

CTB2410 – Inleiding Waterbouwkunde

**April 2012
Juni 2012
Januari 2013**

**April 2013
Juni 2014
Augustus 2014**



**Tentamenbundel Civiele Techniek
Het Gezelschap "Practische Studie"**

**EEN REPRODUCERENDE
LEERSTIJL
IS SCHADELIJK VOOR
DE ACADEMISCHE
VORMING**



TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 27 juni 2014, 14:00 – 17:00

TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT2320

vrijdag 27 juni 2014, 14:00 – 17:00

Met ingang van het academisch jaar 2013-2014 is het BSc curriculum van CT gewijzigd. Het vak CT2320 uit het oude curriculum is daarbij komen te vervallen. Daarvoor in de plaats is CTB2410 gekomen. Dit tentamen is het eerste voor CTB2410 en tevens de laatste herkansing voor CT2320. Alle vragen van dit tentamen gelden voor beide vakcodes. Het maakt dus niet uit onder welke code u zich heeft ingeschreven.

Algemene gegevens

- | | |
|---|---|
| ▪ versnelling van de zwaartekracht | $g = 9,81 \text{ N/kg}$ |
| ▪ massadichtheid van zout water | $\rho_{\text{zout}} = 1025 \text{ kg/m}^3$ |
| ▪ massadichtheid van zoet water | $\rho_{\text{zoet}} = 1000 \text{ kg/m}^3$ |
| ▪ massadichtheid van gewapend beton | $\rho_{\text{beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ |
| ▪ massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven) | $\rho_{\text{steen}} = 2650 \text{ kg/m}^3$ |
| ▪ massadichtheid zand | $\rho_{\text{zand}} = 2650 \text{ kg/m}^3$ |
| ▪ schadefactor | $k_d = 3$ |
| ▪ kinematische viscositeit | $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ |
| ▪ wrijvingscoëfficiënt voor wind | $c_W = 4 \cdot 10^{-6}$ |
| ▪ ruwheid van het rivierbed | $k_s = 0.056 \text{ m}$ |
| ▪ korreldiameter grof zand | $D = 400 \mu\text{m}$ |
| ▪ hoek van inwendige wrijving (grof zand) | $\phi = 30^\circ$ |
| ▪ hoek van inwendige wrijving (stortsteen) | $\phi = 40^\circ$ |
| ▪ coëfficiënt van Bligh voor grof zand | $C_B = 12$ |
| ▪ coëfficiënt van Lane voor grof zand | $C_L = 5$ |
| ▪ coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton | $f = 0.5$ |

Dit tentamen gaat over de benedenloop van een fictieve rivier. Daarvan wordt eerst een beschrijving gegeven. Vervolgens worden over specifieke waterbouwkundige aspecten vragen gesteld.

Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben het zelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.

Geef bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Een getal alleen volstaat nooit.

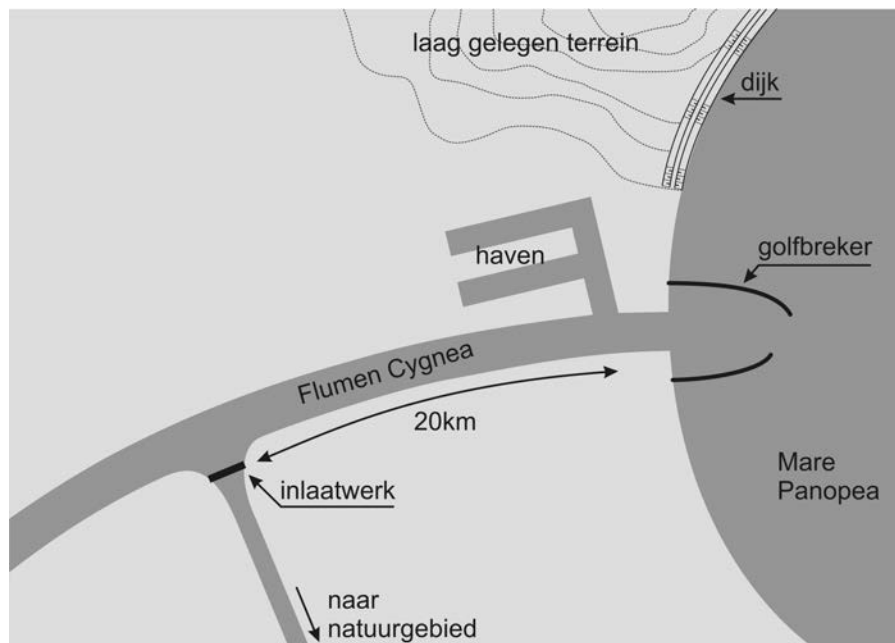
Beschrijving (10 minuten)

De benedenloop van de rivier Flumen Cygnea staat bekend om de zoetwatermossels die er in groten getale voorkomen. De rivier mondt uit in een baai in het kustgebied van Mare Panopea die, zoals de naam verradt, ook rijk is aan mossels, maar dan van een andere soort. Nabij de monding van de rivier is een haven (zie figuur 1) die voornamelijk wordt gebruikt voor overslag

van goederen van kustvaarders naar binnenvaartschepen. Grotere schepen dan kustvaarders kan de haven niet accommoderen vanwege de beperkte waterdiepte. De monding van de rivier, tevens de ingang van de haven, is beschermd met stortstenen golfbrekers.

Omdat een natuurgebied ten zuiden van de rivier (dat is naar beneden in figuur 1) dreigt te verdrogen, overweegt men om een deel van de afvoer van de rivier naar dit gebied af te leiden. Het voornemen is om het natuurgebied via een kanaal met de rivier te verbinden en bij de aansluiting een inlaatwerk te construeren. De beoogde situatie is in figuur 1 aangegeven. De aansluiting komt ongeveer 20km bovenstrooms van de riviermond te liggen.

Ten noorden van de rivier ligt het restant van een oude getij-inlaat die in de loop der jaren is verzand. Dit gebied ligt betrekkelijk laag en is daardoor gevoelig voor overstroming. Om daaraan tegemoet te komen, is langs de kust van dit gebied een dijk aangelegd.



Figuur 1: Schematische kaart van het gebied rond de benedenloop van de rivier Flumen Cygnea

De Flumen Cygnea ligt op de grens van tropen en subtropen. Het lokale klimaat kent twee seizoenen. In het ene seizoen is sprake van een overheersend aanlandige wind. Dit seizoen wordt gekenmerkt door incidentele, maar heftige stormen en daarbij komen de hoogste waterstanden voor.

In het andere seizoen wijken de waterstanden nauwelijks af van het astronomisch getij, maar is wel sprake van inkomende deining. Het getij is overheersend dubbeldaags met een amplitude van 0,5m.

De ontwerpwaterstand voor de dijk langs het laaggelegen gebied is MSL+1,70m (MSL = *mean sea level*, de lokale referentie). Deze waterstand wordt gemiddeld eens per 5000 jaar overschreden.

opgave 1: Scheepvaart (20 minuten)

Het grootste schip dat de haven kan aandoen is een kustvaarder met een diepgang van 4,35m, een breedte van 14,00m en een lengte van 90,00m. Onder gemiddelde omstandigheden is de waterdiepte in de haven gelijk aan 5,30m. De havenbassins hebben een breedte van 115m en de kademuren zijn vertikaal. Hoewel er in de haven een maximum vaarsnelheid geldt, is er toch wel eens een schipper met haast.

- a) Bereken de snelheid van de retourstroom als zo'n haastige schipper met 80% van de grenssnelheid een voorts leeg havenbassin in vaart.

- b) Bereken de spiegeldaling die daarbij optreedt.
- c) Hoe groot wordt de retourstroomsnelheid als de haastige schipper een even grote tegenligger heeft die met 80% van de grenssnelheid het havenbassin uit vaart?

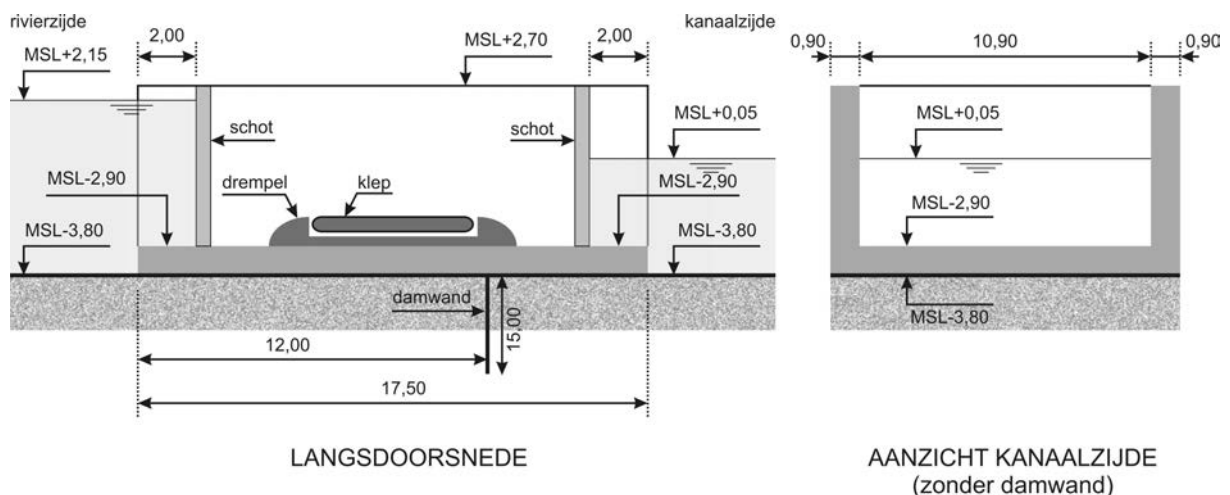
opgave 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie (70 minuten)

Bij de beantwoording van deze opgave kunt u gebruik maken van het antwoordblad (delen I en II) dat bij dit tentamen is gevoegd. Vermeld daarop uw naam en studienummer en lever het in samen met uw andere antwoorden.

Om verdroging van het natuurgebied ten zuiden van de monding van de Flumen Cygnea te voorkomen, is voorgesteld om een substantieel deel van de afvoer van deze rivier af te leiden naar dat natuurgebied. Daartoe moet een kanaal worden aangelegd dat het natuurgebied met de rivier verbindt en in de aansluiting tussen beide moet een inlaatwerk komen. Dit inlaatwerk bestaat uit een reeks van naast elkaar geplaatste regelbare overlaten, van elkaar gescheiden door grondlichamen. In deze opgave beoordelen we de stabiliteit van één zo'n overlaat.

Elke overlaat bestaat uit een op staal gefundeerde, U-vormige betonnen bak. In het midden van de bak wordt op de bodem een drempel geplaatst waarin een klep is ondergebracht die in hoogte kan worden versteld. Op deze manier moet de afvoer naar het natuurgebied kunnen worden gereguleerd, afhankelijk van de waterstand op de rivier. Voor onderhoud aan de drempel en de klep kan de bak aan weerszijden worden afgesloten met schotten en vervolgens droog worden gezet. Om onderloopsheid te voorkomen wordt onder en naast de bak een damwandscherm aangebracht. Dit scherm reikt tot 15m onder de onderkant van de vloer van de bak. Het eigen gewicht van de constructie (betonnen bak, drempel, klep en schotten samen) bedraagt 13.100kN. Deze kracht grijpt aan boven het midden van het grondvlak van de constructie.

In figuur 2 is de maatgevende situatie voor het ontwerp voor de U-vormige bak weergegeven. In deze situatie is de bak drooggezet voor onderhoud. De klep is neergelaten tot in de drempel. De waterstand aan de zijde van het natuurgebied (kanaalzijde in figuur 2) is gelijk aan MSL+0,05m. Tegelijkertijd treedt aan rivierzijde door storm op de Mare Panopea een verhoging van de waterstand op tot MSL+2,15m.



Figuur 2: Langsdoorsnede en aanzicht van het inlaatwerk.

- a) In de onderdelen b), c) en d) van deze tweede opgave inventariseren we de belastingen op de constructie en gaan we na welke momenten deze belastingen teweegbrengen. Daartoe is het nodig om vooraf een punt te kiezen waarom deze momenten worden bepaald. Omschrijf welk punt u daarvoor kiest en geef dit punt aan in de schets van de langsdoorsnede van de constructie op antwoordblad I.
- b) Bepaal de horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad II. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave b) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.
- c) Bepaal de neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad II. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave b) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.
- d) Bereken het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie en teken dit verloop op antwoordblad I. Bereken tevens de resultante van deze opwaartse druk en het bijbehorende moment om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. In plaats van één resultante kunt u desgewenst het berekende verloop van de opwaartse waterdruk verdelen in makkelijk hanteerbare onderdelen en voor elk van die onderdelen een afzonderlijke resultante bepalen.
- e) Kwantificeer de veiligheid tegen afschuiven van de constructie onder de gegeven maatgevende condities (ga uit van $\delta = \varnothing$)
- f) Beoordeel kwantitatief het gevaar op kantelen van de constructie.
- g) Bereken het verloop van de korrelspanning onder de constructie en schets het berekende verloop op het antwoordblad I. Geef in die schets extreme spanningen aan.
- h) Welke faalmechanismen doen zich volgens u voor als tijdens onderhoud (dus onder de gegeven maatgevende condities) de drempel en de klep tijdelijk uit de betonnen bak worden verwijderd? Het eigen gewicht van drempel en klep samen bedraagt 2500 kN en deze kracht grijpt aan boven het midden van het grondvlak van de bak. Onderbouw uw antwoord kwantitatief (dus met getallen).
HINT: ga voor dit onderdeel niet de hele som opnieuw maken; dat is nergens voor nodig.

opgave 3: Riviermorphologie (40 minuten)

Als het inlaatwerk daadwerkelijk wordt gebouwd, zal een substantieel deel van de afvoer van de Flumen Cygnea naar het natuurgebied worden afgeleid. In deze opgave beoordelen we de uiteindelijke morfologische gevolgen van deze ingreep. Daarbij gaan we uit van enigszins geschematiseerde omstandigheden. Zo veronderstellen we dat de Chézy ruwheid van de rivier na aanleg van het inlaatwerk hetzelfde is als voor die tijd. Voorts is het bulk sedimenttransport in de rivier evenredig met bu^4 (u is de stroomsnelheid, b de breedte van de rivier). De bijbehorende evenredigheidsconstante verandert niet door aanleg van het inlaatwerk. Tot slot kijken we alleen naar gemiddelde omstandigheden. Effecten van getij laten we buiten beschouwing en we gaan uit van een waterstand op zee gelijk aan MSL.

In de oorspronkelijke situatie (dus zonder inlaatwerk) is de gemiddelde rivierafvoer $Q = 750 \text{ m}^3/\text{s}$, de breedte overal 500m, de waterdiepte 5,30m en het verhang $0,5 \times 10^{-5}$.

In de nieuwe situatie wordt 20km bovenstrooms van de monding van de rivier via het inlaatwerk $120\text{m}^3/\text{s}$ aan de rivierafvoer onttrokken. Bovenstrooms van de inlaat blijft de afvoer zodoende $750\text{m}^3/\text{s}$, maar benedenstrooms daarvan is de afvoer gereduceerd tot $630\text{m}^3/\text{s}$. Omdat sedimenttransport in de rivier vrijwel volledig is geconcentreerd bij de bodem en via het inlaatwerk water vanuit het bovenste deel van de waterkolom wordt afgetapt, blijft al het sediment in de rivier. Het inlaatwerk laat dus alleen water door en geen sediment.

- a) Hoe groot is de Chézy ruwheid van de rivier?

Door het onttrekken van een deel van de afvoer wordt het oorspronkelijke morfologisch evenwicht van de rivier verstoord en zal zich, na verloop van tijd, een nieuw evenwicht instellen (waarbij het totale sedimenttransport overal in de rivier gelijk is aan wat het voor aanleg van het inlaatwerk was). De breedte van de rivier verandert niet.

- b) Hoe groot zijn waterdiepte en verhang bij dat nieuwe evenwicht in het traject tussen inlaatwerk en monding?
- c) Maak een schets van de langsdoorsnede van de rivier voor het traject tussen monding en enkele kilometers bovenstrooms van het inlaatwerk. Geef daarin het verloop van waterstand en bodemligging aan en vermeld waterdieptes en verhangen. Als u bij b) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van $h=4,00\text{m}$ en $i=0,7 \times 10^{-5}$.
- d) Om consequenties voor de waterdiepte bij de haven te compenseren, overweegt men een aanpassing van de breedte van de rivier over een afstand van 10km direct benedenstrooms van het inlaatwerk (dus tussen inlaatwerk en halverwege de monding). Beredeneer waarom deze overweging wel of niet zinvol is.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

opgave 4: Statistiek (40 minuten)

De dijk langs het laaggelegen gebied is bestand tegen een golfhoogte $H = 3,5\text{m}$. Deze golfhoogte wordt gemiddeld eens per 5000 jaar overschreden. De kans P_H dat een golfhoogte H tijdens een willekeurige storm wordt overschreden, wordt gegeven door

$$P_H = \exp\left(-\left(\frac{H-1,5}{0,29}\right)^{1,2}\right)$$

- a) Hoe groot is de kans dat de ontwerpgolfhoogte $H=3,5\text{m}$ tijdens een willekeurige storm wordt overschreden?
- b) Hoe groot is de frequentie waarmee stomen zich voordoen (ongeachte de golfhoogte die daarbij optreedt)?

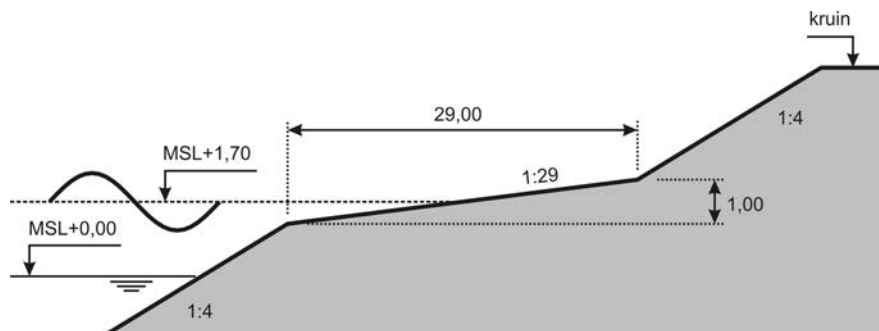
De golfbrekers bij de monding van de rivier zijn ontworpen voor een levensduur van 100 jaar. Een kans van 20% dat een golfbreker tijdens die levensduur ten hoogste één maal ernstige schade oploopt door overschrijding van de ontwerpgolfhoogte, wordt acceptabel geacht.

- c) Toon aan dat de frequentie waarmee de ontwerpgolfhoogte van de golfbreker wordt overschreden, gelijk is aan 0,03 per jaar.
- d) Hoe groot is de ontwerpgolfhoogte van de golfbreker? Als u bij b) geen antwoord heeft gevonden, ga dan uit van 8 stormen per jaar.

opgave 5: Golfoploop (40 minuten)

De dijk langs de kust van het laaggelegen gebied ten noorden van de monding van de Flumen Cygnea heeft een dwarsdoorsnede als geschetst in figuur 3. De dijk is voorzien van een berm met helling 1:29. De helling van het boven- en benedenbeloop is 1:4. De bekleding van de dijk bestaat uit een betrekkelijke gladde steenzetting waar geen reducerend effect vanuit gaat met betrekking tot golfoploop. Het gemiddeld bermniveau komt overeen met de ontwerpwaterstand van MSL+1,70m.

De maatgevende condities in het stormseizoen kunnen worden gekarakteriseerd door een golfperiode $T_{m-1,0} = 8s$ en een golfhoogte $H_{m0} = 3,5m$. Deze golven vallen op de dijk in onder een hoek van 30° met de normaal op de dijk. We beoordelen het dwarsprofiel op basis van Nederlandse ontwerprichtlijnen en bepalen de minimaal vereiste kruinhoogte.



Figuur 3: Dwarsdoorsnede van de dijk langs het laaggelegen gebied.

- a) Wat is de bermbreedte die volgens Nederlandse ontwerprichtlijnen in rekening mag worden gebracht bij het bepalen van de golfoploop die door 2% van de inkomende golven wordt overschreden?
- b) Wat is de minimaal benodigde kruinhoogte (ten opzichte van MSL) als we alleen kijken naar de golfcondities die zich voordoen in het stormseizoen ($T_{m-1,0} = 8s$ en $H_{m0} = 3,5m$)?

In het seizoen met voornamelijk afluiddige wind is geen sprake van een wind-geïnduceerde verhoging van de waterstand. De waterstand wordt vrijwel volledig bepaald door het astronomisch getij met een amplitude van 0,5m. Tegelijkertijd komt loodrecht invallende deining voor met een golfperiode $T_{m-1,0} = 10s$ en de bijbehorende golfhoogte is $H_{m0} = 0,7m$.

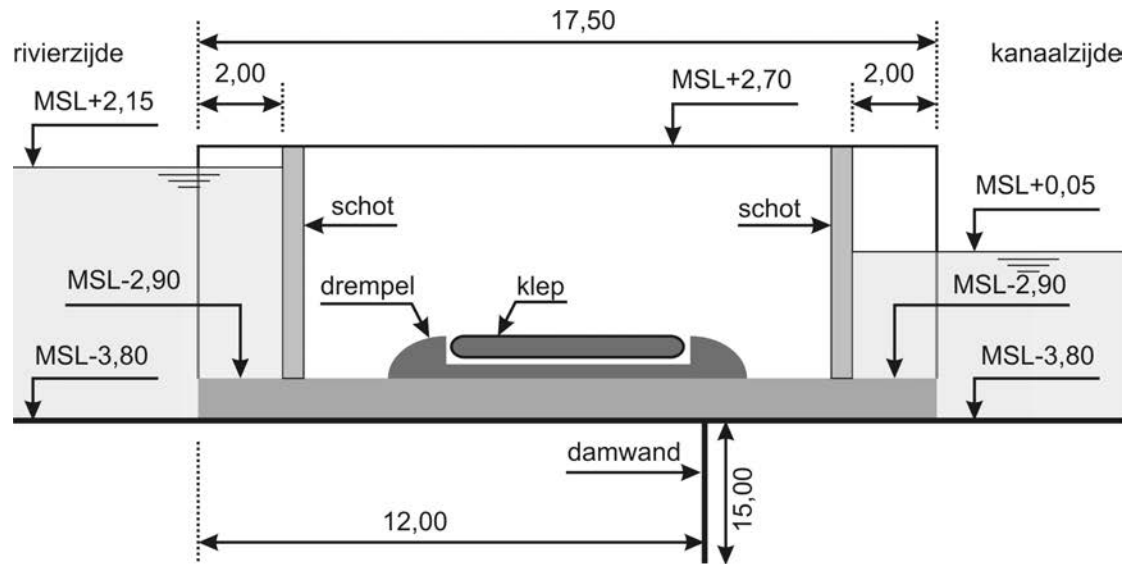
- c) Bepaal de minimaal benodigde kruinhoogte voor de golfcondities in het seizoen met afluiddige wind.

ANTWOORDBLAD I

bij het tentamen CTB2410 / CT2320 van 27 juni 2014

naam: _____

studienummer: _____



waterdruk			
korrelspanning			

ANTWOORDBLAD II

bij het tentamen CTB2410 / CT2320 van 27 juni 2014

naam: _____

studienummer: _____

Overzicht van belastingen (gebruik regels voor H en V naar behoeven; er zijn bijvoorbeeld niet per se 4 horizontale belastingen, het kunnen er ook meer of minder zijn)

	kracht [kN]	arm [m]	moment [kNm]
Horizontale belastingen			
H ₁			
H ₂			
H ₃			
H ₄			
Vertikale, neerwaartse belastingen			
V _{n1}			
V _{n2}			
V _{n3}			
V _{n4}			
V _{n5}			
V _{n6}			
Vertikale, opwaartse belastingen			
V _{o1}			
V _{o2}			
V _{o3}			
V _{o4}			
V _{o5}			
V _{o6}			

UITWERKING

Hoewel aan de uitwerking van elk tentamen veel zorg is besteed, kan niet volledig worden uitgesloten dat er onjuistheden in zijn geslopen. Bekijk de uitwerkingen daarom kritisch. De docent houdt zich aanbevolen voor suggesties en opmerkingen. Aan uitgewerkte tentamens kunnen nooit rechten worden ontleend met betrekking tot de beoordeling van uw werk.

opgave 1: Scheepvaart

onderdeel (a)

Om de snelheid van de retourstroom te bepalen, maken we gebruik van het diagram van Schijf. Dat kan op twee manieren. Beide beginnen met het bepalen van het quotiënt A_s/A_c . Met

$$\begin{aligned} \text{nat oppervlak van het grootspant van het schip:} & \quad A_s = 4,35\text{m} * 14,00\text{m} = 60,9\text{m}^2 \\ \text{nat oppervlak van de dwarsdoorsnede van het bassin:} & \quad A_c = 5,30\text{m} * 115,00\text{m} = 609,5\text{m}^2 \end{aligned}$$

is $A_s/A_c = 0,10$. Voor deze waarde valt in het diagram voor de grenssnelheid u_{grens} af te lezen dat

$$\frac{u_{\text{grens}}}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}} = 0,623$$

waarbij h_{gem} de gemiddelde waterdiepte in de dwarsdoorsnede van het bassin is. Omdat het om een rechthoekige dwarsdoorsnede gaat, is in dit geval $h_{\text{gem}} = 5,30\text{m}$.

Bij 80% van de grenssnelheid is

$$0,8 \frac{u_{\text{grens}}}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}} = 0,498$$

Vervolgens zoeken we op de kromme voor $A_s/A_c = 0,10$ het punt waarvan de horizontale coördinaat gelijk is aan 0,497. Dit punt is tevens het snijpunt van de kromme voor $A_s/A_c = 0,10$ en die voor $0,80u_{\text{grens}}$. Direct opzoeken van dit snijpunt is de tweede manier om het diagram van Schijf te gebruiken. De verticale coördinaat van dit snijpunt levert de gevraagde snelheid van de retourstroom:

$$\frac{u_r}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}} = 0,085$$

zodat, met $\sqrt{gh_{\text{gem}}} = 7,21\text{m/s}$, $u_r = 0,61\text{m/s}$.

Een alternatieve aanpak gaat uit van de vergelijkingen die aan het diagram van Schijf ten grondslag liggen. Daarbij bepalen we eerste de grenssnelheid u_{grens} uit

$$\frac{A_s}{A_c} = 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{u_{\text{grens}}}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}} \right)^2 - \frac{3}{2} \left(\frac{u_{\text{grens}}}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}} \right)^{2/3}$$

Met de analytische oplossing

$$\frac{u_{\text{grens}}}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}} = \left(2 \cos \left(\frac{\pi - \arccos(1 - A_s/A_c)}{3} \right) \right)^{3/2}$$

vinden we $u_{\text{grens}}/\sqrt{gh_{\text{gem}}} = 0,623$, zodat we voor de snelheid u van het schip vinden dat $u/\sqrt{gh_{\text{gem}}} = 0,8$ $u_{\text{grens}}/\sqrt{gh_{\text{gem}}} = 0,498$. Dit is een parameter in de derdegraads vergelijking

$$\left(\frac{u+u_r}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}}\right)^3 - 2\left(1 - \frac{A_s}{A_c} + \frac{1}{2}\left(\frac{u}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}}\right)^2\right)\frac{u+u_r}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}} + 2\frac{u}{\sqrt{gh_{\text{gem}}}} = 0$$

waaruit $(u+u_r)/\sqrt{gh_{\text{gem}}}$ kan worden opgelost (bijvoorbeeld met een grafische rekenmachine). Het resultaat is $(u+u_r)/\sqrt{gh_{\text{gem}}} = 0,584$. Hiermee volgt dat $u_r/\sqrt{gh_{\text{gem}}} = 0,584 - u/\sqrt{gh_{\text{gem}}} = 0,584 - 0,498 = 0,086$, zodat $u_r = 0,086 \sqrt{gh_{\text{gem}}} = 0,62\text{m/s}$.

onderdeel (b)

De bijbehorende spiegeldaling z kan worden afgelezen in het diagram van Schijf. Daar vinden we bij het snijpunt van de krommen voor $A_s/A_c = 0,10$ en $0,80u_{\text{grens}}$ dat $z/h_{\text{gem}} = 0,046$, zodat $z = 0,24\text{m}$.

Het is ook mogelijk z te bepalen uit

$$\tilde{z} = \frac{(u+u_r)^2 - u^2}{2g}$$

waarbij $u = 0,498 \sqrt{gh_{\text{gem}}} = 3,59\text{m/s}$ en $u_r = 0,62\text{m/s}$. Met deze snelheden vinden we $z = 0,24\text{m}$.

onderdeel (c)

Als twee identieke schepen die precies even snel maar in tegengestelde richting varen, elkaar passeren, zal direct rond beide schepen zeker een retourstroom optreden. Gemiddeld over de totale dwarsdoorsnede van het bassin is de retourstroomsnelheid gelijk aan nul.

opgave 2: Stabiliteit

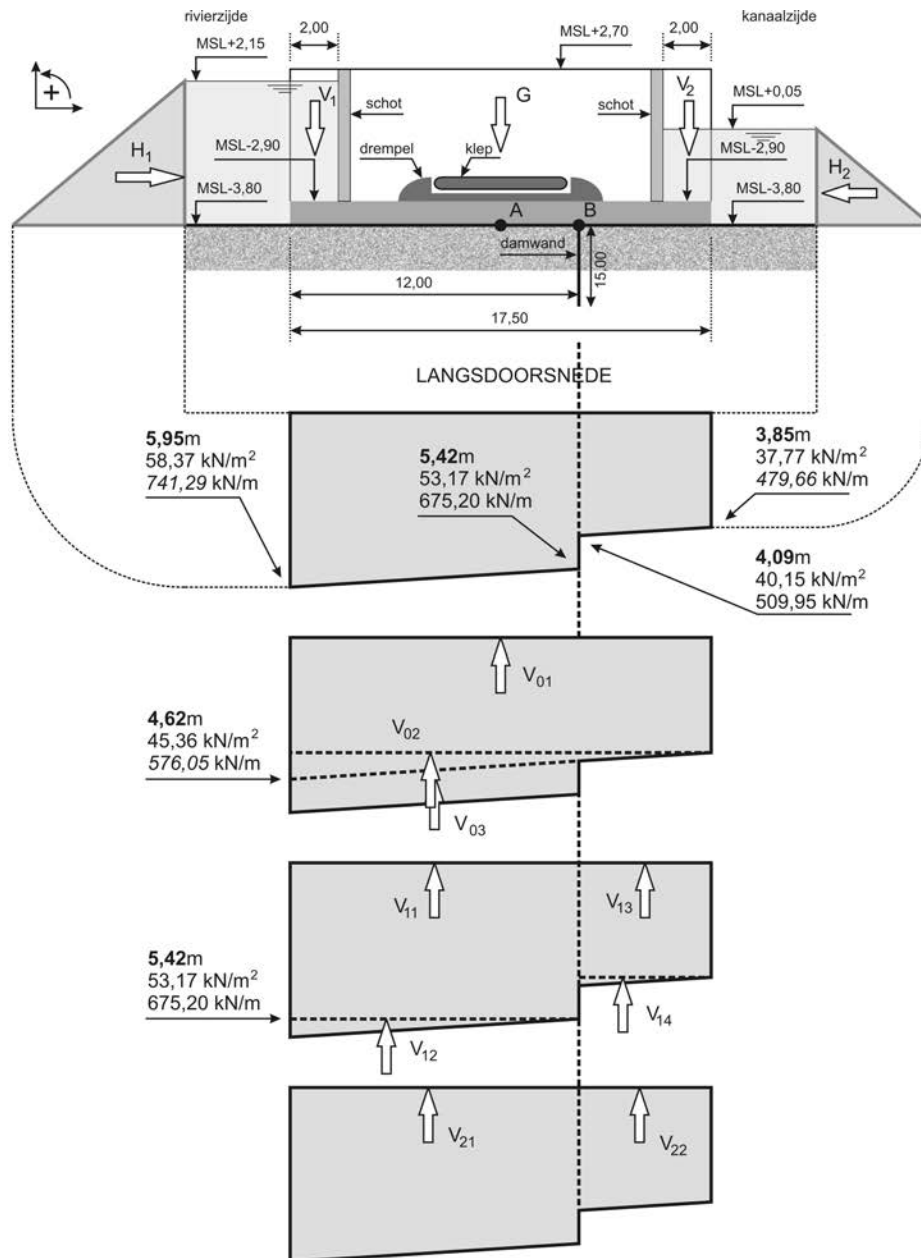
onderdeel (a)

Dit onderdeel is bedoeld om helder te krijgen om welk punt momenten van krachten zijn bepaald en om te kunnen nagaan of consequent met het gekozen punt wordt omgesprongen. Omdat in beginsel elk willekeurig punt kan worden gekozen, draagt het antwoord op dit onderdeel niet bij aan de score voor deze tweede opgave. Consequent hanteren van dit punt draagt wel bij aan de score bij onderdelen (f) en (g).

In deze uitwerking kijken we naar de drie meest gekozen punten. Het eerste is het midden van het grensvlak tussen constructie en ondergrond (op 8,75m vanaf de beide uiteinden van de constructie; punt A genoemd). Een ander populair punt is waar de damwand op de onderkant van de vloerplaat van de constructie aansluit (op het grensvlak van constructie en ondergrond, op 12,00m vanaf het uiteinde aan rivierzijde en 5,50m vanaf het uiteinde aan kanaalzijde; punt B genoemd). Het derde punt is het centrum van de vloerplaat van de constructie (op 8,75m vanaf beide uiteinden en 0,45m boven het grensvlak van constructie en ondergrond).

onderdelen (a,b,c,d)

Het verloop van de waterspanningen rond de constructie en het eigen gewicht van de constructie zelf en het water dat zich daarin bevindt, zijn weergegeven in onderstaande figuur.



Verloop van de waterspanning onder de constructie en drie manieren om dat verloop op te splitsen in betrekkelijk makkelijk hanteerbare delen. Tevens zijn de punten aangegeven ten opzichte waarvan evenwicht van momenten is bepaald (punten A en B; zie onderdeel (a) van deze opgave).

Momenten ten opzichte van A (het midden van het grensvlak tussen constructie en ondergrond)

In deze variant zijn momenten bepaald om het midden van het grondvlak van de constructie. Een overzicht van belastingen inclusief het eigen gewicht is gegeven in onderstaande tabel en figuur. De V_{op} in de tabel is de resultante van de opwaartse waterdruk. Het verloop van die druk is geschetst in bovenstaande figuur en daarbij zijn drie manieren gegeven om dat verloop te splitsen in delen waarmee de resultante kan worden bepaald.

	kracht [kN]	kracht p.e.v.b. [kN/m]	arm [m]	moment [kNm]	moment p.e.v.b. [kNm/m]
Horizontaal					
H ₁	2205,35	173,65	1,98	-4373,94	-344,40
H ₂	-923,35	-72,70	1,28	1184,96	93,30
ΣH	1282,00	100,94			
Vertikaal					
V ₁	-1079,98	-85,04	7,75	8369,87	659,04
V ₂	-630,88	-49,86	7,75	-4889,33	-384,99
G	-13100,00	-1031,50	0,00	0,00	0,00
V _{op}	11220,37	883,49	0,71	-7912,95	-623,07
ΣV	-3590,49	-282,72	ΣM	-7621,39	-600,11

p.e.v.b. = per eenheid van breedte

De geschetste drie manieren om het verloop van de waterdruk in betrekkelijk makkelijk hanteerbare delen te splitsen, is uitgewerkt in onderstaande tabel. Per methode geldt dat de V's bij elkaar opgeteld precies V_{op} opleveren.

	kracht [kN]	kracht p.e.v.b. [kN/m]	arm [m]	moment [kNm]	moment p.e.v.b. [kNm/m]
eerste methode					
V ₀₁	8394,05	660,95	0,00	0,00	0,00
V ₀₂	843,42	66,41	2,92	-2459,98	-193,70
V ₀₃	1982,90	156,13	2,75	-5452,98	-429,39
tweede methode					
V ₁₁	8102,35	637,98	2,75	-22281,47	-1754,45
V ₁₂	396,58	31,23	4,75	-1883,76	148,33
V ₁₃	2638,13	207,73	6,00	15828,78	1246,36
V ₁₄	83,31	6,56	5,08	423,49	33,35
derde methode					
V ₂₁	8489,93	669,21	2,84	-24165,22	-1902,77
V ₂₂	2721,44	214,29	5,97	16252,27	1279,71

p.e.v.b. = per eenheid van breedte

Momenten ten opzichte van B (aansluiting van damwand en constructie)

Als we momenten bepalen om de aansluiting van de damwand op de vloerplaat van de constructie, vinden we in plaats van bovenstaande twee tabellen:

	kracht [kN]	kracht p.e.v.b. [kN/m]	arm [m]	moment [kNm]
Horizontaal				
H ₁	2205,35	173,65	1,98	-4373,94
H ₂	-923,35	-72,70	1,28	1184,96
ΣH	1282,00	100,94		
Vertikaal				
V ₁	-1079,98	-85,04	11,00	11879,81
V ₂	-630,88	-49,86	4,50	-2838,97
G	-13100,00	-1031,50	3,25	42575,00
V _{op}	11220,37	883,49	3,96	-44379,15
ΣV	-3590,49	-282,72	ΣM	4029,72

p.e.v.b. = per eenheid van breedte

en

	kracht [kN]	kracht p.e.v.b. [kN/m]	arm [m]	moment [kNm]
eerste methode				
V ₀₁	8394,05	660,95	3,25	-27280,66
V ₀₂	843,42	66,41	6,71	-5201,09
V ₀₃	1982,90	156,13	6,00	-11897,40
tweede methode				
V ₁₁	8102,35	637,98	6,00	-48614,10
V ₁₂	396,58	31,23	8,00	-3172,64
V ₁₃	2638,13	207,73	2,75	7254,86
V ₁₄	83,31	6,56	1,83	152,74
derde methode				
V ₂₁	8489,93	669,21	6,10	-51786,74
V ₂₂	2721,44	214,29	2,77	7407,59

p.e.v.b. = per eenheid van breedte

Momenten ten opzichte van het centrum van de vloerplaat

Voor de momenten behorende bij de verticale belastingen, is er geen verschil met punt A. De armen van de twee horizontale resultante waterdrukken worden echter 0,45m kleiner. Daar staat tegenover dat de wrijving tussen constructie en ondergrond een moment heeft om het centrum van de vloerplaat (maar niet om punten A of B, want die liggen op het grensvlak van constructie en ondergrond). Aangenomen dat de constructie niet afschuift (dat controleren we bij onderdeel (e) van deze opgave), is de wrijvingskracht -1282,00kN (net zo groot als $\sum H$, maar tegengesteld gericht).

Het totale moment van deze wrijvingskracht en de twee horizontale belastingen is onafhankelijk van het punt waarom dat moment wordt bepaald. Ingeval van horizontaal evenwicht is er voor elke horizontale belasting een even grote, maar tegengesteld gerichte wrijving tussen het grondvlak van de constructie en de ondergrond (althans bij een fundering op staal). Zulke duo's vormen een koppel.

onderdeel (e)

Met $\delta = \varphi$ wordt de veiligheid γ tegen afschuiven gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\{f, \tan\varphi\} |\sum V|}{|\sum H|}$$

waarin f de wrijvingsfactor is voor het grensvlak zand en beton (0,5), en φ is de hoek van inwendige wrijving van zand (30°). Met $\sum H = 1282,00\text{kN}$ en $\sum V = -3590,49\text{kN}$ (negatief, dus neerwaarts gericht: de constructie drijft niet op) is $\gamma = 1,40$. Dat is ruim groter dan 1 en dus is er geen gevaar voor afschuiven.

onderdeel (f)

Er is sprake van kantelen als ergens langs het grensvlak van constructie en ondergrond een trekspanning nodig is om evenwicht van verticale krachten en/of momenten te realiseren. Dit kan worden afgeleid uit het antwoord op onderdeel (g) van deze opgave of door te controleren of

de werklijn van de resultante van alle belastingen exclusief korrelspanning, het grondvlak van de constructie binnen de kern daarvan snijdt:

$$\left(\frac{1}{3} - \alpha\right)L \leq \frac{\sum M(\alpha)}{\sum V} \leq \left(\frac{2}{3} - \alpha\right)L$$

Hierin is L de lengte van de constructie (in dit geval 17,50m) en α verwijst naar het punt waarom de momenten zijn bepaald. Gemeten in horizontale richting ligt dit punt op een afstand αL vanaf het linker uiteinde van de constructie. Voor punt A geldt dat $\alpha = 0,5$ en daarbij vinden we met $\sum M = -7621,39 \text{ kNm}$ en $\sum V = -3590,49 \text{ kN}$

$$-2,92 \text{ m} \leq 1,66 \text{ m} \leq 2,92 \text{ m}$$

zodat we kunnen concluderen dat geen sprake is van kantelen.

Voor punt B is $\alpha = 12,00/17,50$ en met $\sum M = 4029,72 \text{ kNm}$ en $\sum V = -3590,49 \text{ kN}$ geeft dit

$$-6,17 \text{ m} \leq -1,12 \text{ m} \leq -0,33 \text{ m}$$

waaruit (natuurlijk) dezelfde conclusie kan worden getrokken.

Indien de momenten om punt A zijn bepaald, kan ook worden gecontroleerd op

$$\left| \frac{\sum M}{\sum V} \right| \leq \frac{1}{6} L$$

gebruikt. Dat is identiek. Absoluut niet juist is

$$\frac{\sum M}{\sum V} \leq \frac{1}{6} L$$

want dat is slechts een halve controle: het laat ten onrechte $\sum M / \sum V < -L/6$ toe.

onderdeel (g)

We nemen aan dat de korrelspanning onder de constructie lineair verloopt en we gaan uit van evenwicht van verticale krachten en momenten. Uit deze twee evenwichten bepalen we de korrelspanningen aan beide uiteinden van de constructie:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{links}} &= (6\alpha - 4) \frac{1}{BL} \sum V + \frac{1}{W} \sum M(\alpha) \\ \sigma_{\text{rechts}} &= (2 - 6\alpha) \frac{1}{BL} \sum V - \frac{1}{W} \sum M(\alpha) \end{aligned}$$

waarin B de breedte van de constructie (12,70m), L de lengte (17,50m) en W is het weerstandsmoment van het grondvlak ($BL^2/6 = 648,23 \text{ m}^3$). Hiermee zijn de uiterste spanningen gelijk aan $4,4 \text{ kN/m}^2$ en $27,9 \text{ kN/m}^2$.

Omdat de som van verticale belastingen exclusief de korrelspanning neerwaarts is gericht en beide uiterste korrelspanningen het zelfde teken hebben, zijn het drukspanningen. Dat blijkt ook direct uit het teken van de spanningen: positief hebben we geassocieerd met opwaarts (zie de figuur met belastingen op de constructie).

onderdeel (h)

Consequenties van verwijdering van drempel en klep zijn in deze opgave het makkelijkst te bepalen als de momenten om punt A zijn bepaald of om het centrum van de vloerplaat van de constructie. De verwijdering komt neer op een reductie van het eigen gewicht met 2500kN. Dit heeft geen gevolg voor momenten omdat de werklijn van het eigen gewicht door punt A gaat. Het heeft echter wel gevolgen voor $\sum V$. Deze reduceert tot -1090,45kN. Dat is negatief en dus is $\sum V$ neerwaarts gericht. Opdrijven is zodoende niet aan de orde.

Als we de controle op afschuiven herhalen met de gereduceerde $\sum V$, vinden we $\gamma = 0,43$. Dat is kleiner dan 1. De constructie schuift dus af.

Met de gereduceerde $\sum V$ vinden we voorts dat $|\sum M / \sum V| = 6,99\text{m}$ en dat is groter dan $L/6 = 2,92\text{m}$. Naast afschuiven is zodoende ook sprake van kantelen.

Indien de momenten om punt B zijn bepaald, heeft verwijdering van drempel en klep naast een reductie van $\sum V$ ook gevolgen voor $\sum M$. Uitwerking met betrekking tot kantelen verloopt analoog (zie ook onderdeel (f)) en leidt natuurlijk tot een identieke conclusie.

opgave 3: Riviermorphologie

onderdeel (a)

Met de gegevens die bij deze opgave zijn verstrekt, kan de Chézy ruwheid C op twee manieren worden bepaald. Een daarvan is combinatie van de Chézy-formule met de relatie tussen stroomsnelheid en debiet:

$$\left. \begin{aligned} u &= C\sqrt{hi} \\ u &= \frac{Q}{bh} \end{aligned} \right\} \rightarrow C = \left(\frac{Q^2}{b^2 h^3 i} \right)^{1/2}$$

Met $b = 500\text{m}$, $h = 5,30\text{m}$, $Q = 750\text{m}^3/\text{s}$ en $i = 0,5 \times 10^{-5}$ volgt hieruit dat $C = 55 \sqrt{\text{m/s}}$.

De andere methode is toepassing van de formule van Colebrook:

$$C = 18 \log \frac{12R}{k_s}$$

waarin R de hydraulische straal is (ongeveer gelijk aan de waterdiepte $h = 5,30\text{m}$) en k_s de Nikuradse ruwheid van de bodem ($k_s = 0,056\text{m}$; zie algemene gegevens). Ook deze methode levert $C = 55 \sqrt{\text{m/s}}$.

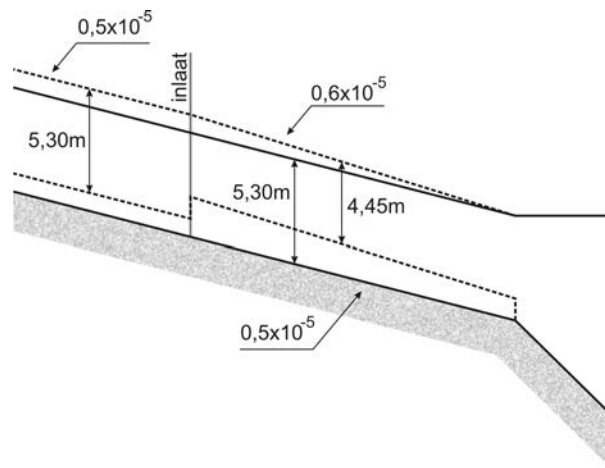
onderdeel (b)

Bij het inlaatwerk wordt wel water aan de rivier onttrokken, maar geen sediment. Dat wil zeggen dat het sedimenttransport in de nieuwe situatie overal in de rivier gelijk moet zijn aan dat in de oude situatie. Omdat het sedimenttransport evenredig is met bu^4 (met b de breedte van de rivier en u de stroomsnelheid) en omdat de breedte b niet verandert, moet de stroomsnelheid u in de nieuwe situatie gelijk zijn aan die in de oude.

Uit $Q = bhu$ volgt dat $h = Q/(bu)$. Omdat bu niet verandert maar Q afneemt met een factor $630/750$, moet de waterdiepte h ook afnemen met die factor: $h_{\text{nieuw}} = (630/750)h_{\text{oud}} = 0,84h_{\text{oud}}$.

Uit combinatie van $u = C\sqrt{hi}$ en zowel u als C gelijk in oude en nieuwe situatie, volgt dat ook $\sqrt{hi}$ in beide situaties gelijk moet zijn: $h_{\text{nieuw}}i_{\text{nieuw}} = h_{\text{oud}}i_{\text{oud}}$, ofwel $i_{\text{nieuw}} = (h_{\text{oud}}/h_{\text{nieuw}})i_{\text{oud}}$. We weten inmiddels dat $h_{\text{oud}}/h_{\text{nieuw}} = 1/0,84 = 1,19$, zodat $i_{\text{nieuw}} = 1,19 i_{\text{oud}}$. Ergo, $h_{\text{nieuw}} = 0,84 * 5,30\text{m} = 4,45\text{m}$ en $i_{\text{nieuw}} = 1,19 * 0,5 \times 10^{-5} = 0,6 \times 10^{-5}$.

onderdeel (c)



De getrokken lijnen geven de oorspronkelijke situatie weer en de gestippelde lijnen het nieuwe morfologische evenwicht dat zich uiteindelijk instelt nadat de inlaat in gebruik is genomen. In beide evenwichten zijn bodem en waterspiegel evenwijdig.

onderdeel (d)

Essentieel in de ontwikkeling van een nieuw morfologisch evenwicht is in deze opgave dat de stroomsnelheid gelijk is aan die in de oude situatie. Bij behoud van de breedte wordt dit bereikt door een verondieping. Het is echter ook mogelijk om benedenstrooms van de inlaat de breedte met (in dit geval) een factor $0,84$ te reduceren. Ter plaatse van die versmalling verandert de waterdiepte dan niet. Daarmee lijkt de maatregelen effectief. Echter, ter plaatse van de haven komt er geen versmalling en dat leidt daar onvermijdelijk tot verondieping. Het plan is dus zinloos.

opgave 4: Statistiek

onderdeel (a)

Invullen van $H = 3,5\text{m}$ in de gegeven uitdrukking voor P_H geeft $P_H = 3,9 \times 10^{-5}$. Wat je noemt een weggeveertje.

onderdeel (b)

De kans die we in het voorgaande onderdeel van deze opgave hebben berekend, kunnen we zien als de verhouding van het aantal stormen waarbij $H > 3,5\text{m}$ en het totaal aantal stormen. In termen van kansrekening: het aantal successen gedeeld door het totaal aantal. Als we die aantallen stormen betrekken op een duur D , dan kunnen we het aantal stormen met $H > 3,5\text{m}$ in duur D uitleggen als de frequentie f van stormen waarin $H = 3,5\text{m}$ wordt overschreden. In deze opgave is dat $1/5000 \text{ jaar}^{-1}$. Op dezelfde manier leggen we het totaal aantal stormen in dezelfde duur D uit als de frequentie f_0 waarmee stormen zich voordoen (onafhankelijk van de golfhoogte die daarbij optreedt). Voor het quotiënt van deze frequenties geldt dan $f/f_0 = 3,9 \times 10^{-5}$. Met $f = 1/5000 \text{ jaar}^{-1}$ volgt $f_0 = 5,1 \text{ jaar}^{-1}$.

onderdeel (c)

De kans P_k dat de ontwerpgolfhoogte k maal wordt overschreden in een periode T , wordt gegeven door

$$P_k = \frac{(f_g T)^k}{k!} \exp(-f_g T)$$

waarin f_g de gemiddelde frequentie is waarmee de ontwerpgolfhoogte wordt overschreden. Volgens de opgave zou deze 0,03 moeten zijn.

De kans dat de ontwerpgolfhoogte ten hoogste één maal in een duur T (100 jaar, in deze opgave) wordt overschreden, is gelijk aan 0,2. Ten hoogste één keer wil zeggen nooit ($k=0$) of één keer ($k=1$), dus $P_0 + P_1 = 0,2$:

$$P_0 + P_1 = (1 + f_g T) \exp(-f_g T)$$

en met $f_g = 0,03 \text{ jaar}^{-1}$ is dit inderdaad 0,2.

Veel deelnemers aan het tentamen hebben “ten hoogste één maal” ten onrechte geassocieerd met alleen P_0 of alleen P_1 . Dat is jammer, want juist de som $P_0 + P_1$ was goed voor 70% van de maximaal voor dit onderdeel te behalen score. In enkele gevallen is $P_1 = 0,149$ genoteerd als 0,15 wat vervolgens prettig is afgerond op 0,2, maar dat is niet gehonoreerd. Anderen hebben met behulp van een grafische rekenmachine f_g geschat uit $P_0 + P_1 = 0,2$ en het resultaat vergeleken met 0,03. Dat is net zo correct als omslachtig. Invullen van $f_g = 0,03$ en constateren dat daarmee $P_0 + P_1 = 0,2$ is precies hetzelfde en wel zo makkelijk.

onderdeel (d)

De gevraagde kans P_g volgt uit de zelfde redenering als die bij onderdeel b) is toegepast:

$$P_g = \frac{f_g}{f_0}$$

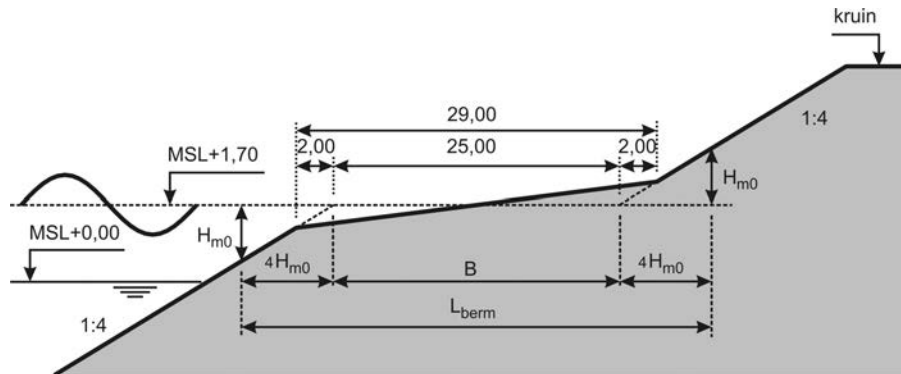
met $f_g = 0,03 \text{ jaar}^{-1}$ en $f_0 = 5,1 \text{ jaar}^{-1}$. Daarmee is $P_g = 0,0059$, zodat $H = 2,63\text{m}$.

Met $f_0 = 8 \text{ jaar}^{-1}$ vinden we $P_g = 0,0038$ en $H = 2,72\text{m}$.

opgave 5: Golfoploop

onderdeel (a)

Volgens de ontwerprichtlijn wordt de bermbreedte horizontaal gemeten. Bij een hellende berm gaat men uit van een fictieve horizontale berm door het midden van de feitelijke berm. De uiteinden van deze fictieve berm worden verkregen door de taludhellingen van het benedenbeloop en het bovenbeloop door te trekken. Dit is geschetst in onderstaande figuur. In deze opgave leidt dit tot een bermbreedte van 25m.



Daarnaast geldt dat de bermbreedte die in rekening mag worden gebracht voor de berekening van de invloedsfactor op de golfoploop die het effect van een berm weergeeft, nooit groter mag zijn dan $\frac{1}{4}$ van L_0 . Hierin is L_0 de golflengte op diep water die past bij de periode van de invallende golf. In deze opgave is die periode $T_{m-1,0} = 8s$, zodat $L_0 = gT_{m-1,0}^2 / (2\pi) = 100m$. Zodoende moet $B \leq L_0/4 = 25m$. Aangezien deze bovengrens gelijk is aan de breedte van de fictieve horizontale berm, kunnen we rekenen met $B = 25m$.

onderdeel (b)

De kruin moet minimaal 0,5m boven het niveau van golfoploop komen te liggen. De golfoploop $R_{u,2\%}$ ten opzichte van het stilwaterniveau (MSL+1,70m in het stormseizoen) volgt uit

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_{m0}} = \begin{cases} 1,75\gamma_f\gamma_\beta\gamma_b\xi_{m-1,0} & ; \gamma_b\xi_{m-1,0} \leq 1,77 \\ \gamma_f\gamma_\beta \left(4,3 - \frac{1,6}{\sqrt{\gamma_b\xi_{m-1,0}}} \right) & ; \gamma_b\xi_{m-1,0} > 1,77 \end{cases}$$

waarbij

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi H_{m0} / (gT_{m-1,0}^2)}}$$

Met α de taludhelling ($\tan \alpha = 1/4$) volgt dat $\xi_{m-1,0} = 1/4 / \sqrt{0,035} = 1,34$.

Voor het stormseizoen is de ontwerpwaterstand MSL+1,70m en de berm is precies op deze hoogte gekozen. Zodoende is de invloedsfactor voor de aanwezigheid van een berm $\gamma_b = 0,6$.

Omdat de golven onder een hoek van 30° met de normaal op de dijk invallen, geldt voor de invloedsfactor voor de hoek van golfval $\gamma_\beta = 1 - 0,0022 \cdot 30 = 0,934$. Voorts hebben we te maken met een glad talud, zodat $\gamma_f = 1$. Deze invloedsfactoren voldoen aan de eis dat $\gamma_f \gamma_\beta \gamma_b \geq 0,4$.

Aangezien met $\gamma_b = 0,6$ is $\gamma_b \xi_{m-1,0} < 1,77$ en dat leidt tot $R_{u,2\%}/H_{m0} = 1,75$ $\gamma_f \gamma_\beta \gamma_b \xi_{m-1,0} = 1,31$, zodat $R_{u,2\%} = 4,60\text{m}$. Dat wil zeggen dat de golfoploop tot 4,60m boven de ontwerpwaterstand reikt. Met een minimale overhoogte van 0,50m en de ontwerpwaterstand op MSL+1,70m moet de kruin dus ten minste op MSL+1,70m+4,60m+0,50m = MSL+6,80m liggen.

De invloedsfactor voor de hoek van golfval γ_β is een bron van verwarring gebleken waar het gaat om de hoek β van golfval. Deze hoek wordt gemeten in graden en ten opzichte van de normaal op de waterkering.

onderdeel (c)

In het seizoen met afluende wind is er geen windopzet, maar wel getij. De maximale waterstand die hierbij kan optreden is MSL+0,50m en die houden we aan als ontwerpwaterstand voor deze situatie.

Voorts is $\xi_{m-1,0} = 1/4/\sqrt{0,0045} = 3,73$ en vanwege de loodrecht invallende deining is $\gamma_\beta = 1$. Zelfs met maximaal effect van de berm ($\gamma_b = 0,6$) zou $\gamma_b \xi_{m-1,0} > 1,77$ zijn. Voor de golfoploop moeten we dus rekenen met $R_{u,2\%}/H_{m0} = \gamma_f \gamma_\beta (4,3 - 1,6/\sqrt{\gamma_b \xi_{m-1,0}})$. Net als bij het vorige onderdeel van deze opgave is $\gamma_f = 1$.

Omdat de ontwerpwaterstand (MSL+0,50m) onder het niveau van de berm ligt, volgt de invloedsfactor γ_b voor de aanwezigheid van een berm uit

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{\text{berm}}} \frac{1}{2} \left(1 + \cos \left(\pi \frac{d_b}{R_{u,2\%}} \right) \right)$$

waarin d_b het niveauverschil tussen berm en ontwerpwaterstand (in dit geval 1,2m, want zoveel ligt de berm hoger dan MSL+0,50m) en L_{berm} een maat voor de horizontale afmeting van het invloedsgebied van de berm (zie de figuur bij onderdeel (a) van deze opgave). In dit geval is $L_{\text{berm}} = B + 2 \cdot 4 \cdot H_{m0} = 30,6\text{m}$, zodat $B/L_{\text{berm}} = 0,817$. Merk op dat L_{berm} anders is dan bij onderdeel (a)).

De invloedsfactor γ_b bepalen we iteratief met beginschatting 1. Daarvoor berekenen we $R_{u,2\%}$ die we vervolgens invullen in bovenstaande uitdrukking voor γ_b . Dit levert een verbeterde schatting op voor γ_b . Daarmee berekenen we een nieuwe $R_{u,2\%}$ enzovoorts. Na 5 stappen is dit iteratieve proces redelijk geconvergeerd in de zin dat de golfoploop in opeenvolgende stappen minder dan 0,01m verandert. Het resultaat is $\gamma_b = 0,6247$ en $R_{u,2\%} = 2,28\text{m}$. Houd er rekening mee dat het argument van de cosinus in de uitdrukking voor γ_b in radialen is, niet graden.

Met een minimale overhoogte van 0,5m komt het minimale niveau van de kruin op MSL+0,5+2,28+0,5m = MSL+3,28m (één van de twee 0,5m verwijst naar de ontwerpwaterstand). Het stormseizoen is kennelijk maatgevend voor de benodigde kruinhoogte (maar dat werd niet gevraagd).

TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 15 augustus 2014, 14:00 – 17:00

TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT2320

vrijdag 15 augustus 2014, 14:00 – 17:00

Met ingang van het academisch jaar 2013-2014 is het BSc curriculum van CT gewijzigd. Het vak CT2320 uit het oude curriculum is daarbij komen te vervallen. Daarvoor in de plaats is CTB2410 gekomen. In juni 2014 is het vak CTB2410 voor het eerst getentamineerd en dit tentamen van 15 augustus is de bijbehorende herkansing. Het is tevens remplaçant voor CT2320.

Algemene gegevens

▪ versnelling van de zwaartekracht	$g = 9,81 \text{ N/kg}$
▪ massadichtheid van zout water	$\rho_{\text{zout}} = 1025 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van zoet water	$\rho_{\text{zoet}} = 1000 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van gewapend beton	$\rho_{\text{beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven)	$\rho_{\text{steen}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid zand	$\rho_{\text{zand}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ schadefactor	$k_d = 3$
▪ kinematische viscositeit	$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
▪ wrijvingscoëfficiënt voor wind	$c_w = 4 \cdot 10^{-6}$
▪ ruwheid van het rivierbed	$k_s = 0.04 \text{ m}$
▪ korreldiameter grof zand	$D = 400 \mu\text{m}$
▪ hoek van inwendige wrijving (grof zand)	$\phi = 30^\circ$
▪ hoek van inwendige wrijving (stortsteen)	$\phi = 40^\circ$
▪ coëfficiënt van Bligh voor grof zand	$C_B = 12$
▪ coëfficiënt van Lane voor grof zand	$C_L = 5$
▪ coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton	$f = 0.5$

Dit tentamen gaat over de benedenloop en omliggend gebied van de fictieve Joki rivier. Daarvan wordt eerst een beschrijving gegeven. Vervolgens worden over specifieke waterbouwkundige aspecten vragen gesteld.

Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben hetzelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.

Geef bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Een getal alleen volstaat nooit.

Beschrijving (10 minuten)

In termen van afvoer is de Joki rivier niet heel erg indrukwekkend. De dwarsdoorsnede is voldoende ruim voor scheepvaart en daar wordt dankbaar gebruik van gemaakt. Op enkele tientallen kilometers bovenstrooms van de monding bevindt zich een vertakking. De zijtak vormt de verbinding met het Meira meer, dat met een nat oppervlak van circa 1000km² wel indrukwekkend genoemd kan worden.

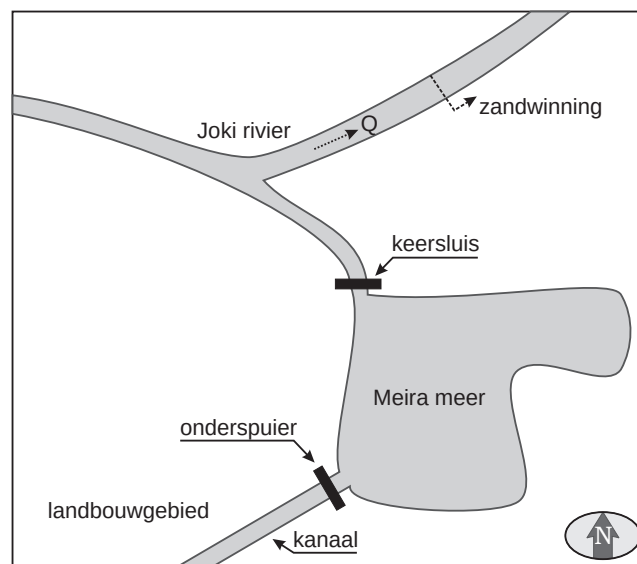
Iets benedenstrooms van de vertakking wordt zand uit de rivier gewonnen om in de industriële behoefte van de lokale bevolking te voorzien. Het meeste van het gewonnen zand wordt gebruikt in stedelijke ontwikkeling bij het bouwrijp maken van terreinen. Het overige zand is grondstof voor beton.

In de verbinding tussen rivier en meer is ooit een keersluis aangelegd. Dat was een reactie op verontreiniging die vanuit de rivier in het meer terecht dreigde te komen. Dat heeft zich echter nooit herhaald en de keersluis ligt er inmiddels wat verwaarloosd bij.

In de zuidwestelijke hoek sluit het meer via een onderspuier aan op een kanaal. Het peil in het kanaal ligt 1 meter lager dan dat in het meer. Met de onderspuier wordt de afvoer vanuit het meer naar het kanaal gereguleerd. Doorgaans bedraagt die afvoer $30\text{m}^3/\text{s}$.

Vanuit dit kanaal wordt het naastgelegen landbouwgebied geïrrigeerd. Op diverse plaatsen wordt met gesloten leidingen water vanuit het kanaal naar akkers geleid.

In figuur 1 is een schematische kaart gegeven van een stukje van de Joki rivier, het Meira meer en het kanaal. Daarop zijn de keersluis, onderspuier en de zandwinlokatie aangegeven.



Figuur 1: Schematische kaart van het gebied rond het Meira meer en de aansluiting op de Joki rivier.

opgave 1: Riviermorphologie (20 minuten)

Bij de beantwoording van onderdeel c van deze opgave kunt u gebruik maken van het antwoordblad (deel I) dat bij dit tentamen is gevoegd. Vermeld daarop uw naam en studienummer en lever het in samen met uw andere antwoorden.

Over het grootste deel van de breedte bedraagt de waterdiepte in de Joki rivier 5,75m. De gemiddelde stroomsnelheid is $0,28\text{m/s}$ en het verhang is $0,4 \times 10^{-5}$. Voordat men begon met zandwinning, verkeerde de rivier in morfologisch evenwicht. Door de zandwinning is dat evenwicht verstoord en groeit de rivier langzaam maar zeker toe naar een nieuw evenwicht. In deze opgave kijken we naar dat nieuwe evenwicht, dat zich uiteindelijk zal instellen.

Het sedimenttransport s per eenheid van breedte van de rivier wordt gegeven door $s = m u^4$, waarin m een evenredigheidsfactor en u de stroomsnelheid. De zandwinning en daaruit voortvloeiende morfologische veranderingen hebben bij goede benadering geen invloed op de grootte van de factor m en ook niet op de Chézy ruwheid.

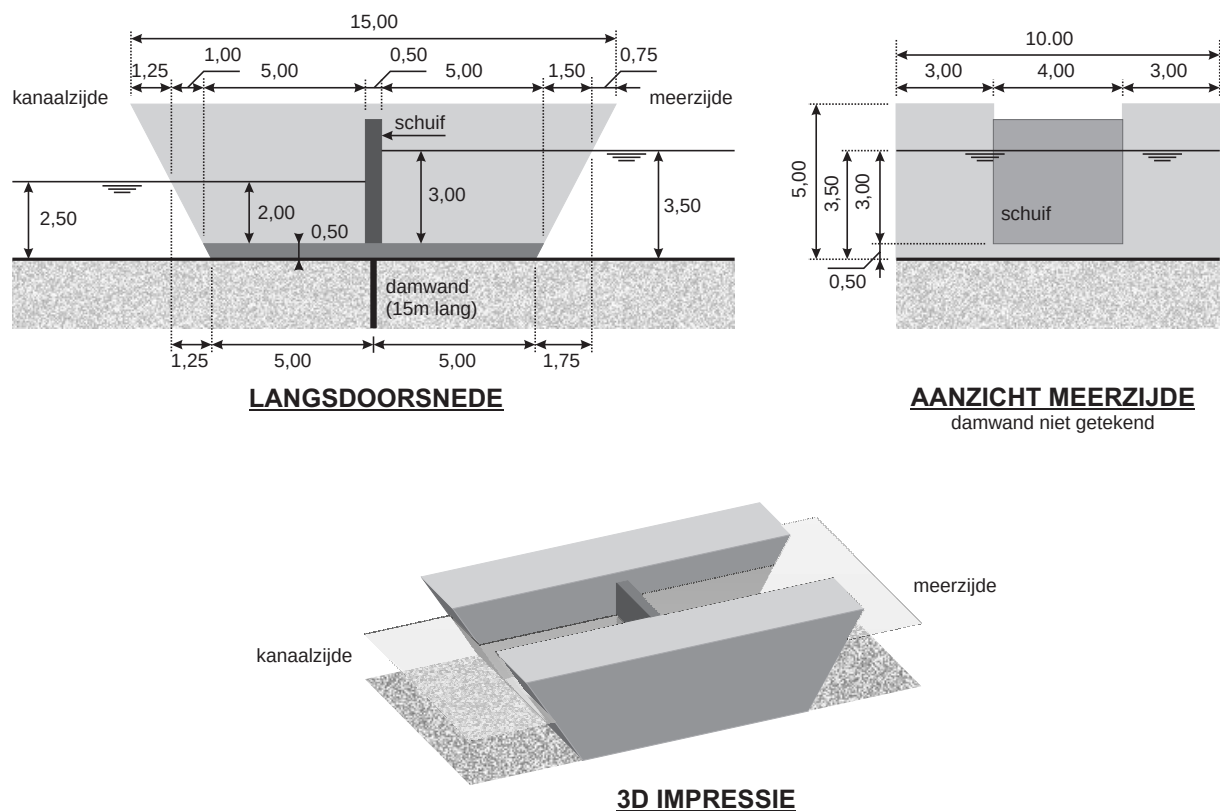
- a) Bepaal de Chézy ruwheid van de Joki rivier.

- b) Bij de zandwinning wordt permanent 15% van het bovenstrooms aangevoerde sediment aan de rivier onttrokken. Dat heeft invloed op de waterdiepte en het verhang benedenstrooms van de zandwinlokatie. Bereken de waterdiepte en het verhang voor het nieuwe morfologisch evenwicht.
- c) Op antwoordblad deel I is een langsdoorsnede getekend van de rivier voordat zandwinning plaatsvond. Schets in deze langsdoorsnede het nieuwe morfologisch evenwicht dat zich door de zandwinning uiteindelijk zal instellen. Als u bij b) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van $b = 6,00\text{m}$ en $i = 0,3 \times 10^{-5}$.

opgave 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie (70 minuten)

Bij de beantwoording van deze opgave kunt u gebruik maken van het antwoordblad (delen II en III) dat bij dit tentamen is gevoegd. Vermeld daarop uw naam en studienummer en lever het in samen met uw andere antwoorden.

In figuur 2 is een schets gegeven van de onderspuier waarmee stroming van het Meira meer naar het kanaal wordt gereguleerd. Over de vormgeving van deze constructie is nagedacht, maar vraag niet door wie. De schuif in het midden van de constructie kan worden geheven om water door te laten. Het hefmechanisme is in de schets niet weergegeven. Het eigen gewicht van deze op staal gefundeerde constructie is 3700kN (inclusief schuif). De werklijn van deze kracht gaat door het midden van de schuif. Om onderloopsheid te voorkomen is midden onder de constructie een 15m lang damwandscherm geplaatst. De ondergrond bestaat uit grof zand.



Figuur 2: Langsdoorsnede, aanzicht en 3D impressie van de onderspuier in gesloten toestand.

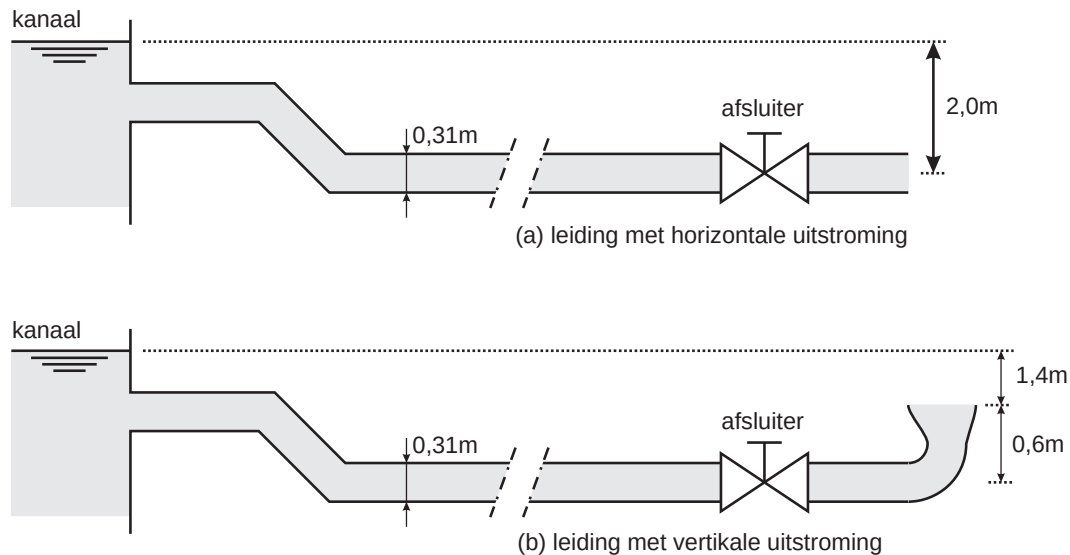
- a) In de onderdelen b), c) en d) van deze tweede opgave inventariseren we de belastingen op de constructie en gaan we na welke momenten deze belastingen teweegbrengen. Daartoe is het nodig om vooraf een punt te kiezen waarom deze momenten worden bepaald. Omschrijf welk punt u daarvoor kiest en geef dit punt aan in de schets van de langsdoorsnede van de constructie op antwoordblad III.
- b) Bepaal de horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad II. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave b) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.
- c) Bepaal de neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad II. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.
- d) Bereken het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie en teken dit verloop op antwoordblad III. Bereken tevens de resultante van deze opwaartse druk en het bijbehorende moment om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. In plaats van één resultante kunt u desgewenst het berekende verloop van de opwaartse waterdruk verdelen in makkelijk hanteerbare onderdelen en voor elk van die onderdelen een afzonderlijke resultante bepalen.
- e) Kwantificeer de veiligheid tegen afschuiven van de constructie onder de gegeven maatgevende condities.
- f) Beoordeel kwantitatief het gevaar op kantelen van de constructie.
- g) Bereken het verloop van de korrelspanning onder de constructie en schets het berekende verloop op het antwoordblad III. Geef in die schets extreme spanningen aan.
- h) Controleer de constructie op onderloopsheid (piping).

opgave 3: Gesloten leidingen (40 minuten)

Voor irrigatie van het landbouwgebied wordt water via buisleidingen vanaf het kanaal aangevoerd. In figuur 3 is zo'n leiding schematisch weergegeven. Via de afsluiter kan het debiet door de leiding worden geregeld. Normaal gesproken is de afsluiter ingesteld op 5400 liter per minuut ($0,09\text{m}^3/\text{s}$). De buis heeft een inwendige diameter van 0,31m en de wandruwheid bedraagt 2mm. Aan instroomzijde treedt contractie van de stroming op. De contractiecoëfficiënt is 0,69. Tevens bevat de buis 2 knikken van elk 45° . De totale lengte van de buis is 200m.

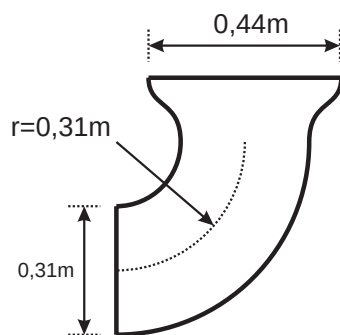
Bij de variant in figuur 3a stroomt het water horizontaal uit de buis. Dat geeft aanleiding tot uitschuring rond het uiteinde van de buis en dat is ongewenst. Daarom wordt ook wel de variant in figuur 3b toegepast. Daarbij is een aan het uiteinde van de horizontale buis een bocht gelast met daarop een trechtervormige verbreding. Door deze verbreding halveert de uitstroomsnelheid. Bovendien valt het water over de rand van de trechter vertikaal op de grond. Dat reduceert de uitschuring. Nadeel is echter dat het verval over de leiding vermindert en het is maar de vraag of dat kan worden gecompenseerd door de afsluiter bij te regelen.

In volledig geopende stand wordt het verlies over de afsluiter weergegeven met een verliescoëfficiënt $\xi = 2$ (ten opzichte van de stroomsnelheid in de buis). Deze waarde stijgt naarmate de afsluiter verder dicht wordt gezet.



Figuur 3: Schematische voorstelling van de buisleiding waarmee water vanuit het kanaal naar het landbouwgebied wordt gevoerd.

- Bij de variant in figuur 3a (horizontale uitstroming) is de afsluiter ingesteld op het gewenste debiet van $0,09\text{m}^3/\text{s}$. Hoe groot is in dat geval de verliescoëfficiënt ξ van de afsluiter?
- De bocht met trechter die in de variant in figuur 3b aan het uiteinde van de horizontale buis is gemonteerd, heeft afmetingen zoals aangegeven in figuur 4. Bepaal voor dit onderdeel de verliescoëfficiënt ξ (ten opzichte van de stroomsnelheid in de buis) inclusief het effect van uitstroming (NB: als het onderdeel aan de buis is gemonteerd, is er geen instroomverlies).



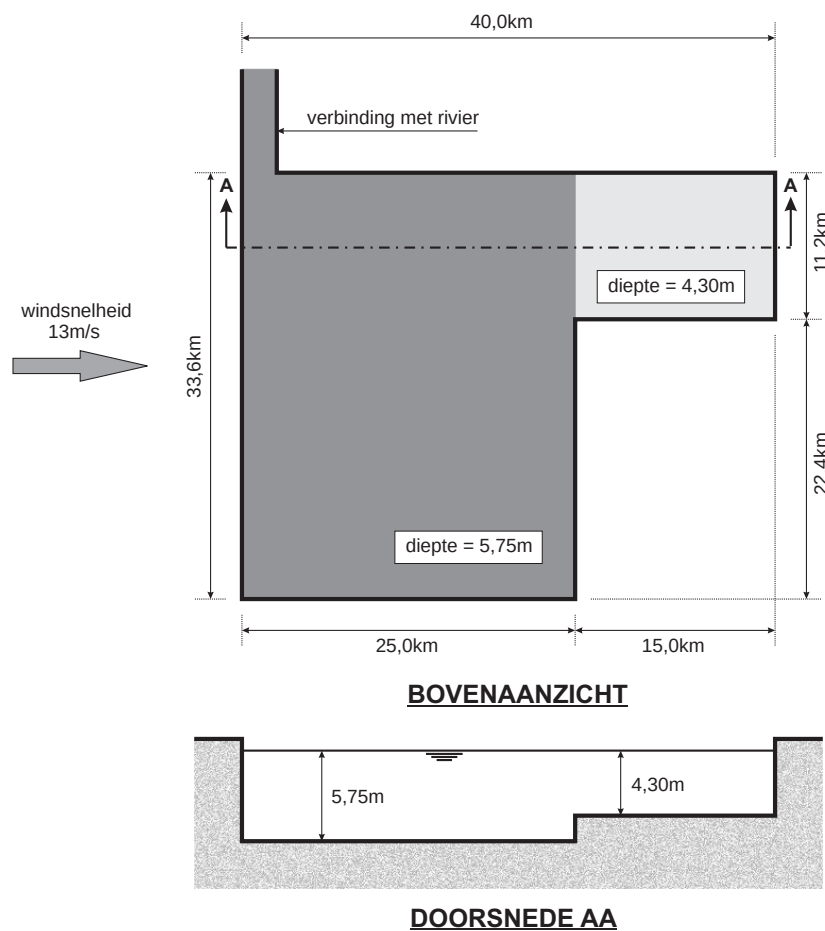
Figuur 4: Bocht met trechter die in de variant van figuur 3b aan het uiteinde van de horizontale buis wordt gemonteerd. Voor de bocht is $r/D=1$ (met D de buisdiameter en r de bochtstraal).

- Tot welke verliescoëfficiënt ξ moet de afsluiter worden open gezet om ook in de variant van figuur 3b een debiet van $0,09\text{m}^3/\text{s}$ te realiseren? Als bij b) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van 1,2.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

opgave 4: Windopzet en golven (40 minuten)

Op het Meira meer kan het flink waaien, vooral vanuit het westen. In deze opgave gaan we na tot welke verhoging van de waterstand dit aan de oostelijke oever van het meer kan leiden. Daartoe schematiseren we het meer tot twee aaneengesloten rechthoeken. Dit is aangegeven in figuur 5. Ter wille van de eenvoud veronderstellen we verticale oevers en voor elke rechthoek nemen we een vlakke, horizontale bodem aan. Als er geen wind is, is de waterdiepte in de grootste, westelijke rechthoek gelijk aan 5,75m en in de andere rechthoek is dat 4,30m (zie de doorsnede in figuur 5).



Figuur 5: Schematisatie van het Meira meer tot twee rechthoeken.

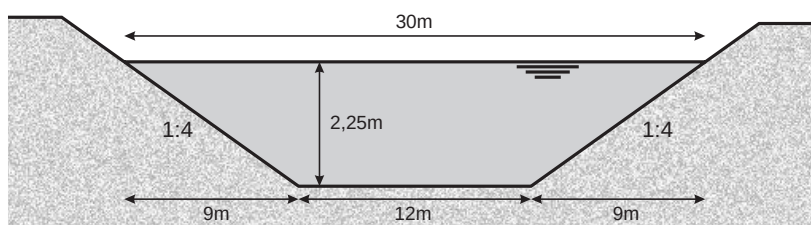
Ga uit van een aanhoudende stijve bries (windsnelheid van 13m/s) vanuit het westen. De onderspuier in de verbinding naar het kanaal is gesloten, maar de verbinding met de Joki rivier is in eerste instantie open. De ind heeft geen invloed op de waterstand in de rivier. Deze is steeds gelijk aan de waterstand op het meer in het geval dat er geen wind is.

- Bepaal voor elk van de twee rechthoeken afzonderlijk het verhang dat zich onder invloed van de wind uiteindelijk zal instellen. Ga daarbij uit van een waterdiepte in rust (dus zonder wind).
- Welke waterstand verwacht u aan de oostelijke oever van de kleine rechthoek (dus helemaal rechts in figuur 5)? Als u bij a) geen antwoord heeft kunnen vinden, doe dan een redelijke aanname.
- Wat zou de waterstand aan deze oostelijke oever zijn als de keersluis in de verbinding met de rivier al gesloten was voordat het is gaan waaien?

opgave 5: Scheepvaart en bodembescherming (40 minuten)

Het kanaal langs het landbouwgebied wordt voornamelijk gebruikt voor transport van water, maar er is ook een watertaxi die heen en weer vaart langs het landbouwgebied. Deze taxi heeft de afmetingen van een leuk motorjacht (15m lang, een diepgang van 1,50m en de breedte is 4,00m) en vaart met 95% van de grenssnelheid. De dwarsdoorsnede van het kanaal is weergegeven in figuur 6. We gaan uit van een geopende onderspuier en daarbij is het debiet in het kanaal gelijk aan $30\text{m}^3/\text{s}$. Het verhang in langsrichting bedraagt $0,54 \times 10^{-4}$.

- Wat is, onder de genoemde omstandigheden, de maximale stroomsnelheid die in het kanaal voorkomt?
- De bodembescherming op het horizontale deel van de bodem van het kanaal bestaat uit los gestort materiaal met een korreldiameter van 5mm en een dichtheid van $2650\text{kg}/\text{m}^3$. Is er bij de stroomsnelheid die u onder a) heeft berekend sprake van transport van dit materiaal? Als u bij a) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van 1,2m/s.
- Men wil de taluds van het kanaal bekleden met loskorrelig materiaal (met een dichtheid van $2650\text{kg}/\text{m}^3$) dat bij dezelfde stroomsnelheid stabiel is. Wat is daarvoor de minimaal benodigde korreldiameter?



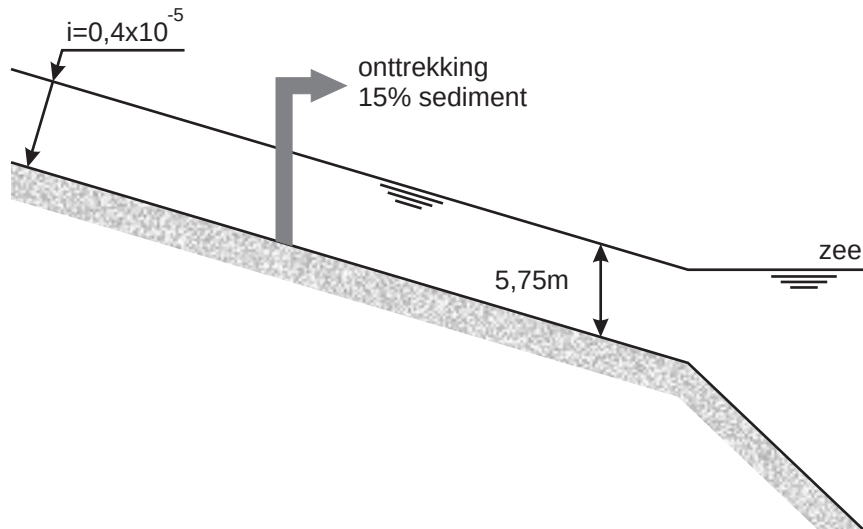
Figuur 6: dwarsdoorsnede van het kanaal.

ANTWOORDBLAD I

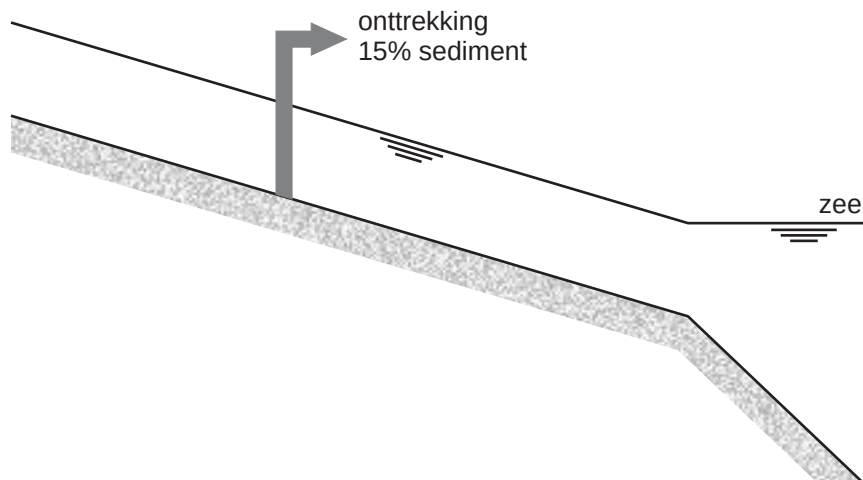
bij het tentamen CTB2410 / CT2320 van 27 juni 2014

naam: _____

studienummer: _____



In bovenstaande figuur is de oorspronkelijke langsdoorsnede van de rivier geschetst, op het moment dat zandwinning begon. Gebruik de onderstaande schets voor het nieuwe morfologisch evenwicht dat zich uiteindelijk als gevolg van zandwinning zal instellen.



ANTWOORDBLAD II

bij het tentamen CTB2410 van 15 augustus 2014

naam: _____

studienummer: _____

Overzicht van belastingen (gebruik regels voor H en V naar behoeven; er zijn bijvoorbeeld niet per se 4 horizontale belastingen, het kunnen er ook meer of minder zijn)

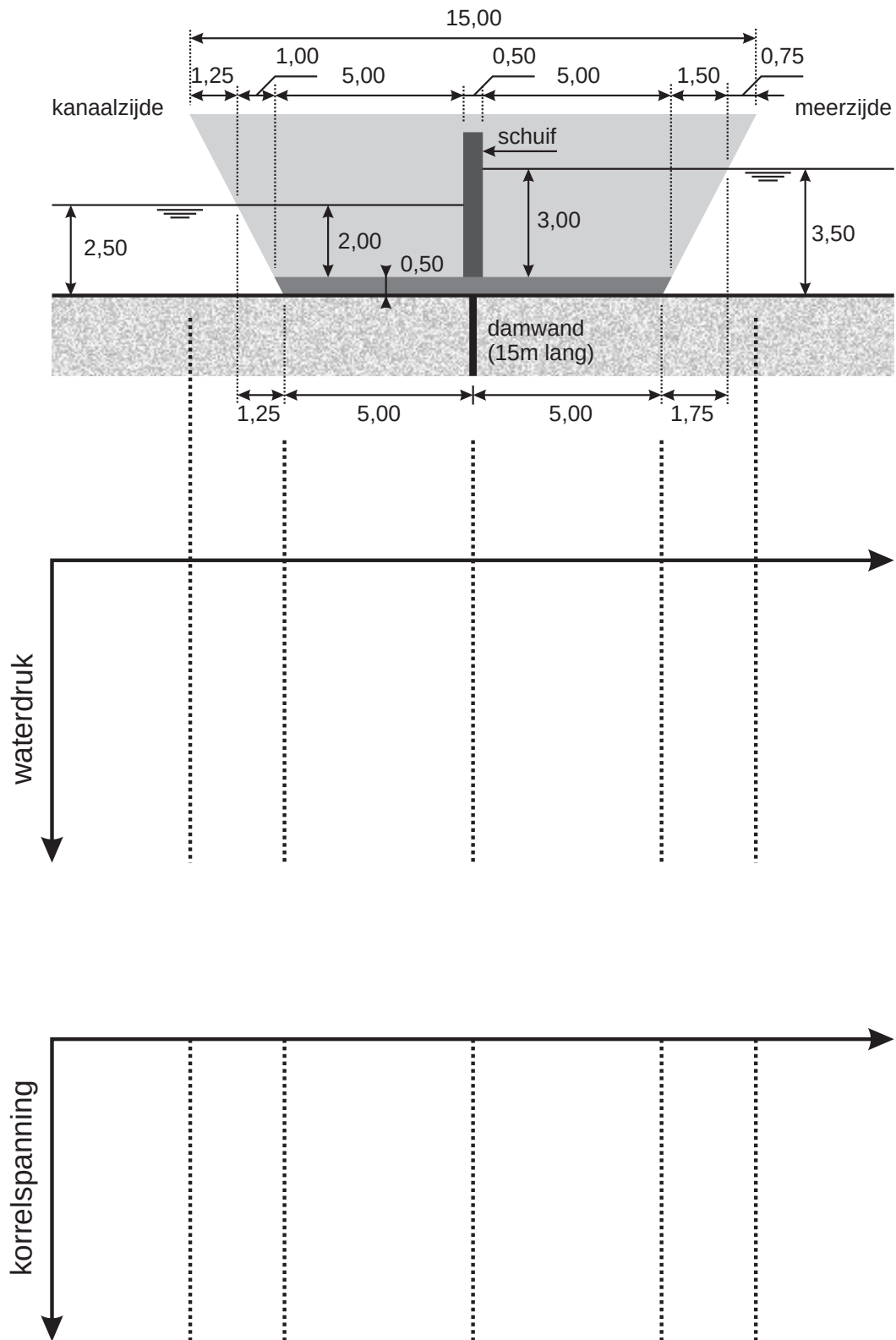
	kracht [kN]	arm [m]	moment [kNm]
Horizontale belastingen			
H ₁			
H ₂			
H ₃			
H ₄			
Vertikale, neerwaartse belastingen			
V _{n1}			
V _{n2}			
V _{n3}			
V _{n4}			
V _{n5}			
V _{n6}			
Vertikale, opwaartse belastingen			
V _{o1}			
V _{o2}			
V _{o3}			
V _{o4}			
V _{o5}			
V _{o6}			

ANTWOORDBLAD III

bij het tentamen CTB2410 van 15 augustus 2014

naam: _____

studienummer: _____



UITWERKING TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 17 augustus 2014, 14:00 – 17:00

UITWERKING TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT2320

vrijdag 15 augustus 2014, 14:00 – 17:00

Opgave 1

onderdeel a

Met de beschikbare gegevens kan de Chézy ruwheid C op twee manieren worden bepaald. Een daarvan gaat uit van de gegeven ruwheidslengte $k_s = 0,04\text{m}$ van de bodem. Met de relatie van White-Colebrook vinden we

$$C = 18 \log_{10} \frac{12R}{k_s} \quad (1)$$

Met de hydraulische straal R ongeveer gelijk aan de waterdiepte $h = 5,75\text{m}$ vinden we dat $C = 58,3 \sqrt{\text{m/s}}$.

De andere methode is gebaseerd op de Chézy relatie

$$u = C \sqrt{Ri} \quad (2)$$

waarin u de stroomsnelheid is ($0,28\text{m/s}$) en i het verhang ($0,4\text{e-}5$). Als we ook hier de benadering $R \approx h$ toepassen, komen we op hetzelfde antwoord.

onderdeel b

Bij het nieuwe morfologisch evenwicht dat zich uiteindelijk zal instellen, is benedenstrooms van de onttrekking het debiet gelijk aan dat bovenstrooms en het sedimenttransport gereduceerd tot 85%. Bovendien is zowel bovenstrooms als benedenstrooms van de onttrekking sprake van eenparige stroming. Hoewel dat niet expliciet in de opgave is vermeld, gaan we ervan uit dat de breedte van de rivier in langsrichting niet verandert en bovendien niet wordt beïnvloed door de onttrekking van sediment. Het gegeven verband $s \sim u^4$ tussen sedimenttransport s per eenheid van breedte en stroomsnelheid u is zodoende ook van toepassing op het bulk sedimenttransport S voor de gehele dwarsdoorsnede van de rivier: $S \sim u^4$.

In het nieuwe evenwicht moet gelden dat

$$S_1 = 0,85 S_0 \Rightarrow u_1^4 = 0,85 u_0^4 \Rightarrow u_1 = u_0 \sqrt[4]{0,85} \quad (3)$$

waarbij de index 0 verwijst naar bovenstrooms van de onttrekking en de index 1 naar benedenstrooms daarvan. De benedenstroomse stroomsnelheid komt hiermee op $0,27\text{m/s}$.

Omdat het debiet door de onttrekking van alleen sediment niet verandert, moet tevens gelden dat

$$u_0 h_0 = u_1 h_1 \rightarrow h_1 = \frac{u_0}{u_1} h_0 = \frac{1}{\sqrt[4]{0,85}} h_0 \quad (4)$$

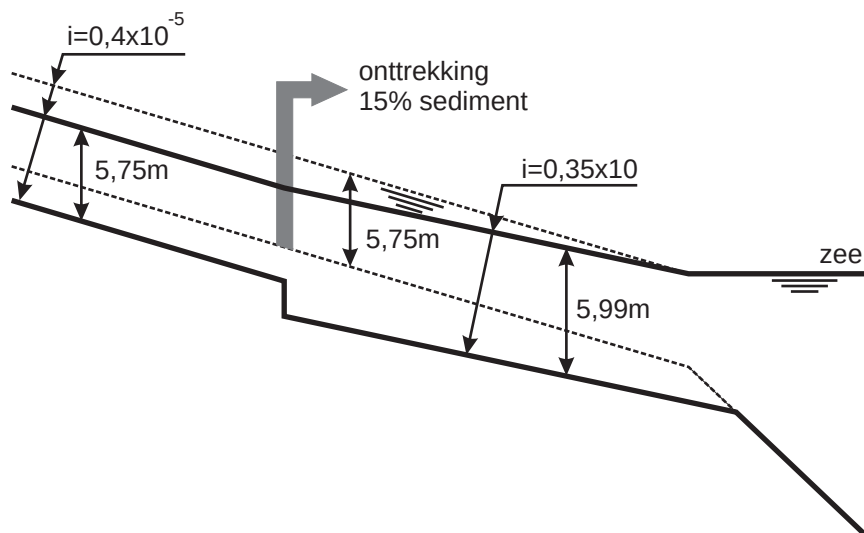
Voor de benedenstroomse waterdiepte vinden we hiermee $h_1 = 5,99\text{m}$.

Het bijbehorende verhang benedenstrooms van de onttrekking vinden we vervolgens met de Chézy relatie en het gegeven dat de Chézy ruwheid door de onttrekking niet verandert:

$$u_1 = C\sqrt{h_1 i_1} \rightarrow i_1 = \frac{1}{h_1} \left(\frac{u_1}{C} \right)^2 = \frac{1}{\sqrt[4]{0,85}} b_0 \left(\frac{u_0 \sqrt[4]{0,85}}{C} \right)^2 = 0,85^{3/4} \frac{1}{b_0} \left(\frac{u_0}{C} \right)^2 = 0,85^{3/4} i_0 \quad (5)$$

ofwel $i_1 = 0,885 i_0 = 0,35 \cdot 10^{-5}$.

onderdeel c



Bedenk dat het zeeniveau door de ingreep in de rivier niet verandert, zodat de toename van de diepte benedenstrooms van de onttrekking van sediment een verlaging van de bodem inhoudt. Veel deelnemers aan het tentamen hadden zich dit niet bedacht.

Opgave 2

onderdeel a

In deze uitwerking is ervoor gekozen om momenten van belastingen op de constructie te bepalen ten opzichte van het midden van het grondvlak van de constructie (in dit geval bij de aansluiting van grondvlak en damwandscherm).

onderdeel b

Krachten zijn aangegeven in de figuur bij deze opgave.

Horizontale belastingen

	kracht		arm	moment	
	[kN]	[kN/m']	[m]	[kNm]	[kNm/m']
H ₁	306,56	30,66	0,83	-255,47	-25,55
H ₂	-600,86	-60,09	1,17	701,01	70,10
ΣH	-294,30	-29,43	ΣM _H	445,54	44,55

Onderdeel d

Het verloop van de opwaartse waterdrukken is geschetst in de figuur bij deze opgave. Daarin zijn niet alleen de opwaartse drukken tegen het grondvlak van de constructie vermeld, maar ook de opwaartse component van de waterdruk tegen de schuine wanden. Het drukverloop is op twee manieren (methodes 1 en 2) opgesplitst in makkelijk hanteerbare delen (rechthoeken en driehoeken). Ook andere opsplitsingen zijn mogelijk, maar hier niet vermeld.

Opwaartse belastingen (Methode 1)

	kracht		arm	moment	
	[kN]	[kN/m']		[kNm]	[kNm/m']
V ₀₁	153,28	15,33	5,42	-830,78	-83,08
V ₀₂	300,43	30,04	5,58	1676,41	167,64
V ₁₁	2452,50	245,25	0,00		
V ₁₂	122,63	12,26	1,67	204,38	20,44
V ₁₃	367,88	36,79	2,50	919,69	91,97
ΣV _o	3396,72	339,67	ΣM _o	1969,70	196,97

Opwaartse belastingen (Methode 2)

	kracht		arm	moment	
	[kN]	[kN/m']		[kNm]	[kNm/m']
V ₀₁	153,28	15,33	5,42	-830,78	-83,08
V ₀₂	300,43	30,04	5,58	1676,41	167,64
V ₂₁	1226,25	122,63	2,50	-3065,63	-306,56
V ₂₂	30,66	3,07	1,67	-51,09	-5,11
V ₂₃	1655,44	165,54	2,50	4138,59	413,86
V ₂₄	30,66	3,07	3,33	102,19	10,22
ΣV _o	3396,72	339,67	ΣM _o	1969,70	196,97

Een overzicht van de resultanten van horizontale, opwaartse en neerwaartse belasting is te vinden in onderstaande tabel.

Totaal

	kracht		arm	moment	
	[kN]	[kN/m']		[kNm]	[kNm/m']
ΣH	-294,30	-29,43	ΣM _H	445,54	44,55
ΣV _n	-4808,53	-480,85	ΣM _n	-828,26	-82,83
ΣV _o	3396,72	339,67	ΣM _o	1969,70	196,97
	-1411,81	141,18		1586,98	158,70

onderdeel e

De veiligheid γ tegen afschuiven wordt gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\{f, \tan \delta\} |\sum V|}{|\sum H|} \quad (6)$$

met f de coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton (0,5) en $2\varphi/3 \leq \delta \leq \varphi$ (φ is de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond, in dit geval 30°). Afhankelijk van de keuze voor d binnen het genoemde interval volgt dat $1,75 \leq \gamma \leq 2,40$. Omdat kennelijk $\gamma > 1$ is de constructie veilig tegen afschuiven.

onderdeel f

Er is sprake van kantelen indien in het korrelskelet onder de constructie ergens trekspanning nodig is om momentenevenwicht te realiseren. Controle daarop begint met een interpretatie van $\sum V$. Dat is de som van alle verticale belastingen exclusief de korrelspanning onder de constructie. In deze uitwerking zijn opwaartse verticale krachten positief genoemd. Dat wil zeggen dat als $\sum V > 0$ de netto belasting op de constructie (exclusief korrelspanning) naar boven is gericht. Voor vertikaal evenwicht zou in dat geval een neerwaartse resultante korrelspanning nodig zijn en dat betekent dat in ieder geval ergens onder de constructie trek in het korrelskelet zou moeten optreden. Het korrelskelet kan dat niet leveren en de constructie drijft op. In deze opgave is dat niet aan de orde, want $\sum V < 0$. Gemiddeld over het grondvlak van de constructie moet het korrelskelet dus een drukspanning leveren om vertikaal evenwicht te realiseren.

Dat gemiddeld over het grondvlak van de constructie een rukspanning in het korrelskelet optreedt, wil niet meteen zeggen dat er op elke locatie van dat grondvlak een drukspanning heerst. Mocht dat niet het geval zijn, is sprake van kantelen. Een manier om dat te toetsen is door berekening van het verloop van de korrelspanning onder de constructie. Dit is uitgewerkt bij onderdeel g van deze opgave.

Een andere methode is controle van de zogeheten excentriciteit e . Ook dit komt neer op nagaan of ergens in het korrelskelet onder de constructie trekspanningen nodig zijn om momentenevenwicht te realiseren. Het volledige verloop van de korrelspanning wordt echter niet berekend. De controle wordt gegeven door

$$\left(\frac{1}{3} - \alpha\right)L \leq e = \frac{\sum M}{\sum V} \leq \left(\frac{2}{3} - \alpha\right)L \quad (7)$$

waarin L de lengte van het grondvlak van de constructie ($L = 10\text{m}$) en α is de relatieve afstand, gemeten vanaf het linker uiteinde van het grondvlak van de constructie, van het punt ten opzichte waarvan $\sum M$ is bepaald. Omdat we (bij onderdeel a van deze opgave) dat punt in het midden van het grondvlak hebben gekozen, is $\alpha = 0,5$.

Met $\sum M = 1586,98 \text{ kNm}$ en $\sum V = -1411,81 \text{ kN}$ volgt dat $e = -1,12\text{m}$. Daarmee is, met $\alpha = 0,5$ voldaan aan eis (7) en is er dus geen sprake van kantelen.

onderdeel g

De korrelspanningen σ onder de constructie aan beide uiteinden van het grondvlak worden gegeven door

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= (6\alpha - 4) \frac{\sum V}{BL} + \frac{\sum M}{W} \\ \sigma_2 &= (2 - 6\alpha) \frac{\sum V}{BL} - \frac{\sum M}{W}\end{aligned} \quad ; \quad W = \frac{1}{6} BL^2 \quad (8)$$

waarin B de breedte van de constructie (10m). Met de reeds berekende belastingen en bijbehorende momenten volgt dat $\sigma_1 = 23,64 \text{ kN/m}^2$ en $\sigma_2 = 4,60 \text{ kN/m}^2$.

In deze uitwerking zijn momenten linksom positief genomen. Omdat $\sum M > 0$ is het totale moment van alle belastingen exclusief korrelspanning linksom. Voor momentenevenwicht is het nodig dat de korrelspanning onder de constructie een even groot maar tegengesteld moment levert. Het moment ten gevolge van de korrelspanning moet dus rechtsom zijn. De grootste korrelspanning (σ_1) treedt zodoende aan kanaalzijde op (links) en de kleinste korrelspanning (σ_2) aan meerzijde (rechts). In eerste benadering verloopt de korrelspanning lineair tussen deze uitersten.

onderdeel b

Gevaar voor onderloopsheid toetsen we aan de hand van de criteria van Bligh en Lane. Alleen als aan beide criteria is voldaan, is er geen gevaar voor onderloopsheid. We beginnen met het criterium van Bligh:

$$L_{hor} + L_{ver} \geq 1,5 C_B \Delta H \quad (9)$$

waarin L_{hor} de lengte van het horizontale deel van de kwelweg (10m) en L_{ver} de lengte van het verticale deel (30m). Voorts is ΔH het verval over de constructie (1,0m) en C_B is een coëfficiënt die afhangt van de samenstelling van de ondergrond. In het geval van grof zand is $C_B = 12$. Substitutie van deze waarden laat zien dat aan (9) is voldaan.

Het criterium van Lane wordt gegeven door

$$\frac{1}{3} L_{hor} + L_{ver} \geq 1,5 C_L \Delta H \quad (10)$$

met $C_L = 5$. Ook aan dit criterium is blijkbaar voldaan.

Omdat aan beide criteria is voldaan, is er geen gevaar voor onderloopsheid.

Opgave 3

onderdeel a

Bij het gewenste debiet van $Q = 0,09 \text{ m}^3/\text{s}$ is de stroomsnelheid u in de buis gelijk aan $u = Q/(\pi D^2/4)$, waarbij D de inwendige diameter van de buis is (0,31m). Hieruit volgt dat $u = 1,19 \text{ m/s}$. Als de afsluiter op dit debiet is ingesteld, moet gelden dat

$$\Delta H = \frac{u^2}{2g} \sum \xi \quad (11)$$

waarin ΔH het verval is over de buisleiding (2,0m) en $\Sigma \xi$ het totaal aan verliescoëfficiënten voor de leiding. Kennelijk moet de afsluiter zodanig worden ingesteld dat $\Sigma \xi = 27,71$. Deze $\Sigma \xi$ totaal is opgebouwd uit:

- instroomverlies: $\xi_{in} = (1 - \mu)^2 = 0,20$ ($\mu = 0,69$ is de contractiecoëfficiënt)
- 2 knikken van 45° en per knik $\xi_{knik} = 0,28$
- uitstroomverlies $\xi_{uit} = 1$
- verlies ξ_{af} over de afsluiter (vooralsnog onbekend)
- en wandwrijving. Hiervoor geldt dat $\xi_{wand} = \lambda L/D$, met L de lengte van de buis (200m), D de inwendige diameter (0,31m) en λ volgt uit

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_c}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) ; \quad \text{Re} = \frac{u D}{\nu} \quad (12)$$

waarin k_c de wandruwheid van de buis (0,002m), Re het Reynoldsgetal ($0,37 \times 10^6$) en ν de kinematische viscositeit van de vloeistof in de buis (water: $1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$). Langs iteratieve weg (met beginschatting op basis van $\text{Re} \rightarrow \infty$) vinden we dat $\lambda = 0,033$, zodat $\xi_{wand} = 21,34$.

Met deze inventarisatie blijkt dat $\Sigma \xi = 23,10 + \xi_{af}$.

Een en ander invullen in (11) met ξ_{af} als enige onbekende levert de benodigde $\xi_{af} = 4,61$ van de afsluiter. Dat is groter dan het minimum van 2 dat met de afsluiter kan worden bereikt. Het is dus mogelijk om de afsluiter zodanig in te stellen dat het gewenste debiet wordt gerealiseerd.

onderdeel b

De essentie van de ingreep is dat het uitstroomverlies ($\xi_{uit} = 1$ in onderdeel a van deze opgave) verandert en ook het verval ΔH over de constructie. Deze neemt af van 2,0m tot 1,4m.

De directe uitstroming wordt vervangen door een bocht (met $r/D=1$, zodat $\xi_{bocht} = 0,30$) en een verbreding waarbij de oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de buis verdubbelt. De stroomsnelheid halveert zodoende. De bijbehorende verliescoëfficiënt ξ_{mond} kan worden berekend met behulp van de regel van Carnot:

$$\xi_{mond} = \left(1 - \frac{u_{mond}}{u} \right)^2 = \frac{1}{4} \quad (13)$$

waarin u_{mond} de stroomsnelheid net na de verbreding is ($u_{mond} = u/2$). Bij de uitstroming uit de verbrede mond treedt een verlies ΔH_{uit} op dat kan worden beschreven met

$$\Delta H_{uit} = \frac{u_{mond}^2}{2g} = \frac{(u/2)^2}{2g} = \frac{1}{4} \frac{u^2}{2g} \quad (14)$$

Ten opzichte van de snelheid u in de buis kan dit verlies worden gekarakteriseerd met een verliescoëfficiënt $\xi = 1/4$. Het totale verlies over bocht en verbreding komt hiermee op $\xi = 0,8$.

onderdeel c

Voor de aangepaste situatie vinden we zodoende dat $\Sigma \xi = 22,90 + \xi_{af}$. Om het gewenste debiet van $0,09 \text{ m}^3/\text{s}$ te handhaven, moet de stroomsnelheid u in de buis nog steeds $1,19 \text{ m/s}$ zijn. Met in dit geval $\Delta H = 1,4 \text{ m}$ moet volgens (11) gelden dat $\Sigma \xi = 19,40$ en dat is altijd kleiner dan $22,90 + \xi_{af}$. Dat wil zeggen dat zelfs bij een volledig geopende afsluiter het gewenste debiet van $0,09 \text{ m}^3/\text{s}$ niet wordt gehaald.

Opgave 4

onderdeel a

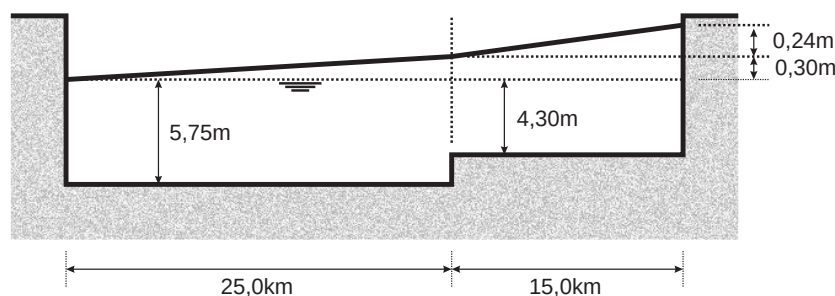
Het wind-geïnduceerde verhang i wordt gegeven door

$$i = c \frac{W^2}{gh} \quad (15)$$

waarin c een constante ($c = 4 \times 10^{-6}$, zie algemene gegevens), W de windsnelheid en h een representatieve waterdiepte waarvoor in deze opgave de waterdiepte in afwezigheid kan worden gekozen. Met $W = 13 \text{ m/s}$ en bovenstaande uitdrukking volgt voor het diepe gedeelte van het meer ($h = 5,75 \text{ m}$) dat $i = 1,2 \times 10^{-5}$ en voor het ondiepe gedeelte ($h = 4,30 \text{ m}$) dat $i = 1,6 \times 10^{-5}$.

onderdeel b

Bij wind uit het westen zal water naar de oostelijke oever worden opgestuwd. Als het meer gesloten zou zijn, zou daardoor de waterstand aan de westelijke (bovenwindse) oever dalen. Echter, omdat er aan die zijde een open verbinding met de rivier is, leidt die daling tot instroom vanuit de rivier. Daardoor blijft de waterstand aan de westoever constant (bij een waterdiepte van $5,75 \text{ m}$). De opstuwing aan oostzijde wordt in dat geval ongeveer $25 \text{ km} \times 1,2 \times 10^{-5} + 15 \text{ km} \times 1,6 \times 10^{-5} = 0,30 \text{ m} + 0,24 \text{ m} = 0,54 \text{ m}$ (zie tevens onderstaande figuur).



onderdeel c

Bij een gesloten verbinding met de rivier zal het totale volume water in het meer gelijk blijven. Er is dan nog steeds opstuwing in oostelijke richting, maar deze gaat gepaard met een daling van de waterstand aan westzijde. In eerste benadering zijn de verhangen in het diepe en het ondiepe deel van het meer gelijk aan wat bij onderdeel b) is berekend, maar de waterdiepte aan de westoever is kleiner. Met andere woorden: ten opzichte van wat we bij onderdeel hebben gevonden, ligt de waterspiegel overall een zelfde afstand d lager. We kunnen deze afstand berekenen uit de overweging dat het totale volume in het meer gelijk moet blijven.

Een relatief makkelijke manier om d te bepalen gaat uit van het volume dat bij een open verbinding binnenstroomt. Als dat volume gelijkmatig over het gehele oppervlak van het meer wordt uitgespreid, vormt zich een schijf met dikte d .

Bij de open verbinding neemt het volume in het meer toe met (zie onderdeel b):

$$\frac{1}{2} * 25,0\text{km} * 33,6\text{km} * 0,30\text{m} = 126,00\text{e6 m}^3$$

$$15,0\text{km} * 11,2\text{km} * 0,30\text{m} = 50,40\text{e6 m}^3$$

$$\frac{1}{2} * 15,0\text{km} * 11,2\text{km} * 0,24\text{m} = 20,16\text{e6 m}^3$$

Bij elkaar opgeteld is dit $196,56\text{e6 m}^3$. Uitgesmeerd over de oppervlakte van het meer (1008km^2) levert dit een schijf met een dikte van $0,195\text{m}$. Bij een gesloten verbinding is de opstuwing aan oostzijde derhalve $0,195\text{m}$ lager dan bij een open verbinding. De opstuwing bij een gesloten verbinding komt hiermee op $0,345\text{m}$.

opgave 5

onderdeel a

De maximale stroomsnelheid langs de oever treedt op als de afvoer en de retourstroom van de watertaxi elkaar versterken. Dat gebeurt als de watertaxi naar de onderspuier toe vaart. De stroomsnelheid u_a ten gevolge van de afvoer wordt gegeven door

$$u_a = \frac{Q}{A_c} \quad (16)$$

waarin Q het debiet is ($30\text{m}^3/\text{s}$) en A_c is de natte oppervlakte van de dwarsdoorsnede van het kanaal ($47,25\text{m}^2$). Hiermee is $u_a = 0,635\text{m/s}$.

De retourstroom u_r bepalen we met behulp van het diagram van Schijf. Met een oppervlak $A_s = 6\text{m}^2$ van het natte deel van het aanzicht van de watertaxi, is $A_s/A_c = 0,127$ en daarbij vinden we voor de grenssnelheid u_{gr} dat

$$u_{gr} = 0,58\sqrt{gh_{gem}} \quad ; \quad h_{gem} = \frac{A_c}{B_s} \quad (17)$$

waarin B_s de spiegelbreedte van het kanaal is (30m).

Voor 95% van deze grenssnelheid lezen we in het diagram van Schijf voor de retourstroom u_r dat

$$u_r = 0,16\sqrt{gh_{gem}} \quad (18)$$

waaruit volgt dat $u_r = 0,629\text{m/s}$.

De totale stroomsnelheid langs de oever komt hiermee op $0,635\text{m/s} + 0,629\text{m/s} = 1,264\text{m/s}$.

onderdeel b

Om na te gaan of er sprake is van transport, gebruiken we het diagram van Shields (voor dichtheid 2650kg/m^3). Daarvoor moeten we de bodemschuifspanning τ_b kennen of de schuifspanningssnelheid u_* . Vanwege het onderlinge verband $\tau_b = \rho u_*^2$ maakt het in principe niet uit van welke van de twee we uitgaan.

Een veel gemaakte fout is het berekenen van de bodemschuifspanning uit

$$\tau_b = \rho g R i \quad (19)$$

Dat is in dit specifieke geval onjuist omdat bovenstaande relatie betrekking heeft op evenwicht tussen aandrijving door verhang en bodemwrijving. In deze opgave wordt de stroming niet alleen door een verhang aangedreven, maar ook door de watertaxi. De totale stroomsnelheid u_{tot} is immers de som van de stroming ten gevolge van het verhang en de retourstroom.

Voor die totale stroomsnelheid u_{tot} volgt de bijbehorende schuifspanningssnelheid u_* (en dus via $\tau_b = \rho u_*^2$ ook de bijbehorende bodemschuifspanning) uit

$$u_* = u_{\text{tot}} \frac{\sqrt{g}}{C} \quad ; \quad C = \frac{u_a}{\sqrt{R i}} \quad (20)$$

waarin C de Chézy ruwheid van de kanaalbodem is. Deze berekenen we uit de Chézy relatie voor het verband tussen stroomsnelheid en verhang bij een zuiver verhang-gedreven stroming (het rechter deel in (20)).

Met $R = 1,55\text{m}$ vinden we achtereenvolgens dat $C = 69,4\sqrt{\text{m/s}}$ en $u_* = 0,057\text{m/s}$. Volgens het diagram van Shields treedt hierbij net geen transport op.

onderdeel c

Voor stabiliteit (en dat is iets anders dan ‘geen transport’) moet gelden dat

$$\Psi = \frac{u_*^2}{\Delta g D} \leq 0,03 \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}} = 0,0278 \quad (21)$$

waarbij de wortel een reductiefactor is voor de kritieke waarde (0,03) van de Shields parameter. Met deze reductie wordt in rekening gebracht dat losgestort materiaal op een talud (de oever van het kanaal) minder stabiel is dan hetzelfde materiaal op een vlakke, horizontale bodem. Hierin is α de taludhelling ($\sin \alpha = 1/\sqrt{17}$) en ϕ de hoek van inwendige wrijving van het korrelmateriaal (alles tussen 30° voor zand en 40° voor stortsteen is goed gerekend). Met $\phi = 40^\circ$ en $\Delta = 1,65$ en $u_* = 0,057\text{m/s}$ vinden we uit (21) dat $D > 7,2\text{mm}$.

OEFENTAMENS WATERBOUWKUNDE CTB2410

uitgave juni 2014

Deze bundel bevat vier uitgewerkte tentamens van het vak Inleiding Waterbouwkunde (CT2320), de voorloper van CTB2410. Waar nodig zijn de vragen van deze tentamens en de bijbehorende uitwerkingen aangepast voor het nieuwe vak. Daarmee is deze bundel geschikt materiaal voor de voorbereiding op het tentamen CTB2410.

Van het oude vak CT2320 zijn veel oude, uitgewerkte tentamens in omloop. Gebruik daarvan kan verwarrend zijn omdat het oude vak niet identiek is aan het nieuwe en omdat in overlappende delen diverse wijzigingen en herzieningen zijn aangebracht. Bij tentamens CTB2410 zal beantwoording van vragen op basis van verouderde stof niet goed worden gerekend. Gebruik van andere oude tentamens dan de vier aangepaste exemplaren in deze bundel wordt daarom stellig ontraden.

Hoewel aan de uitwerking van elk tentamen veel zorg is besteed, kan niet volledig worden uitgesloten dat er onjuistheden in zijn geslopen. Bekijk de uitwerkingen daarom kritisch. De docent houdt zich aanbevolen uw suggesties en opmerkingen. Aan uitgewerkte tentamens kunnen nooit rechten worden ontleend met betrekking tot de beoordeling van tentamens.

UITWERKING TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT 2320

dinsdag 10 april 2012, 14:00 – 17:00

Algemene gegevens

▪ versnelling van de zwaartekracht	$g = 9,81 \text{ N/kg}$
▪ massadichtheid van zout water	$\rho_{\text{zout}} = 1025 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van zoet water	$\rho_{\text{zoet}} = 1000 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van gewapend beton	$\rho_{\text{beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven)	$\rho_{\text{steen}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid zand	$\rho_{\text{zand}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ schadefactor	$k_d = 3$
▪ kinematische viscositeit	$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
▪ wrijvingscoëfficiënt voor wind	$c_W = 4 \cdot 10^{-6}$
▪ ruwheid van het rivierbed	$k_s = 0.05 \text{ m}$
▪ korreldiameter grof zand	$D = 400 \text{ }\mu\text{m}$
▪ hoek van inwendige wrijving (grof zand)	$\phi = 30^\circ$
▪ coëfficiënt van Bligh voor grof zand	$C_B = 12$
▪ coëfficiënt van Lane voor grof zand	$C_L = 5$
▪ coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton	$f = 0.5$

Dit tentamen gaat over een fictieve zeejachthaven. Daarvan wordt eerst een beschrijving gegeven. Vervolgens worden over specifieke waterbouwkundige aspecten vragen gesteld.

Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben het zelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

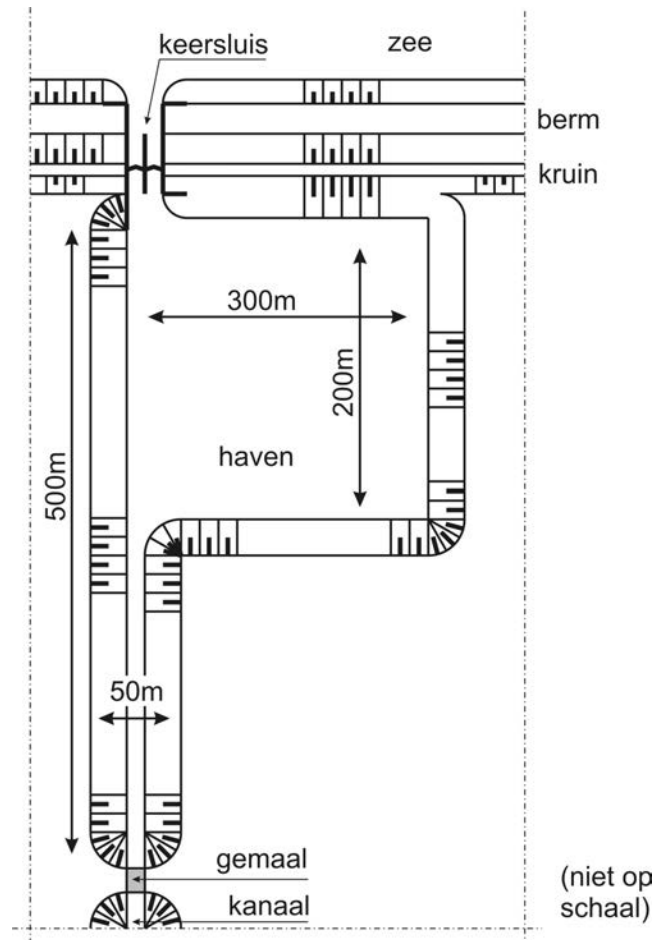
Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.

Beschrijving (10 minuten)

De geschiedenis van het land Humilis loopt over van overstromingen. Dat is niet zo vreemd als je bedenkt dat een groot deel van dit land nauwelijks boven de zeespiegel ligt. De bewoners van dat land vonden die overstromingen maar hinderlijk en op enig moment hebben ze de koppen bij elkaar gestoken en een plan gemaakt om herhaling te voorkomen. Dat heeft geresulteerd in vele kilometers dijk. Overtollig water in het achterland stroomt via een uitgebreid stelsel van sloten en kanalen richting zee. Daar wordt het met behulp van gemalen geloosd. Een van deze gemalen is de Epano. Deze loost water op een zeejachthaven die via een keersluis in de dijk in verbinding staat met de zee (zie figuur 1). Onder normale omstandigheden is die sluis open, maar bij zeer hoge waterstand op zee wordt de sluis gesloten. Voor het gemaal Epano dient de jachthaven als een buffer. Als de keersluis is gesloten, kan het gemaal het overtollige water tijdelijk kwijt in de jachthaven. Zodra de waterstand op zee dat toelaat, kan dat water alsnog worden afgevoerd. Een schets van het gemaal, de jachthaven, de keersluis en dijk waar deze in ligt, is gegeven in figuur 1.

De bodem van de jachthaven en die van het kanaal waarlangs water naar het gemaal wordt gevoerd, liggen op 3,50m onder GZN (gemiddeld zee niveau). Bij geopende keersluis volgt het waterpeil in de haven dat op zee. Het is een getijhaven. Het getij is symmetrisch en laagwater ligt 1,00m onder GZN en hoogwater 1,00m daarboven (de getijslag is dus 2,00m). Variaties op deze getijslag als doottij en springtij blijven buiten beschouwing. Windopzet daarentegen speelt wel een rol. Bij een waterstand van GZN+1,50m (0,50m boven hoogwater) wordt de keersluis gesloten. Het gemaal kan in dat geval indien nodig doorgaan met lozen op de haven tot daar een waterstand van GZN+2,00m is bereikt. Een hogere waterstand wordt in de haven niet toegestaan.

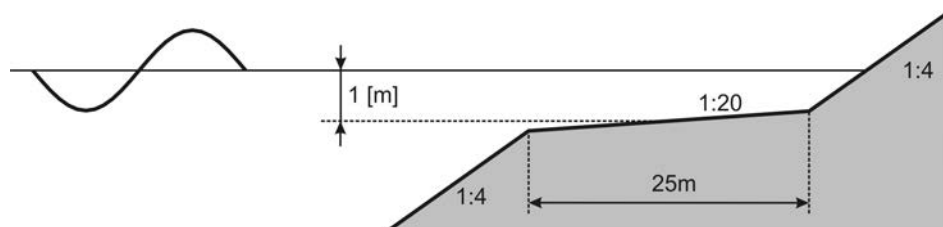
Maak in dit tentamen geen onderscheid tussen zoet en zout water. Ga steeds uit van zout water met $\rho = 1025 \text{ kg/m}^3$.



Figuur 1: Schematische weergave van de zeejachthaven, keersluis en gemaal.

Opgave 1: Golfoploop (40 minuten)

In het zeegebied voor de jachthaven komt soms langdurig aanlandige wind voor met een snelheid van 20m/s. De waterstand kan dan oplopen tot GZN+3,50m. De bijbehorende golfcondities bij de dijk laten zich karakteriseren met $H_s = 3,60\text{m}$ en $T_s = 7\text{s}$. De golven vallen loodrecht op de dijk in. Het dwarsprofiel van de dijk is geschetst in figuur 2. Zowel het benedenbeloop als het bovenbeloop hebben een helling van 1:4. Er is ook een berm met een helling van 1:20. Het gemiddelde niveau van de berm ligt 1,00m onder de ontwerpwaterstand (GZN+3,50m).



Figuur 2: schematische weergave dijkprofiel

- Wat is de bermbreedte die volgens de ontwerprichtlijn in rekening mag worden gebracht bij het bepalen van de golfoploop?

De ontwerprichtlijn gaat uit van een horizontale berm op een niveau dat samenvalt met het gemiddelde niveau van de werkelijk aanwezige berm (in dit geval op GZN+2,50m, ofwel 1,00m onder de

ontwerpwaterstand) en waarbij het benedenbeloop naar boven en het bovenbeloop naar beneden worden verlengd naar dit niveau. In termen van figuur 2 komt dit neer op verlenging van de taluds 1:4 naar de horizontale stippellijn. De afstand tussen de twee zo verkregen snijpunten is de bermbreedte B volgens de ontwerprichtlijn. We kunnen dit schrijven als

$$B = B_b - 2m \frac{B_b}{2n} = \left(1 - \frac{m}{n}\right) B_b$$

waarin B_b de horizontale afstand is tussen de twee knikken in het dwarsprofiel, in dit geval gelijk aan 25m. Met voorts $m=4$ en $n=20$, volgt $B=20m$.

Voor het bepalen van de golfoploop (in rekening brengen van een invloedsfactor γ_b voor de aanwezigheid van een berm), geldt $1/4$ van de golflengte op diep water (L_0) als maximum voor de bermbreedte die in rekening gebracht mag worden. Met $T_s = 7s$ is $L_0 = gT_s^2/(2\pi) = 76,44m$. De bermbreedte die in rekening gebracht mag worden voor de bepaling van de invloedsfactor γ_b voor de golfoploop bedraagt zodoende $L_0/4 = 19,11m$, want dat is kleiner dan 20m.

- b) Bereken de minimaal benodigde kruinhoogte van de dijk (t.o.v. GZN). Ga er daarbij vanuit dat er geen reductie is voor de ruwheid van de taludbekleding.

Bij de bepaling van de minimaal vereiste kruinhoogte kunnen reducties worden toegepast voor de hoek van golfval (deze factor $\gamma_\beta = 1$ bij loodrecht invallende golven zoals hier het geval is), voor de ruwheid van de taludbekleding ($\gamma_f = 1$, zoals in de opgave voorgeschreven) en de aanwezigheid van een berm (γ_b). Voor een berm onder de ontwerpwaterstand wordt volgens de ontwerprichtlijn gegeven door

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{berm}}(1 - r_{db}) \quad ; \quad r_{db} = 0,5 - 0,5 \cos\left(\pi \frac{d_b}{2H_{m0}}\right)$$

waarin

$$L_{berm} = B + 2mH_{m0}$$

(zie de schets bij onderdeel a) voor m). Voorts is in dit geval $d_b = 1,0m$, $H_{m0} = 3,6m$ (zodat $r_{db} = 0,0468$; denk eraan dat het argument van de cos wordt uitgedrukt in radialen, niet graden) en $B = 19,1m$ (zie onderdeel a) en $L_{berm} = 47,9m$ ($B/L_{berm} = 0,4$). Hiermee is $\gamma_b = 0,62$. Volgens de ontwerprichtlijn geldt voor γ_b een minimum van 0,6. Daar is net aan voldaan.

De golfoploop $R_{u2\%}$ volgt kunnen we berekenen uit

$$R_{u2\%} = H_{m0} \min \left\{ 1,75\gamma_f\gamma_\beta\xi_{m-1,0} \quad ; \quad \gamma_f\gamma_\beta \left(4,3 - \frac{1,6}{\sqrt{\gamma_b\xi_{m-1,0}}} \right) \right\}$$

waarin

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{2\pi H_{m0}/(gT_{m-1,0}^2)}}$$

de brekerparameter is. In bovenstaande relaties is $\tan(\alpha)$ de taludhelling van het bovenbeloop (want daar lopen de golven op; $1/4$ in dit geval), zodat $\xi_{m-1,0} = 1,152$. Hiermee vinden we

$$R_{u2\%} = H_{m0} \min \left\{ 1,25 \ ; \ 2,41 \right\} = 4,50m$$

De kruin moet minimaal $R_{u2\%}$ boven de ontwerpwaterstand liggen, dus op $GZN+3,50+4,50m = GZN+8,00m$.

- c) Men overweegt de golfoploop te beperken door een ruwe taludbekleding aan te brengen. Geef in een schets van het dwarsprofiel van de dijk aan waar deze bekleding zou moeten worden toegepast. Voorzie uw schets van maten.

Volgens de ontwerprichtlijn mag ruwe bekleding die is aangebracht tussen $0,25 R_{u2\%,glad}$ onder en $0,50R_{u2\%,glad}$ boven de ontwerpwaterstand worden meegerekend bij het bepalen van de invloedsfactor γ_f voor de golfoploop. Hierbij is $R_{u2\%,glad}$ de oploop die zou worden gevonden met $\gamma_f = 1$. Daar zijn we in het voorgaande onderdeel van de opgave vanuit gegaan. Kortom, in de context van de ontwerprichtlijn betreft zinvolle toepassing van ruwe bekleding dat deel van de zeezijde van het dijkprofiel tussen circa 2,25m boven tot 1,10m onder de ontwerpwaterstand. Echter, ruwe bekleding op de berm mag hierin niet worden betrokken. De overgang van berm naar bovenbeloop ligt op 0,37m onder de ontwerpwaterstand. Dat is minder dan 1,10m. Als gevolg hiervan is in dit geval ruwe bekleding alleen zinvol op het bovenbeloop van de dijk tot een niveau van $GZN+4,75m$ (2,25m boven de ontwerpwaterstand). Met een fatsoenlijke schets valt dit onmiddellijk op, vandaar dat om zo'n schets is gevraagd.

- d) Zou het, als u uitsluitend kijkt naar de golfoploop, beter zijn geweest om de berm 1,00m **boven** de ontwerpwaterstand aan te leggen in plaats van 1,00m er onder? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

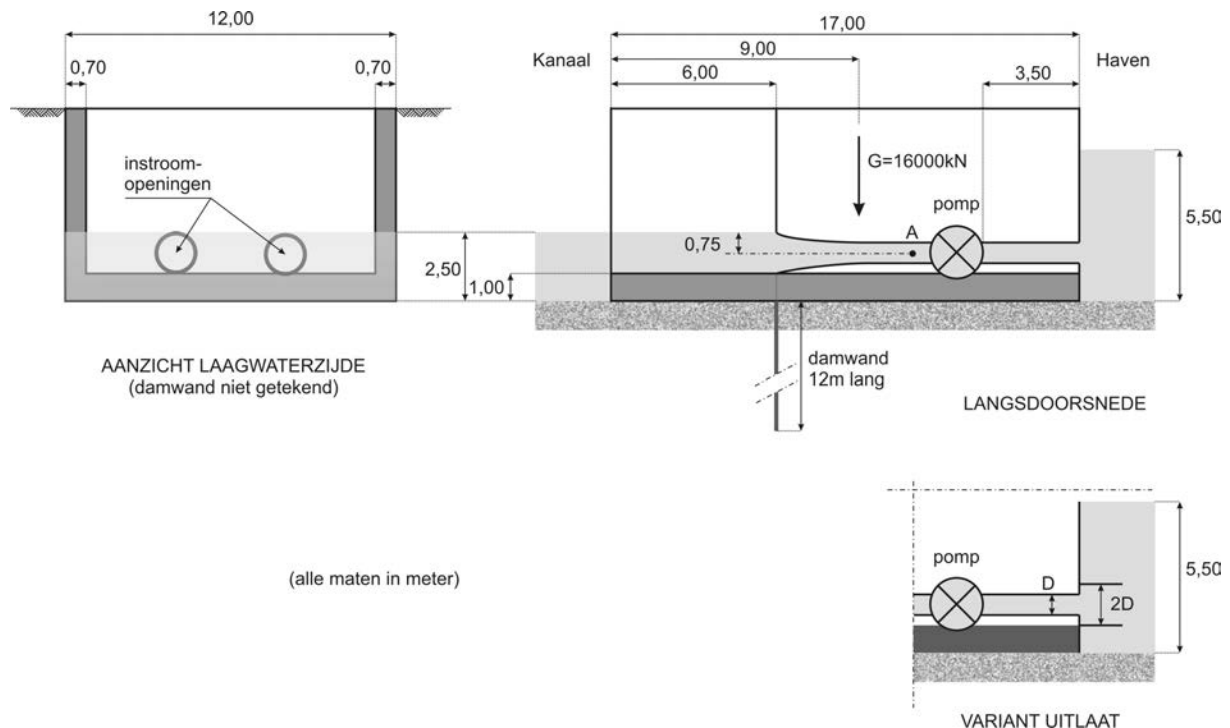
Bij een berm boven de ontwerpwaterstand volgt de invloedsfactor γ_b voor de golfoploop uit

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{berm}} (1 - r_{db}) \ ; \ r_{db} = 0,5 - 0,5 \cos \left(\pi \frac{d_b}{R_{u2\%}} \right)$$

waarin $B/L_{berm} = 0,4$. Het verschil met onderdeel b) zit in de definitie van r_{db} . Deze is in dit geval afhankelijk van de $R_{u2\%}$ die op zijn beurt weer afhankelijk is van de gezochte γ_b . Langs iteratieve weg (met beginschatting $\gamma_b = 1$) vinden we $\gamma_b = 0,65$ (dat is boven de toegestane minimale waarde van 0,6). Ten opzichte van een berm 1,0m onder de ontwerpwaterstand wordt γ_b groter en moet dus rekening worden gehouden met een grotere golfoploop.

Opgave 2: Stabiliteit van een constructie (60 minuten)

Het gemaal Epino is een betrekkelijk eenvoudige constructie (zie figuur 3). Aan de kant van het aanvoerkanaal (onderin figuur 1) heeft het de vorm van een U-vormige bak. Deze bak sluit aan op een gesloten deel dat dienst doet als waterkering (tussen kanaal en jachthaven) en waarin twee pompen en bijbehorende leidingen zijn ondergebracht. De U-vormige bak en het gesloten gedeelte kunnen als een aaneengesloten constructie worden gezien met een totale lengte van 17,00m (zie figuur 3). De uitwendige breedte van deze constructie is 12,00m.



Figuur 3: Schetsen van de langsdoorsnede en het aanzicht (zijde aanvoerkanaal) van het gemaal Epano.

We bekijken de stabiliteit van deze constructie in de situatie dat de keersluis is gesloten en de waterstand in de jachthaven het maximum van GZN+2,00m heeft bereikt. Het gemaal wordt dan buiten bedrijf gesteld. De waterdiepte in de jachthaven is 5,50m en in het aanvoerkanaal is dat 2,50m (zie figuur 3, langsdoorsnede en aanzicht).

Het eigen gewicht van de gehele constructie (inclusief leidingen en pompen en het water dat zich in die leidingen en pompen bevindt) is 16000kN. De werklijn van dit eigen gewicht is in figuur 3 aangegeven.

Het gemaal is op staal gefundeerd. Om onderloopsheid te reduceren is onder de constructie een onderloopsheidscherm aangebracht in de vorm van een damwand die tot 12,00m onder de onderkant van de constructie reikt. De verbinding tussen deze damwand en de vloerplaat van de constructie is waterdicht, maar brengt geen krachten over. Eventuele wrijving tussen verticale wanden van de constructie en de grond die daar tegenaan ligt, kan buiten beschouwing worden gelaten.

- Controleer of de damwand volstaat om onderloopsheid te voorkomen. De ondergrond onder de constructie bestaat uit grof zand.

We toetsen op de criteria van Bligh en Lane:

$$\sum L_{ver} + \alpha \sum L_{hor} > 1,5 C \Delta H$$

waarbij $\alpha = 1$ en $C = 12$ voor Bligh en $\alpha = 1/3$ en $C = 5$ voor Lane. De waarden van C zijn gebaseerd op grof zand. Voorts zijn in dit geval $\sum L_{ver} = 24\text{m}$, $\sum L_{hor} = 17\text{m}$ en $\Delta H = 3\text{m}$. Met deze waarden wordt wel voldaan aan het criterium van Lane, maar niet aan dat van Bligh. De damwand volstaat dus niet om onderloopsheid te voorkomen.

Het is correct als alleen is getoetst op 'Bligh' en uit de constatering dat aan dat criterium niet is voldaan, is geconcludeerd dat toetsen op 'Lane' geen zin meer heeft.

Als u van mening bent dat de damwand niet volstaat om onderloopsheid te voorkomen, kunt u er in het vervolg van deze opgave vanuit gaan dat adequate maatregelen zijn genomen om uitspoeling van zand

vanonder de constructie tegen te gaan, bijvoorbeeld door het aanbrengen van bekleding op bodem en oevers aan weerszijden van de constructie.

b) Bepaal de aan water gerelateerde horizontale belastingen op de constructie.

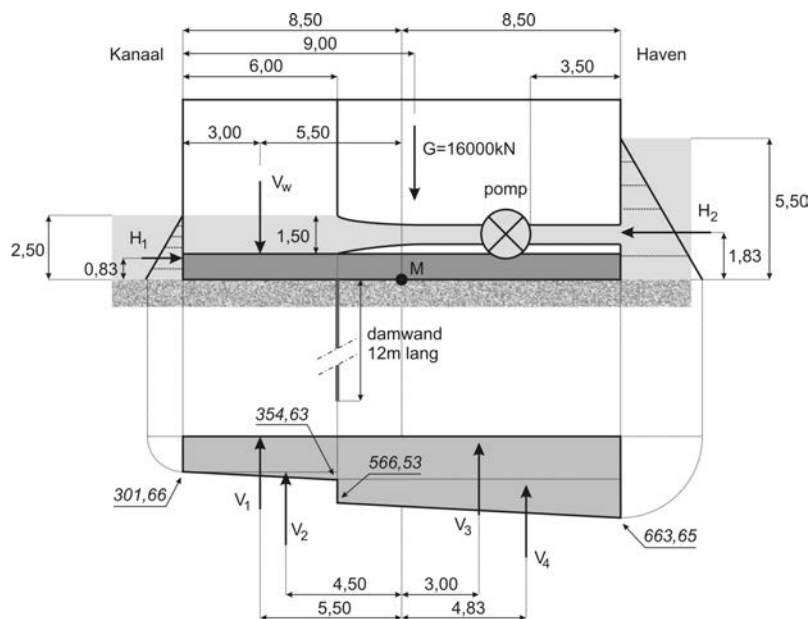
De hydrostatische druk aan laagwaterzijde werkt over de volle breedte van de constructie (12,00m). Bij een waterdiepte van 2,50m is de resultante van deze druk gelijk aan 377,1kN. Aan hoogwaterzijde, waar de waterdiepte 5,50m bedraagt, is de resultante gelijk aan 1825,0kN (houd rekening met de aanwijzing dat steeds van zout water uitgegaan moet worden).

c) Bepaal de neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie

Dit betreft alleen het gewicht van het water in de U-vormige bak aan laagwaterzijde. Het volume daarvan is $6,00 \times 1,50 \times 10,60 \text{ m}^3 = 95,40 \text{ m}^3$ en dat weegt 959,3kN.

d) Bepaal de opwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie

Het verloop van de opwaartse waterdruk onder de constructie is geschetst in onderstaande figuur. Alle maten in deze figuur zijn in meter en de drukken (cursief) zijn geïntegreerd over de uitwendige breedte van de constructie (12m) en uitgedrukt in kN/m.



Een overzicht van alle relevante krachten en resultanten van drukken is gegeven in onderstaande tabel. Gegevens uit deze tabel worden gebruikt in onderdelen e), f) en g) van deze opgave.

kracht	[kN]	[kN/m]	arm [m]	moment [kNm]	[kNm/m]
H ₁	377,1	31,43	0,83	-314,2	-26,18
H ₂	-1825,0	-152,08	1,83	3345,9	278,83
ΣH	-1447,9	-120,66			
V _w	-959,3	-79,94	5,50	5276,2	439,68
G	-16000,0	-1333,33	0,50	-8000,0	-666,67
V ₁	1810,0	150,83	5,50	-9955,0	-829,58
V ₂	158,9	13,24	4,50	-715,1	-59,59
V ₃	6231,8	519,32	3,00	18695,4	1557,95
V ₄	534,2	44,52	4,83	2580,2	215,05
ΣV	-8224,4	-688,37		ΣM = 10913,4	910,24

In grijs gedrukte krachten en momenten in bovenstaande tabel zijn per m' breedte van de constructie. Naar rechts en naar boven (krachten) en linksom (momenten) zijn positief. Momenten zijn bepaald ten opzichte van punt M. Dat is het midden van het grondvlak van de constructie. De keuze van dit punt is consistent met de methode van bepalen van excentriciteit en extreme korrelspanningen in achtereenvolgend de onderdelen f) en g) van deze opgave.

- e) Bepaal de veiligheid tegen afschuiven (bereken de grootte van de veiligheidscoëfficiënt).

De veiligheid γ tegen afschuiven wordt gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\{f, \tan \delta\} |\sum V|}{|\sum H|} ; \quad \frac{2}{3} \varphi \leq \delta \leq \varphi$$

met f de wrijvingscoëfficiënt voor zand en beton (0,5) en φ de hoek van inwendige wrijving van zand (30°). Afhankelijk van de keuze voor δ vinden we dat γ ligt tussen 2,04 en 2,84 (elke keuze voor δ in het bovengenoemde interval is goed).

- f) Geef een kwantitatief oordeel over de veiligheid tegen kantelen. Baseer uw oordeel op de zogeheten excentriciteit.

De constructie is veilig tegen kantelen als de excentriciteit e niet groter is dan 1/6 deel van de lengte van de constructie (in dit geval 17m):

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} \leq \frac{1}{6} l$$

Met $\sum M = 10956,9 \text{ kNm}$ en $\sum V = 8215,4 \text{ kN}$ (afgezien van tekens), is $e = 1,33 \text{ m}$ en dat is inderdaad niet groter dan $17 \text{ m} / 6 = 2,83 \text{ m}$. De constructie is dus veilig tegen kantelen.

Een alternatieve aanpak is dat eerst de extreme korrelspanningen (gevraagd bij onderdeel g) worden bepaald. Als daaruit blijkt dat er door het korrelskelet onder de constructie geen trekspanningen moeten worden opgebracht om evenwicht van krachten en momenten te realiseren, is de conclusie gerechtvaardigd dat de constructie ook veilig is tegen kantelen. Beide methoden komen op hetzelfde neer.

- g) Bereken en teken het verloop van de korrelspanning onder de constructie.

We veronderstellen dat de korrelspanning onder de constructie lineair verloopt. Extreme spanningen worden bereikt bij de uiteinden van de constructie. Deze extremen worden gegeven door

$$\sigma_{\text{extr}} = \frac{\sum V}{bl} \pm \frac{\sum M}{bl^2/6}$$

met $b = 12 \text{ m}$ en $l = 17 \text{ m}$. Hieruit volgt dat $\sigma_{\text{min}} = 21,31 \text{ kN/m}^2$ en $\sigma_{\text{max}} = 59,23 \text{ kN/m}^2$ (beide zijn drukspanningen). Omdat $\sum M > 0$ wil de constructie door het eigen gewicht en de uitwendige belastingen (exclusief de korrelspanningen) linksom roteren. Voor evenwicht moet dat worden gecompenseerd door het moment dat samenhangt met de korrelspanningen. Dat moment moet dus even groot, maar negatief zijn (rechtsom). De maximale korrelspanning treedt zodoende op aan laagwaterzijde.

Opgave 3: Gesloten leidingen (40 minuten)

Het gemaal Epano wordt buiten bedrijf gesteld als in de jachthaven een waterstand van GZN+2,00m wordt bereikt. We kijken naar een moment vlak voor het buiten bedrijf stellen. Het gemaal is dan nog in werking en de waterstanden zijn zoals aangegeven in figuur 3.

Het gemaal bestaat uit twee pompen met elk een eigen aan- en afvoerleiding. De aanvoerleiding (de verbinding tussen de U-vormige bak en de pomp) is zodanig vormgegeven dat er geen energieverliezen zijn door contractie van de stroming (geen intree-verliezen). Deze aanvoerleiding is bovendien kort en de wand is glad. Als gevolg daarvan kunnen in deze leiding ook energieverliezen door wrijving worden verwaarloosd.

De buisleidingen tussen de pompen en de jachthaven hebben elk een inwendige diameter van 0,80m en de wandruwheid bedraagt 0,0016m. De lengte van deze leidingen is 3,50m (zie figuur 3).

In figuur 3 is ook een alternatief voor de vormgeving van de uitstroming van het gemaal naar de jachthaven gegeven. Dat komt aan bod in onderdeel c) van deze opgave. In de onderdelen a) en b) is dat alternatief niet aan de orde.

- a) De waterstand in het aanvoerkanaal en in de U-vormige bak is GZN-1,00m (zie figuur 3). In punt A, dat zich midden in de aanvoerbuis naar een van de pompen bevindt (op 0,75m onder de waterspiegel in de U-vormige bak), is de druk gelijk aan $0,3\rho g$ (ρ =dichtheid van water en g =versnelling van de zwaartekracht). Op die plaats is de inwendige diameter van de aanvoerleiding gelijk aan 0,80m. Hoe groot is het debiet dat door elk van de pompen wordt geleverd?

Op het traject van de U-vormige bak naar punt A vlakbij de pomp zijn wrijvingsverliezen kennelijk verwaarloosbaar. In dat geval kunnen we op dat traject Bernoulli toepassen:

$$z_0 + \frac{p_0}{\rho g} + \frac{u_0^2}{2g} = z_A + \frac{p_A}{\rho g} + \frac{u_A^2}{2g}$$

waarbij index A verwijst naar punt A en index 0 naar de U-vormige bak. Voorts is p de druk, u de stroomsnelheid en z de plaatshoogte. We kiezen (bijvoorbeeld) de verticale positie van punt A als referentie. In dat geval zijn $z_0 = z_A = 0$ en $p_0 = 0,75\rho g$. Stel dat elke pomp goed is voor een debiet Q_p . In dat geval geldt voor de snelheden u_0 en u_A dat

$$u_0 = \frac{2Q_p}{10,6 \times 1,50 \text{ m}^2} \quad ; \quad u_A = \frac{Q_p}{\pi D^2/4}$$

waarin D de diameter van de buisleiding ter hoogte van punt A is (0,80m). Combinatie van deze uitdrukkingen met het gegeven dat $p_A = 0,3\rho g$ levert $Q_p = 1,50 \text{ m}^3/\text{s}$.

Indien u op vraag a) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van een debiet van $1,50 \text{ m}^3/\text{s}$ per pomp.

- b) Het rendement van elk van de twee pompen is 80%. Het energieverlies voor doorvoer door een pomp wordt gekarakteriseerd met een verliescoëfficiënt $\xi = 2,9$ (gerelateerd aan de stroomsnelheid in de buis aan uitstroomzijde van de pomp). Bepaal het opgenomen (bruto) vermogen van een pomp. De stroomsnelheid net buiten het gemaal aan de zijde van de jachthaven kan worden verwaarloosd.

Het opgenomen (bruto) vermogen P_b van een pomp wordt gegeven door

$$P_b = \rho g Q_p \Delta H / \eta$$

met $\eta = 80\%$ en ΔH is het verschil in energiehogte tussen het instroompunt (de U-vormige bak) en het uitstroompunt (net buiten de constructie aan hoogwaterzijde). Het debiet $Q_p = 1,50\text{m}^3/\text{s}$ en ΔH is de toename van de energiehogte tussen de laagwater- en hoogwaterzijde, vermeerderd met de verliezen die zich onderweg voordoen. We kunnen dat schrijven als

$$\Delta H = H_1 - H_0 + \sum_i \xi_i \frac{u_i^2}{2g}$$

met H_0 de energiehogte aan laagwaterzijde, H_1 die aan hoogwaterzijde en de sommatie betreft de verliezen. In dit geval bestaan die verliezen uit doorvoer door de pomp ($\xi_p = 2,9$), wandwrijving in de 3,50m lange buis aan hoogwaterzijde van de pomp (ξ_w) en uitstroomverlies (ξ_u). Verliezen in de buis aan laagwaterzijde van de pomp zijn verwaarloosbaar (zie onderdeel a) van deze opgave).

De verliescoëfficiënt ξ_w voor de wandwrijving in de buis aan hoogwaterzijde bepalen we aan de hand van het diagram van Moody. Uit de gegevens die in de opgave zijn verstrekt, volgt dat $k_c/D = 0,0016\text{m}/0,80\text{m} = 0,002$. De stroomsnelheid u_b in de buis is $Q_p/(\pi D^2/4) = 2,98\text{m/s}$, $Re = u_b D/\nu = 2,4 \times 10^6$ (ν is de kinematische viscositeit). Hiermee volgt uit het Diagram van Moody dat $\lambda = 0,024$. In plaats van het diagram van Moody hadden we gebruik kunnen maken van de formule van Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_c/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Daaruit kan λ iteratief worden afgeleid: $\lambda = 0,0235$. Met deze laatste waarde vinden we dat $\xi_w = \lambda L_b/D = 0,1$ (L_b is de lengte van de buis: 3,50m).

Omdat de stroomsnelheid net buiten het gemaal aan hoogwaterzijde verwaarloosbaar is (zie opgave), geldt voor het uitstroomverlies dat $\xi_u = 1$. Het totale verlies aan energiehogte komt hiermee op $(\xi_p + \xi_w + \xi_u) u_b^2 / (2g) = 1,81\text{m}$.

Voor het bepalen van de energiehogtes H_0 en H_1 kiezen we (bijvoorbeeld) de bodem van het kanaal als referentie. Daarmee is voor de hoogwaterzijde, waar de stroomsnelheid verwaarloosbaar is, $H_1 = 5,50\text{m}$. Aan laagwaterzijde (in de U-vormige bak) is de stroomsnelheid gelijk aan $2Q_p/(10,60 \times 1,50\text{m}^2) = 0,19\text{m/s}$. De energiehogte aldaar komt daarmee op $H_0 = 2,50\text{m} + 0,19^2/(2g) = 2,50\text{m}$. Blijkbaar is de snelheidshogte aan deze kant ook verwaarloosbaar, maar dat mag niet op voorhand, zonder onderbouwing worden aangenomen.

Met de gevonden waarden vinden voor het verschil ΔH in energiehogte tussen de in- en uitstroompunten dat $\Delta H = 5,50\text{m} - 2,50\text{m} + 1,81\text{m} = 4,81\text{m}$. Het opgenomen vermogen P_b van één pomp is zodoende gelijk aan 90,7kW.

- c) Om uittreeverliezen te reduceren wordt een alternatieve vormgeving overwogen van de uitstroomopening van het gemaal. Dat alternatief is in figuur 3 geschetst (zie het alternatief in die figuur). De buis aan uitstroomzijde van de pomp wordt verlengd met een deel dat een twee maal zo grote diameter heeft (1,60m) en een lengte van 3,50m (dit is in figuur 3 niet te zien). Wandruwheid van de verlenging is 0,0016m. Laat met een berekening zien of zo'n verlenging zin heeft of niet.

Het plaatsen van de verlenging heeft invloed op het uittreeverlies. Dat verlies hangt samen met vertraging van de stroming. Die verloopt met de verlenging in twee stappen. De eerste stap is van de buis met $D=0,80\text{m}$ naar de verlenging (buis met diameter $D_v=1,60\text{m}$) en de uitstroming van de verlenging naar het kanaal vormt de tweede stap. Op beide stappen kunnen we de regel van Carnot toepassen om de bijbehorende verliescoëfficiënt te bepalen. Voor de eerste stap (de overgang van de oorspronkelijke buis naar de verlenging) is het energieverlies

$$\Delta H_1 = \frac{(u_b - u_v)^2}{2g} = \frac{u_b^2}{2g} \left(1 - \frac{u_v}{u_b}\right)^2 = \frac{u_b^2}{2g} \left(1 - \frac{1}{4}\right)^2$$

Hierin is u_b de stroomsnelheid in de oorspronkelijke buis (2,98m/s) en u_v die in de verlenging. Omdat de diameter van de verlenging twee maal zo groot is als die van de oorspronkelijke buis, is $u_v = u_b/4$.

Het energieverlies ΔH_2 voor de uitstroming vanuit de verlenging naar het kanaal is gelijk aan $u_v^2/(2g)$. Bedenk dat de stroomsnelheid in het kanaal verwaarloosd kan worden.

Het vertragsverliesverlies over de twee stappen komt hiermee op

$$\Delta H_1 + \Delta H_2 = \left(1 - \frac{1}{4}\right)^2 \frac{u_b^2}{2g} + \frac{u_v^2}{2g} = \left(1 - \frac{1}{4}\right)^2 \frac{u_b^2}{2g} + \left(\frac{1}{4}\right)^2 \frac{u_b^2}{2g} = \frac{10}{16} \frac{u_b^2}{2g}$$

Daarnaast treedt een verlies op als gevolg van de wandwrijving in de verlenging. Daarvoor geldt dat $k_c/D = 0,001$ en $Re = 1,19 \times 10^6$, met als resultaat dat $\lambda = 0,020$ en de bijbehorende verliescoëfficiënt is 0,044. Bedenk dat deze geldt ten opzichte van de stroomsnelheid u_v in de verlenging:

$$0,044 \frac{u_v^2}{2g} = 0,044 \left(\frac{1}{4}\right)^2 \frac{u_b^2}{2g}$$

Dat moeten we optellen bij de $\Delta H_1 + \Delta H_2$ om het totale verlies ΔH_v te krijgen over de uitstroming van de buis met $D=0,80m$ naar het kanaal:

$$\Delta H_v = \Delta H_1 + \Delta H_2 + 0,044 \left(\frac{1}{4}\right)^2 \frac{u_b^2}{2g} = \left(\frac{10}{16} + 0,0027\right) \frac{u_b^2}{2g} \approx 0,63 \frac{u_b^2}{2g}$$

Zonder de verlenging was het verlies gelijk aan $u_b^2/(2g)$ en dat is met de verlenging teruggebracht tot $0,63u_b^2/(2g)$. De verlenging heeft, ondanks de toegevoegde wandwrijving, een reducerend effect op het uitstroomverlies en dus op het vermogen dat nodig is om water vanuit het afvoerkanaal naar de haven te brengen. Het levert een besparing op van bijna 6% op dat vermogen.

Een veel gemaakte fout is het vergelijken van verliescoëfficiënten in plaats van energieverliezen. Zulke coëfficiënten worden bepaald voor de overgang van de oorspronkelijke buis naar de verlenging, de wandwrijving in de verlenging en de uitstroming uit de verlenging. De som van deze ξ 's wordt vervolgens vergeleken met de $\xi_{uit} = 1$ van de situatie voordat de verlenging is aangebracht. Uit de constatering dat die som groter is dan 1 volgt de conclusie dat verlengen niet zinvol is. Dat is niet juist. Elke berekende verliescoëfficiënt is een maat voor het energieverlies in relatie tot de lokaal aanwezige snelheid en die is in de verlenging nog slechts $1/4$ van die in de oorspronkelijke buis.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Opgave 4: Statistiek (30 minuten)

Op enige afstand zeewaarts van de dijk rond de jachthaven staat een meetstation voor golfcondities. Een 42 minuten durend fragment van een registratie die in dit station is opgenomen, laat vrijwel constante golfcondities zien. De gemiddelde golfperiode bedraagt 6,3s en de significante golfhoogte is $H_s = 2,89m$. De waterdiepte tijdens de registratie was 50m.

- a) Hoe groot is de kans dat een individuele golf een hoogte heeft van tenminste 5m?

We veronderstellen dat we te maken hebben met “diep water”. Bij een waterdiepte van 50m klopt dat als de significante golfperiode niet meer dan 8s bedraagt. De T_s is in de opgave niet gegeven, maar met een gemiddelde periode van 6,3s, is T_s ongeveer gelijk aan 7s. Dat is minder dan 8s en dus is het redelijk om “diep water” te veronderstellen.

In het geval van “diep water” zijn golfhoogtes in een natuurlijk golfveld Rayleigh verdeeld, zodat de gevraagde kans wordt gegeven door

$$P(H > 5m) = \exp\left(-2\left(\frac{5}{H_s}\right)^2\right)$$

Met $H_s = 2,89m$ volgt dat $P = 0,0025 (=1/400)$.

- b) Hoe groot is de kans dat minstens één golf in een registratie van 42 minuten een hoogte heeft van 5m of meer?

De kans P_k dat een verschijnsel dat zich met een gemiddelde frequentie f voordoet, precies k maal in een periode D optreedt, wordt gegeven door de Poisson verdeling. Deze luidt

$$P_k = \frac{\mu^k}{k!} e^{-\mu} \quad ; \quad \mu = fD$$

De kans op tenminste één keer (dus 1 keer, of 2 keer, of 3 keer of etc) is gelijk aan het complement van de kans op geen enkele keer ($k=0$). De gevraagde kans is zodoende gelijk aan $1-P_0$:

$$1 - P_0 = 1 - e^{-\mu}$$

De gemiddelde frequentie waarmee golven zich voordoen is $1/6,3s$. Voor golven met een hoogte van tenminste 5m is die frequentie een factor 400 lager (zie onderdeel a) van deze opgave). Daarmee is $f = 1/(400 \cdot 6,3s)$ en met $D = 42 \text{minuten} = 2520s$ is $\mu = 1$ en $1-P_0 = 0,63$.

Toepassing van de binomiaalverdeling (waar de Poisson verdeling van is afgeleid) is ook goed gerekend. De binomiaalverdeling luidt

$$P(k|n) = \binom{n}{k} p^k (1-p)^{n-k}$$

Toegepast op de gegeven situatie is n gelijk aan het aantal golven in 42 minuten ($n=400$) en p de kans dat een individuele golf een hoogte heeft van tenminste 5m ($p=0,0025$, zie onderdeel a) van deze opgave). De kans op 1 of meer golven met een hoogte van tenminste 5m is gelijk aan het complement van de kans op geen enkele golf met een hoogte van 5m:

$$\sum_{k=1}^n P(k|n) = 1 - P(0|n) = 1 - (1-p)^n$$

en dat is gelijk aan 0,63.

- c) Hoe groot is de kans dat er in een registratie van 42 minuten precies drie golven voorkomen met een hoogte van 5m of meer?

Met de Poisson verdeling is $P_3 = 0,06$ (zie voorgaand onderdeel van de opgave). Ook hier mag de Binomiaalverdeling worden toegepast in plaats van de Poisson verdeling. $P(3 | n) = 0,06$.

- d) Leg uit waarom het voor de beantwoording van de vorige onderdelen van deze opgave wel of niet relevant is om te weten dat de waterdiepte tijdens de registratie 50m was.

Indien bij onderdeel a) gebruik is gemaakt van de Rayleigh verdeling, is dat inderdaad relevant. Deze verdeling betreft immers “diep water” condities.

Opgave 5: Transport, oeverbescherming en opwaaiing (30 minuten)

Onder normale omstandigheden is de keersluis bij de jachthaven geopend en kan het getij de haven binnendringen. De maximale stroomsnelheid die daarbij optreedt in de haven en vlakbij de keersluis is 0,1m/s. Op dat moment is de waterdiepte in de haven gelijk aan 3,75m. De Nikuradse ruwheid van de bodem van de haven is 0,05m. Het grove zand op de bodem heeft een dichtheid van 2650kg/m³.

- a) Beoordeel kwantitatief of de maximale stroming aanleiding geeft tot transport van bodemmateriaal. Indien u van mening bent dat u niet tot een oordeel kunt komen, geef dan aan welke informatie u mist.

Om te kunnen beoordelen of er wel of geen transport optreedt van bodemmateriaal, kijken we naar de Shields-parameter:

$$\Psi = \frac{u_*^2}{\Delta g D} \quad ; \quad u_* = \frac{u}{C} \sqrt{g}$$

waarin u_* de schuifspanningssnelheid is, Δ de relatieve dichtheid van het bodemmateriaal ($\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w = (2650 - 1025) / 1025 = 1,59$), D is de korreldiameter, u de stroomsnelheid en C de Chézy-ruwheid. Deze laatste vinden we met de formule van White-Colebrook

$$C = 18 \log_{10} \frac{12R}{k_s}$$

met $k_s = 0,05m$ en omdat de horizontale afmetingen van de haven veel groter zijn dan de waterdiepte is de hydraulische straal R ongeveer gelijk aan die diepte ($R = 3,75m$). Daaruit volgt dat $C = 53,2 \text{ m}^{1/2}/s$. Met deze waarden is $u_* = 0,006m/s$ en $\Psi = 2,22 \times 10^{-6}/D$.

Omdat de korreldiameter D niet bekend is, kunnen we niet direct een antwoord geven op de vraag of sprake is van transport of niet. We kunnen wel kijken of er een diameter is waarvoor de grens van transport wordt bereikt. Dat kan met behulp van het algemene Shields-diagram, maar het is makkelijker om naar het diagram voor bodemmateriaal met een dichtheid van 2650kg.m³ te kijken (want daar hebben we in deze opgave mee te maken). Volgens dat diagram komt transport pas voor bij $u_* > 0,012m/s$, onafhankelijk van de korreldiameter. Dit minimum is zo'n beetje het dubbele van wat maximaal in de haven voorkomt. Er zal dus geen transport optreden.

Concluderen dat de vraag niet kan worden beantwoord omdat de korreldiameter niet bekend is, is niet correct.

Een alternatieve aanpak is uitgaan van een korreldiameter van 400μm (zie algemene gegevens). Dat leidt tot de conclusie dat er geen transport is.

- b) Onder de zelfde normale omstandigheden komen op zee golven voor met een significante golfhoogte $H_s = 2,00m$. Om het benedenbeloop van de dijk daartegen bestand te maken, kiest

men voor een bekleding met stortsteen (dichtheid 2650kg/m³). Bepaal de benodigde nominale steendiameter.

Hiervoor maken we gebruik van de formule van Hudson en de relatie tussen steengewicht en nominale diameter:

$$\left. \begin{aligned} W &= \frac{\rho_s g H_s^3}{\Delta^3 k_d \cot \alpha} \\ D_{n,50} &= \left(\frac{W}{\rho_s g} \right)^{1/3} \end{aligned} \right\} \Rightarrow D_{n,50} = \frac{H_s}{\Delta \sqrt[3]{k_d \cot \alpha}}$$

waarin $\tan \alpha$ de taludhelling ($\cot \alpha = 1/\tan \alpha$), k_d een schadefactor ($k_d = 3$ voor stortsteen) en Δ de relatieve dichtheid van de stortsteen ($\Delta = 1,59$, zie onderdeel a) van deze opgave). Met $H_s = 2,00\text{m}$ en $\cot \alpha = 4$ volgt dat $D_{n,50} = 0,55\text{m}$.

Onder extreme omstandigheden (aanhoudende aanlandige wind van 20m/s) is de keersluis gesloten en kan de waterstand in de haven oplopen tot GZN+2,00m. De beheerder van het gemaal is bang dat lokaal in de haven gegenereerde windopzet een gevaar kan vormen voor het gemaal.

- c) Laat door berekening van de windopzet bij het gemaal zien of de beheerder gelijk heeft of niet. Hiervoor kunt u de haven schematiseren tot een L-vormig bassin (een omgekeerde L in figuur 1) dat bestaat uit een rechthoekig kanaal van 300m bij 50m (tussen haven en gemaal) en een havenbekken van 200m bij 300m (zie figuur 1).

In de gegeven omstandigheden vormen de haven en het bijbehorende kanaal naar het gemaal een gesloten bassin. We veronderstellen dat het wind-geïnduceerde verhang i overal in de haven gelijk is aan

$$i = c_D \frac{W^2}{gh}$$

met W de windsnelheid (20m/s), c_D een wrijvingscoëfficiënt voor het wateroppervlak (4×10^{-6} , zie algemene gegevens) en h is een representatieve waterdiepte. Hiervoor kiezen we de waterdiepte die er zou zijn als het niet waait: $h = 5,50\text{m}$. Dit levert een verhang $i = 3 \times 10^{-5}$.

Met de aanname dat het verhang overal in de haven even groot is, is het effect van de wind een vlakke, maar hellende waterspiegel. De waterstand stijgt in de richting van de wind. Omdat de hoeveelheid water in het bassin constant blijft (het is immers een gesloten systeem), leidt de wind in onze benadering tot een kanteling van de waterspiegel rond een horizontale lijn die dwars op de windrichting staat en door het geometrisch zwaartepunt gaat van het natte oppervlak van het bassin. Als we de oevers schematiseren tot verticale wanden, ligt die lijn door het zwaartepunt op 150m uit de oever bij de zeedijk (en dus op 350m afstand van het gemaal). De windopzet bij het gemaal kan zodoende worden geschat op $3 \times 10^{-5} \times 350\text{m} = 0,01\text{m}$. De beheerder van het gemaal heeft dus geen reden om bezorgd te zijn.

De ligging van de lijn door het geometrisch zwaartepunt van het bassin is berekend door dit bassin op te delen in twee rechthoeken (zoals in de opgave aangegeven). Een daarvan is de haven, met een oppervlakte $A_h = 200 \times 300\text{m}^2$. Het zwaartepunt van deze rechthoek ligt $z_h = 100\text{m}$ uit de zeedijk. De andere rechthoek is het kanaal. De oppervlakte daarvan is $A_k = 300 \times 50\text{m}^2$ en het bijbehorende zwaartepunt ligt op een afstand $z_k = 350\text{m}$ van de zeedijk. Ten opzichte van die zeedijk ligt het zwaartepunt van het gehele bassin op een afstand $(z_h A_h + z_k A_k) / (A_h + A_k)$.

UITWERKING TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT 2320

donderdag 28 juni 2012, 14:00 – 17:00 (uitwerking is aangegeven met een lijn links langs de tekst)

Algemene gegevens

▪ versnelling van de zwaartekracht	$g = 9,81 \text{ N/kg}$
▪ massadichtheid van zout water	$\rho_{\text{zout}} = 1025 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van zoet water	$\rho_{\text{zoet}} = 1000 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van gewapend beton	$\rho_{\text{beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven)	$\rho_{\text{steen}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid zand	$\rho_{\text{zand}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ schadefactor	$k_d = 3$
▪ kinematische viscositeit	$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
▪ wrijvingscoëfficiënt voor wind	$c_W = 4 \cdot 10^{-6}$
▪ ruwheid van het rivierbed	$k_s = 0.05 \text{ m}$
▪ korreldiameter grof zand	$D = 400 \text{ }\mu\text{m}$
▪ hoek van inwendige wrijving (grof zand)	$\varphi = 30^\circ$
▪ hoek van inwendige wrijving (stortsteen)	$\varphi = 40^\circ$
▪ coëfficiënt van Bligh voor grof zand	$C_B = 12$
▪ coëfficiënt van Bligh voor grof zand met grind	$C_B = 5 \text{ à } 9$
▪ coëfficiënt van Lane voor grof zand	$C_L = 5$
▪ coëfficiënt van Lane voor fijn grind	$C_L = 4$
▪ coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton	$f = 0.5$

Dit tentamen gaat over een fictieve rivier die door een meer stroomt. Daarvan wordt eerst een beschrijving gegeven. Vervolgens worden over specifieke waterbouwkundige aspecten vragen gesteld. Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben het zelfde gewicht en tellen in gelijke mate mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat. Voor alle opgaven van dit tentamen geldt dat u uw antwoord dient te motiveren. Geef altijd exact aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Zonder adequate onderbouwing draagt een antwoord niet bij aan het tentamenresultaat.

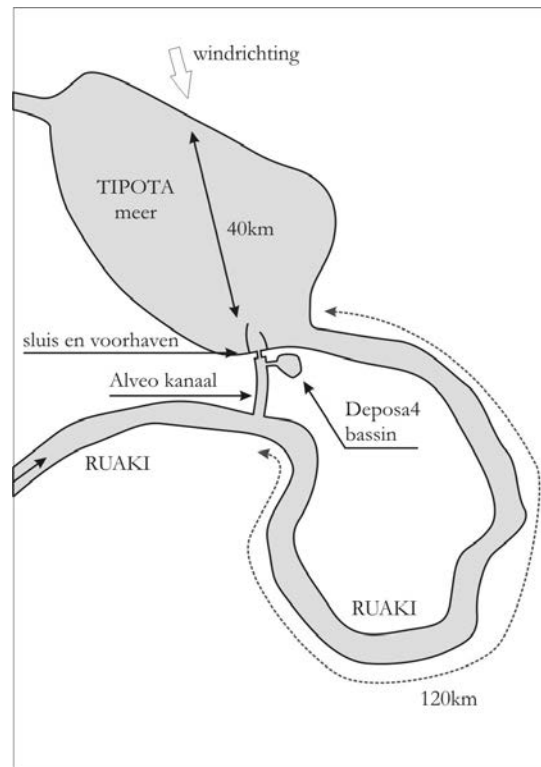
Bij de beantwoording van enkele onderdelen van opgaven 2 en 4 moet u gebruik maken van de drie antwoordbladen die bij dit tentamen zijn gevoegd. Deze bladen dient u samen met uw andere antwoorden in te leveren. Vergeet niet op elk blad uw naam en studienummer te vermelden.

Beschrijving (10 minuten)

In een ver en duister land dat wordt bewoond door een zeer nijver volk, ligt een groot en diep meer. Zolang men zich kan herinneren, zit er veel vis in dit meer. De oevers zijn dan ook van oudsher aantrekkelijke vestigingsplaatsen voor ondernemers die met het vangen, verhandelen en verwerken van vis in hun levensonderhoud voorzien. Het meer draagt de naam Tipota. Dat betekent “niets”. Hoe het meer aan deze naam komt, is niet duidelijk. Meest waarschijnlijk is dat het uit een dikke duim komt. Hoe het ook zij, het meer is groot en diep en al het sediment dat de rivier Ruaki er naar toe voert, verdwijnt in het niets. Zo lijkt het althans.

Het Tipota meer maakt deel uit van de loop van de Ruaki. Deze rivier kronkelt door een bergachtig gebied en net bovenstrooms van een rug van nauwelijks erodeerbaar gesteente is het Tipota meer gevormd. Deze rug werkt als een natuurlijke stuw waarachter de rivier haar weg vervolgt. Door deze stuw verandert het

peil in het meer nauwelijks met de tijd. Een schets van de loop van de rivier en de plaats van het meer daarin, is te vinden in figuur 1.



Figuur 1: Schematische kaart van het Tipota meer en een deel van de bovenstrooms daarvan gelegen rivier Ruaki.

De Ruaki is een druk bevaaren rivier en om toekomstige groei van het scheepvaartverkeer te faciliteren, is het Alveo kanaal aangelegd. Hiermee wordt een 120 km lange bocht van de Ruaki afgesneden. De waterstand in dit kanaal is over de volle lengte gelijk aan die in de Ruaki op het punt waar het kanaal op deze rivier aansluit. Omdat het peil in het Tipota meer 2,40m lager ligt, is bij de aansluiting van kanaal en meer een schutsluis aangelegd. Door de aanleg van het kanaal is de afvoer van de rivier dus niet veranderd (effecten van schutverlies worden verwaarloosd).

Voor de bereiding van drinkwater zijn langs de rivier diverse bezinkbassins aangelegd. Er is er ook een aan de oostzijde van het Alveo kanaal, Deposa4 genoemd (want het was de vierde). Deze bassins worden via een overlaat gevuld. Zodra een bassin vol is, wordt het van de rivier (of kanaal) afgesloten en krijgt eventueel in het water aanwezige zwevende stof gelegenheid om te bezinken. Daarna wordt water vanuit het bassin naar een zuiveringsinstallatie gevoerd. Zodra het bassin leeg is, schakelt de installatie over op een ander (vol) bassin en kan het lege bassin opnieuw worden gevuld.

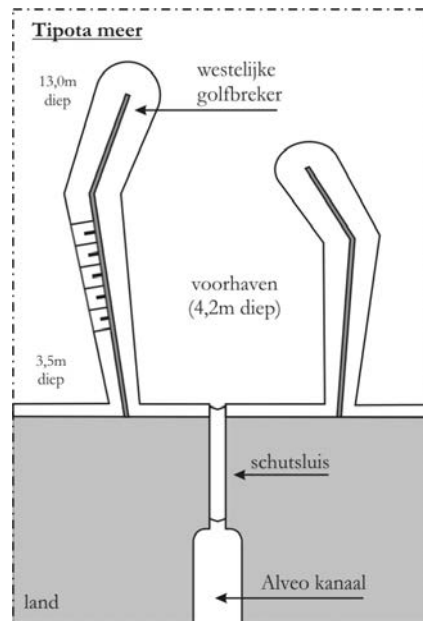
Ter wille van de eenvoud gaan we uit van gemiddelde omstandigheden. Variaties hierop laten we buiten beschouwing. Zo is de waterdiepte in het Tipota meer, op een smalle strook bij de oevers na, overal gelijk aan 13m. De gemiddelde rivierafvoer is $1200\text{m}^3/\text{s}$. De dwarsdoorsnede van de rivier kan worden geschematiseerd tot een rechthoek met een breedte van 340m. Voordat het Alveo kanaal werd aangelegd, was het bodemverhang in deze rivier bovenstrooms van het Tipota meer overal gelijk aan 2×10^{-5} .

In dit tentamen gaan we in op

1. de aansluiting van het Alveo kanaal op het Tipota meer,
2. de stabiliteit van de waterkering tussen het Alveo kanaal en het Deposa4 bassin,
3. scheepvaart in het Alveo kanaal,
4. effecten van de aanleg van het Alveo kanaal op de morfologie van de Ruaki,
5. het vullen van het Deposa4 bassin.

Opgave 1: Golfbrekerontwerp (35 minuten)

Het Alveo kanaal is via een schutsluis verbonden met het Tipota meer. Deze sluis ligt nabij de oever van het meer. Bij de sluis is aan de kant van het meer een voorhaven gecreëerd met wacht- en opstelplaatsen, omgeven door stortstenen golfbrekers. Een schets van de sluis en de voorhaven is te vinden in figuur 2.



Figuur 2: Impressie van de aansluiting van het Alveo kanaal op het Tipota meer met schutsluis en voorhaven.

Bij het ontwerp van de golfbrekers is men uitgegaan van golfcondities die verwacht mogen worden bij een aanhoudende noordwesten wind met een snelheid van 18m/s. De windrichting is aangegeven in figuur 1.

- a) Welke golfcondities (significante golfhoogte H_s , significante periode T_s en golflengte L) zijn gebruikt bij het ontwerp van de westelijke golfbreker?

De waterdiepte in het meer is $h=13\text{m}$ en bij de gegeven windrichting is de strijklengte $F=40\text{km}$. De windsnelheid is $W=18\text{m/s}$. Met de parametrische relaties van Young en Verhagen vinden we $H_s=2,0\text{m}$ en $T_s=5,1\text{s}$. De bijbehorende golflengte L volgt uit

$$L = L_0 \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad ; \quad L_0 = \frac{gT_s^2}{2\pi}$$

Voor het oplossen van deze impliciete vergelijking kan gebruik worden gemaakt van een grafische rekenmachine. Een alternatief is een iteratieve methode waarbij een schatting van L wordt ingevuld in het argument van de $\tanh$ in bovenstaande uitdrukking om zo een nieuwe schatting te krijgen die ook weer in de $\tanh$ wordt ingevuld, etc. Een beginschatting voor deze methode is bijvoorbeeld $L=L_0$. Deze methode convergeert vrij snel. Na 5 stappen vinden we $L=39,4\text{m}$

De golfhoogte en -periode kunnen ook worden geschat uit nomogrammen. Daarbij veronderstellen we dat sprake is van 'diep water'. In het bijbehorende nomogram lezen we af dat $T_s = 5,1\text{s}$. Bij deze periode hoort $L_0 = 40,6\text{m}$. Dat is de golflengte die zou optreden als onze veronderstelling van 'diep water' correct zou zijn. Echter, omdat deze golflengte groter is dan twee maal de lokale waterdiepte, is die veronderstelling blijkbaar niet correct. We moeten daarom gebruik maken van het nomogram voor 'ondiep water en overgangsgebied'. Met $W/h^{1/2} \approx 5$ en $F/h \approx 3000$ vinden we in dat nomogram dat $H_s/h=0,16$ en $T_s/h^{1/2}=1,8$, zodat $H_s=2,1\text{m}$ en $T_s=6,5\text{s}$. Met bovenstaande uitdrukking voor de golflengte vinden we bij deze T_s dat $L=58,3\text{m}$.

Blijkbaar maakt het nogal wat uit of de golfcondities worden geschat uit de relaties van Young en Verhagen of met behulp van de nomogrammen. Het nomogram voor 'diep water' geeft vrij goede schattingen van de golfcondities. In deze opgave hebben we daar echter niets aan, want er is geen sprake van 'diep water'. Het nomogram voor 'ondiep water en overgangsgebied' biedt eigenlijk een te grofstoffelijke benadering van de golfcondities. De relaties van Young en Verhagen zijn veel beter en bovendien ook geldig voor 'diep water'. Wat echter niet in deze relaties zit, maar we in het nomogram voor 'diep water', is een beperking aan de duur van de wind.

- b) Voor de buitenste laag van de westelijke golfbreker heeft men gebruik gemaakt van stortsteen die beschikbaar is gekomen bij het graven van het Alveo kanaal ($\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$). Wat is het minimaal benodigde steengewicht bij een taludhelling van 1:2,5?

Voor de bepaling van het benodigde steengewicht W gebruiken we de formule van Hudson:

$$W = \frac{\rho_s g H_s^3}{\Delta^3 k_d \cot \alpha} ; \quad \Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

waarin ρ_s de massadichtheid van de steen (2600 kg/m^3), ρ_w de dichtheid van water (1000 kg/m^3), k_d een schadefactor (3, zie algemene gegevens) en α de taludhelling ($\cot \alpha = 2,5$). Met deze waarden volgt dat $W = 6640 \text{ kN}$ (bij $H_s = 2,0 \text{ m}$) of $W = 7690 \text{ kN}$ (bij $H_s = 2,1 \text{ m}$).

- c) De $D_{n,50}$ van de beschikbare stortsteen is slechts $2/3$ van de $D_{n,50}$ die hoort bij het steengewicht dat u bij vraag b) heeft gevonden. Wat is bij deze beschikbare stortsteen de maximaal toelaatbare taludhelling? Ook als u bij b) geen steengewicht heeft kunnen vinden, zou u deze vraag moeten kunnen beantwoorden.

Het verband tussen de nominale steendiameter $D_{n,50}$ en het steengewicht W wordt gegeven door

$$D_{n,50} = \left(\frac{W}{\rho_s g} \right)^{1/3}$$

Als we dit combineren met de formule van Hudson (zie onderdeel b) van deze opgave) en uitwerken voor de taludhelling, krijgen we

$$\cot \alpha = \frac{1}{k_d} \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n,50}} \right)^3$$

Kennelijk is

$$\cot \alpha : D_{n,50}^{-3}$$

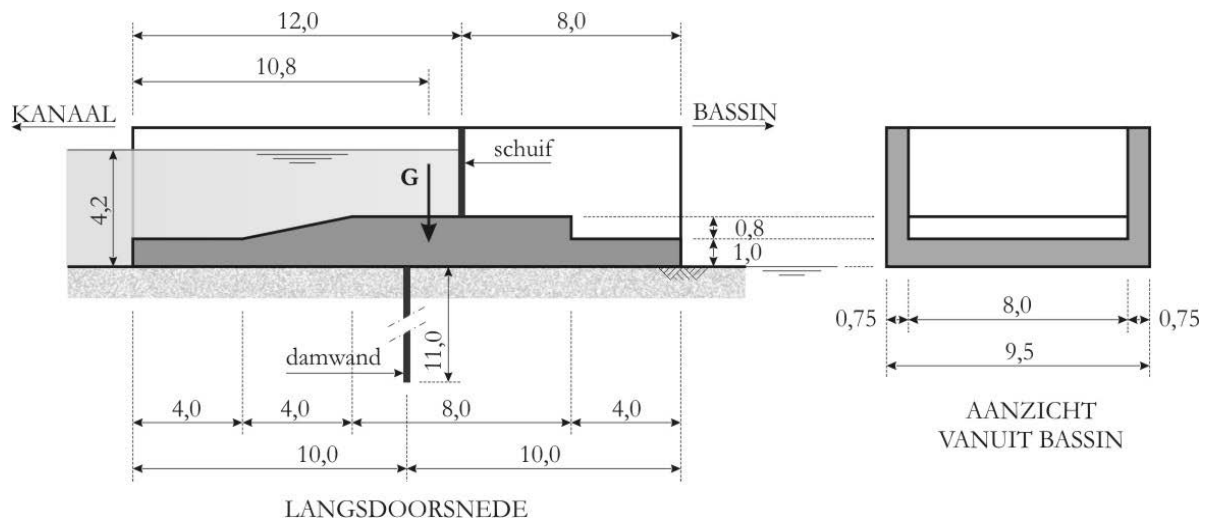
dus als $D_{n,50}$ een factor $2/3$ verandert, dan verandert $\cot \alpha$ met een factor $(2/3)^{-3} = 3,375$. De maximaal toelaatbare taludhelling komt hiermee op $1:2,5 \times 3,375 = 1:8,44$ ($6,8^\circ$).

Merk op dat deze uitkomst onafhankelijk is van het antwoord op vraag b).

Opgave 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie (60 minuten)

Het bassin Deposa4 is via een overlaat verbonden met het Alveo kanaal. Met een schuif op de overlaat kan de verbinding worden geopend en gesloten. We kijken naar de stabiliteit van de constructie waarin de schuif en de overlaat zijn ondergebracht op een moment dat het bassin vrijwel helemaal leeg is en de

schuif gesloten. Een schets van de constructie is gegeven in figuur 3. Daarin zijn ook de waterstanden gegeven waarmee we rekening moeten houden bij het beoordelen van de stabiliteit van de constructie.



Figuur 3: Langsdoorsnede en aanzicht (schematisch) van de afsluitbare overlaat die het Deposa4 bassin verbindt met het Alveo kanaal. De damwand die in de langsdoorsnede is aangegeven, is in het aanzicht niet getekend. Alle maten zijn in meters.

Het eigengewicht van de gehele constructie, inclusief de schuif maar zonder het water dat zich erin bevindt, bedraagt 12750kN. De bijbehorende werklijn is in figuur 3 aangegeven met de pijl G. De dikte van de schuif kan worden verwaarloosd. Midden onder de constructie is een onderloopsheidscherm aangebracht in de vorm van een damwand met een lengte van 11m. De verbinding tussen damwand en constructie is waterdicht, maar brengt geen krachten over. De ondergrond bestaat uit zand met fijn grind.

- a) Controleer voor de gegeven situatie of gevaar voor onderloopsheid bestaat.

De controle bestaat uit toetsing aan de criteria van Bligh en Lane:

$$L \geq 1,5C\Delta H \quad ; \quad L = \alpha L_{hor} + L_{ver}$$

met L de aanwezige kwallengte, uitgesplitst naar horizontaal en verticale bijdragen, ΔH het verval over de constructie en C een coëfficiënt die van de samenstelling van de ondergrond afhangt. Voor de gegeven constructie is $L_{ver}=22m$, $L_{hor}=20m$ en $\Delta H=4,2m$.

In het criterium van Lane is $\alpha=1/3$, zodat $L=28,7m$ en voor een ondergrond die bestaat uit zand en grind is $C=4$ (5 is ook goed). Daarmee is de aanwezige kwallengte (28,7m) groter dan de minimaal vereiste (25,2m) en voldoet de constructie aan dit criterium

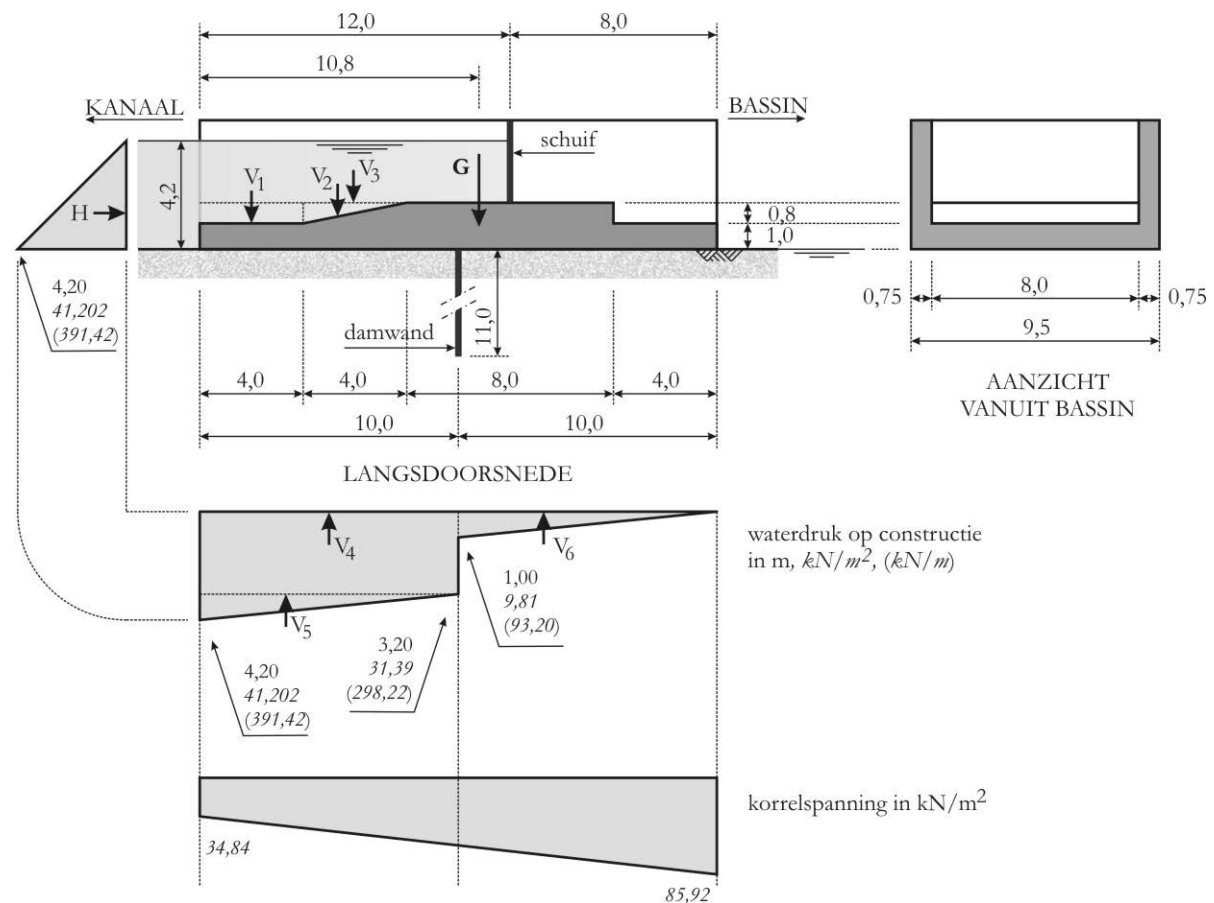
Volgens Bligh is $\alpha=1$ zodat $L=42m$. Voor de combinatie zand en grind geldt volgens Bligh dat $C=5$ à 9. Van welke waarde in dit interval we uit moeten gaan, is voor de gegeven situatie niet duidelijk. Kiezen voor een relatief hoge waarde is conservatief. Voor $C=5$ vinden we $L \geq 31,5m$ en voor $C=9$ is dat $L \geq 56,7m$. Wie kiest voor $C=6,67$ vindt dat de aanwezige kwallengte precies voldoet.

Elke keuze voor de C van Bligh tussen 5 en 9 is goed. Bij een keuze boven 6,67 hoort de conclusie dat de constructie niet voldoet. Alleen voor 6,67 of lager voldoet de constructie wel. Bedenk dat de constructie alleen voldoet als dat volgens beide criteria tegelijk het geval is. Uit het antwoord moet blijken dat dit bekend is.

Reken verder met de gegeven situatie, onafhankelijk van uw bevindingen met betrekking tot onderloopsheid.

- Bepaal de aan water gerelateerde neerwaartse belastingen op de constructie. Geef in figuur A van het bijgevoegde antwoordblad 1 de werklijn aan van de resultante van deze belastingen.
- Bereken de horizontale waterdrukken op de constructie en de bijbehorende resultanten. Geef het verloop van deze drukken en de werklijnen van de resultanten aan in figuur A van het bijgevoegde antwoordblad 1. Vermeld daarbij relevante waarden en bijbehorende eenheden.
- Bereken de opwaartse waterdrukken op de constructie en bijbehorende resultanten. Geef het verloop van deze drukken en de werklijnen van de resultanten aan in figuur A van het bijgevoegde antwoordblad 1, inclusief relevante waarden en eenheden.
- Ga na of er gevaar voor kantelen bestaat op basis van de zogeheten excentriciteit. Geef in figuur A van het bijgevoegde antwoordblad aan ten opzichte van welk punt u de excentriciteit bepaalt. Noem dat punt E. Gebruik tabel B van het bijgevoegde antwoordblad 2 voor een overzicht van alle krachten en momenten die u in rekening brengt bij het berekenen van de excentriciteit.
- Bereken het verloop van de korrelspanning onder de constructie en teken dat verloop in figuur A van het bijgevoegde antwoordblad 1. Vermeld daarbij relevante waarden en eenheden.

Voor de uitwerking van onderdelen b) t/m f) van deze opgave wordt verwezen naar figuur 3a en onderstaande tabel



Figuur 3a: Langsdoorsnede van de gesloten overlaat waarin aangegeven alle aan water gerelateerde belastingen (waterdrukken in meters waterkolom, kN/m^2 en (kN/m), waarbij de laatste de druk, geïntegreerd over de breedte van de constructie is. Tevens is het verloop van de korrelspanning onder het grondvlak van de constructie getekend (kN/m^2).

In onderstaande tabel zijn krachten naar rechts of opwaarts positief gerekend. Momenten linksom zijn ook positief. Het punt E ten opzichte waarvan momenten zijn bepaald, ligt in het midden van het grondvlak van de constructie. In dit specifieke geval valt dat samen met de aansluiting op het onderloopsheidscherm (de damwand in figuur 3a).

Horizontale krachten			arm tov E m	Moment om E	
	kN	kN/m		kNm	kNm/m
H	822,0	86,53	1,40	-1150,8	-121,14
ΣH	822,0	86,53			
Vertikale krachten					
V ₁	-2260,2	-237,92	4,00	9040,8	951,66
V ₂	-251,1	-26,43	8,00	2008,8	211,45
V ₃	-125,6	-13,22	4,67	586,1	61,69
V ₄	2982,0	313,89	5,00	-14910,0	-148,42
V ₅	466,0	49,05	6,67	-3103,4	-326,67
V ₆	466,0	49,05	3,33	1551,7	163,34
G	-12750	-1342,11	0,80	-10200,0	-1073,68
ΣV	-11472,9	-1207,67	ΣM	-16176,8	-1702,82

De excentriciteit e (onderdeel e) van deze opgave) wordt gegeven door

$$e = \frac{\sum M}{\sum V}$$

Met de waarden in bovenstaande tabel volgt dat $e=1,41\text{m}$. Aangezien dit kleiner is dan $1/6$ deel van de lengte van het grondvlak van de constructie (20m), is er geen gevaar voor kantelen. Uit $\Sigma M < 0$ (belastingen exclusief korrelspanning, maar inclusief eigen gewicht), blijkt dat de resultante van ΣH en ΣV een moment rechtsom levert. De werklijn van deze resultante snijdt het grondvlak van de constructie dus rechts van E (midden van grondvlak van de constructie). Bedenk hierbij dat $\Sigma V < 0$ en dus neerwaarts gericht is (er is daarmee ook geen sprake van opdrijven).

Gebruikelijk is om aan te nemen dat het korrelskelet onder de constructie lineair elastisch gedrag vertoont en dat (het grondvlak van) de constructie oneindig stijf is. In dat geval verloopt de korrelspanning onder de constructie lineair, met uitersten gegeven door

$$\sigma_{extr} = \frac{\sum V}{bh} \pm \frac{\sum M}{bh^2/6}$$

waarin b de breedte van de constructie (9,5m) en h de lengte (20m). Hiermee zijn de uiterste spanningen $34,84\text{kN/m}^2$ en $85,92\text{kN/m}^2$. Het verloop van de korrelspanning is aangegeven in figuur 3a. Omdat het resulterend moment ΣM rechtsom is en de korrelspanning het tegenwicht daarvoor moet leveren ter wille van stabiliteit van de constructie, zit de grootste korrelspanning aan rechterzijde.

g) Hoe groot is voor de gegeven situatie de veiligheid tegen afschuiven?

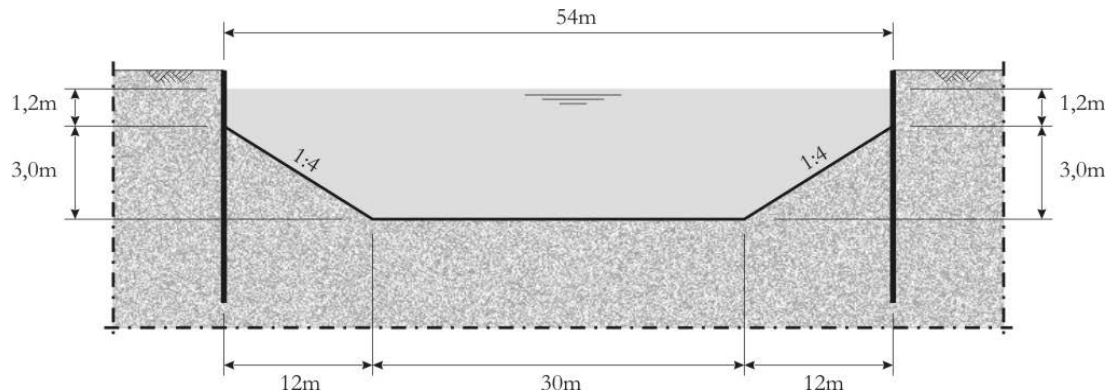
De veiligheid γ tegen afschuiven wordt gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\{f, \tan \delta\} |\sum V|}{|\sum H|}$$

waarin f de wrijving tussen beton en zand ($f=0,5$, zie algemene gegevens) en $(2/3)\varphi < \delta < \varphi$, met φ de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond. Voor zand is die hoek 30° en voor grind 40° . De combinatie zand en grind zit waarschijnlijk ergens tussenin. Rekenen met een kleine hoek is in dit geval conservatief, want dat levert de kleinste $\min\{f, \tan\delta\}$. Afhankelijk van de keuze voor δ vinden we dat $5,0 < \gamma < 7,0$.

Opgave 3: Scheepvaart (30 minuten)

Het Alveo kanaal heeft een dwarsdoorsnede als geschetst in figuur 4. Dit kanaal is bedoeld voor scheepvaart in twee richtingen met schepen van CEMT klasse IVa (9,5m breed, 105m lang en een diepgang van 3,0m in geladen toestand en 1,2m voor een ongeladen schip).



Figuur 4: Dwarsprofiel van het Alveo kanaal. De dikke verticale lijnen geven een beschoeiing aan.

- a) Controleer of het dwarsprofiel van het kanaal volgens de Nederlandse richtlijnen voor vaarwegen voldoet voor scheepvaart in 2 richtingen met schepen van CEMT klasse IVa.

De Nederlandse richtlijnen bevatten vier eisen aan het dwarsprofiel van de vaarweg:

1. de waterdiepte moet ten minste 1,4 maal de diepgang van het geladen maatgevend schip bedragen,
2. op een diepte van 1,4 maal de diepgang van het geladen maatgevend schip moet een breedte van ten minste twee maal die van het maatgevend schip aanwezig zijn,
3. ter hoogte van het kielvlak van het geladen maatgevend schip moet een breedte van ten minste 4 maal die van het maatgevend schip aanwezig zijn,
4. ter hoogte van het kielvlak van het ongeladen maatgevend schip moet een breedte aanwezig zijn van ten minste 4 maal de breedte van het maatgevend schip vermeerderd met de bijbehorende zijwindtoeslag (in kustgebieden is dat 10% van de lengte van het maatgevend schip, daarbuiten 5% van die lengte).

Aan de hand van de gegeven afmetingen van het vaarwegprofiel en de afmetingen van het maatgevend schip kunnen we toetsing aan de richtlijnen rapporteren als in onderstaande tabel.

criterium	eis	aanwezig	voldaan?
waterdiepte	$1,4 d_g = 1,4 \times 3,0\text{m} = 4,2\text{m}$	4,2m	ja
breedte op 1,4 d_g	$2 b_s = 2 \times 9,5\text{m} = 19,0\text{m}$	30,0m	ja
breedte op d_g	$4 b_s = 4 \times 9,5\text{m} = 38,0\text{m}$	41,2m	ja
breedte op d_0	$4 b_s + \text{ZWT} = 4 b_s + 0,05 \times l_s =$ $= 4 \times 9,5\text{m} + 0,05 \times 105\text{m} = 51,25\text{m}$	54,0m	ja

Hierin is

- d_g diepgang van het geladen schip (3,0m)
 d_0 diepgang van het ongeladen schip (1,2m)
 b_s breedte van (het grootspant van) het schip (9,5m)

l_s lengte van het schip (105m)
en ZWT staat voor zijwindtoeslag.

b) Wat is voor het maatgevende geladen schip (CEMT klasse IVa) de grenssnelheid?

De grenssnelheid is afhankelijk van de verhouding A_s/A_c , waarbij A_s het oppervlak van het natte aandeel van het schip is en A_c het oppervlak van de natte doorsnede van de vaarweg (als er geen schip aanwezig is). Voor CEMT klasse IVa (breedte 9,5m en een diepgang van 3,0m) is $A_s = 28,5\text{m}^2$ en voor het gegeven dwarsprofiel van de vaarweg is $A_c = 54 \times 4,2 - 12 \times 3 \text{ m}^2 = 190,8\text{m}^2$. Hiermee is $A_s/A_c = 0,15$. De bijbehorende grenssnelheid V_{gr} kunnen we aflezen uit het diagram van Schijf: $V_{gr} = 0,54 (gh_{gem})^{1/2}$, met h_{gem} de gemiddelde waterdiepte, gedefinieerd A_c/B_s (B_s is de spiegelbreedte, in dit geval 54m). Dit lkevert $h_{gem} = 3,53\text{m}$ en $V_{gr} = 3,18\text{m/s}$.

Als alternatief kunnen we gebruik maken van de theorie achter het diagram van Schijf. Uit die theorie valt af te leiden dat

$$\frac{V_{gr}}{\sqrt{gh_{gem}}} = \left(2 \cos \frac{\varphi + 4\pi}{3} \right)^{3/2} ; \quad \varphi = \arccos \left(\frac{A_s}{A_c} - 1 \right)$$

(zie appendix D van het dictaat CT2320, uitgave 2012. Bovenstaande uitdrukking staat daar niet expliciet, maar valt af te leiden door (D18) te schrijven als een 3^e graads vergelijking in $V_{gr}^{2/3}$ en die op te lossen met Vieta substitutie. Die methode is in dezelfde appendix toegepast op (D5) en uitgelegd in (D7)).

Met $A_s/A_c = 0,15$ volgt $\varphi = 2,578$ rad, zodat $V_{gr}/(gh_{gem})^{1/2} = 0,54$. Deze factor vinden we voor $A_s/A_c = 0,15$ ook langs de horizontale as van het diagram van Schijf.

c) Bereken de snelheid van de retourstroom ten opzichte van de oever van het kanaal als één geladen schip van CEMT klasse IVa passeert met 90% van de grenssnelheid.

De retourstroomsnelheid u_r die optreedt als een geladen maatgevend schip met 90% van de grenssnelheid vaart, kunnen we ook aflezen uit het diagram van Schijf. Daartoe zoeken we het snijpunt van de kromme voor $A_s/A_c = 0,15$ met die voor 0,90 V_{gr} . Voor dat snijpunt lezen we langs de verticale as af dat $u_r/(gh_{gem})^{1/2} = 0,148$, zodat $u_r = 0,87\text{m/s}$. Overigens is de horizontale coördinaat van dat snijpunt gelijk aan 0,9 $V_{gr}/(gh_{gem})^{1/2} = 0,486$.

Ook in dit geval kunnen we als alternatief gebruik maken van de theorie achter het diagram van Schijf. Volgens die theorie is

$$\frac{u_r}{\sqrt{gh_{gem}}} = -\frac{V}{\sqrt{gh_{gem}}} + 2\sqrt{-\frac{p}{3}} \cos \frac{\theta + 4\pi}{3}$$

met

$$p = -2 \left(1 - \frac{A_s}{A_c} + \frac{1}{2} \left(\frac{V}{\sqrt{gh_{gem}}} \right)^2 \right)$$

$$\theta = \arccos \frac{q}{2\sqrt{-p/3}}$$

$$q = -2 \frac{V}{\sqrt{gh_{gem}}}$$

Omdat $V_{gr}/(gh_{gem})^{1/2} = 0,54$ en we kijken naar $V = 0,9 V_{gr}$, is $V/(gh_{gem})^{1/2} = 0,9 \times 0,54 = 0,486$. Hiermee is $q = -0,972$ en $p = -1,936$, zodat $\theta = 2,786$ rad. Ook langs deze weg vinden we dat $u_r/(gh_{gem})^{1/2} = 0,147$, zodat $u_r = 0,87\text{m/s}$.

De gevonden u_r is de retourstroomsnelheid ten opzichte van het water voor en achter het schip. Omdat er geen andere stroming in het kanaal aanwezig is, is dit tevens de retourstroomsnelheid ten opzichte van de oever.

- d) Het geladen schip uit onderdeel c) van deze opgave vaart door het midden van het kanaal (met 90% van de grenssnelheid). Hoe groot is de vrije ruimte onder de kiel van dat schip (afstand tussen kiel en bodem)?

Als het schip stil ligt, is de vrije ruimte onder de kiel gelijk aan het verschil tussen de waterdiepte en de diepgang: $4,2\text{m} - 3,0\text{m} = 1,2\text{m}$. Echter, als het schip vaart, treedt spiegeldaling op. De vrije ruimte onder de kiel neemt dan af met deze spiegeldaling.

Voor het zelfde snijpunt als in onderdeel c) van deze opgave, lezen we in het diagram van Schijf voor de spiegeldaling z af dat $z/h_{gem} = 0,08$. Hieruit volgt dat $z = 0,3\text{m}$ en de vrije ruimte onder de kiel van het varende schip is $0,9\text{m}$.

Volgens de theorie waar dit diagram op is gebaseerd, geldt dat

$$\frac{z}{h_{gem}} = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{V}{\sqrt{gh_{gem}}} + \frac{u_r}{\sqrt{gh_{gem}}} \right)^2 - \left(\frac{V}{\sqrt{gh_{gem}}} \right)^2 \right)$$

Met de reeds gevonden waarden voor V , u_r en h_{gem} volgt dat $z = 0,29\text{m}$. Dat is ongeveer gelijk aan de eerdere bevinding dat $z = 0,3\text{m}$. Het verschil is het gevolg van onnauwkeurig aflezen uit het diagram van Schijf.

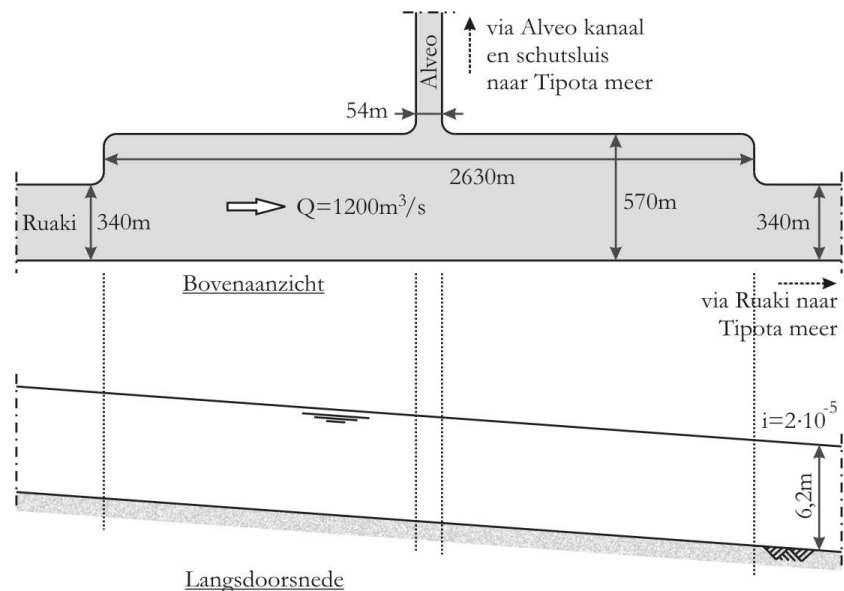
Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Opgave 4: Riviermorphologie (45 minuten)

Ter wille van de scheepvaart is de Ruaki ter plaatse van de aansluiting met het Alveo kanaal over een lengte van 2630m verbreed van 340m naar 570m (zie figuur 5).

Bij het ontwerp van de verbreding heeft men rekening gehouden met de lange-termijn morfologische consequenties daarvan. Om in het Alveo kanaal scheepvaart te kunnen toelaten van CEMT klasse IVa, is een waterdiepte van minimaal 4,2m nodig. Die waterdiepte moet ook ten minste beschikbaar zijn rond de aansluiting op de rivier, dus in het verbrede deel.

In deze opgave lopen we het reken- en denkwerk van de ontwerpers na. We gaan daarbij uit van een constante rivierafvoer van $1200\text{m}^3/\text{s}$. Voorts kan de waterstand in het Tipota meer constant in de tijd worden verondersteld. De Chézy-ruwheid van de rivier is $51,1\text{m}^{1/2}/\text{s}$ en dat geldt zowel voor als na de aanleg van de verbreding. Het bulk sedimenttransport in de rivier is evenredig met Bu^4 , waarin B de lokale breedte van de waterloop en u de stroomsnelheid. De bijbehorende evenredigheidsconstante is onafhankelijk van de breedte en de diepte van de waterloop. Het dwarsprofiel van de rivier kan worden geschematiseerd tot een rechthoek. Dat geldt tevens voor de verbreding. Op het moment dat gestart werd met de aanleg van verbreding, was de waterdiepte in de rivier bovenstrooms van het Tipota meer overal gelijk aan 6,2m bij een verhang van 2×10^{-5} (zie figuur 5, langsdoorsnede).



Figuur 5: Verbreding van de Ruaki ter plaatse van de aansluiting met het Alveo kanaal, circa 120km bovenstrooms van het Tipota meer. De bovenste schets in deze figuur geeft een bovenaanzicht en de onderste schets geeft de langsdoorsnede van het betreffende deel van de rivier direct na realisatie van de verbreding (dus voordat de rivier zich in morfologische zin is gaan aanpassen aan de verbreding).

- a) Voor de aanleg van de verbreding verkeerde de rivier in morfologisch evenwicht. Wat was op dat moment de waterdiepte in de rivier en hoe groot was de bijbehorende stroomsnelheid?

Bij een constante afvoer, een bodemverhang dat in stroomrichting niet verandert en een breedte die dat ook niet doet en tevens morfologisch evenwicht, is sprake van eenparige stroming. Daarvoor geldt dat

$$Q = BhC\sqrt{hi}$$

waarin Q de afvoer ($1200 \text{ m}^3/\text{s}$), B de breedte van de rivier (340 m), i het verhang (2×10^{-5}), C de Chézy ruwheid ($51,1 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$) en h de gevraagde waterdiepte. Met de genoemde waarden volgt dat $h = 6,2 \text{ m}$. De bijbehorende stroomsnelheid $u = Q/(Bh) = 0,57 \text{ m/s}$. Overigens was de waterdiepte per abuis ook al in de tekst en in figuur 5 genoemd. Dat maakte deze vraag tot een weggevertje.

De morfologie van de rivier zal reageren op de aanleg van de verbreding. Na verloop van tijd zal zich een nieuw morfologisch evenwicht instellen waarbij de bodemligging niet meer verandert in de tijd. In dat nieuwe evenwicht zijn de breedtes van rivier en verbreding gelijk aan die op het moment dat de verbreding net gereed is.

- b) Hoe groot is de stroomsnelheid in de verbreding nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld? Wat is de bijbehorende waterdiepte?

Bij dat nieuwe evenwicht is het sedimenttransport S langs de gehele rivier gelijk. Benedenstrooms van de rivier is door de verbreding niets verandert. Daar geldt (nog steeds) dat $S \sim Bu^4 = 35,7 \text{ m}^5/\text{s}^4$. In het nieuwe evenwicht moet dat transport zich ook voordoen bij de verbreding. Voor een breedte $B_v = 570 \text{ m}$ van de verbreding en een stroomsnelheid u_v moet dus gelden dat $B_v u_v^4 = 35,7 \text{ m}^5/\text{s}^4$. Hieruit volgt dat $u_v = 0,50 \text{ m/s}$. De bijbehorende waterdiepte vinden we met $h_v = Q/(B_v u_v) = 4,2 \text{ m}$.

- c) Wat is het bodemverhang bij de verbreding nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld?

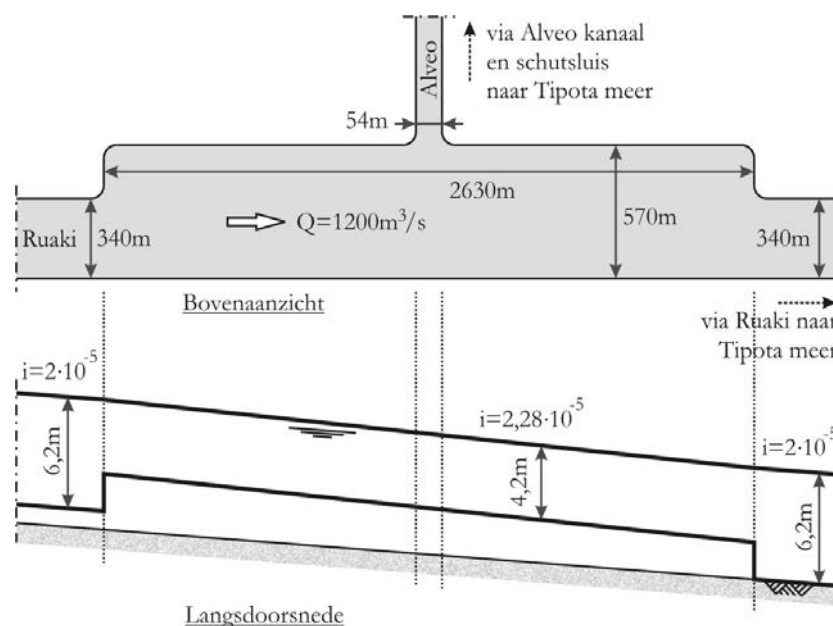
Nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld, is ter plaatse van de verbreding sprake van eenparige stroming. Daarvoor geldt, op dezelfde manier als bij onderdeel a) van deze opgave,

$$Q = B_v h_v C \sqrt{h_v i_v} \Leftrightarrow i_v = \frac{1}{h_v} \left(\frac{Q}{B_v h_v C} \right)^2$$

waarin i_v het verhang bij de verbreding nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld. Met de inmiddels bekende waterdiepte en stroomsnelheid in de verbreding vinden we dat $i_v = 2,28 \times 10^{-5}$.

- d) Teken het verloop van bodem en waterspiegel (langsprofiel) rond de verbreding voor de situatie nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld. Maar hiervoor gebruik van figuur C op het bijgevoegde antwoordblad 3. Het oorspronkelijke langsprofiel is in die figuur reeds aangegeven. Vermeld bij uw schets nieuwe waterdieptes en verhangen en ook groottes van veranderingen ten opzichte van de oorspronkelijke situatie (waarden en eenheden).

Ten opzichte van het oorspronkelijke langsprofiel treedt bij de verbreding een versteling op (groter verhang) terwijl de waterdiepte afneemt. Dit zal ertoe leiden dat het gedeelte van de rivier bovenstrooms van de verbreding op termijn in z'n geheel iets hoger komt te liggen. Zowel bodem als waterspiegel gaan omhoog over een afstand gelijk aan $(i_v - i)L_v = 0,007\text{m}$ (L_v is de lengte van de verbreding: 2630m). Het langsprofiel van de verbreding nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld, is geschetst in figuur 5a.



Figuur 5a: Bovenaanzicht van de verbreding van de Ruaki ter hoogte van de aansluiting met het Alveo kanaal. De langsdoorsnede in de onderste schets in deze figuur geeft het verloop van waterstand en bodem na volledige morfologische aanpassing aan de verbreding.

Opgave 5: Stroming over een overlaat (45 minuten)

Net als in opgave 2 kijken we naar de verbinding tussen het Alveo kanaal en het Deposa4 bassin op een moment dat dit bassin vrijwel helemaal leeg is. Echter, in plaats van de stabiliteit van de constructie in gesloten toestand, gaat het in deze opgave over de stroming door de constructie als de schuif volledig geheven is. De onderkant van de schuif bevindt zich dan boven het peil van het Alveo kanaal. We gaan na hoe de waterstand in het bassin in de loop van de tijd stijgt nadat op tijdstip $t=0$ de schuif plotseling (instantaan) geheel wordt geopend. Op dat moment zijn de waterstanden aan weerszijden van de constructie zoals aangegeven in figuur 3.

Voor de stroming die zich direct na openen van de schuif instelt van het Alveo kanaal naar het Deposa4 bassin, werkt de drempel op de bodem van de constructie als een overlaat. Voor de bijbehorende

overlaatcoëfficiënt kan in deze opgave een waarde 1 worden aangenomen. Voor de eenvoud verwaarlozen we de stroomsnelheid aan kanaalzijde van de constructie (links in figuur 3). De waterstand in het kanaal verandert niet tijdens het vullen van het bassin. Voorts gaan we er vanuit dat het Deposa4 bassin verticale wanden heeft. Het horizontale oppervlak van het bassin is 8950m² (en dat is dus onafhankelijk van de waterstand in het bassin).

In deze opgave kiezen we de bovenkant van de overlaat (de drempel op de bodem van de constructie) als referentie voor waterstanden. We noemen deze referentie D. Met deze keuze is de waterstand in het Alveo kanaal gelijk aan D+2,40m. Op t=0 (het moment waarop de schuif wordt geopend) is de waterstand in het bassin gelijk aan D-1,80m.

- a) Direct na openen van de schuif (op t=0) stelt zich een stroming in van het Alveo kanaal naar het bassin. Wat is kort na t=0 de waterstand aan het benedenstroomse uiteinde van de overlaat (helemaal rechts op de drempel op de vloer van de constructie, ofwel op 4m links van het uiteinde van de constructie aan de kant van het bassin; zie tevens figuur 3)?

Kort na openen van de schuif is de stroming over de overlaat juist kritisch (volkomen overlaat, vrije afstroming). Bij verwaarlozing van de stroomsnelheid (of eigenlijk de snelheidshoogte) bovenstrooms van de overlaat (aan kanaalzijde), is de waterstand op de overlaat (ten opzichte van de bovenkant daarvan) gelijk aan 2/3 van de waterstand bovenstrooms. Die laatste bedraagt 4,20m-1,80m=2,40m. De waterstand op de drempel komt daarmee op 1,60m en bij de gekozen referentie (bovenkant drempel) heeft de gevraagde waterdiepte dezelfde waarde.

De factor 2/3 volgt direct uit de combinatie van Bernoulli (energiebehoud), kritische stroming op de drempel (getal Fr van Froude gelijk aan 1) en een verwaarloosbare stroomsnelheid bovenstrooms van de overlaat. Voor die combinatie geldt dat

$$\left. \begin{aligned} h_0 &= h_d + \frac{u_d^2}{2g} \\ Fr &= \frac{u_d}{\sqrt{gh_d}} = 1 \end{aligned} \right\} \rightarrow h_0 = \frac{3}{2} h_d$$

waarin h_0 de bovenstroomse waterstand, h_d de waterstand op de drempel (zowel h_0 als h_d ten opzichte van de bovenkant van de overlaat) en u_d de bijbehorende stroomsnelheid. Inverteren van bovenstaand resultaat geeft $h_d = (2/3)h_0$.

- b) Op t=0 is de waterstand in het bassin gelijk aan D-1,80m. Hoe lang duurt het totdat deze waterstand is gestegen tot de waterstand op de overlaat die u in opgave a) heeft berekend? Indien u bij a) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van D+1,60m.

Zolang de waterstand in het bassin niet uitstijgt boven die op de overlaat, houdt de kritische stroming op de overlaat aan. In die periode blijft de overlaat volkomen (geen gestuwde afvoer) en is sprake van een constante stroomsnelheid en dus ook een constant debiet. Dit debiet Q vinden we met

$$Q = b h_d u_d = b h_d \sqrt{g h_d}$$

(bedenk dat Fr=1). Met een breedte van de overlaat b=8m en $h_d=1,60$ m, vinden we dat $Q=50,7\text{m}^3/\text{s}$.

Met de formule voor een lange volkomen overlaat

$$Q = m b h_0^{3/2} \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g}$$

(waarbij een waarde 1 is gegeven voor de overlaatcoëfficiënt m) vinden we hetzelfde debiet.

Bij dit debiet is de tijd die nodig is om het peil in het bassin te laten stijgen van $-1,80\text{m}$ naar $+1,60\text{m}$ (een stijging van $3,40\text{m}$) gelijk aan $3,40\text{m} \times A_b/Q = 600\text{s}$, ofwel 10 minuten (hierin is A_b de horizontale oppervlakte van het bassin; gegeven is dat $A_b=8950\text{m}^2$).

c) Wat is het debiet over de overlaat als de waterstand in Deposa4 is gestegen tot $D+2,00\text{m}$?

Bij een waterstand van $D+2,00\text{m}$ in het bassin is sprake van gestuwde afvoer (onvolkomen overlaat), want deze waterstand ligt boven het niveau van $D+1,60$ waarbij nog net kritische stroming op de overlaat optreedt. Voor het debiet Q op de overlaat geldt in deze situatie dat

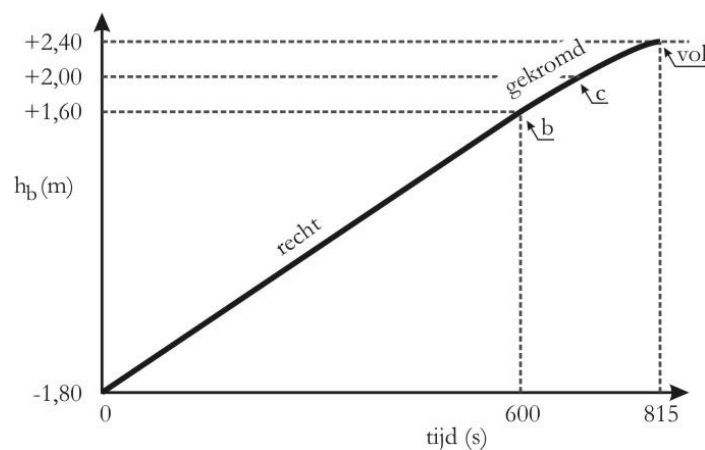
$$Q = mbh_b \sqrt{2g(h_0 - h_b)}$$

waarin h_b de waterstand in het bassin ($+2,00\text{m}$). Met $m=1$ volgt uit deze betrekking dat $Q = 44,8\text{m}^3/\text{s}$.

Nadat de waterstand in het bassin is gestegen tot het niveau dat zich kort na openen van de schuif op de overlaat manifesteert (uw antwoord op onderdeel b) van deze opgave), duurt het nog 215 seconden tot het bassin volledig gevuld is. De waterstand in het bassin is dan gelijk aan die in het Alveo kanaal. Indien u bij b) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van 10 minuten.

d) Schets in een grafiek het verloop van de waterstand in het Deposa4 bassin als functie van de tijd voor de periode van $t=0$ tot het bassin volledig gevuld is (met de tijd langs de horizontale as en de waterstand in het bassin langs de verticale as). Vermeld relevante tijden en waterstanden en zet punten die uw antwoorden op onderdelen b) en c) van deze opgave uitbeelden. Maak duidelijk onderscheid tussen eventuele rechte en kromme lijnen, geknikte of gladde overgangen enzovoorts.

Gedurende de eerste 10 minuten stijgt het peil h_b in het bassin lineair met de tijd (zie onderdeel b) van deze opgave). Het peil is in die 10 minuten gestegen van $D-1,80\text{m}$ tot $D+1,60\text{m}$. Dat is een stijging van $3,40\text{m}$ in 10 minuten. In de volgende 215s (dat is 3 minuten 35s) stijgt het peil nog eens $0,80\text{m}$ (van $D+1,60\text{m}$ naar $D+2,40\text{m}$). Gemiddeld over die 215s is dat een stijging van $0,22\text{m}/\text{min}$. In de eerste 10 minuten was die stijging constant $0,34\text{m}/\text{min}$. Na de overgang van volkomen naar onvolkomen neemt de peilstijging in het bassin af. Dat is in overeenstemming met het antwoord op onderdeel c) van deze opgave: het debiet over de overlaat is afgenomen van $50,7\text{m}^3/\text{s}$ naar $41,9\text{m}^3/\text{s}$. Bij die $41,9\text{m}^3/\text{s}$ stijgt het peil in het bassin met $Q/A_b=0,28\text{m}/\text{min}$. Dat is inderdaad minder dan de $0,34\text{m}/\text{min}$ ten tijde van de volkomen overlaat, maar meer dan de gemiddelde stijging bij onvolkomen overlaat. Hieruit valt af te leiden dat Q in de laatste 215s van het vollopen van het bassin, Q geleidelijk afneemt van $50,7\text{m}^3/\text{s}$ tot nul. In de gevraagde grafiek uit zich dat met een steeds vlakker verlopend verband tussen h_b en tijd. De aansluiting met het lineaire verband tussen h_b en tijd voor de periode dat de overlaat volkomen is, verloopt glad.

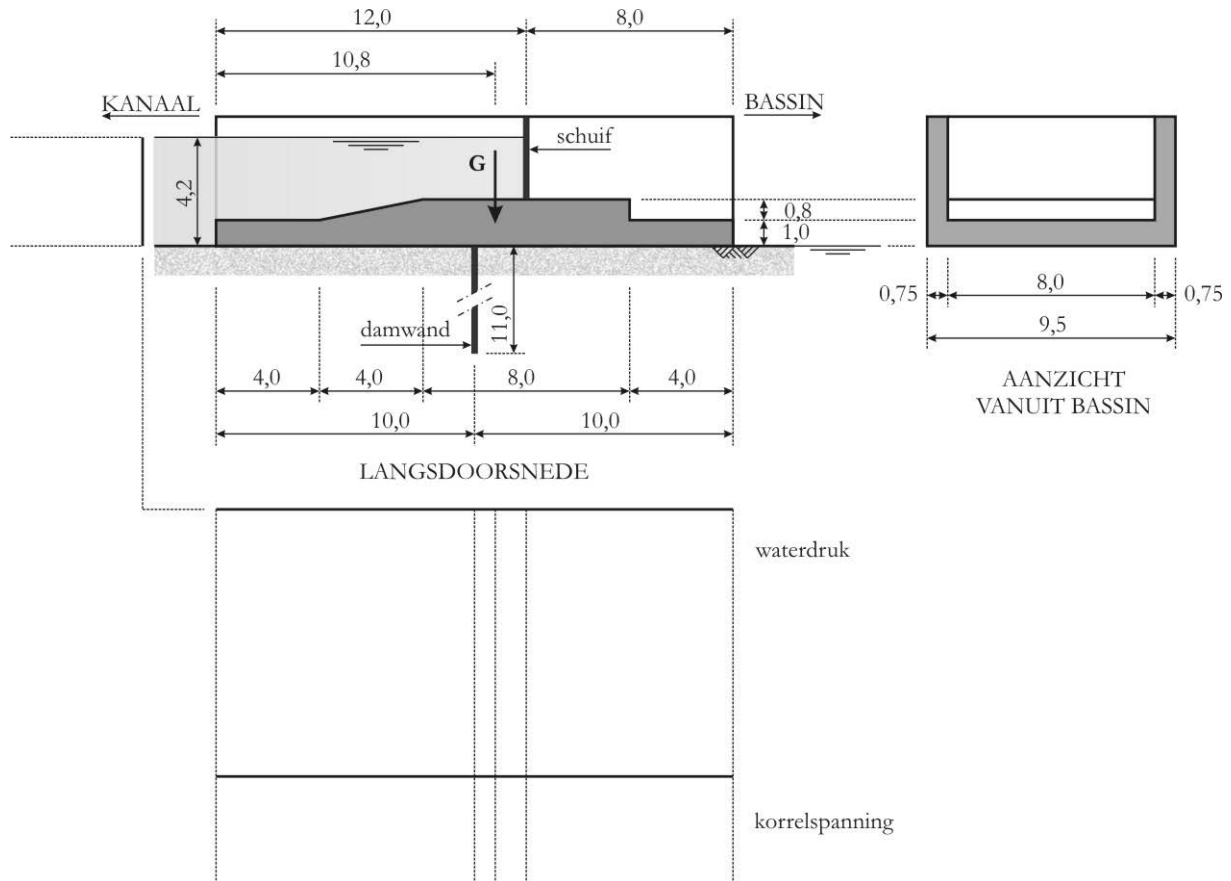


ANTWOORDBLAD 1

bij het tentamen CT2320 Inleiding Waterbouwkunde van 28 juni 2012

Naam:

Studienummer:



Figuur A: Teken in deze figuur het verloop van de waterdrukken waar in opgave 2 naar wordt gevraagd. Vermeld relevante waarden (en eenheden). Geef tevens de lokaties aan van bijbehorende resultante krachten. Ken namen toe aan de diverse resultantes en zorg ervoor dat die corresponderen met wat u in tabel B van Antwoordblad 2 invult. Geef ook het verloop van de korrelspanning onder de constructie in bovenstaande figuur aan (onderste deel van de figuur), inclusief waarden en eenheden.

ANTWOORDBLAD 2

bij het tentamen CT2320 Inleiding Waterbouwkunde van 28 juni 2012

Naam: _____

Studienummer: _____

Horizontale krachten	arm tov E	Moment om E
eenheid:	m	eenheid:
H ₁		
H ₂		
H ₃		
H ₄		
H ₅		
H ₆		
ΣH		
Vertikale krachten		
V ₁		
V ₂		
V ₃		
V ₄		
V ₅		
V ₆		
ΣV	ΣM	

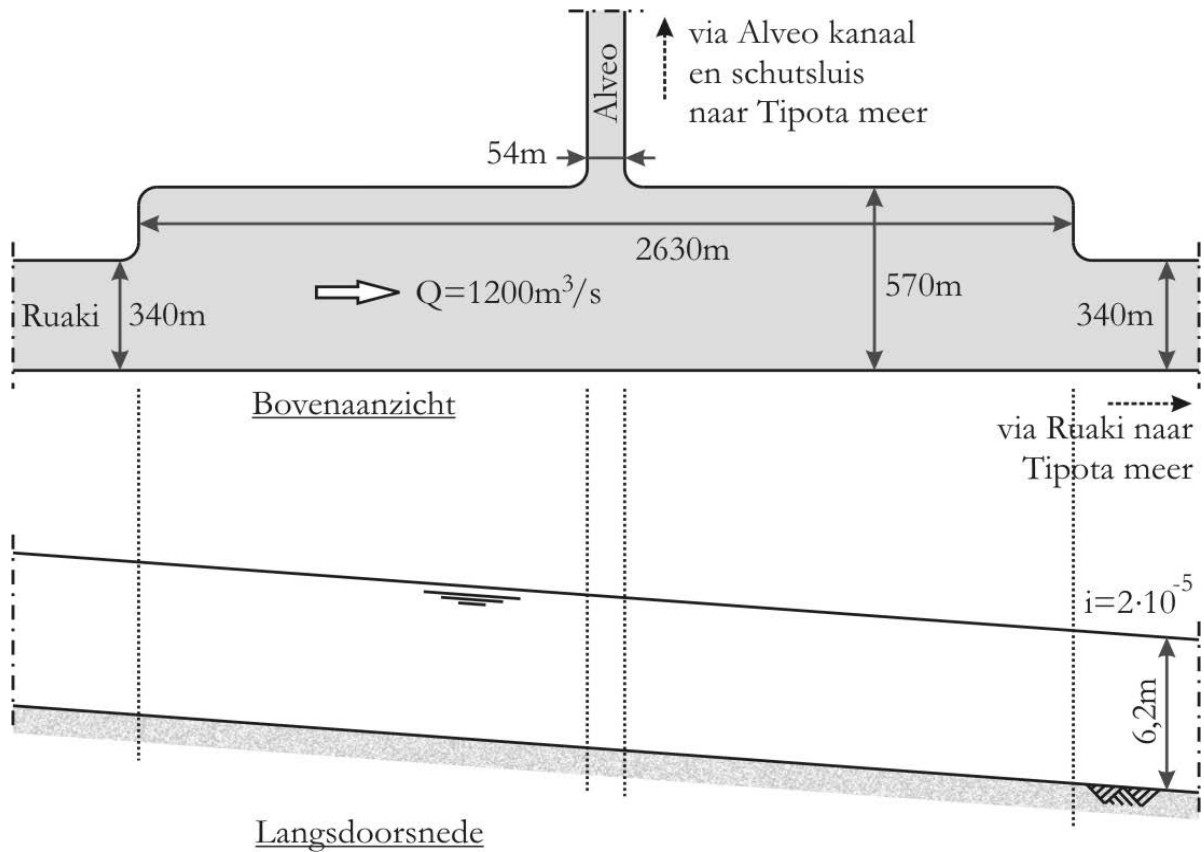
Tabel B: Bij opgave 2. Gebruik deze tabel voor een overzicht van alle krachten en momenten die u in rekening brengt bij het berekenen van de excentriciteit (onderdeel e) van opgave 2). Het aantal krachten hoeft niet gelijk te zijn aan het aantal dat reeds in de tabel is genoemd. Naar eigen inzicht kunt u er meer of minder in rekening brengen. Zorg ervoor dat de namen die u aan de krachten toekent in deze tabel corresponderen met wat u in figuur A van Antwoordblad tekent.

ANTWOORDBLAD 3

bij het tentamen CT2320 Inleiding Waterbouwkunde van 28 juni 2012

Naam:

Studienummer:



Figuur C: Bij opgave 4. In bovenstaande langsdoorsnede is het verloop van bodem en waterstand gegeven ter hoogte van de aansluiting met het Alveo kanaal op het moment dat met de aanleg van de verbreding (bovenaanzicht) is gestart. Geef in de langsdoorsnede het verloop van bodem en waterstand aan voor de situatie nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld. Vermeld waarden van waterdieptes en verhangen en van veranderingen ten opzichte van de oorspronkelijke situatie.

UITWERKING TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT 2320

Dinsdag 29 januari 2013, 14:00 – 17:00

Algemene gegevens

▪ versnelling van de zwaartekracht	$g = 9,81 \text{ N/kg}$
▪ massadichtheid van zout water	$\rho_{\text{zout}} = 1025 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van zoet water	$\rho_{\text{zoet}} = 1000 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van gewapend beton	$\rho_{\text{beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven)	$\rho_{\text{steen}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid zand	$\rho_{\text{zand}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ schadefactor	$k_d = 3$
▪ kinematische viscositeit	$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
▪ wrijvingscoëfficiënt voor wind	$c_W = 4 \cdot 10^{-6}$
▪ korreldiameter grof zand	$D = 400 \text{ }\mu\text{m}$
▪ hoek van inwendige wrijving (grof zand)	$\varphi = 30^\circ$
▪ hoek van inwendige wrijving (stortsteen)	$\varphi = 40^\circ$
▪ coëfficiënt van Bligh voor grof zand	$C_B = 12$
▪ coëfficiënt van Bligh voor grof zand met grind	$C_B = 5 \text{ à } 9$
▪ coëfficiënt van Lane voor grof zand	$C_L = 5$
▪ coëfficiënt van Lane voor fijn grind	$C_L = 4$
▪ coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton	$f = 0.5$

Dit tentamen gaat over een fictieve rivier die deels wordt gekanaliseerd en waarvan een deel van de afvoer door de grachten van een stad wordt geleid. De rivier mondt uit in een meer. Na een beschrijving van deze situatie, worden over specifieke waterbouwkundige aspecten vragen gesteld. Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben het zelfde gewicht en tellen in gelijke mate mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat. Voor alle opgaven van dit tentamen geldt dat u uw antwoord dient te motiveren. Geef altijd exact aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Zonder adequate onderbouwing draagt een antwoord niet bij aan het tentamenresultaat.

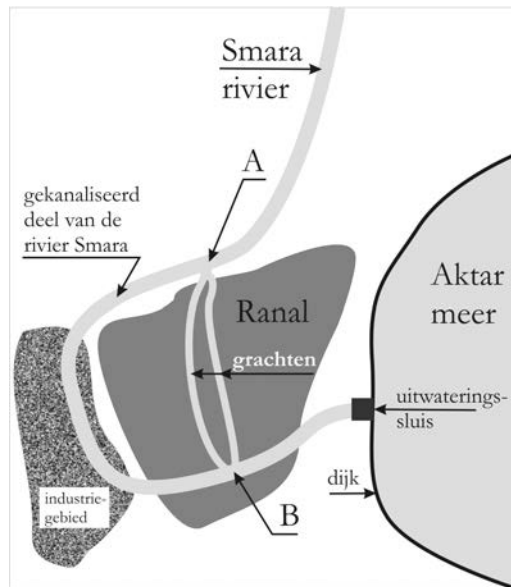
Bij de beantwoording van enkele onderdelen van opgaven 2 moet u gebruik maken van het antwoordformulier dat bij dit tentamen is gevoegd. Dit formulier dient u samen met uw andere antwoorden in te leveren. Vergeet niet uw naam en studienummer op dit formulier te vermelden.

Beschrijving (10 minuten)

Lang geleden, waarschijnlijk meer dan 700 jaar, heeft een handvol pioniers in een bocht van de rivier de Smara, niet ver bovenstrooms van de monding in het Aktar meer, een kleine nederzetting gesticht. Sinds vier eeuwen staat deze nederzetting bekend onder de naam Ranal. Er woonden vooral handelaren die de rivier als transportroute gebruikten. Zij waren overigens niet de enige die dat deden. Ook vanuit andere nederzettingen werd handelswaar over de rivier vervoerd. De inwoners van Ranal zagen dat misschien als concurrentie, maar ook als bron van inkomsten. Heffing van tol heeft in belangrijke mate bijgedragen aan de ontwikkeling van eenvoudige nederzetting tot heuse stad. In die ontwikkeling is de rivierbocht kortgesloten met twee parallelle grachten. Die gaven de handelaren de mogelijkheid om met hun schepen in het centrum van de stad te komen.

Vandaag de dag zijn die grachten er nog steeds, maar de scheepvaart is terug naar de rivier. Aan de oostkant van de rivierbocht is tegenwoordig een industriegebied. Voor de hier gevestigde bedrijven is de rivier een belangrijke verbinding met de buitenwereld.

De huidige situatie is aangegeven in figuur 1. Daarin is de bocht in de benedenloop van de rivier Smara geschetst, evenals de contouren van de stad Ranal en het industriegebied ten oosten daarvan. Ook de monding van de rivier in het Aktar meer is geschetst. De twee parallelle grachten vormen een kortsluiting tussen de punten A en B van de rivier. De rivierbocht tussen A en B is ter wille van de industrie enkele decennia geleden enigszins verlegd (en ingekort tot een lengte van 1120m) en tevens gekanaliseerd. Daarbij zijn de oevers van de rivier uitgevoerd als kades waarlangs kan worden afgemeerd.



Figuur 1: Schets van de benedenloop van de rivier Smara. Het deel van de rivier tussen de punten A en B is gekanaliseerd. Via de stad Ranal is er een kortsluiting in de vorm van twee parallelle grachten. De rivier mondt uit in het Aktar meer via een uitwateringssluus. Noord is naar boven in de schets.

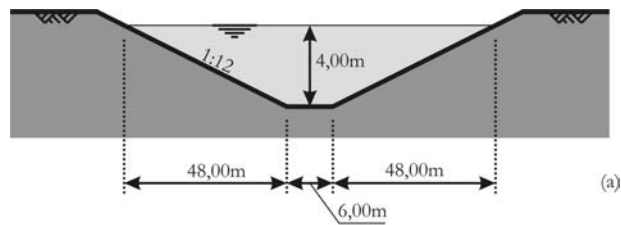
De afvoer van de rivier Smara (bovenstrooms van A) is tegenwoordig geheel gereguleerd en varieert van vrijwel niets tot een maximum van $80 \text{ m}^3/\text{s}$ in tijden van zware neerslag bovenstrooms. Dat maximum is zo gekozen dat de stroomsnelheid in het gekanaliseerde deel van de rivier beperkt blijft tot $0,50 \text{ m/s}$. Een grotere snelheid is hinderlijk voor de scheepvaart.

De grachten in de stad doen tegenwoordig geen dienst meer als scheepvaartweg. Onder extreme omstandigheden is er nog wel een bescheiden afvoerende functie. Op die manier wordt het water in de grachten zo nu en dan ververscht. Ergens in de stad kruisen de grachten een brede weg. Vroeger lagen daar bruggen, maar die zijn inmiddels vervangen door duikers. De afvoerende functie blijft daarmee intact.

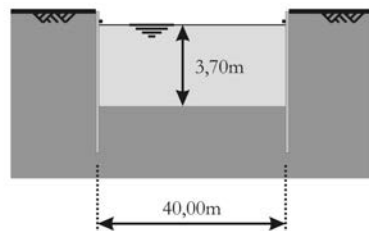
Dwarsdoorsneden van de rivier Smara bovenstrooms van A, het gekanaliseerde deel tussen A en B en van de grachten in de stad Ranal, zijn gegeven in figuur 2. De waterstanden die in deze figuur zijn aangegeven, horen bij de maximale afvoer van $80 \text{ m}^3/\text{s}$ in de Smara (bovenstrooms van A). Bij lagere afvoer wordt de waterstand in de Smara ten behoeve van de scheepvaart geregeld via een uitwateringssluus bij de monding van de Smara in het Aktar meer.

Dit tentamen omvat 5 opgaven met onderwerpen:

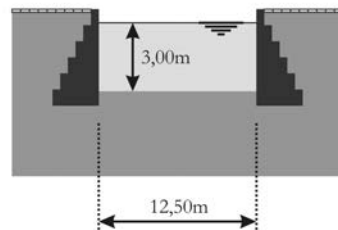
- 1: Beoordeling van een dijkprofiel
- 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie
- 3: Stroming in een open waterloop en transport van sediment
- 4: Scheepvaart
- 5: Stroming in een gesloten waterloop



Dwarsprofiel van de rivier Smara
bovenstrooms van A



Dwarsprofiel van het gekanaliseerde
deel van de rivier Smara



Dwarsprofiel van gracht

Figuur 2: Dwarsprofielen van:

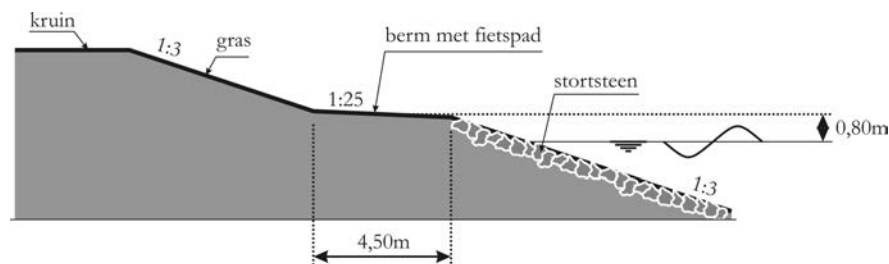
(a): de rivier Smara bovenstrooms
van punt A (zie figuur),

(b) het gekanaliseerde deel van de
rivier Smara in het industriegebied,
tussen de punten A en B (zie figuur 1)
en

(c) de grachten in de stad Ranal (ook
tussen de punten A en B, zie figuur
1).

opgave 1: dijkprofiel (30 minuten)

In het gebied tussen de stad Ranal en het Aktar meer ligt maaiveld nauwelijks boven de waterspiegel in het meer. De waterstand in het meer varieert niet meer dan zo'n 5cm rond het gemiddelde, ook niet bij harde wind. Echter, bij harde wind uit oostelijke richting kunnen in het meer wel golven ontstaan die tot overslag bij de oever leiden. Om daaraan tegemoet te komen, is langs de oever van het meer een dijk van bescheiden omvang aangelegd. Aan de zijde van het meer is deze dijk voorzien van een berm. Een deel van deze berm is verhard en doet dienst als fietspad. De taluds boven en onder de berm hebben een helling 1:3. Bij de berm is dat 1:25. De ontwerpcondities voor deze dijk bestaan uit een waterstand van 0,80m onder het gemiddelde niveau van de berm en loodrecht inkomende golven met $H_{m0} = 1,20\text{m}$ en $T_{m-1,0} = 4\text{s}$. Een schets van het dijkprofiel is te vinden in figuur 3.

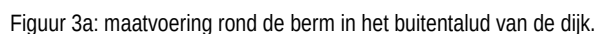


Dwarsprofiel van de dijk langs het Aktar meer
(schematische weergave)

Figuur 3: Schets van het profiel van de dijk langs het Aktar meer.

a) Wat is de bermbreedte die volgens de ontwerprichtlijn in rekening mag worden gebracht bij de bepaling van de invloedsfactor γ_b voor de golfoploop?

Daarnaast geldt de eis dat de in rekening gebrachte bermbreedte niet groter mag zijn dan $L_0/4$, waarbij $L_0 = gT_{m-1,0}^2/(2*\pi)$. Met $T_{m-1,0} = 4s$ vinden we $L_0/4 = 6,24m$ en dat is groter dan 3,96m. Voor de berekening van γ_b kunnen we dus uitgaan van B op 3,96m.



- Als we alleen rekening houden met een mogelijke reductie op de golfoploop door de aanwezigheid van een berm (dus $\gamma_f = \gamma_\beta = 1$ aanhouden in dit onderdeel van de opgave), wordt de golfoploop $R_{u,2\%}$ gegeven door

35

met

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{m0} T_{m-1,0}^2 g / 2\pi}} \quad (2)$$

waarbij, in dit geval, $\tan \alpha = 1/3$, $H_{m0} = 1,2\text{m}$, $T_{m-1,0} = 4\text{s}$, zodat $\xi_{m-1,0} = 1,52$.

Om de golfoploop te kunnen berekenen, moeten we eerst de invloedsfactor γ_b voor de berm bepalen. Omdat de berm boven de ontwerpwaterstand ligt, volgt deze factor uit

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{\text{berm}}} (1 - r_{db}) \quad ; \quad r_{db} = 0,5 - 0,5 \cos \left(\pi \frac{d_b}{R_{u,2\%}} \right) \quad (3)$$

waarin $L_{\text{berm}} = B + 2 \cdot 3 \cdot H_{m0} = 11,16\text{m}$ (zie figuur 3a) en $d_b = 0,80\text{m}$ (hoeveel de ontwerpwaterstand onder het gemiddelde niveau van de berm ligt, zie figuur 3). Met deze gegevens volgt dat $B/L_{\text{berm}} = 0,35$. Omdat γ_b volgens (3) afhankelijk is van de oploop $R_{u,2\%}$ die op zijn beurt weer afhankelijk is van γ_b , passen we een iteratieve methode toe om de oploop te bepalen. Achtereenvolgende schattingen van de oploop $R_{u,2\%}$ worden daarbij verkregen uit combinatie van (1) en (3). De bijbehorende beginschatting volgt met $\gamma_b = 1$. Langs deze weg vinden we dat $\gamma_b = 0,73$ en $R_{u,2\%} = 2,3\text{m}$.

Het bovenbeloop van de dijk (het talud boven de berm) is bekleed met gras ($\gamma_f = 1,0$) en het benedenbeloop met stortsteen (met $\gamma_f = 0,6$). Deze stortsteen is aanwezig vanaf de teen van de dijk (3m onder de ontwerpwaterstand) tot aan de rand van de berm.

- c) Bepaal de reductie die op de golfoploop in rekening mag worden gebracht vanwege de ruwheid van de taludbekleding.

Ruwheid van taludbekleding mag in rekening worden gebracht voor zover deze bekleding is aangebracht tussen $0,25R_{u,2\%,\text{glad}}$ onder de ontwerpwaterstand en $0,50R_{u,2\%,\text{glad}}$ daarboven. Hierin is $R_{u,2\%,\text{glad}}$ de golfoploop die zich bij een volledig glad talud voor zou doen. Die hebben we bij onderdeel b) van deze opgave berekend (2,3m). De stortsteen op het benedenbeloop is aangebracht vanaf 3m onder de ontwerpwaterstand. Dat is meer dan $0,25R_{u,2\%,\text{glad}} = 0,57\text{m}$. Daarom rekenen we met deze ruwe bekleding tussen 0,57m onder tot 0,71m boven de ontwerpwaterstand. Die bovengrens komt overeen met de overgang van benedenbeloop naar berm. Voor het gedeelte vanaf deze overgang naar $0,50R_{u,2\%,\text{glad}}$ boven de ontwerpwaterstand (0,71m tot 1,15m boven de ontwerpwaterstand) rekenen we met een glad talud. Tussen 0,71m en 0,89m boven de ontwerpwaterstand hebben we te maken met de berm. Eventuele ruwe bekleding op de berm moet voor de bepaling van de reductie op de golfoploop buiten beschouwing blijven (reken met $\gamma_f = 1,0$). Op het bovenbeloop (vanaf 0,89m boven de ontwerpwaterstand) is gras aangebracht met een ruwheid $\gamma_f = 1,0$. De totale ruwheid komt hiermee op

$$\gamma_f = (0,6 \cdot (0,71 + 0,57) + 1 \cdot (1,15 - 0,71)) / (1,15 + 0,57) = 0,70.$$

Dit is een gewogen gemiddelde. De ruwheden van de diverse stroken bekleding (in dit geval stortsteen, berm, gras) worden gewogen met het deel van het traject tussen $0,25R_{u,2\%,\text{glad}}$ onder de ontwerpwaterstand en $0,50R_{u,2\%,\text{glad}}$ daarboven, waarover zijn aangebracht. Dat moet worden gemeten langs de hellingen van het boven- en benedenbeloop. In bovenstaande uitdrukking is echter vertikaal gemeten. Dat maakt in dit geval niet uit, omdat de beide hellingen gelijk zijn.

- d) Bepaal de minimaal benodigde kruinhoogte van de dijk ten opzichte van de ontwerpwaterstand.

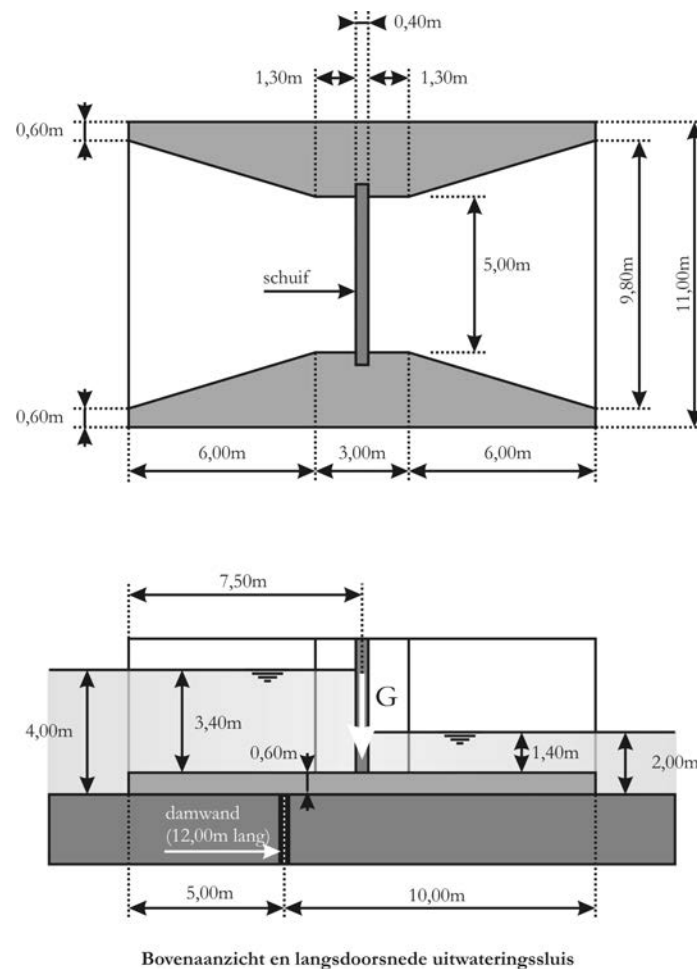
Vanwege de ruwheid van de taludbekleding kunnen op de oploop die we bij b) hebben berekend (2,3m) een reductie van 0,70 toepassen (resultaat van onderdeel c) van deze opgave). Als de golven scheef op de

dijk zouden invallen, zou verdere reductie mogelijk zijn, maar dat is niet het geval ($\gamma_\beta = 1$). De totale reductie komt hiermee op $\gamma_b * \gamma_f * \gamma_\beta = 0,73 * 0,70 * 1 = 0,51$. Voor dit product van invloedsfactoren geldt een minimum van 0,4. Dat wordt niet onderschreden. De golfoploop komt zodoende op $0,70 * R_{u,2\%,glad} = 1,60\text{m}$. Met een (standaard) overhoogte van 0,50m komt de minimaal benodigde kruinhoogte op 2,10m boven de ontwerpwaterstand.

Ergens 10% van een hoogte toevoegen om te compenseren voor klink en zettingen, is in dit geval niet aan de orde. Er wordt niet om een aanleghoogte gevraagd. Bovendien is die 10% van toepassing op de hoogte waarover grond wordt opgebracht. Uit de beschikbare gegevens valt niet af te leiden om welke hoogte het gaat.

opgave 2: stabiliteit van een waterkerende constructie (60 minuten)

Om de waterstanden in de rivier Smara te kunnen reguleren, is in de monding bij het Aktar meer een uitwateringssluis aangelegd. Deze bestaat uit vijf identieke, parallelle eenheden. Elke eenheid heeft de vorm van een versmalling met op het smalste deel een schuif die geheel of gedeeltelijk kan worden geheven. Een schets van zo'n eenheid met gesloten schuif is gegeven in figuur 4. In deze opgave beoordelen we de stabiliteit van deze eenheid in gesloten toestand en met waterstanden zoals aangegeven in figuur 4. Het eigen gewicht van de eenheid (exclusief water, maar inclusief schuif) bedraagt 6000kN (aangegeven met G in figuur 4). Om onderloopsheid te voorkomen is onder de constructie een damwandscherm aangebracht op 5m vanaf de rivierzijde. Dit scherm heeft een lengte van 12m.



Figuur 4: bovenaanzicht en langsdoorsnede van de uitwateringssluis, inclusief waterstanden in gesloten toestand.

- a) Om de stabiliteit van de eenheid te kunnen beoordelen, is een inventarisatie van alle daarop werkende belastingen nodig. Ook moet het moment van deze belastingen worden bepaald. Geef

aan om welk punt u deze momenten berekend. Maak daarvoor gebruik van figuur A2 van het antwoordformulier en geef relevante maten aan (kwantitatief), zodat volstrekt duidelijk is waar dat punt ligt.

Het maakt niet uit welk punt u kiest. Deze vraag is alleen gesteld als toelichting op uw antwoorden bij onderdelen f), g) en h) van deze opgave. De onderbouwing van die antwoorden moet consistent zijn met de keuze van de gevraagde punt. Een doorgaans handige (maar dus niet noodzakelijke) keuze is het geometrisch zwaartepunt van het grondvlak van de constructie. Dat komt in dit geval overeen met het midden van dat grondvlak. In deze uitwerking gaan we van dat punt uit (punt P in figuur 4a).

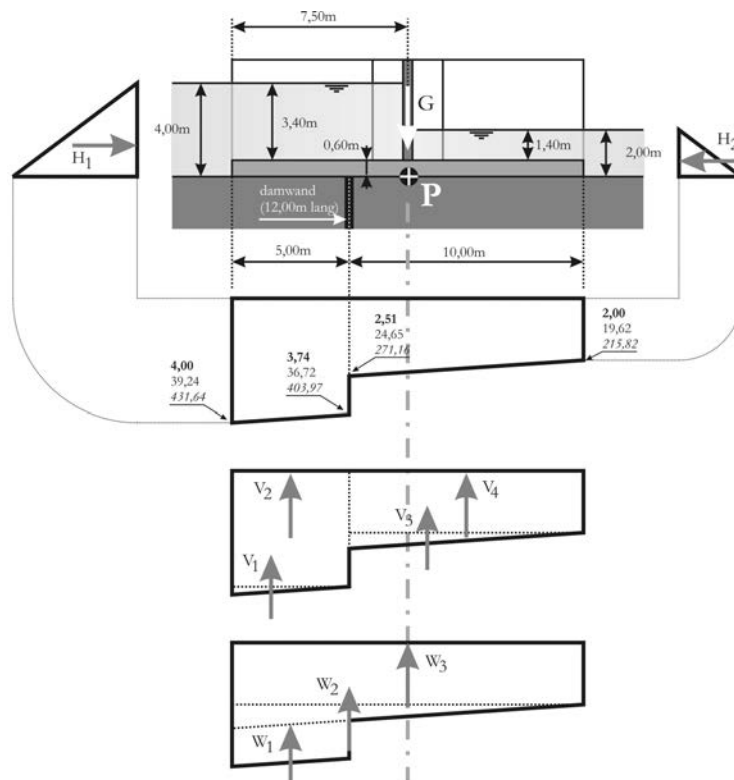
Omdat elke keuze goed is, worden geen punten toegekend voor het antwoord op deze vraag. Echter, indien bij f), g) en/of h) inconsistentie blijkt, is dat reden tot aftrek.

- b) Bereken de horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie. Beschrijf (kwantitatief) hoe u deze berekening uitvoert en vermeld het resultaat in tabel A1 op het antwoordformulier.

Bij de bepaling van belastingen en bijbehorende momenten hanteren we de conventie dat ‘naar rechts’, ‘naar boven’ en ‘linksom’ positief worden gerekend.

De horizontale belastingen zijn de resultanten van de hydrosatische waterdrukken aan weerszijden van de constructie. De omvang H wordt gegeven door $H = \rho_w g h^2 / 2$, met B de uitwendige breedte van de constructie (11m) en de h de waterdiepte (aan rivierzijde is dat 4m en aan meerzijde 2m). De hydrostatische drukken zijn getekend in figuur 4a. De grootte van de resultanten en bijbehorende momenten om P zijn gegeven in onderstaande tabel.

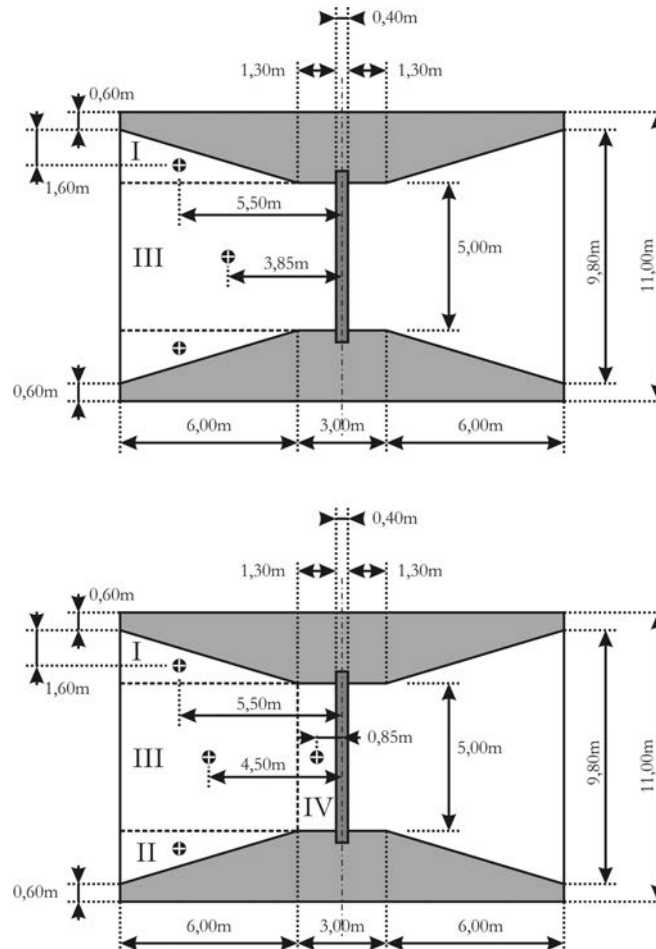
	kN	kN/m'	arm om P [m]	kNm	kNm/m'
H_1	863,28	78,48	1,33	-1151,04	-104,64
H_2	-215,82	-19,62	0,67	143,88	13,08
ΣH	647,46	58,86	ΣM_{hor}	-1007,16	-91,56



Figuur 4a: Horizontale en opwaartse waterdrukken rond de constructie (en twee methoden om de opwaartse drukken in eenvoudig hanteerbare delen te splitsen). Waterdrukken zijn aangegeven in meters waterkolom (dik gedrukt), kN/m² en druk geïntegreerd over de breedte van het grondvlak van de constructie (kN/m; cursief).

- c) Bereken de neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie. Beschrijf (kwantitatief) hoe u deze berekening uitvoert en vermeld het resultaat in tabel A1 op het antwoordformulier.

Hierbij gaat het om het gewicht van het water dat zich in de constructie bevindt. In deze uitwerking kijken we alleen in detail naar de rivierzijde van de schuif. Vanwege de symmetrie van de constructie kan de zelfde methode worden toegepast op de meerzijde.



Figuur 4b: Twee methoden voor de verdeling van de natte bovenkant van de vloer van de constructie in makkelijk hanteerbare delen.

De vorm van het door water belaste deel van de bovenkant van de vloer van de constructie maken we hanteerbaar door deze splitsen in eenvoudige delen (rechthoeken en driehoeken). In figuur 4b zijn twee mogelijke splitsingen geschetst. Voor elk deel bepalen we het gewicht van het water dat erop rust en het bijbehorende moment om P. Voor de splitsing in 3 delen (bovenste plaatje in figuur 4b) vinden we per deel:

- I. oppervlakte $A_I = 7,20\text{m}^2$, gewicht van het water is 240,15kN (de waterdiepte is 3,40m)
- II. oppervlakte $A_{II} = 36,50\text{m}^2$, gewicht 1217,42kN
- III. oppervlakte $A_{III} = A_I$.

	kN	kN/m'	arm om P [m]	kNm	kNm/m'
V_I	240,15	21,83	5,50	1320,82	120,07
V_{II}	1217,42	110,67	3,85	4687,07	426,08
V_{III}	240,15	21,83	5,50	1320,82	120,07

ΣV_{riv}	1697,72	154,34	ΣM_{riv}	7328,71	666,25
------------------	---------	--------	------------------	---------	--------

- Bij een splitsing in 4 delen (onderste plaatje in figuur 4b), wordt dit
- I. oppervlakte $A_I = 7,20\text{m}^2$, gewicht van het water is 240,15kN
 - II. oppervlakte $A_{II} = 30,00\text{m}^2$, gewicht 1000,62kN
 - III. oppervlakte $A_{III} = A_I$.
 - IV. oppervlakte $A_{IV} = 6,50\text{m}$, 216,80kN

	kN	kN/m'	arm om P [m]	kNm	kNm/m'
V_I	-240,15	-21,83	5,50	1320,82	120,07
V_{II}	-1000,62	-90,97	4,50	4502,79	409,34
V_{III}	-240,15	-21,83	5,50	1320,82	120,07
V_{IV}	-216,80	-19,71	0,85	184,28	16,75
ΣV_{riv}	-1697,72	-154,34	ΣM_{riv}	7328,71	666,25

Een derde mogelijkheid is om eerst het zwaartepunt te bepalen van het natte deel van de bovenkant van de vloer van de constructie en de bijbehorende (horizontale) afstand z tot P:

$$z = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} \quad (4)$$

waarin z_i de "armen om P" zijn en A_i de oppervlakken van de onderscheiden delen. We vinden dat

$$\begin{aligned} z &= (7,20\text{m}^2 \cdot 5,50\text{m} + 36,50\text{m}^2 \cdot 3,85\text{m} + 7,20\text{m}^2 \cdot 5,50\text{m}) / (7,20\text{m}^2 + 36,50\text{m}^2 + 7,20\text{m}^2) \\ &= 219,73\text{m}^3 / 50,90\text{m}^2 \\ &= 4,32\text{m} \end{aligned}$$

(in vieren splitsen levert natuurlijk een identiek resultaat op).

Het totale gewicht van het water in de constructie aan de rivierzijde van de schuif bedraagt

$$\rho_{\text{wg}} h \Sigma A = \rho_{\text{wg}} 3,40\text{m} \cdot 50,90\text{m}^2 = 1697,72\text{kN} = \Sigma V_{riv}.$$

Het bijbehorende moment is $\Sigma M_{riv} = z \Sigma V_{riv} = 4,32\text{m} \cdot 1697,72\text{kN} = 7328,71\text{kNm}$.

Voor het gewicht van het water in de constructie aan de meerzijde van de schuif kunnen we op dezelfde manier te werk gaan. Gelet op de symmetrie van de constructie is de waterdiepte het enige verschil tussen beide zijden van de schuif. Aan rivierzijde is dat 3,40m en aan meerzijde is dat 1,40m. De belastingen aan meerzijde zijn zodoende $1,4/3,4 = 0,412$ maal zo groot. Voor de bijbehorende momenten geldt die verhouding ook. Echter, er is wel een verschil van teken. Het gewicht van water aan rivierzijde levert een positief moment rond P en dat aan meerzijde een negatief moment. Kortom:

$$\Sigma V_{meer} = (1,4/3,4) \cdot \Sigma V_{riv} = 699,06\text{kN}.$$

$$\Sigma M_{meer} = -(1,4/3,4) \cdot \Sigma M_{riv} = -3017,70\text{kNm}$$

- d) Bereken de opwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie. Beschrijf (kwantitatief) hoe u deze berekening uitvoert en vermeld het resultaat in tabel A1 op het antwoordformulier.

We nemen aan dat de stijghoogte lineair verloopt langs de kwelweg. Dat is het grensvlak tussen constructie en ondergrond, inclusief het onderloopsheidscherm. Ten opzichte van het grondvlak van de constructie is die stijghoogte aan rivierzijde 4m en aan meerzijde 2m. De kwelweg is 39m lang (15m grondvlak van de constructie, vermeerderd met 2 maal de lengte van het onderloopsheidscherm; dat ding heeft immers twee kanten). De stijghoogte neemt van rivier naar meer zodoende af met $(4-2)\text{m}/39\text{m} = 0,0513\text{m/m}$. Voor het grondvlak van de constructie direct aan rivierzijde van het onderloopsheidscherm (op 5m vanaf de rivierzijde), komt de stijghoogte op $4\text{m} - 5\text{m} \cdot 0,0513 = 3,74\text{m}$. Net aan de andere kant van het onderloopsheidscherm komen we op $2\text{m} + 10\text{m} \cdot 0,0513 = 2,31\text{m}$. Het verloop van de opwaartse waterdruk is geschetst in figuur 4a. De berekende stijghoogten zijn in deze figuur aangegeven, inclusief de

bijbehorende druk (stijghoogte vermenigvuldigen met ρ_{wg}) en deze druk geïntegreerd over de breedte van het grondvlak van de constructie.

Het berekende drukverloop splitsen we in delen waarvan de bijbehorende resultanten betrekkelijk eenvoudig zijn te bepalen. Dat kan op diverse manieren. In figuur 4a zijn er twee gegeven. In onderstaande tabellen zijn de resultanten en bijbehorende momenten rond P voor beide manieren vermeld. Eén voorbeeld:

$$V_1 = \rho_{wg} (4,00\text{m}-3,74\text{m}) \cdot 5\text{m} \cdot 11\text{m} / 2 = 70,14\text{kN}.$$

Hierin is $4,00-3,74 = 0,26$ het verschil in stijghoogte tussen de rivierzijde van de constructie en net links van het onderloopsheidscherm. De waarde $3,74\text{m}$ bevat een afrondingsfout. Het verschil in stijghoogte is eigenlijk $(2/39) \cdot 5\text{m} = 0,2564$. Rekenen met deze nauwkeuriger waarde geeft $V_1 = 69,17\text{kN}$.

	kN	kN/m'	arm om P [m]	kNm	kNm/m'
V_1	69,17	6,29	5,83	-403,51	-36,68
V_2	2019,85	183,62	5,00	-10099,27	-918,12
V_3	276,69	25,15	0,83	230,58	20,96
V_4	2158,20	196,20	2,50	5395,50	490,50
ΣV_{op}	4523,91	411,26	ΣM_{op}	-4876,70	-443,34

De tweede manier van opdelen van het drukverloop leidt natuurlijk tot een identiek resultaat, maar telt slechts 3 stappen (in plaats van 4) en kent minder tussenresultaten (met afrondingsfouten).

$$W_1 = \rho_{wg} 24\text{m} \cdot (2/39) \cdot 5\text{m} \cdot 11\text{m} = 664,06\text{kN}.$$

Hierin is $24\text{m} \cdot (2/39)$ het verval over het onderloopsheidscherm, gelijk de hoogte van de sprong in het drukverloop, uitgedrukt in de stijghoogte.

$$W_2 = \rho_{wg} 15\text{m} \cdot (2/39) \cdot 15\text{m} \cdot 11\text{m} = 622,56\text{kN},$$

waarin $15\text{m} \cdot (2/39)$ het totale verval is over het grondvlak van de constructie.

	kN	kN/m'	arm om P [m]	kNm	kNm/m'
W_1	664,06	60,37	5,00	-3320,31	-301,85
W_2	622,56	56,60	2,50	-1556,39	-141,49
W_3	3237,30	294,30	0,00		
ΣW_{op}	4523,92	411,27	ΣM_{op}	-4876,70	-443,34

Samen met de antwoorden op de onderdelen b), c) en d) van deze opgave kunnen we onderstaand overzicht maken van alle, aan water gerelateerde belastingen én het eigen gewicht van de constructie, en ook de bijbehorende momenten om P.

	kN	kN/m'	arm om P [m]	kNm	kNm/m'
ΣH	647,46	58,86		-1007,16	-91,56
ΣV_{riv}	-1697,72	-154,34		7328,71	666,25
ΣV_{meer}	-699,06			-3017,70	
G	-6000	-545,45	0,00	0,00	0,00
ΣW_{op}	4523,92	411,27		-4876,70	-443,34
ΣV	-3872,86	352,09			
			ΣM	-1572,85	-142,99

Merk op dat $\Sigma V < 0$. Dat betekent dat de resultante van alle verticale belastingen, inclusief het eigen gewicht, naar beneden is gericht. De constructie drijft dus niet op.

e) Bepaal de veiligheid tegen afschuiven van de constructie.

De veiligheid γ tegen afschuiven wordt gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\{f, \tan\delta\} |\Sigma V|}{|\Sigma H|} ; \quad \frac{2}{3}\varphi \leq \delta \leq \varphi \quad (5)$$

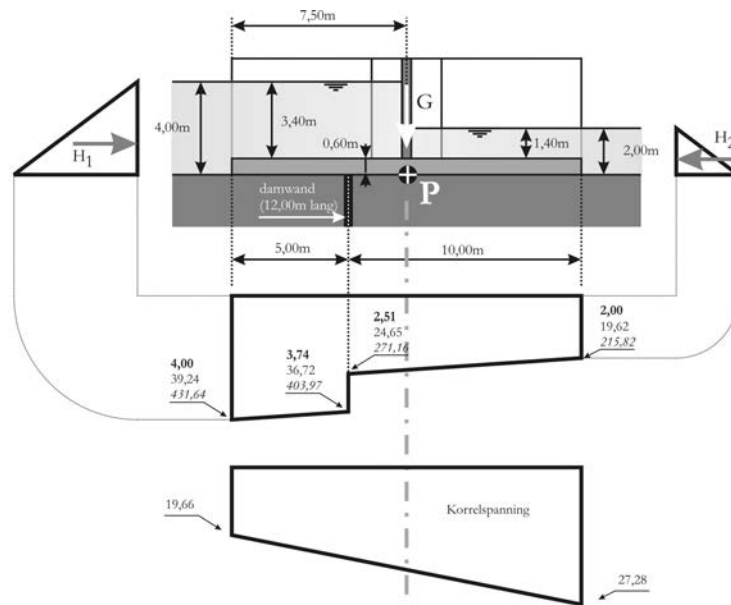
waarin f de wrijvingscoëfficiënt voor het grensvlak tussen zand en beton ($f=0,5$, zie algemene gegevens) en ϕ is de hoek van inwendige wrijving van het materiaal onder de constructie (30°). Afhankelijk van de keuze voor δ (en elke keuze in het vermelde interval is goed) vinden we γ tussen 2,2 en 3,0. Dat is steeds ruim groter dan 1 en dus is de constructie veilig tegen afschuiven.

- f) Bereken de uiterste korrelspanningen onder de constructie en teken het verloop van de korrelspanning in figuur A2 op het antwoordformulier

Met onze keuze van punt P (zie onderdeel a) van deze opgave) in het geometrisch zwaartepunt van het grondvlak van de constructie, geldt voor de extreme korrelspanningen σ_{extr} :

$$\sigma_{extr} = \frac{\sum V}{bl} \pm \frac{\sum M}{bl^2/6} \quad (6)$$

met $b=11\text{m}$ en $l=15\text{m}$. Hieruit volgt dat de korrelspanning verloopt van $-19,66\text{kN/m}^2$ naar $-27,28\text{kN/m}^2$. Omdat het netto moment negatief is (rechtsom) en het moment ten gevolge van de korrelspanning dit moet compenseren (linksom), treedt de maximale korrelspanning aan meerzijde op (zie figuur 4c). Je kunt ook stellen dat (6) aangeeft welke spanning er door de constructie op de ondergrond wordt uitgeoefend (in het geval van evenwicht). Deze spanningen zijn kennelijk overal negatief en bij onze tekenconventie wil dat zeggen naar beneden gericht. Er is zodoende sprake van druk in het korrelmateriaal direct onder de constructie.



Figuur 4c: Verloop van de korrelspanning onder de constructie (samen met horizontale en opwaartse waterdrukken).

- g) Is de constructie veilig tegen kantelen? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

Beide extreme spanningen (berekend bij het voorgaande onderdeel van deze opgave) hebben hetzelfde teken. In combinatie met $\sum V < 0$ betekent dit dat in het korrelmateriaal onder de constructie overal druk optreedt. Er is zodoende geen gevaar voor kantelen.

Dit kan ook worden beoordeeld aan de hand van de zogeheten excentriciteit e . Er is geen gevaar voor kantelen indien

$$-\frac{1}{6}l \leq e = \frac{\sum M}{\sum V} \leq \frac{1}{6}l \quad (7)$$

(met $l=15\text{m}$). Met $e = 0,406$ wordt hieraan voldaan en blijkt de constructie veilig tegen kantelen.

In plaats van bovenstaande toets (7) kan ook gebruik gemaakt worden van

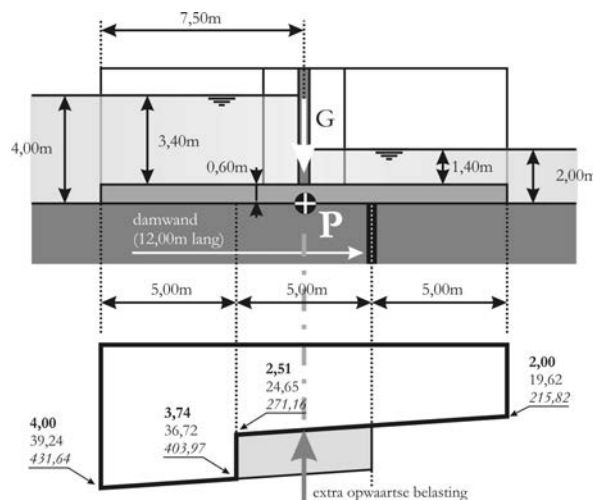
$$|e| = \left| \frac{\sum M}{\sum V} \right| \leq \frac{1}{6}l \quad (8)$$

wat natuurlijk een identieke conclusie oplevert.

- h) Stel dat het onderloopsheidscherm 5m meer naar rechts zou zijn geplaatst (dus 10m vanaf de rivierzijde en 5m vanaf de meerzijde; geen verandering van lengte). Wat voor gevolgen heeft dit voor de veiligheid tegen kantelen? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

Voor het bepalen van het effect van een verplaatsing van het onderloopsheidscherm kijken we naar het verloop van de opwaartse waterdruk tegen het grondvlak van de constructie. Die verplaatsing heeft nergens anders invloed op.

Met het onderloopsheidscherm verschuift ook de sprong in het verloop van de waterdruk onder de constructie. De grootte van die sprong verandert echter niet. Immers, die grootte wordt bepaald door het verval over het onderloopsheidscherm. Door verschuiving van het scherm blijft de totale kwelweg gelijk (blijft 39m) en dat geldt ook voor het verval over de constructie (blijft 2m). De sprong in het drukverloop gaat van 2,50m links van P naar 2,50m rechts van P. De totale opwaartse kracht neemt daardoor toe (zie het grijs gemarkeerde blok in het drukverloop dat is geschetst in figuur 4d). De omvang van de toename is gelijk aan $p_{wg} 24\text{m} \cdot (2/39) \cdot 5\text{m} \cdot 11\text{m} = 664,06\text{kN}$ (voor uitleg: zie W_1 bij onderdeel d) van deze opgave).



Figuur 4d: Verandering van het verloop van de opwaartse waterdrukken als het onderloopsheidscherm 5m naar rechts wordt verplaatst. Het grijs gemarkeerde deel bij het drukverloop geeft de verandering aan. Het gaat om een toename van de opwaartse druk.

De werklijn van de resultante van deze toename gaat door P. De toevoeging verandert dus niets aan het moment van de opwaartse waterdrukken om P.

Toepassen van uitdrukking (8) voor de excentriciteit levert voor deze nieuwe situatie dat $|e| = 2,04\text{m}$ en dat is groter dan de 0,406 die we vonden voor het onderloopsheidscherm op de oorspronkelijke positie. De veiligheid tegen kantelen is door verschuiving van het onderloopsheidscherm dus afgenomen, maar gevaar voor kantelen is er niet (want $2,04\text{m} < 1/6 = 2,50\text{m}$).

opgave 3: stroming en sedimenttransport (40 minuten)

Het gekanaliseerde deel van de rivier Smara (het gedeelte tussen A en B in figuur 1), heeft een rechthoekige doorsnede met een breedte van 40m (zie figuur 2b). In extreme condities moet de Smara bovenstrooms van A een afvoer van 80m³/s verwerken. Bij A verdeelt deze afvoer zich over de grachten in de stad Ranal en het gekanaliseerde deel van de rivier. Slechts 7,5% van de afvoer gaat via de grachten (samen). De Nikuradse ruwheid van het gekanaliseerde deel van de rivier is 0,07m. Bij de genoemde afvoer is de waterdiepte overal in dit deel van de rivier gelijk aan 3,7m (eenparige stroming).

- a) Bepaal de Chézy ruwheid van het gekanaliseerde deel van de rivier.

Met de gegeven Nikuradse ruwheid $k_s = 0,07$ m en het dwarsprofiel van de waterloop (figuur 2b), kunnen we de Chézy waarde C bepalen met White-Colebrook:

$$C = 18 \log_{10} \frac{12R}{k_s} \quad ; \quad R = \frac{A_c}{P} \quad (9)$$

waarin R de hydraulische straal, A_c het natte oppervlak van de dwarsdoorsnede van de waterloop (3,7m*40,0m=148,0m²) en P de bijbehorende natte omtrek (3,7m+40m+3,7m=47,4m). Hiermee is $R = 3,12$ m. Hiermee volgt dat $C = 49,1 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

- b) Hoe groot is het verhang van het gekanaliseerde deel van de rivier?

Volgens de Chézy-relatie is

$$u = \frac{Q}{A_c} = C\sqrt{Ri} \quad \Leftrightarrow \quad i = \frac{1}{R} \left(\frac{Q}{A_c C} \right)^2 \quad (10)$$

zodat, met $Q = (1-0,075) \cdot 80 \text{ m}^3/\text{s} = 74 \text{ m}^3/\text{s}$ en $A_c = 3,7 \cdot 40 \text{ m}^2$, het verhang $i = 3,32 \times 10^{-5}$.

In de volgende onderdelen van deze opgaven heeft u het antwoord op onderdeel b) nodig. Als u dat antwoord niet heeft kunnen vinden, ga dan uit van $2,65 \times 10^{-5}$.

- c) De bodem van het gekanaliseerde deel van de rivier bestaat uit grof zand met een korreldiameter van 400μm. Is er bij deze korreldiameter sprake van transport van sediment? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

Of sprake is van transport van sediment onderzoeken we aan de hand van de Shields parameter Ψ , gedefinieerd als

$$\Psi = \frac{u_*^2}{\Delta g D} \quad ; \quad u_* = \frac{u}{C} \sqrt{g} = \frac{Q}{A_c C} \sqrt{g} \quad (11)$$

in relatie tot de mate van turbulentie, uitgedrukt in het Reynolds getal

$$\text{Re}_* = \frac{u_* D}{\nu} \quad (12)$$

In bovenstaande uitdrukkingen is u_* de schuifspanningssnelheid, D de korreldiameter (0,4mm), ν is de kinematische viscositeit (10⁻⁶m²/s, zie algemene gegevens) en Δ is de relatieve dichtheid van het sediment onder water: $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w = 1,65$ ($\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ en $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$).

We vinden dat $\Psi=0,139$ en $Re_*=12$. Volgens de grafiek van Shields (die waar Ψ tegen Re_* is uitgezet) is hierbij sprake van transport.

Omdat in dit geval $\rho_s=2650\text{kg/m}^3$, kunnen we ook gebruik maken van de grafiek waarin u_* tegen D is uitgezet. Dat leidt (natuurlijk) tot de zelfde conclusie.

Concluderen dat sprake is van transport omdat $\Psi>0,06$ is niet juist. Deze kritische waarde voor Ψ heeft betrekking op volledig ontwikkelde turbulentie ($Re_*>500$, ongeveer) en dat is hier niet aan de orde. Ψ toetsen aan 0,03 is helemaal fout, want dat gaat over begin van beweging (in plaats van transport) bij volledig ontwikkelde turbulentie.

Er blijkt daadwerkelijk transport van sediment op te treden (ook al heeft u bij het voorgaande onderdeel van deze opgave mogelijk anders geconcludeerd). Het transport s per eenheid van spiegelbreedte wordt gegeven door $s = \alpha u^3$ (u = stroomsnelheid). Vanwege de vegetatie langs de oevers van de rivier bovenstrooms van A, is de evenredigheidsconstante α voor dat deel van de rivier ongeveer 4% lager dan die voor de waterlopen benedenstrooms van A. Die vegetatie heeft een reducerend effect op het transport.

- d) Ga kwantitatief in op de vraag of het kennelijk aanwezige transport van sediment leidt tot situaties die men eigenlijk zou willen vermijden in een scheepvaartroute, zoals het optreden van ontgronding of verondieping.

Ontgronding of verondieping zijn het gevolg van gradiënten in het transport. Die zouden in dit geval kunnen voorkomen bij de overgang van de rivier naar het gekanaliseerde deel (punten A en B in figuur 1). Als bijvoorbeeld in de rivier bovenstrooms van A meer wordt getransporteerd dan in het gekanaliseerde deel en de twee stadsgrachten samen, zal rond punt A verondieping optreden. Door voor de betreffende waterlopen het totale transport te bepalen, kunnen we nagaan of van zoiets sprake is.

Voor het gekanaliseerde deel van de rivier vinden we een totaal transport S_c van

$$S_c = \alpha B_c \left(\frac{Q_c}{A_c} \right)^3 \quad (13)$$

met B_c de breedte van de waterloop (40m), Q_c het debiet ($74\text{m}^3/\text{s}$) en A_c het natte oppervlak van het dwarsprofiel (148m^2). Hiermee volgt dat $S_c=5,00\alpha$.

Voor de rivier bovenstrooms van A vinden we op soortgelijke manier dat $S_r = 5,17\alpha$. Dat kunnen we niet rechtstreeks vergelijken met S_c , omdat α in het gekanaliseerde deel een iets andere waarde heeft. Gegeven is dat α voor de rivier ongeveer 4% lager ligt dan die voor het gekanaliseerde deel. Dus als we overal de α van het gekanaliseerde deel gebruiken, moeten we rekenen met $S_r = 0,96 \cdot 5,17\alpha = 4,96\alpha$.

Voor de grachten geldt de zelfde α als voor het gekanaliseerde deel. Het debiet door een gracht is $3\text{m}^3/\text{s}$ (per gracht) en daarmee is de stroomsnelheid gelijk aan $0,08\text{m/s}$ (het natte oppervlak van de doorsnede is $37,5\text{m}^2$, zie figuur 2c). Het transport per gracht komt daarmee op $0,0064\alpha$. Voor de twee parallelle grachten samen vinden we $0,013\alpha$.

Stellen we nu een balans op voor punt A, dan zien we dat via de rivier $4,96\alpha$ wordt aangevoerd, terwijl via het gekanaliseerde deel en de twee grachten samen $5,01\alpha$ wordt afgevoerd. Het verschil is relatief klein. Of het tot problemen leidt, hangt af van de grootte van α , want die bepaalt tempo en omvang van de erosie die waarschijnlijk (want die 4% verschil in α is slechts een benadering) zal optreden.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

opgave 4: scheepvaart (40 minuten)

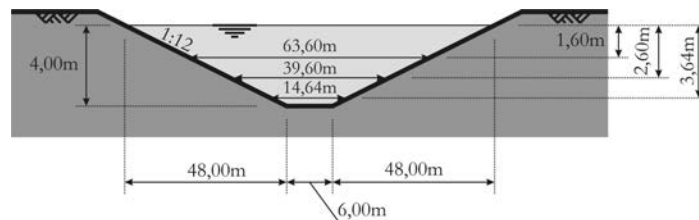
Op de rivier Smara wordt gevaren met schepen in de klasse CEMT II (55m lang, een breedte van 6,6m en een diepgang van 1,6m in ongeladen toestand en geladen is dat 2,6m).

- a) Bepaal of het dwarsprofiel van de Smara bovenstrooms van A voldoet aan de Nederlandse normen voor scheepvaart in twee richtingen met schepen in de klasse CEMT II. Houdt rekening met mogelijke harde wind.

Volgens de Nederlandse normen moet zijn voldaan aan 4 eisen (zie ook figuur 2a):

- 1) de waterdiepte moet ten minste $1,4d_g$ zijn (d_g is diepgang van het maatgevende schip in geladen toestand): $1,4d_g = 3,64\text{m}$ en dat is minder dan de aanwezige 4,00m.
- 2) op een diepte van $1,4d_g$ (dus op 3,64m onder de waterspiegel) moet een breedte aanwezig zijn van ten minste $2b$ (b is de breedte van het schip): $2b = 13,2\text{m}$ en dat is minder dan de aanwezige 14,64m.
- 3) in het kielvlak van het geladen schip (dus 2,6m onder de waterspiegel) moet een breedte aanwezig zijn van ten minste $4b = 26,4\text{m}$. Dat is minder dan de aanwezige 39,6m.
- 4) in het kielvlak van het ongeladen schip (dus 1,6m onder de waterspiegel) moet de aanwezige breedte (63,6m) ten minste gelijk zijn aan $4b + \text{ZWT}$, waarbij ZWT = zijwindtoeslag, in dit geval, vanwege de harde wind, gelijk aan 10% van de lengte van het schip (55m), dus $4b + \text{ZWT} = 26,4\text{m} + 5,5\text{m} = 31,9\text{m}$.

Kennelijk is aan alle vier eisen voldaan.



Figuur 2a: Afmetingen van de dwarsdoorsnede van de rivier die betrekking hebben op de Nederlandse normen voor toetsing op geschiktheid als vaarweg.

- b) Aan de hand van de toetsing die u in het vorige onderdeel van deze opgave heeft uitgevoerd (opgave 4a), zou u in één oogopslag moeten kunnen zien of het dwarsprofiel van het gekanaliseerde deel van de rivier ook voldoet aan de Nederlandse normen. Is dat het geval als aan één zijde schepen liggen afgemeerd?

Bij een rechthoekige doorsnede volstaat het te kijken naar de diepte (ten minste $1,4d_g$) en de totale breedte ($4b + \text{ZWT}$). Aan de minimale diepte wordt voldaan ($3,70\text{m} > 3,64\text{m}$) en aan de beschikbare breedte ook ($40\text{m} - b = 33,4\text{m} > 31,9\text{m}$).

- c) Op de rivier Smara bovenstrooms van A wordt gevaren met 85% van de grenssnelheid, ook bij de maximale afvoer van $80\text{m}^3/\text{s}$ in de rivier. Hoe groot is bij die afvoer de maximale snelheid van het schip ten opzichte van de oever? Hoe groot is de daarbij behorende retourstroomsnelheid, ook ten opzichte van de oever?

We maken gebruik van het diagram van Schijf. Met $A_s/A_c = 2,6\text{m} \cdot 6,6\text{m} / 216\text{m}^2 = 0,08$ vinden we dat $v_{gr}/(gh_{gem})^{1/2} = 0,675$. Omdat $h_{gem} = A_c/B = 216\text{m}^2 / 102\text{m} = 2,12\text{m}$ (B is de spiegelbreedte), is $v_{gr} = 3,08\text{m/s}$. De vaarsnelheid ten opzichte van het water komt hiermee op $v = 0,85v_{gr} = 2,62\text{m/s}$.

De stroomsnelheid ten opzichte van de oever bedraagt $Q/A_c = 80 \text{ m}^3/\text{s} / 216 \text{ m}^2 = 0,37 \text{ m/s}$. De maximale snelheid van het schip ten opzichte van de oever wordt bereikt als stroomafwaarts wordt gevaren. De snelheid ten opzichte van de oever is dan $2,62 \text{ m/s} + 0,37 \text{ m/s} = 2,99 \text{ m/s}$.

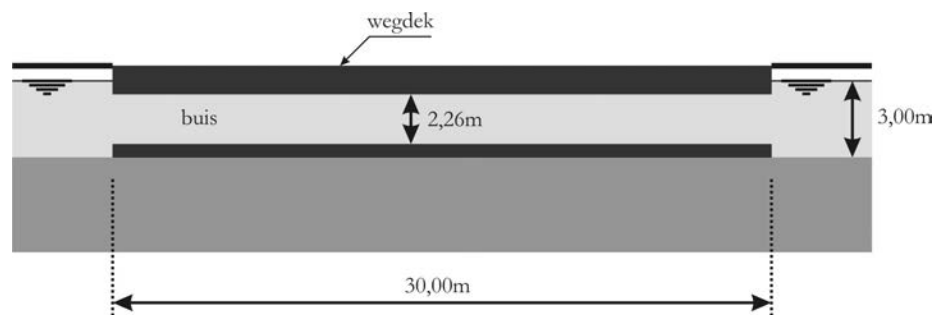
Bij $v = 0,85v_{gr}$ vinden we voor de retourstroomsnelheid $u_r / (gh_{gem})^{1/2} = 0,08$, zodat $u_r = 0,36 \text{ m/s}$ (ten opzichte van het water). Bij stroomafwaarts varen gaat de retourstroom tegen de afvoer in. De stroomsnelheid (naast het schip) ten opzichte van de oever is zodoende $0,37 \text{ m/s} - 0,36 \text{ m/s} \sim 0 \text{ m/s}$.

- d) Stel dat één schip (klasse CEMT II) bovenstrooms van A met 85% van de grenssnelheid vaart in stroomopwaartse richting. Hoe groot is in dat geval de spiegeldaling?

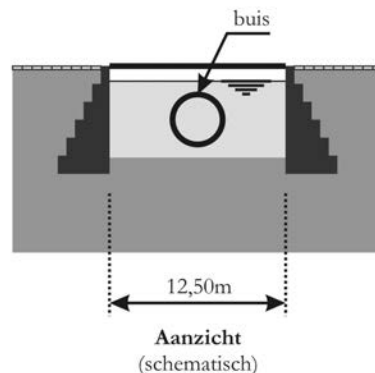
Bij $v = 0,85v_{gr}$ vinden we voor de spiegeldaling $z/h_{gem} = 0,05$, zodat $z = 0,11 \text{ m}$.

opgave 5: stroming in een gesloten leiding (40 minuten)

De maximale afvoer van de Smara bovenstrooms van A bedraagt $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Daarvan gaat 7,5% via de twee grachten (samen) in de stad Ranal naar punt B. In dat punt haken de grachten weer aan op de rivier. De andere 92,5% gaat via het gekanaliseerde deel van de rivier van A naar B. Het verschil in waterstand tussen A en B is Δh_{AB} . In de grachten manifesteert dit verval zich nagenoeg volledig rond de duikers onder de brede weg door de stad (zie beschrijving). Met andere woorden: de wrijving die de stroming ondervindt in de grachten, wordt gedomineerd door die in de duikers. Wrijving in de andere delen van de grachten is relatief zeer klein. Een schets van een gracht met duiker is te vinden in figuur 5. Door de simpele vormgeving van de duiker treedt aan de instroomzijde contractie van de stroming op. Het effectieve doorstroomoppervlak reduceert lokaal tot 67% van het aanwezige oppervlak.



Langsdoorsnede van de duiker bij de kruising van een gracht en de brede weg



Figuur 5: Schematische weergave van de langsdoorsnede en een aanzicht van de duiker bij de kruising van een gracht en de brede weg door de stad Ranal

- a) De duiker bestaat uit een ronde betonnen buis met een inwendige diameter van 2,26m en een wandruwheid van 0,001m. Bepaal de verliescoëfficiënt ξ_w voor wandwrijving in deze buis.

Voor de verliescoëfficiënt geldt dat

$$\xi_w = \frac{\lambda L}{D} \quad ; \quad \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_s/D}{3,7} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad ; \quad \text{Re} = \frac{uD}{\nu} \quad (14)$$

waarin L de lengte van de buis (30m), D de inwendige diameter (2,26m), k_s de wandruwheid (0,001m), Re het Reynoldsgetal, u de stroomsnelheid in de buis en ν is de kinematische viscositeit ($10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$). Voor de stroomsnelheid u in de buis vinden we $u = Q_{\text{buis}}/A_{\text{buis}}$, waarbij $Q_{\text{buis}} = 3 \text{m}^3/\text{s}$ en $A_{\text{buis}} = \pi D^2/4 = 4 \text{m}^2$. Ergo, $u = 0,75 \text{m/s}$ en daarmee is $\text{Re} = 1,695 \times 10^6$. De parameter λ kunnen we iteratief bepalen uit de middelste uitdrukking in (14) of met behulp van het diagram van Moody. Het resultaat (in beide gevallen) is $\lambda = 0,017$, zodat $\xi_w = 0,22$.

- b) Hoe verandert deze verliescoëfficiënt als de afvoer kleiner wordt? Wordt deze coëfficiënt dan kleiner, groter, of blijft deze gelijk? Motiveer uw antwoord kwalitatief.

De afhankelijkheid van ξ_w van de stroomsnelheid in de buis schuilt in Re. Als de stroomsnelheid afneemt, doet Re dat ook en dat leidt tot een grotere λ (zie het diagram van Moody).

- c) Geef een overzicht van alle bijdragen aan het energieverlies over de duiker en bereken de grootte van de bijbehorende verliescoëfficiënten. Die voor wandwrijving heeft u inmiddels berekend bij onderdeel a) van deze opgave en kunt u dus direct overnemen in het gevraagde overzicht. Andere bijdragen dient u te onderbouwen met een berekening. Desgewenst kunt u veronderstellen dat Δh_{AB} zeer klein is ten opzichte van de waterdiepte in de gracht.

Naast wandwrijving moet rekening gehouden worden met contractie bij instroming (instroomverlies ξ_{in}) en vertraging bij uitstroming (uitstroomverlies ξ_{uit}). We kunnen beide kwantificeren met behulp van de regel van Carnot. Eerst kijken we naar het instroomverlies.

Volgens de regel van Carnot kunnen we voor het instroomverlies ΔH_{in} schrijven

$$\Delta H_{in} = \frac{(u_{in} - u_{buis})^2}{2g} = \frac{u_{buis}^2}{2g} \left(\frac{u_{in}}{u_{buis}} - 1 \right)^2 = \frac{u_{buis}^2}{2g} \xi_{in} \quad (15)$$

De effectieve doorstroomopening aan de instroomzijde van de buis is ηA_b , met $\eta = 0,67$. Omdat de afvoer overal in de gracht en de buis gelijk is, moet $u_{in} = u_{buis}/\eta$, ofwel $u_{in}/u_{buis} = 1/\eta$. Invullen in (15) geeft

$$\xi_{in} = \left(\frac{1}{\eta} - 1 \right)^2 \quad (16)$$

zodat $\xi_{in} = 0,24$.

Voor het uitstroomverlies vinden we op analoge manier

$$\Delta H_{uit} = \frac{(u_{uit} - u_{buis})^2}{2g} = \frac{u_{buis}^2}{2g} \left(\frac{u_{uit}}{u_{buis}} - 1 \right)^2 = \frac{u_{buis}^2}{2g} \xi_{uit} \quad (17)$$

waarin $u_{uit} = Q/A_{\text{gracht}} = 3 \text{m}^3/\text{s} / (3 \text{m} \times 12,5 \text{m}) = 0,08 \text{m/s}$ en $u_{buis} = 0,75 \text{m/s}$. Zodoende is $\xi_{uit} = 0,80$.

Merk op dat we bij de berekening van $u_{uit} = 0,08 \text{m/s}$ impliciet gebruik hebben gemaakt van de aanwijzing dat Δh_{AB} zeer klein is ten opzichte van de waterdiepte in de gracht.

d) Hoe groot is het verval over de duiker?

Als we nogmaals aannemen dat $\Delta h_{AB} \ll \text{waterdiepte}$ en dat verliezen, anders dan die in de duiker verwaarloosbaar zijn, dan geldt dat

$$\Delta h_{AB} = (\xi_{in} + \xi_w + \xi_{uit}) \frac{u_{buis}^2}{2g} \quad (18)$$

waaruit volgt dat $\Delta h_{AB} = 0,036\text{m}$.

De aanwijzing dat verliezen in de gracht anders dan in de duiker verwaarloosbaar zijn, laat een alternatieve aanpak van deze opgave toe. In dat geval is het verval over de duiker immers gelijk aan het verval over het parallelle, gekanaliseerde deel van de rivier. Het verhang is daar $3,22 \times 10^{-5}$ (zie opgave 3b) en de lengte van deze waterloop bedraagt 1120m (zie beschrijving): $\Delta h_{AB} = 3,22 \times 10^{-5} * 1120\text{m} = 0,036\text{m}$.

ANTWOORDFORMULIER

bij het tentamen CT2320 Inleiding Waterbouwkunde van 29 januari 2013

Naam :

Studienummer :

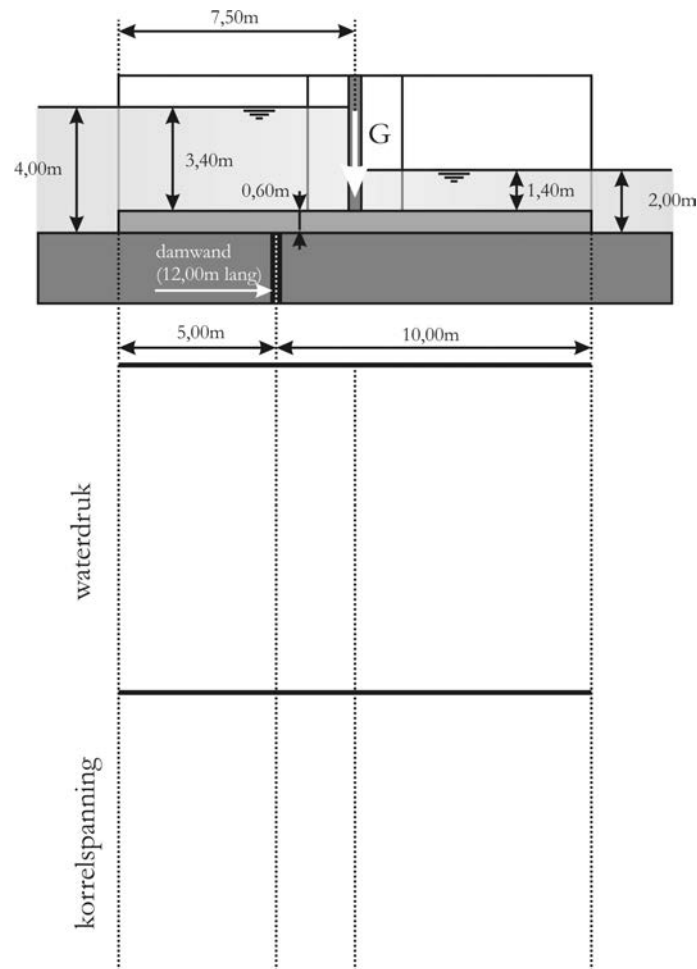
Tabel A1: Krachtenschema bij opgave 2

	Kracht eenheid:	Arm eenheid:	Moment eenheid:
Horizontale belastingen			
H ₁			
H ₂			
ΣH			
Neerwaartse belastingen			
V ₁			
V ₂			
Opwaartse belastingen			
ΣV		ΣM	

figuur A2 op achterzijde

Figuur A2: hierin aan te geven

- Punt waarom momenten zijn bepaald
- Verloop van de waterdruk onder de constructie
- Verloop van de korrelspanning onder de constructie



Bepaling van het cijfer

Voor elk onderdeel van een opgave kunnen minimaal 0 en maximaal 10 punten worden behaald. Hierbij staat 0 voor helemaal onjuist beantwoord en 10 voor volledig correct. De scores per onderdeel worden gewogen gesommeerd. De weegfactoren voor elk onderdeel zijn te vinden in onderstaande tabel. De zo verkregen som ligt tussen 0 en 10. Om tot een eindcijfer te komen, wordt deze som vermenigvuldigd met 0,94 en bij het product wordt 0,6 opgeteld. Vervolgens wordt het resultaat afgerond op een veelvoud van 0,5 (met een minimum van 1).

	a	b	c	d	e	f	g	h
1:	3/102	5/102	5/102	2/102	-	-	-	-
2:	0	1/34	2/34	4/34	1/34	2/34	1/34	2/34
3:	4/119	4/119	12/119	8/119	-	-	-	-
4:	4/85	4/85	8/85	4/85	-	-	-	-
5:	8/119	8/119	8/119	4/119	-	-	-	-

De som van de weegfactoren voor de onderdelen van opgave 4 is identiek aan die voor opgave 5. Beide keuzevragen wegen dus in gelijke mate mee in het eindcijfer. De som van alle weegfactoren van de opgaven 1 tot en met 3, vermeerderd met die voor opgave 4 of 5, is gelijk aan 1.

TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT 2320

Woensdag 10 april 2013, 14:00 – 17:00

Algemene gegevens

Bij dit tentamen kunt u gebruik maken van onderstaande gegevens indien u meent dat de informatie die bij een opgave is verstrekt, ontoereikend is om tot een antwoord te komen. Als bij een opgave een parameter is benoemd die ook in onderstaande lijst voorkomt, moet u de waarde aanhouden die bij de opgave is gegeven.

▪ versnelling van de zwaartekracht	$g = 9,81 \text{ N/kg}$
▪ massadichtheid van zout water	$\rho_{\text{zout}} = 1025 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van zoet water	$\rho_{\text{zoet}} = 1000 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid van gewapend beton	$\rho_{\text{beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid stortsteen	$\rho_{\text{steen}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ massadichtheid zand	$\rho_{\text{zand}} = 2650 \text{ kg/m}^3$
▪ schadefactor	$k_d = 3$
▪ kinematische viscositeit	$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
▪ wrijvingscoëfficiënt voor wind	$c_W = 4 \cdot 10^{-6}$
▪ korreldiameter grof zand	$D = 400 \text{ }\mu\text{m}$
▪ hoek van inwendige wrijving (grof zand)	$\varphi = 30^\circ$
▪ hoek van inwendige wrijving (stortsteen)	$\varphi = 40^\circ$
▪ coëfficiënt van Bligh voor grof zand	$C_B = 12$
▪ coëfficiënt van Lane voor grof zand	$C_L = 5$
▪ coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton	$f = 0.5$

Dit tentamen gaat over een bocht in een fictieve rivier. Aan die bocht ligt een stad met een fraaie kade langs de oever van de rivier. Er is ook een kanaal om de bocht kort te sluiten en waarop water wordt geloosd vanuit een klein meer. Na een beschrijving van deze situatie, worden over specifieke waterbouwkundige aspecten vragen gesteld. Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben het zelfde gewicht en tellen in gelijke mate mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat. Voor alle opgaven van dit tentamen geldt dat u uw antwoord dient te motiveren. Geef altijd exact aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Zonder adequate onderbouwing draagt een antwoord niet bij aan het tentamenresultaat. Als wordt gevraagd uw antwoord kwalitatief te motiveren, kunt u volstaan met een uitleg in woorden. Bij een kwantitatieve motivatie wordt van u een onderbouwing verwacht aan de hand van een berekening.

Bij de beantwoording van enkele onderdelen van opgaven 2 moet u gebruik maken van het antwoordformulier dat bij dit tentamen is gevoegd. Dit formulier bestaat uit twee delen. U dient beide delen samen met uw andere antwoorden in te leveren, ook als u er niets op heeft geschreven of getekend. Vergeet niet uw naam en studienummer op beide formulieren te vermelden.

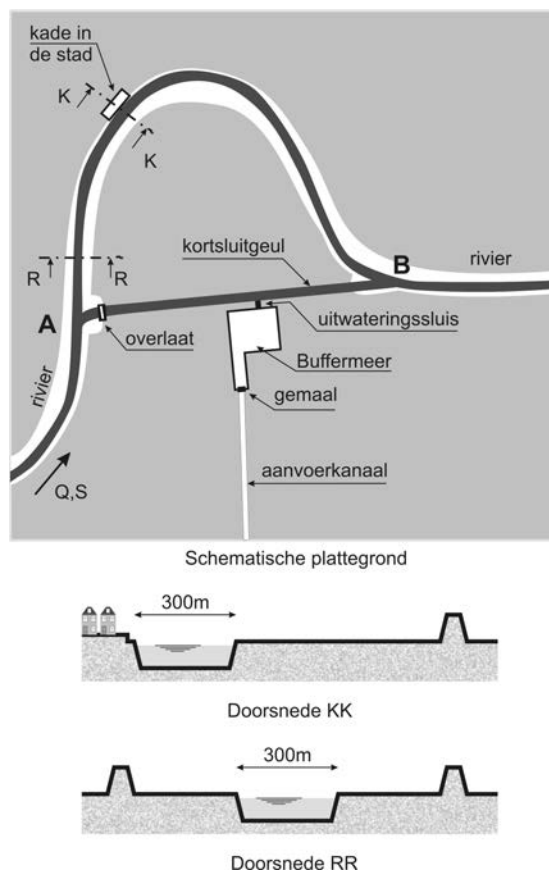
Beschrijving (10 minuten)

Langs de buitenbocht van een rivier ligt een oude stad. Het historisch centrum telt vele monumentale gebouwen en een kade langs de oever van de rivier. In de zomer is deze kade een belangrijke toeristische trekpleister, maar in de winter, als de waterstand in de rivier veel hoger is dan die in de zomer, is de kade voorzien van een mobiele kering om het achterliggende stadshart te beschermen tegen overstroming.

In het verleden is kanaal aangelegd om de rivierbocht af te snijden. Dit kanaal staat bekend als de kortsluitgeul. Aan bovenstroomse zijde van dit kanaal, vlakbij de aansluiting met de rivier, bevindt zich een overlaat. Deze is samen met het kanaal aangelegd en er is sindsdien nog geen druppel water overheen gegaan. De reden daarvoor is een dispuut over het effect van de geul op de rivier. De oorspronkelijke idee was om een deel van de rivierafvoer door de kortsluitgeul te leiden om zo de waterstand bij de kade in de stad te verlagen. Het voordeel daarvan is dat die kade dan een langere tijd van het jaar open kan blijven. Tegenstanders van dat plan argumenteren dat de morfologische respons van de rivier uiteindelijk zal leiden tot een stijging van de waterstand bij de stad. Wellicht kan dit tentamen de kemphanen een beetje helpen in hun dispuut.

Vooralsnog staat er wel water in de kortsluitgeul, en hangt de stroming erin volledig samen met water at vanuit een klein meer wordt geloosd. Dat meer draagt de naam Buffermeer en maakt deel uit van het waterbeheersysteem van de regio. Met behulp van een gemaal wordt water in dit buffermeer gepompt en als de waterstand in het meer voldoende hoger is dan die in de kortsluitgeul, wordt via een uitwateringssluys onder vrij verval geloosd. Via de kortsluitgeul komt het geloosde water in de rivier terecht.

Een schematische plattegrond van het gebied rond de rivierbocht, de kortsluitgeul en het Buffermeer is gegeven in figuur 1. Daarin staan ook twee dwarsdoorsneden van de rivier: een juist benedenstrooms van de splitsing naar de kortsluitgeul en een ter hoogte van de kade in de stad.



Figuur 1: schematische plattegrond van het gebied rond de rivierbocht, de kortsluitgeul en het Buffermeer. Voor twee plaatsen langs de rivier zijn dwarsdoorsneden geschetst (doorsneden RR en KK). Details over het Buffermeer en de daaraan gelegen uitwateringssluys en gemaal, zijn in navolgende figuren te vinden.

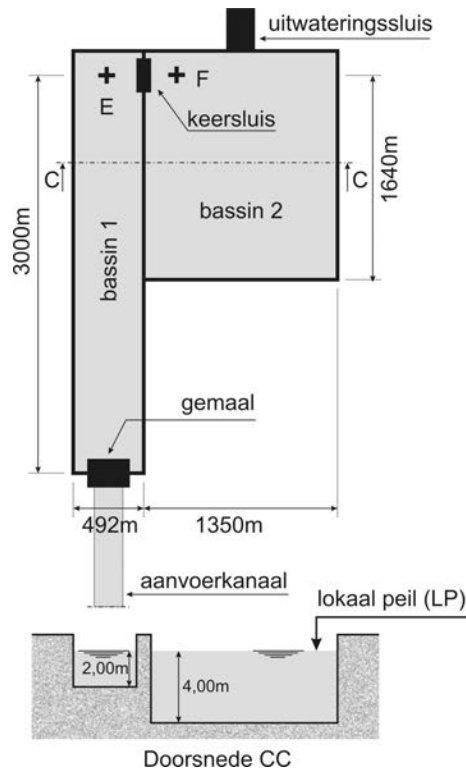
Dit tentamen omvat 5 opgaven met onderwerpen:

- 1: Windgolven, oeververdediging en energie
- 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie
- 3: Riviermorfologie
- 4: Statistiek
- 5: Windopzet

opgave 1: Windgolven, oeververdediging en energie (30 minuten)

Het Buffermeer is verdeeld in twee bassins die gescheiden zijn door een wal (figuur 2). In die wal bevindt zich een keersluis waarmee water van het ene bassin in het andere kan worden gelaten als het verschil in waterstand tussen beide bassins daar aanleiding toe geeft. Wij kijken in deze opgave naar een situatie waarin die sluis gesloten is.

Rond het Buffermeer kan het flink waaien. Geregeld komt een langdurig aanhoudende wind voor met een snelheid van 15m/s en een richting die samenvalt met de lange as van bassin 1. De wind waait in de richting van punt E (dus van beneden naar boven in figuur 2). De waterdiepte in dit bassin is overal gelijk aan 2m.

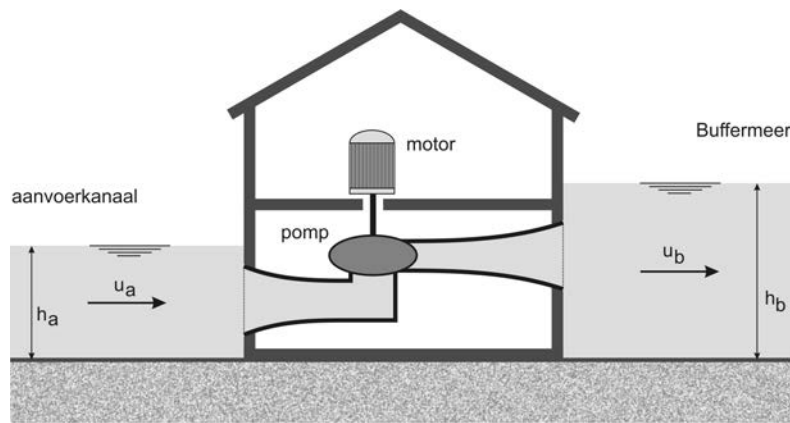


Figuur 2: Schets van het Buffermeer, verdeeld in twee bassins die gescheiden zijn door een wal en een keersluis. Via het gemaal wordt water vanuit het aanvoerkanaal het Buffermeer ingepompt en via de uitwateringssluis kan het onder vrij verval worden geloosd in de kortsluitgeul. Doorsnede CC wordt in opgave 5 gebruikt.

- Welke golfcondities (significante golfhoogte H_s en significante periode T_s) verwacht u bij de gegeven wind bij punt E, helemaal benedenwinds in bassin 1?
- De benedenwindse oever bij punt E (die aan de kopse kant van bassin 1) is verdedigd met stortsteen met een dichtheid $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ en een nominale diameter $D_{n,50} = 0,20 \text{ m}$. Wat is het bijbehorende steengewicht en onder welke helling kunnen deze stenen als oeververdediging worden toegepast bij de golfcondities die u bij a) heeft berekend? Als u bij a) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van $H_s = 0,6 \text{ m}$ en $T_s = 2 \text{ s}$.
- Acht u het raadzaam om de helling die u bij b) heeft berekend voor de oeververdediging, daadwerkelijk toe te passen? Motiveer uw antwoord kwalitatief.

Bij waterdieptes $h_a = 0,80 \text{ m}$ en $h_b = 2,00 \text{ m}$ (zie figuur 3) heeft het gemaal een capaciteit van $50 \text{ m}^3/\text{minuut}$. Daarbij is de stroomsnelheid in het aanvoerkanaal $u_a = 0,30 \text{ m/s}$. De stroomsnelheid u_b in bassin 1 is dan verwaarloosbaar klein. In- en uitstroomverliezen, wandwrijving en weerstand in de pomp worden gezamenlijk gekarakteriseerd door een verlies van energiehogte $\Delta H = 0,25 \text{ m}$.

- Hoe groot is het netto vermogen van de pomp van het gemaal (het afgegeven vermogen)?

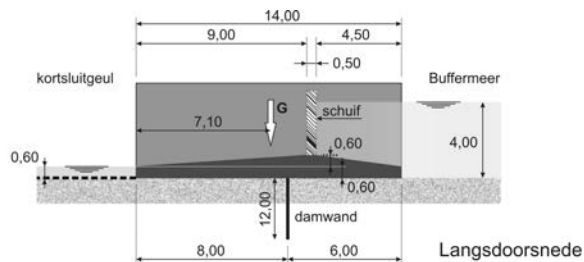


Schematische langsdoorsnede van het gemaal

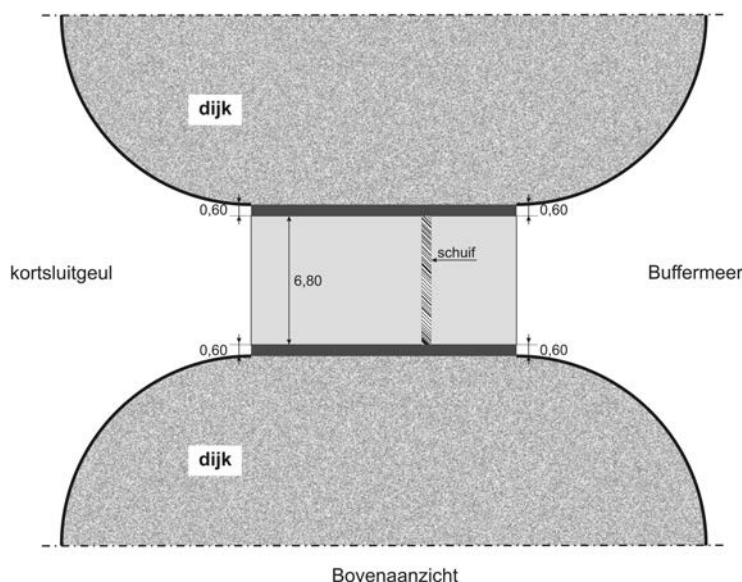
Figuur 3: Schematische langsdoorsnede van het gemaal. Bij $h_a = 0,80\text{m}$ en $h_b = 2,00\text{m}$ heeft het gemaal een capaciteit van $50\text{m}^3/\text{minuut}$ en dan is de stroomsnelheid $u_a = 0,30\text{m/s}$ en u_b is vrijwel gelijk aan nul.

opgave 2: stabiliteit van een waterkerende constructie (60 minuten)

Het Buffermeer is via een uitwateringssluis verbonden met de kortsluitgeul. Deze sluis is opgenomen in een dijk die meer en geul van elkaar scheidt (zie figuur 4).

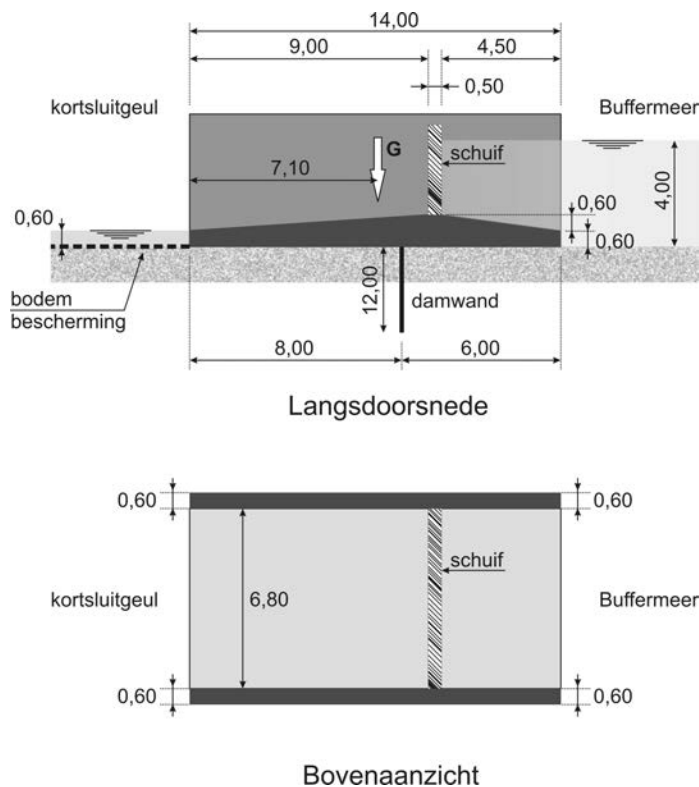


Figuur 4: Langsdoorsnede van de uitwateringssluis tussen het Buffermeer en de kortsluitgeul (boven) en een bovenaanzicht mat aansluiting op de dijk tussen meer en geul. Zie figuur 4 voor een uitvergroting van de doorsnede en het bovenaanzicht.



De sluis heeft de vorm van een U-vormige betonnen bak met een lengte van 14,00m. De wanden van deze bak zijn 0,60m dik. De vloer heeft een vlakke, horizontale onderkant, terwijl de bovenkant is uitgevoerd als een asymmetrische drempel. Bovenop de drempel staat een schuif die kan worden geheven om water vanuit het meer te lozen op de kortsluitgeul. Het hefmechanisme is niet getekend in figuur 4. Aan de kant van de kortsluitgeul loopt de bodem van de bak 0,60m op over een afstand van 9,00m. De bovenkant van de drempel is horizontaal en heeft een breedte van 0,5m. Daarop rust de schuif die dezelfde breedte heeft. Aan meerzijde is de helling van de bodem steiler (0,60m over een afstand van

4,50m). Aan de uiteinden van de bak is de vloer 0,60m dik. De inwendige breedte van de bak is 6,80m en de uitwendige breedte bedraagt 8,00m (figuur 5)



Figuur 5: Langsdoorsnede en bovenaanzicht (schematisch) van de uitwateringssluis tussen het Buffermeer en de kortsluitgeul. Alle maten zijn in meter.

Het eigen gewicht van de betonnen bak is 4000kN. De werklijn van dit eigen gewicht is in figuur 5 aangegeven met een witte peil G. Het eigen gewicht van de schuif is 200kN (massazwaartepunt van de schuif ligt in het midden daarvan). De sluis is op staal gefundeerd en de ondergrond bestaat uit grof zand.

Tijdens het ontwerp van de uitwateringssluis zijn diverse belastingssituaties aan de orde geweest. Een daarvan is gegeven in figuur 5: een waterdiepte van 4,00m aan de kant van het Buffermeer en 0,60m aan de kant van de kortsluitgeul. Voor deze specifieke situatie onderzoeken we de uitwendige stabiliteit van de constructie.

- i) Om de stabiliteit van de uitwateringssluis te kunnen beoordelen, is een inventarisatie van alle daarop werkende belastingen nodig. Ook moet het moment van deze belastingen worden bepaald. Geef aan om welk punt u deze momenten berekend. Maak daarvoor gebruik van de figuur op het antwoordformulier en geef relevante maten aan (kwantitatief), zodat volstrekt duidelijk is waar dat punt ligt.
- j) Bereken de horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie. Beschrijf (kwantitatief) hoe u deze berekening uitvoert en vermeld het resultaat in de tabel op het antwoordformulier.
- k) Bereken de neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie. Beschrijf (kwantitatief) hoe u deze berekening uitvoert en vermeld het resultaat in de tabel op het antwoordformulier.
- l) Bereken de opwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie. Beschrijf (kwantitatief) hoe u deze berekening uitvoert en vermeld het resultaat in de tabel op het antwoordformulier. Teken in de figuur op het antwoordblad het verloop van deze druk langs het grondvlak van de constructie en vermeld relevante waarden.
- m) Bepaal de veiligheid tegen afschuiven van de constructie.

- n) Bereken de uiterste korrelspanningen onder de constructie en teken het verloop van de korrelspanning in de figuur op het antwoordformulier
- o) Is de constructie veilig tegen kantelen? Motiveer uw antwoord kwantitatief.
- p) De bodembescherming die aan uitstroomzijde achter de constructie is geplaatst, is bedoeld om erosie tijdens uitwateren te voorkomen. Is deze bodembescherming ook nodig om piping te voorkomen? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

opgave 3: Riviermorphologie (40 minuten)

Er zijn plannen om de overlaat bovenstrooms in de kortsluitgeul (bij punt A in figuur 1) zodanig te verlagen dat een aanzienlijk deel van de afvoer van de rivier via deze geul gaat. Dat zou moeten leiden tot een verlaging van de waterstand bij de stad. Op dit moment verkeert de rivier in morfologisch evenwicht. Het omleiden van een deel van de afvoer zal leiden tot een morfologische aanpassing en het is daarom maar de vraag of de beoogde verlaging van de waterstand ook op termijn stand zal houden. Dit onderzoeken we in deze opgave voor een geschematiseerde situatie. We gaan uit van een stationaire situatie met een afvoer van bovenstrooms van de splitsing naar de kortsluitgeul (dus bovenstrooms van A) van $Q=5000\text{m}^3/\text{s}$. Deze afvoer is geheel geconcentreerd in de 300m brede geul (zie de dwarsdoorsneden in figuur 1). Bij deze afvoer is de waterdiepte in de geul steeds gelijk aan 5m. De rivierbocht tussen de punten A en B (de twee aansluitingen met de kortsluitgeul) heeft een lengte van 20km.

In deze opgave kunt u de hydraulische straal benaderen met de lokale waterdiepte en het bulk sedimenttransport S wordt gegeven door $S=mbu^n$, waarin b de breedte van de rivier, u de stroomsnelheid en m en n zijn coëfficiënten waarvan de waarden onafhankelijk kunnen worden verondersteld van de geometrie van de rivier. Ga uit van $n=4$.

Het sedimenttransport in de rivier bestaat vrijwel uitsluitend uit bodemtransport. Via de overlaat in de kortsluitgeul komt nauwelijks sediment vanuit de rivier in de geul terecht, ook niet als deze wordt verlaagd. De stroomsnelheden in de kortsluitgeul zijn zo gering dat transport van sediment daar verwaarloosbaar is ten opzichte van dat in de rivier.

- e) De bodemruwheid bovenstrooms van A wordt gekarakteriseerd door een Nikuradse ruwheid $k_s=0,028\text{m}$. Bepaal de Chézy ruwheid van dit deel van de rivier.

Ga bij de volgende vragen uit van een Chézy waarde $C=60\text{m}^{1/2}/\text{s}$, ongeacht uw antwoord op vraag a). Neem aan dat deze ruwheid representatief is voor de hele rivier, onafhankelijk van de lokale waterstand.

- f) Voordat men de kortsluitgeul laat meestromen, verkeert de rivier in morfologisch evenwicht. Hoe groot is in die situatie het verval over de rivierbocht tussen A en B?

De overlaat bij A wordt zodanig verlaagd dat 20% van de afvoer ($1000\text{m}^3/\text{s}$) van de rivier via de kortsluitgeul wordt omgeleid. Na deze verlaging zal zich uiteindelijk een nieuw morfologisch evenwicht in de rivier instellen. De volgende vragen hebben betrekking op dat nieuwe evenwicht.

- g) Wat is in het nieuwe evenwicht de waterdiepte in de rivierbocht tussen A en B?
- h) Hoe groot is in die nieuwe situatie het verhang in dit traject (de rivierbocht tussen A en B)?
- i) De kade in de stad ligt 5km stroomafwaarts van punt A. Ga na of tegenstanders van de verlaging van de overlaat gelijk hebben. Met andere woorden: is de waterstand bij de kade nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld wel of niet lager dan deze was voor verlaging van de overlaat? Motiveer uw antwoord kwantitatief

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

opgave 4: Statistiek (40 minuten)

Ver stroomafwaarts van de stad mondt de rivier uit in zee. In dat gebied ligt voor de kust een eiland waar een haven wordt aangelegd. Voor de aanleg van een kade in die haven wordt gebruikt gemaakt van caissons die op het vaste land worden geprefabriceerd en vervolgens drijvend naar het eiland worden gesleept.

Tussen het vaste land en het eiland ligt een vrij brede, diepe geul. De waterdiepte is daar circa 40m. Bij het transport van caissons duurt het 1 uur en 45 minuten (ofwel 6300s) om deze geul over te steken. Transport van een caisson is alleen mogelijk bij beperkte golfcondities. Caissons zijn immers niet gemaakt om op golven te dobberen. Als een caisson onderweg een individuele golf tegenkomt met een hoogte $H_{crit}=2m$ of meer, treedt ernstige schade op. Men accepteert een kans van 5% dat zich tijdens het transport van een caisson zulke schade voordoet. De golfcondities langs de transportroute worden gekarakteriseerd door een golfhoogte H_{m0} en een periode $T_{m-1,0}$. Er is weinig variatie in de golfperiode. Deze is steeds in de buurt van $T_{m-1,0}=7s$. Uiteindelijk willen we weten tot welke H_{m0} nog juist getransporteerd kan worden zodat de genoemde kans van 5% op schade niet wordt overschreden.

- e) Hoeveel golven komt een caisson tijdens de oversteek over de geul naar verwachting tegen?
- f) Stel dat gemiddeld 1 op de N individuele golven een hoogte heeft van tenminste H_{crit} . Wat is dan de gemiddelde frequentie van deze golven (uitgedrukt in termen van N en $T_{m-1,0}$) en hoe groot mag N maximaal zijn opdat de kans 5% bedraagt dat zich tijdens transport één of meer individuele golven voordoen met een hoogte $H > H_{crit}$?

Als u bij b) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van $N=15000$.

- g) Stel dat de hoogtes van individuele golven Rayleigh verdeeld zijn. Bij welke significante golfhoogte H_{m0} kan dan nog net worden getransporteerd?
- h) In het totaal worden 20 caissons naar het eiland getransporteerd. Hoe groot is de kans dat tenminste één daarvan schade oploopt als bij elk transport de norm van 5% net wordt gehaald?

opgave 5: Windopzet (40 minuten)

Water dan uit het gebied rond het Buffermeer moet worden geloosd op de kortsluitgeul, wordt door het gemaal eerste in het Buffermeer gepompt en vervolgens onder vrij verval uitgelaten op de geul. De beheerder van het Buffermeer heeft het plan opgevat om gebruik te maken van de wind om water van bassin 1 naar bassin 2 van het meer te laten stromen. De achterliggende gedachte is dat de waterstand in bassin 2 daardoor hoger kan worden dan wat met het gemaal kan worden bereikt en dat heeft een gunstig effect op de uitwateringscapaciteit. We rekenen dit plan na voor een langdurig aanhoudende wind van 15m/s. Net als bij opgave 1 valt de windrichting samen met de lange as van bassin 1 en waait de wind in de richting van het gemaal naar punt E.

Voordat de wind opsteekt, is de waterstand in bassins 1 en 2 gelijk en komt overeen met LP+0m (LP is het Lokale Peil). De waterdiepte in bassin 1 is 2m en die in bassin 2 bedraagt 4m (zie figuur 3, doorsnede CC). Zodra wind wordt verwacht, wordt de keersluis tussen de beide bassins gesloten en zijn de bassins van elkaar gescheiden. Ga er vanuit dat het gemaal buiten werking is en dat de uitwateringssluis gesloten is.

Bij een aanhoudende wind van 15m/s zal zich in beide bassins een stationair verhang instellen. Neem per bassin aan dat dit verhang overal in dat bassin gelijk is.

- e) Wat is de uiteindelijke waterstand (ten opzichte van LP) bij punt E in bassin 1 en hoe groot is die bij punt F in bassin 2?

Nadat zich een stationaire situatie heeft ingesteld, wordt de keersluis tussen de beide bassins geopend. De wind blijft aanhouden.

- f) Beschrijf kwalitatief wat er gebeurt nadat de keersluis is geopend.
- g) Als de wind blijft aanhouden en de keersluis open blijft, wat zijn dan de uiteindelijke waterstanden bij de punten E en F? Desgewenst kunt u aannemen dat de verhangen die u heeft berekend bij vraag a) gelijk zijn aan de verhangen die zich instellen bij geopende keersluis. Indien u bij vraag a) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van 2×10^{-5} in bassin 1 en 1×10^{-5} in bassin 2.

Enige tijd na openen van de keersluis zal zich opnieuw een stationaire toestand instellen. Dan sluit de beheerder de keersluis. Later valt de wind weg en herstelt zich in beide bassins een vlakke, horizontale waterspiegel.

- h) Wat is na het wegvallen van de wind uiteindelijk het verschil in waterstand tussen de beide bassins?

ANTWOORDFORMULIER DEEL 1

bij het tentamen CT2320 Inleiding Waterbouwkunde van 10 april 2013

Naam :

Studienummer :

Tabel: Krachtenschema bij opgave 2

	Kracht eenheid:	Arm eenheid:	Moment eenheid:
Horizontale belastingen			
H ₁			
H ₂			
ΣH			
Neerwaartse belastingen			
V ₁			
V ₂			
Opwaartse belastingen			
ΣV		ΣM	

figuur op achterzijde/volgend blad

ANTWOORDFORMULIER DEEL 2

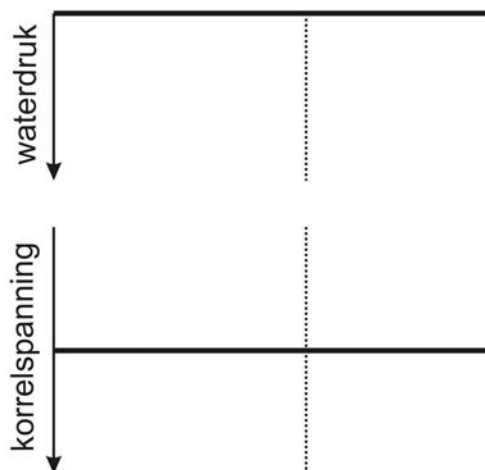
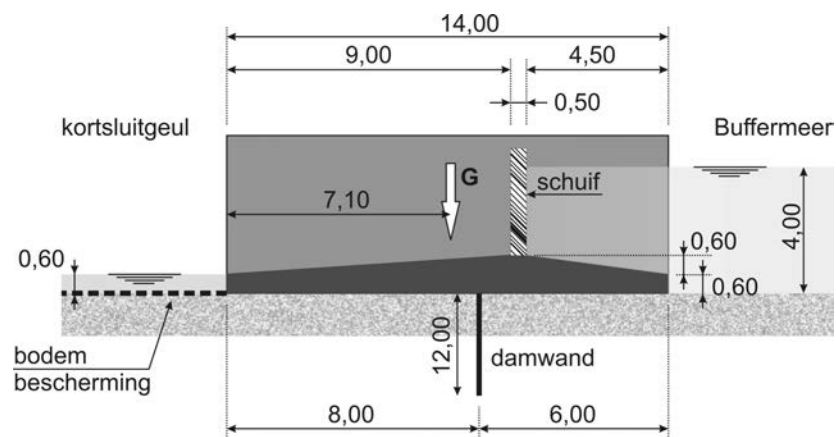
bij het tentamen CT2320 Inleiding Waterbouwkunde van 10 april 2013

Naam :

Studienummer :

Figuur: hierin aan te geven

- Punt waarom momenten zijn bepaald
- Verloop van de waterdruk onder de constructie
- Verloop van de korrelspanning onder de constructie



UITWERKING

Deze uitwerking wordt aangeboden als oefenmateriaal. Ondanks de zorg en toewijding waarmee deze uitwerking is samengesteld, kan niet worden uitgesloten dat er onjuistheden en/of onduidelijkheden in zijn gesloten. Melding van zulke onjuistheden en/of onduidelijkheden wordt op prijs gesteld. Aan deze uitwerking kunnen geen rechten worden ontleend, ook niet met betrekking tot becijfering van tentamens.

opgave 1

onderdeel a

We schatten de gevraagde golfcondities met de parametrische relaties van Young en Verhagen, uitgaande van een waterdiepte $h=2\text{m}$, een strijklengte $F=3000\text{m}$ en een windsnelheid $W=15\text{m/s}$. Hiermee is

$$\tilde{h} = \frac{gh}{W^2} = 0,0872 \rightarrow \begin{cases} \Phi_H = \tanh\left(0,343\tilde{h}^{1,14}\right) = 0,0213 \\ \Phi_T = \tanh\left(0,10\tilde{h}^{2,01}\right) = 0,742 \cdot 10^{-3} \end{cases} \quad (1)$$

en

$$\tilde{F} = \frac{gF}{W^2} = 130,8 \quad (2)$$

waarmee

$$\begin{aligned} \tilde{H} = \frac{gH_s}{W^2} &= 0,24 \left(\Phi_H \tanh\left(\frac{4,41 \cdot 10^{-4} \tilde{F}^{0,79}}{\Phi_H}\right) \right)^{0,572} = 0,0225 \\ \tilde{T} = \frac{gT_p}{W} &= 7,69 \left(\Phi_T \tanh\left(\frac{42,27 \cdot 10^{-7} \tilde{F}^{1,45}}{\Phi_T}\right) \right)^{0,187} = 1,999 \end{aligned} \quad (3)$$

zodat $H_s=0,52\text{m}$ en piekperiode $T_p=3,1\text{s}$, waaruit volgt dat $T_{m-1,0}=0,9T_p=2,8\text{s}$.

Een alternatieve schatting wordt verkregen met behulp van nomogrammen. Daarbij veronderstellen we eerst dat sprake is van ‘diep water’. Daarvoor vinden we dat $H_s=0,75\text{m}$ en $T_s=2,2\text{s}$. De bijbehorende golflengte voor diep water is $L_0=gT_s^2/(2\pi)=7,55\text{m}$. Dat is meer dan 2 maal de lokale waterdiepte. De veronderstelling van ‘diep water’ is kennelijk niet juist. Het nomogram kan in deze situatie dus niet worden gebruikt.

onderdeel b

Voor stortsteen wordt de relatie tussen steengewicht W_s en nominale diameter $D_{n,50}$ gegeven door

$$D_{n,50} = \left(\frac{W_s}{\rho_s g} \right)^{1/3} \Leftrightarrow W_s = \rho_s g D_{n,50}^3 \quad (4)$$

met ρ_s de dichtheid van de stortsteen (2600kg/m^3) en $D_{n,50}=0,2\text{m}$. Hieruit volgt dat $W_s=204\text{N}$. Diverse deelnemers aan het tentamen hebben op mysterieuze wijze een factor 1000 in hun berekening gewriemeld en komen uit op 204kN . Dat is tamelijk slordig. Echt vloeken in de kerk is het gewicht uitdrukken in kg.

De grootste helling α waaronder deze stenen kunnen worden geplaatst bij $H_{m0}=0,52\text{m}$ (zie 1a) berekenen we met ‘Hudson’:

$$W_s = \frac{\rho_s g H_s^3}{\Delta^3 k_d \cot \alpha} ; \quad \Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \quad (5)$$

wat samen met (4)

$$\cot \alpha = \frac{1}{k_d} \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n,50}} \right)^3 \quad (6)$$

oplevert (k_d is een schadefactor, voor stortsteen doorgaans gelijk aan 3, zie *algemene gegevens*).

Met $\Delta=1,60$ en $D_{n,50}=0,2\text{m}$ volgt dat $\cot \alpha=1,43$ (of $\cot \alpha=2,20$ bij $H_{m0}=0,6\text{m}$). De hellingshoek $\alpha=35^\circ$ (of 24° bij $H_{m0}=0,6\text{m}$).

onderdeel c

De hoek van inwendige wrijving is voor stortsteen circa 40° . Deze wordt niet overschreden. Voor het onderliggende materiaal (waarschijnlijk zand of grond) is een helling van 1:1,43 waarschijnlijk te steil, zodat een open bekleding niet zonder meer kan worden toegepast.

onderdeel d

Het netto vermogen P_{netto} dat de pomp moet leveren, wordt gegeven door

$$P_{\text{netto}} = \rho_w g Q \Delta H_{\text{tot}} \quad (7)$$

waarin Q het debiet van de pomp is ($Q=50/60 \text{ m}^3/\text{s}$) en ΔH_{tot} de energiehogte die door de pomp moet worden toegevoegd. Deze bestaat uit het verschil in energiehogte tussen het Buffermeer en het aanvoerkanaal, vermeerderd met het verlies aan energiehogte door wrijving etc. in het gemaal. Dit verlies is gelijk aan $0,25\text{m}$ (gegeven). De energiehogten in aanvoerkanaal en Buffermeer bepalen we ten opzichte van de bodem van het kanaal (dit is een willekeurige referentie). Met deze referentie geldt voor de energiehogte H in meer en kanaal dat

$$H = h + \frac{u^2}{2g} \quad (8)$$

met h de waterdiepte (bedenk dat de bodem in meer en kanaal even hoog liggen) en u de stroomsnelheid. Voor het aanvoerkanaal geldt dat $h=0,80\text{m}$ en $u=0,3\text{m/s}$, zodat $H_{\text{kanaal}}=0,805\text{m}$. Voor het meer is dat $H_{\text{meer}}=2,0\text{m}$ ($h=2,0\text{m}$ en $u=0$). Hiermee volgt dat

$$\Delta H_{\text{tot}} = H_{\text{meer}} - H_{\text{kanaal}} + \Delta H_{\text{verlies}} = 2,000 - 0,805 + 0,250\text{m} = 1,445\text{m} \quad (9)$$

Invullen in (7) geeft $P_{\text{netto}}=11,8\text{kW}$.

opgave 2

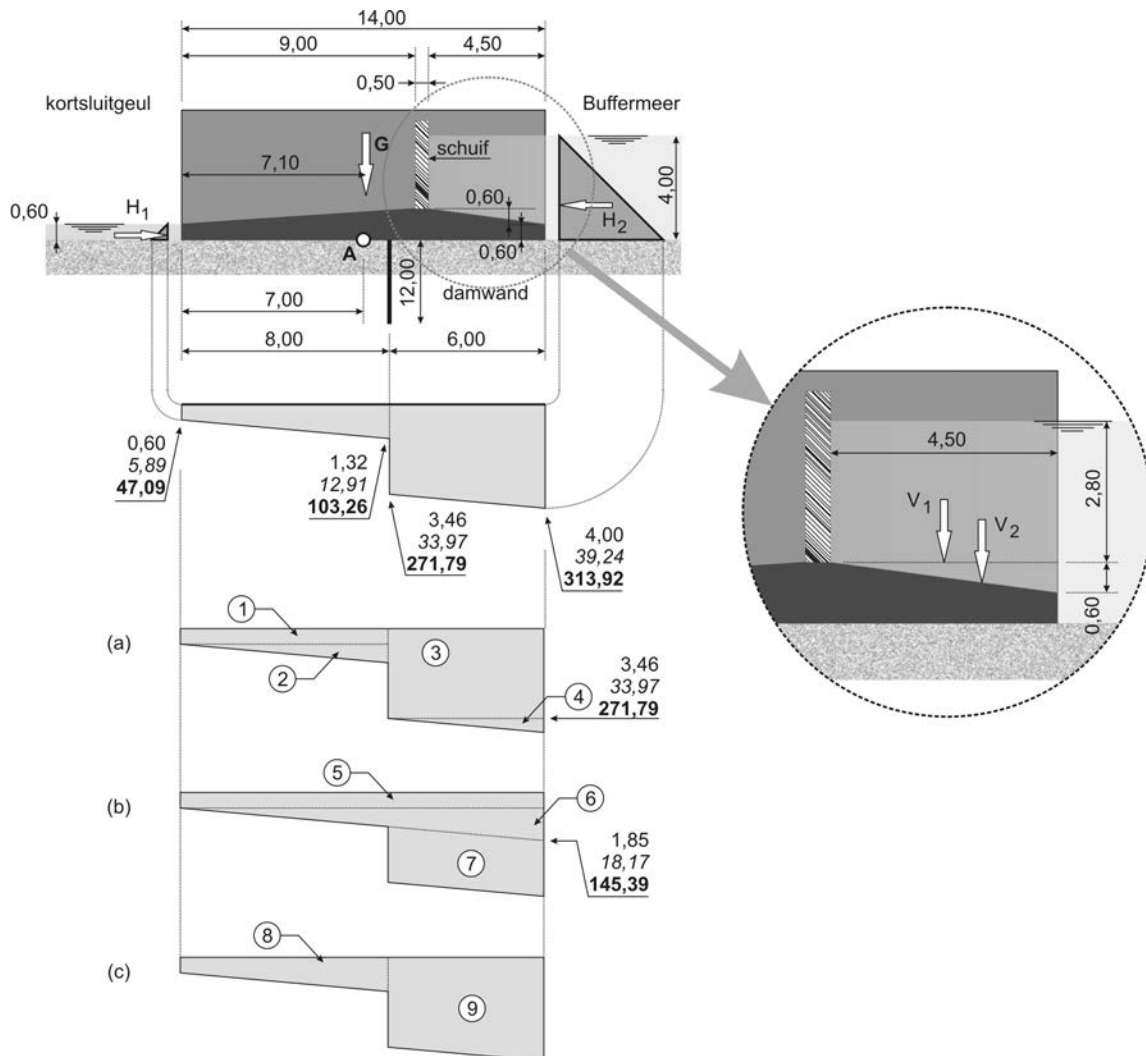
onderdeel a

In beginsel maakt het niet uit ten opzichte van welk punt momenten van belastingen op de constructie worden bepaald. Ingeval van evenwicht is de som van momenten om elk willekeurig punt gelijk aan nul. Waar het om gaat is dat de keuze consequent wordt toegepast. In deze uitwerking is gekozen voor het geometrisch zwaartepunt van het grondvlak van de constructie (op 7m van de uiteinden van de langsdoorsnede die in figuur 5 van het tentamen is getekend). In figuur 6 is deze keuze aangeduid als punt A.

onderdelen b, c en d

De horizontale en neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen zijn in figuur 6 aangegeven met H respectievelijk V en gekwantificeerd in tabel 1. Daar staan ook de bijbehorende momenten ten opzichte van het geometrisch zwaartepunt van het grondvlak van de constructie (conform de keuze in 2a; aangegeven met A in figuur 6).

Het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie is geschetst in figuur 6, inclusief relevante waarden. Om de totale opwaartse kracht te berekenen, zijn in figuur 6 drie verschillende manieren (a, b en c) genoemd om het drukverloop te verdelen in min of meer handzame brokken. Bijbehorende resultanten (V_{op}) en momenten zijn tevens in tabel 1 gegeven. Een totaaloverzicht van belastingen (inclusief eigen gewicht) en bijbehorende momenten is te vinden in tabel 2.



Figuur 6: Horizontale en verticale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie. Waterdrukken zijn aangegeven in meters waterkolom (normaal schrift), kN/m² (cursief) en kN/m (geïntegreerd over de breedte van de constructie, vet gedrukt). Ook het eigen gewicht G van de betonnen bak is aangegeven. Het eigen gewicht van de schuif is niet in de figuur vermeld. Om het drukverloop tegen de onderzijde van de constructie op te delen, zijn drie verschillende methoden geschetst (a, b en c). Deze komen terug in tabel 2.

Bij alle krachten is naar rechts en naar boven positief gerekend en een moment linksom is ook positief.

Tabel 1: Resultanten van horizontale belastingen en bijbehorend moment om A

	kN	kN/m	arm om A (m)	kNm	kNm/m
H ₁	14,13	1,77	0,20	-2,83	-0,35
H ₂	-627,84	-78,48	1,33	837,12	104,64
ΣH=	-613,71	-76,71			
V ₁	-840,52	-105,07	4,75	-3992,47	-499,06
V ₂	-90,06	-11,26	5,50	-495,31	-61,91

Tabel 2: Resultanten van de opwaartse waterdruk en bijbehorend moment om A, berekend volgens methoden a, b en c uit figuur 6

	kN	kN/m	arm om A (m)	kNm	kNm/m
methode (a)					
V _{op,1}	376,70	47,09	3,00	-1130,11	-141,26
V _{op,2}	224,70	28,09	1,67	-374,50	-46,81
V _{op,3}	1630,73	203,84	4,00	6522,93	815,37
V _{op,4}	126,39	15,80	5,00	631,97	79,00
ΣV _{op} =	1814,94	294,52		ΣM _{op} = 5650,29	706,29
methode (b)					
V _{op,5}	659,23	82,40	0	0	0
V _{op,6}	688,15	86,02	2,33	1605,67	200,71
V _{op,7}	1011,15	126,39	4,00	4044,61	505,57
ΣV _{op} =	2358,53	294,82		ΣM _{op} = 5650,28	706,29
methode (c)					
V _{op,8}	601,40	75,18	2,50	-1504,61	-188,08
V _{op,9}	1757,12	219,64	4,07	7154,90	894,36
ΣV _{op} =	2358,52	294,82		ΣM _{op} = 5650,29	706,28

Tabel 3: Overzicht van resultante belastingen en bijbehorende momenten om A

	kN	kN/m	arm om A (m)	kNm	kNm/m
horizontaal					
H ₁	14,13	1,77	0,20	-2,83	-0,35
H ₂	-627,84	-78,48	1,33	837,12	104,64
ΣH=	-613,71	-76,71			
vertikaal, neerwaarts					
V ₁	-840,52	-105,07	4,75	-3992,47	-499,06
V ₂	-90,06	-11,26	5,50	-495,31	-61,91
G _{beton}	-4000,00	-500,00	0,10	-400,00	-50,00
G _{schuif}	-200,00	-25,00	2,25	-450,00	-56,25
vertikaal, opwaarts					
ΣV _{op} =	2358,52	294,82		5650,29	706,28
ΣV=	-2772,06	-346,51		1146,65	143,33

onderdeel e

De veiligheid γ tegen afschuiven wordt gegeven door

$$\gamma = \min\left\{f, \tan\delta\right\} \left| \frac{\sum V}{\sum H} \right| ; \quad \frac{2}{3}\varphi \leq \delta \leq \varphi \quad (10)$$

waarin f de wrijvingscoëfficiënt voor het grensvlak tussen beton en zand ($f=0,5$, zie *algemene gegevens*) en φ is de hoek van inwendige wrijving van het korrelmateriaal onder de constructie (zand, in dit geval, met $\varphi=30^\circ$, zie *algemene gegevens*).

Van belang bij deze controle is dat $\sum V < 0$, dat wil zeggen neerwaarts. Als dat niet zo zou zijn, drijft de constructie op en is controle op afschuiving (en ook de controle op kantelen verderop in deze opgave) zonder betekenis.

Met de resultaten die in tabel 3 zijn vermeld, vinden we dat $1,64 < \gamma < 2,26$, afhankelijk van de keuze voor δ . Elke keuze binnen het interval dat in (10) is genoemd, is goed.

Voorbeelden van veel voorkomende fouten zijn

- $f = \tan\varphi$
- direct $\delta=\varphi$ gebruiken, zonder referentie aan feitelijke relatie tussen beide.

onderdeel f

We veronderstellen dat het grondvlak van de constructie is en dat het korrelmateriaal onder de constructie lineair elastisch gedrag vertoont. In dat geval verloopt de korrelspanning onder de constructie lineair en vinden we extreme korrelspanningen σ_{extr} aan de uiteinden van het grondvlak. Met de keuze van punt A in opgave 1a geldt voor deze extremen dat

$$\sigma_{\text{extr}} = -\frac{\sum V}{BL} \pm \frac{\sum M}{W} ; \quad W = \frac{BL^2}{6} \quad (11)$$

Hierin is B de breedte van de constructie (8,00m) en L de lengte (14,00m).

Een positieve σ betekent in bij de gekozen teken-conventie (krachten naar rechts en naar boven positief gerekend en een moment linksom positief, zie 2b, c en d) dat sprake is van druk in het korrelskelet en dus vanuit het korrelskelet een opwaartse druk tegen het grondvlak van de constructie. Dat is nodig om evenwicht te maken met een neerwaartse $\sum V$ (de constructie drijft niet op, zoals al bij 2e geconstateerd).

Met de resultaten in tabel 3 vinden we dat $\sigma_{\text{min}} = 20,36 \text{ kN/m}^2$ en $\sigma_{\text{max}} = 29,14 \text{ kN/m}^2$. De korrelspanning levert een moment dat even groot is als $\sum M$, maar tegengesteld gericht (anders is er geen evenwicht). De grootste korrelspanning (grootste druk) vinden we dus aan de kant van het aanvoerkanaal.

Het komt regelmatig voor dat (11) wordt toegepast terwijl momenten van belastingen en eigen gewicht ten opzichte van een ander punt dan A zijn bepaald. Dat is fundamenteel onjuist. Als bij 2a een ander punt dan A is gekozen, geldt voor de extreme korrelspanningen een andere relatie dan (11). Voor uitdrukking (12) in onderdeel g van deze opgave geldt precies het zelfde.

onderdeel g

Er is sprake van kantelen als ergens in het korrelskelet onder de constructie een trekspanning nodig is om evenwicht van verticale krachten en momenten te realiseren. Omdat σ_{min} en σ_{max} beide positief, is overal sprake van druk. De constructie is dus veilig tegen kantelen.

Het is ook mogelijk de veiligheid tegen kantelen na te gaan door te controleren of de zogeheten excentriciteit e ligt tussen $-L/6$ en $+L/6$:

$$-\frac{1}{6}L \leq e = \frac{\sum M}{\sum V} \leq \frac{1}{6}L \quad (12)$$

Met de resultaten van tabel 3 vinden we dat $e = -0,41$ en dat ligt inderdaad tussen $-14/6$ en $+14/6$.

Controleren of $|\sum M / \sum V| < L/6$ is ook goed. Echter, $\sum M / \sum V < L/6$ is vergeleken met (12) maar een halve controle en dus niet goed (onderschrijding van de ondergrens van $-L/6$ wordt hiermee niet gesignaleerd).

onderdeel h

Uitspoelen van korrelmateriaal vanonder de constructie (piping) kan optreden als de stroming langs de kwelweg (het grensvlak tussen constructie, inclusief onderloopsheidscherm, en ondergrond) daar voldoende sterk voor is. De weerstand tegen deze stroming neemt toe met de lengte van de kwelweg. Met deze overweging is er een minimum lengte voor de kwelweg waarboven geen uitspoeling optreedt. We onderscheiden twee methoden om dat minimum te bepalen en alleen als de aanwezige kwelweg langer is dan volgens beide methoden noodzakelijk is, nemen we aan dat er geen gevaar is voor piping.

Beide methoden kunnen worden beschreven als

$$L_{aanwezig} = L_{ver} + \alpha L_{hor} \geq 1,5C\Delta h \quad (13)$$

waarin Δh het verval over de constructie is (3,40m in dit geval), L_{ver} is de totale lengte van alle verticale delen van de kwelweg (in dit geval de zijanten van het onderloopsheidscherm: 24m) en L_{hor} is de totale lengte van alle horizontale delen van de kwelweg (het grondvlak van de constructie: 14m). De coëfficiënt α hangt af van de betreffende methode ($\alpha=1$ voor Bligh en $\alpha=1/3$ voor Lane) en de coëfficiënt C hangt af van het korrelmateriaal onder de constructie en verschilt voor beide methoden. Voor zand, waar we hier mee te maken hebben, is $C=12$ voor Bligh en $C=5$ voor Lane.

Voor de gegeven constructie vinden we

- methode Bligh: $L_{aanwezig} = 38,00\text{m}$ en $1,5C\Delta h = 61,20\text{m}$
- methode Lane: $L_{aanwezig} = 28,67\text{m}$ en $1,5C\Delta h = 25,50\text{m}$

Kennelijk is volgens de methode Bligh de lengte van de kwelweg ontoereikend.

Als controle volgens de methode Bligh eerst zou zijn uitgevoerd en (in dit geval terecht) zou zijn geconcludeerd dat de kwelweg niet lang genoeg is, is controle volgens de methode Lane in principe niet meer nodig. De kwelweg is immers alleen lang genoeg als deze volgens beide methoden voldoet.

De bodembescherming aan laagwaterzijde kan uitspoeling van materiaal voorkomen, mits deze van de juiste samenstelling en opbouw is (met andere woorden, als deze werkt als een filter).

opgave 3

onderdeel a

De relatie tussen Nikuradse ruwheid k_s en Chézy waarde C wordt gegeven door White-Colebrook. Als we, zoals voorgeschreven in de opgave, de hydraulische straal R benaderen met de lokale waterdiepte h , is

$$C = 18 \log \frac{12R}{k_s} \approx 18 \log \frac{12h}{k_s} \quad (14)$$

Met $h=5\text{m}$ en $k_s=0,028\text{m}$ volgt $C=60,0\text{m}^{1/2}/\text{s}$.

onderdeel b

Ingeval van morfologisch evenwicht is het sedimenttransport S langs het gehele traject A-B gelijk. Omdat de breedte b constant is, volgt met $S=mbu^n$ (m en n ook constant) dat de stroomsnelheid u niet varieert langs het traject. Het debiet Q doet dat ook niet en omdat $Q=bhu$ moet dus ook de waterdiepte h overal tussen A en B gelijk zijn. Met Chézy vinden we

$$u = \frac{Q}{bh} = C\sqrt{hi} \rightarrow i = \frac{1}{h} \left(\frac{Q}{Cbh} \right)^2 \quad (15)$$

waarin i het verhang is. Bedenk dat we in deze opgave de hydraulische straal benaderen met de lokale waterdiepte. Deze benadering is voorgeschreven in de opgave.

Met $C=60\text{m}^{1/2}/\text{s}$, $Q=5000\text{m}^3/\text{s}$, $b=300\text{m}$ en $h=5\text{m}$ volgt dat $i=0,617 \times 10^{-3}$. Met een lengte van 20km komt het verval over het traject AB hiermee op 12,35m

onderdeel c

In het nieuwe evenwicht is het debiet gereduceerd tot $Q_{\text{nieuw}}=4000\text{m}^3/\text{s}$, terwijl het sedimenttransport S gelijk is gebleven. Aan het aanbod van sediment bovenstrooms van A is immers niets veranderd en er gaat geen sediment door de kortsluitgeul. Omdat de breedte b van de rivier niet verandert, is $S \sim u^n$. Hieruit volgt direct dat bij gelijke S de stroomsnelheid in het nieuwe evenwicht gelijk moet zijn aan die in het oude evenwicht, dus

$$\frac{Q_{\text{oud}}}{bh_{\text{oud}}} = \frac{Q_{\text{nieuw}}}{bh_{\text{nieuw}}} \quad (16)$$

Met $Q_{\text{oud}}=5000\text{m}^3/\text{s}$, $h_{\text{oud}}=5\text{m}$ en $Q_{\text{nieuw}}=4000\text{m}^3/\text{s}$ volgt dat $h_{\text{nieuw}}=4\text{m}$.

onderdeel d

Invullen van $Q=Q_{\text{nieuw}}=4000\text{m}^3/\text{s}$ en $h=h_{\text{nieuw}}=4\text{m}$ in (15) geeft $i_{\text{nieuw}}=0,772 \times 10^{-3}$. Bedenk dat in de opgave is vermeld dat C bij benadering niet verandert. Wie daar overheen gelezen heeft, komt zonder grafische rekenmachine en ervaring met het gebruik daarvan, niet snel tot een juist antwoord.

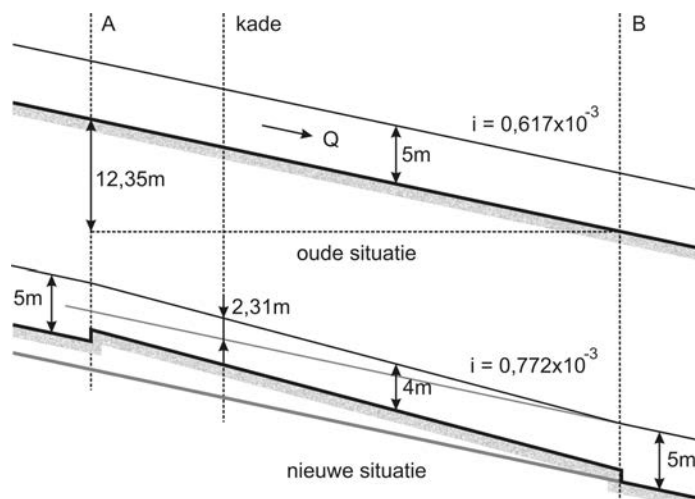
onderdeel e

Benedenstrooms van B (dus tussen B en de monding van de rivier) verandert niets, zodat de waterstand bij B in de oorspronkelijke situatie en in het nieuwe evenwicht identiek is. In het nieuwe evenwicht verloopt het traject AB steiler dan in de oude situatie. De waterstand bij de kade, 15km stroomopwaarts van B, ligt in de nieuwe situatie $15 \times 10^3(i_{\text{nieuw}} - i_{\text{oud}}) = 2,31\text{m}$ hoger dan voorheen. Ergo, de tegenstanders van het laten meestromen van de kortsluitgeul hebben gelijk.

Veel voorkomende fouten in deze opgave zijn

- veronderstellen dat de waterstand bij A gelijk blijft
- veronderstellen dat de verondieping van het traject AB (van 5m naar 4m) zich manifesteert aan het wateroppervlak in plaats van aan de bodem.

Hoewel daar in de opgave niet om is gevraagd, is voor de duidelijkheid een langsdoorsnede van de rivier voor zowel de oude als de nieuwe situatie geschetst in figuur 7.



Figuur 7: Langsdoorsnede van de rivier voordat stroming in de kortsluitgeul is toegelaten (boven) en het morfologisch evenwicht dat zich uiteindelijk instelt na het toelaten van stroming in de kortsluitgeul.

opgave 4

onderdeel a

De oversteek duurt 6300s en golven hebben periode van ongeveer 7s. Als we aannemen dat de vaarsnelheid klein is ten opzichte van de voortplantingssnelheid van de golven, komt het transport onderweg $6300s/7s=900$ golven tegen.

onderdeel b

Elke T_s is er een golf. Als gemiddeld 1 op de N van deze golven een hoogte groter dan H_{crit} heeft, komt zo'n hoge golf gemiddeld 1 maal in een periode van $NT_{m-1,0}$ voor. De gemiddelde frequentie waarmee deze golven voorkomen is zodoende gelijk aan $1/(NT_{m-1,0})$.

Deze N moet zodanig zijn dat de kans 5% is dat er in een set van 900 golven één of meer zijn met een hoogte boven H_{crit} . Dit kunnen we schatten met behulp van de Poisson verdeling, gegeven door

$$P = 1 - \exp(-fD) \quad (17)$$

waarin voor dit geval f de frequentie is van voorkomen van golven met $H > H_{crit}$ en D de duur van de oversteek. Voorts is P de kans dat in die duur D tenminste één maal een golf met $H > H_{crit}$ voorkomt en die is voor het transport gesteld op 5%. Met $D=6300s$ vinden we dat $f=0,814 \times 10^{-5}$, zodat $N=1/(fT_s)=17546$.

Het is ook mogelijk om in plaats van met f en D te werken met achtereenvolgens het relatieve aantal golven met $H > H_{crit}$ en het totale aantal golven dat onderweg wordt aangetroffen. Bij deze aanpak kunnen we schrijven dat $P=0,05=1-\exp(-(1/N)900)$. Dit levert exact hetzelfde antwoord op.

Nog een alternatief is gebruik maken van de binomiale verdeling. Volgens deze verdeling is de kans P_b dat zich precies k successen voordoen in een reeks van n experimenten, terwijl de kans dat een willekeurig experiment een succes is gelijk is aan p :

$$P_b(k) = \binom{n}{k} p^k (1-p)^{n-k} \quad (18)$$

In deze opgave zijn we niet geïnteresseerd in precies k successen (waarbij een succes is gedefinieerd als het tegenkomen van een golf met $H > H_{crit}$), maar in tenminste één succes. De kans daarop luidt

$$\sum_{k=1}^{\infty} P_b(k) = \sum_{k=1}^{\infty} \binom{n}{k} p^k (1-p)^{n-k} = 1 - P_b(0) = 1 - \binom{n}{0} (1-p)^n \quad (19)$$

Toegepast op het transport is $n=900$ en $p=1/N$. Dit levert $N=(1-(1-0,05)^{1/900})^{-1}=17546$.

onderdeel c

De Rayleigh verdeling geeft, bij voorgeschreven significante golfhoogte H_{m0} , de kans P_r dat de hoogte van een willekeurige individuele golf uitstijgt boven een kritieke waarde H_{crit} :

$$P_r(H > H_{crit}) = \exp\left(-2\left(\frac{H_{crit}}{H_{m0}}\right)^2\right) \quad (20)$$

In de onderhavige situatie is deze kans gelijk aan $1/N=1/17546$, zodat $H_{crit}/H_s=2,21$. Met $H_{crit}=2m$ (gegeven in de opgave) volgt $H_{m0}=0,90m$.

Met $N=15000$ volgt $H_{m0}=0,91m$.

Hoewel daar in de opgave niet om is gevraagd, merken we op dat de Rayleigh verdeling van toepassing is op golven in 'diep water'. In de 40m diepe geul die wordt overgestoken, is bij een golfperiode van 7s inderdaad sprake van 'diep water'. De bijbehorende diep water golflengte $L_0=gT_{m-1,0}^2/(2\pi)=76,44m$ is immers niet groter is dan twee maal de lokale waterdiepte.

onderdeel d

Bij alle transporten is de kans op schade gelijk aan 5%. We kunnen dat interpreteren in termen van een frequentie waarmee schade optreedt: 1 op de 20 transporten. Bij deze frequentie wordt de kans op tenminste 1 maal schade in een reeks van 20 transporten gegeven door $1 - \exp(-(1/20)20) = 0,63$.

Net als bij onderdeel b van deze opgave kan gebruik worden gemaakt van de Binomiaalverdeling in plaats van de Poissonverdeling. Deze laatste is immers de limiet van de Binomiaalverdeling voor grote n en kleine p (zie (18) en (19)). Hierbij is n het aantal transporten ($n=20$) en p is de kans op schade tijdens een individueel transport ($p=0,05$). Invullen in (19) geeft voor de gevraagde kans 0,64.

Het is ook mogelijk om te redeneren vanuit individuele golven die schade veroorzaken, dus golven met een hoogte van tenminste H_{crit} . Tijdens de 20 transporten samen komen de caissons in totaal $20 \times 900 = 18000$ golven tegen. De n in de Binomiaalverdeling staat voor dit aantal. De kans dat een individuele golf tot schade leidt, is gelijk aan de kans dat de hoogte van deze individuele golf de kritieke waarde H_{crit} overschrijdt. Die kans is $1/N$ (zie onderdeel c van deze opgave). Dat is de p in de Binomiaalverdeling. Door invullen in (19) vinden we dat de kans dat tenminste één van de 18000 golven hoger is dan H_{crit} en dat is 0,64.

opgave 5

onderdeel a

We gaan uit van een bij benadering constant verhang per bassin. Dit verhang i wordt gegeven door

$$i = \frac{c_w W^2}{g} \frac{1}{h_{rep}} \quad (21)$$

waarin W de windsnelheid (15m/s), c_w een wrijvingscoëfficiënt voor wind (4×10^{-6} , zie *algemene gegevens*) en h_{rep} is een representatieve waterdiepte. Hiervoor kiezen we de waterdiepte in het bassin als er geen wind is. Bij een gesloten bassin is dat gelijk aan de gemiddelde waterdiepte.

In de gegeven situatie zijn de bassins rechthoekig en valt de windrichting samen met een as van zo'n rechthoek. In dat geval geldt dat als L de lengte van een bassin is (gemeten in windrichting), dan is iL het verschil in waterstand tussen de bovenwindse en benedenwindse zijden. De verhoging van de waterstand aan benedenwindse is gelijk aan $iL/2$.

Voor bassin 1 vinden we, met $L=3000\text{m}$ en $h_{\text{rep}}=2,00\text{m}$ dat $i_1=0,459 \times 10^{-4}$ en $i_2=0,229 \times 10^{-4}$. De waterstand bij E stijgt met $\Delta h_E=0,07\text{m}$. Voor F is dat $\Delta h_F=0,02\text{m}$ ($L=1640\text{m}$ en $h_{\text{rep}}=4,00\text{m}$).

onderdeel b

Door de aanhoudende wind is de waterstand bij E 0,05m hoger dan die bij F. Als in die situatie de keersluis wordt geopend, zal water van bassin 1 naar bassin 2 stromen, net zolang tot de waterstanden bij E en F aan elkaar gelijk zijn.

onderdeel c

Als (bij benadering) de verhangen in de bassins door het openen van de keersluis niet veranderen, leidt de stroming van bassin 1 naar bassin 2 tot uniforme veranderingen van de waterstanden in beide bassins. In bassin 1 gaat de waterstand overal met δ_1 omlaag en in bassin met δ_2 omhoog. Uiteindelijk zijn de waterstanden bij E en F aan elkaar gelijk, dus

$$\Delta h_E - \delta_1 = \Delta h_F + \delta_2 \quad (22)$$

(bedenk dat voordat de wind opstak, de waterstanden in beide bassins aan elkaar gelijk waren; LP+0m).

Tegelijkertijd is het volume water dat uit bassin 1 wegstroomt gelijk aan het volume dat er bij bassin 2 bijkomt. Ergo

$$\delta_1 L_1 b_1 = \delta_2 L_2 b_2 \quad (23)$$

waarin L de lengte van een bassin, b de breedte en de index verwijst naar een bassin ($L_1=3000\text{m}$, $b_1=492\text{m}$, $L_2=1640\text{m}$, $b_2=1350\text{m}$).

Uitdrukkingen (22) en (23) vormen een set van 2 vergelijkingen met 2 onbekenden δ_1 en δ_2 . De oplossing van dit stelsel is

$$\delta_1 = \frac{L_2 b_2}{L_1 b_1 + L_2 b_2} (\Delta h_E - \Delta h_F) \quad ; \quad \delta_2 = \frac{L_1 b_1}{L_1 b_1 + L_2 b_2} (\Delta h_E - \Delta h_F) \quad (24)$$

Invullen van bekende waarden geeft $\delta_1=0,03\text{m}$ en $\delta_2=0,02\text{m}$. De uiteindelijke waterstand bij E en F komt hiermee op LP+0,04m.

Indien bij de beantwoording van dit onderdeel gebruik is gemaakt van $i_1=2 \times 10^{-5}$ en $i_2=1 \times 10^{-5}$, dan volgt dat $\Delta h_E=0,030\text{m}$ en $\Delta h_F=0,008\text{m}$, waarmee $\delta_1=0,013\text{m}$ en $\delta_2=0,009\text{m}$. De uiteindelijke waterstand wordt in dit geval LP+0,017m.

onderdeel d

Na sluiting van de keersluis en vervolgens het wegvallen van de wind blijft in beide bassins alleen het effect van de stroming van bassin 1 naar bassin 2 over. De waterstand in bassin 1 wordt LP- δ_1 =LP-0,03m en in bassin wordt de waterstand LP+ δ_2 =LP+0,02m (of LP-0,013n respectievelijk LP+0,09m).

Hoewel daar in de opgave niet naar is gevraagd, merken we op dat $44,3\text{m}^3$ water van bassin 1 naar bassin 2 is gestroomd. Gemiddeld is dat water 0,025m vertikaal omhoog getransporteerd. Daarmee is een toename van de potentiële energie gemoeid van 10,86kNm (ofwel 0,003kWh). De bereikte energiebesparing is betrekkelijk en dat geldt ook voor de peilverhoging van 2cm in bassin 2.