

53 vejl.

BILAGSBLAD TIL DS 415

1. UDG. APRIL 1965

3. OPL. MAJ 1975

VEJLEDNING

TIL

DANSK INGENIØRFORENING'S

NORMER FOR

BYGNINGSKONSTRUKTIONER

6. FUNDERING



TEKNISK FORLAG

INDHOLDSFORTEGNELSE

	Side
1 Indledning	5
5 Normal fremgangsmåde	5
5.1 Jordbundsundersøgelser	5
5.2 Beregningsforudsætninger	8
5.3 Jordtryk	11
5.4 Direkte fundering	13
5.5 Pælefundering	15
5.6 Stabilitet	19
5.7 Sikkerhedsfastlæggelse	20
5.9 Langtidsproblemer	20
6 Særlige regler	20
6.1 Udgravning ved fundamenter	20
6.3 Negativ overflademodstand på pæle	22
6.5 Små konstruktioner på god byggegrund	22

1. INDLEDNING

I Dansk Ingeniørforenings normer for bygningskonstruktioner 6. Fundering er angivet sådanne grundlæggende regler, der kan betragtes som relativt sikre ud fra den nuværende viden, og som derfor næppe behøver at ændres førend om en årrække.

En undtagelse danner dog *partialkoefficienterne*, som muligvis må undergå en delvis ændring for at opnå den bedst mulige overensstemmelse med de øvrige normer, når disse til sin tid har fået indført partialkoefficientsystemet.

Normerne giver ikke nogen detaljeret omtale af geotekniske *undersøgelser- og beregningsmetoder*, idet sådanne må antages at blive ændret fra tid til anden. De vigtigste af de metoder, som for tiden her i landet anses for at være de bedste, skal omtales i nærværende Vejledning. For så vidt som de allerede findes udførlig beskrevet i eksisterende danske lærebøger eller anden let tilgængelig litteratur, vil man dog nøjes med en henvisning hertil. Specielt angiver forkortelsen G «*Geoteknik*» (1958) af H. Lundgren og J. Brinch Hansen, medens GB angiver «*Geotekniske Beregninger*» (1959) af J. Brinch Hansen og J. Hessner. GIB angiver *Geoteknisk Instituts Bulletiner*.

Desuden indeholder Vejledningen nogle særlige, simplere regler for *mindre byggeri på god byggegrund*.

Det anbefales indtil videre at benytte de i Vejledningen nævnte metoder, men de må naturligvis erstattes med nye, forbedrede og anerkendte metoder, når sådanne fremkommer. Som følge heraf må det forventes, at det vil blive nødvendigt at revidere Vejledningen noget hyppigere end Normerne.

Vejledningens forskellige afsnit er nummereret på en sådan måde, at de svarer til Normernes nummerering.

5. NORMAL FREMGANGSMÅDE

5.1 Jordbundsundersøgelser

5.11 Undersøgelseernes art

Normale geotekniske undersøgelser kan inddeles kronologisk som følger:

1. Indledende undersøgelser.
2. Forundersøgelser.
3. Detailundersøgelser.
4. Kontrolmålinger.

De indledende undersøgelser består i reglen af følgende:

- a. Studium af de topografiske og hydrologiske forhold.
- b. Undersøgelse af nærliggende bygninger og udgravninger.
- c. Fremskaffelse af oplysninger om de geologiske forhold.
- d. Studium af tidligere geotekniske undersøgelser.

Inden bygværkets projektering må der udføres egentlige geotekniske *forundersøgelser* med det formål at fremskaffe de fornødne oplysninger om jordprofilet og jordlagenes egenskaber. Alt efter bygværkets art, størrelse og betydning samt efter jordlagenes karakter og ensartethed kan forundersøgelserne omfatte én eller i reglen flere af følgende foranstaltninger:

- e. Sonderinger med ramme-, tryk- eller drejesonde (spidsbor).
- f. Prøvegravninger med prøveoptagning og vingeforsøg.
- g. Prøveboringer med prøveoptagning og vingeforsøg.
- h. Undersøgelse af grundvandsforholdene.
- i. Geologisk vurdering af prøverne.
- j. Laboratorieforsøg med de optagne prøver.
- k. Geotekniske beregninger.

Inden bygværkets opførelse bør ovennævnte forundersøgelser suppleres med i hvert fald den første og muligvis flere af de nedenfor nævnte *detailundersøgelser*:

- l. Inspektion af udgravningerne.
- m. Poretalsbestemmelse in situ (sand).
- n. Håndvingeforsøg (ler og silt).
- o. Pladebelastningsforsøg in situ.
- p. Prøveramning og/eller prøvebelastning af pæle.
- q. Prøvepumpning med pejlinger af grundvandstanden.

Under og efter bygværkets opførelse vil det ofte være hensigtsmæssigt at iværksætte *kontrolmålinger* for at undersøge, om jorden og konstruktionerne opfører sig som forudsat i de geotekniske beregninger. Skulle der vise sig væsentlige afvigelser, vil kontrolmålingerne i reglen afsløre dette tidligt nok til, at eventuelt fornødne modforholdsregler kan træffes i tide. De vigtigste kontrolmålinger er følgende:

- r. Observation af sætninger og vandrette bevægelser.
- s. Poretryksmålinger.
- t. Målinger af fundaments- eller jordtryk.
- u. Spændingsmålinger i konstruktionerne.

5.12 Jordlagenes art

Omfanget og arten af de geotekniske undersøgelser, der bør udføres i et givet tilfælde, afhænger først og fremmest af jordbundens karakter og ensartethed.

De aflejringer, der normalt træffes her i landet, lader sig i grove træk inddele geologisk som følger, idet man stort set begynder med de dybere (ældre) og ender med de højere liggende (yngre) jordlag:

1. Aflejringer, der har været isbelastede:

- 1 a. De gamle dybgrundsaflejringer: Kridt, kalk, tertiære aflejringer etc.
- 1 b. De moræneaflejringer, som i usorterede blandinger fandtes indefrosset i indlandsisens nedre del.
- 1 c. De vandsorterede, glaciale aflejringer, der blev afsat af smeltevandet foran og under den fremrykkende indlandsis.

2. Aflejringer, der ikke har været isbelastede:

- 2 a. Den relativt tynde morænelerskappe, der stammer fra den øverste zone af den sidste isbræ.
- 2 b. De vandsorterede, senglaciale aflejringer, der blev afsat af smeltevandet foran den vigende isrand, eller blev skyllet ned fra højdedragene, efter at isen var væk.
- 2 c. De vandsorterede Yoldiaaflejringer, der blev afsat i det senglaciale ishav i Vendsyssel.
- 2 d. De postglaciale aflejringer, der er afsat langs kyster og fjorde som vekslende lag marint dynd og sand, og i moser og søer som tørv og ferskvandsdynd, ofte afbrudt af sandlag.
- 2 e. Skredjord.
- 2 f. Muldjord, flyvesand og fyld.

De under *gruppe 1* nævnte, ældre jordarter er, på grund af den store isbelastning, de tidligere har været udsat for, i reglen karakteriseret ved stor fasthed og ringe sammentrykkelighed. En undtagelse kan dog dannes af fedt ler, der findes dels på primært leje, dels indtættet i morænen, samt i sjældnere tilfælde af kridtlag, der kan være knust af isen eller angrebet af nedsivende vand.

De yngre aflejringer af *gruppe 2*, specielt de postglaciale og nutidige, har derimod i reglen kun ringe fasthed og ofte stor sammentrykkelighed.

Når man ved en gravning eller boring er nået ned til et fast lag af

gruppe 1, kan man være praktisk taget sikker på, at der herunder ikke findes blødere lag af gruppe 2.

Boringer skal såvidt muligt føres i hvert fald nogle meter ned i faste aflejringer af gruppe 1. Er dette ikke muligt, fordi de øvre lag af gruppe 2 er for tykke, bør man bore til en sådan dybde, at dybere liggende lag ikke mere kan have nogen nævneværdig indflydelse på bygværkets stabilitet og sætninger.

5.13 Bygværkets art

De nødvendige geotekniske undersøgelser afhænger naturligvis også af bygværkets art, størrelse og betydning. Som eksempler kan følgende angives for husbygning:

For *let byggeri* (beboelseshuse og fabriksbygninger, begge på højst 2 etager foruden kælder) kan man indskrænke sig til en bedømmelse af udgravningerne, såfremt der efter den projekterendes overbevisning kun findes fastlejret, rent sand eller moræne i de dybder, der har væsentlig betydning for bygningens stabilitet og sætninger.

Er dette ikke tilfældet, bør der for det betragtede lette byggeri udføres nogle prøvegravninger og/eller sonderinger (f. eks. spidsboringer). Træffes der herved bløde eller stærkt sammentrykkelige jordlag, må der tages prøver heraf og udføres sådanne laboratorieforsøg (samt vingeforsøg in situ), at bygningens stabilitet og sætninger kan beregnes.

Ved *mellemstort byggeri* (3–7 etager) vil forundersøgelserne normalt begynde med gravninger og/eller sonderinger. Efter at man på denne måde har fået et overblik over jordbundens variationer, foretages en nærmere undersøgelse, specielt i de mere tvivlsomme områder, ved hjælp af prøveboringer med vingeforsøg og optagning af uforstyrrede prøver. Med sidstnævnte udføres sådanne laboratorieforsøg, at de fornødne geotekniske beregninger kan foretages. Skal der anvendes pæle, må nogle af disse prøverammes og muligvis prøvebelastes.

Ved *svært byggeri* (højhuse og tunge fabriksbygninger) udføres i princippet de samme undersøgelser, men i større antal og til større dybde, og muligvis suppleret med pladebelastningsforsøg etc. Skal der anvendes pæle, bør nogle af disse prøvebelastes.

5.2 Beregningsforudsætninger

5.21 Fraktioner

Ved fraktioner forstås de størrelsesgrupper af korn, som jordarterne består af.

Ler-fraktionen	indeholder korn mindre end	0,002 mm
Silt-fraktionen	indeholder korn fra	0,002 til 0,06 mm
Sand-fraktionen	indeholder korn fra	0,06 til 2 mm
Grus-fraktionen	indeholder korn fra	2 til 20 mm
Sten-fraktionen	indeholder korn større end	20 mm

Det bemærkes, at en jordart, der betegnes som ler, foruden sit indhold af lerfraktion godt kan indeholde betydelige (endog større) mængder af de grovere fraktioner.

Den fuldstændige beskrivelse af moræneler er f. eks.: Usorteret, stenet, sandet, siltholdigt istidsler.

5.22 Rumvægte

Da en jordarts rumvægt kan variere inden for ret vide grænser, bør den principielt bestemmes ved måling og vejning af uforstyrrede prøver.

I *sand og grus* er det dog vanskeligt at tage uforstyrrede prøver, og da disse jordarters rumvægte erfaringsmæssigt ligger inden for ret snævre grænser, kan der – i mangel af forsøgsværdier – regnes med følgende midelværdier af den totale rumvægt:

	Nat. aflejring	Opfyldning
Tørt sand	1,7 t/m ³	1,6 t/m ³
Fugtigt sand	1,9 –	1,8 –
Vandmættet sand	2,1 –	2,0 –

Den *effektive rumvægt* af jord under vand findes ved at fradrage opdriften $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$ fra den vandmættede jords totale rumvægt. I tilfælde af strømmende grundvand skal der desuden tages hensyn til gradientens indflydelse.

5.23 Styrkeparametre

De tilsyneladende parametre for *ler og silt* bestemmes ved udrænedede (hurtige) forsøg, f. eks. vingeforsøg. For sprækket (tertiært) ler giver vingeforsøg dog for høje styrker, hvorfor man her må anvende tryk- eller belastningsforsøg.

For vandmættet ler eller silt finder man altid den tilsyneladende friktionsvinkel $\varphi_u = 0^\circ$, hvorfor den tilsyneladende kohæsion c_u er lig den udrænedede forskydningsstyrke (halve trykstyrke).

De effektive parametre \bar{c} og $\bar{\varphi}$ kan i praksis kun bestemmes ved triaksial-

forsøg. For sprækket ler og for moræneler med spalteflader skal man iøvrigt regne $\bar{\tau} = 0$ uanset forsøgsresultaterne, når det drejer sig om en aflastning (skråninger og aktivt jordtryk).

For sand og grus er normalt kun de effektive parametre aktuelle. Friktionsvinklen φ afhænger bl. a. af poretal, gradering, kornstørrelse og kornform samt af spændingerne. Det er derimod ligegyldigt, om sandet ligger over eller under grundvandspejlet.

Navnlig er *poretallet* e (altså lejringstætheden) meget afgørende, og såfremt man ikke kan tage uforstyrrede prøver, må man følgelig ad anden vej skaffe sig et begreb om poretallet in situ. Poretallets relation til friktionsvinklen kan iøvrigt for sand og grus udtrykkes ved formlen:

$$e \cdot \tan \varphi = \text{konstant.}$$

Friktionsvinklen for sand og grus bør såvidt muligt bestemmes ved triaksialforsøg, enten med uforstyrrede prøver, eller i hvert fald med prøver, der har omtrent samme poretal som in situ. For mindre afvigelser kan der korrigeres ved hjælp af ovenstående formel.

I mangel af forsøgsværdier og for mindre konstruktioner kan man *skønsmæssigt* anslå den aktuelle triaksiale friktionsvinkel på følgende måde. Man begynder med at skønne en vinkel ud fra nedenstående tabel på grundlag af gradering og lejringstæthed:

Gradering/Lejring	Løs	Middel	Fast
Enskornet (d.v.s. stejl kornkurve)	27°	32°	37°
Middel	29°	35°	41°
Uensskornet (d.v.s. flad kornkurve)	30°	37°	44°

Ovenstående gælder for sand med relativt skarpe korn. For grus gives et tillæg, og for mere runde korn (som f. eks. i hav- og strandsand) et fradrag som nedenfor angivet:

Fint grus: + 1°	Afrundede korn:	- 3°
Groft grus: + 2°	Meget runde korn:	- 5°

På det her givne grundlag bør der dog aldrig regnes med mere end 45°.

For »uspecificeret« *indpumpet sandfyld* kan man, i mangel af nærmere oplysninger, sætte den aktuelle, triaksiale friktionsvinkel til ca. 32°.

Spændingernes indflydelse på sands friktionsvinkel er et kompliceret og endnu ikke fuldt afklaret problem. Der synes i hvert fald at være tale om to forskellige virkninger:

For det første har den relative størrelse af den *mellemste hovedspænding* en betydning. I praksis har man som oftest med god tilnærmelse en

plan deformationstilstand, og den hertil svarende friktionsvinkel er større end den triaksiale.

For det andet har *spændingernes størrelse* en betydning, idet det viser sig, at friktionsvinklen aftager med voksende spændinger. Samtidig optræder dog en tilsyneladende kohæesion, der tiltager med voksende spændinger. Da det i praksis ville være besværligt at regne med en variabel kohæesion, foretrækker man at sætte $c = 0$ og til gengæld forøge friktionsvinklen lidt.

Den samlede virkning af de to nævnte forhold kan indtil videre tages i betragtning på den måde, at man – i tilfælde af *plan deformationstilstand* – forøger den triaksiale friktionsvinkel med 10 %. Der regnes altså med den »korrigerede« friktionsvinkel:

$$\varphi_k = 1,1 \cdot \varphi_{tr}$$

5.24 Vandtryk

Højeste vandstand bør, hvis de fornødne vandstandsobservationer foreligger, normalt defineres som den vandstand, der med højst 5 % sandsynlighed kan antages at blive overskredet i konstruktionens forventede levetid. Laveste vandstand defineres tilsvarende.

Foreligger der ikke et tilstrækkeligt, statistisk materiale, kan de ekstreme vandstande fastlægges ved et skøn, der bør være på den sikre side i forhold til ovennævnte regel.

5.3 Jordtryk

5.31 Almindeligt

For det i praksis vigtigste tilfælde: lodret væg og vandret jordoverflade, kan jordtrykket på en stiv væg med eller uden flydecharnierer direkte bestemmes ved hjælp af færdige diagrammer (GB 141–149).

Er der specielt tale om zonebrud, hvortil svarer drejningspunkter beliggende under væggen fod, er det simplere at bruge et andet diagram (G 190).

5.32 Støttemure

I brudstadiet vil en støttemur normalt dreje sig om et punkt under grundfladen. I dette tilfælde kan det *aktive jordtryk* på bagsiden beregnes enten efter Coulombs metode eller ved hjælp af mere nøjagtige jordtrykoefficienter (G 190). Anvendelsen af det aktive jordtryk forudsætter, at muren får en vis bevægelse.

Hvis en støttemur eller anden konstruktion (f. eks. en kældervæg) må betragtes som ueftergivende, skal der regnes med *hviletryk* på den. Hviletrykskoefficienten kan sættes til:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_{tr} \sim 1 - 0,9 \sin \varphi_k$$

Såfremt bagfylden komprimeres kraftigt eller udsættes for rystelser, kan jordtrykket blive større end hviletrykket.

På murens *forside* kan der regnes med et jordtryk, der efter omstændighederne kan variere mellem hviletryk og passivt tryk svarende til glat væg. Der må herved tages hensyn til murens tilladelige bevægelse og muligheden for senere fjernelse af jorden foran muren.

Hvis der ikke regnes med vandtryk på støttemuren, må der sørges for effektiv *dræning* af bagfylden.

5.33 Forankrede spunsvægge

En forankret spunsvæg dimensioneres efter plasticitetsteorien, idet man vælger en økonomisk brudmåde, som er statisk og kinematisk mulig. I reglen vil man forudsætte, at der danner sig et flydecharnier i væggens midterste del, og undertiden tillige et i dens nedrammede del. Et ekstra flydecharnier kan optræde, hvis væggen foroven er indspændt i en betonoverbygning. Forankringen forudsættes normalt ueftergivende.

Fremgangsmåden ved plasticitetsteoretisk dimensionering af forankrede spunsvægge er angivet i G 209–216, ligesom gennemregnede taleksempler findes i GB 61–77.

Hvis der kan forekomme relativt hurtige vandstandsvariationer af væsentlig størrelse, må der enten sørges for effektiv dræning af bagfylden gennem væggen, eller regnes med et passende differensvandtryk på væggen, ligesom virkningen af eventuelle strømkrafter (gradienter) da må tages med i betragtning.

Den ved beregningen fundne rammedybde må ofte forøges, enten for at sikre spunsvæggens lodrette bæreevne, eller for at tage hensyn til erosion i bunden.

Såfremt der anvendes stålspunsvæg med låsene i den neutrale akse, og der påregnes fuldt modstandsmoment, må pælene inden ramningen samles til dobbeltjern, i hvilke låseglidning forhindres ved delvis svejsning af låsen. Sammenklemninger af låsen har vist sig ikke at være tilstrækkelig effektive.

5.34 Ankerplader

Når en ankerplades jordoverdækning er mindre end 2/3 af dens virkelige højde, kan den beregnes, som om den gik helt op til jordoverfladen.

Er den fri afstand mellem to naboplader mindre end 1/3 af en plades virkelige længde, kan pladerne beregnes som gennemgående. En nærmere undersøgelse af disse problemer findes iøvrigt i GIB No. 16.

I brudtilstanden forudsættes en ankerplade at parallelforskyde sig skråt opæfter. Det hertil svarende aktive jordtryk på dens bagside kan beregnes som for en ru støttemur.

På forsiden kan ruheden derimod ikke udnyttes fuldt ud, idet ligevægtsbetingelserne da ikke kan opfyldes. Ved beregningen af det passive tryk må der følgelig regnes med en sådan effektiv ruhed, at alle ligevægtsbetingelser opfyldes.

En beregningsmetode for ankerplader er angivet i G 218–221, og et tilsvarende taleksempel i GB 79–80.

5.35 Afstivede vægge

En væg med afstivninger i kun ét niveau beregnes som en forankret spunsvæg.

For en væg med afstivninger i mere end ét niveau beregnes jordtrykket først, som om væggen drejede sig som et stift legeme om den øverste afstivning. Det hertil svarende jordtryk ændres dog til en retliniet fordeling under bibeholdelse af jordtryksresultantens størrelse og beliggenhed.

Afstivningskrafterne beregnes ved, at man tænker sig væggen gennemskåret midt imellem hvert par naboafstivninger.

Teorien er angivet i G 216–218, og et gennemregnet taleksempel findes i GB 77–78.

5.4 Direkte fundering

5.41 Almindeligt

Hvis jorden ikke er helt frostsikker, skal fundamenterne føres til *frostsikker dybde*, der her i landet normalt kan sættes til 0,9 à 1,2 m, afhængigt af jordens frostfarlighed.

Ved visse typer af bygninger i flere etager kan den bevægelige belastning, for hvilke fundamenterne skal dimensioneres, reduceres som angivet i Belastningsnormerne.

5.42 Bæreevne

Bæreevnefaktorerne N_γ , N_q og N_c skal altid svare til den nominelle korrigerede friktionsvinkel φ_n . De kan tages fra GIB No. 11. N_q og N_c findes iøvrigt i de fleste lærebøger (f. eks. G 226, hvor dog den såkaldte

empiriske kurve ikke mere må benyttes). N_γ kan derefter beregnes af udtrykket:

$$N_\gamma = 1,8 (\bar{N}_q - 1) \tan \varphi_n$$

Formfaktorerne s_γ , s_q og s_c afhænger af det effektive, ækvivalente rektangels sidelængder. Forsøg synes at vise, at formlerne i GIB No. 11 ikke er så gode som de tidligere fra G 235, der følgelig indtil videre bør anvendes:

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad s_q \sim s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

Dybdefaktorerne d_q og d_c afhænger af den effektive bredde B og fundamentsfladens (mindste) dybde D i jordlag, der er mindst lige så faste som jorden under fundamentet. For $D < B$ kan man ifølge GIB No. 11 sætte:

$$d_q \sim d_c = 1 + 0,35 \frac{D}{B}$$

Hvis der regnes med passivt jordtryk på siden af fundamentet, må der ikke samtidig regnes med dybdefaktorer større end 1.

Ved *skråt fundamentstryk* (V_n lodret og H_n vandret) på det effektive fundamentsareal A må man først kontrollere, at der ikke er fare for ren glidning:

$$H_n < A c_n + V_n \tan \varphi_n$$

Derefter kan *hælningsfaktorerne* i_γ , i_q og i_c med tilnærmelse findes af formlerne fra GIB No. 11:

$$i_\gamma = i_q^2 \quad i_q \sim i_c = \left[1 - \frac{H_n}{V_n + A c_n \cot \varphi_n} \right]^2$$

For $\varphi_n = 0^\circ$ skal man dog anvende formlen:

$$i_c^0 = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{H_n}{A c_n}}$$

Hvis *grundvandspejlet* (i højeste stilling) befinder sig i en dybde h_g ($< B$) under fundamentsunderkant, kan man for $\bar{\gamma}$ i bæreevneformlerne sætte:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{h_g}{B} (\gamma_d - \gamma')$$

hvor γ_d og γ' er de effektive rumvægte af jorden henholdsvis over og under grundvandspejlet.

5.43 Reaktionsfordeling

For *enkelt- eller sribefundamenter* regnes kontakttrykket ensformigt fordelt over det effektive areal A . Den del af fundamentsfladen, som ikke regnes effektiv, skal dog kunne optage et enhedstryk på mindst 10 % af enhedstrykket på det effektive areal.

Pladefundamenter bør dimensioneres dels for en plan reaktionsfordeling, dels for en reaktionsfordeling, som svarer til pladens og jordens deformationer. I begge disse ekstreme tilfælde er det dog tilladt at anvende partialkoefficienterne f_m for ekstraordinære belastningstilfælde.

For et relativt stift, rektangulært pladefundaments vedkommende kan den sidstnævnte reaktionsfordeling med tilnærmelse findes af den førstnævnte på følgende måde. Pladen inddeles i 9 felter ved linier gennem de ydre fjerdedelspunkter i begge sider. Til den plane reaktionsfordeling adderes nu 50 % af middeltrykket (eksklusive opdrift og vægt af bortgravet jord) for de 4 hjørnefelters vedkommende. For midterfeltet subtraheres samme størrelse.

5.5 Pælefundering

5.51 Almindeligt

Ved *løftning og transport* af jernbetonpæle bør der regnes med et stødtillæg på 100 % til egenvægten, men der kan til gengæld regnes med de for ekstraordinære belastningstilfælde gældende partialkoefficienter.

Såfremt allerede rammede pæle hæver sig mere end 2–3 cm som følge af senere pæles ramning, må de enten *efterrammes*, eller deres bæreevne må påvises ved prøvebelastninger, eller de må være dimensioneret til at kunne bære uden spidsmodstand.

5.52 Geostatisk beregning

Nyere forsøg i stor skala har kastet en vis tvivl over rigtigheden af den principielle opbygning af Normernes pæleformler for *sand og grus*. Indtil en afklaring foreligger, må det dog anbefales stadig at bruge disse formler.

For *spidsmodstandens* vedkommende kan den i Normerne angivne formel simplificeres til følgende:

$$Q_p = 2 N_q \bar{q}_p A_p$$

hvor N_q er den fra direkte fundering kendte faktor, svarende til jordens nominelle, korrigerede friktionsvinkel. Der kan iøvrigt kun påregnes fuld spidsmodstand, såfremt det pågældende jordlag findes i en tykkelse af

mindst 3 gange pælens mindste tværmål under pælespidsen og mindst 5 gange over denne.

Hvad *overflademodstanden* angår, må det indtil videre for rammede pæle anbefales at regne med den aktuelle middelværdi:

$$N_m = 0,6$$

der gøres nominal ved division med partialkoefficienten f_a .

For borede pæle må der påregnes reducerede værdier af N_q og N_m . Omvendt vil der omkring en udstampet pælefod optræde en forøget værdi af N_q . Er et sandlag indfyldt efter pælens ramning, kan N_m for dette lag blive meget lille.

For *ler* i korttidstilstanden reduceres formelen for *spidsmodstanden* til følgende:

$$Q_p^0 = 9 c_u A_p$$

gældende for de fleste lerarter. For fast, dansk moræneler kan faktoren 9 dog forhøjes til 18.

I formelen for *overflademodstanden* i *ler* indgår 3 faktorer m , s og r .

m er en *materialfaktor*, der for beton- og træpæle sættes lig 1,0, medens den for stålpæle er ca. 0,7. I tilfælde af tjærede eller asfalterede pæle kan m dog blive meget lille.

s er en *formfaktor*, der er lig 1,0 for cylindriske eller prismatiske pæle. For koniske træpæle kan man sætte:

Formfaktoren s ved:	Tryk	Træk
Pæle med den tynde ende nedad:	1,2	1,0
Pæle med den tynde ende opad:	0,7	1,0

r er en *regenerationsfaktor*, der afhænger af pælens og jordens art samt den siden ramningen forløbne tid. Regenerationen, som dels skyldes lerets thixotropi og dels pælens drænende virkning, vil i praksis have nået sin maksimalværdi 1–6 måneder efter ramningen. Denne maksimalværdi afhænger i hovedsagen af lerets oprindelige styrke og varierer fra ca. 1,2 for blødt kvikler til ca. 0,4 for fast moræneler. For borede pæle kan den dog være væsentlig mindre.

For *delvis konkave pæletværsnit* (f. eks. H-profiler) regnes der med den mindste, omskrevne, konvekse polygon, hvis areal bestemmer A_p , og hvis perimeter bestemmer A_m . For stålspunsvægge reduceres dog det således bestemte spidsareal med 20%. For hule pæle kan der normalt regnes med det fulde spidsareal.

Ved beregning af en trykpæls nominelle belastning skal selve *pælens egenvægt* ikke medregnes, da der i formlerne for pælens spidsmodstand er set bort fra et hertil svarende bidrag. For trækpæle kan egenvægten derimod subtraheres fra den nominelle trækraft.

5.53 Prøveramning

Prøveramning skal foretages med pæle i fuld skala. Pælehovedets ned-synkning S pr. slag måles som middelværdien for en serie, der giver en samlet nedsynkning på 20 cm, efter at der er rammet flere serier (altså ingen pause før måle-serien).

Det anbefales at beregne pælens nominelle bæreevne ved hjælp af den nedenfor angivne »*danske rammeformel*«, men det er også tilladt at anvende andre, lige så gode rammeformler, f. eks. Weisbachs, Hileys eller Janbus, når f_{il} ændres tilsvarende. Den danske rammeformel lyder som følger:

$$Q_n = \frac{1}{f_{il}} \cdot \frac{\eta HW_r}{S + 0,5 S_0} \quad S_0 = \sqrt{\frac{2 \eta HW_r L_p}{AE}}$$

H er den lodrette faldhøjde og W_r hammerens vægt. L_p er pælens længde, A dens virkelige tværsnitsareal (på midten) og E dens elasticitetsmodul (skal sættes til $2 \cdot 10^6$ t/m² for beton).

η er en *effektivitetsfaktor*, som sættes til 1,0 for en helt frit faldende hammer. I mangel af en direkte eksperimentel bestemmelse kan man for lodpæle sætte:

- $\eta = 0,7$ for faldhamre, der trækker tromlen med sig.
- $\eta = 0,9$ for enkelt- og dobbeltvirkende damphamre.
- $\eta = 0,4$ for dieselhamre, hvorved man for H skal indsætte ikke den virkelige, men den maksimale faldhøjde (ueftergivende pæl).

Ved ramning af skråpæle og ved anvendelse af påsætter reduceres effektivitetsfaktoren.

Hvis der senere udføres *prøvebelastninger*, og den nominelle brudlast Q_n findes ved division af den aktuelle med f_{il} , kan man ved sammenligning med rammeformlen bestemme den værdi af f_{il} , som giver samme Q_n . Det fundne f_{il} kan da anvendes ved bestemmelsen af de øvrige rammede pælens nominelle bæreevner, hvis det ikke varierer for meget. I mange tilfælde må det dog foretrækkes at anvende et kotekriterium.

Vil man undgå brud i pælen under ramningen, bør man ikke ramme hårdere, end at $S > 0,05 S_0$. Dette vil normalt sige, at den effektive faldhøjde ikke bør overstige de nedenfor angivne værdier. Skal ramningen og-

så være rimelig hurtig og økonomisk, bør forholdet mellem hammerens og pælens vægt normalt mindst have de nedenfor angivne værdier og hellere væsentlig mere.

	max. ηH	min. W_r/W_p
Pæle af jernbeton	ca. 1 m	ca. 0,8
Pæle af stål	ca. 2 m	ca. 1,5
Pæle af træ	ca. 4 m	ca. 1,0

5.54 Prøvebelastning

Som eksempel på en generel procedure ved prøvebelastning af en pæl skal i korthed beskrives en metode, der ofte anvendes af Geoteknisk Institut.

a) Forsøget startes med en række belastningstrin, hver af 15 minutters varighed, og således at belastningstilvæksten pr. trin er 5 % af pælens forventede brudlast. I hvert enkelt trin holdes belastningen omhyggeligt konstant, og deformationerne aflæses 1, 2, 4, 8 og 15 minutter efter, at belastningen har nået den ønskede værdi.

b) Når belastningen udgør 25 % af pælens forventede brudlast, holdes den konstant, indtil pælen er »faldet til ro«, hvilket vurderes på følgende måde. Deformationerne aflæses efter 1, 2, 4, 8, 15, 30 og 60 minutter, og derefter hver time. Når de afsættes som funktion af logaritmen til den forløbne tid, vil man få en S-kurve, der til sidst går over i en ret linie. Pælen regnes at være »faldet til ro« på det tidspunkt, der svarer til begyndelsen af den rette linie. Dette vil normalt ske inden for få timer. Der må anvendes stor omhu for at holde belastningen konstant, da selv en ringe aflastning kan bringe pælen i ro for tidligt, ligesom en ringe overbelastning kan starte nye deformationer.

c) Når pælen er »faldet til ro«, aflastes den fuldstændig, og deformationerne måles efter 1, 2, 4, 8 og 15 minutter. Denne tid er tilstrækkelig, men det spiller på den anden side ingen rolle, om aflastningen varer længere.

d) Pælen genbelastes nu i 3 trin op til den tidligere belastning på 25 % af brudlasten. Hvert genbelastningstrin behøver dog kun at vare 5 minutter, og der aflæses i hvert trin efter 1, 2 og 5 minutters forløb.

e) Når de 5 minutter er forløbet på 25 %-trinnet, fortsættes der med trinvis belastning (5 % tilvækst pr. trin) som beskrevet under punkt a), og når man er kommet op på 50 % af den forventede brudlast, gentages den i punkt b) – d) beskrevne procedure. På samme måde fortsættes eventuelt til 75 % brudlast.

f) Når pælens deformationshastighed i midten af et belastningstrin når op på ca. 20 mm/h, holder man op med den trinvis belastning og gennemfører i stedet resten af belastningsforsøget med en konstant deformationshastighed på ca. 20 mm/h (controlled strain). Herunder foretages der hvert tredje minut samtidige målinger af belastning og deformation. Der kan iøvrigt uden skade akcepteres betydelige afvigelser fra de 20 mm/h, når blot den valgte deformationshastighed holdes konstant.

g) Nedtrykningen med konstant hastighed fortsættes, indtil pælen har nået sin brudlast. Hvis belastningen når op på en maksimumsværdi, der herefter enten holder sig uændret eller aftager, angiver denne værdi brudlasten. Imidlertid vil belastningen ofte vedblive at stige, og i så fald kan man definere brudlasten som svarende til en blivende nedsynkning lig 10 % af pælens mindste tværmål.

5.6 Stabilitet

5.61 Almindeligt

Hvis der i et korttidsproblem er tale om *runlig virkning*, kan denne, hvis den ikke beregnes mere nøjagtigt, med tilnærmelse tages i betragtning på følgende måde.

Der udføres først en almindelig, plan korttidsanalyse i det nominelle brudstadium. Herved bestemmes den kritiske brudlinie og dennes stabilitetsforhold f_{pl} (forhold mellem stabiliserende og drivende momenter). Under hensyn til den rumlige virkning bliver stabilitetsforholdet da:

$$f_r = f_{pl} \left(1 + \frac{A}{2SL} \right)$$

S er den kritiske brudlinies længde i leret og A arealet af lerprofilet over denne brudlinie. L er den af en lokal belastning eller udgravning bestemte længde af bruddet vinkelret på den betragtede plan.

Den *stabiliserende virkning af pæle*, der gennemskæres af en brudflade, kan tages i betragtning, f. eks. som beskrevet i G 265–267 og GB 132–134.

5.62 Ankerlængder

Den nødvendige afstand mellem en forankret spunsvæg og dens ankerplader skal bestemmes ved en stabilitetsanalyse.

Man undersøger herved brudlinier, der forløber mellem spunsvæggens fod og ankerpladens underkant. Som ydre kræfter må medtages det aktive jordtryk på ankerpladens bagside og det passive jordtryk på spunsvæggens forside, samt et eventuelt differensvandtryk på spunsvæggen.

Den pågældende stabilitetsanalyse kan foretages som beskrevet i G 264-265 og GB 130-132.

Som et første skøn over den fornødne ankerlængde for en almindelig spunsvæg i sand kan man tage 20 % mere end spunsvæggens totalhøjde.

5.7 Sikkerhedsfastlæggelse

For *bygge materialer*, hvis normer endnu ikke indeholder partialkoefficienter, og som ikke allerede er opført i funderingsnormernes tabel over partialkoefficienter, kan man indtil videre for normale belastningstilfælde sætte den nominelle materialspænding lig 1,4 gange den hidtil gældende »tilladeelige« spænding. For ekstraordinære belastningstilfælde og provisoriske konstruktioner kan faktoren forhøjes til 1,6.

Ved beregning af *uarmerede* fundamenter, kældervægge o. lign. kan man indtil videre som nominal betontrækspænding regne med 6 % af cylinderstyrken. I støbeskel må der dog ikke regnes med trækspændinger.

5.9 Langtidsproblemer

I sådanne tilfælde, hvor både en korttids- og en langtidsanalyse af samme problem kan komme på tale, bør de principielt begge udføres, når det drejer sig om et *jordtryks- eller stabilitetsproblem*. Ofte vil det dog på forhånd være klart, hvad der er det farligste.

Drejer det sig derimod om et *bæreevneproblem* (direkte fundering eller pæle), behøver man indtil videre ikke at undersøge langtids-bæreevnen, da de hidtidige erfaringer synes at vise, at denne ikke kan blive afgørende i danske lerarter.

Forholdet mellem korttids- og langtidsanalyser er iøvrigt behandlet i GIB No. 15, hvor det også er vist, hvorledes man kan undersøge sikkerheden mod et udrænnet brud ved en hurtig belastningsforøgelse efter konsolidering.

6. SÆRLIGE REGLER

6.1 Udgravning ved fundamenter

6.11 Almindeligt

Ved projektering af *nye fundamenter* i nærheden af gade eller vej bør der hos de pågældende myndigheder søges oplysning om, i hvilket omfang der senere kan forventes foretaget opgravninger for ledninger etc. Ved

fundamenternes dimensionering skal der tages hensyn til de eventuelle udgravninger, men såfremt disse vil være af midlertidig karakter, kan der regnes med de for provisoriske tilfælde gældende partialkoefficienter.

Ved dimensionering af fundamenter bør der tages hensyn til, at der på nabogrund skal kunne foretages udgravning til samme dybde som kældergulvets overside.

Ved dimensionering af fundamenter under kældergulv er det tilladeligt at medregne jorden op til underside af kældergulv, idet der dog skal tages hensyn til eventuelle udgravninger på nabogrund som ovenfor nævnt.

6.12 Udgravning af render

Ingen udgravning må uden specielle undersøgelser og sikkerhedsforanstaltninger gå ned under en flade, der fra fundamentets underkant har fald 1:3 til en afstand af den dobbelte fundamentsbredde (dog mindst 2,0 m), og derfra falder 1:1,5 (dog ikke mere end jordens naturlige skræntvinkel).

Udførelse af afstivede render over det nævnte profil kan tillades uden særlige foranstaltninger, når rendens bredde ikke overstiger 0,6 m eller når den hverken overstiger 2,5 m eller det halve af afstanden fra fundamentet til nærmeste afstivningsvæg.

6.13 Større udgravninger

Bygningens fundamenter kan antages at være tilstrækkeligt sikrede, også ved midlertidige udgravninger af større omfang end de ovenfor nævnte rendegravninger, når følgende krav opfyldes:

Der må i ler ikke graves dybere end til det ovenfor nævnte profil, og der må i sand og grus ikke graves dybere end til et tilsvarende profil, som udgår fra fundamentssiden i højde med overside af kældergulv.

I alle øvrige tilfælde skal det ved en nærmere geoteknisk undersøgelse påvises, at Normernes generelle krav er opfyldt.

6.14 Ledningsgennemføringer

Hvor der udføres ledninger af de for husspildevandsanlæg sædvanlige størrelser, der går på tværs af gennemgående fundamenter, og hvis underkant ikke ligger mere end 0,6 m under fundamentets underkant, skal fundamentet føres mindst 0,1 m ned under ledningerne i 0,6 m bredde på hver side af disse.

Ved større ledninger, eller såfremt en ledning anbringes mere end 0,6 m under fundamentets underkant, skal der om fornødent træffes særlige foranstaltninger mod skade på ledninger og fundamenter.

6.3 Negativ overflademodstand på pæle

Såfremt der ikke udføres en mere nøjagtig undersøgelse af den negative overflademodstands faktiske størrelse, kan man indtil videre behandle problemet som følger:

Pælen skal for det første have normal sikkerhed, når *alle lag regnes for bærende*. Dette giver betingelsen:

$$G + Pf_p < \frac{Q_p + Q_m + Q_n}{f_a}$$

G og P er de dele af den aktuelle pælebelastning, der stammer fra henholdsvis egenvægte og nyttelast. Q_p er den aktuelle spidsmodstand, medens Q_m og Q_n er de aktuelle overflademodstande, henholdsvis i de lag, hvor den altid er positiv, og i de lag, hvor den kan blive negativ. f_p og f_a er de normale partialkoefficienter (se Normerne).

Da man imidlertid næsten aldrig får fuld udvikling af den negative overflademodstand, kan der regnes med reducerede partialkoefficienter, når den *fulde negative overflademodstand* (Q_n) tages i betragtning. Følgende ekstrabetingelse skal derfor også være opfyldt:

$$G + P \sqrt{f_p + Q_n} < \frac{Q_p + Q_m}{\sqrt{f_a}}$$

Ved undersøgelse af *pælematerialets* spændinger for den på venstre side af ulighedstegnet angivne nominelle belastning kan der regnes med de for ekstraordinære belastningstilfælde gældende værdier af f_m .

6.5 Små konstruktioner på god byggegrund

6.51 Almindeligt

For at imødekomme et udbredt ønske om simple undersøgelses- og beregningsmetoder for det mindre byggeri, tillades det at anvende de i det følgende givne, simple regler for små, sædvanlige konstruktioner på god byggegrund.

Dette fritager dog ikke den projekterende for dennes sædvanlige ansvar for de udførte bygværkers fornødne stabilitet, funktionsdygtighed og gode udseende. Det må være en forudsætning for anvendelsen af de simple regler, at den ansvarlige tekniker – ud fra kendskab til nærliggende bygværker eller på basis af andre erfaringer eller undersøgelser – føler sig overbevist om forsvarligheden af denne fremgangsmåde.

Som eksempler på de omhandlede mindre bygværker eller konstruktioner kan nævnes:

Beboelseshuse og lette fabriksbygninger, begge med højst 2 etager plus kælder.

Støttemure indtil 3 m højde, bagfyldt med sand.

Kajindfatninger indtil 4 m vanddybde.

Udgravninger over grundvandspejlet på indtil 4 m dybde.

Det er desuden en forudsætning for at dimensionere efter de simple regler, at der efter den projekterendes overbevisning kun findes fastlejret, rent sand eller moræne i de dybder, der har væsentlig betydning for konstruktionen.

6.52 Jordbundsundersøgelser

De tidligere nævnte indledende undersøgelser af grundens topografi og almindelige geologi, samt af nærliggende bygninger og udgravninger, bør under alle omstændigheder foretages.

Derimod kan egentlige geotekniske undersøgelser – under de ovenfor angivne forudsætninger – ofte indskrænkes til en besigtigelse og bedømmelse af udgravningerne.

Findes der mindste anledning til tvivl, bør der dog udføres nogle simple prøvegravninger, spidsboringer eller håndvingeforsøg.

6.53 Beregningsforudsætninger

Hvad *rumvægte* af jord angår, kan der regnes med de tidligere angivne middelværdier.

For *sandlag* kan friktionsvinklen bestemmes skønsmæssigt som tidligere angivet, hvis der foreligger prøver af sandet, og dets lejringsstæthed er kendt. Er dette ikke tilfældet, vil det i reglen være på den sikre side at regne med en aktuel, korrigeret friktionsvinkel på 30°.

For *moræneler* kan forskydningsstyrken i korttidstilstanden bestemmes ved vingeforsøg. I langtidstilstanden kan man regne med en effektiv friktionsvinkel på 30°. Langtidstilstanden vil i reglen være afgørende i jordtryks- og stabilitetsproblemer, hvorimod man i bæreevneproblemer kan nøjes med at betragte korttidstilstanden.

Dimensioneringen kan foregå enten ved hjælp af partialkoefficienter som tidligere beskrevet, eller ved hjælp af totalsikkerheder (tilladelige spændinger) som tidligere.

6.54 Jordtryk

Det aktive jordtryk på små *støttemure*, der bagfyldes med sand, kan beregnes efter Coulombs metode. Væggen kan normalt regnes fuldstændig ru. Sikkerheden mod væltning og glidning skal også undersøges.

Små *forankrede spunsvægge* kan ligeledes beregnes under anvendelse af Coulombs metode. Ved beregningen af det aktive jordtryk kan man sætte $\delta = \varphi$, medens det passive jordtryk må beregnes (efter Coulomb) med

$\delta = 2/3 \varphi$. Begge jordtryk skal regnes af fortsætte helt ned til spunsvæggens virkelige fod, og anvendes der ikke partialkoefficienter, skal man have totalsikkerhed 2 på det passive jordtryk. Der skal altså være ligevægt med halvt passivt jordtryk, og væggen kan dimensioneres for $2/3$ af det tilsvarende maksimalmoment.

Små *ankerplader* kan på samme måde dimensioneres for det beregnede ankertræk og med totalsikkerhed 2 på det passive jordtryk, når dette beregnes med $\delta = 0$. Både for væg, ankre og ankerplader kan der regnes med normale tilladelige spændinger i materialet, når man dimensionerer med totalsikkerheder.

Afstivede spunsvægge i mindre byggegruber kan dimensioneres ved, at jordtrykket beregnes efter Coulombs metode med $\delta = 0$, hvorefter det samlede aktive jordtryk fordeles ensformigt over væggens højde. I vægge og afstivninger regnes med de for interimistiske konstruktioner gældende spændinger.

Ueftergivende vægge, herunder navnlig kældermure, skal beregnes for hviletryk, hvorved man kan sætte $K_0 = 0,5$.

6.55 Direkte fundering

Fundamenter dimensioneres bedst under anvendelse af partialkoefficienter og bæreevneformler, eventuelt med skønnede styrkeparametre for jorden.

Ønsker man ikke at gøre dette, kan de dimensioneres under anvendelse af følgende *tilladelige belastninger* på byggegrunden:

Fast, uforvitret moræneler eller fastlejret groft sand og grus	30–50 t/m ²
Fast, forvitret moræneler eller fastlejret sand og grus	20–40 t/m ²
Noget løsere aflejringer af moræneler eller sand	10–20 t/m ²

Særlig forsigtighed er dog påkrævet ved smalle fundamenter i sand med ringe fundamentsdybde (f. eks. i kældre). Frostsikker dybde skal overholdes.

Sætningerne af fundamenter på fast, rent sand eller moræne vil sjældent give anledning til vanskeligheder.

6.56 Pælefundering

Anvendes rammede pæle under jordbundsforhold, der ikke er klarlagt ved egentlige borer, men kun undersøgt ved sonderinger, er det tilladt at bestemme pælernes bæreevne ved hjælp af den danske rammeformel. Der skal da anvendes en totalsikkerhed på mindst 3 (henholdsvis en partialkoefficient $f_d = 2,5$).