Geotechnisch college · Damwanden en gestempelde bouwputten

Ongeankerde damwand in zand

College: ontwerp van een ongeankerde damwand in zand; drukken boven en onder het ontgravingsniveau, insteekdiepte, maximaal moment, doorsnedetoets, aardbeving en verplaatsing; bij elk onderwerp een rekenvoorbeeld.

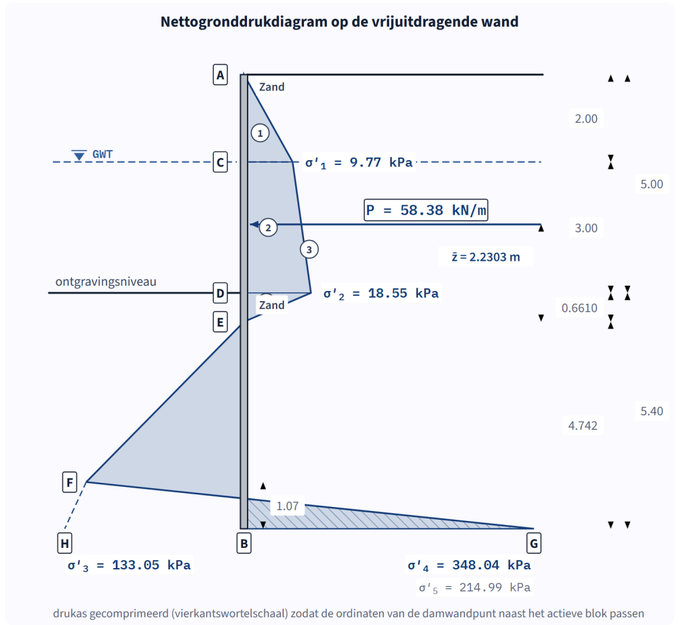
Ongeankerde damwand

Netto drukdiagram

Insteekdiepte · maximaal moment

EN 1993 · AISC 360

Aardbeving · verplaatsing



Wat leren we in dit college?

Hoe een ongeankerde damwand roteert en welke drukken boven, onder en aan de punt van het ontgravingsniveau ontstaan

De **actieve druk** boven de ontgravingsbodem (water, bovenbelasting) en de **netto druklijn** daaronder; nulpunt E

Insteekdiepte uit horizontaal evenwicht en momentenevenwicht: een vierdegraadsvergelijking voor L_4, $D_{theoretisch}$

Manieren om een **veiligheidsmarge** aan de ontwerpdiepte toe te voegen (factor f, K_p/FS_p, opgegeven diepte)

Het **grootste moment** (waar de dwarskracht nul is) en de toets van de damwand volgens **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**

De invloed van water, bovenbelasting, een hellend maaiveld en **aardbeving**; de **verplaatsing** volgens de methode van de beddingsconstante

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: L = 5 m zand boven de ontgravingsbodem (γ = 15.9; γ_{sat} = 19.33 kN/m³; φ' = 32°), de grondwaterstand ligt 2 m onder de bovenkant en op beide zijden op hetzelfde niveau; de damwand is in hetzelfde zand geheid. De krachten gelden per strekkende meter wand.

Hoe werkt het, hoe draait het?

THEORIE

Een damwand is een rij van in elkaar grijpende stalen palen; de wand keert de grond boven de ontgravingsbodem (L) en blijft overeind door de **insteekdiepte D**. Een **ongegankerde** wand heeft geen andere ondersteuning: zoals een heipaal wordt hij alleen door de **passieve weerstand** van de grond waarin hij is ingedreven op zijn plaats gehouden; daarom is hij doorgaans economisch tot ongeveer 6 m vanaf de ontgravingsbodem.

De wand roteert star om punt O (nabij de punt). **Zone A** (boven de ontgravingsbasis): alleen de gekeerde grond, actieve druk.

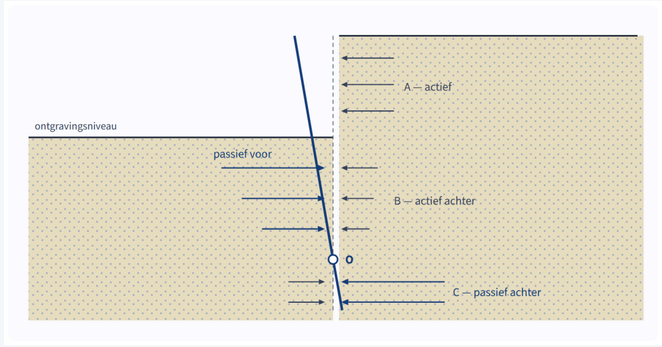
Zone B (ontgravingsniveau–O): actieve druk achter, passieve (opgedrukte) druk voor.

Zone C (onder O): de zijden wisselen van rol; passief aan de achterzijde, actief aan de voorzijde.

De werkelijke verdeling is kromlijnig; de bron vervangt haar door **een lineaire benadering**: de netto druk onder het ontgravingsniveau is één rechte lijn door het nulpunt E; de terugloop aan het uiteinde is een blok met hoogte L_5.

De drukken volgens Rankine, **zonder wandwrijving**, zijn gebaseerd op de effectieve verticale spanning; staat het water aan beide zijden op hetzelfde niveau, dan heffen de hydrostatische drukken elkaar op.





σ'_1 en σ'_2

THEORIE

Boven het ontgravingsniveau bevindt zich uitsluitend ingesloten zand; de actieve druk volgens Rankine = effectieve verticale spanning × K_a. Het water staat op L_1 onder de damwandtop en het resterende deel $L_2 = L - L_1$ bevindt zich onder water ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$):

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \qquad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

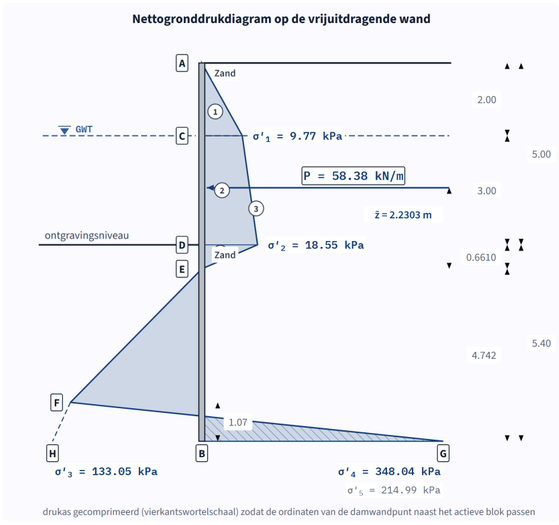
$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a \qquad \sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\, K_a$$

Als het water aan beide zijden op hetzelfde niveau staat, **vallen de hydrostatische drukken tegen elkaar weg**; alleen deze effectieve drukken belasten de wand.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting q (verkeer, opslag) telt q bij elke diepte bij de effectieve spanning op: het diagram begint met $\sigma'_0 = qK_a$, en elke ordinaat neemt met qK_a toe: $\sigma'_2 = (q + \gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a$.

De bovenbelasting q onder de ontgravingsbodem blijft aanwezig in de verticale spanning aan de gekeerde zijde: de netto druk begint bij een grotere σ'_2 en de passieve druk aan de punt neemt toe met qK_p; het ontgravingvlak draagt geen bovenbelasting.

Een begrensde belasting (strook, punt) voegt geen constante $K_a q$ toe: de horizontale druk wordt ontleend aan het half-oneindige medium en wordt voor een starre wand **met de spiegelmethode verdubbeld**; de module integreert het netto diagram numeriek.



Nettodrukdiagram van het rekenvoorbeeld (zoals de module het tekent).

Opgave

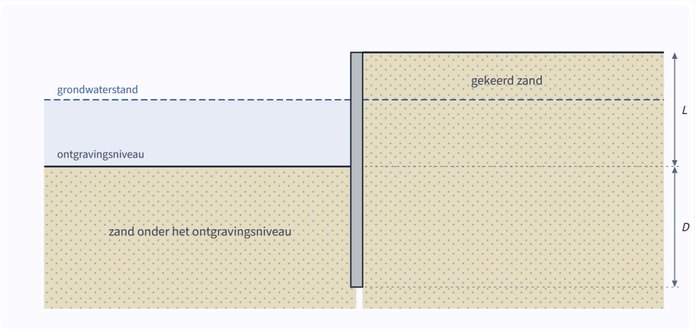
VOORBEELD

Gegeven

Grond	**zand:** $\gamma = 15.9$, $\gamma_{sat} = 19.33$ **kN/m³,** $\varphi' = 32^\circ$ **(gekeerde en ingegraven deel zijn hetzelfde zand)**
Wand	$L = 5$ **m; grondwater** $L_1 = 2$ **m onder de bovenkant, aan beide zijden op hetzelfde niveau; geen bovenbelasting**

GEVRAAGD

K_a, **K_p**, γ'; **σ'_1** en **σ'_2** (op de ontgravingsbodem).



Oplossing

OPLOSSING

1 Drukcoëfficiënten en effectief volumiek gewicht onder water

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 16^\circ) = \mathbf{0.3073} \qquad K_p = \tan^2(45^\circ + 16^\circ) = \mathbf{3.2546}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19.33 - 9.81 = 9.52\ \mathrm{kN/m^3}$$

2 Actieve druk op het waterniveau en op het ontgravingsniveau

$$\sigma_1' = \gamma L_1 K_a = 15.9(2)(0.3073) = \mathbf{9.77}\ \mathrm{kPa}$$

$$\sigma_2' = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\, K_a = (15.9(2) + 9.52(3))\,(0.3073)$$

$$\sigma_v'(L) = 60.36\ \mathrm{kPa} \ \Rightarrow\ \sigma_2' = \mathbf{18.55}\ \mathrm{kPa}$$

De actieve druk bedraagt **9.77 kPa** ter hoogte van de grondwaterstand en **18.55 kPa** ter hoogte van de ontgravingsbodem; passieve coëfficiënt K_p = 3.2546. Omdat onder water het effectief volumiek gewicht (γ′ = 9.52 kN/m³) wordt gebruikt, neemt de drukgradiënt langzamer toe.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Nulpunt E, P en z̄, vierdegraadsvergelijking

THEORIE

Onder de ontgravingsbodem is er aan beide zijden grond aanwezig; achter de actieve druk, voor de passieve druk, en de passieve druk groeit sneller: de netto druk begint bij σ'_2, neemt lineair af met de diepte en wordt nul in punt E:

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'\,(K_p - K_a)} \qquad \sigma'_5 = \sigma'_v(L)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a)$$

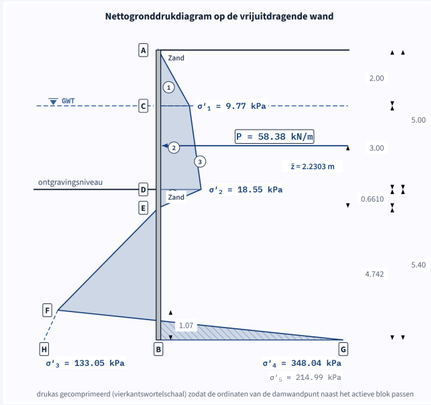
Boven E grijpt de resultante van het diagram, **P** (oppervlak), aan op **z̄** boven E. L_4 = de diepte van de damwandpunt onder E; uit de voorwaarden $\Sigma F_H = 0$ en $\Sigma M = 0$ om de punt volgt:

$$\sigma'_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma' \quad \sigma'_4 = \sigma'_5 + \gamma' L_4(K_p - K_a) \quad L_5 = \frac{\sigma'_3 L_4 - 2P}{\sigma'_3 + \sigma'_4}$$

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0$$

$$A_1 = \frac{\sigma'_5}{m} \quad A_2 = \frac{8P}{m} \quad A_3 = \frac{6P\,(2\bar{z}m + \sigma'_5)}{m^2} \quad A_4 = \frac{P\,(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P)}{m^2} \quad (m = \gamma'(K_p - K_a))$$

De theoretische insteekdiepte **$D_{theoretisch} = L_3 + L_4$**: de diepte waarbij de passieve weerstand volledig is gemobiliseerd en er geen marge meer overblijft.





Opgave

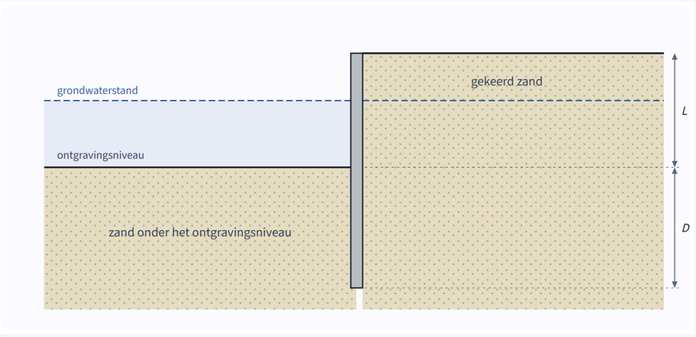
VOORBEELD

Gegeven

Gegeven	**De wand uit Voorbeeld 1:** $\sigma_1' = 9.77$, $\sigma_2' = 18.55$ **kPa;** $K_a = 0.3073$, $K_p = 3.2546$, $\gamma' = 9.52$ **kN/m³**

GEVRAAGD

Het nulpunt van de netto druk is **L_3**; de resultante van het diagram boven E is **P** en de arm is **z̄**.



Oplossing

OPLOSSING

1 Nulpunt

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{18.55}{9.52(3.2546 - 0.3073)} = \frac{18.55}{28.059} = \mathbf{0.6610}\ \text{m}$$

2 Onderdelen van het actieve diagram (van boven naar E): P = Σ oppervlak, z̄ = Σ(oppervlak × arm)/P

Deel	Figuur	Oppervlak (kN/m)	Arm tot E (m)	Oppervlak × arm
1	driehoek: 0–2 m	9.77	4.328	42.28
2	rechthoekig: 2–5 m	29.31	2.161	63.34
3	driehoek: 2–5 m	13.16	1.661	21.86
4	driehoek: 5 m–E	6.13	0.441	2.70
Totaal		**58.38**		**130.19**

P = 58.38 kN/m; z̄ = 130.19 / 58.38 = **2.2303 m** (boven E). Op 0.661 m onder de ontgravingsbodem wordt de netto druk nul.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Opgave

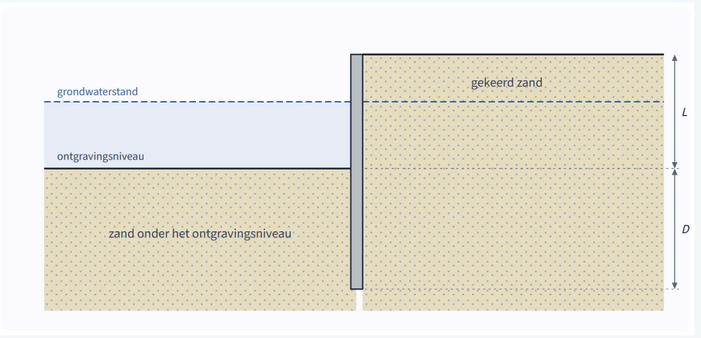
VOORBEELD

Gegeven

Gegeven	**Voorbeeld 2:** $L_3 = 0.661$ **m,** $P = 58.38$ **kN/m,** $\bar{z} = 2.2303$ **m;** $\sigma'_v(L) = 60.36$ **kPa**
Coëfficiënten	$K_a = 0.3073$**,** $K_p = 3.2546$**,** $m = \gamma'(K_p - K_a) = 28.06$ **kN/m³**

GEVRAAGD

σ′$_5$, A$_1$…A$_4$; wortel **L$_4$**; **D$_{theoretisch}$**; σ′$_3$, σ′$_4$, **L$_5$**.



Oplossing (1/2)

OPLOSSING

1 Ordinaat aan de punt σ′$_5$ (passieve druk van de kerende zijde + netto correct)

$$\sigma'_5 = \sigma'_v(L)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) = 60.36(3.2546) + 28.059(0.6610) = \mathbf{214.99}\ \text{kPa}$$

2 Coëfficiënten van de vergelijking

$$A_1 = \sigma'_5/m = 214.99/28.059 = 7.6623 \qquad A_2 = 8P/m = 8(58.38)/28.059 = 16.6439$$

$$A_3 = 6P\left(2\bar{z}m + \sigma'_5\right)/m^2 = 151.328 \qquad A_4 = P\left(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P\right)/m^2 = 230.633$$

3 Positieve wortel (vergelijking numeriek opgelost; voldoet aan f = 0)

$$L_4^4 + 7.662L_4^3 - 16.644L_4^2 - 151.33L_4 - 230.63 = 0$$

$$L_4 = \mathbf{4.742}\ \text{m} \qquad D_{theoretical} = L_3 + L_4 = 0.6610 + 4.742 = \mathbf{5.40}\ \text{m}$$

Theoretische insteekdiepte **D = 5.40 m** (vanaf de ontgravingsbodem); L_4 = 4.742 m. Op deze diepte is de passieve weerstand volledig gemobiliseerd en is er **geen enkele marge**.

Oplossing (2/2)

OPLOSSING

4 Drukblok aan de teen

$$\sigma'_3 = L_4\, m = 4.742(28.059) = \mathbf{133.05}\ \mathrm{kPa}$$

$$\sigma'_4 = \sigma'_5 + L_4 m = 214.99 + 133.05 = \mathbf{348.04}\ \mathrm{kPa}$$

$$L_5 = \frac{\sigma'_3 L_4 - 2P}{\sigma'_3 + \sigma'_4} = \frac{133.05(4.742) - 2(58.38)}{133.05 + 348.04} = \mathbf{1.0686}\ \mathrm{m}$$

Diagram voltooid: de netto lijn door E, het blok dat op **L_5 = 1.069 m** boven de paalpunt terugkeert van σ'_3 = 133.0 kPa naar σ'_4 = 348.0 kPa. Toets: het linkerlid van de vergelijking van de vierde graad is in de wortel slechts 0.03 (nul ten opzichte van de schaal).

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Manieren om een veiligheidsmarge in te bouwen

THEORIE

Op de theoretische diepte wordt geen toeslag aangehouden. De bron stelt twee werkwijzen voor (figuur ernaast):

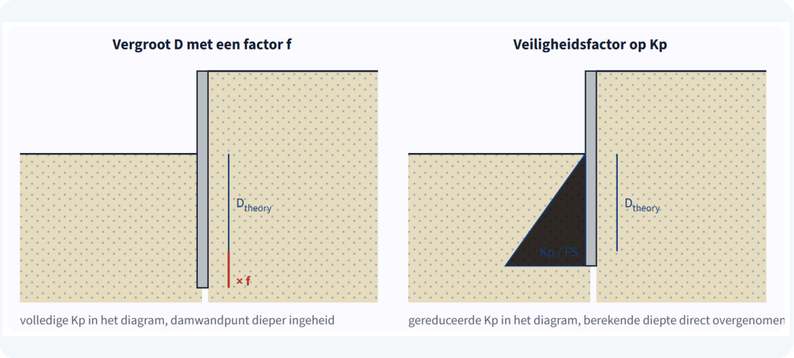
De diepte vergroten: het diagram wordt met de volledige K_p opgesteld en de diepte wordt met 20–30% vergroot: $D_{ontwerp} = f \cdot D_{theoretisch}$, f = 1.2–1.3. De drukken en het moment zijn die van de theoretische wand.

Veiligheidsfactor op K_p: het diagram wordt vanaf het begin opgebouwd met K_p/FS_p (FS_p = 1.5–2) en de resulterende diepte wordt ongewijzigd gebruikt. Elke ordinaat onder het ontgravingsniveau verandert en **het moment neemt ook toe**.

Gegeven diepte: als de diepte van de ingenieur komt en niet uit de analyse, wordt zij getoetst aan de diepte die de gekozen methode vereist ($D_{gegeven} \geq D_{ontwerp,vereist}$) en wordt de gemobiliseerde veiligheidsfactor $FS_{p,mob}$ bepaald: door K_p door deze waarde te delen, is het diagram bij de gegeven diepte precies in evenwicht.

$$D_{given} \geq D_{design,req} \qquad D(K_p/FS_{p,mob}) = D_{given}$$

Bij de gegeven diepte worden de **inwendige krachten** voor twee situaties beschouwd: de situatie met de vereiste diepte en het diepte-evenwicht volgens $K_p/FS_{p,mob}$. Het moment van de gegeven situatie kan groter zijn dan het andere (een lange wand buigt meer door bij een gedeeltelijk gemobiliseerde passieve druk); de damwand wordt gekozen op basis van **de grootste van de twee**.



Opgave

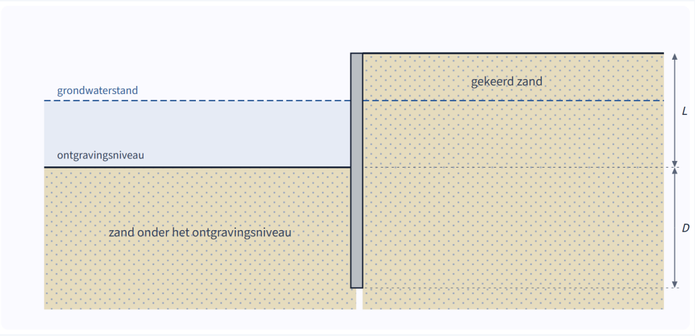
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**De keermuur uit de voorbeelden 1–3 (** $D_{theoretical} = 5.40$ **m,** $M_{max} = 209.58$ **kN·m/m)**
Wegen	$f = 1.3$**;** $FS_p = 1.5$ **en** 2.0**; gegeven diepten** 6.0 **en** 8.0 **m; damwand:** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m, S275 (EN 1993-1-1,** $\gamma_F = 1.35$**)**

GEVRAAGD

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



Oplossing

OPLOSSING

1 Pad f: $D_{ontwerp} = 1.3 \times 5.403 = 7.023$ m (moment gelijk)

Weg	$D_{ontwerp}$ (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	Opmerking
f = 1.3 ($D = f \cdot D_{theoretisch}$)	7.02	12.02	209.58	0.735	moment theoretisch van de wand
$FS_p = 1.5$ ($K_p/1.5$)	7.10	12.10	263.53	0.924	$K_p = 2.170$
$FS_p = 2.0$ ($K_p/2$)	8.84	13.84	325.91	1.143	**η > 1**
Gegeven D = 6.0 m	6.00	11.00	227.74	0.799	D < 7.02: onvoldoende; $FS_{p,mob} = 1.18$
Gegeven D = 8.0 m	8.00	13.00	294.92	1.034	D ≥ 7.02; $FS_{p,mob} = 1.76$; **η > 1**

Op het K_p/FS_p-traject wordt het diagram vanaf het begin verzwakt, waardoor de diepte (7.10 m) en het moment (263.5 kN·m/m) samen toenemen; bij $FS_p = 2$ bedraagt het moment 325.9 kN·m/m en voldoet de damwand niet. Hoewel de **gegeven D = 8 m** groter is dan de ontwerpdiepte, **neemt** het moment (294.9) toe door de gedeeltelijk gemobiliseerde passieve druk: het vergroten van de diepte verlaagt het moment niet altijd.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Waar de ontgraving nul is

THEORIE

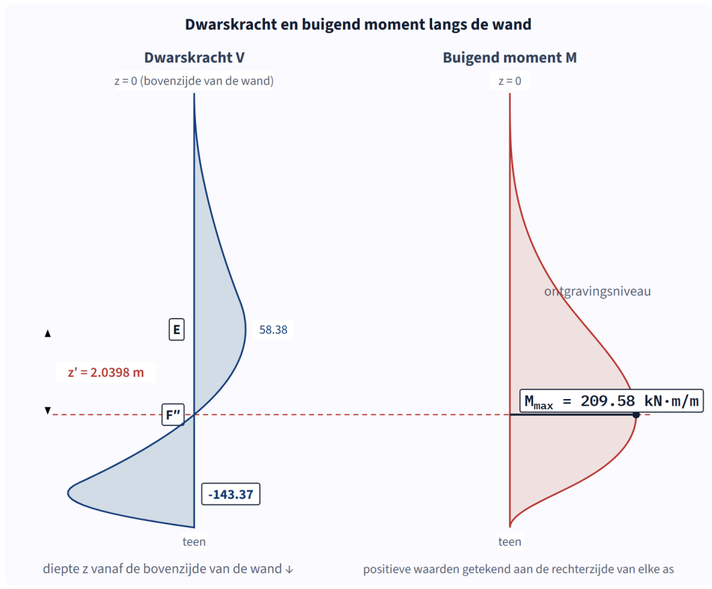
Het buigend moment is het grootst waar de dwarskracht nul is. Onder E groeit de netto passieve driehoek ½γ′(K_p – K_a)z′²; P wordt tegen E in evenwicht gebracht op **z′** onder E:

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma'(K_p - K_a)}} \qquad M_{max} = P\,(\bar{z} + z') - \tfrac{1}{2}\gamma' z'^2\,(K_p - K_a)\,\frac{z'}{3}$$

De dwarskracht bereikt haar maximum in E (netto druk nul) en is nul op diepte z′; het moment is hier het grootst en keert aan de punt terug naar nul.

M_{max} is het moment van de theoretische wand (f-pad); in het K_p/FS_p-pad wordt het diagram opgebouwd met de gereduceerde K_p, waardoor M_{max} groter is.

De damwandselectie gebeurt met **S = $M_{max}/\sigma_{toelaatbaar}$** (klassiek) of met een uiterste-grenstoestandstoets (EN 1993-1-1, AISC 360-22 hieronder).



Opgave

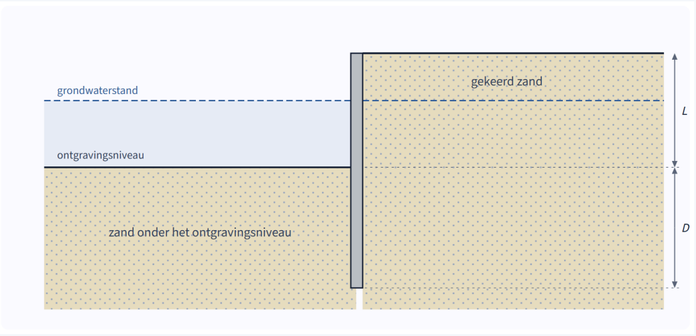
VOORBEELD

Gegeven

Gegeven	**Voorbeeld 2–3:** $P = 58.38$ **kN/m,** $\bar{z} = 2.2303$ **m;** $m = \gamma'(K_p - K_a) = 28.06$ **kN/m³**

GEVRAAGD

De diepte **z′** waarop de dwarskracht nul is (onder E) en $\mathbf{M_{max}}$; de diepte daarvan vanaf de top van de wand.



Oplossing

OPLOSSING

1 Waar de afschuiving nul is (onder E)

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{m}} = \sqrt{\frac{2(58.38)}{28.059}} = \mathbf{2.0398}\ \mathrm{m}$$

2 Maximaal moment

$$M_{max} = P(\bar{z} + z') - \tfrac{1}{6}\, m\, z'^3$$

$$= 58.38(2.2303 + 2.0398) - \tfrac{1}{6}(28.059)(2.0398)^3 = \mathbf{209.58}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

M_{max} = 209.58 kN·m/m, op een diepte L + L_3 + z′ = 5 + 0.661 + 2.040 = **7.70 m** onder de damwandtop. De damwand wordt op dit moment geselecteerd.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Zelfde opzet, andere invoergegevens

THEORIE

Zonder water: dezelfde opzet met het natuurlijke volumieke gewicht; $\sigma'_2 = \gamma L K_a$, $L_3 = \sigma'_2/(\gamma(K_p - K_a))$; γ vervangt elke γ′ in de vergelijkingen en de insteekvergelijking behoudt dezelfde vorm.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting q: elke ordinaat neemt toe met qK_a; de netto lijn begint bij de grotere σ'_2 en de passieve qK_p aan het einde neemt eveneens toe (vorige paragraaf).

Verschillende waterstanden aan beide zijden (voorbij de bron): hydrostatische drukken worden niet afgetrokken; in het geval zonder kwel wordt de netto waterdruk toegevoegd. De netto is stuksgewijs lineair, en de E- en evenwichtsvergelijkingen worden numeriek op het diagram opgelost.

Hellend weerstandbiedend oppervlak (β, oneindig): de horizontale component van de actieve Rankine-coëfficiënt voor een hellende aanvulling wordt aan de weerstandbiedende zijde gebruikt; aan de ontgravingzijde en op het vlakke passieve oppervlak aan de punt blijft deze behouden (veilige zijde). Voor $\beta \geq \varphi'$ bestaat er geen oplossing.

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

$$p(z) = K_a \sigma'_{v,r}(z) - K_p \sigma'_{v,e}(z) + u_{net}(z)$$

$$K_{a,\beta} = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi'}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi'}} \qquad K_{a,h} = K_{a,\beta}\cos\beta$$

Opgave

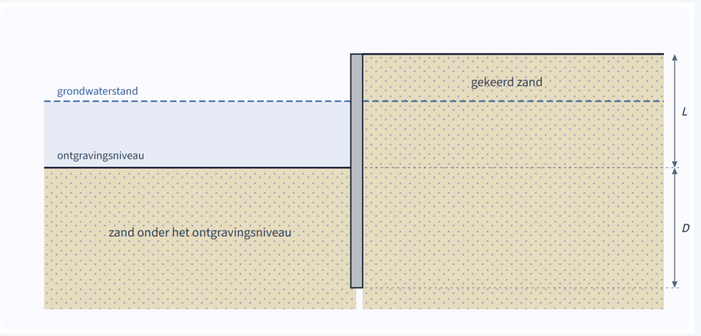
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**De wand uit Voorbeelden 1–5 (f = 1.3; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m)**
Wijzigingen	**(a) geen water; (b) gelijkmatig verdeelde bovenbelasting $q = 10$ kPa; (c) water aan de voorzijde op $z = 6$ m (ontgraving droog, aan de achterzijde op 2 m); (d) het gekeerde oppervlak helt onder $\beta = 15°$**

GEVRAAGD

Voor elke situatie **L_3**, P, **$D_{theoretisch}$**, $D_{ontwerp}$, **M_{max}**, η; handmatige verificatie wanneer er geen water is.



Oplossing

OPLOSSING

1 Geen water (handmatig): $\sigma'_2 = \gamma L K_a$, $L_3 = \sigma'_2/(\gamma(K_p - K_a))$

$$\sigma'_2 = 15.9(5)(0.3073) = 24.43\ \text{kPa} \qquad L_3 = \frac{24.43}{15.9(3.2546 - 0.3073)} = \mathbf{0.521}\ \text{m}$$

2 Samenvatting van de vijf gevallen (de overige worden door de module met dezelfde methode opgelost)

Toestand	L_3 (m)	P (kN/m)	$D_{theoretisch}$ (m)	$D_{ontwerp}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)
Ontgraving (water 2 m, gelijk aan beide zijden)	0.661	58.38	5.40	7.02	209.6	0.735
(a) Geen water	0.521	67.43	4.53	5.89	212.1	0.744
(b) Bovenbelasting q = 10 kPa	0.770	75.94	6.15	7.99	305.5	**1.071**
(c) Water aan de voorzijde z = 6 m	1.319	126.29	8.00	10.39	543.8	**1.907**
(d) Hellend oppervlak β = 15°	0.713	63.00	5.64	7.33	232.1	0.814

Zonder water komt γ in plaats van γ′: het nulpunt komt dichterbij en de insteekdiepte **neemt af** tot 4.53 m. **Bovenbelasting** verhoogt D tot 6.15 m en het moment tot 306 kN·m/m (η > 1); een **andere waterstand** is het ongunstigst: M = 544 kN·m/m (P = 126 kN/m). Helling β = 15°: $K_{a,h}$ = 0.3289 (vlak: 0.3073).

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 en AISC 360-22

THEORIE

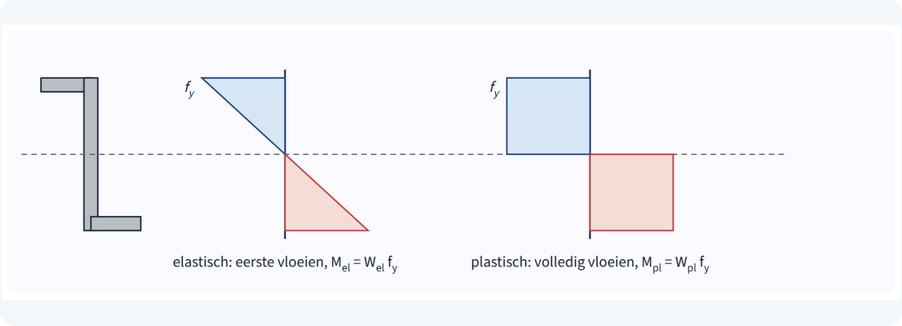
Klassieke weg: S = $M_{max}/\sigma_{toelaatbaar}$. De module vervangt dit door een toets op de uiterste grenstoestand; het moment van het netto drukdiagram is een karakteristieke belasting en de partiële factor verhoogt het tot de rekenwaarde:

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

De tabel bevat twee weerstandsmomenten: **W_{el}** tot het eerste vloeien (geldig tot klasse 3), **W_{pl}** tot het volledig plastisch moment (klasse 1–2). De toeslag voor de insteekdiepte wordt niet afzonderlijk met de staalnorm vermenigvuldigd.

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

$M_n = F_y Z$ (compact profiel) of $F_y S$ bij eerste vloei. De gronddruk wordt als horizontale gronddruk H beschouwd: in de LRFD-combinatie γ_H = 1.6, in ASD 1.0.



Opgave

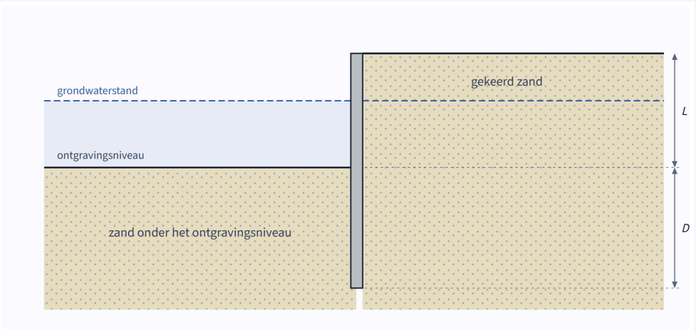
VOORBEELD

Gegeven

Doorsnede	**S275 ($f_y = 275$ MPa); elastisch weerstandsmoment $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Moment	**Voorbeeld 5: $M_{max} = 209.58$ kN·m/m; EN 1993-1-1: $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; 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

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} = 1.35(209.58) = \mathbf{282.93}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{282.93(1.00)}{275\,000} = \mathbf{1{,}028.8}\ \mathrm{cm^3/m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad \eta = \frac{282.93}{385.00} = \mathbf{0.735} \le 1\ \checkmark$$

De gekozen damwand voldoet volgens EN 1993-1-1: η = **0.735**; vereist W = 1,029 cm³/m < 1 400 cm³/m. Als W_{pl} in de tabel is gegeven en de doorsnedeklasse 1–2 is, mag het plastische moment worden gebruikt (met W_{pl} = 1 650 cm³/m volgt η = 0.624).

Oplossing (2/2)

OPLOSSING

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

$$\text{LRFD: } M_u = 1.6(209.58) = 335.32\ \text{kN·m/m} \leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.968}$$

$$\text{ASD: } M_a = 209.58\ \text{kN·m/m} \leq \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.909}$$

Ook toereikend met AISC: LRFD η = **0.968** (eerste vloeien), ASD η = **0.909**. Hetzelfde moment geeft een benuttingsgraad van 0.735 in EN 1993-1-1 en 0.968 in LRFD: de verhoudingen verschillen omdat de normen een verschillende veiligheidsfilosofie hanteren.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Pseudostatisch kader van Mononobe–Okabe

THEORIE

De aardbeving behoudt het statische grensevenwichtskader door aan de grondwiggen constante traagheidskrachten toe te voegen ($k_h W$ horizontaal, $k_v W$ verticaal). Verticale wand, horizontaal maaiveld, geen wandwrijving (dezelfde idealisatie als bij het statische Rankine-ontwerp):

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi' \sin(\varphi' - \theta)}{\cos\theta}}\right]^2} \qquad K_{PE} = \ldots \left[1 - \sqrt{\ldots}\right]^2$$

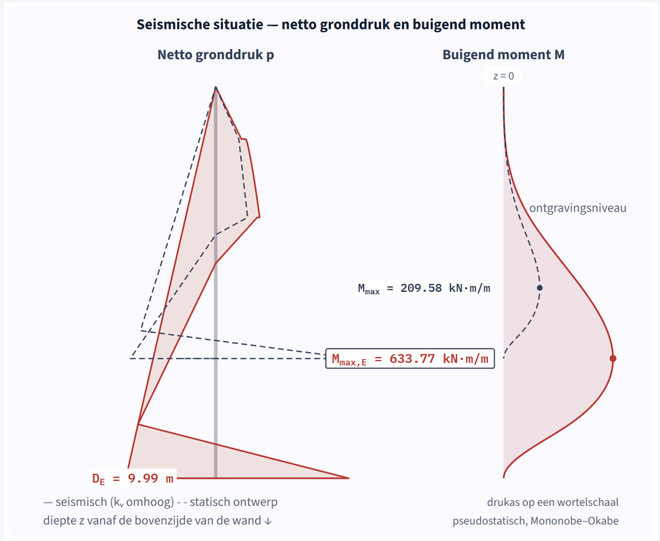
$$\text{onder water:} \quad \tan\theta_w = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Drukken $(1 \mp k_v)K_{AE}\sigma'_v$ en $(1 \mp k_v)K_{PE}\sigma'_v$; **beide richtingen van k_v** worden getoetst. Bij $\theta = 0$ geldt K_a en K_p; als $\theta > \varphi'$, is er geen evenwichtswig.

In zand met een gemiddelde doorlatendheid beweegt het poriënwater mee met de grond (**ingesloten**): de traagheid zit in de verzadigde massa en de hoek neemt toe. Als er vrij water in de ontgraving staat, wordt de hydrodynamische druk volgens Westergaard (in tegengestelde richting) toegevoegd.

Toets: het netto drukdiagram wordt opgesteld als in de statica; de twee evenwichtsvergelijkingen leveren $\mathbf{D_E}$. De aardbevingssituatie is een aan de ontgraving gekoppelde situatie; op K_{PE} wordt geen coëfficiënt toegepast: de wand weerstaat de situatie als $\mathbf{D_E \leq D_{ontwerp}}$. Bij een ongeankerde wand worden de seismische drukken net als de statische verdeeld, evenredig met de effectieve spanning.

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



Opgave

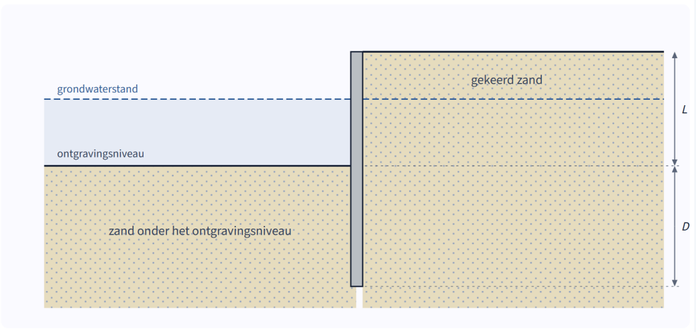
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**De wand uit Voorbeeld 1–5: $D_{design} = 7.02$ m, $M_{max} = 209.58$ kN·m/m; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Aardbeving	**$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$ (twee richtingen); poriënwater beperkt; 3 m vrij water in de ontgraving**

GEVRAAGD

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



Oplossing (1/2)

OPLOSSING

1 Seismische hoeken en coëfficiënten ($\varphi' = 32°$; statische $K_a = 0.3073$, $K_p = 3.2546$)

$$\tan\theta = 0.15/(1-0.075) = 0.1622 \;\Rightarrow\; \theta = 9.21^\circ$$

$$\tan\theta_w = \frac{19.33}{19.33-9.81}(0.1622) = 0.3293 \;\Rightarrow\; \theta_w = 18.22^\circ$$

k_v	$f_v = 1 - k_v$	θ (bovenaan)	θ_w (in water)	K_{AE} / K_{PE} (boven)	K_{AE} / K_{PE} (onder water)
+0.075	0.925	9.21°	18.22°	0.411 / 2.948	0.562 / 2.589
−0.075	1.075	7.94°	15.82°	0.395 / 2.992	0.514 / 2.693

Onder water is de hoek groter (traagheid in de verzadigde massa): K_{AE} stijgt van 0.411 naar 0.562 en K_{PE} daalt van 2.948 naar 2.589; de actieve druk neemt toe en de passieve weerstand neemt af.

Oplossing (2/2)

OPLOSSING

2 Seismisch nettodrukdiagram en insteekdiepte D_E

Toestand	L_3 (m)	D_E / $D_{theoretisch}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	D ≤ 7.02?
Statisch (f = 1.3)	0.661	— / 5.40	209.58	$D_{ontwerp}$ = 7.02
Aardbeving, k_v = +0.075	1.756	9.987	**633.77**	**Nee**
Aardbeving, k_v = −0.075	1.497	8.988	603.87	**Nee**

3 Doorsnede en resultaat

$$W_{req,E} = \frac{M_{Ed,E}}{f_y} = \frac{633.77}{275\,000} = 2{,}305\ \text{cm}^3/\text{m} \ > \ 1\,400 \qquad \eta_E = \mathbf{1.646} \ > 1 \ \text{✗}$$

De statische wand **weerstaat** deze aardbeving **niet**: het seismische diagram vereist een **2.96 m** grotere insteekdiepte (D_E = 9.99 > 7.02 m) en **3.0 keer het statische moment** (633.8 kN·m/m); ook de damwand is onvoldoende (η_E = 1.65). Voor de aardbevingscombinatie moeten de insteekdiepte en de doorsnede samen worden vergroot.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Beddingconstante-methode: elastische balk op verende ondergrond

THEORIE

Het grensevenwicht geeft de insteekdiepte en het moment, maar niet **hoeveel de wand verplaatst** (het beschrijft het bezwijkmoment waarop de passieve weerstand volledig is gemobiliseerd). Voor de verplaatsing in de werkende toestand wordt de wand als een elastische balk (EI) en de grond aan elke zijde als onafhankelijke veren (Winkler) beschouwd:

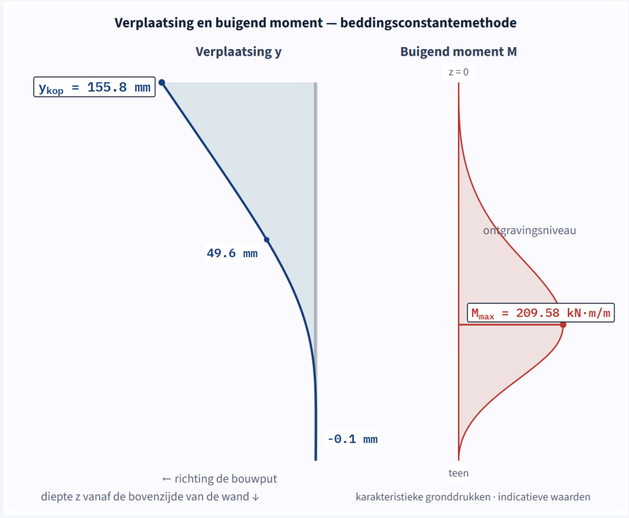
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma'_{v,r} - k_h y \;\; (K_a\sigma'_{v,r} \le p_R \le K_p\sigma'_{v,r}) \qquad p_E = K_0\sigma'_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

De veren beginnen bij de neutrale gronddruk, veranderen evenredig met de verplaatsing en overschrijden de actieve en passieve grens niet. k_h is veeleer een **modelparameter** dan een grondeigenschap; indicatieve waarden voor zand: los 4.8–16, matig dicht 9.6–80, dicht 64–128 MN/m³.

De wand bevindt zich op de ontwerplengte (L + $D_{ontwerp}$), aan beide uiteinden vrij; de drukken zijn karakteristiek: volledige Rankine K_p, geen veiligheidsfactor; K_0 volgens Jaky (1944). De wand is aanwezig vóór de ontgraving; de ontgraving verloopt in één fase.

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



Opgave

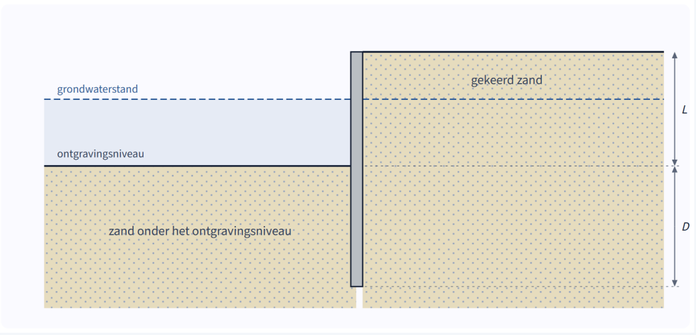
VOORBEELD

Gegeven

Wand	**De keermuur van Voorbeelden 1–5, ontwerplengte $L + D = 12.02$ m**
Damwand	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (**$EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
Grond	$k_h = 20$ **MN/m³ (aan beide zijden);** $K_0 = 1 - \sin 32°$**; ontgraving in één fase**

GEVRAAGD

Verplaatsing aan de muurtop, aan de ontgravingsbodem en aan de punt; komt het maximale moment van het model overeen met het moment uit het grensevenwicht?



Oplossing

OPLOSSING

1 Neutrale gronddrukcoëfficiënt en model

$$K_0 = 1 - \sin 32^\circ = 0.4701 \qquad EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \mathrm{kN{\cdot}m^2/m}$$

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

2 Resultaat (richting de ontgraving, mm)

$$y_{üst} = \mathbf{155.8}\ \mathrm{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{49.6}\ \mathrm{mm} \qquad y_{tip} = -0.1\ \mathrm{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 209.58\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}\ \ (z = 7.70\ \mathrm{m}) \approx M_{max}^{limit\ equilibrium} = 209.58$$

De damwandkop verplaatst **155.8 mm** naar de ontgraving en 49.6 mm ter hoogte van de ontgravingsbodem; de damwandpunt blijft vrijwel op zijn plaats (-0.1 mm) — de wand roteert om een punt nabij de punt. Het moment uit het model (209.58) is gelijk aan het moment bij grensevenwicht (209.58): actieve druk achter, passieve druk voor, beide op hun grenswaarde over de volledige hoogte waarover het moment optreedt. In de veren is ongeveer 40% van de passieve weerstand gemobiliseerd.

Controleer de oplossing in GeoTerva ↗

Scope van de oplossing

THEORIE

Rankine-drukken, zonder wandwrijving, op basis van de effectieve verticale spanning; het profiel is over de hele hoogte zand (in elk punt een laag); ingeklemde klei is een aparte module. Voor het ingeklemde deel wordt voor één zandsoort de gesloten oplossing van de bron gebruikt, terwijl voor meerdere zandsoorten hetzelfde diagram numeriek wordt opgelost.

Het vereenvoudigde netto drukkdiagram van de bron: één enkele lijn door E en het eindblok; het rotatiepunt O wordt niet nauwkeuriger bepaald. Het water staat aan beide zijden op hetzelfde niveau of op verschillende niveaus (zonder kwel); kwel en het effect daarvan op de passieve weerstand worden niet gemodelleerd.

De insteekdiepte draagt de marge van haar eigen rekenwijze (f of FS_p) en wordt niet nogmaals met de staalnorm vermenigvuldigd. De damwand wordt op buiging getoetst met het gegeven weerstandsmoment; afschuiving, lokale knik en corrosieverlies worden niet getoetst.

Verplaatsing wordt gegeven met de beddingsconstante-methode, met karakteristieke drukken, zonder limiet; de zetting achter de wand wordt niet berekend.

Een hoekkeermuur is zelden economisch voorbij D ≈ 1.5–2 L; als de theoretische insteekdiepte 3L overschrijdt, geeft de module een waarschuwing. De verankerde wand wordt in een andere module behandeld (afzonderlijke presentatie).

Samenvatting

Belangrijkste punten

Een **ongeanokerde damwand** blijft overeind door de passieve weerstand onder het ontgravingsniveau; actief boven het ontgravingsniveau en netto druk daaronder: de lijn die begint bij σ'_2 en nul wordt bij E ($L_3 = \sigma'_2/(\gamma'(K_p - K_a))$) en het L_5-blok aan de damwandpunt

Evenwicht: P, $\bar{z}$ en $\Sigma F_H = 0$, $\Sigma M = 0 \rightarrow$ een vergelijking van de vierde graad voor L_4; $\mathbf{D_{theoretisch} = L_3 + L_4}$ (voorbeeld: 5.40 m)

Teller: D met f = 1.2–1.3 (voorbeeld: 7.02 m, moment gelijk) of K_p/FS_p (diepte en moment nemen toe); op de gegeven diepte $FS_{p,mob}$ en **de grootste van de twee krachtgevallen**

$\mathbf{M_{max}}$ waar de dwarskracht nul is: $z' = \sqrt{(2P/m)}$, $M_{max} = P(\bar{z} + z') - m\,z'^3/6$ (voorbeeld: 209.58 kN·m/m)

Water, bovenbelasting, helling: zonder water $\gamma' \rightarrow \gamma$; q verhoogt elke ordinaat met qK_a; een andere grondwaterstand en bovenbelasting vergroten D en M sterk

Doorsnede: EN 1993-1-1 $M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \leq W f_y/\gamma_{M0}$ ($\eta = 0.735$); AISC LRFD/ASD (0.968 / 0.909)

Aardbeving: K_{AE}, K_{PE}, θ_w; er wordt gestreefd naar $D_E \leq D_{ontwerp}$: de voorbeeldmuur voldoet niet (D_E = 9.99 m, M = 634 kN·m/m)

Verplaatsing: elastische balk op veerbedding; in het voorbeeld de kop ≈ 156 mm, de punt ≈ 0

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 berekeningskern van de module; de module geeft dezelfde waarden. Het stapsgewijze voorbeeld op de modulepagina is ook deze keermuur (L = 5 m, γ = 15.9; γ_{sat} = 19.33 kN/m³, φ′ = 32°, water op 2 m).

GeoTerva

Online geotechnische berekeningen

Van theorie naar praktijk

Voer de hoogte van uw eigen wand, het gelaagde zandprofiel, het water, de bovenbelasting, de damwanddoorsnede en de seismische coëfficiënten in GeoTerva in; de module geeft het drukdiagram, de insteekdiepte, het moment, de doorsnedetoets en de verplaatsing in samenhang.

Module openen →

Theoriepagina →

Openen op de smartphone

Proefmodules vereisen geen registratie.

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