



Grond- mechanica

A. Verruijt
herzien door
S. van Baars

Formuleblad Grondmechanica

Korrels: $n = \frac{V_p}{V_g}; e = \frac{V_w}{V_k}; S = \frac{V_w}{V_p}; w = \frac{W_w}{W_k}; RD = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}; w = Se \frac{\rho_w}{\rho_k};$

Spanning: $\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + p; \sigma_{xy} = \sigma'_{xy}; \sigma_0 = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})$

Stroming: $q_x = -k i_x; q_x = \frac{Q_x}{A_x}; i_x = \frac{\partial h}{\partial x}; h = z + \frac{p}{\gamma_w}; k = \frac{\kappa \gamma_w}{\mu}; \kappa = cd^2 \frac{n^3}{(1-n)^2}; i_{kr} = \frac{\gamma_n - \gamma_w}{\gamma_w}$

Falling Head Test: $h = h_0 \exp\left(-\frac{k At}{a L}\right);$ (of $k = c_v \gamma_w m_v$ voor: $\beta \rightarrow \infty$);

Put in confined aquifer: $h_0 - h = -\frac{Q}{2\pi k D} \ln\left(\frac{r}{R}\right); \frac{\Delta\Phi}{\Delta s} = \frac{\Delta\Psi}{\Delta n} (\Phi = kh)$

Put in unconfined aquifer: $h_0^2 - h^2 = -\frac{Q}{\pi k} \ln\left(\frac{r}{R}\right); Q = \frac{n_{\text{stroombaan}}}{n_{\text{potentiaalbaan}}} k \Delta h B$

Continuüm: $\sigma_0 = K \varepsilon_{vol}; \tau_{xy} = 2G \varepsilon_{xy}; \varepsilon_{xx} = \frac{1}{E}[\sigma'_{xx} - \nu(\sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})]; \frac{\sigma'_v}{\varepsilon_v} = E_{oed} = \frac{1}{m_v} = K + \frac{4}{3}G = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}; K = \frac{E}{3(1-2\nu)}; G = \frac{E}{2(1+\nu)};$

Koppejan: $\varepsilon = U \left[\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log\left(\frac{t}{t_1}\right) \right] \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_1};$

Bjerrum: $-\Delta e = e_1 - e = C_r \log\left(\frac{\sigma_{grens}}{\sigma_1}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_{grens}}\right) + C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_1}\right); \varepsilon = \frac{1}{C_{10}} \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right) (\sigma > \sigma_1); \varepsilon = \frac{1}{A_{10}} \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right) (\sigma < \sigma_1); ISO: -\Delta e = C_c \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right); \varepsilon = \frac{-\Delta e}{1+e};$

$U = \frac{\Delta h - \Delta h_0}{\Delta h_\infty - \Delta h_0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{j=1}^{\infty} \frac{1}{(2j-1)^2} \exp[-(2j-1)^2 \frac{\pi^2 c_v t}{4h^2}]; U \approx \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{c_v t}{h^2}}$ als $U < 0.7; U \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{c_v t}{h^2}\right)$ als $U > 0.5$

Consolidatie: $\frac{\partial p}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}; c_v = \frac{k}{\gamma_w(m_v + n\beta)}; \frac{c_v t}{h^2} \gg 0.1: \frac{p}{p_0} = \frac{4}{\pi} \cos\left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{h-z}{h}\right)\right] \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} \frac{c_v t}{h^2}\right); \frac{c_v t_{99\%}}{h^2} = 1.784; \frac{c_v t_{90\%}}{h^2} = 0.848; \frac{c_v t_{50\%}}{h^2} = 0.197; \frac{c_v t_{1\%}}{h^2} = 10^{-4} \frac{\pi}{4};$

$p_i(1 + \Delta t) = p_i(t) + \alpha [p_{i+1}(t) - 2p_i(t) + p_{i-1}(t)]; \alpha = \frac{c_v \Delta t}{(\Delta z)^2};$

Mohr-Coulomb: $\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right) - \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right) \sin\phi - c \cos\phi = 0; \sin\phi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{c \cdot \cot\phi + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)}; \sigma'_1 = \sigma'_3 \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} + 2c \frac{\cos\phi}{1 - \sin\phi};$

Ongedraineerde sterkte: $c_u = s_u \approx \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{c \cos\phi + \sigma'_0 \sin\phi}{1 - \frac{1}{3} \sin\phi};$ Coulomb: $\tau_f = c + \sigma'_n \tan\delta;$

Skempton / Henkel: $\Delta p = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]; B = \frac{1}{1 + n\beta K};$ Triaxiaal $A \approx \frac{1}{3}$ (neutraal); $A < \frac{1}{3}$ (dilatant); $A > \frac{1}{3}$ (contractant);

Boussinesq: Punt: $r = 0: \sigma_{zz} = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi z^2};$ Starre plaat: $z = 0: \frac{\sigma_{zz}}{p} = \frac{1}{2\sqrt{1-(r/a)^2}}; z = 0: u_z = \frac{\pi}{2}(1-\nu^2) \frac{\bar{p}a}{E} = \frac{\pi}{4}(1-\nu) \frac{\bar{p}a}{G};$

Flexibele plaat: $r = 0: \frac{\sigma_{zz}}{p} = 1 - \frac{z^3}{(\sqrt{a^2 + z^2})^3}; u_z = 2(1-\nu)^2 \frac{pa}{E} = (1-\nu) \frac{pa}{G};$ Laagdikte factor: $f \approx 1 + \frac{h}{2a} - \frac{1 + \frac{1}{2}(h/a)^2}{\sqrt{1 + (h/a)^2}};$

Flamant: Lijnlast ($r = \sqrt{x^2 + z^2}$): $\sigma_{zz} = \frac{2Fx^2z}{\pi r^4}; \sigma_{xx} = \frac{2Fx^2z}{\pi r^4}; \sigma_{xz} = \frac{2Fxz^2}{\pi r^4};$ Naast gladde wand: $x = 0: Q_h = \frac{2}{\pi} \frac{F}{1 + (a/h)^2}$ Strip: $x = 0: \sigma_{zz} = \frac{2P}{\pi} \left[\arctan\left(\frac{a}{z}\right) + \frac{az}{a^2 + z^2} \right]; \sigma_{xx} = \frac{2P}{\pi} \left[\arctan\left(\frac{a}{z}\right) - \frac{az}{a^2 + z^2} \right];$

Naast gladde wand: $Q_h = \frac{2}{\pi} ph \arctan\left(\frac{a}{h}\right);$

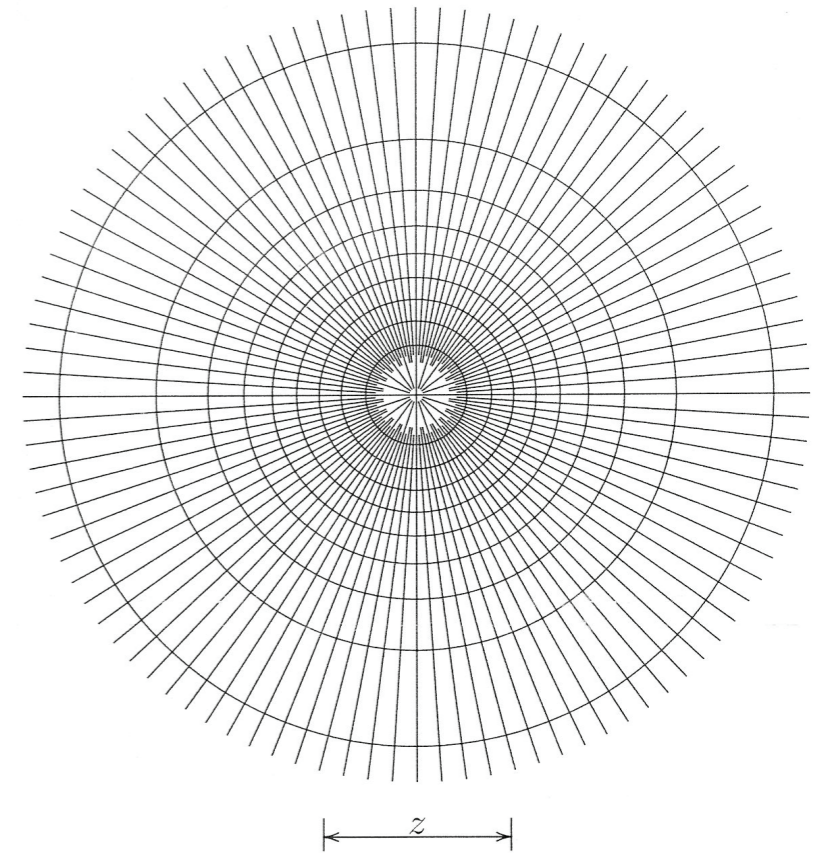
Horizontaaldruk: $K_e = \frac{\nu}{1-\nu}; K_0 \approx 1 - \sin\phi; K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}; K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}; \sigma'_{h-\min} = K_a \sigma'_v - 2c \sqrt{K_a}; \sigma'_{h-\max} = K_p \sigma'_v + 2c \sqrt{K_p}; Q = \frac{1}{2} K \gamma h^2; Q_h = Q \sin(\alpha - \delta)$

Strookfundering: Prandtl: ($\phi = 0$): $p_c = (\pi + 2)c;$ Brinch Hansen: $p_c = cN_c i_c s_c + qN_q i_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma i_\gamma s_\gamma; N_q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \exp(\pi \tan\phi); N_c = (N_q - 1) \cot\phi; N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan\phi;$

$i_c = 1 - \frac{t}{c + p \tan\phi}; i_q = i_c^2; i_\gamma = i_c^3; s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}; s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin\phi; s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L} \quad (L \geq B)$

Oneindig talud: ($c = 0$): $F \approx \frac{\tan\phi}{\tan\alpha};$ Stroming evenwijdig oppervlak: $F \approx \frac{\gamma_n - \gamma_w}{\gamma_n} \frac{\tan\phi}{\tan\alpha};$ Horizontale stroming: $F \approx \frac{\gamma_n - (\gamma_w / \cos^2 \alpha)}{\gamma_n} \frac{\tan\phi}{\tan\alpha};$

Eindig talud: Fellenius: $F \approx \frac{\sum [(c + (\gamma h \cos^2 \alpha - p) \tan\phi) / \cos \alpha]}{\sum \gamma h \sin \alpha};$ Bishop: $F \approx \frac{\sum \frac{c + (\gamma h - p) \tan\phi}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi / F)}}{\sum \gamma h \sin \alpha}$



Coëfficiënt van actieve gronddruk:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)\} / \{\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)\}} \right]^2}$$

$\alpha = 90^\circ$							
$\beta = 0^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°	0.704	0.589	0.49	0.406	0.333	0.271	0.217 0.172
5°	0.662	0.556	0.465	0.387	0.319	0.26	0.21 0.166
10°	0.635	0.533	0.447	0.373	0.308	0.253	0.204 0.163
15°	0.617	0.518	0.434	0.363	0.301	0.248	0.201 0.160
20°	0.607	0.508	0.427	0.357	0.297	0.245	0.199 0.160
25°	0.604	0.505	0.424	0.355	0.296	0.244	0.199 0.160
30°	0.606	0.506	0.424	0.356	0.297	0.246	0.201 0.162

$\alpha = 80^\circ$							
$\beta = 0^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°	0.757	0.652	0.559	0.478	0.407	0.343	0.287 0.238
5°	0.720	0.622	0.536	0.460	0.393	0.333	0.280 0.233
10°	0.699	0.603	0.520	0.448	0.384	0.326	0.275 0.229
15°	0.687	0.592	0.511	0.441	0.378	0.323	0.273 0.228
20°	0.684	0.588	0.508	0.438	0.377	0.322	0.273 0.229
25°	0.689	0.591	0.510	0.440	0.379	0.325	0.276 0.232
30°	0.702	0.600	0.517	0.446	0.385	0.330	0.281 0.237

$\alpha = 90^\circ$							
$\beta = 10^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°	0.970	0.704	0.569	0.462	0.374	0.300	0.238 0.186
5°	0.974	0.679	0.547	0.444	0.359	0.289	0.230 0.180
10°	0.985	0.664	0.531	0.431	0.350	0.282	0.225 0.177
15°	1.004	0.655	0.522	0.423	0.343	0.277	0.221 0.174
20°	1.032	0.654	0.518	0.419	0.340	0.275	0.220 0.174
25°	1.070	0.658	0.518	0.419	0.340	0.275	0.221 0.175
30°	1.120	0.669	0.524	0.422	0.343	0.278	0.223 0.177

$\alpha = 80^\circ$							
$\beta = 10^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°	1.047	0.784	0.654	0.550	0.461	0.384	0.318 0.261
5°	1.067	0.766	0.636	0.534	0.448	0.374	0.311 0.255
10°	1.097	0.759	0.626	0.524	0.440	0.368	0.307 0.253
15°	1.138	0.759	0.622	0.520	0.437	0.366	0.305 0.252
20°	1.191	0.768	0.625	0.521	0.438	0.367	0.306 0.254
25°	1.259	0.785	0.634	0.528	0.443	0.371	0.310 0.257
30°	1.346	0.811	0.650	0.539	0.452	0.379	0.317 0.264

$\alpha = 90^\circ$							
$\beta = 20^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°		0.883	0.572	0.441	0.344	0.267	0.204
5°		0.886	0.558	0.428	0.333	0.259	0.199
10°		0.897	0.549	0.42	0.326	0.254	0.195
15°		0.914	0.546	0.415	0.323	0.251	0.194
20°		0.940	0.547	0.414	0.322	0.250	0.193
25°		0.974	0.553	0.417	0.323	0.252	0.195
30°		1.020	0.565	0.424	0.328	0.256	0.198

$\alpha = 80^\circ$							
$\beta = 20^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°		1.015	0.684	0.548	0.444	0.360	0.291
5°		1.035	0.676	0.538	0.436	0.354	0.286
10°		1.064	0.674	0.534	0.432	0.351	0.283
15°		1.103	0.679	0.535	0.432	0.350	0.284
20°		1.155	0.690	0.540	0.435	0.354	0.286
25°		1.221	0.708	0.551	0.443	0.360	0.292
30°		1.305	0.734	0.568	0.456	0.370	0.300

$\alpha = 90^\circ$							
$\beta = 30^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°					0.750	0.436	0.318 0.235
5°					0.753	0.428	0.311 0.229
10°					0.762	0.423	0.306 0.226
15°					0.776	0.422	0.305 0.225
20°					0.798	0.425	0.305 0.225
25°					0.828	0.431	0.309 0.228
30°					0.866	0.442	0.315 0.232

$\alpha = 80^\circ$							
$\beta = 30^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°					0.925	0.566	0.433 0.337
5°					0.943	0.563	0.428 0.333
10°					0.969	0.564	0.427 0.332
15°					1.005	0.570	0.430 0.333
20°					1.051	0.582	0.437 0.338
25°					1.111	0.600	0.448 0.346
30°					1.189	0.624	0.463 0.358

Coëfficiënt van passieve gronddruk:

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\{\sin(\phi - \delta)\sin(\phi + \beta)\} / \{\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)\}} \right]^2}$$

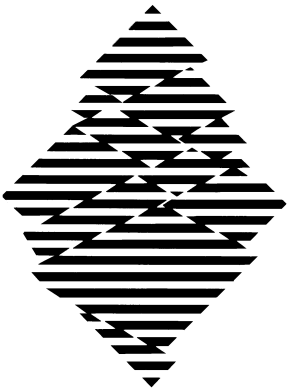
$\alpha = 90^\circ$							
$\beta = 0^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°	1.420	1.698	2.040	2.464	3.000	3.690	4.599 5.828
-5°	1.569	1.901	2.313	2.833	3.505	4.391	5.593 7.278
-10°	1.730	2.131	2.635	3.285	4.143	5.309	6.946 9.345
-15°	1.914	2.403	3.029	3.855	4.976	6.555	8.872 12.466
-20°	2.130	2.735	3.525	4.597	6.105	8.324	11.771 17.539
-25°	2.395	3.151	4.169	5.599	7.704	10.980	16.473 26.696
-30°	2.726	3.691	5.036	7.013	10.095	15.273	24.933 46.087

$\alpha = 90^\circ$							
$\beta = 10^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°		2.099	2.595	3.235	4.080	5.228	6.841 9.204
-5°		2.467	3.086	3.908	5.028	6.605	8.923 12.518
-10°		2.907	3.700	4.783	6.314	8.569	12.076 17.944
-15°		3.456	4.496	5.969	8.145	11.536	17.225 27.812
-20°		4.166	5.572	7.652	10.903	16.370	26.569 48.891
-25°		5.122	7.093	10.181	15.384	25.117	46.474 108.431
-30°		6.470	9.371	14.274	23.468	43.697	102.545 426.159

$\alpha = 80^\circ$							
$\beta = 0^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°	1.363	1.582	1.843	2.156	2.535	3.002	3.587 4.332
-5°	1.480	1.737	2.045	2.418	2.879	3.456	4.193 5.158
-10°	1.600	1.905	2.273	2.725	3.292	4.017	4.966 6.244
-15°	1.732	2.096	2.540	3.094	3.802	4.730	5.981 7.726
-20°	1.883	2.321	2.861	3.549	4.450	5.666	7.363 9.838
-25°	2.060	2.590	3.257	4.127	5.299	6.367	9.329 13.021
-30°	2.274	2.923	3.759	4.881	6.450	8.742	12.286 18.184

$\alpha = 80^\circ$							
$\beta = 10^\circ$							
$\delta \backslash \phi$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40° 45°
0°		1.935	2.308	2.767	3.343	4.079	5.043 6.340
-5°		2.218	2.668	3.233	3.96	4.914	6.201 7.998
-10°		2.541	3.093	3.805	4.742	6.010	7.783 10.372
-15°		2.922	3.614	4.528	5.767	7.504	10.045 13.969
-20°		3.387	4.272	5.474	7.162	9.636	13.465 19.844
-25°		3.975	5.131	6.759	9.148	12.854	19.039 30.500
-30°		4.740	6.295	8.583	12.137	18.084	29.127 53.188

Grondmechanica



Grondmechanica

A. Verruijt

herzien door
S. van Baars

© VSSD

Eerste druk 1983

Zevende druk 2005, verbeterd 2009

Elektronische versie: 2007

Uitgegeven door de VSSD

Leeghwaterstraat 42, 2628 CA Delft, The Netherlands

tel. +31 15 27 82124, telefax +31 15 27 87585, e-mail: hlf@vssd.nl

internet: <http://www.vssd.nl/hlf>

URL over dit boek: <http://www.vssd.nl/hlf/f003.htm>

Voor docenten die dit boek in cursusverband gebruiken zijn de illustraties en/of een elektronische versie van het boek digitaal beschikbaar. Men kan de collectie aanvragen bij hlf@vssd.nl

Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand, of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen, of op enige andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted, in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording, or otherwise, without the prior written permission of the publisher.

Gedrukte editie:

ISBN-10 90-71301-45-1

ISBN-13 978-90-71301-45-2

Elektronische versie:

ISBN-10 90-71301-85-0

ISBN-13 978-90-71301-85-8

NUR 956

Trefw.: grondmechanica

Voorwoord

Dit boek is bedoeld als handleiding bij de colleges in de Grondmechanica van de Studierichting Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. Het bevat een inleiding tot de belangrijkste begrippen en technieken van de grondmechanica, zoals de berekening van spanningen, vervormingen, en stabiliteit. Ook de meest gebruikte methoden voor de bepaling van grondeigenschappen passeren de revue. In een drietal appendices worden enige basisprincipes uit de mechanica behandeld. De hoofdstukindeling is zo dat elk hoofdstuk zo ongeveer in één uur behandeld kan worden.

In eerdere uitgaven van dit boek is met vrucht gebruik gemaakt van opmerkingen van gebruikers (vooral studenten), en is steeds een aantal fouten verbeterd. Op verschillende plaatsen zijn ook onder invloed van de nationale en internationale normalisatie notaties, of zelfs hele formules, veranderd. Door normalisatie kan de mechanica natuurlijk niet veranderen, maar bepaalde benaderingsformules of correlaties kunnen door discussies wel enigszins veranderen. De wetenschap staat overigens ook niet stil, en zo zijn diverse hoofdstukken aan actuele ontwikkelingen of voortschrijdend begrip aangepast. En onderdelen die bij studenten op moeilijkheden blijken te stuiten kunnen wellicht iets helderder worden uitgelegd.

Een belangrijke bijdrage in de productie van dit boek is geleverd door het programma $\text{T}_{\text{E}}\text{X}$, van Donald Knuth, in de versie $\text{L}_{\text{A}}\text{T}_{\text{E}}\text{X}$ van Leslie Lamport, dat een voortdurende bron van vreugde is geweest bij het tot stand komen en het onderhouden van het manuscript. Alle figuren zijn ook in $\text{L}_{\text{A}}\text{T}_{\text{E}}\text{X}$ vervaardigd, met de macro's $\text{P}_{\text{C}}\text{T}_{\text{E}}\text{X}$.

Het logo met de in twee richtingen afschuivende grond is ontworpen door Prof. dr. ir. G. de Josselin de Jong, die een belangrijke bijdrage heeft geleverd aan de ontwikkeling van de grondmechanica als tak van wetenschap, en van wie ik het vak heb geleerd.

Zoetermeer, december 2003

Arnold Verruijt

In deze nieuwe editie zijn op verschillende plaatsen kleine, maar ook wat grotere aanpassingen aangebracht. Zo is niet meer alleen drukspanning, maar ook zetting en volumeverkleining als positief gerekend. Bovendien is meer aandacht besteed aan het verschil tussen de bezwijktheorie van Coulomb (gebaseerd op één normaalspanning) en van Mohr-Coulomb (gebaseerd op twee hoofdspansingen). Dit verschil komt vooral bij de schuifproef naar voren. Mijn dank gaat uit naar Prof. dr. ir. A. Verruijt, van wie ik het vak heb geleerd en die mij dit boek heeft overhandigd om het mee te laten groeien met de ontwikkelingen in de geotechniek.

Delft, juli 2004

Stefan van Baars

Inhoud

I	Inleiding	1
1	Inleiding	2
1.1	Het vakgebied	2
1.2	Historie	3
1.3	Waarom Grondmechanica?	4
II	Grond en spanning	11
2	Classificatie	12
2.1	Korrelgrootte	12
2.2	Korrelverdelingsdiagram	13
2.3	Chemische samenstelling	14
2.4	Consistentiegrenzen	15
2.5	Een internationale classificatie	18
3	Terreinonderzoek	20
3.1	Sondering (CPT)	20
3.2	Vinproef	23
3.3	Standaard Penetratie Test (SPT)	24
3.4	Boring	24
4	Korrels, water, lucht	28
4.1	Porositeit	28
4.2	Verzadigingsgraad	29
4.3	Dichtheid	30
4.4	Volumegewicht	31
4.5	Watergehalte	32
5	Spanningen in de grond	34
5.1	Spanningen	34
5.2	Waterspanningen	35
5.3	Effectieve spanningen	36
5.4	Archimedes en Terzaghi	39

6	Spanningen in de horizontale laag	41
6.1	Verticale spanningen	41
6.2	De algemene procedure	45
III	Grondwater en stroming	47
7	Darcy	48
7.1	Hydrostatica	48
7.2	Stijghoogte	50
7.3	Stromend grondwater	50
8	Doorlatendheid	56
8.1	Doorlatendheidsproef	56
8.2	Falling head test	58
9	Grondwaterstroming	61
9.1	Stroming in een verticaal vlak (2-D)	61
9.2	Opwaartse stroming en opbarsten	62
9.3	Stroming onder een muur	66
10	Opdrijven	69
10.1	Het principe van Archimedes	69
10.2	Een vloer van onderwaterbeton	70
10.3	Opdrijven van een buis	72
11	Vierkantennet	75
11.1	Potentiaal en stroomfunctie	75
11.2	Stroming onder een constructie	77
12	Bronbemaling	81
IV	Stijfheid en zetting	85
13	Spanning-rek-relaties	86
13.1	Compressie en distorsie	86
13.2	Ontlasten en herbelasten	89
13.3	Dilatantie	91
14	Tangent-moduli	95
14.1	Vervormingstensor en spanningstensor	95
14.2	Lineair elastisch materiaal	97
14.3	Niet-lineair materiaal	98

15 Eendimensionale samendrukking	100
15.1 Samendrukkingsproef	100
15.2 Elastische analyse	105
16 Consolidatie	107
16.1 Afleiding differentiaalvergelijking	107
16.2 Rand- en beginvoorwaarden	111
17 Analytische oplossing	113
17.1 Het probleem	113
17.2 De oplossing	114
17.3 De zetting	116
17.4 Benaderingsformules	119
18 Numerieke oplossing	121
18.1 Eindige differenties	121
18.2 Numerieke stabiliteit	124
19 Bepaling consolidatiecoëfficiënt	127
19.1 Log(t)-methode	127
19.2 Wortel(t)-methode	128
19.3 Bepaling van m_v en k	130
20 Seculair effect	132
20.1 Keverling Buisman	132
V Sterkte en proeven	137
21 Schuifsterkte	138
21.1 Coulomb	138
21.2 De cirkel van Mohr	139
21.3 Mohr-Coulomb	142
21.4 Formulering van het Mohr-Coulomb criterium	143
22 Triaxiaalproef	146
23 Celproef	152
24 Schuifproef	156
24.1 Directe schuifproef	156
24.2 Uniforme schuifproef	157
25 Waterspanningen	160
25.1 Meting van de waterspanning	160
25.2 Verschillende triaxiaalproeven	162

25.3	Elastische respons	163
25.4	Invloed dilatantie	164
25.5	Skempton's coëfficiënten	165
26	Ongedraineerd gedrag	168
26.1	Ongedraineerde proeven	168
26.2	De ongedraineerde schuifsterkte	171
27	Spanningspaden	174
27.1	Parameters	174
27.2	Triaxiaalproef	176
27.3	Voorbeeld	177
VI	Analytische oplossingen	179
28	Elastische berekeningen	180
28.1	Berekening van spanningen en vervormingen	180
28.2	Elasticiteitstheorie	181
29	Boussinesq	185
30	Newmark	189
31	Flamant	193
32	Zettingsberekeningen	197
32.1	Voorbeeld	198
VII	Wanden en horizontale gronddruk	201
33	Horizontale gronddruk	202
33.1	Coëfficiënt van horizontale gronddruk	202
33.2	Vloeistof	204
33.3	Elastisch materiaal	205
33.4	Elastisch materiaal onder water	206
34	Rankine	208
34.1	Mohr-Coulomb	208
34.2	Actieve gronddruk	210
34.3	Passieve gronddruk	212
34.4	Neutrale gronddruk	213
34.5	De invloed van het grondwater	214

35 Coulomb	216
35.1 Actieve gronddruk	216
35.2 Passieve gronddruk	219
36 Tabellen voor horizontale gronddruk	222
36.1 Probleemstelling	222
36.2 Voorbeeld	224
36.3 Tabellen	224
37 Damwanden	229
37.1 Damwand in homogene droge grond	229
37.2 Waterspanningen	232
38 Blum	238
38.1 Schematisering volgens Blum	238
38.2 Principe van de rekenmethode	239
39 Damwand in gelaagde grond	245
39.1 Computerprogramma	245
39.2 Berekening ankerschot	248
 VIII Strook- en paalfundering	 251
40 Grenstoestanen	252
40.1 Basisstellingen plasticiteitstheorie	252
41 Strokenfundering	255
41.1 Ondergrens	255
41.2 Bovengrens	258
42 Prandtl	260
42.1 Evenwichtsvergelijkingen in poolcoördinaten	260
42.2 Prandtl's oplossing	261
43 Brinch Hansen	264
43.1 Draagvermogen strokenfundering	264
43.2 De richting van de belasting	267
43.3 Vormfactoren	268
43.4 Sondering en ongedraineerde cohesie	269
44 Paalfunderingen	271
44.1 Draagvermogen van een paal	271
44.2 Statisch bepaalde paalfundering	272
44.3 Statisch onbepaalde paalfundering	273

IX	Talud en stabiliteit	277
45	Verticaal talud in cohesief materiaal	278
45.1	Ondergrens	278
45.2	Bovengrens	280
46	Stabiliteit van oneindig talud	282
46.1	Oneindig talud in droog zand	282
46.2	Oneindig talud onder water	284
46.3	Stroming evenwijdig aan het talud	285
46.4	Horizontale stroming	287
47	Glijvlakberekeningen	289
47.1	Cirkelvormige glijvlakken	289
47.2	Methode Fellenius	290
47.3	Methode Bishop	291
X	Appendices	293
A	Spanningsleer	294
A.1	Transformatieformules	294
A.2	Hoofdrichtingen	296
A.3	Cirkel van Mohr	296
B	Elasticiteitstheorie	299
B.1	Basisvergelijkingen elasticiteitstheorie	299
B.2	Boussinesq-problemen	301
B.3	Puntlast	303
B.4	Verdeelde belasting	304
B.5	Fourier-transformaties	305
B.6	Lijnlast	306
C	Plasticiteitstheorie	309
C.1	Vloeioppervlak	309
C.2	Enige geometrische beschouwingen	310
C.3	Convex vloeioppervlak	312
C.4	Plastische vervormingen	313
C.5	Plastische potentiaal	313
C.6	Drucker's postulaat	314
C.7	Virtuele arbeid	315
C.8	Ondergrenstheorema	317
C.9	Bovengrenstheorema	318
C.10	Wrijvingsmaterialen	320

D Modelonderzoek	322
D.1 Eenvoudige schaalmodellen	322
D.2 Centrifuge-onderzoek	325
Antwoorden van Opgaven	329
Literatuur	333
Trefwoorden	334

Deel I
Inleiding

Hoofdstuk 1

Inleiding

1.1 Het vakgebied

Grondmechanica is de wetenschap van het evenwicht en de beweging van lichamen die bestaan uit grond. Onder grond wordt daarbij verstaan het verweerde materiaal waaruit de bovenste lagen van de aardkorst bestaan. Het niet-verweerde materiaal in de aardkorst noemt men rots, en de mechanica daarvan wordt bestudeerd in het vakgebied *rotsmechanica* of *gesteentemechanica*. Grofweg gesproken is het onderscheid tussen grond en rots dat men in grond met eenvoudige hulpmiddelen, zoals een spade, met de hand een kuil kan graven, en dat dat in rots niet lukt. Rots moet eerst met grof geweld, met een beitel en een hamer, of machinaal, verbrijzeld worden. Het natuurlijke verweringsproces van rots bestaat er uit dat rotsachtig materiaal door de eeuwenlange inwerking van zon, regenwater en wind verweert tot stenen. Daarbij speelt vaak ook een rol dat water hier en daar in spleten in de rots achterblijft, en dan bij bevriezing of dooi tot breuken leidt. De tamelijk grove stenen die in bergland ontstaan worden door de zwaartekracht, en vaak samen met water in de vorm van rivieren, afgevoerd naar beneden. Door onderlinge wrijving slijten de stenen geleidelijk af, waardoor het materiaal steeds ronder en fijner wordt: grind, zand en tenslotte slib. In stromende rivieren kan het meegevoerde materiaal bezinken, het meest grove materiaal al bij hoge snelheden, het meest fijne materiaal alleen bij heel lage snelheden. In de bedding van een rivier vindt men derhalve grof materiaal (grind) in de bovenrivier, en fijn materiaal als fijn zand en slib in het benedenstroomse gebied.

In het in de benedenstroom van Rijn en Maas gelegen Nederland wordt op vele plaatsen verweerd, en derhalve weinig samenhangend, materiaal aangetroffen, vooral zand en klei. Dat materiaal is veelal in vroeger tijden door Rijn en Maas afgezet in het toenmalige deltagebied. Ook is veel fijn materiaal afgezet bij overstromingen van het toen bestaande land door de zee of door rivieren. De Nijl zet ook thans nog regelmatig vruchtbaar slib af bij overstromingen. Nederlandse rivieren deden dat vroeger ook, maar door bedijking van de rivieren gebeurt dat nu niet meer. Het land wordt niet meer langs natuurlijke weg opgehoogd bij overstromingen, maar zakt nog wel, door langzame tektonische bewegingen. En de dijken worden steeds hoger en zwaarder om de zakking van het land te compenseren en om hogere waterstanden, die een gevolg zijn van zeespiegelrijzing, te keren. Dat proces zal eeuwig doorgaan, als Nederland bewoond wil blijven.

Op en in de zo ontstane grond wordt door mensen gebouwd, en het is de taak van de geotechnisch ingenieur om te voorspellen hoe de grond zich daarbij zal gedragen. Vragen die aan de orde kunnen komen zijn bijvoorbeeld: hoeveel een ophoging of een weglichaam zakt onder invloed van zijn eigen gewicht en door de nuttige belasting, wat de zekerheid tegen bezwijken is van een kerende constructie (een dijk, een kademuur, een damwand), hoe groot de belasting van de grond is op een constructie (een tunnel, een sluiswand), of hoe groot de belasting is die men op de funderingspalen van een gebouw, een huis of een sluis kan toelaten zonder gevaar voor grote zakkingen. Voor de beant-



Figuur 1.1. Afschuiving bij Weesp, 1918.

woording van al dit soort vragen dient de grondmechanica de basiskennis te verschaffen.

1.2 Historie

Het vak grondmechanica is als apart vakgebied ontstaan in het begin van deze eeuw, in veel landen ongeveer tegelijkertijd, en soms mede naar aanleiding van spectaculaire ongevallen. Zo was in Nederland de afschuiving van een spoorbaan bij Weesp, in 1918 (zie figuur 1.1) aanleiding tot het eerste grote systematische onderzoek op het gebied van de mechanica van grond, door een speciale commissie ingesteld door de overheid. Veel van de basisprincipes van de grondmechanica waren op dat moment eigenlijk al vele jaren bekend, maar ze waren nog niet samengevoegd tot een praktisch bruikbaar ingenieursvak. Zo publiceerde Coulomb al in 1776 een nog altijd zeer belangrijke verhandeling over het bezwijken van grond, en in 1857 publiceerde Rankine zijn werk over de mogelijke spanningsverdelingen in de grond. Een jaar daarvoor had Darcy zijn studies over de doorlatendheid van grond voor water gepubliceerd, voor de watervoorziening van de stad Dijon. De wetten en de grondslagen van de mechanica van continua, zoals de principes van de statica, en de spanningsleer, waren in die tijd natuurlijk ook al lang bekend, door het werk van Newton en Franse wetenschappers als Cauchy, Navier en Boussinesq. De vereniging van alle gereed liggende begrippen tot een apart en samenhangend vakgebied grondmechanica heeft eigenlijk nog vele jaren op zich laten wachten. In het begin van deze eeuw was de tijd ervoor blijkbaar rijp. De commissie voor de ramp bij Weesp kwam tot de conclusie dat door langdurige regenval de waterdrukken in de spoordijk te hoog

waren geworden, en dat de grond daardoor *verweekt* was.

Baanbrekend werk voor de ontwikkeling van de grondmechanica is verricht door Karl Terzaghi, die onder andere aangegeven heeft hoe men de invloed van de spanningen in het grondwater op het gedrag van grond in rekening kan brengen. Dat is een wezenlijk element in de grondmechanica. Fouten op dit gebied leiden vaak tot grote rampen, zoals de afschuiving bij Weesp. In Nederland is voor de tweede wereldoorlog veel pionierswerk verricht door Keverling Buisman. Een belangrijke stimulerende invloed is ook uitgegaan van de oprichting van het Laboratorium voor Grondmechanica in 1934. Dit instituut heet thans Deltares; het is één van de zogenaamde Grote Technologische Instituten van Nederland, mede omvattend het WL|Delft Hydraulics (het Waterloopkundig Laboratorium), en naast het Energie Centrum Nederland (ECN) in Petten. Er bestaan over de gehele wereld instituten en adviesbureaus die zich gespecialiseerd hebben in de grondmechanica. Vaak houden deze zich ook bezig met de *Funderingstechniek*, dat is het toegepaste vakgebied waarin de eigenschappen van diverse typen van funderingen worden bestudeerd. Grondmechanica en Funderingstechniek tezamen noemt men ook wel *Geotechniek*. Een bekend Nederlands ingenieursbureau op dit gebied is Fugro, met zijn hoofdkantoor in Leidschendam, en met kantoren over de gehele wereld.

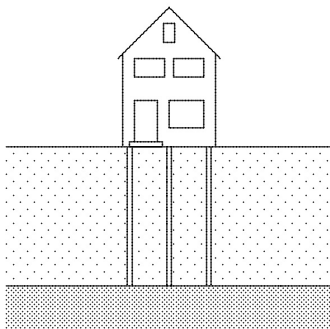
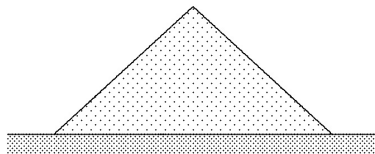
Het vakgebied is internationaal georganiseerd in de *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, de ISSMGE, die congressen organiseert, en tracht de wetenschap te bevorderen en de eenheid in het vakgebied te versterken, door internationale studieverenigingen, en door medewerking aan standaardisatie. In elk land heeft de International Society een nationale vereniging. In Nederland is dat de Afdeling Geotechniek van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs. Daarin zijn ongeveer duizend vakgenoten verenigd.

1.3 Waarom Grondmechanica?

De grondmechanica heeft zich als apart vakgebied kunnen en moeten ontwikkelen omdat grond een aantal bijzondere eigenschappen heeft, die het onderscheidt van andere materialen. Daarnaast speelt uiteraard ook een rol dat grond in zo grote hoeveelheden voorkomt, en dat de civiel ingenieur er bij alle constructies mee te maken krijgt. Elke constructie moet immers op de een of andere manier gefundeerd worden, en zijn belastingen afdragen aan de grond. De belangrijkste bijzondere eigenschappen van het materiaal grond worden in dit hoofdstuk kort beschreven. In de rest van het boek worden ze in detail behandeld, en zal worden getracht de verschijnselen voor kwantitatieve analyse toegankelijk te maken.

1.3.1 Stijfheid afhankelijk van spanningsniveau

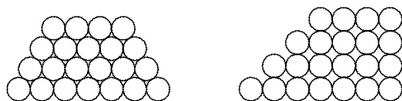
Veel materialen uit de techniek, met name metalen, maar tot op zekere hoogte ook beton en hout, gedragen zich zolang de spanningen maar niet al te groot worden, lineair. Dat wil zeggen dat de vervormingen tweemaal zo groot worden als de spanningen tweemaal zo groot zijn. Dit wordt beschreven met de wet van Hooke, en zulke materialen noemt men *lineair elastisch*. Grond voldoet daar absoluut niet aan. Zo wordt grond bij samendrukking bijvoorbeeld steeds stijver. Zand, dat aan de oppervlakte geen enkele samenhang vertoont, en daarom los door de vingers glipt, krijgt bij alzijdige compressie een steeds

*Figuur 1.2. Paalfundering.**Figuur 1.3. Een berg zand.*

toenemende stijfheid en sterkte. Dit wordt veroorzaakt doordat de ruimte tussen de korrels afneemt als de grond samendrukt. Daarbij worden de krachten tussen de korrels groter, en neemt het aantal contacten tussen de korrels toe, en neemt ook het oppervlak van de contactvlakjes tussen de korrels toe, waardoor de stijfheid toeneemt. De eigenschap dat de stijfheid van een korrelmateriaal toeneemt met de spanning wordt in het dagelijks leven bijvoorbeeld gebruikt bij het verpakken van gemalen koffie. Door de lucht uit een pak koffie weg te zuigen wordt het pak keihard (vacuümkoffie). In de civiele techniek ontleent een paalfundering zijn nut voor een groot deel aan de grote stijfheid van de grond bij hoge spanningen. Het zand onder een dikke laag van slappe klei staat onder hoge druk, door het gewicht van die kleilaag. Daardoor wordt het diepe zand als het ware keihard, en kan men grote krachten toelaten op een paal die tot in dat diepe zand reikt.

1.3.2 *Afschuiving*

Wordt bij samendrukking grond steeds stijver, bij hoekvervormingen wordt grond juist steeds slapper, en bij een bepaalde waarde van de schuifspanning ten opzichte van de normaalspanning kan zelfs bezwijken optreden. De helling van een berg droog zand, bijvoorbeeld bij een opslagplaats van zand, kan niet steiler worden dan een graad of dertig, veertig. Dat komt doordat de korrels anders over elkaar gaan glijden. Dit verschijnsel heeft veroorzaakt dat Nederland zo vlak is, dat een talud van een dam niet te steil gemaakt kan worden, en dat verscheidene dammen en ophogingen zijn afgeschoven, met alle ramppalige gevolgen van dien. Bijzonder vervelend is nog dat bij heel fijne gronden, zoals klei, een steile helling vaak wel enige tijd kan blijven staan, door capillaire waterspanningen, maar dat na enige tijd die waterspanningen veranderen, en de dam alsnog afschuift. Een positieve toepassing van dit verschijnsel van bezwijken van de grond is de middenbermbeveiliging langs autowegen. Bij een botsing van een auto met een vangrail worden grote vervormingen veroorzaakt doordat de schuifspanningen in de grond te groot worden. Bij die vervormingen wordt energie omgezet in warmte, en de botsing wordt daardoor gedempt. Na de botsing staat de vangrail wel scheef in de grond, als gevolg van het bezwijken van de grond, maar de kinetische energie van de auto is omgezet in blijvende vervorming van de grond, en niet (of althans in mindere mate) in blijvende vervorming van de auto of de inzittenden.



Figuur 1.4. Dilatantie.

1.3.3 Dilatantie

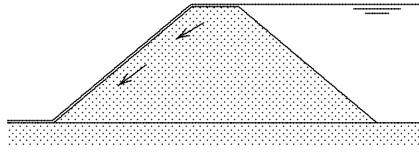
Hoekvervormingen van grond gaan vaak gepaard met ongewilde of onverwachte volumeveranderingen. Los zand heeft de tendens om dichter te worden, en vast gepakt zand kan eigenlijk alleen maar vervormen als het tegelijk wat lossier wordt. Men noemt dat *dilatantie*, een verschijnsel ontdekt door Reynolds, in 1885. Deze eigenschap veroorzaakt dat bij het lopen op het strand langs de waterlijn het dicht gepakte zand rondom de voet droog gezogen wordt, door de volumevergroting eronder. Een dichte stapeling van kogels zal bij afschuiven van de ene laag over de andere in volume uitzetten, zie figuur 1.4. De ruimte tussen de korrels neemt daarbij toe.

Anderzijds heeft een heel losse stapeling bij vervorming de neiging als het ware in te storten, met een verkleining van het volume. Dergelijke volumeverkleiningen van het korrelskelet van grond zijn vooral erg belangrijk als de grond verzadigd is met water. De volumeverkleiningen worden dan namelijk tegengewerkt door het water in de poriën, en dat kan leiden tot een aanzienlijke verhoging van de druk in het poriënwater. Veel ongelukken in de geotechniek zijn ontstaan doordat de waterdrukken werden onderschat. Bij aardbevingen in Japan wordt met water verzadigd zand vaak in korte tijd verdicht. Daarbij ontstaan overdrukken in het grondwater, en de zandkorrels kunnen als het ware gaan drijven in het water: *drijfzand*. Het feit dat in de geulen in de monding van de Oosterschelde het zand erg los gepakt was, heeft het noodzakelijk gemaakt het zand daar ter plaatse eerst te verdichten voor de bouw van de stormvloedkering. Ook het zand dat is opgespoten voor de aanleg van het vliegveld Tjek Lap Kok in Hongkong is eerst verdicht voordat de landingsbanen en de gebouwen er op zijn gebouwd.

1.3.4 Kruip

De vervorming van grond is vaak afhankelijk van de tijd, ook als de belasting constant is. Men noemt dat *kruip*. Vooral klei vertoont dat verschijnsel. Dit leidt bijvoorbeeld tot bijna eeuwig doorgaande zakkings van de grond onder een ophoging. Een nieuw weglichaam, gebouwd op een slappe ondergrond, blijft vaak nog jarenlang zakken. Bij gebouwen is dit vooral hinderlijk als de zakking niet gelijkmatig is. Dan kan het tot scheuren in de constructie leiden.

Door de aanleg van dijken in Nederland, op behoorlijk samendrukbare kleilagen, worden zakkings van die kleilagen veroorzaakt, die tientallen jaren doorgaan. Om de dijken op hoogte te houden moeten ze na enige jaren opgehoogd worden. Daardoor neemt de druk verder toe, en wordt weer een verdere zakking veroorzaakt. Zo zal het eeuwig blijven doorgaan. Voor de ingrepen van de mens werd het land geleidelijk opgehoogd, door de overstromingen van de rivier. De menselijke activiteit van de aanleg van dijken leidt daarentegen tot een voortdurende zakking van het land.



Figuur 1.5. Overstromende dijk.

Zand en gesteente vertonen nauwelijks kruip. Alleen bij hoge spanningen en dikke lagen moet men soms rekening houden met kruip van een laag zand of zandsteen. Dit kan van belang zijn bij de winning van olie of gas uit een diep gelegen poreuze laag.

1.3.5 *Grondwater*

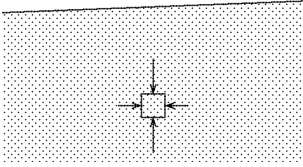
Een aparte karakteristiek van grond is dat er zich vaak water in de poriën bevindt. Dat water verzet zich tegen volumeveranderingen en het levert een bijdrage aan het opnemen van de spanningen in de grond. Bovendien kan het grondwater nog in beweging zijn ten opzichte van het vaste korrel skelet. Bij die grondwaterstroming worden krachten uitgeoefend op de korrels, door wrijving. In veel gevallen zal men grond als een twee-fasen materiaal moeten beschouwen. De invloed van het grondwater, en de eventuele gevolgen ervan, is voor vele constructies rampzalig geweest: in 1953 bezweken veel dijken in het Zuid-Westen van Nederland doordat er water overheen liep, dat in de grond drong, en daarna door de grond stroomde, zie figuur 1.5. De kracht van het over en door de grond stromende water deed het binnentalud afschuiven, waardoor de dijk zijn kerende functie verloor, en de polders snel vol liepen.

In het buitenland zijn soms grote stuwdammen bezweken doordat het grondwater in het inwendige van de dam niet goed gekeerd werd (bijvoorbeeld de Teton dam in de Verenigde Staten). Ook door overvloedige regenval kan een berg van losse grond tot bezwijken komen, zoals optrad bij Aberfan in Wales in 1966, toen een berg mijnaufval bezweek als gevolg van het hoge niveau van het grondwater.

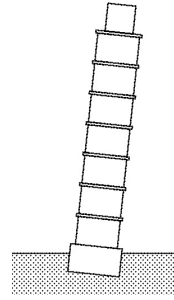
Van groot belang is ook dat bij een verlaging van de druk in het grondwater, bijvoorbeeld als de grondwaterstand zakt door de winning van grondwater voor drinkwater, de spanning tussen de korrels toeneemt, met als gevolg een zakking van het grondoppervlak. Dit verschijnsel treedt op in veel grote steden (Venetië, Bangkok), die dan dreigen in de zee weg te zinken. Het treedt ook op bij een tijdelijke bronbemaling voor een bouwput. De gebouwen in de omgeving kunnen dan door de zakking gaan scheuren. Op een andere schaal treedt dit zelfde verschijnsel op bij de winning van het aardgas in Groningen. Door de verlaging van de druk in het gas neemt de druk tussen de korrels van het gesteente toe, waardoor de dikte van het gesteente afneemt. Daardoor zakt het land. De totale zakking van het gebied rond Slochteren door de productie van het aardgas wordt geraamd op zo'n 50 cm.

1.3.6 *Onbekende beginspanningen*

De grond waarop gebouwd wordt is meestal al van nature aanwezig, en de begintoestand is vaak verre van homogeen, en vaak zelfs gedeeltelijk onbekend. De beginspanningen



Figuur 1.6. Spanningen.



Figuur 1.7. Pisa.

bepalen in sterke mate het gedrag van de grond, door de hierboven al genoemde niet-lineariteit

van de mechanische eigenschappen. Deze beginspanningen zijn afhankelijk van de geologische geschiedenis, die nooit tot in detail bekend is, en dat heeft een grote mate van onzekerheid tot gevolg. Met name de horizontale beginspanningen zijn meestal onbekend. De verticale spanningen zijn vaak nog wel redelijk te schatten, omdat die vooral bepaald worden door het gewicht van de bovenliggende lagen. Daarom nemen de beginspanningen toe met de diepte, en daardoor nemen zowel de sterkte als de stijfheid van de grond met de diepte toe. Maar de horizontale spanningen in de uitgangstoestand zijn veelal onbekend. Als de grond in vroeger tijden in horizontale richting is opgestuikt door tektonische bewegingen kan er een veel grotere horizontale spanning in de grond heersen dan wanneer de grond in horizontale richting vroeger uitgevloed is. Tezamen met de spanningsafhankelijkheid van het mechanisch gedrag van grond betekent de onbekendheid van de spanningen dat de eigenschappen van de grond op een bepaalde lokatie afhangen van de veelal onbekende geschiedenis van de grond, en dus zeker niet van achter een bureau kunnen worden bepaald.

1.3.7 Variabiliteit

Het ontstaan van de grond door langdurige geologische processen betekent ook dat de grond op verschillende plaatsen behoorlijk verschillend kan zijn. Zelfs op twee dicht bij elkaar gelegen plaatsen kan de grond sterk verschillende eigenschappen hebben. Zo kan een vroegere geul lang geleden opgevuld zijn met rivierafzettingen. De loop daarvan kan dan vaak nu nog worden teruggevonden in de ondergrond. Bij de ophoging van een geaccidenteerd terrein tot een vlak bouwterrein met behulp van goed draagkrachtige grond vindt men vaak na enige jaren ongelijkmatige zettingen door de variatie in de diktes van de grondlagen. Ook kan de grond plaatselijk verzwakt of juist versterkt zijn door lokale processen, zoals een plaatselijke zware belasting van de grond in een ver verleden.

Een globale indruk van de grondopbouw kan worden verkregen aan de hand van geologische kaarten. Die kaarten geven aan uit welke geologische periode bepaalde lagen afkomstig zijn. Daarmee kan dan redelijk geschat worden wat de grondopbouw is. Een ervaren ingenieur of geoloog kan daarmee vaak ook wel een eerste globale schatting geven van de mechanische eigenschappen van de grond. Ook andere kennis van de geologische

geschiedenis kan van grote waarde zijn. Zo kunnen in delen van West-Europa die in een vroegere ijstijd door dikke lagen ijs bedekt zijn geweest lagen slappe klei sterk zijn samengedrukt, waardoor die lagen veel stijver en sterker zijn geworden dan soortgelijke lagen die nooit zijn voorbelast.

Het met enige nauwkeurigheid bepalen van de mechanische eigenschappen van de ondergrond is echter alleen goed mogelijk door onderzoek ter plaatse. Dat kan door de grond in het terrein (*in situ*) te onderzoeken, of door een monster te steken, en dat in het laboratorium te beproeven. Dat zal in dit boek uitgebreid aan de orde komen.

Opgaven

1.1 Bij hoog water in de Nederlandse rivieren, waarbij door zeer grote afvoer van de rivier het water bijna tot de kruin van de dijk stijgt, neemt men soms zijn toevlucht tot maatregelen als het leggen van zandzakken boven op de dijk. Is dat zinvol?

1.2 Bij dreigende overstroming van een rivierdijk legt men ook wel grote lappen plastic op het talud van de dijk. Aan welke kant?

1.3 Zal in de nabijheid van een diepe rivier de horizontale spanning in de grond klein zijn of juist groot?

1.4 De bodem van de Noordzee is in het Noordelijke gedeelte vaak veel steviger dan in het Zuidelijke gedeelte. Hoe zou dat komen?

1.5 Een mogelijke verklaring voor de scheefstand van de toren van Pisa is dat er in de ondergrond een laag slappe klei zit van variabele dikte. Aan welke kant zou die laag dan het dikst zijn?

1.6 Een andere verklaring voor de scheefstand van de toren van Pisa is dat er in vroeger tijden (voor de aanvang van de bouw van deze toren in 1400) een ander zwaar bouwwerk heeft gestaan, met een bodemoppervlak dat niet precies samenvalt met dat van de nieuwe toren. Aan welke kant zou dat bouwwerk dan vermoedelijk gestaan hebben?

1.7 De toren van de Oude Kerk in Delft, langs de Oude Delft, staat ook behoorlijk scheef. Hoe zou dat komen, en hoe zou men verdere scheefzakking technisch kunnen voorkomen?

Deel II

Grond en spanning

Hoofdstuk 2

Classificatie

2.1 Korrelgrootte

Het is gebruikelijk grond onder te verdelen in verschillende soorten. In veel gevallen hebben die verschillende grondsoorten ook mechanisch tamelijk verschillende eigenschappen. Een eenvoudige onderverdeling kan geschieden op basis van de *korrelgrootte* van de deeltjes waaruit de grond voornamelijk bestaat. Zo noemt men grof materiaal grind, en het fijnere materiaal zand. Om een algemeen bruikbaar onderscheid te kunnen maken is internationaal afgesproken dat men spreekt van *grind* als de deeltjes groter zijn dan 2 mm, maar kleiner dan 63 mm. Nog grotere brokken noemt men dan stenen. *Zand* bestaat uit deeltjes die kleiner zijn dan 2 mm, maar groter dan 0.063 mm. Als de deeltjes kleiner zijn dan 0.063 mm en groter dan 0.002 mm spreekt men van *silt*, en grond bestaande uit deeltjes kleiner dan 0.002 mm noemt men *klei* of *lutum*, zie tabel 2.1.

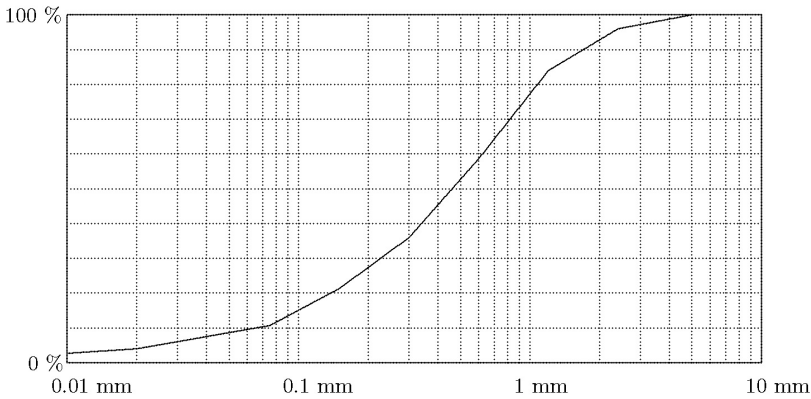
In sommige landen, zoals Nederland, is ook nog van belang de grondsoort *veen*, dat voor een groot deel bestaat uit organisch materiaal, afkomstig van plantenresten. De deeltjes zijn voor het grootste deel erg klein, maar het kan bijvoorbeeld ook nog resten hout bevatten. De korrelgrootte is bij veen niet zo van belang, maar meer de chemische samenstelling, met veel koolstof. Zoals bekend noemt men dat *organisch* materiaal. De hoeveelheid organisch materiaal in een grondmonster kan men bepalen door te meten hoeveel er verloren gaat door het te verbranden.

Het gedrag van de diverse genoemde grondsoorten, zoals zand, klei en veen, is nogal verschillend. Zo is klei veel slechter doorlatend dan zand, maar in het algemeen ook slapper. Veen is vaak zeer licht (soms nauwelijks zwaarder dan water), en sterk anisotroop, door de invloed van de richting van de vezels van het organische materiaal. Veen is meestal ook sterk samendrukbaar. Zand is in het algemeen goed doorlatend, en vrij stijf, als er tenminste enige voorbelasting is.

Als een eerste aanduiding voor het gedrag van het materiaal kan de korrelgrootte wel nuttig zijn, maar bepalend is ze niet. Voor de kwantitatieve antwoorden die de ingenieur moet geven zijn de mechanische eigenschappen nodig, en die kunnen voor gronden met dezelfde korrelgrootte nog weer heel verschillend zijn. Men kan zich bijvoorbeeld

Grondsoort	min.	max.
klei		0.002 mm
silt	0.002 mm	0.063 mm
zand	0.063 mm	2 mm
grind	2 mm	63 mm

Tabel 2.1. Korrelgrootte van diverse grondsoorten.



Figuur 2.1. Korrelverdelingsdiagram.

gemakkelijk voorstellen dat zand bestaande uit deeltjes met scherpe hoeken (scherp zand) zich anders gedraagt dan zand bestaande uit afgesleten, meer ronde, deeltjes. Ook kan een mengsel van diverse korrelgroottes slecht doorlatend zijn doordat de kleinere deeltjes net in de poriën van de grotere passen.

Het globale karakter van de indeling naar korrelgrootte komt goed tot uiting in de in Duitsland wel gebruikte indeling, waarbij men zegt dat grind bestaat uit deeltjes kleiner dan een kippenei en groter dan een luciferkop, en dat de deeltjes van zand kleiner zijn dan een luciferkop, maar nog wel met het blote oog zichtbaar.

2.2 Korrelverdelingsdiagram

De grootte van de deeltjes in een bepaalde grond kan worden weergegeven in een zogenaamd *korrelverdelingsdiagram*, zie figuur 2.1. In een dergelijk diagram wordt aangegeven welk deel (uitgedrukt in gewichtsprocenten) kleiner is dan een bepaalde diameter. Een steile kromme hoort bij een gelijkmatige grondsoort. Als de kromme flauw is betekent dit dat de grond deeltjes van sterk verschillende diameter bevat. Voor grove korrels, zeg groter dan 0.05 mm, kan men de korrelverdeling bepalen door te zeven. De gebruikelijke procedure is om een aantal zeven van verschillende maaswijdten boven elkaar te plaatsen, met de zeef met de grootste openingen boven, en de fijnste zeef onder. Men vindt dan na enige tijd goed schudden met de hand of trillen met een trilmachine op elke zeef alleen nog de deeltjes die net groter zijn dan de mazen van die zeef en kleiner dan de mazen van alle zeven erboven. Op die manier kan men dan het korrelverdelingsdiagram bepalen. Er zijn voor die bepaling zeefmachines in de handel, en standaardzeven. Het voorbeeld van figuur 2.1 toont een normaal zand. Er zijn blijkbaar geen korrels groter dan 5 mm.

Om de korrelverdeling te beschrijven gebruikt men vaak de grootheden D_{60} en D_{10} . Die waarden geven aan dat 60 %, respectievelijk 10 % van de korrels (in gewichtshoeveelheden gemeten) kleiner is dan die waarde. In het geval van figuur 2.1 volgt uit de figuur dat $D_{60} \approx 0.6$ mm, en $D_{10} \approx 0.07$ mm. Het quotient van die twee waarden noemt men wel de

uniformiteitscoëfficiënt C_u ,

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}. \quad (2.1)$$

In het geval van figuur 2.1 is dat ongeveer 8.5. Dat geeft aan dat de grond korrels van nogal verschillende grootte bevat. Men noemt dat een *goed gegradeerde* grond. Bij een *slecht gegradeerde* grond zijn de korrels bijna allemaal even groot. De uniformiteitscoëfficiënt is dan maar weinig groter dan 1, bijvoorbeeld $C_u = 2$.

Voor deeltjes kleiner dan ongeveer 0.05 mm kan men de korrelverdeling niet goed door zeven bepalen, omdat de gaatjes van de zeef dan wel erg onpraktisch klein worden, en omdat bij flink schudden de fijne deeltjes als stof in de lucht vliegen. Men kan dan het gehalte aan deeltjes van een bepaalde diameter beter bepalen door de bezinksnelheid in water te meten. Daarvoor bestaan diverse methoden, die alle gebaseerd zijn op de wet van Stokes. Deze stelt dat de kracht op een kleine bolvormige korrel die bezinkt in een viskeuze vloeistof afhangt van de viscositeit van de vloeistof, de korreldiameter van de deeltjes en de snelheid. Omdat de totale kracht die tot bezinken leidt bepaald wordt door de zwaarte van de deeltjes onder water kan men een relatie afleiden voor de bezinksnelheid van een enkel deeltje in een oneindig groot vat met water. De betreffende formule, afgeleid door Stokes, is

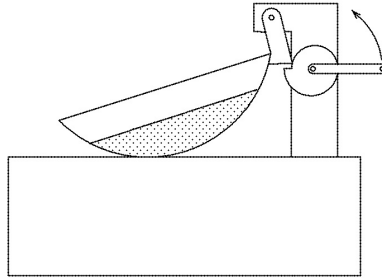
$$v = \frac{(\gamma_k - \gamma_w)D^2}{18\mu}, \quad (2.2)$$

waarin γ_k het volumegewicht van het deeltje is, γ_w het volumegewicht van de vloeistof, D de korreldiameter, en μ de dynamische viscositeit van de vloeistof. Omdat de bezinksnelheid van erg kleine deeltjes erg klein is kan de bepaling ervan uiteraard nogal tijdrovend zijn.

2.3 Chemische samenstelling

Naast het onderscheid in korrelgrootte tussen verschillende grondsoorten is ook het verschil in chemische samenstelling vaak een goed middel om grondsoorten van elkaar te onderscheiden. Zo bestaan zand en grind voornamelijk uit dezelfde mineralen als waaruit de rots in het gebergte is opgebouwd. Dat kan kwarts zijn, of veldspaat, glimmer, etc. In Nederland bestaat zand voornamelijk uit kwarts. De chemische formule hiervan is voornamelijk SiO_2 .

Fijnkorrelige gronden bevatten naast de genoemde mineralen ook zogenaamde kleimineralen, die door chemische vertering ontstaan zijn. Veel voorkomende kleimineralen zijn kaoliniet, montmorilloniet en illiet. In Nederlandse kleisoorten komt vooral het mineraal illiet voor. De kleimineralen bestaan uit verbindingen van aluminium met waterstof, zuurstof en silicaten. Ze verschillen van elkaar door de verhoudingen van de verschillende componenten, maar ook door de microscopische opbouw. De structuur van klei wordt gevormd door kleine deeltjes, vaak in de vorm van dunne plaatjes. Op microscopische schaal oefenen die plaatjes krachten op elkaar uit, met de mogelijkheid om ook water te binden, in de vorm van ionen. Door de geringe grootte van de plaatjes spelen in het



Figuur 2.2. Apparaatje van Casagrande.

krachtenspel naast elektrische krachten ook de zogenaamde Van der Waals krachten een rol.

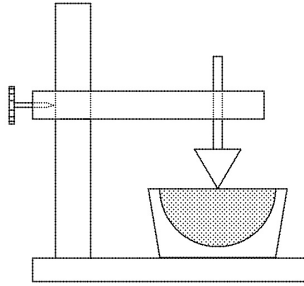
Hoewel het gedrag van kleideeltjes ten opzichte van elkaar duidelijk anders (en meer gecompliceerd) is dan dat bij de tamelijk grove structuren van een massa zandkorrels of grindkorrels, zijn er toch vele overeenkomsten in het globale gedrag van klei enerzijds en zand en grind anderzijds. Uiteraard zijn er ook verschillen, zoals het tijdsafhankelijke gedrag van klei (kruip). De structuur van een klei, en zijn chemische en mineralogische samenstelling, zijn van grote invloed op het fysisch gedrag. Sommige kleisoorten, vooral die met veel montmorilloniet, kunnen bijvoorbeeld een sterke neiging tot zwellen vertonen. Ook het kruipgedrag van verschillende kleisoorten vertoont een correlatie met de chemische en mineralogische samenstelling.

Veen bevat, zoals reeds eerder gesteld, resten van platen en bomen. Chemisch bestaat het daarom voor een deel uit verbindingen met koolstof. Het is soms brandbaar, of er kunnen zich gassen in ontwikkelen. Als bouwgrond is het niet geschikt, ook al omdat het nogal licht en slap is. Overigens kan ook klei een zekere hoeveelheid organisch materiaal bevatten.

Voor de civiel ingenieur is de chemische samenstelling, en voor klei ook de mineralogische samenstelling, vooral van belang als mogelijk middel dat kan waarschuwen dat de ene grond zich geheel verschillend gedraagt als een andere. Meestal kan men op grond van een chemische analyse echter niet veel zeggen over de grootte van de mechanische parameters, en dat is nu juist wat de ingenieur nodig heeft. Bij werk in een onbekend gebied kan informatie over de chemische samenstelling, tezamen met eigen ervaring of wat goede literatuur, echter wel goed helpen bij het voorspellen van het gedrag in globale zin, en bij het onderkennen van de te verwachten problemen.

2.4 Consistentiegrenzen

Vooral voor zeer fijne grondsoorten, silt en klei, kan de consistentie sterk afhankelijk zijn van de hoeveelheid water in de grond. Men drukt dat vaak uit in het *watergehalte* (zie ook hoofdstuk 3), gedefinieerd als het gewicht van het water gedeeld door het gewicht van de korrelmassa,



Figuur 2.3. De valconus.

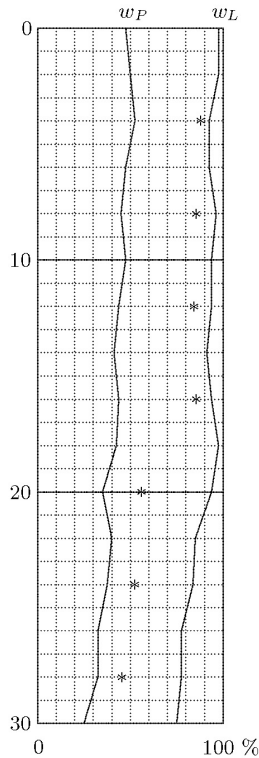
$$w = W_w/W_k.$$

Als het watergehalte erg gering is kan de grond (men denke bijvoorbeeld aan uitgedroogde klei) erg vast zijn, als een soort steen. Neemt het watergehalte toe dan wordt de klei plastisch, en bij verder toenemend watergehalte kan de klei zelfs vloeibaar worden. Men heeft ter bepaling van het onderscheid tussen deze drie consistenties (vast, plastisch en vloeibaar) een tweetal standaard-proeven afgesproken, die de consistentiegrenzen aangeven. Men noemt dat ook wel de Atterbergse grenzen, naar de Zweedse ingenieur die ze voor het eerst gebruikte.

De overgang tussen het plastische gebied en het vloeibare gebied noemt men de *vloeigrens* (liquid limit, of w_L). Men bepaalt deze grens met behulp van het apparaatje van Casagrande, zie figuur 2.2. De vloeigrens is afgesproken als het watergehalte waarbij een V-vormige groef, gemaakt met een standaardmes, zich net sluit nadat het bakje 25 maal is opgelicht en weer teruggevallen. Als de groef zich eerder sluit dan na 25 maal is de klei vochtiger dan bij de vloeigrens. Door enige tijd te wachten, en de klei nog wat dooreen te roeren, verdampt er wat water, zodat men het wat later nog eens kan proberen. Als dan de groef zich precies na 25 slagen sluit heeft men de vloeigrens bereikt. Op dat moment moet men snel het watergehalte bepalen, voordat er nog meer water verdampt.

Een alternatief voor het apparaat van Casagrande is de *valconus*, zie figuur 2.3. Daarbij plaatst men een stalen gewicht van 60 gram, met een conusvormige punt met een tophoek van 60° , op een kleimonster, met de punt juist op het oppervlak van de klei, en laat dan de conus los. De penetratiediepte wordt gemeten. De vloeigrens is gedefinieerd als het watergehalte waarbij de penetratie precies 10 mm is. Men kan de vloeigrens dan bepalen door de proef bij verschillende watergehaltes uit te voeren. Maar ook heeft men vastgesteld dat de penetratiediepte op logaritmische schaal ongeveer lineair verloopt met het watergehalte. Daardoor kan de vloeigrens ook bepaald worden uit een enkele proef. Dat gaat dan natuurlijk veel sneller dan wanneer men verschillende proeven bij verschillende watergehaltes moet doen, maar het is wel minder nauwkeurig.

De grens tussen het plastische gebied en het vaste noemt men de *plasticiteitsgrens* (plastic limit, of w_p). Deze is afgesproken als het watergehalte waarbij de klei nog net tot draden van 3 mm dikte uitgerold kan worden. Men noemt dit ook wel de uitrolgrens. Zeer vochtige klei kan men uitrollen tot zeer dunne draden, maar droge klei valt al uit elkaar bij



Figuur 2.4. Watergehaltes.

tamelijk grote brokken. Als de klei nog tot draden fijner dan 3 mm kan worden uitgerold is de klei natter dan overeenkomt met de plasticiteitsgrens. Door het uitrollen voort te zetten wordt de klei geleidelijk droger, door verdamping van het water. Op het moment dat de klei net te brokkelig wordt om tot draden van 3 mm uit te rollen stopt men en bepaalt direct van die klei het watergehalte. Dat geeft dan de plasticiteitsgrens.

Voor sommige toepassingen is vooral de *plasticiteitsindex* (plasticity index, of PI) van belang. Deze grootte wordt gedefinieerd als het verschil tussen de vloeigrens en de plasticiteitsgrens,

$$PI = w_L - w_P.$$

De plasticiteitsindex is een goede maat voor de verwerkbaarheid van de klei. Dat is van groot belang voor een pottenbakker, maar ook voor de bouwer van een stuwdam die een kern van slecht doorlatende klei in de dam moet aanbrengen, en voor de ingenieur die op een afvalberging een slecht doorlatende laag moet aanbrengen. In al die gevallen is de verwerkbaarheid van de klei van groot belang. Hoe groter de plasticiteitsindex, hoe beter. In landen met dikke kleilagen (Engeland, Japan, de Scandinavische landen) bepaalt men vaak een profiel van de plasticiteitsgrens en de vloeigrens, zie figuur 2.4. In dat diagram

Eerste letter		Tweede letter	
G	gravel	W	well graded
S	sand	P	poorly graded
M	silt	M	silty
C	clay	C	clayey
O	organic	L	low plasticity
Pt	peat	H	high plasticity

Tabel 2.2. *Unified Classification System (USA).*

kan men dan ook het natuurlijke watergehalte aangeven, zoals bepaald door monsters te steken en daarvan direct het watergehalte te bepalen.

2.5 Een internationale classificatie

De grote variabiliteit in grondsoorten, zelfs in een betrekkelijk klein gebied als Nederland, leidt er toe dat regionaal al aanzienlijke verschillen kunnen bestaan in de eigenschappen van gronden die toch veel op elkaar lijken. Daarbij komt dat er slechts een gradueel verschil is tussen “kleihoudend zand” en “zandhoudende klei”. De ervaring van een lokale boorfirma kan er ook toe leiden dat men bijvoorbeeld onderscheid maakt tussen “blauwe klei” en “bruine klei”, wat dan voor insiders zeer wezenlijk is, maar voor anderen, in een ander deel van het land, volkomen onbruikbaar en onbegrijpelijk is. Uniforme regels voor de classificatie van grond zijn moeilijk te geven, en men zal zich bewust moeten zijn van plaatsgebonden variaties. Voorts is het van belang open te staan voor systemen zoals die in andere landen zijn ontstaan. Internationaal is bijvoorbeeld van belang het classificatiesysteem dat is ontwikkeld door het Amerikaanse Bureau of Reclamation. Dit bestaat uit een twee-letter systeem waarmee een grondsoort wordt aangeduid, zie tabel 2.2. Zo is bijvoorbeeld een grond van het type SM een silthoudend zand, dat is dus een zandsoort die een behoorlijke hoeveelheid niet-organische zeer fijne deeltjes bevat. Oosterschelde-zand zou men zo kunnen aangeven. Zeezand zoals men dat aan de stranden van de Noordzee aantreft is meestal van het type SW. Met het type CL geeft men een klei aan met een lage plasticiteit, dat wil zeggen een klei met een lage plasticiteitsindex. Zo’n klei heeft maar een klein traject waarin ze plastisch is. De klei in een Hollandse polder zal men al gauw als CH classificeren.

De aanduidingen “well-graded” en “poorly graded” in tabel 2.2 komen overeen met de Nederlandse termen “goed gegradeerd” en “slecht gegradeerd”, zoals eerder in dit hoofdstuk al beschreven. Deze aanduidingen ontleen hun naam aan het feit dat een goed gegradeerd materiaal zich goed leent voor allerlei technische toepassingen. Het is meestal relatief stijf en sterk, omdat de kleinere deeltjes zo ongeveer de poriën tussen de grovere deeltjes opvullen.

Globale indelingen van grondsoorten zoals hierboven genoemd kunnen bruikbaar zijn als een eerste grove classificatie, met behulp van zeer eenvoudige middelen. Voor de civiel

ingenieur hebben ze slechts beperkte waarde, omdat deze meestal vooral geïnteresseerd is in mechanische eigenschappen zoals sterkte en stijfheid. Vaak is er wel enige correlatie, maar die is hooguit indicatief. Voor het verkrijgen van getalwaarden die het mechanisch gedrag van grond beschrijven zal men zijn toevlucht moeten nemen tot mechanische proeven, waarbij bijvoorbeeld spanningen en vervormingen gemeten worden. Daarop wordt nog uitgebreid teruggekomen.

Hoofdstuk 3

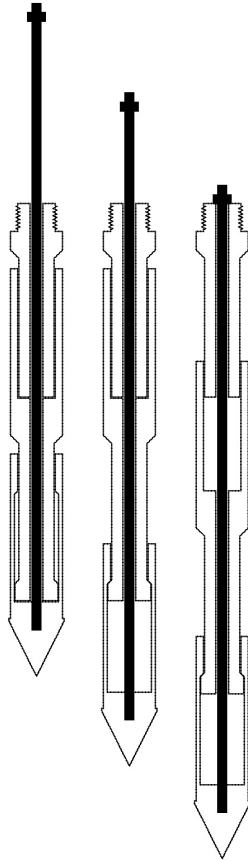
Terreinonderzoek

Er zijn vele methoden om in het terrein (*in situ*) de mechanische eigenschappen van grond te bepalen. In dit hoofdstuk worden er enkele kort beschreven.

3.1 Sondering (CPT)

Een eenvoudige, maar zeer nuttige, methode van terreinonderzoek bestaat er uit een staaf de grond in te drukken, en dan de kracht te meten, als functie van de diepte. Die kracht bestaat uit de weerstand van de grond aan de punt en langs het oppervlak van de staaf. De methode is oorspronkelijk in Nederland ontwikkeld, in de dertiger jaren. Ze wordt vooral gebruikt voor een indicatie van de grondopbouw en voor de bepaling van het draagvermogen van palen. De *sondering*, of CPT (Cone Penetration Test), heeft zich ontwikkeld uit een eenvoudig apparaat waarmee met handkracht een conus de grond in wordt gedrukt, eventueel nog gevolgd door een zogenaamde kleefmantel, met behulp van een stelsel van buizen en stangen, zie figuur 3.1, tot een geavanceerd meetinstrument. De conusweerstand q_c is gedefinieerd als de verticale kracht op de punt gedeeld door het oppervlak (doorsnede) van de conus. De kleef is de totale wrijvingskracht op de mantel gedeeld door het oppervlak van de mantel. Het *kleefgetal* is de kleef gedeeld door de conusweerstand, maal 100 %.

Om de benodigde reactiekracht te kunnen leveren moet het apparaat aan de grond worden verankerd, of op een zware vrachtauto worden gemonteerd. Dergelijke vrachtwagens ziet men in Nederland vaak langs de weg of in het terrein aan het werk. Oorspronkelijk was de sondering een zuiver mechanische proef. Een veel gebruikte uitvoering is getekend in figuur 3.1. Het meetapparaat bestaat uit drie losse delen, die om een centrale stang kunnen bewegen. Het bovenste deel wordt door middel van een schroefdraad bevestigd aan een buitenbuis, die reikt tot boven de grond, uit stukken van 1 meter lengte. De procedure is dat afwisselend op de binnenstang en op de buitenste buis gedrukt wordt. Bij het drukken op de binnenstang wordt eerst alleen de conus weggedrukt, over een afstand van 35 mm. De twee andere delen bewegen niet ten opzichte van de grond, en de gemeten kracht is dan dus alleen de weerstand van de conus. Bij verder drukken op de binnenstang wordt ook de kleefmantel meegetrokken. De twee onderste delen van de conus bewegen dan samen naar beneden. Het bovenste deel van de conus, dat door een schroefverbinding vast zit aan het stelsel van buitenstangen, beweegt daarbij niet. De kracht per oppervlak die men nu aan de bovenzijde meet is de som van conusweerstand en mantelwrijving. Neemt men aan dat de conusweerstand nog dezelfde is als in de eerste fase, dan is de mantelwrijving (de kleef) nu ook apart bekend. Door vervolgens te drukken op de buitenbuis worden de drie delen van de conus weer in elkaar gedrukt, en het geheel wordt naar de volgende diepte gedrukt. Dan is de uitgangstoestand weer bereikt maar op een iets grotere diepte (10 cm). De conusmantel wordt aan de onderzijde soms ingesnoerd om in de eerste fase



Figuur 3.1. Mechanische sondering.

zo goed mogelijk alleen de puntweerstand te meten. Zo is dat in figuur 3.1 ook getekend. Tegenwoordig wordt meestal gebruik gemaakt van een elektrische conus, zie figuur 3.2. Zowel de conusweerstand als de kleef worden daarbij continu gemeten, met behulp van een stelsel van rekstrookjes in het inwendige van de conus. Het instrument bestaat uit drie delen die ten opzichte van elkaar een heel klein beetje kunnen bewegen (met rubber ertussen), waarbij de gevoelige rekstrookjes in het inwendige de krachten op de onderste twee delen kunnen registreren.

Uit de resultaten van een sondering krijgt men om te beginnen een goede indruk van de opbouw van de grond. Kleilagen hebben een veel lagere conusweerstand dan zandlagen. Een typische weerstand voor zand is 10 MPa. Voor klei is de conusweerstand veel kleiner, van de orde van 1 MPa of nog lager, voor erg slappe klei. Als ook de plaatselijke kleef wordt gemeten is de onderscheiding nog gemakkelijker. Het kleefgetal is voor klei groter dan voor zand, omdat de conusweerstand q_c meestal klein is, en de kleef relatief groot is. Een relatief lage waarde (1% à 2%) voor het kleefgetal duidt op zand, voor klei is het kleefgetal 3% à 5%, nog hogere waarden (8% à 10%) duiden op veen. Veen heeft namelijk meestal nog wel een redelijke kleef, maar een heel kleine conusweerstand. Het



Figuur 3.2. Elektrische conus.

Grondsoort	wrijving	q_c
zand, matig - grof	0,4%	5 - 30 MPa
zand, fijn - matig	0,6%	
zand, fijn	0,8%	
zand, siltig	1,1%	5 - 10 MPa
zand, kleiig	1,4%	
zandige klei of leem	1,8%	
silt	2,2%	0,5 - 2 MPa
klei, siltig	2,5%	
klei,	3,3%	
klei, humeus	5,0%	0 - 1 MPa
veen	8,1%	

Tabel 3.1. Kleefgetal en conusweerstand voor diverse grondsoorten.

kleefgetal wordt ook wel het wrijvingsgetal genoemd.

Een tamelijk recente ontwikkeling is dat men de conus voorziet van een waterspanningsmeter. Men noemt dat de *piezoconus*. In de conus worden kleine gaatjes aangebracht, in verbinding met een drukkamertje in de conus. Op die manier kan men dan de plaatselijke waterspanning meten. Die waterspanning wordt beïnvloed door het inbrengen van de conus, en wel in verschillende mate voor verschillende grondsoorten. De precieze waarde van de meting op zich zelf geeft niet zo veel informatie, omdat niet bekend is in hoeverre de gemeten waterdruk beïnvloed is door de initiële waterdruk, het inbrengen van de conus, en drainage. Maar wel kan men er een verschil in reactie op zeer kleine schaal mee constateren. Zo kan men dan heel dunne kleilensjes in een dik zandpakket vinden. In de meting van de conusweerstand en de plaatselijke kleef ziet men die niet.

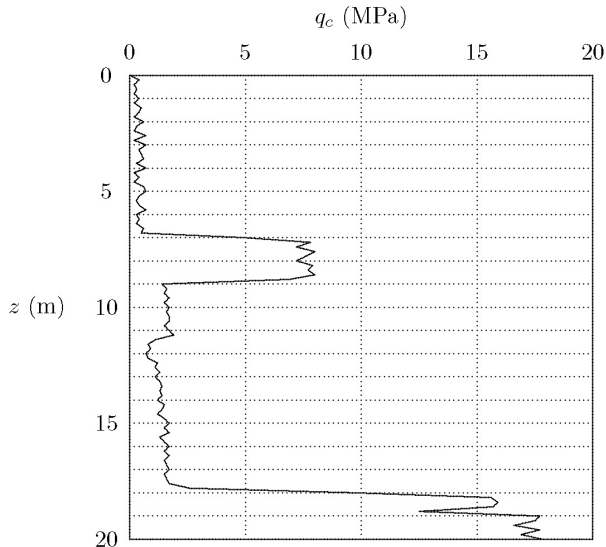
Een voorbeeld van een sondering is getekend in figuur 3.3. Op ongeveer 7 m bevindt zich een zandlaag van ongeveer 2 m dikte. Op ongeveer 18 m diepte begint een dikke zandlaag. De lage waarden aan de bovenkant en tussen de twee zandlagen duiden op slappe grond, waarschijnlijk klei. Een niet te zwaar gebouw (bijvoorbeeld een huis) kan men wellicht

op de bovenste zandlaag funderen. Dan moet die tussenzandlaag wel overal aanwezig zijn (1 sondering is niet genoeg om dat te constateren, er zijn toch wel minstens 3 sonderingen nodig), en een behoorlijke dikte hebben. Ook moet bij het heien van de palen natuurlijk worden opgepast dat er niet door de zandlaag heen geheid wordt. Een zware constructie zal een fundering op de onderste zandlaag vereisen.

In Nederland wordt de sondering vooral gebruikt als modelproef voor paalfunderingen. In West-Nederland vindt men in het algemeen een grondopbouw bestaande uit eerst ongeveer 10 à 20 meter slappe grond, en dan een behoorlijk stijve zandlaag. Bij zo'n grondopbouw kan men heel goed een paalfundering toepassen, waarbij de paal zijn draagkracht voornamelijk ontleent aan de draagkracht van de zandlaag. De punt-draagkracht F_{punt} van een paal met oppervlakte A kan dus goed afgeschat worden met

$$F_{punt} = q_c A. \quad (3.1)$$

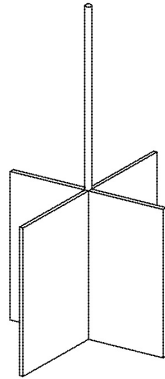
Zie hiervoor hoofdstuk 44.



Figuur 3.3. Sondering.

3.2 Vinproef

Voor de bepaling van de schuifsterkte van de grond in situ kan men ook goed gebruik maken van de vinproef (in het Engels: *vane test*), zie figuur 3.4. Bij deze proef wordt een klein vinvormig instrument in de grond gebracht, door wegdrücken aan het onderuiteinde van een systeem van stangen, net als bij de sondering. De vin is door een binnenstang verbonden met een schroef aan de bovenzijde. Door die te draaien kan men de vin laten roteren, waarbij de grond langs de buitenwand van een cilindervormig grondelementje tot



Figuur 3.4. Vinproef.

bezwijken wordt gebracht. Uit het benodigde moment kan de schuifsterkte worden berekend, als men de afmetingen van de vin kent. De proef wordt vooral in de Scandinavische landen, waar veel dikke kleilagen voorkomen, veel gebruikt.

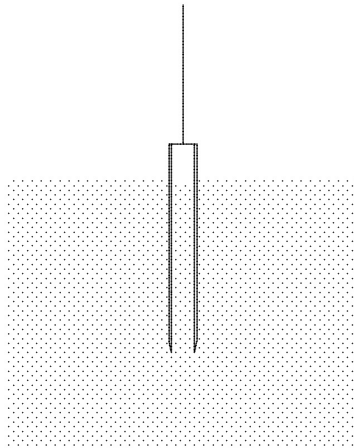
3.3 Standaard Penetratie Test (SPT)

In het buitenland, vooral in Angelsaksische landen, wordt vaak gebruik gemaakt van de Standard Penetration Test (SPT). Bij die proef wordt een monsterbus in een boorgat in de grond geslagen met behulp van een gestandaardiseerd valgewicht. Gemeten wordt het aantal slagen dat nodig is om de steekbus 300 mm (1 foot) de grond in te drijven. Men noemt dat de *blow count*, aangegeven met N , en uitgedrukt in slagen per voet (*blows per foot*). Een voordeel ten opzichte van de CPT is dat men geen zware apparatuur nodig heeft, zoals bij de statisch ingebrachte CPT, die immers een grote statische tegendruk vereist, meestal geleverd door het gewicht van de vrachtwagen. Een ander voordeel van de SPT is dat men direct ook een monster van de grond heeft. De methode is echter nogal grof, en de resultaten reproduceren niet zo goed. Ook is het onderscheid tussen zand en klei minder sterk als bij de CPT.

Voor werk in het buitenland moet men vaak wel genoeg nemen met summier gegevens als een blow count voor de SPT. Een redelijke blow count voor zand is $N = 20$. In slappe klei vindt men waarden als $N = 5$, of nog lager. Een veel gebruikte interpretatie (ontleend aan Terzaghi & Peck) is weergegeven in tabel 3.2. Verschillende onderzoekers hebben getracht een correlatie met de CPT te vinden, maar dat blijkt niet zo gemakkelijk te zijn.

3.4 Boring

In veel gevallen is het gewenst om een monster van de grond te steken, en dat dan in het laboratorium te onderzoeken. Dat onderzoek kan bestaan uit een visuele inspectie (men ziet dan of er zand of klei of veen zit), uit een chemische analyse, of uit een mechanische proef, bijvoorbeeld een samendrukkingsproef of een triaxiaalproef.



Figuur 3.5. SPT.

Zand		Klei	
N	Dichtheid	N	Consistentie
< 4	Zeer los	< 2	Zeer zacht
4-10	Los	2-4	Zacht
10-30	Normaal	4-8	Normaal
30-50	Dicht	8-15	Stijf
> 50	Zeer dicht	15-30	Zeer stijf
		> 30	Hard

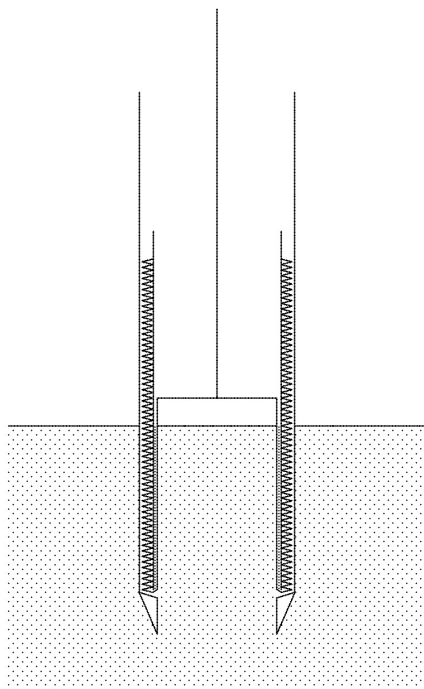
Tabel 3.2. Interpretatie SPT volgens Terzaghi & Peck.

Eenvoudige methoden om een grondmonster te nemen bestaan er uit om een buis de grond in te drukken of te slaan, en dan weer omhoog te trekken. Een veel gebruikt systeem is dat van de al eerder genoemde *pulsboring*, zie figuur 3.5. Daarbij wordt de grond verwijderd met een zogenaamde puls, dat is een buis van ongeveer 1 meter lengte, soms met een klep aan de onderzijde. De puls wordt in de grond gebracht door hem op te tillen en dan te laten vallen, of door er op te slaan. Groot voordeel van dit systeem is dat er geen zware apparatuur voor nodig is. Men kan bij wijze van spreken midden in de rimboe te voet een monster gaan steken. Het spreekt vanzelf dat men op deze wijze echter geen mooi monster krijgt, en vaak ook weinig gedetailleerde informatie. De grond is sterk vermengd en verstoord (*geroerd*), maar bij redelijk dikke lagen kan wel een goede indruk van de opbouw van de grond worden verkregen. In cohesieve grond kan het boorgat vaak uit zichzelf blijven staan, maar in veel grondsoorten is het nodig om een systeem met een aparte boorbuis gebruiken. Het monster wordt dan gestoken binnen de boorbuis.

Een beter systeem is om de steekbuis langzaam de grond in te drukken, zoals bijvoorbeeld gebeurt met de zogenaamde spitsmuis. Het indrukken geschiedt met een hydraulisch

systeem, vanaf een zware vrachtwagen die de tegendruk moet leveren. De monsters zijn hierbij van wat betere kwaliteit. Door de wrijving met de grond treedt langs de wand nog wel een behoorlijke verstoring op.

Er zijn door diverse laboratoria op de wereld nog betere systemen bedacht om monsters te steken, waarbij dan getracht wordt het te steken monster zo min mogelijk te verstoren. Het streven is om een *ongeroid monster* te nemen. Helemaal perfect kan dat natuurlijk nooit, maar men kan er wel dicht bij in de buurt komen. Een mooi systeem is dat van het continu-steekapparaat van GeoDelft, ontwikkeld door Begemann, zie figuur 3.6.

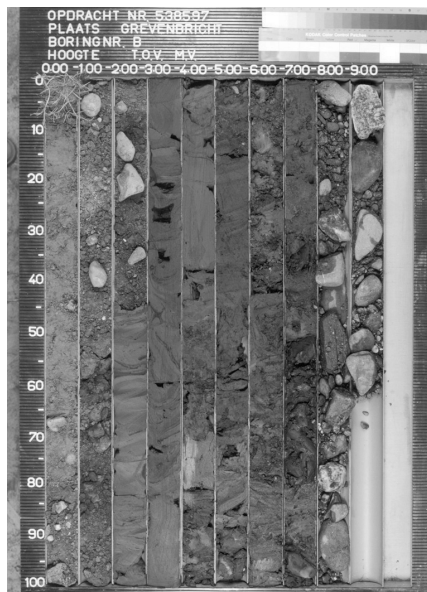


Figuur 3.6. Begemann-boring.

Bij dit systeem worden twee buizen tezamen omlaag gedrukt. Het monster wordt geleidelijk omgeven door een nylonkous die aanvankelijk om de binnenste buis is opgerold, en langzamerhand wordt afgestroopt doordat de plunjer waaraan het uiteinde van de kous is bevestigd aan de bovenzijde wordt vastgehouden. Er ontstaat tenslotte een continu monster van grote lengte (tot ongeveer 20 meter), omringd door een nylonkous. Rondom de kous bevindt zich een dunne laag van een zware steunvloeistof ($\gamma \approx 15 \text{ kN/m}^3$). Die vloeistof heeft tot doel om horizontale steun aan het monster te geven, en om wrijving langs het monster te voorkomen. Op deze wijze kunnen monsters van zeer goede kwaliteit worden gestoken. Ook zeer dunne laagjes kunnen worden geïdentificeerd, los zand kan net zo goed worden gestoken als klei, en de monsters zijn goed genoeg voor laboratoriumproeven, althans bij de zwaarste uitvoering (met 66 mm diameter). De boring wordt vaak gepresenteerd met een kleurenfoto van over de lengte doorgesneden delen van het monster. Aan het feit dat zeer dunne laagjes in de doorsnede ook bij de rand niet verstoord

zijn kan men zien dat bij de boring slechts zeer geringe schuifspanningen op het monster worden uitgeoefend.

Interessant is nog dat men tegenwoordig ook monsters kan steken vanaf de zeebodem. Een fraaie methode is die met een duikerklok, die tot op de zeebodem wordt neergelaten. Vanuit de duikerklok, waarin de luchtdruk gelijk gehouden wordt aan die in het water, kan men dan een monster steken of een sondering maken. Ook bestaan er methoden waarbij een zwaar stalen frame op de zeebodem wordt neergelaten, vanaf een schip. Met behulp van op afstand bestuurd apparaat kan dan een monster worden gestoken, of een sondering worden gemaakt. Deze methode kan ook worden toegepast bij grote waterdiepten.



Figuur 3.7. Continu-boring.

Een voorbeeld van een continuboring gemaakt vanaf de bodem van de Oosterschelde is weergegeven in figuur 3.7. De figuur is ontleend aan Begemann *et al.*, *Terreinonderzoekingen, LGM-mededelingen*, vol. 18, sept.1977.

Onderzoek van de zeebodem is vooral van belang voor toepassingen in de offshore-technologie. Platforms voor de winning van olie en gas worden vaak op grote palen gefundeerd. Meestal zijn dat holle buispalen, met een diameter van vaak meer dan een meter, en een lengte van vele tientallen meters. Die palen ontleen hun draagkracht vooral aan de wrijving langs de schacht, en niet zozeer aan het puntdragvermogen, zoals bij de normale heipalen toegepast in West-Nederland. Het is dan natuurlijk van groot belang de wrijvingsweerstand (of *kleef*) tevoren goed te kunnen voorspellen. Dat kan goed geschieden met behulp van een sondering vanaf de zeebodem. Die geeft uiteraard ook goede informatie over de samenstelling van de zeebodem, naast de numerieke waarden voor de plaatselijke kleef en de conusweerstand.