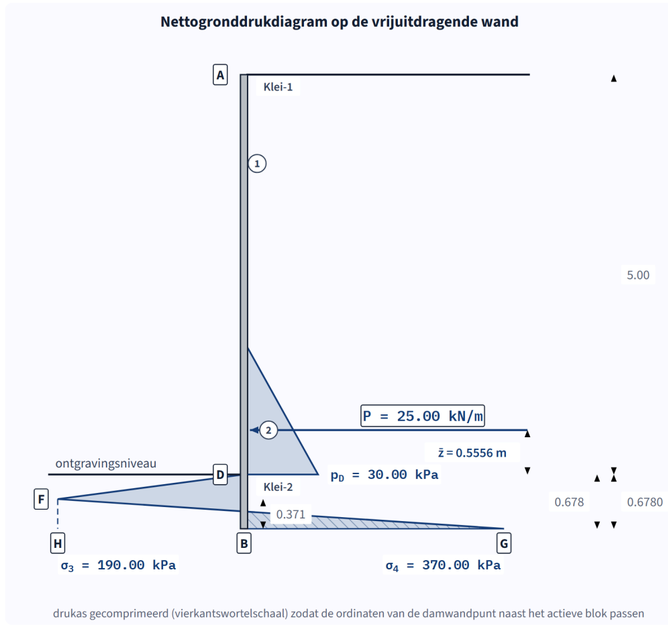
Geotechnisch college · Damwanden en gestempelde bouwputten

Ongeankerde damwand in klei

College: ontwerp van een ongeankerde damwand in klei (ongedraineerde netto druk, insteekdiepte, moment, doorsnede, aardbeving, bodemopbolling); bij elk onderwerp een rekenvoorbeeld.

- Ongeankerde damwand
- Ongedraineerde klei (φ = 0)
- Insteekdiepte · maximaal moment
- Bodemopbolling
- Aardbeving · verplaatsing



Inleiding

Wat leren we in dit college?

Waarom een ongeankerde damwand in klei met een **ongedraineerde, totale-spanningsanalyse ($\varphi = 0$)** wordt berekend; $K_a = K_p = 1$

De actieve druk van de gekeerde klei is $\sigma_v - 2c_u$, de **trekscheur z_c** en de resultante P_1 boven de ontgravingsbodem

In klei, onder de ontgravingsbodem, een **constante netto druk $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$** en aan de damwandpunt σ_7

Uit het horizontale evenwicht en het momentenevenwicht volgt de **vierkantsvergelijking voor D**; z' en M_{max}

Ontwerpdiepte (f, K_p/FS_p, opgegeven diepte); de invloed van de **met water gevulde trekscheur** en van een andere waterstand

Toetsing van de damwand (EN 1993-1-1, AISC 360-22), **aardbeving**, verplaatsing en controle op **bodemopbolling**

COLLEGESTRUCTUUR

Elk onderwerp wordt in **drie stappen** behandeld:

1 · **Theorie**: wat is de regel, waarom is dat zo?

2 · **Opgave**: gegeven en gevraagd

3 · **Oplossing**: stap voor stap, met getallen

Voorbeeldmuur: boven het ontgravingsniveau L = 5 m klei (γ = 18 kN/m³, c_u = 30 kPa), daaronder stijvere klei (c_u = 70 kPa); geen water, geen bovenbelasting. In de handberekening is de trekscheur droog; in de standaardinstelling van de module is deze met water gevuld. De krachten gelden per meter muur.

Hoe werkt het, hoe draait het?

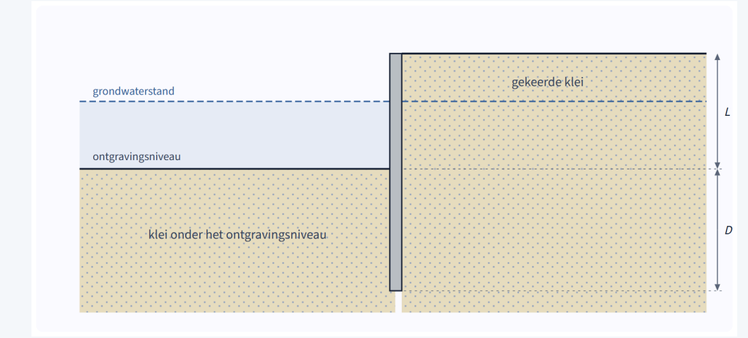
THEORIE

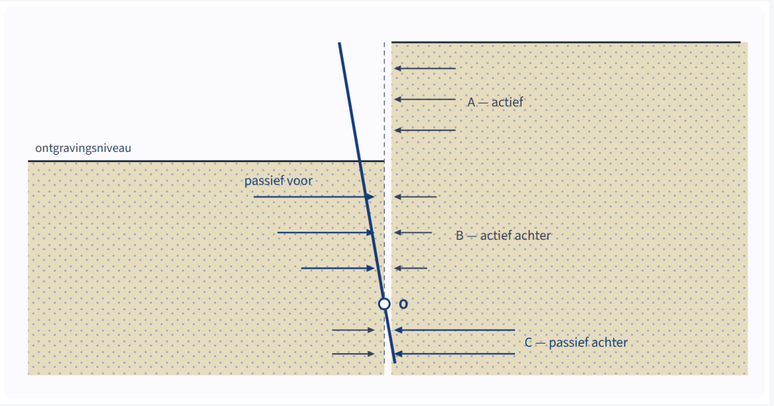
De damwand keert de grond boven het ontgravingsniveau (L) en blijft overeind door de **insteekdiepte D**. Een **ongeankerde** wand heeft geen andere ondersteuning; hij wordt alleen door de passieve weerstand van de grond waarin hij is ingebracht tegengehouden, daarom is hij economisch tot ongeveer 6 m boven het ontgravingsniveau.

De wand roteert star om punt O (nabij de punt): **A** (boven het ontgravingsniveau) actief; **B** (ontgravingsniveau–O) achter actief, voor passief; **C** (onder O) achter passief, voor actief.

De bron vervangt de werkelijke (gekromde) verdeling door **een lineaire idealisatie**: de netto druk onder het ontgravingsniveau en het roterende blok aan de punt; het horizontale evenwicht en het momentenevenwicht leveren de insteekdiepte.

In klei kan een snel belaste grond niet draineren: de berekening wordt **ongedraineerd, in totale spanning** uitgevoerd ($\varphi = 0$, c_u); beide Rankine-coëfficiënten zijn gelijk aan 1. De gedraineerde langetermijntoestand (c', φ') wordt in deze module niet getoetst.





$\sigma_v - 2c_u$, trekscheur z_c, P_1

THEORIE

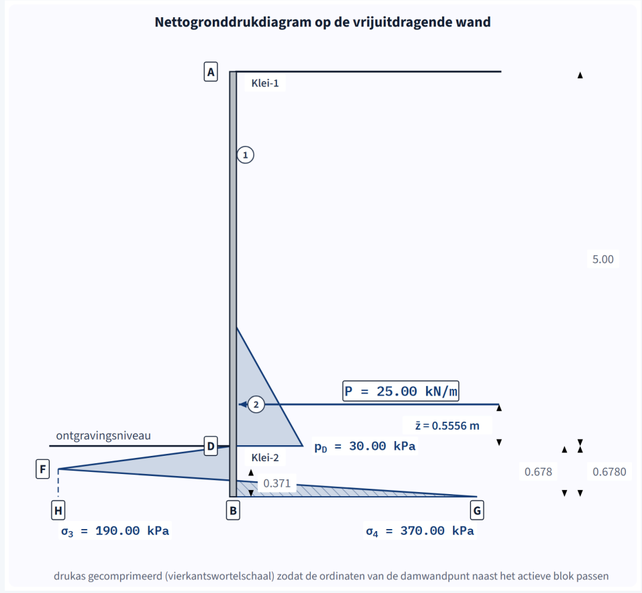
De klei die boven de ontgravingsbodem wordt gekeerd, drukt met zijn ongedraineerde actieve druk: verticale totale spanning minus $2c_u$ ($K_a = 1$ bij $\varphi = 0$):

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

Dicht bij het maaiveld is σ_a negatief: de klei zou aan de wand trekken. Een dergelijke **zuiging wordt niet in rekening gebracht**; de druk is nul tot de diepte z_c (trekscheur) en neemt daaronder lineair toe. In één kleilaag is het diagram een driehoek van z_c tot de ontgravingsbodem; P_1 grijpt aan op $\bar{z}_1$ boven de ontgravingsbodem.

De scheur kan met water gevuld zijn (de standaardinstelling van de module): de hydrostatische waterdruk langs de scheur, $\frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$, wordt bij P_1 opgeteld; wordt de scheur **droog** genomen (de vergelijkingen van de bron), dan wordt deze niet opgeteld. Beneden de grondwaterstand vult het water de scheur tot een constant niveau.



Netto drukdiagram (open keermuur met water gevulde scheur).

Opgave

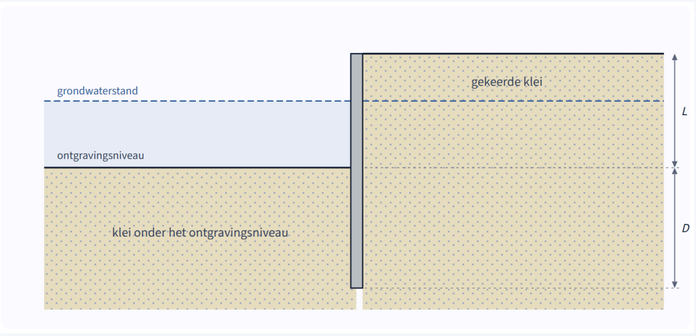
VOORBEELD

Gegeven

Grond	**gehouden klei: $\gamma = 18$ kN/m³, $c_u = 30$ kPa; daaronder stijve klei $c_u = 70$ kPa**
Wand	**$L = 5$ m; geen water, geen bovenbelasting; trekscheur droog (vergelijkingen van de bron)**

GEVRAAGD

z_c, $\sigma_a(L)$, P_1 en de hefboomsarm **$\bar{z}_1$** (vanaf de ontgravingsbodem).



Oplossing

OPLOSSING

1 Diepte van de trekscheur en actieve druk op de ontgravingsbodem

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 Resultante van het driehoeksdiagram en de arm ervan

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ (\text{boven de ontgravingsbodem})$$

In de eerste **3.33 m** diepte geeft de klei geen actieve druk (scheur); aan de ontgravingsbodem bereikt σ_a 30 kPa. **P_1 = 25.0 kN/m**, 0.556 m boven de ontgravingsbodem.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Constante netto druk σ_6 en σ_7 aan de punt

THEORIE

Snel belaste klei, zoals door een wand, kan niet draineren: φ = 0, de coëfficiënten zijn 1, en de horizontale drukken aan het oppervlak zijn de verticale totale spanning ∓ 2c_u:

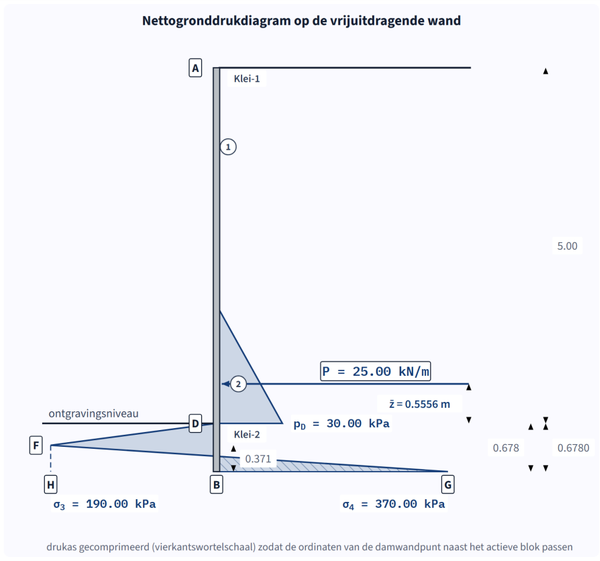
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

Vlak onder de ontgravingsbodem duwt de gekeerde zijde met de belasting die zij draagt (γL_1 + γ′L_2) − 2c_u; het ontgravingvlak, dat nog geen belasting draagt, biedt weerstand met 2c_u. Lager verwerven beide vlakken dezelfde belasting en **verandert het verschil niet**: de netto druk is constant en naar de gekeerde grond gericht. In de keerzone wisselen de zijden:

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

σ_6 moet positief zijn: een kleiwand die de belasting aan de ontgravingsbasis van 4c_u niet overschrijdt, kan niet worden gekeerd, en de berekening van de module stopt.

Het nulpunt is E, het ontgravingsniveau zelf; onder het ontgravingsniveau is de netto druk constant σ_6 en aan de punt keert deze terug naar σ_7 met een blok van hoogte L_4.



Opgave

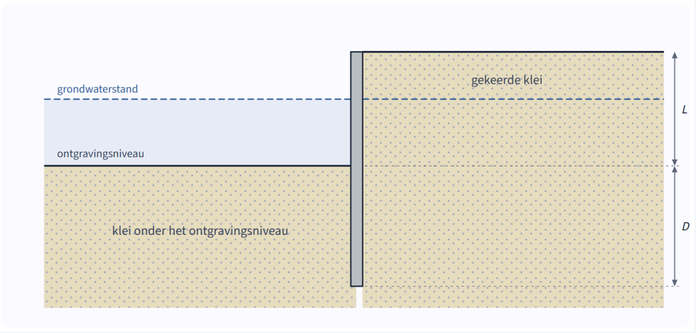
VOORBEELD

Gegeven

Gegeven	**Voorbeeld 1: $\gamma = 18$ kN/m³, $L = 5$ m (geen water): $\gamma L = 90$ kPa; in de ingeklemde klei $c_u = 70$ kPa**

GEVRAAGD

De constante netto druk **σ_6** onder de ontgravingsbodem en **σ_7** aan de punt; is σ_6 positief?



Oplossing

OPLOSSING

1 Netto druk onder de ontgravingsbodem (naar de gekeerde zijde)

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \mathrm{kPa}\ > 0\ \checkmark$$

2 Rotatieordinaat aan het uiteinde

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \mathrm{kPa}$$

Netto druk σ_6 = **190 kPa**, positief: de stijve klei kan de wand weerstaan. Aan de punt keert de druk om naar σ_7 = 370 kPa. Onder het ontgravingsniveau heerst op elke diepte dezelfde netto druk van **190 kPa** (constant diagram).

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

L_4 uit het horizontale evenwicht, tweedegraadsvergelijking voor D

THEORIE

Boven de ontgravingsbodem is de resultante P_1 (arm $\bar{z}_1$); daaronder werkt σ_6 over de gehele insteekdiepte (D) en keert het puntblok (hoogte L_4) de druk terug naar σ_7. Het horizontale evenwicht geeft L_4:

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

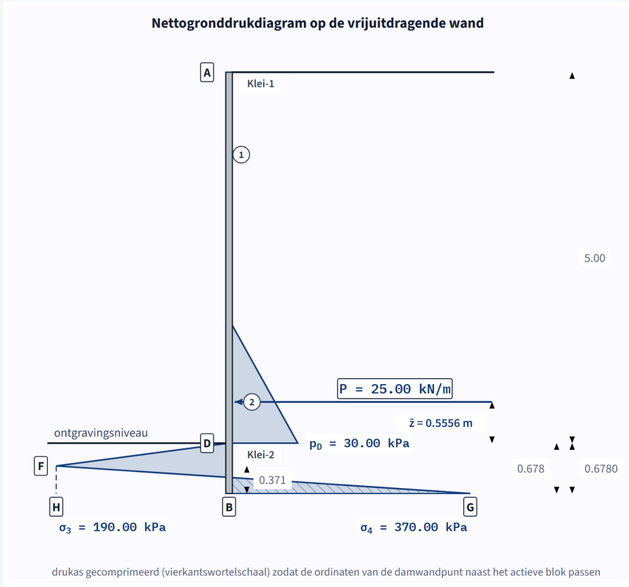
Wanneer L_4 uit het momentenevenwicht om de punt wordt bepaald, resteert voor D een **tweedegraads** vergelijking:

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

De dwarskracht is nul op de diepte z′ (onder het ontgravingsniveau) waar de constante nettodruk P_1 wegneemt; het moment is hier maximaal. $D_{theoretisch}$ is de positieve wortel van deze vergelijking; de passieve weerstand is volledig gemobiliseerd, zonder reserve.



Opgave

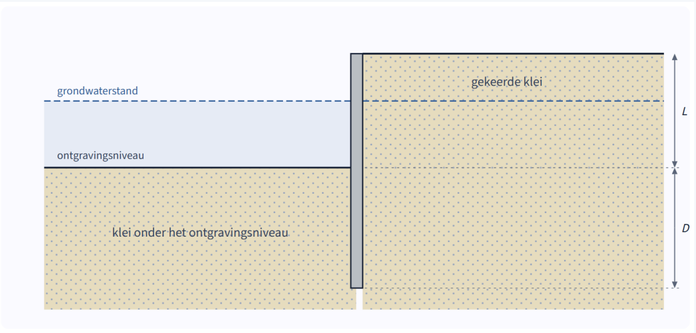
VOORBEELD

Gegeven

Gegeven	**Voorbeeld 1–2:** $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m;** $\sigma_6 = 190$ **kPa,** $\sigma_7 = 370$ **kPa;** $c_u = 70$ **kPa**

GEVRAAGD

Coëfficiënten van de vergelijking; $\mathbf{D_{theoretisch}}$; hoogte van het puntblok $\mathbf{L_4}$.



Oplossing

OPLOSSING

1 Coëfficiënten

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$

$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$

$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 Positieve wortel en eindblok

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \mathrm{m}$$

$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \mathrm{m}$$

De theoretische insteekdiepte is slechts **D = 0.678 m**: omdat de ingegraven klei stijf is (c_u = 70 kPa) en de trekscheur droog is, volstaat zeer weinig insteekdiepte onder het ontgravingsniveau. Het eindblok is 0.371 m.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Opgave

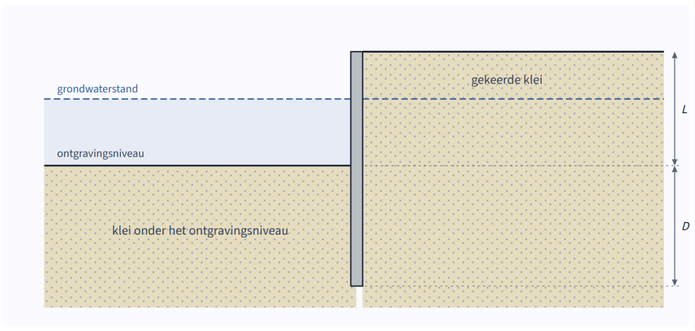
VOORBEELD

Gegeven

Gegeven	**Voorbeeld 1–3:** $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m,** $\sigma_6 = 190$ **kPa**

GEVRAAGD

De **z′** en $\mathbf{M_{max}}$ waarbij de dwarskracht nul is.



Oplossing

OPLOSSING

1 Diepte waarop de schuifspanning nul is (vanaf de ontgravingsbodem)

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \mathrm{m}$$

2 Maximaal moment

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/m, slechts 0.13 m onder de ontgravingsbodem. Omdat de netto druk constant is, neemt de dwarskracht lineair af langs z′, en bereikt het moment zijn maximale waarde zeer dicht bij de ontgravingsbodem.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Manieren om een veiligheidsmarge in te bouwen

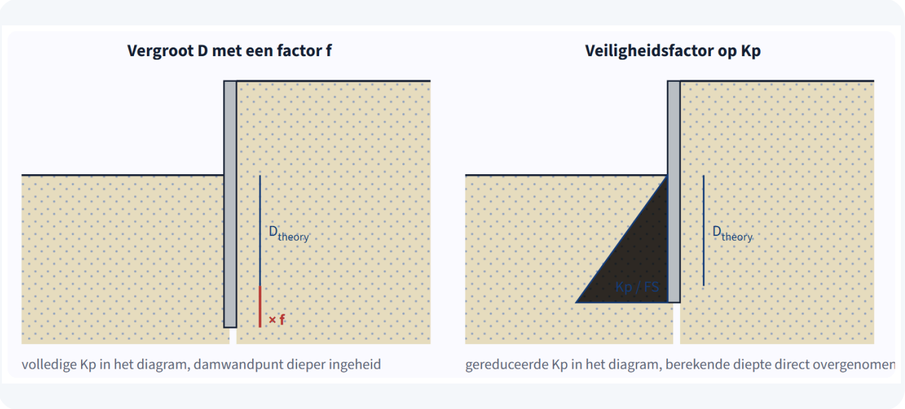
THEORIE

Er is geen toeslag op de theoretische diepte. Twee benaderingen (figuur):

De diepte vergroten: $D_{ontwerp} = f \cdot D_{theoretisch}$; in klei wordt f = 1.4–1.6 aangehouden (de standaardwaarde van de module is 1.5). De drukken en het moment zijn die van de theoretische wand.

Veiligheidsfactor op passieve druk: het diagram wordt vanaf het begin opgebouwd met σ_p/FS_p ($\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$); de resulterende diepte wordt ongewijzigd gebruikt en **het moment neemt toe**.

Gegeven diepte: getoetst aan de vereiste diepte ($D_{vergeven} \geq D_{ontwerp,vereist}$); met $\sigma_p/FS_{p,mob}$ is het diagram bij de gegeven diepte volledig in evenwicht. De inwendige krachten worden voor beide gevallen beschouwd; de damwand wordt gekozen op het **grootste moment**; het moment bij de gegeven diepte kan groter zijn dan dat bij de vereiste diepte.



Opgave

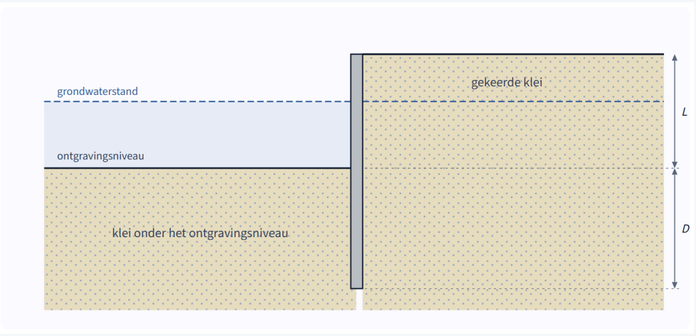
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**wandopening met een met water gevulde trekscheur (standaardwaarde van de module): $L = 5$ m, $c_u = 30/70$ kPa; als de scheur droog is, D = 0.678 m (Voorbeeld 3)**
Wegen	**$f = 1.5$; $FS_p = 1.5$; gegeven $D = 5.0$ m; damwand S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m ($\gamma_F = 1.35$)**

GEVRAAGD

$D_{ontwerp}$ van elke aanpak, de totale lengte, **M_{max}** en de benuttingsgraad van de damwand **η**.



Oplossing

OPLOSSING

1 $D_{ontwerp} = f \cdot D_{theoretisch}$ (moment ongewijzigd); langs het K_p-pad wordt het diagram opnieuw opgebouwd

Weg	$D_{ontwerp}$ (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	Opmerking
Scheur droog, f = 1.5 (Voorbeeld 3)	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{theoretisch}$ = 0.678 m
Met water gevulde scheur, f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{theoretisch}$ = 2.288 m
Met water gevuld, FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	diepte en moment nemen toe
Met water gevuld, gegeven D = 5.0 m	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

Een met water gevulde scheur brengt een veel grotere belasting met zich mee: P_1 25.0 → 79.5 kN/m, $D_{theoretisch}$ 0.68 → 2.29 m, M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m (Voorbeeld 6). De gegeven D = 5.0 m is langer dan de ontwerpdiepte (3.43 m) en mobiliseert slechts 1/5.2 van de passieve weerstand; maar de voorwaarde voor de vereiste diepte levert een **groter moment** (209.7 kN·m/m) dan het moment van dat geval (181.9): de damwand wordt gekozen op basis van het grootste moment.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Water in de trekscheur en verschillende waterstanden

THEORIE

Met water gevulde scheur (de standaardwaarde van de module): de hydrostatische druk langs de scheur $P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$ wordt bij de actieve druk opgeteld (de arm ligt op het onderste derde deel van de scheur); totaal $P_1 = P_w + \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$. Wordt de scheur **droog** gekozen, dan gelden de vergelijkingen van de bron.

Dezelfde waterstand aan beide zijden: hydrostatische drukken boven de ontgravingsbodem vallen weg; onder de grondwaterstand wordt het effectief volumiek gewicht γ′ van de klei gebruikt, zonder grondwaterstand geldt overal het natuurlijke γ.

Verschillende niveaus (buiten de bron): de netto waterdruk boven de ontgravingsbodem wordt bij de actieve druk opgeteld (geen kwel). Omdat de klei in totale spanning wordt geanalyseerd, wordt in plaats van $(\gamma L_1 + \gamma' L_2)$ het verschil $\Delta q = q_r - q_e$ van de totale verticale spanningen op beide zijden gebruikt; waterstanden in de klei komen niet in de ongedraineerde analyse.

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad (\text{elke term} \geq 0)$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

Opgave

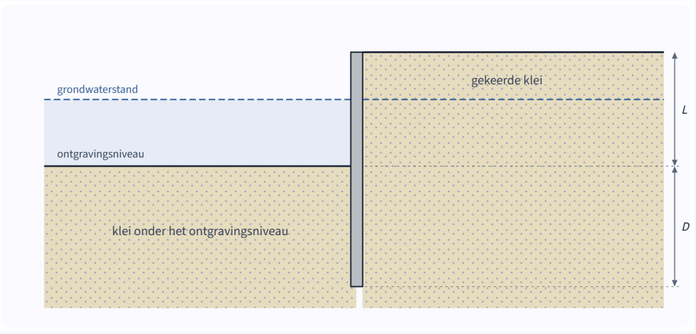
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**Keermuur uit de voorbeelden 1–5 ($L = 5$ m, $\gamma = 18$, $c_u = 30/70$ kPa)**
Gevallen	**(a) scheur droog; (b) scheur gevuld met water (standaard); (c) water op 2 m aan de achterzijde, op 6 m aan de ontgravingszijde (netto waterdruk)**

GEVRAAGD

Voor (b) $\mathbf{P_1}$ en $\bar{\mathbf{z}}_\mathbf{1}$ (met de hand); de waarden van $\mathbf{D_{theoretisch}}$ en $\mathbf{M_{max}}$ voor de drie gevallen.



Oplossing

OPLOSSING

1 (b) De waterdruk in de scheur wordt toegevoegd (scheurdiepte z_c = 3.333 m)

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50\ \text{kN/m} \quad (\text{arm } 5 - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778\ \text{m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50}\ \text{kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790}\ \text{m}$$

2 Samenvatting van de drie gevallen (dezelfde vergelijkingen; voor D en M wordt de tweedegraadsvergelijking opgelost)

Toestand	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{theoretisch}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a) Scheur droog	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(b) Scheur gevuld met water	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) Andere waterstand	115.70	1.754	187	2.765	238.79

Een met water gevulde scheur verhoogt P_1 van 25.0 naar **79.5 kN/m**: de insteekdiepte gaat van 0.68 naar **2.29 m**, het moment van 15.5 naar **181.9 kN·m/m**. Een andere waterstand (netto waterdruk) geeft P_1 = 115.7 kN/m, D = 2.77 m, M = 238.8 kN·m/m. Het verwaarlozen van het water in de trekscheur valt aan de onveilige kant.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 en AISC 360-22

THEORIE

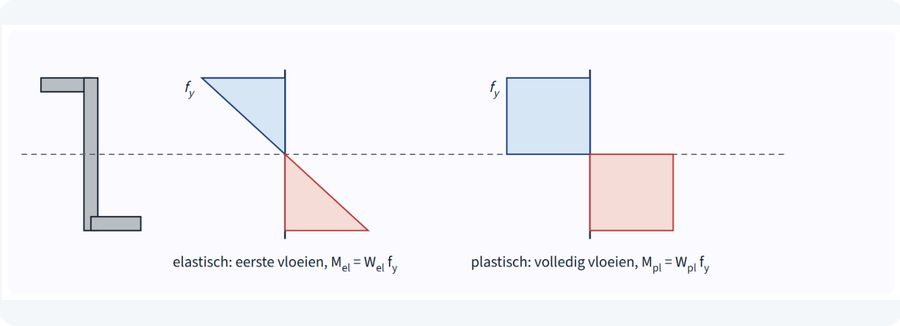
Klassieke weg: S = $M_{max}/\sigma_{toelaatbaar}$. De module voert een uiterste-grenstoets uit: het moment van het netto drukkenvel is een karakteristieke belasting; de partiële factor verhoogt dit tot de rekenwaarde:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

De tabel geeft **W_{el}** (eerste vloeien, tot klasse 3) en **W_{pl}** (volledig plastisch, klasse 1–2). De bijdrage van de insteekdiepte wordt niet afzonderlijk met de staalnorm vermenigvuldigd.

$$\text{LRFD: } M_u = \gamma_H M_{max} \leq \phi_b M_n,\ \phi_b = 0.90 \qquad \text{ASD: } M_a = M_{max} \leq \frac{M_n}{\Omega_b},\ \Omega_b = 1.67$$

$M_n = F_yZ$ (compact) of F_yS bij eerste vloeien; de gronddruk wordt gerekend als de horizontale gronddruk H: γ_H = 1.6 in LRFD, 1.0 in ASD.



Opgave

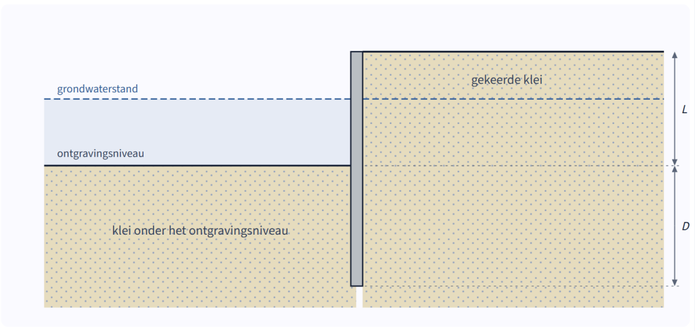
VOORBEELD

Gegeven

Doorsnede	**S275 ($f_y = 275$ MPa); $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Moment	**Keermuur met water gevulde scheur: $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; EN: $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; AISC: $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

GEVRAAGD

Voor EN 1993-1-1: **M_{Ed}**, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η**; voor AISC LRFD en ASD: η.



Oplossing (1/2)

OPLOSSING

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \mathrm{cm^3/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638}\ \leq 1\ \checkmark$$

De gekozen damwand voldoet: η = **0.638**; vereist W = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m.

Oplossing (2/2)

OPLOSSING

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\,(1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

$$\text{LRFD: } M_u = 1.6(181.91) = 291.06\ \text{kN·m/m} \leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$$

$$\text{ASD: } M_a = 181.91\ \text{kN·m/m} \leq \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$$

Ook met AISC is het voldoende: LRFD η = **0.840**, ASD η = **0.789**; in EN 1993-1-1 is dat 0.638. De verhoudingen verschillen omdat de veiligheidsfilosofieën van de normen verschillen.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Quasistatische ongedraineerde wig

THEORIE

De aardbeving behoudt het statische grensevenwicht door constante traagheidskrachten ($k_h W$ horizontaal, $k_v W$ verticaal) aan de grondwiggen toe te voegen. Mononobe–Okabe kan niet in klei worden toegepast (φ = 0); de module neemt een **ongedraineerde wig met een kritisch vlak onder 45°** (aanname van GeoTerva):

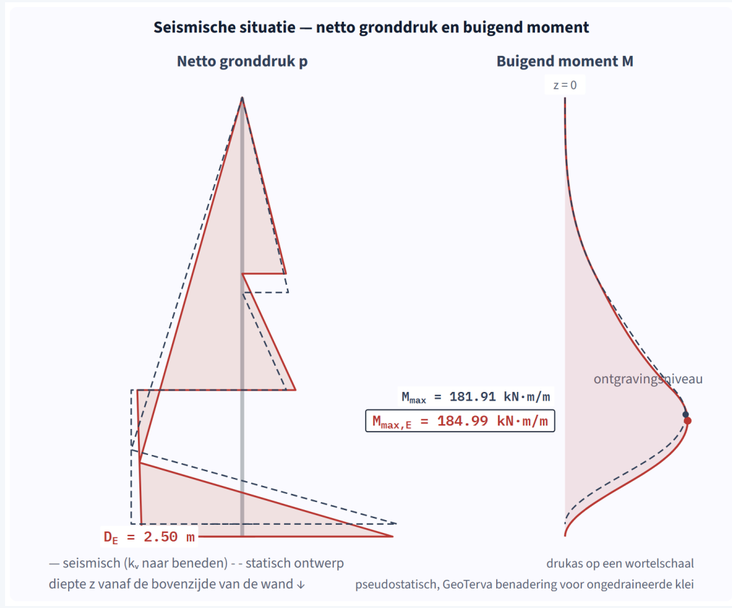
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K^c_{AE} = 1 + \tan\theta \qquad K^c_{PE} = 1 - \tan\theta$$

$$\text{druk:}\ \ (1 \mp k_v)\,(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \ \mp\ 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \ \mp\ 2c_u$$

Het poriënwater in klei beweegt altijd samen met de grond (gekeerd); vrij water treedt alleen op in zeer doorlatende grond. **Beide richtingen van k_V** worden getoetst.

Toets: het netto drukdiagram wordt opgebouwd zoals in de statica; de twee evenwichtsvergelijkingen leveren **D_E**. Een aardbeving is een aan bezwijken gekoppelde toestand, op de passieve zijde wordt geen factor toegepast: de wand voldoet als **$D_E \le D_{ontwerp}$**. Bij de ongeankerde wand worden de seismische drukken, zoals in de statica, evenredig met de effectieve spanning verdeeld.

In de seismische combinatie worden de effecten met 1.0 aangenomen: $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



Opgave

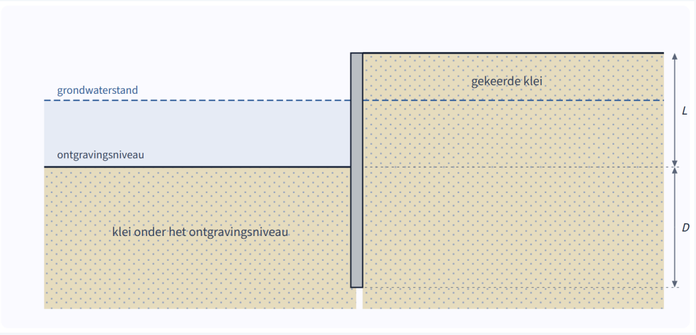
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**Voorbeeld 6(b): wand met water gevulde scheur,** $D_{design} = 3.43$ **m,** $M_{max} = 181.91$ **kN·m/m;** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**
Aardbeving	$k_h = 0.15$**,** $k_v = \pm 0.075$ **(twee richtingen)**

GEVRAAGD

Seismische coëfficiënten; **D_E** (twee richtingen van k_V), **$M_{max,E}$**; kan de statische muur deze aardbeving weerstaan?



Oplossing

OPLOSSING

1 Seismische coëfficiënten (statisch: actief = passief = 1) en resultaten voor beide richtingen

k_v	f_v	tan θ	actief: $f_v + k_h$	passief: $f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
+0.075	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
−0.075	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 Toets en doorsnede

$$D_E = 2.50\ \text{m} \ \leq\ D_{design} = 3.43\ \text{m}\ \checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99\ \text{kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481}\ \leq 1\ \checkmark$$

Het statische ontwerp **weerstaat** deze aardbeving: het seismische diagram vereist slechts **2.50 m** insteekdiepte (ontwerp 3.43 m); het moment is 185.0 kN·m/m (statisch 181.9), vrijwel gelijk, en de damwand is toereikend. Omdat de netto druk in klei constant is, verandert het aardbevingsdiagram zeer weinig.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Methode van de beddingsconstante

THEORIE

Het grensevenwicht levert de insteekdiepte en het moment, maar niet **hoeveel de wand verplaatst**. Voor de verplaatsing in de werkende toestand wordt de wand als een elastische balk (EI) beschouwd en de grond aan elke zijde als onafhankelijke veren (Winkler):

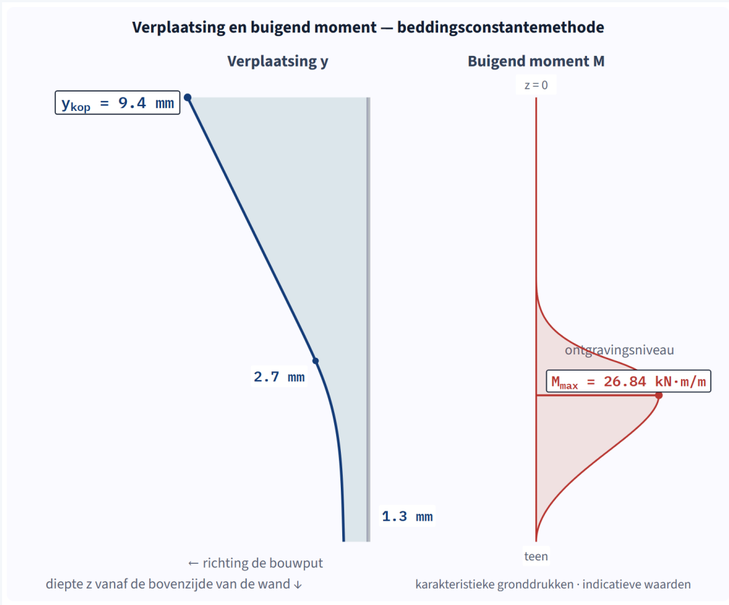
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \;\; (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

De veren beginnen bij de neutrale gronddruk, variëren evenredig met de verplaatsing en overschrijden de actieve en passieve grens niet. k_h is veeleer een **modelparameter** dan een grondeigenschap. Omdat in klei φ = 0 geldt, is K_0 = 1.

De damwand heeft de ontwerplengte (L + $D_{ontwerp}$) en is aan beide uiteinden vrij; de drukken zijn karakteristiek, zonder veiligheidsfactor. De ontgraving gebeurt in één fase, de damwand is vooraf aanwezig.

De oplossing wordt met eindige elementen uitgevoerd, waarbij wordt geïtereerd tot de veren de elastische/actieve/passieve toestand bereiken; het resultaat wordt gegeven als een **onbegrensde schatting**.



Opgave

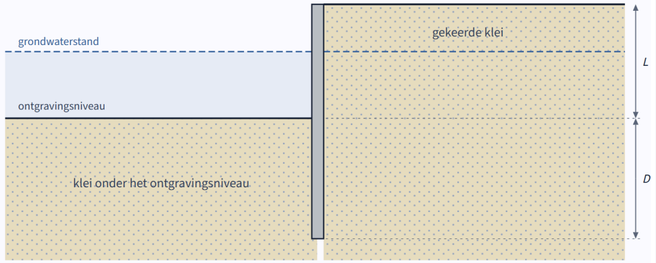
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**Voorbeeld 6(b): ontwerplengte $L + D = 8.43$ m**
Damwand	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (**$EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
Grond	$k_h = 15$ **MN/m³ (bovenste kleilaag),** 30 **MN/m³ (onderste kleilaag)**

GEVRAAGD

Verplaatsing aan de top van de wand, op het ontgravingsniveau en aan de punt; is het maximale moment in het model gelijk aan het moment uit het grensevenwicht?



Oplossing

OPLOSSING

1 Model

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \mathrm{kN{\cdot}m^2/m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\,y^{IV} = p_R - p_E \ \text{(eindige elementen, veren elastisch/actief/passief)}$$

2 Resultaat (naar de ontgraving toe)

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \mathrm{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \mathrm{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \mathrm{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}\ \ (z = 5.65\ \mathrm{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

De top van de wand verplaatst naar de ontgraving toe met **9.4 mm**, de ontgravingsbodem met 2.7 mm en de damwandpunt met 1.3 mm. Het moment van het model in de werkingstoestand (26.8 kN·m/m) is **veel kleiner** dan het moment bij limietevenwicht (181.9): de veren benutten slechts 48% van de passieve grens; limietevenwicht beschrijft het moment waarop de wand bezwijkt, en dat is het **ontwerpmoment**.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Opbollen van de ontgravingsbodem

THEORIE

Hoe weinig insteekdiepte het laterale evenwicht ook oplevert, het zegt niets over de ontgravingsbodem. In klei kan de bodem **omhoogkomen**: de klei onder de ontgraving wordt door het gewicht van de aangrenzende grond naar binnen geperst (bezwijken door omgekeerd draagvermogen). De gebruikelijke toets voor ontgravingen vergelijkt de schuifweerstand op het bezwijkvlak met dit gewicht:

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2 \dfrac{B''}{L_{exc}}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

B is de ontgravingsbreedte, L_{exc} de lengte in bovenaanzicht (bij een lange ontgraving vervalt de vormterm), T de diepte van de stijve laag onder de bodem (indien niet ingevoerd, wordt het oppervlak alleen door de breedte begrensd); c_u is de klei onder de bodem, c_{side} de gemiddelde cohesie over de aangehouden hoogte, $\sigma_v(H)$ de totale horizontale spanning op het niveau van de bodem.

De inbedding van de wand onder zijn voet wordt niet meegerekend (conservatief). Bovenbelasting en strook-/puntbelastingen worden binnen B′ als equivalente gelijkmatig verdeelde belasting bij q opgeteld. Bij meerdere lagen wordt de formule gebruikt met de gelaagde uitbreiding van GeoTerva.

$$FS_{req} = 1.5$$

De vereiste veiligheidsfactor is een invoergegeven; de toets geldt alleen voor cohesieve ontgravingen.

Opgave

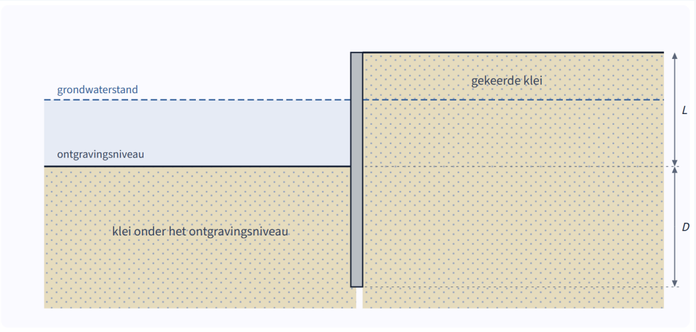
VOORBEELD

Gegeven

Ontgraving	**breedte $B = 10$ m (lange ontgraving, stijve laag niet ingevoerd); wand als in Voorbeeld 6 ($H = 5$ m)**
Grond	**klei onder de zool $c_u = 70$ kPa; gemiddelde over de gekeerde hoogte $c_{side} = 30$ kPa; $\sigma_v(H) = 90$ kPa; geen bovenbelasting**

GEVRAAGD

B′, **FS** (≥ 1.5?); wat als de ontgravingsbreedte B = 5 m en 20 m zou zijn?



Oplossing

OPLOSSING

1 Effectieve breedte (L_{exc} niet ingevoerd: geen vormterm)

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \mathrm{m}$$

2 Veiligheidsfactor

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

$$B = 5\ \mathrm{m}:\ \ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \mathrm{m}:\ \ FS = 4.12$$

De veiligheidsfactor tegen bodemopbolling is **4.23** (vereist 1.5): de bodem is veilig. Naarmate de breedte toeneemt, neemt de marge tegen zijwaarts glijden af (4.12 voor B = 20 m); de c_u-waarde van de onderliggende klei is bepalend.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Scope van de oplossing

THEORIE

Elke laag wordt in klei onder **ongedraineerde totale spanning** ($\varphi = 0$) doorgerekend: **kortdurende situatie**. De langdurige gedraineerde situatie (c', φ') wordt niet getoetst; deze kan bij permanente wanden maatgevend zijn. Een wand met zandaanvulling wordt met de zandmodule ontworpen.

Rankine-drukken zonder wandadhesie: $K_a = K_p = 1$; actief $\sigma_v - 2c_u$, passief $\sigma_v + 2c_u$; geen zuiging boven de ontgravingsbodem (trekscheur, standaard met water gevuld of droog; onder de grondwaterstand houdt de scheur het grondwater vast).

Het vereenvoudigde nettodrukdiagram van de bron: op elke diepte de drukken van de twee zijden, het eindblok uit het horizontaal evenwicht, de diepte uit de momenten. Water aan beide zijden gelijk of verschillend (geen kwel); kwel wordt niet gemodelleerd.

Bij een aardbeving wordt klei behandeld als een pseudostatische ongedraineerde wig met een kritisch vlak van 45° (uitgangspunt van GeoTerva). De damwand wordt op buiging getoetst; afschuiving, lokale knik en corrosie worden niet getoetst. De verplaatsing wordt met de beddingsconstante-methode gegeven, zonder limiet.

Samenvatting

Belangrijkste punten

Klei ongedraineerd ($\varphi = 0$, c_u): actief $\sigma_v - 2c_u$, passief $\sigma_v + 2c_u$; zuiging nabij het maaiveld wordt niet meegerekend: **trekscheur $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**; $P_1 = \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$, $\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

Onder de ontgravingsbodem is de netto druk constant: $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$, aan de punt $\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$; als $\sigma_6 > 0$ niet geldt, kan de klei de muur niet keren

Evenwicht: $L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$; tweedegraadsvergelijking voor D (voorbeeld: 0.678 m; 2.288 m met een met water gevulde trekscheur); $z' = P_1/\sigma_6$, $M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

Een **met water gevulde trekscheur** vergroot P_1, D en M sterk (25 → 79.5 kN/m; 15.5 → 181.9 kN·m/m); droog aannemen is onveilig

Ontwerpdiepte: f = 1.4–1.6 (moment gelijk) of σ_p/FS_p; het grootste moment van de twee gevallen op de gegeven diepte

Doorsnede: EN 1993-1-1 η = 0.638; AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789. **Aardbeving**: $D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m; met de beddingsconstantemethode is de top ≈ 9 mm

Bodemopbolling: $FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$; in het voorbeeld 4.23 ≥ 1.5

Literatuur

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

EN 1993-1-1:2005 — Design of steel structures, general rules.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

OPMERKING

Alle numerieke voorbeelden zijn geproduceerd met de eigen berekeningsmodule van de module; de module geeft dezelfde waarden. Het rekenvoorbeeld op de modulepagina is ook deze wand (L = 5 m, γ = 18 kN/m³, c_u = 30 / 70 kPa).

GeoTerva

Online geotechnische berekeningen

Van theorie naar praktijk

Voer in GeoTerva uw eigen wandhoogte, gelaagd kleiprofiel, water, trekscheur, damwandprofiel en aardbevingscoëfficiënten in; de module geeft tegelijk het drukdiagram, de insteekdiepte, het moment, de doorsnedetoets, de verplaatsing en de bodemopbolling.

Module openen → | **Theoriepagina →**

Openen op de smartphone
Proefmodules vereisen geen registratie.

Wilt u ze in uw colleges gebruiken: info@geoterva.com