

Eurocode 7: Geoteknik – Del 1: Generelle regler

Eurocode 7: Geotechnical design –
Part 1: General rules

DANSK STANDARD
Danish Standards

Kollegievej 6
DK-2920 Charlottenlund
Tel: +45 39 96 61 01
Fax: +45 39 96 61 02
dansk.standard@ds.dk
www.ds.dk

© Dansk Standard - Eftertryk uden tilladelse forbudt

DS/EN 1997-1

København

DS projekt: M222446

ICS: 91.070.70; 93.020

Første del af denne publikations betegnelse er:

DS/EN, hvilket betyder, at det er en europæisk standard, der har status som dansk standard.

Denne publikations overensstemmelse er:

IDT med: EN 1997-1:2004.

DS-publikationen er på dansk og engelsk.

Denne publikation erstatter: DS/EN 1997-1:2005 som kun forelå i engelsksproget version. Der er ikke foretaget ændringer i denne nye udgave, ud over at den danske oversættelse er indføjet.

DS-publikationstyper

Dansk Standard udgiver forskellige publikationstyper.

Typen på denne publikation fremgår af forsiden.

Der kan være tale om:

Dansk standard

- standard, der er udarbejdet på nationalt niveau, eller som er baseret på et andet lands nationale standard, eller
- standard, der er udarbejdet på internationalt og/eller europæisk niveau, og som har fået status som dansk standard

DS-information

- publikation, der er udarbejdet på nationalt niveau, og som ikke har opnået status som standard, eller
- publikation, der er udarbejdet på internationalt og/eller europæisk niveau, og som ikke har fået status som standard, fx en teknisk rapport, eller
- europæisk præstandard

DS-håndbog

- samling af standarder, eventuelt suppleret med informativt materiale

DS-hæfte

- publikation med informativt materiale

Til disse publikationstyper kan endvidere udgives

- tillæg og rettelsesblade

DS-publikationsform

Publikationstyperne udgives i forskellig form som henholdsvis

- fuldtekstpublikation (publikationen er trykt i sin helhed)
- godkendelsesblad (publikationen leveres i kopi med et trykt DS-omslag)
- elektronisk (publikationen leveres på et elektronisk medie)

DS-betegnelse

Alle DS-publikationers betegnelse begynder med DS efterfulgt af et eller flere præfixer og et nr., fx **DS 383, DS/EN 5414** osv. Hvis der efter nr. er angivet et **A** eller **Cor**, betyder det, enten at det er et **tillæg** eller et **rettelsesblad** til hovedstandarden, eller at det er indført i hovedstandarden.

DS-betegnelse angives på forsiden.

Overensstemmelse med anden publikation:

Overensstemmelse kan enten være IDT, EQV, NEQ eller MOD

- **IDT:** Når publikationen er identisk med en given publikation.
- **EQV:** Når publikationen teknisk er i overensstemmelse med en given publikation, men præsentationen er ændret.
- **NEQ:** Når publikationen teknisk eller præsentationsmæssigt ikke er i overensstemmelse med en given standard, men udarbejdet på baggrund af denne.
- **MOD:** Når publikationen er modifieret i forhold til en given publikation.

Kære bruger

Du kan holde dig ajour med den løbende udvikling på eurocode-området via hjemmesiden www.eurocodes.dk, hvor Dansk Standard bl.a. vil oplyse om ændringer til eurocodes, såsom: Tillæg (amendments), rettelsesblade (corrigenda), nationale annekser (NA), vejledninger etc.

På hjemmesiden vil du også kunne finde information om de DS-standardiseringsudvalg, der står bag arbejdet med eurocodes på de enkelte områder.

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1997-1

November 2004

ICS 91.120.20

Supersedes ENV 1997-1:1994

English version

Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules

Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln

This European Standard was approved by CEN on 23 April 2004.

CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration. Up-to-date lists and bibliographical references concerning such national standards may be obtained on application to the Central Secretariat or to any CEN member.

This European Standard exists in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the Central Secretariat has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

Contents

Foreword	5
Section 1 General.....	9
1.1 Scope	9
1.2 Normative references.....	10
1.3 Assumptions.....	11
1.4 Distinction between Principles and Application Rules	11
1.5 Definitions	12
1.6 Symbols	13
Section 2 Basis of geotechnical design	19
2.1 Design requirements.....	19
2.2 Design situations.....	21
2.3 Durability	22
2.4 Geotechnical design by calculation	23
2.5 Design by prescriptive measures.....	35
2.6 Load tests and tests on experimental models	36
2.7 Observational method.....	36
2.8 Geotechnical Design Report.....	36
Section 3 Geotechnical data	38
3.1 General	38
3.2 Geotechnical investigations	38
3.3 Evaluation of geotechnical parameters.....	39
3.4 Ground Investigation Report.....	47
Section 4 Supervision of construction, monitoring and maintenance.....	49
4.1 General	49
4.2 Supervision	49
4.3 Checking ground conditions.....	51
4.4 Checking construction.....	52
4.5 Monitoring	53
4.6 Maintenance.....	54
Section 5 Fill, dewatering, ground improvement and reinforcement.....	55
5.1 General	55
5.2 Fundamental requirements	55
5.3 Fill construction	55
5.4 Dewatering	59
5.5 Ground improvement and reinforcement.....	60
Section 6 Spread foundations	61
6.1 General	61
6.2 Limit states	61
6.3 Actions and design situations	61
6.4 Design and construction considerations	61
6.5 Ultimate limit state design	62
6.6 Serviceability limit state design	65
6.7 Foundations on rock; additional design considerations	67
6.8 Structural design of spread foundations	68
6.9 Preparation of the subsoil	68
Section 7 Pile foundations	70
7.1 General	70
7.2 Limit states	70
7.3 Actions and design situations	70

Indholdsfortegnelse

	Side
Forord	5
Kapitel 1 Generelt	9
1.1 Emne	9
1.2 Normative referencer.....	10
1.3 Forudsætninger	11
1.4 Forskel mellem normtekst og vejledningstekst	11
1.5 Definitioner.....	12
1.6 Symboler	13
Kapitel 2 Geoteknisk projekteringsgrundlag	19
2.1 Projekteringskrav	19
2.2 Projekteringstilfælde	21
2.3 Holdbarhed.....	22
2.4 Geoteknisk dimensionering ved beregning	23
2.5 Dimensionering ud fra erfaringsregler.....	35
2.6 Belastningsforsøg og modelforsøg	36
2.7 Observationsmetode	36
2.8 Den geotekniske projekteringsrapport	36
Kapitel 3 Geotekniske data.....	38
3.1 Generelt	38
3.2 Geotekniske undersøgelser	38
3.3 Fastsættelse af geotekniske parametre	39
3.4 Den geotekniske undersøgelsesrapport	47
Kapitel 4 Tilsyn med udførelse, overvågning og vedligeholdelse	49
4.1 Generelt	49
4.2 Tilsyn	49
4.3 Kontrol af jordbundsforhold	51
4.4 Kontrol af udførelse.....	52
4.5 Overvågning.....	53
4.6 Vedligeholdelse	54
Kapitel 5 Opfyldning, afvanding, grundforbedring og -forstærkning.....	55
5.1 Generelt	55
5.2 Grundlæggende krav	55
5.3 Opfyldning.....	55
5.4 Afvanding	59
5.5 Grundforbedring og -forstærkning	60
Kapitel 6 Direkte fundering	61
6.1 Generelt	61
6.2 Grænsetilstande	61
6.3 Laster og projekteringstilfælde.....	61
6.4 Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn	61
6.5 Beregning af brudgrænsetilstand	62
6.6 Beregning af anvendelsesgrænsetilstand	65
6.7 Fundamenter på fjeld; andre dimensioneringshensyn	67
6.8 Beregning af fundamentskonstruktion.....	68
6.9 Forberedelse af råjorden	68
Kapitel 7 Pælefundering	70
7.1 Generelt	70
7.2 Grænsetilstande	70
7.3 Laster og projekteringstilfælde.....	70

7.4	Design methods and design considerations	72
7.5	Pile load tests	74
7.6	Axially loaded piles	76
7.7	Transversely loaded piles	86
7.8	Structural design of piles	88
7.9	Supervision of construction	88
Section 8	Anchorage.....	91
8.1	General.....	91
8.2	Limit states	92
8.3	Design situations and actions	92
8.4	Design and construction considerations	93
8.5	Ultimate limit state design	94
8.6	Serviceability limit state design	95
8.7	Suitability tests	95
8.8	Acceptance tests	96
8.9	Supervision and monitoring.....	96
Section 9	Retaining structures	97
9.1	General.....	97
9.2	Limit states	97
9.3	Actions, geometrical data and design situations.....	98
9.4	Design and construction considerations	101
9.5	Determination of earth pressures.....	102
9.6	Water pressures	105
9.7	Ultimate limit state design	105
9.8	Serviceability limit state design	109
Section 10	Hydraulic failure	111
10.1	General.....	111
10.2	Failure by uplift	112
10.3	Failure by heave	114
10.4	Internal erosion.....	114
10.5	Failure by piping	115
Section 11	Overall stability	117
11.1	General.....	117
11.2	Limit states	117
11.3	Actions and design situations.....	117
11.4	Design and construction considerations	118
11.5	Ultimate limit state design	119
11.6	Serviceability limit state design	121
11.7	Monitoring.....	121
Section 12	Embankments.....	123
12.1	General.....	123
12.2	Limit states	123
12.3	Actions and design situations.....	123
12.4	Design and construction considerations	124
12.5	Ultimate limit state design	125
12.6	Serviceability limit state design	126
12.7	Supervision and monitoring.....	126
Annex A (normative) Partial and correlation factors for ultimate limit states and recommended values	128	
Annex B (informative) Background information on partial factors for Design Approaches 1, 2 and 3	138	
Annex C (informative) Sample procedures to determine limit values of earth pressures on vertical walls.....	141	
Annex D (informative) A sample analytical method for bearing resistance calculation	156	

7.4	Dimensioneringsmetoder og dimensioneringshensyn.....	72
7.5	Pælebelastningsforsøg.....	74
7.6	Aksialbelastede pæle	76
7.7	Tværbelastede pæle.....	86
7.8	Beregning af pælekonstruktion	88
7.9	Tilsyn med udførelsen	88
Kapitel 8	Forankringer	91
8.1	Generelt	91
8.2	Grænsetilstande	92
8.3	Dimensioneringstilstande og laster	92
8.4	Dimensionerings- og udførelsesmæssige hensyn.....	93
8.5	Beregning af brudgrænsetilstand	94
8.6	Beregning af anvendelsesgrænsetilstand	95
8.7	Egnethedsforsøg	95
8.8	Godkendelsesprøvning	96
8.9	Tilsyn og overvågning	96
Kapitel 9	Støttekonstruktioner.....	97
9.1	Generelt	97
9.2	Grænsetilstande	97
9.3	Laster, geometriske data og projekteringstilfælde	98
9.4	Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn.....	101
9.5	Bestemmelse af jordtryk.....	102
9.6	Vandtryk.....	105
9.7	Beregning af brudgrænsetilstand	105
9.8	Beregning af anvendelsesgrænsetilstand	109
Kapitel 10	Hydraulisk brud.....	111
10.1	Generelt	111
10.2	Brud ved løftning	112
10.3	Brud ved hævning	114
10.4	Indre erosion	114
10.5	Brud ved piping	115
Kapitel 11	Totalstabilitet	117
11.1	Generelt	117
11.2	Grænsetilstande	117
11.3	Laster og projekteringstilfælde.....	117
11.4	Dimensionerings- og udførelsesmæssige hensyn.....	118
11.5	Beregning af brudgrænsetilstand	119
11.6	Beregning af anvendelsesgrænsetilstand	121
11.7	Overvågning.....	121
Kapitel 12	Dæmninger	123
12.1	Generelt	123
12.2	Grænsetilstande	123
12.3	Laster og projekteringstilfælde.....	123
12.4	Projekterings- og udførelsesmæssige hensyn.....	124
12.5	Projektering i brudgrænsetilstand.....	125
12.6	Projektering i anvendelsesgrænsetilstand	126
12.7	Tilsyn og overvågning	126
Anneks A (normativt) Partialkoefficienter og korrelationsfaktorer for brudgrænsetilstande og anbefalede værdier	128	
Anneks B (informativt) Baggrundsinformation for partialkoefficienter for dimensioneringsmetode 1, 2 og 3	138	
Anneks C (informativt) Eksempel på procedurer til bestemmelse af grænseværdier for jordtryk på lodrette vægge.....	141	
Anneks D (informativt) Eksempel på analytisk metode til bæreevneberegning	156	

Annex E (informative) A sample semi-empirical method for bearing resistance estimation.....	160
Annex F (informative) Sample methods for settlement evaluation.....	161
Annex G (informative) A sample method for deriving presumed bearing resistance for spread foundations on rock	163
Annex H (informative) Limiting values of structural deformation and foundation movement.....	165
Annex J (informative) Checklist for construction supervision and performance monitoring.....	167

Anneks E (informativt) Eksempel på halv-empirisk metode til vurdering af bæreevne	160
Anneks F (informativt) Eksempler på metoder til sætningsberegning	161
Anneks G (informativt) Eksempel på metode til bestemmelse af anslået bæreevne for fundamenter på fjeld.....	163
Anneks H (informativt) Grænseværdier for deformation af konstruktion samt fundamentsbevægelse	165
Anneks J (informativt) Tjekliste for tilsyn med udførelsen og løbende kontrolmålinger	167

Foreword

This document (EN 1997-1) has been prepared by Technical Committee CEN/TC250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI. CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes.

This European Standard shall be given the status of a national standard, either by publication of an identical text, or by endorsement, at the latest by **May 2005** and conflicting national standards shall be withdrawn by **March 2010**.

This document supersedes ENV 1997-1:1994.

According to the CEN/CENELEC Internal Regulations, the national standards organizations of the following countries are bound to implement this European Standard: Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.

Background to the Eurocode programme

In 1975, the Commission of the European Community decided on an action programme in the field of construction, based on article 95 of the Treaty. The objective of the programme was the elimination of technical obstacles to trade and the harmonisation of technical specifications.

Within this action programme, the Commission took the initiative to establish a set of harmonised technical rules for the design of construction works which, in a first stage, would serve as an alternative to the national rules in force in the Member States and, ultimately, would replace them.

For fifteen years, the Commission, with the help of a Steering Committee with Representatives of Member States, conducted the development of the Eurocodes programme, which led to the first generation of European codes in the 1980s.

In 1989, the Commission and the Member States of the EU and EFTA decided, on the basis of an agreement¹ between the Commission and CEN, to transfer the preparation and the publication of the Eurocodes to CEN through a series of Mandates, in order to provide them with a future status of European Standard (EN). This links *de facto* the Eurocodes with the provisions of all the Council's Directives and/or Commissions Decisions dealing with European standards (e.g. the Council Directive 89/106/EEC on construction products - CPD - and Council Directives 93/37/EEC, 92/50/EEC and 89/440/EEC on public works and services and equivalent EFTA Directives initiated in pursuit of setting up the internal market).

The Structural Eurocode programme comprises the following standards generally consisting of a number of Parts:

EN 1990	Eurocode :	Basis of Structural Design
EN 1991	Eurocode 1:	Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2:	Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3:	Design of steel structures

¹ Agreement between the Commission of the European Communities and the European Committee for Standardisation (CEN) concerning the work on EUROCODES for the design of building and civil engineering works (BC/CEN/03/89).

Forord

Dette dokument (EN 1997-1:2004) er udarbejdet af teknisk komité CEN/TC 250, Structural Eurocodes, der har engelsk sekretariat (BSI). CEN/TC 250 har ansvaret for alle eurocodes for bærende konstruktioner.

Denne europæiske standard skal have status som national standard, enten ved at der udgives en identisk tekst eller ved formel godkendelse senest i **maj 2005**, og modstridende nationale standarder skal være trukket tilbage senest i **marts 2010**.

Dette dokument erstatter ENV 1997-1:1994.

I henhold til CEN/CENELEC's interne regler er de nationale standardiseringsorganisationer i følgende lande forpligtet til at implementere denne europæiske standard: Belgien, Cypern, Danmark, Estland, Finland, Frankrig, Grækenland, Holland, Irland, Island, Italien, Letland, Litauen, Luxembourg, Malta, Norge, Polen, Portugal, Schweiz, Slovakiet, Slovenien, Spanien, Storbritannien, Sverige, Tjekkiet, Tyskland, Ungarn og Østrig.

Baggrund for eurocodeprogrammet

I 1975 besluttede Kommissionen for de Europæiske Fællesskaber at igangsætte et handlingsprogram på bygge- og anlægsområdet på grundlag af traktatens artikel 95. Formålet med programmet var at fjerne tekniske handelshindringer og at harmonisere tekniske specifikationer.

Inden for dette handlingsprogram tog Kommissionen initiativ til at fastlægge et sæt harmoniserede tekniske regler for projektering af bygværker, der i første omgang skulle tjene som et alternativ til de gældende regler i medlemslandene og senere erstatte dem. Med støtte fra en styrekomité med repræsentanter fra medlemslandene varetog Kommissionen i 15 år udviklingen af eurocodeprogrammet, der førte til den første generation af europæiske byggestandarder i 1980'erne.

I 1989 besluttede Kommissionen og medlemslandene i EU og EFTA, på grundlag af en aftale¹ mellem Kommissionen og CEN, at overdrage udarbejdelsen og offentliggørelsen af eurocodes til CEN gennem en række mandater med det formål at give disse eurocodes en fremtidig status som europæisk standard (EN). Dette forbinde *de facto* eurocodes med de bestemmelser i alle rådets direktiver og/eller Kommissionens beslutninger, der vedrører europæiske standarder (fx Rådets Direktiv 89/106/EØF om byggevarer og Rådets Direktiv 93/37/EØF, 92/50/EØF og 89/440/EØF om offentlige bygge- og anlægsarbejder samt tilsvarende EFTA-direktiver igangsat med henblik på etableringen af det indre marked).

Eurocodeprogrammet for bærende konstruktioner omfatter følgende standarder, der som hovedregel består af et antal dele:

EN 1990	Eurocode:	Basis of Structural Design
EN 1991	Eurocode 1:	Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2:	Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3:	Design of steel structures

¹ Aftale mellem Europa-Kommissionen og Den Europæiske Komite for Standardisering, CEN, om udarbejdelsen af Eurocodes for projektering af bygge- og anlægsarbejder (BC/CEN/03/89).

EN 1994	Eurocode 4:	Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5:	Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6:	Design of masonry structures
EN 1997	Eurocode 7:	Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8:	Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocode 9:	Design of aluminium structures

Eurocode standards recognise the responsibility of regulatory authorities in each Member State and have safeguarded their right to determine values related to regulatory safety matters at national level where these continue to vary from State to State.

Status and field of application of Eurocodes

The Member States of the EU and EFTA recognise that Eurocodes serve as reference documents for the following purposes:

- as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement N°1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement N°2 – Safety in case of fire;
- as a basis for specifying contracts for construction works and related engineering services;
- as a framework for drawing up harmonised technical specifications for construction products (ENs and ETAs)

The Eurocodes, as far as they concern the construction works themselves, have a direct relationship with the Interpretative Documents² referred to in Article 12 of the CPD, although they are of a different nature from harmonised product standards³. Therefore, technical aspects arising from the Eurocodes work need to be adequately considered by CEN Technical Committees and/or EOTA Working Groups working on product standards with a view to achieving full compatibility of these technical specifications with the Eurocodes.

The Eurocode standards provide common structural design rules for everyday use for the design of whole structures and component products of both a traditional and an innovative nature. Unusual forms of construction or design conditions are not specifically covered and additional expert consideration will be required by the designer in such cases.

2 According to Art. 3.3 of the CPD, the essential requirements (ERs) shall be given concrete form in interpretative documents for the creation of the necessary links between the essential requirements and the mandates for harmonised ENs and ETAGs/ETAs.

3 According to Art. 12 of the CPD the interpretative documents shall :

- a) give concrete form to the essential requirements by harmonising the terminology and the technical bases and indicating classes or levels for each requirement where necessary ;
- b) indicate methods of correlating these classes or levels of requirement with the technical specifications, e.g. methods of calculation and of proof, technical rules for project design, etc. ;
- c) serve as a reference for the establishment of harmonised standards and guidelines for European technical approvals.

The Eurocodes, *de facto*, play a similar role in the field of the ER 1 and a part of ER 2.

- EN 1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures
 EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures
 EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures
 EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design
 EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
 EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures

Eurocodes anerkender det ansvar, som myndighederne i hvert medlemsland har, og har sikret deres ret til at fastsætte værdier med relation til sikkerhedsforhold i forskrifter på nationalt niveau, hvor disse værdier fortsat er forskellige fra medlemsland til medlemsland.

Status samt gyldighedsområde for eurocodes

Medlemslandene i EU og EFTA anerkender, at eurocodes anvendes som referencedokumenter til følgende formål:

- som et middel til at påvise bygge- og anlægsarbejdernes overensstemmelse med de væsentlige krav i Rådets Direktiv 89/106/EØF, i særdeleshed væsentligt krav nr. 1 – Mekanisk modstandsevne og stabilitet – og væsentligt krav nr. 2 – Brandsikring
- som grundlag for at udforme kontrakter for bygværker og tilhørende anlægsopgaver
- som ramme for udarbejdelsen af harmoniserede tekniske specifikationer for byggevarer (EN'er og ETA'er).

I det omfang eurocodes omhandler selve bygværket, har de en direkte sammenhæng med de basisdokumenter², der henvises til i artikel 12 i Byggevaredirektivet, skønt de adskiller sig fra harmoniserede produktstandarder³. Derfor er det nødvendigt, at CEN's tekniske komiteer og/eller EOTA's arbejdsgrupper, der beskæftiger sig med produktstandarder, tager tilstrækkeligt hensyn til de tekniske aspekter, som fremkommer i forbindelse med arbejdet med eurocodes, med det formål at der opnås fuldstændig overensstemmelse mellem disse tekniske specifikationer og eurocodes.

Eurocodes fastlægger fælles regler for projektering af bærende konstruktioner til almindelig brug ved projektering af bygværker og komponenter både af traditionel og nyskabende art. Usædvanlige bygningsformer eller projekteringsbetingelser er ikke omfattet specifikt, og det vil i sådanne tilfælde være nødvendigt for den projekterende at rådføre sig med eksperter.

² I henhold til art. 3.3 i Byggevaredirektivet skal de væsentlige krav (ER) udmøntes konkret i form af basisdokumenter for etableringen af den nødvendige forbindelse mellem de væsentlige krav og manderne for harmoniserede EN'er og ETAG'er/ETA'er.

³ I henhold til art. 12 i Byggevaredirektivet skal basisdokumenterne:

- a) præcisere de væsentlige krav, idet de harmoniserer terminologien og de tekniske grundlag og anfører klasser eller niveauer for hvert enkelt krav, når dette er nødvendigt
- b) anvise fremgangsmåder for påvisning af den indbyrdes sammenhæng mellem disse klasser eller niveauer af krav og de tekniske specifikationer: fx beregnings- og påvisningsmetoder, tekniske konstruktionsregler, mm
- c) tages i betragtning ved udarbejdelse af harmoniserede standarder og retningslinjer for den europæiske tekniske godkendelse.

Eurocodes spiller *de facto* en lignende rolle på området omfattet af væsentlige krav ER 1 og en del af væsentlige krav ER 2.

National Standards implementing Eurocodes

The National Standards implementing Eurocodes will comprise the full text of the Eurocode (including any annexes), as published by CEN, which may be preceded by a National title page and National foreword, and may be followed by a National annex.

The National annex may only contain information on those parameters, which are left open in the Eurocode for national choice, known as Nationally Determined Parameters, to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the country concerned, i.e. :

- values and/or classes where alternatives are given in the Eurocode,
- values to be used where a symbol only is given in the Eurocode,
- country specific data (geographical, climatic), e.g. snow map,
- the procedure to be used where alternative procedures are given in the Eurocode.

It may also contain:

- decisions on the application of informative annexes,
- references to non-contradictory complementary information to assist the user to apply the Eurocode.

Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products

There is a need for consistency between the harmonised technical specifications for construction products and the technical rules for works⁴. Furthermore, all the information accompanying the CE Marking of the construction products, which refer to Eurocodes should clearly mention which Nationally Determined Parameters have been taken into account.

Additional information specific to Eurocode 7

EN 1997-1 gives design guidance and actions for geotechnical design of buildings and civil engineering works.

EN 1997-1 is intended for clients, designers, contractors and public authorities.

EN 1997-1 is intended to be used with EN 1990 and EN 1991 to EN 1999.

In using EN 1997-1 in practice, particular regard should be paid to the underlying assumptions and conditions given in 1.3.

The 12 sections of EN 1997-1 are complemented by 1 normative and 8 informative annexes.

National annex for EN 1997-1

This standard gives alternative procedures and recommended values with notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1997-1 should have a National annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

⁴ see Art.3.3 and Art.12 of the CPD, as well as clauses 4.2, 4.3.1, 4.3.2 and 5.2 of ID 1.

Nationale standarder, der implementerer eurocodes

De nationale standarder, der implementerer eurocodes, vil indeholde eurocodens tekst i sin helhed (med annekser), som den er offentliggjort af CEN, og der kan foran være en national forside og et nationalt forord og til sidst et nationalt annekts.

Det nationale annekts må kun indeholde oplysninger om de parametre, for hvilke der i eurocoden er givet mulighed for national valgfrihed, kaldet nationalt bestemte parametre, der skal anvendes ved projektering af bygge- og anlægsarbejder til konstruktionen i det pågældende land fx:

- værdier og/eller klasser, hvor eurocoden indeholder alternativer
- værdier, der skal anvendes, hvor der kun er angivet et symbol i eurocode
- landespecifikke data (geografiske, klimatiske, osv.) fx snekort
- de fremgangsmåder, der skal følges, hvis der er angivet alternative fremgangsmåder i Eurocode.

Det kan også indeholde:

- beslutninger om anvendelsen af informative annekser
- henvisninger til ikke-modstridende supplerende oplysninger, der er en hjælp for brugeren af eurocoden.

Sammenhæng mellem eurocodes og harmoniserede tekniske specifikationer (EN'er og ETA'er) for produkter

Der er behov for overensstemmelse mellem de harmoniserede tekniske specifikationer for byggevarer og de tekniske regler for bygværker⁴. Desuden bør alle de oplysninger, der ledsager byggevarernes CE-mærkning, og som henviser til eurocodes, tydeligt angive, hvilke nationalt bestemte parametre der er anvendt.

Yderligere oplysninger, der er specifikke for EN 1997-1

EN 1997-1 giver regler og laster for geoteknisk dimensionering af bygge- og anlægsarbejder.

EN 1997-1 er beregnet for bygherrer, projekterende, entreprenører og relevante myndigheder.

EN 1997-1 skal anvendes sammen med EN 1990 og EN 1991 til EN 1999.

Ved praktisk anvendelse af EN 1997-1 skal der tages særligt hensyn til de antagelser og betingelser, der er anført i 1.3.

De 12 kapitler i EN 1997-1 suppleres af 1 normativt og 8 informative annekser.

Nationalt annekts for EN 1997-1

Denne standard indeholder alternative fremgangsmåder, værdier og klassifikationsvejledning samt noter, der angiver, hvor det kan være nødvendigt at træffe nationale valg. Derfor indeholder den nationale standard til implementering af EN 1997-1 et nationalt annekts med alle de nationalt bestemte parametre, der skal anvendes ved projektering af bygge- og anlægsarbejder til udførelse i det pågældende land.

⁴ se art. 3.3 og art. 12 i Byggevaredirektivet, samt 4.2, 4.3.2 og 5.2 i basisdokument 1.

National choice is allowed in EN 1997-1 through the following paragraphs:

- 2.1(8)P, 2.4.6.1(4)P, 2.4.6.2(2)P, 2.4.7.1(2)P, 2.4.7.1(3), 2.4.7.2(2)P, 2.4.7.3.2(3)P, 2.4.7.3.3(2)P, 2.4.7.3.4.1(1)P, 2.4.7.4(3)P, 2.4.7.5(2)P, 2.4.8(2), 2.4.9(1)P, 2.5(1), 7.6.2.2(8)P, 7.6.2.2(14)P, 7.6.2.3(4)P, 7.6.2.3(5)P, 7.6.2.3(8), 7.6.2.4(4)P, 7.6.3.2(2)P, 7.6.3.2(5)P, 7.6.3.3(3)P, 7.6.3.3(4)P, 7.6.3.3(6), 8.5.2(2)P, 8.5.2(3), 8.6(4), 11.5.1(1)P

and the following clauses in annex A:

- A.2
- A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6,
- A.4
- A.5

Nationalt valg er ifølge EN 1997-1 tilladt i:

- 2.1(8)P, 2.4.6.1(4)P, 2.4.6.2(2)P, 2.4.7.1(2)P, 2.4.7.1(3), 2.4.7.2(2)P, 2.4.7.3.2(3)P, 2.4.7.3.3(2)P, 2.4.7.3.4.1(1)P, 2.4.7.4(3)P, 2.4.7.5(2)P, 2.4.8(2), 2.4.9(1)P, 2.5(1), 7.6.2.2(8)P, 7.6.2.2(14)P, 7.6.2.3(4)P, 7.6.2.3(5)P, 7.6.2.3(8), 7.6.2.4(4)P, 7.6.3.2(2)P, 7.6.3.2(5)P, 7.6.3.3(3)P, 7.6.3.3(4)P, 7.6.3.3(6), 8.5.2(2)P, 8.5.2(3), 8.6(4), 11.5.1(1)P

og følgende paragraffer i anneks A:

- A.2
- A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6,
- A.4
- A.5

Section 1 General

1.1 Scope

1.1.1 Scope of EN 1997

(1) EN 1997 is intended to be used in conjunction with EN 1990:2002, which establishes the principles and requirements for safety and serviceability, describes the basis of design and verification and gives guidelines for related aspects of structural reliability.

(2) EN 1997 is intended to be applied to the geotechnical aspects of the design of buildings and civil engineering works. It is subdivided into various separate parts (see 1.1.2 and 1.1.3).

(3) EN 1997 is concerned with the requirements for strength, stability, serviceability and durability of structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

(4) Numerical values of actions on buildings and civil engineering works to be taken into account in design are provided in EN 1991 for the various types of construction. Actions imposed by the ground, such as earth pressures, shall be calculated according to the rules of EN 1997.

(5) Separate European Standards are intended to be used to treat matters of execution and workmanship. They are denoted in the relevant sections.

(6) In EN 1997 execution is covered to the extent that is necessary to comply with the assumptions of the design rules.

(7) EN 1997 does not cover the special requirements of seismic design. EN 1998 provides additional rules for geotechnical seismic design, which complete or adapt the rules of this Standard.

1.1.2 Scope of EN 1997-1

(1) EN 1997-1 is intended to be used as a general basis for the geotechnical aspects of the design of buildings and civil engineering works.

(2) The following subjects are dealt with in EN 1997-1:

Section 1: General

Section 2: Basis of geotechnical design

Section 3: Geotechnical data

Section 4: Supervision of construction, monitoring and maintenance

Section 5: Fill, dewatering, ground improvement and reinforcement

Section 6: Spread foundations

Section 7: Pile foundations

Section 8: Anchorages

Section 9: Retaining structures

Kapitel 1 Generelt

1.1 Emne

1.1.1 *Emne 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 dimensineringsreglerne.

(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 for EN 1997-1*

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

(2) Følgende emner behandles i EN 1997-1:

Kapitel 1: Generelt

Kapitel 2: Geoteknisk projekteringsgrundlag

Kapitel 3: Geotekniske data

Kapitel 4: Tilsyn ved udførelse, overvågning og vedligeholdelse

Kapitel 5: Opfyldning, afvanding, grundforbedring og -forstærkning

Kapitel 6: Direkte fundering

Kapitel 7: Pælefundering

Kapitel 8: Forankringer

Kapitel 9: Støttekonstruktioner

Section 10: Hydraulic failure

Section 11: Overall stability

Section 12: Embankments

(3) EN 1997-1 is accompanied by Annexes A to J, which provide:

- in A: recommended partial safety factor values; different values of the partial factors may be set by the National annex;
- in B to J: supplementary informative guidance such as internationally applied calculation methods.

1.1.3 Further Parts of EN 1997

(1) EN 1997-1 is supplemented by EN 1997-2 that provides requirements for the performance and evaluation of field and laboratory testing.

1.2 Normative references

(1) This European Standard incorporates by dated or undated reference, provisions from other publications. These normative references are cited at the appropriate places in the text and the publications are listed hereafter. For dated references, subsequent amendments to or revisions of any of these publications apply to this European Standard only when incorporated in it by amendment or revision. For undated references the latest edition of the publication referred to applies (including amendments).

NOTE The Eurocodes were published as European Prestandards. The following European Standards which are published or in preparation are cited in normative clauses

EN 1990:2002	Eurocode: Basis of structural design
EN 1991	Eurocode 1 Actions on structures
EN 1991-4	Eurocode 1 Actions on structures - Part 4 Actions in silos and tanks
EN 1992	Eurocode 2 Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3 Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5 Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6 Design of masonry structures
EN 1997-2	Eurocode 7 Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing
EN 1998	Eurocode 8 Design of structures for earth quake resistance
EN 1999	Eurocode 9 Design of aluminium and aluminium alloy structures
EN 1536:1999	Execution of special geotechnical work: Bored piles
EN 1537:1999	Execution of special geotechnical work; Ground anchors
EN 12063:1999	Execution of special geotechnical work; Sheet-pile walls

Kapitel 10: Hydraulisk brud

Kapitel 11: Totalstabilitet

Kapitel 12: Dæmninger

(3) EN 1997-1 suppleres med annekserne A til J, der indeholder:

- A: anbefalede værdier for partialkoefficienter: andre værdier for partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale aneks;
- B til J: supplerende informative vejledninger som fx internationalt anvendte beregningsmetoder.

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 laboratorieforsøg.

1.2 Normative referencer

(1) Denne europæiske standard omfatter, som daterede eller udaterede referencer, bestemmelser fra andre publikationer. Disse normative referencer er anført de relevante steder i teksten, og publikationerne er nævnt nedenfor. Når daterede referencer ændres eller revideres, vil ændringen eller revisionen ikke gælde for denne standard, medmindre der udgives et tillæg eller en revideret udgave. For udaterede referencer gælder den nyeste udgave af den pågældende publikation (med tillæg).

NOTE – Eurocodes er publiceret som europæiske præstandarer. Følgende europæiske standarder, der er udgivet eller under udarbejdelse, citeres i normative paragraffer:

EN 1990:2002	Eurocode: Basis of structural design
EN 1991	Eurocode 1 Actions on structures
EN 1991-4	Eurocode 1 Actions on structures - Part 4: Actions in silos and tanks
EN 1992	Eurocode 2 Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3 Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5 Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6 Design of masonry structures
EN 1997-2	Eurocode 7 Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing
EN 1998	Eurocode 8 Design of structures for earth quake resistance
EN 1999	Eurocode 9 Design of aluminium and aluminium alloy structures
EN 1536:1999	Execution of special geotechnical work: Bored piles
EN 1537:1999	Execution of special geotechnical work; Ground anchors
EN 12063:1999	Execution of special geotechnical work; Sheet-pile walls

EN 12699:2000	Execution of special geotechnical work; Displacement piles
EN 14199	Execution of special geotechnical works – Micropiles
EN-ISO 13793: 2001	Thermal performance of buildings – Thermal design of foundations to avoid frost heave

1.3 Assumptions

- (1) Reference is made to 1.3 of EN 1990:2002.
- (2) The provisions of this standard are based on the assumptions given below:
 - data required for design are collected, recorded and interpreted by appropriately qualified personnel;
 - structures are designed by appropriately qualified and experienced personnel;
 - adequate continuity and communication exist between the personnel involved in data-collection, design and construction;
 - adequate supervision and quality control are provided in factories, in plants, and on site;
 - execution is carried out according to the relevant standards and specifications by personnel having the appropriate skill and experience;
 - construction materials and products are used as specified in this standard or in the relevant material or product specifications;
 - the structure will be adequately maintained to ensure its safety and serviceability for the designed service life;
 - the structure will be used for the purpose defined for the design.

(3) These assumptions need to be considered both by the designer and the client. To prevent uncertainty, compliance with them should be documented, e.g. in the geotechnical design report.

1.4 Distinction between Principles and Application Rules

- (1) Depending on the character of the individual clauses, distinction is made in EN 1997-1 between Principles and Application Rules.
- (2) The Principles comprise:
 - general statements and definitions for which there is no alternative;
 - requirements and analytical models for which no alternative is permitted unless specifically stated.
- (3) The Principles are preceded by the letter P.
- (4) The Application Rules are examples of generally recognised rules, which follow the Principles and satisfy their requirements.
- (5) It is permissible to use alternatives to the Application Rules given in this standard, provided it is shown that the alternative rules accord with the relevant Principles and are at least

EN 12699:2000	Execution of special geotechnical work; Displacement piles
EN 14199	Execution of special geotechnical works – Micropiles
EN-ISO 13793: 2001	Thermal performance of buildings – Thermal design of foundations to avoid frost heave

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 indsamlies, noteres og fortolkes af velkvalificerede medarbejdere
- konstruktioner projekteres af velkvalificerede og erfarte 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 erfarte 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.

equivalent with regard to the structural safety, serviceability and durability, which would be expected when using the Eurocodes.

NOTE If an alternative design rule is submitted for an application rule, the resulting design cannot be claimed to be wholly in accordance with EN 1997-1, although the design will remain in accordance with the Principles of EN 1997-1. When EN 1997-1 is used in respect of a property listed in an Annex Z of a product standard or an ETAG, the use of an alternative design rule may not be acceptable for CE marking.

(6) In EN 1997-1, the Application rules are identified by a number in brackets e.g. as in this clause.

1.5 Definitions

1.5.1 Definitions common to all Eurocodes

(1) The definitions common to all Eurocodes are given in EN 1990:2002, 1.5.

1.5.2 Definitions specific for EN 1997-1

1.5.2.1

geotechnical action

action transmitted to the structure by the ground, fill, standing water or ground-water

NOTE Definition taken from EN 1990:2002

1.5.2.2

comparable experience

documented or other clearly established information related to the ground being considered in design, involving the same types of soil and rock and for which similar geotechnical behaviour is expected, and involving similar structures. Information gained locally is considered to be particularly relevant

1.5.2.3

ground

soil, rock and fill in place prior to the execution of the construction works;

1.5.2.4

structure

organised combination of connected parts, including fill placed during execution of the construction works, designed to carry loads and provide adequate rigidity

NOTE Definition derived from EN 1990:2002

1.5.2.5

derived value

value of a geotechnical parameter obtained by theory, correlation or empiricism from test results

1.5.2.6

stiffness

material resistance against deformation

1.5.2.7

resistance

capacity of a component, or cross-section of a component of a structure to withstand actions without mechanical failure e.g. resistance of the ground, bending resistance, buckling resistance, tensile resistance

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. Når EN 1997-1 anvendes for en egenskab, der er angivet i annekts Z af en produktstandard eller ETAG, er denne alternative dimensioneringsregel måske ikke acceptabel for CE-mærkning.

(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 derived from EN 1990:2002

1.6 Symbols

(1) For the purpose of EN 1997-1 the following symbols apply.

Latin letters

A'	effective base area
A_b	base area under pile
A_c	total base area under compression
$A_{s;i}$	pile shaft surface area in layer i
a_d	design value of geometrical data
a_{nom}	nominal value of geometrical data
Δa	change made to nominal geometrical data for particular design purposes
b	width of a foundation.
b'	effective width of a foundation
C_d	limiting design value of the effect of an action
c	cohesion intercept
c'	cohesion intercept in terms of effective stress
c_u	undrained shear strength
$c_{u;d}$	design value of undrained shear strength
d	embedment depth;
E_d	design value of the effect of actions
$E_{stb;d}$	design value of the effect of stabilising actions
$E_{dst;d}$	design value of the effect of destabilising actions
$F_{c;d}$	design axial compression load on a pile or a group of piles
F_d	design value of an action
F_k	characteristic value of an action
F_{rep}	representative value of an action
$F_{t;d}$	design axial tensile load on a tensile pile or a group of tensile piles

NOTE – Definition fra EN 1990:2002

1.6 Symboletter

(1) Følgende symboler gælder for EN 1997-1.

Latinske bogstaver

A'	effektivt fundamentsareal
A_b	fundamentsareal under pæl
A_c	totalt fundamentsareal under trykpåvirkning
$A_{s;i}$	overfladeareal af pæl i lag i
a_d	regningsmæssig værdi af geometriske data
a_{nom}	nominel værdi af geometriske data
Δa	ændring af nominelle geometriske data til specielle beregningsformål
b	fundamentsbredde
b'	effektiv fundamentsbredde
C_d	regningsmæssig grænseværdi af en lastvirkning
c	kohæsion
c'	kohæsion i form af effektiv spænding
c_u	udrænet forskydningsstyrke
$c_{u;d}$	regningsmæssig værdi af udrænet forskydningsstyrke
d	funderingsdybde
E_d	regningsmæssig værdi af virkningen af laster
$E_{stb;d}$	regningsmæssig værdi af virkningen af stabiliserende laster
$E_{dst;d}$	regningsmæssig værdi af virkningen af destabiliserende laster
$F_{c;d}$	regningsmæssig aksial tryklast på en pæl eller en pælegruppe
F_d	regningsmæssig lastværdi
F_k	karakteristisk lastværdi
F_{rep}	repræsentativ lastværdi
$F_{t;d}$	regningsmæssig aksial træklast på en pæl eller pælegruppe

$F_{tr;d}$	design value of the transverse load on a pile or a pile foundation
$G_{dst;d}$	design value of the destabilising permanent actions for uplift verification
$G'_{stb;d}$	design value of the stabilising permanent vertical actions for uplift verification
$G'_{stb;d}$	design value of the stabilising permanent vertical actions for heave verification (submerged weight)
H	horizontal load, or component of total action acting parallel to the foundation base
H_d	design value of H
h	height of a wall
h	water level for hydraulic heave
h'	height of a soil prism for verifying hydraulic heave
$h_{w;k}$	characteristic value of the hydrostatic water head at the bottom of a soil prism
K_0	coefficient of earth pressure at rest
$K_{0;\beta}$	coefficient of earth pressure at rest for a retained earth surface inclined at angle β to the horizontal
k	ratio $\delta_d/\varphi_{cv;d}$
l	foundation length;
l'	effective foundation length
n	number of e.g. piles or test profiles
P	load on an anchorage
P_d	design value of P
P_p	proof load in a suitability test of a grouted anchorage
$Q_{dst;d}$	design value of the destabilising variable vertical actions for uplift verification
$q_{b;k}$	characteristic value of base resistance pressure
$q_{s;i;k}$	characteristic value of shaft friction in stratum i
R_a	anchorage pull-out resistance
$R_{a;d}$	design value of R_a
$R_{a;k}$	characteristic value of R_a
$R_{b;cal}$	pile base resistance, calculated from ground test results, at the ultimate limit state

$F_{tr;d}$	regningsmæssig værdi af tværlast på en pæl eller et pælefundament
$G_{dst;d}$	regningsmæssig værdi af de destabiliserende permanente kræfter til eftervisning af løftning
$G_{stb;d}$	regningsmæssig værdi af de stabiliserende permanente kræfter til eftervisning af løftning
$G'_{stb;d}$	regningsmæssig værdi af de stabiliserende lodrette kræfter til eftervisning af hævning (neddykket vægt)
H	vandret last eller komponent af total last parallel med fundamentsunderkant
H_d	regningsmæssig værdi af H
h	væghøjde
h	vandspejl for hydraulisk hævning
h'	højde af et jordprisme til eftervisning af hydraulisk hævning
h_{wk}	karakteristisk værdi af hydrostatisk vandtryk i bunden af et jordprisme
K_0	hviletrykskoefficient
$K_{0;\beta}$	hviletrykskoefficient, hvor jordoverfladen hælder vinklen β med vandret
k	forholdet $\delta_d / \rho_{cv;d}$
l	fundamentslængde
l'	effektiv fundamentslængde
n	antal
P	last på en forankring
P_d	regningsmæssig værdi af P
P_p	prøvelast i et egnethedsforsøg på en injiceret forankring
$Q_{dst;d}$	regningsmæssig værdi af destabiliserende variable lodrette laster til eftervisning af løftning
$q_{b;k}$	karakteristisk værdi af spidsmodstand
$q_{s;i;k}$	karakteristisk værdi af overflademodstand i lag i
R_a	udtrækningsmodstand for anker
$R_{a;d}$	regningsmæssig værdi af R_a
$R_{a;k}$	karakteristisk værdi af R_a
$R_{b;cal}$	pælespidsmodstand i brudgrænsetilstanden, beregnet ud fra jordparametre (geostatisk beregning)

$R_{b;d}$	design value of the base resistance of a pile
$R_{b;k}$	characteristic value of the base resistance of a pile
R_c	compressive resistance of the ground against a pile, at the ultimate limit state
$R_{c;cal}$	calculated value of R_c
$R_{c;d}$	design value of R_c
$R_{c;k}$	characteristic value of R_c
$R_{c;m}$	measured value of R_c in one or several pile load tests
R_d	design value of the resistance to an action
$R_{p;d}$	design value of the resisting force caused by earth pressure on the side of a foundation
$R_{s;d}$	design value of the shaft resistance of a pile
$R_{s;cal}$	ultimate shaft friction, calculated using ground parameters from test results
$R_{s;k}$	characteristic value of the shaft resistance of a pile
R_t	ultimate tensile resistance of an isolated pile
$R_{t;d}$	design value of the tensile resistance of a pile or of a group of piles, or of the structural tensile resistance of an anchorage
$R_{t;k}$	characteristic value of the tensile resistance of a pile or a pile group
$R_{t;m}$	measured tensile resistance of an isolated pile in one or several pile load tests
R_{tr}	resistance of a pile to transverse loads
$R_{tr;d}$	design resistance of transversally loaded pile
$S_{dst;d}$	design value of the destabilising seepage force in the ground
$S_{dst;k}$	characteristic value of the destabilising seepage force in the ground
s	settlement
s_0	immediate settlement
s_1	settlement caused by consolidation
s_2	settlement caused by creep (secondary settlement)
T_d	design value of total shearing resistance that develops around a block of ground in which a group of tension piles is placed, or on the part of the structure in contact with the ground
u	pore-water pressure

$R_{b;d}$	regningsmæssig værdi af pælespidsmodstand
$R_{b;k}$	karakteristisk værdi af pælespidsmodstand
R_c	jordens trykmodstand mod en pæl i brudgrænsetilstanden
$R_{c;ber}$	beregnet værdi af R_c
$R_{c;d}$	regningsmæssig værdi af R_c
$R_{c;k}$	karakteristisk værdi af R_c
$R_{c;m}$	målt værdi af R_c i ét eller flere pælebelastningsforsøg
R_d	regningsmæssig værdi af modstanden mod en påvirkning
$R_{p;d}$	regningsmæssig værdi af modstanden forårsaget af jordtryk på en fundamentsside
$R_{s;d}$	regningsmæssig værdi af overlademodstand for en pæl
$R_{s;ber}$	brudværdi af overladefriktion, beregnet ud fra jordparametre (geostatisk beregning)
$R_{s;k}$	karakteristisk værdi af overlademodstand for en pæl
R_t	brudværdi af trækmodstand for en isoleret pæl
$R_{t;d}$	regningsmæssig værdi af trækmodstanden for en pæl eller pælegruppe eller trækbæreevnen af et an-kermaterialet
$R_{t;k}$	karakteristisk værdi af trækmodstanden for en pæl eller en pælegruppe
$R_{t;m}$	målt trækmodstand af isoleret pæl i én eller flere pælebelastningsforsøg
R_{tr}	pæls bæreevne ved tværbelastning
$R_{tr;d}$	regningsmæssig bæreevne af tværbelastet pæl
$S_{dst;d}$	regningsmæssig værdi af destabiliserende strømkræfter i jorden
$S_{dst;k}$	karakteristisk værdi af destabiliserende strømkræfter i jorden
s	sætning
s_0	initialsætning
s_1	konsolideringssætning
s_2	krybningssætning (sekundær sætning)
T_d	regningsmæssig værdi af total forskydningsmodstand, der udvikles omkring en jordblok, hvor en grup-pe af trækbelastede pæle er placeret, eller på den del af en konstruktion, der er i kontakt med jord
u	porevandstryk

$u_{dst;d}$	design value of destabilising total pore-water pressure
V	vertical load, or component of the total action acting normal to the foundation base
V_d	design value of V
V'_d	design value of the effective vertical action or component of the total action acting normal to the foundation base
$V_{dst;d}$	design value of the destabilising vertical action on a structure
$V_{dst;k}$	characteristic value of the destabilising vertical action on a structure
X_d	design value of a material property
X_k	characteristic value of a material property
z	vertical distance

Greek letters

α	inclination of a foundation base to the horizontal
β	slope angle of the ground behind a wall (upward positive)
δ	structure-ground interface friction angle
δ_d	design value of δ
γ	weight density
γ'	effective weight density
γ_a	partial factor for anchorages
$\gamma_{a;p}$	partial factor for permanent anchorages
$\gamma_{a;t}$	partial factor for temporary anchorages
γ_b	partial factor for the base resistance of a pile
γ_c	partial factor for the effective cohesion
γ_{cu}	partial factor for the undrained shear strength
γ_E	partial factor for the effect of an action
γ_f	partial factor for actions, which takes account of the possibility of unfavourable deviations of the action values from the representative values
γ_F	partial factor for an action
γ_G	partial factor for a permanent action

$u_{dst;d}$	regningsmæssig værdi af destabiliserende porevandstryk
V	lodret last, eller total lastkomponent vinkelret på fundamentsunderkant
V_d	regningsmæssig værdi af V
V_d'	regningsmæssig værdi af den effektive lodrette last eller lastkomponent vinkelret på fundamentsunderkant
$V_{dst;d}$	regningsmæssig værdi af den destabiliserende lodrette last på en konstruktion
$V_{dst;k}$	karakteristisk værdi af den destabiliserende lodrette last på en konstruktion
X_d	regningsmæssig værdi af materialeegenskab
X_k	karakteristisk værdi af materialeegenskab
z	lodret afstand

Græske symboler

α	hældning af fundamentsunderkant med vandret
β	jordens hældningsvinkel bag en væg (positiv opad)
δ	frikitionsvinkel i grænsefladen mellem konstruktion og jord
δ_d	regningsmæssig værdi af δ
γ	rumvægt
γ'	effektiv rumvægt
γ_a	partialkoefficient for forankringer
$\gamma_{a;p}$	partialkoefficient for permanente forankringer
$\gamma_{a;t}$	partialkoefficient for midlertidige forankringer
γ_b	partialkoefficient for spidsmodstand for pæl
γ_c'	partialkoefficient for effektiv kohæsion
γ_{cu}	partialkoefficient for udrænet forskydningsstyrke
γ_E	partialkoefficient for lastvirkning
γ_f	partialkoefficient for last, der tager hensyn til lastværdierne ugunstige afvigelser fra de repræsentative værdier
γ_F	partialkoefficient for last
γ_G	partialkoefficient for permanent last

$\gamma_{G;dst}$	partial factor for a permanent destabilising action
$\gamma_{G;stb}$	partial factor for a permanent stabilising action
γ_m	partial factor for a soil parameter (material property)
$\gamma_{m;i}$	partial factor for a soil parameter in stratum <i>i</i>
γ_M	partial factor for a soil parameter (material property), also accounting for model uncertainties
γ_Q	partial factor for a variable action
γ_{qu}	partial factor for unconfined strength
γ_R	partial factor for a resistance
$\gamma_{R;d}$	partial factor for uncertainty in a resistance model
$\gamma_{R;e}$	partial factor for earth resistance
$\gamma_{R;h}$	partial factor for sliding resistance
$\gamma_{R;v}$	partial factor for bearing resistance
γ_s	partial factor for shaft resistance of a pile
$\gamma_{s;d}$	partial factor for uncertainties in modelling the effects of actions
$\gamma_{Q;dst}$	partial factor for a destabilising action causing hydraulic failure
$\gamma_{Q;stb}$	partial factor for a stabilising action against hydraulic failure
$\gamma_{s;t}$	partial factor for tensile resistance of a pile
γ_t	partial factor for total resistance of a pile
γ_w	weight density of water
γ_ϕ	partial factor for the angle of shearing resistance ($\tan \phi$)
γ_γ	partial factor for weight density
θ	direction angle of H
ξ	correlation factor depending on the number of piles tested or of profiles of tests
ξ_a	correlation factor for anchorages
$\xi_1; \xi_2$	correlation factors to evaluate the results of static pile load tests

$\gamma_{G;dst}$	partialkoefficient for permanent destabiliserende last
$\gamma_{G;stb}$	partialkoefficient for permanent stabiliserende last
γ_m	partialkoefficient for jordparameter (materialeegenskab)
$\gamma_{m;i}$	partialkoefficient for jordparameter i lag i
γ_M	partialkoefficient for jordparameter (materialeegenskab), der også tager hensyn til modelusikkerheder
γ_Q	partialkoefficient for variabel last
γ_{qu}	partialkoefficient for trykstyrke ved simpelt trykforsøg
γ_R	partialkoefficient for modstand
$\gamma_{R;d}$	partialkoefficient for usikkerhed i bæreevnemodel
$\gamma_{R;e}$	partialkoefficient for jordmodstand
$\gamma_{R;h}$	partialkoefficient for glidningsmodstand
$\gamma_{R;v}$	partialkoefficient for bæreevne
γ_s	partialkoefficient for overflademodstand for pæl
$\gamma_{s;d}$	partialkoefficient for usikkerheder ved modellering af lastvirkning
$\gamma_{Q;dst}$	partialkoefficient for destabiliserende last, der forårsager hydraulisk brud
$\gamma_{Q;stb}$	partialkoefficient for stabiliserende last, der modvirker hydraulisk brud
$\gamma_{s;t}$	partialkoefficient for pæls trækmodstand
γ_t	partialkoefficient for total pælemodstand
γ_w	rumvægt af vand
$\gamma_{\varphi'}$	partialkoefficient for friktionsvinkel ($\tan \varphi'$)
γ_ξ	partialkoefficient for rumvægt
θ	retningsvinkel for H
ξ	korrelationsfaktor afhængig af antal testede pæle eller testprofiler
ξ_a	korrelationsfaktor for forankringer
$\xi_1; \xi_2$	korrelationsfaktorer til udeledning af resultater af statiske pælebelastningsforsøg

ξ_3 ; ξ_4	correlation factors to derive the pile resistance from ground investigation results, not being pile load tests.
ξ_5 ; ξ_6	correlation factors to derive the pile resistance from dynamic impact tests
ψ	factor for converting the characteristic value to the representative value
$\sigma_{\text{stb},d}$	design value of stabilising total vertical stress
$\sigma'_{h,0}$	horizontal component of effective earth pressure at rest
$\sigma(z)$	stress normal to a wall at depth z
$\tau(z)$	stress tangential to a wall at depth z
ϕ'	angle of shearing resistance in terms of effective stress
ϕ_{cv}	critical state angle of shearing resistance
$\phi_{cv,d}$	design value of ϕ_{cv}
ϕ'_d	design value of ϕ'

Abbreviations

CFA Continuous flight auger piles

OCR over-consolidation ratio

NOTE 1 The symbols commonly used in all Eurocodes are defined in EN 1990:2002

NOTE 2 The notation of the symbols used is based on ISO 3898:1997.

(2) For geotechnical calculations, the following units or their multiples are recommended:

— force	kN
— mass	kg
— moment	kNm
— mass density	kg/m ³
— weight density	kN/m ³
— stress, pressure, strength and stiffness	kPa
— coefficient of permeability	m/s
— coefficient of consolidation	m ² /s

$\xi_3; \xi_4$	korrelationsfaktorer til udledning af pælemodstand ud fra resultater af jordbundsundersøgelser (dvs. geostatisk beregning), der ikke er pælebelastningsforsøg
$\xi_5; \xi_6$	korrelationsfaktorer til udledning af pælemodstand ud fra dynamiske stødforsøg
ψ	faktor til konvertering af karakteristisk værdi til repræsentativ værdi
$\sigma_{\text{stb};d}$	regningsmæssig værdi af stabiliserende lodret totalspænding
$\sigma'_{h;0}$	vandret komposant af effektivt hviletryk
$\sigma(z)$	spænding vinkelret på en væg i dybden z
$\tau(z)$	spænding tangentIELT med en væg i dybden z
φ'	effektiv friktionsvinkel
φ_{cv}	kritisk friktionsvinkel
$\varphi_{cv;d}$	regningsmæssig værdi af φ_{cv}
φ'_d	regningsmæssig værdi af φ'

Forkortelser

CFA kontinuerlige flight auger pæle

OCR overkonsolideringsgrad

NOTE 1 – Symboler, der er generelle for alle eurocodes, er defineret i EN 1990:2002

NOTE 2 – Symbolnotation er baseret på ISO 3898:1997.

(2) Følgende enheder og deres multipla anbefales i geotekniske beregninger:

– kraft	kN
– masse	kg
– moment	kNm
– densitet	kg/m ³
– rumvægt	kN/m ³
– spænding, tryk, styrke og stivhed	kPa
– permeabilitetskoefficient	m/s
– konsolideringskoefficient	m ² /s

Section 2 Basis of geotechnical design

2.1 Design requirements

(1)P For each geotechnical design situation it shall be verified that no relevant limit state, as defined in EN 1990:2002, is exceeded.

(2) When defining the design situations and the limit states, the following factors should be considered:

- site conditions with respect to overall stability and ground movements;
- nature and size of the structure and its elements, including any special requirements such as the design life;
- conditions with regard to its surroundings (e.g.: neighbouring structures, traffic, utilities, vegetation, hazardous chemicals);
- ground conditions;
- ground-water conditions;
- regional seismicity;
- influence of the environment (hydrology, surface water, subsidence, seasonal changes of temperature and moisture).

(3) Limit states can occur either in the ground or in the structure or by combined failure in the structure and the ground.

(4) Limit states should be verified by one or a combination of the following:

- use of calculations as described in 2.4;
- adoption of prescriptive measures, as described in 2.5;
- experimental models and load tests, as described in 2.6;
- an observational method, as described in 2.7.

(5) In practice, experience will often show which type of limit state will govern the design and the avoidance of other limit states may be verified by a control check.

(6) Buildings should normally be protected against the penetration of ground-water or the transmission of vapour or gases to their interiors.

(7) If practicable, the design results should be checked against comparable experience.

(8)P In order to establish minimum requirements for the extent and content of geotechnical investigations, calculations and construction control checks, the complexity of each geotechnical design shall be identified together with the associated risks. In particular, a distinction shall be made between:

- light and simple structures and small earthworks for which it is possible to ensure that the minimum requirements will be satisfied by experience and qualitative geotechnical investigations, with negligible risk;
- other geotechnical structures.

Kapitel 2 Geoteknisk projekteringsgrundlag

2.1 Projekteringskrav

(1)P For hvert geoteknisk projekteringstilfælde 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 projekteringstilfælde og grænsetilstande:

- byggepladsforhold med hensyn til generel stabilitet og bevægelse af jorden
- art og størrelse af konstruktionen og dens elementer, inklusive eventuelle specialekrav 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 minimumskrav 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.

NOTE The manner in which these minimum requirements are satisfied may be given in the National annex.

(9) For structures and earthworks of low geotechnical complexity and risk, such as defined above, simplified design procedures may be applied.

(10) To establish geotechnical design requirements, three Geotechnical Categories, 1, 2 and 3, may be introduced.

(11) A preliminary classification of a structure according to Geotechnical Category should normally be performed prior to the geotechnical investigations. The category should be checked and changed, if necessary, at each stage of the design and construction process.

(12) The procedures of higher categories may be used to justify more economic designs, or if the designer considers them to be appropriate.

(13) The various design aspects of a project can require treatment in different Geotechnical Categories. It is not required to treat the whole of the project according to the highest of these categories.

(14) Geotechnical Category 1 should only include small and relatively simple structures:

- for which it is possible to ensure that the fundamental requirements will be satisfied on the basis of experience and qualitative geotechnical investigations;
- with negligible risk.

(15) Geotechnical Category 1 procedures should be used only where there is negligible risk in terms of overall stability or ground movements and in ground conditions, which are known from comparable local experience to be sufficiently straightforward. In these cases the procedures may consist of routine methods for foundation design and construction.

(16) Geotechnical Category 1 procedures should be used only if there is no excavation below the water table or if comparable local experience indicates that a proposed excavation below the water table will be straightforward.

(17) Geotechnical Category 2 should include conventional types of structure and foundation with no exceptional risk or difficult soil or loading conditions

(18) Designs for structures in Geotechnical Category 2 should normally include quantitative geotechnical data and analysis to ensure that the fundamental requirements are satisfied.

(19) Routine procedures for field and laboratory testing and for design and execution may be used for Geotechnical Category 2 designs.

NOTE The following are examples of conventional structures or parts of structures complying with Geotechnical Category 2:

- spread foundations;
- raft foundations;
- pile foundations;
- walls and other structures retaining or supporting soil or water;
- excavations;
- bridge piers and abutments;

NOTE – Måden, hvorpå disse minimumskrav er overholdt, kan være angivet i det nationale annex.

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

(15) Geoteknisk kategori 1 bør kun anvendes, hvor der er minimal risiko i relation til totalstabilitet eller jordbundsbevægelser samt for jordbundsforhold, der fra sammenlignelig lokal erfaring vides at være tilstrækkeligt ukomplicerede. I disse tilfælde kan fremgangsmåden være rutinemæssige metoder til dimensionering af fundering og konstruktion.

(16) Geoteknisk kategori 1 vil kun være tilstrækkelig, hvis der ikke er udgravninger under grundvandsspejlet, eller hvis sammenlignelig lokal erfaring viser, at en foreslægt udgraving under grundvandsspejlet vil være ukompliceret.

(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.

(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

- embankments and earthworks;
- ground anchors and other tie-back systems;
- tunnels in hard, non-fractured rock and not subjected to special water tightness or other requirements.

(20) Geotechnical Category 3 should include structures or parts of structures, which fall outside the limits of Geotechnical Categories 1 and 2.

(21) Geotechnical Category 3 should normally include alternative provisions and rules to those in this standard.

NOTE Geotechnical Category 3 includes the following examples:

- very large or unusual structures;
- structures involving abnormal risks, or unusual or exceptionally difficult ground or loading conditions;
- structures in highly seismic areas;
- structures in areas of probable site instability or persistent ground movements that require separate investigation or special measures.

2.2 Design situations

(1)P Both short-term and long-term design situations shall be considered.

(2) In geotechnical design, the detailed specifications of design situations should include, as appropriate:

- the actions, their combinations and load cases;
- the general suitability of the ground on which the structure is located with respect to overall stability and ground movements;
- the disposition and classification of the various zones of soil, rock and elements of construction, which are involved in any calculation model;
- dipping bedding planes;
- mine workings, caves or other underground structures;
- in the case of structures resting on or near rock:
 - interbedded hard and soft strata;
 - faults, joints and fissures;
 - possible instability of rock blocks;
 - solution cavities, such as swallow holes or fissures filled with soft material, and continuing solution processes;
- the environment within which the design is set, including the following:
 - effects of scour, erosion and excavation, leading to changes in the geometry of the ground surface;
 - effects of chemical corrosion;

- 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.

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 bortsyning, erosion og udgraving, der medfører ændringer i jordoverfladens geometri
 - virkninger af kemisk korrosion

- effects of weathering;
- effects of freezing;
- effects of long duration droughts;
- variations in ground-water levels, including, e.g. the effects of dewatering, possible flooding, failure of drainage systems, water exploitation;
- the presence of gases emerging from the ground;
- other effects of time and environment on the strength and other properties of materials; e.g. the effect of holes created by animal activities;
- earthquakes;
- ground movements caused by subsidence due to mining or other activities;
- the sensitivity of the structure to deformations;
- the effect of the new structure on existing structures, services and the local environment.

2.3 Durability

(1)P At the geotechnical design stage, the significance of environmental conditions shall be assessed in relation to durability and to enable provisions to be made for the protection or adequate resistance of the materials.

(2) In designing for durability of materials used in the ground, the following should be considered:

a) for concrete:

- aggressive agents in the ground-water or in the ground or fill material, such as acids or sulfate salts;

b) for steel:

- chemical attack where foundation elements are buried in ground that is sufficiently permeable to allow the percolation of ground-water and oxygen;
- corrosion on the faces of sheet pile walls exposed to free water, particularly in the mean water level zone;
- the pitting type of corrosive attack on steel embedded in fissured or porous concrete, particularly for rolled steel where the mill scale, acting as a cathode, promotes electrolytic action with the scale-free surface acting as an anode;

c) for timber:

- fungi and aerobic bacteria in the presence of oxygen;

d) for synthetic fabrics:

- the ageing effects of UV exposure or ozone degradation or the combined effects of temperature and stress, and secondary effects due to chemical degradation.

(3) Reference should be made to durability provisions in construction materials standards.

- 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 fundamentselementerne 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 middelvandspejlszoneren
 - 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 valsehudsfrø 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 ozonnedbydning 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 Geotechnical design by calculation

2.4.1 General

(1)P Design by calculation shall be in accordance with the fundamental requirements of EN 1990:2002 and with the particular rules of this standard. Design by calculation involves:

- actions, which may be either imposed loads or imposed displacements, e.g. from ground movements;
- properties of soils, rocks and other materials;
- geometrical data;
- limiting values of deformations, crack widths, vibrations etc.;
- calculation models.

(2) It should be considered that knowledge of the ground conditions depends on the extent and quality of the geotechnical investigations. Such knowledge and the control of workmanship are usually more significant to fulfilling the fundamental requirements than is precision in the calculation models and partial factors.

(3)P The calculation model shall describe the assumed behaviour of the ground for the limit state under consideration.

(4)P If no reliable calculation model is available for a specific limit state, analysis of another limit state shall be carried out using factors to ensure that exceeding the specific limit state considered is sufficiently improbable. Alternatively, design by prescriptive measures, experimental models and load tests, or the observational method, shall be performed.

(5) The calculation model may consist of any of the following:

- an analytical model;
- a semi-empirical model;
- a numerical model.

(6)P Any calculation model shall be either accurate or err on the side of safety.

(7) A calculation model may include simplifications.

(8) If needed, a modification of the results from the model may be used to ensure that the design calculation is either accurate or errs on the side of safety.

(9) If the modification of the results makes use of a model factor, it should take account of the following:

- the range of uncertainty in the results of the method of analysis;
- any systematic errors known to be associated with the method of analysis.

(10)P If an empirical relationship is used in the analysis, it shall be clearly established that it is relevant for the prevailing ground conditions.

(11) Limit states involving the formation of a mechanism in the ground should be readily checked using a calculation model. For limit states defined by deformation considerations, the deformations should be evaluated by calculation as described in 2.4.8, or otherwise assessed.

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, revnevædder, 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 opfylde 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 Many calculation models are based on the assumption of a sufficiently ductile performance of the ground/structure system. A lack of ductility, however, will lead to an ultimate limit state characterised by sudden collapse.

(12) Numerical methods can be appropriate if compatibility of strains or the interaction between the structure and the soil at a limit state are considered.

(13) Compatibility of strains at a limit state should be considered. Detailed analysis, allowing for the relative stiffness of structure and ground, may be needed in cases where a combined failure of structural members and the ground could occur. Examples include raft foundations, laterally loaded piles and flexible retaining walls. Particular attention should be paid to strain compatibility for materials that are brittle or that have strain-softening properties.

(14) In some problems, such as excavations supported by anchored or strutted flexible walls, the magnitude and distribution of earth pressures, internal structural forces and bending moments depend to a great extent on the stiffness of the structure, the stiffness and strength of the ground and the state of stress in the ground.

(15) In these problems of ground-structure interaction, analyses should use stress-strain relationships for ground and structural materials and stress states in the ground that are sufficiently representative, for the limit state considered, to give a safe result.

2.4.2 Actions

(1)P The definition of actions shall be taken from EN 1990:2002. The values of actions shall be taken from EN 1991, where relevant.

(2)P The values of geotechnical actions to be used shall be selected, since they are known before a calculation is performed; they may change during that calculation.

NOTE Values of geotechnical actions may change during the course of calculation. In such cases they will be introduced as a first estimate to start the calculation with a preliminary, known value.

(3)P Any interaction between the structure and the ground shall be taken into account when determining the actions to be adopted in the design.

(4) In geotechnical design, the following should be considered for inclusion as actions:

- the weight of soil, rock and water;
- stresses in the ground;
- earth pressures and ground-water pressure;
- free water pressures, including wave pressures;
- ground-water pressures;
- seepage forces;
- dead and imposed loads from structures;
- surcharges;
- mooring forces;
- removal of load or excavation of ground;
- traffic loads;

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 forde en genberegnung 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
- jord- og grundvandstryk
- vandtryk i frit vand, inklusive bølgetryk
- strømkræfter
- egenlast og nyttelast fra konstruktioner
- overfladelaster
- fortøjningskræfter
- fjernelse af last eller udgraving af jord
- trafiklast

- movements caused by mining or other caving or tunnelling activities;
- swelling and shrinkage caused by vegetation, climate or moisture changes;
- movements due to creeping or sliding or settling ground masses;
- movements due to degradation, dispersion, decomposition, self-compaction and solution;
- movements and accelerations caused by earthquakes, explosions, vibrations and dynamic loads;
- temperature effects, including frost action;
- ice loading;
- imposed pre-stress in ground anchors or struts;
- downdrag.

(5)P Consideration shall be given to the possibility of variable actions occurring both jointly and separately.

(6)P The duration of actions shall be considered with reference to time effects in the material properties of the soil, especially the drainage properties and compressibility of fine-grained soils.

(7)P Actions, which are applied repeatedly, and actions with variable intensity shall be identified for special consideration with regard to, e.g. continuing movements, liquefaction of soils, change of ground stiffness and strength.

(8)P Actions that produce a dynamic response in the structure and the ground shall be identified for special consideration.

(9)P Actions in which ground- and free-water forces predominate shall be identified for special consideration with regard to deformations, fissuring, variable permeability and erosion.

NOTE Unfavourable (or destabilising) and favourable (or stabilising) permanent actions may in some situations be considered as coming from a single source. If they are considered so, a single partial factor may be applied to the sum of these actions or to the sum of their effects.

2.4.3 Ground properties

(1)P Properties of soil and rock masses, as quantified for design calculations by geotechnical parameters, shall be obtained from test results, either directly or through correlation, theory or empiricism, and from other relevant data.

(2)P Values obtained from test results and other data shall be interpreted appropriately for the limit state considered.

(3)P Account shall be taken of the possible differences between the ground properties and geotechnical parameters obtained from test results and those governing the behaviour of the geotechnical structure.

(4) The differences to which 2.4.3(3)P refers can be due to the following factors:

- many geotechnical parameters are not true constants but depend on stress level and mode of deformation;

- bevægelser hidrørende fra minedrift eller andre udgravningsaktiviter 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, ekslosioner, 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 udleses fra forsøgsresultater, enten direkte eller ved korrelation, teori eller empiriske metoder og fra andre relevante data.

(2)P Værdier 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

- soil and rock structure (e.g. fissures, laminations, or large particles) that may play a different role in the test and in the geotechnical structure;
- time effects;
- the softening effect of percolating water on soil or rock strength;
- the softening effect of dynamic actions;
- the brittleness or ductility of the soil and rock tested;
- the method of installation of the geotechnical structure;
- the influence of workmanship on artificially placed or improved ground;
- the effect of construction activities on the properties of the ground.

(5) When establishing values of geotechnical parameters, the following should be considered:

- published and well recognised information relevant to the use of each type of test in the appropriate ground conditions;
- the value of each geotechnical parameter compared with relevant published data and local and general experience;
- the variation of the geotechnical parameters that are relevant to the design;
- the results of any large scale field trials and measurements from neighbouring constructions;
- any correlations between the results from more than one type of test;
- any significant deterioration in ground material properties that may occur during the lifetime of the structure.

(6)P Calibration factors shall be applied where necessary to convert laboratory or field test results according to EN 1997-2 into values that represent the behaviour of the soil and rock in the ground, for the actual limit state, or to take account of correlations used to obtain derived values from the test results.

2.4.4 Geometrical data

(1)P The level and slope of the ground surface, water levels, levels of interfaces between strata, excavation levels and the dimensions of the geotechnical structure shall be treated as geometrical data.

2.4.5 Characteristic values

2.4.5.1 Characteristic and representative values of actions

(1)P Characteristic and representative values of actions shall be derived in accordance with EN 1990:2002 and the various parts of EN 1991.

- 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 Characteristic values of geotechnical parameters

(1)P The selection of characteristic values for geotechnical parameters shall be based on results and derived values from laboratory and field tests, complemented by well-established experience.

(2)P The characteristic value of a geotechnical parameter shall be selected as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state.

(3)P The greater variance of c' compared to that of $\tan\phi'$ shall be considered when their characteristic values are determined.

(4)P The selection of characteristic values for geotechnical parameters shall take account of the following:

- geological and other background information, such as data from previous projects;
- the variability of the measured property values and other relevant information, e.g. from existing knowledge;
- the extent of the field and laboratory investigation;
- the type and number of samples;
- the extent of the zone of ground governing the behaviour of the geotechnical structure at the limit state being considered;
- the ability of the geotechnical structure to transfer loads from weak to strong zones in the ground.

(5) Characteristic values can be lower values, which are less than the most probable values, or upper values, which are greater.

(6)P For each calculation, the most unfavourable combination of lower and upper values of independent parameters shall be used.

(7) The zone of ground governing the behaviour of a geotechnical structure at a limit state is usually much larger than a test sample or the zone of ground affected in an in situ test. Consequently the value of the governing parameter is often the mean of a range of values covering a large surface or volume of the ground. The characteristic value should be a cautious estimate of this mean value.

(8) If the behaviour of the geotechnical structure at the limit state considered is governed by the lowest or highest value of the ground property, the characteristic value should be a cautious estimate of the lowest or highest value occurring in the zone governing the behaviour.

(9) When selecting the zone of ground governing the behaviour of a geotechnical structure at a limit state, it should be considered that this limit state may depend on the behaviour of the supported structure. For instance, when considering a bearing resistance ultimate limit state for a building resting on several footings, the governing parameter should be the mean strength over each individual zone of ground under a footing, if the building is unable to resist a local failure. If, however, the building is stiff and strong enough, the governing parameter should be the mean of these mean values over the entire zone or part of the zone of ground under the building.

(10) If statistical methods are employed in the selection of characteristic values for ground properties, such methods should differentiate between local and regional sampling and should allow the use of a priori knowledge of comparable ground properties.

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 middelstyrken af det individuelle 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) If statistical methods are used, the characteristic value should be derived such that the calculated probability of a worse value governing the occurrence of the limit state under consideration is not greater than 5%.

NOTE In this respect, a cautious estimate of the mean value is a selection of the mean value of the limited set of geotechnical parameter values, with a confidence level of 95%; where local failure is concerned, a cautious estimate of the low value is a 5% fractile.

(12)P When using standard tables of characteristic values related to soil investigation parameters, the characteristic value shall be selected as a very cautious value.

2.4.5.3 Characteristic values of geometrical data

(1)P Characteristic values of the levels of ground and ground-water or free water shall be measured, nominal or estimated upper or lower levels.

(2) Characteristic values of levels of ground and dimensions of geotechnical structures or elements should usually be nominal values.

2.4.6 Design values

2.4.6.1 Design values of actions

(1)P The design value of an action shall be determined in accordance with EN 1990:2002.

(2)P The design value of an action (F_d) shall either be assessed directly or shall be derived from representative values using the following equation:

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

with

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

(3)P Appropriate values of γ shall be taken from EN 1990:2002.

(4)P The partial factor γ_F for persistent and transient situations defined in Annex A shall be used in equation (2.1a).

NOTE 1 The values of the partial factors may be set by the National annex.

NOTE 2 The recommended values in Annex A indicate the appropriate level of safety for conventional designs.

(5) If design values of geotechnical actions are assessed directly, the values of the partial factors recommended in Annex A should be used as a guide to the required level of safety.

(6)P When dealing with ground-water pressures for limit states with severe consequences (generally ultimate limit states), design values shall represent the most unfavourable values that could occur during the design lifetime of the structure. For limit states with less severe consequences (generally serviceability limit states), design values shall be the most unfavourable values which could occur in normal circumstances.

(7) In some cases extreme water pressures complying with 1.5.3.5 of EN 1990:2002, may be treated as accidental actions.

(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 vandspejl 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:

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

hvor

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

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

(4)P Partialkoefficienten γ_F for vedvarende og midlertidige situationer defineret i anneks A skal benyttes i ligning (2.1a).

NOTE 1 – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale anneks.

NOTE 2 – De anbefalede værdier i anneks A angiver et passende sikkerhedsniveau for konventionelle projekter.

(5) Hvis de regningsmæssige værdier for geotekniske laster fastsættes direkte, bør de i anneks A anbefalede værdier for partialkoefficienterne benyttes som vejledende for det krævede sikkerhedsniveau.

(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) Design values of ground-water pressures may be derived either by applying partial factors to characteristic water pressures or by applying a safety margin to the characteristic water level in accordance with 2.4.4(1)P and 2.4.5.3(1)P.

(9) The following features, which may affect the water pressures should be considered:

- the level of the free water surface or the ground-water table;
- the favourable or unfavourable effects of drainage, both natural and artificial, taking account of its future maintenance;
- the supply of water by rain, flood, burst water mains or other means;
- changes of water pressures due to the growth or removal of vegetation.

(10) Consideration should be given to unfavourable water levels that may be caused by changes in the water catchment and reduced drainage due to blockage, freezing or other causes.

(11) Unless the adequacy of the drainage system can be demonstrated and its maintenance ensured, the design ground-water table should be taken as the maximum possible level, which may be the ground surface.

2.4.6.2 Design values of geotechnical parameters

(1)P Design values of geotechnical parameters (X_d) shall either be derived from characteristic values using the following equation:

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

or shall be assessed directly.

(2)P The partial factor γ_M for persistent and transient situations defined in Annex A shall be used in equation (2.2).

NOTE 1 The values of the partial factors may be set by the National annex.

NOTE 2 The recommended values in Annex A indicate the minimum level of safety for conventional designs.

(3) If design values of geotechnical parameters are assessed directly, the values of the partial factors recommended in Annex A should be used as a guide to the required level of safety.

2.4.6.3 Design values of geometrical data

(1) The partial action and material factors (γ_F and γ_M) include an allowance for minor variations in geometrical data and, in such cases, no further safety margin on the geometrical data should be required.

(2)P In cases where deviations in the geometrical data have a significant effect on the reliability of a structure, design values of geometrical data (a_d) shall either be assessed directly or be derived from nominal values using the following equation (see 6.3.4 of EN 1990:2002):

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

for which values of Δa are given in 6.5.4(2) and 9.3.2.2

(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 og midlertidige situationer som defineret i annex A skal benyttes i ligning (2.2).

NOTE 1 – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annex.

NOTE 2 – De anbefalede værdier i annex A angiver det minimale sikkerhedsniveau for konventionelle dimensioneringstilstande.

(3) Hvis de regningsmæssige værdier for geotekniske parametre fastsættes direkte, bør de i annex A anbefalede værdier for partialkoefficienterne benyttes som vejledende for det krævede sikkerhedsniveau.

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 Design values of structural properties

(1)P The design strength properties of structural materials and the design resistances of structural elements shall be calculated in accordance with EN 1992 to EN 1996 and EN 1999.

2.4.7 Ultimate Limit States

2.4.7.1 General

(1)P Where relevant, it shall be verified that the following limit states are not exceeded:

- loss of equilibrium of the structure or the ground, considered as a rigid body, in which the strengths of structural materials and the ground are insignificant in providing resistance (EQU);
- internal failure or excessive deformation of the structure or structural elements, including e.g. footings, piles or basement walls, in which the strength of structural materials is significant in providing resistance (STR);
- failure or excessive deformation of the ground, in which the strength of soil or rock is significant in providing resistance (GEO);
- loss of equilibrium of the structure or the ground due to uplift by water pressure (buoyancy) or other vertical actions (UPL);
- hydraulic heave, internal erosion and piping in the ground caused by hydraulic gradients (HYD).

NOTE Limit state GEO is often critical to the sizing of structural elements involved in foundations or retaining structures and sometimes to the strength of structural elements.

(2)P The partial factors in persistent and transient situations defined in Annex A shall be used.

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The tables in Annex A give the recommended values.

(3) All values of partial factors for actions or the effects of actions in accidental situations should normally be taken equal to 1,0. All values of partial factors for resistances should then be selected according to the particular circumstances of the accidental situation.

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex.

(4) More severe values than those recommended in Annex A should be used in cases of abnormal risk or unusual or exceptionally difficult ground or loading conditions.

(5) Less severe values than those recommended in Annex A may be used for temporary structures or transient design situations, where the likely consequences justify it.

(6) When calculating the design value of the resistance, (R_d), or the design value of the effect of actions, (E_d), model factors, ($\gamma_{R;d}$) or ($\gamma_{S;d}$) respectively, may be introduced to ensure that the results of the design calculation model are either accurate or err on the safe side.

2.4.7.2 Verification of static equilibrium

(1)P When considering a limit state of static equilibrium or of overall displacements of the structure or ground (EQU), it shall be verified that:

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

2.4.6.4 Regningsmæssige værdier for konstruktionmaterialers 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 hævning, indre erosion og piping i jorden forårsaget af hydrauliske graderenter.

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 og midlertidige situationer defineret i annex A skal benyttes.

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annex. Tabellerne i annex A viser de anbefaede værdier.

(3) Alle værdier af partialkoefficienter for last eller lastvirkning i ulykkestilstande bør normalt sættes til 1,0. Alle værdier af partialkoefficienter for modstand bør derfor vælges efter de særlige omstændigheder for ulykkestilstanden.

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annex.

(4) Der bør anvendes mere konservative værdier end anbefalet i annex A i tilfælde af usædvanlig risiko eller usædvanligt vanskelige jordbunds- eller belastningsforhold.

(5) Der kan anvendes mindre konservative værdier end anbefalet i annex A for midlertidige konstruktioner eller midlertidige dimensioneringstilstande, hvis de sandsynlige konsekvenser taler herfor.

(6) Ved beregning af den regningsmæssige værdi for modstandsevnen (R_d) eller den regningsmæssige værdi af lastvirkningen (E_d) kan modelfaktorer ($\gamma_{R;d}$) eller ($\gamma_{S;d}$) indføres for at sikre, at resultaterne fra beregningsmodellen er enten nøjagtige eller på den sikre side.

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:

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

with

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

and

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

(2)P The partial factors for persistent and transient situations defined in A.2(1)P and A.2(2)P shall be used in equation (2.4).

NOTE 1 Static equilibrium EQU is mainly relevant in structural design. In geotechnical design, EQU verification will be limited to rare cases, such as a rigid foundation bearing on rock, and is, in principle, distinct from overall stability or buoyancy problems. If any shearing resistance T_d is included, it should be of minor importance.

NOTE 2 The values of the partial factors may be set by the National annex. Tables A.1 and A.2 give the recommended values.

2.4.7.3 Verification of resistance for structural and ground limit states in persistent and transient situations

2.4.7.3.1 General

(1)P When considering a limit state of rupture or excessive deformation of a structural element or section of the ground (STR and GEO), it shall be verified that:

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

2.4.7.3.2 Design effects of actions

(1) Partial factors on actions may be applied either to the actions themselves (F_{rep}) or to their effects (E):

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

or

$$E_d = \gamma_E E\{F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d\}. \quad (2.6b)$$

(2) In some design situations, the application of partial factors to actions coming from or through the soil (such as earth or water pressures) could lead to design values, which are unreasonable or even physically impossible. In these situations, the factors may be applied directly to the effects of actions derived from representative values of the actions.

(3)P The partial factors defined in A.3.1(1)P and A.3.2(1)P shall be used in equations (2.6a) and (2.6b).

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. Tables A.3 and A.4 give the recommended values.

hvor

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

og

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

(2)P Partialkoefficieterne for vedvarende og midlertidige situationer defineret i A.2(1)P og A.2(2)P skal anvendes i ligning (2.4).

NOTE 1 – 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.

NOTE 2 – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts. De anbefalede værdier er angivet i tabel A.1 og A.2.

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}) eller deres virkninger (E):

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

eller

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}. \quad (2.6b)$$

(2) I nogle situationer kan anvendelse af partialkoefficienter på last fra jord eller laster, der overføres gennem jord (som fx jord- eller vandtryk), medføre regningsmæssige værdier, der er urimelige eller endda fysisk umulige. I disse tilfælde kan partialkoefficienterne anvendes direkte på lastvirkninger, der er udledt af lasternes repræsentative værdier.

(3)P Partialkoefficienterne defineret i A.3.1(1)P og A.3.2(1)P skal benyttes i ligning (2.6a) og (2.6b).

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts. De anbefalede værdier er angivet i tabel A.3 og A.4.

2.4.7.3.3 Design resistances

(1) Partial factors may be applied either to ground properties (X) or resistances (R) or to both, as follows:

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

or

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

or

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

NOTE In design procedures where the effects of actions are factored, the partial factor for actions $\gamma_F = 1,0$. (see also B.3(6))

(2)P The partial factors, defined in A.3.3.1(1)P, A.3.3.2(1)P, A.3.3.4(1)P, A.3.3.5(1)P and A.3.3.6(1)P shall be used in equations (2.7a, b, and c).

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. Tables A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 and A.14 give the recommended values.

2.4.7.3.4 Design Approaches

2.4.7.3.4.1 General

(1)P The manner in which equations (2.6) and (2.7) are applied shall be determined using one of three Design Approaches.

NOTE 1 The way to use equations (2.6) and (2.7) and the particular Design Approach to be used may be given in the National annex.

NOTE 2 Further clarification of the Design Approaches is provided in Annex B.

NOTE 3 The partial factors in Annex A to be used in equations (2.6) and (2.7) are grouped in sets denoted by A (for actions or effects of actions), M (for soil parameters) and R (for resistances). They are selected according to the Design Approach used.

2.4.7.3.4.2 Design Approach 1

(1)P Except for the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:

Combination 1: $A1 + M1 + R1$

Combination 2: $A2 + M2 + R1$

where “+” implies: “to be combined with”.

NOTE In Combinations 1 and 2, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters.

(2)P For the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:

2.4.7.3.3 Regningsmæssig modstand

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

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

eller

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

eller

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

NOTE – I dimensioneringsprocedurer, hvor lastvirkningerne er indregnet, er partialkoefficienterne for last $\gamma_F = 1,0$. (se også B.3(6)).

(2)P Partialkoefficienterne defineret i A.3.3.1(1)P, A.3.3.2(1)P, A.3.3.4(1)P, A.3.3.5(1)P og A.3.3.6(1)P skal anvendes i ligning (2.7a, b og c).

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts. De anbefalede værdier er anført i tabel A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 og A.14.

2.4.7.3.4 Dimensioneringsmetoder

2.4.7.3.4.1 Generelt

(1)P Anvendelsesmåden af ligning (2.6) og (2.7) skal fastlægges ud fra én af følgende tre dimensioneringsmetoder.

NOTE 1 – Anvendelsesmåden af ligning (2.6) og (2.7) og den bestemte dimensioneringsmetode, der skal anvendes, kan være angivet i det nationale annekts.

NOTE 2 – Yderligere forklaring af dimensioneringsmetoderne er givet i annekts B.

NOTE 3 – Partialkoefficienterne i annekts A, 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). De vælges i overensstemmelse med den anvendte dimensioneringsmetode.

2.4.7.3.4.2 Dimensioneringsmetode 1

(1)P Bortset fra dimensionering af aksialbelastede pæle og ankre skal det eftervises, at der ikke forekommer en grænsetilstand i form af brud eller usædvanligt stor deformation ved nogen af følgende kombinationer af partialkoefficienter:

Kombination 1: $A_1 + M_1 + R_1$

Kombination 2: $A_2 + M_2 + R_1$

hvor “+” betyder: “skal kombineres med”.

NOTE – I kombination 1 og 2 anvendes partialkoefficienter for laster og jordstyrkeparametre.

(2)P Ved dimensionering af aksialbelastede pæle og ankre skal det eftervises, at der ikke forekommer en grænsetilstand i form af brud eller usædvanlig stor deformation ved nogen af følgende kombinationer af partialkoefficienter:

Combination 1: $A1^+ M1^+ R1$

Combination 2: $A2^+ (M1 \text{ or } M2)^+ R4$

NOTE 1 In Combination 1, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters. In Combination 2, partial factors are applied to actions, to ground resistances and sometimes to ground strength parameters.

NOTE 2 In Combination 2, set $M1$ is used for calculating resistances of piles or anchors and set $M2$ for calculating unfavourable actions on piles owing e.g. to negative skin friction or transverse loading.

(3) If it is obvious that one of the two combinations governs the design, calculations for the other combination need not be carried out. However, different combinations may be critical to different aspects of the same design.

2.4.7.3.4.3 Design Approach 2

(1)P It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination: $A1^+ M1^+ R2$

NOTE 1 In this approach, partial factors are applied to actions or to the effects of actions and to ground resistances.

NOTE 2 If this approach is used for slope and overall stability analyses the resulting effect of the actions on the failure surface is multiplied by γ_E and the shear resistance along the failure surface is divided by $\gamma_{R,e}$.

2.4.7.3.4.4 Design Approach 3

(1)P It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination: $(A1^* \text{ or } A2^\dagger)^+ M2^+ R3$

*on structural actions

\dagger on geotechnical actions

NOTE 1 In this approach, partial factors are applied to actions or to the effects of actions from the structure and to ground strength parameters.

NOTE 2 For slope and overall stability analyses, actions on the soil (e.g. structural actions, traffic load) are treated as geotechnical actions by using the set of load factors $A2$.

2.4.7.4 Verification procedure and partial factors for uplift

(1)P Verification for uplift (UPL) shall be carried out by checking that the design value of the combination of destabilising permanent and variable vertical actions ($V_{dst;d}$) is less than or equal to the sum of the design value of the stabilising permanent vertical actions ($G_{stb;d}$) and of the design value of any additional resistance to uplift (R_d):

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

where

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

Kombination 1: A1 "+" M1 "+" R1

Kombination 2: A2 "+" (M1 eller M2) "+" R4

NOTE 1 – I kombination 1 anvendes partialkoefficienter for laster og jords styrkeparametre. I kombination 2 anvendes partialkoefficienter for laster, jordmodstand og undertiden for jords styrkeparametre.

NOTE 2 – I kombination 2 anvendes sæt M1 til beregning af pæle- eller ankermodstand, og sæt M2 til beregning af ugunstige laster på pæle hidrørende fra negativ overflademodstand eller tværbelastning.

(3) Hvis det er tydeligt, at én eller to af kombinationerne er bestemmende for dimensioneringen, er det ikke nødvendigt at udføre beregninger for andre kombinationer. Men forskellige kombinationer kan være kritiske for forskellige områder af den samme dimensionering.

2.4.7.3.4.3 Dimensioneringsmetode 2

(1)P Det skal eftervises, at en grænsetilstand i form af brud eller usædvanligt stor deformation ikke opstår ved følgende kombination af partialkoefficienter:

Kombination: A1 "+" M1 "+" R2

NOTE 1 – Ved denne fremgangsmåde anvendes partialkoefficienter for laster eller lastvirkninger samt jordmodstand.

NOTE 2 – Hvis denne fremgangsmåde benyttes for undersøgelse af skråningsstabilitet og totalstabilitet, multipliceres lastvirkninger på brudfladen med γ_E , og forskydningsmodstanden langs brudfladen divideres med $\gamma_{R,e}$.

2.4.7.3.4.4 Dimensioneringsmetode 3

(1)P Det skal eftervises, at en grænsetilstand i form af brud eller usædvanligt stor deformation ikke opstår ved følgende kombination af partialkoefficienter:

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

*for konstruktionslaster

†for geotekniske laster

NOTE 1 – Ved denne fremgangsmåde anvendes partialkoefficienter for laster eller lastvirkninger fra konstruktionen samt for jords styrkeparametre.

NOTE 2 – Ved undersøgelser af skråningsstabilitet og totalstabilitet behandles laster på jorden (fx konstruktionslast, trafiklast) som geotekniske laster ved anvendelse af belastningsfaktorerne A2.

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 destabiliseringe, 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

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

(2) Additional resistance to uplift may also be treated as a stabilising permanent vertical action ($G_{\text{stb};d}$).

(3)P The partial factors for $G_{\text{dst};d}$, $Q_{\text{dst};d}$, $G_{\text{stb};d}$ and R_d for persistent and transient situations defined in A.4(1)P and A.4(2)P shall be used in equation (2.8).

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. Tables A.15 and A.16 give the recommended values.

2.4.7.5 Verification of resistance to failure by heave due to seepage of water in the ground

(1)P When considering a limit state of failure due to heave by seepage of water in the ground (HYD, see 10.3), it shall be verified, for every relevant soil column, that the design value of the destabilising total pore water pressure ($u_{\text{dst};d}$) at the bottom of the column, or the design value of the seepage force ($S_{\text{dst};d}$) in the column is less than or equal to the stabilising total vertical stress ($\sigma_{\text{stb};d}$) at the bottom of the column, or the submerged weight ($G'_{\text{stb};d}$) of the same column:

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

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

(2)P The partial factors for $u_{\text{dst};d}$, $\sigma_{\text{stb};d}$, $S_{\text{dst};d}$ and $G'_{\text{stb};d}$ for persistent and transient situations defined in A.5(1)P shall be used in equations 2.9a and 2.9b.

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. Table A.17 gives the recommended values.

2.4.8 Serviceability limit states

(1)P Verification for serviceability limit states in the ground or in a structural section, element or connection, shall either require that:

$$E_d \leq C_d, \quad (2.10)$$

or be done through the method given in 2.4.8(4).

(2) Values of partial factors for serviceability limit states should normally be taken equal to 1,0.

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex.

(3) Characteristic values should be changed appropriately if changes of ground properties e.g. by ground-water lowering or desiccation, may occur during the life of the structure.

(4) It may be verified that a sufficiently low fraction of the ground strength is mobilised to keep deformations within the required serviceability limits, provided this simplified approach is restricted to design situations where:

- a value of the deformation is not required to check the serviceability limit state;
- established comparable experience exists with similar ground, structures and application method.

(5)P A limiting value for a particular deformation is the value at which a serviceability limit state, such as unacceptable cracking or jamming of doors, is deemed to occur in the supported structure. This limiting value shall be agreed during the design of the supported structure.

(2) Supplerende modstand mod løftning kan også behandles som en stabiliserende, permanent lodret last ($G_{stb;d}$).

(3)P Partialkoefficienterne for $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ og R_d for vedvarende og midlertidige situationer defineret i A.4(1)P og A.4(2)P skal benyttes i ligning (2.8).

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts. De anbefalede værdier er angivet i tabel A.15 og A.16.

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 hævning forårsaget af indtrængen af vand i jorden (HYD, se 10.3) skal det for hver relevant jordsøjle eftervises, at den regningsmæssige værdi af det destabiliseringe porevandstryk, ($u_{dst;d}$), ved søjlets 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 ($G_{stb;q}$) af den samme søjle:

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

$$S_{dst;d} \leq G_{stb;d} \quad (2.9b)$$

(2)P Partialkoefficienterne for $u_{dst;d}$, $\sigma_{stb;d}$, $S_{dst;d}$ og $G_{stb;d}$ for vedvarende og midlertidige situationer defineret i A.5(1)P skal benyttes i ligning 2.9a og 2.9.b.

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts. De anbefalede værdier er angivet i tabel A.17.

2.4.8 Anwendungesgrænsetilstande

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

$$E_d \leq C_d \quad (2.10)$$

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

(2) Værdierne af partialkoefficienter for anvendelsesgrænsetilstande bør normalt sættes lig med 1,0.

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts.

(3) Hvis jordens egenskaber ændrer sig i konstruktionens levetid, fx på grund af grundvandssænkning 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 anvendelsesgrænsler, hvis denne forenklede metode forbeholder 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 Limiting values for movements of foundations

(1)P In foundation design, limiting values shall be established for the foundation movements.

NOTE Permitted foundation movements may be set by the National annex.

(2)P Any differential movements of foundations leading to deformation in the supported structure shall be limited to ensure that they do not lead to a limit state in the supported structure.

(3)P The selection of design values for limiting movements and deformations shall take account of the following:

- the confidence with which the acceptable value of the movement can be specified;
- the occurrence and rate of ground movements;
- the type of structure;
- the type of construction material;
- the type of foundation;
- the type of ground;
- the mode of deformation;
- the proposed use of the structure;
- the need to ensure that there are no problems with the services entering the structure.

(4)P Calculations of differential settlement shall take account of:

- the occurrence and rate of settlements and ground movements;
- random and systematic variations in ground properties;
- the loading distribution;
- the construction method (including the sequence of loading);
- the stiffness of the structure during and after construction.

NOTE In the absence of specified limiting values of structural deformations of the supported structure, the values of structural deformation and foundation movement given in Annex H may be used.

2.5 Design by prescriptive measures

(1) In design situations where calculation models are not available or not necessary, exceeding limit states may be avoided by the use of prescriptive measures. These involve conventional and generally conservative rules in the design, and attention to specification and control of materials, workmanship, protection and maintenance procedures.

NOTE Reference to such conventional and generally conservative rules may be given in the National annex.

(2) Design by prescriptive measures may be used where comparable experience, as defined in 1.5.2.2, makes design calculations unnecessary. It may also be used to ensure durability

2.4.9 Grænseværdier for fundamentsbevægelser

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

NOTE – De tilladte fundamentsbevægelser kan være angivet i det nationale annekts.

(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 annekts 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.

NOTE – I det nationale annekts kan der være refereret til sådanne konventionelle og generelt konservative regler.

(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.

against frost action and chemical or biological attack, for which direct calculations are not generally appropriate.

2.6 Load tests and tests on experimental models

(1)P When the results of load tests or tests on large or small scale models are used to justify a design, or in order to complement one of the other alternatives mentioned in 2.1(4), the following features shall be considered and allowed for:

- differences in the ground conditions between the test and the actual construction;
- time effects, especially if the duration of the test is much less than the duration of loading of the actual construction;
- scale effects, especially if small models are used. The effects of stress levels shall be considered, together with the effects of particle size.

(2) Tests may be carried out on a sample of the actual construction or on full scale or smaller scale models.

2.7 Observational method

(1) When prediction of geotechnical behaviour is difficult, it can be appropriate to apply the approach known as "the observational method", in which the design is reviewed during construction.

(2)P The following requirements shall be met before construction is started:

- acceptable limits of behaviour shall be established;
- the range of possible behaviour shall be assessed and it shall be shown that there is an acceptable probability that the actual behaviour will be within the acceptable limits;
- a plan of monitoring shall be devised, which will reveal whether the actual behaviour lies within the acceptable limits. The monitoring shall make this clear at a sufficiently early stage, and with sufficiently short intervals to allow contingency actions to be undertaken successfully;
- the response time of the instruments and the procedures for analysing the results shall be sufficiently rapid in relation to the possible evolution of the system;
- a plan of contingency actions shall be devised, which may be adopted if the monitoring reveals behaviour outside acceptable limits.

(3)P During construction, the monitoring shall be carried out as planned.

(4)P The results of the monitoring shall be assessed at appropriate stages and the planned contingency actions shall be put into operation if the limits of behaviour are exceeded.

(5)P Monitoring equipment shall either be replaced or extended if it fails to supply reliable data of appropriate type or in sufficient quantity.

2.8 Geotechnical Design Report

(1)P The assumptions, data, methods of calculation and results of the verification of safety and serviceability shall be recorded in the Geotechnical Design Report.

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 acceptabla 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) The level of detail of the Geotechnical Design Reports will vary greatly, depending on the type of design. For simple designs, a single sheet may be sufficient.

(3) The Geotechnical Design Report should normally include the following items, with cross-reference to the Ground Investigation Report (see 3.4) and to other documents, which contain more detail:

- a description of the site and surroundings;
- a description of the ground conditions;
- a description of the proposed construction, including actions;
- design values of soil and rock properties, including justification, as appropriate;
- statements on the codes and standards applied;
- statements on the suitability of the site with respect to the proposed construction and the level of acceptable risks;
- geotechnical design calculations and drawings;
- foundation design recommendations;
- a note of items to be checked during construction or requiring maintenance or monitoring.

(4)P The Geotechnical Design Report shall include a plan of supervision and monitoring, as appropriate. Items, which require checking during construction or, which require maintenance after construction shall be clearly identified. When the required checks have been carried out during construction, they shall be recorded in an addendum to the Report.

(5) In relation to supervision and monitoring the Geotechnical Design Report should state:

- the purpose of each set of observations or measurements;
- the parts of the structure, which are to be monitored and the locations at which observations are to be made;
- the frequency with which readings are to be taken;
- the ways in which the results are to be evaluated;
- the range of values within which the results are to be expected;
- the period of time for which monitoring is to continue after construction is complete;
- the parties responsible for making measurements and observations, for interpreting the results obtained and for maintaining the instruments.

(6)P An extract from the Geotechnical Design Report, containing the supervision, monitoring and maintenance requirements for the completed structure, shall be provided to the owner/client.

(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 foreslæde 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 foreslæde konstruktion og samt de acceptable risici
- geotekniske beregninger og tegninger
- anbefalinger for projektering af fundament
- fortægnelse 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.

Section 3 Geotechnical data

3.1 General

(1)P Careful collection, recording and interpretation of geotechnical information shall always be made. This information shall include geology, geomorphology, seismicity, hydrology and history of the site. Indications of the variability of the ground shall be taken into account.

(2)P Geotechnical investigations shall be planned taking into account the construction and performance requirements of the proposed structure. The scope of geotechnical investigations shall be continuously reviewed as new information is obtained during execution of the work.

(3)P Routine field investigations and laboratory testing shall be carried out and reported generally in accordance with internationally recognised standards and recommendations. Deviations from these standards and additional test requirements shall be reported.

(4) Requirements for laboratory and field-testing should be taken from EN 1997-2.

3.2 Geotechnical investigations

3.2.1 General

(1)P Geotechnical investigations shall provide sufficient data concerning the ground and the ground-water conditions at and around the construction site for a proper description of the essential ground properties and a reliable assessment of the characteristic values of the ground parameters to be used in design calculations.

(2)P The composition and amount of the geotechnical investigations shall be adjusted to the particular investigation phase and the geotechnical category (see EN 1997-2, Section 2).

(3) For very large or unusual structures, structures involving abnormal risks or unusual or exceptionally difficult ground or loading conditions, and structures in highly seismic areas, it is possible that the extent of investigations specified in EN 1997 will not be sufficient to meet the design requirements.

(4) If the character and extent of the investigations are related to the Geotechnical Category of the structure, ground conditions that may influence the choice of Geotechnical Category should be determined as early as possible in the investigation.

(5) The investigations should include visual inspections of the site to enable the design assumptions to be verified during construction.

3.2.2 Preliminary investigations

(1)P Preliminary investigations shall be carried out:

- to assess the general suitability of the site;
- to compare alternative sites, if relevant;
- to estimate the changes that may be caused by the proposed works;
- to plan the design and control investigations, including identification of the extent of ground, which may have significant influence on the behaviour of the structure;
- to identify borrow areas, if relevant.

Kapitel 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 foreslæde 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. Afgivelser fra disse standarder såvel som supplrende forsøgskrav skal angives.

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

3.2 Geotekniske undersøgelser

3.2.1 Generelt

(1)P Igennem de geotekniske undersøgelser skal der findes tilstrækkelige data vedrørende jordbunds- og grundvandsforhold ved og omkring byggepladsen, som er nødvendige for en forsvarlig beskrivelse af de vigtigste jordegenskaber og en pålidelig vurdering af de karakteristiske værdier af jordparametrene til brug for beregninger.

(2)P Sammensætningen og omfanget af de geotekniske undersøgelser skal tilpasses den relevante undersøgelsesfase og geotekniske kategori (se EN 1997-2, Kapitel 2).

(3) For meget store eller usædvanlige konstruktioner, konstruktioner med usædvanlig stor risiko eller usædvanlige eller særligt vanskelige jordbunds- eller belastningsforhold samt konstruktioner i områder med høj seismisk aktivitet er der mulighed for, at omfanget af undersøgelerne specificeret i EN 1997 ikke vil være tilstrækkeligt til at opfylde projekteringskravene.

(4) Hvis arten og omfanget af undersøgelerne henføres til konstruktionens geotekniske kategori, bør jordbundsforhold, der kan påvirke valget af geoteknisk kategori bestemmes så tidligt som muligt i undersøgelsen.

(5) Undersøgelerne bør omfatte visuel inspektion af byggepladsen, således at projekteringsforudsætningerne kan eftervises under opførelsen.

3.2.2 Indledende undersøgelser

(1)P Der skal udføres indledende undersøgelser:

- for at vurdere byggepladsens egnethed generelt
- for at sammenligne alternative byggepladser i relevante tilfælde
- for at vurdere ændringer, der kan forårsages af det planlagte arbejde
- for at planlægge dimensionerings- og kontrolundersøgelser inklusive eftervisning af, hvilke dele af jorden, der vil kunne få betydelig indflydelse på konstruktionens opførsel
- for at identificere naboområder, som evt. midlertidigt kan benyttes.

3.2.3 Design investigations

(1)P Design investigations shall be carried out:

- to provide the information required for an adequate design of the temporary and permanent works;
- to provide the information required to plan the method of construction;
- to identify any difficulties that may arise during construction.

(2)P The design investigation shall identify in a reliable way the disposition and properties of all ground relevant to or affected by the proposed construction.

(3)P The parameters, which affect the ability of the structure to satisfy its performance criteria shall be established before the start of the final design.

(4) In order to ensure that the design investigation covers all relevant ground formations, particular attention should be paid to the following geological features:

- ground profile;
- natural or man-made cavities;
- degradation of rocks, soils, or fill materials;
- hydrogeological effects;
- faults, joints and other discontinuities;
- creeping soil and rock masses;
- expandable and collapsible soils and rocks;
- presence of waste or man-made materials.

(5)P The history of the site and its surroundings shall be taken into account.

(6)P The investigation shall be carried out at least through the formations, which are assessed as being relevant to the project.

(7)P The existing ground-water levels shall be established during the investigation. Any free water levels observed during the investigation shall be recorded (see EN 1997-2).

(8) The extreme water levels of any water source, which might influence the ground-water pressures should be established.

(9)P The location and capacities of any dewatering or water abstraction wells in the vicinity of the site shall be established.

3.3 Evaluation of geotechnical parameters

3.3.1 General

(1) In the following requirements concerning the evaluation of geotechnical parameters, only the most commonly used laboratory and field tests have been referred to. Other tests may be used provided their suitability has been demonstrated through comparable experience.

3.2.3 Projektundersøgelser

(1)P Der skal udføres projektundersøgelser:

- for at skaffe den nødvendige information til forsvarlig dimensionering af midlertidige og permanente arbejder
- for at skaffe den nødvendige information til planlægning af udførelsesmetode
- for at identificere de vanskeligheder, der måtte opstå under udførelsen.

(2)P En projektundersøgelse skal på pålidelig vis klarlægge placeringen og egenskaberne af de jordlag, der er relevante for den foreslæde konstruktion, eller som påvirkes af de foreslæde arbejder.

(3)P De parametre, der påvirker konstruktionens evne til at opfylde funktionskravne, skal fastlægges inden påbegyndelse af den endelige dimensionering.

(4) For at sikre, at projektundersøgelsen dækker alle relevante jordlag, bør der tages særligt hensyn til følgende geologiske træk:

- jordprofil
- naturlige eller menneskeskabte huller
- nedbrydning af fjeld, jord eller fyldmateriale
- hydrogeologiske virkninger
- forkastninger, sprækker og andre diskontinuiteter
- krybning af jord og fjeldmasse
- ekspansiv og sammenstyrtelejig jord og fjeld
- forekomst af affald eller menneskeskabte materialer.

(5)P Der skal tages hensyn til historien for arealet og dets omgivelser.

(6)P Undersøgelsen skal minimum føres gennem de lag, som vurderes relevante for projektet.

(7)P De eksisterende grundvandsniveauer skal bestemmes under undersøgelsen. Niveauet af frit vandspejl, der observeres under undersøgelsen, skal noteres (se EN 1997-2).

(8) Det ekstreme vandspejlniveau for alle vandforekomster, der kan påvirke grundvandstrykkene, skal klarlægges.

(9)P Placeringen og kapaciteten af eventuelle grundvandsænknings- eller vandindvindingsboringer i nærheden af byggepladsen skal klarlægges.

3.3 Fastsættelse af geotekniske parametre

3.3.1 Generelt

(1) I de nedenstående krav vedr. fastsættelsen af geotekniske parametre er der kun refereret til de mest almindeligt anvendte laboratorie- og markforsøg. Andre forsøg kan benyttes, forudsat at deres egnethed er eftervist ved sammenlignelig erfaring.

3.3.2 Characterisation of soil and rock type

- (1)P The character and basic constituents of the soil or rock shall be identified before the results of other tests are interpreted.
- (2)P The material shall be examined, identified and described in accordance with a recognised nomenclature. A geological evaluation shall be made.
- (3) Soils should be classified and soil layers described according to an acknowledged geotechnical soil classification and description system.
- (4) Rock should be classified in terms of the quality of the solid (stone) material and jointing. Stone quality should be described in terms of weathering, particle organisation, dominant grain size of minerals, and hardness and toughness of the main mineral. Jointing should be characterised in terms of joint type, width, spacing and fill quality.
- (5) In addition to visual inspection, a number of tests for classification, identification and quantification of soils and rocks may be used (see EN 1997-2), such as

for soils:

- grain size distribution;
- weight density;
- porosity;
- water content;
- grain shape;
- grain surface roughness;
- density index;
- Atterberg limits;
- swelling;
- carbonate content;
- organic matter content.

for rocks:

- mineralogy;
- petrography;
- water content;
- weight density;
- porosity;
- sound velocity;
- quick water absorption;

3.3.2 **Karakterisering af jord og fjeldarter**

(1)P Arten og de grundlæggende bestanddele i jord eller fjeld skal bestemmes, før resultaterne af andre forsøg fortolkes.

(2)P Materialet skal inspiceres visuelt og beskrives i overensstemmelse med en anerkendt terminologi. En geologisk vurdering skal foretages.

(3) Jord bør klassificeres og jordlag beskrives i henhold til et anerkendt geoteknisk klassifikations- og beskrivelses-system for jord.

(4) Fjeld bør klassificeres med hensyn til kvaliteten af det massive (sten) materiale og revner. Stenkvalitet skal beskrives med hensyn til forvitring, partikelfordeling, fremherskende kornstørrelse af mineraler samt hårdhed og sejhed af det vigtigste mineral. Revner bør karakteriseres med hensyn til type, bredde, afstand og kvalitet af fyld.

(5) Foruden ovennævnte visuelle kontrol kan et antal forsøg til klassifikation, identifikation og kvantificering af jord og fjeld benyttes (se EN 1997-2), såsom

for jord:

- kornstørrelsesfordeling
- rumvægt
- porøsitet
- vandindhold
- kornform
- overfladeruhed af korn
- lejringstæthed
- Atterberg grænser
- kvældning
- karbonatindhold
- indhold af organisk stof.

for fjeld:

- mineralogi
- petrografi
- vandindhold
- rumvægt
- porøsitet
- lydhastighed
- hurtig vandabsorption

- swelling;
- slake-durability index;
- uniaxial compressive strength.

3.3.3 Weight density

- (1)P The weight density shall be determined with sufficient accuracy to establish design or characteristic values of the actions that derive from it.
- (2) The weight density should be determined on specimens of soil and rock taken from undisturbed samples (see EN 1997-2). Alternatively, it may be derived from well established or documented correlations based on, for example, penetration tests.

3.3.4 Density index

- (1)P The density index shall express the degree of compaction of a non-cohesive soil with respect to the loosest and densest condition as defined by standard laboratory procedures.

3.3.5 Degree of compaction

- (1)P The degree of compaction of natural ground or fill shall be expressed as the ratio between dry weight density and maximum dry weight density obtained from a standard compaction test.

3.3.6 Shear strength

- (1)P In assessing the shear strength of soil, the influence of the following features shall be considered:

- the stress level imposed on the soil;
- anisotropy of strength, especially in clays of low plasticity;
- fissures, especially in stiff clays;
- strain rate effects;
- very large strains where these may occur in a design situation;
- pre-formed slip surfaces;
- time effects;
- sensitivity of cohesive soil;
- degree of saturation.

- (2) When the shear strength assessment is based on test results, the level of confidence in the theory used to derive shear strength values should be taken into account, as well as the possible disturbance during sampling and heterogeneity of samples.

- (3) As to time effects, it should be considered that the period for which a soil will be effectively undrained depends on its permeability, the availability of free water and the geometry of the situation.

- kvældning
- slidstyrkeindeks
- enakset trykstyrke.

3.3.3 Rumvægt

(1)P Rumvægten skal bestemmes med tilstrækkelig nøjagtighed for at fastlægge regningsmæssige eller karakteristiske værdier af laster, der udledes af den.

(2) Rumvægten bør bestemmes ud fra uforstyrrede prøver af jord og fjeld (se EN 1997-2). Alternativt kan den udledes af veletablerede eller dokumenterede korrelationer fx baseret på eksempelvis penetrationsforsøg.

3.3.4 Lejringstæthed

1)P Lejringstætheden skal udtrykke komprimeringsgraden af en friktionsjord med hensyn til de løseste og tætteste forhold, defineret ud fra standard laboratorieprocedurer.

3.3.5 Komprimeringsgrad

(1)P Komprimeringsgraden for naturlig jord eller fyld skal udtrykkes som forholdet mellem tørrumvægten og den maksimale tørrumvægt fundet ved standard indstampningsforsøg.

3.3.6 Forskydningsstyrke

(1)P Ved vurdering af forskydningsstyrken af jord skal indflydelsen af følgende tages i betragtning:

- jordens påførte spændingsniveau
- styrkeanisotropi, især i ler med lav plasticitet
- sprækker, især i stift ler
- effekter af tøjningshastighed
- meget store tøjninger, hvor disse kan forekomme i en dimensioneringstilstand
- tidlige dannede glideflader
- tidsvirkninger
- følsomhed af kohæsionsjord
- vandmætningsgrad.

(2) Når vurderingen af forskydningsstyrke er baseret på forsøgsresultater, bør der tages hensyn til troværdigheden af den teori, der benyttes til at udlede værdierne af forskydningsstyrken samt eventuelle forstyrrelser under prøveudtagningen og prøvernes uensartethed.

(3) Med hensyn til tidseffekter bør det tages i betragtning, at den periode, hvori en jord vil være effektivt udrænet, afhænger af dens permeabilitet, forekomsten af frit vand og den aktuelle geometri.

(4)P The values of effective shear strength parameters c' and $\tan \varphi'$ shall be assumed to be constant only within the range of stresses for which they have been evaluated.

3.3.7 Soil stiffness

(1)P In assessing the soil stiffness, the following features shall be considered:

- drainage conditions;
- level of mean effective stress;
- natural or artificial pre-consolidation;
- level of imposed shear strain or induced shear stress, this latter often normalised with respect to the shear strength at failure.

(2) Reliable measurements of the stiffness of the ground are often very difficult to obtain from field or laboratory tests. In particular, owing to sample disturbance and other effects, measurements obtained from laboratory specimens often underestimate the in-situ stiffness of the soil. Observations of the behaviour of previous constructions should therefore be analysed wherever available.

3.3.8 Quality and properties of rocks and rock masses

3.3.8.1 General assessment

(1)P In assessing the quality and properties of rocks and rock masses, a distinction shall be drawn between the behaviour of rock material as measured on undisturbed core samples and the behaviour of much larger rock masses, which include structural discontinuities such as bedding planes, joints, shear zones and solution cavities. Consideration shall be given to the following characteristics of the joints:

- spacing;
- orientation;
- aperture;
- persistence (continuity);
- tightness;
- roughness, including the effects of previous movements on the joints;
- filling.

(2)P In addition, when assessing the properties of rocks and rock masses, the following items shall be considered, if relevant:

- in situ stresses;
- water pressure;
- pronounced variations in properties between different layers.

(3) Estimates of rock mass properties, such as:

- strength and stiffness,

(4) PVærdierne af de effektive forskydningsstyrkeparametre c' og $\tan \varphi'$ må kun antages at være konstante inden for det spændingsområde, hvor de er vurderet.

3.3.7 *Jords stivhed*

(1) Ved vurdering af jordens stivhed skal følgende tages i betragtning:

- drænforhold
- niveau af middel effektiv spænding
- naturlig eller kunstig forkonsolidering
- niveau af påført forskydningstøjning eller heraf fremkaldt forskydningsspænding, sidstnævnte ofte normaliseret med hensyn til forskydningsstyrken ved brud.

(2) Det er ofte meget svært at få pålidelige mål for stivheden af jorden ud fra mark- eller laboratorieforsøg. På grund af prøveforstyrrelse og andre påvirkninger vil især målinger fra laboratorieforsøg ofte undervurdere jordens in situ-stivhed. Derfor bør tidlige konstruktioners opførsel analyseres, når der er mulighed herfor.

3.3.8 *Kvalitet og egenskaber af fjeld og fjeldmasse*

3.3.8.1 *Generel vurdering*

(1) Ved vurdering af kvaliteten og egenskaber af fjeld og fjeldmasse skal der skelnes mellem fjeldmaterialets opførsel målt på uforstyrrede kerneprøver og opførslen af meget større fjeldmasser, der omfatter strukturelle diskontinuiteter som fx lagdelingsflader, sprækker, forskydningszoner og kaviteter. Der skal tages hensyn til følgende karakteristika i sprækkerne:

- indbyrdes afstand
- retning
- revnevidde
- udstrækning (kontinuitet)
- tæthed
- ruhed, inklusive virkninger af tidlige bevægelser i sprækkerne
- opfyldning.

(2) Yderligere skal følgende tages i betragtning ved vurdering af fjelds og fjeldmasses egenskaber i relevante tilfælde:

- in situ-spændinger
- vandtryk
- udtalte variationer mellem egenskaber i forskellige lag.

(3) Vurderinger af egenskaber af fjeldmasse som fx:

- styrke og stivhed

- jointing, especially in fractured zones,
- water permeability of the joint system,
- deformation properties of weathered rock,

may be obtained by using the concept of rock mass classification described in EN 1997-2.

(4)P The sensitivity of rocks to e.g. climate or stress changes, shall be assessed. Consideration shall also be given to the influence of chemical degradation on the performance of rock foundations.

(5) In assessing the quality of rocks and rock masses, consideration should be given to the following features:

- some porous soft rocks degrade rapidly to soils of low strength, especially if exposed to weathering;
- some rocks exhibit high solution rates due to ground-water causing channels, caverns and sinkholes, which may develop to the ground surface;
- when unloaded and exposed to the air, certain rocks experience pronounced swelling due to the absorption of water by clay minerals.

3.3.8.2 Uniaxial compressive strength and deformability of rock materials

(1)P In assessing the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials the influence of the following features shall be considered:

- the orientation of the axis of loading with respect, for example, to specimen anisotropy, bedding planes, foliation;
- method of sampling, storage history and environment;
- number of specimens tested;
- the geometry of the tested specimens;
- water content and degree of saturation at time of test;
- test duration and stress rate;
- method for determination of the Young's modulus and the axial stress level or levels at which it is determined.

3.3.8.3 Shear strength of joints

(1)P In assessing the shear strength of joints of rock materials, the influence of the following features shall be considered:

- orientation of the joint within the rock test in relation to the assumed direction of actions;
- orientation of the shear test;
- number of specimens tested;
- dimensions of the sheared area;

– sprækker, særlig i revnede zoner

– vandpermeabilitet af sprækkesystemet

– deformationsegenskaber af forvitret fjeld

kan opnås ved brug af den klassifikation af fjeldmasse, der er beskrevet i EN 1997-2.

(4)P Sensitiviteten af fjeld over for fx klimapåvirkninger eller spændingsændringer skal vurderes. Der skal også tages hensyn til virkningerne af kemisk nedbrydning på fjeldfundamenters ydeevne.

(5) Ved vurdering af kvaliteten af fjeld og fjeldmasse bør følgende tages i betragtning:

– nogle porøse, bløde fjeldarter nedbrydes hurtigt til jord med lav styrke, især hvis de påvirkes af vejrligt

– nogle fjeldarter udviser høj opløsningshastighed som følge af grundvandet, hvilket kan medføre kanaler, hulrum og jordfaldshuller, der kan udvikle sig op til jordoverfladen

– i ubelastet stand og i fri luft kan visse fjeldarter udvise udtalt kvældning på grund af vandabsorption i lermineraler.

3.3.8.2 Fjeldmateriale's enaksede trykstyrke og stivhed

(1)P Ved vurdering af den enaksede trykstyrke og stivhed af fjeldmateriale skal indflydelsen af følgende tages i betragtning:

– lastaksens orientering med hensyn til fx prøvens anisotropi, lejringsplaner, skiferstruktur

– anvendt metode til prøveoptagelse, lagring og miljø

– antal prøvelegemer i forsøgene

– geometri af prøvelegemer i forsøgene

– vandindhold og mætningsgrad på forsøgstidspunktet

– forsøgsvarighed og spændingshastighed

– metode til bestemmelse af Youngs modul og det aksialspændingsniveau eller de niveauer, ved hvilke det er bestemt.

3.3.8.3 Forskydningsstyrke af sprækker

(1)P Ved vurdering af forskydningsstyrken af sprækker i fjeldmateriale skal indflydelsen af følgende tages i betragtning:

– orientering af sprækken i fjeldforsøget i relation til de formodede lastretninger

– orientering af forskydningsforsøgene

– antal prøvelegemer i forsøgene

– dimension af det forskydningspåvirkede areal

- pore-water pressure conditions;
- possibility of progressive failure governing the behaviour of the rock in the ground.

(2) Planes of weakness in rock normally coincide with joints or planes of bedding, schistosity or cleavage, or with the interface between soil and rock or concrete and rock. Measurements of the shear strength on these planes should normally be used for the limit equilibrium analysis of rock masses.

3.3.9 Permeability and consolidation parameters of soil and rock

3.3.9.1 Permeability and consolidation parameters of soil

(1)P In assessing permeability and consolidation parameters, the following factors shall be considered:

- the effects of heterogeneity;
- the effects of anisotropy;
- the effects of fissures or faults;
- the effects of stress changes under the proposed loading.

(2) Permeability measurements made on small laboratory samples may not be representative of the in-situ conditions. Whenever possible, in-situ tests, which measure average properties of a large ground volume should therefore be preferred. However, consideration should be given to possible changes in the permeability with increased effective stress above the in-situ value.

(3) Sometimes permeability should be evaluated on the basis of knowledge of the grain size distribution.

3.3.9.2 Permeability parameters of rock

(1)P Since the permeability of rock masses depends mainly on the degree of jointing and the existence of other discontinuities such as fractures and fissures, it shall be measured by appropriate in situ tests or evaluated from local experience.

(2) In situ permeability may be determined by a system of pumping tests combined with flow logging, with due consideration of the spatial, hydrogeological flow conditions around the structure and the mapping of the patterns of joints and other discontinuities.

(3) Laboratory permeability tests should only be used to study the effect of discontinuities, for example, in terms of variable aperture.

3.3.10 Geotechnical parameters from field tests

3.3.10.1 Cone penetration test

(1)P In assessing values of the cone resistance, the sleeve friction and, possibly, the pore-water pressure during penetration, the following aspects shall be taken into account:

- the detailed design of the cone and friction sleeve. This may affect the results significantly and allowance must therefore be made for the type of cone used;

- porevandstryk
- mulighed for progressivt brud, der styrer fjeldets opførsel i jorden.

(2) Svage planer i fjeldet er normalt identiske med sprækker eller lejringsplaner, skiferagtig lagdeling eller kløvning eller med grænsefladen mellem jord og fjeld eller beton og fjeld. Den målte forskydningsstyrke på disse planer bruges normalt til beregning af fjeldmassers ligevægt i brudtilstanden.

3.3.9 *Permeabilitets- og konsolideringsparametre for jord og fjeld*

3.3.9.1 *Permeabilitets- og konsolideringsparametre for jord*

(1)P Ved vurdering af permeabilitets- og konsolideringsparametre skal følgende tages i betragtning:

- virkningen af inhomogene jordbundsforhold
- virkningen af anisotropi
- virkningen af sprækker eller forkastninger
- virkningen af spændingsændringer, som skyldes den planlagte last.

(2) Permeabilitetsmålinger på små laboratorieprøver er måske ikke repræsentative for *in situ*-forhold. Når det er muligt, bør *in situ*-forsøg, der mäter de gennemsnitlige egenskaber over et stort jordområde, derfor foretrækkes. Der skal dog tages hensyn til mulige ændringer i permeabiliteten i forbindelse med forøgelse af den effektive spænding ud over *in situ*-spændingen.

(3) Somme tider bør permeabiliteten vurderes på basis af viden om kornstørrelsesfordelingen.

3.3.9.2 *Permeabilitetsparametre for fjeld*

(1)P Da permeabiliteten af fjeldmasse hovedsageligt afhænger af graden af revner og forekomsten af andre diskontinuiteter som fx brud og revner, skal den måles ved relevante *in situ*-forsøg, eller den skal vurderes ud fra lokal erfaring.

(2) *In situ*-permeabilitet kan fastlægges ved hjælp af et system af pumpeforsøg kombineret med flowlogging under hensyntagen til de rumlige, hydrogeologiske strømningsbetingelser omkring konstruktionen og kortlægning af mønstret af sprækker og andre diskontinuiteter.

(3) Laboratorieforsøg med permeabilitet bør kun anvendes for at studere virkningen af diskontinuiteter ved for eksempel variable revnevidder.

3.3.10 *Geotekniske parametre ud fra markforsøg*

3.3.10.1 *CPT (tryksondering)*

(1)P Ved fastlæggelse af værdierne for spidsmodstand, kappemodstand og muligvis også porevandstryk under penetrationen bør følgende tages i betragtning:

- den detaljerede udformning af spidsen og friktionskappen. Dette kan påvirke resultaterne betydeligt, og der skal derfor tages hensyn til, hvilken type instrument, der bruges.

- the results can only be interpreted with confidence when the succession of soil layers is established; in many situations borings will therefore be needed in conjunction with the penetration tests;
- the effects of ground-water and overburden;
- in heterogeneous soils in which widely fluctuating results are recorded, the penetration values shall be selected for the zone of soil relevant to the construction;
- established correlations with other test results, such as density measurements and other forms of penetration testing.

3.3.10.2 Standard penetration and dynamic probing test

(1)P In assessing blow counts, the following features shall be considered:

- type of test;
- detailed description of the test procedure;
- ground-water conditions;
- the influence of the overburden pressure;
- the nature of the ground, particularly if cobbles or coarse gravel are encountered.

3.3.10.3 Vane test

(1)P The following shall be considered when assessing the test results:

- details of the test procedure;
- whether standardised vane equipment has been used;
- whether measurements have been made at several depths to provide a profile of strength in the succession of soil layers;
- skin friction along the rod.

(2) Vane tests may be used for the assessment of undrained shear strength, c_u , of cohesive soil.

NOTE The vane test is a simple and cheap way of checking the trafficability of soft ground for heavy equipment and vehicles.

(3) To obtain derived values of c_u , the measured values should be corrected by a factor based on local experience and depending for example, on the liquid limit, plasticity index and effective vertical stress.

3.3.10.4 Weight sounding test

(1)P In assessing weight sounding test results, the following features shall be taken into account:

- detailed description of the test procedure;
- ground-water conditions;

- resultaterne kan kun fortolkes pålideligt, når lagfølgen er fastlagt; i mange situationer vil borer derfor være påkrævede i forbindelse med penetrationsforsøgene.
- virkningen af grundvand og overlejringstryk.
- i inhomogen jord, hvor der registreres stor spredning af resultaterne, skal vælges penetrationsværdier fra det jordvolumen, der er relevant for den pågældende konstruktion.
- de kendte korrelationer fra andre forsøgsresultater, som fx densitetsmålinger og andre former for penetrationsforsøg.

3.3.10.2 SPT og andre rammesonderinger

(1)P Ved vurdering af antal slag bør følgende tages i betragtning:

- forsøgstype
- detaljeret beskrivelse af forsøgsudførelse
- grundvandsforhold
- indflydelse af overlejringstryk
- jordbundens art, især når der forekommer sten eller groft grus.

3.3.10.3 Vingeforsøg

(1)P Følgende skal tages i betragtning ved vurdering af forsøgsresultaterne:

- detaljeret beskrivelse af forsøgsudførelse
- om der er benyttet standard vingeudstyr
- om målingerne er foretaget i flere dybder for at finde styrkeprofilen i lagfølgen af jord
- overflademodstand langs stangen.

(2) Vingeforsøg kan benyttes til vurdering af den udrænede forskydningsstyrke c_u af kohæsiionsjord.

NOTE – Vingeforsøg er en enkel og billig måde til kontrol af blød jords trafikegnethed i forbindelse med tungt udstyr og tunge køretøjer.

(3) For at finde udledte værdier af c_u bør de målte værdier korrigeres med en faktor, der er baseret på lokal erfaring og afhænger af fx flydegrænsen, plasticitetsindeks og effektiv lodret spænding.

3.3.10.4 Drejesondering

(1)P Ved vurdering af drejesondering skal følgende tages i betragtning:

- detaljeret beskrivelse af forsøgsudførelse
- grundvandsforhold

- influence of overburden pressure;
- nature of the ground, particularly if cobbles or coarse gravel are encountered.

(2) Weight sounding tests may be used for the assessment of soil layer boundaries and the density of non-cohesive soils.

3.3.10.5 Pressuremeter test

(1)P In assessing the values of the limit pressure and the pressuremeter modulus, the following features shall be taken into account:

- the type of equipment;
- the procedure used to install the pressuremeter in the ground.

(2) Test curves, which exhibit more than a moderate degree of disturbance should not be used. Where the limit pressure is not reached during the test, a moderate and conservative extrapolation of the curve may be used to estimate it. For tests in which only the initial part of the pressuremeter curve is determined, general correlations or, preferably, local correlations from the same site may be used conservatively to estimate the limit pressure from the pressuremeter modulus.

3.3.10.6 Dilatometer test

(1)P In assessing dilatometer values the installation procedure shall be taken into account.

(2)P The succession of soil layers and especially some basic parameters such as granularity and degree of saturation shall be determined prior to the test.

(3) If strength parameters are to be evaluated, the penetration resistance should be taken into account.

(4) The dilatometer values should be used as an index for determining derived values of the stiffness moduli of the soil succession.

3.3.10.7 Compatability tests

(1)P In assessing the compatability of a fill material, the following features shall be taken into account:

- type of soil or rock;
- grain size distribution;
- grain shape;
- the heterogeneity of the material;
- the degree of saturation or water content;
- type of plant to be used.

(2) When using field measurements (e.g. soundings, dynamic compaction tests, plate load tests, settlement records) to control site compaction, the results of field compaction trials (see 5.3.3(4)) should be related to standard laboratory compaction test values in order to assess the compatability of a soil or a rock fill.

- indflydelse af overlejringstryk
- jordbundens art, især når der forekommer sten eller groft grus.

(2) Drejesondering kan benyttes til vurdering af laggrænser og densitet af friktionsjord.

3.3.10.5 Pressiometerforsøg

(1) Ved vurdering af værdierne af grænsetrykket og pressiometermodulet bør følgende tages i betragtning:

- instrumenttype
- den fremgangsmåde, der benyttes til at installere pressiometeret i jorden.

(2) Forsøgskurver, der udviser mere end en moderat forstyrrelsesgrad, bør ikke anvendes. Hvis grænsetrykket ikke nås under forsøget, kan en moderat og konservativ ekstrapolation af kurven benyttes til at vurdere dette. For forsøg, hvor kun den første del af pressiometerkuven bestemmes, kan generelle korrelationer eller bedre, lokale korrelationer fra samme byggefelt benyttes til at vurdere en konservativ værdi for grænsetrykket ud fra pressiometermodulet.

3.3.10.6 Dilatometerforsøg

(1) Ved vurdering af dilatometerværdierne skal der tages hensyn til installeringsmetoden.

(2) Lagfølgen i jorden og især nogle grundlæggende parametre som granulering og mætningsgrad skal bestemmes forud for forsøget.

(3) Hvis styrkeparametre skal vurderes, bør penetrationsmodstand tages i betragtning.

(4) Dilatometerværdierne bør anvendes som grundlag for bestemmelse af udledte værdier af stivhedsmodulerne i jordens lagfølge.

3.3.10.7 Komprimerbarhedsforsøg

(1) Ved vurdering af et fyldmateriales komprimerbarhed skal følgende tages i betragtning:

- jord- eller fjeldtype
- kornstørrelsesfordeling
- kornform
- materialets uensartethed
- vandmætningsgraden eller vandindholdet
- det materiel, der skal benyttes.

(2) Når der benyttes markforsøg (fx sonderinger, dynamiske indstampningsforsøg, pladebelastningsforsøg, sætningsregistrering) til kontrol af byggepladsens komprimering, bør resultaterne af prøvekomprimering (se 5.3.3(4)) sammenholdes med værdierne af standard laboratorieindstampningsforsøg for at vurdere komprimerbarheden af jord- eller sprængstensfyld.

3.4 Ground Investigation Report

3.4.1 Requirements

(1)P The results of a geotechnical investigation shall be compiled in a Ground Investigation Report, which shall form a part of the Geotechnical Design Report described in 2.8.

(2)P Reference shall be made to EN 1997-2 for information on the use of laboratory and field tests for geotechnical parameters.

(3) The Ground Investigation Report should normally consist of:

- a presentation of all available geotechnical information including geological features and relevant data;
- a geotechnical evaluation of the information, stating the assumptions made in the interpretation of the test results.

The information may be presented as one report or as separate parts.

3.4.2 Presentation of geotechnical information

(1)P The presentation of geotechnical information shall include:

- a factual account of all field and laboratory work;
- documentation of the methods used to carry out the field investigations and the laboratory testing.

The documentation shall be based on the test reports described in EN 1997-2.

(2) In addition, the factual account should include the following information, as relevant:

- names of all consultants and subcontractors;
- purpose and scope of the geotechnical investigation;
- dates between which field and laboratory work was performed;
- field reconnaissance of the general area of the project noting particularly:
 - evidence of ground-water;
 - behaviour of neighbouring structures;
 - exposures in quarries and borrow areas;
 - areas of instability;
 - difficulties during excavation;
- history of the site;
- geology of the site, including faulting;
- survey data;
- information from available aerial photographs;

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 udgraving
- byggepladsens historie
- byggepladsens geologi inklusive forkastning
- opmålingsdata
- information fra foreliggende luftfotografier

- local experience of the area;
- information about the seismicity of the area;
- procedures used for sampling and transportation and storage of samples;
- types of field equipment used;
- tabulation of quantities of field and laboratory work, and presentation of field observations, which were made by the supervising field personnel during the subsurface explorations;
- data on fluctuations of any ground-water table with time in the boreholes during the performance of the field work and in piezometers after the completion of the field work;
- compilation of boring logs, including photographs of the cores, with descriptions of subsurface formations based on field descriptions and on the results of the laboratory tests;
- the occurrence, or the possibility of occurrence, of radon;
- data on frost susceptibility of soils;
- grouping and presentation of field and laboratory test results in appendices.

3.4.3 Evaluation of geotechnical information

(1)P The evaluation of the geotechnical information shall include as appropriate:

- a review of the field and laboratory work. Any limitations in the data (e.g. defective, irrelevant, insufficient or inaccurate) shall be pointed out and commented upon. The sampling and sample transportation and storage procedures shall be considered when interpreting the test results. Any particularly adverse test results shall be considered carefully in order to determine if they are misleading or represent a real phenomenon that must be accounted for in the design;
- a review of the derived values of geotechnical parameters;
- any proposals for necessary further field and laboratory work, with comments justifying the need for this extra work. Such proposals shall be accompanied by a detailed programme for the extra investigations to be carried out with specific reference to the questions that have to be answered.

(2) In addition, the evaluation of the geotechnical data should include the following, if relevant:

- tabulation and graphical presentation of the results of the field and laboratory work in relation to the requirements of the project and, if deemed necessary,
- histograms illustrating the range of values of the most relevant data and their distribution;
- depth of the ground-water table and its seasonal fluctuations;
- subsurface profile(s) showing the differentiation of the various formations;
- detailed descriptions of all formations including their physical properties and their deformation and strength characteristics;
- comments on irregularities such as pockets and cavities;
- the range and any grouping of derived values of the geotechnical data for each stratum.

- 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 labortoriearbejde 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 poretryksmålinger 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) P Vurderingen af den geotekniske information skal omfatte (efter relevans):

- en oversigt over mark- og labortoriearbejdet. I tilfælde, hvor der er begrænsede data (fx forkerte, irrelevante, utilstrækkelige eller unøjagtige), skal dette påpeges og kommenteres. Prøveoptagelses-, transport- og lagringsprocedurer skal tages i betragtning ved tolkning af forsøgsresultaterne. Især skal særligt afgivende 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 labortoriearbejde, 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 labortoriearbejde i relation til projektersforudsætningerne 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 deformationsegenskaber og styrkeegenskaber
- kommentarer vedr. uregelmæssigheder som lommer og hulrum
- omfanget og eventuel gruppering af udledte værdier af de geotekniske data for hvert lag.

Section 4 Supervision of construction, monitoring and maintenance

4.1 General

(1)P To ensure the safety and quality of a structure, the following shall be undertaken, as appropriate:

- the construction processes and workmanship shall be supervised;
- the performance of the structure shall be monitored during and after construction;
- the structure shall be adequately maintained.

(2)P Supervision of the construction process, including workmanship, and any monitoring of the performance of the structure during and after construction, shall be specified in the Geotechnical Design Report.

(3) Supervision of the construction process, including workmanship, should involve the following, as appropriate:

- checking the validity of the design assumptions;
- identifying the differences between the actual ground conditions and those assumed in the design;
- checking that the construction is carried out according to the design.

(4) Observations and measurements of the behaviour of the structure and its surroundings should be made, as appropriate:

- during construction, to identify any need for remedial measures or alterations to the construction sequence, for example;
- during and post construction, to evaluate the long-term performance.

(5)P Design decisions, which are influenced by the results of the supervision and monitoring shall be clearly identified.

(6) The amount of construction supervision and the quantity of field and laboratory testing required to control and monitor performance should be planned during the design stage.

(7)P In the case of unexpected events, the methods, extent and frequency of monitoring shall be reviewed.

(8)P The level and quality of supervision and monitoring shall be at least equal to those assumed in the design and shall be consistent with the values selected for the design parameters and partial factors.

NOTE Annex J gives a checklist for construction supervision and performance monitoring.

4.2 Supervision

4.2.1 Plan of supervision

(1)P The plan included in the Geotechnical Design Report shall state acceptable limits for the results to be obtained by the supervision.

Kapitel 4 Tilsyn med udførelse, overvågning og vedligeholdelse

4.1 Generelt

(1)P For at sikre en konstruktions sikkerhed og kvalitet skal følgende foretages, når det er relevant:

- der skal holdes opsyn med udførelsesprocessen og den håndværksmæssige udførelse
- konstruktionens virkemåde skal overvåges under og efter udførelsen
- konstruktionen skal vedligeholdes i tilstrækkelig grad.

(2)P Tilsynet med udførelsesprocessen og den håndværksmæssige udførelse samt overvågning af konstruktionens virkemåde under og efter udførelsen skal ske i overensstemmelse med angivelserne i den geotekniske projekteringsrapport.

(3)Tilsynet med udførelsesprocessen og den håndværksmæssige udførelse bør omfatte følgende, når det er relevant:

- kontrol af gyldigheden af projekteringsforudsætningerne
- identifikation af forskelle mellem de faktiske jordbundsforhold og de forhold, der er forudsat ved projekteringen
- kontrol af at konstruktionen er udført i overensstemmelse med projekteringen.

(4) Observationer og målinger af konstruktionens virkemåde under og efter udførelsen bør omfatte følgende, når det er relevant:

- under udførelsen for at klarlægge behovet for afværgeforanstaltninger eller ændringer i konstruktionsrækkefølgen, fx
- under og efter udførelsen for at vurdere langtidsvirkemåden.

(5)P Dimensioneringsbeslutninger, der er påvirket af resultaterne af tilsyn og overvågning, skal klart angives.

(6) Den inspektion og kontrol samt de mark- og laboratorieforsøg, der kræves for at holde tilsyn med virkemåden, bør planlægges på projekteringsstadiet.

(7)P I tilfælde af uventede begivenheder bør metoderne, omfanget og hyppigheden af overvågningen tages op til fornyet overvejelse.

(8)P Niveauet og kvaliteten af tilsyn og overvågning skal mindst være som antaget i projekteringen og være i overensstemmelse med de valgte værdier af projekteringsparametrene og partialkoefficienterne.

NOTE – Anneks J giver en tjekliste for tilsyn med udførelsen og overvågning af bygværkets virkemåde.

4.2 Tilsyn

4.2.1 Tilsynsplan

(1)P Tilsynsplanen, der er indeholdt i den geotekniske projekteringsrapport, skal angive acceptkriterier for observationer ved tilsynet.

(2) The plan should specify the type, quality and frequency of supervision, which should be commensurate with:

- the degree of uncertainty in the design assumptions;
- the complexity of the ground and loading conditions;
- the potential risk of failure during construction;
- the feasibility of implementing design modifications or corrective measures during construction.

4.2.2 Inspection and control

(1)P The construction work shall be inspected on a continuous basis and the results of the inspection shall be recorded.

(2) For Geotechnical Category 1, the supervision programme may be limited to inspection, simple quality controls and a qualitative assessment of the performance of the structure.

(3) For Geotechnical Category 2, measurements of ground properties or the behaviour of structures should often be required.

(4) For Geotechnical Category 3, additional measurements should be required during each significant stage of construction.

(5)P Records shall be maintained of the following, as appropriate:

- significant ground and ground-water features;
- sequence of works;
- quality of materials;
- deviations from design;
- as-built drawings;
- results of measurements and of their interpretation;
- observations of the environmental conditions;
- unforeseen events.

(6) Records of temporary works should also be kept. Interruptions to the works, and their condition on re-commencement, should be recorded.

(7)P The results of the inspection and control shall be made available to the designer before any changes are decided.

(8) In general, the design documents and records of what was constructed should be stored for 10 years, unless agreed otherwise. More important documents should be stored for the lifetime of the relevant structure.

4.2.3 Assessment of the design

(1)P The suitability of the construction procedures and the sequence of operations shall be reviewed in the light of the ground conditions, which are encountered; the predicted behaviour

(2) Tilsynsplanen bør angive type, kvalitet og hyppighed af tilsyn, der børstå i rimeligt forhold til:

- graden af usikkerhed i projekteringsforudsætningerne
- kompleksiteten af jord og lastforhold
- potentiel risiko for brud under udførelsen
- muligheden for modifikationer i projektet eller for iværksættelse af korrigende handlinger under udførelsen.

4.2.2 *Inspektion og kontrol*

(1)P Konstruktionsarbejdet skal løbende inspiceres, og resultaterne af inspektionen skal registreres.

(2) I geoteknisk kategori 1 kan tilsynsprogrammet begrænses til inspektion, simpel kvalitetskontrol og skønsmæssig vurdering af konstruktionens virkemåde.

(3) I geoteknisk kategori 2 bør der ofte kræves målinger af jordegenskaber eller konstruktionens virkemåde.

(4) I geotekniske kategori 3 bør kræves yderligere målinger under hvert betydende udførelsestrin.

(5)P Der skal føres optegnelser over følgende, når det er relevant:

- vigtige jord- og grundvandsforhold
- rækkefølgen af arbejdet
- kvalitet af materialer
- afvigelser fra dimensioneringen
- tegninger af den faktisk udførte konstruktion
- resultater og tolkninger af målinger
- observationer af miljøforhold
- uforudsete begivenheder.

(6) Der bør også føres optegnelser over midlertidige arbejder. Afbrydelser af arbejdet og forholdene ved arbejdets genoptagelse bør registreres.

(7)P Resultaterne af inspektion og kontrol skal være tilgængelige for den projekterende forud for beslutning om eventuelle ændringer.

(8) Generelt skal projekteringsdokumenterne og optegnelserne over det opførte gemmes i 10 år, medmindre anden aftale foreligger. Vigtigere dokumenter bør gemmes i hele den relevante konstruktions levetid.

4.2.3 *Vurdering af projektet*

(1)P Anvendeligheden af udførelsesprocedurerne og rækkefølgen af arbejdet skal revurderes i forhold til de jordbundsforhold, som træffes i byggefeltet, og konstruktionens forudsatte virkemåde skal sammenlignes med den observerede virkemåde. Projektet skal vurderes på basis af resultaterne af inspektion og tilsyn.

of the structure shall be compared with the observed performance. The design shall be assessed on the basis of the results of the inspection and supervision.

(2) The assessment of the design should include a careful review of the most unfavourable conditions, which occur during construction with regard to:

- ground conditions;
- ground-water conditions;
- actions on the structure;
- environmental impacts and changes including landslides and rockfalls.

4.3 Checking ground conditions

4.3.1 Soil and rock

(1)P The descriptions and geotechnical properties of the soils and rocks in or on which the structure is founded or located shall be checked during construction.

(2) For Geotechnical Category 1, the descriptions of the soils and rocks should be checked by:

- inspecting the site;
- determining the types of soil and rock within the zone of influence of the structure;
- recording descriptions of the soil and rock exposed in excavations.

(3) For Geotechnical Category 2, the geotechnical properties of the soil or rock in or on which the structure is founded or located should also be checked. Additional site investigation may be needed. Representative samples should be recovered and tested to determine the index properties, strength and deformability.

(4) For Geotechnical Category 3, additional requirements should include further investigations and examination of details of the ground or fill conditions, which may have important consequences for the design.

(5) Indirect evidence of the geotechnical properties of the ground (for example, from pile driving records) should be recorded and used to assist in interpreting the ground conditions.

(6)P Deviations from the ground type and properties assumed in the design shall be reported without delay.

NOTE Normally these deviations are reported to the designer.

(7)P The principles used in design shall be checked to ensure that they are appropriate for the geotechnical features of the ground, which are encountered.

4.3.2 Ground-water

(1)P As appropriate, the ground-water levels, pore-water pressures and ground-water chemistry encountered during execution shall be compared with those assumed in the design.

(2) More thorough checks should be performed for sites on which significant variations of ground type and permeability are known or believed to exist.

(2) Vurderingen af projektet bør omfatte omhyggelig betragtning af de mest ugunstige forhold, der forekommer under udførelsen med hensyn til:

- jordbundsforhold
- grundvandsforhold
- laster på konstruktionen
- miljøvirkninger og ændringer inklusive jord- og stenskred.

4.3 Kontrol af jordbundsforhold

4.3.1 Jord og fjeld

(1)P Beskrivelserne og de geotekniske egenskaber af jord og fjeld, hvori eller hvorpå en konstruktion er funderet eller placeret, skal kontrolleres under udførelsen.

(2) For geoteknisk kategori 1 bør beskrivelserne af jord og fjeld kontrolleres ved hjælp af:

- inspektion af byggepladsen
- bestemmelse af jord- og fjeldtyper inden for den zone, der påvirkes af konstruktionen
- registrering af beskrivelser af jord og fjeld, der frilægges i udgravninger.

(3) For geoteknisk kategori 2 bør de geotekniske egenskaber af jord og fjeld, hvori eller hvorpå en konstruktion er funderet eller placeret, også kontrolleres. Yderligere undersøgelser på byggepladsen kan være nødvendige. Der bør optages repræsentative prøver for at bestemme klassifikationsparametre samt styrke- og deformationsegenskaber.

(4) For geoteknisk kategori 3 bør supplerende krav omfatte yderligere undersøgelser eller gennemgang af detaljer i jordbunds- eller opfyldningsforhold, der kan have vigtig indflydelse på dimensioneringen.

(5) Indirekte bevis på jordens geotekniske egenskaber (fx resultater fra pæleramming) bør registreres og benyttes som hjælp ved tolkningen af jordbundsforholdene.

(6)P Afgigelser fra jordtype og egenskaber, der er forudsat i dimensioneringen, skal ufortøvet rapporteres.

NOTE – Normalt rapporteres sådanne afgigelser til den projekterende.

(7)P Det skal kontrolleres, at principperne i dimensioneringen er hensigtsmæssige for de geotekniske karakteristika, der optræder i den berørte jord.

4.3.2 Grundvand

(1)P Når det er relevant, skal grundvandsniveau, porevandstryk og grundvanskemi, der optræder under udførelsen, sammenlignes med dimensioneringsforudsætningerne.

(2) Grundigere kontrol bør foretages på byggepladser, hvor man har viden om eller mistanke om, at der kan optræde betydelige variationer af jordtype og permeabilitet.

(3) For Geotechnical Category 1, checks should usually be based on previously documented experience in the area or on indirect evidence.

(4) For Geotechnical Categories 2 and 3, direct observations should normally be made of the ground-water conditions if these greatly affect either the method of construction or the performance of the structure.

(5) Ground-water flow characteristics and the pore-water pressure regime should be obtained by means of piezometers, which preferably should be installed before the start of construction operations. It may sometimes be necessary to install piezometers at large distances from the site as part of the monitoring system.

(6) If pore-water pressure changes occur during construction that may affect the performance of the structure, pore-water pressures should be monitored until construction is complete or until the pore-water pressures have dissipated to safe values.

(7) For structures below ground-water level, which may be subject to uplift, pore-water pressures should be monitored until the weight of the structure is sufficient to rule out the possibility of uplift.

(8) Chemical analysis of mobile water should be performed when any part of the permanent or temporary works may be significantly affected by chemical attack.

(9)P The effect of construction operations (including processes such as dewatering, grouting and tunnelling) on the ground-water regime shall be checked.

(10)P Deviations from the ground-water features assumed in the design shall be reported without delay.

(11)P The principles used in design shall be checked to ensure that they are appropriate for the ground-water features, which are encountered.

4.4 Checking construction

(1)P Site operations shall be checked for compliance with the method of construction assumed in the design and stated in the Geotechnical Design Report. Observed differences between the design assumptions and the site operations shall be reported without delay.

(2)P Deviations from the methods of construction assumed in the design and stated in the Geotechnical Design Report shall be explicitly and rationally considered and implemented.

(3)P The principles followed in design shall be checked to ensure that they are appropriate for the sequence of construction operations, which are used.

(4) For Geotechnical Category 1, a formal construction schedule need not normally be included in the Geotechnical Design Report.

NOTE The sequence of construction operations is normally decided by the contractor.

(5) For Geotechnical Categories 2 and 3, the Geotechnical Design Report may give the sequence of construction operations envisaged in the design.

NOTE Alternatively, the Geotechnical Design Report can state that the sequence of construction is to be decided by the contractor.

(3) I geoteknisk kategori 1 bør kontrol almindeligvis baseres på forud dokumenteret erfaring fra området eller på indirekte eftervisning.

(4) I de geotekniske kategorier 2 og 3 bør der normalt foretages direkte observationer af grundvandsforholdene, hvis disse har stor virkning på enten udførelsesmetoden eller konstruktionens virkemåde.

(5) Karakteristika om grundvandsstrømning og porevandstrykforhold bør findes ved hjælp af poretryksmålere, der fortrinsvis bør monteres, før udførelsesarbejdet påbegyndes. Det kan somme tider være nødvendigt at montere poretryksmålere i stor afstand fra byggepladsen som en del af overvågningssystemet.

(6) Hvis der forekommer ændringer i porevandstrykket under udførelsen, som kan påvirke konstruktionens virkemåde, bør porevandstrykket overvåges, indtil konstruktionen er færdig, eller indtil porevandstrykket er reduceret til sikre værdier.

(7) For konstruktioner under grundvandsniveau med risiko for løftning bør porevandstryk overvåges, indtil konstruktionens vægt er tilstrækkelig til at udelukke muligheden for løftning af konstruktionen.

(8) Kemisk analyse af strømmende vand bør foretages, når dele af permanente eller midlertidige anlæg kan påvirkes betydeligt af kemisk angreb.

(9)P Virkningen af arbejdets udførelse (inklusive processer som afvanding, støbning og udgravning af tunneller) på grundvandsforholdene skal kontrolleres.

(10)P Afvigelser fra de grundvandskarakteristiska, der er forudsat i dimensioneringen, skal rapporteres ufortøvet.

(11)P Det skal kontrolleres, at principperne i dimensioneringen er hensigtsmæssige for de grundvandskarakteristika, der optræder.

4.4 Kontrol af udførelse

(1)P Det skal kontrolleres, at aktiviteter på byggepladsen er i overensstemmelse med den udførelsesmetode, der er forudsat i dimensioneringen og angivet i den geotekniske projekteringsrapport. Observerede forskelle mellem dimensioneringsforudsætningerne og aktiviteterne på byggepladsen skal rapporteres ufortøvet.

(2)P Afvigelser fra de udførelsesmetoder, der er forudsat i dimensioneringen og angivet i den geotekniske projekteringsrapport skal tages i betragtning og implementeres klart og rationelt.

(3)P Det skal kontrolleres, at principperne anvendt i dimensioneringen er hensigtsmæssige for den anvendte rækkefølge af konstruktionsarbejdet.

(4) For geoteknisk kategori 1 er det normalt ikke nødvendigt at inkludere en formel udførelsesplan i den geotekniske projekteringsrapport.

NOTE – Konstruktionsrækkefølgen bestemmes normalt af entreprenøren.

(5) For geoteknisk kategori 2 og 3 kan den geotekniske projekteringsrapport angive den rækkefølge af konstruktionsarbejdet, der forudsæs i projektet.

NOTE – Alternativt kan den geotekniske projekteringsrapport angive, at konstruktionsrækkefølgen skal bestemmes af entreprenøren.

4.5 Monitoring

(1)P Monitoring shall be applied:

- to check the validity of predictions of performance made during the design;
- to ensure that the structure will continue to perform as required after completion.

(2)P The monitoring programme shall be carried out in accordance with the Geotechnical Design Report (see 2.8(3)).

(3) Records of the actual performance of structures should be made in order to collect databases of comparable experience.

(4) Monitoring should include measurement of the following:

- deformations of the ground affected by the structure;
- values of actions;
- values of contact pressure between ground and structure;
- pore-water pressures;
- forces and displacements (vertical or horizontal movements, rotations or distortions) in structural members.

(5) Results of measurements should be integrated with qualitative observations including architectural appearance.

(6) The length of any post-construction monitoring period should be altered as a result of observations made during construction. For structures that may impact unfavourably on appreciable parts of the surrounding physical environment, or for which failure may involve abnormal risks to property or life, monitoring should be required for more than ten years after construction is complete, or throughout the life of the structure.

(7)P The results obtained from monitoring shall always be evaluated and interpreted and this shall normally be done in a quantitative manner.

(8) For Geotechnical Category 1, the evaluation of performance may be simple, qualitative and based on inspection.

(9) For Geotechnical Category 2, the evaluation of performance may be based on measurements of movements of selected points on the structure.

(10) For Geotechnical Category 3, the evaluation of performance should normally be based on the measurement of displacements and analyses, which take account of the sequence of construction operations.

(11)P For structures that may have an adverse effect on ground or ground-water conditions, the possibility of leakage or of alterations to the pattern of ground-water flow, especially when fine grained soils are involved, shall be taken into account when planning the monitoring programme.

(12) Examples of this type of structure are:

- water retaining structures;
- structures intended to control seepage;

4.5 Overvågning

(1)P Overvågning skal anvendes for at:

- kontrollere gyldigheden af de antagelser vedr. virkemåde, der er gjort under projekteringen
- sikre, at konstruktionen fortsat vil opføre sig som påkrævet efter færdiggørelsen.

(2)P Overvågningsprogrammet skal udføres i overensstemmelse med den geotekniske projekteringsrapport (se 2.8(3)).

(3) Registreringer af konstruktionens faktiske virkemåde bør foretages for at indsamle information til databaser over sammenlignelige erfaringer.

(4) Målinger kan omfatte følgende:

- deformationer i jorden, som er påvirket af konstruktionen
- værdier af laster
- værdier af kontakttrykket mellem jord og konstruktion
- porevandstryk
- kræfter og forskydninger (lodrette og vandrette bevægelser, rotationer eller deformationer) i konstruktionselementer.

(5) Måleresultaterne bør integreres med kvalitative observationer inklusive det arkitektoniske udseende.

(6) Længden af overvågningsperioden efter færdiggørelsen af konstruktionen kan ændres som et resultat af observationer under udførelsen. For konstruktioner, der kan have ugunstig virkning på væsentlige dele af det omgivende fysiske miljø, eller hvor brud kan medføre usædvanlig risiko for bygninger eller menneskeliv, bør der kræves overvågning i mere end ti år efter færdiggørelsen af konstruktionen eller i hele konstruktionens levetid.

(7)P Resultaterne af overvågningen skal altid vurderes og fortolkes, normalt på en kvantitativ måde.

(8) For geoteknisk kategori 1 kan evaluering af konstruktionens virkemåde være enkel, kvalitativ og baseret på inspektion.

(9) For geoteknisk kategori 2 kan evaluering af konstruktionens virkemåde være baseret på målinger af bevægelser af udvalgte punkter i konstruktionen.

(10) For geoteknisk kategori 3 bør evaluering af konstruktionens virkemåde normalt være baseret på måling af bevægelser og beregninger, der tager hensyn til rækkefølgen af konstruktionsarbejdet.

(11)P For konstruktioner, der kan have en ugunstig virkning på jord- eller grundvandsforhold, skal der ved planlægning af overvågningsprogrammet tages hensyn til muligheden for lækage eller ændringer i grundvandsstrømningsmønster, især når det drejer sig om finkornet jord.

(12) Eksempler på denne konstruktionstype er:

- konstruktioner til tilbageholdelse af vand
- konstruktioner beregnet til kontrol af gennemsivning

- tunnels;
- large underground structures;
- deep basements;
- slopes and earth retaining structures;
- ground improvements.

4.6 Maintenance

(1)P The maintenance required to ensure the safety and serviceability of the structure shall be specified.

NOTE Normally this is specified to the owner/client.

(2) The maintenance specifications should provide information on:

- critical parts of the structure, which require regular inspection;
- works prohibited without a design review of the structure prior to their execution;
- frequency of the inspection.

- COPYRIGHT © Danish Standards. NOT FOR COMMERCIAL USE OR REPRODUCTION
- tunneller
 - store underjordiske konstruktioner
 - dybe kældre
 - skråninger og indfatninger af jord
 - grundforstærkning.

4.6 Vedligeholdelse

(1)P Den vedligeholdelse, der kræves for at sikre sikkerhed og anvendelighed af konstruktionen, skal være angivet.

NOTE – Normalt skal ejeren/bygherren have denne information.

(2) Vedligeholdelsesforskrifterne skal indeholde information om:

- kritiske dele af konstruktionen, der kræver regelmæssig inspektion
- arbejde, der ikke må udføres uden en forudgående gennemgang af dimensioneringen af konstruktionen
- inspektionens hyppighed.

Section 5 Fill, dewatering, ground improvement and reinforcement

5.1 General

(1)P The provisions in this Section shall apply where adequate ground conditions are achieved by:

- placing natural soil, crushed rock, blasted stone or certain waste products;
- dewatering;
- treating ground;
- reinforcing ground.

NOTE 1 Situations where soil or granular material is placed for engineering purposes include:

- fills beneath foundations and ground slabs;
- backfill to excavations and retaining structures;
- general landfill including hydraulic fill, landscape mounds and spoil heaps;
- embankments for small dams and infrastructure.

NOTE 2 Dewatering of ground may be temporary or permanent.

NOTE 3 Ground, which is treated to improve its properties may be either natural ground or fill. The ground improvement may be either temporary or permanent.

(2)P Design procedures for geotechnical works that include the use of fill, dewatering, improvement and reinforcement shall be those presented in Sections 6 to 12.

5.2 Fundamental requirements

(1)P Fill and dewatered, improved or reinforced ground shall be capable of sustaining the actions arising from its function and from its environment.

(2)P These fundamental requirements shall also be satisfied for the ground on which the fill is placed.

5.3 Fill construction

5.3.1 Principles

(1)P When designing fill constructions it shall be considered that the adequacy of the fill depends on the following:

- good material handling properties,
- adequate engineering properties after compaction.

(2) Transport and placement of the fill should be considered in the design.

Kapitel 5 Opfyldning, afvanding, grundforbedring og -forstærkning

5.1 Generelt

(1)P Bestemmelserne i dette kapitel gælder, hvor der opnås tilfredsstillende jordbundsforhold ved hjælp af:

- placering af naturlig jord, knuste sten, sprængsten eller visse affaldsprodukter
- afvanding
- behandling af jordbunden
- forstærkning af jordbunden.

NOTE 1 –Tilfælde, hvor jord eller granuleret materiale er placeret til brug for konstruktionsformål, omfatter:

- opfyldninger under fundamenter og gulve på jord
- tilbagefyld ved udgravnninger, støttemure og vægge
- generel jordopfyldning inklusive indpumpet fyld, jordvolde og affaldsdepoter
- opfyldninger i form af små diger og jernbane- eller vejdæmninger.

NOTE 2 –Afvanding af jorden kan være midlertidig eller permanent.

NOTE 3 –Jord, der behandles for at forbedre dens egenskaber, kan enten være naturlig jord eller fyld. Jordforbedringer kan enten være midlertidige eller permanente.

(2)P Dimensioneringsmetoder for geotekniske arbejder, der indbefatter opfyldning, afvanding, grundforbedring og -forstærkning, skal være i overensstemmelse med dem, der præsenteres i kapitel 6 til 12.

5.2 Grundlæggende krav

(1)P Fyld og afvandet, forbedret eller forstærket jord skal være i stand til at modstå påvirkninger fra laster, der optræder på grund af dens funktion og omgivelser.

(2)P Disse grundlæggende krav skal også opfyldes for den jord, hvorpå fylden placeres.

5.3 Opfyldning

5.3.1 Principper

(1)P Der skal ved dimensioneringen tages hensyn til, at fyldens egnethed afhænger af følgende:

- gode materialehåndteringsegenskaber
- hensigtsmæssige egenskaber efter komprimering.

(2) Der skal ved dimensioneringen tages hensyn til transport og indbygning.

5.3.2 Selection of fill material

(1)P The criteria for specifying material as suitable for use as fill shall be based on achieving adequate strength, stiffness, durability and permeability after compaction. These criteria shall take account of the purpose of the fill and the requirements of any structure to be placed on it.

(2) Suitable fill materials may include most graded natural granular materials and certain waste products such as selected colliery waste and pulverised fuel ash. Some manufactured materials, such as light aggregate, may also be used in some circumstances. Some cohesive materials may be suitable but require particular care.

(3)P The following aspects shall be taken into account when specifying a fill material:

- grading;
- resistance to crushing;
- compactibility;
- permeability;
- plasticity;
- strength of underlying ground;
- organic content;
- chemical aggression;
- pollution effects;
- solubility;
- susceptibility to volume changes (swelling clays and collapsible materials);
- low temperature and frost susceptibility;
- resistance to weathering;
- effect of excavation, transportation and placement;
- possibility of cementation occurring after placement (e.g. blast furnace slags).

(4) If local materials in their natural state are not suitable for use as fill, it can be necessary to adopt one of the following procedures:

- adjust the water content;
- mix with cement, lime or other materials;
- crush, sieve or wash;
- protect with appropriate material;
- use drainage layers.

(5) Frozen, expansive or soluble soils should not normally be used as fill material.

5.3.2 Valg af fyldmateriale

(1) P Kriterierne for valg af materiale, der er egnet til fyld, skal baseres på opnåelse af tilstrækkelig styrke, stivhed og permeabilitet efter komprimering. Disse kriterier skal tage hensyn til formålet med opfyldningen samt kravene til de konstruktioner, der skal placeres på den.

(2) Passende fyldmaterialer omfatter de fleste graderede naturlige friktionsmaterialer og visse affaldsprodukter som fx udvalgt kulmineaffald og flyveaske. Nogle kunstigt fremstillede materialer som fx lette tilslag kan også benyttes under visse omstændigheder. Nogle kohæsive materialer kan være egnede, men kræver særlig omhu.

(3) P Følgende forhold skal tages i betragtning ved valg af fyldmateriale:

- gradering
- modstandsevne mod knusning
- komprimeringsevne
- permeabilitet
- plasticitet
- styrke af underliggende jord
- indhold af organiske materialer
- kemisk aggressivitet
- forureningsvirkninger
- opløselighed
- tilbøjelighed til rumfangsændringer (svellende ler og strukturelt ustabile materialer)
- lav temperatur og frostfølsomhed
- modstandsevne mod vejrliget
- virkning af udgravnning, transport og placering
- mulighed for cementering forekommer efter placering (fx højovnsslagger).

(4) Hvis lokale materialer ikke er egnede til fyld i deres naturlige form, kan det være nødvendigt at anvende én af følgende procedurer:

- ændring af vandindhold
- blanding med cement, kalk eller andre materialer
- knusning, sigtning eller udvaskning
- beskyttelse med egnet materiale
- anvendelse af drænlag.

(5) Frossen, ekspansiv eller strukturelt ustabil jord bør normalt ikke anvendes som fyldmateriale.

(6)P When the selected material contains potentially aggressive or polluting chemicals, adequate provisions shall be adopted to prevent it from attacking structures or services or polluting the ground-water. Such materials shall only be used in large amounts in permanently monitored locations.

(7)P In case of doubt, the fill material shall be tested at source to ensure that it is suitable for its intended purpose. The type, number and frequency of the tests shall be selected according to the type and heterogeneity of the material and the nature of the project.

(8) In Geotechnical Category 1, inspection of the material may often be sufficient.

(9)P Material used for fill with specified severe requirements regarding bearing resistance, settlement and stability shall not contain matter such as snow, ice or peat in any significant amount.

(10) In fills with no specified requirements for bearing resistance, settlement or stability, the fill material may contain small amounts of snow, ice or peat.

5.3.3 Selection of procedures for fill placement and compaction

(1)P Compaction criteria shall be established for each zone or layer of fill, related to its purpose and performance requirements.

(2)P The procedures for fill placement and compaction shall be specified in such a way that stability of the fill is ensured during the entire construction period and the natural subsoil is not adversely affected.

(3)P The compaction procedure for fill shall be specified depending on the compaction criteria and on the following:

- the origin and nature of the material;
- the placement method;
- the placement water content and its possible variations;
- the initial and final thickness of the lift;
- the local climatic conditions;
- the uniformity of compaction;
- the nature of underlying ground.

(4) In order to develop an appropriate procedure for compaction, a trial compaction should be performed at the site using the intended material and compaction equipment. This allows the determination of the compaction procedure (method of placement, compaction equipment, layer thickness, number of passes, adequate techniques for transportation, amount of water that shall be added) to be followed. A trial compaction may also be used to establish the control criteria.

(5) Where there is a possibility of rainfall during the placement of cohesive fill material, the fill surface should at all stages be profiled so as to permit adequate run-off.

(6) At temperatures below freezing, fill may require heating before placement and frost protection of the fill surface. The need of these measures should be evaluated case-by-case, taking into account the quality of the fill material and the required degree of compaction.

(6)P Når det valgte materiale indeholder potentielt aggressive eller forurenende kemikalier, skal der træffes foranstaltninger, der er tilstrækkelige til at forhindre, at disse angriber konstruktioner eller installationer eller forurener grundvandet. Sådanne materialer må kun anvendes i store mængder på permanent overvågede steder.

(7)P I tvivlstilfælde skal fyldmaterialet afprøves for at sikre, at det er egnet til det tilsigtede formål. Type, antal og hypsighed af disse afprøvninger skal vælges i henhold til materialets type og heterogenitet samt projektets art.

(8) For geoteknisk kategori 1 er inspektion af materialet ofte tilstrækkelig.

(9)P Materiale, der anvendes til fyld med specificerede strenge krav til bæreevne, sætning og stabilitet må ikke indeholde substanser som sne, is eller tørv i væsentlig grad.

(10) I fyldmateriale, hvor der ikke stilles særlige krav til bæreevne, sætning eller stabilitet, kan materialet indeholde mindre mængder af sne, is eller tørv.

5.3.3 Valg af procedurer for placering af fyld og komprimering

(1)P Der skal fastlægges komprimeringskriterier for hver zone eller lag af fyld i relation til dets formål og funktionskrav.

(2)P Procedurerne for placering af fyld og komprimering skal vælges på en sådan måde, at opfyldningens stabilitet er sikret i hele udførelsesperioden, og således at det naturlige underlag ikke bliver ugunstigt påvirket.

(3)P Komprimeringsproceduren for fyld skal være afhængig af komprimeringskravene samt følgende:

- oprindelse og art af materialet
- indbygningsmetoden
- indbygningsvandindholdet og mulige variationer
- initiel og endelig tykkelse af hvert lag
- de lokale klimaforhold
- komprimeringens ensartethed
- arten af underliggende jord.

(4) For at udvikle en hensigtsmæssig komprimeringsprocedure bør der udføres en prøvekomprimering på byggepladsen med det materiale og komprimeringsudstyr, der skal benyttes. Dette muliggør bestemmelse af den komprimeringsprocedure (indbygningsmetode, komprimeringsudstyr, lagtykkelse, antal passager, hensigtsmæssig transportteknik, vandmængde der skal tilsættes), der skal anvendes. Der kan også udføres en prøvekomprimering for at fastlægge kontrolkriterierne.

(5) Hvor der er mulighed for regn under anbringelsen af kohæsive fyldmaterialer, skal overfladen af opfyldningen på alle stadier profileres således, at der sker tilstrækkelig afvanding.

(6) Placering af fyld ved temperaturer under frysepunktet kan kræve opvarmning af fylden før udlægning samt frostbeskyttelse af opfyldningens overflade. Behovet for iværksættelse af disse forholdsregler skal vurderes i hvert enkelt tilfælde under hensyntagen til kvaliteten af fyldmaterialet og den krævede komprimeringsgrad.

(7)P Backfill placed around foundations and beneath floor slabs shall be compacted such that damaging subsidence does not occur.

(8) Fill should be placed on an undisturbed and drained ground surface. Any mixing of the fill with the ground should be prevented by using a filter textile or filter layer.

(9) Before placing fill underwater, all soft material encountered should be removed by dredging or other means.

5.3.4 Checking the fill

(1)P Fill shall be inspected or tested to ensure that the material, its placement water content and the compaction procedures comply with the specification.

(2) Testing need not be performed for some combinations of materials and compaction procedures if the compaction procedure has been proved by a field trial or by comparable experience.

(3) Compaction should be tested by one of the following methods:

- measurement of dry density and, if required by the design, measurement of the water content;
- measurement of properties such as, for example, penetration resistance or stiffness. Such measurement cannot always determine if satisfactory compaction has been achieved in cohesive soils.

(4) Minimum fill densities determined, for example, by Proctor percentages, should be specified and checked on site.

(5) For rock fill or fill containing a large amount of coarse particles, compaction should be checked by field methods. The Proctor test is not applicable to these materials.

(6) Site checking (see EN 1997-2) may be made by one of the following:

- ensuring that compaction has been performed according to the procedure deduced from a field trial or from comparable experience;
- checking that the settlement induced by an additional pass of the compaction equipment is equal to or less than a specified value;
- plate loading tests;
- seismic or dynamic methods.

(7)P In cases where over-compaction is not acceptable, an upper bound limit for the compaction shall be specified.

(8) Over-compaction can cause the following undesirable effects:

- the development of slickensides and high soil stiffnesses in slopes;
- high earth pressures on buried and earth retaining structures;
- crushing of materials such as soft rocks, slags and volcanic sands used as light weight fills.

(7)P Bagfyld omkring fundamenter og under gulvplader skal komprimeres for at undgå skadelig nedsynkning.

(8) Fyld bør placeres på en uforstyrret og drænet jordoverflade. Blanding af jord og fyld bør forhindres ved hjælp af et geotekstil eller filterlag.

(9) Inden placering af fyld under vand skal alt blødt materiale fjernes ved oprensning eller andre metoder.

5.3.4 *Kontrol af opfyldningen*

(1)P Fyld skal inspiceres eller prøves for at sikre, at materialet, dets indbygningsvandindhold og komprimeringsprocedurer er i overensstemmelse med det foreskrevne.

(2) Ved visse kombinationer af materialer og komprimeringsprocedurer er prøvning ikke nødvendig, hvis komprimeringsproceduren er eftervist ved et markforsøg eller ved sammenlignelig erfaring.

(3) Komprimeringskontrol bør ske ved én af følgende metoder:

- måling af tørrumvægt og, hvis påkrævet i projektet, måling af vandindholdet
- måling af egenskaber som penetrationsmodstand eller stivhed. En sådan måling kan ikke altid fastlægge, om der er opnået tilfredsstillende komprimering i kohæsionsjord.

(4) Minimum densitet af fyld, der fx er bestemt ud fra Proctor komprimeringsgrad, skal angives og kontrolleres på byggepladsen.

(5) For stenfyld eller fyld, der indeholder en stor mængde grove partikler, bør komprimeringen kontrolleres ved hjælp af markforsøg. Proctorforsøg er ikke anvendeligt for disse materialer.

(6) Kontrol på byggepladsen (se EN 1997-2) kan udføres ved én af følgende metoder:

- kontrol af, at komprimering er udført i henhold til proceduren udledt af markforsøg eller af sammenlignelig erfaring
- kontrol af, at yderligere sætning, der fremkaldes af en ekstra passage af komprimeringsudstyret, er lig med eller mindre end en angivet værdi
- pladebelastningsforsøg
- seismiske eller dynamiske metoder.

(7)P I tilfælde, hvor overkomprimering ikke kan accepteres, skal en øvre grænse for komprimeringen angives.

(8) Overkomprimering kan have følgende uønskede virkninger:

- udvikling af begyndende glideflader og stor jordstivhed i skrånninger
- stort jordtryk på underjordiske konstruktioner og på støttekonstruktioner for jord
- knusning af materialer som fx svage sten, slagger og vulkansk sand brugt som letvægtsfyld.

5.4 Dewatering

(1)P Any scheme for removing water from the ground or for lowering the water pressure shall be based on the results of a geotechnical or hydrogeological investigation.

(2) Water may be removed from the ground by gravity drainage, by pumping from sumps, well points or bored wells, or by electro-osmosis. The scheme adopted will depend on:

- the existing ground and ground-water conditions;
- the characteristics of the project: e.g. excavation depth and extent of dewatering.

(3) Part of the dewatering scheme may be a system of recharge wells at some distance from the excavation.

(4) In the dewatering scheme the following conditions should be considered, as appropriate:

- in the case of excavations, the sides of the excavation remain stable at all times under the effect of ground-water lowering; also, excessive heaving or rupture of the base, for example due to excessive water pressure beneath a less permeable layer, does not occur;
- the scheme does not lead to excessive settlements or damage to nearby structures;
- the scheme avoids excessive loss of ground by seepage from the sides or base of the excavation;
- except in the case of fairly uniformly graded material, which can establish itself as a filter material, adequate filters are provided around the sumps to ensure that there is no significant transportation of soil with the pumped water;
- water removed from an excavation is normally discharged far enough from the excavated area;
- the dewatering scheme is so designed, arranged and installed as to maintain the water levels and pore-water pressures anticipated in the design without significant fluctuations;
- there is adequate margin of pumping capacity and back-up capacity is available in the case of breakdown;
- when allowing the ground-water to return to its original level, care is taken to prevent problems such as collapse of soils having a sensitive structure, e.g. loose sand;
- the scheme does not lead to excessive transport of contaminated water to the excavation;
- the scheme does not lead to excessive extraction in a drinking water catchment area.

(5)P The effectiveness of dewatering shall be checked by monitoring the ground-water level, the pore-water pressures and the ground movements, as necessary. Data shall be reviewed and interpreted frequently to determine the effects of dewatering on the ground conditions and on the behaviour of nearby structures.

(6)P If a pumping operation is to continue over a long period of time, the ground-water shall be checked for the presence of dissolved salts and gases, which could either result in corrosion of the well screens or cause clogging of the screens by the precipitation of salts.

(7)P Systems for long term dewatering shall be designed to prevent clogging by bacterial action or other causes.

5.4 Afvanding

(1)P Enhver plan til at fjerne vand fra jorden eller til at sænke vandtrykket skal baseres på resultaterne fra en geoteknisk eller hydrogeologisk undersøgelse.

(2) Vand kan fjernes fra jorden ved hjælp af gravitationsdræning, ved pumpning fra pumpesumpe, sugespidser eller fra borede brønde, eller ved elektroosmose. Den benyttede plan vil afhænge af:

- de eksisterende jordbunds- og grundvandsforhold
- projektets karakteristika, fx udgravningsdybde og omfang af afvanding.

(3) En del af afvandingsplanen kan være et recirkulationssystem med brønde i nogen afstand fra udgravingen.

(4) I afvandingsplanen skal følgende forhold vurderes, når det er relevant:

- ved udgravinger skal siderne af udgravingen til alle tider forblive stabile under grundvandssænkning; for stor hævning eller brud i udgravingens bund fx på grund af for stort vandtryk under et mindre permeabelt lag må ikke forekomme
- den anvendte procedure må ikke medføre for store sætninger eller skader på nærliggende konstruktioner
- den anvendte procedure skal sikre, at for store tab af jord på grund af gennemsivning fra siden eller fra udgravingens bund undgås
- der skal bruges egnede filtre omkring pumpesumpe for at sikre, at der ikke sker væsentlig transport af jord sammen med det oppumpede vand, undtagen for ret velsorteret materiale, der selv kan virke som filtermateriale
- vand, der fjernes fra en udgraving, skal normalt udledes tilstrækkelig langt fra fra det udgravede område
- afvandingsplanen skal være udformet og iværksat, således at de vandspejlsniveauer og porevandstryk, der er forudsat i dimensioneringen, oprettholdes uden væsentlige variationer
- der skal være tilstrækkelig marge i form af pumpekapacitet og ekstraanlæg i tilfælde af sammenbrud
- når man lader grundvandet stige til dets oprindelige niveau, skal der træffes foranstaltninger til at forhindre problemer som fx kollaps af jord med en sensitiv struktur, fx løst sand
- den anvendte procedure må ikke føre til for stor transport af forurenset vand til udgravingen
- den anvendte procedure må ikke føre til, at der fjernes for meget drikkevand i områder med indvinding af drikkevand.

(5)P Effektiviteten af afvandingen skal kontrolleres ved overvågning af grundvandsniveauer, porevandstrykket og jordbevægelser i nødvendigt omfang. De indsamlede data skal hyppigt gennemgås og fortolkes for at bestemme virkningerne af afvandingen på jordbundsforholdene og nærliggende konstruktioner.

(6)P Hvis en pumpning skal strække sig over en lang tidsperiode, skal grundvandet kontrolleres for opløste salte og gasser, der enten kan korrodere brøndfiltre eller tilstoppe filtre ved udfældning af salte.

(7)P Systemer til langtidsdræning skal udformes således, at tilstopning på grund af bakterieangreb eller andre årsager forhindres.

5.5 Ground improvement and reinforcement

(1)P A geotechnical investigation of the initial ground conditions shall be carried out before any ground improvement or reinforcement method is chosen or used.

(2)P The ground improvement method for a particular situation shall be designed taking into account the following factors where appropriate:

- thickness and properties of the ground or fill material;
- magnitude of water pressure in the various strata;
- nature, size and position of the structure to be supported by the ground;
- prevention of damage to adjacent structures or services;
- if the ground improvement is temporary or permanent;
- in terms of anticipated deformations, the relationship between the ground improvement method and the construction sequence;
- the effects on the environment including pollution by toxic substances or changes in ground-water level;
- the long-term deterioration of materials.

(3)P The effectiveness of the ground improvement shall be checked against the acceptance criteria by determining the induced changes in the appropriate ground properties.

5.5 Grundforbedring og -forstærkning

(1)P Forud for valg og iværksættelse af en forbedrings- eller forstærkningsmetode skal der foretages en geoteknisk undersøgelse af de initiale jordbundsforhold.

(2)P Metoden til forbedring af jorden skal i det enkelte tilfælde udformes under iagttagelse af følgende faktorer, når det er relevant:

- tykkelse og egenskaber af jordlag eller fyldmateriale
- størrelse af vandtryk i de forskellige lag
- art, størrelse og placering af konstruktionen, der skal bæres af jorden
- forebyggelse af skader på tilgrænsende konstruktioner eller installationer
- om grundforbedringen er midlertidig eller permanent
- sammenhængen mellem grundforbedringsmetodens og konstruktionsrækkefølgens betydning for de forventede deformationer
- virkningen på miljøet inklusive forurening af giftige materialer eller ændringer i grundvandsniveau
- langtidsvirkninger med hensyn til materialenedbrydning.

(3)P Effektiviteten af grundforbedringen skal kontrolleres i henhold til godkendelseskriterierne ved bestemmelse af ændringer i relevante jordbundsegenskaber.

Section 6 Spread foundations

6.1 General

- (1)P The provisions of this Section apply to spread foundations including pads, strips and rafts.
(2) Some of the provisions may be applied to deep foundations such as caissons.

6.2 Limit states

- (1)P The following limit states shall be considered and an appropriate list shall be compiled:
- loss of overall stability;
 - bearing resistance failure, punching failure, squeezing;
 - failure by sliding;
 - combined failure in the ground and in the structure;
 - structural failure due to foundation movement;
 - excessive settlements;
 - excessive heave due to swelling, frost and other causes;
 - unacceptable vibrations.

6.3 Actions and design situations

- (1)P Design situations shall be selected in accordance with 2.2.
(2) The actions listed in 2.4.2(4) should be considered when selecting the limit states for calculation.
(3) If structural stiffness is significant, an analysis of the interaction between the structure and the ground should be performed in order to determine the distribution of actions.

6.4 Design and construction considerations

- (1)P When choosing the depth of a spread foundation the following shall be considered:
- reaching an adequate bearing stratum;
 - the depth above which shrinkage and swelling of clay soils, due to seasonal weather changes, or to trees and shrubs, may cause appreciable movements;
 - the depth above which frost damage may occur;
 - the level of the water table in the ground and the problems, which may occur if excavation for the foundation is required below this level;
 - possible ground movements and reductions in the strength of the bearing stratum by seepage or climatic effects or by construction procedures;
 - the effects of excavations on nearby foundations and structures;

Kapitel 6 Direkte fundering

6.1 Generelt

(1)P Bestemmelserne i dette kapitel gælder for direkte funderede fundamenter inklusive punkt-, striben 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 hævninger 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 vejændringer, eller på grund af træer eller buske kan forårsage betydelige bevægelser
- dybden, hvorover der kan ske frostskader
- vandspejlsniveauet i jorden og de problemer, der kan opstå, hvis udgraving til fundamentet under dette niveau er påkrævet
- mulige jordbevægelser og reduktion af styrken af det bærende lag på grund af gennemsivning, klimatiske årsager eller på grund af udførelsесproceduren
- virkninger af udgravinger på nærliggende fundamenter og konstruktioner

- anticipated excavations for services close to the foundation;
- high or low temperatures transmitted from the building;
- the possibility of scour;
- the effects of variation of water content due to long periods of drought, and subsequent periods of rain, on the properties of volume-unstable soils in arid climatic areas;
- the presence of soluble materials, e.g. limestone, claystone, gypsum, salt rocks;

(2) Frost damage will not occur if:

- the soil is not frost-susceptible;
- the foundation level is beneath frost-free depth;
- frost is eliminated by insulation.

(3) EN-ISO 13793 may be applied for frost protecting measures for building foundations.

(4)P In addition to fulfilling the performance requirements, the design foundation width shall take account of practical considerations such as economic excavation, setting out tolerances, working space requirements and the dimensions of the wall or column supported by the foundation.

(5)P One of the following design methods shall be used for spread foundations:

- a direct method, in which separate analyses are carried out for each limit state. When checking against an ultimate limit state, the calculation shall model as closely as possible the failure mechanism, which is envisaged. When checking against a serviceability limit state, a settlement calculation shall be used;
- an indirect method using comparable experience and the results of field or laboratory measurements or observations, and chosen in relation to serviceability limit state loads so as to satisfy the requirements of all relevant limit states;
- a prescriptive method in which a presumed bearing resistance is used (see 2.5).

(6) Calculation models for ultimate and serviceability limit state design of spread foundations on soil given in 6.5 and 6.6 respectively should be applied. Presumed bearing pressures for the design of spread foundations on rock should be applied according to 6.7.

6.5 Ultimate limit state design

6.5.1 Overall stability

(1)P Overall stability, with or without the foundations, shall be checked particularly in the following situations:

- near or on a natural or man-made slope;
- near an excavation or a retaining wall;
- near a river, a canal, a lake, a reservoir or the sea shore;
- near mine workings or buried structures.

- fremtidige udgravnninger 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 frostskader, 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 fundamentsbrede tages hensyn til praktiske overvejelser som fx økonomisk udgraving, bestemmelse af tolerancer, arbejdsplasskrav 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 brudgrænse-tilstand skal beregningen modellere den forudsete 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 anslæde bæreevner for dimensionering af fundamenter på fjeld anført i 6.7 bør benyttes.

6.5 Beregning af brudgrænsetilstand

6.5.1 Totalstabilitet

(1)PTotalstabiliteten 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, reservoar eller ved kysten
- tæt ved minearbejder eller underjordiske konstruktioner.

(2)P For such situations, it shall be demonstrated using the principles described in Section 11, that a stability failure of the ground mass containing the foundation is sufficiently improbable.

6.5.2 Bearing resistance

6.5.2.1 General

(1)P The following inequality shall be satisfied for all ultimate limit states:

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

(2)P R_d shall be calculated according to 2.4.

(3)P V_d shall include the weight of the foundation, the weight of any backfill material and all earth pressures, either favourable or unfavourable. Water pressures not caused by the foundation load shall be included as actions.

6.5.2.2 Analytical method

(1) A commonly recognized analytical method should be used.

NOTE The sample analytical calculation for bearing resistance given in Annex D may be used.

(2)P An analytical evaluation of the short-term and long-term values of R_d shall be considered, particularly in fine-grained soils.

(3)P Where the soil or rock mass beneath a foundation presents a definite structural pattern of layering or other discontinuities, the assumed rupture mechanism and the selected shear strength and deformation parameters shall take into account the structural characteristics of the ground.

(4)P When calculating the design bearing resistance of a foundation on layered deposits, the properties of which vary greatly between one another, the design values of the ground parameters shall be determined for each layer.

(5) Where a strong formation underlies a weak formation, the bearing resistance may be calculated using the shear strength parameters of the weak formation. For the reverse situation, punching failure should be checked.

(6) Analytical methods are often not applicable to the design situations described in 6.5.2.2(3)P, 6.5.2.2(4)P and 6.5.2.2(5). Numerical procedures should then be applied to determine the most unfavourable failure mechanism.

(7) The overall stability calculations described in Section 11 may be applied.

6.5.2.3 Semi-empirical method

(1) A commonly recognized semi-empirical method should be used.

NOTE The sample semi-empirical method for bearing resistance estimation using pressuremeter test results given in Annex E is recommended.

(2)P 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)P Følgende ulighed skal opfyldes for alle brudgrænsetilstande:

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

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

(3)P 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.

NOTE – Eksemplet på analytisk beregning af bæreevne anført i annex D kan benyttes.

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

(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.

6.5.2.3 Halvempirisk metode

(1) Der bør anvendes en alment anerkendt halvempirisk metode.

NOTE – Den halvempiriske metode til bæreevnenvurdering ud fra resultaterne af pressiometerforsøg anført i annex E anbefales.

6.5.2.4 Prescriptive method using presumed bearing resistance

(1) A commonly recognized prescriptive method based on presumed bearing resistance should be used.

NOTE The sample method for deriving the presumed bearing resistance for spread foundations on rock given in Annex G is recommended. When such a method is applied, the design result should be evaluated on the basis of comparable experience.

6.5.3 Sliding resistance

(1)P Where the loading is not normal to the foundation base, foundations shall be checked against failure by sliding on the base.

(2)P The following inequality shall be satisfied:

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

(3)P H_d shall include the design values of any active earth forces imposed on the foundation.

(4)P R_d shall be calculated according to 2.4.

(5) The values of R_d and $R_{p;d}$ should be related to the scale of movement anticipated under the limit state of loading considered. For large movements, the possible relevance of post-peak behaviour should be considered. The value of $R_{p;d}$ selected should reflect the anticipated life of the structure.

(6)P For foundations bearing within the zone of seasonal movements of clay soils, the possibility that the clay could shrink away from the vertical faces of foundations shall be considered.

(7)P The possibility that the soil in front of the foundation may be removed by erosion or human activity shall be considered.

(8)P For drained conditions, the design shear resistance, R_d , shall be calculated either by factoring the ground properties or the ground resistance as follows;

$$R_d = V_d \tan \delta_d \quad (6.3a)$$

or

$$R_d = (V_d \tan \delta_k) / \gamma_{R;h} \quad (6.3b)$$

NOTE In design procedures where the effects of actions are factored, the partial factor for the actions (γ_F) is 1,0 and $V_d = V_k$ in equation (6.3b).

(9)P In determining V'_d , account shall be taken of whether H_d and V'_d are dependent or independent actions.

(10) The design friction angle δ_d may be assumed equal to the design value of the effective critical state angle of shearing resistance, $\phi'_{cv;d}$, for cast-in-situ concrete foundations and equal to 2/3 $\phi'_{cv;d}$ for smooth precast foundations. Any effective cohesion c' should be neglected.

(11)P For undrained conditions, the design shearing resistance, R_d , shall be calculated either by factoring the ground properties or the ground resistance as follows:

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

6.5.2.4 Foreskrevne metode med anvendelse af anslået bæreevne

(1) Der skal anvendes en alment anerkendt metode baseret på anslået bæreevne.

NOTE – Metoden til udledelse af anslået bæreevne for fundamenter på fjeld anført i annekts G anbefales. Hvis en sådan metode benyttes, bør resultatet vurderes ud fra sammenlignelig erfaring.

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 drænede forhold skal den regningsmæssige forskydningsmodstand, R_d , beregnes enten ved indregning af jordegenskaber eller jordmodstand som følger:

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

eller

$$R_d = (V'_d \tan \delta_k) / \gamma_{R;h} \quad (6.3b)$$

NOTE – Ved dimensioneringsprocedurer, hvor det er lastvirkningen, der påsættes en sikkerhedsfaktor (γ_f) er partialkoefficienten for last (γ_f) lig med 1,0 og $V'_d = V'_k$ i ligning (6.3b).

(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:

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

or

$$R_d = (A_c c_{u;k}) / \gamma_{R,h} \quad (6.4b)$$

(12)P If it is possible for water or air to reach the interface between a foundation and an undrained clay subgrade, the following check shall be made:

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

(13) Requirement (6.5) may only be disregarded if the formation of a gap between the foundation and the ground will be prevented by suction in areas where there is no positive bearing pressure.

6.5.4 Loads with large eccentricities

(1)P Special precautions shall be taken where the eccentricity of loading exceeds 1/3 of the width of a rectangular footing or 0,6 of the radius of a circular footing.

Such precautions include:

- careful review of the design values of actions in accordance with 2.4.2;
- designing the location of the foundation edge by taking into account the magnitude of construction tolerances.

(2) Unless special care is taken during the works, tolerances up to 0,10 m should be considered.

6.5.5 Structural failure due to foundation movement

(1)P Differential vertical and horizontal foundation displacements shall be considered to ensure that they do not lead to an ultimate limit state occurring in the supported structure.

(2) A presumed bearing pressure may be adopted (see 2.5) provided displacements will not cause an ultimate limit state in the structure.

(3)P In ground that may swell, the potential differential heave shall be assessed and the foundations and structure designed to resist or accommodate it.

6.6 Serviceability limit state design

6.6.1 General

(1)P Account shall be taken of displacements caused by actions on the foundation, such as those listed in 2.4.2(4).

(2)P In assessing the magnitude of foundation displacements, account shall be taken of comparable experience, as defined in 1.5.2.2. If necessary, calculations of displacements shall also be carried out.

(3)P For soft clays, settlement calculations shall always be carried out.

(4) For spread foundations on stiff and firm clays in Geotechnical Categories 2 and 3, calculations of vertical displacement (settlement) should usually be undertaken. Methods that may be used to calculate settlements caused by loads on the foundation are given in 6.6.2.

eller

$$R_d = (A_c c_{u;k}) / \gamma_{R,h} \quad (6.4b)$$

(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 udførelsestolerancer.

(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 The serviceability limit state design loads shall be used when calculating foundation displacements for comparison with serviceability criteria.

(6) Calculations of settlements should not be regarded as accurate. They merely provide an approximate indication.

(7)P Foundation displacements shall be considered both in terms of displacement of the entire foundation and differential displacements of parts of the foundation.

(8)P The effect of neighbouring foundations and fills shall be taken into account when calculating the stress increase in the ground and its influence on ground compressibility.

(9)P The possible range of relative rotations of the foundation shall be assessed and compared with the relevant limiting values for movements discussed in 2.4.9.

6.6.2 Settlement

(1)P Calculations of settlements shall include both immediate and delayed settlement.

(2) The following three components of settlement should be considered for partially or fully saturated soils:

- s_0 : immediate settlement; for fully-saturated soil due to shear deformation at constant volume, and for partially-saturated soil due to both shear deformation and volume reduction;
- s_1 : settlement caused by consolidation;
- s_2 : settlement caused by creep.

(3) Commonly recognized methods for evaluating settlements should be used.

NOTE The sample methods for evaluating settlements s_0 and s_1 given in Annex F may be applied.

(4) Special consideration should be given to soils such as organic soils and soft clays, in which settlement may be prolonged almost indefinitely due to creep.

(5) The depth of the compressible soil layer to be considered when calculating settlement should depend on the size and shape of the foundation, the variation in soil stiffness with depth and the spacing of foundation elements.

(6) This depth may normally be taken as the depth at which the effective vertical stress due to the foundation load is 20 % of the effective overburden stress.

(7) For many cases this depth may also be roughly estimated as 1 to 2 times the foundation width, but may be reduced for lightly-loaded, wider foundation rafts.

NOTE This approach is not valid for very soft soils.

(8)P Any possible additional settlement caused by self-weight compaction of the soil shall be assessed.

(9) The following should be considered:

- the possible effects of self-weight, flooding and vibration on fill and collapsible soils;
- the effects of stress changes on crushable sands.

(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 annex 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 Either linear or non-linear models of the ground stiffness shall be adopted, as appropriate.

(11)P To ensure the avoidance of a serviceability limit state, assessment of differential settlements and relative rotations shall take account of both the distribution of loads and the possible variability of the ground.

(12) Differential settlement calculations that ignore the stiffness of the structure tend to be over-predictions. An analysis of ground-structure interaction may be used to justify reduced values of differential settlements.

(13) Allowance should be made for differential settlement caused by variability of the ground unless it is prevented by the stiffness of the structure.

(14) For spread foundations on natural ground, it should be taken into account that some differential settlement normally occurs even if the calculation predicts uniform settlement only.

(15) The tilting of an eccentrically loaded foundation should be estimated by assuming a linear bearing pressure distribution and then calculating the settlement at the corner points of the foundation, using the vertical stress distribution in the ground beneath each corner point and the settlement calculation methods described above.

(16) For conventional structures founded on clays, the ratio of the bearing capacity of the ground, at its initial undrained shear strength, to the applied serviceability loading should be calculated (see 2.4.8(4)). If this ratio is less than 3, calculations of settlements should always be undertaken. If the ratio is less than 2, the calculations should take account of non-linear stiffness effects in the ground.

6.6.3 Heave

(1)P The following causes of heave shall be distinguished:

- reduction of effective stress;
- volume expansion of partly saturated soil;
- heave due to constant volume conditions in fully saturated soil, caused by settlement of an adjacent structure.

(2)P Calculations of heave shall include both immediate and delayed heave.

6.6.4 Vibration analysis

(1) P Foundations for structures subjected to vibrations or to vibrating loads shall be designed to ensure that vibrations will not cause excessive settlements.

(2) Precautions should be taken to ensure that resonance will not occur between the frequency of the dynamic load and a critical frequency in the foundation-ground system, and to ensure that liquefaction will not occur in the ground.

(3)P Vibrations caused by earthquakes shall be considered using EN 1998.

6.7 Foundations on rock; additional design considerations

(1)P The design of spread foundations on rock shall take account of the following features:

- the deformability and strength of the rock mass and the permissible settlement of the supported structure;

- (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 udrænede 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 hævning:
- reduktion af effektiv spænding
 - udvidelse af rumfang af delvis vandmættet jord
 - hævning på grund af konstant rumfang i fuldt vandmættet jord forårsaget af sætning af en nærliggende konstruktion.
- (2)P Beregninger af hævning skal omfatte både initial og tidsafhængig hævning.

6.6.4 *Beregning for vibrationer*

- (1) P Fundamenter for konstruktioner, der påvirkes af svingninger eller vibrationslaster, 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)P Ved dimensioneringen af fundamenter på fjeld skal følgende tages i betragtning:
- deformations- og styrkeegenskaber af fjeldmassen og den tilladelige sætning af den understøttede konstruktion

- the presence of any weak layers, for example solution features or fault zones, beneath the foundation;
- the presence of bedding joints and other discontinuities and their characteristics (for example filling, continuity, width, spacing);
- the state of weathering, decomposition and fracturing of the rock;
- disturbance of the natural state of the rock caused by construction activities, such as, for example, underground works or slope excavation, being near to the foundation.

(2) Spread foundations on rock may normally be designed using the method of presumed bearing pressures. For strong intact igneous rocks, gneissic rocks, limestones and sandstones, the presumed bearing pressure is limited by the compressive strength of the concrete foundation.

NOTE The recommended method for deriving presumed bearing resistances for spread foundations on rock is given in Annex G.

(3) The settlement of a foundation may be assessed on the basis of comparable experience related to rock mass classification.

6.8 Structural design of spread foundations

(1)P Structural failure of a spread foundation shall be prevented in accordance with 2.4.6.4.

(2) The bearing pressure beneath a stiff foundation may be assumed to be distributed linearly. A more detailed analysis of soil-structure interaction may be used to justify a more economic design.

(3) The distribution of bearing pressure beneath a flexible foundation may be derived by modelling the foundation as a beam or raft resting on a deforming continuum or series of springs, with appropriate stiffness and strength.

(4)P The serviceability of strip and raft foundations shall be checked assuming serviceability limit state loading and a distribution of bearing pressure corresponding to the deformation of the foundation and the ground.

(5) For design situations with concentrated loads acting on a strip or raft foundation, forces and bending moments in the foundation may be derived from a subgrade reaction model of the ground, using linear elasticity. The moduli of subgrade reaction may be assessed by a settlement analysis with an appropriate estimate of the bearing pressure distribution. The moduli may be adjusted so that the computed bearing pressures do not exceed values for which linear behaviour may be assumed.

(6) Total and differential settlements of the structure as a whole should be calculated in accordance with 6.6.2. For this purpose, subgrade reaction models are often not appropriate. More precise methods, such as finite element computations, should be used when ground-structure interaction has a dominant effect.

6.9 Preparation of the subsoil

(1)P The subsoil shall be prepared with great care. Roots, obstacles and enclosures of weak soil shall be removed without disturbing the ground. Any resulting holes shall be filled with soil (or other material) to replicate the stiffness of the undisturbed ground.

(2) In soils susceptible to disturbance, such as clay, the sequence of excavation for a spread foundation should be specified to minimise disturbance. Usually it is sufficient to excavate in

- forekomst af svage jordlag, for eksempel opløsningsstendenser 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, skråninger 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 udledelse 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)P 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 deformérende kontinuum eller på en række fjedre med passende stivhed og styrke.

(4)P Anwendeligheden af stribefundamenter skal kontrolleres under antagelse af last i anvendelsesgrænsen tilstanden og en fordeling af fundamentstrykket, der svarer til deformationen af fundamentet og jorden.

(5) For dimensioneringstilfælde med enkeltkræfter, der virker på et stribefundament, kan kræfter og bøjningsmomenter i fundamentet udledes af en ballastteori for jorden ved hjælp af lineær elasticitet. Ballasttallene kan vurderes ud fra en sætningsberegnung med en hensigtsmæssig vurdering af fundamentstrykkets fordeling. Ballasttallene kan tilpasses, således at de beregnede fundamentstryk ikke overskridt 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 af 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 hævning skal kontrolleres, bør udgrav-

horizontal slices. In cases where heave is to be controlled, excavation should be in alternate trenches, the concrete being cast in each trench before excavating intermediate ones.

ning foretages i hver anden rende, og betonen støbes i hver af disse render, inden de mellemliggende udgraves.

Section 7 Pile foundations

7.1 General

(1)P The provisions of this Section apply to end-bearing piles, friction piles, tension piles and transversely loaded piles installed by driving, by jacking, and by screwing or boring with or without grouting.

(2) The provisions of this Section should not be applied directly to the design of piles that are intended as settlement reducers, such as in some piled raft foundations.

(3)P The following standards shall apply to the execution of piles:

- EN 1536:1999, for bored piles
- EN 12063:2000, for sheet pile walls,
- EN 12699:2000, for displacement piles.

NOTE EN 14199 Execution of special geotechnical works - Micro-piles is in preparation.

7.2 Limit states

(1)P The following limit states shall be considered and an appropriate list shall be compiled:

- loss of overall stability;
- bearing resistance failure of the pile foundation;
- uplift or insufficient tensile resistance of the pile foundation;
- failure in the ground due to transverse loading of the pile foundation;
- structural failure of the pile in compression, tension, bending, buckling or shear;
- combined failure in the ground and in the pile foundation;
- combined failure in the ground and in the structure;
- excessive settlement;
- excessive heave;
- excessive lateral movement;
- unacceptable vibrations.

7.3 Actions and design situations

7.3.1 General

(1) The actions listed in 2.4.2(4) should be considered when selecting the design situations.

(2) Piles can be loaded axially and/or transversely.

(3)P Design situations shall be derived in accordance with 2.2.

Kapitel 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.

NOTE – EN 14199 Execution of special geotechnical works - Micro-piles (Udførelse af specielle geotekniske arbejder – minipæle) er under udarbejdelse.

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
- unacceptable sætninger
- unacceptable hævninger
- unacceptable vandrette bevægelser
- unacceptable 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 aksialtbelastet og/eller tværbelastet.

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

(4) An analysis of the interaction between structure, pile foundation and ground can be necessary to prove that the limit state requirements are met.

7.3.2 Actions due to ground displacement

7.3.2.1 General

(1)P Ground in which piles are located may be subject to displacement caused by consolidation, swelling, adjacent loads, creeping soil, landslides or earthquakes. Consideration shall be given to these phenomena as they can affect the piles by causing downdrag (negative skin friction), heave, stretching, transverse loading and displacement.

(2) For these situations, the design values of the strength and stiffness of the moving ground should usually be upper values.

(3)P One of the two following approaches shall be adopted for design:

- the ground displacement is treated as an action. An interaction analysis is then carried out to determine the forces, displacements and strains in the pile;
- an upper bound to the force, which the ground could transmit to the pile shall be introduced as the design action. Evaluation of this force shall take account of the strength of the soil and the source of the load, represented by the weight or compression of the moving soil or the magnitude of disturbing actions.

7.3.2.2 Downdrag (negative skin friction)

(1)P If ultimate limit state design calculations are carried out with the downdrag load as an action, its value shall be the maximum, which could be generated by the downward movement of the ground relative to the pile.

(2) Calculation of maximum downdrag loads should take account of the shear resistance at the interface between the soil and the pile shaft and downward movement of the ground due to self-weight compression and any surface load around the pile.

(3) An upper bound to the downdrag load on a group of piles may be calculated from the weight of the surcharge causing the movement and taking into account any changes in ground-water pressure due to ground-water lowering, consolidation or pile driving.

(4) Where settlement of the ground after pile installation is expected to be small, an economic design may be obtained by treating the settlement of the ground as the action and carrying out an interaction analysis.

(5)P The design value of the settlement of the ground shall be derived taking account of material weight densities and compressibility in accordance with 2.4.3.

(6) Interaction calculations should take account of the displacement of the pile relative to the surrounding moving ground, the shear resistance of the soil along the shaft of the pile, the weight of the soil and the expected surface loads around each pile, which are the cause of the downdrag.

(7) Normally, downdrag and transient loading need not be considered simultaneously in load combinations.

7.3.2.3 Heave

(1)P In considering the effect of heave, or upward loads, which may be generated along the pile shaft, the movement of the ground shall generally be treated as an action.

(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 utsat 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), hævning, 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 interaktionsberegnung 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 interaktionsberegnung.

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

(6) Interaktionsberegnninger 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 Expansion or heave of the ground can result from unloading, excavation, frost action or driving of adjacent piles. It can also be due to an increase of the ground-water content resulting from the removal of trees, cessation of abstraction from aquifers, prevention (by new construction) of evaporation and from accidents.

NOTE 2 Heave may take place during construction, before piles are loaded by the structure, and may cause unacceptable uplift or structural failure of the piles.

7.3.2.4 Transverse loading

(1)P Consideration shall be given to transverse actions originating from ground movements around a pile.

(2) Consideration should be given to the following list of design situations, which may result in transverse actions on a pile:

- different amounts of surcharge on either side of a pile foundation (e.g. in or near an embankment);
- different levels of excavation on either side of a pile foundation (e.g. in or near a cutting);
- a pile foundation constructed in a creeping slope;
- inclined piles in settling ground;
- piles in a seismic region.

(3) Transverse loading should normally be evaluated by considering the interaction between the piles, treated as stiff or flexible beams, and the moving soil mass. When the horizontal deformation of weak soil layers is large and the piles are widely spaced, the resulting transverse loading of the piles depends mainly on the shear strength of the weak soil layers.

7.4 Design methods and design considerations

7.4.1 Design methods

(1)P The design shall be based on one of the following approaches:

- the results of static load tests, which have been demonstrated, by means of calculations or otherwise, to be consistent with other relevant experience;
- empirical or analytical calculation methods whose validity has been demonstrated by static load tests in comparable situations;
- the results of dynamic load tests whose validity has been demonstrated by static load tests in comparable situations;
- the observed performance of a comparable pile foundation, provided that this approach is supported by the results of site investigation and ground testing.

(2) Design values for parameters used in the calculations should be in general accordance with Section 3, but the results of load tests may also be taken into account in selecting parameter values.

(3) Static load tests may be carried out on trial piles, installed for test purposes only, before the design is finalised, or on working piles, which form part of the foundation.

NOTE 1 – Udvidelse eller hævning af jorden kan forårsages af aflastning, udgraving, 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 Design considerations

- (1)P The behaviour of individual piles and pile groups and the stiffness and strength of the structure connecting the piles shall be considered.
- (2)P In selecting calculation methods and parameter values and in using load test results, the duration and variation in time of the loading shall be considered.
- (3)P Planned future placement or removal of overburden or potential changes in the ground-water regime shall be considered, both in calculations and in the interpretation of load test results.
- (4)P The choice of type of pile, including the quality of the pile material and the method of installation, shall take into account:
- the ground and ground-water conditions on the site, including the presence or possibility of obstructions in the ground;
 - the stresses generated in the pile during installation;
 - the possibility of preserving and checking the integrity of the pile being installed;
 - the effect of the method and sequence of pile installation on piles, which have already been installed and on adjacent structures or services;
 - the tolerances within, which the pile can be installed reliably;
 - the deleterious effects of chemicals in the ground;
 - the possibility of connecting different ground-water regimes;
 - the handling and transportation of piles;
 - the effects of pile construction on neighbouring buildings.
- (5) In considering the aspects listed above, the following items should receive attention:
- the spacing of the piles in pile groups;
 - displacement or vibration of adjacent structures due to pile installation;
 - the type of hammer or vibrator used;
 - the dynamic stresses in the pile during driving;
 - for those types of bored pile where a fluid is used inside the borehole, the need to keep the pressure of the fluid at a level to ensure that the borehole will not collapse and that hydraulic failure of the base will not occur;
 - cleaning of the base and sometimes the shaft of the borehole, especially under bentonite, to remove remoulded materials;
 - local instability of a shaft during concreting, which may cause a soil inclusion within the pile;
 - ingress of soil or water into the section of a cast-in-situ pile and possible disturbance of wet concrete by the flow of water through it;
 - the effect of unsaturated sand layers around a pile extracting water from the concrete;

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 agravning 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

- the retarding influence of chemicals in the soil;
- soil compaction due to the driving of displacement piles;
- soil disturbance due to the boring of a pile shaft.

7.5 Pile load tests

7.5.1 General

(1)P Pile load tests shall be carried out in the following situations:

- when using a type of pile or installation method for which there is no comparable experience;
- when the piles have not been tested under comparable soil and loading conditions;
- when the piles will be subject to loading for which theory and experience do not provide sufficient confidence in the design. The pile testing procedure shall then provide loading similar to the anticipated loading;
- when observations during the process of installation indicate pile behaviour that deviates strongly and unfavourably from the behaviour anticipated on the basis of the site investigation or experience, and when additional ground investigations do not clarify the reasons for this deviation.

(2) Pile load tests may be used to:

- assess the suitability of the construction method;
- determine the response of a representative pile and the surrounding ground to load, both in terms of settlement and limit load;
- to allow judgement of the overall pile foundation.

(3) Where load tests are not practical due to difficulties in modelling the variation in the load (e.g. cyclic loading) very cautious design values for the material properties should be used.

(4)P If one pile load test is carried out, it shall normally be located where the most adverse ground conditions are believed to occur. If this is not possible, an allowance shall be made when deriving the characteristic value of the compressive resistance.

(5)P If load tests are carried out on two or more test piles, the test locations shall be representative of the site of the pile foundation and one of the test piles shall be located where the most adverse ground conditions are believed to occur.

(6)P Between the installation of the test pile and the beginning of the load test, adequate time shall be allowed to ensure that the required strength of the pile material is achieved and the pore-water pressures have regained their initial values.

(7) In some cases it can be necessary to record the pore-water pressures caused by pile installation and their subsequent dissipation in order to take a proper decision regarding the start of the load test.

- 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)P 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 utsat 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 cyklistisk 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 udledelse 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 udignet 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 Static load tests

7.5.2.1 Loading procedure

(1)P The pile load test procedure⁵, particularly with respect to the number of loading steps, the duration of these steps and the application of load cycles, shall be such that conclusions can be drawn about the deformation behaviour, creep and rebound of a piled foundation from the measurements on the pile. For trial piles, the loading shall be such that conclusions can also be drawn about the ultimate failure load.

(2) Devices for the determination of loads, stresses or strains and displacements should be calibrated prior to the test.

(3) The direction of the test load applied to compression or tensile piles should coincide with the longitudinal axis of the pile.

(4) Pile load tests for the purpose of designing a tensile pile foundation should be carried out to failure. Extrapolation of the load-displacement graph for tension tests should not be used.

7.5.2.2 Trial piles

(1)P The number of trial piles required to verify the design shall depend on the following:

- the ground conditions and their variability across the site;
- the Geotechnical Category of the structure, if appropriate;
- previous documented evidence of the performance of the same type of pile in similar ground conditions;
- the total number and types of pile in the foundation design.

(2)P The ground conditions at the test site shall be investigated thoroughly. The depth of borings or field tests shall be sufficient to ascertain the nature of the ground both around and beneath the pile tip. All strata likely to contribute significantly to pile behaviour shall be investigated.

(3)P The method used for the installation of the trial piles shall be fully documented in accordance with 7.9.

7.5.2.3 Working piles

(1)P It shall be specified that the number of working pile load tests shall be selected on the basis of the recorded findings during installation.

(2)P The test load applied to working piles shall be at least equal to the design load for the foundation.

7.5.3 Dynamic load tests

(1) Dynamic load tests⁶ may be used to estimate the compressive resistance provided an adequate site investigation has been carried out and the method has been calibrated against

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

6 See: ASTM Designation D 4945, Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.

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 installationen 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.

(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).

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

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

static load tests on the same type of pile, of similar length and cross-section, and in comparable soil conditions, (see 7.6.2.4 to 7.6.2.6).

(2)P If more than one type of dynamic test is used, the results of different types of dynamic test shall always be considered in relation to each other.

(3) Dynamic load tests may also be used as an indicator of the consistency of the piles and to detect weak piles.

7.5.4 Load test report

(1)P It shall be specified that a factual report shall be written for all load tests. Where appropriate, this report shall include:

- a description of the site;
- the ground conditions with reference to ground investigations;
- the pile type;
- description of the pile installation and of any problems encountered during the works;
- a description of the loading and measuring apparatus and the reaction system;
- calibration documents for the load cells, the jacks and the gauges;
- the installation records of the test piles;
- photographic records of the pile and the test site;
- test results in numerical form;
- time-displacement plots for each applied load when a step loading procedure is used;
- the measured load-displacement behaviour;
- reasons for any departures from the above requirements .

7.6 Axially loaded piles

7.6.1 General

7.6.1.1 Limit state design

(1)P The design shall demonstrate that exceeding the following limit states is sufficiently improbable:

- ultimate limit states of compressive or tensile resistance failure of a single pile;
- ultimate limit states of compressive or tensile resistance failure of the pile foundation as a whole;
- ultimate limit states of collapse or severe damage to a supported structure caused by excessive displacement or differential displacements of the pile foundation;
- serviceability limit states in the supported structure caused by displacement of the piles.

(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 byggegrundens
 - jordbundsforholdene med henvisning til jordbundsundersøgelsen
 - pæletype
 - beskrivelse af pælenedbringningen og eventuelle problemer i forbindelse med arbejdet
 - en beskrivelse af last- og måleapparatur og af reaktionssystemet
 - kalibreringsdokumenter for lastceller, donkrafte og måleapparatur
 - 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
- brudgrænsetilstande med tryk- eller trækbrud af hele pælefundamentet
- brudgrænsetilstande for sammenstyrting 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) Normally the design should consider the margin of safety with respect to compressive or tensile resistance failure, which is the state in which the pile foundation displaces significantly downwards or upwards with negligible increase or decrease of resistance (see 7.6.2 and 7.6.3).

(3) For piles in compression it is often difficult to define an ultimate limit state from a load settlement plot showing a continuous curvature. In these cases, settlement of the pile top equal to 10% of the pile base diameter should be adopted as the "failure" criterion.

(4)P For piles that undergo significant settlements, ultimate limit states may occur in supported structures before the resistance of the piles is fully mobilised. In these cases a cautious estimate of the possible range of the settlements shall be adopted in design.

NOTE Settlement of piles is considered in 7.6.4

7.6.1.2 Overall stability

(1)P Failure due to loss of overall stability of foundations involving piles in compression shall be considered in accordance with Section 11.

(2) Where there is a possibility of instability, failure surfaces both passing below the piles and intersecting the piles should be considered.

(3)P Failure due to uplift of a block of soil containing piles shall be checked in accordance with 7.6.3.1(4)P.

7.6.2 Compressive ground resistance

7.6.2.1 General

(1)P To demonstrate that the pile foundation will support the design load with adequate safety against compressive failure, the following inequality shall be satisfied for all ultimate limit state load cases and load combinations:

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

(2) In principle $F_{c;d}$ should include the weight of the pile itself and $R_{c;d}$ should include the overburden pressure of the soil at the foundation base. However these two items may be disregarded if they cancel approximately. They need not cancel if:

- downdrag is significant;
- the soil is very light,
- the pile extends above the surface of the ground.

(3)P For piles in groups, two failure mechanisms shall be taken into account:

- compressive resistance failure of the piles individually;
- compressive resistance failure of the piles and the soil contained between them acting as a block.

The design resistance shall be taken as the lower value caused by these two mechanisms.

(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 pælespidens 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 forsiktig 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 overlejringstrykket 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) The compressive resistance of the pile group acting as a block may be calculated by treating the block as a single pile of large diameter.
- (5)P The stiffness and strength of the structure connecting the piles in the group shall be considered when deriving the design resistance of the foundation.
- (6) If the piles support a stiff structure, advantage may be taken of the ability of the structure to redistribute load between the piles. A limit state will occur only if a significant number of piles fail together; therefore a failure mode involving only one pile need not be considered.
- (7) If the piles support a flexible structure, it should be assumed that the compressive resistance of the weakest pile governs the occurrence of a limit state.
- (8) Special attention should be given to possible failure of edge piles caused by inclined or eccentric loads from the supported structure.

(9)P If the layer in which the piles bear overlies a layer of weak soil, the effect of the weak layer on the compressive resistance of the foundation shall be considered.

(10)P The strength of a zone of ground above and below the pile base shall be taken into account when calculating the pile base resistance.

NOTE This zone may extend several diameters above and below the pile base. Any weak ground in this zone has a relatively large influence on the base resistance.

(11) Punching failure should be considered if weak ground is present at a depth of less than 4 times the base diameter below the base of the pile.

(12)P Where the pile base diameter exceeds the shaft diameter, the possible adverse effect shall be considered.

(13) For open-ended driven tube or box-section piles with openings of more than 500 mm in any direction, and without special devices inside the pile to induce plugging, the base resistance should be limited to the smaller of:

- the shearing resistance between the soil plug and the inside face of the pile;
- the base resistance derived using the cross-sectional area of the base.

7.6.2.2 Ultimate compressive resistance from static load tests

(1)P The manner in which load tests are carried out shall be in accordance with 7.5 and shall be specified in the Geotechnical Design Report.

(2)P Trial piles to be tested in advance shall be installed in the same manner as the piles that will form the foundation and shall be founded in the same stratum.

(3) If the diameter of the trial pile differs from that of the working piles, the possible difference in performance of piles of different diameters should be considered in assessing the compressive resistance to be adopted.

(4) In the case of a very large diameter pile, it is often impractical to carry out a load test on a full size trial pile. Load tests on smaller diameter trial piles may be considered provided that:

- the ratio of the trial pile diameter/working pile diameter is not less than 0,5;
- the smaller diameter trial pile is fabricated and installed in the same way as the piles used for the foundation;

(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 omfordеле 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 grund af spidsens tværsnitsareal.

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 fuldkala 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

- the trial pile is instrumented in such a manner that the base and shaft resistance can be derived separately from the measurements.

This approach should be used with caution for open-ended driven piles because of the influence of the diameter on the mobilisation of the compressive resistance of a soil plug in the pile.

(5)P In the case of a pile foundation subjected to downdrag, the pile resistance at failure, or at a displacement that equals the criterion for the verification of the ultimate limit state determined from the load test results, shall be corrected. The correction shall be achieved by subtracting the measured, or the most unfavourable, positive shaft resistance in the compressible stratum and in the strata above, where negative skin friction develops, from the loads measured at the pile head.

(6) During the load test of a pile subject to downdrag, positive shaft friction will develop along the total length of the pile and should be considered in accordance with 7.3.2.2(6). The maximum test load applied to the working pile should be in excess of the sum of the design external load plus twice the downdrag force.

(7)P When deriving the ultimate characteristic compressive resistance $R_{c;k}$ from values $R_{c;m}$ measured in one or several pile load tests, an allowance shall be made for the variability of the ground and the variability of the effect of pile installation.

(8)P For structures, which do not exhibit capacity to transfer loads from "weak" piles to "strong" piles, as a minimum, the following equation shall be satisfied:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mean}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.2)$$

where ξ_1 and ξ_2 are correlation factors related to the number of piles tested and are applied to the mean $(R_{c;m})_{\text{mean}}$ and the lowest $(R_{c;m})_{\text{min}}$ of $R_{c;m}$ respectively.

NOTE The values of the correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.9.

(9) For structures having sufficient stiffness and strength to transfer loads from "weak" to "strong" piles, the values of ξ_1 and ξ_2 may be divided by 1,1, provided that ξ_1 is never less than 1,0.

(10)P The systematic and random components of the variations in the ground shall be recognised in the interpretation of pile load tests.

(11)P The records of the installation of the test pile(s) shall be checked and any deviation from the normal execution conditions shall be accounted for.

(12) The characteristic compressive resistance of the ground, $R_{c;k}$, may be derived from the characteristic values of the base resistance, $R_{b;k}$, and of the shaft resistance, $R_{s;k}$, such that:

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

(13) These components may be derived directly from static load test results, or estimated on the basis of ground test results or dynamic load tests.

(14)P The design resistance, $R_{c;d}$, shall be derived from either:

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

- forsøgspælen instrumenteres således, at spidsmodstand og overlademodstand 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 overlademodstand, skal pælenes brudbæreevne korrigeres. Korrektionen skal foretages ved at fratrække den målte eller mest ugunstige positive overlademodstand i det sætningsgivende lag og det overliggende lag, hvor der udvikles negativ overlademodstand, fra de kræfter, der er målt ved pæletoppen.

(6) Under belastningsforsøget af en pæl påvirket af negativ overlademodstand vil positiv overlademodstand 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 overlademodstand.

(7)P Ved udledelse af den karakteristiske brudbæreevne $R_{c;k}$ ud fra værdier $R_{c;m}$, der er målt i ét eller flere pælebelastningsforsøg, skal der tages hensyn til variabiliteten af jorden og virkningen af pælenedbringning.

(8)P For konstruktioner, der ikke udviser evne til at overføre laster fra "svage" til "stærke" pæle, skal som minimum følgende ligning opfyldes:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{middel}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.2)$$

hvor ξ_1 og ξ_2 er korrelationsfaktorer afhængigt af antal prøvede pæle n og er knyttet til hhv. middelværdien $(R_{c;m})_{\text{middel}}$ og den laveste værdi $(R_{c;m})_{\text{min}}$ af $R_{c;m}$.

NOTE – Værdierne af korrelationsfaktorer kan være angivet i det nationale annekts. I tabel A.9 er angivet anbefaede værdier.

(9) For konstruktioner med tilstrækkelig stivhed og styrke til at overføre laster fra "svage" til "stærke" pæle kan værdierne af ξ_1 og ξ_2 divideres med 1,1, forudsat at ξ_1 aldrig er lavere end 1,0.

(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 overlademodstanden $R_{s;k}$ 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:

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

or

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

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.6, A.7 and A.8

7.6.2.3 Ultimate compressive resistance from ground test results

(1)P Methods for assessing the compressive resistance of a pile foundation from ground test results shall have been established from pile load tests and from comparable experience as defined in 1.5.2.2.

(2) A model factor may be introduced as described in 2.4.1(9) to ensure that the predicted compressive resistance is sufficiently safe.

(3)P The design compressive resistance of a pile, $R_{c;d}$, shall be derived from:

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

(4)P For each pile, $R_{b;d}$ and $R_{s;d}$ shall be obtained from:

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

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.6, A.7 and A.8.

(5)P The characteristic values $R_{b;k}$ and $R_{s;k}$ shall either be determined by:

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{\text{mean}}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.8)$$

where ξ_3 and ξ_4 are correlation factors that depend on the number of profiles of tests, n , and are applied respectively:

— to the mean values $(R_{c;cal})_{\text{mean}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{mean}} = (R_{b;cal})_{\text{mean}} + (R_{s;cal})_{\text{mean}}$

— and to the lowest values $(R_{c;cal})_{\text{min}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{min}}$,

or by the method given in 7.6.2.3(8).

NOTE The values of the correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.10.

(6)P The systematic and random components of the variation in the ground shall be recognised in the interpretation of the ground tests and calculated resistances.

(7) For structures with sufficient stiffness and strength to transfer loads from “weak” to “strong” piles, the factors ξ_3 and ξ_4 may be divided by 1,1, provided that ξ_3 is never less than 1,0.

(8) The characteristic values may be obtained by calculating:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \text{ and } R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} \cdot q_{s;i;k} \quad (7.9)$$

eller

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

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts. Tabel A.6, A.7 og A.8 angiver de anbefalede værdier for permanente og midlertidige situationer.

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:

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

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts. Tabel A.6, A.7 og A.8 angiver de anbefalede værdier for permanente og midlertidige situationer.

(5)P De karakteristiske værdier $R_{b;k}$ og $R_{s;k}$ skal enten bestemmes af:

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;ber} + R_{s;ber}}{\xi} = \frac{R_{c;ber}}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;ber})_{\text{middel}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;ber})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.8)$$

hvor ξ_3 og ξ_4 er korrelationsfaktorer, der afhænger af antallet af testprofiler n , og som anvendes for henholdsvis:

- middelværdierne $(R_{c;ber})_{\text{middel}} = (R_{b;ber} + R_{s;ber})_{\text{middel}} = (R_{b;ber})_{\text{middel}} + (R_{s;ber})_{\text{middel}}$
- og de laveste værdier $(R_{c;ber})_{\text{min}} = (R_{b;ber} + R_{s;ber})_{\text{min}}$

eller metoden angivet i 7.6.2.3(8).

NOTE – Værdierne for korrelationsfaktorerne kan være angivet i det nationale annekts. Tabel A.10 angiver de anbefalede værdier.

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

(7) For konstruktioner med tilstrækkelig stivhed og styrke til at overføre laster fra "svage" til "stærke" pæle kan faktorerne ξ_3 og ξ_4 divideres med 1,1, forudsat at ξ_3 aldrig er lavere end 1,0.

(8) De karakteristiske værdier kan findes ved at beregne:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \text{ og } R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} \cdot q_{s;i;k} \quad (7.9)$$

where $q_{b;k}$ and $q_{s;i;k}$ are characteristic values of base resistance and shaft friction in the various strata, obtained from values of ground parameters.

NOTE If this alternative procedure is applied, the values of the partial factors γ_b and γ_s recommended in Annex A may need to be corrected by a model factor larger than 1,0. The value of the model factor may be set by the National annex.

(9)P If Design Approach 3 is used, the characteristic values of ground parameters shall be determined according to 2.4.5. Partial factors shall then be applied to these characteristic values to obtain design values of the ground parameters for calculating the design values of the pile resistance.

(10) In assessing the validity of a model based on ground test results, the following items should be considered:

- soil type, including grading, mineralogy, angularity, density, pre-consolidation, compressibility and permeability;
- method of installation of the pile, including method of boring or driving;
- length, diameter, material and shape of the shaft and of the base of the pile (e.g. enlarged base);
- method of ground testing.

7.6.2.4 Ultimate compressive resistance from dynamic impact tests

(1)P Where a dynamic impact (hammer blow) pile test [measurement of strain and acceleration versus time during the impact event (see 7.5.3(1))] is used to assess the resistance of individual compression piles, the validity of the result shall have been demonstrated by previous evidence of acceptable performance in static load tests on the same pile type of similar length and cross-section and in similar ground conditions.

(2) When using a dynamic impact load test, the driving resistance of the pile should be measured directly on the site in question.

NOTE A load test of this type can also include a process of signal matching to measured stress wave figures. Signal matching enables an approximate evaluation of shaft and base resistance of the pile as well as a simulation of its load-settlement behaviour.

(3)P The impact energy shall be high enough to allow for an appropriate interpretation of the pile capacity at a correspondingly high enough strain level.

(4)P The design value of the compressive resistance of the pile, $R_{c;d}$ shall be derived from:

$$R_{c;d} = R_{c;k}/\gamma \quad (7.10)$$

with

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mean}}}{\xi_5}; \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad (7.11)$$

where ξ_5 and ξ_6 are correlation factors related to the number of piles tested, n , and are applied to the mean $(R_{c;m})_{\text{mean}}$ and the lowest $(R_{c;m})_{\text{min}}$ value of $R_{c;m}$ respectively.

NOTE The values of the partial factor and correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.11.

hvor $q_{b;k}$ og $q_{s;i;k}$ er karakteristiske værdier for spidsmodstand og overflademodstand i de forskellige lag udledt af værdierne af jordparametre.

NOTE – Hvis denne alternative fremgangsmåde benyttes, kan det være nødvendigt at rette de i anneks A anbefalede værdier af partialkoefficienterne γ_b og γ_s med en modelfaktor større end 1,0. Værdien af modelfaktoren kan være angivet i det nationale anneks.

(9)P Hvis dimensioneringsmetode 3 benyttes, skal de karakteristiske værdier for jordparametrene bestemmes i henhold til 2.4.5. I dette tilfælde skal der benyttes partialkoefficienter for de karakteristiske værdier for at finde de regningsmæssige værdier af jordparametrene til beregning af regningsmæssige værdier for pælemodstand.

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

- jordtype, inklusive gradering, mineralogi, kantethed, lejringstæthed, 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

(1)P Når der benyttes ramning (slag fra faldlod) til pæleforsøg [måling af tøjning og acceleration versus tid under ramningen (se 7.5.3(1)) til vurdering af brudbæreevnens af de enkelte pæle, skal resultatets gyldighed være dokumenteret ved kalibrering mod statiske belastningsforsøg med den samme type pæl af tilsvarende længde og tværsnit samt under lignende jordbundsforhold.

(2) Ved dynamisk prøvebelastning bør pælens rammemodstand måles direkte på det aktuelle byggefelt.

NOTE – Et belastningsforsøg af denne type kan også omfatte signalmodellering af stødbølgemålinger. Signalmodellering muliggør en tilnærmet evaluering af overflade- og spidsmodstanden af pælen samt en simulering af arbejdskurven.

(3)P Rammeenergien skal være stor nok til at tillade hensigtsmæssig tolkning af pælens bæreevne ved et tilsvarende højt tøjningsniveau.

(4)P Den regningsmæssige værdi af pælens bæreevne $R_{c;d}$ skal udledes af:

$$R_{c;d} = R_{c;k}/\gamma_t \quad (7.10)$$

hvor

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{middel}}}{\xi_5}; \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad (7.11)$$

hvor ξ_5 og ξ_6 er korrelationsfaktorer i forhold til antal prøvede pæle n og er knyttet til hhv. middelværdien $(R_{c;m})_{\text{middel}}$ og den laveste værdi $(R_{c;m})_{\text{min}}$ af $R_{c;m}$.

NOTE – Værdierne af partialkoefficienten og korrelationsfaktorer kan være angivet i det nationale anneks. De anbefalede værdier er angivet i tabel A.11.

7.6.2.5 Ultimate compressive resistance by applying pile driving formulae

- (1)P Pile driving formulae shall only be used if the stratification of the ground has been determined.
- (2)P If pile driving formulae are used to assess the ultimate compressive resistance of individual piles in a foundation, the validity of the formulae shall have been demonstrated by previous experimental evidence of acceptable performance in static load tests on the same type of pile, of similar length and cross-section, and in similar ground conditions.
- (3)P For end-bearing piles driven into non-cohesive soil, the design value of the compressive resistance, $R_{c;d}$, shall be assessed by the same procedure as in 7.6.2.4.
- (4) When a pile driving formula is applied to verify the compression resistance of a pile, the pile driving test should have been carried out on at least 5 piles distributed at sufficient spacing in the piling area in order to check a suitable blow count for the final series of blows.
- (5) The penetration of the pile point for the final series of blows should be recorded for each pile.

7.6.2.6 Ultimate compressive resistance from wave equation analysis

- (1)P Wave equation analysis shall only be used where stratification of the ground has been determined by borings and field tests.
- (2)P Where wave equation analysis is used to assess the resistance of individual compression piles, the validity of the analysis shall have been demonstrated by previous evidence of acceptable performance in static load tests on the same pile type, of similar length and cross-section, and in similar ground conditions.
- (3)P The design value of the compressive resistance, $R_{c;d}$, derived from the results of wave equation analysis of a number of representative piles, shall be assessed by the same procedure as in 7.6.2.4, using ξ -values based on local experience.

NOTE Wave equation analysis is based on a mathematical model of soil, pile and driving equipment without stress wave measurements on site. The method is usually applied to study hammer performance, dynamic soil parameters and stresses in the pile during driving. It is also, on the basis of the models, possible to determine the required driving resistance (blow count) that is usually related to the expected compressive resistance of the pile.

7.6.2.7 Re-driving

- (1)P In the design, the number of piles to be re-driven shall be specified. If re-driving gives lower results, these shall be used as the basis for ultimate compressive resistance assessment. If re-driving gives higher results, these may be considered.
- (2) Re-driving should usually be carried out in silty soils, unless local comparable experience has shown it to be unnecessary.

NOTE Re-driving of friction piles in clayey soils normally results in reduced compressive resistance.

7.6.3 Ground tensile resistance

7.6.3.1 General

- (1)P The design of piles in tension shall be consistent with the design rules given in 7.6.2, where applicable. Design rules that are specific for foundations involving piles in tension are presented below.

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 enkelpæle 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.
- (3)P For spidsbærende pæle i friktionsjord skal værdien af bæreevnen $R_{c;d}$ vurderes efter samme fremgangsmåde som i 7.6.2.4.
- (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 enkelpæle, 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 7.6.2.4 ved anvendelse af ξ -værdier baseret på lokal erfaring.

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 To verify that the foundation will support the design load with adequate safety against a failure in tension, the following inequality shall be satisfied for all ultimate limit state load cases and load combinations:

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

(3)P For tension piles, two failure mechanisms shall be considered:

- pull-out of the piles from the ground mass;
- uplift of the block of ground containing the piles.

(4)P Verification against uplift failure of the block of ground containing the piles (see Figure 7.1), shall be carried out in accordance with 2.4.7.4.

(5) For isolated tensile piles or a group of tensile piles, the failure mechanism may be governed by the pull-out resistance of a cone of ground, especially for piles with an enlarged base or rock socket.

(6) When considering the uplift of the block of ground containing the piles the shear resistance T_d along the sides of the block may be added to the resisting forces shown in figure 7.1.

(7) Normally the block effect will govern the design tensile resistance if the distance between the piles is equal to or less than the square root of the product of the pile diameter and the pile penetration into the main resisting stratum.

(8)P The group effect, which may reduce the effective vertical stresses in the soil and hence the shaft resistances of individual piles in the group, shall be considered when assessing the tensile resistance of a group of piles.

(9)P The severe adverse effect of cyclic loading and reversals of load on the tensile resistance shall be considered.

(10) Comparable experience based on pile load tests should be applied to appraise this effect.

7.6.3.2 Ultimate tensile resistance from pile load tests

(1)P Pile load tests to determine the ultimate tensile resistance of an isolated pile, R_t , shall be carried out in accordance with 7.5.1, 7.5.2 and 7.5.4, and with regard to 7.6.2.2.

(2)P The design tensile resistance, $R_{t;d}$, shall be derived from:

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

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.6, A.7 and A.8.

(2)P For at eftervise, at fundamentet kan bære den regningsmæssige last med tilstrækkelig sikkerhed mod trækbrud, 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.

(5) For enkeltstående trækpåvirkede pæle eller en gruppe af trækpåvirkede pæle kan svigtmekanismen styres af udtrækningsmodstanden af en jordkegle, især for pæle med en udvidet pælefod eller fjeldforankring.

(6) Ved betragtning af løftning af den jordblok, der indeholder pælene, kan forskydningsmodstanden T_d langs blokkens sider føjes til modstandskræfterne vist i figur 7.1.

(7) Normalt vil blokvirkningen være bestemmende for den regningsmæssige trækbæreevn, 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.

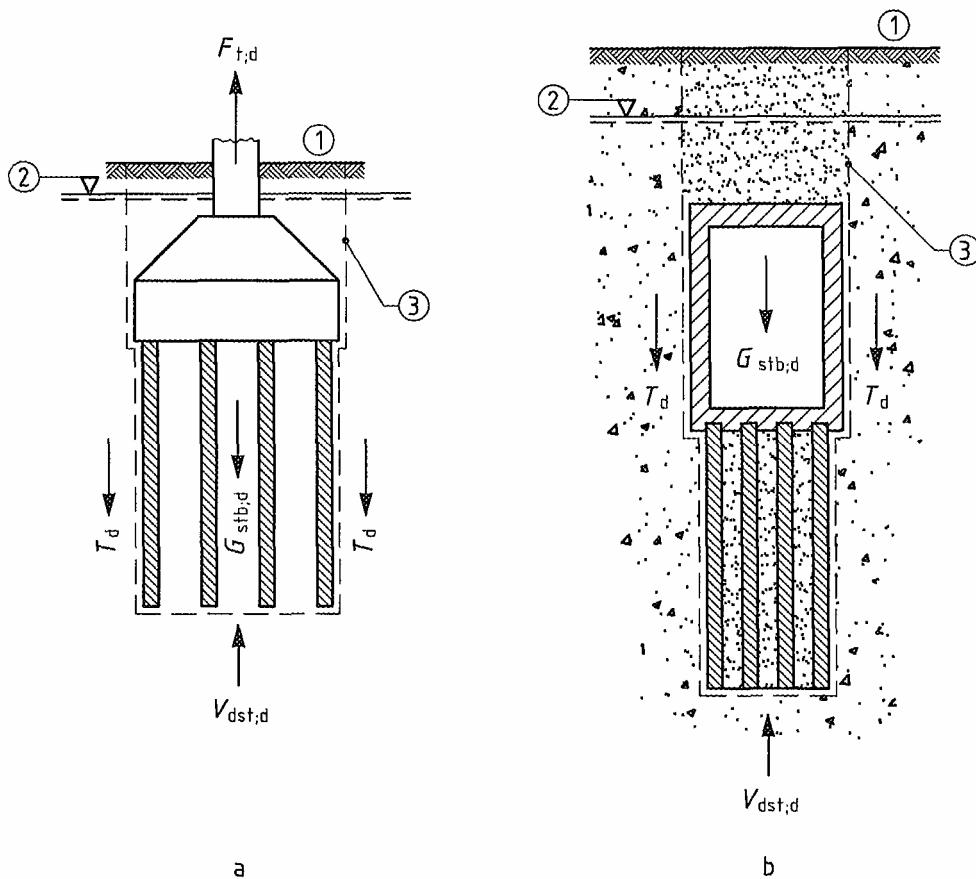
7.6.3.2 Trækbæreevn baseret på pælebelastningsforsøg

(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 trækbæreevn $R_{t;d}$ skal bestemmes af:

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

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annex. De anbefalede værdier for permanente og midlertidige situationer er angivet i tabel A.6, A.7 og A.8.



1 ground surface

2 ground-water level

3 side of the 'block', where resistance T_d develops

Figure 7.1 — Examples of uplift (UPL) of a group of piles

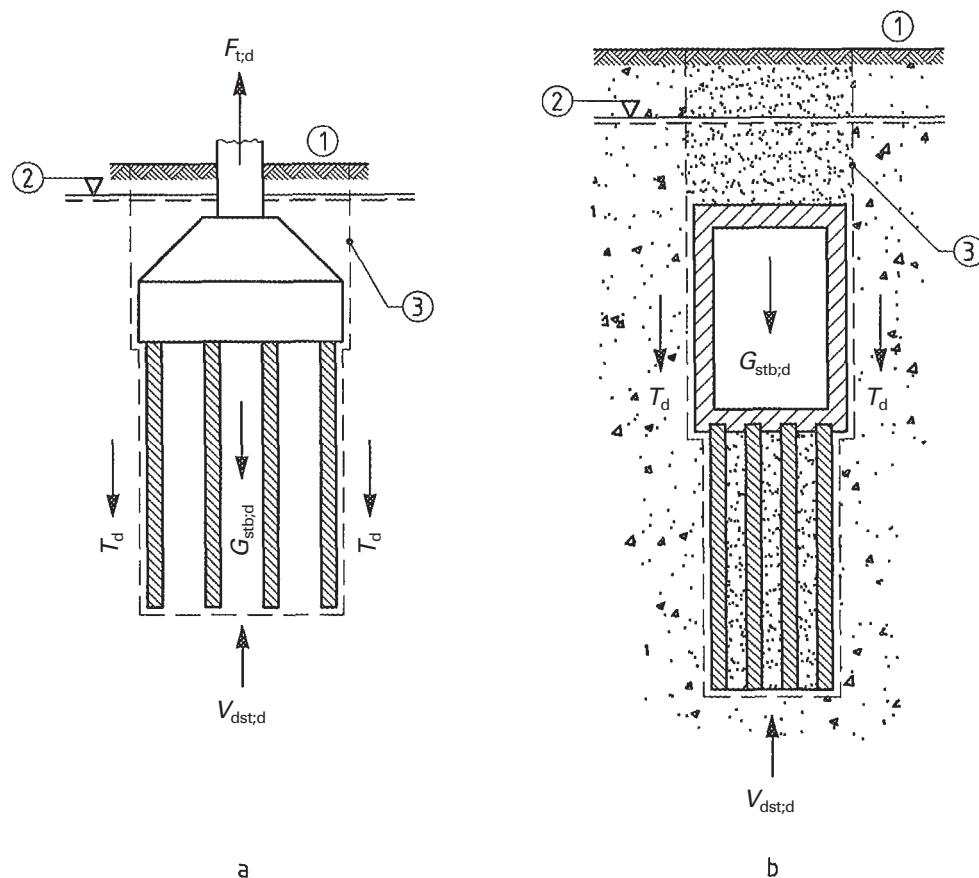
(3) Normally when piles are to be loaded in tension, it should be specified that more than one pile should be tested. In the case of a large number of tension piles, at least 2 % should be tested.

(4)P The records of the installation of the test pile(s) shall be checked and any deviation from the normal construction conditions shall be accounted for in the interpretation of the pile load test results.

(5)P The characteristic value of the pile tensile resistance shall be determined by:

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{mean}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.14)$$

where ξ_1 and ξ_2 are correlation factors related to the number of piles tested, n , and are applied respectively to the mean $(R_{t,m})_{\text{mean}}$ and the lowest $(R_{t,m})_{\text{min}}$ value of the measured tensile resistances.



- 1 jordoverflade
- 2 grundvandsniveau
- 3 siden af den "blok," hvor modstanden T_d udvikles

Figur 7.1 — Eksempler på løftning (UPL) af en pælegruppe

(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.

(5) P Den karakteristiske værdi af pæles trækmodstand skal bestemmes ved hjælp af:

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{middel}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.14)$$

hvor ξ_1 og ξ_2 er korrelationsfaktorer i forhold til antal prøvede pæle n og er knyttet til hhv. middelværdien $(R_{t,m})_{\text{middel}}$ og den laveste værdi $(R_{t,m})_{\text{min}}$ af $R_{t,m}$ af den målte trækbaareevne.

NOTE The values of the correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.9.

7.6.3.3 Ultimate tensile resistance from ground test results

(1)P Methods for assessing the tensile resistance of a pile foundation from ground test results shall have been established from pile load tests and from comparable experience as defined in 1.5.2.2.

(2) A model factor may be introduced as described in 2.4.1(9) to ensure that the predicted tensile resistance is sufficiently safe.

(3)P The design value of tensile resistance of a pile, $R_{t;d}$, shall be derived from:

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

where:

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

NOTE The values of the partial factor may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.6, A.7 and A.8 .

(4)P The characteristic value $R_{t;k}$ shall either be determined by:

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{s;cal})_{\text{mean}}}{\xi_3}; \frac{(R_{s;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.17)$$

where ξ_3 and ξ_4 are correlation factors that depend on the number of profiles of tests, n , and are applied respectively to the mean $(R_{s;cal})_{\text{mean}}$ and to the lowest value $(R_{s;cal})_{\text{min}}$ of $R_{s;cal}$, or by the method given in 7.6.3.3(6).

NOTE The values of the correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.10.

(5)P The systematic and random components of the variation in the ground shall be recognised in the interpretation of the calculated tensile resistance.

(6) The characteristic value of tensile resistance may be obtained by calculating:

$$R_{t;k} = \sum_i A_{s;i} \cdot q_{s;i;k} \quad (7.18)$$

where $q_{s;i;k}$ are characteristic values of shaft friction in the various strata obtained from values of ground properties.

NOTE If this alternative procedure is applied, the value of the partial factor $\gamma_{s,t}$ recommended from Annex A, may need to be corrected by a model factor larger than 1,0. The value of the model factor may be set by the National annex.

(7)P If Design Approach 3 is used, the characteristic values of ground parameters shall be determined according to 2.4.5; partial factors shall then be applied to these characteristic values to obtain design values of the ground parameters to calculate the design values of the pile resistance.

NOTE – Værdierne af korrelationsfaktorerne kan være angivet i det nationale annekts. De anbefalede værdier er anført i tabel A.9.

7.6.3.3 Trækbaareevne baseret på jordparametre

(1)P Metoder til vurdering af et pæleværks trækbaareevne 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 trækbaareevne er tilstrækkeligt på den sikre side.

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

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

hvor:

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

NOTE – Værdierne af partialkoefficienten kan være angivet i det nationale annekts. Anbefalede værdier for permanente og midlertidige situationer er anført i tabel A.6, A.7 og A.8.

(4)P Den karakteristiske værdi $R_{t;k}$ skal enten bestemmes af:

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{s;ber})_{\text{middel}}}{\xi_3}; \frac{(R_{s;ber})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.17)$$

hvor ξ_3 og ξ_4 er korrelationsfaktorer, der afhænger af antal forsøgsprofiler n og er knyttet til hhv. middelværdien $(R_{s;ber})_{\text{middel}}$ og den laveste værdi $(R_{s;ber})_{\text{min}}$ af $R_{s;ber}$, eller af metoden angivet i 7.6.3.3(6).

NOTE – Værdierne af korrelationsfaktorer kan være angivet i det nationale annekts. De anbefalede værdier er anført i tabel A.10.

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

(6) Den karakteristiske værdi af trækbaareevnen kan fås ved at beregne:

$$R_{t;k} = \sum_i A_{s;i} \cdot q_{s;i;k} \quad (7.18)$$

hvor $q_{s;i;k}$ er karakteristiske værdier af overflademodstanden i de forskellige jordlag, der er udledt på basis af værdierne af jordbundsegenskaber.

NOTE – Hvis denne alternative fremgangsmåde benyttes, kan det være nødvendigt at rette den i annekts A anbefalede værdi af partialkoefficienten $\gamma_{s;t}$ med en modelfaktor større end 1,0. Værdien af modelfaktoren kan være angivet i det nationale annekts.

(7)P Hvis dimensioneringsmetode 3 benyttes, skal de karakteristiske værdier fra jordparametrene bestemmes i henhold til 2.4.5; i dette tilfælde skal der benyttes partialkoefficienter for de karakteristiske værdier for at finde de regningsmæssige værdier af jordparametrene til beregning af de regningsmæssige værdier af pælemodstanden.

(8) The assessment of the validity of a model based on ground test results should be in accordance with 7.6.2.3(10).

7.6.4 Vertical displacements of pile foundations (Serviceability of supported structure)

7.6.4.1 General

(1)P Vertical displacements under serviceability limit state conditions shall be assessed and checked against the requirements given in 2.4.8 and 2.4.9.

(2) When calculating the vertical displacements of a pile foundation, the uncertainties involved in the calculation model and in determining the relevant ground properties should be taken into account. Hence it should not be overlooked that in most cases calculations will provide only an approximate estimate of the displacements of the pile foundation.

NOTE For piles bearing in medium-to-dense soils and for tension piles, the safety requirements for the ultimate limit state design are normally sufficient to prevent a serviceability limit state in the supported structure.

7.6.4.2 Pile foundations in compression

(1)P The occurrence of a serviceability limit state in the supported structure due to pile settlements shall be checked, taking into account downdrag, where probable.

NOTE When the pile toe is placed in a medium-dense or firm layer overlying rock or very hard soil, the partial safety factors for ultimate limit state conditions are normally sufficient to satisfy serviceability limit state conditions.

(2)P Assessment of settlements shall include both the settlement of individual piles and the settlement due to group action.

(3) The settlement analysis should include an estimate of the differential settlements that may occur.

(4) When no load test results are available for an analysis of the interaction of the piled foundation with the superstructure, the load-settlement performance of individual piles should be assessed on empirically established safe assumptions.

7.6.4.3 Pile foundations in tension

(1)P The assessment of upward displacements shall be in accordance with the principles of 7.6.4.2.

NOTE Particular attention should be paid to the elongation of the pile material.

(2)P When very severe criteria are set for the serviceability limit state, a separate check of the upward displacements shall be carried out.

7.7 Transversely loaded piles

7.7.1 General

(1)P The design of piles subjected to transverse loading shall be consistent with the design rules given in 7.4 and 7.5, where applicable. Design rules specifically for foundations involving piles subjected to transverse loading are presented below.

(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 pælespidser 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 To demonstrate that a pile will support the design transverse load with adequate safety against failure, the following inequality shall be satisfied for all ultimate limit state load cases and load combinations:

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

(3) One of the following failure mechanisms should be considered:

- for short piles, rotation or translation as a rigid body;
- for long slender piles, bending failure of the pile, accompanied by local yielding and displacement of the soil near the top of the pile.

(4)P The group effect shall be considered when assessing the resistance of transversely loaded piles.

(5) It should be considered that a transverse load applied to a group of piles may result in a combination of compression, tension and transverse forces in the individual piles.

7.7.2 Transverse load resistance from pile load tests

(1)P Transverse pile load tests shall be carried out in accordance with 7.5.2.

(2) Contrary to the load test procedure described in 7.5, tests on transversely loaded piles need not normally be continued to a state of failure. The magnitude and line of action of the test load should simulate the design loading of the pile.

(3)P An allowance shall be made for the variability of the ground, particularly over the top few metres of the pile, when choosing the number of piles for testing and when deriving the design transverse resistance from load test results.

(4) Records of the installation of the test pile(s) should be checked, and any deviation from the normal construction conditions should be accounted for in the interpretation of the pile load test results. For pile groups, the effects of interaction and head fixity should be accounted for when deriving the transverse resistance from the results of load tests on individual test piles.

7.7.3 Transverse load resistance from ground test results and pile strength parameters

(1)P The transverse resistance of a pile or pile group shall be calculated using a compatible set of structural effects of actions, ground reactions and displacements.

(2)P The analysis of a transversely loaded pile shall include the possibility of structural failure of the pile in the ground, in accordance with 7.8.

(3) The calculation of the transverse resistance of a long slender pile may be carried out using the theory of a beam loaded at the top and supported by a deformable medium characterised by a horizontal modulus of subgrade reaction.

(4)P The degree of freedom of rotation of the piles at the connection with the structure shall be taken into account when assessing the foundation's transverse resistance.

7.7.4 Transverse displacement

(1)P The assessment of the transverse displacement of a pile foundation shall take into account:

(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 tages 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:

- the stiffness of the ground and its variation with strain level;
- the flexural stiffness of the individual piles;
- the moment fixity of the piles at the connection with the structure;
- the group effect;
- the effect of load reversals or of cyclic loading.

(2) A general analysis of the displacement of a pile foundation should be based on expected degrees of kinematic freedom of movement.

7.8 Structural design of piles

(1)P Piles shall be verified against structural failure in accordance with 2.4.6.4.

(2)P The structure of piles shall be designed to accommodate all the situations to which the piles will be subjected. These include:

- the circumstances of their use e.g. corrosion conditions;
- the circumstances of their installation e.g. adverse ground conditions such as boulders, steeply inclined bedrock surfaces;
- other factors influencing driveability, including quality of joints;
- for precast piles, the circumstances of their transportation to site and installation.

(3)P During structural design, construction tolerances as specified for the type of pile, the action components and the performance of the foundation shall be taken into account.

(4)P Slender piles passing through water or thick deposits of very weak soil shall be checked against buckling.

(5) Normally a check for buckling is not required when the piles are contained by soils with a representative, undrained shear strength, c_u , that exceeds 10 kPa.

7.9 Supervision of construction

(1)P A pile installation plan shall form the basis for the piling works.

(2) The plan should give the following design information:

- the pile type;
- the location and inclination of each pile, including tolerances on position;
- pile cross-section;
- for cast-in-situ piles, data about the reinforcement;
- pile length;
- pile number;
- required pile load carrying capacity;

- stivheden af jorden og dens variation med tøjningsniveauer
- 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 utsat 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 svag 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 projektinformation:

- 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

- pile toe level (with respect to a fixed datum within or near the site), or the required penetration resistance;
- installation sequence;
- known obstructions;
- any other constraints on piling activities.

(3)P It shall be specified that the installation of all piles is monitored and records are made as the piles are installed.

(4) The record for each pile should include aspects of construction covered in the relevant execution standards, EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000, such as the following:

- pile number;
- installation equipment;
- pile cross-section and length;
- date and time of installation (including interruptions to the installation process);
- concrete mix, volume of concrete used and method of placing for cast-in-situ piles;
- weight density, pH, Marsh viscosity and fines content of bentonite slurry (when used);
- for continuous flight auger piles or other injection piles, volumes and pumping pressures of the grout or concrete, internal and external diameters, pitch of screw and penetration per revolution;
- for displacement piles, the values of driving resistance measurements such as weight and drop or power rating of hammer, blow frequency and number of blows for at least the last 0,25 m penetration;
- the power take-off of vibrators (where used);
- the torque applied to the drilling motor (where used);
- for bored piles, the strata encountered in the borings and the condition of the base if the performance of the pile toe is critical;
- obstructions encountered during piling;
- deviations of position and direction and as-built elevations.

NOTE EN 14199 on the execution of micro-piles is in preparation.

(5) Records should be kept for at least a period of five years after completion of the works. As-built records should be compiled after completion of the piling and kept with the construction documents.

(6)P If site observations or inspection of records reveal uncertainties about the quality of installed piles, investigations shall be carried out to determine their condition and if remedial measures are necessary. These investigations shall include either performing a static pile load or integrity test, installing a new pile or, in the case of a displacement pile, re-driving the pile, in combination with ground tests adjoining the suspect pile.

- pælespidsniveau (ud fra et fikspunkt inden for eller tæt ved bygepladsen) 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 udførelsесforhold, der er dækket i de relevante udførelsесstandarde EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000:

- pælenummer
- nedbringningsudstyr
- pæletværnsnit 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 rammemodstandsмålinger såsom vægt og faldhøjde eller nominel effekt for ramslag, slagfrekvens og antal slag for mindst de sidste 0,25 m nedtrængning
- kraftoverføring til vibratører (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.

NOTE – EN 14199 om udførelse af minipæle er under udarbejdelse.

(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, installation af en ny pæl, eller, i tilfælde af en fortrængningspæl, et terramning af pælen sammen med jordbundsundersøgelser i nærheden af pælen, der er under mistanke.

(7)P Tests shall be used to examine the integrity of piles for which the quality is sensitive to the installation procedures if the procedures cannot be monitored in a reliable way.

(8) Dynamic low strain integrity tests may be used for a global evaluation of piles that might have severe defects or that may have caused a serious loss of strength in the soil during construction. Defects such as insufficient quality of concrete and thickness of concrete cover, both of which can affect the long term performance of a pile, often cannot be found by dynamic tests and other tests, such as sonic tests, vibration tests or coring, may be needed in supervising the execution.

(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.

Section 8 Anchorage

8.1 General

8.1.1 Scope

(1)P This Section applies to the design of temporary and permanent anchorages used:

- to support a retaining structure;
- to provide the stability of slopes, cuts or tunnels;
- to resist uplift forces on structures.

by transmitting a tensile force to a load bearing formation of soil or rock.

(2)P This Section is applicable to;

- pre-stressed anchorages consisting of an anchor head, a tendon free length and a tendon bond length bonded to the ground by grout;
- non pre-stressed anchorages consisting of an anchor head, a tendon free length and a restraint such as a fixed anchor length bonded to the ground by grout, a deadman anchorage, a screw anchor or a rock bolt.

(3) This Section should not be applied to soil nails.

(4)P Section 7 shall apply to the design of anchorages comprising tension piles.

8.1.2 Definitions

8.1.2.1

permanent anchorage

anchorage with a design life of more than two years

NOTE definition taken from EN 1537:1999

8.1.2.2

temporary anchorage

anchorage with a design life of less than two years

NOTE definition taken from EN 1537:1999

8.1.2.3

acceptance test

load test on site to confirm that each anchorage meets the design requirements

8.1.2.4

suitability test

load test on site to confirm that a particular anchor design will be adequate in particular ground conditions

NOTE definition taken from EN 1537:1999

Kapitel 8 Forankringer

8.1 Generelt

8.1.1 *Emne og anvendelsesområde*

(1)P Dette kapitel gælder for projektering af midlertidige og permanente forankringer, der benyttes:

- til afstivning af en støttekonstruktion
- til at skabe stabilitet i skråninger, udgravninger eller tunneler
- til at modvirke løftningskræfter på konstruktioner

ved at overføre trækraft til bærende jord eller fjeld.

(2)P Dette kapitel gælder for:

- forspændte forankringer omfattende et ankerhoved, en fri længde og en fastholdt forankringslængde etableret ved injicering
- ikke-forspændte forankringer bestående af et ankerhoved, en fri længde og en fastholdelse som fx en forankringslængde, der er forbundet til jorden ved injicering, en ankerplade, et skruemærke eller fjeldbolt.

(3) Dette kapitel bør ikke anvendes for jordsøm.

(4)P Kapitel 7 skal anvendes for dimensioneringen af forankringer med trækpæle.

8.1.2 *Definitioner*

8.1.2.1

permanent forankring

Forankring med en regningsmæssig levetid på mere end to år.

NOTE – definitionen er taget fra EN 1537:1999

8.1.2.2

midlertidig forankring

Forankring med en regningsmæssig levetid på mindre end to år.

NOTE – definitionen er taget fra EN 1537:1999

8.1.2.3

godkendelsesprøvning

Belastningsforsøg på byggepladsen for at eftervise, at hver forankring opfylder projekteringsforudsætningerne.

8.1.2.4

egnethedsforsøg

Belastningsforsøg på byggepladsen for at eftervise, at en bestemt forankringsdimensionering vil være tilstrækkelig ved bestemte jordbundsforhold.

NOTE – definitionen er taget fra EN 1537:1999

8.1.2.5

investigation test

load test to establish the ultimate resistance of an anchor at the grout/ground interface and to determine the characteristics of the anchorage in the working load range

NOTE definition taken from EN 1537:1999

8.1.2.6

anchor bond length

length of the anchor that is bonded directly to the ground through a grout body

8.2.1.7

tendon free length

the length of the tendon between the anchor head and the proximal end of the tendon bond length

NOTE definition taken from EN 1537:1999

8.1.2.8

tendon bond length

length of the tendon that is bonded directly to the grout and capable of transmitting the applied tensile load

NOTE definition taken from EN 1537:1999

8.2 Limit states

(1)P The following limit states shall be considered for anchorages, both individually and in combination:

- structural failure of the tendon or anchor head, caused by the applied stresses;
- distortion or corrosion of the anchor head;
- for grouted anchors, failure at the interface between the body of grout and the ground;
- for grouted anchors, failure of the bond between the steel tendon and the grout;
- for deadman anchorages, failure by insufficient resistance of the deadman;
- loss of anchorage force by excessive displacements of the anchor head or by creep and relaxation;
- failure or excessive deformation of parts of the structure due to the applied anchorage force;
- loss of overall stability of the retained ground and the retaining structure;
- interaction of groups of anchorages with the ground and adjoining structures.

8.3 Design situations and actions

(1)P When selecting the design situations, consideration shall be given to:

- all circumstances during the construction of the structure;
- all anticipated circumstances during the design life of the structure;

8.1.2.5 principforsøg

Belastningsforsøg for at finde frem til en forankringsbrudlast i grænsefladen mellem injektionsmateriale og jord og for at bestemme egenskaberne af forankringen under arbejdsbelastning.

NOTE – definitionen er taget fra EN 1537:1999

8.1.2.6 forankringslængde

Den længde, hvor der kan overføres kræfter mellem jord og injektionsmateriale.

8.1.2.7 fri længde

Den længde, hvor der ikke kan overføres kræfter fra anker til injektionsmateriale.

NOTE – definitionen er taget fra EN 1537:1999

8.1.2.8 bunden længde

Den længde, hvor der kan overføres kræfter mellem træelement (stål) og injektionsmateriale.

NOTE – definitionen er taget fra EN 1537:1999

8.2 Grænsetilstande

(1)P Følgende grænsetilstande skal tages i betragtning for forankringer, både når de optræder enkeltvis og i kombination:

- materialebrud i forankringen eller ankerhovedet på grund af påførte spændinger
- deformation eller korrosion af ankerhovedet
- for injicerede ankre, brud i grænsefladen mellem injektionslegemet og jorden
- for injicerede ankre, vedhæftningsbrud mellem stålforankringen og injektionsmaterialet
- for ankerplader, brud på grund af utilstrækkelig bæreevne af ankerplade
- tab af forankringskraft på grund af stor flytning af ankerhovedet eller på grund af krybning og relaksation
- brud eller stor deformation af dele af konstruktionen på grund af påført forankringskraft
- tab af totalstabilitet af den afstivede jord og støttekonstruktionen
- samvirken mellem grupper af forankringer med jorden og tilgrænsende konstruktioner.

8.3 Dimensioneringstilstande og laster

(1)P Ved valg af dimensioneringstilstande skal der tages hensyn til:

- alle omstændigheder under konstruktionens udførelse
- alle forventede omstændigheder i konstruktionens regningsmæssige levetid

- all pertinent limit states of the list compiled in 8.2, and their combinations;
- the anticipated level of the ground-water and water pressures in confined aquifers;
- the consequences of the failure of any anchorage;
- the possibility that the forces applied to the anchorage during pre-stressing (anchorage load) may exceed the forces required for the design of the structure.

(2)P The anchorage load, P , shall be treated as an unfavourable action for the anchorage design.

8.4 Design and construction considerations

(1)P The design of the anchorage and the specification for its execution shall take into account any adverse effects of tensile stresses transmitted to ground beyond the vicinity of the anchorage.

(2)P The zone of ground into which tensile forces are to be transferred shall be included in site investigations.

(3)P For pre-stressed anchorages, the anchor head shall allow the tendon or rod to be stressed, proof-loaded and locked-off and, if required by the design, released, de-stressed and re-stressed.

(4)P For all types of anchorage, the anchor head shall be designed to tolerate angular deviations of the anchor force, taking into account 6.3 of EN 1537:1999, and to be able to accommodate deformations, which may occur during the design life of the structure.

(5)P Where different materials are combined in an anchorage, their design strengths shall be assessed with due account of the compatibility of their deformation performance.

(6)P Since the effect of anchorage systems depends on their tendon free lengths, the following requirements shall be fulfilled:

- the anchor force shall act in ground that is sufficiently distant from the retained volume of ground that the stability of this volume is not adversely affected;
- the anchor force shall act in ground that is sufficiently distant from existing foundations to avoid any adverse effects on them;
- measures shall be taken to avoid adverse interactions between the tendon bond lengths of anchorages that pass close to each other;

(7) Adverse interactions between the tendon bond lengths of anchorages should be avoided, if possible, by keeping a space not less than 1,5 m between them.

(8)P Only anchorage systems shall be used that have been tested by investigation tests (see EN 1537:1999) or for which successful comparable experience is documented in terms of both performance and durability.

(9)P The direction of the tendon shall normally be such as to provide self-stressing with deformations due to potential failure mechanisms. In case this is not feasible, adverse effects shall be taken into account in the design.

(10)P For grouted anchorages and screw anchorages, the characteristic value of the pull-out resistance, $R_{a;k}$, shall be determined on the basis of suitability tests according to 8.7 or comparable experience. The design resistance shall be checked by acceptance tests after execution.

- alle grænsetilstande, der er relevante for listen opstillet i 8.2, samt kombinationer heraf
- det forventede grundvandsniveau og vandtryk i artesiske grundvandsreservoirer
- konsekvenserne af brud i en forankring
- den mulighed, at kræfterne påført forankringen under forspænding (forankringslast) kan overstige de kræfter, der kræves til dimensionering af konstruktionen.

(2)P Forankringslasten P skal behandles som en ugunstig påvirkning ved dimensionering af forankringen.

8.4 Dimensionerings- og udførelsesmæssige hensyn

(1)P Ved dimensionering af forankringen og udførelsесbeskrivelsen skal der tages hensyn til ugunstige virkninger af trækspændinger, der overføres til jorden i områder uden for forankringszonen.

(2)P Jordzonen, hvortil trækkræfter skal overføres, skal være omfattet af byggepladsundersøgelser.

(3)P For forspændte forankringer skal det ved ankerhovedet være muligt, at den forspændte armering eller stang kan spændes, prøvebelastes og aflåses og, hvis det er krævet i projektet, løsnes, afspændes og spændes på ny.

(4)P For alle forankringstyper skal ankerhovedet dimensioneres til at modstå vinkelafvigelser i forankringskraften i henhold til 6.3 i EN 1537:1999 og til at rumme deformationer, der kan opstå i konstruktionens levetid.

(5)P Når der anvendes en kombination af forskellige materialer i en forankring, skal de respektive regningsmæssige styrker vurderes under hensyntagen til kompatibiliteten af deres arbejdskurver.

(6)P Da virkningen af forankringssystemer afhænger af deres frie længder, skal følgende krav opfyldes:

- forankringskraften skal virke i jord, der er i tilstrækkeligt stor afstand fra den afstivede jordmasse til, at der ikke sker ugunstig påvirkning af dennes stabilitet
- forankringskraften skal virke i jord, der er i tilstrækkeligt stor afstand fra eksisterende fundamenter til at undgå ugunstig påvirkning af disse
- der skal træffes foranstaltninger til at undgå ugunstig samvirken mellem forankringszoner, der ligger tæt ved hinanden.

(7) Ugunstig samvirken mellem forankringszonerne bør undgås, om muligt ved at holde mindst 1,5 m afstand mellem dem.

(8)P Der må kun anvendes forankringssystemer, der er blevet prøvet ved principforsøg (se EN 1537:1999), eller for hvilke der er dokumenteret erfaring med hensyn til både virkemåde og holdbarhed.

(9)P Retningen af forankringen skal normalt være således, at den er selvspændende med deformationer fra potentielle brudmekanismer. Hvis dette ikke er muligt, skal der ved dimensioneringen tages hensyn til ugunstige virknings.

(10)P For injicerede forankringer og skrueforankringer skal den karakteristiske værdi af udtrækningsstyrken $R_{a,k}$ bestemmes ud fra egnethedsforsøg i henhold til 8.7 eller sammenlignelig erfaring. Den regningsmæssige modstandsevne skal kontrolleres ved godkendelsesprøvning efter udførelsen.

(11)P The performance of the tendon free length of pre-stressed ground anchorages shall be checked in accordance with EN 1537:1999.

(12)P A sufficient lock-off force shall be used to ensure that the anchorage resistance under serviceability limit state conditions will be mobilised with tolerable head displacements.

(13)P Corrosion protection of pre-stressed anchorages shall comply with 6.9 of EN 1537:1999.

(14)P Corrosion protection of anchorages having a steel tendon shall be designed taking into account the aggressiveness of the ground environment.

(15) Suitable means, such as the use of a protective sheath or the provision of sacrificial steel, should be specified if necessary to protect steel tendons against corrosion.

8.5 Ultimate limit state design

8.5.1 Design of the anchorage

(1)P The design value, $R_{a;d}$, of the pull-out resistance, R_a , of an anchorage shall fulfil the limit condition:

$$P_d \leq R_{a;d} \quad (8.1)$$

(2) Design values of pull-out resistance may be determined from the results of tests on anchorages, or by calculations.

8.5.2 Design values of pull-out resistance determined from the results of tests

(1)P The design value of the pull-out resistance shall be derived from the characteristic value using the equation:

$$R_{a;d} = R_{a;k}/\gamma_a \quad (8.2)$$

NOTE The partial factor, γ_a , takes into account unfavourable deviations of the pull-out resistance of the anchorage.

(2)P The partial factors γ_a defined in A.3.3.4(1)P shall be used in equation (8.2).

NOTE The value of the partial factor may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Table A.12.

(3) The characteristic value should be related to the suitability test results by applying a correlation factor ξ_a .

NOTE 8.5.2(3) refers to those types of anchorage that are not individually checked by acceptance tests. If a correlation factor ξ_a is used, it must be based on experience or provided for in the National annex.

8.5.3 Design values of pull-out resistance determined by calculations

(1)P The design value of pull-out resistance shall be assessed according to the principles in 2.4.7 and 2.4.8, where appropriate.

(11)P Virkemåden af den fri længde for forspændte jordankre skal kontrolleres i henhold til EN 1537:1999.

(12)P Der skal benyttes tilstrækkelig låsekraft til at sikre, at forankringsmodstanden mobiliseres med acceptable bevægelser af ankerhovedet i anvendelsesgrænsetilstanden.

(13)P Korrosionsbeskyttelse af forspændte forankringer skal være i overensstemmelse med 6.9 i EN 1537:1999.

(14)P Korrosionsbeskyttelse af forankringer med et træelement af stål skal projekteres under hensyntagen til jordomgivelsernes aggressivitet.

(15) Der skal angives passende midler såsom brugen af en beskyttelsekappe eller offerstål, hvis det er nødvendigt for at beskytte stålforankringer mod korrosion.

8.5 Beregning af brudgrænsetilstand

8.5.1 Dimensionering af forankringen

(1)P Den regningsmæssige værdi $R_{a;d}$ af udtrækningsmodstanden R_a for en forankring skal opfylde følgende grænsebetingelse:

$$P_d \leq R_{a;d} \quad (8.1)$$

(2) Regningsmæssige værdier for udtrækningsmodstand kan fastsættes ved hjælp af resultater af trækprøvning af forankringer eller ved beregning.

8.5.2 Regningsmæssige værdier for udtrækningsmodstand bestemt ud fra forsøgsresultater

(1)P Den regningsmæssige værdi for udtrækningsmodstanden skal udledes af den karakteristiske værdi ved hjælp af ligningen:

$$R_{a;d} = R_{a;k}/\gamma_a \quad (8.2)$$

NOTE – Partialkoefficienten γ_a tager hensyn til ugunstige afvigelser af forankringens udtrækningsmodstand.

(2)P Partialkoefficienterne γ_a defineret i A.3.3.4(1)P skal benyttes i ligning (8.2).

NOTE – Værdien af partialkoefficienten kan være angivet i det nationale annekts. Anbefaede værdier for vedvarende og midlertidige tilstande er angivet i tabel A.12.

(3) Den karakteristiske værdi bør sammenholdes med resultater af egnethedsforsøget ved anvendelse af korrelationsfaktoren ξ_a .

NOTE – 8.5.2(3) gælder for de forankringstyper, der ikke individuelt kontrolleres ved hjælp af godkendelsesprøvning. Hvis der benyttes en korrelationsfaktor ξ_a , skal den være baseret på erfaring eller være angivet i det nationale annekts.

8.5.3 Regningsmæssige værdier for udtrækningsmodstand bestemt ved beregning

(1)P Den regningsmæssige værdi for udtrækningsmodstanden skal vurderes i henhold til principperne i 2.4.7 og 2.4.8, hvor det er relevant.

8.5.4 Design value of the structural resistance of the anchorage

(1)P The structural design of the anchorage shall satisfy the following inequality:

$$R_{a;d} \leq R_{t;d} \quad (8.3)$$

(2)P The material resistance of the anchorages, $R_{t;d}$, shall be calculated according to EN 1992, EN 1993 and EN 1537:1999, as relevant.

(3)P If anchors are submitted to suitability tests, $R_{t;d}$ shall take account of the proof load (see 9.5 of EN 1537:1999).

8.5.5 Design value of the anchorage load

(1)P The design value of the anchorage load, P_d , shall be derived from the design of the retained structure as the maximum value of

- the ultimate limit state force applied by the retained structure, and if relevant
- the serviceability limit state force applied by the retained structure.

8.6 Serviceability limit state design

(1)P For the verification of a serviceability limit state in the supported structure, an anchorage shall be regarded as a spring.

(2)P For pre-stressed anchorages (e.g. grouted anchorages), the spring shall be regarded as an elastic, pre-stressed spring.

(3) The most adverse combination of the minimum or maximum anchorage stiffness and minimum or maximum pre-stress should be selected when analysing the design situation indicated in 8.6(2)P.

(4) A model factor should be applied to the SLS force to ensure that the resistance of the anchorage is sufficiently safe.

NOTE The value of the model factor may be set by the National annex.

(5) When considering a non-pre-stressed anchorage as a (non-pre-stressed) spring, its stiffness should be selected to achieve compatibility between calculated displacements of the retained structure and the displacement and elongation of the anchorage.

(6) Account should be taken of the effects of any deformations imposed on adjacent foundations by the anchorage pre-stress force.

8.7 Suitability tests

(1)P Suitability tests shall be specified for grouted anchorages, screw anchorages and rock bolts. The performance of the test shall comply with EN 1537:1999.

(2) At least three suitability tests should be performed for each distinct condition of ground and structure to determine the characteristic resistance of the anchor.

(3)P The proof load, P_p , of a suitability test of grouted anchorages shall comply with EN 1537:1999.

(4) Until a specific test is available, a suitability test for screw anchorages and rock bolts should follow the same procedure as indicated in EN 1537:1999 for grouted anchorages.

8.5.4 Regningsmæssig værdi af forankringsmaterialets styrke

(1)P Forankringens materialestyrke skal opfylde følgende ulighed:

$$R_{a;d} \leq R_{t;d} \quad (8.3)$$

(2)P Styrken af forankringsmaterialet $R_{t;d}$ skal beregnes i henhold til EN 1992, EN 1993 og EN 1537:1999, hvor det er relevant.

(3)P Hvis ankre er underkastet egnethedsforsøg, skal $R_{t;d}$ tage hensyn til prøvelasten (se 9.5 i EN 1537:1999).

8.5.5 Regningsmæssig værdi af forankringskraft

(1)P Den regningsmæssige værdi af forankringskraften P_d skal udledes af dimensioneringen af den understøttede konstruktion som den største værdi af:

- kraften i brudgrænsetilstanden fra den forankrede konstruktion, og hvis det er relevant
- kraften i anvendelsesgrænsetilstanden fra den forankrede konstruktion.

8.6 Beregning af anvendelsesgrænsetilstand

(1)PTil eftervisning af en anvendelsesgrænsetilstand i en forankret konstruktion skal en forankring betragtes som en fjeder.

(2)P For forspændte forankringer (fx injicerede forankringer) skal fjederen betragtes som en elastisk, forspændt fjeder.

(3) Den mest ugunstige kombination af minimal eller maksimal forankringsstivhed og minimal eller maksimal forspænding bør vælges ved undersøgelse af beregningstilfældet som anført i 8.6(2)P.

(4) Der bør anvendes en modelfaktor for kraften i anvendelsesgrænsetilstanden for at sikre, at forankringens modstandsevne er tilstrækkeligt på den sikre side.

NOTE – Værdien af modelfaktoren kan være angivet i det nationale annex.

(5) Når ikke-forspændt forankring betragtes som en (ikke-forspændt) fjeder, bør stivheden vælges således, at der opnås kompatibilitet mellem beregnede deformationer af den understøttede konstruktion og forankringens deformation og forlængelse.

(6) Der bør tages hensyn til virkningerne af deformationer, som påføres nærliggende fundamenter på grund af forankringens forspændingskraft.

8.7 Egnethedsforsøg

(1)P Egnethedsforsøg skal specificeres for injicerede forankringer, skrueforankringer og fjeldbolte. Prøvningen skal være i overensstemmelse med EN 1537:1999.

(2) Der bør udføres mindst tre egnethedsforsøg for hver type af jordbundsforhold og konstruktion for at bestemme ankerets karakteristiske modstandsevne.

(3)P Prøvelasten P_p i et egnethedsforsøg for injicerede forankringer skal være i overensstemmelse med EN 1537:1999.

(4) Indtil der foreligger en særlig procedure, bør egnethedsforsøg af skruetanke og fjeldbolte følge samme procedure som anført i EN 1537:1999 for injicerede forankringer.

8.8 Acceptance tests

- (1)P It shall be specified in the design that all grouted anchorages shall be subjected to acceptance tests prior to lock-off and before they become operational.
- (2)P The procedure for acceptance tests shall follow the rules given in EN 1537:1999 for grouted anchorages.
- (3) Where groups of anchorages are crossing with tendon bond lengths at spacings of less than 1,5 m, random control tests should be made after completion of the lock-off action.

8.9 Supervision and monitoring

- (1)P Supervision and monitoring shall follow the rules given in Section 4 of this standard and 9.10 and 9.11 of EN 1537:1999, where appropriate.

8.8 Godkendelsesprøvning

(1)P Det skal angives i projektet, at alle injicerede forankringer skal underkastes godkendelsesprøvning før den endelige aflåsning (lock-off), og før de sættes i funktion.

(2)P Fremgangsmåden for godkendelsesprøvning skal være i overensstemmelse med reglerne anført i EN 1537:1999 for injicerede forankringer.

(3) Hvor forankringsgrupper krydser hinanden med forankringszoner med mindre end 1,5 m indbyrdes afstand, bør der foretages stikprøvekontrol efter aflåsningen.

8.9 Tilsyn og overvågning

(1)P Tilsyn og overvågning skal følge reglerne i kapitel 4 i denne standard samt 9.10 og 9.11 i EN 1537:1999, hvor det er relevant.

Section 9 Retaining structures

9.1 General

9.1.1 Scope

(1)P The provisions of this Section shall apply to structures, which retain ground comprising soil, rock or backfill and water. Material is retained if it is kept at a slope steeper than it would eventually adopt if no structure were present. Retaining structures include all types of wall and support systems in which structural elements have forces imposed by the retained material.

(2)P Pressure from granular material stored in silos shall be calculated using EN 1991-4.

9.1.2 Definitions

(1) In considering the design of retaining structures the following three main types should be distinguished:

9.1.2.1

gravity walls

walls of stone or plain or reinforced concrete having a base footing with or without a heel, ledge or buttress. The weight of the wall itself, sometimes including stabilising masses of soil, rock or backfill, plays a significant role in the support of the retained material. Examples of such walls include concrete gravity walls having constant or variable thickness, spread footing reinforced concrete walls and buttress walls.

9.1.2.2

embedded walls

relatively thin walls of steel, reinforced concrete or timber, supported by anchorages, struts and/or passive earth pressure. The bending capacity of such walls plays a significant role in the support of the retained material while the role of the weight of the wall is insignificant. Examples of such walls include cantilever steel sheet pile walls, anchored or strutted steel or concrete sheet pile walls and diaphragm walls.

9.1.2.3

composite retaining structures

walls composed of elements from the above two types of wall. A large variety of such walls exists and examples include double sheet pile wall cofferdams, earth structures reinforced by tendons, geotextiles or grouting and structures with multiple rows of ground anchorages or soil nails.

9.2 Limit states

(1)P A list shall be compiled of limit states to be considered. As a minimum the following limit states shall be considered for all types of retaining structure:

- loss of overall stability;
- failure of a structural element such as a wall, anchorage, wale or strut or failure of the connection between such elements;
- combined failure in the ground and in the structural element;
- failure by hydraulic heave and piping;

Kapitel 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)PTryk 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 stålspuns vægge, forankrede eller afstivede stål- eller betonpuns vægge 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 spuns vægscellefangedæmninger, 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 graderinger og piping

- movement of the retaining structure, which may cause collapse or affect the appearance or efficient use of the structure or nearby structures or services, which rely on it;
- unacceptable leakage through or beneath the wall;
- unacceptable transport of soil particles through or beneath the wall;
- unacceptable change in the ground-water regime.

(2)P In addition, the following limit states shall be considered for gravity walls and for composite retaining structures:

- bearing resistance failure of the soil below the base;
- failure by sliding at the base;
- failure by toppling;

and for embedded walls:

- failure by rotation or translation of the wall or parts thereof;
- failure by lack of vertical equilibrium.

(3)P For all types of retaining structure, combinations of the above mentioned limit states shall be taken into account, if relevant.

(4) Design of gravity walls often requires solution of the same types of problem encountered in the design of spread foundations and embankments and slopes. When considering the limit states, the principles of Section 6 should therefore be applied, as appropriate. Special care should be taken to account for bearing resistance failure of the ground below the base of the wall under loads with large eccentricities and inclinations (see 6.5.4).

9.3 Actions, geometrical data and design situations

9.3.1 Actions

9.3.1.1 Basic actions

(1) The actions listed in 2.4.2(4) should be considered.

9.3.1.2 Weight of backfill material

(1)P Design values for the weight density of backfill material shall be estimated from knowledge of available material. The Geotechnical Design Report shall specify the checks, which shall be made during the construction process to verify that the actual field values are no worse than those used in the design.

9.3.1.3 Surcharges

(1)P Determination of design values for surcharges shall take account of the presence, on or near the surface of the retained ground, of, for example, nearby buildings, parked or moving vehicles or cranes, stored material, goods and containers.

(2) Care should be taken in the case of repeated surcharge loading such as imposed by crane rails on a quay wall. The pressures induced by such surcharges can significantly exceed those due to the first loading or those resulting from static application of a load of equal magnitude.

- 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:

- bæreevnsvigt 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 kranskinner 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 Weight of water

(1)P Design values for the weight density of water shall reflect whether the water is fresh, saline or charged with chemicals or contaminants to an extent that the normal value needs amendment.

9.3.1.5 Wave and ice forces

(1)P Design values for forces imposed by reflected waves or by ice forces shall be selected on the basis of locally available data for the climatic and hydraulic conditions at the site.

(2)P When selecting design values for static forces imposed by a sheet of ice, the following shall be taken into account:

- the initial temperature of the ice before warming begins;
- the rate at which the temperature increases;
- the thickness of the ice sheet.

9.3.1.6 Seepage forces

(1)P Seepage forces due to different ground-water levels behind and in front of a retaining structure shall be considered as they may change the earth pressure behind the wall and reduce the earth resistance in front of the wall.

9.3.1.7 Collision forces

(1)The determination of design values for collision impact forces, caused by, for example, waves, ice floes or traffic, may take account of the energy absorbed by the colliding mass and by the retaining system, e.g. by fenders and/or guide structures.

(2) For lateral impacts on retaining walls, the increased stiffness exhibited by the retained ground should be considered.

(3) The risk of the occurrence of liquefaction due to lateral impact on embedded walls should be investigated.

(4)P The impact load of an ice floe colliding with a retaining structure shall be calculated on the basis of the compressive strength of the ice and the thickness of the ice floe. The salinity and homogeneity of the ice shall be considered in calculating the compressive strength.

9.3.1.8 Temperature effects

(1)P The design of retaining structures shall take into account the temporal and spatial effects of abnormal temperature changes.

(2) These effects should be considered particularly when determining the loads in struts and props.

(3) The Structural Fire Design Parts of the material related Eurocodes should be consulted when dealing with the effects of fire.

(4)P Special precautions, such as selection of suitable backfill material, drainage or insulation, shall be taken to prevent ice lenses forming in the ground behind retaining structures.

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 fender og/eller ledewærker.

(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 islinsler i jorden bag ved støttekonstruktioner.

9.3.2 Geometrical data

9.3.2.1 Basic data

(1)P Design values for geometrical data shall be derived in accordance with the principles stated in 2.4.6.3.

9.3.2.2 Ground surfaces

(1)P Design values for the geometry of the retained material shall take account of the variation in the actual field values. The design values shall also take account of anticipated excavation or possible scour in front of the retaining structure.

(2) In ultimate limit state calculations in which the stability of a retaining wall depends on the ground resistance in front of the structure, the level of the resisting soil should be lowered below the nominally expected level by an amount Δa . The value of Δa should be selected taking into account the degree of site control over the level of the surface. With a normal degree of control, the following should be applied:

- for a cantilever wall, Δa should equal 10 % of the wall height above excavation level, limited to a maximum of 0,5 m;
- for a supported wall, Δa should equal 10 % of the distance between the lowest support and the excavation level, limited to a maximum of 0,5 m.

(3) Smaller values of Δa , including 0, may be used when the surface level is specified to be controlled reliably throughout the appropriate execution period.

(4) Larger values of Δa should be used where the surface level is particularly uncertain.

9.3.2.3 Water levels

(1)P The selection of design or characteristic values for the positions of free water and phreatic surfaces shall be made on the basis of data for the hydraulic and hydrogeological conditions at the site.

(2)P Account shall be taken of the effects of variation in permeability on the ground-water regime.

(3)P The possibility shall be considered of adverse water pressures due to the presence of perched or artesian water tables.

9.3.3 Design situations

(1)P The following items shall be considered:

- variations in soil properties, water levels and pore-water pressures in space;
- anticipated variations in soil properties, water levels and pore-water pressures in time;
- variation in actions and in the ways they are combined;
- excavation, scour or erosion in front of the retaining structure;
- the effects of compaction of the backfilling behind the retaining structure;

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 udgraving 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 i hele den pågældende udførelsesperiode.

(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 artesisk 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
- udgraving eller erosion foran støttekonstruktionen
- virkningerne af komprimering af bagfyldet bag støttekonstruktionen

- the effects of anticipated future structures and surcharge loadings or unloadings on or close to the retained material;
- anticipated ground movements due, for example, to subsidence or frost action.

(2) For waterfront structures, ice and wave forces need not be applied simultaneously at the same point.

9.4 Design and construction considerations

9.4.1 General

(1)P Both ultimate and serviceability limit states shall be considered using the procedures described in 2.4.7 and 2.4.8.

(2)P It shall be demonstrated that vertical equilibrium can be achieved for the assumed pressure distributions and actions on the wall.

(3) The verification of vertical equilibrium may be achieved by reducing the wall friction parameters.

(4) As far as possible, retaining walls should be designed in such a way that there are visible signs of the approach of an ultimate limit state. The design should guard against the occurrence of brittle failure, e.g. sudden collapse without conspicuous preliminary deformations.

(5) For many earth retaining structures, a critical limit state should be considered to occur if the wall has displaced enough to cause damage to nearby structures or services. Although collapse of the wall may not be imminent, the degree of damage may considerably exceed a serviceability limit state in the supported structure.

(6) The design methods and partial factor values recommended by this standard are usually sufficient to prevent the occurrence of ultimate limit states in nearby structures, provided that the soils involved are of at least medium density or firm consistency and that adequate construction methods and sequences are adopted. Special care should be taken, however, with some highly over-consolidated clay deposits in which large at rest horizontal stresses may induce substantial movements in a wide area around excavations.

(7) The complexity of the interaction between the ground and the retaining structure sometimes makes it difficult to design a retaining structure in detail before the actual execution begins. In this case use of the observational method for the design (see 2.7) should be considered.

(8)P The design of retaining structures shall take account of the following items, where appropriate:

- the effects of constructing the wall, including:
 - the provision of temporary support to the sides of excavations;
 - the changes of in situ stresses and resulting ground movements caused both by the wall excavation and its construction;
 - disturbance of the ground due to driving or boring operations;
 - provision of access for construction;
- the required degree of water tightness of the finished wall;

- 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 sammenstyrting 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 sammenstyrting 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) Kompleksiteten 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 udgravningsens sider.
- ændringer i in situ-spændinger og resulterende bevægelser af jorden forårsaget både af udgravingen 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.

- the practicability of constructing the wall to reach a stratum of low permeability, so forming a water cut-off. The resulting equilibrium ground-water flow problem shall be assessed;
- the practicability of forming ground anchorages in adjacent ground;
- the practicability of excavating between any propping of retaining walls;
- the ability of the wall to carry vertical load;
- the ductility of structural components;
- access for maintenance of the wall and any associated drainage measures;
- the appearance and durability of the wall and any anchorages;
- for sheet piling, the need for a section stiff enough to be driven to the design penetration without loss of interlock;
- the stability of borings or slurry trench panels while they are open;
- for fill, the nature of materials available and the means used to compact them adjacent to the wall, in accordance with 5.3.

9.4.2 Drainage systems

(1)P If the safety and serviceability of the designed structure depend on the successful performance of a drainage system, the consequences of its failure shall be considered, having regard for both safety and cost of repair. One of the following conditions (or a combination of them) shall apply:

- a maintenance programme for the drainage system shall be specified and the design shall allow access for this purpose;
- it shall be demonstrated both by comparable experience and by assessment of any water discharge, that the drainage system will operate adequately without maintenance.

(2) The quantities, pressures and eventual chemical content of any water discharge should be taken into account.

9.5 Determination of earth pressures

9.5.1 General

(1)P Determination of earth pressures shall take account of the acceptable mode and amount of any movement and strain, which may occur at the limit state under consideration.

(2) In the following context the words "earth pressure" should also be used for the total earth pressure from soft and weathered rocks and should include the pressure of ground-water.

(3)P Calculations of the magnitudes of earth pressures and directions of forces resulting from them shall take account of:

- the surcharge on and slope of the ground surface;
- the inclination of the wall to the vertical;
- the water tables and the seepage forces in the ground;

- 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 ligevægtstilstand 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 dræningstiltag.
- 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 boringer eller slidsevægge under udførelse.
- ved opfyldning, arten af de disponible materialer samt komprimeringsmetoden tæt ved konstruktionen, i overensstemmelse med 5.3.

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 bortlede 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

- the amount and direction of the movement of the wall relative to the ground;
- the horizontal as well as vertical equilibrium for the entire retaining structure;
- the shear strength and weight density of the ground;
- the rigidity of the wall and the supporting system;
- the wall roughness.

(4) The amount of mobilised wall friction and adhesion should be considered as a function of:

- the strength parameters of the ground;
- the friction properties of the wall-ground interface;
- the direction and amount of movement of the wall relative to the ground;
- the ability of the wall to support any vertical forces resulting from wall friction and adhesion.

(5) The amount of shear stress, which can be mobilised at the wall-ground interface should be determined by the wall-ground interface parameter δ_d .

(6) A concrete wall or steel sheet pile wall supporting sand or gravel may be assumed to have a design wall ground interface parameter $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv;d}$. k should not exceed 2/3 for precast concrete or steel sheet piling.

(7) For concrete cast against soil, a value of $k = 1,0$ may be assumed.

(8) For a steel sheet pile in clay under undrained conditions immediately after driving, no adhesive or frictional resistance should be assumed. Increases in these values may take place over a period of time.

(9)P The magnitudes of earth pressures and directions of resultant forces shall be calculated according to the selected design approach (see 2.4.7.3), and the limit state being considered.

(10) The value of an earth pressure at an ultimate limit state is generally different from its value at a serviceability limit state. These two values are determined from two fundamentally different calculations. Consequently, when expressed as an action, earth pressure cannot have a single characteristic value.

(11)P In the case of structures retaining rock masses, calculations of the ground pressures shall take account of the effects of discontinuities, with particular attention to their orientation, spacing, aperture, roughness and the mechanical characteristics of any joint filling material.

(12)P Account shall be taken of any swelling potential of the ground when calculating the pressures on the retaining structure.

9.5.2 At rest values of earth pressure

(1)P When no movement of the wall relative to the ground takes place, the earth pressure shall be calculated from the at rest state of stress. The determination of the at rest state shall take account of the stress history of the ground.

(2) For normally consolidated soil, at rest conditions should normally be assumed in the ground behind a retaining structure if the movement of the structure is less than $5 \times 10^{-4} \times h$.

- 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 vægfrikionsvinklen δ for grænsefladen mellem væg og jord.

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

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

(8) For en stålspuns væg i ler under udrænede 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 a horizontal ground surface, the at rest earth pressure coefficient, K_0 , should be determined from:

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

The formula should not be used for very high values of OCR.

(4) If the ground slopes upwards from the wall at an angle $\beta \leq \varphi'$ to the horizontal, the horizontal component of the effective earth pressure $\sigma'_{h;0}$ may be related to the effective overburden pressure q' by the ratio $K_{0;\beta}$, where

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

The direction of the resulting force should then be assumed to be parallel to the ground surface.

9.5.3 Limiting values of earth pressure

(1)P Limiting values of earth pressures shall be determined taking account of the relative movement of the soil and the wall at failure and the corresponding shape of the failure surface.

(2) Limiting values of earth pressure assuming straight failure surfaces can significantly deviate from the values assuming curved failure surfaces for high angles of internal friction and wall-ground interface parameters δ , and so lead to unsafe results.

NOTE Annex C provides some data of relative movements that cause limiting values of earth pressures.

(3) In cases where struts, anchorages or similar elements impose restraints on movement of the retaining structure, it should be considered that the limiting active and passive values of earth pressure, and their distributions, may not be the most adverse ones.

9.5.4 Intermediate values of earth pressure

(1)P Intermediate values of earth pressure occur if the wall movements are insufficient to mobilise the limiting values. The determination of the intermediate values of earth pressure shall take account of the amount of wall movement and its direction relative to the ground.

NOTE Annex C, figure C.3, gives a diagram, which may be used for the determination of the mobilised passive earth pressure

(2) The intermediate values of earth pressures may be calculated using, for example, various empirical rules, spring constant methods or finite element methods.

9.5.5 Compaction effects

(1)P The determination of earth pressures acting behind the wall shall take account of the additional pressures generated by any placing of backfill and the procedures adopted for its compaction.

NOTE Measurements indicate that the additional pressures depend on the applied compactive energy, the thickness of the compacted layers and the travel pattern of the compaction plant. Horizontal pressure normal to the wall in a layer may reduce when the next layer is placed and compacted. When backfilling is complete, the additional pressure normally acts only on the upper part of the wall.

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

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

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 friktionsvinkel og vægfriktionsvinkel, δ , for grænsefladen mellem væg og jord og således føre til resultater på den usikre side.

NOTE – Anneks C giver nogle data for relative bevægelser, der medfører grænseværdier for jordtryk.

(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 opträder, 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.

NOTE – I anneks C, figur C.3, er vist et diagram, der kan benyttes til bestemmelse af det mobiliserede passive jordtryk.

(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 kompriméringsudstyrets bevægelsesmåde. Det vandrette tillægstryk vinkelret på væggen i et lag kan blive reduceret, når det næste lag anbringes og komprimeres. Når bagfyldingen er færdig, virker tillægstrykket normalt kun på den øvre del af væggen.

(2)P Appropriate compaction procedures shall be specified with the aim of avoiding excessive additional earth pressures, which may lead to unacceptable movements.

9.6 Water pressures

(1)P Determination of characteristic and design water pressures shall take account of water levels both above and in the ground.

(2)P When checking the ultimate and serviceability limit states, water pressures shall be accounted for in the combinations of actions in accordance with 2.4.5.3 and 2.4.6.1, considering the possible risks indicated in 9.4.1(5).

(3)P For structures retaining earth of medium or low permeability (silts and clays), water pressures shall be assumed to act behind the wall. Unless a reliable drainage system is installed (9.4.2(1)P), or infiltration is prevented, the values of water pressures shall correspond to a water table at the surface of the retained material.

(4)P Where sudden changes in a free water level may occur, both the non-steady condition occurring immediately after the change and the steady condition shall be examined.

(5)P Where no special drainage or flow prevention measures are taken, the possible effects of water-filled tension or shrinkage cracks shall be considered.

9.7 Ultimate limit state design

9.7.1 General

(1)P The design of retaining structures shall be checked at the ultimate limit state for the design situations appropriate to that state, as specified in 9.3.3, using the design actions or action effects and design resistances.

(2)P All relevant limit modes shall be considered. These will include, as a minimum, limit modes of the types illustrated in figures 9.1 to 9.6 for the most commonly used retaining structures.

(3)P Calculations for ultimate limit states shall establish that equilibrium can be achieved using the design actions or effects of actions and the design strengths or resistances, as specified in clause 2.4. Compatibility of deformations shall be considered in assessing design strengths or resistances.

(4)P Upper or lower design values, whichever are more adverse, shall be used for the strength or resistance of the ground.

(5) Calculation methods may be used, which redistribute earth pressure in accordance with the relative displacements and stiffnesses of ground and structural elements.

(6)P For fine grained soils, both short- and long-term behaviour shall be considered.

(7)P For walls subject to differential water pressures, safety against failure due to hydraulic heave and piping shall be checked.

9.7.2 Overall stability

(1)P The principles in Section 11 shall be used as appropriate to demonstrate that an overall stability failure will not occur and that the corresponding deformations are sufficiently small.

(2)P Hensigtsmæssige komprimeringsprocedurer skal specificeres for at undgå for store tillægsjordtryk, 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)P For konstruktioner, der støtter jord med middel eller lav permeabilitet (silt og ler), skal det antages, at der er vandtryk bag væggen. Der skal 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 projekteringstilfælde, 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 korttids- 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) As a minimum, limit modes of the types illustrated in figure 9.1 should be considered, taking progressive failure and liquefaction into account as relevant.

9.7.3 Foundation failure of gravity walls

(1)P The principles of Section 6 shall be used as appropriate to demonstrate that a foundation failure is sufficiently remote and that deformations will be acceptable. Both bearing resistance and sliding shall be considered.

(2) As a minimum, limit modes of the types illustrated in Figure 9.2 should be considered.

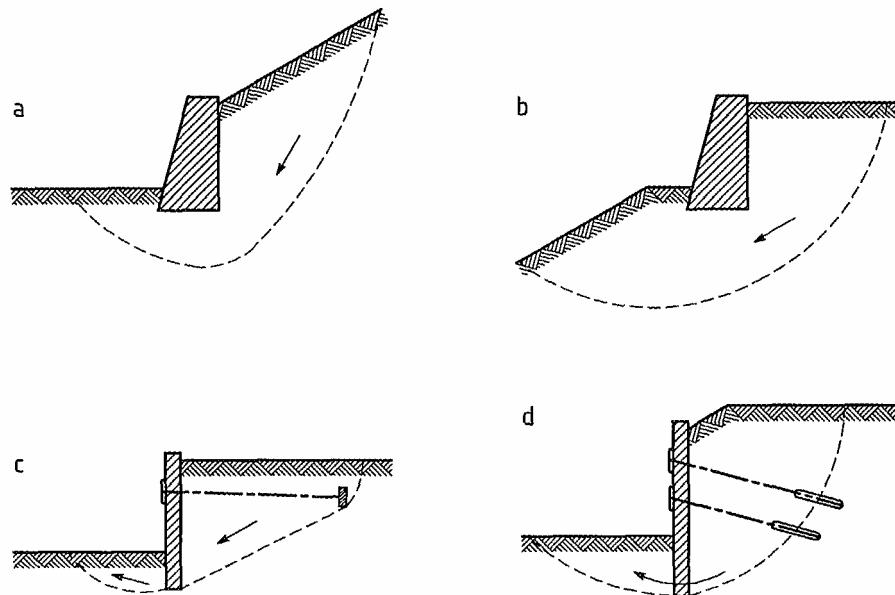


Figure 9.1 — Examples of limit modes for overall stability of retaining structures.

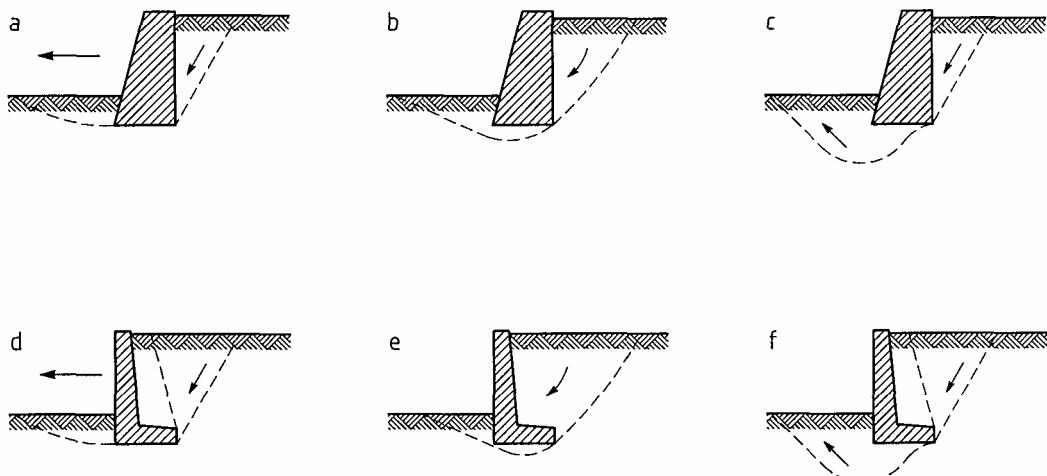


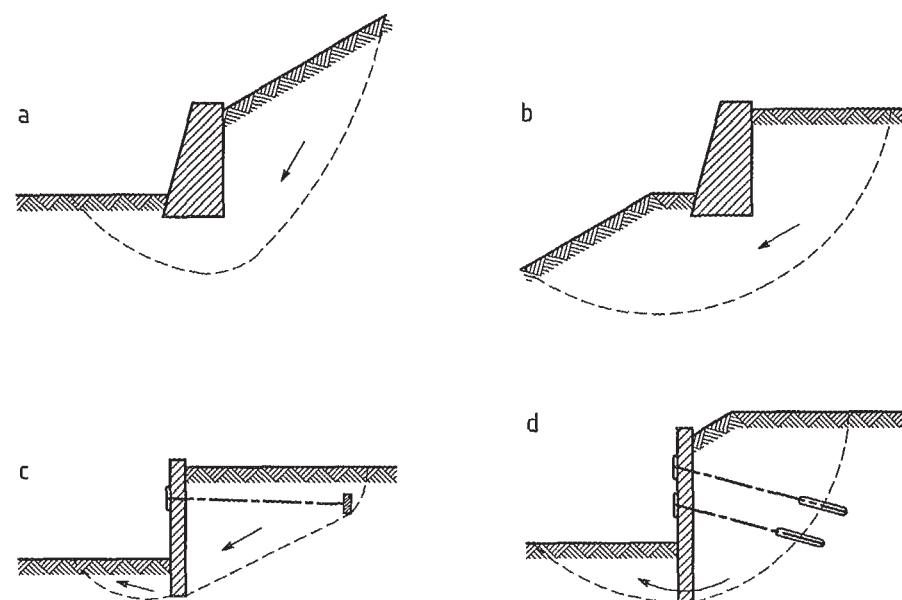
Figure 9.2 — Examples of limit modes for foundation failures of gravity walls

(2) Som minimum skal brudmåder af typerne vist i figur 9.1 overvejes, idet progressivt brud og likvefaktion medregnes hvor relevant.

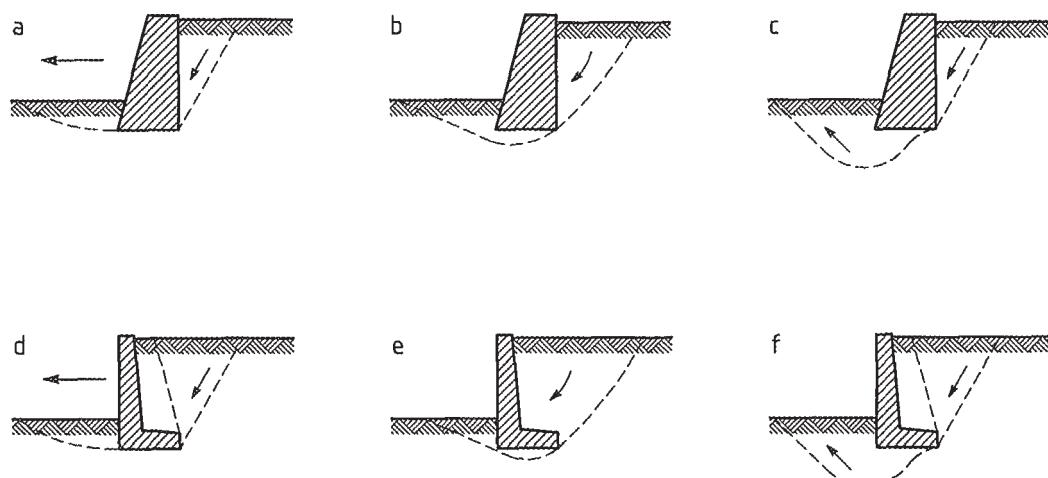
9.7.3 Bæreevnebrud for støttemure

(1) 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 figur 9.2, tages i betragtning.



Figur 9.1 — Eksempler på brudmåder for totalstabilitet af støttekonstruktioner



Figur 9.2 — Eksempler på brudmåder for bæreevnebrud for støttemure

9.7.4 Rotational failure of embedded walls

(1)P It shall be demonstrated by equilibrium calculations that embedded walls have sufficient penetration into the ground to prevent rotational failure.

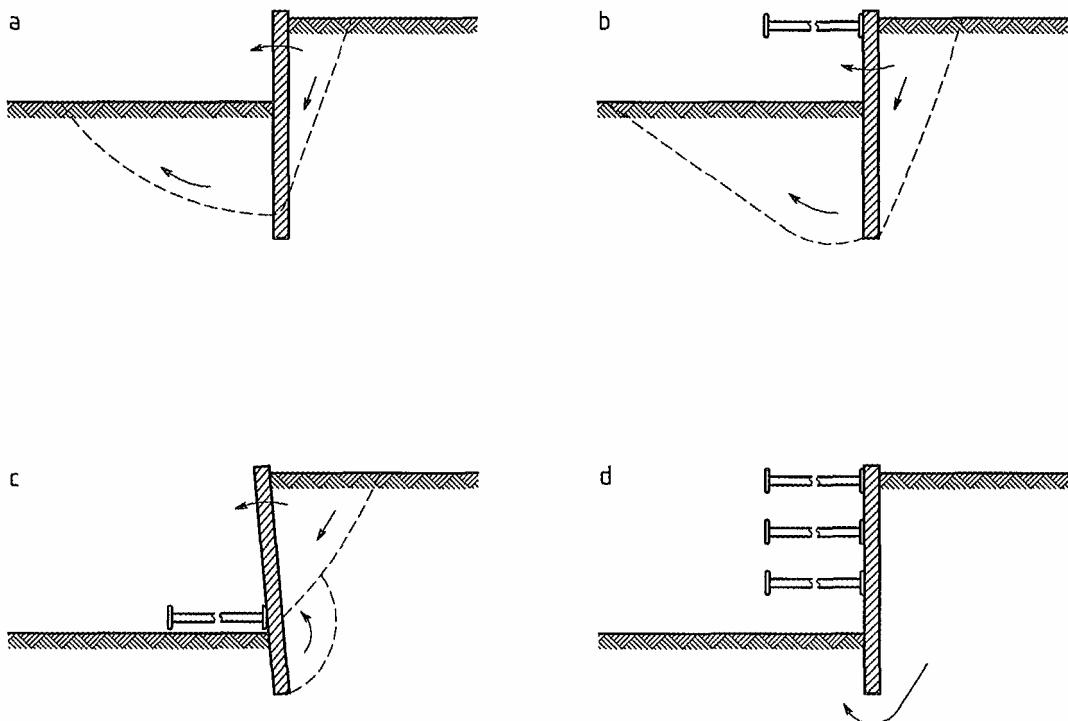


Figure 9.3 — Examples of limit modes for rotational failures of embedded walls

(2) As a minimum, limit modes of the types illustrated in Figure 9.3 should be considered.

(3)P The design magnitude and direction of shear stress between the soil and the wall shall be consistent with the relative vertical displacement, which would occur in the design situation.

9.7.5 Vertical failure of embedded walls

(1)P It shall be demonstrated that vertical equilibrium can be achieved using the design soil strengths or resistances and design vertical forces on the wall.

(2) As a minimum, the limit mode of the type illustrated in Figure 9.4 should be considered.

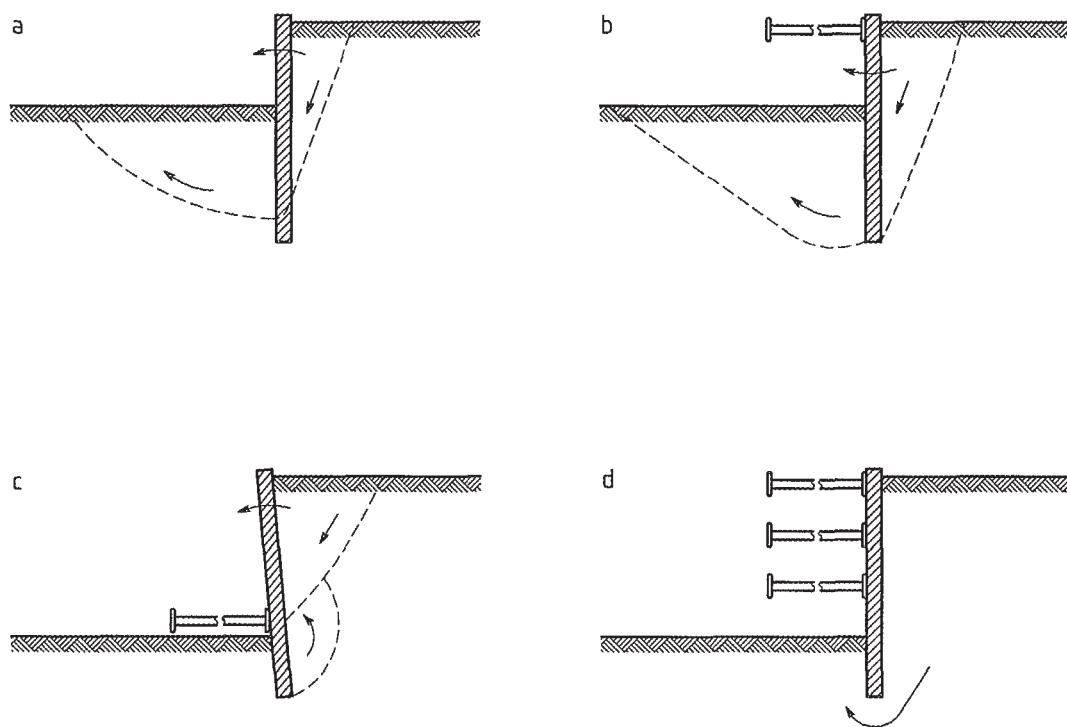
(3)P Where downward movement of the wall is considered, upper design values shall be used in the calculation of prestressing forces, such as those from ground anchorages, which have a vertical downward component.

(4)P The design magnitude and direction of shear stress between the soil and the wall shall be consistent with the check for vertical and rotational equilibrium.

(5)P If the wall acts as the foundation for a structure, vertical equilibrium shall be checked using the principles of Section 6.

9.7.4 Rotationsbrud af støttevægge

(1)P Det skal eftervises ved hjælp af ligevegtsberegninger, at støttevægge er ført så dybt ned i jorden, at rotationsbrud kan undgås.



Figur 9.3 — Eksempler på brudmåder for rotationsbrud i støttevægge

(2) Som minimum bør de typer af brudmåder, der er vist i 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 modstandsværne samt de regningsmæssige lodrette kræfter på væggen.

(2) Som minimum bør den brudmåde, der er vist i 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 komposant.

(4)P Den regningsmæssige størrelse og retning af forskydningsspænding mellem jorden og væggen skal være konsistent med kontrollen af lodret ligevægt og rotationslugevægt.

(5)P Hvis væggen fungerer som fundament for en konstruktion, skal lodret ligevægt kontrolleres ved anvendelse af principperne i kapitel 6.

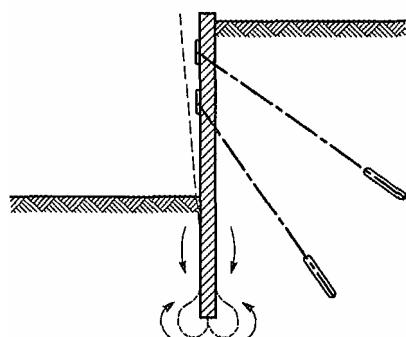


Figure 9.4 — Example of a limit mode for vertical failure of embedded walls

9.7.6 Structural design of retaining structures

(1)P Retaining structures, including their supporting structural elements such as anchorages and props, shall be verified against structural failure in accordance with 2.4 and EN 1992, EN 1993, EN 1995 and EN 1996.

(2) As a minimum, limit modes of the types illustrated in Figure 9.5 should be considered.

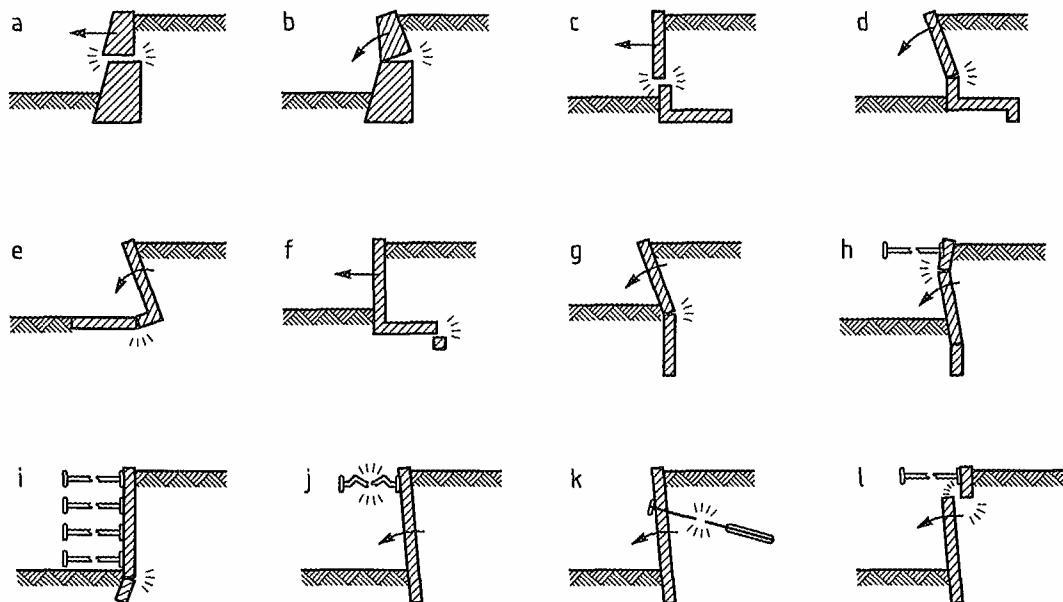
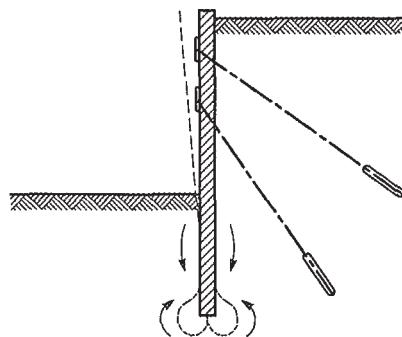


Figure 9.5 — Examples of limit modes for structural failure of retaining structures

(3)P For each ultimate limit state, it shall be demonstrated that the required strengths can be mobilised, with compatible deformations in the ground and the structure.

(4) In structural elements, reduction in strength with deformation due to effects such as cracking of unreinforced sections, large rotations at plastic hinges or local buckling of steel sections should be considered in accordance with EN 1992 to EN 1996 and EN 1999.

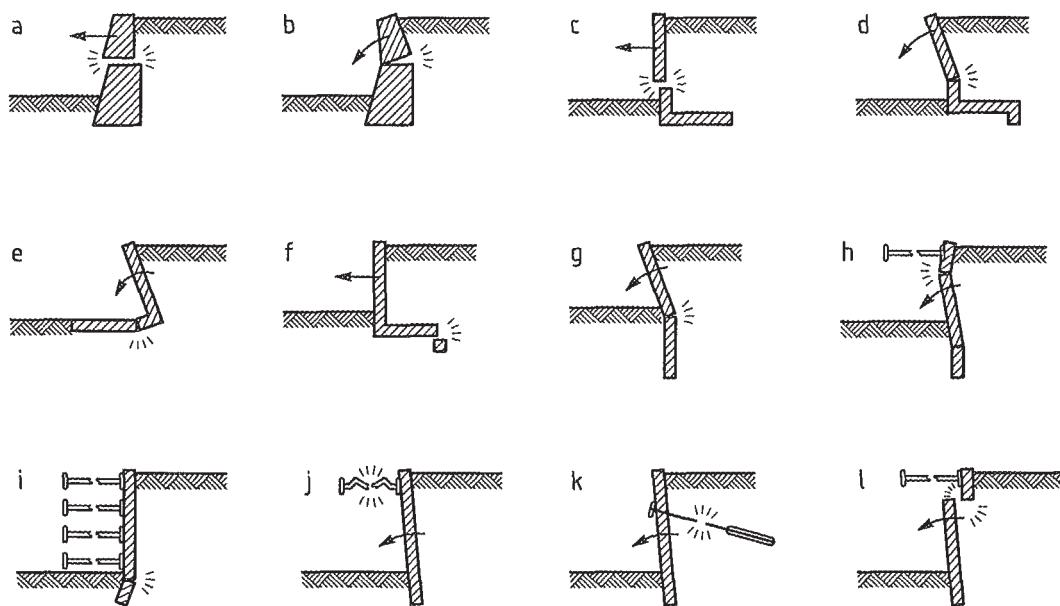


Figur 9.4 — Eksempel på brudmåde for lodret brud af støttevægge

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 figur 9.5, tages i betragtning.



Figur 9.5 — Eksempler på brudmåder ved materialesvigt i støttekonstruktioner

(3)P For hver brudmåde skal det eftervises, at de nødvendige styrker kan mobiliseres med kompatible deformations 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 flydede led eller lokal foldning af ståltværsnit i overensstemmelse med EN 1992 til EN 1996 og EN 1999.

9.7.7 Failure by pull-out of anchorages

(1)P It shall be demonstrated that equilibrium can be achieved without pull-out failure of ground anchorages.

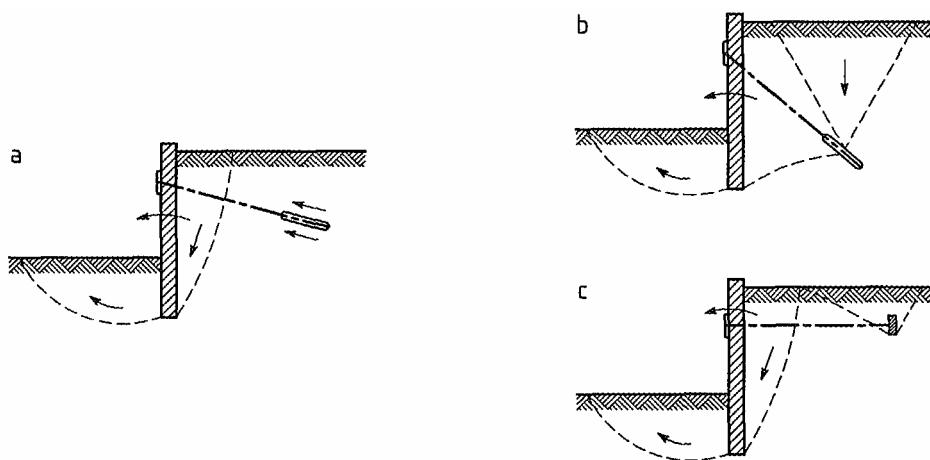


Figure 9.6 — Examples of limit modes for failure by pull-out of anchors.

(2)P Anchors shall be designed in accordance with Section 8.

(3) As a minimum, limit modes of the types illustrated in Figure 9.6 (a, b) should be considered.

(4) For deadman anchors, the failure mode illustrated in Figure 9.6 (c) should also be considered.

9.8 Serviceability limit state design

9.8.1 General

(1)P The design of retaining structures shall be checked at the serviceability limit state using the appropriate design situations as specified in 9.3.3.

(2)P Design values of earth pressures for the serviceability limit state shall be derived using characteristic values of all soil parameters.

(3)P Permanent surcharge loads behind the retaining wall shall be derived using their characteristic values.

(4) The assessment of design values of earth pressures should take account of the initial stress, stiffness and strength of the ground and the stiffness of the structural elements.

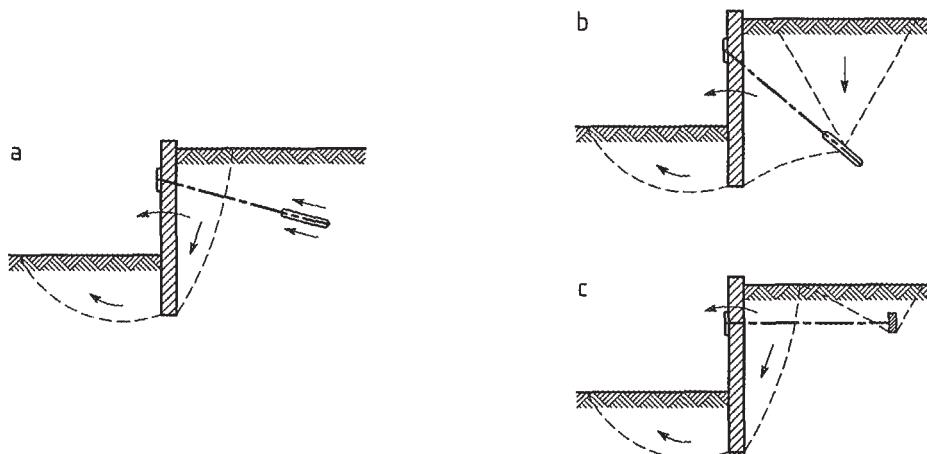
(5) The design values of earth pressures should be derived taking account of the allowable deformation of the structure at its serviceability limit state. These pressures may not necessarily be limiting values.

9.8.2 Displacements

(1)P Limiting values for the allowable displacements of walls and the ground adjacent to them shall be established in accordance with 2.4.8, taking into account the tolerance to displacements of supported structures and services.

9.7.7 Brud ved udtrækning af ankre

(1)P Det skal eftervises, at der kan opnås ligevægt uden udtrækningsbrud i jordankre.



Figur 9.6 — Eksempler på brudmåder ved udtrækning af ankre

(2)P Ankre skal projekteres i overensstemmelse med kapitel 8.

(3) Som minimum skal de typer af brudmåder, der er vist i figur 9.6, (a, b), betragtes.

(4) For ankerplader skal den brudform, der er vist i 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)P De regningsmæssige værdier for jordtryk i anvendelsesgrænsetilstanden skal udledes ved brug af karakteristiske værdier for alle jordparametre.

(3)P Permanente overfladelaster bag støttevæggen skal udledes ved brug af deres karakteristiske værdier.

(4) Vurderingen af de regningsmæssige værdier for jordtryk skal tage hensyn til initialspændingen, stivheden og styrken af jorden samt stivheden af konstruktionselementerne.

(5) De regningsmæssige værdier for jordtryk skal udledes under hensyntagen til den tilladelige deformation af konstruktionen i anvendelsesgrænsetilstanden. Disse tryk er ikke nødvendigvis grænseværdierne.

9.8.2 Flytninger

(1)P Grænseværdier for de tilladelige flytninger af mure eller vægge og den jord, der grænses op til dem, skal fastlægges i overensstemmelse med 2.4.8 under hensyntagen til flytningstolerancerne for understøttede konstruktioner og installationer.

(2)P A cautious estimate of the distortion and displacement of retaining walls, and the effects on supported structures and services, shall always be made on the basis of comparable experience. This estimate shall include the effects of construction of the wall. The design may be justified by checking that the estimated displacements do not exceed the limiting values.

(3)P If the initial cautious estimate of displacement exceeds the limiting values, the design shall be justified by a more detailed investigation including displacement calculations.

(4)P It shall be considered to what extent variable actions, such as vibrations caused by traffic loads behind the retaining wall, contribute to the wall displacement.

(5)P A more detailed investigation, including displacement calculations, shall be undertaken in the following situations:

- where nearby structures and services are unusually sensitive to displacement;
- where comparable experience is not well established.

(6) Displacement calculations should also be considered in the following cases:

- where the wall retains more than 6 m of cohesive soil of low plasticity,
- where the wall retains more than 3 m of soils of high plasticity;
- where the wall is supported by soft clay within its height or beneath its base.

(7)P Displacement calculations shall take account of the stiffness of the ground and structural elements and the sequence of construction.

(8) The behaviour of materials assumed in displacement calculations should be calibrated by comparable experience with the same calculation model. If linear behaviour is assumed, the stiffnesses adopted for the ground and structural materials should be appropriate for the degree of deformation computed. Alternatively, complete stress-strain models of the materials may be adopted.

(9)P The effect of vibrations on displacements shall be considered with regard to 6.6.4.

(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 trafiklaster bag støttevægten, bidrager til væggens 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 udførelses-takten.

(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.

Section 10 Hydraulic failure

10.1 General

(1)P The provisions of this Section apply to four modes of ground failure induced by pore-water pressure or pore-water seepage, which shall be checked, as relevant:

- failure by uplift (buoyancy);
- failure by heave;
- failure by internal erosion;
- failure by piping.

NOTE 1 Buoyancy occurs when pore-water pressure under a structure or a low permeability ground layer becomes larger than the mean overburden pressure (due to the structure and/or the overlying ground layer).

NOTE 2 Failure by heave occurs when upwards seepage forces act against the weight of the soil, reducing the vertical effective stress to zero. Soil particles are then lifted away by the vertical water flow and failure occurs (boiling).

NOTE 3 Failure by internal erosion is produced by the transport of soil particles within a soil stratum, at the interface of soil strata, or at the interface between the soil and a structure. This may finally result in regressive erosion, leading to collapse of the soil structure.

NOTE 4 Failure by piping is a particular form of failure, for example of a reservoir, by internal erosion, where erosion begins at the surface, then regresses until a pipe-shaped discharge tunnel is formed in the soil mass or between the soil and a foundation or at the interface between cohesive and non-cohesive soil strata. Failure occurs as soon as the upstream end of the eroded tunnel reaches the bottom of the reservoir.

NOTE 5 The conditions for hydraulic failure of the ground can be expressed in terms of total stress and pore-water pressure or in terms of effective stresses and hydraulic gradient. Total stress analysis is applied to failure by uplift. For failure by heave, both total and effective stresses are applied. Conditions are put on hydraulic gradients in order to control internal erosion and piping.

(2) In situations where the pore-water pressure is hydrostatic (negligible hydraulic gradient) it is not required to check other than failure by uplift.

(3)P The determination of hydraulic gradients, pore-water pressures or seepage forces shall take account of:

- the variation of soil permeability in time and space;
- variations in water levels and pore-water pressure in time;
- any modification of the boundary conditions (e.g. downstream excavation).

(4) It should be considered that the relevant soil stratification may be different for different failure mechanisms.

(5)P When hydraulic heave, piping or internal erosion are significant dangers to the integrity of a geotechnical structure, measures shall be taken to decrease the hydraulic gradient.

(6) The measures most commonly adopted to reduce erosion or to avoid hydraulic failure are:

- lengthening the seepage path by screens or shoulders;

Kapitel 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 hævning
- 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 overlejringstryk (fra konstruktionen og/eller det overliggende jordlag).

NOTE 2 – Brud på grund af hævning (kritisk gradient) forekommer, når opadrettede strømkræfter 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 kohæensionsjord og friktionsjord. Der sker brud, så snart opstrømsenden af den eroderede tunnel når bunden af reservoirtet.

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 hævning 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 strømkræfter skal tage hensyn til:

- tidsmæssig og rumlig variation af jordens permeabilitet
- tidsmæssig variation af vandspejl og porevandstryk
- enhver ændring af grænsebetingelserne (fx udgraving nedstrøms).

(4) Der skal tages hensyn til, at den relevante lagdeling af jorden kan være forskellig for forskellige brudmekanismer.

(5)P Når hydraulisk hævning, 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

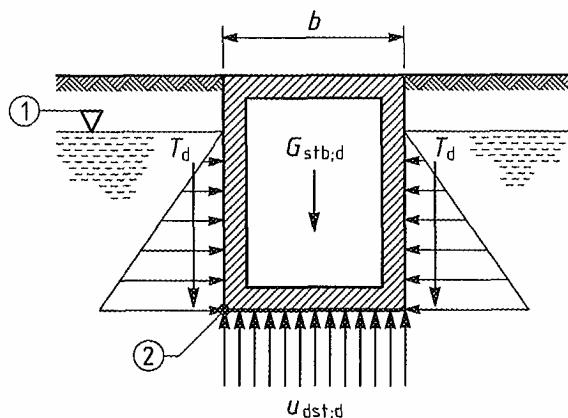
- modifications of the project in order to resist the pressures or gradients;
- seepage control;
- protective filters;
- avoidance of dispersive clays without adequate filters;
- slope revetments;
- inverted filters;
- relief wells;
- reduction of hydraulic gradient.

10.2 Failure by uplift

(1)P The stability of a structure or of a low permeability ground layer against uplift shall be checked by comparing the permanent stabilising actions (for example, weight and side friction) to the permanent and variable destabilising actions from water and, possibly, other sources. Examples of situations where uplift stability shall be checked are given in Figure 7.1 and Figure 10.1.

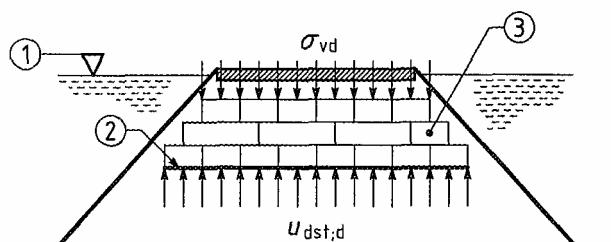
(2)P The design shall be checked against failure by uplift using inequality (2.8) of 2.4.7.4. In this inequality, the design value of the vertical component of the stabilising permanent actions ($G_{stb;d}$) is, for example, the weight of the structure and of ground layers, the design resistance (R_d) is the sum of, for example, any friction forces, (T_d), and any anchor forces, (P). Resistance to uplift by friction or anchor forces may also be treated as a stabilising permanent vertical action ($G_{stb;d}$). The design value of the vertical component of the destabilising permanent and variable actions, ($V_{dst;d}$), is the sum of the water pressures applied under the structure (permanent and variable parts) and any other upwards forces.

(3) In simple cases, the check of equation (2.8) in terms of forces may be replaced by a check in terms of total stresses and pore-water pressures.



a) Uplift of a buried hollow structure

- 1 (ground)-water table
2 water tight surface



b) Uplift of a lightweight embankment during flood

- 1 (ground)-water table
2 water tight surface
3 light weight embankment material

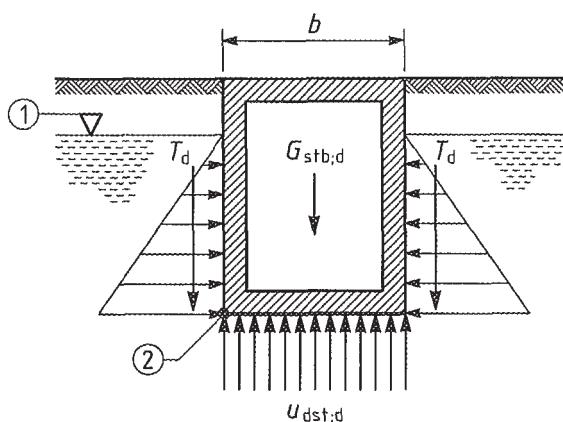
- ændringer af projektet for at modstå tryk eller gradienter
- kontrol af strømning
- beskyttende filtre
- undgåelse af erosionsfølsomt (engelsk: dispersive) ler uden tilstrækkelige filtre
- skråningsbeklædning
- omvendte filtre
- aflastningsbrønde
- reduktion af hydraulisk gradient.

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 destabilisende kræfter fra vand og eventuelt andre destabiliseringe kræfter. Eksempler på situationer, hvor løftningsstabilitet skal kontrolleres, er angivet i figur 7.1 og figur 10.1.

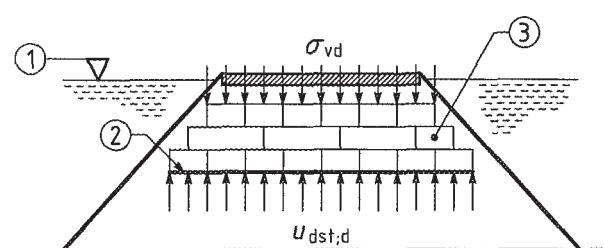
(2) P Projektet skal kontrolleres for brud ved løftning ved hjælp af uligheden (2.8) i 2.4.7.4. I denne ulighed er den regningsmæssige værdi af den lodrette komponent af de stabiliserende permanente kræfter ($G_{stb;d}$), fx vægt af konstruktion og jordlag, og den regningsmæssige værdi af modstandsevnen (R_d) er summen af fx friktionskræfter (T_d) og forankringskræfter (P). Modstanden mod løftning i form af friktions- eller forankringskræfter kan også behandles som en stabiliserende permanent lodret last ($G_{stb;d}$). Den regningsmæssige værdi af den lodrette komponent af destabiliseringe permanente og variable laster ($V_{dst;d}$) er summen af vandtryk påført under konstruktionen (permanente og variable dele) og andre opadrettede kræfter.

(3) I ukomplicerede tilfælde kan kontrol af kræfter i ligning (2.8) erstattes af kontrol af de totale spændinger og pore-vandstryk.



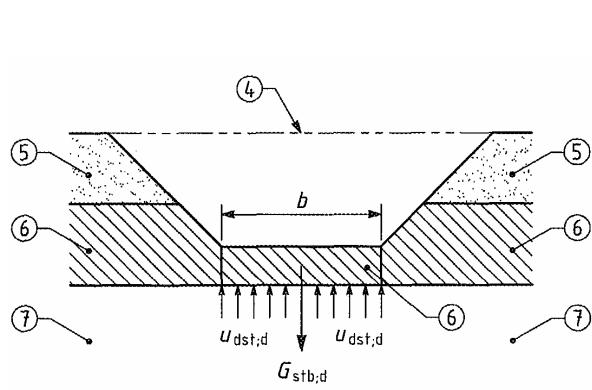
a) Løftning af en nedgravet hul konstruktion

- 1 (grund)vandspejl
2 vandtæt overflade



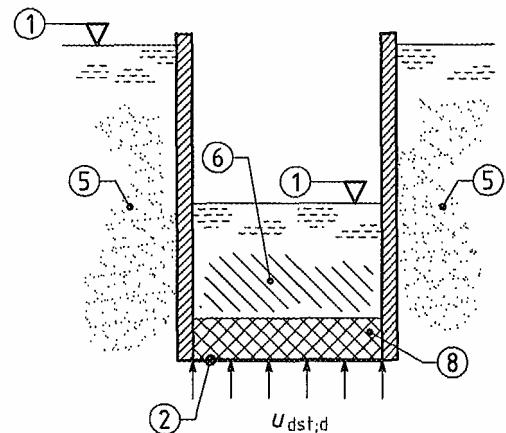
b) Løftning af letvægtsdæmning under oversvømmelse

- 1 (grund)vandspejl
2 vandtæt overflade
3 letvægtsdæmningsmateriale



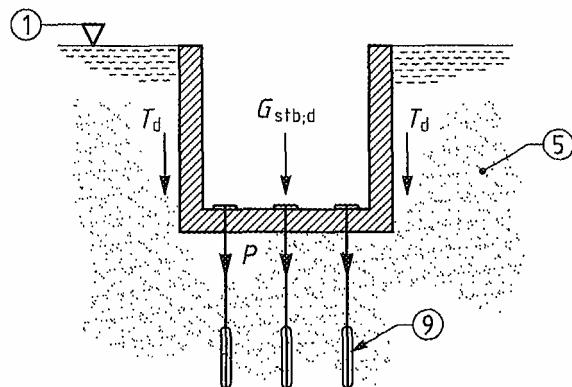
c) Uplift of the bottom of an excavation

4 former ground surface
5 sand
6 clay
7 gravel



d) Execution of a slab below water level

1 (ground)-water table
2 water tight surface
5 sand
6 sand
8 injected sand



e) Structure anchored to resist uplift

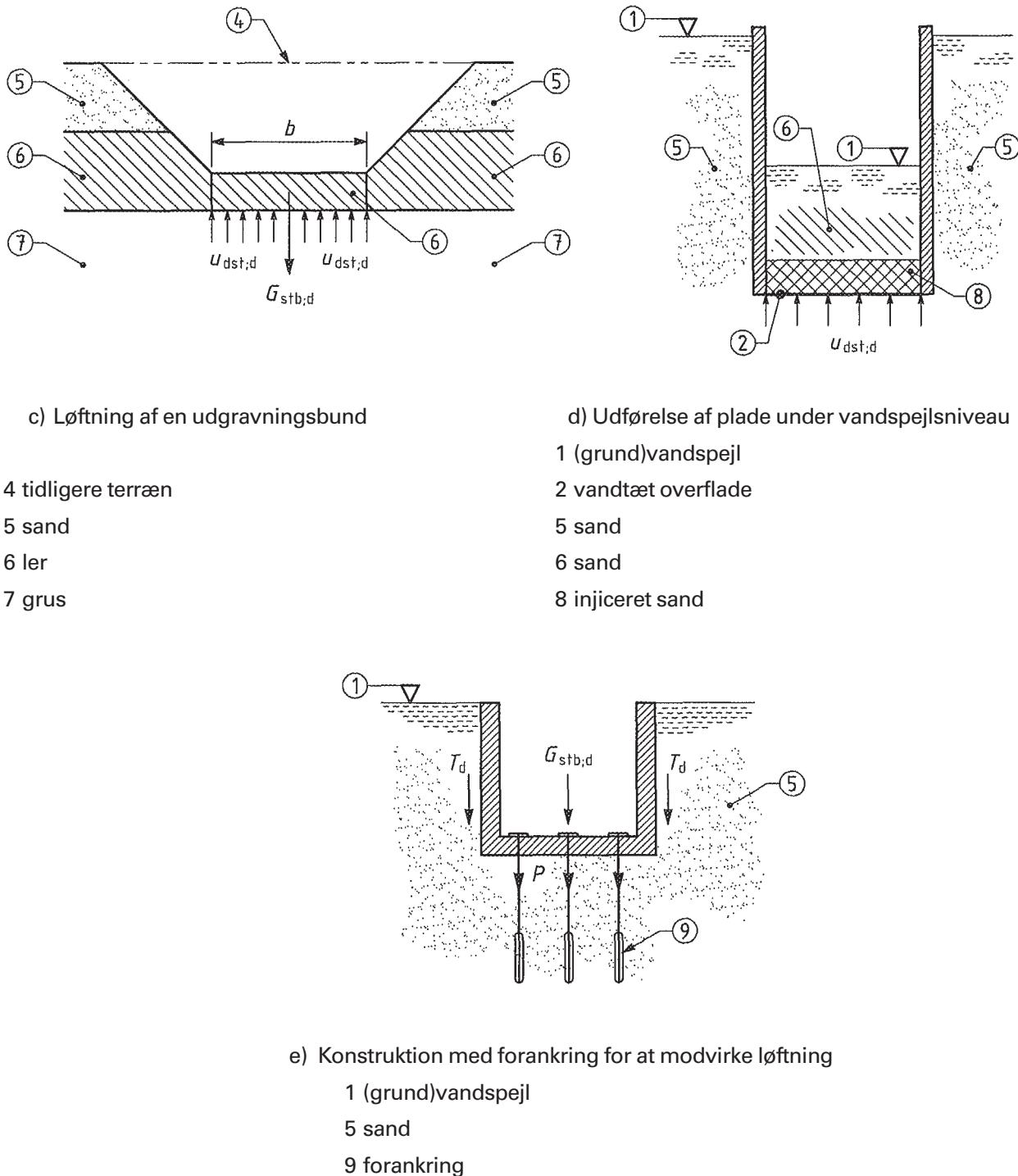
1 (ground)-water table
5 sand
9 anchorage

Figure 10.1 — Examples of situations where uplift might be critical

(4) The measures most commonly adopted to resist failure by uplift are:

- increasing the weight of the structure;
- decreasing the water pressure below the structure by drainage;
- anchoring the structure in the underlying strata.

(5)P Where piles or anchorages are used to provide resistance against failure by uplift, the design shall be checked according to 7.6.3 or 8.5, respectively, using the partial factors given in 2.4.7.4.

**Figur 10.1 — Eksempler på tilfælde, hvor løftning kan være kritisk**

(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 Failure by heave

(1)P The stability of soil against heave shall be checked by verifying either equation (2.9a) or equation (2.9b) for every relevant soil column. Equation (2.9a) expresses the condition for stability in terms of pore-water pressures and total stresses. Equation (2.9b) expresses the same condition in terms of seepage forces and submerged weights. An example of situations where heave shall be checked is given in Figure 10.2.

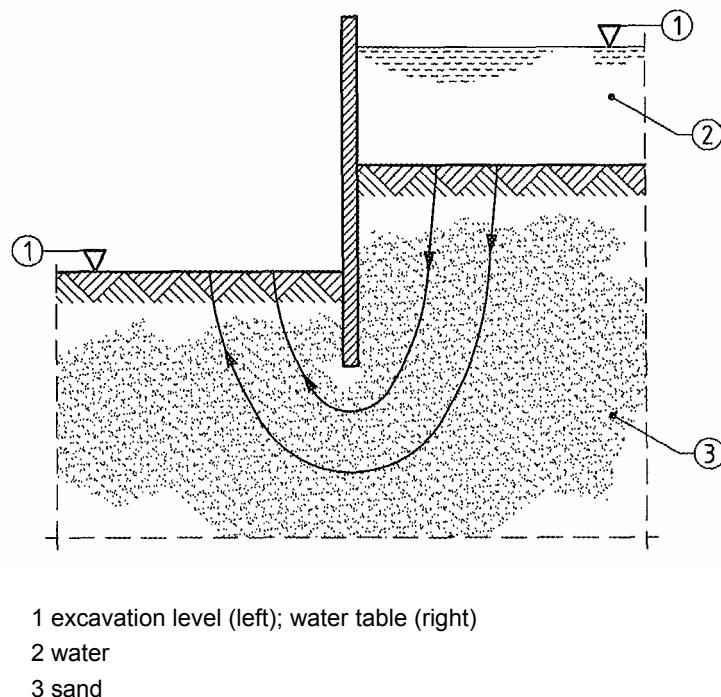


Figure 10.2 — Example of situation where heave might be critical

(2)P The determination of the characteristic value of the pore-water pressure shall take into account all possible unfavourable conditions, such as:

- thin layers of soil of low permeability;
- spatial effects such as narrow, circular or rectangular excavations below water level.

NOTE 1 Where the soil has a significant cohesive shear resistance, the mode of failure changes from failure by heave to failure by uplift. The stability is then checked by using the provisions of 10.2 where additional resisting forces may be added to the weight.

NOTE 2 Stability against heave will not necessarily prevent internal erosion, which should be checked independently, when relevant.

(3) The measures most commonly adopted to resist failure by heave are:

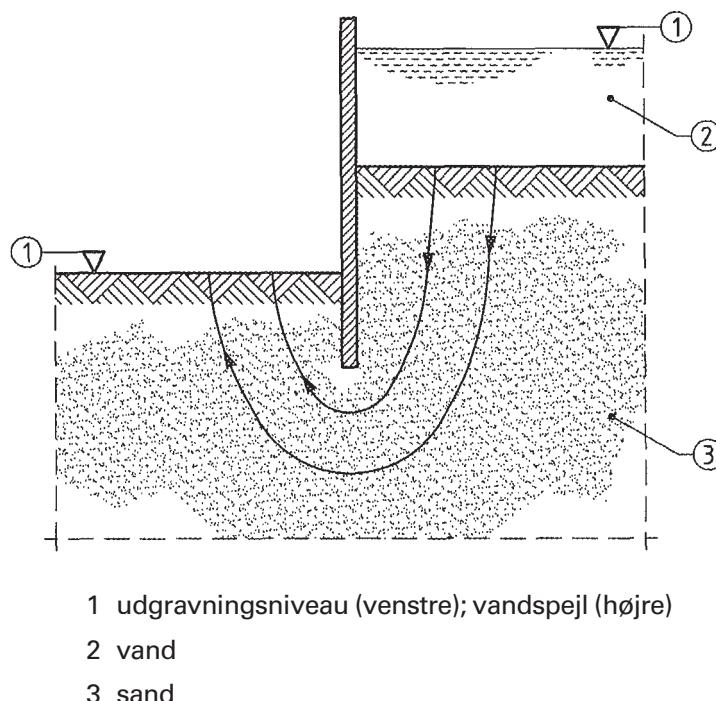
- decreasing the water pressure below the soil mass subjected to heave;
- increasing the resisting weight.

10.4 Internal erosion

(1)P Filter criteria shall be used to limit the danger of material transport by internal erosion.

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 strømkræfter og vægte reduceret for opdrift. Figur 10.2 viser et eksempel, hvor hævning skal kontrolleres.



Figur 10.2 – Eksempel, hvor hævning kan være kritisk

(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 grundvandsspejlen.

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 Where an ultimate limit state due to internal erosion can occur, measures such as filter protection shall be applied at the free surface of the ground.

(3) Filter protection should generally be provided by use of natural non-cohesive soil that fulfils adequate design criteria for filter materials. In some cases, more than one filter layer may be necessary to ensure that the particle size distribution changes in a stepwise fashion to obtain sufficient protection both for the soil and the filter layers.

(4) Alternatively, artificial filter sheets such as geotextiles may be used provided it can be established that they sufficiently prevent transport of fines.

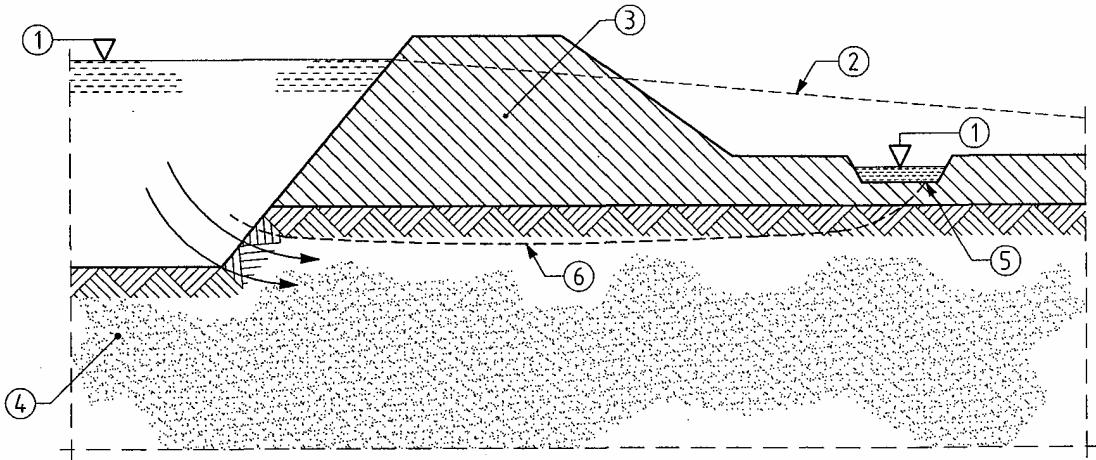
(5)P If the filter criteria are not satisfied, it shall be verified that the critical hydraulic gradient is well below the design value of the gradient at which soil particles begin to move.

(6)P The critical hydraulic gradient for internal erosion shall be established taking into consideration at least the following aspects:

- direction of flow;
- grain size distribution and shape of grains;
- stratification of the soil.

10.5 Failure by piping

(1)P Where prevailing hydraulic and soil conditions can lead to the occurrence of piping (see figure 10.3), and where piping endangers the stability or serviceability of the hydraulic structure, prescriptive measures shall be taken to prevent the onset of the piping process, either by the application of filters or by taking structural measures to control or to block the ground-water flow.



- 1 free water table
- 2 piezometric level in the permeable subsoil
- 3 low permeability soil
- 4 permeable subsoil
- 5 possible well; starting point for pipe
- 6 possible pipe

Figure 10.3 — Example of conditions that may cause piping

(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.

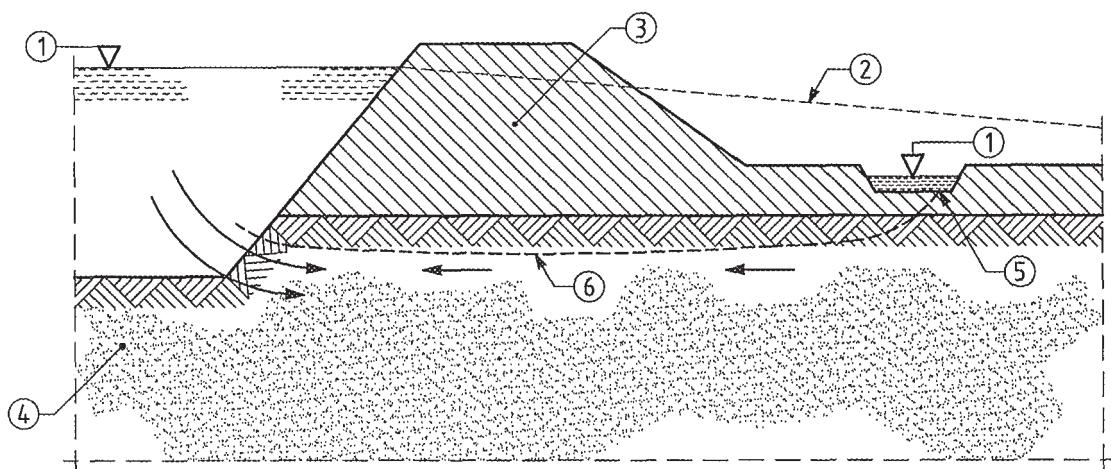
(5)P Hvis filterkriterierne ikke er opfyldt, skal det eftervises, at den aktuelle hydrauliske gradient er tilstrækkeligt under den regningsmæssige værdi af den gradient, hvorved jordpartiklerne begynder at bevæge sig.

(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 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.



1 frit vandspejl

2 porevandstryk i de underliggende, permeable lag

3 jord af lav permeabilitet

4 permeabel jord

5 mulig kilde; begyndelsespunkt for piping

6 muligt strømrør

Figur 10.3 — Eksempel på forhold, der kan føre til piping

NOTE Suitable structural measures are:

- application of berms on the land side of a retaining embankment, thus displacing the possible starting point of piping farther away from the structure and decreasing the hydraulic gradient at this point;
- application of impermeable screens below the base of the hydraulic structure by which the ground-water flow is either blocked or the seepage path is increased, thereby decreasing the hydraulic gradient to a safe value.

(2)P During periods of extremely unfavourable hydraulic conditions such as floods, areas susceptible to piping shall be inspected regularly so that necessary mitigating measures can be taken without delay. Materials for such measures shall be stored in the vicinity.

(3)P Failure by piping shall be prevented by providing sufficient resistance against internal soil erosion in the areas where water outflow may occur.

(4) Such failure can be prevented by providing:

- sufficient safety against failure by heave where the ground surface is horizontal;
- sufficient stability of the surface layers in sloping ground (local slope stability).

(5)P When determining the outflow hydraulic conditions for the verification of failure by heave or of local slope stability, account shall be taken of the fact that joints or interfaces between the structure and the ground can become preferred seepage paths.

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 hævning, 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 hævning 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.

Section 11 Overall stability

11.1 General

(1)P The provisions in this Section shall apply to the overall stability of and movements in the ground, whether natural or fill, around foundations, retaining structures, natural slopes, embankments or excavations.

(2) Account should be taken of overall stability clauses, related to specific structures, in Sections 6 to 10 and 12.

11.2 Limit states

(1)P All possible limit states for the particular ground shall be considered in order to fulfil the fundamental requirements of stability, limited deformations, durability and limitations in movements of nearby structures or services.

(2) Some possible limit states are listed below:

- loss of overall stability of the ground and associated structures;
- excessive movements in the ground due to shear deformations, settlement, vibration or heave;
- damage or loss of serviceability in neighbouring structures, roads or services due to movements in the ground.

11.3 Actions and design situations

(1) The list in 2.4.2(4) should be taken into account when selecting the actions for calculation of limit states.

(2)P The effects of the following circumstances shall be taken into account, as appropriate:

- construction processes;
- new slopes or structures on or near the particular site;
- previous or continuing ground movements from different sources;
- vibrations;
- climatic variations, including temperature change (freezing and thawing), drought and heavy rain;
- vegetation or its removal;
- human or animal activities;
- variations in water content or pore-water pressure;
- wave action.

(3)P In ultimate limit states, design free water and ground-water levels, or their combination, shall be selected from available hydrological data and in situ observations to give the most unfavourable conditions that could occur in the design situation being considered. The possibility of failure of drains, filters or seals shall be considered.

Kapitel 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 skråninger, 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 hævning
- 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 skråninger eller konstruktioner på eller tæt ved anlægsområdet
- tidlige eller fortsatte bevægelser af forskellig oprindelse
- vibrationer
- klimatiske variationer inklusive temperaturændringer (frost og tø), 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) The possibility of emptying a canal or water reservoir for maintenance, or due to dam failure, should also be considered. For serviceability limit states, less severe, more typical water level or pore-water pressure may be used.

(5) For slopes along waterfronts, the most unfavourable hydraulic conditions are normally steady seepage for the highest possible ground-water level and rapid draw-down of the free water level.

(6)P In deriving design distributions of pore-water pressure, account shall be taken of the possible range of permeability anisotropy and variability of the ground.

11.4 Design and construction considerations

(1)P The overall stability of a site and movements of natural or made ground shall be checked taking into account comparable experience, according to 1.5.2.2.

(2)P The overall stability and movement of ground supporting existing buildings, new structures, slopes or excavations shall be considered.

(3) In cases where the stability of the ground cannot be clearly verified prior to design, additional investigations, monitoring and analysis should be specified according to the provisions of 11.7.

(4) Typical structures for which an analysis of overall stability should be performed are:

- ground retaining structures;
- excavations, slopes or embankments;
- foundations on sloping ground, natural slopes or embankments;
- foundations near an excavation, cut or buried structures, or shore.

NOTE Stability problems or creep movements occur primarily in cohesive soils with a sloping ground surface. However, instability can also occur in non-cohesive soils and fissured rocks in slopes where the inclination, which may be determined by erosion, is close to the angle of shearing resistance. Increased movements are often observed at elevated pore-water pressures or close to the ground surface during freezing and thawing cycles.

(5)P If the stability of a site cannot readily be verified or the movements are found to be not acceptable for the site's intended use, the site shall be judged to be unsuitable without stabilising measures.

(6)P The design shall ensure that all construction activities in and on the site can be planned and executed such that the occurrence of an ultimate or serviceability limit state is sufficiently improbable.

(7)P Slope surfaces exposed to potential erosion shall be protected if required, to ensure that the safety level is retained.

(8) Slopes should be sealed, planted or protected artificially. For slopes with berms, a drainage system within the berm should be considered.

(9)P Construction processes shall be taken into account as far as they might affect the overall stability or the magnitude of movement.

(10) Potentially unstable slopes may be stabilised by:

- a concrete cover with or without anchorage;

(4) Der bør også tages hensyn til muligheden for at tömme 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 udledelse 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 udførelsесmæssige 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 udgravnning, 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-tø forhold.

(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 udførelsесaktiviteter 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) Udførelsесprocesser 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

- an abutment of gabions, either of steel net or geotextile cages;
- ground nailing;
- vegetation;
- a drainage system;
- a combination of the above.

(11) The design should follow the general principles of Sections 8 and 9.

11.5 Ultimate limit state design

11.5.1 Stability analysis for slopes

(1)P The overall stability of slopes including existing, affected or planned structures shall be verified in ultimate limit states (GEO and STR) with design values of actions, resistances and strengths, where the partial factors defined in A.3.1(1)P, A.3.2(1)P and A.3.3.6(1)P shall be used.

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.3, A.4 and A.14.

(2)P In analysing the overall stability of the ground, of soil or rock, all relevant modes of failure shall be taken into account.

(3) When choosing a calculation method, the following should be considered:

- soil layering;
- occurrence and inclination of discontinuities;
- seepage and pore-water pressure distribution;
- short- and long-term stability;
- creep deformations due to shear;
- type of failure (circular or non-circular surface; toppling; flow);
- use of numerical methods.

(4) The mass of soil or rock bounded by the failure surface should normally be treated as a rigid body or as several rigid bodies moving simultaneously. Failure surfaces or interfaces between rigid bodies may have a variety of shapes including planar, circular and more complicated shapes. Alternatively, stability may be checked by limit analysis or using the finite element method.

(5) Where ground or embankment material is relatively homogeneous and isotropic, circular failure surfaces should normally be assumed.

(6) For slopes in layered soils with considerable variations of shear strength, special attention should be paid to the layers with lower shear strength. This may require analysis of non-circular failure surfaces.

- 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 defineret i A.3.1(1)P, A.3.2(1)P og A.3.3.6(1)P skal benyttes.

NOTE – Værdierne af partialkoefficienterne kan være angivet i det nationale annekts. Anbefaede værdier for permanente og midlertidige tilstande er anført i tabel A.3, A.4 og A.14.

(2)PVed 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 homogen og isotrop, 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) In jointed materials, including hard rock and layered or fissured soils, the shape of the failure surface can partly or fully be governed by discontinuities. In this case analysis of three-dimensional wedges should normally be made.

(8) Existing failed slopes, which can potentially be reactivated should be analysed, considering circular, as well as non-circular failure surfaces. Partial factors normally used for overall stability analyses then need not be appropriate.

(9) If the failure surface cannot be assumed to be two-dimensional, the use of three-dimensional failure surfaces should be considered.

(10) A slope analysis should verify the overall moment and vertical stability of the sliding mass. If horizontal equilibrium is not checked, inter-slice forces should be assumed to be horizontal.

(11)P In cases where a combined failure of structural members and the ground could occur, ground-structure interaction shall be considered by allowing for the difference in their relative stiffnesses. Such cases include failure surfaces intersecting structural members such as piles and flexible walls.

NOTE In analysing natural slopes, it is generally an advantage to make a first calculation using characteristic values, to get an idea of the global factor of safety, before starting a design. Experiences with comparable cases including investigation procedures should be applied.

(12) Since a distinction between favourable and unfavourable gravity loads is not possible in assessing the most adverse slip surface, any uncertainty about weight density of the ground should be considered by applying upper and lower characteristic values of it.

(13)P The design shall show that the deformation of the ground under design actions due to creep or regional settlements will not cause unacceptable damage to structures or infrastructure sited on, in or near the particular ground.

11.5.2Slopes and cuts in rock masses

(1)P The stability of slopes and cuts in rock masses shall be checked against translational and rotational modes of failure involving isolated rock blocks or large portions of the rock mass, and also against rock falls. Particular attention shall be given to the pressure caused by blocked seepage water in joints and fissures.

(2)P Stability analyses shall be based on reliable knowledge of the pattern of discontinuities intersecting the rock mass and of the shear strength of the intact rock and of the discontinuities.

(3) Account should be taken of the fact that failure of slopes and cuts in hard rock masses, with a well defined pattern of discontinuities, will generally involve:

- sliding of blocks or rock wedges;
- toppling of blocks or slabs;
- a combination of toppling and sliding.

depending on the orientation of the slope face in relation to that of the discontinuities.

(4) It should be considered that failure of slopes and cuts in highly fissured rock masses and in soft rocks and cemented soils may develop along circular or almost circular slip surfaces passing through portions of intact rock.

(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 momentligevægt og lodret stabilitet af den glidende masse. Hvis 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.

NOTE – Ved beregning af naturlige skråninger er det generelt en fordel at foretage en første beregning ved hjælp af de karakteristiske værdier for at få en idé om den globale sikkerhedsfaktor, før projektering påbegyndes. Erfaringer med sammenlignelige tilfælde inklusive undersøgelsesmetoder bør avvendes.

(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 mørnstrup 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) Sliding of isolated blocks and wedges should usually be prevented by reducing the inclination of the slope by providing berms, and installing anchors, bolts and internal drainage. In cutting slopes, sliding should be prevented by selecting the direction and orientation of the slope face so that movements of isolated blocks are kinematically impossible.

(6) To prevent toppling failures, anchoring or bolting and internal drainage should normally be applied.

(7) When considering the long-term stability of slopes and cuts, the detrimental effects of vegetation and environmental or polluting agents on the shear strength of discontinuities and on the strength of the intact rock should be taken into account.

(8) In highly fractured rock masses in steep slopes and slopes susceptible to toppling, spalling, ravelling and slumping, the possibility of rock falls should always be analysed.

(9) In cases where reliable provisions to prevent rock falls are not feasible, rock falls should be allowed to occur with the provision of nets, barriers or other suitable provision to trap the falling rock.

(10) The design of provisions to trap rock blocks and debris falling down a rock slope should be based on a thorough investigation of the possible trajectories of the falling material.

11.5.3 Stability of excavations

(1)P The overall stability of the ground close to an excavation, including excavation spoil and existing structures, roads and services shall be checked (see Section 9).

(2)P The stability of the bottom of an excavation shall be checked in relation to the design pore-water pressure in the ground. For the analysis of hydraulic failure (see Section 10).

(3)P Heave of the bottom of deep excavations due to unloading shall be considered.

11.6 Serviceability limit state design

(1)P The design shall show that the deformation of the ground will not cause a serviceability limit state in structures and infrastructure on or near the particular ground.

(2) Subsidence of the ground due to the following causes should be considered:

- change in ground-water conditions and corresponding pore-water pressures;
- long-term creep under drained conditions;
- volume loss of deep soluble strata;
- mining or similar works such as gas extraction.

(3) Since the analytical and numerical methods available at present do not usually provide reliable predictions of the deformation of a natural slope, the occurrence of serviceability limit states should be avoided by one of the following:

- limiting the mobilised shear strength;
- observing the movements and specifying actions to reduce or stop them, if necessary.

11.7 Monitoring

(1)P The ground shall be monitored using appropriate equipment if:

(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 sammenstyrtning 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 udgravnninger

(1)P Totalstabiliteten af jorden tæt ved en udgravning inklusive agravet 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 drænede 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:

- it is not possible to prove by calculation or by prescriptive measures that the occurrence of the limit states given in 11.2 is sufficiently unlikely;
- the assumptions made in the calculations are not based on reliable data.

(2) Monitoring should be planned to provide knowledge of:

- ground-water levels or pore-water pressures in the ground, so that effective stress analyses can be carried out or checked;
- lateral and vertical ground movements, in order to predict further deformations;
- the depth and shape of the moving surface in a developed slide, in order to derive the ground strength parameters for the design of remedial works;
- rates of movement, in order to give warning of impending danger; in such cases a remote digital readout for the instruments or a remote alarm system may be appropriate.

- 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.

Section 12 Embankments

12.1 General

(1)P The provisions of this Section shall apply to embankments for small dams and for infrastructure.

(2) For placement and compaction of fill the provisions in Section 5 should be applied.

12.2 Limit states

(1)P A list shall be compiled of limit states to be checked in the design of the embankment.

(2) The following limit states should be checked:

- loss of overall site stability;
- failure in the embankment slope or crest;
- failure caused by internal erosion;
- failure caused by surface erosion or scour;
- deformations in the embankment leading to loss of serviceability, e.g. excessive settlements or cracks;
- settlements and creep displacements leading to damages or loss of serviceability in nearby structures or utilities;
- excessive deformations in transition zones, e.g. the access embankment of a bridge abutment;
- loss of serviceability of traffic areas by climatic influences such as freezing and thawing or extreme drying;
- creep in slopes during the freezing and thawing period;
- degradation of base course material due to high traffic loads;
- deformations caused by hydraulic actions;
- changes of environmental conditions such as pollution of surface or ground-water, noise or vibrations.

12.3 Actions and design situations

(1) In selecting the actions for the calculation of limit states, the list in 2.4.2.(4) should be considered.

(2) When deriving the actions that embankments impose on adjacent structures or any reinforced parts of the ground, the differences in the stiffnesses should be considered.

(3)P Design situations shall be selected in accordance with 2.2.

(4)P In addition, the following special design situations shall be taken into account, if relevant:

Kapitel 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 jordbygværket.
 (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 bortsyrling (scour)
 - deformationer af dæmningen, der medfører tab af anvendelighed, fx unacceptable sætninger eller revnedannelser
 - sætninger og krybninger, der medfører skade på eller mistet anvendelighed af nærliggende konstruktioner eller installationer
 - unacceptable deformationer i overgangszoner, fx dæmning ved brovederlag
 - tab af anvendelighed af trafikområder på grund af klimapåvirkninger som fx frost og tø eller ekstrem udtørring
 - krybning i skråninger i perioder med frost og tø
 - 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:

- the effects of the construction process, such as excavations close to the embankment fill and vibrations caused by blasting, pile driving or heavy equipment;
- the effects of structures planned to be constructed on or close to the embankment;
- the erosion effects of overtopping, ice, waves and rain on the slopes and crest;
- temperature effects such as shrinkage.

(5)P The design free water level on the downstream embankment slope and the design ground-water level, or their combination, shall be based on available hydrological data to give the most unfavourable conditions that could occur in the design situation considered. The possibility of failure of drains, filters or seals shall be considered.

(6) For shore embankments, the most unfavourable hydraulic conditions should be considered. These are normally steady seepage for the highest possible ground-water level and rapid draw-down of the free water level.

(7)P In deriving design distributions of pore-water pressure, account shall be taken of the possible range of anisotropy and heterogeneity of the soil.

(8)P When designing the embankment with respect to settlement, the effective stress decrease in the ground, due to submergence of the dry crust or the fill, shall be taken into account.

12.4 Design and construction considerations

(1)P Embankments shall be designed taking into account experience with embankments on similar ground and made of similar fill material.

(2)P When assessing the foundation level for an embankment, the following shall be considered, when applicable:

- reaching an adequate bearing stratum, or applying stabilising measures where this is not practicable;
- providing sufficient protection against adverse climatic effects on the bearing capacity of the ground;
- the ground-water level with respect to the drainage of the embankment;
- avoiding adverse effects on adjacent structures and utilities;
- reaching layers with adequately low permeability.

(3) Design of embankments should ensure that:

- the bearing capacity of the subsoil is satisfactory;
- the drainage of the various fill layers is satisfactory;
- the permeability of the fill material in dams is as low as required;
- filters or geosynthetics are specified where necessary to fulfil filter criteria;
- the fill material is specified according to the criteria in 5.3.2.

(4)P For embankments on ground with low strength and high compressibility, the construction process shall be specified so as to ensure that the bearing capacity is not exceeded and that excessive settlements or movements do not occur during construction (see 5.3.3(2)P).

- virkningerne af udførelsesprocessen som fx udgravnings tæt ved dæmningsfylden og vibrationer på grund af sprængning, pæleramning eller tungt materiel
- virkningen af planlagte konstruktioner på eller tæt ved dæmningen
- erosionsvirkningerne af overskylling, 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 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, 5.3.3(2)P).

(5) When an embankment on compressible ground is raised in layers, piezometer measurements should be specified to ensure that pore-water pressures have dissipated to acceptably low values before the next fill layer is placed.

(6)P For embankments retaining water at different levels, the foundation level shall be chosen with respect to the permeability of the ground or measures shall be taken to make the structure watertight.

(7) If ground improvement is specified, the volume of ground to be improved should be designed with sufficient areal extent to avoid harmful deformations.

(8) When determining the weight of the embankment from the weight density of fill (see 3.3.3), care should be taken to include fill particles of size > 20 mm to 60 mm in the density tests. They are often not included but can have a considerable effect on the weight density.

(9)P Embankment slope surfaces exposed to erosion shall be protected. If berms are designed, a drainage facility shall be specified for the berm.

(10) The slopes should be sealed during embankment construction and planted thereafter, where appropriate.

(11) For embankments carrying traffic, icing on the surface of the pavement should be avoided. The thermal capacity of a pavement on an insulation layer or a lightweight fill may be high enough to avoid this.

(12) Frost penetration on the crest of an earth dam should be restricted to an appropriate level.

(13) Design of the embankment slope should consider that creep movements may occur in slopes during freezing and thawing irrespective of the slope stability under dry conditions. This is especially important in transition zones, e.g. at bridge abutments.

12.5 Ultimate limit state design

(1)P In analysing the stability of part or all of an embankment, all possible failure modes shall be considered, as stated in Section 11.

(2) Since embankments are often constructed in different phases with different load conditions, the analysis should be done phase by phase and provisions specified accordingly in the Geotechnical Design Report.

(3)P Where lightweight fill materials such as expanded polystyrene, expanded clay or foamed concrete are used, the possibility of buoyancy effects shall be considered (see Section 10).

(4)P Any analysis of embankments containing different fill materials shall adopt strength values that have been determined at compatible strains in the materials.

(5) Where roads or watercourses cross an embankment, special attention should be paid to the spatial interaction of the various structural elements.

(6) When analysing the stability of improved ground, the effect of the improving process, e.g. the disturbance of soft sensitive clay, should be considered. As the effect of the improvement is time-dependent, it should not be taken into account until a steady state has been reached.

(7)P To avoid ultimate limit states caused by surface erosion, internal erosion or hydraulic pressure, the provisions in Sections 10 and 11 shall be fulfilled.

(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 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 utsat 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 tø uanset skråningens stabilitet under tørre forhold. Dette er særlig vigtigt i overgangsゾner, 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 Serviceability limit state design

- (1)P The design shall show that the deformation of the embankment will not cause a serviceability limit state in the embankment or in structures, roads or services sited on, in or near the embankment.
- (2) The settlement of an embankment on compressible ground should be calculated using the principles of 6.6.1. Special attention should be paid to the time dependency of the settlements due to both consolidation and secondary effects.
- (3) The possibility of deformations due to changes in the ground-water conditions should be taken into account.
- (4) In cases where the deformations are difficult to predict, the methods of pre-loading or trial embankments should be considered, especially in cases where serviceability limit states shall be prevented.

12.7 Supervision and monitoring

- (1)P Supervision and monitoring of embankments shall follow the provisions in Section 4.
- (2) Monitoring should be applied to embankments in one or more of the following situations:
- when using the observational method (see 2.7);
 - where the stability of an embankment acting as a dam to a large degree depends on the pore-water pressure distribution in and beneath the embankment;
 - where records of pollution effects of fill or traffic are required;
 - where control of adverse effects on structures or utilities is required;
 - where surface erosion is a considerable risk.
- (3)P In cases where a supervision and monitoring programme is required, the designer shall present it in the Geotechnical Design Report (see 2.8). It shall be specified that the monitoring records are to be evaluated and acted upon as necessary.
- (4) A monitoring programme for an embankment should contain the following records:
- pore-water pressure measurements in and beneath the embankment;
 - settlement measurements for the whole or parts of the embankment and influenced structures;
 - measurements of horizontal displacements;
 - checks on strength parameters of fill material during construction;
 - chemical analyses before, during and after construction, if pollution control is required;
 - observations of erosion protection;
 - checks on permeability of fill material and of foundation soil during construction;
 - depth of frost penetration in the crest of an embankment.

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 forbelastning eller prøve-opfyldninger, 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) The construction of embankments on soft soil with low permeability should be monitored and controlled by means of pore-water pressure measurements in the soft layers and settlement measurements of the fill.

(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.

Annex A
(normative)
Partial and correlation factors for ultimate limit states and recommended values

A.1 Partial factors and correlation factors

(1)P The partial factors γ for ultimate limit states in persistent and transient design situations, and the correlation factors ξ for pile foundations in all design situations, shall be those mentioned in this annex.

A.2 Partial factors for equilibrium limit state (EQU) verification

(1)P For the verification of equilibrium limit state (EQU) the following partial factors on actions γ_F shall be applied:

- $\gamma_{G;dst}$ on destabilising unfavourable permanent actions;
- $\gamma_{G;stb}$ on stabilising favourable permanent actions;
- $\gamma_{Q;dst}$ on destabilising unfavourable variable actions;
- $\gamma_{Q;stb}$ on stabilising favourable variable actions.

NOTE The values to be ascribed to $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$, $\gamma_{Q;dst}$ and $\gamma_{Q;stb}$ for use in a country may be found in its National annex to EN 1990:2002. The recommended values for buildings in EN 1990:2002 are given in Table A.1.

Table A.1 **Partial factors on actions (γ_F)**

Action	Symbol	Value
Permanent		
Unfavourable ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Favourable ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variable		
Unfavourable ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Favourable ^b	$\gamma_{Q;stb}$	0
^a Destabilising		
^b Stabilising		

(2)P For the verification of equilibrium limit state (EQU) the following partial factors on soil parameters γ_M shall be applied, when including minor shearing resistances:

Anneks A

(normativt)

Partialkoefficienter og korrelationsfaktorer for brudgrænsetilstande og anbefalede værdier

A.1 Partialkoefficienter og korrelationsfaktorer

(1)P Partialkoefficienterne γ for brudgrænsetilstande i permanente og midlertidige situationer og korrelationsfaktorerne ξ for pælefunderinger i alle situationer skal være som anført i dette anneks.

A.2 Partialkoefficienter til eftervisning af ligevægtsgrænsetilstande (EQU)

(1)P Til eftervisning af ligevægtsgrænsetilstanden (EQU) skal følgende faktorer for lasterne, γ_f , anvendes:

- $\gamma_{G;dst}$ for destabiliserende, ugunstige permanente laster
- $\gamma_{G;stb}$ for stabiliserende, gunstige permanente laster
- $\gamma_{Q;dst}$ for destabiliserende, ugunstige variable laster
- $\gamma_{Q;stb}$ for stabiliserende, gunstige variable laster.

NOTE – Værdierne, der skal benyttes for $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$, $\gamma_{Q;dst}$ og $\gamma_{Q;stb}$ til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale anneks til EN 1990:2002. De i EN 1990:2002 anbefalede værdier for bygninger i er anført i tabel A.1.

Tabel A.1 – Partialkoefficienter for last (γ_f)

Last	Symbol	Værdi
Permanent		
Ugunstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Gunstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variabel		
Ugunstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Gunstig ^b	$\gamma_{Q;stb}$	0
^a Destabiliserende		
^b Stabiliserende		

(2)P Til eftervisning af ligevægtsgrænsetilstanden (EQU) skal følgende partialkoefficienter for jordparametre γ_M benyttes, når de mindste forskydningsmodstande inkluderes:

- $\gamma_{\phi'}$ on the tangent of the angle of shearing resistance;
- γ_c' on effective cohesion;
- γ_{cu} on undrained shear strength;
- γ_{qu} on unconfined strength;
- γ_y on weight density.

NOTE The values to be ascribed to $\gamma_{\phi'}$, γ_c' , γ_{cu} , γ_{qu} , and γ_y for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values are given in Table A.2.

Table A.2 - Partial factors for soil parameters (γ_M)

Soil parameter	Symbol	Value
Angle of shearing resistance ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Effective cohesion	γ_c'	1,25
Undrained shear strength	γ_{cu}	1,4
Unconfined strength	γ_{qu}	1,4
Weight density	γ_y	1,0
^a This factor is applied to $\tan \phi'$		

A.3 Partial factors for structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states verification

A.3.1 Partial factors on actions (γ_F) or the effects of actions (γ_E)

(1)P For the verification of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states set A1 or set A2 of the following partial factors on actions (γ_F) or the effects of actions (γ_E) shall be applied:

- γ_G on permanent unfavourable or favourable actions;
- γ_Q on variable unfavourable or favourable actions.

NOTE The values to be ascribed to γ_G and γ_Q for use in a country may be found in its National annex to EN 1990:2002. The recommended values for buildings in EN 1990:2002 for the two sets A1 and A2 are given in Table A.3.

- γ_{ϕ}' for tangenten til friktionsvinklen
- γ_c' for effektiv kohæsion
- γ_{cu} for udrænet forskydningsstyrke
- γ_{qu} for simpel trykstyrke
- γ_r for rumvægt.

NOTE – Værdierne, der skal benyttes for γ_{ϕ}' , γ_c' , γ_{cu} , γ_{qu} og γ_r til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale anneks til denne standard. De anbefalede værdier er vist i tabel A.2.

Tabel A.2 – Partialkoefficienter for jordparametre (γ_M)

Jordparameter	Symbol	Værdi
Friktionsvinkel ^a	γ_{ϕ}'	1,25
Effektiv kohæsion	γ_c'	1,25
Udrænet forskydningsstyrke	γ_{cu}	1,4
Simpel styrke	γ_{qu}	1,4
Rumvægt	γ_r	1,0

^a Denne faktor gælder for tan ϕ'

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

A.3.1 Partialkoefficienter for last (γ_F) eller lastvirkning (γ_E)

(1)P Til eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande skal sæt A1 eller sæt A2 af følgende partialkoefficienter for last (γ_F) eller lastvirkning (γ_E) benyttes:

- γ_G for permanente ugunstige eller gunstige laster
- γ_Q for variable ugunstige eller gunstige laster.

NOTE – Værdierne, der skal benyttes for γ_G og γ_Q til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale anneks til EN 1990:2002. De i EN 1990:2002 anbefalede værdier for de to sæt A1 og A2 er anført i tabel A.3.

Table A.3 - Partial factors on actions (γ_F) or the effects of actions (γ_E)

Action		Symbol	Set	
			A1	A2
Permanent	Unfavourable	γ_G	1,35	1,0
	Favourable		1,0	1,0
Variable	Unfavourable	γ_Q	1,5	1,3
	Favourable		0	0

A.3.2 Partial factors for soil parameters (γ_M)

(1)P For the verification of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states set $M1$ or set $M2$ of the following partial factors on soil parameters(γ_M) shall be applied:

- γ_ϕ' on the tangent of the angle of shearing resistance;
- γ_c' on effective cohesion;
- γ_{cu} on undrained shear strength;
- γ_{qu} on unconfined strength;
- γ_γ on weight density.

NOTE The values to be ascribed to γ_ϕ' , γ_c' , γ_{cu} , γ_{qu} and γ_γ for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the two sets $M1$ and $M2$ are given in Table A.4.

Table A.4 - Partial factors for soil parameters(γ_M)

Soil parameter	Symbol	Set	
		$M1$	$M2$
Angle of shearing resistance ^a	γ_ϕ'	1,0	1,25
Effective cohesion	γ_c'	1,0	1,25
Undrained shear strength	γ_{cu}	1,0	1,4
Unconfined strength	γ_{qu}	1,0	1,4
Weight density	γ_γ	1,0	1,0
^a This factor is applied to $\tan \phi'$			

Tabel A.3 – Partialkoefficienter for last (γ_F) eller lastvirkning (γ_E)

Last		Symbol	Sæt	
			A1	A2
Permanent	Ugunstig	γ_G	1,35	1,0
	Gunstig		1,0	1,0
Variabel	Ugunstig	γ_Q	1,5	1,3
	Gunstig		0	0

A.3.2 Partialkoefficienter for jordparametre (γ_M)

(1)P Til eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande skal sæt M1 eller sæt M2 for følgende partialkoefficienter for jordparametre (γ_M) benyttes:

- $\gamma_{\phi'}$ for tangenten til friktionsvinklen
- γ_c' for effektiv kohæsion
- γ_{cu} for udrænet forskydningsstyrke
- γ_{qu} for simpel trykstyrke
- γ_y for rumvægt.

NOTE – Værdierne, der skal benyttes for $\gamma_{\phi'}$, γ_c' , γ_{cu} , γ_{qu} og γ_y til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale annekts til denne standard. De anbefaede værdier for de to sæt M1 og M2 er anført i tabel A.4.

Tabel A.4 – Partialkoefficienter for jordparametre (γ_M)

Jordparameter	Symbol	Sæt	
		M1	M2
Friktionsvinkel ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Effektiv kohæsion	γ_c'	1,0	1,25
Udrænet forskydningsstyrke	γ_{cu}	1,0	1,4
Simpel trykstyrke	γ_{qu}	1,0	1,4
Rumvægt	γ_y	1,0	1,0

^a Denne faktor gælder for tan ϕ'

A.3.3 Partial resistance factors (γ_R)

A.3.3.1 Partial resistance factors for spread foundations

(1)P For spread foundations and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, set $R1$, $R2$ or $R3$ of the following partial factors on resistance (γ_R) shall be applied:

- $\gamma_{R;v}$ on bearing resistance;
- $\gamma_{R;h}$ on sliding resistance.

NOTE The values to be ascribed to $\gamma_{R;v}$ and $\gamma_{R;h}$ for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the three sets $R1$, $R2$ and $R3$ are given in Table A.5.

Table A.5 - Partial resistance factors (γ_R) for spread foundations

Resistance	Symbol	Set		
		$R1$	$R2$	$R3$
Bearing	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Sliding	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

A.3.3.2 Partial resistance factors for pile foundations

(1)P For pile foundations and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, set $R1$, $R2$, $R3$ or $R4$ of the following partial factors on resistance (γ_R) shall be applied :

- γ_b on base resistance;
- γ_s on shaft resistance for piles in compression;
- γ_t on total/combined resistance for piles in compression;
- $\gamma_{s;t}$ on shaft resistance for piles in tension.

NOTE The values to be ascribed to γ_b , γ_s , γ_t and $\gamma_{s;t}$ for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the four sets $R1$, $R2$, $R3$ and $R4$ are given in Table A.6 for driven piles, in Table A.7 for bored piles and in Table A.8 for continuous flight auger (CFA) piles.

A.3.3 Partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R)

A.3.3.1 Partialkoefficienter for direkte fundering

(1)P For direkte fundering og eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande skal sæt R1, R2 eller R3 for følgende partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) benyttes:

- $\gamma_{R,v}$ for bæreevne
- $\gamma_{R,h}$ for glidningsmodstand.

NOTE – Værdierne, der skal benyttes for $\gamma_{R,v}$ og $\gamma_{R,h}$ til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale aneks til denne standard. De anbefalede værdier for de tre sæt R1, R2 og R3 er anført i tabel A.5.

Tabel A.5 – Partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) for direkte fundering

Modstandsevne	Symbol	Sæt		
		R1	R2	R3
Bæreevne	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Glidning	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

A.3.3.2 Partialkoefficienter for pælefundamenters modstandsevne

(1)P For pælefundamenter og eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske grænsetilstande (GEO) skal sæt R1, R2, R3 eller R4 af følgende partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) benyttes:

- γ_b for spidsmodstand
- γ_s for overlademodstand af trykpåvirkede pæle
- γ_t for total/kombineret modstandsevne af trykpåvirkede pæle
- $\gamma_{s,t}$ for overlademodstand af trækpåvirkede pæle.

NOTE – De værdier, der skal benyttes for γ_b , γ_s , γ_t og $\gamma_{s,t}$ til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale aneks til denne standard. De anbefalede værdier for de fire sæt R1, R2, R3 og R4 er anført i tabel A.6 for rammede pæle, i tabel A.7 for borede pæle og i tabel A.8 for continuous flight auger (CFA) pæle.

Table A.6- Partial resistance factors (γ_R) for driven piles

Resistance	Symbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Base	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Shaft (compression)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combined (compression)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
Shaft in tension	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Table A.7 - Partial resistance factors (γ_R) for bored piles

Resistance	Symbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Base	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Shaft (compression)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combined (compression)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Shaft in tension	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Table A.8 - Partial resistance factors (γ_R) for continuous flight auger (CFA) piles

Resistance	Symbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Base	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Shaft (compression)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combined (compression)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Shaft in tension	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabel A.6 – Partialkoefficenter for modstandsevne (γ_R) for rammede pæle

Modstandsevne	Symbol	Sæt			
		R1	R2	R3	R4
Spids	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Overflade (tryk)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/kombineret (tryk)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
Overflade (træk)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabel A.7 – Partialkoefficenter for modstandsevne (γ_R) for borede pæle

Modstandsevne	Symbol	Sæt			
		R1	R2	R3	R4
Spids	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Overflade (tryk)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/kombineret (tryk)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Overflade (træk)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabel A.8 – Partialkoefficenter for modstandsevne (γ_R) for continuous flight auger (CFA) pæle

Modstandsevne	Symbol	Sæt			
		R1	R2	R3	R4
Spids	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Overflade (tryk)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/kombineret (tryk)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Overflade (træk)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

A.3.3.3 Correlation factors for pile foundations

(1) P For verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, the following correlation factors ξ shall be applied to derive the characteristic resistance of axially loaded piles:

- ξ_1 on the mean values of the measured resistances in static load tests;
- ξ_2 on the minimum value of the measured resistances in static load tests;
- ξ_3 on the mean values of the calculated resistances from ground test results;
- ξ_4 on the minimum value of the calculated resistances from ground test results;
- ξ_5 on the mean values of the measured resistances in dynamic load tests;
- ξ_6 on the minimum value of the measured resistances in dynamic load tests.

NOTE The values to be ascribed to ξ_1 , ξ_2 , ξ_3 , ξ_4 , ξ_5 and ξ_6 for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values are given in Table A.9, in Table A.10 and in Table A.11.

Table A.9 - Correlation factors ξ to derive characteristic values from static pile load tests (n - number of tested piles)

ξ for $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Table A.10 - Correlation factors ξ to derive characteristic values from ground test results (n - the number of profiles of tests)

ξ for $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

A.3.3.3 Korrelationsfaktorer for pælefundamenter

(1) P Til eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande skal følgende korrelationsfaktorer ξ benyttes til udledelse af den karakteristiske modstandsevne af aksialt belastede pæle:

- ξ_1 for middelværdierne af de målte modstandsevner i statiske belastningsforsøg
- ξ_2 for minimumværdierne af de målte modstandsevner i statiske belastningsforsøg
- ξ_3 for middelværdierne af modstandsevnerne beregnet ud fra resultater af jordbundsundersøgning
- ξ_4 for minimumværdierne af modstandsevner beregnet ud fra resultater af jordbundsundersøgning
- ξ_5 for middelværdierne af de målte modstandsevner i dynamiske belastningsforsøg
- ξ_6 for minimumværdierne af de målte modstandsevner i dynamiske belastningsforsøg.

NOTE – De værdier, der skal benyttes for ξ_1 , ξ_2 , ξ_3 , ξ_4 , ξ_5 og ξ_6 til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale annekts til denne standard. De anbefalede værdier er anført i tabel A.9, tabel A.10 og tabel A.11.

Tabel A.9 – Korrelationsfaktorer ξ til udledelse af karakteristiske værdier af statiske pælebelastningsforsøg (n – antal prøvede pæle)

ξ for $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Tabel A.10 – Korrelationsfaktorer ξ til udledelse af karakteristiske værdier af resultater af jordbundsundersøgning (n – antal testprofiler)

ξ for $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Table A.11 - Correlation factors ξ to derive characteristic values from dynamic impact tests^{a, b, c, d, e}, (n - number of tested piles)

ξ for n =	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

^a The ξ -values in the table are valid for dynamic impact tests.
^b The ξ -values may be multiplied with a model factor of 0,85 when using dynamic impact tests with signal matching.
^c The ξ -values should be multiplied with a model factor of 1,10 when using a pile driving formula with measurement of the quasi-elastic pile head displacement during the impact.
^d The ξ -values shall be multiplied with a model factor of 1,20 when using a pile driving formula without measurement of the quasi-elastic pile head displacement during the impact.
^e If different piles exist in the foundation, groups of similar piles should be considered separately when selecting the number n of test piles.

A.3.3.4 Partial resistance factors for pre-stressed anchorages

(1)P For pre-stressed anchorages and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, set $R1$, $R2$, $R3$ or $R4$ of the following partial factors on resistance (γ_R) shall be applied:

— $\gamma_{a;t}$ on temporary anchorages;

— $\gamma_{a;p}$ on permanent anchorages.

NOTE The values to be ascribed to $\gamma_{a;t}$ and $\gamma_{a;p}$ for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the four sets $R1$, $R2$, $R3$ and $R4$ are given in Table A.12.

Table A.12 - Partial resistance factors (γ_R) for pre-stressed anchorages

Resistance	Symbol	Set			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Temporary	$\gamma_{a;t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Permanent	$\gamma_{a;p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

Tabel A.11 – Korrelationsfaktorer ξ til udledelse af karakteristiske værdier af rammeprøvning^{a, b, c, d, e}. (n – antal prøvede pæle)

ξ for $n =$	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

^a ξ -værdierne i tabellen gælder for rammeprøvning.
^b ξ -værdierne kan ganges med en modelfaktor på 0,85 ved anvendelse af rammeprøvning med (signal matching).
^c ξ -værdierne bør ganges med en modelfaktor på 1,10 ved anvendelse af rammeformlen med måling af den kvasi-elastiske deformation af pælehovedet under ramningen.
^d ξ -værdierne skal ganges med en modelfaktor på 1,20 ved anvendelse af rammeformlen uden måling af den kvasi-elastiske deformation af pælehovedet under ramningen.
^e Hvis der er forskellige pæle i fundamentet, bør grupper af lignende pæle betragtes separat ved valg af antal n prøvepæle.

A.3.3.4 Partialkoefficienter for modstandsevne af forspændt forankring

(1)P For forspændt forankring og eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande skal sæt $R1$, $R2$, $R3$ eller $R4$ for følgende partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) benyttes:

- $\gamma_{a;t}$ for midlertidig forankring
- $\gamma_{a;p}$ for permanent forankring.

NOTE – De værdier, der skal benyttes for $\gamma_{a;t}$ og $\gamma_{a;p}$ til brug i et land, kan være angivet i det pågældende lands nationale annex til denne standard. De anbefalede værdier for de fire sæt $R1$, $R2$, $R3$ og $R4$ er anført i tabel A.12.

Tabel A.12 – Partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) af forspændt forankring

Modstandsevne	Symbol	Sæt			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Midlertidig	$\gamma_{a;t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Permanent	$\gamma_{a;p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

A.3.3.5 Partial resistance factors (γ_R) for retaining structures

(1)P For retaining structure and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, set $R1$, $R2$ or $R3$ of the following partial factors on resistance (γ_R) shall be applied :

- $\gamma_{R;v}$ on bearing capacity;
- $\gamma_{R;h}$ on sliding resistance;
- $\gamma_{R;e}$ on earth resistance.

NOTE The values to be ascribed to $\gamma_{R;v}$, $\gamma_{R;h}$ and $\gamma_{R;e}$ for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the three sets $R1$, $R2$ and $R3$ are given in Table A.13.

Table A.13 - Partial resistance factors (γ_R) for retaining structures

Resistance	Symbol	Set		
		$R1$	$R2$	$R3$
Bearing capacity	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Sliding resistance	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0
Earth resistance	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,4	1,0

A.3.3.6 Partial resistance factors (γ_R) for slopes and overall stability

(1)P For slopes and overall stability and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states a partial factor on ground resistance ($\gamma_{R;e}$) shall be applied.

NOTE The value to be ascribed to $\gamma_{R;e}$ for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended value for the three sets $R1$, $R2$ and $R3$ is given in Table A.14.

Table A.14 - Partial resistance factors (γ_R) for slopes and overall stability

Resistance	Symbol	Set		
		$R1$	$R2$	$R3$
Earth resistance	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,1	1,0

A.3.3.5 Partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) af støttekonstruktioner

(1)P For støttekonstruktioner og eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande skal de tre sæt $R1$, $R2$ eller $R3$ for følgende partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) benyttes:

- $\gamma_{R;v}$ for bæreevne
- $\gamma_{R;h}$ for glidningsmodstand
- $\gamma_{R;e}$ for jordmodstand.

NOTE – De værdier, der skal benyttes for $\gamma_{R;v}$, $\gamma_{R;h}$ og $\gamma_{R;e}$ til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale aneks til denne standard. De anbefalede værdier for de tre sæt $R1$, $R2$ og $R3$ er anført i tabel A.13.

Tabel A.13 – Partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) af støttekonstruktioner

Modstandsevne	Symbol	Sæt		
		$R1$	$R2$	$R3$
Bæreevne	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Glidningsmodstand	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0
Jordmodstand	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,4	1,0

A.3.3.6 Partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) af skråninger og totalstabilitet

(1)P For skråninger og total stabilitet samt eftervisning af strukturelle (STR) og geotekniske (GEO) grænsetilstande skal partialkoefficienten for jordmodstand ($\gamma_{R;e}$) benyttes.

NOTE – Den værdi, der skal benyttes for $\gamma_{R;e}$ til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale aneks til denne standard. De anbefalede værdier for de tre sæt $R1$, $R2$ og $R3$ er anført i tabel A.14.

Tabel A.14 – Partialkoefficienter for modstandsevne (γ_R) af skråninger og totalstabilitet

Modstandsevne	Symbol	Sæt		
		$R1$	$R2$	$R3$
Jordens modstandsevne	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,1	1,0

A.4 Partial factors for uplift limit state (UPL) verifications

(1)P For the verification of uplift limit state (UPL) the following partial factors on actions (γ_F) shall be applied:

- $\gamma_{G;dst}$ on destabilising unfavourable permanent actions;
- $\gamma_{G;stb}$ on stabilising favourable permanent actions;
- $\gamma_{Q;dst}$ on destabilising unfavourable variable actions.

NOTE The values to be ascribed to $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ and $\gamma_{Q;dst}$ for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values are given in Table A.15.

Table A.15 - Partial factors on actions (γ_F)

Action	Symbol	Value
Permanent		
Unfavourable ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Favourable ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variable		
Unfavourable ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
^a Destabilising;		
^b Stabilising		

(2)P For the verification of uplift limit state (UPL) the following partial factors shall be applied when including resistances:

- γ_ϕ' on the tangent of the angle of shearing resistance;
- γ_c' on effective cohesion;
- γ_{cu} on undrained shear strength;
- $\gamma_{s;t}$ on tensile pile resistance;
- γ_a on anchorage resistance.

NOTE The values to be ascribed to γ_ϕ' , γ_c' , γ_{cu} , $\gamma_{s;t}$, and γ_a for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values are given in Table A.16.

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

(1) Til eftervisning af grænsetilstand for løftning (UPL) skal følgende partialkoefficienter for last (γ_f) benyttes:

- $\gamma_{G;dst}$ for destabiliserende, ugunstige permanente laster
- $\gamma_{G;stb}$ for stabiliserende, gunstige permanente laster
- $\gamma_{Q;dst}$ for destabiliserende, ugunstige variable laster.

NOTE – De værdier, der skal benyttes for $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ og $\gamma_{Q;dst}$ til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands anneks til denne standard. De anbefalede værdier er anført i tabel A.15.

Tabel A.15 – Partialkoefficienter for laster (γ_f)

Last	Symbol	Værdi
Permanent		
Ugunstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Gunstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variabel		
Ugunstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5

^a Destabiliserende.
^b Stabiliserende.

(2) Til eftervisning af grænsetilstand for løftning (UPL) skal følgende partialkoefficienter benyttes, når modstands-evner er medregnet:

- γ_ϕ' for tangenten til friktionsvinklen
- γ_c' for effektiv kohæsion
- γ_{cu} for udrænet forskydningsstyrke
- γ_{st} for modstandsevne af trækpåvirkede pæle
- γ_a for forankringsmodstand.

NOTE – De værdier, der skal benyttes for γ_ϕ' , γ_c' , γ_{cu} , γ_{st} og γ_a til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale anneks til denne standard. De anbefalede værdier er anført i tabel A.16.

Table A.16 - Partial factors for soil parameters and resistances

Soil parameter	Symbol	Value
Angle of shearing resistance ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Effective cohesion	γ_c'	1,25
Undrained shear strength	γ_{cu}	1,40
Tensile pile resistance	$\gamma_{s;t}$	1,40
Anchorage resistance	γ_a	1,40
^a This factor is applied to $\tan \phi'$		

A.5 Partial factors for hydraulic heave limit state (HYD) verification

(1)P For the verification of hydraulic heave limit state (HYD) the following partial factors on actions (γ_F) shall be applied:

- $\gamma_{G;dst}$ on destabilising unfavourable permanent actions;
- $\gamma_{G;stb}$ on stabilising favourable permanent actions;
- $\gamma_{Q;dst}$ on destabilising unfavourable variable actions.

NOTE The values to be ascribed to $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ and $\gamma_{Q;dst}$ for use in a country may be found in its National annex to EN 1990:2002. The recommended values are given in Table A.17.

Table A.17 - Partial factors on actions (γ_F)

Action	Symbol	Value
Permanent		
Unfavourable ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,35
Favourable ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Variable		
Unfavourable ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
a Destabilising		
b Stabilising		

Tabel A.16 – Partialkoefficienter for jordparametre og modstandsevner

Jordparameter	Symbol	Værdi
Frikitionsinkel ^a	γ_ϕ'	1,25
Effektiv kohæsion	γ_c'	1,25
Udrænet forskydningsstyrke	γ_{cu}	1,40
Modstandsevne af trækpåvirkede pæle	$\gamma_{s,t}$	1,40
Forankningsmodstand	γ_a	1,40

^a Denne faktor gælder for $\tan \phi'$.

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

(1) Til eftervisning af grænsetilstand for hydraulisk hævning (HYD) skal følgende partialkoefficienter for last (γ_F) benyttes:

- $\gamma_{G;dst}$ for destabiliserende, ugunstige permanente laster
- $\gamma_{G;stb}$ for stabiliserende, gunstige permanente laster
- $\gamma_{Q;dst}$ for destabiliserende, ugunstige variable laster.

NOTE – De værdier, der skal benyttes for $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ og $\gamma_{Q;dst}$ til brug i et land, kan være angivet i vedkommende lands nationale annekts til EN 1990:2002. De anbefalede værdier er anført i tabel A.17.

Tabel A.17 – Partialkoefficienter for laster (γ_F)

Last	Symbol	Værdi
Permanent		
Ugunstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,35
Gunstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Variabel		
Ugunstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,50

^a Destabiliserende.
^b Stabiliserende.

Annex B
 (informative)
**Background information on partial factors for
 Design Approaches 1, 2 and 3**

B.1 General

- (1) For limit state types STR and GEO in persistent and transient situations, three Design Approaches are outlined in 2.4.7.3.4. They differ in the way they distribute partial factors between actions, the effects of actions, material properties and resistances. In part, this is due to differing approaches to the way in which allowance is made for uncertainties in modelling the effects of actions and resistances.
- (2) In Design Approach 1, for all designs, checks are, in principle, required for two sets of factors, applied in two separate calculations. Where it is obvious that one of these sets governs the design, it will not be necessary to carry out calculations for the other set. Generally, factors are applied to actions, rather than to the effects of actions, though with one noted exception (2.4.7.3.2(2)). In many cases, factors are applied to ground parameters, but for the design of piles and anchors they are applied to resistances.
- (3) In Design Approaches 2 and 3, a single calculation is required for each part of a design, and the way in which the factors are applied is varied according to the calculation considered.
- (4) In Design Approach 2, factors are applied either to actions or the effects of actions and to resistances.
- (5) In Design Approach 3, factors are applied to actions or the effects of actions from the structure and to ground strength (material) parameters.

B.2 Factors on actions and the effects of actions

(1) EN 1990:2002 states that γ_f is a partial factor for an action and takes account of the possibility of unfavourable deviations of the action value from its characteristic value. Likewise $\gamma_{S;d}$ is a partial factor taking account of uncertainties in modelling the actions and in modelling the effects of actions.

(2) EN 1990:2002 allows $\gamma_{S;d}$ and γ_f to be combined into one factor multiplying F_k :

$$\gamma_F = \gamma_{S;d} \cdot \gamma_f \quad (\text{B.1})$$

(3) The various approaches in EN 1997-1 require that factors be applied either to actions or the effects of actions. Since the use of model factors $\gamma_{S;d}$ for actions from the ground will remain exceptional and is therefore left to national determination, γ_F is used throughout for simplicity for actions and γ_E for the effects of actions in geotechnical design (see Annex A, Tables A.1 and A.3).

This enables national authorities to select alternative values of the combination $\gamma_{S;d} \times \gamma_f$

- (4) Equation (2.6) includes X_k / γ_M in the calculation of actions because ground material properties may affect the values of geotechnical actions in some cases.
- (5) In Design Approach 1, checks are required for two combinations of sets of factors, applied in two separate calculations.

Anneks B

(informativt)

Baggrundsinformation for partialkoefficienter for dimensioneringsmetode 1, 2 og 3

B.1 Generelt

(1) For alle typer af grænsetilstande STR og GEO i permanente og midlertidige tilstande er der skitseret tre dimensioneringsmetoder i 2.4.7.3.4. De er forskellige i den måde, hvorpå de fordeler partialkoefficienterne imellem laster, lastvirkninger, materialeegenskaber og modstandsevner. Dette skyldes til dels forskellige metoder, hvorpå der tages hensyn til modelleringsusikkerheder i lastvirkning og modstandsevne.

(2) Ved dimensioneringsmetode 1 kræves der for alle projekter i principippet to sæt faktorer, der anvendes i to separate beregninger. Hvor det er klart, at ét af disse sæt er dimensionsgivende, er det ikke nødvendigt at udføre beregningen for det andet sæt. Generelt benyttes faktorer for laster i stedet for lastvirkninger, dog med undtagelsen nævnt i 2.4.7.3.2(2). I mange tilfælde benyttes faktorer for jordparametre, men ved projektering af pæle og ankre anvendes de for modstandsevne.

(3) Ved dimensioneringsmetode 2 og 3 kræves der en enkelt beregning for hver del af et projekt, og måden, hvorpå faktorerne anvendes, varieres i henhold til den betragtede beregning.

(4) Ved dimensioneringsmetode 2 benyttes faktorerne enten for laster eller lastvirkninger samt modstandsevne.

(5) Ved dimensioneringsmetode 3 benyttes faktorerne for laster eller lastvirkninger fra konstruktionen samt for jordens styrke(materiale)parametre.

B.2 Faktorer for last og lastvirkning

(1) I EN 1990:2002 er anført, at γ_f er en partialkoefficient for last, der tager hensyn til muligheden for ugunstig afvigelser af lastværdien fra den karakteristiske værdi. Ligeledes er $\gamma_{S;d}$ en partialkoefficient, der tager hensyn til usikkerheder ved modellering af laster og lastvirkninger.

(2) EN 1990:2002 tillader, at $\gamma_{S;d}$ og γ_f bliver kombineret til én faktor, som ganges med F_k :

$$\gamma_F = \gamma_{S;d} \cdot \gamma_f \quad (B.1)$$

(3) De forskellige metoder i EN 1997-1 kræver, at der benyttes faktorer for enten laster eller lastvirkninger. Da brugen af modelfaktorerne $\gamma_{S;d}$ for laster fra jorden vil være usædvanlige og derfor er overladt til national bestemmelse, benyttes γ_F for nemheds skyld overalt for laster, og γ_E benyttes for lastvirkninger i geoteknisk dimensionering (se aneks A, tabel A.1 og A.3).

Dette muliggør, at de nationale myndigheder kan vælge alternative værdier af kombinationerne $\gamma_{S;d} \times \gamma_f$.

(4) Ligning (2.6) indbefatter X_k / γ_M i beregningen af laster, da jordens materialeegenskaber kan påvirke værdierne af geotekniske laster i nogle tilfælde.

(5) For dimensioneringsmetode 1 kræves kontrol for to kombinationer af sæt af faktorer anvendt i to separate beregninger.

In Combination 1, factors unequal to 1 are generally applied to actions, with factors equal to 1 on the effects of actions. Thus $\gamma_F \neq 1$ and $\gamma_E = 1$ are applied in equation (2.6).

An exception to this is noted in 2.4.7.3.2(2): in cases where it would be physically unreasonable to apply $\gamma_F \neq 1$ (example: tank with fixed fluid level), then $\gamma_F = 1$ and $\gamma_E \neq 1$ are used.

In Combination 2, $\gamma_E = 1$ is always used, with $\gamma_F \neq 1$ only for variable actions.

Thus, except as noted in 2.4.7.3.2(2), for Design Approach 1 equation (2.6) reduces to

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (B.2)$$

(6) In Design Approach 2, a single calculation is required for each part of a design, and the way in which the factors are applied either to actions or the effects of actions is varied according to the calculation considered and chosen according to national determination.

Either $\gamma_E \neq 1$ and $\gamma_F = 1$, or $\gamma_F \neq 1$ and $\gamma_E = 1$ are applied. Since $\gamma_M = 1$ is used, equation (2.6) reduces to:

$$E_d = \gamma_E \cdot E\{F_{rep}; X_k; a_d\}, \text{ or,} \quad (B.3.1)$$

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (B.3.2)$$

(7) In Design Approach 3, a single calculation is required. However, in this Design Approach a difference is made between actions F_{rep} from the structure and actions from or through the ground calculated from X_k . Either $\gamma_E \neq 1$ and $\gamma_F = 1$ or $\gamma_E = 1$ and $\gamma_F \neq 1$ are applied. Thus equation (2.6) remains:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}, \text{ or,} \quad (B.4.1)$$

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (B.4.2)$$

B.3 Factors on material strengths and resistances

(1) Equation (6.6) of EN 1990:2002 and equation (2.7) of EN 1997-1 are equivalent:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R\{X_{i;d}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R\left\{ \eta_i \frac{X_{i;k}}{\gamma_{m;i}}; a_d \right\} \quad (\text{EN 1990:2002, equation 6.6}) \quad (B.5.1)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}, \quad (\text{EN 1997-1, equation 2.7}) \quad (B.5.2)$$

(2) Note that EN 1997-1, equation (2.7), includes $\gamma_F F_{rep}$ in the calculation of design resistances because the magnitudes of actions may affect the values of geotechnical resistances in some cases, e.g. bearing capacity of a shallow foundation.

(3) The value of the conversion factor η is taken to be 1,0 in EN 1997-1 because the characteristic material strengths are defined to be those relevant to the field situation, thereby including η in the characteristic value.

I kombination 1 benyttes faktorer, der er forskellige fra 1, generelt for laster, og faktorer, der er lig med 1, benyttes for lastvirkninger. Det vil sige, $\gamma_F \neq 1$ og $\gamma_E = 1$ benyttes i ligning (2.6).

I 2.4.7.3.2(2) er anført en undtagelse: I tilfælde, hvor det ville være fysisk ufornuftigt at benytte $\gamma_F \neq 1$ (eksempel: beholder med fast væskeniveau), benyttes $\gamma_F = 1$ og $\gamma_E \neq 1$.

I kombination 2 benyttes altid $\gamma_E = 1$, hvor $\gamma_F \neq 1$ kun benyttes for variable laster.

Således bliver ligning (2.6) for dimensioneringsmetode 1 (undtagen det i 2.4.7.3.2(2) anførte) reduceret til:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (B.2)$$

(6) For dimensioneringsmetode 2 kræves der en beregning for hver del af et projekt, og den måde, hvorpå faktorerne benyttes enten for laster eller lastvirkninger, varieres i forhold til den aktuelle beregning og udvælges i henhold til national bestemmelse.

Enten benyttes $\gamma_E \neq 1$ og $\gamma_F = 1$ eller $\gamma_F \neq 1$, og $\gamma_E = 1$. Da $\gamma_M = 1$ benyttes, bliver ligning (2.6) reduceret til:

$$E_d = \gamma_E \cdot E\{F_{rep}; X_k; a_d\} \text{ eller} \quad (B.3.1)$$

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (B.3.2)$$

(7) For dimensioneringsmetode 3 kræves der en enkelt beregning. Dog skelnes der ved denne dimensioneringsmetode mellem laster F_{rep} fra konstruktionen og laster fra gennem jorden beregnet ud fra X_k . Enten benyttes $\gamma_E \neq 1$ og $\gamma_F = 1$, eller $\gamma_E = 1$ og $\gamma_F \neq 1$. Således bliver ligning (2.6):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \text{ eller} \quad (B.4.1)$$

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (B.4.2)$$

B.3 Faktorer for materialestyrke og modstandsevne

(1) Ligning (6.6) i EN 1990:2002 og ligning (2.7) i EN 1997-1 er ækvivalente:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R\{X_{i;d}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R\left\{ \eta_i \frac{X_{i;k}}{\gamma_{m;i}}; a_d \right\} \text{ (EN 1990:2002, ligning 6.6)} \quad (B.5.1)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left\{ \gamma_F F_{rep} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}, \text{ (EN 1997-1, ligning 2.7)} \quad (B.5.2)$$

(2) Bemærk, at ligning (2.7) i EN 1997-1 inkluderer $\gamma_F F_{rep}$ i beregningen af regningsmæssig modstandsevne, fordi lastens størrelse kan påvirke værdien af geoteknisk modstandsevne i nogle tilfælde, fx bæreevnen af en direkte fundering.

(3) Værdien af omregningsfaktoren η sættes til 1,0 i EN 1997-1, fordi de karakteristiske materialestyrker defineres som dem, der er relevante for den aktuelle situation, hvorved η inkluderes i den karakteristiske værdi.

(4) The various approaches in this standard require that factors be applied either to material strengths (X) or to resistances (R). These factors combine the roles of the material factors γ_m and the resistance model factors ($\gamma_{R,d}$) in various ways. For simplicity, the factors applied to material strengths (X) are denoted (γ_M), and the factors applied to resistances (R) are denoted γ_R .

(5) In Design Approach 1, checks are required for combinations of sets of factors for two separate calculations.

In Combination 1, factors equal to 1 are applied to material strength and resistances. Thus $\gamma_M = \gamma_R = 1$ in equation (2.7).

In Combination 2, except for piles and anchorages, $\gamma_M > 1$, $\gamma_R = 1$.

Thus in most cases Design Approach 1 adopts Equation (2.7a):

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (B.6.1.1)$$

But, in Combination 2 for piles and anchors, $\gamma_M = 1$ and $\gamma_R > 1$ are used in equation (2.7b) thus:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (B.6.1.2)$$

(6) In Design Approach 2, factors equal to 1 are generally applied to material strengths, with factors greater than 1 applied to resistances. Thus $\gamma_M = 1$; $\gamma_R > 1$ are used in equation (2.7b):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (B.6.2.1)$$

When $\gamma_F = 1$ is also used, equation (2.7b) is used under the form:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (B.6.2.2)$$

(7) In Design Approach 3, $\gamma_M > 1$ and $\gamma_R = 1$ are generally applied. Equation (2.7a) is used thus:

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (B.6.3.1)$$

But, note that sometimes there is also a need to have $\gamma_R > 1$ (piles in tension, for example), so that equation (2.7a) is used thus:

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R \quad (B.6.3.2)$$

(4) De forskellige metoder i denne standard kræver, at faktorerne benyttes enten for materialestyrke (X) eller modstandsevne (R). Disse faktorer kombinerer brugen af materialefaktorerne γ_m og modelfaktorerne for modstandsevne ($\gamma_{R,d}$) på forskellig måde. For overskuelighedens skyld er faktorerne, der benyttes for materialestyrke (X), betegnet (γ_M), og faktorerne, der benyttes for modstandsevne (R), er betegnet γ_R .

(5) For dimensioneringsmetode 1 kræves der to sæt beregninger for kombinationer af faktorer.

I kombination 1 benyttes faktorer, der er lig med 1, for materialestyrke og modstandsevne. Således er $\gamma_M = \gamma_R = 1$ i ligning (2.7).

I kombination 1, undtagen for pæle og forankringer, er $\gamma_M > 1$, $\gamma_R = 1$.

Således benyttes i de fleste tilfælde ligning (2.7a) for dimensioneringsmetode 1:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \right\} \quad (B.6.1.1)$$

Dog benyttes i kombination 2 for pæle og ankre $\gamma_M = 1$ og $\gamma_R > 1$ i ligning (2.7b) således:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad (B.6.1.2)$$

(6) For dimensioneringsmetode 2 benyttes generelt faktorer lig med 1 for materialestyrke, og faktorer større end 1 benyttes for modstandsevne. Således benyttes $\gamma_M = 1$; $\gamma_R > 1$ i ligning (2.7b):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad (B.6.2.1)$$

Når der også benyttes $\gamma_F = 1$, anvendes ligning (2.7b) på formen:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad (B.6.2.2)$$

(7) For dimensioneringsmetode 3 benyttes generelt $\gamma_M > 1$ og $\gamma_R = 1$. Ligning (2.7a) benyttes således:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \right\} \quad (B.6.3.1)$$

Bemærk dog, at det somme tider er nødvendigt at sætte $\gamma_R > 1$ (trækpåvirkede pæle, for eksempel), således at ligning (2.7a) bliver:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \right\} / \gamma_R \quad (B.6.3.2)$$

Annex C
 (informative)
Sample procedures to determine limit values of earth pressures on vertical walls

C.1 Limit values of earth pressure

(1) The limit values of earth pressure on a vertical wall, caused by weight density γ , uniform vertical surface load (q) and ground cohesion (c) should be calculated as follows:

— active limit state:

$$\sigma_a(z) = K_a [\gamma \cdot z + q] - 2c \sqrt{K_a}$$

$$\tau_a(z) = \sigma_a \cdot \tan \delta + a \quad (\text{positive for downward movement of ground}) \quad (\text{C.1})$$

— passive limit state:

$$\sigma_p(z) = K_p [\gamma \cdot z + q] + 2c \sqrt{K_p}$$

$$\tau_p(z) = \sigma_p \cdot \tan \delta + a \quad (\text{positive for upward movement of ground}) \quad (\text{C.2})$$

where:

- a is the adhesion (between ground and wall)
- c is the ground cohesion
- K_a the coefficient of horizontal active earth pressure
- K_p the coefficient of horizontal passive earth pressure
- q the vertical surface load
- z the distance down the face of the wall
- β the slope angle of the ground behind the wall (upward positive)
- δ the angle of shearing resistance between ground and wall
- γ weight density of retained ground
- $\sigma_a(z)$ the stress normal to the wall at depth z (active limit state)
- $\sigma_p(z)$ the stress normal to the wall at depth z (passive limit state)
- $\tau_a(z)$ the stress tangential to the wall at depth z (active limit state)
- $\tau_p(z)$ the stress tangential to the wall at depth z (passive limit state)

Anneks C

(informativt)

Eksempel på procedurer til bestemmelse af grænseværdier for jordtryk på lodrette vægge

C.1 Grænseværdier for jordtryk

(1) Grænseværdierne for jordtryk på en lodret væg på grund af rumvægt γ , ensformig fordelt lodret overfladelast (q) og jordens kohæsion (c) bør beregnes som følger:

- aktiv grænsetilstand:

$$\sigma_a(z) = K_a [\gamma \cdot z + q] - 2c \sqrt{K_a}$$

$$\tau_a(z) = \sigma_a \cdot \tan \delta + a \text{ (positiv for jordens nedadrettede bevægelse)} \quad (\text{C.1})$$

- passiv grænsetilstand:

$$\sigma_p(z) = K_p [\gamma \cdot z + q] + 2c \sqrt{K_p}$$

$$\tau_p(z) = \sigma_p \cdot \tan \delta + a \text{ (positiv for jordens opadrettede bevægelse)} \quad (\text{C.2})$$

hvor:

a	adhæsionen (mellem jord og væg)
c	jordens kohæsion
K_a	koefficienten for vandret aktivt jordtryk
K_p	koefficienten for vandret passivt jordtryk
q	den lodrette overfladelast
z	afstanden ned langs væggen
β	jordens hældningsvinkel bag væggen (positiv opad)
δ	vægfrikitionsvinklen
γ	rumvægt af støttet jord
$\sigma_a(z)$	spændingen vinkelret på væggen i dybden z (aktiv grænsetilstand)
$\sigma_p(z)$	spændingen vinkelret på væggen i dybden z (passiv grænsetilstand)
$\tau_a(z)$	spændingen tangentielt på væggen i dybden z (aktiv grænsetilstand)
$\tau_p(z)$	spændingen tangentielt på væggen i dybden z (passiv grænsetilstand)

(2) Equations (C.1) and (C.2) may be applied, either in terms of total or effective stress, as appropriate.

(3) Values of the earth pressure coefficients may be taken from figures C.1.1 to C.1.4 for K_a and C.2.1 to C.2.4 for K_p . They are approximately on the safe side.

(4) Alternatively, the numerical procedure described in C.2 may be used.

(5) In layered soils, the coefficients K should normally be determined by the shear strength parameters at depth z only, independent of the values at other depths.

(6) Intermediate values of active earth pressure between the rest state and the limit state may be obtained by linear interpolation.

(7) Intermediate values of passive earth pressure between the rest state and the limit state may be obtained by parabolic interpolation as shown in figure C.3.

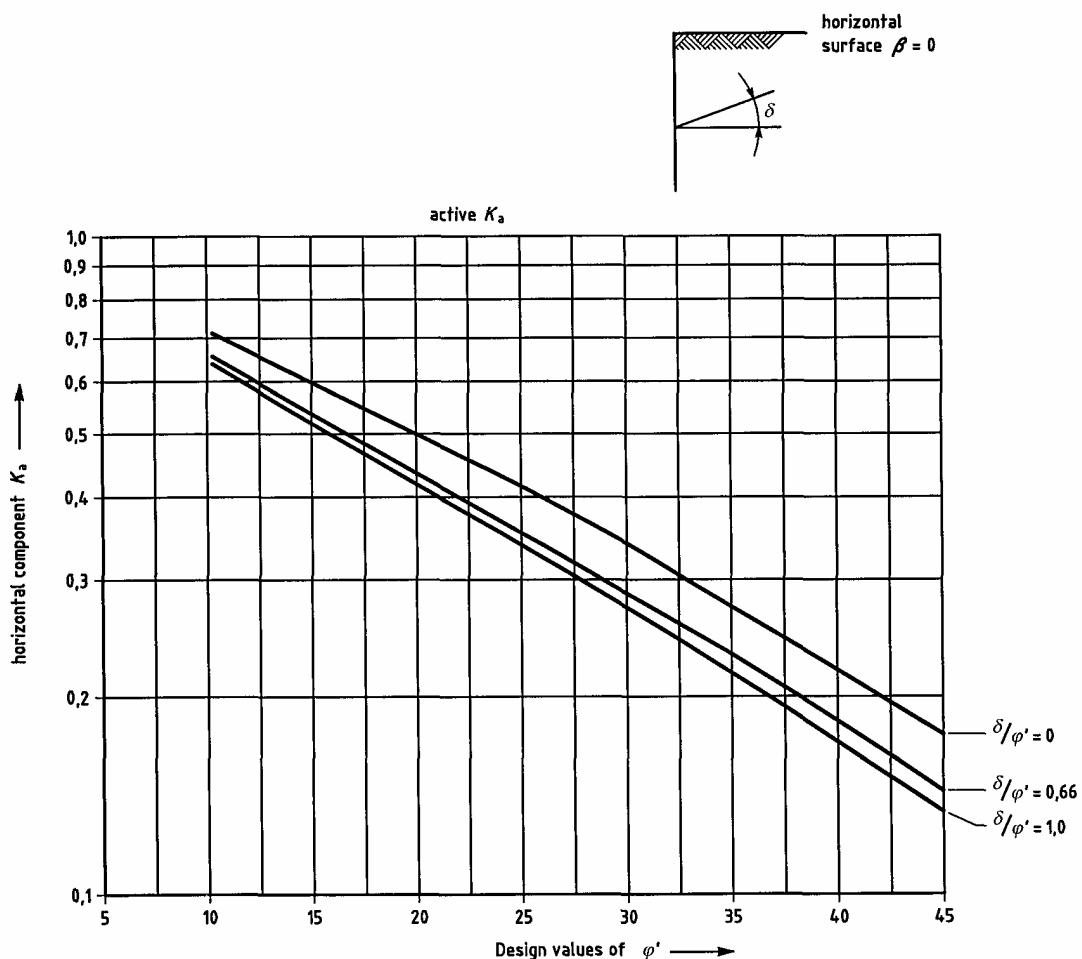
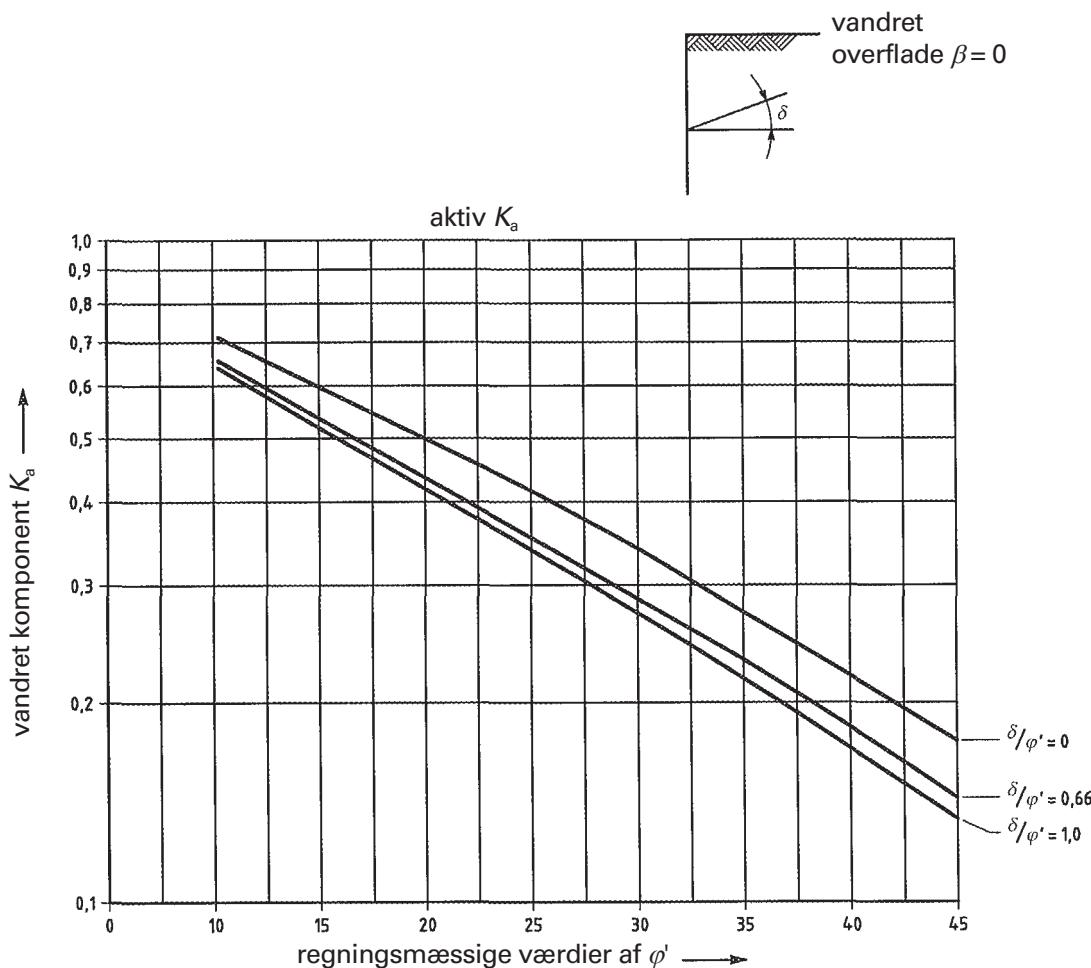
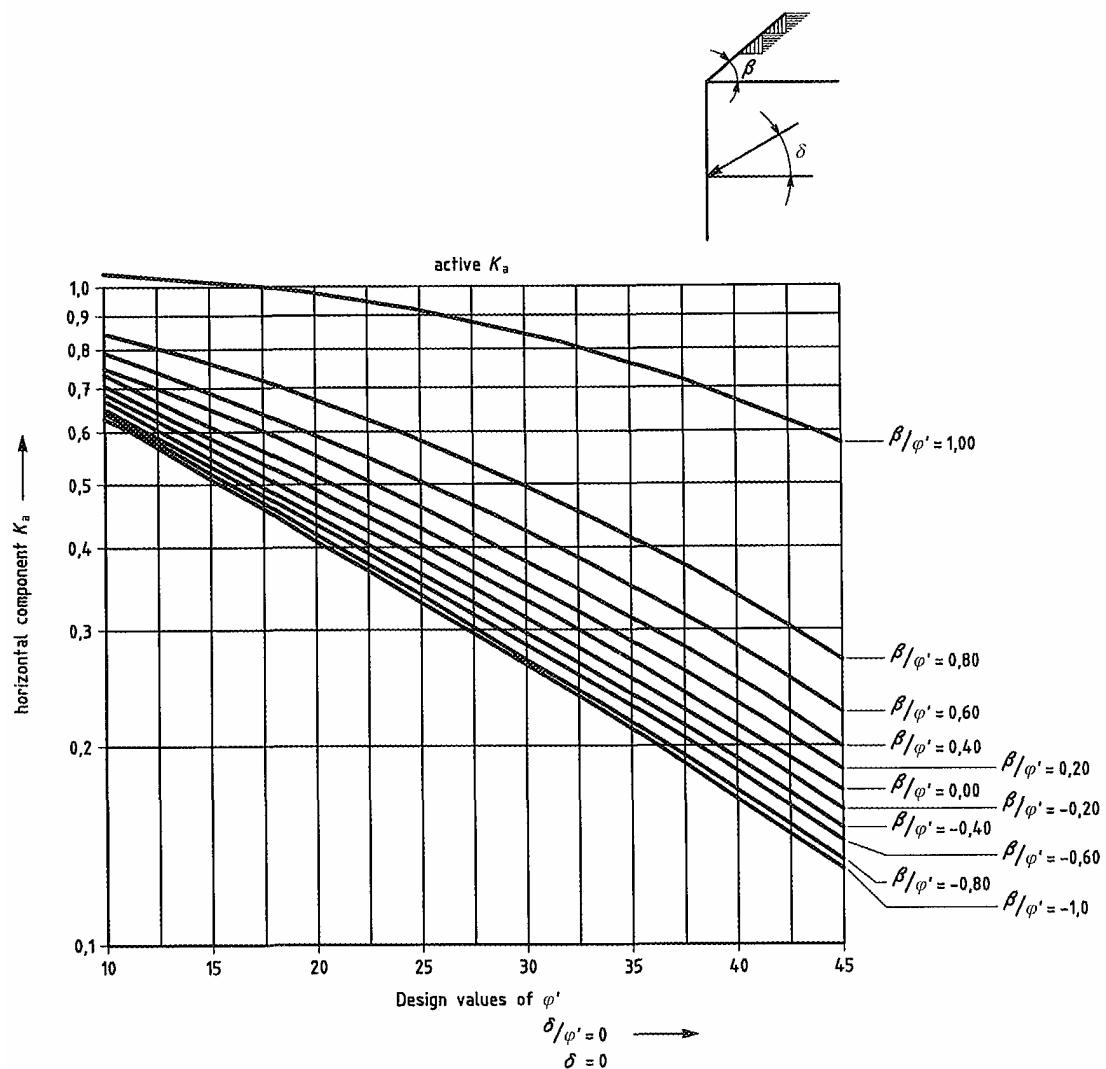


Figure C.1.1 — Coefficients K_a of active earth pressure: with horizontal retained surface ($\beta=0$)

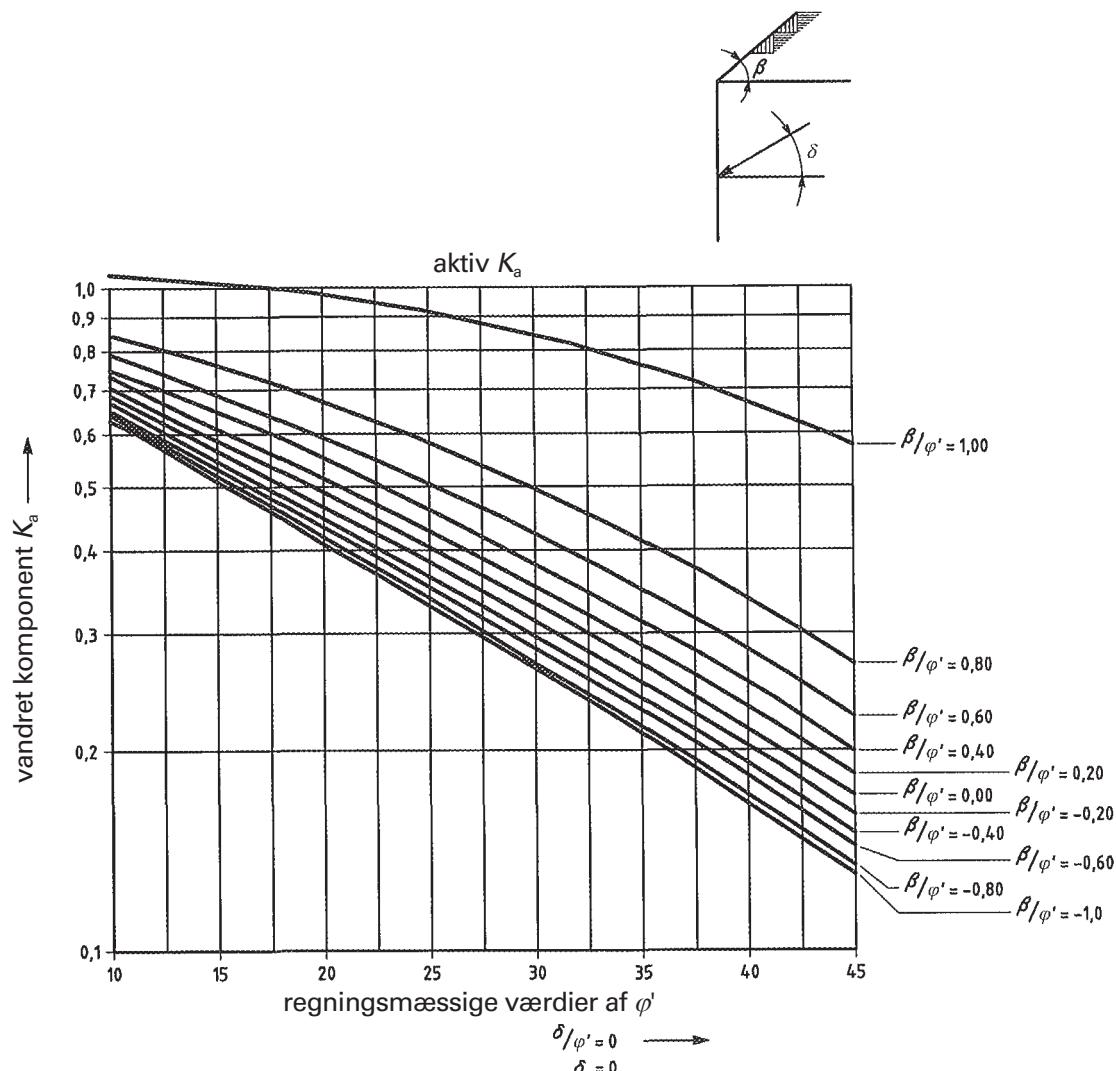
- (2) Ligning (C.1) og (C.2) kan benyttes ved anvendelse af total eller effektiv spænding hvor relevant.
- (3) Værdier for jordtrykskoefficienter kan tages fra figur C.1.1 til C.1.4 for K_a og C.2.1 til C.2.4 for K_p . De er tilnærmedesvisist på den sikre side.
- (4) Alternativt kan den numeriske procedure beskrevet i C.2 benyttes.
- (5) I lagdelt jord bør koefficienten K normalt fastlægges ved hjælp af forskydningsstyrkeparametrene i dybden z , uafhængigt af værdierne i andre dybder.
- (6) Mellemliggende værdier for aktivt jordtryk mellem hviletilstand og grænsetilstand kan findes ved lineær interpolation.
- (7) Mellemliggende værdier for passivt jordtryk mellem hviletilstand og grænsetilstand kan findes ved parabolsk interpolation som vist i figur C.3.



Figur C.1.1 — Koefficient K_a for aktivt jordtryk: med vandret jordoverflade bag væg ($\beta = 0$)



**Figure C.1.2 — Coefficients K_a of active earth pressure: with inclined retained surface
($\delta/\varphi' = 0$ and $\delta = 0$)**



Figur C.1.2 — Koefficienter K_a for aktivt jordtryk: for hældende jordoverflade bag væg ($\delta/\varphi' = 0$ og $\delta = 0$)

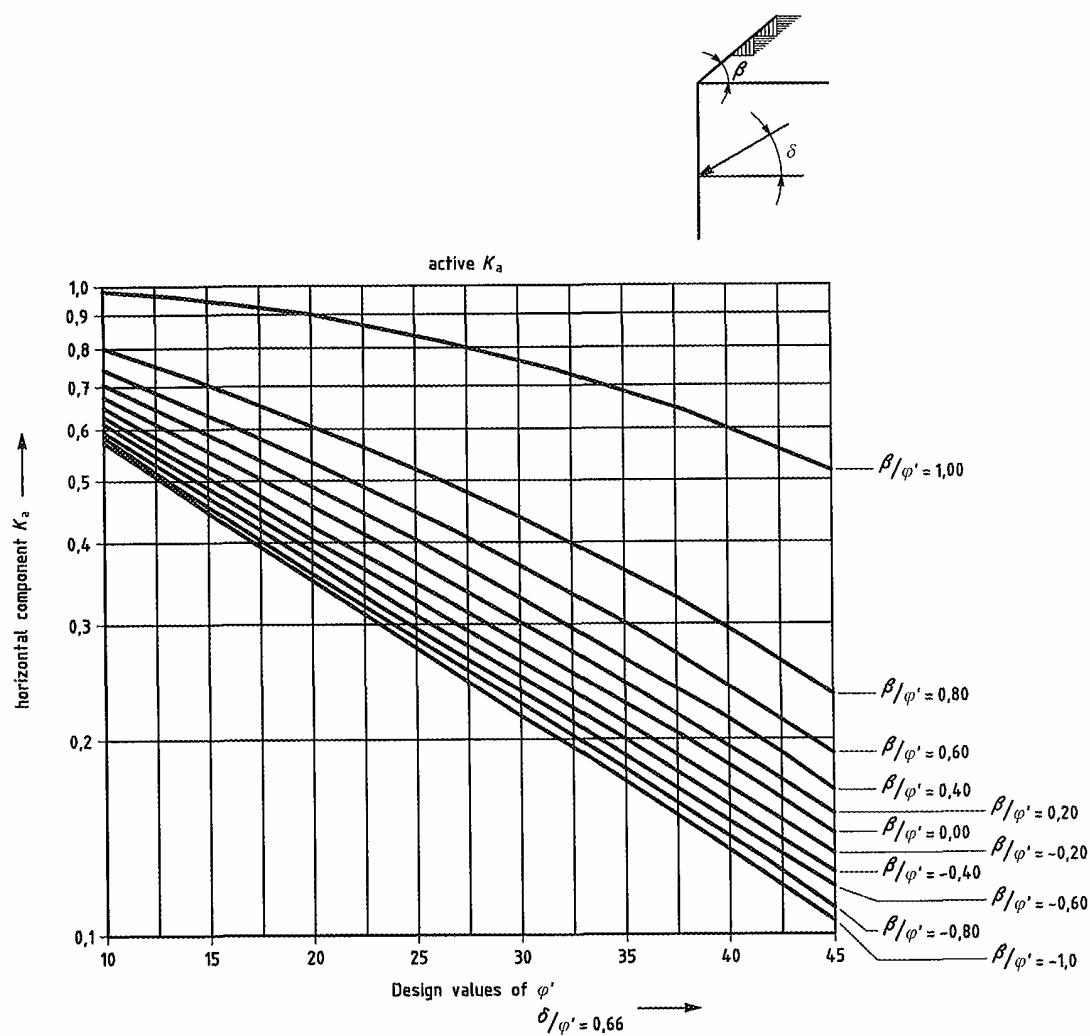
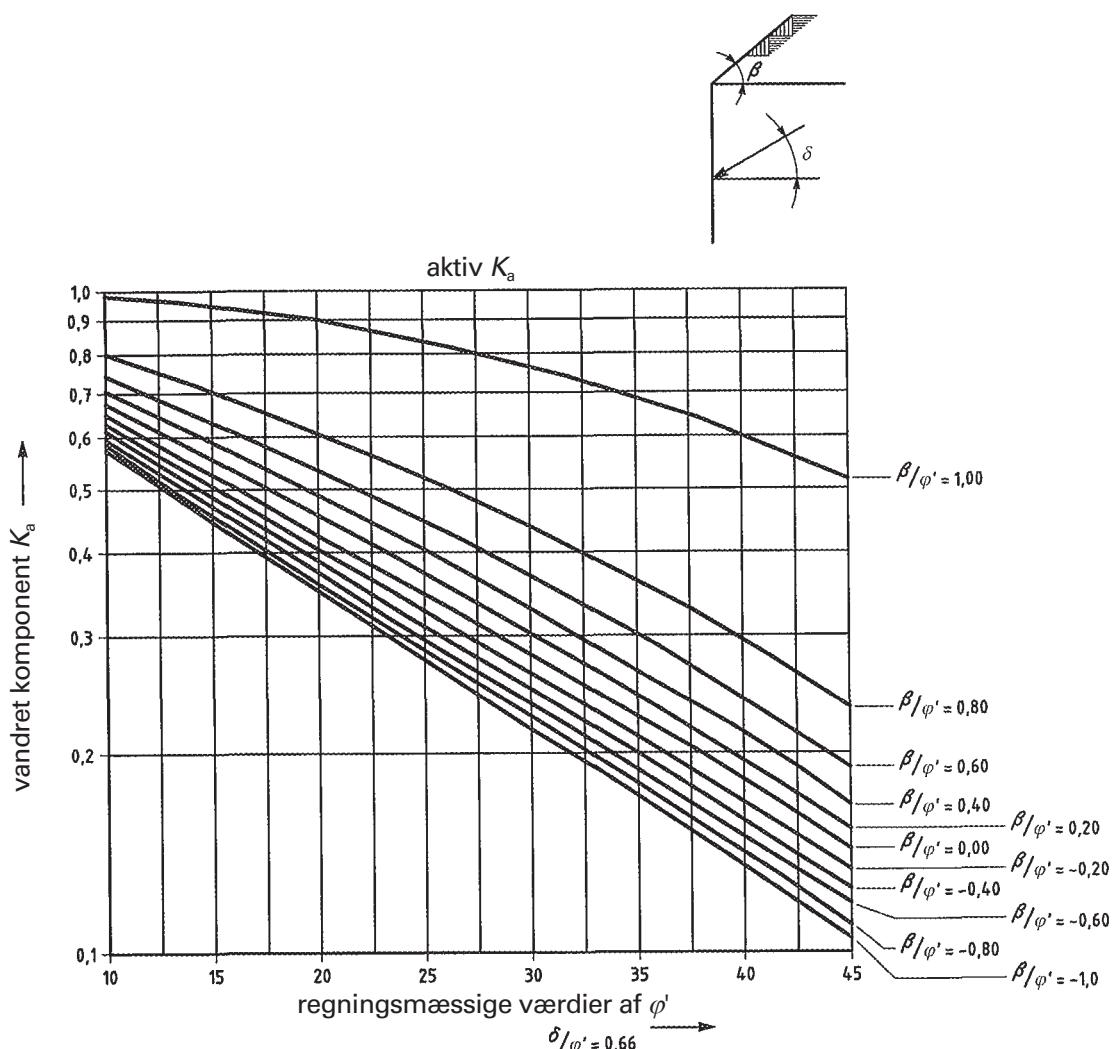


Figure C.1.3 — Coefficients K_a of active earth pressure: with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 0,66$)



Figur C.1.3 — Koefficienter K_a for aktivt jordtryk: for skrå hældende jordoverflade bag væg ($\delta/\varphi' = 0,66$)

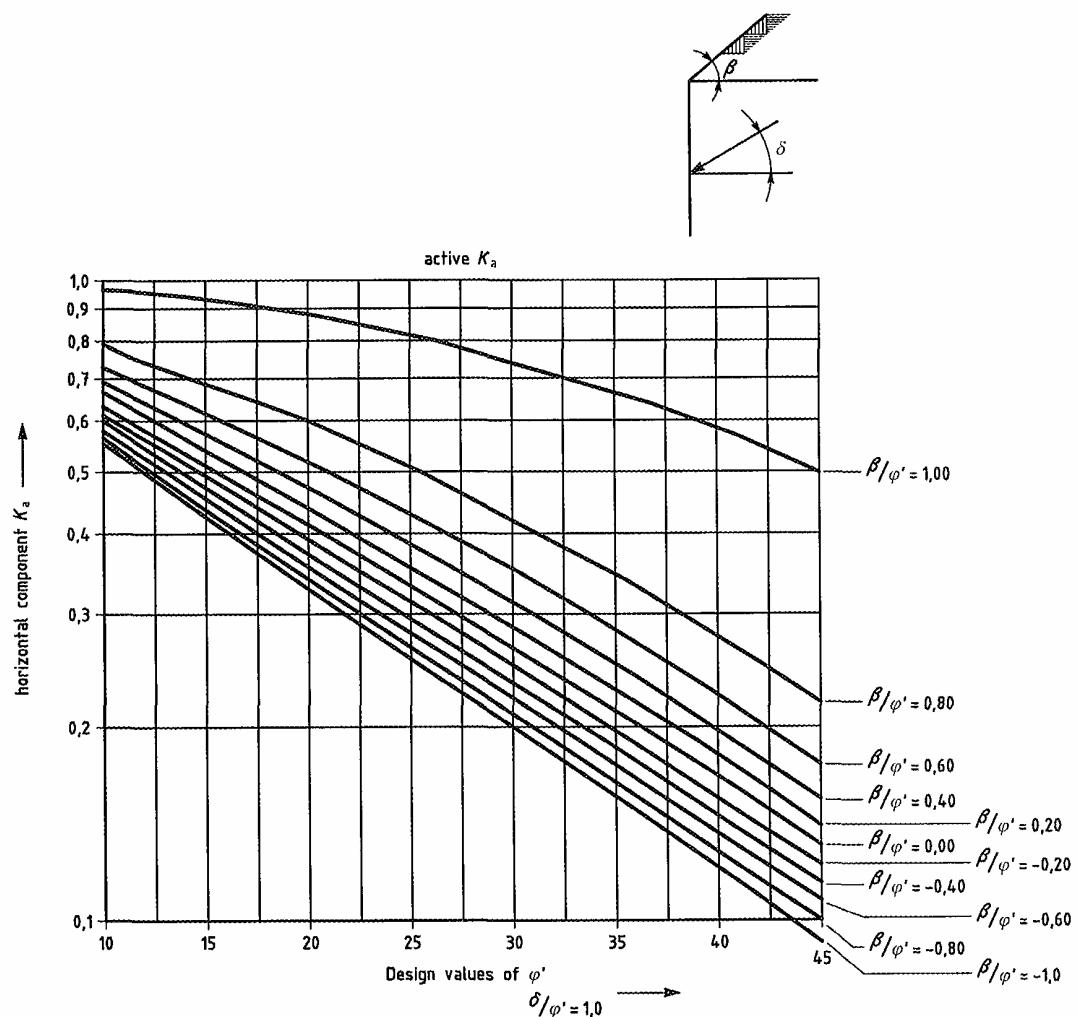
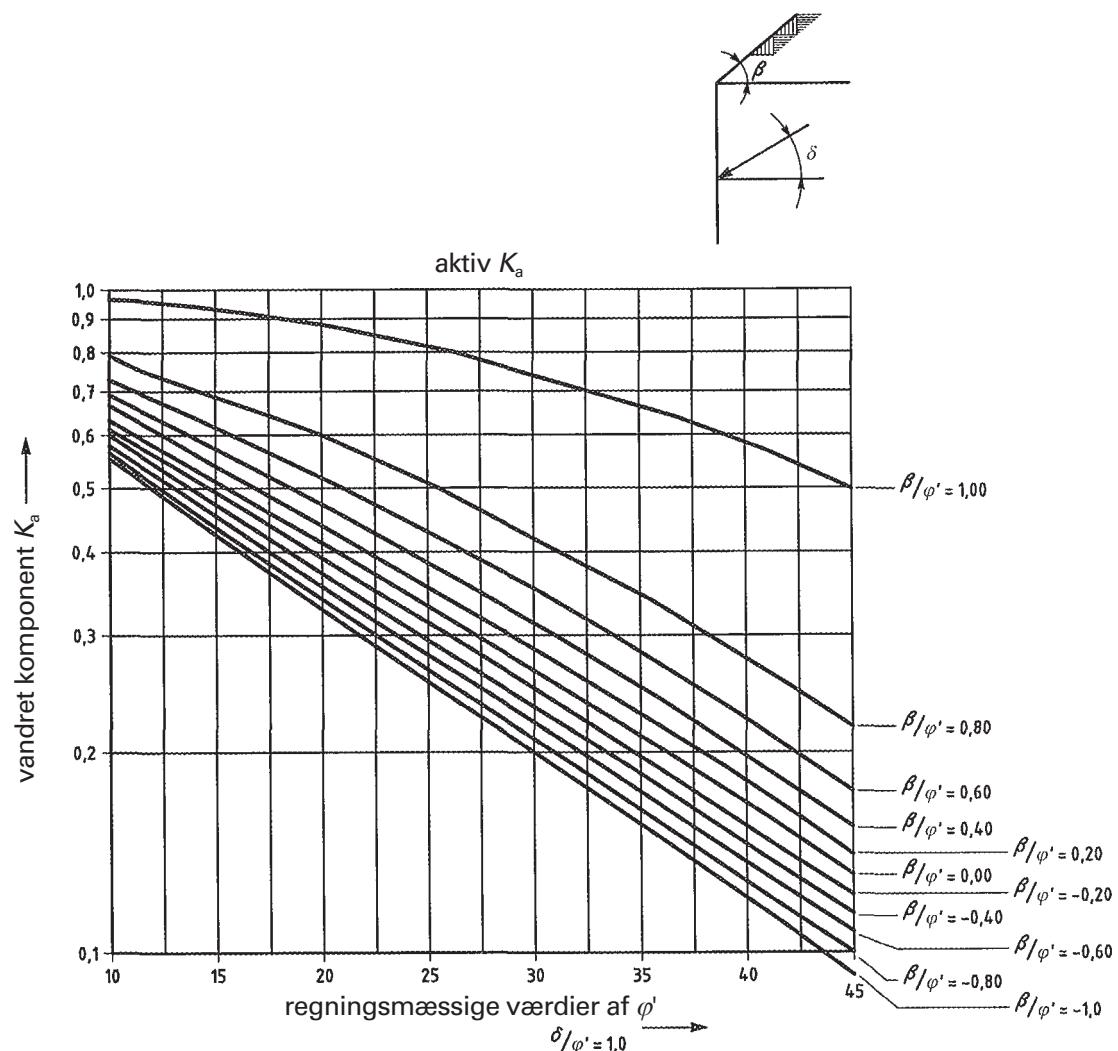


Figure C.1.4 — Coefficients K_a of active earth pressure: with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 1$)



Figur C.1.4 — Koefficienter K_a for aktivt jordtryk: for hældende jordoverflade bag væg ($\delta/\varphi' = 1$)

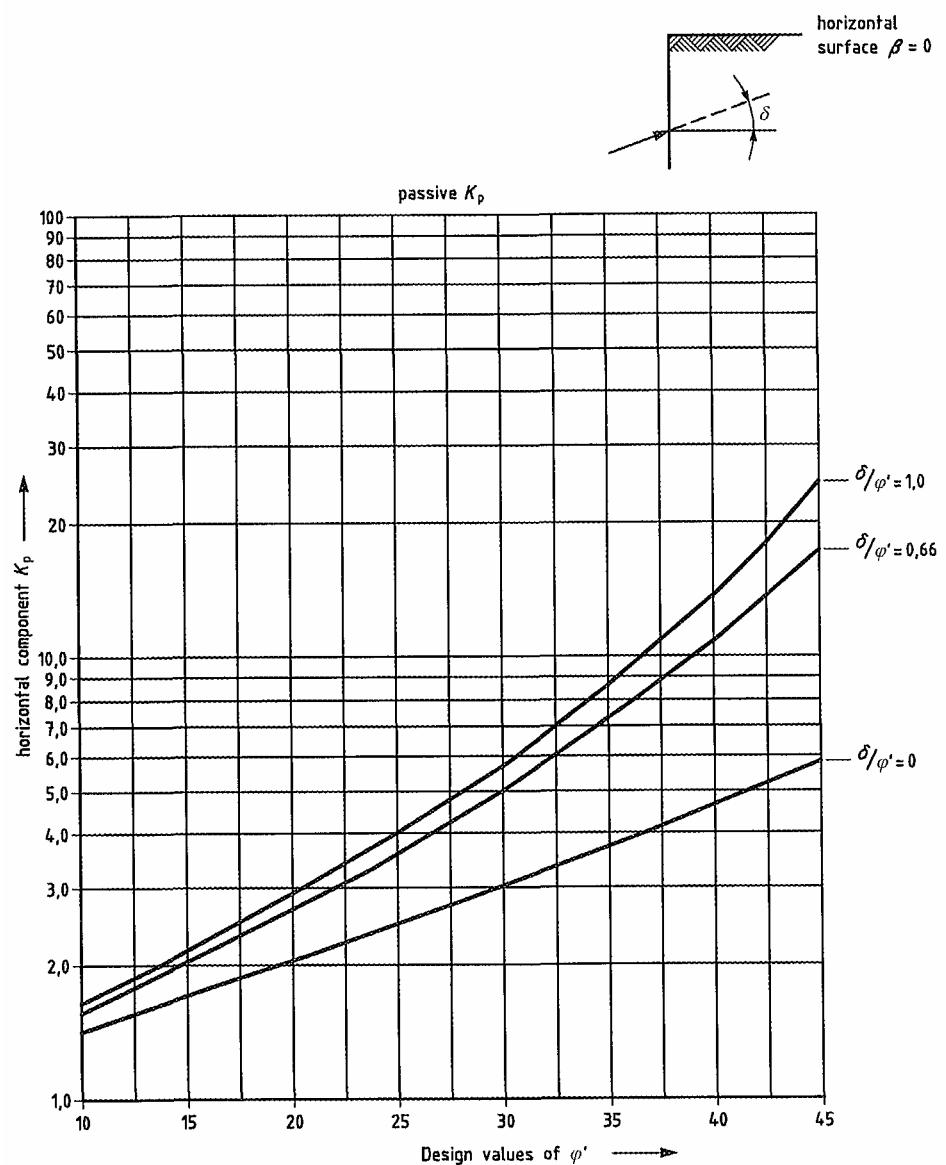
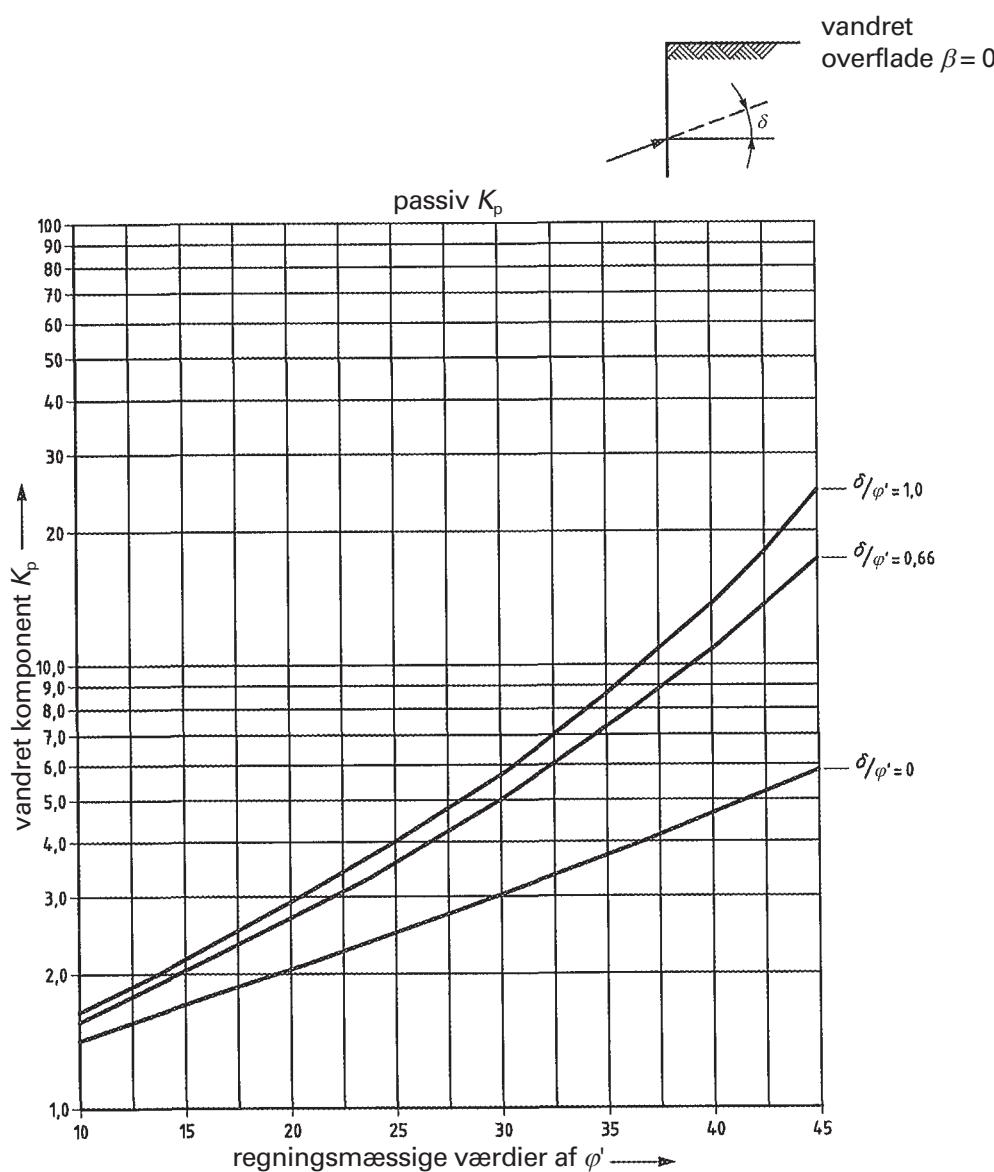
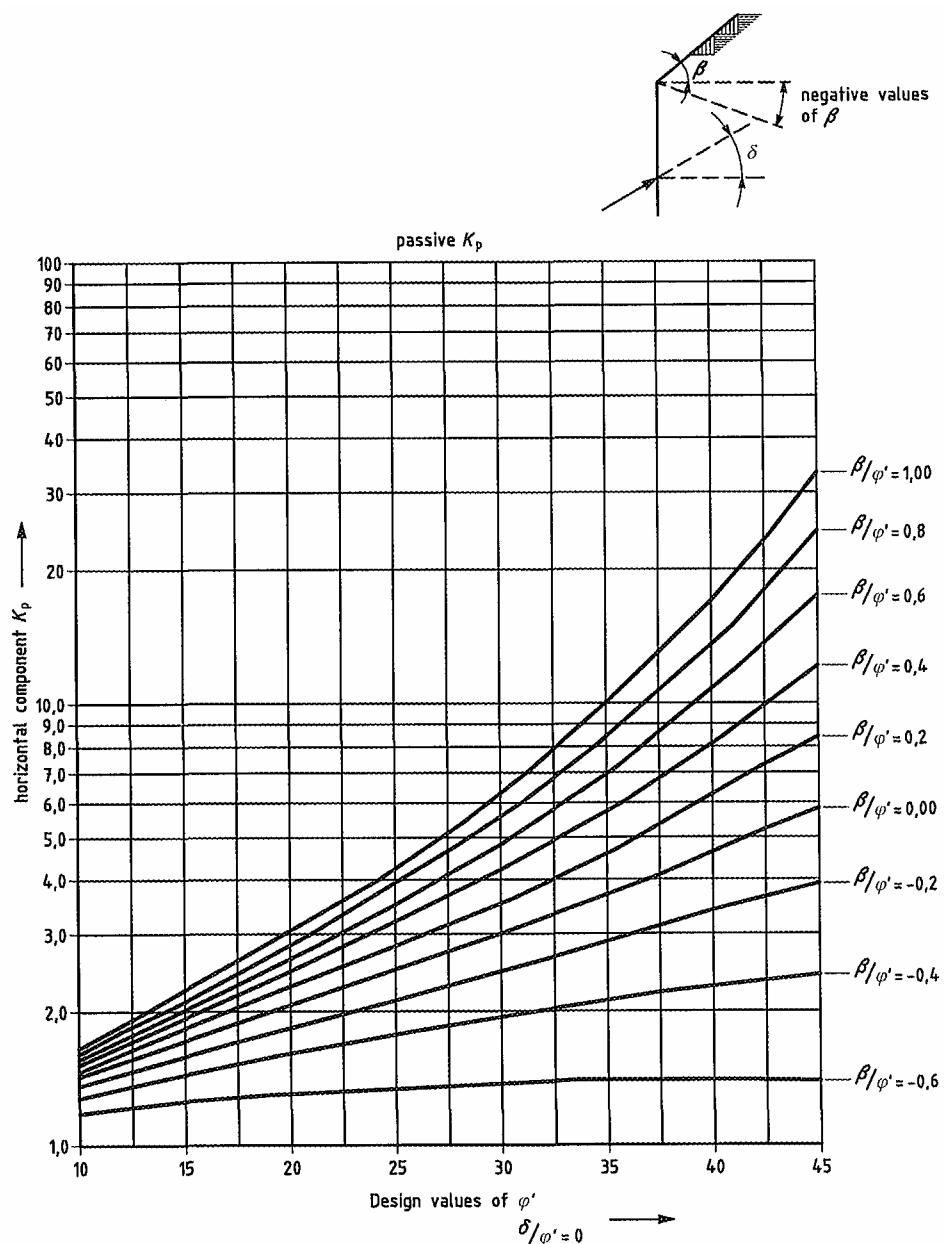


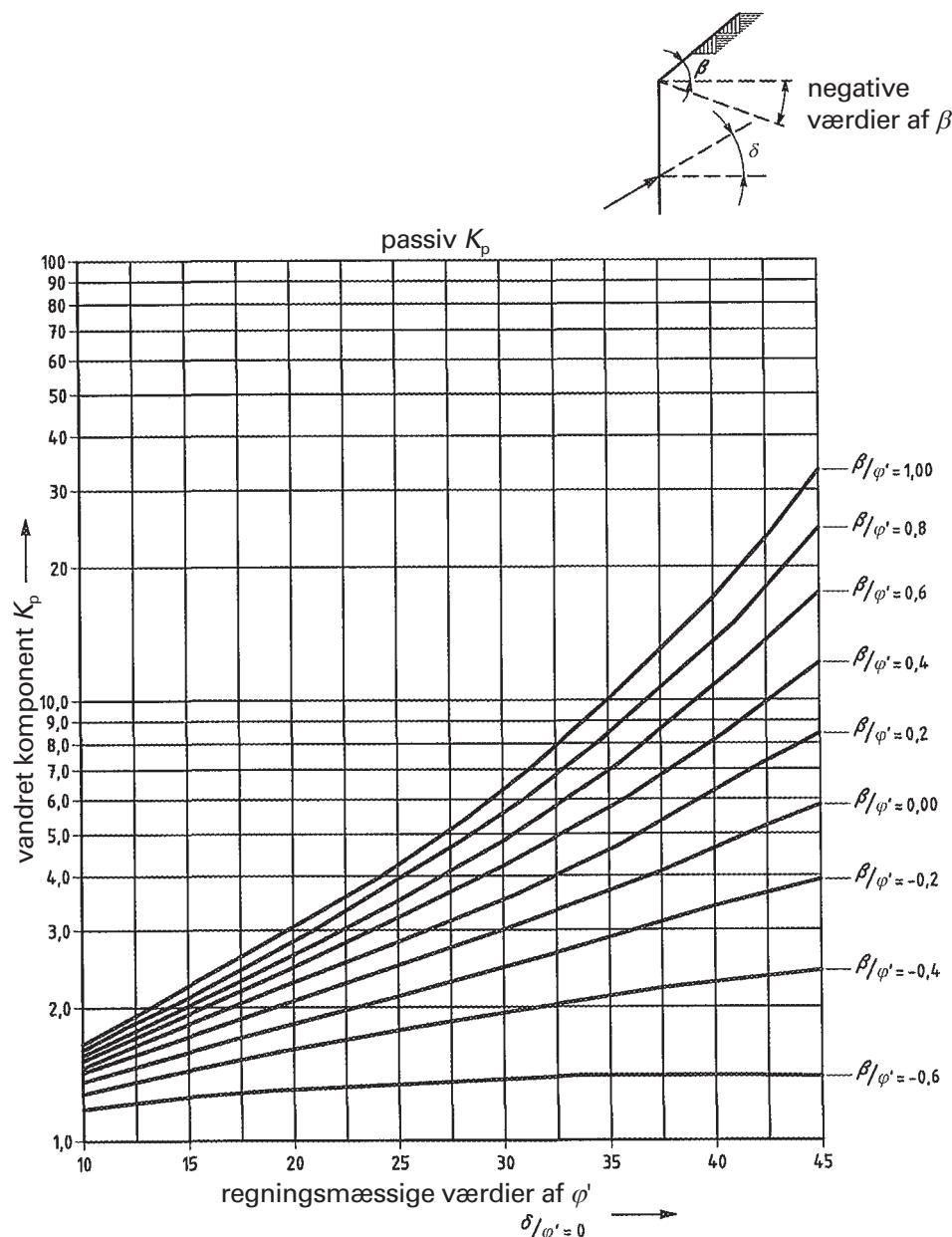
Figure C.2.1 — Coefficients K_p of passive earth pressure: with horizontal retained surface ($\beta = 0$)



Figur C.2.1 — Koefficienter K_p for passivt jordtryk: for vandret jordoverflade bag væg ($\beta=0$)



**Figure C.2.2 — Coefficients K_p of passive earth pressure: with inclined retained surface
($\delta'\varphi' = 0$ and $\delta = 0$)**



**Figur C.2.2 — Koefficienter K_p for passivt jordtryk: for hældende jordoverflade bag væg
($\delta/\varphi' = 0$ og $\delta = 0$)**

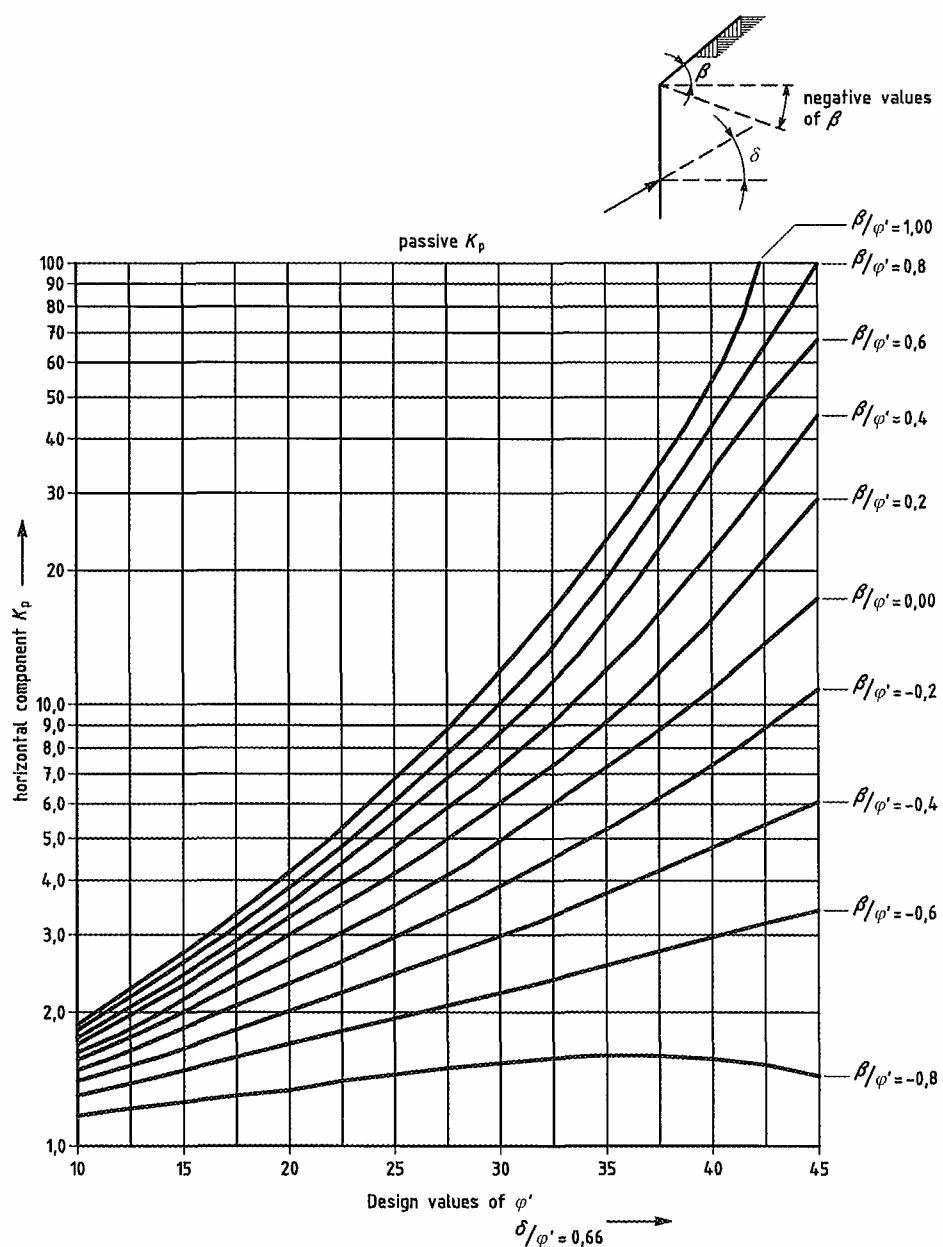
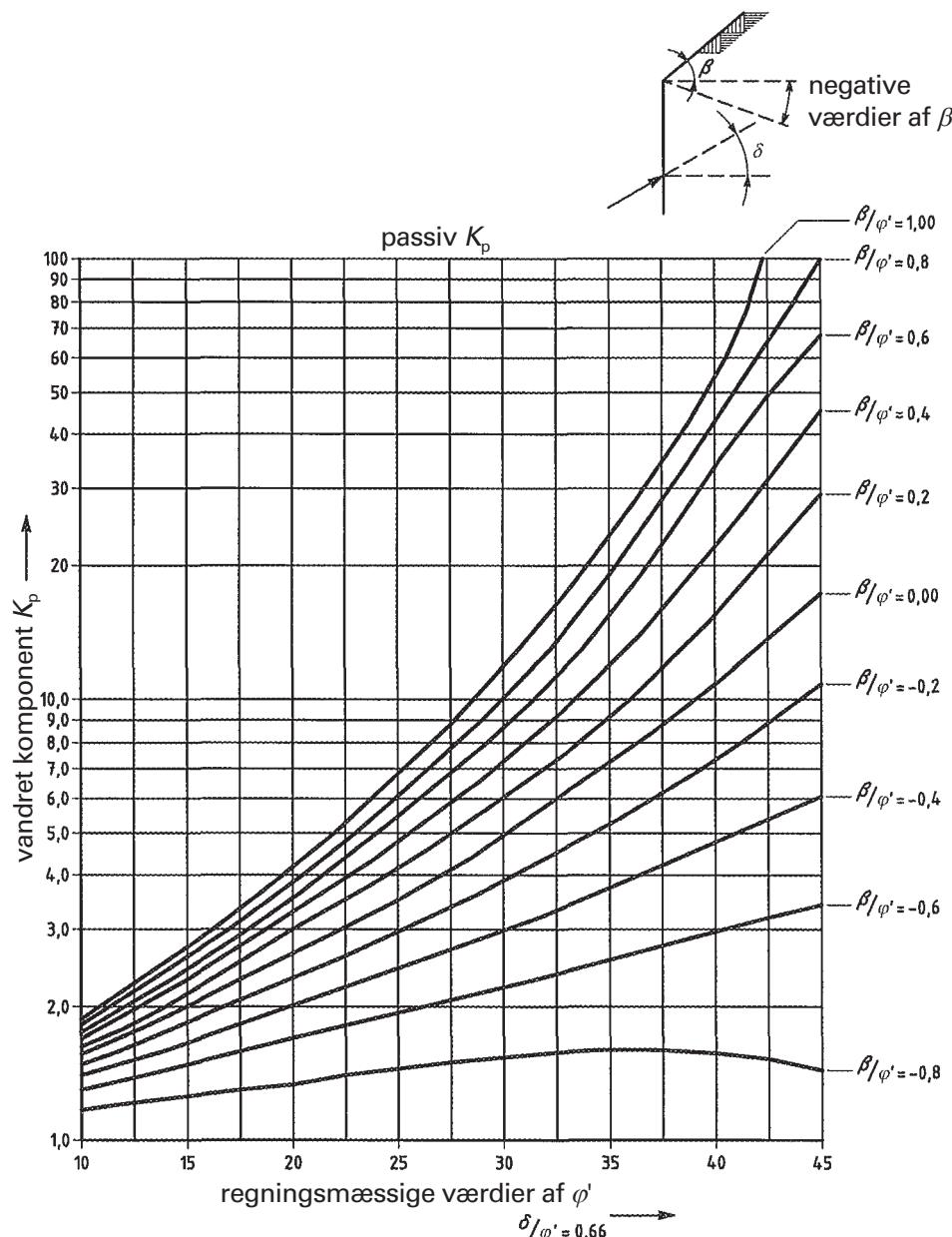
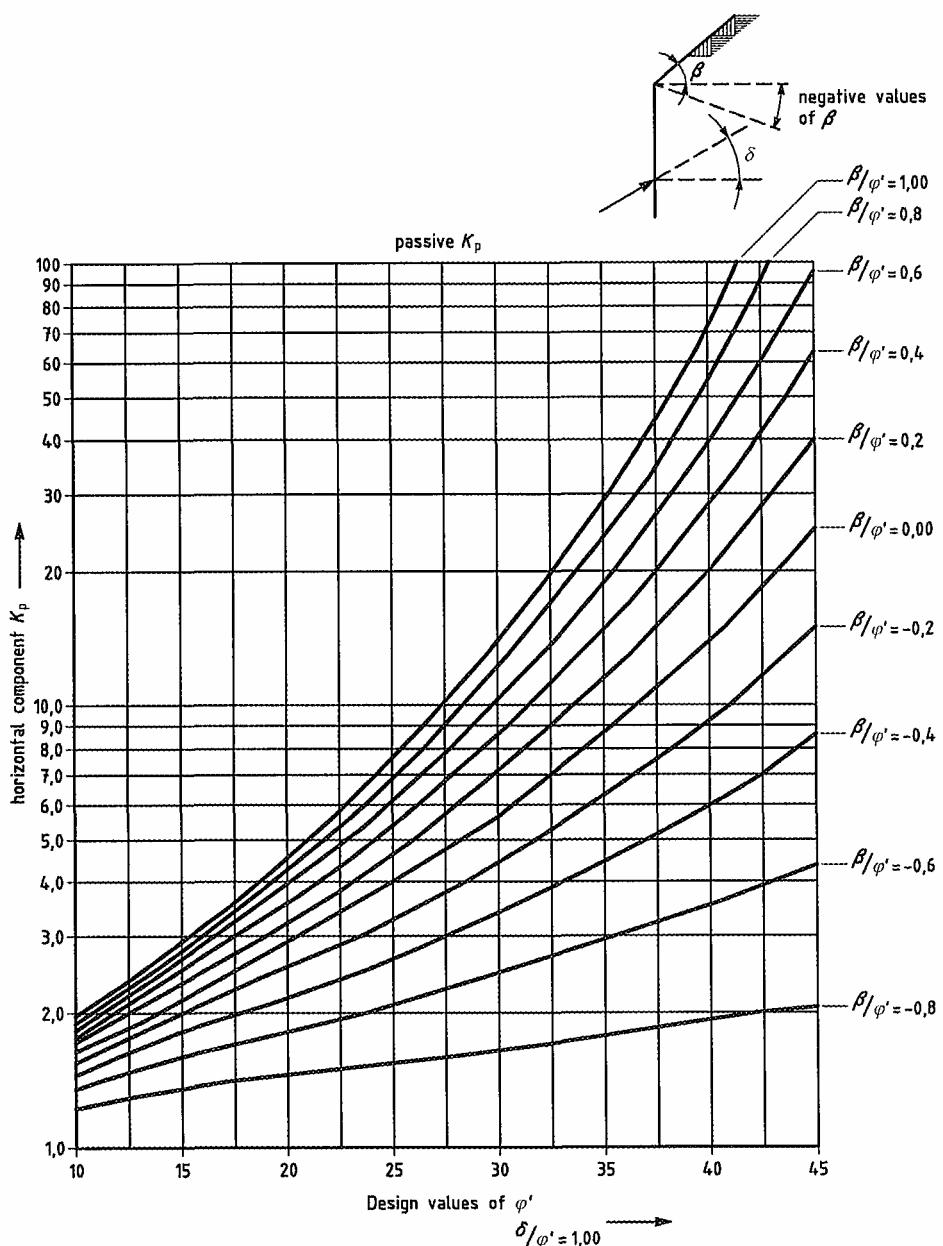


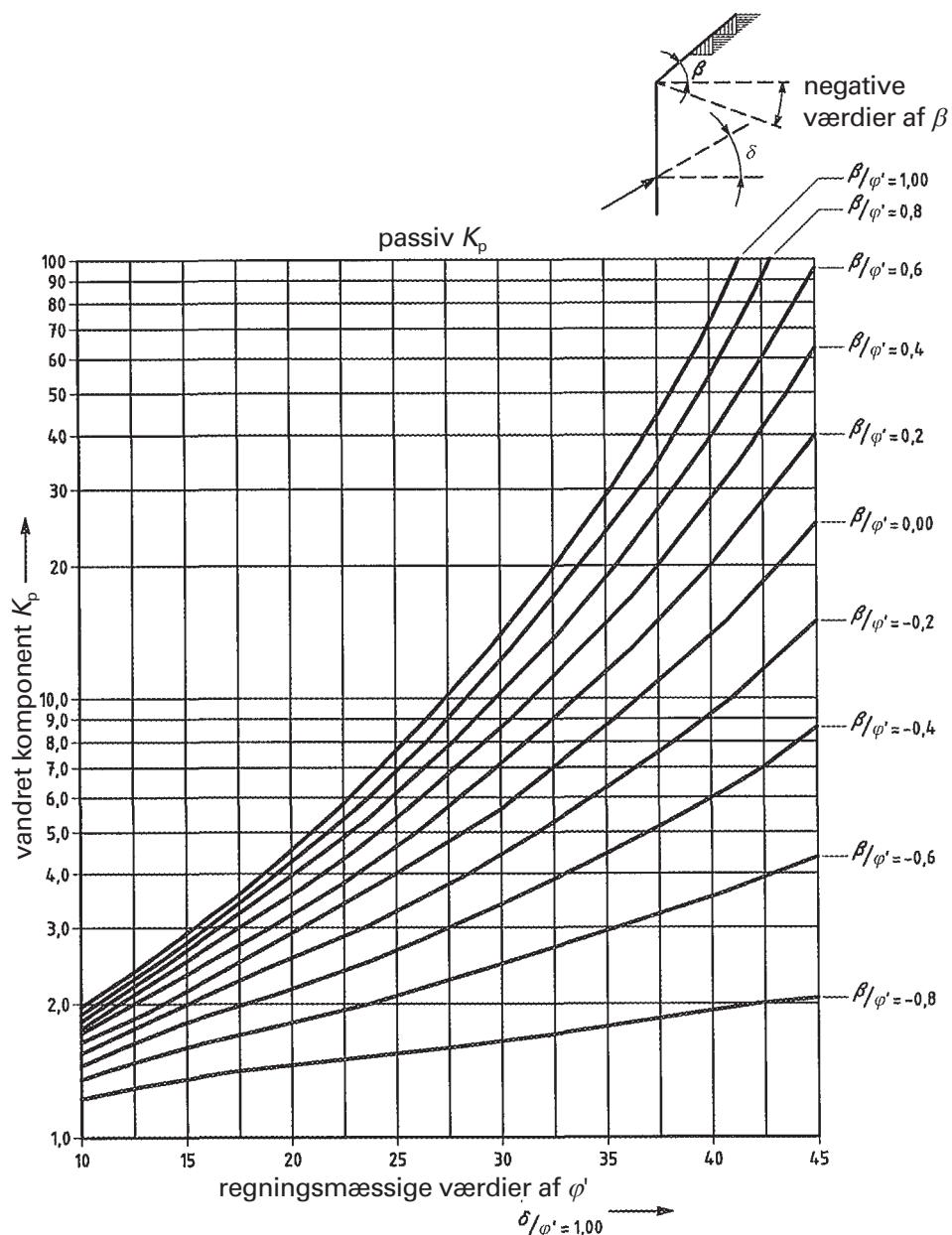
Figure C.2.3 — Coefficients K_p of passive earth pressure: with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 0,66$)



**Figur C.2.3 — Koefficienter K_p for passivt jordtryk: for hældende jordoverflade bag væg
($\delta/\varphi' = 0,66$)**



**Figure C.2.4 — Coefficients K_p of passive earth pressure: with inclined retained surface
($\delta/\varphi' = 1$)**



Figur C.2.4 – Koefficienter K_p for passivt jordtryk: for hældende jordoverflade bag væg ($\delta/\phi' = 1$)

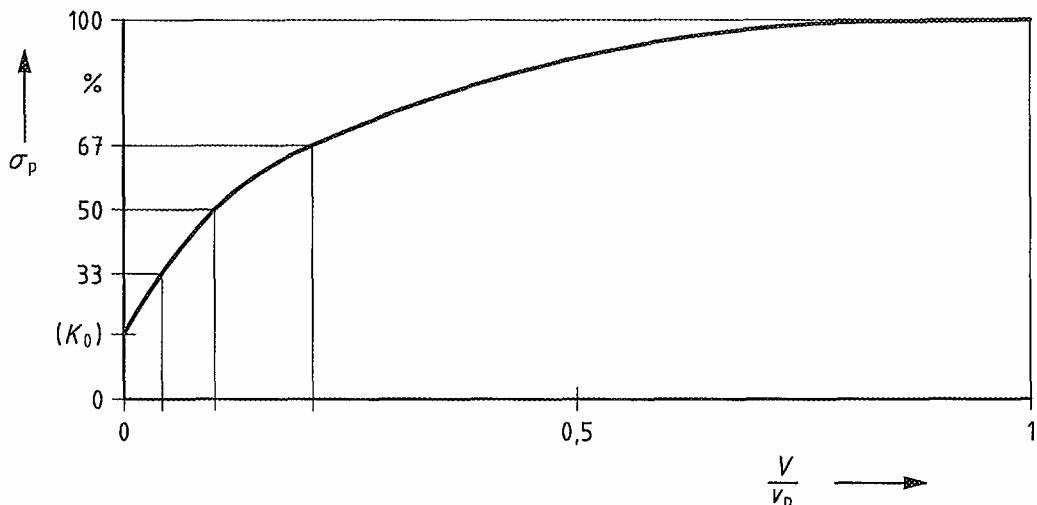


Figure C.3 — Mobilisation of passive earth pressure of non-cohesive soil versus normalised wall displacement v/v_p
 (v_p : displacement for the full mobilisation of passive earth pressure)

C.2 Numerical procedure for obtaining passive pressures

- (1) The following procedure, which includes certain approximations on the safe side, may be used in all cases.
- (2) The procedure is stated for passive pressures with the strength parameters (represented in the following by φ , c , δ , a) inserted as positive values, see Figure C.4.
- (3) The following symbols are used in addition to those in 1.6.

K_c coefficient for cohesion

K_n coefficient for normal loading on the surface

K_q coefficient for vertical loading

K_γ coefficient for the soil weight

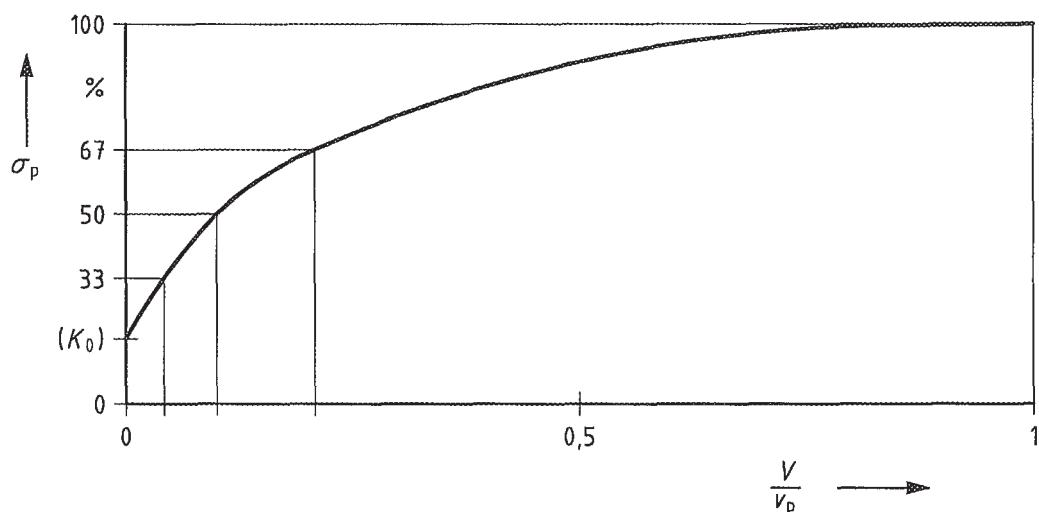
m_t is the angle from the soil surface direction, pointing away from the wall, to the tangent direction of the intersecting slip line that bounds the moving soil mass, pointing out from the soil surface

m_w is the angle from the wall normal to the tangent direction at the wall of the exterior slip line, positive when the tangent points upwards behind the wall

β is the angle from the horizontal to the soil surface direction, positive when the soil surface rises away from the wall

θ is the angle between the vertical and the wall direction, positive when the soil overhangs the wall.

ν is the tangent rotation along the exterior slip line, positive when the soil mass above this slip line is of a convex shape



Figur C.3 — Mobilisering af passivt jordtryk for friktionsjord versus normaliseret vægdeformation v/v_p (v_p : deformation ved fuld mobilisering af passivt jordtryk)

C.2 Numerisk procedure til bestemmelse af at opnå passivt jordtryk

- (1) Følgende procedure, der indeholder nogle tilnærmelser på den sikre side, kan benyttes i alle tilfælde.
- (2) Proceduren er angivet for passivt tryk med styrkeparametrene (i det følgende repræsenteret ved φ, c, δ, a) indsat som positive værdier efter figur C.4.
- (3) Følgende symboler benyttes ud over de i 1.6 anførte.

K_c	koefficient for kohæsion
K_n	koefficient for normallast på overfladen
K_q	koefficient for lodret last
K_γ	koefficient for jordens vægt
m_t	er vinklen fra jordoverfladen, rettet bort fra væggen, til tangentretningen for yderste brudlinje, rettet bort fra jordoverfladen
m_w	er vinklen fra vægnormal til tangentretning for yderste brudlinje ved væg, positiv, når tangenten peger opad bag væggen
β	er vinklen fra vandret til jordens overfladeretning, positiv, når jordoverfladen er stigende bort fra væggen
θ	er vinklen mellem lodret og væggens retning, positiv, når væggen har overhæng
v	er tangentrotation langs yderste brudlinje, positiv, når jordmassen over denne brudlinje har konveks form

q is a general uniform surcharge pressure, per area unit of the actual surface

p is a vertical uniform surcharge pressure, per area unit in a horizontal projection

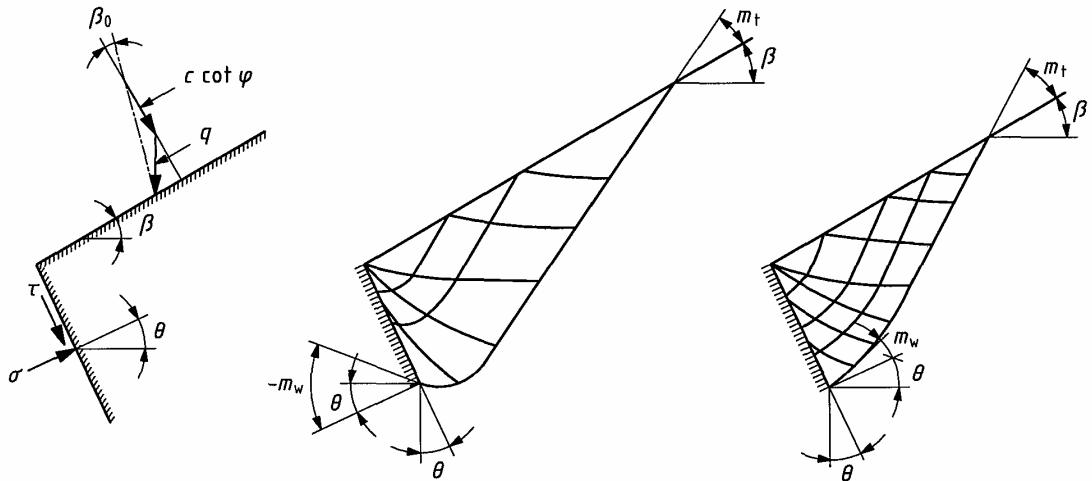


Figure C.4 — Definitions concerning wall and backfill inclination, surcharges and slipline geometry

(4) The interface parameters δ and a must be chosen so that:

$$\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi}$$

(5) The boundary condition at the soil surface involves β_0 , which is the angle of incidence of an equivalent surface load. With this concept the angle is defined from the vectorial sum of two terms:

- the actual distributed surface loading q , per unit of surface area, uniform but not necessarily vertical, and;
- $c \cot \varphi$ acting as normal load.

The angle β_0 is positive when the tangential component of q points toward the wall while the normal component is directed toward the soil. If $c = 0$ while the surface load is vertical or zero, and for active pressures generally, $\beta_0 = \beta$.

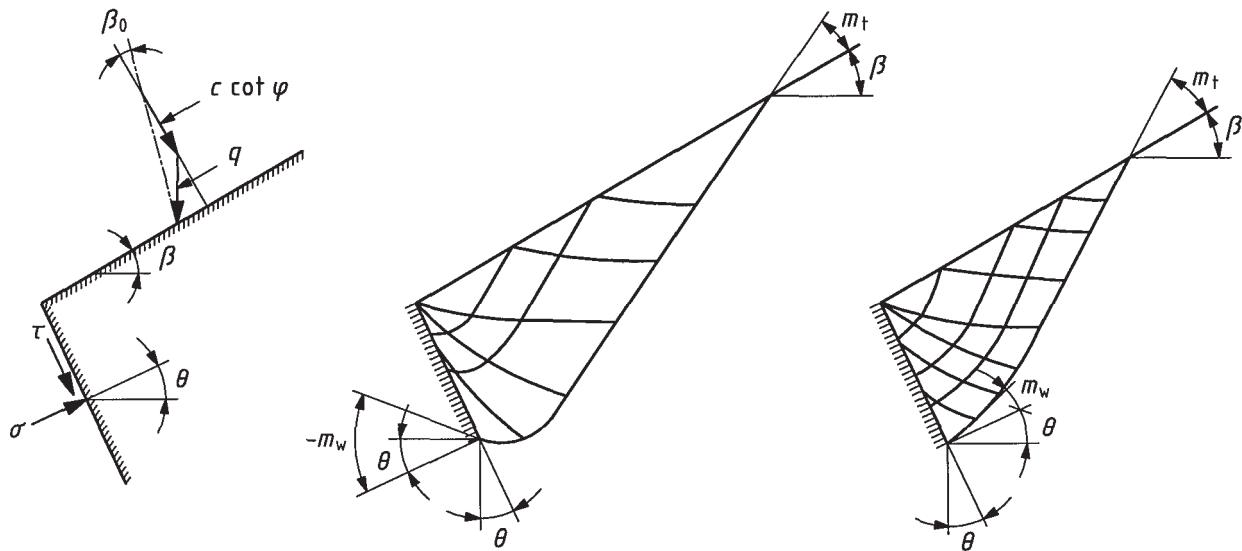
(6) The angle m_t is determined by the boundary condition at the soil surface:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad (\text{C.3})$$

(7) The boundary condition at the wall determines m_w by:

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (\text{C.4})$$

- q er en generel, ensformig fordelt overfladelast pr. arealenhed på den faktiske overflade
 p er en lodret, ensformig fordelt overfladelast pr. arealenhed i vandret projektion.



Figur C.4 – Definitioner vedrørende hældning af væg og bagfyld, overfladelaster og brudlinjegeometri

(4) Interfaceparametrene δ og a skal vælges, således at:

$$\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi}$$

(5) Grænsebetingelsen ved jordens overflade omfatter β_0 , der er indfaldsvinklen for en ækvivalent overfladelast. Med dette begreb defineres vinklen ud fra vektorsummen af to led:

- den faktiske fordelte overfladelast q , pr. overfladeareal, konstant, men ikke nødvendigvis lodret
- $c \cot \varphi$ virkende som normallast.

Vinklen β_0 er positiv, når tangentkomposanten q er rettet mod væggen, mens normalkomposanten er rettet mod jorden. Hvis $c = 0$, mens overfladelasten er lodret eller nul, og for aktivt tryk generelt, er $\beta_0 = \beta$.

(6) Vinklen m_t er bestemt af grænsebetingelsen ved jordoverfladen:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad (C.3)$$

(7) Grænsebetingelsen ved væggen bestemmer m_w ved:

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = -\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (C.4)$$

The angle m_w is negative for passive pressures ($\varphi > 0$) if the ratio $\sin \delta / \sin \varphi$ is sufficiently large.

(8) The total tangent rotation along the exterior slip line of the moving soil mass, is determined by the angle v to be computed by the expression:

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (\text{C.5})$$

(9) The coefficient K_n for normal loading on the surface (i.e. the normal earth pressure on the wall from a unit pressure normal to the surface) is then determined by the following expression in which v is to be inserted in radians:

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2v \tan \varphi) \quad (\text{C.6})$$

(10) The coefficient for a vertical loading on the surface force per unit of horizontal area projection, is:

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad (\text{C.7})$$

and the coefficient for the cohesion term is:

$$K_c = (K_n - 1) \cot \varphi \quad (\text{C.8})$$

(11) For the soil weight an approximate expression is:

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta) \quad (\text{C.9})$$

This expression is on the safe side. While the error is unimportant for active pressures it may be considerable for passive pressures with positive values of β .

For $\varphi = 0$ the following limit values are found:

$$\cos 2m_t = -\frac{p}{c} \sin \beta \cos \beta;$$

$$\cos 2m_w = \frac{a}{c};$$

$$K_q = \cos^2 \beta;$$

$$K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w;$$

(with v in radians), while for K_γ ($\varphi = 0$), a better approximation is:

$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t} \quad (\text{C.10})$$

Vinklen m_w er negativ for passive tryk ($\varphi > 0$), hvis forholdet $\sin \beta / \sin \varphi$ er tilstrækkeligt stort.

(8) Den totale tangentrotation langs den yderste brudlinje for den bevægende jordmasse bestemmes af vinklen v beregnet ved udtrykket:

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (C.5)$$

(9) Koefficienten K_n for normallast på overfladen (dvs. det vinkelrette jordtryk på væggen for et enhedstryk vinkelret på overfladen) bestemmes herefter ved hjælp af følgende udtryk, hvor v skal indsættes i radianer:

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2v \tan \varphi) \quad (C.6)$$

(10) Koefficienten for lodret overfladelast, kraft pr. projiceret vandret arealenhed er:

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad (C.7)$$

og koefficienten for kohæsionsleddet er:

$$K_c = (K_n - 1) \cot \varphi \quad (C.8)$$

(11) For bidraget fra jordens egenvægt fås tilnærmet:

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta) \quad (C.9)$$

Dette udtryk er på den sikre side. Mens fejlen ikke har betydning for aktive tryk, kan den være betydelig for passive tryk med positive værdier af β .

For $\varphi = 0$ er fundet følgende grænseværdier:

$$\cos 2m_t = -\frac{p}{c} \sin \beta \cos \beta$$

$$\cos 2m_w = -\frac{a}{c}$$

$$K_q = \cos^2 \beta$$

$$K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w$$

(med v i radianer), mens der for K_γ ($\varphi = 0$), findes en bedre tilnærmelse:

$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t} \quad (C.10)$$

(12) For active pressures the same algorithm is used, with the following changes:

- The strength parameters ϕ , c , δ and a are inserted as negative values;
- The value of the angle of incidence of the equivalent surface load β_0 is β , mainly because of the approximations used for K_γ .

(13) Both for passive and active pressures, the procedure assumes the angle of convexity to be positive ($\nu \geq 0$).

(14) If this condition is not (even approximately) fulfilled, e.g. for a smooth wall and a sufficiently sloping soil surface when β and ϕ have opposite signs, it may be necessary to consider using other methods. This may also be the case when irregular surface loads are considered.

C.3 Movements to mobilise limit earth pressures

(1) The movement needed for development of an active limit state in non-cohesive soil behind a vertical wall retaining horizontal ground should be considered. The magnitude of this movement depends on the kind of wall movement and the density of the soil. Table C.1 gives the order of magnitude of the ratio v_a/h .

(12) For aktive jordtryk benyttes samme algoritme med følgende ændringer:

- styrkeparametrene φ , c , δ og a indsættes som negative værdier
- værdien af indfaldsvinklen for den ækvivalente overfladelast β_0 er β , hovedsagelig på grund af tilnærmelserne benyttet for K_y .

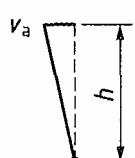
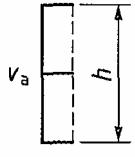
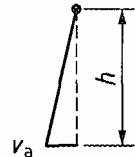
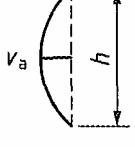
(13) Både for passive og aktive jordtryk forudsætter proceduren, at den konvekse vinkel er positiv ($\nu \geq 0$).

(14) Hvis denne betingelse ikke (end ikke tilnærmet) er opfyldt, fx for en glat væg og en tilstrækkeligt skrånende overflade, når β og φ har modsat fortegn, kan det være nødvendigt at overveje brugen af andre metoder. Dette kan også være tilfældet, når uregelmæssige overfladelaster tages i betragtning.

C.3 Bevægelser til mobilisering af jordtryk i grænsetilstanden

(1) Den bevægelse, der kræves for udvikling af en aktiv grænsetilstand i friktionsjord bag en lodret væg, der støtter en vandret jordoverflade, bør tages i betragtning. Størrelsen af denne bevægelse afhænger af typen af bevægelse af væggen og jordens densitet. I tabel C.1 er anført størrelsесordenen af forholdet v_a/h .

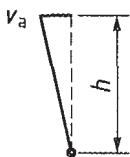
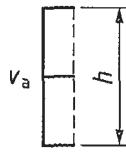
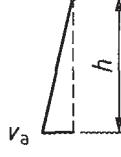
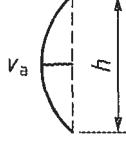
Table C.1 — Ratios v_a/h

Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where:			
v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall			

(2) Account should be taken of the fact that movement needed for development of a passive limit state earth pressure in non-cohesive soil behind a vertical wall retaining horizontal ground is much larger than for the active limit state earth pressure. Table C.2 gives the order of magnitude of the ratio v_p/h for the full passive earth pressure and, in brackets, for half of the limit value.

(3) The movement ratios in Table C.2 should be increased by a factor of 1,5 to 2,0 if ground below the water table is considered.

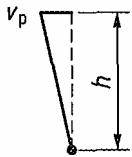
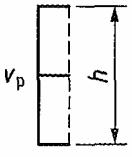
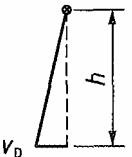
Tabel C.1 – Forhold v_a/h

Type af bevægelse af væg		v_a/h løs jord %	v_a/h fast jord %
a)		0,4 til 0,5	0,1 til 0,2
b)		0,2	0,05 til 0,1
c)		0,8 til 1,0	0,2 til 0,5
d)		0,4 til 0,5	0,1 til 0,2
hvor:			
v_a er væggens bevægelse for at mobilisere aktivt jordtryk			
h er væggens højde.			

(2) Der skal tages hensyn til, at bevægelsen, der kræves til udvikling af jordtryk i passiv grænsetilstand i friktionsjord bag en lodret væg, der støtter en vandret jordoverflade, er meget større end for jordtryk i aktiv grænsetilstand. I tabel C.2 er angivet størrelsesordenen for forholdet v_p/h for fuldt passivt jordtryk og, i parentes, for halvdelen af grænseværdien.

(3) Bevægelsesforholdene i tabel C.2 bør øges med en faktor 1,5 til 2,0, hvis der er tale om jordoverflader under grundvandsspejlet.

Table C.2 — Ratios v_p/h

Kind of wall movement		v_p/h loose soil %	v_p/h dense soil %
a)		7 (1,5) to 25 (4,0)	5 (1,1) to 10 (2,0)
b)		5 (0,9) to 10 (1,5)	3 (0,5) to 6 (1,0)
c)		6 (1,0) to 15 (1,5)	5 (0,5) to 6 (1,3)
where:			
v_p is the wall motion to mobilise passive earth pressure			
h is the height of the wall			

Tabel C.2 — Forhold v_p/h

Type af bevægelse af væg	v_p/h løs jord %	v_p/h fast jord %
a)	7 (1,5) til 25 (4,0)	5 (1,1) til 10 (2,0)
b)	5 (0,9) til 10 (1,5)	3 (0,5) til 6 (1,0)
c)	6 (1,0) til 15 (1,5)	5 (0,5) til 6 (1,3)
hvor:		
v_p er væggens bevægelse for at mobilisere passivt jordtryk		
h er væggens højde.		

Annex D (informative)

A sample analytical method for bearing resistance calculation

D.1 Symbols used in Annex D

(1) The following symbols are used in Annex D.

$A' = B' \times L'$ the design effective foundation area

b the design values of the factors for the inclination of the base, with subscripts c, q and γ

B the foundation width

B' the effective foundation width

D the embedment depth

e the eccentricity of the resultant action, with subscripts B and L

i the inclination factors of the load, with subscripts cohesion c, surcharge q and weight density γ

L the foundation length

L' the effective foundation length

m exponent in formulas for the inclination factor i

N the bearing capacity factors, with subscripts for c, q and γ

q overburden or surcharge pressure at the level of the foundation base

q' the design effective overburden pressure at the level of the foundation base

s the shape factors of the foundation base, with subscripts for c, q and γ

V the vertical load

α the inclination of the foundation base to the horizontal

γ' the design effective weight density of the soil below the foundation level

θ direction angle of H

(2) The notations used in this method are given in Figure D.1.

D.2 General

(1) Approximate equations for the design vertical bearing resistance, derived from plasticity theory and experimental results, may be used. Allowance should be made for the effects of the following:

- the strength of the ground, generally represented by the design values of c_u , c' and ϕ' ;

Anneks D

(informativt)

Eksempel på analytisk metode til bæreevneberegning

D.1 Symboler benyttet i anneks D

(1) Følgende symboler er benyttet i anneks D.

$A' = B' \times L'$	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
D	funderingsdybden
e	excentriciteten af kraftresultanten, med indekserne B og L
i	lastens hældningsfaktorer, med indekserne kohæsion c , overfladelast q og rumvægt γ
L	fundamentslængde
L'	den effektive fundamentslængde
m	ekspONENT i formler for hældningsfaktoren i
N	bæreevnefaktorer, med indekser for c , q og γ
q	overlejringstryk eller overfladelast i niveau med fundamentets underkant
q'	den regningsmæssige effektive overfladelast i niveau med fundamentets underkant
s	formfaktorer for fundamentsarealet, med indekser for c , q og γ
V	den lodrette last
α	hældningen af fundamentsunderkanten med vandret
γ'	den regningsmæssige effektive rumvægt af jorden under fundamentsniveau
θ	retning af vinklen H

(2) Den benyttede notation i denne metode er vist i figur D.1.

D.2 Generelt

(1) Tilnærmede ligninger for den regningsmæssige lodrette bæreevne udledt af plasticitetsteorien og eksperimentelle resultater kan benyttes. Der bør tages hensyn til virkningerne af følgende:

- jordens styrke, generelt repræsenteret ved de regningsmæssige værdier af c_u , c' og φ'

- eccentricity and inclination of design loads;
- the shape, depth and inclination of the foundation;
- the inclination of the ground surface;
- ground-water pressures and hydraulic gradients;
- the variability of the ground, especially layering.

D.3 Undrained conditions

(1) The design bearing resistance may be calculated from:

$$R/A' = (\pi+2) c_u b_c s_c i_c + q \quad (D.1)$$

with the dimensionless factors for:

- the inclination of the foundation base: $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$;
- the shape of the foundation:
 $s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$, for a rectangular shape;
 $s_c = 1,2$, for a square or circular shape.
- the inclination of the load, caused by a horizontal load H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$$

with $H \leq A' c_u$.

D.4 Drained conditions

(1) The design bearing resistance may be calculated from:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

with the design values of dimensionless factors for:

- the bearing resistance:
 $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 (45 + \varphi'/2)$
 $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$
 $N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$, where $\delta \geq \varphi'/2$ (rough base)
- the inclination of the foundation base:
 $b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$
 $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$
- the shape of foundation:
 $s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi'$, for a rectangular shape;
 $s_q = 1 + \sin \varphi'$, for a square or circular shape;
- $s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$, for a rectangular shape;
 $s_\gamma = 0,7$, for a square or circular shape

- excentricitet og af hældning af regningsmæssige laster
- formen, dybden og hældningen af fundamentet
- jordoverfladens hældning
- vandtryk og hydrauliske gradienter
- jordens uensartethed, især lagdeling.

D.3 Udrænede forhold

(1) Den regningsmæssige bæreevne beregnes ved hjælp af:

$$R/A' = (\pi+2) c_u b_c s_c i_c + q \quad (D.1)$$

med de dimensionsløse faktorer for:

- hældningen af fundamentsunderkanten: $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi+2)$
- formen af fundamentet:
 - $s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$, for en rektangulær form
 - $s_c = 1,2$, for en kvadratisk eller cirkulær form.
- lastens hældning på grund af en vandret last H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$$

hvor $H \leq A' c_u$.

D.4 Drænede forhold

(1) Den regningsmæssige bæreevne kan beregnes ved hjælp af:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

Med de regningsmæssige værdier for dimensionsløse faktorer for:

- bæreevnen:
 - $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 (45 + \varphi'/2)$
 - $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$
 - $N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$, hvor $\delta \geq \varphi'/2$ (ru underlag)
- hældningen af fundamentsunderkanten:
 - $b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$
 - $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$
- formen af fundamentet:
 - $s_q = 1 + (B'/L')$ sin φ' , for en rektangulær form
 - $s_q = 1 + \sin \varphi'$, for en kvadratisk eller cirkulær form
- $s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$, for en rektangulær form
- $s_\gamma = 0,7$, for en kvadratisk eller cirkulær form

— $s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ for rectangular, square or circular shape;

— the inclination of the load, caused by a horizontal load H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi');$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c \cot \phi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c \cot \phi')]^{m+1}.$$

where:

$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')]$ when H acts in the direction of B' ;

$m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$ when H acts in the direction of L' .

In cases where the horizontal load component acts in a direction forming an angle θ with the direction of L' , m may be calculated by:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta.$$

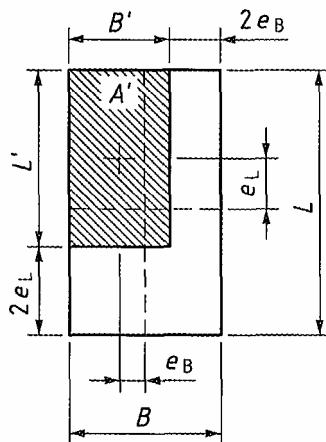
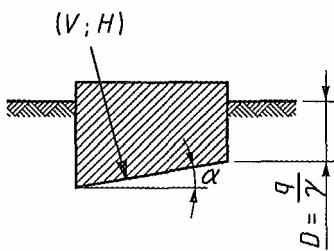


Figure D.1 — Notations

- $s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ for en rektangulær, kvadratisk eller cirkulær form
 - hældningen af lasten på grund af en vandret last H :
$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

$$i_q = [1 - H / (V + A'c' \cot \varphi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1}$$

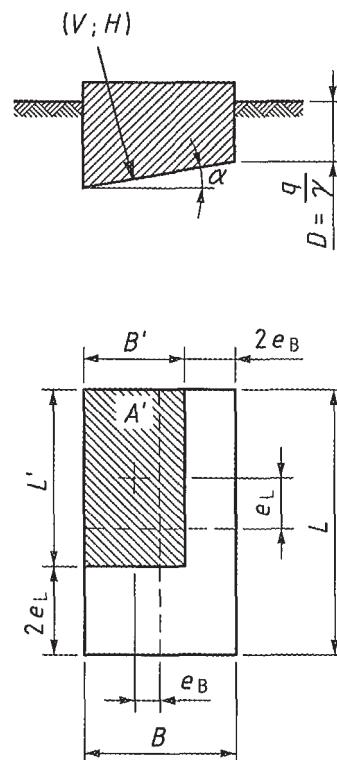
hvor:

$$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] \text{ når } H \text{ virker i retningen } B'$$

$m = m_l = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')] \text{ når } H \text{ virker i retningen } L'$.

I tilfælde, hvor den vandrette lastkomposant virker i en retning, der danner vinkelen θ med retningen af L' , kan m beregnes ved hjælp af:

$$m = m_\theta = m_{\parallel} \cos^2 \theta + m_{\perp} \sin^2 \theta.$$



Figur D.1 – Notation

Annex E (informative)

A sample semi-empirical method for bearing resistance estimation

(1) To estimate the design bearing resistance of a foundation on soil, field tests such as the pressuremeter test may be used.

(2) When using the pressuremeter, the design bearing resistance, R_d , of a foundation subjected to a vertical load is related to the limit pressure of the soil by the linear function:

$$R_d / A' = \sigma_{v;0} + k p_{le}^* \quad (\text{E.1})$$

where:

k is the bearing resistance factor

$\sigma_{v;0}$ is the initial total vertical stress

p_{le}^* is the design net equivalent limit pressure (from the pressuremeter test)

and the other symbols defined in 1.6.

(3) Numerical values of the bearing resistance factor k are in the range of 0,8 to 3,0 depending on the type of soil, the embedment depth and the shape of the foundation.

(4) The design net equivalent limit pressure (p_{le}^*) is derived from the net limit pressure (p^*), which is defined for a pressuremeter test as the difference ($p_l - p_0$) between the limit pressure p_l and the at rest horizontal earth pressure p_0 at the level of the test; p_0 may be determined, from an estimate of the at rest earth pressure coefficient K_0 and from the values of the effective overburden pressure q' and the pore-water pressure u , as $p_0 = K_0 q' + u$.

Anneks E (informativt)

Eksempel på halv-empirisk metode til vurdering af bæreevne

(1) For at vurdere den regningsmæssige bæreevne af et fundament på jord kan markforsøg som fx pressiometerforsøg benyttes.

(2) Ved brug af pressiometer er den regningsmæssige bæreevne R_d af et fundament påvirket af lodret last relateret til grænsetrykket for jorden ved den lineære funktion:

$$R_d / A' = \sigma_{v;0} + k p^*_{le} \quad (E.1)$$

hvor:

k er bæreevnefaktoren

$\sigma_{v;0}$ er den initiale, totale lodrette spænding

p^*_{le} er det regningsmæssige ækvivalente nettogrænsetryk (fra pressiometerforsøget)

og hvor de andre symboler er defineret i 1.6.

(3) Numeriske værdier af bæreevnefaktoren k er mellem 0,8 og 3,0 afhængigt af jordtype, funderingsdybde og formen af fundamentet.

(4) Det regningsmæssige ækvivalente nettogrænsetryk (p^*_{le}) er udledt af nettogrænsetrykket (p^*_{l}), der er defineret som forskellen ($p_l - p_0$) mellem grænsetrykket p_l og det vandrette hviletryk p_0 i det pågældende niveau; p_0 kan bestemmes ud fra et skøn over hviletrykskoefficienten K_0 og fra værdier af den effektive spænding q' samt porevandstrykket u , som $p_0 = K_0 q' + u$.

Annex F
 (informative)
Sample methods for settlement evaluation

F.1 Stress-strain method

- (1) The total settlement of a foundation on cohesive or non-cohesive soil may be evaluated using the stress-strain calculation method as follows:
- computing the stress distribution in the ground due to the loading from the foundation; this may be derived on the basis of elasticity theory, generally assuming homogeneous isotropic soil and a linear distribution of bearing pressure;
 - computing the strain in the ground from the stresses using stiffness moduli values or other stress-strain relationships determined from laboratory tests (preferably calibrated against field tests), or field tests;
 - integrating the vertical strains to find the settlements; to use the stress-strain method a sufficient number of points within the ground beneath the foundation should be selected and the stresses and strains computed at these points.

F.2 Adjusted elasticity method

- (1) The total settlement of a foundation on cohesive or non-cohesive soil may be evaluated using elasticity theory and an equation of the form:

$$s = p \times b \times f / E_m \quad (\text{F.1})$$

where:

E_m is the design value of the modulus of elasticity

f is the settlement coefficient

p is the bearing pressure, linearly distributed on the base of the foundation

and the other symbols defined in 1.6

- (2) The value of the settlement coefficient f depends on the shape and dimensions of the foundation area, the variation of stiffness with depth, the thickness of the compressible formation, Poisson's ratio, the distribution of the bearing pressure and the point for which the settlement is calculated.

- (3) If no useful settlement results, measured on neighbouring similar structures in similar conditions are available, the design drained modulus E_m of the deforming stratum for drained conditions may be estimated from the results of laboratory or in-situ tests.

- (4) The adjusted elasticity method should only be used if the stresses in the ground are such that no significant yielding occurs and if the stress-strain behaviour of the ground may be considered to be linear. Great caution is required when using the adjusted elasticity method in the case of non-homogeneous ground.

F.3 Settlements without drainage

- (1) The short-term components of settlement of a foundation, which occur without drainage, may be evaluated using either the stress-strain method or the adjusted elasticity method. The values adopted for the stiffness parameters (such as E_m and Poisson's ratio) should in this case represent the undrained behaviour.

Anneks F

(informativt)

Eksempler på metoder til sætningsberegnning**F.1 Spændingstøjningsmetoden**

(1) Den totale sætning af et fundament på kohæsions- eller friktionsjord kan vurderes ved hjælp af spændingstøjningsmetoden som følger:

- beregning af spændingsfordelingen i jorden på grund af fundamentslasten; denne kan udledes fra elasticitetsteorien, idet der i almindelighed antages homogen, isotrop jord og lineær fordeling af fundamentstrykket
- beregning af tøjningskurven i jorden ud fra spændingerne ved brug af stivhedsmoduler eller andre karakteristika for arbejdskurven bestemt ud fra laboratorieforsøg (fortrinsvis kalibreret med markforsøg) eller markforsøg
- integration af de lodrette tøjninger for at finde sætningerene; for at benytte spændingstøjningsmetoden bør der vælges et tilstrækkeligt antal punkter i jorden under fundamentet, og spændingerne og tøjningerne beregnet i disse punkter.

F.2 Den tillempede elasticitetsmetode

(1) Den totale sætning af et fundament på kohæsions- eller friktionsjord kan vurderes ved brug af elasticitetsteorien samt en ligning af formen:

$$s = p \times b \times f / E_m \quad (\text{F1})$$

hvor:

E_m er den regningsmæssige værdi af elasticitetsmodulen

f er sætningskoefficienten

p er fundamentstrykket lineært fordelt over fundamentsfladen

og de andre symboler er defineret i 1.6.

(2) Værdien af sætningskoefficienten f afhænger af formen og dimensionerne af fundamentsarealet, variationen af stivheden med dybden, tykkelsen af det sætningsgivende lag, Poissons forhold, fordelingen af fundamentstrykket og af det punkt, hvor sætningen beregnes.

(3) Hvis der ikke fra nabokonstruktioner under lignende forhold foreligger brugbare resultater af sætningsmålinger, kan den regningsmæssige drænede modul E_m af det sætningsgivende lag under drænede forhold vurderes ud fra resultaterne af laboratorie- eller in situ-forsøg.

(4) Den tilpassede elasticitetsmetode bør kun anvendes, hvis spændingerne i jorden er således, at der ikke forekommer væsentlig flydning, og hvis jordens arbejdskurve kan antages at være lineær. Der kræves stor forsigtighed, når den tilpassede elasticitetsmetode anvendes i ikke-homogen jord.

F.3 Sætninger uden dræning

(1) Initialsætningerne for et fundament, der sker uden dræning, kan vurderes ved anvendelse af enten spændingstøjningsmetoden eller den tilpassede elasticitetsmetode. De anvendte værdier for deformationsparametre (som fx E_m og Poissons forhold) bør i dette tilfælde repræsentere den udrænede tilstand.

F.4 Settlements caused by consolidation

(1) To calculate the settlement caused by consolidation, a confined one-dimensional deformation of the soil may be assumed and the consolidation test curve is then used. Addition of settlements in the undrained and consolidation state often leads to an overestimate of the total settlement, and empirical corrections may be applied.

F.5 Time-settlement behaviour

(1) With cohesive soils the rate of consolidation settlement before the end of the primary consolidation may be estimated approximately using consolidation parameters obtained from a compression test. However, the rate of consolidation settlement should preferably be obtained using permeability values obtained from in-situ tests.

F.4 Sætninger på grund af konsolidering

(1) Ved beregning af sætning på grund af konsolidering kan endimensional deformation af jorden antages, og arbejdskurven fra konsolideringsforsøg derefter benyttes. En sammenlægning af initial- og konsolideringssætninger fører ofte til en overvurdering af den totale sætning, og empiriske korrektioner kan anvendes.

F.5 Sætningers tidsforløb

(1) I kohæsionsjord kan konsolideringens tidsforløb indtil slutningen af den primære konsolidering vurderes tilnærmet ved hjælp af konsolideringsparametre fundet ved konsolideringsforsøg. Imidlertid bør tidsforløbet af konsolideringssætningen fortrinsvis fastlægges ved brug af permeabilitetsværdier fundet ved in situ-forsøg.

Annex G
 (informative)

**A sample method for deriving presumed bearing resistance
 for spread foundations on rock**

(1) For weak and broken rocks with tight joints, including chalk with porosity less than 35 %, the presumed bearing resistance may be derived from figure G.1. This is based on the grouping given in Table G.1 with the assumption that the structure can tolerate settlements equal to 0,5 % of the foundation width. Values of presumed bearing resistance for other settlements may be derived by direct proportion. For weak and broken rocks with open or infilled joints, reduced values of presumed bearing pressure should be used.

Table G.1 — Grouping of weak and broken rocks

Group	Type of rock
1	Pure limestones and dolomites Carbonate sandstones of low porosity
2	Igneous Oolitic and marly limestones Well cemented sandstones Indurated carbonate mudstones Metamorphic rocks, including slates and schist (flat cleavage/foliation)
3	Very marly limestones Poorly cemented sandstones Slates and schists (steep cleavage/foliation)
4	Uncemented mudstones and shales

Anneks G

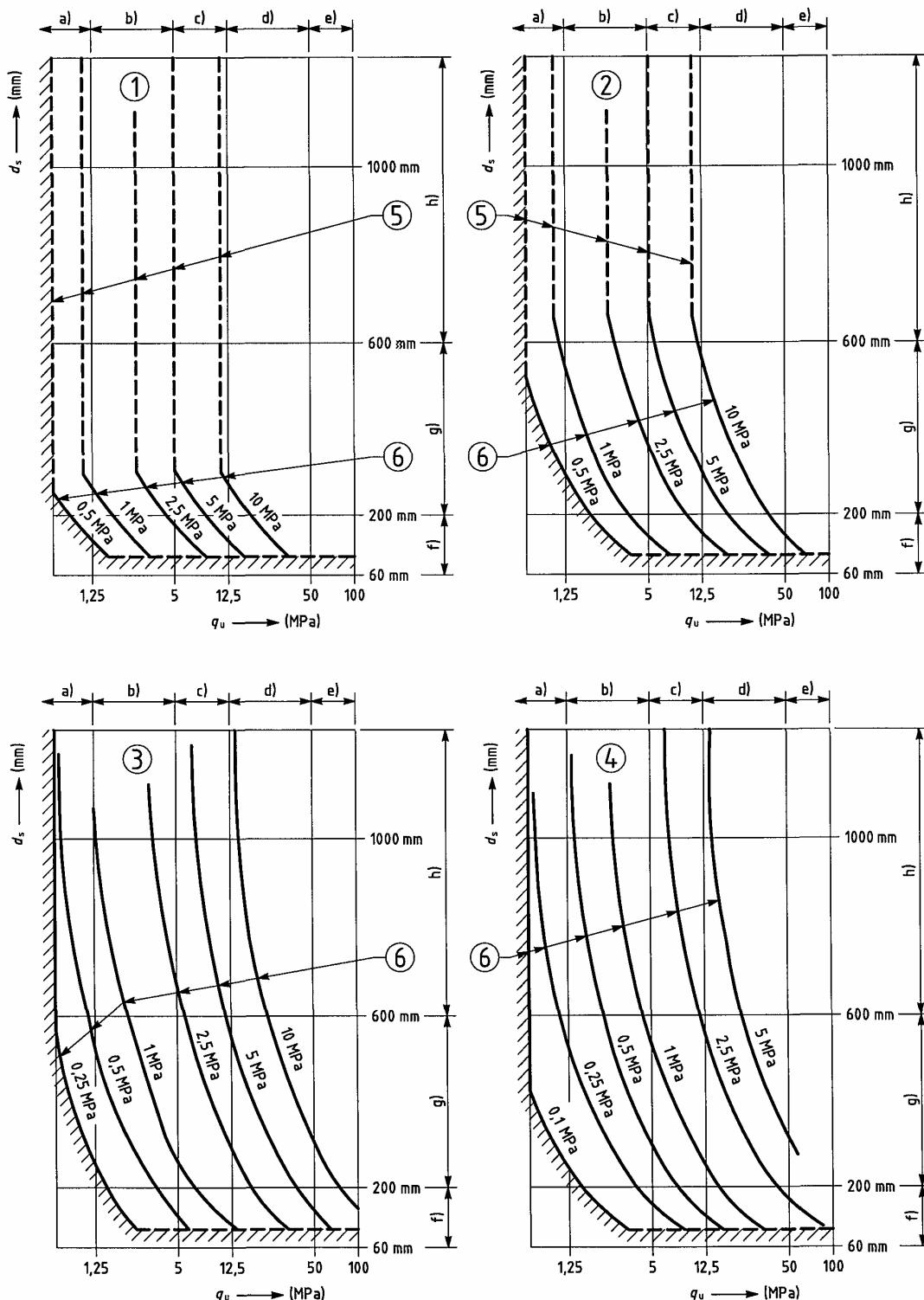
(informativt)

Eksempel på metode til bestemmelse af anslået bæreevne for fundamenter på fjeld

(1) For svagt og nedbrudt fjeld med lukkede sprækker, inklusive kridt med porøsitet under 35 %, kan den anslåede bæreevne udledes af figur G.1. Dette er baseret på grupperingen i tabel G.1 og forudsætter, at konstruktionen kan klare sætninger på op til 0,5 % af fundamentsbredden. Værdier af den anslåede bæreevne for andre sætninger kan udledes ved direkte proportionering. For svagt og nedbrudt fjeld med åbne eller opfyldte sprækker bør benyttes reducerede værdier af den anslåede bæreevne.

Tabel G.1 — Gruppering af svagt og nedbrudt fjeld

Gruppe	Fjeldtype
1	Rene kalksten og dolomitter Karbonatsandsten af lav porøsitet
2	Magmabjergarter Oolitiske kalksten og mergelholdige kalksten Stærkt cementerede kalksten Hærdnede karbonat lersten Metamorfiske bjergarter, inklusive skifer med horisontale spalteflader og foliation
3	Stærkt mergelholdige kalksten Svagt cementerede sandsten Skifer med skrål spalteflader og foliation
4	Ikke-cementerede lersten og lerskifer



Abscissa: q_u (MPa): uniaxial compressive strength Ordinate: d_s (mm) discontinuity spacing

1 Group 1 rocks, 2 Group 2 rocks, 3 Group 3 rocks, 4 Group 4 rocks,

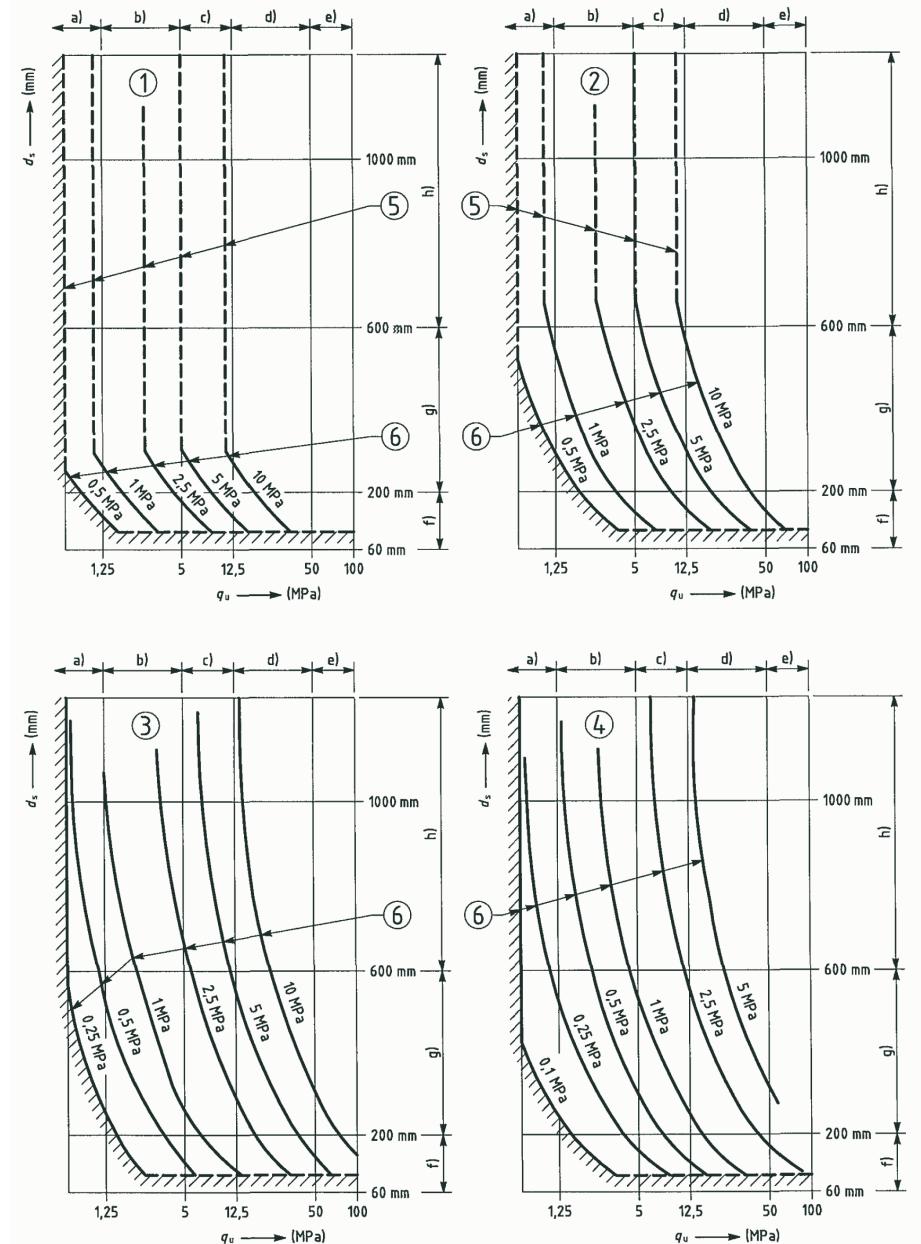
5 Allowable bearing pressure not to exceed uniaxial compressive strength of rock if joints are tight or 50 % of this value if joints are open,

6 Allowable bearing pressures: a) very weak rock, b) weak rock c) moderately weak rock
d) moderately strong rock, e) strong rock

Spacings: f) closely spaced discontinuities g) medium spaced discontinuities h) widely spaced discontinuities

For types of rock in each of four groups, see Table G.1. Presumed bearing resistance in hatched areas to be assessed after inspection and/or making tests on rock. (from BS 8004)

Figure G.1 — Presumed bearing resistance for square pad foundations bearing on rock (for settlements not exceeding 0,5 % of foundation width).



Abscisse: q_u (MPa): enakset trykstyrke Ordinat: d_s (mm) diskontinuitetsafstand

- 1 Gruppe 1 fjeld, 2 Gruppe 2 fjeld, 3 Gruppe 3 fjeld, 4 Gruppe 4 fjeld.
- 5 Tilladeligt fundamentstryk må ikke overstige den enaksede trykstyrke for fjeld, hvis sprækkerne er lukkede, eller 50 % af denne værdi, hvis sprækkerne er åbne.
- 6 Tilladeligt fundamentstryk: a) meget svagt fjeld, b) svagt fjeld c) moderat svagt fjeld
d) moderat stærkt fjeld, e) stærkt fjeld.

Afstande: f) diskontinuiteter med lille afstand g) diskontinuiteter med middelstor afstand h) diskontinuiteter med stor afstand.

For fjeldtyper i hver af de fire grupper, se tabel G.1. Den anslæde bæreevne i de skraverede områder skal vurderes efter inspektion og/eller forsøg med fjeldet (fra BS 8004).

**Figur G.1 — Anslæet bæreevne for kvadratiske søjlefundamenter, der hviler på fjeld
(for sætninger ikke over 0,5 % af fundamentsbredden)**

Annex H
(informative)
Limiting values of structural deformation and foundation movement

- (1) The components of foundation movement, which should be considered include settlement, relative (or differential) settlement, rotation, tilt, relative deflection, relative rotation, horizontal displacement and vibration amplitude. Definitions of some terms for foundation movement and deformation are given in figure H.1.
- (2) The maximum acceptable relative rotations for open framed structures, infilled frames and load bearing or continuous brick walls are unlikely to be the same but are likely to range from about 1/2000 to about 1/300, to prevent the occurrence of a serviceability limit state in the structure. A maximum relative rotation of 1/500 is acceptable for many structures. The relative rotation likely to cause an ultimate limit state is about 1/150.
- (3) The ratios given in (2) apply to a sagging mode, as illustrated in figure H.1. For a hogging mode (edge settling more than part between), the value should be halved.
- (4) For normal structures with isolated foundations, total settlements up to 50 mm are often acceptable. Larger settlements may be acceptable provided the relative rotations remain within acceptable limits and provided the total settlements do not cause problems with the services entering the structure, or cause tilting etc.
- (5) These guidelines concerning limiting settlements apply to normal, routine structures. They should not be applied to buildings or structures, which are out of the ordinary or for which the loading intensity is markedly non-uniform.

Anneks H

(informativt)

**Grænseværdier for deformation af konstruktion
samt fundamentsbevægelse**

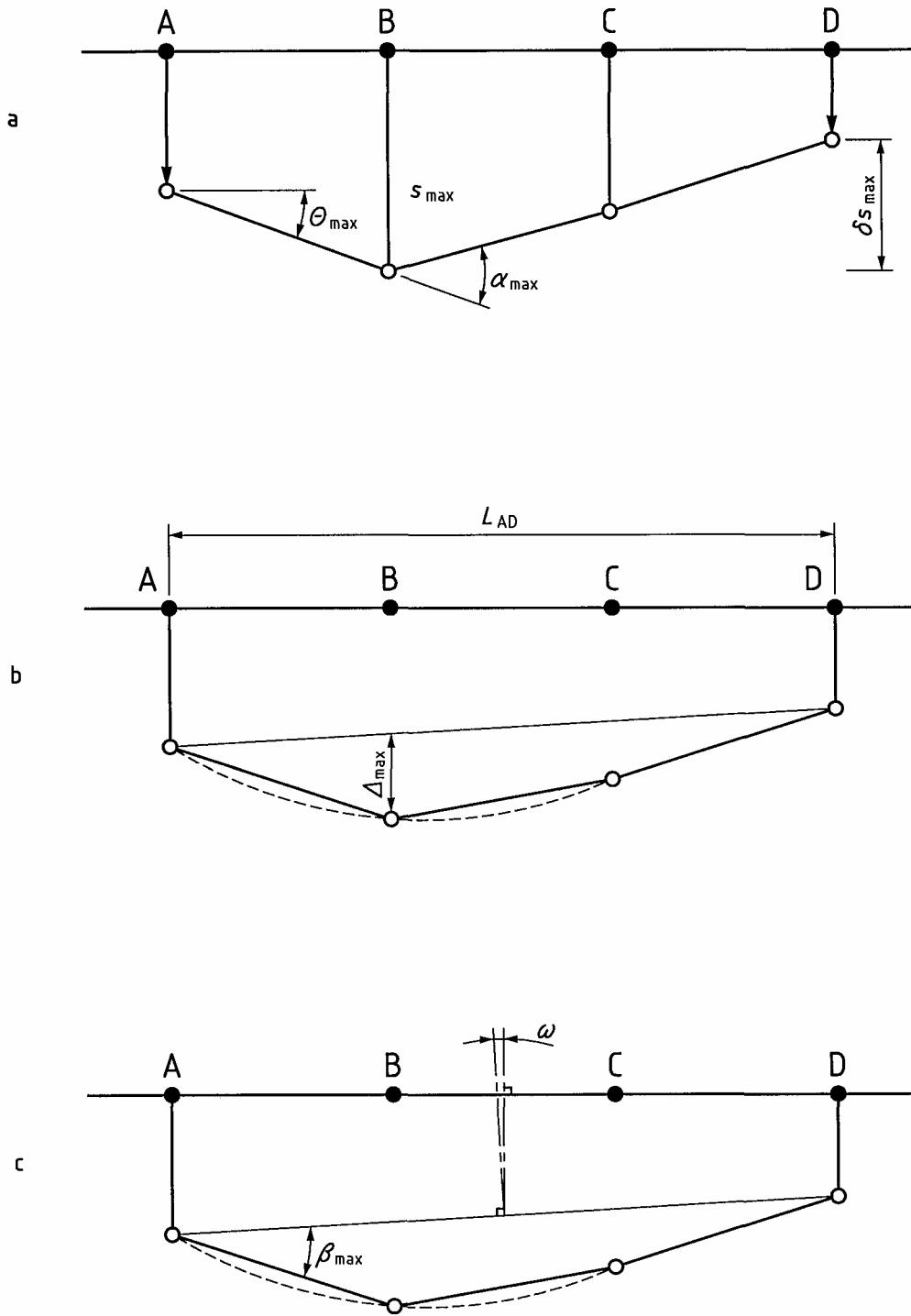
(1) De komponenter af fundamentsbevægelse, der skal tages i betragtning, omfatter sætning, relativ sætning (eller differenssætning), rotation, tipning, relativ udbøjning, relativ rotation, vandret flytning og svingningsamplitude. Definitioner af udtryk for fundamentsbevægelse og deformation er givet i figur H.1.

(2) Det er usandsynligt, at de maksimalt acceptable relative rotationer for åbne rammekonstruktioner, udfyldte rammer og bærende eller kontinuerte murstensvægge er lige store, men det er sandsynligt, at de findes i området 1/2000 til omkring 1/300 for at forhindre, at der opstår en grænsetilstand i konstruktionen. En maksimal relativ rotation på 1/500 er acceptabel i mange konstruktioner. Den relative rotation, der sandsynligvis vil føre til en brudgrænsetilstand, er omkring 1/150.

(3) Forholdene anført i (2) gælder for nedbøjning som vist i figur H.1. For relativ opbøjning (kantsætninger større end sætninger midt i konstruktionen) bør værdien halveres.

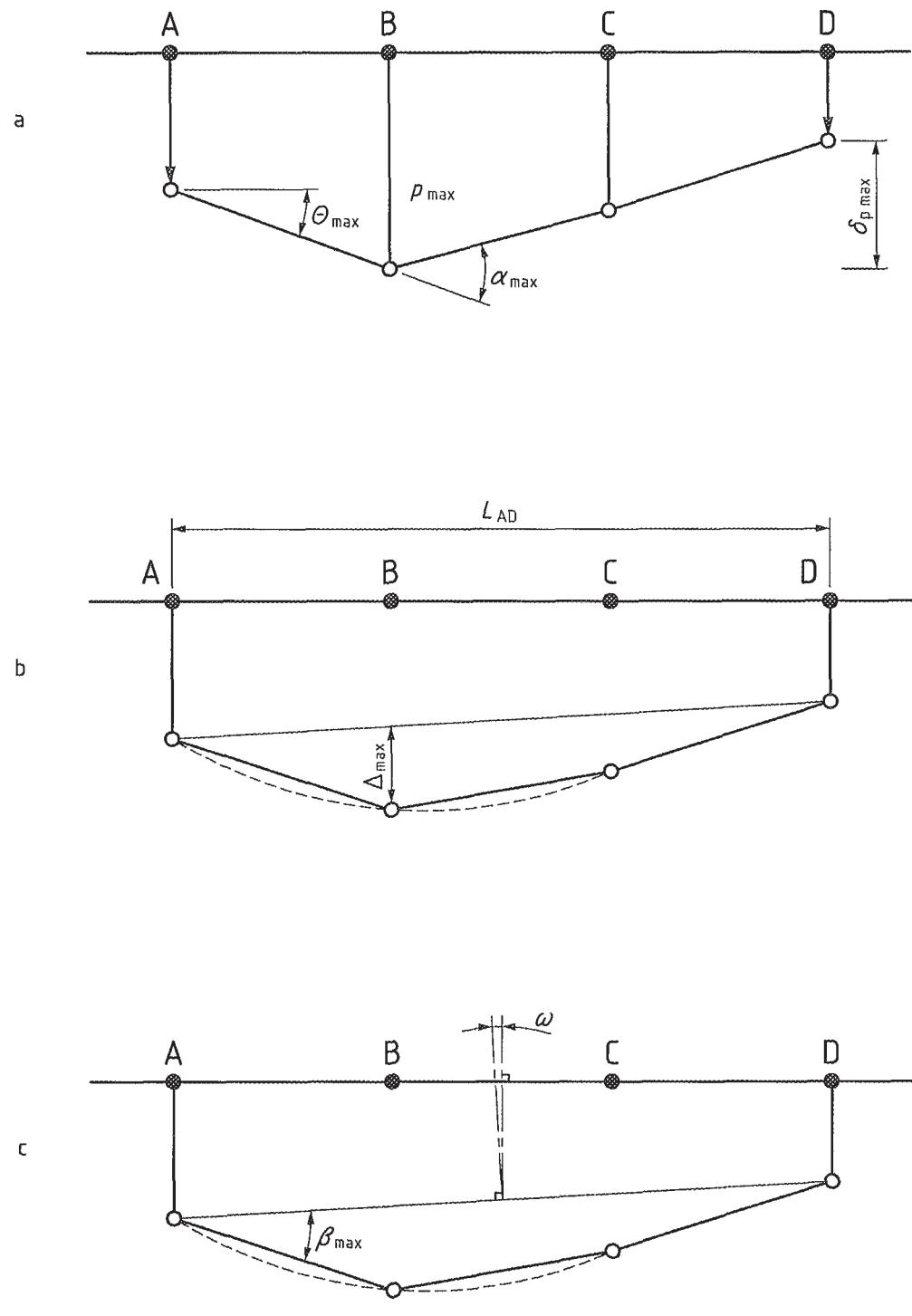
(4) For normale konstruktioner med enkeltstående fundamenter er totale sætninger på op til 50 mm ofte acceptable. Større sætninger kan være acceptable, hvis de relative rotationer holdes inden for acceptable grænser, og hvis de totale sætninger ikke volder problemer for installationer, der føres ind i bygningen, eller forårsager tipning etc.

(5) Disse retningslinjer for begrænsning af sætning gælder for normale, rutinemæssige konstruktioner. De bør ikke anvendes for bygninger eller konstruktioner, der er anderledes, eller hvor lastintensiteten er markant uensartet.



- definitions of settlement s , differential settlement δs , rotation θ and angular strain α
- definitions of relative deflection Δ and deflection ratio Δ/L
- definitions of tilt ω and relative rotation (angular distortion) β

Figure H.1 — Definitions of foundation movement



- definition af sætning s , differenssætning δs , rotation θ og vinkeltøjning α
- definition af relativ udbøjning Δ og udbøjningsforhold Δ/L
- definition af tipning ω og relativ rotation (vinkeldeformation) β

Figur H.1 — Definition af fundamentsbevægelse

Annex J
(informative)
Checklist for construction supervision and performance monitoring

J.1 General

(1) The list that follows contains the more important items that should be considered when supervising construction or monitoring the performance of the completed structure. The importance of the items will vary from project to project. The list is not exhaustive. Items that refer to specific aspects of geotechnical engineering or to specific types of works have been reported in the Sections of this standard.

J.2 Construction supervision

J.2.1 General items to be checked

- (1) Verification of ground conditions and of the location and general lay-out of the structure.
- (2) Ground-water flow and pore-water pressure regime; effects of dewatering operations on ground-water table; effectiveness of measures taken to control seepage inflow; internal erosion processes and piping; chemical composition of ground-water; corrosion potential.
- (3) Movements, yielding, stability of excavation walls and base; temporary support systems; effects on nearby buildings and utilities; measurement of soil pressures on retaining structures; measurement of pore-water pressure variations resulting from excavation or loading.
- (4) Safety of workmen with due consideration of geotechnical limit states.

J.2.2 Water flow and pore-water pressures

- (1) Adequacy of systems to ensure control of pore-water pressures in all aquifers where excess pressure could affect stability of slopes or base of excavation, including artesian pressures in an aquifer beneath the excavation; disposal of water from dewatering systems; depression of ground-water table throughout entire excavation to prevent boiling or quick conditions, piping and disturbance of formation by construction equipment; diversion and removal of rainfall or other surface water.
- (2) Efficient and effective operation of dewatering systems throughout the entire construction period, considering encrusting of well screens, silting of wells or sumps; wear in pumps; clogging of pumps.
- (3) Control of dewatering to avoid disturbance of adjoining structures or areas; observations of piezometric levels; effectiveness, operation and maintenance of water recharge systems, if installed.
- (4) Settlement of adjoining structures or areas.
- (5) Effectiveness of sub-horizontal borehole drains.

J.3 Performance monitoring

- (1) Settlement at established time intervals of buildings and other structures including those due to effects of vibrations on metastable soils.

Anneks J

(informativt)

Tjekliste for tilsyn med udførelsen og løbende kontrolmålinger**J.1 Generelt**

(1) Den følgende liste omfatter vigtige punkter, der bør tages i betragtning ved tilsyn med udførelsen og overvågning af den færdige konstruktions virkemåde. Vigtigheden af punkterne vil variere fra projekt til projekt. Listen er ikke udtømmende. Punkter, der henviser til specielle geotekniske områder eller specielle typer af arbejder, er omtalt i denne standards kapitler.

J.2 Tilsyn med udførelsen**J.2.1 Generelle punkter, der skal kontrolleres**

(1) Eftervisning af jordbundsforhold samt konstruktionens placering og generelle layout.

(2) Grundvandsstrømning og porevandstryk; effekten af drænforanstaltninger på grundvandsspejlet; effektiviteten af foranstaltninger til at kontrollere indstrømmende vand; erosion og piping, kemisk sammensætning af grundvand; korrosionspotentiale.

(3) Bevægelser, flydning, stabilitet af udgravingssider og -bund; midlertidige understøtningssystemer; virkninger på nærliggende bygninger og installationer; måling af jordtryk på støttekonstruktioner; måling af variationer af porevandstryk på grund af udgravning eller belastning.

(4) Arbejdernes sikkerhed under hensyntagen til geotekniske grænsetilstande.

J.2.2 Strømning og porevandstryk

(1) Systemets tilstrækkelighed til at sikre kontrol af porevandstryk i alle vandførende lag, hvor overtryk kunne påvirke stabiliteten af skrånninger eller udgravingens bund, inklusive artesisk tryk i et vandførende lag under udgravingen; bortskaffelse af vand fra drænsystemer; sænkning af grundvandsspejlet i hele udgravingen for at forhindre løftning eller kviksand, hydraulisk erosion og forstyrrelse af jordlag på grund af konstruktionsudstyr; afledning og fjernelse af regnvand eller andet overfladevand.

(2) Habil og effektiv betjening af afvandingssystemet i hele udførelsesperioden under hensyntagen til dannelse af belægninger i filtre, aflejring af silt i brønde eller sumpe; slitage af pumper; tilstopning af pumper.

(3) Kontrol af afvanding for at undgå forstyrrelse af tilgrænsende konstruktioner eller områder; observationer af trykniveauer; effektivitet, betjening og vedligeholdelse af reinfiltreringssystemer for vand, hvis sådanne er installeret.

(4) Sætning af tilgrænsende konstruktioner eller områder.

(5) Effektivitet af vandrette borede dræn.

J.3 Overvågning af virkemåde

(1) Sætning med fastlagte tidsintervaller for bygninger og andre konstruktioner, inklusive sætning på grund af vibrationer på struktursvag jord.

(2) Lateral displacement and distortions, especially those related to fills and stockpiles; soil supported structures, such as buildings or large tanks; deep trenches.

(3) Piezometric levels under buildings or in adjoining areas, especially if deep drainage or permanent dewatering systems are installed or if deep basements are constructed.

(4) Deflection or displacement of retaining structures considering: normal backfill loadings; effects of stockpiles; fills or other surface loadings; water pressures.

(5) Flow measurements from drains.

(6) Special problems:

- High temperature structures such as boilers, hot ducts: desiccation of clay or silt soils; monitoring of temperatures; movements;
- Low temperature structures, such as cryogenic installations or refrigerated areas: monitoring of temperature; ground freezing; frost heave; effects of subsequent thawing.

(7) Water tightness.

(8) Vibration measurements.

(2) Vandrette flytninger og drejninger især i forbindelse med opfyldninger og oplagring: konstruktioner understøttet af jord som fx bygninger eller store tanke; dybe render.

(3) Trykniveau under bygninger eller i tilgrænsende områder, især hvis dyb dræning eller permanente afvandings-systemer er installeret, eller hvis der er udført dybe kældre.

(4) Udbøjning eller flytning af støttekonstruktioner under hensyntagen til: normale bagfyldslaster; virkninger af op-lagret materiale, opfyldninger eller andre overfladelaster; vandtryk.

(5) Måling af strømmende vandmængder fra dræn.

(6) Særlige problemer:

- Konstruktioner med høje temperaturer som fx kedler, varmekanaler osv.; udørring af ler- eller siltjord; overvågning af temperatur; bevægelser.
- Konstruktioner med lave temperaturer som fx fryseanlæg eller nedkølede områder; temperatuровervågning; frysning af jord; frosthævning; virkninger af efterfølgende optøning.

(7) Vandtæthed.

(8) Vibrationsmålinger.