Geotechnisch college · Damwanden en gestempelde bouwputten

Verankerde damwand (gelaagde grond)

College: ongeankerde en verankerde damwand in gelaagde zand- en kleilagen; spanningen op beide wandvlakken, korte en lange termijn, insteekdiepte, ankerkrachten, moment, doorsnede, aardbeving; rekenvoorbeeld bij elk onderwerp.

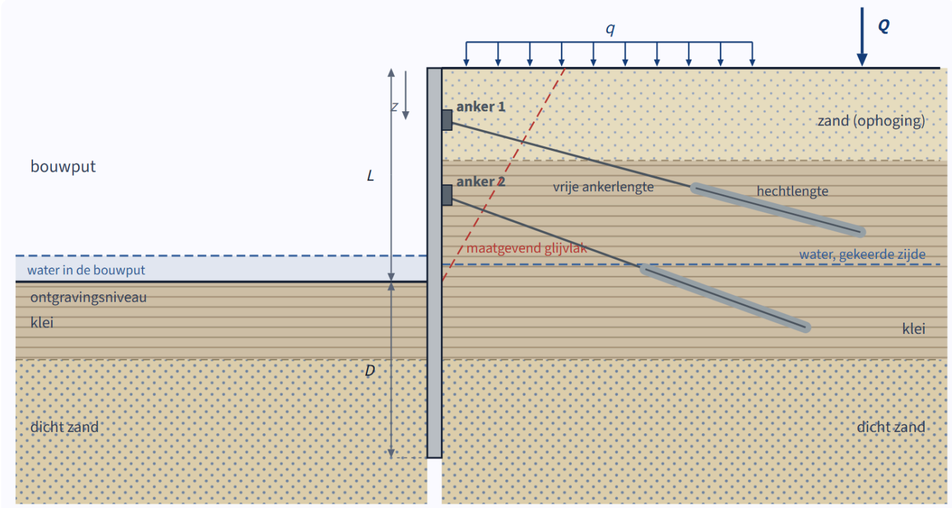
Gelaagde grond

Korte en lange termijn

Vrije grondsteun · scharnier

Verankering · EN 1993 · AISC 360

Aardbeving · bodemopbolling



Wat leren we in dit college?

In een profiel van maximaal zes lagen **zand (gedraineerd: c′, φ′) en klei (korte termijn c_u, lange termijn c′, φ′)** de spanningen en drukken op beide wandvlakken

In ongedraineerde klei $\sigma_v \mp 2c_u$, de **trekscheur** (met water gevuld) en de scenario's **korte/lange termijn**, de regel “van elk resultaat de grootste”

Netto druktediagram en de veiligheidsmarge (f met de diepte, FS_p voor passief, gegeven diepte)

Statica van de **ongeankerde**, **enkelrijig verankerde (vrije grondsteun)** en **meerrijig verankerde (scharniermethode)** wand; moment, ankerkracht en grouthechting

Het toetsen van de damwand volgens **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**; de toetsen op **aardbeving**, **bodemopbolling** en **verplaatsing**

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

Voorbeeldwand: ontgravingshoogte 7.5 m; bovenaan 3 m zand, 6 m klei, daaronder vast zand; water aan beide zijden op 8.5 m diepte; q = 10 kPa bovenbelasting; twee ankerlagen (1.5 m en 4.5 m, s = 2.5 m, 15° en 20°). De krachten gelden per strekkende meter wand.

Hoe wordt de wand gekeerd?

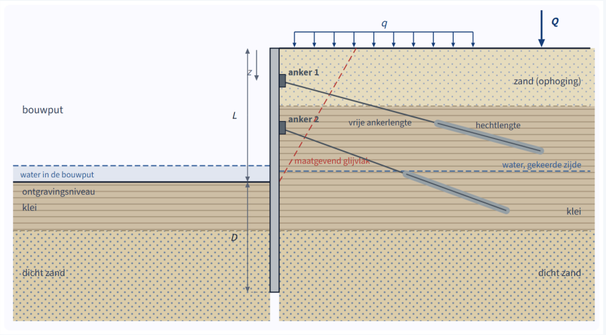
THEORIE

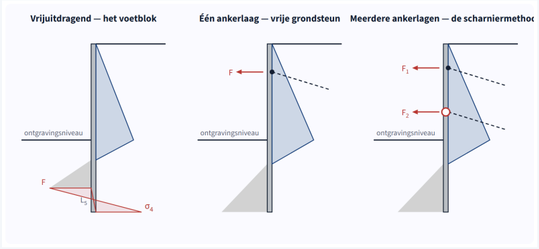
De damwand staat overeind door zijn insteekdiepte onder het ontgravingsniveau en, wanneer de gekeerde hoogte daarvoor te groot is, door **grondankers**. De werkelijke ondergrond bestaat zelden uit één laag: zand duwt en biedt weerstand via wrijving, klei via zijn sterkte; de sterkte van klei is niet dezelfde direct na de ontgraving als jaren later. De module neemt het profiel over zoals het is: **tot zes lagen**, die onder het ontgravingsniveau bij beide percentages doorlopen.

Ongeankerd: uitsluitend door de grond gesteund; de wand roteert om een punt nabij de punt (actief boven het ontgravingsniveau, daaronder wisselen de zijden). De behouden hoogte is economisch tot ongeveer 5–6 m.

Eén ankerlaag: de wand is een ligger op twee steunpunten (het anker en de passieve weerstand van de insteek); de damwandpunt wordt als vrij beschouwd: de **vrije grondsteun** volgt uit één momentvergelijking om het anker.

Meerrijige verankering: de wand is statisch onbepaald; de **scharniermethode** legt bij elk anker behalve het bovenste een scharnier, de overspanningen worden vrij opgelegde balken en het deel onder het laagste anker wordt ontworpen met vrije grondsteun.





z wordt vanaf de kruin van de wand naar beneden gemeten; L is de diepte van de ontgravingsbodem, D de insteekdiepte. De netto druk is positief naar de ontgraving toe; het anker trekt de wand terug met F (per meter). De methode is een **limietevenwicht**: de grond wordt in zijn grenstoestand actief en passief beschouwd.

σ_v, u, σ'_v; Rankine c′–φ′

THEORIE

Op elke diepte worden drie spanningsvelden bijgehouden: de totale verticale spanning σ_V, de poriënwaterspanning u en de effectieve spanning $\sigma'_V = \sigma_V - u$. Ongedraineerde klei wordt door de eerste beschreven, de gedraineerde laag door de tweede en de derde. De gestutte kolom draagt haar volledige deklaag ook onder het ontgravingsniveau; de ontgraven kolom begint opnieuw op het ontgravingsniveau: dit is het verschil dat de insteekdiepte moet opnemen.

$$\sigma_{v,b}(z) = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad u_b = \gamma_w \max(0, z - D_w) \quad \sigma'_{v,b} = \sigma_{v,b} - u_b$$

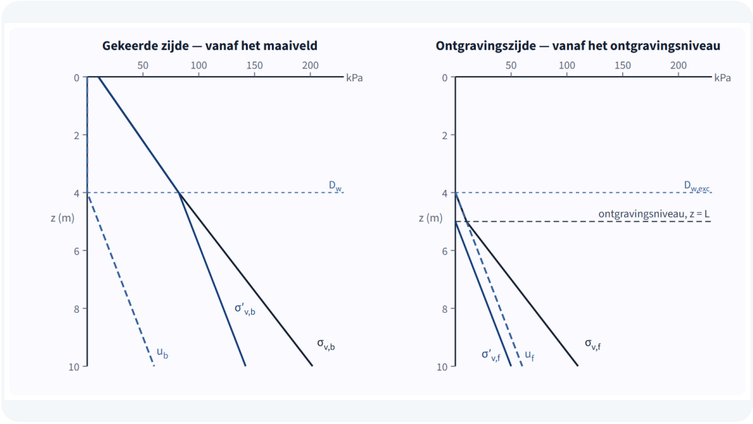
Gedraineerde laag (zand, of klei op lange termijn): Rankine, verticale wand, vlak maaiveld, geen wandwrijving:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \tfrac{\varphi'}{2}\right) \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \tfrac{\varphi'}{2}\right) \quad p_a = \max\left(0,\ K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}\right) + u \quad p_p = \eta_p\left(K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}\right) + u$$

Elke laag heeft een eigen K_a, K_p-waarde: σ'_V is continu, maar **de druk springt bij de laaggrens**; de sprongen zijn een wezenlijk kenmerk van het diagram en worden niet afgevlakt.

Wanneer c′ > 0 wordt de actieve uitdrukking boven de laag negatief: de grond kan niet aan de wand trekken, zodat het gronddeel bij nul **wordt afgekapt** (het waterdeel wordt niet afgekapt).

De gelijkmatig verdeelde bovenbelasting q wordt op elke diepte bij $\sigma_{V,b}$ opgeteld; de trekscheur brengt dit in rekening.



Opgave

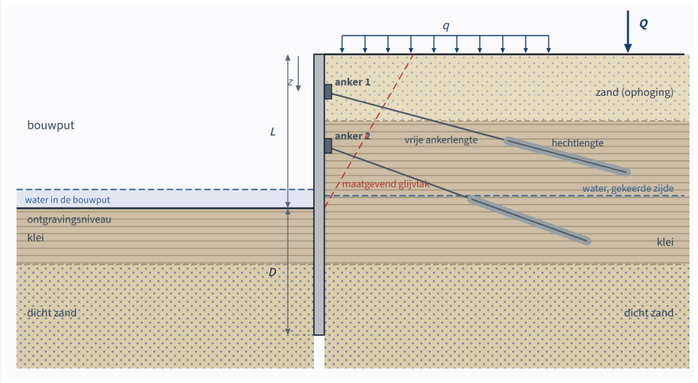
VOORBEELD

Gegeven

Profiel	**bovenaan 3.0 m zand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m klei ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), daaronder vast zand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; water aan beide zijden op 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Opgave	**aan de kerende zijde $z = 3.0$ m (zand–klei-grens) en het ontgravingsniveau $z = L = 7.5$ m**

GEVRAAGD

σ'_v; p_a voor zand, klei (gedraineerd, lange termijn); de sprong op de grens zand–klei.



Oplossing

OPLOSSING

1 Op de zand–kleigrens (z = 3.0 m; water op 8.5 m, u = 0)

$$\sigma'_v(3.0) = q + \gamma z = 10 + 18(3.0) = 64.0\ \text{kPa}$$

$$\text{zand: } p_a = K_a \sigma'_v = 0.3333(64.0) = \mathbf{21.33}\ \text{kPa}$$

$$\text{klei } (\varphi' = 24^\circ)\text{: } p_a = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} = 0.4217(64.0) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{20.50}\ \text{kPa}$$

2 Op de ontgravingsbodem (z = L = 7.5 m): de gestutte kolom liep 4.5 m verder door in de klei

$$\sigma'_v(L) = 64.0 + 19(4.5) = 149.5\ \text{kPa}$$

$$p_a = 0.4217(149.5) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{56.55}\ \text{kPa}$$

σ′$_v$ is continu (64 kPa), maar de druk springt op de grens van **21.33 naar 20.50 kPa** (zand K_a = 1/3, klei K_a = 0.4217 en de c′-bijdrage −6.49 kPa). De actieve druk op het ontgravingsniveau is 56.55 kPa.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$; “de grootste van elke uitkomst”

THEORIE

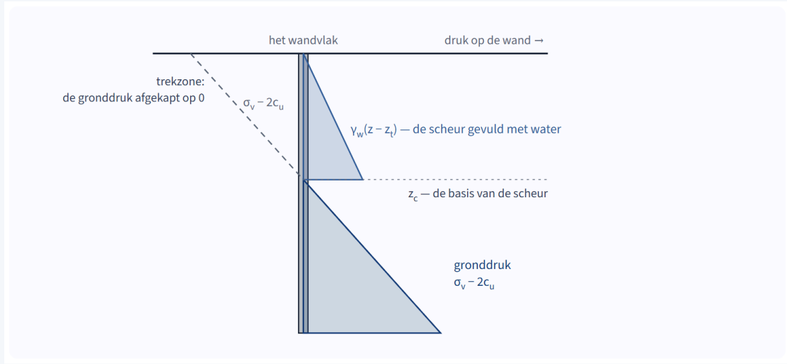
Snel belaste verzadigde klei (de ontgraving wordt ervoor gemaakt) kan niet draineren: de sterkte is c_u, $\varphi = 0$, gedefinieerd in **totale spanning** (het water zit in σ_v):

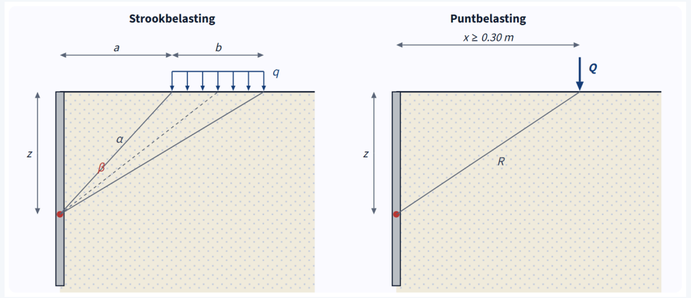
$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

Boven de gestutte klei is $\sigma_v - 2c_u$ negatief: de klei scheurt; z_t is de bovenkant van de trekzone en $\mathbf{z_c}$ is het onderste uiteinde, waar $\sigma_v = 2c_u$. Een open scheur aan het maaiveld vult zich met regen of grondwater en drukt met haar eigen hydrostatische druk: **standaard watergevuld** (veilig); zij kan droog worden verklaard (met waarschuwing), en de consequentie van het andere geval wordt altijd vermeld.

Korte termijn: klei ongedraineerd; **lange termijn**: elke laag gedraineerd. Welke maatgevend is, is niet bij voorbaat bekend; de module **voert beide uit** en neemt de insteekdiepte, elke ankerkracht en het moment als **de grootste van de twee scenario's** (ze hoeven niet uit hetzelfde scenario te komen). Een scenario waarin het anker geen trek opneemt, is niet maatgevend voor de muur; dit wordt vermeld.

Bovenbelasting: een gelijkmatig verdeelde q wordt bij $\sigma_{v,b}$ opgeteld; de strookbelasting (a, b, q) en de puntbelasting (Q, x) zijn de elastische oplossing voor een starre wand en worden **niet** met K_a vermenigvuldigd; bij een aardbeving komt deze met ψ_2 in rekening.





Opgave

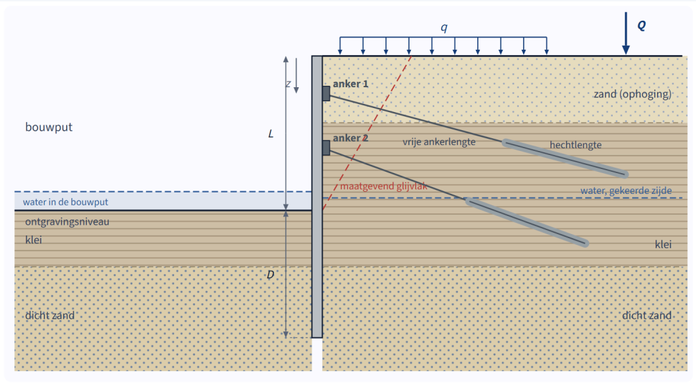
VOORBEELD

Gegeven

Profiel	**bovenaan 3.0 m zand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m klei ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), daaronder vast zand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; water aan beide zijden op 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Opgave	**op korte termijn $\sigma_v - 2c_u$ boven de klei en z_c aan het onderste uiteinde van de scheur; resultaten van de twee scenario's**

GEVRAAGD

$\sigma_v - 2c_u$ (boven de klei), **z_c** en de waterdruk in de scheur; de D-, F-, M-waarden van de korte en de lange termijn en welke maatgevend is.



Oplossing

OPLOSSING

1 Korte termijn: boven de klei (z = 3.0 m, σ_v = 64.0 kPa, c_u = 45 kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} < 0 \Rightarrow \text{wordt doorsneden; de scheur opent zich}$$

$$\sigma_v(z_c) = 2c_u: \quad 64.0 + 19(z_c - 3) = 90 \Rightarrow z_c = \mathbf{4.37}\ \text{m}$$

$$p_{crack}(z_c) = \gamma_w(z_c - z_t) = 9.81(1.37) = 13.4\ \text{kPa}$$

2 Beide scenario's worden doorgerekend (de rekenkern van de module); de keermuur wordt op de grootste van de twee ontworpen

Scenario	$D_{theoretisch}$ (m)	$D_{vereist}$ (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
Korte termijn (klei ongedraineerd)	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
Lange termijn (alles gedraineerd)	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

Een met water gevulde trekscheur geeft hydrostatische druk over **1.37 m** boven de klei (3.0 → 4.37 m). De lange termijn is **in elk resultaat maatgevend** (D, F_1, F_2, M): de wand wordt op het lange-termijnscenario ontworpen; het korte-termijnmoment is minder dan de helft.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Verschildiagram; f tegen de diepte of FS_p voor passief

THEORIE

De wand ondervindt het **verschil** tussen beide zijden: $p_{net} = p_b - p_f$ (gekeerd – ontgraven). Het evenwicht wordt op dit diagram geschreven: boven het ontgravingsniveau de actieve druk en het water van de gekeerde grond; daaronder groeit de passieve druk van de insteek sneller dan de actieve, en de netto druk wordt nul in punt E en keert om naar de gekeerde zijde. De top, de ankers, het ontgravingsniveau, elke laaggrens, de waterstanden, de uiteinden van de trekscheuren, de randen van de belastingen en de nullen van de afgeknotte drukken verdelen de wand in **segmenten**; binnen elk segment is de resultante lineair, en worden kracht en moment exact geïntegreerd:

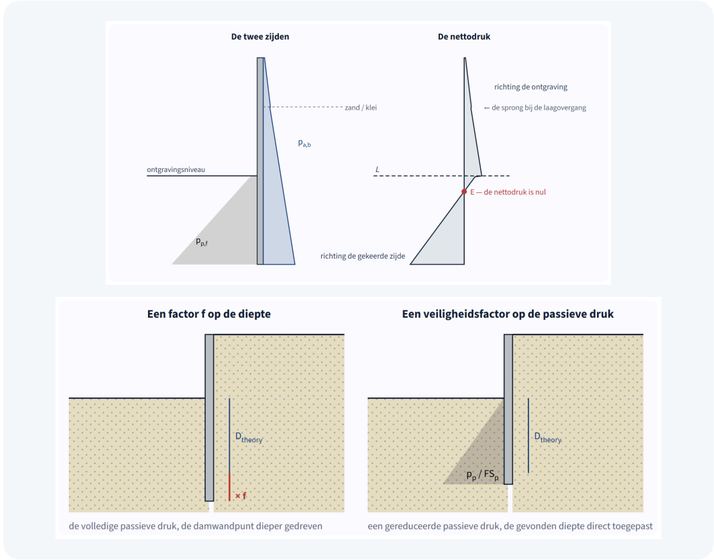
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

In de theoretische diepte $D_{theoretisch}$ zit geen toeslag; twee benaderingen (figuur):

Dieptefactor f: $D_{vereist} = f \cdot D_{theoretisch}$ (f = 1.2–1.3 zand, 1.4–1.6 klei); de drukken en het moment zijn die van de theoretische wand.

FS_p aan passieve zijde: $\eta_p = 1/FS_p$ vermenigvuldigt de passieve **gronddruk** (nooit de waterdruk); de diepte van het gereduceerde diagram wordt $D_{vereist}$. De $D_{vereist}$-waarde van de andere benadering wordt altijd ernaast vermeld.

Gegeven diepte: getoetst met $UR_D = D_{vereist}/D_{gegeven} \leq 1$; de $FS_{p,mob}$ wordt bepaald waarop de passieve weerstand mag worden gedeeld. Momenten en ankerkrachten worden genomen volgens de **grootste** van de gevallen ontwerp en gegeven diepte.



Opgave

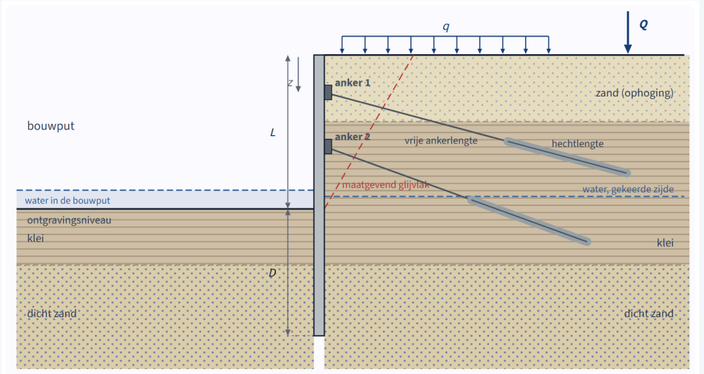
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**bovenaan 3.0 m zand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m klei ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), daaronder dicht zand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; water aan beide zijden op 8.5 m; $q = 10$ kPa; twee ankerlagen: $z = 1.5$ m ($15°$) en 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Wegen	**$f = 1.3$; $FS_p = 1.5$; gegeven $D = 3.5$ m en 6.0 m**

GEVRAAGD

Voor elk pad **$D_{gerekli}$**, **M_{max}**, **T_2** en $FS_{bond,2}$; op de gegeven diepte UR_D, $FS_{p,mob}$.



Oplossing

OPLOSSING

1 Op diepte f: $D_{benodigd} = 1.3 \times D_{theoretisch} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m (momenten en krachten zijn die van de theoretische wand)

Weg	$D_{gerekend}$ / gegeven (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3 (ontgraving)	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5 (passief / 1.5)	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
Gegeven D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
Gegeven D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

De passieve route met $FS_p = 1.5$ levert een diepere wand (3.27 m) en een **groter moment** (153.3). **Als de gegeven diepte groter is dan de vereiste, nemen het moment en de ankerkracht toe**: voor D = 6.0 m geldt M = 255.5 kN·m/m (2.1 maal de ontgraving) en T_2 = 480 kN, $FS_{bond,2} = 1.57 < 2$: de hechting is onvoldoende. De wand langer maken dan vereist brengt geen veiligheid.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Voetblok; vrije grondsteun

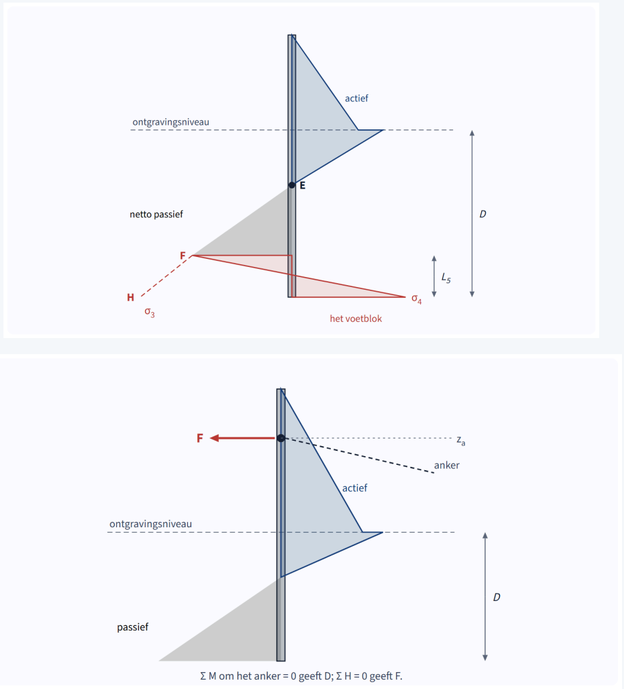
THEORIE

Ongeankerd: van het netto reactiepunt E onder het ontgravingsniveau naar F, en van F naar het puntblok (L_5) met de omgekeerde ordinaat σ_4: $\Sigma H = 0$ en $\Sigma M = 0$ om de damwandpunt. In één enkel zand reduceert dit tot een vergelijking van de vierde graad voor L_4; in een gelaagd profiel wordt het numeriek op hetzelfde diagram opgelost. Het blok moet onder E liggen ($0 < L_5 < L_4$).

Enkele ankerrij: het vrije uiteinde wordt geacht te verschuiven; de diepte wordt gevonden **uit het moment om het anker**, de ankerkracht uit het horizontale evenwicht:

$$\int_0^{L+D} p_{net}(z)(z - z_a)\,dz = 0 \qquad F = \int_0^{L+D} p_{net}(z)\,dz$$

De vrije grondsteun geeft **de kortste wand en het grootste moment van de klassieke methoden**; de momentreductie van Rowe voor flexibele wanden wordt niet toegepast.



Scharniermethode; dwarskracht en moment

THEORIE

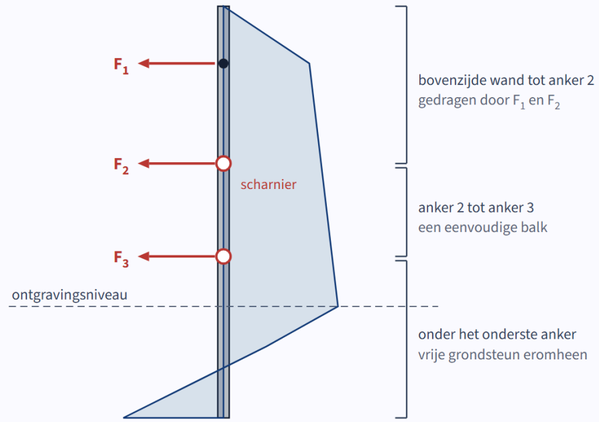
Bij drie of meer steunpunten is de muur een doorgaande ligger en dus statisch onbepaald. De **scharniermethode** maakt het systeem bepaald door bij elk anker, behalve het bovenste, een scharnier (nulmoment) aan te brengen: de bovenste overspanning is een ligger op de eerste twee ankers, de tussenliggende zijn vrij opgelegde liggers, en onder het laagste anker levert de grond een vrije grondsteun ten opzichte van dat anker.

$$\int_{z_n}^{L+D} p_{net}(z)(z - z_n)\,dz = 0$$

De kracht in een rij is de som van de reacties van de overspanningen aan weerszijden; de onderste rij neemt ook de horizontale kracht van het deel eronder op. Het moment in elke scharnier is nul (de module toetst dit als sluiting); een rij die in druk blijft, wordt met een waarschuwing gemeld.

$$V(z) = \int_0^z p_{net} dz - \sum_{z_a < z} F_i \qquad M(z) = \int_0^z V\,dz$$

V en M worden over de elementen geïntegreerd; het **grootste moment wordt gevonden waar V = 0** (binnen een element) en wordt niet uit de knopen gekozen.



Opgave

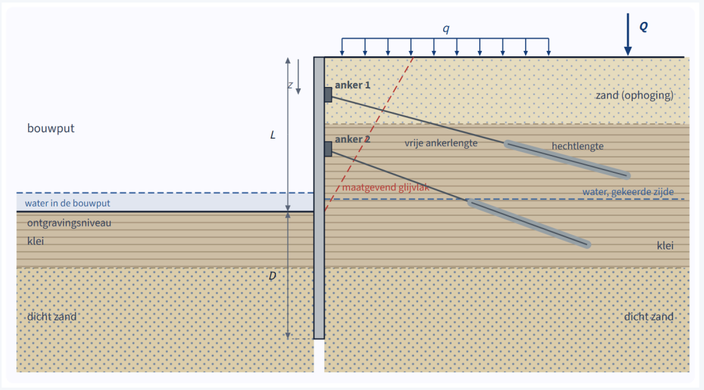
VOORBEELD

Gegeven

Profiel en belastingen	**bovenaan 3.0 m zand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m klei ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), daaronder vast zand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; water aan beide zijden op 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Systemen	**(a) ongeankerde hoekkeermuur; (b) één ankerlaag ($z = 1.5$ m, $15°$); (c) twee ankerlagen (aanvangsgeval); in alle gevallen $f = 1.3$, S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

GEVRAAGD

Voor elk systeem $D_{theoretisch}$, $D_{vereist}$, M_{max}, de ankerkracht en de damwand **η**; welk systeem is geschikt?



Oplossing

OPLOSSING

1 Hetzelfde profiel, drie systemen (de rekenkern van de module; steeds de grootste van de twee scenario's)

Systeem	Methode	$D_{theoretisch}$ (m)	$D_{vereist}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	Anker (kN/m)	η (EN 1993)
(a) Ongeankerd	eindblok	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) Enkele rij	vrije grondsteun	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) Twee rijen	scharnier	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

Voor de aangehouden hoogte van 7.5 m vereist de **ongeankerde damwand** 10.4 m insteekdiepte en 1,210 kN·m/m: de damwand voldoet niet (η = 4.24). **Eén ankerlaag** reduceert de insteekdiepte tot 3.76 m, maar met M = 296 kN·m/m blijft η = 1.037 > 1. **Twee ankerlagen** verlagen het moment tot 121.4 kN·m/m en de damwand voldoet (η = 0.426): het aantal ankerlagen bepaalt het moment en de insteekdiepte.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Opgave

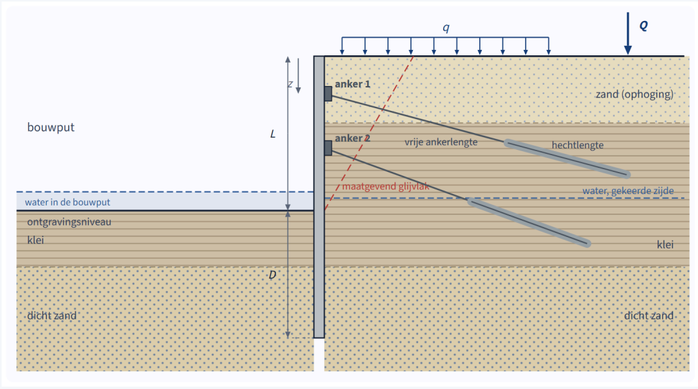
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**bovenaan 3.0 m zand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m klei ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), daaronder dicht zand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; water aan beide zijden op 8.5 m; $q = 10$ kPa; twee ankerlagen: $z = 1.5$ m ($15°$) en 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Resultaattype	**langetermijnscenario (maatgevend); scharnier op $z = 4.5$ m**

GEVRAAGD

Ankerkrachten **F_1**, **F_2** en hun sommen; sluiting; **M_{max}** en de plaats ervan; punten waar V = 0.



Oplossing (1/2)

OPLOSSING

1 Ankerlagen (per meter) en horizontaal evenwicht

$$F_1 = 41.69\ \text{kN/m}\ \ (z = 1.5\ \text{m}) \qquad F_2 = 132.32\ \text{kN/m}\ \ (z = 4.5\ \text{m})$$

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00\ \text{kN/m} = \Sigma H_{net}\ \ (\text{totale horizontale kracht})$$

2 Moment is nul in het scharnier; maximaal moment waar V = 0

$$M(z = 4.5) = 0 \approx 0\ \checkmark\ \ (\text{sluiting})$$

$$V = 0: \quad z = 3.22\ \text{m}\ \ \text{en}\ \ z_M = 6.82\ \text{m} \qquad M_{max} = \mathbf{121.43}\ \text{kN·m/m}$$

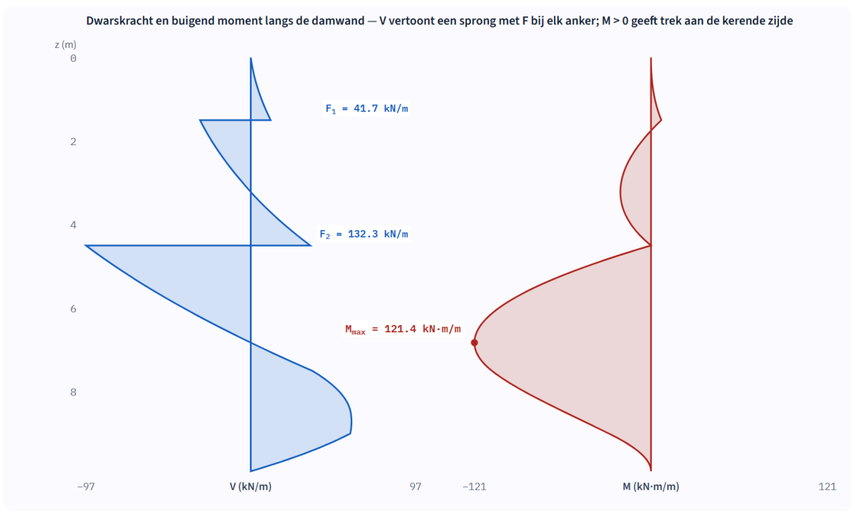
Ankerkrachten **F_1 = 41.69** en **F_2 = 132.32 kN/m**; hun som is de horizontale resultante van het netto diagram (vrije grondsteun). **M_{max} = 121.43 kN·m/m**, onder het ontgravingsniveau op z = 6.82 m (V = 0).

Oplossing (2/2)

OPLOSSING

3 Dwarskrachten- en momentendiagram (V springt bij elk anker met F) $V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$; $M(z) = \int V\, dz$. Het grootste moment is 121.4 kN·m/m op een diepte van 6.82 m; de twee punten waar V = 0 (3.22 m en 6.82 m) zijn lokale momenttoppen.

De sluitcontroles worden voldaan: scharniermoment ≈ 0, dwarskracht en moment aan de punt nul, de resultante van het segment gelijk aan de verfijnde integraal (174.0 kN/m). Het momentendiagram geeft een lokaal extremum in het bovenste uitkragende deel en het grootste extremum onder het ontgravingsniveau.



Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Kracht, vrije lengte, hechting en afspankracht

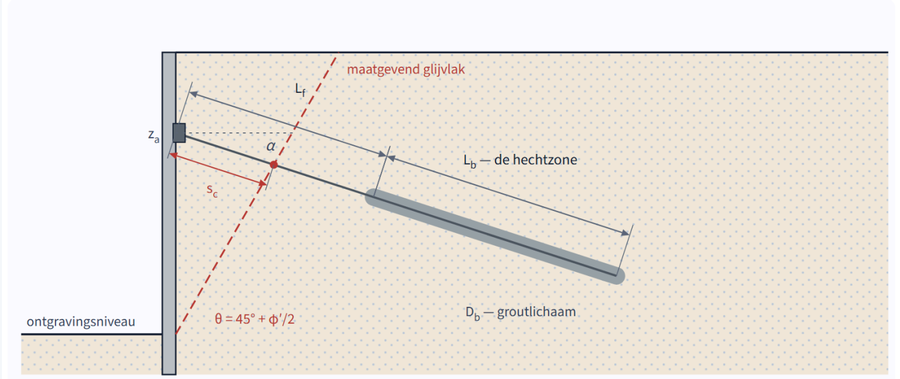
THEORIE

De reactie van één rij is per meter wand. De ankers liggen op onderlinge afstand s en hellen onder α ten opzichte van de horizontaal:

$$T = \frac{F\,s}{\cos\alpha} \qquad T_v = T\sin\alpha$$

De injectie-(hecht)zone moet **achter** de wig blijven die met de wand meebeweegt. Het kritieke vlak begint bij de ontgravingshoek en stijgt onder θ = 45° + φ′/2; langs de ankerstang wordt het doorsneden bij:

$$s_c = \frac{L - z_a}{\cos\alpha\tan\theta + \sin\alpha} \qquad L_f \geq s_c + \max(1.5\ \text{m},\ L/5)$$



Automatisch als het oppervlak één enkel zand is dat de volledige gekeerde hoogte vormt; in een gelaagd of kleiig profiel is één enkel vlak geen degelijke aanname: het oppervlak wordt uit een afzonderlijke analyse ingevoerd, anders meldt de toets “niet uitgevoerd”.

Hechting: $T_{ult} = \pi\, D_b\, L_b\, \tau_{ult}$; $FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{gerekend}$. Het anker wordt op P_0 afgespannen en draagt die belasting vanaf het begin: de belasting is de grootste van T en P_0. $P_0/T_{ult} \leq 1$ wordt daarnaast apart als invoercontrole bekeken.

Opgave

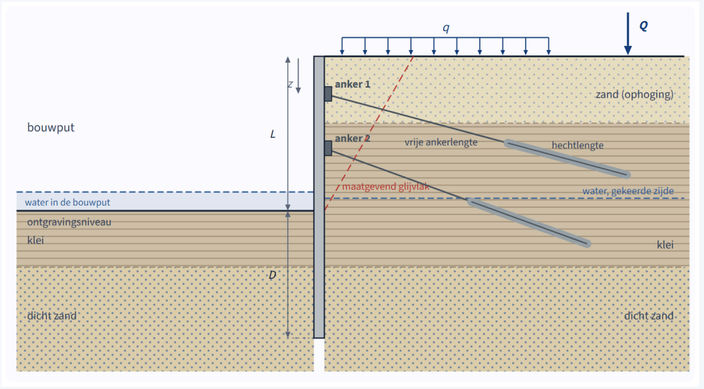
VOORBEELD

Gegeven

Verankeringen	**rij 1:** $z = 1.5$ **m,** $s = 2.5$ **m,** $\alpha = 15°$**,** $F_1 = 41.69$ **kN/m; rij 2:** $z = 4.5$ **m,** $\alpha = 20°$**,** $F_2 = 132.32$ **kN/m**
Verbinding	$D_b = 0.20$ **m,** $L_b = 8$ **m,** $\tau_{ult} = 150$ **kPa; afspankracht** $P_0 = 250$ **kN;** $FS_{bond,required} = 2.0$

GEVRAAGD

Voor elk anker: **T**, T_V; **T_{ult}**, **FS_{bond}** en P_0/T_{ult}.



Oplossing (1/2)

OPLOSSING

1 Ankerkrachten (elk langs de as van de trekstaaf)

$$T_1 = \frac{F_1 s}{\cos 15^\circ} = \frac{41.69(2.5)}{0.9659} = \mathbf{107.9}\ \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{F_2 s}{\cos 20^\circ} = \frac{132.32(2.5)}{0.9397} = \mathbf{352.0}\ \text{kN}$$

De ankerkrachten liggen langs de ankerstangas; de verticale componenten $T_{v,1}$ = 27.9 en $T_{v,2}$ = 120.4 kN worden gerapporteerd (niet overgedragen naar de damwandtoets).

Oplossing (2/2)

OPLOSSING

2 Hechting: $T_{ult} = \pi D_b L_b \tau_{ult} = \pi(0.20)(8)(150) = 754.0$ kN

$$FS_{bond,1} = \frac{T_{ult}}{\max(T_1, P_0)} = \frac{754.0}{\max(107.9, 250)} = \mathbf{3.016} \geq 2 \checkmark$$

$$FS_{bond,2} = \frac{754.0}{\max(352.0, 250)} = \mathbf{2.142} \geq 2 \checkmark$$

Bij het eerste anker wordt de ankerstang bepaald door de **afspankracht** ($P_0 > T_1$), bij het tweede door de **optredende kracht** (FS 3.02 en 2.14); $P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 of AISC 360-22

THEORIE

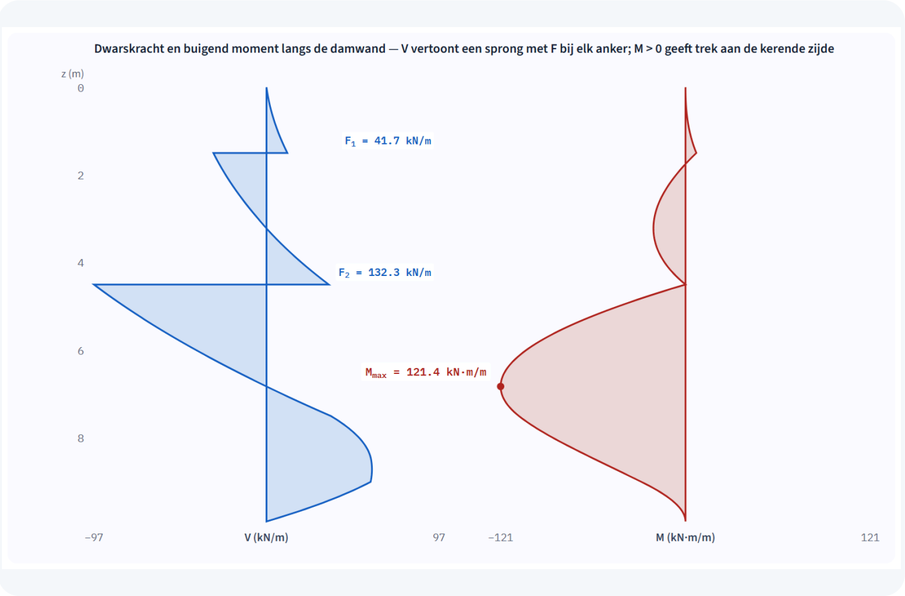
De stalen doorsnede wordt in buiging getoetst op het maximale moment van het ontwerp. Het weerstandsmoment W per meter wand (uit de damwandtabellen; elastisch of plastisch, afhankelijk van de klasse) wordt gebruikt; de vereiste W_{req} wordt steeds vermeld, zodat de doorsnede uit de catalogus kan worden gekozen:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \le M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\text{LRFD: } \gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n \ (\phi_b = 0.90) \qquad \text{ASD: } M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b} \ (\Omega_b = 1.67)$$

EN 1993-1-1: γ_F = 1.35, γ_{M0} = 1.00. AISC: γ_H = 1.6 (horizontale gronddruk H), M_n = F_yZ (compact) of F_yS (eerste vloeien).

Afschuiving van de muur, lokale knik van de elementen en corrosieverlies vallen buiten de toets en worden in het rapport vermeld. Ankerkrachten en moment worden bepaald op de grootste van de ontwerp- en de gegeven-diepte-situatie.



Opgave

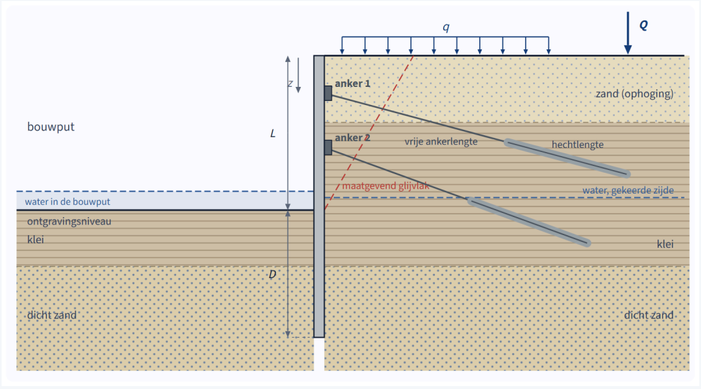
VOORBEELD

Gegeven

Moment	**Voorbeeld 5:** $M_{max} = 121.43$ **kN·m/m**
Doorsnede	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m; EN:** $\gamma_F = 1.35$**,** $\gamma_{M0} = 1.0$**; AISC:** $\gamma_H = 1.6$**,** $\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

GEVRAAGD

M_{Ed}, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η** (EN); η voor LRFD en ASD.



Oplossing

OPLOSSING

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(121.43) = \mathbf{163.92}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.92}{275\,000} = \mathbf{596}\ \mathrm{cm^3/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.0\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad \eta = \frac{163.92}{385.0} = \mathbf{0.426} \le 1\ \checkmark$$

2 AISC 360-22 ($M_n = F_yS$ = 385.0 kN·m/m)

$$\text{LRFD: } 1.6(121.43) = 194.28 \le 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.561}$$

$$\text{ASD: } 121.43 \le \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.527}$$

De damwand voldoet: EN 1993-1-1 η = **0.426** (vereist W = 596 cm³/m < 1 400), AISC LRFD **0.561**, ASD **0.527**.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Gelaagd pseudostatisch: Mononobe–Okabe in zand, ongedraineerde wig in klei

THEORIE

Elke statische coëfficiënt wordt vervangen door de pseudostatische tegenhanger van de eigen laag. De seismische hoek volgt uit de horizontale en verticale coëfficiënten:

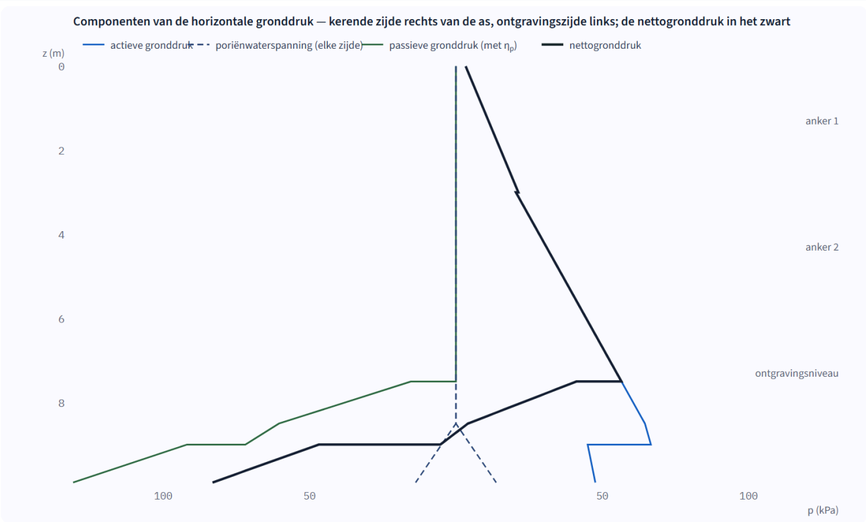
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

$$\text{klei:}\ \ \sigma_{AE} = (1 \mp k_v)(1 + \tan\theta)\sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v)(1 - \tan\theta)\sigma_v + 2c_u$$

Beide scenario's van het statische ontwerp worden uitgevoerd met de twee richtingen van k_V; de grootste insteekdiepte, het grootste moment en de grootste ankerkrachten zijn maatgevend.

Een verankerde wand kan niet om de teen draaien: de dynamische toename van de actieve stuwkracht wordt **gelijkmatig over de gestutte hoogte** verdeeld: $\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$. Vrij water in de ontgraving voegt de Westergaard-druk ($7/8\ k_h \gamma_w \sqrt{(hz')}$) toe.

De aardbeving is gekoppeld aan de ontgraving: op de passieve grond wordt **geen factor toegepast**; D_E, dat het seismische diagram in evenwicht brengt, mag die van de damwand ($D_{ontwerp}$) niet overschrijden. Als de damwand langer is dan D_E, is in beide gevallen ook bij de gegeven diepte aan het evenwicht voldaan, en worden grotere momenten en krachten opgenomen. Het anker en de ankerstang worden ook op T_E getoetst ($FS_{gerekend,E} \approx 1.5$).



Opgave

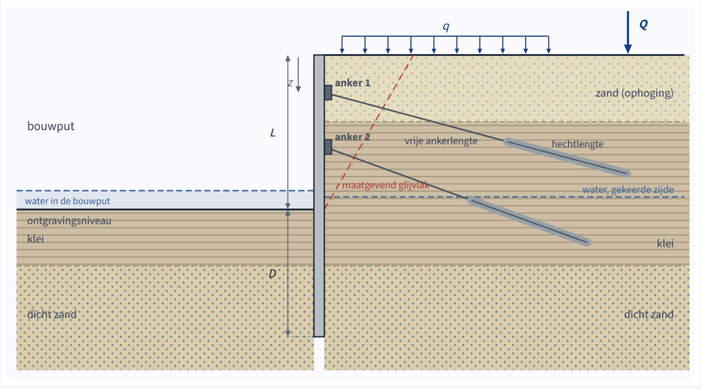
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**bovenaan 3.0 m zand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m klei ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), daaronder dicht zand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; water aan beide zijden op 8.5 m; $q = 10$ kPa; twee ankerlagen: $z = 1.5$ m ($15°$) en 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Aardbeving	$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$; **poriënwater is ingesloten; ankerstang: $T_{ult} = 754$ kN, vereist $FS_{bond,E} \approx 1.5$**

GEVRAAGD

De D-, M- en F-waarden van de vier gevallen (twee scenario's × twee k_V); **D_E**, **$M_{max,E}$**, ankerkrachten en hechting; kan de muur deze aardbeving weerstaan?



Oplossing (1/2)

OPLOSSING

1 Vier gevallen (twee scenario's van het statische ontwerp, k_v in twee richtingen)

Scenario	k_v	D (m)	M (kN·m/m)	F (kN/m)	F_1 ; F_2
Kort	+0.075	2.900	87.4	132.3	51.2 ; 81.0
Kort	−0.075	3.110	134.9	205.0	82.4 ; 122.6
Lang	+0.075	4.348	277.0	288.5	66.1 ; 222.4
Lang	−0.075	3.958	277.2	315.8	81.5 ; 234.3

Maatgevende insteekdiepte **D_E = 4.35 m** (lange termijn, k_v = +0.075); maximaal moment **277.2 kN·m/m** (lange termijn, k_v = −0.075). ΔP_{AE} = 48.9 kN/m.

Oplossing (2/2)

OPLOSSING

2 Toetsen

$$D_E = 4.35\ \text{m} \ > D_{design} = 3.12\ \text{m} \ \ \text{✗} \qquad \eta_E = \frac{M_{Ed,E}}{M_{c,Rd}} = \frac{277.2}{385.0} = 0.720 \ \leq 1 \ \text{✓}$$

$$T_{E,1} = 213.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{\max(213.3, 250)} = 3.02 \ \geq 1.50 \ \text{✓}$$

$$T_{E,2} = 623.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{623.3} = \mathbf{1.21} \ < 1.50 \ \ \text{✗}$$

De damwand **weerstaat** deze aardbeving **niet**: het seismische evenwicht vereist 4.35 m insteekdiepte (ontwerp 3.12 m) en de hechting van het tweede anker is onvoldoende ($FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50, $T_{E,2}$ = 623 kN). De damwanddoorsnede is voldoende (η_E = 0.72): de insteekdiepte en de hechting van de injectie (lengte of diameter) moeten worden vergroot.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

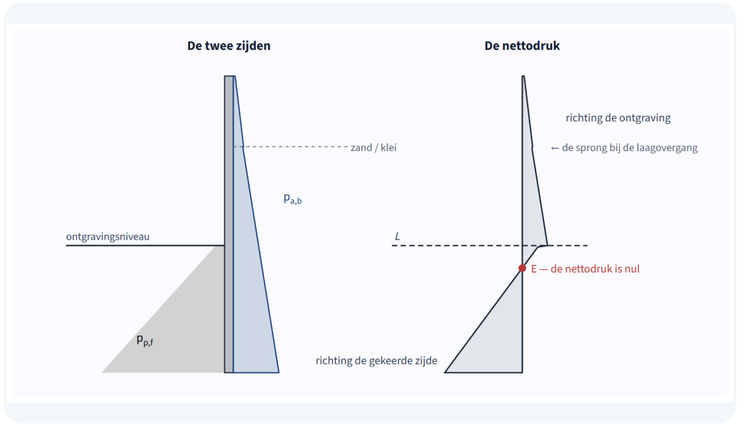
Opbollingsblok in de klei aan de basis; balk op elastische bedding

THEORIE

Bodemopbolling: als de ontgravingsbodem uit zachte klei bestaat, kan het gewicht van de gekeerde grond de klei naar de ontgraving toe drukken. Zoals in de kleimodule wordt dit getoetst met een blok voor het draagvermogen op de damwandpunt (B′ = B/√2 of T tot de harde laag, de kleinste waarde; B″ = √2 B′):

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q}$$

Strook- en geïsoleerde belastingen worden binnen B′ omgerekend naar een equivalente bovenbelasting; als de grond bij de zool geen klei is, wordt de toets niet uitgevoerd. **Verplaatsing**: de wand is een elastische balk (EI), op elk vlak elasto-plastische veren (beddingsconstante k_h); elk anker is een voorgespannen veer ($k = E A_t \cos^2\alpha/(L_f s)$, beginnend met $P_0 \cos\alpha/s$), die alleen trek opneemt:



De veren beginnen bij de neutrale gronddruk ($K_0\sigma'_v$ in een gedraineerde laag, σ'_v in ongedraineerde klei) en overschrijden de grens niet. k_h is een modelparameter; het resultaat is **karakteristiek en indicatief** en wordt zonder grenzen gegeven; bij zachte veren hangt het sterk af van k_h, zodra de grenzen worden bereikt nog maar zeer weinig.

Het moment uit het verplaatsingsmodel kan dicht bij het moment uit het grensevenwicht uitkomen, maar het ontwerpmoment is altijd dat van het grensevenwicht.

Opgave

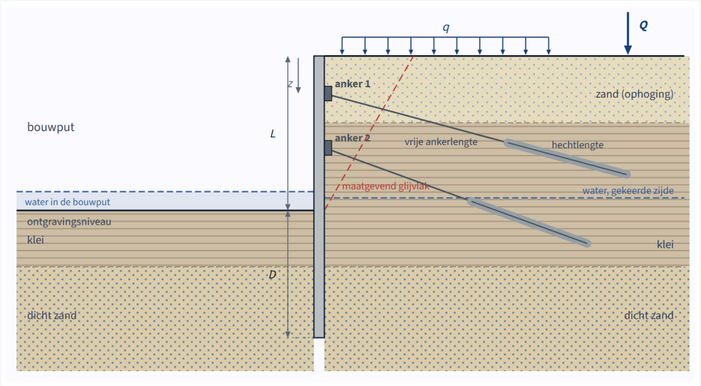
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**bovenaan 3.0 m zand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m klei ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), daaronder dicht zand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; water aan beide zijden op 8.5 m; $q = 10$ kPa; twee ankerlagen: $z = 1.5$ m ($15°$) en 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Ontgraving en wand	**ontgravingsbreedte $B = 10$ m (lang, geen stijve laag); klei onder de basis ($c_u = 45$ kPa); $EI = 44\,100$ kN·m²/m; $k_h = 20/15/40$ MN/m³ (zand/klei/zand); $P_0 = 250$ kN**

GEVRAAGD

FS_{heave} (≥ 1.5?); de **verplaatsing** van de wandtop, de ontgravingsbodem en de damwandpunt; het maximale moment van het verplaatsingsmodel.



Oplossing

OPLOSSING

1 Bodemopbolling (B′ = B/√2 = 7.07 m; L_{exc} niet ingevoerd: geen vormterm)

$$c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0\ \text{kPa}\ \ (\text{zand nul}) \qquad \sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5\ \text{kPa}$$

$$FS = \frac{5.14(45) + 27.0(7.5)/7.07}{139.5 + 10} = \frac{231.3 + 28.6}{149.5} = \mathbf{1.739}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 Verplaatsing (beddingsconstante-methode; voorgespannen ankers)

$$y_{crest} = -2.6\ \text{mm}\ \ (\text{terug, naar de kerende zijde}) \qquad y_{excavation\ base} = 11.2\ \text{mm} \qquad y_{tip} = -0.5\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 108.6\ \text{kN·m/m}\ \ (z = 6.86\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 121.4$$

De veiligheid tegen bodemopbolling is **1.74** (≥ 1.5). De wandtop wordt door de voorgespannen ankers **2.6 mm naar achteren** getrokken; aan de ontgravingsbodem verplaatst de wand zich **11.2 mm** naar de ontgraving toe (indicatief, niet met een grenswaarde vergeleken). Het moment van het model (108.6) ligt dicht bij het moment uit het grensevenwicht (121.4).

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Uitgangspunten van de module en wat zij niet doet

THEORIE

Vermelde uitgangspunten: geen wandwrijving (δ = 0); de toeslag op de vrije lengte wordt langs de streng gemeten; de puntlast wordt op de meest belaste doorsnede aangehouden; seismische coëfficiënten laag per laag. **Wat op twee manieren wordt weergegeven**: korte en lange termijn (beide werken), de scheur watergevuld of droog (de andere wordt vermeld), de toeslag in de diepte of in het passieve gebied (de andere wordt vermeld).

Beperkende factoren: een anker buiten de wand; een laag die de sterkte mist die uw scenario vereist; geen aanvaardbare insteekdiepte vinden; ankers die in elk scenario op druk blijven; verlies van sluiting; de hechtzone die binnen de maatgevende wig ligt.

Buiten beschouwing: momentreductie volgens Rowe (flexibele wand), diepe stabiliteit en macrostabiliteit (in elke verankerde berekening vermeld als “niet getoetst”), kwel (verschillende waterstanden zijn hydrostatisch), hellend gestut oppervlak, lijnbelasting en bouwfasen.

De berekening is **limietevenwicht, voorontwerp**; het scherm kan aangeven wat te doen, het rapport vermeldt alleen wat is aangenomen en wat is gevonden.

Samenvatting

Belangrijkste punten

Spanning: σ_v, u, σ'_v op beide vlakken; gedraineerde laag volgens Rankine c′–φ′ (**sprong in de druk** op de laaggrens), ongedraineerde klei $\sigma_v \mp 2c_u$; aan het oppervlak een **met water gevulde trekscheur** (in het voorbeeld z_c = 4.37 m)

Zowel de **korte als de lange termijn** wordt berekend; voor insteekdiepte, ankerkrachten en moment geldt **de grootste van de twee scenario's** (in het voorbeeld overal de lange termijn)

Netto druk = weerstandbiedend – ontgravingzijde; punt E; toeslag: $D = f \cdot D_{theoretisch}$ (2.403 → 3.124 m) of FS_p aan de passieve zijde; bij de gegeven diepte **nemen het moment en de ankerkracht toe** (D = 6 m: M = 255 kN·m/m)

Systeem: ongeankerd (D = 10.4 m, η = 4.2), één rij vrije grondsteun (M = 296, η = 1.04), tweerijige scharniermethode (F_1 = 41.7, F_2 = 132.3 kN/m; M = 121.4; η = 0.43)

Verankering: T = Fs/cos α (107.9 en 352.0 kN); hechtings-FS = $T_{ult}/\max(T, P_0)$ = 3.02 en 2.14; **seismisch**: D_E = 4.35 > 3.12 m en $FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5: de damwand doorstaat de aardbeving niet

Doorsnede: EN 1993-1-1 η = 0.426; AISC LRFD 0.561, ASD 0.527. **Bodemopbolling** FS = 1.74; **verplaatsing** kruin −2.6 mm, ontgravingsbodem 11.2 mm (indicatief)

Literatuur

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

Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9–27.

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.

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

Brent, R.P. (1973). Algorithms for Minimization without Derivatives. Prentice-Hall.

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

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

OPMERKING

Alle numerieke voorbeelden zijn gegenereerd met de eigen berekeningsmodule van de module; de module geeft dezelfde waarden. Het openingsmodel op de modulepagina is ook deze keermuur (7.5 m zand–klei–zand, water op 8.5 m, q = 10 kPa, twee ankerlagen).

GeoTerva

Online geotechnische berekeningen

Van theorie naar praktijk

Voer het gelaagde profiel van uw eigen muur (zand en klei), het water, de bovenbelasting, de ankerlagen en hun elementen in GeoTerva in; de module geeft samen de drukken op beide vlakken, de korte en lange termijn, de insteekdiepte, de ankerkrachten, het moment en de toetsen op doorsnede, verbinding, aardbeving, bodemopbolling en verplaatsing.

Module openen → | **Theoriepagina →**

Openen op de smartphone
Proefmodules vereisen geen registratie.

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