

KW-GET- 3242  
Baints- 1973

AUB.

SPOEDIG RETOUR

AAH :

IR. C. VERSPUY

KR. 284 W&W

AFSTUDEERRAPPORT.

D.W. BAINTS

J.P. NOPPEN

BIJLAGEN

BEHORENDE BIJ HET DEELONTWERP VLOEISTOFMECHANICA.

GETIJBEREKENING WESTELIJK DEEL WADDENZEE.

*Uitgegeven door de Rijksoverheid*

A-IV-8

DEELONTWERP VLOEISTOFMECHANICA

GETIJBEREKENING

WESTELIJK DEEL WADDENZEE

D.W. BAINTS

J.P. NOPPEN

DELFT, FEBRUARI 1973.

ALGEMENE INHOUDSOPGAVE.

<u>HOOFDSTUK I</u>	: <u>Inleiding.</u>	Blz. 2.
<u>HOOFDSTUK II</u>	: <u>Algemene beschouwingen.</u>	
II Par. 1.	: Afleiding, basisvergelijkingen	" 4.
Par. 2.	: Beschouwing diverse rekenmethoden	" 4.
Par. 3.	: De berekeningsmethode	
Par. 3.1.	De keuze	" 6.
Par. 3.2.	De expliciete differentie methode	" 6.
Par. 3.3.	De stabiliteit	" 12.
II Par. 4.	: Beschrijving situatie.	" 12.
<u>HOOFDSTUK III</u>	: <u>Het mathematisch model.</u>	
III Par. 1.	: De schematisatie	" 14.
Par. 2.	: Rand- en beginvoorwaarden	" 19.
<u>HOOFDSTUK IV</u>	: <u>Bespreking resultaten.</u>	
IV Par. 1.	: Vergelijken met resultaten van R.W.S. en de heer P. Huizinga	" 22.
Par. 2.	: Verbeteren van de schematisatie	" 23.
Par. 3.	: Nadere beschouwing weerstandsterm	" 26.
Par. 4.	: Invloed van verkleining van vaklengten	" 30.
Par. 5.	: Contrôle berekeningen	" 31.
Par. 6.	: Kosten van het rekenproces	" 36.
<u>HOOFDSTUK V</u>	: <u>Conclusies.</u>	" 37.
	Literatuurlijst.	" 39.
	Bijlagen.	" 40.

HOOFDSTUK I.

Inleiding.

Het in Noord-Nederland gelegen Waddengebied is de laatste jaren onderwerp van talrijke discussies. Vooral op het gebied van de milieubiologie, het wel of niet afsluiten van dit Waddengebied door middel van dammen tussen de eilanden of het leggen van dammen naar deze eilanden vanaf het vasteland ten behoeve van o.a. recreatieve doeleinden.

Een ander aspect van deze voornamelijk civiel-technische problemen is het verzanden en uitschuren van havens en oeverconstructies als gevolg van de waterbeweging.

Een ingrijpen of bijsturen van de mens op deze ontwikkelingen is dus geboden, maar het gevaar hierbij is, dat een ingreep ten gevolge van het ene probleem een nadelige invloed kan hebben op een ander probleem.

En om een wijziging in de omstandigheden weer te niet te doen, is financieel nooit haalbaar.

Een andere mogelijkheid is om de natuur na te bootsen, bijvoorbeeld een schaalmodel, of tendenties vast te leggen in functies, die afhankelijk zijn van diverse factoren (parameterverbanden).

Dan kunnen wij wijzigen, wat wij willen en de wederzijdse beïnvloedingen nagaan.

Wanneer wij een zandtransport-onderzoek willen verrichten, zullen wij eerst het verloop van stromingen, stroomrichtingen, stroomsnelheden etc. moeten weten.

Dit gebeurt met behulp van een math. getijmodel, dat in dit deelontwerp ontwikkeld zal worden.

Tijdens de getijberekening bleek, dat een mede-student, de heer P. Huizinga, eenzelfde getijberekening aan het opzetten was, wat onze probleemstelling deed verschuiven.

Namelijk, tevens een onderzoek naar de mate van verfijning in samenhang met de resultaten en vooral ook de flexibiliteit van de weerstandsterm, nl. variërend met de diepte en met de stroomrichting, kwamen meer op de voorgrond.

Ook Rijkswaterstaat had voor dit gebied al een soortgelijk getijmodel ontwikkeld, zodat èn van de gegevens èn van de resultaten van voornoemde modellen nuttig gebruik kon worden gemaakt.

Het hierna te verrichten zandtransport-onderzoek maakte het noodzakelijk om een eenvoudig getijmodel op te zetten, omdat dit voor de bij dit onderzoek noodzakelijke berekeningen kostenbesparend zal werken.

In eerste instantie zal dan ook uitgegaan worden van een zo eenvoudig mogelijk netwerk, dat getoetst kan worden aan dat van R.W.S. en de heer P. Huizinga en tevens aan de, echter in geringe mate, ter beschikking staande metingen in de natuur.

HOOFDSTUK II.

Algemene beschouwingen.

Par. 1.: Afleiding basisvergelijkingen.

Bij de berekening zal worden uitgegaan van 2 vergelijkingen namelijk de zgn. continuïteitsvergelijking en de bewegingsvergelijking. Voor de afleiding wordt verwezen naar het collegedictaat b 73 A (Litt. no. 1), zodat wij kunnen volstaan met het weergeven van de vergelijkingen.

Deze luiden respectievelijk:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -b \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{1}{C^2 A^2 2r} \cdot Q|Q| + \frac{2b}{gA^2} \cdot Q \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1)$$

In de bewegingsvergelijking (1) zijn de volgende termen reeds verwaarloosd:

- de bodemhelling (Ib);
- de component van de snelheid van het zijdelings afgevoerde of toegevoerde water in de stroomrichting.

Par. 2.: Beschouwing diverse rekenmethoden.

Er bestaan verschillende methoden om de in hoofdstuk II par. 1 genoemde continuïteits- en bewegingsvergelijkingen op te lossen.

1e. Exacte methode, waarin de termen in de differentiaal-vergelijkingen niet gelineariseerd worden. In eerste instantie werd gebruik gemaakt van reeksontwikkelingen naar  $x$  volgens TAYLOR. Later werd ingezien dat een eenvoudiger benadering mogelijk is, door bij het integreren naar  $x$  een "Middelwaardestelling" toe te passen. (zie ook litt. no. 2.)

Deze benaderingsmethode maakt het mogelijk om op eenvoudige wijze contrôle-berekeningen uit te voeren, o.a. voor het beoordelen van resultaten, die bij een computer-berekening zijn verkregen, zie ook hoofdstuk IV par. 5. Volledige getijberekeningen kunnen uitgevoerd worden, maar vragen erg veel rekenwerk.

2e. Harmonische methode, waartoe de termen van de differentiaal-vergelijkingen wel gelineariseerd worden, daarom het beginsel van superpositie geldt en een analytische oplossing mogelijk wordt.

Een analytische oplossing is daarom in het voordeel, omdat men door de aard der formules een goed inzicht kan krijgen in een golfverschijnsel en in de mate, waarin de verschillende grootheden dit verschijnsel beïnvloeden. (zie ook litt. no. 2.)

3e. Differentie methode, waarin de differentiaal-vergelijkingen omgezet worden in lineaire algebraïsche-vergelijkingen, waarop wij de lineaire algebra kunnen toepassen.

Voor de één-dimensionale berekeningen zijn twee methoden ontwikkeld:

- a) de expliciete methode;
- b) de impliciete methode.

De hoeveelheid rekenwerk is meestal dusdanig, dat bij berekeningen volgens deze methode praktisch uitsluitend met behulp van een computer kan worden gewerkt.

(zie ook litt. no. 2.)



Par. 3.: De berekeningsmethode.

Par. 3.1.: De keuze.

Daar bij de vakgroep vloeistofmechanica een computer-programma, CHERIE (Computer Program For Hydrological Estuary And River Engineering) bestaat, dat gebaseerd is op de expliciete differentiemethode en omdat het zelf schrijven van een rekenprogramma te veel tijd zou vergen, is gekozen voor de voornoemde methode.

Par. 3.2.: De expliciete differentiemethode.

In de differentiemethoden worden, zoals reeds is vermeld in hoofdstuk II par. 2.3e., de differentiaal quotiënten in de bewegings- en continuïteitsvergelijking vervangen door differentie quotiënten (Discretisering). Het doel hiervan is, om door middel van deze differentie quotiënten de  $h$  en de  $Q$  op een later tijdstip ( $\Delta t$  later) te leren kennen; dan kan de toestand op  $2 \Delta t$  berekend worden en zo doorgaande wordt de toestand als functie van  $x$  en  $t$  volledig bekend. (Later zal blijken, dat naast de gegeven beginvoorwaarde ook randvoorwaarden noodzakelijk zijn).

Er zijn verschillende methoden mogelijk, zoals de reeds genoemde expliciete- en impliciete differentiemethoden. Bij een differentiemethode maakt men bijvoorbeeld gebruik van de volgende differentiaal quotiënten:

$$\frac{\partial h(x, t_0)}{\partial t} \approx \frac{h(x, t_0 + \Delta t) - h(x, t_0 - \Delta t)}{2 \Delta t}$$

$$\frac{\partial Q(x, t_0)}{\partial x} \approx \frac{Q(x + \Delta x, t_0) - Q(x - \Delta x, t_0)}{2 \Delta x}$$

$$\frac{\partial h(x, t_0)}{\partial x} \approx \frac{h(x + \Delta x, t_0) - h(x - \Delta x, t_0)}{2 \Delta x}$$

$$\frac{\delta Q(x, t_0)}{\partial t} \approx \frac{Q(x, t_0 + \Delta t) - Q(x, t_0 - \Delta t)}{2 \Delta t}$$

(Dit zijn zogenaamde centrale differentie benaderingen).

Deze uitdrukkingen kunnen nu gesubstitueerd worden in de bewegings- en continuïteitsvergelijking, (1) en (2), zodat deze vergelijkingen overgaan in algebraïsche vergelijkingen, waarop alle algebraïsche bewerkingen toegepast mogen worden.

Men kan nu de  $h$  en  $Q$  op een later tijdstip oplossen uit deze differentievergelijkingen, uitgedrukt in de bekende  $h$ - en  $Q$ -waarden op vroegere tijdstippen (Expliciete methode).

Ook het reeds eerder genoemde "CHERIE"-programma is op dit principe gebaseerd; alleen is hierin bij het opstellen van de algebraïsche vergelijkingen de Bernoulli-term verwaarloosd, omdat het opnemen van deze term niet op eenvoudige wijze te realiseren is.

De vergelijkingen luiden nu als volgt (met verwaarlozing van de Bernoulli-term):

De bewegingsvergelijking.

$$Q(x, t + \Delta t) =$$

$$\frac{Q(x, t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot gA \cdot \{h(x - \Delta x, t) - h(x + \Delta x, t)\}}{1 + \frac{2 \Delta t \cdot g}{c^2 A \Delta r} \cdot |Q(x, t - \Delta t)|}$$

waarbij voor  $Q \cdot |Q|$  wordt genomen:  $|Q(x, t - \Delta t)| \cdot Q(x, t + \Delta t)$

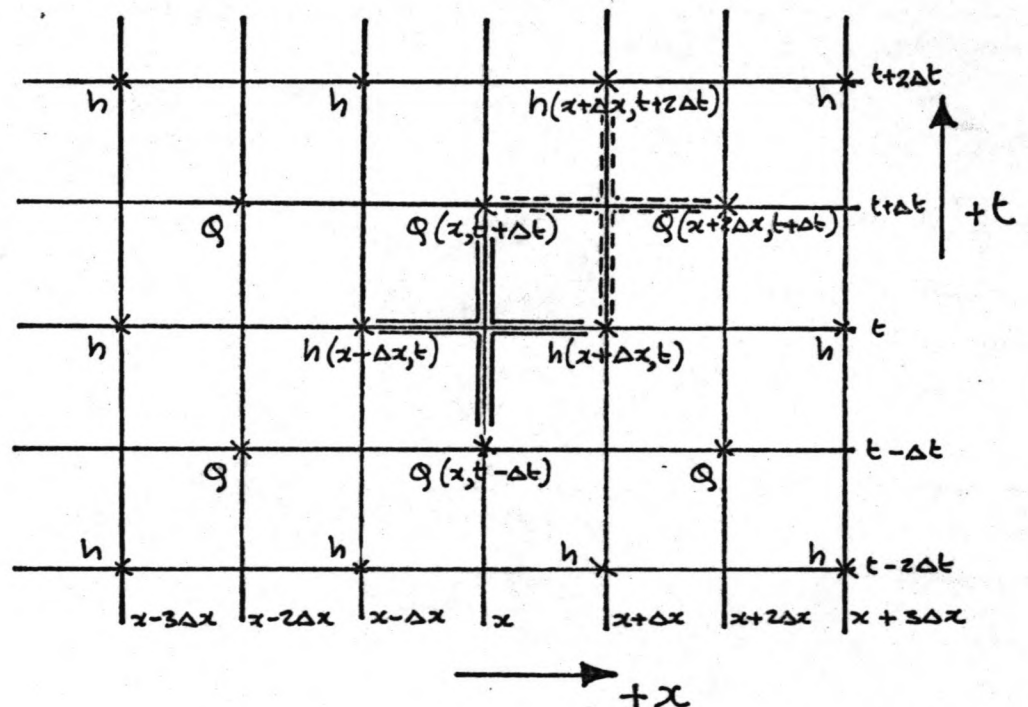
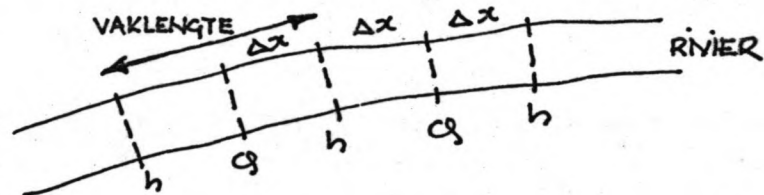
uit de vergelijking blijkt, dat  $Q(x, t + \Delta t)$  is op te lossen als de factoren op  $t - \Delta t$ ,  $x + \Delta x$  en  $x - \Delta x$  bekend zijn.

De continuïteitsvergelijking.

$$h(x, t + \Delta t) = h(x, t - \Delta t) + \frac{2\Delta t}{2b\Delta x} \{ Q(x - \Delta x, t) - Q(x + \Delta x, t) \} \quad (4)$$

Aan de hand van een schema zal dit proces worden verduidelijkt.

(Toegepast op een gedeelte van een rivier)



In bovenstaande figuren geeft  $2 \Delta x$  de vaklengte aan in een rivier. Voor elk vak zijn de representatieve dwarsprofielen e.d. bepaald.

Als op tijdstip  $t$  en daarvoor de  $Q$ 's en de  $h$ 's bekend zijn, de zgn. beginvoorwaarden, kunnen voor elk vak, met behulp van de vergelijkingen (3) en (4), de  $Q$ 's op tijdstip  $At$  berekend worden.

Dus  $Q(x, t + At, \quad)$  uit  $h(x - \Delta x, t)$ ,  $Q(x, t - At)$  en  $h(x + \Delta x, t)$ ; en zo voor alle  $Q$ 's op de lijn  $t + At$ . Daarna kunnen uit de nu bekende waarden op de lijn  $t + At$  en die op de lijn  $t$  de  $h$ 's op de lijn  $t + 2 At$  berekend worden, etc. ( $h$ 's op de vakgrenzen).

Voor de continuïteit van het rekenproces is het echter wel noodzakelijk, dat, zoals uit de figuur blijkt, een  $Q$  of een  $h$  langs de lijn  $x - 4 \Delta x$  en  $x + 3 \Delta x$  bekend is. ( $4 \Delta x$  en  $3 \Delta x$  volkomen willekeurig).

Bijvoorbeeld voor een te beschouwen riviergedeelte aan het begin en eind een  $Q$  of een  $h$  als functie in  $t$ , dus  $Q = Q(x_1, t)$  en  $h = h(x_2, t)$ .

Wij noemen dit randvoorwaarden.

Uit de figuur blijkt ook duidelijk, dat de  $Q$ 's en  $h$ 's op verschillende plaatsen en tijden worden berekend.

Bij het programma CHERIE, waarmee gewerkt zal worden, zijn de bewegings- en continuïteitsvergelijking in iets gewijzigde vorm opgezet, waarbij o.a.  $2 At =$  tijdstap is vervangen door  $At$  en  $2 \Delta x =$  vaklengte is vervangen door  $\Delta x$ .

De formules (3) en (4) worden dan:

Bewegingsvergelijking.

$$Q(m, n+1) = Q(m, n) + g A_m \cdot \Delta t \cdot \frac{h\left(\frac{2m-1}{2}, \frac{2n+1}{2}\right) - h\left(\frac{2n+1}{2}, \frac{2m+1}{2}\right)}{\Delta x} \\ - \frac{g \cdot \Delta t}{c^2 A_m^2 \Delta r} \cdot |Q(m, n)| \cdot Q(m, n+1) + wf$$

wf = windkracht per eenheid van lengte langs de rivier gedeeld door de dichtheid van het water. (zie ook litt. no. 5.) Deze term is verder buiten beschouwing gelaten, daar de randvoorwaarden ten tijde van geringe wind zijn gemeten.

Continuïteitsvergelijking.

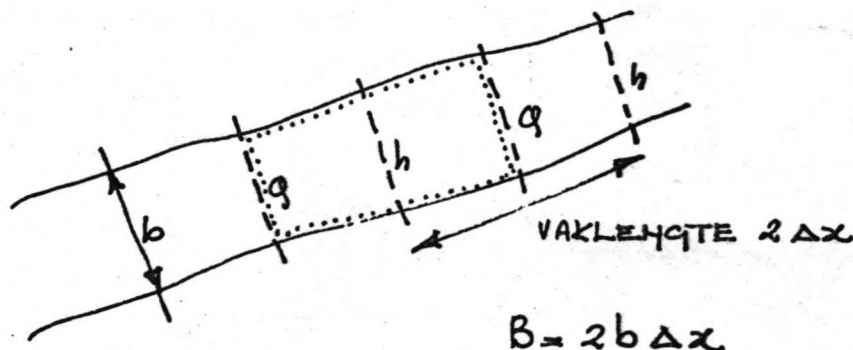
$$h\left(\frac{2m+1}{2}, \frac{2n+3}{2}\right) = h\left(\frac{2m+1}{2}, \frac{2n+1}{2}\right) + \frac{\Delta t}{b \cdot \Delta x} \left\{ Q(m+1, n+1) - Q(m, n+1) \right\}$$

Wanneer in de schematisatie een splitsingspunt optreedt, kan men dit niet samen laten vallen met een Q-punt; men kan daar namelijk niet één Q definiëren.

Met h kan dat wel, zodat men bij het schematiseren de h-punten in de splitsingspunten legt.

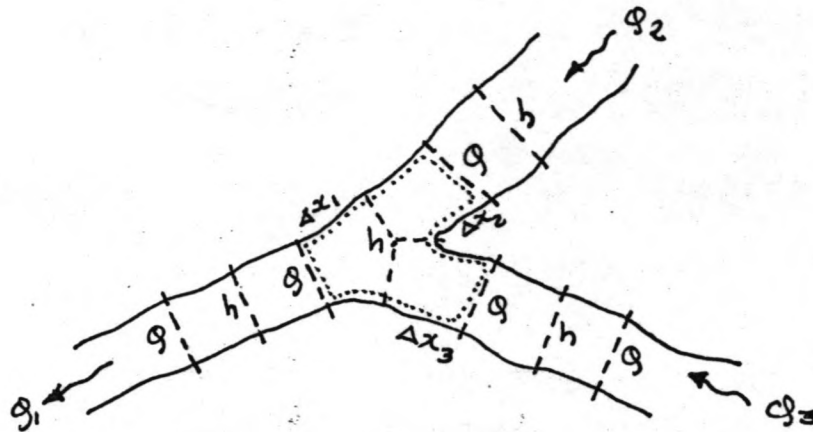
De continuïteitsvergelijking wordt daardoor iets anders geschreven.

In "CHERIE" wordt het produkt  $2b \Delta x$  als één parameter geschreven, nl. het kombergingsoppervlak B.



waarbij wij ruwweg de helft van ieder aangrenzend vak bij het h-punt = knooppunt rekenen.

Bij een splitsingspunt kan dit ook zo gedaan worden:



$$B = b_1 \Delta x_1 + b_2 \Delta x_2 + b_3 \Delta x_3$$

De continuïteitsvergelijking wordt dan:

$$h(t) = h(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{B} \cdot \sum Q(t - \frac{\Delta t}{2})$$

waarbij

$$\sum Q = -Q_1 + Q_2 + Q_3$$

Op deze wijze is een heel netwerk op te bouwen van knooppunten en geulen (takken), waarbij dus de knooppunten op de splitsingspunten worden gelegd.

Wat de impliciete methodes betreft, één hiervan, wat gebaseerd is op het zgn. 3e impliciete schema, zie litt. no. 3., is o.a. door Rijkswaterstaat toegepast op het door ons beschouwde gebied, het westelijk deel van de Waddenzee; zie kaarten bijlage no. 5.

Ondanks principiële verschillen in de door ons toe te passen rekenmethode en die toegepast door Rijks-waterstaat, waren de gegevens benodigd voor de berekening na enige wijzigingen zonder meer bruikbaar voor ons.

Hoe deze gegevens worden verwerkt en omgewerkt, wordt nader toegelicht in hoofdstuk III, par. 1.

Par. 3.3.: De stabiliteit.

In het voorgaande rekenproces ontstaan een aantal fouten, zoals:

- a) Afbreekfouten, in het algemeen procesfouten die ontstaan door de differentie-benaderingen.
- b) Inherentefouten, als gevolg van reeds bij de aanvang aanwezige onnauwkeurigheden.
- c) Afrondingsfouten, die ontstaan door het beperkte aantal decimalen, waarmee digitale hulpmiddelen kunnen werken.

Deze fouten zullen zich tijdens het rekenproces voortplanten. Wanneer deze zich voortplantende fouten in orde van grootte toenemen, is het numeriek proces instabiel, nemen ze af, stabiel.

Bij het programma CHERIE bijvoorbeeld, wordt de methode instabiel, wanneer de  $\Delta t$  te groot wordt gekozen en deze  $\Delta t$  moet dan ook  $< \frac{\Delta x}{\sqrt{\partial A/\partial b}}$  zijn.

(zie ook litt. no. 2,5)

Par. 4.: Beschrijving situatie.

Het door ons beschouwde gebied, het westelijk deel van de Waddenzee, is een wirwar van diepe en ondiepe geulen, zandbanken, platen etc. (zie ook kaarten, bijlage 5.)

Om hierop de hiervoor aangegeven berekeningsmethode toe te passen, is het noodzakelijk om de dwarsprofielen van al deze geulen e.d. te schematiseren tot bakprofielen met representatieve doorstromingsprofielen en lengtes. Het zou ondoenlijk zijn al deze geulen door middel van dwarsprofielen te vertegenwoordigen in het getijmodel, zoals ze in de natuur voorkomen.

Hiervoor is, zoals reeds vermeld, gebruik gemaakt van de gegevens van R.W.S.

Voor de verdere opzet van de schematisatie en het toepassen van de rekenmethode, zie hoofdstuk III.

-.-.-.-



HOOFDSTUK III.

Het mathematisch model.

Par. 1.: De schematisatie.

Het uitgangspunt voor het opzetten van een schematisatie was het schema van R.W.S. voor het westelijk deel van de Waddenzee. (zie bijlage 5.)

Het op deze manier door R.W.S. geschematiseerde geulensysteem is zoveel mogelijk aangehouden. (zie bijlage 5.) Alleen is nu, rekening houdend met de morfologie en topografie van het gebied, zoveel mogelijk vereenvoudigd, namelijk door een groot aantal vakken bij elkaar te voegen. Van ieder vak was bekend:

- diepte;
- lengte;
- stroomvoerende breedte;
- komberging.

Het samenvoegen van vakken vraagt nu wel een aanpassing van de representatieve gegevens.

Voor wat achter elkaar liggende vakken betreft, zijn de lengtes en kombergingsoppervlakken gesommeerd. Het stroomvoerend oppervlak (= produkt van stroomvoerende breedte en diepte) zijn gemiddeld. Daar sommige lengten verschillend zijn, moeten hierbij gewichtsfactoren worden ingevoerd. Men kan zich afvragen, of bij het middelen van gegevens geen al te grote fout wordt gemaakt.

Voor de diepte is getracht, dit globaal te bekijken.

Men kan hierbij twee uiterste gevallen onderscheiden:

(zie a) en b)

a) Indien in de bewegingsvergelijking  $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$  wordt gesteld, dus als  $Q =$  maximaal of minimaal.

Met verwaarlozing van de Bernoulli-term geldt dan:

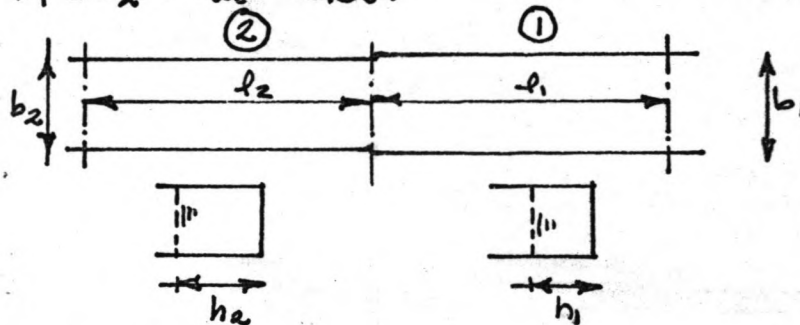
$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{1}{C^2 A^2 \partial r} \cdot Q \cdot |Q|$$

Bij het samenvoegen van twee vakken 1 en 2, met  $l_1 \approx l_2$  en  $b_1 \approx b_2$  kunnen wij het totale verval opgebouwd denken uit het verval van vak 1 en dat van vak 2, dus:

$$\Delta h_{tot} = \Delta h_1 + \Delta h_2 \rightarrow$$

$$\frac{\Delta x_1}{C_1^2 A_1^2 \partial r} \cdot Q_1^2 + \frac{\Delta x_2}{C_2^2 A_2^2 \partial r} \cdot Q_2^2 = \frac{\Delta x_{tot}}{C_{tot}^2 A_{tot}^2 \partial r_{tot}} \cdot Q_{tot}^2$$

Indien we aannemen, dat  $Q_1 \sim Q_2 \sim Q_{tot}$  (dit geldt eigenlijk alleen als  $\partial h / \partial t = 0$ ) en indien  $C_1 = C_2 = C_{tot}$ , dan geldt, met  $A = \partial r \cdot b$  en  $b_1 = b_2 = b_{tot}$  dat:



$$\frac{1}{h_1^3} + \frac{1}{h_2^3} = \frac{2}{h_{gem}^3} \quad [h = \partial r] \rightarrow$$

$$h_{gem}^3 = \frac{2 h_1^3 \cdot h_2^3}{h_1^3 + h_2^3}$$

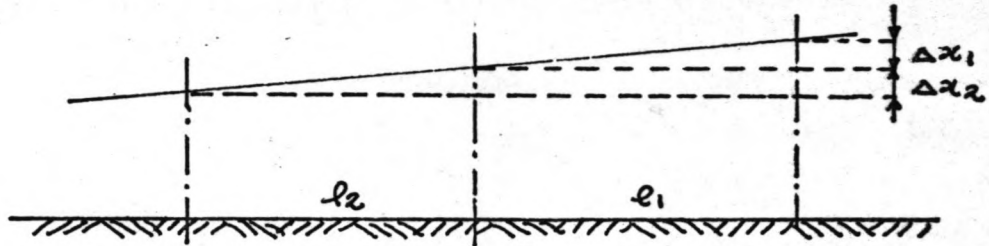
N.B.  $l_1$  en  $l_2$  dusdanig klein, dat berging verwaarloosd kan worden.

Deze  $h_{gem.}$  en de  $h$  berekend uit  $h = (h_1 + h_2) / 2$  verschillen voor een gering diepte verschil weinig. Bijvoorbeeld indien  $h_1 = 6$  m. en  $h_2 = 8$  m. wordt  $h_{gem.} = 6,75$  m. en  $h = 7$  m.

b) Als  $Q=0$  volgt:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t}$$

zodat  $\Delta h$  evenredig is met  $1/h$ ,



en daar het totale verval opgebouwd is uit het verval van tak 1 en het verval van tak 2, moet gelden:

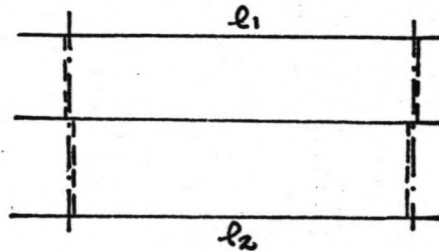
$$\frac{2}{h_{gem}} = \frac{1}{h_1} + \frac{1}{h_2}, \therefore h_{gem} = \frac{2h_1 \cdot h_2}{h_1 + h_2}$$

Voor  $h_1 = 6$  m. en  $h_2 = 8$  m. wordt  $h_{gem.} = 6,85$  m.

in plaats van  $h = 7$  m.

Indien de diepte van de samen te voegen vakken dus niet te veel verschilt is de gemaakte fout bij het middelen van de diepte dus niet te groot.

Bij naast elkaar gelegen vakken zijn de lengten gemiddeld en de kombergingsoppervlakken gesommeerd.



Hierbij geldt, dat  $Q_1 + Q_2 = Q_{tot}$   
en, indien de lengten niet veel verschillen, dat

$$\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_1 = \left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_2 = \left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_{tot}$$

Indien wij nu weer het uiterste geval bekijken dat  $Q = 0$  volgt dat

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \rightarrow \frac{\partial Q}{\partial t} = -gA \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$$

verder is:  $\frac{\partial h}{\partial x_1} = \frac{\partial h}{\partial x_2} = \frac{\partial h}{\partial x_{tot}}$

$$\frac{\partial Q}{\partial t_1} + \frac{\partial Q}{\partial t_2} = \frac{\partial Q}{\partial t_{tot}}$$

$$\therefore gA_1 + gA_2 = gA_{tot}$$

ofwel:  $A_{tot} = A_1 + A_2$ .

Bij het samenvoegen van naast elkaar gelegen vakken zijn de doorstromingsprofielen dan ook gesommeerd.

Indien  $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$  geldt:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{|Q| \cdot Q}{C^2 A^2 d_r} \rightarrow (\text{met } d_r = h)$$

$$Q = \sqrt{\frac{\partial h}{\partial x} \cdot C^2 h A^2}$$

verder geldt:

$$Q_1 + Q_2 = Q_{\text{tot}} \text{ en}$$

$$\frac{\partial h}{\partial x_1} = \frac{\partial h}{\partial x_2} = \frac{\partial h}{\partial x_{\text{tot}}}$$

$$\therefore \sqrt{A_1^2 \cdot h_1} + \sqrt{A_2^2 \cdot h_2} = \sqrt{A_{\text{tot}}^2 \cdot h_{\text{tot}}}$$

$$\text{ofwel } h_{\text{tot}} = \left[ \frac{A_1 \sqrt{h_1} + A_2 \sqrt{h_2}}{A_{\text{tot}}} \right]^2.$$

Bij het samenvoegen van naast elkaar gelegen vakken is voor de diepte  $h$  deze formule aangehouden.

Zie ook contradeberekeningen Hoofdstuk IV. Par 5.

Par. 2.: Randvoorwaarden en beginvoorwaarden.

• Randvoorwaarden.

Op bijlage 5 is te zien dat de randvoorwaarden geplaatst zijn in de zeegaten van het westelijk deel van de Waddenzee en op het Amelander Wad t.p.v. het Dantziggat.

Op 8 en 9 juni 1971 is een simultane meting in het Waddengebied gehouden.

De daaruit gevonden verticale getijlijnen zijn als randvoorwaarden ingevoerd in de knooppunten: 1, 17, 19, 29, 33, 36, 37, 38 en 39.

Indien op meerdere plaatsen in één raai (loodrecht op de stroomrichting) de verticale getijlijnen zijn gemeten, zullen de waarden onderling nog wat verschillen. Dit is o.a. te wijten aan de kracht van Coriolis. Bekend is, dat deze kracht van Coriolis berekend kan worden met de formule:

$$F = 2 \cdot m \cdot \sin \varrho \cdot \omega \cdot \bar{v}$$

(zie ook litt. no. 8)

Hierin is:

m = massa

$\varrho$  = breedtegraad van de aarde (in Nederland is  $\varrho \sim 53^\circ$ )

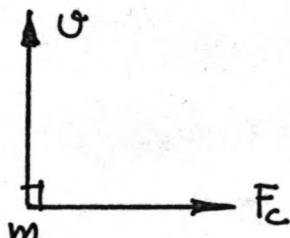
$\omega$  = hoeksnelheid van de aarde (rad./sec)

$$2\pi \text{ rad. / etmaal} \equiv \frac{2\pi}{3600 \cdot 24}$$

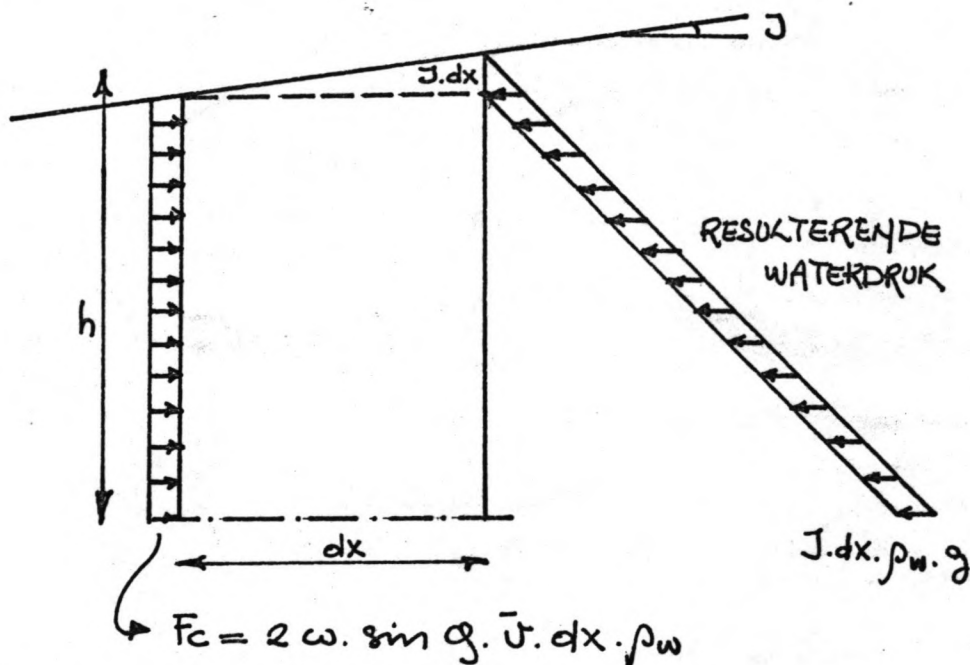
v = snelheid deeltje

m = massa deeltje

De richting van de kracht staat loodrecht op de richting van de snelheid en wel rechtsom op het noordelijk halfrond.



Deze kracht veroorzaakt nu een verhang in de zeegaten.



Voor evenwicht moet gelden.

$$F_c = 2 w . \sin \alpha . \bar{v} . dx . \rho_w . b . h = J . dx . \rho_w . g . b . h$$

$$J = \frac{2 w . \sin \alpha . \bar{v}}{g} \sim 1,18 . \bar{v} \text{ cm/Km}$$

Dus geldt voor een snelheid van 1 m/sec. dat  $I = 1,18 . 10^{-5}$ .

In het Marsdiep zijn aan de uiteinden van de meetraai de waterhoogten gemeten. Hiervan is het gemiddelde als randvoorwaarde ingevoerd, omdat hier 1 vak aansloot.

• Beginvoorwaarden.

Als beginvoorwaarde is eenvoudigweg in ieder knooppunt een  $h = -0.50$  m N.A.P. ingevoerd, omdat deze waarden van  $h$  niet bekend waren en  $-0.50$  m N.A.P. het beste aansloot bij de startwaarden van de randvoorwaarden. Voor iedere geul is als beginvoorwaarde  $Q = 0$  ingevoerd, daar hiervan ook geen gegevens ter beschikking stonden.

CHEZY-coëfficiënt.

Wat betreft de CHEZY-coëfficiënt, hierbij is hetzelfde aangehouden als bij Rijkswaterstaat, nl. 50. ( $C = 50 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ ) voor de ondiepe geulen  $\therefore 0 < d < 5 \text{ m}$  en  $C = 55 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$  voor de diepe geulen  $d > 5 \text{ m}$ . Dit is gedaan om in eerste instantie de resultaten te kunnen vergelijken met die van R.W.S. c.q. de heer P. Huizinga.

-.-.-.-



HOOFDSTUK IV.

Bespreking van de resultaten.

Par. 1.: Vergelijken met resultaten van R.W.S.  
en de heer P. Huizinga.

Van de resultaten van de uitgevoerde berekening met 48 geulen en 35 knooppunten zijn de verticale getijlijnen vergeleken met die van de heer P. Huizinga. (zie bijlage 2, blz. 11-13)

Duidelijk is te zien dat deze onderling nogal verschillen en wel voornamelijk in het oostelijk gedeelte. Daarom zijn achtereenvolgens de wijzigingen a en b aangebracht.

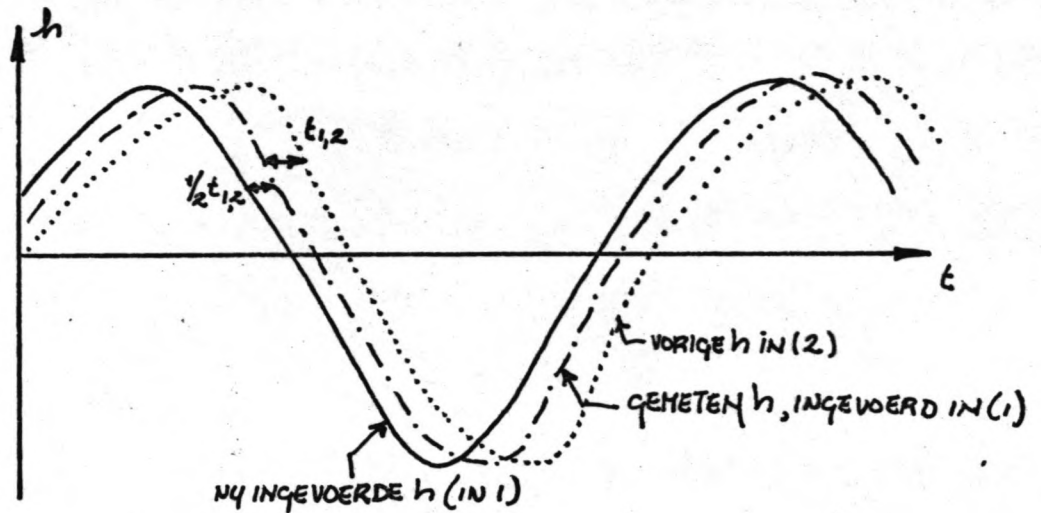
a) De schematisatie is in het Oosten verfijnd, hierdoor kwam het aantal knooppunten op 42 en het aantal geulen op 54.

b) De randvoorwaarde in het Marsdiep is aangepast aan de plaats.

De meetraai van de verticale getijlijn lag nl. midden in vak 1 (zie bijlage 5) maar de hieruit volgende gegevens waren ingevoerd als randvoorwaarde aan de rand van het vak, nl. in knooppunt 1.

Dit is niet juist. Daarom is de ingevoerde randvoorwaarde in knooppunt 1 gecorrigeerd.

Uit de vorige berekening blijkt dat de in knooppunt 1 ingevoerde verticale getijlijn in knooppunt 2 over een afstand  $t_{1,2}$  verschoven is. Daarom is de gemeten verticale getijlijn  $\frac{1}{2} t_{1,2}$  verschoven en deze is ingevoerd als randvoorwaarde in knooppunt 1 (zie onderstaande figuur).



De resultaten waren nu aanmerkelijk beter. (zie bijlage 2. no. 1 t/m 10)

De verticale getijlijnen van beide berekeningen zijn nu vrijwel identiek.

Wij kunnen dus concluderen dat met de grovere schematisatie, geënt op die van R.W.S. (54 geulen en 42 knooppunten) t.o.v. die van de heer P. Huizinga, een praktisch gesproken identiek resultaat is bereikt.

Het is nu nog zaak de afwijkingen, die de gemeten waarden met de natuur vertonen, (zie bijlage 2:2,4) te minimaliseren.

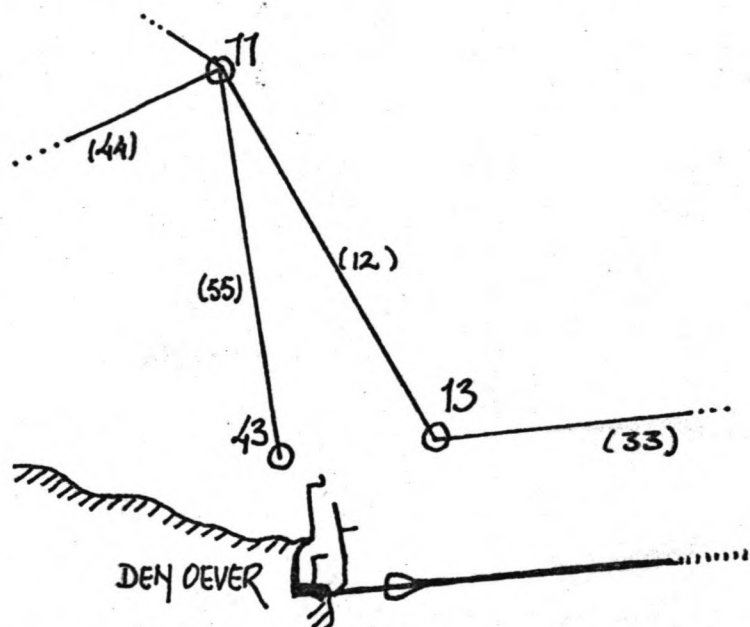
#### Par. 2.: Verbeteren schematisatie.

In de vorige paragraaf is aangetoond dat met de eenvoudiger schematisatie dezelfde resultaten worden bereikt als met de fijnere schematisatie van de heer P. Huizinga, c.q. R.W.S.

De volgende stap is d.m.v. wijzigingen in schematisatie en variabelen (zoals de CHEZY-coëfficiënt) de resultaten dichter tot de natuur te laten komen. (een nadeel hierbij was het geringe aantal ter beschikking staande metingen als contrôlepunten).

Daar de resultaten van knooppunt 13 sterk afweken van de gemeten verticale getijlijn in den Oever (zie bijlage 2:4) is eerst getracht hier verbetering in aan te brengen.

Ter verkrijging van een betere vergelijkings mogelijkheid werd eerst een extra knooppunt (no. 43) vlak bij den Oever gelegd en d.m.v. tak 55 verbonden met knooppunt 11.



Dit kwam overeen met de schematisatie van R.W.S.

De uitkomsten zijn te zien in bijlage 2. blz. 14.

Het resultaat is slecht, vooral bij eb.

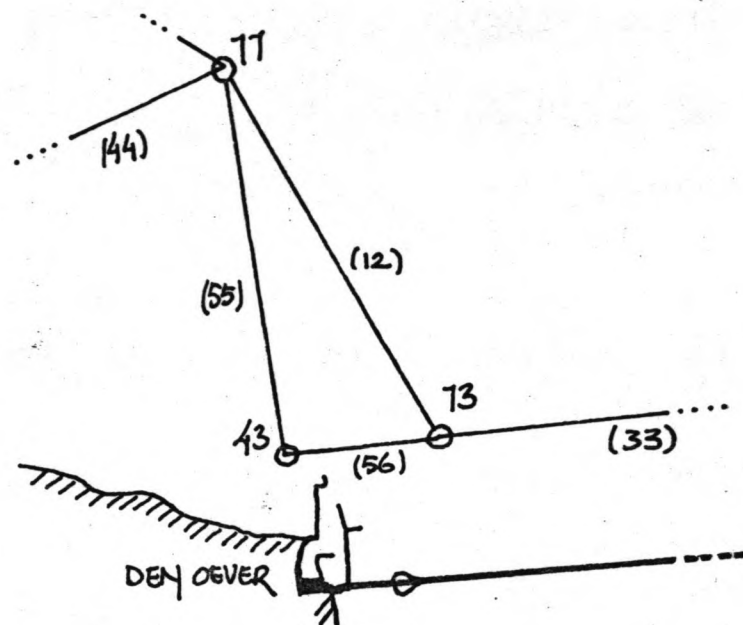
De max. afwijking met de natuur bedraagt tijdens eb 30 cm en tijdens vloed 15 cm. Verder is de helling

van de gem. verticale getijlijn  $|\frac{\delta h}{\delta t}|$  tijdens eb te groot.

Het water stroomt hier duidelijk te snel weg. Daar de

$h$  wordt berekend uit de formule  $h(t) = h(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{B} \cdot \sum Q(t - \frac{\Delta t}{2})$  zou een toename van deze  $\sum Q$  gunstig zijn.

Dit is o.a. te bereiken door een verbinding te maken tussen de knooppunten 43 en 13. (tak 56)



Dat deze verbinding in de natuur voorkomt, is aannemelijk daar tussen de punten 43 en 13 een verhang bestaat en de bodem overal beneden N.A.P. - 2 m. ligt.

Uit lodingskaarten is danook een representatief dwarsprofiel bepaald (zie bijlage 1.) en hiermee is de berekening opnieuw uitgevoerd.

Het resultaat was veel beter (zie bijlage 2. blz. 15).

Bij eb wordt het max. verschil met de natuur teruggebracht tot 15 cm, terwijl het bij vloed nog maar 10 cm bedraagt.

De resultaten bevestigen het bestaan van de dwarsverbinding no. 56, maar zij zijn nog steeds voor verbetering vatbaar.

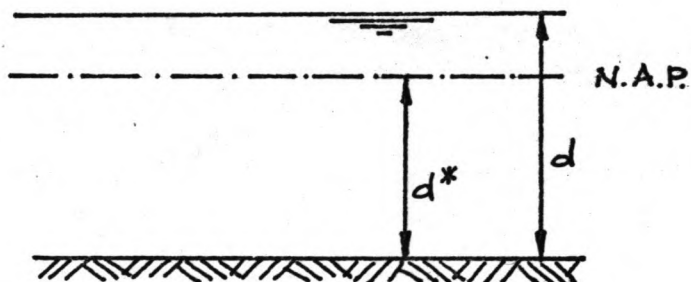
Par. 3.: Nadere beschouwing weerstandsterm.

In hoofdstuk III, par. 2. is aangegeven met wat voor waarden voor de CHEZY-coëfficiënt tot nog toe is gerekend, namelijk  $55 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ . voor de diepe geulen en  $50 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ . voor de ondiepe geulen. Deze factor is in wezen geen constante, maar hangt af van allerlei factoren; zoals de korreldiameter van het zand, de bodemstructuur (aanwezige ribbels) en ook van de diepte.

Deze coëfficiënt van CHEZY is danook een ijkgrrootheid zodat hierin ook tekortkomingen in de schematisatie verwerkt kunnen worden.

Manning heeft empirisch vastgesteld dat deze C recht evenredig is met de zesde machts wortel uit de diepte, dus  $C = K \sqrt[6]{d}$ . Hierin kan K, de constante van Manning verschillende waarden aannemen; deze moet eveneens geijkt worden.

Begonnen is nu, om voor iedere geul een bepaalde  $C^*$  te kiezen waarbij  $C^*$  afhankelijk is gesteld van de diepte van geul t.o.v. N.A.P. ( $= d^*$ ).



Voor een geul met  $d^* = 1 \text{ m}$ . is een  $C^* = 50 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ . genomen, terwijl voor een geul met een  $d^* = 25 \text{ m}$ . een  $C^* = 65 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ . is genomen.

Voor de geulen met een  $1 < d^* < 25 \text{ m}$ . is lineair geïnterpoleerd, dus  $C^* = 50 + \frac{5}{8} (d^* - 1) \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$ .

De waarden voor  $C^*$  zijn volkomen arbitrair gekozen.  
Uit de aldus gekozen  $C^*$  kan men nu voor iedere geul  
een  $k$ -waarde berekenen uit  $C^* = k \cdot \sqrt{d^*}$  (zie bijlage 1.)  
Deze  $k$  wordt nu voor iedere geul in de tijd constant  
gehouden.

Daar de diepte door de getijbeweging varieert, zal de  
waterstand, en dus, volgens Manning, ook de weerstand,  
voor iedere geul in de tijd veranderen.

Daarom is in de berekening de  $C$  ingevoerd volgens:

$$C = k \sqrt{d}$$

De resultaten van de op deze manier uitgevoerde bereke-  
ning zijn te zien op bijlage 2:16. Een wezenlijke ver-  
betering is niet opgetreden.

Wel ontstaat er in enkele gevallen een verschuiving van  
enkele centimeters, maar dit is soms ten voordele en soms  
weer ten nadele.

Dit is als volgt te verklaren.

Door het invoeren van een grotere  $C$ -waarde wordt de weer-  
standsterm in de bewegingsvergelijking kleiner, waardoor  
er minder demping wordt verkregen. Hierdoor zal de verticale  
getijlijn steiler gaan lopen. Daar de  $|\frac{\delta h}{\delta t}|$  tijdens de  
eb al te groot was, zal hier dus verslechtering optreden.  
Bij de vloed, waar de  $|\frac{\delta h}{\delta t}|$  te klein was, zal er enige ver-  
betering optreden. Toch is deze  $|\frac{\delta h}{\delta t}|$  tijdens de vloed nog  
te klein, zodat dit nog nader bekeken zal worden.

- . Stromingsweerstand afhankelijk van zowel diepte als stroomrichting.

Uit de vorige resultaten bleek dus dat de h bij eb nog steeds te snel daalde terwijl de h bij vloed te langzaam steeg.

Dit zou verholpen kunnen worden door tijdens eb met een grotere weerstand rekening te houden dan bij vloed. Uitgaande van deze veronderstelling zijn alle C-waarden voor eb met  $\frac{1}{\sqrt{2}}$  vermenigvuldigd.

Deze factor is daarom zo gekozen, omdat de waarden  $\frac{g}{K^2}$ , die in de computer moeten worden ingevoerd, dan tweemaal zo groot worden.

De resultaten van deze berekening waren aanmerkelijk beter, zie bijlage 2:17 t/m 2:19.

Duidelijk is te zien, dat door het invoeren van een grotere weerstand tijdens eb meer damping wordt verkregen, zodat  $\frac{\partial h}{\partial t}$  kleiner wordt.

Hierdoor blijven de verschillen tussen de berekening en natuur ook tijdens eb klein (ongeveer 5 à 10 cm).

Het optredende verschil tussen de waarden van de weerstandstermen van eb en vloed zou verklaard kunnen worden uit de vorm van de geulen. Deze worden naar buiten toe (zeewaarts) steeds breder, zodat bij vloed met minder vertragsverliezen rekening zou moeten worden gehouden dan bij eb.

Wel bleek uit de resultaten, dat de weerstand zowel bij eb als bij vloed nog iets te hoog genomen was.

Daarom is de berekening nogeens uitgevoerd met K-waarden die 1,1x zo groot waren, als die in de vorige berekening, zie bijlage 1 voor de gegevens.

Het resultaat is te zien in bijlagen 2:21 t/m 2:23.

Vooraf bij Kornwerderzand en den Oever is het verschil nu zeer klein, alleen bij Harlingen treedt nog een max. verschil van 15 cm op (tijdens het opkomen van de vloed).

N.B.

In het eerste geval bedroeg de gemiddelde K-waarde voor een gemiddelde diepte:

voor eb : 37,8 m<sup>1/3</sup>/s.

voor vloed : 53,4 m<sup>1/3</sup>/s.

in het tweede geval :

voor eb : 41,4 m<sup>1/3</sup>/s.

voor vloed : 58,8 m<sup>1/3</sup>/s.

Het zou mogelijk zijn, om door alle mogelijke variaties van C-waarden de uitkomsten nog te verbeteren, doch daarvoor zou men per geul de situatie moeten gaan bekijken.

Bovendien staan er niet voldoende contrôlepunten ter beschikking om de C werkelijk goed te ijken.



Par. 4.: Invloed van verkleining van vaklengten.

Voordat met een nadere beschouwing van de weerstands-term werd begonnen, zie hoofdstuk IV, Par. 3, was reeds eenzelfde resultaat bereikt wat betreft onze schematisatie als die van Rijkswaterstaat c.g. P. Huizinga, die ongeveer 2x zoveel vakken had. Totdan was een vergelijken met betrekking tot de resultaten mogelijk, omdat van dezelfde gegevens uitgegaan was.

Echter, in het verdere verloop van het onderzoek zijn zoveel wijzigingen in onze schematisatie en in de op te geven variabelen aangebracht, vooral wat betreft de coëfficiënt van CHEZY, dat een vergelijken niet meer objectief zou zijn.

Daarom is, voor wat de invloed betreft op de resultaten van meer of minder vakken in de schematisatie, dit nagegaan in het door ons uiteindelijk vastgelegde netwerk door een aantal vakken te halveren.

Het aantal vakken is van 55 op 60 gebracht, waarbij het aantal knooppunten met 5 vermeerderd werd en op 48 kwam. De nieuw ontstane kombergingsoppervlakken zijn weer bepaald, terwijl diepte en doorstromingsprofielen hetzelfde zijn gehouden, zie voor gegevens bijlage 1.

Het resultaat van de met 60 vakken uitgevoerde berekeningen gaf vrijwel geen wijzigingen in de verticale getijlijnen, hoogstens 1 à 2 cm op sommige plaatsen, zodat deze nieuwe lijnen niet op papier gezet zijn (doch wel gecontroleerd op voornoemde afwijkingen van 1 à 2 cm).

Dus blijkbaar was de schematisatie met minder vakken al voldoende nauwkeurig en is een fijnere schematisatie overbodig. Ook is dit nog gecontroleerd door middel van de exacte methode, die op de gehalveerde vakken toegepast is, zie hoofdstuk IV, Par. 5.

Par. 5.: Contrôle berekeningen.

In hoofdstuk II. Par. 2:1e. is reeds vermeld, dat de exacte methode de mogelijkheid biedt om op eenvoudige wijze contrôle berekeningen uit te voeren ter beoordeling van computerberekeningresultaten.

De bewegings- en continuïteitsvergelijking, hoofdstuk II Par. 1, no. (1) en (2), worden door middel van de middelwaardestelling en integratie naar  $x$  omgewerkt tot de volgende vergelijkingen, zie ook litt. no. 2.:

$$h_2 = h_1 - M \cdot \dot{Q}_g + W \cdot Q_g^2 + B_e \cdot Q_g \cdot \dot{h}_g$$

$$Q_2 = Q_1 - B \cdot h_g$$

waarbij  $M$ ,  $W$ ,  $B_e$  en  $B$  functies zijn van  $x$  en  $t$ .

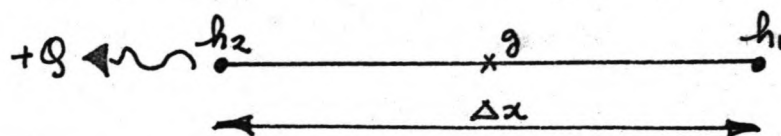
De lengte van het vak 1-2 is  $x$  en  $g$  is een punt op het interval 1-2 afhankelijk van het verloop van de functie ( $F(h)$  of  $F(Q)$ ) onder een integraalteken.

$g$  wordt in het midden van het vak genomen, wat wiskundig gezien niet helemaal juist is, maar de hierdoor ontstane fout is in dit geval te verwaarlozen.

De factoren  $M$ ,  $W$ ,  $B_e$  en  $B$  worden bepaald door de vaklengte  $x$  en de vorm van het representatieve dwarsprofiel van elk vak. (en wijzigen in de tijd)

De waarden voor  $Q_g$ ,  $\dot{Q}_g$ ,  $h_g$ ,  $\dot{h}_g$  worden bepaald uit het verloop van de functies  $h(t)$  en  $Q(t)$  in het midden van een vak.

Aangenomen wordt, dat de functies  $h$  en  $Q$  lineair verlopen over een vak, zodat  $h_g$  en  $Q_g$  steeds het gemiddelde zijn van  $h_1$  en  $h_2$  respectievelijk  $Q_1$  en  $Q_2$



Op de hiervoor aangegeven manier zijn een aantal berekeningen uitgevoerd (met verwaarlozing van de Bernoulli-term) voor de geulen 2, 58 en 59, waarbij 58 en 59 voorheen samen twee vormden, zie hoofdstuk IV. Par. 4. (voor deze geulen zijn alleen de verticale getijlijnen beschouwd)

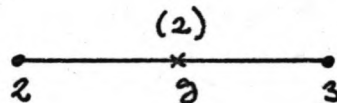
In bijlage 4 zijn de benodigde gegevens verzameld voor de berekeningen. Om het rekenen te vergemakkelijken, zijn die tijdstippen gekozen, waarbij of  $Q \sim 0$  of  $\partial Q / \partial t \sim 0$ , waardoor de bewegingsvergelijking of  $h_2 = h_1 \pm W \cdot Q_2^2$  of  $h_2 = h_1 - M \cdot \dot{Q}_2$  wordt.

Deze tijdstippen zijn:

voor  $Q \sim 0$  11.00 uur  
 16.40 uur  
 23.20 uur

voor  $\partial Q / \partial t \sim 0$  14.50 uur  
 21.00 uur

Om 11.00 uur geldt dus over geul 2:  
 (voor de halvering, zoals dat besproken is in hoofdstuk IV. Par. 4.)



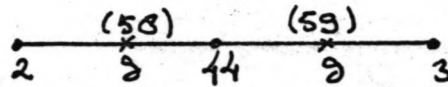
$$h_3 = h_2 - \Delta x \cdot \frac{1}{C^2 A^2 a_r} \cdot |Q_2| \cdot Q_2 \quad \dots$$

$$h_3 - h_2 = -10460 \cdot \frac{1}{44,2^2 \cdot 44,7^2 \cdot 19,78} |430,6| \cdot 430,6$$

$$= \underline{0,257} \quad [m]$$

Volgens de computer 0,26 ± 0,005 [m]

Na de halvering van geul 2 in 58 en 59:



$$h_3 = h_{44} - \Delta x \cdot \frac{1}{C^2 A^2 \Delta r} \cdot |Q_3| \cdot Q_3 \quad \therefore$$

$$h_3 - h_{44} = -5230 \cdot \frac{1}{44^2 \cdot 44,92^2 \cdot 19,94} \cdot |418,2| \cdot -418,2$$

$$= 0,118 \text{ [m]}$$

$$h_{44} - h_2 = -5230 \cdot \frac{1}{43,7^2 \cdot 44,5^2 \cdot 19,73} \cdot |436| \cdot -436$$

$$= 0,133 \text{ [m]}$$

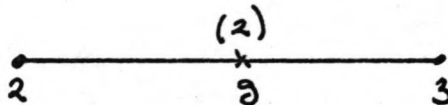
dus  $h_3 - h_2 = \underline{0,251} \text{ [m]}$

volgens de computer  $\underline{0,25 \pm 0,005} \text{ [m]}$

(zie ook bijlage 4 voor grafische voorstelling van deze h's)

Op dezelfde manier zijn deze berekeningen ook uitgevoerd voor de tijdstippen 16.40 uur en 23.20 uur.

Voor 14.50 uur geldt, voor geul 2:

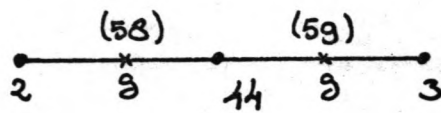


$$h_3 = h_2 - \Delta x \cdot \frac{1}{\partial A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t}$$

$$h_3 - h_2 = -10460 \cdot \frac{1}{9,81 \cdot 45,4} \cdot 11,80 = -0,277 \text{ [m]}$$

volgens de computer  $-0,28 \pm 0,005 \text{ [m]}$

Na de halvering van geul 2 in 58 en 59:



$$h_3 = h_{44} = \Delta x \cdot \frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \quad \therefore$$

$$h_3 - h_{44} = -5230 \cdot \frac{1}{9,81 \cdot 45,1} \cdot 14,04 = -0,166 \text{ [m]}$$

$$h_{44} - h_2 = -5230 \cdot \frac{1}{9,81 \cdot 43,6} \cdot 10,98 = -0,134 \text{ [m]}$$

Dus  $h_3 - h_2 = -0,300 \text{ [m]}$

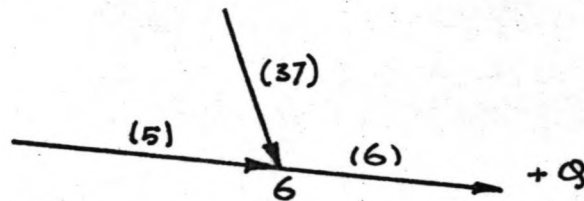
Volgens de computer  $-0,280 \pm 0,005 \text{ [m]}$

Zo ook berekend op 21.00 uur.

Dit gaf samengevat als resultaten (C= Computerresultaat):

	$h_3 - h_{44}$	$h_{44} - h_2$	$h_3 - h_2$
<u>om 11.00 uur:</u>			0.257
			0.26 C
	0.118	0.133	0.251
	0.12	0.13	0.25 C
<u>om 14.50 uur:</u>			-0.277
			-0.280 C
	-0.166	-0.134	-0.300
	-0.14	-0.15	-0.290 C
<u>om 16.40 uur:</u>			-0.145
			-0.140 C
	-0.072	-0.070	-0.142
	-0.06	-0.07	-0.130 C
<u>om 21.00 uur:</u>			0.161
			0.170 C
	0.083	0.078	0.161
	0.09	0.08	0.170 C
<u>om 23.20 uur:</u>			0.268
			0.270 C
	0.140	0.125	0.265
	0.120	0.140	0.260 C

- Voor de horizontale getijlijnen zijn berekeningen uitgevoerd voor de geulen 5, 6 en 37, die samenkomen in knooppunt 6, zie bijlage 5.



De continuïteitsvergelijking luidde:

$$Q_2 = Q_1 - B \cdot h_2$$

$Q_6$  is nu steeds berekend uit  $Q_5$  en  $Q_{37}$ , waarbij  $\frac{\partial h}{\partial t}$  overeenkomt met die van knooppunt 6. (zie voor gegevens bijlage 4.)

Voor de willekeurige tijdstippen van 12.00 uur, 15.00 uur en 18.00 uur geeft dit:

$$Q_6 = (Q_5 + Q_{37}) - b \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$$

$$\begin{aligned} \underline{12.00 \text{ uur}} \quad Q_6 &= 12.670 - 2280 - 1035,5 \cdot 10^5 \cdot -0,875 \cdot 10^{-4} \\ &= -5880 \quad \text{m}^3/\text{s}. \\ \text{computer :} & \quad -5820 \quad \text{m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \underline{15.00 \text{ uur}} \quad Q_6 &= -7970 - 2140 - 1035,5 \cdot 10^5 \cdot -0,625 \cdot 10^{-4} \\ &= -3630 \quad \text{m}^3/\text{s}. \\ \text{computer :} & \quad -3810 \quad \text{m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \underline{18.00 \text{ uur}} \quad Q_6 &= 20.600 + 2070 - 1035,5 \cdot 10^5 \cdot 1,21 \cdot 10^{-4} \\ &= 10.130 \quad \text{m}^3/\text{s}. \\ \text{computer :} & \quad 10.120 \quad \text{m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

DE RESULTATEN LOPEN DUS WEINIG UITEEN!

Par. 6.: Kosten van het rekenproces.

Door het aantal knooppunten en geulen in een schematisatie te beperken, wordt het aantal berekeningen, nodig in het rekenproces, minder en geeft dit dus een afname in de kosten van het gebruik van een computer.

Ter vergelijking (bedragen gedateerd: januari 1973):

A. 154 vakken en 120 knooppunten,  
met een  $\Delta t = 150$ , komt op  
+ f 200,--  
(P. Huizinga)

B. 55 vakken en 43 knooppunten,  
met een  $\Delta t = 240$ , komt op  
+ f 50,--

In het algemeen kan men stellen, dat, wanneer de lengten van de vakken  $2x$  zo klein worden (dus  $2x$  meer geulen en knooppunten), de  $\Delta t$   $2x$  zo klein mag worden gekozen, volgens

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{\sqrt{gA/b}}$$

zodat het uit te voeren rekenwerk  $\sim 2 \times 2 = \sim 4$  keer zo veel wordt en de kosten net zo., (specifieke computerkosten buiten beschouwing gelaten)

N.B.: Berekening A.:

Aantal rekenstappen voor  $24$  uur met  $\Delta t = 150$  S.

$$\frac{24 \times 3600}{150} \times 154 + \frac{24 \times 3600}{150} \times 120 \\ = \underline{157.800}$$

Berekening B.:  $\Delta t = 240$  S.

$$\frac{24 \times 3600}{240} \times 55 + \frac{24 \times 3600}{240} \times 43 \\ = \underline{35.300}$$

HOOFDSTUK V.

Conclusies.

Gesteld mag worden, dat door de in hoofdstuk III en IV beschreven schematisatie en berekeningen een redelijk goed werkend mathematisch model is verkregen.

De nog bestaande maximale afwijkingen van enige centimeters in de verticale getijkrommes zijn o.a. te wijten aan diverse oorzaken, namelijk het verwaarlozen van verschillende factoren in het rekenproces. (opgemerkt moet worden, dat voldoende contrôle met de natuurgegevens niet mogelijk was in verband met de summiere gegevens van metingen, die beschikbaar stonden)

Zo is in de bewegingsvergelijking, waarvan werd uitgegaan, de term van Bernoulli,  $2b/gA^2 \cdot Q \cdot \partial h / \partial t$ , verwaarloosd.

De geringe invloed van deze verwaarlozing staat reeds beschreven in het afstudeerrapport van de heer P. Huizinga, zie litt. no. 7.

Waar ook geen rekening mee is gehouden, is de kracht van Coriolis, zie hoofdstuk III Par. 2 ; deze is namelijk zeer zeker van invloed, als er tussen het contrôlepunt en het berekende knooppunt een redelijk grote afstand bestaat min of meer loodrecht op de stroomrichting ( $\pm 5$  km). Dit is bijvoorbeeld het geval bij Kornwerderzand.

Daarom is hier het berekende knooppunt op bovengenoemde invloed gecorrigeerd, zie bijlage 2:24. waaruit blijkt, dat de aard van de correctie juist is.

De reeds genoemde afwijkingen van enige centimeters in de verticale getijlijnen hebben ook nog een andere oorzaak, nl. de in hoofdstuk IV par. 3. beschreven keuze van de variabele waarde van Chezy-coëfficiënt voor de eb- en vloedrichting.



Deze keuze is zeer arbitrair en hoewel hierdoor de meest aanzienlijke verbetering werd verkregen, is duidelijk, dat deze waarden nog voor verandering vatbaar zijn.

Een manier om tot een goede keuze te komen is, door metingen in de natuur, deze weerstandsgrootheid te ijken en door berekening de invloed na te gaan. Het is misschien ook mogelijk om een zekere vrijheid van variatie te creëren door de traagheidsterm in de bewegingsvergelijking met de één of andere tijds- of plaatsafhankelijke factor te vermenigvuldigen ( (nog) niet te verwezenlijken in het Cherie-programma ).

Duidelijk is gebleken (zie ook hoofdstuk IV par. 4.) dat voor dit gedeelte van de Waddenzee een 2x zo grove schematisatie een zelfde resultaat geeft als dat van Rijkswaterstaat c.q. P. Huizinga, d.w.z. vakken van ca. 3 - 5 km lengte vergroten tot ca. 6 - 12 km lengte en dat een nog verdere vergroting het resultaat doet verslechteren.

Dit kan een aanwijzing zijn om voor dergelijke toekomstige onderzoeken vooral niet te detaillistisch te werken. (ook omdat bij gebruik van een computer dit kostenbesparend werkt)

-.--.-.

LITTERATUURLIJST.

1. Collegedictaat b73A (Lange golven), 1972  
Prof.Ir. W.C. Bischoff van Heemskerk.
2. Collegedictaat b73B (Berek. lange golven), 1972  
Prof.Ir. W.C. Bischoff van Heemskerk.
3. Tidal Computations in coastal waters, 1964  
Dr. J.J. Dronkers.
4. CHERIE-gebruikersgids  
De heer H. Booy.
5. Introductie tot het gebruik van  
Fortran-IV op de IBM 360/65.
6. Introductie tot het gebruik van  
Algol-60 op de IBM 360/65.
7. Afstudeerrapport 1973  
van de heer P. Huizinga.
8. Verslag van de Staatscommissie Zuiderzee 1918-1926  
Prof.Dr. H.A. Lorentz.

OVERZICHT BIJLAGEN:

<u>BIJLAGE 1.</u>	:	Gegevens geulen Gegevens knooppunten Schematisaties Tabellen weerstandsfactor Randvoorwaarden Profiel geul 56	(22 blz.)
<u>BIJLAGE 2.</u>	:	Verticale getijkrommes	(24 blz.)
<u>BIJLAGE 3.</u>	:	Horizontale getijkrommes	( 8 blz.)
<u>BIJLAGE 4.</u>	:	Gegevens contrôle berekeningen	( 5 blz.)
<u>BIJLAGE 5.</u>	:	3 kaarten.	

- . . . -

d.

INHOUDENDE:

Aantal bladzijden:

Gegevens geulen	4
Gegevens knooppunten	2
Schematisaties	2
Tabellen weerstandsfactor	4
Randvoorwaarden	9
Profiel geul 56	1

DOORSTROMINGSPROFIEL ( $\cdot 10^2 m^2$ ) EN HYDR. STRAAL (m)

TAK	K1	K2	LENGTE [m]	-2	-1.5	-1	-.5	0	.5	1	1.5	2
1	1	2	5350	520	535	549	568	587	602	619	635	659
			HYDRAULISCHE R	23	23.5	24	24.5	25	25.5	26	26.5	27
2	2	3	10450	392	408	423	438	454	469	485	502	517
			R	18	18.5	19	19.5	20	20.5	21	21.5	22
3	3	4	10000	387	412	448	481	516	551	585	626	655
			R	15						15.25		15.5
4	4	5	8500	194	212	235	250	277	298	319	339	361
			R	7.3	7.7	8.2	8.7	9.2	9.7	10.2	10.7	11.2
5	5	6	12.700	65.5	109.2	164.6	209.1	255.6	313.5	354.8	404.2	449
			R	2.4	2.8	3.2	3.6	4.1	4.4	4.8	5.3	5.8
6	6	7	10.075	275	42.9	59.4	78.8	98	117.4	136.5	157.5	179
			R	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4
7	7	8	8950	151	178	206	240	276	312	350	384	421
			R	6.1	6.4	6.7	7.0	7.3	7.6	8.0	8.4	8.8
8	9	8	6950	93	3.1	7.5	15.5	24.9	33.7	42.7	51.9	61
			R	3.8	6.3	8.8	1.18	1.62	2.05	2.45	2.90	3.35
9	10	9	6500	.13	95	268	8.2	16.3	25.3	34.45	43.6	52.7
			R	.37	.5	.62	1	1.37	1.75	2.15	2.55	3
10	2	11	9700	139.6	152.9	158.9	185.7	202.7	218.5	233	249	263
			R	8.9	9.15	9.4	9.65	9.9	10.15	10.4	10.65	10.9
11	2	12	5500	2.7	8	20.2	41	69	87.5	110	134	159
			R	.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5
12	11	13	8000	46.6	62.1	81.9	101.2	110	140.5	161	178	199
			R	2.2	2.65	3.1	3.55	4	4.45	4.9	5.35	5.8
13	3	14	8800	3.65	14.78	24.5	38.1	66.1	76.1	96.5	116.5	141
			R	.75	8.8	1	1.2	1.4	1.9	2.3	2.75	3.25
14	14	15	10.350	11.3	14.45	21.1	38.1	63.7	119.6	159.2	201.3	241.1
			R	2.15	2.35	2.55	2.75	2.95	3.15	3.35	3.55	3.8
15	4	16	7800	68.8	89.1	110.4	138.1	162.6	189.8	216.4	243	269
			R	4.45	4.5	4.55	4.6	4.65	5.05	5.50	5.95	6.4
16	17	14	6500	55.5	61	67	74	80.5	90.5	101	110	123
			R	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5	10
17	36	18	10.750	18.6	25.8	32.3	42.9	59.2	76.5	96	114	135
			R	3.3	3.5	3.7	3.8	4	4.2	4.5	4.7	5

DOORSTROMINGSPROFIEL ( $\cdot 10^3 \text{ m}^3$ ) EN HYDR. STRAAL (m)

TAK	K1	K2	LENGTE (m)	-2	-1.5	-1	-.5	0	.5	1	1.5	2
18	37	18	10500	24.07 R 2.95	30.7 3.04	44.6 3.13	66.8 3.22	95.6 3.52	127.2 3.68	158.8 4.04	190.8 4.41	222.9 4.78
19	19	20	6400	355 R 2.0	366 28.5	376 29	386 29.5	399 30	418 30.5	436 31	457 31.5	476 32
20	20	21	6000	212 R 16	221 16.5	231 17	243 17.5	255 18	268 18.5	283 19	298 19.5	315 20
21	21	22	8300	78.5 R 7.1	108.5 7.175	127.4 7.525	142 7.4	166 7.65	188 7.9	215 8.15	240 8.5	264 8.9
22	23	22	6400	1.15 R 0.63	5.9 8.0	13 11.5	30 14.3	47.5 18.7	62.5 23.2	77.5 27.8	92 32.5	106 35.7
23	24	23	7750	2.7 R 1	6 1.25	16.5 1.5	32.6 17.5	48 2	64 2.25	81 2.5	97 2.75	112 3
24	25	24	7250	16.13 R 3.00	20.65 3.005	27.1 3.09	39.5 3.095	58.9 3.90	85 4.12	108.75 4.54	136.75 4.56	170 4.78
25	38	26	8000	4.6 R 5.3	51 5.75	55 6.16	62.5 6.58	69 7.08	79 7.25	86 7.52	95 7.8	107.8 8.2
26	26	27	9200	12 R 2.75	14.75 2.88	18.95 3	20.4 3.12	33 3.57	44.75 3.67	58.5 4.02	75.75 4.57	97.5 4.75
27	28	27	5700	2.13 R .75	4.35 1	8.24 1.25	13.73 1.5	22.15 1.87	34.7 2.2	51 2.5	70.15 2.85	89.5 3.27
28	40	28	5300	5.45 R 2	7.95 2.37	11.89 2.5	17.28 2.62	23.95 2.75	34.75 2.87	47.95 3	63 3.5	78.8 3.6
29	29	30	3600	10.6 R 16.5	19.2 17	19.75 17.5	20.35 18	20.95 18.5	21.45 19	21.95 19.5	22.45 20	22.95 20.5
30	30	34	5500	20.35 R 4.75	32.4 5.12	39.2 5.5	44.9 5.75	55.5 6	69.7 6.25	81.25 6.5	94.2 6.87	104.65 7.25
31	32	31	7900	9.05 R 8	9.625 8.5	10.275 9	10.975 9.5	11.5 10	12.125 10.57	12.975 10.75	140.75 11.12	154.5 11.5
32	30	33	3600	15.6 R 11.75	16.4 12.25	17.1 12.75	17.8 13.25	18.7 13.75	19.4 14.25	20.1 14.75	20.8 15.25	21.5 15.75
33	13	5	10500	45.6 R 2.5	58 3	71.2 3.5	84.75 4	99.25 4.5	113.5 5	128.5 5.5	142 6	157 6.5
34	4	15	7800	5.8 R .3	13.7 4.7	21.4 5.8	36.9 6.7	57.3 7.5	76 8.2	97 9.4	121 10.6	141.6 11.8

DOORSTRONINGSPROFIEL ( $\cdot 10^3 m^2$ ) EN HYDR. STRAAL (m)

TAK	K1	K2	LENGTE	-2	-1.5	-1	-0.5	0	.5	1	1.5	2
35	15	22	4250	.13 R .2	.62 .4	7.6 .6	28.3 .8	71.9 1	111.7 1.46	154.3 1.92	198.8 2.38	239.9 2.84
36	16	22	10.400	28.2 R 6.5	31.35 7	35.1 7.5	42.25 8	52 8.5	62.75 8.75	73 9	83.75 9.25	93.5 9.5
37	22	6	8950	30.05 R 3	40 3.25	50.95 3.5	62 3.75	72.25 4	84.75 4.5	96.5 5	107.5 5.5	119 6
38	21	23	10000	105.3 R 8	115.6 8.12	127 8.24	140 8.37	160 8.5	179.5 8.7	201 8.9	225.2 9.1	249 9.3
39	20	25	5500	169 R 13	178 13.5	188 14	195 14.5	206 15	209 15.5	216 16	225 16.5	230 17
40	25	32	6000	162.5 R 9.8	174.5 10.05	187 10.3	204 10.55	224 10.8	243.5 11.7	263 12.6	284 13.5	305 14.4
41	32	27	4700	192 R 5	30.5	42.5	59 5.25	73 5.5	88.5 5.75	104 6	120 6.25	143 6.5
42	35	42	5200	65 R .5	1.45 .55	5.88 8.25	18.95 1.1	39.05 1.4	59.8 1.8	80.55 2.18	98.35 2.65	119 3.07
43	42	31	5200	121 R 1.25	147 1.42	20.23 1.7	30.8 1.97	44.65 2.25	60.75 2.57	81.45 2.92	103.35 3.27	129 3.62
44	11	12	8000	24 R 3	28 3.5	32.6 4	37 4.5	41.3 5	47 5.5	57 6	67 6.5	80.5 7
45	31	8	5400	1.8 R .5	7.5 7.5	15 1	23.8 1.25	35 1.75	51.7 2.25	74 2.75	101 3.25	127 3.75
46	23	7	7200	29.5 R 3.75	39 3.07	50.85 4	60.65 4.12	85.25 4.25	95 4.62	107 5	119 5.37	131.5 5.75
47	39	40	4500	47.1 R 6	55.2 6.5	65.7 7	73.5 7.5	84.8 8	96.3 8.25	106 8.5	121 8.75	134 9
48	38	25	6700	20 R 3.7	30.7 3.45	42.8 3.2	62.2 3	75.3 2.8	106.2 3.35	128.7 3.9	150.7 4.45	173 5
49	34	35	4000	6.9 R 3	8.62 3.25	10.5 3.5	14.4 3.75	20 4	34 4.25	45.7 4.5	58.9 4.75	72.5 5
50	40	41	7200	15.7 R 2.5	20 2.75	25.5 3	32.5 3.25	42.15 3.62	66.25 4	93.95 4.25	128.6 4.62	154 5
51	41	31	6700	2.33 R 1	5.13 1.13	12.59 1.25	27.2 1.38	47.5 1.50	73.4 1.95	98.4 2.40	125.55 2.85	149.8 3.3

DOORSTROMINGSPROFIEL ( $\cdot 10^6 \text{ m}^3$ ) EN HYDR. STRAAL (m)

TAK	K1	K2	LENGTE	-2	-1.5	-1	-0.5	0	.5	1	1.5	2
52	30	40	3700 R	6.7 2	11.25 2.5	16.95 3	24.65 3.5	34.8 4	45 4.5	55.5 5	65.2 5.5	75.3 6
53	33	34	3000 R	4 2	6.2 2.25	9 2.5	15.95 2.75	24.45 3	33 3.25	41.4 3.5	50.1 3.75	58.6 4
54	34	10	4700 R	4 2	5.85 2.25	8.25 2.5	12.9 2.75	21 3	42.8 3.75	53.5 3.5	65.6 4	74 4.25
55	11	43	9000 R	20 2.5	25.5 3	31.5 3.5	37.2 4	42.75 4.5	47.5 5	52.25 5.5	57 6	61.75 6.5
56	13	43	4000 R	10 .5	20 1	30 1.5	40 2	50 2.5	60 3	70 3.5	80 4	90 4.5

BY UITBREIDING

LENGTE TAKKEN 2, 3, 5, 6 en 10 GEHALVEERD,  
VERDER IDENTIEKE CYFERS

TAK	2	→	58 EN 59
"	3	→	62 EN 63
"	5	→	64 EN 65
"	6	→	66 EN 67
"	10	→	60 EN 61



BYLAGE 1

KOMBERGINGSOOP ( $\cdot 10^5 \text{ m}^2$ ) BY 2 m NAP.

KNOOPPUNT	-2	-1.5	-1	-.5	0	.5	1	1.5	2	OPM.
1										RAND VOORW
2	362	394	450.5	563.5	647.5	673.5	677	678		
3	569	682	776	812	815.5	816	816.5			
4	750	879	970	1005	1010					
5	506.5	857	693.5	706						
6	595.5	809.5	979	1032.5	1035.5					
7	508	606.5	664.5	692	694.5					
8	129	204.5	312.5	353	361.5					
9	3.5	20	52	83.5	105					
10	8	17.5	35.5	74.5	129.5	142	148	156.5	165	
11	324.5	416.5	564.5	669.5	725.5	730				
12	54.5	69	129.5	266	386	408.5	410.5			
13	264.5	288	340.5	583.5	394	397				
14	940	112.5	161	384	570.5	648.5	653.5	656	656.5	
15	12	61.5	353	736.5	794					
16	161.5	221	322.5	395	413.5					
17										R.V.
18	50	97.5	231.5	489.5	682	695.5				
19										R.V.
20	190	205	228.5	258	280	294.5	300.5			
21	211.5	250.5	310	370.5	414	432.5				
22	212	287	428.5	605.5	658.5					
23	183.5	280.5	414	609.5	680	725.5	731	731.5	733	
24	33.5	74.5	105.5	291	327.5	344				
25	191	228	274	336	493.5	564.5	566.5			
26	58	66.5	80.5	138.5	210	223.5				
27	68	124.5	204	356	424	447.5				
28	14	26.5	77.5	123.5	141.5	164	196.5	210.5	226.5	
29										R.V.
30	92	110	131	171	201	207	212			
31	143.5	218.5	349.5	513	562	565				
32	104	222	260	292	312					
33										R.V.
34	50	56	86	229.5	294.5	312	325	357.5	346	
35	10	26	38	149	189.5					
36										R.V.
37										R.V.
38										R.V.
39										R.V.
40	96.5	113	158.5	265	303	328	342	358.5	360.5	
41	18.5	37	145	327.5	378					
42	31.5	48	112	211	259					
43	58.5	64.5	77.5	100	111.7	113.5				

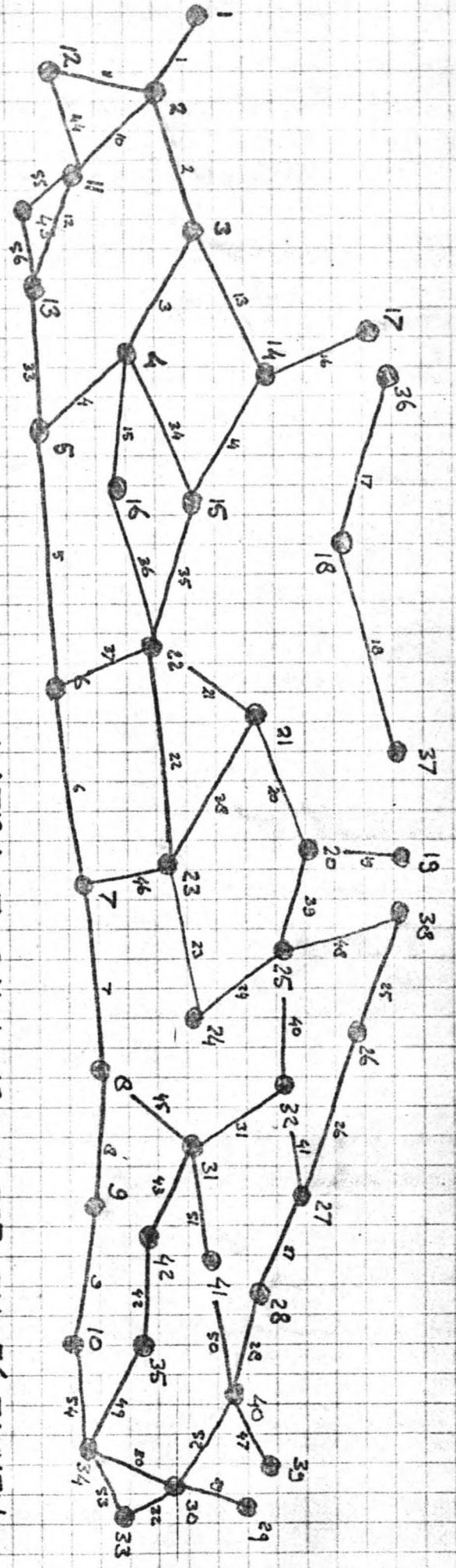
B4 UITBREIDING

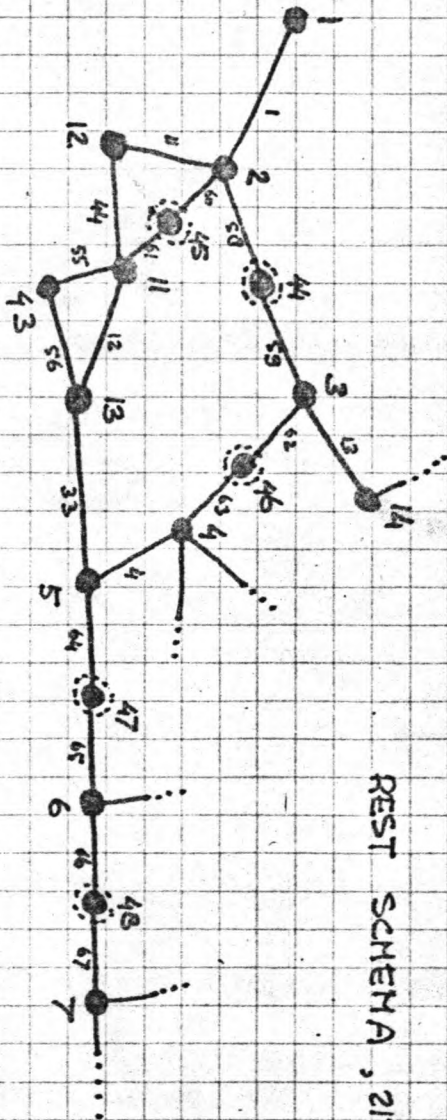
44	182	208	220	225	226					
45	145	188	222	252	258					
46	266	296	322	336						
47	232	308	408	416						
48	333	460	534	547						

## WYZIKING VAN DE KNOOPPUNTEN

2	198,5	196	229,5	325,5	405,5	431,5	436
3	345	430	505	532	534,5	535,5	
4	617	731	809	857	842		
5	390,5	403	493,5	498			
6	312,5	425,5	512	551			
7	341	376,5	597,5	418,5	471,5		
11	252	322,5	435,5	543,5	596,5	601	

SCHEMATISATIE D.H.V. 43 KNOOPP. EN 56 TAKKEN





REST SCHEMA, 2IE BIJLAGE

VERFYNDE SCHEMATISATIE 48 KNOOPPUNTE  
87 TAKKE  
● NIEUW INGEVOERDE KNOOPPUNTE

TABEL WEERSTANDSFACOR

TAK	h bij n.a.p.	K	K <sup>2</sup>	g/k <sup>2</sup> (0.001)	
				bijl. (II)	bijl. (III)
1	25	38	1450	6.78	5,6
2	20	37.6	1420	6.91	5,7
3	15	37.5	1410	6.96	5,75
4	9.2	38.1	1455	6.75	5,58
5	7.3	38.7	1500	6.54	5,32
6	4	41.1	1690	5.80	4,8
7	2.6	43.6	1910	5.14	4,25
8	1.62	46.7	2190	4.48	3,71
9	1.37	47.9	2310	4.25	3,51
10	9.9	38	1450	6.78	5,6
11	2.5	43.9	1930	5.09	4,2
12	4	41.1	1690	5.80	4,8
13	1.4	47.6	2190	4.48	3,71
14	2.95	45.6	2090	4.70	3,88
15	4.65	40.3	1620	6.06	5,01
16	8	38.5	1490	6.58	5,44
17	4	41.1	1690	5.80	4,80
18	3.32	42.2	1785	5.50	4,55
19	30	38.6	1500	6.54	5,32
20	18	37.6	1420	6.91	5,7
21	7.4	38.7	1500	6.54	5,32
22	1.87	45.7	2090	4.70	3,88
23	2	45.4	2060	4.76	3,94
24	3.9	41.2	1700	5.78	4,78
25	7.08	38.8	1510	6.50	5,37
26	3.37	42	1760	5.58	4,61
27	1.87	45.7	2100	4.68	3,88
28	2.75	43.3	1890	5.19	4,28
29	18.5	37.6	1420	6.91	5,71
30	6	39.3	1550	6.33	5,23
31	10	37.9	1440	6.81	5,63
32	13.75	37.5	1410	6.96	5,75
33	4.5	40.4	1640	5.98	4,94
34	1.5	47.8	2230	4.40	3,63
35	1	50	2500	3.93	3,25
36	8.6	38.3	1470	6.68	5,53
37	4	41.1	1690	5.80	4,80
38	8.5	38.4	1480	6.63	5,48
39	15	37.5	1410	6.96	5,75
40	10.8	37.8	1430	6.86	5,67
41	5.5	39.6	1570	6.25	5,16
42	1.4	47.6	2270	4.32	3,57
43	2.25	44.7	2010	4.88	4,04
44	5	40	1600	6.14	5,06
45	1.75	46.3	2150	4.56	3,77
46	4.25	40.8	1680	5.84	4,83
47	8	38.5	1490	6.58	5,44
48	2.8	43.2	1860	5.27	4,35
49	4	41.1	1690	5.80	4,80
50	3.62	41.6	1740	5.64	4,66

## TABEL WEERSTANDSFACITOR

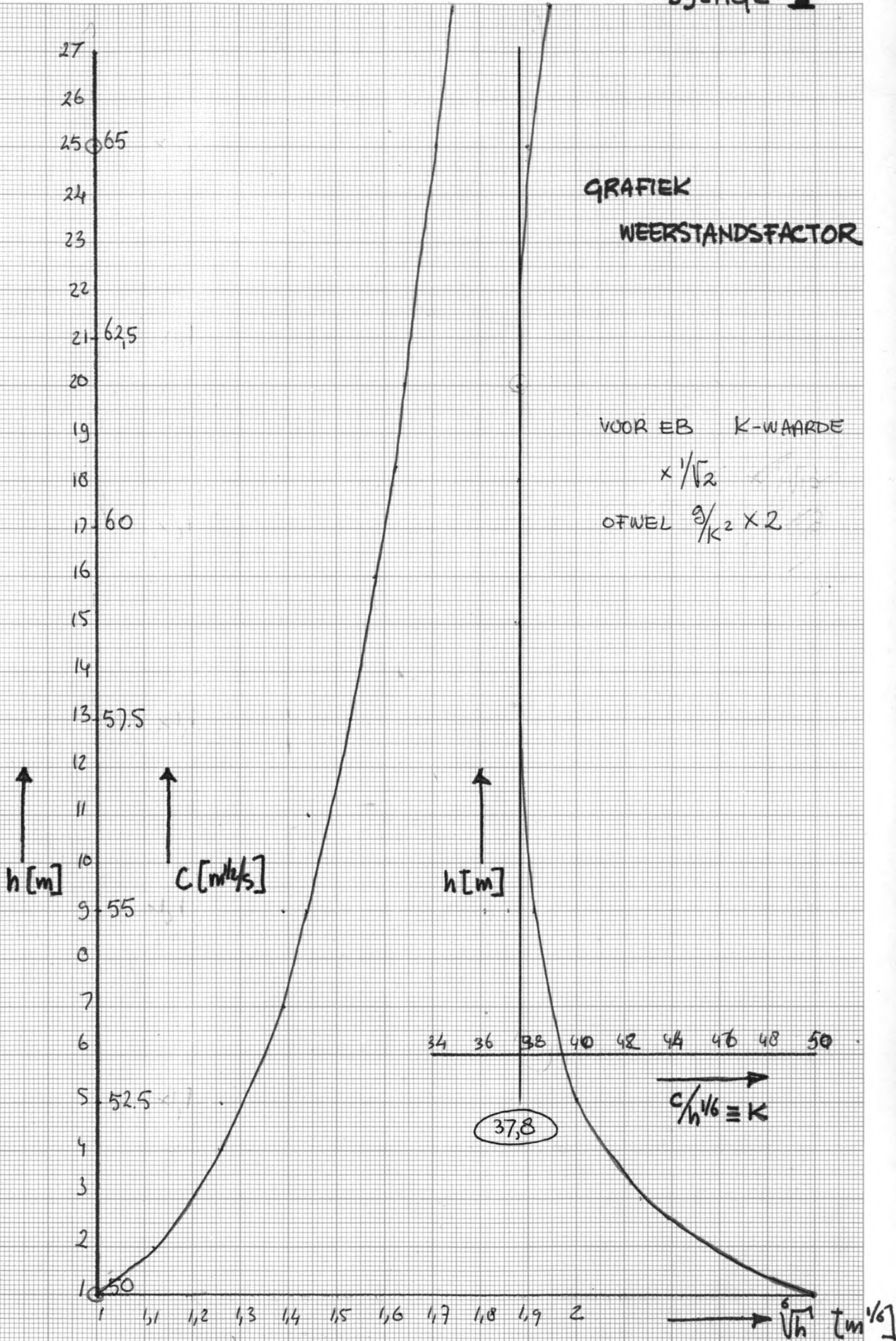
TAK	h b5 n.a.p.	K	K <sup>2</sup>	a/K <sup>2</sup> (0.001)	
51	1.5	47.2	2230	bylage II 4.40	IIa 3.64
52	4	41.1	1690	5.81	4.80
53	3	42.7	1820	5.39	4.45
54	3	42.7	1820	5.39	4.45
55	4.5	40.5	1640	5.93	4.95
56	2.5	43.9	1930	5.08	4.20

GRAFIEK  
WEERSTANDSFACITOR

VOOR EB K-WAARDE

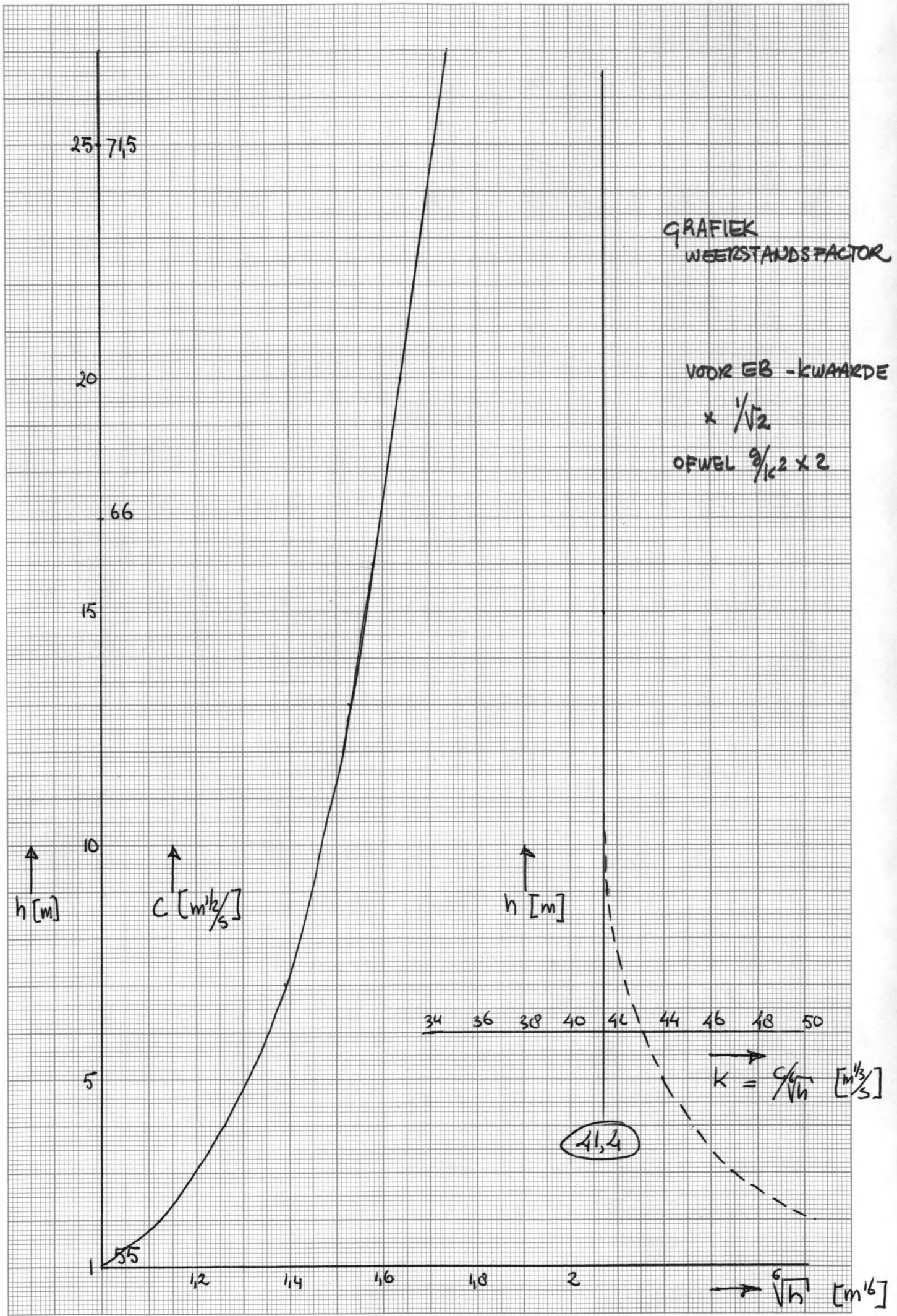
$\times \sqrt{2}$

OF WEL  $\frac{g}{K^2} \times 2$



GRAFIEK  
WEERSTANDSFACTOR

VOOR EB - KWAARDE  
 $\times \frac{1}{\sqrt{2}}$   
OF WEL  $\frac{2}{\sqrt{2}} \times 2$



$h [m]$

$C [m^{1/2}/s]$

$h [m]$

$k = \frac{C}{\sqrt{h}} [m^{1/3}/s]$

41,4

25 71,5

20

66

15

10

5

1 55

12

14

16

18

2

34

36

38

40

42

44

46

48

50

$\sqrt[6]{h^3} [m^1/6]$



Laatste controle N.A.P. :

Bijz.:

DATUM: 8 Juni 1941

DATUM: 9 Juni 1941

TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.
00.00	42	12.00		00.00		12.00	
00.20	61	12.20	53	00.20	30	12.20	18
00.40	73	12.40	46	00.40	44	12.40	30
01.00	82	13.00	58	01.00	54	13.00	43
01.20	95	13.20	72	01.20	68	13.20	56
01.40	108	13.40	84	01.40	81	13.40	70
02.00	115	14.00	95	02.00	93	14.00	82
02.20	120	14.20	1.04	02.20	102	14.20	96
02.40	123	14.40	1.10	02.40	112	14.40	1.08
03.00	122	15.00	1.14	03.00	1.10	15.00	1.18
03.20	113	15.20	1.14	03.20	1.23	15.20	1.25
03.40	98	15.40	1.09	03.40	1.22	15.40	1.31
04.00	77	16.00	1.00	04.00	1.17	16.00	1.33
04.20	55	16.20	83	04.20	1.07	16.20	1.30
04.40	34	16.40	59	04.40	80	16.40	1.20
05.00	- 16	17.00	39	05.00	62	17.00	1.06
05.20	+ 02	17.20	26	05.20	41	17.20	82
05.40	15	17.40	- 02	05.40	20	17.40	58
06.00	26	18.00	+ 11	06.00	- 03	18.00	36
06.20	37	18.20	22	06.20	+ 10	18.20	16
06.40	44	18.40	34	06.40	22	18.40	N.A.P.
07.00	53	19.00	45	07.00	32	19.00	+ 13
07.20	60	19.20	50	07.20	42	19.20	24
07.40	67	19.40	58	07.40	50	19.40	34
08.00	73	20.00	63	08.00	57	20.00	43
08.20	78	20.20	70	08.20	64	20.20	48
08.40	82	20.40	74	08.40	70	20.40	54
09.00	85	21.00	79	09.00	74	21.00	59
09.20	83	21.20	83	09.20	79	21.20	65
09.40	76	21.40	81	09.40	81	21.40	67
10.00	66	22.00	73	10.00	81	22.00	68
10.20	54	22.20	60	10.20	74	22.20	66
10.40	33	22.40	42	10.40	63	22.40	61
11.00	16	23.00	25	11.00	46	23.00	52
11.20	N.A.P.	23.20	+ 08	11.20	28	23.20	39
11.40	- 10	23.40	- 07	11.40	+ 24	23.40	20
12.00	22	24.00	20	12.00	- 04	24.00	03

0740  
16-7-41

NW	NAP+	n.	Ebamp.	n.	NW	NAP+	n.	Ebamp.	n.
LW=1 <sup>45</sup>	NAP-123	n.			LW=3 <sup>30</sup>	NAP-124	n.		
NW=9 <sup>03</sup>	NAP+ 85	n.	Vloedamp.	n.	NW=9 <sup>50</sup>	NAP+ 82	n.	Vloedamp.	n.
LW=15 <sup>15</sup>	NAP- 1.14	n.	Ebamp.	n.	LW=16 <sup>00</sup>	NAP- 1.33	n.	Ebamp.	n.
NW=21 <sup>20</sup>	NAP+ 83	n.	Vloedamp.	n.	NW=22 <sup>00</sup>	NAP+ 68	n.	Vloedamp.	n.
LW=	NAP-	n.	Ebamp.	n.	LW=	NAP-	n.	Ebamp.	n.

Laatste controle N.A.P. :

Bijz.: KNOOPPUNT 30

DATUM: 8 Juni 1971

DATUM: 9 Juni 1971

TIJD	Waterstand in M. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in M. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in M. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in M. t.o.v. N.A.P.
00.00	55	12.00		00.00		12.00	
00.20	66	12.20	44	00.20	43	12.20	33
00.40	78	12.40	55	00.40	53	12.40	44
01.00	88	13.00	66	01.00	64	13.00	54
01.20	94	13.20	74	01.20	75	13.20	66
01.40	106	13.40	80	01.40	86	13.40	78
02.00	111	14.00	95	02.00	95	14.00	88
02.20	113	14.20	101	02.20	104	14.20	99
02.40	108	14.40	104	02.40	111	14.40	108
03.00	95	15.00	101	03.00	113	15.00	116
03.20	76	15.20	90	03.20	111	15.20	128
03.40	59	15.40	78	03.40	99	15.40	121
04.00	40	16.00	53	04.00	80	16.00	118
04.20	25	16.20	36	04.20	59	16.20	96
04.40	13	16.40	23	04.40	41	16.40	75
05.00	- 04	17.00	10	05.00	24	17.00	55
05.20	+ 06	17.20	N.A.P.	05.20	13	17.20	39
05.40	15	17.40	+ 10	05.40	- 04	17.40	25
06.00	24	18.00	19	06.00	+ 06	18.00	15
06.20	32	18.20	26	06.20	14	18.20	- 06
06.40	40	18.40	34	06.40	23	18.40	+ 04
07.00	49	19.00	42	07.00	32	19.00	13
07.20	54	19.20	48	07.20	39	19.20	21
07.40	60	19.40	54	07.40	46	19.40	28
08.00	67	20.00	60	08.00	53	20.00	34
08.20	70	20.20	65	08.20	59	20.20	39
08.40	70	20.40	68	08.40	64	20.40	43
09.00	166	21.00	68	09.00	64	21.00	49
09.20	59	21.20	63	09.20	66	21.20	50
09.40	49	21.40	56	09.40	62	21.40	50
10.00	38	22.00	44	10.00	55	22.00	45
10.20	26	22.20	33	10.20	44	22.20	38
10.40	+ 12	22.40	20	10.40	33	22.40	29
11.00	- 01	23.00	+ 06	11.00	21	23.00	17
11.20	13	23.20	- 08	11.20	+ 06	23.20	+ 05
11.40	22	23.40	20	11.40	- 08	23.40	- 08
12.00	34	24.00	32	12.00	20	24.00	20

HW = NAP + m.	Ebamp. = m.	HW = NAP + m.	Ebamp. = m.
LW = <sup>15</sup> NAP - 1.13 m.	Vloedamp. = m.	LW = <sup>20</sup> NAP - 1.13 m.	Vloedamp. = m.
HW = <sup>30</sup> NAP + 71 m.	Ebamp. = m.	HW = <sup>10</sup> NAP + 60 m.	Ebamp. = m.
LW = <sup>40</sup> NAP - 1.04 m.	Vloedamp. = m.	LW = <sup>30</sup> NAP - 1.23 m.	Vloedamp. = m.
HW = <sup>50</sup> NAP + 69 m.	Ebamp. = m.	HW = <sup>20</sup> NAP + 51 m.	Ebamp. = m.
LW = NAP - m.		LW = NAP - m.	

Laatste kontrolé N.A.P. :

Bijz.: KNOOPPUNT 37.19

DATUM: 8 Juni 1971

DATUM: 9 Juni 1971

TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.
00.00	75 - 83	12.00		00.00		12.00	
00.20	82 - 74	12.20	60 51	00.20	62 52	12.20	
00.40	93 86	12.40	70 61	00.40	71 64	12.40	54 43
01.00	103 98	13.00	81 72	01.00	80 72	13.00	63 54
01.20	110 106	13.20	98 83	01.20	91 82	13.20	73 65
01.40	114 111	13.40	99 91	01.40	1.00 91	13.40	83 75
02.00	115 113	14.00	103 100	02.00	1.07 100	14.00	93 85
02.20	113 113	14.20	106 103	02.20	1.13 108	14.20	1.02 95
02.40	104 108	14.40	104 105	02.40	1.16 113	14.40	1.11 104
03.00	88 92	15.00	98 99	03.00	1.13 115	15.00	1.20 114
03.20	65 69	15.20	88 85	03.20	1.05 109	15.20	1.24 120
03.40	48 46	15.40	60 68	03.40	0.92 090	15.40	1.24 122
04.00	24 29	16.00	39 48	04.00	0.68 75	16.00	1.18 119
04.20	-09 15	16.20	21 32	04.20	0.46 56	16.20	1.04 110
04.40	+01 -06	16.40	-06 -18	04.40	0.26 37	16.40	0.84 92
05.00	10 +03	17.00	+05 -06	05.00	-10 20	17.00	0.63 72
05.20	20 +14	17.20	14 +06	05.20	+01 -09	17.20	0.43 52
05.40	30 +25	17.40	23 17	05.40	11 +04	17.40	0.22 37
06.00	39 35	18.00	32 25	06.00	20 +13	18.00	-03 -11
06.20	47 42	18.20	41 34	06.20	29 22	18.20	+08 0
06.40	57 52	18.40	48 42	06.40	37 32	18.40	18 +12
07.00	63 57	19.00	58 48	07.00	44 39	19.00	26 19
07.20	69 63	19.20	63 55	07.20	52 47	19.20	34 27
07.40	73 68	19.40	67 62	07.40	59 55	19.40	41 35
08.00	77 73	20.00	72 65	08.00	66 60	20.00	46 39
08.20	76 74	20.20	75 68	08.20	71 65	20.20	51 43
08.40	73 72	20.40	74 69	08.40	74 69	20.40	55 50
09.00	64 64	21.00	70 67	09.00	74 70	21.00	57 51
09.20	47 51	21.20	59 60	09.20	68 67	21.20	56 51
09.40	29 38	21.40	43 49	09.40	55 58	21.40	53 50
10.00	+14 25	22.00	23 36	10.00	39 46	22.00	48 43
10.20	-01 +12	22.20	+06 22	10.20	22 35	22.20	2.02 33
10.40	14 0	22.40	-09 +06	10.40	+06 20	22.40	+11 24
11.00	24 -09	23.00	27 -05	11.00	-09 +06	23.00	-04 +12
11.20	34 -22	23.20	33 -19	11.20	22 -05	23.20	19 -04
11.40	43 32	23.40	43 32	11.40	33 -20	23.40	31 15
12.00	52 43	24.00	53 42	12.00	44 32	24.00	43 29

HW <sub>11</sub> NAP+ 8 m.	Ebbarp. m.	HW <sub>11</sub> NAP+ 8 m.	Ebbarp. m.
LW <sub>11</sub> NAP- 115 m.	Vloedarp. m.	LW <sub>11</sub> NAP- 1.16 m.	Vloedarp. m.
HW <sub>10</sub> NAP+ 78 m.	Ebbarp. m.	HW <sub>10</sub> NAP+ 75 m.	Ebbarp. m.
LW <sub>10</sub> NAP- 106 m.	Vloedarp. m.	LW <sub>10</sub> NAP- 105 m.	Vloedarp. m.
HW <sub>9</sub> NAP+ 75 m.	Ebbarp. m.	HW <sub>9</sub> NAP+ 57 m.	Ebbarp. m.
LW <sub>9</sub> NAP- m.	Ebbarp. m.	LW <sub>9</sub> NAP- m.	Ebbarp. m.

Laatste kontrôle N.A.P. :

Bijz.: KNOOPPUNT 36

DATUM: 8 Juni 1971

DATUM: 9 Juni 1971

TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.
00.00	- 76	12.00		00.00		12.00	
00.20	- 83	12.20	64	00.20	64	12.20	60
00.40	90	12.40	72	00.40	74	12.40	67
01.00	96	13.00	79	01.00	82	13.00	75
01.20	101	13.20	86	01.20	89	13.20	83
01.40	102	13.40	90	01.40	95	13.40	91
02.00	95	14.00	93	02.00	100	14.00	99
02.20	88	14.20	89	02.20	108	14.20	106
02.40	59	14.40	94	02.40	98	14.40	108
03.00	34	15.00	104	03.00	85	15.00	107
03.20	- 09	15.20	38	03.20	61	15.20	99
03.40	+ 10	15.40	- 08	03.40	37	15.40	80
04.00	+ 23	16.00	+ 12	04.00	- 10	16.00	53
04.20	31	16.20	26	04.20	+ 12	16.20	26
04.40	36	16.40	34	04.40	26	16.40	- 05
05.00	39	17.00	39	05.00	34	17.00	+ 09
05.20	44	17.20	44	05.20	38	17.20	19
05.40	50	17.40	48	05.40	41	17.40	26
06.00	55	18.00	52	06.00	45	18.00	30
06.20	61	18.20	54	06.20	50	18.20	34
06.40	65	18.40	61	06.40	55	18.40	38
07.00	67	19.00	63	07.00	59	19.00	43
07.20	70	19.20	65	07.20	63	19.20	46
07.40	71	19.40	67	07.40	66	19.40	48
08.00	72	20.00	68	08.00	68	20.00	51
08.20	74	20.20	67	08.20	68	20.20	52
08.40	52	20.40	59	08.40	65	20.40	52
09.00	39	21.00	40	09.00	59	21.00	50
09.20	24	21.20	35	09.20	48	21.20	44
09.40	10	21.40	19	09.40	34	21.40	33
10.00	- 01	22.00	+ 03	10.00	19	22.00	20
10.20	- 13	22.20	- 07	10.20	+ 04	22.20	107
10.40	22	22.40	22	10.40	- 09	22.40	- 06
11.00	32	23.00	33	11.00	21	23.00	18
11.20	41	23.20	43	11.20	33	23.20	32
11.40	50	23.40	52	11.40	43	23.40	43
12.00	56	24.00	61	12.00	52	24.00	53

HW = NAP + 0.00 m.	Ebamp. = 0.00 m.	HW = NAP + 0.20 m.	Ebamp. = 0.00 m.
LW = 1.00 NAP - 1.00 m.	Vloedamp. = 0.00 m.	LW = 1.20 NAP - 1.00 m.	Vloedamp. = 0.00 m.
HW = 1.15 NAP + 0.91 m.	Ebamp. = 0.00 m.	HW = 1.20 NAP + 2.68 m.	Ebamp. = 0.00 m.
LW = 1.05 NAP - 0.93 m.	Vloedamp. = 0.00 m.	LW = 1.50 NAP - 1.00 m.	Vloedamp. = 0.00 m.
HW = 1.53 NAP + 0.68 m.	Ebamp. = 0.00 m.	HW = 1.30 NAP + 5.8 m.	Ebamp. = 0.00 m.
LW = NAP - 0.00 m.	Ebamp. = 0.00 m.	LW = NAP - 0.00 m.	Ebamp. = 0.00 m.

Laatste kontrôle N.A.P. :

Bijz.: ~~KNOPPUNT 17~~

DATUM: 8 Juni 1971

DATUM: 9 Juni 1971

TIJD	Waterstand in M. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in M. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in M. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in M. t.o.v. N.A.P.
00.00	94	12.00		00.00		12.00	
00.20	85	12.20	63	00.20	65	12.20	54
00.40	93	12.40	72	00.40	74	12.40	65
01.00	100	13.00	78	01.00	84	13.00	75
01.20	103	13.20	85	01.20	91	13.20	81
01.40	104	13.40	91	01.40	97	13.40	90
02.00	99	14.00	93	02.00	102	14.00	98
02.20	82	14.20	90	02.20	104	14.20	104
02.40	65	14.40	78	02.40	100	14.40	108
03.00	48	15.00	62	03.00	86	15.00	100
03.20	-19	15.20	40	03.20	66	15.20	100
03.40	+01	15.40	18	03.40	44	15.40	83
04.00	13	16.00	N.A.P.	04.00	21	16.00	61
04.20	24	16.20	+10	04.20	-01	16.20	38
04.40	30	16.40	25	04.40	+14	16.40	-10
05.00	35	17.00	32	05.00	23	17.00	+01
05.20	40	17.20	37	05.20	31	17.20	13
05.40	46	17.40	43	05.40	36	17.40	21
06.00	52	18.00	48	06.00	43	18.00	28
06.20	58	18.20	53	06.20	45	18.20	32
06.40	62	18.40	58	06.40	51	18.40	37
07.00	65	19.00	62	07.00	56	19.00	42
07.20	68	19.20	64	07.20	60	19.20	46
07.40	71	19.40	67	07.40	62	19.40	48
08.00	70	20.00	68	08.00	66	20.00	51
08.20	64	20.20	67	08.20	69	20.20	52
08.40	51	20.40	60	08.40	66	20.40	53
09.00	38	21.00	48	09.00	59	21.00	58
09.20	21	21.20	37	09.20	47	21.20	44
09.40	+07	21.40	17	09.40	32	21.40	34
10.00	-03	22.00	+03	10.00	12	22.00	20
10.20	16	22.20	-10	10.20	+05	22.20	+09
10.40	25	22.40	21	10.40	-07	22.40	-07
11.00	33	23.00	31	11.00	18	23.00	20
11.20	41	23.20	42	11.20	29	23.20	31
11.40	49	23.40	50	11.40	40	23.40	42
12.00	58	24.00	57	12.00	49	24.00	52

HW = NAP + n.	Ebbap. = n.	HW = NAP + n.	Ebbap. = n.
LW = $\frac{30}{100}$ NAP - 104 n.	Vloedap. = n.	LW = $\frac{20}{100}$ NAP - 104 n.	Vloedap. = n.
HW = $\frac{45}{100}$ NAP + 71 n.	Ebbap. = n.	HW = $\frac{53}{100}$ NAP + 69 n.	Ebbap. = n.
LW = $\frac{23}{100}$ NAP - 93 n.	Vloedap. = n.	LW = $\frac{50}{100}$ NAP - 108 n.	Vloedap. = n.
HW = $\frac{00}{100}$ NAP + 68 n.	Ebbap. = n.	HW = $\frac{51}{100}$ NAP + 53 n.	Vloedap. = n.
LW = NAP - n.	Ebbap. = n.	LW = NAP - n.	Ebbap. = n.

Laatste controle N.A.P. :

Pen h

Bijz.:

*TAMM 1940002*

DATUM: 8 Juni 1971

DATUM: 9 Juni 1971

TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.
00.00	-540 - 99	12.00	<del>480</del>	00.00	-630 73	12.00	8
00.20	-460 84	12.20	-560 66	00.20	-506 78	12.20	-720 69
00.40	-400 87	12.40	-480 72	00.40	-500 78	12.40	-630 75
01.00	-350 89	13.00	-420 74	01.00	-500 82	13.00	-560 80
01.20	-330 85	13.20	-370 74	01.20	-440 86	13.20	-510 86
01.40	-280 78	13.40	-350 71	01.40	-390 90	13.40	-460 90
02.00	-260 60	14.00	-300 71	02.00	-370 88	14.00	-420 93
02.20	0 34	14.20	-180 56	02.20	-320 81	14.20	-375 94
02.40	20 - 10	14.40	0 38	02.40	-280 68	14.40	-290 89
03.00	20 + 07	15.00	200 - 09	03.00	0 35	15.00	200 75
03.20	70 18	15.20	400 + 18	03.20	20 - 10	15.20	-10 50
03.40	80 23	15.40	470 28	03.40	40 + 10	15.40	10 23
04.00	810 25	16.00	480 29	04.00	80 20	16.00	400 - 02
04.20	780 27	16.20	470 32	04.20	750 25	16.20	+ 11
04.40	720 30	16.40	470 34	04.40	700 26	16.40	0
05.00	690 34	17.00	470 36	05.00	740 27	17.00	
05.20	620 38	17.20	460 38	05.20	670 29	17.20	
05.40	510 40	17.40	460 42	05.40	590 33	17.40	
06.00	430 44	18.00	480 44	06.00	570 37	18.00	
06.20	410 46	18.20	490 46	06.20	500 39	18.20	
06.40	320 48	18.40	430 47	06.40	430 41	18.40	
07.00	270 49	19.00	430 47	07.00	385 44	19.00	
07.20	200 46	19.20	420 47	07.20	350 45	19.20	
07.40	120 46	19.40	420 47	07.40	300 46	19.40	
08.00	20 44	20.00	410 45	08.00	230 45	20.00	
08.20	0 38	20.20	0 41	08.20	130 42	20.20	
08.40	200 31	20.40	100 36	08.40	40 39	20.40	
09.00	320 21	21.00	20 28	09.00	-50 34	21.00	
09.20	460 08	21.20	320 16	09.20	-200 24	21.20	
09.40	500 05	21.40	450 + 03	09.40	360 + 14	21.40	
10.00	630 19	22.00	600 - 10	10.00	475 N.A.P.	22.00	
10.20	640 28	22.20	650 22	10.20	520 - 13	22.20	
10.40	660 36	22.40	660 34	10.40	650 27	22.40	
11.00	690 44	23.00	600 47	11.00	700 32	23.00	
11.20	700 50	23.20	710 53	11.20	750 42	23.20	
11.40	675 55	23.40	720 61	11.40	700 55	23.40	
12.00	-610 61	24.00	675 66	12.00	750 63	24.00	- 44

HW	NAP+	n.	HW	NAP+	n.	HW	NAP+	n.	HW	NAP+	n.
LF=1 <sup>05</sup>	NAP-	89	Ebapp.		n.	LF=1 <sup>48</sup>	NAP-	90	Ebapp.		n.
HF=1 <sup>45</sup>	NAP+	40	Vloedapp.		n.	HF=1 <sup>50</sup>	NAP+	45	Vloedapp.		n.
LF=1 <sup>30</sup>	NAP-	78	Ebapp.		n.	HF=1 <sup>12</sup>	NAP-	95	Ebapp.		n.
HF=1 <sup>19</sup>	NAP+	42	Vloedapp.		n.	HF=	NAP+		Vloedapp.		n.
LF=	NAP-		Ebapp.		n.	LF=	NAP-		Ebapp.		n.

Laatste controle N.A.P. :

Bijz.:

DATUM: 8<sup>de</sup> Juni 1971

DATUM: 9<sup>de</sup> Juni 1971

TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.	TIJD	Waterstand in H. t.o.v. N.A.P.
00.00	37	12.00		00.00		12.00	
00.20	50	12.20	57	00.20	24	12.20	- 12
00.40	65	12.40	40	00.40	37	12.40	25
01.00	70	13.00	54	01.00	48	13.00	40
01.20	78	13.20	56	01.20	63	13.20	53
01.40	1.02	13.40	79	01.40	76	13.40	68
01.00	1.12	14.00	101	02.00	88	14.00	81
02.20	1.19	14.20	101	02.20	1.00	14.20	04
02.40	1.22	14.40	1.02	02.40	1.12	14.40	1.22
03.00	1.21	15.00	1.12	03.00	1.17	15.00	1.18
03.20	1.14	15.20	1.13	03.20	1.21	15.20	1.26
03.40	99	15.40	1.00	03.40	1.22	15.40	1.32
04.00	74	16.00	99	04.00	1.17	16.00	1.33
04.20	1.52	16.20	80	04.20	1.13	16.20	1.30
04.40	89	16.40	54	04.40	85	16.40	1.40
05.00	- 10	17.00	31	05.00	54	17.00	1.50
05.20	+ 06	17.20	- 11	05.20	32	17.20	7.2
05.40	20	17.40	+ 04	05.40	- 10	17.40	1.48
06.00	31	18.00	20	06.00	+ 07	18.00	2.5
06.20	43	18.20	32	06.20	18	18.20	- 06
06.40	50	18.40	43	06.40	32	18.40	+ 09
07.00	58	19.00	51	07.00	42	19.00	2.2
07.20	65	19.20	58	07.20	50	19.20	3.2
07.40	71	19.40	65	07.40	58	19.40	4.1
08.00	76	20.00	69	08.00	64	20.00	4.8
08.20	80	20.20	74	08.20	70	20.20	5.8
08.40	84	20.40	78	08.40	74	20.40	5.6
09.00	85	21.00	81	09.00	78	21.00	6.1
09.20	84	21.20	83	09.20	81	21.20	6.4
09.40	78	21.40	80	09.40	85	21.40	6.5
10.00	68	22.00	74	10.00	87	22.00	6.6
10.20	57	22.20	64	10.20	74	22.20	6.5
10.40	41	22.40	50	10.40	64	22.40	5.2
11.00	24	23.00	34	11.00	51	23.00	3.8
11.20	+ 09	23.20	18	11.20	32	23.20	3.7
11.40	- 04	23.40	+ 23	11.40	16	23.40	2.3
12.00	15	24.00	- 11	12.00	+ 01	24.00	0.7

HW = NAP+ 0.		HW = NAP+ 0.	
LN = 5 <sup>20</sup> NAP- 1.22 0.	Ebamp. = 0.	LN = 3 <sup>30</sup> NAP- 1.22 0.	Ebamp. = 0.
HW = 9 <sup>00</sup> NAP+ 85 0.	Vloedamp. = 0.	HW = 9 <sup>42</sup> NAP+ 86 0.	Vloedamp. = 0.
LN = 15 <sup>15</sup> NAP- 114 0.	Ebamp. = 0.	LN = 15 <sup>00</sup> NAP- 133 0.	Ebamp. = 0.
HW = 31 <sup>15</sup> NAP+ 83 0.	Vloedamp. = 0.	HW = 21 <sup>50</sup> NAP+ 66 0.	Vloedamp. = 0.
LN = NAP- 0.	Ebamp. = 0.	LN = NAP- 0.	Ebamp. = 0.

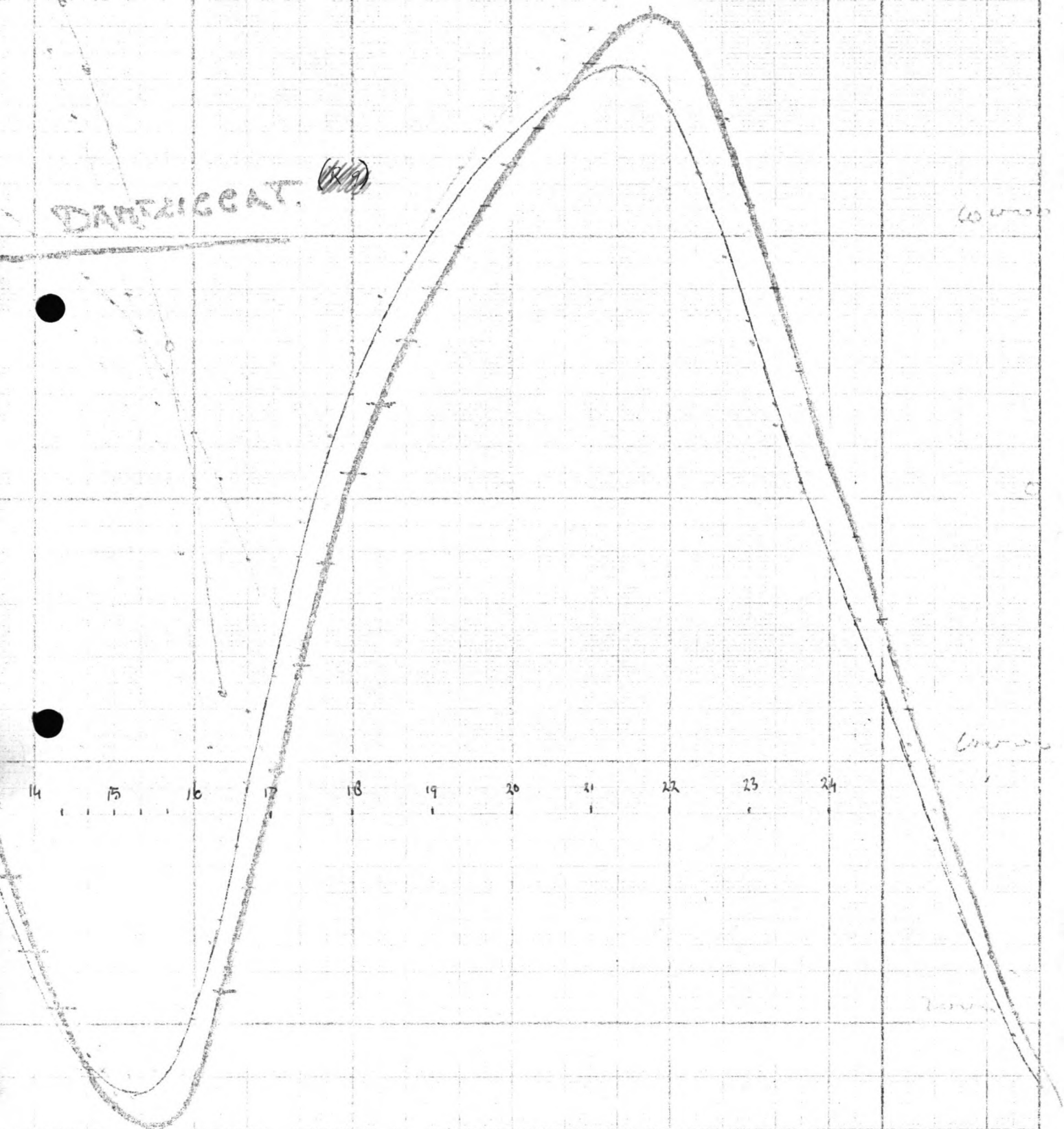
DANTZIGGAT

8 JUNI 1971

GENODOLA GET 7 8 JUNI 1971

(9 JUNI DANTZIGGAT AANGENOMEN ALS 8 JUNI)

DANTZIGGAT.



60 mm

60 mm

60 mm

26 juni 1971



VERTICALE

GET 7

# BORNDIEP - RAND VOORWAARDE

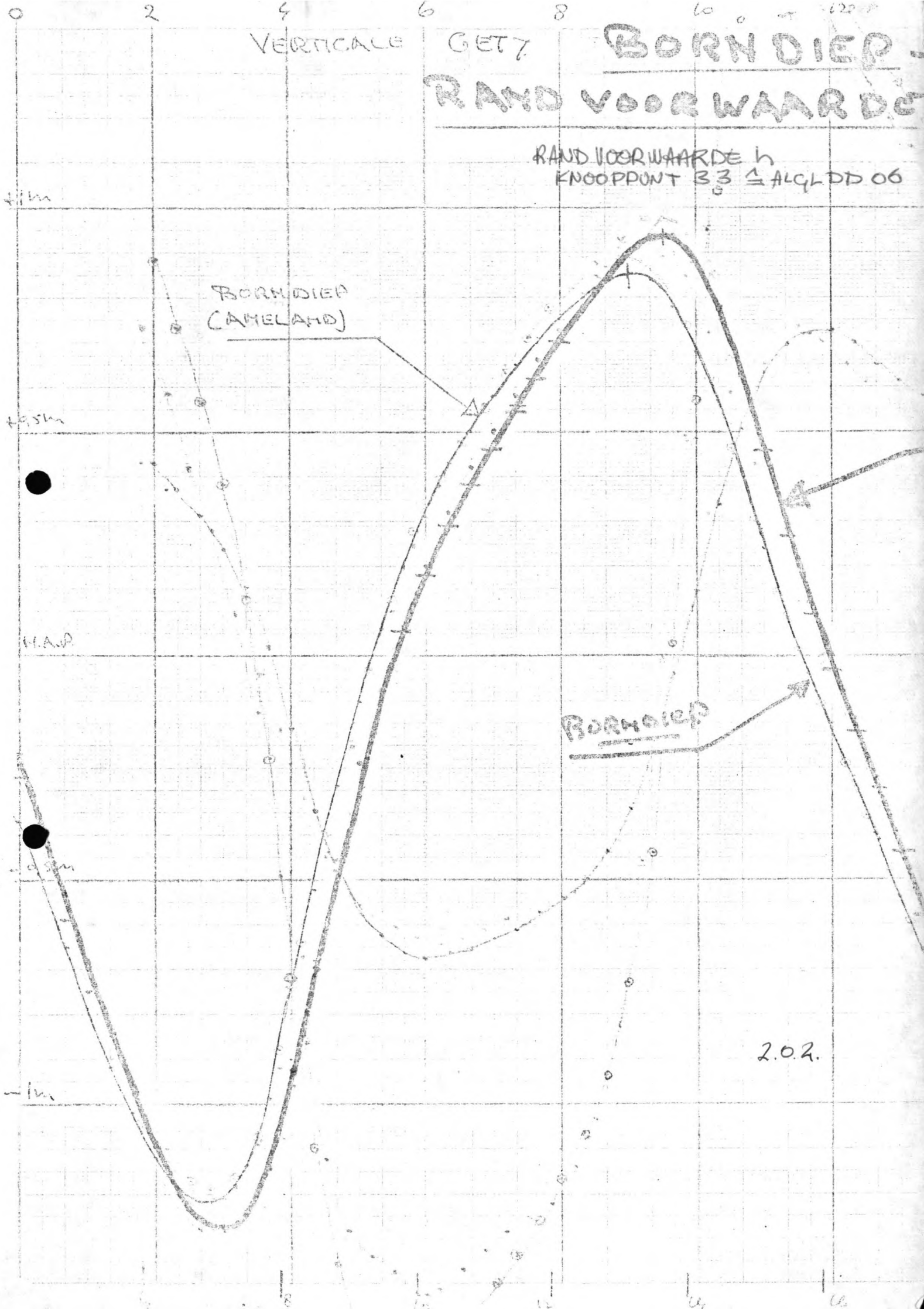
RAND VOORWAARDE h  
KNOOPPUNT 33  $\triangle$  ALGL DD 06

BORNDIEP  
(AMELAND)

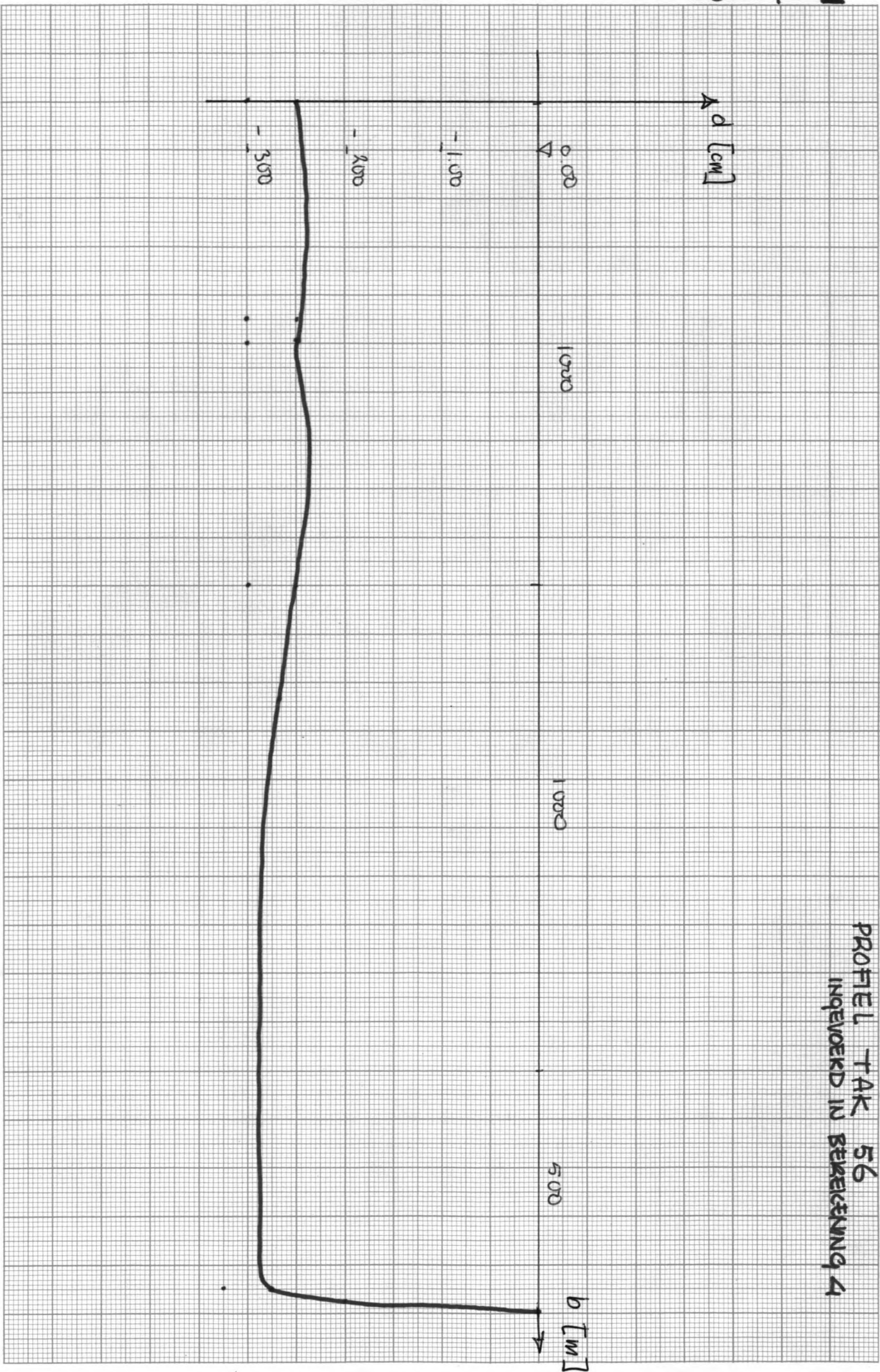
BORNDIEP

2.02.

1.1m  
1.95m  
H.A.P.  
0.95m  
1m



PROFIEL TAK 56  
INGEVOERD IN BEREKENING 4

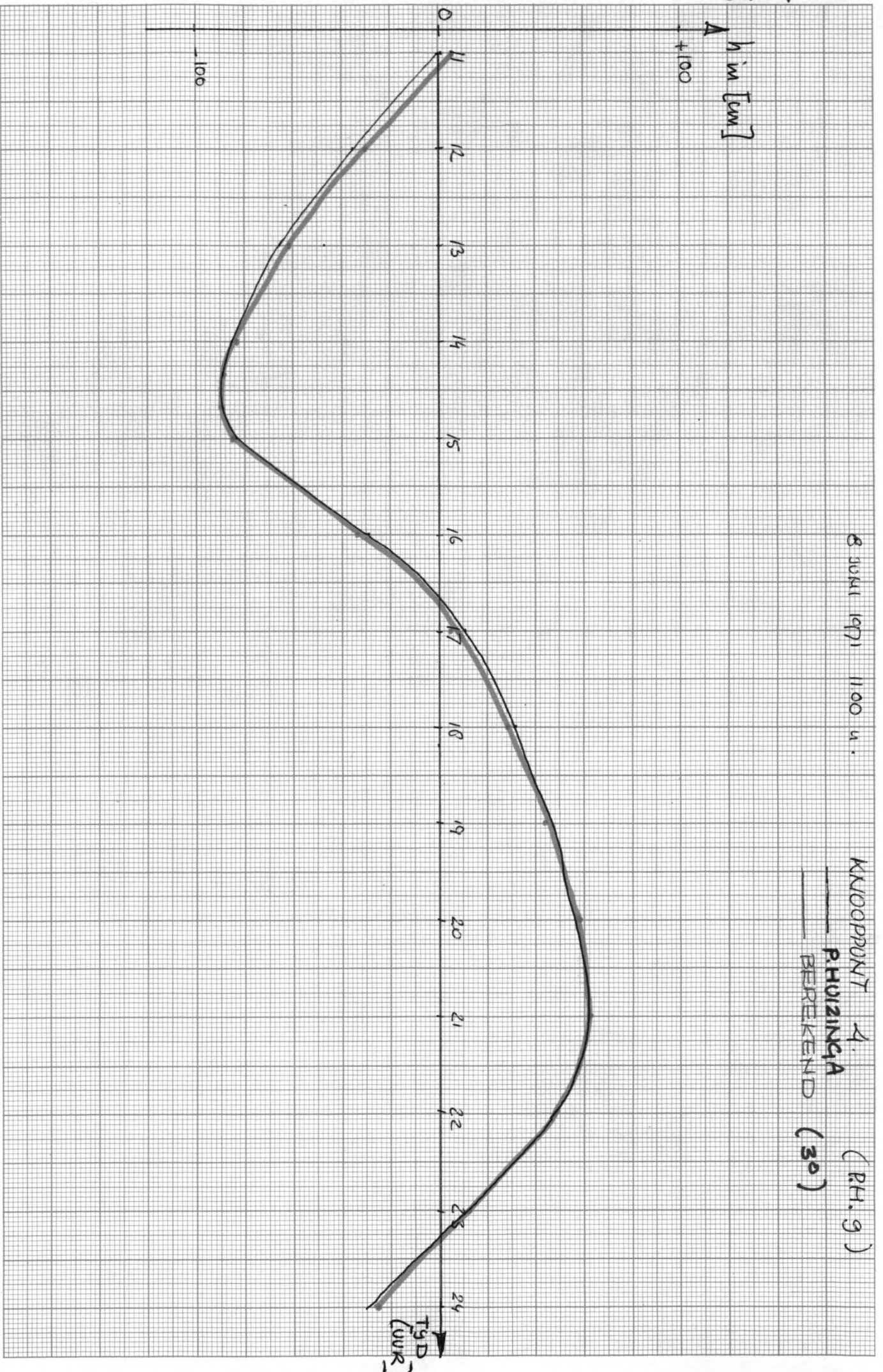


INHOUDENDE:

24 verticale getijkrommes.

8. JULI 1971 11.00 u.

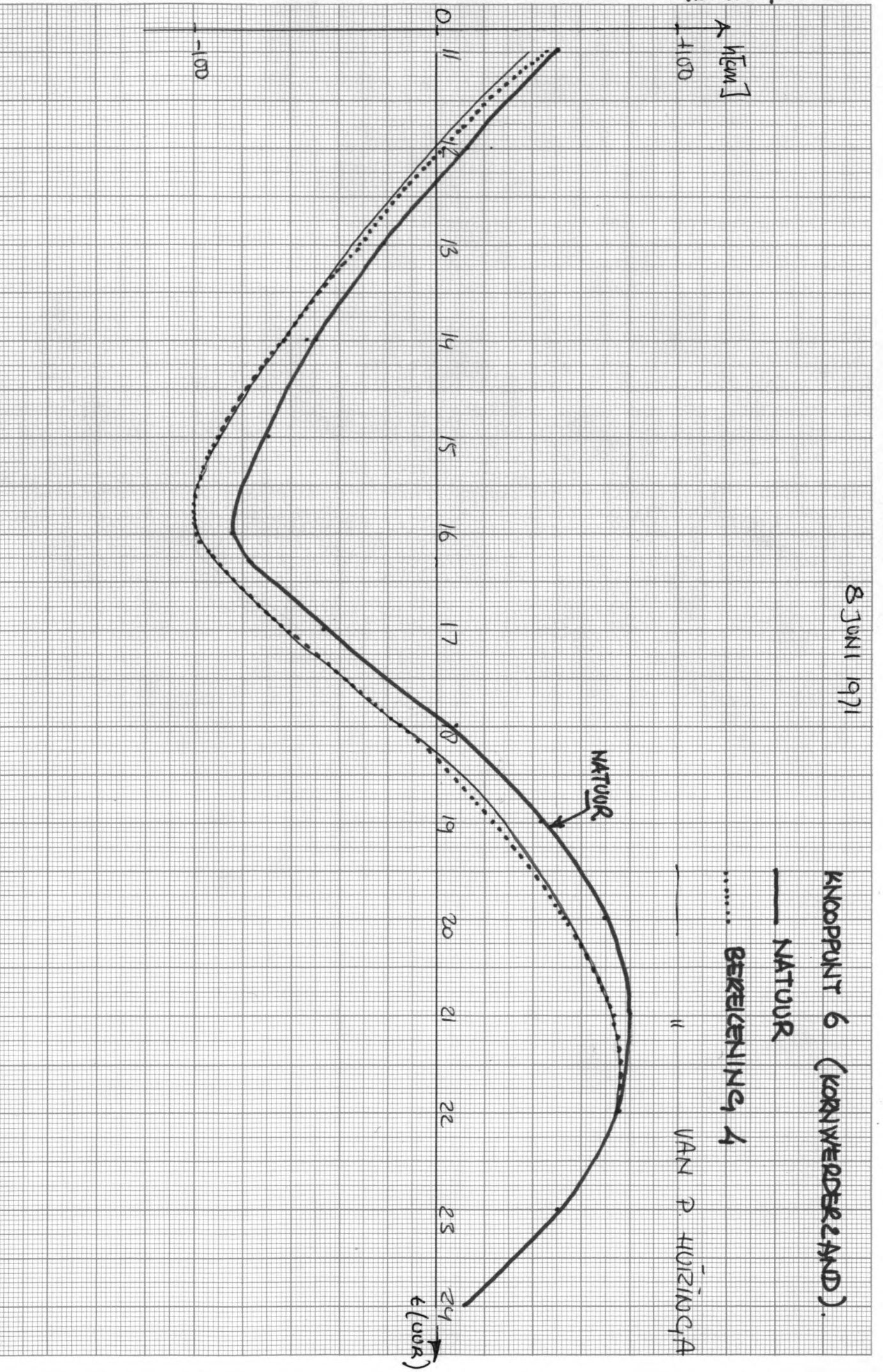
KNOOPUNT 4. (RH. 9)  
PHUZINGA  
BEREKEND (30)



8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 6 (KORNVEDDERLAND).

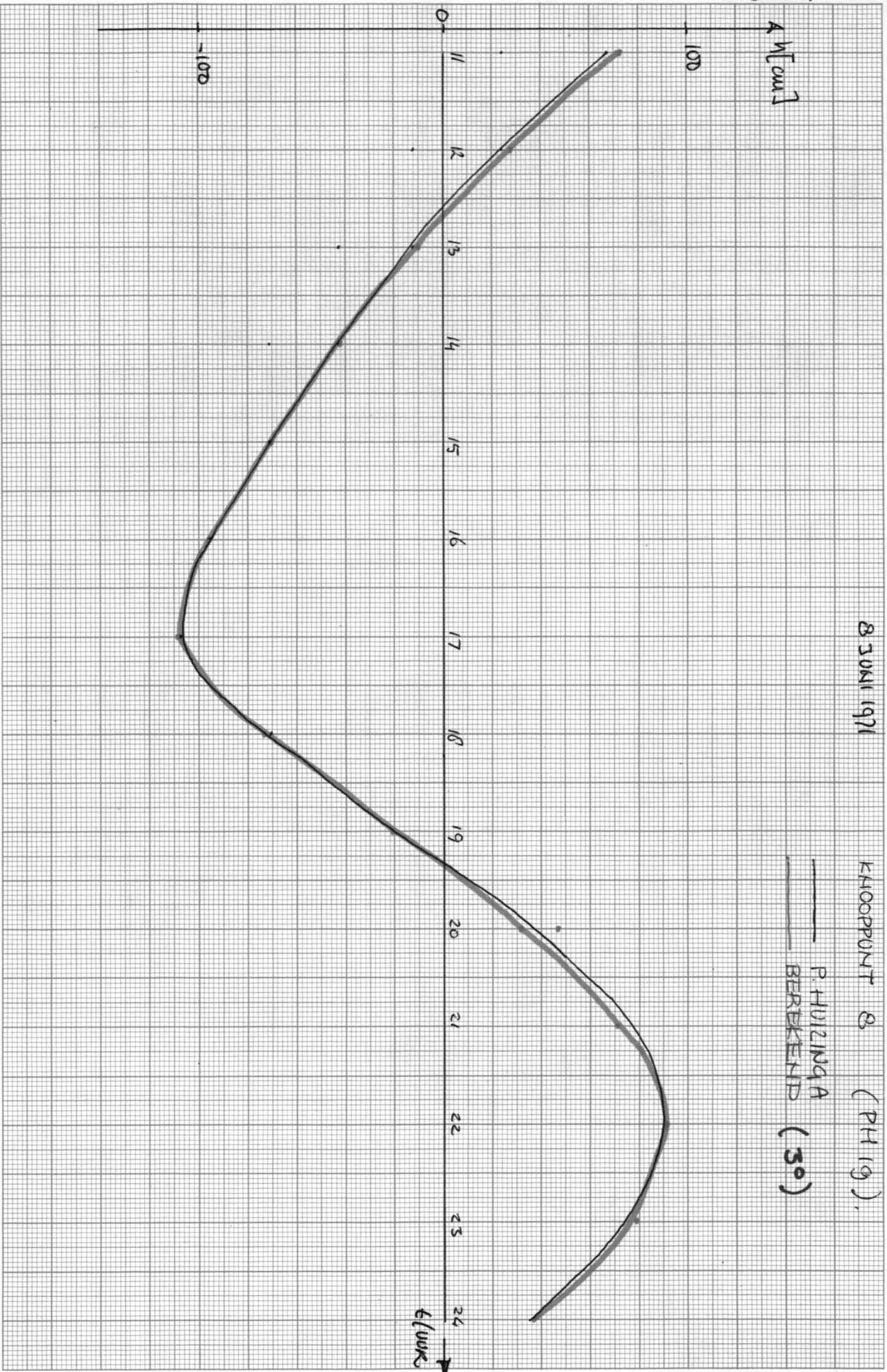
——— NATUUR  
 ..... BEREKENING 4  
 ——— " VAN P. HÜZINGA



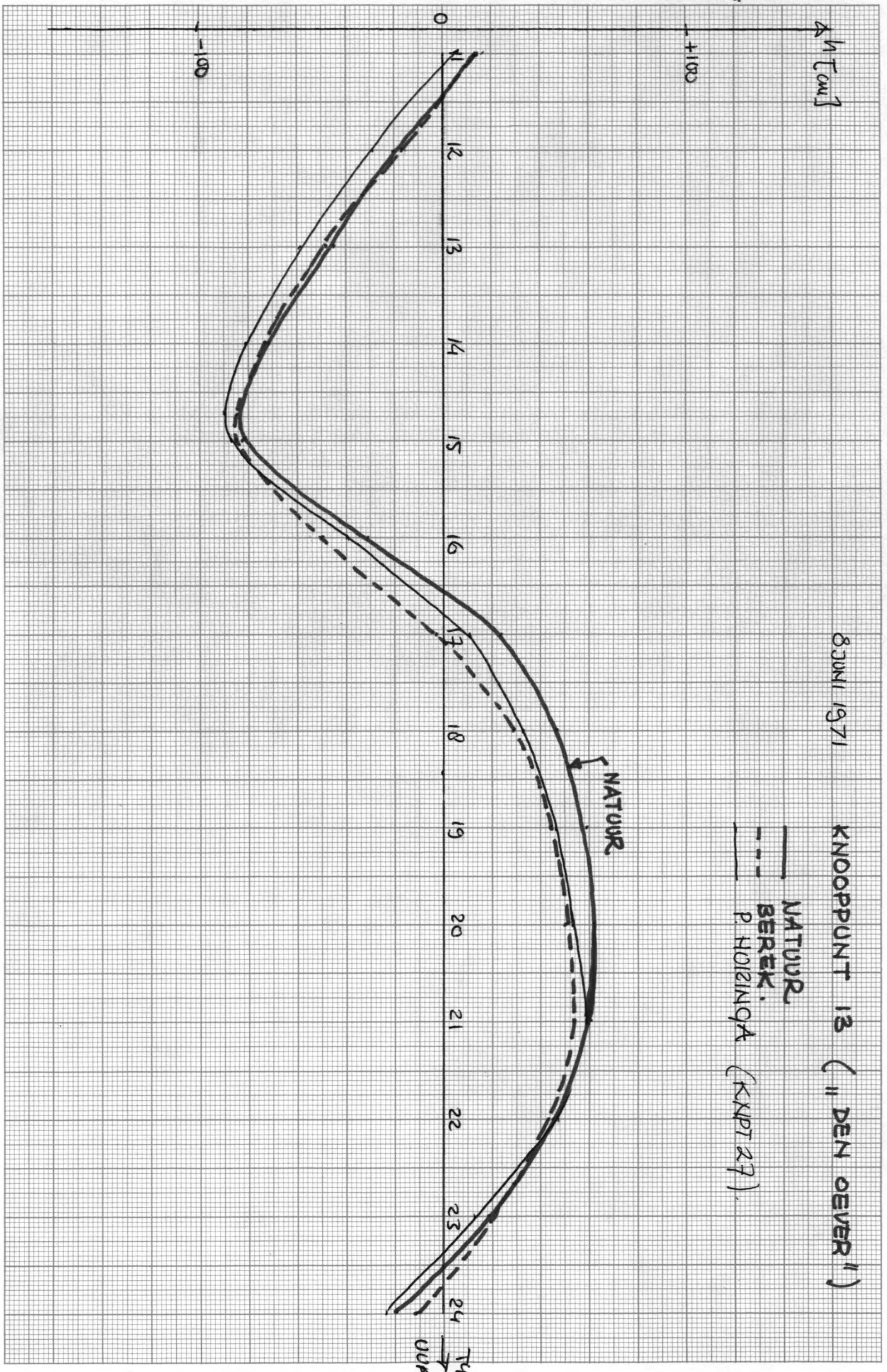
830611971

KHOOPPUNT 8 (PH 19).

P. HUIZINGA  
BERKEND (50)



Handwritten scribbles at the top of the page.



8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 13 ("DEN OEVER")

——— NATUUR  
 - - - BEREK.  
 P. HOEIJINGA (KNPT 27).

Tijd uur

~~XXXXXXXXXXXX~~

8 JUN 1971

KNOOPPUNT 14.

$\Delta H$  [cm]

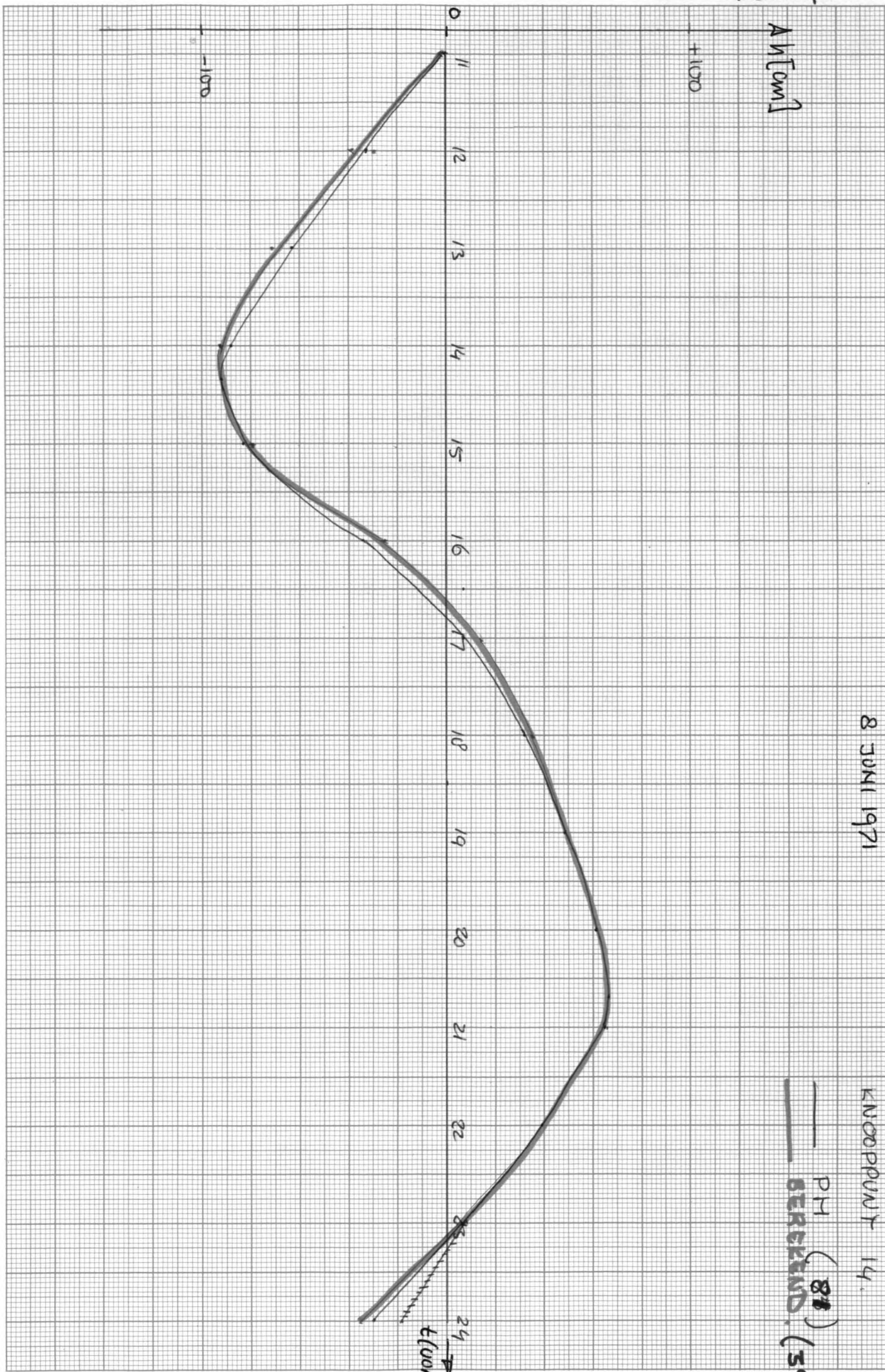
— PH (81)  
 — BERREND. (50)

+100

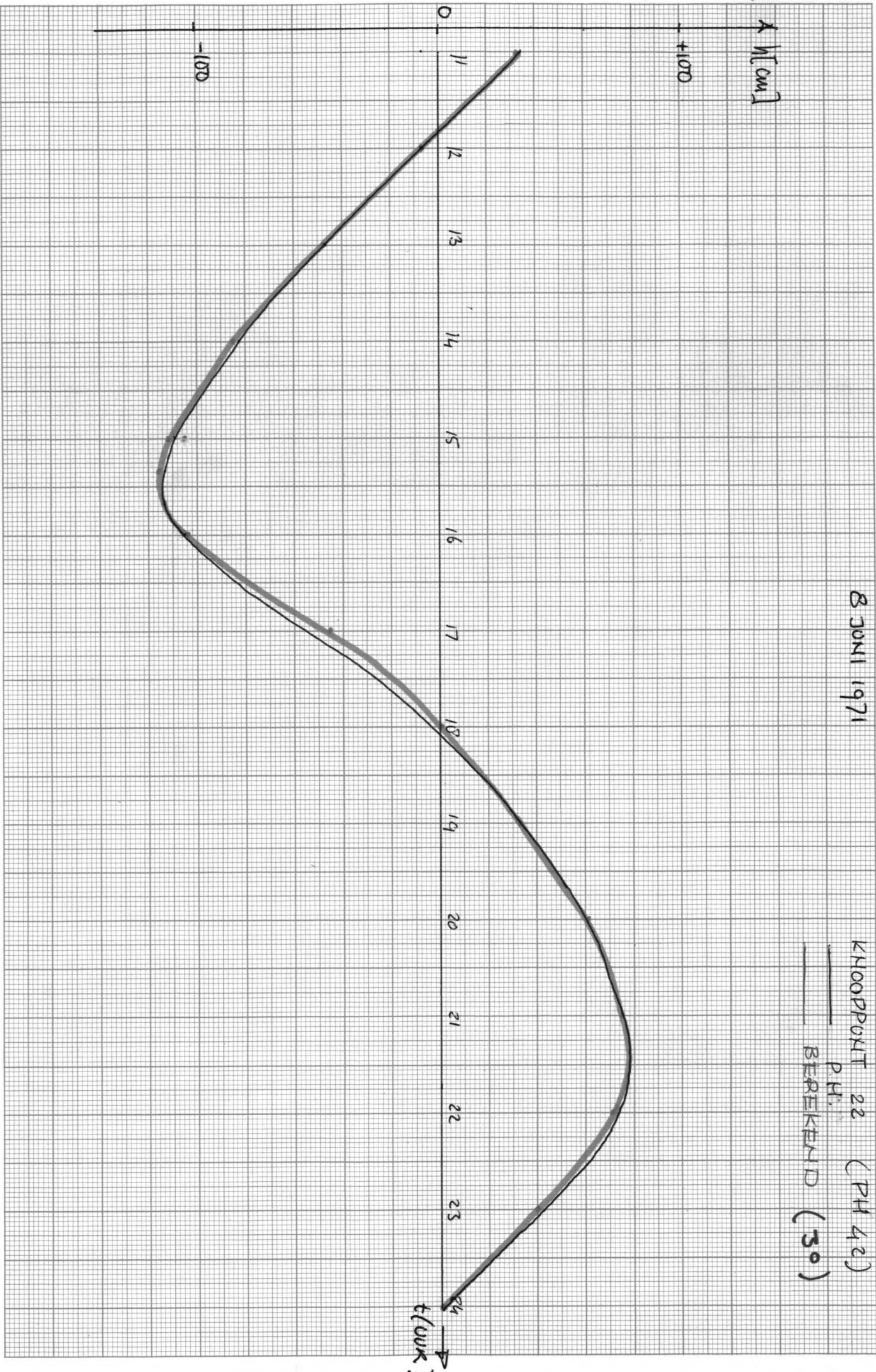
-100

0  
 11  
 12  
 13  
 14  
 15  
 16  
 17  
 18  
 19  
 20  
 21  
 22  
 23  
 24

$t$  (uur)





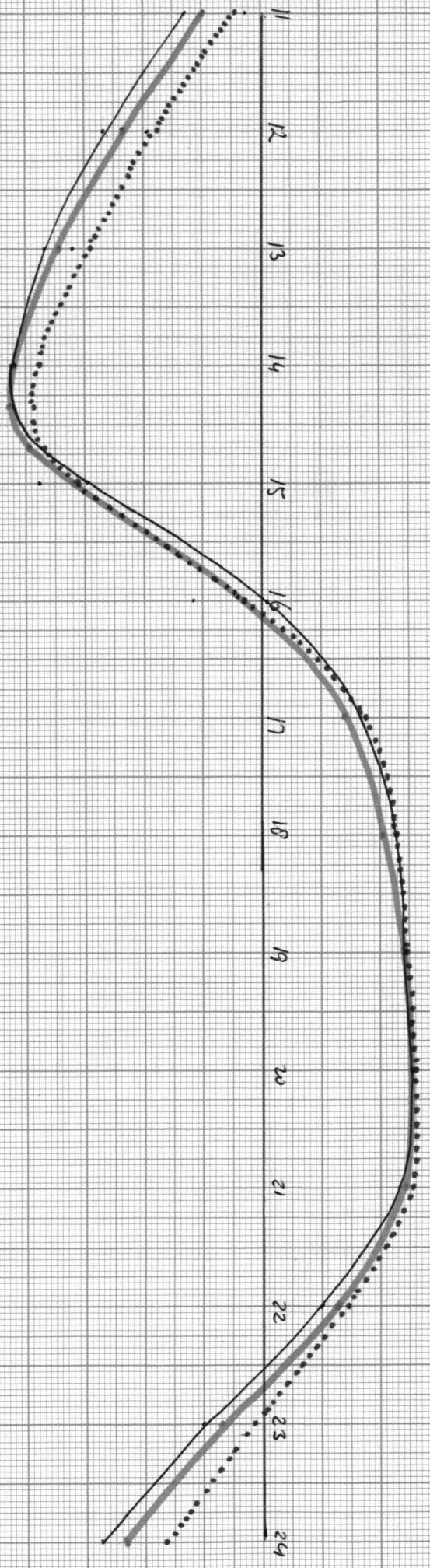


8 JUNI 1971

KHOOPPOUT 22 (PH 42)  
P.H.  
BEREKEND (30)

BRUNNEN

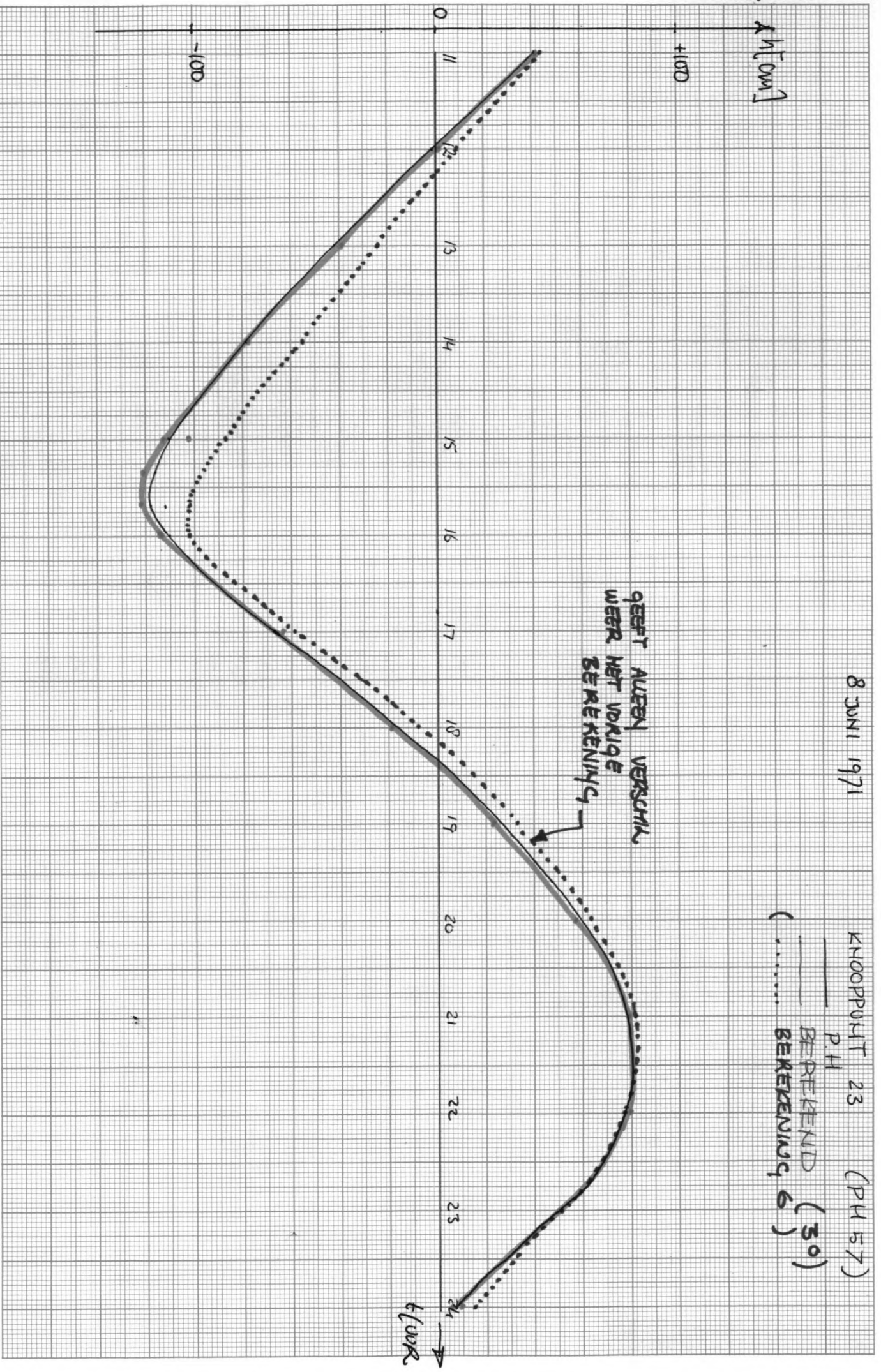
KNOOPWIJ 11 (P.H. 25)  
P.H.  
BEREIKEND (50)  
BEREKENING 6)



8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 23 (PH 57)

PH  
BEREKENID (50)  
BEREKENING 6

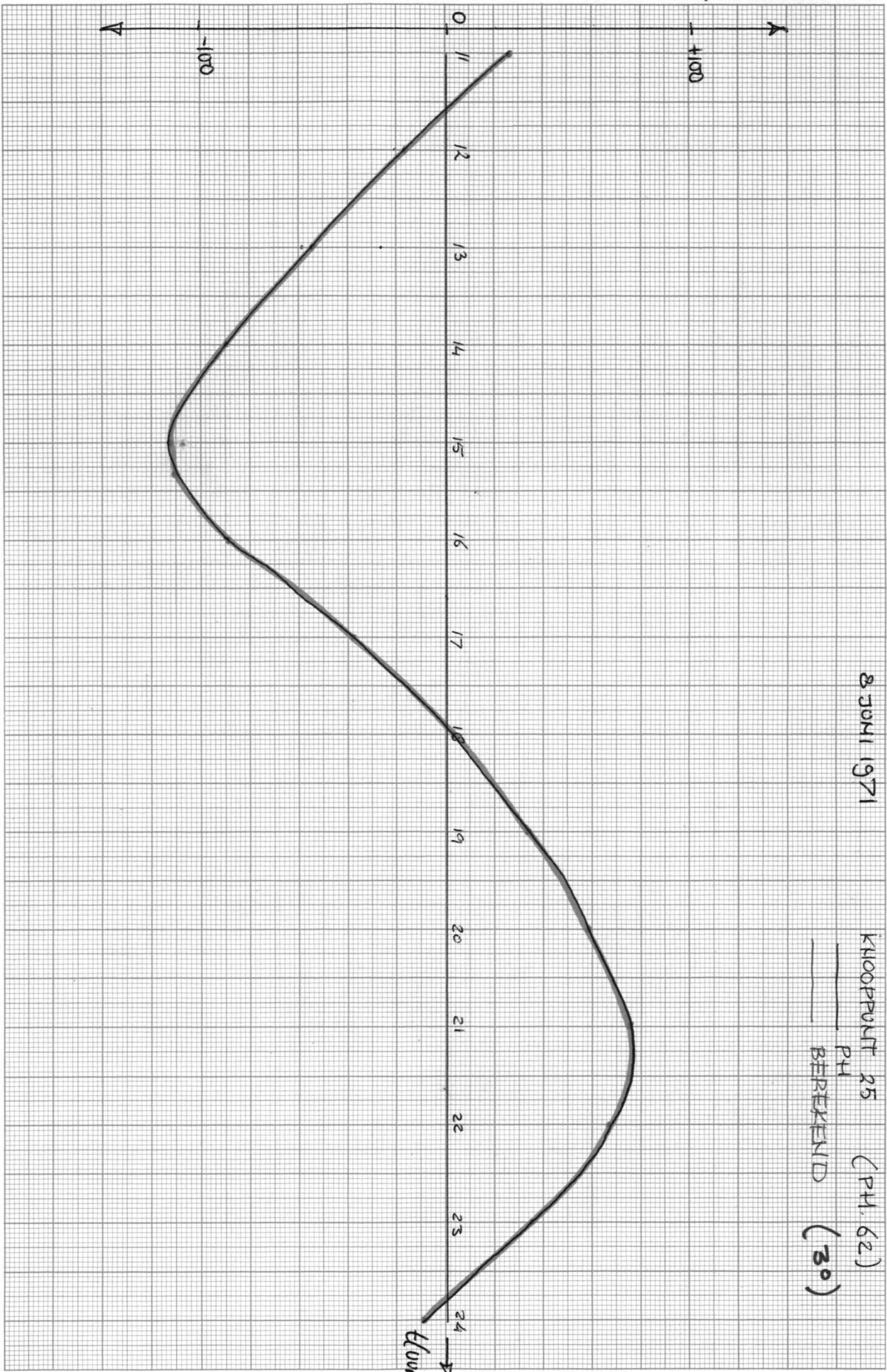


~~XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX~~

8 JUN 1971

KNOOPRUIT 25 (PH. 62)

PH  
BEREKEND (30)

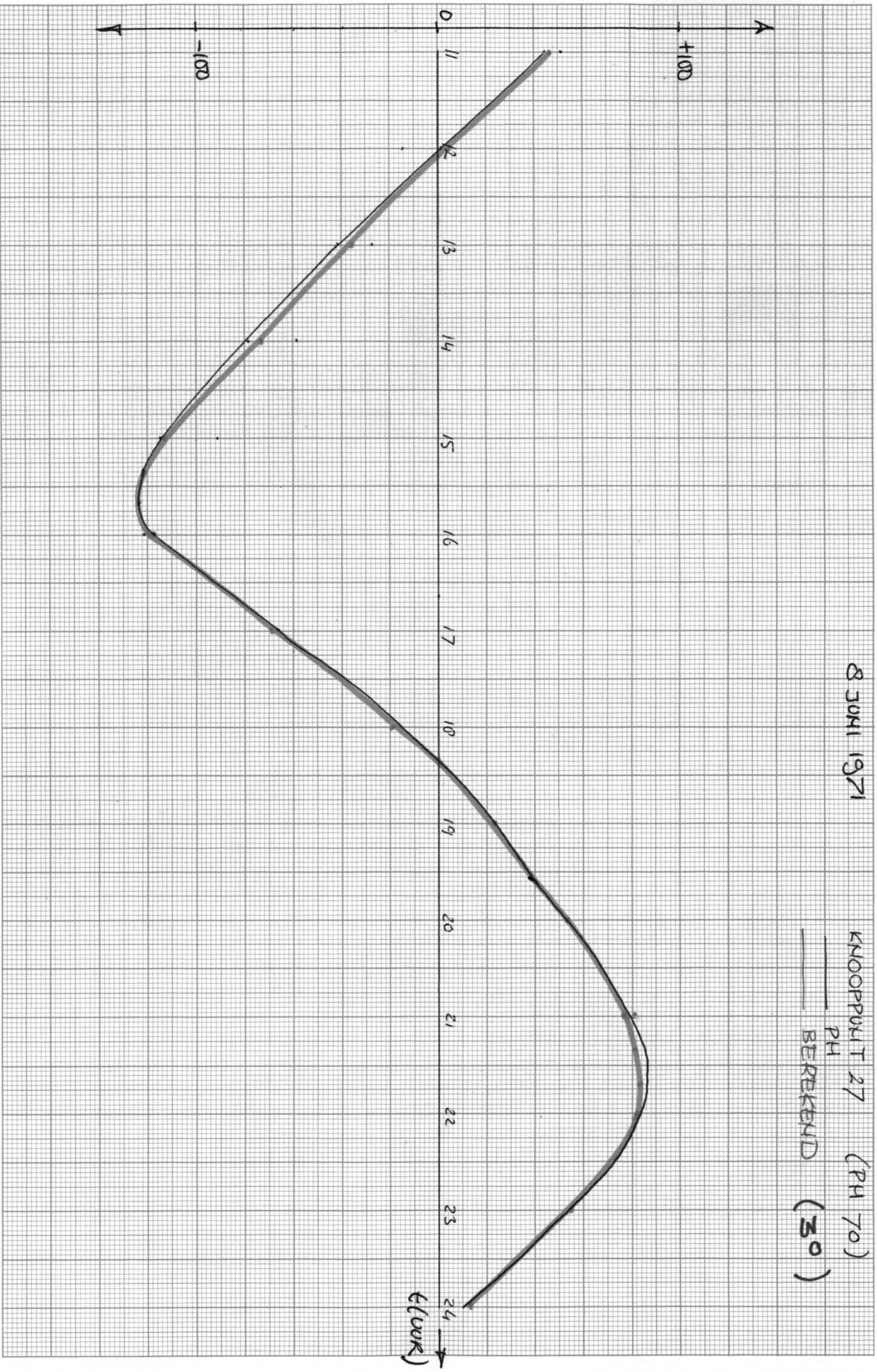


(flour)

~~XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX~~

8 JUNI 1971

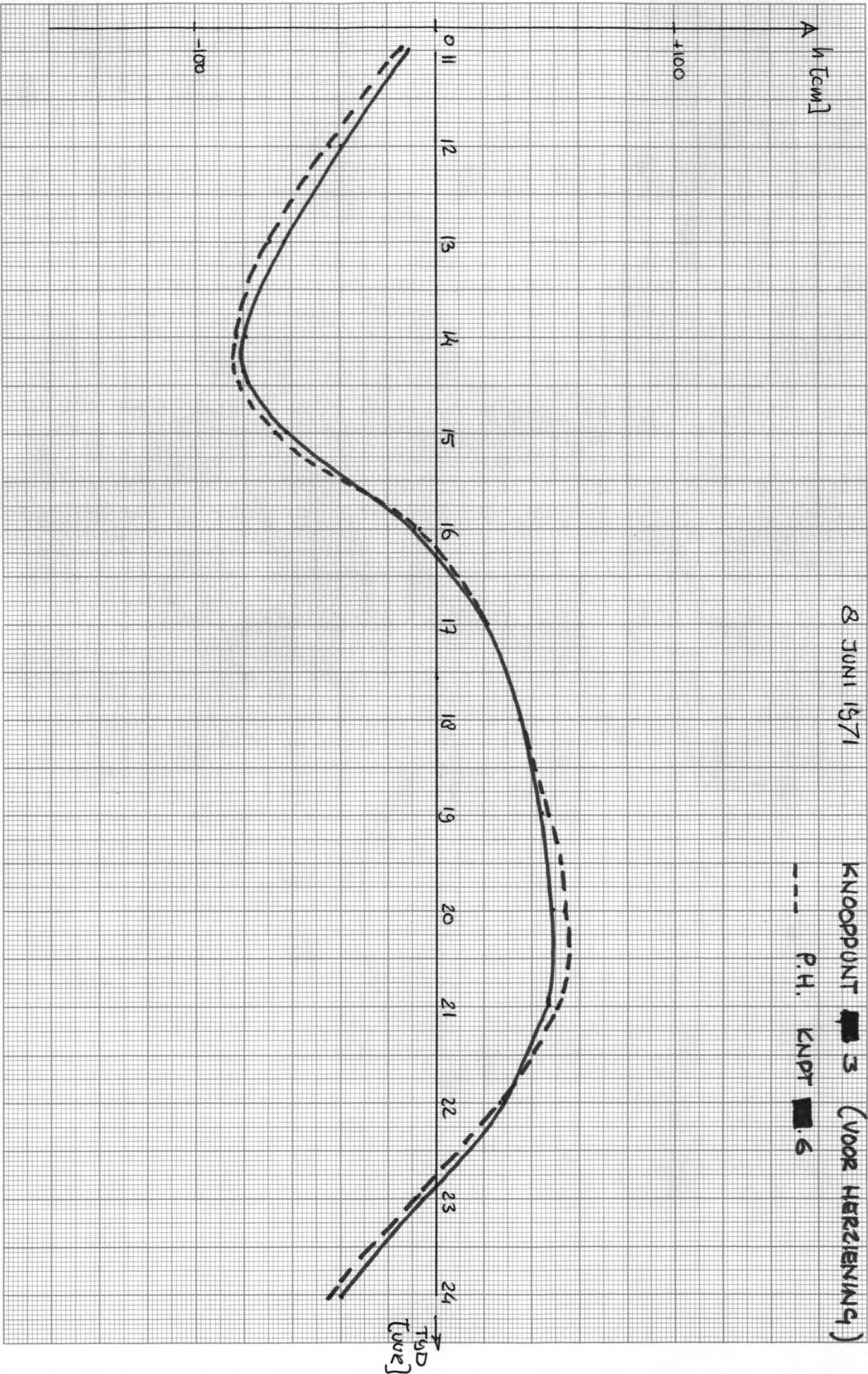
KNOOPPUT 27 (PH 70)  
PH  
BEREKEND (30)



X (uur)



BRUNNEN

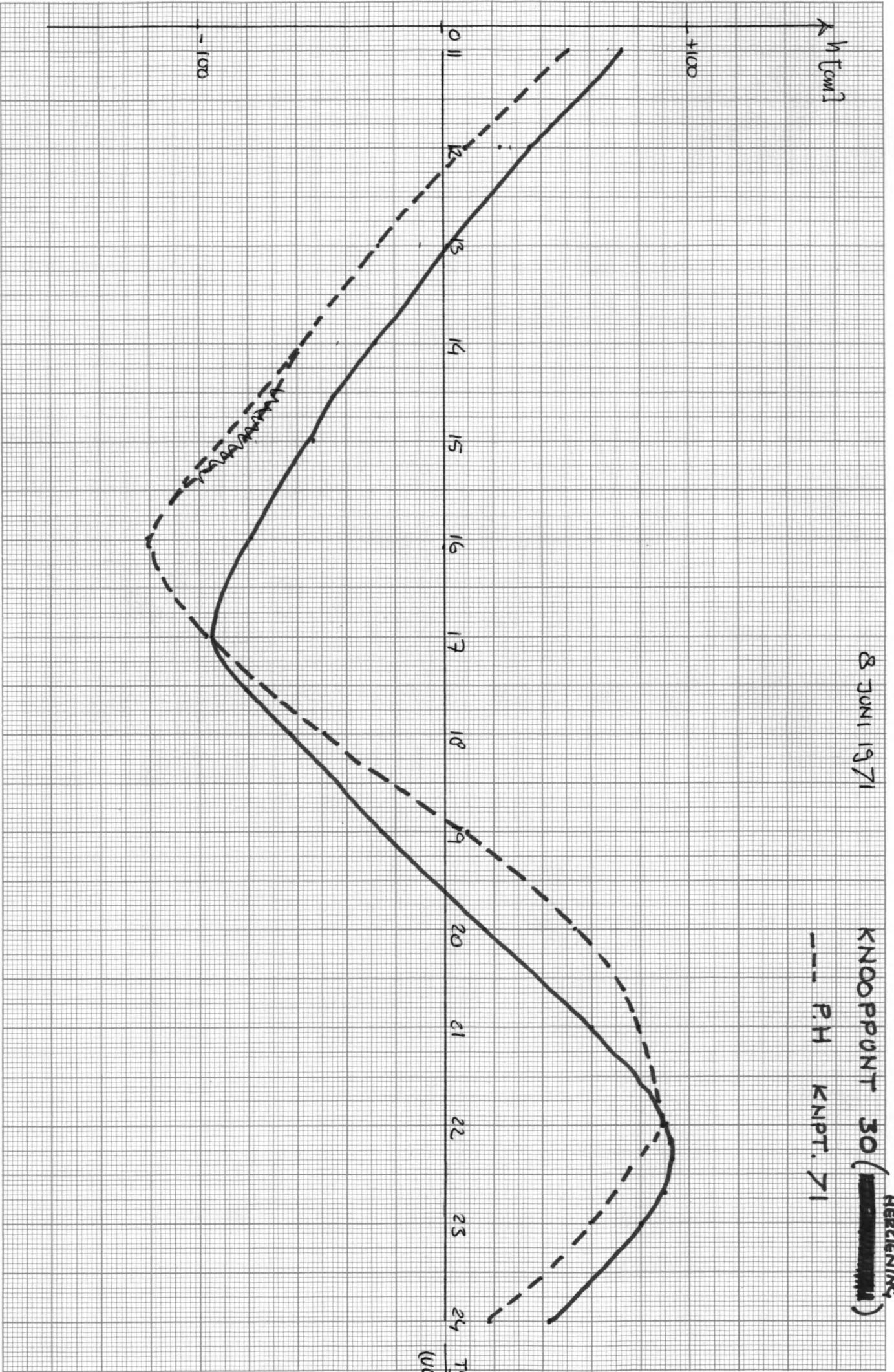


8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 3 (VOOR HERZIENING)

--- P.H. KNPT 6

~~BLUACIEMM~~



8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 30 ( )

--- PH KNPT. 71

VOOR HERZIENING

TJD (uur)

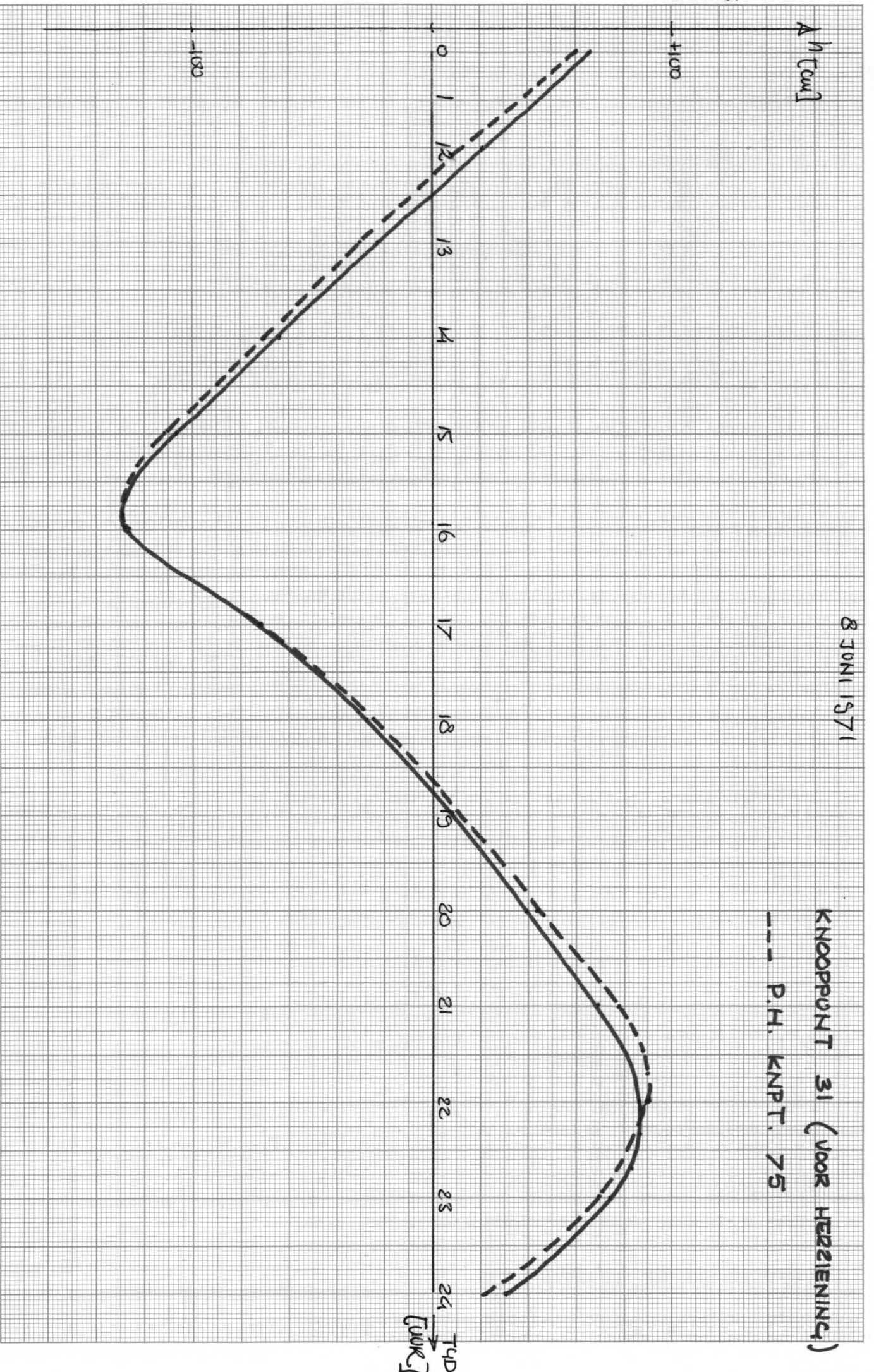


WINDRIJING

8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 31 (VOOR HERZIENING)

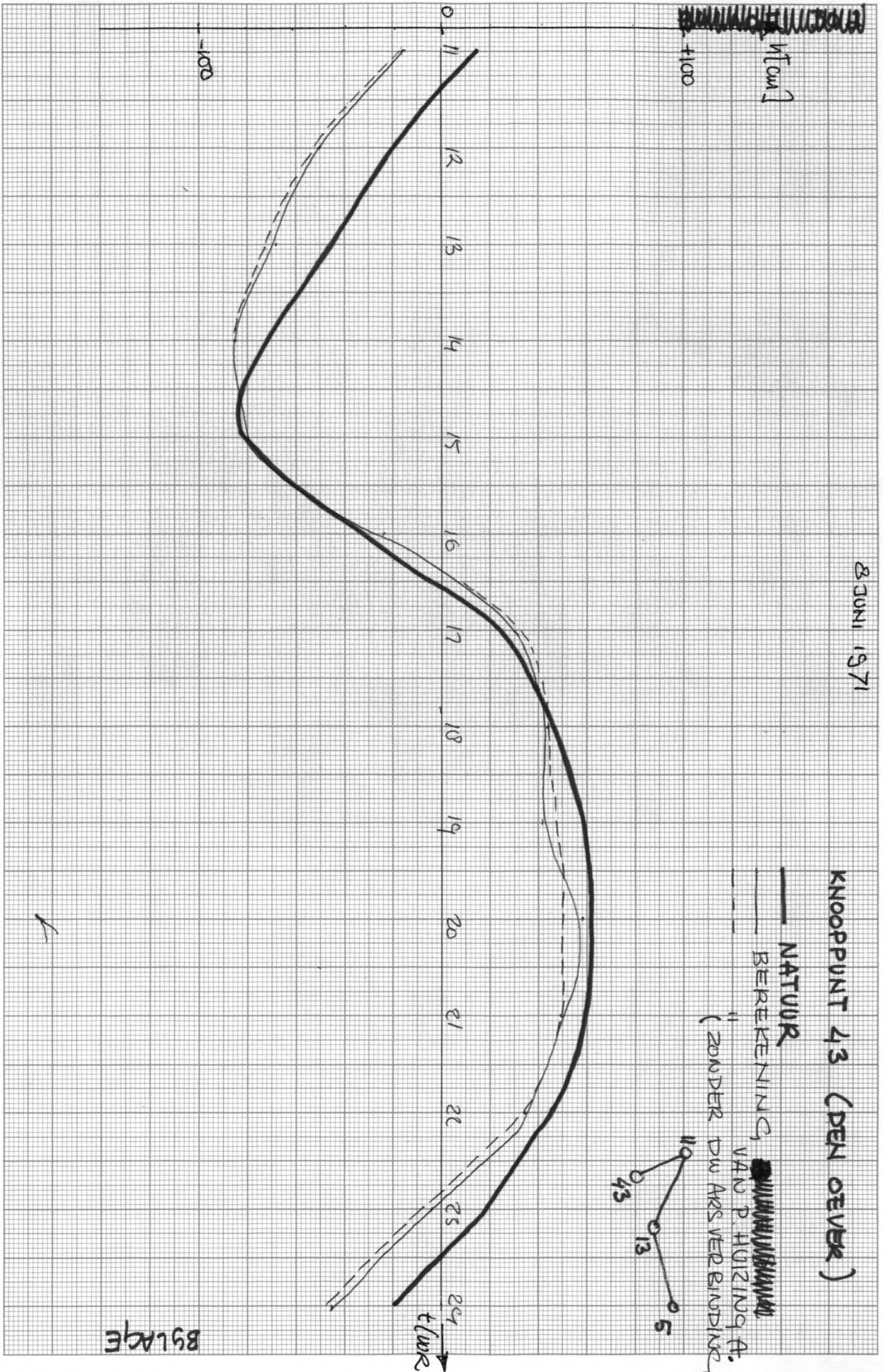
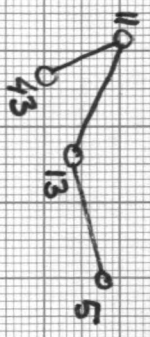
--- P.H. KNPT. 75



8 JUNI 1971

### KNOOPPUNT 43 (DEEN OEVER)

— NATUUR  
 - - - - - BEREKENING  
 " " " " " VAN P. HORIZING A.  
 (ZONDER DE ARS VERBINDING)



B91ACE

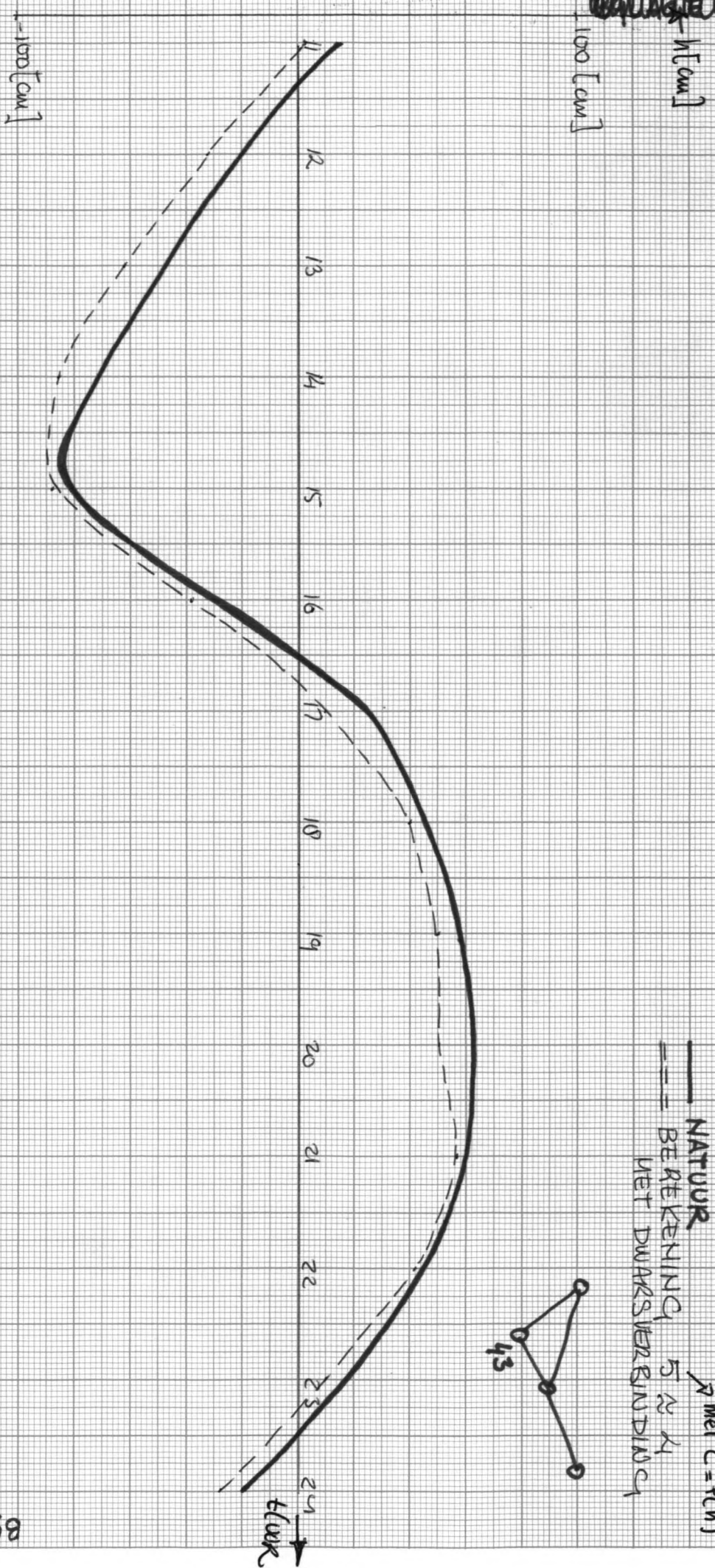
VERPLAASSELING

8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 43 (DEN OEVER)

— NATUUR  
 - - - BEREKENING 5 N 41  
 MET DWARSVERBONDING

met  $C = f(h)$

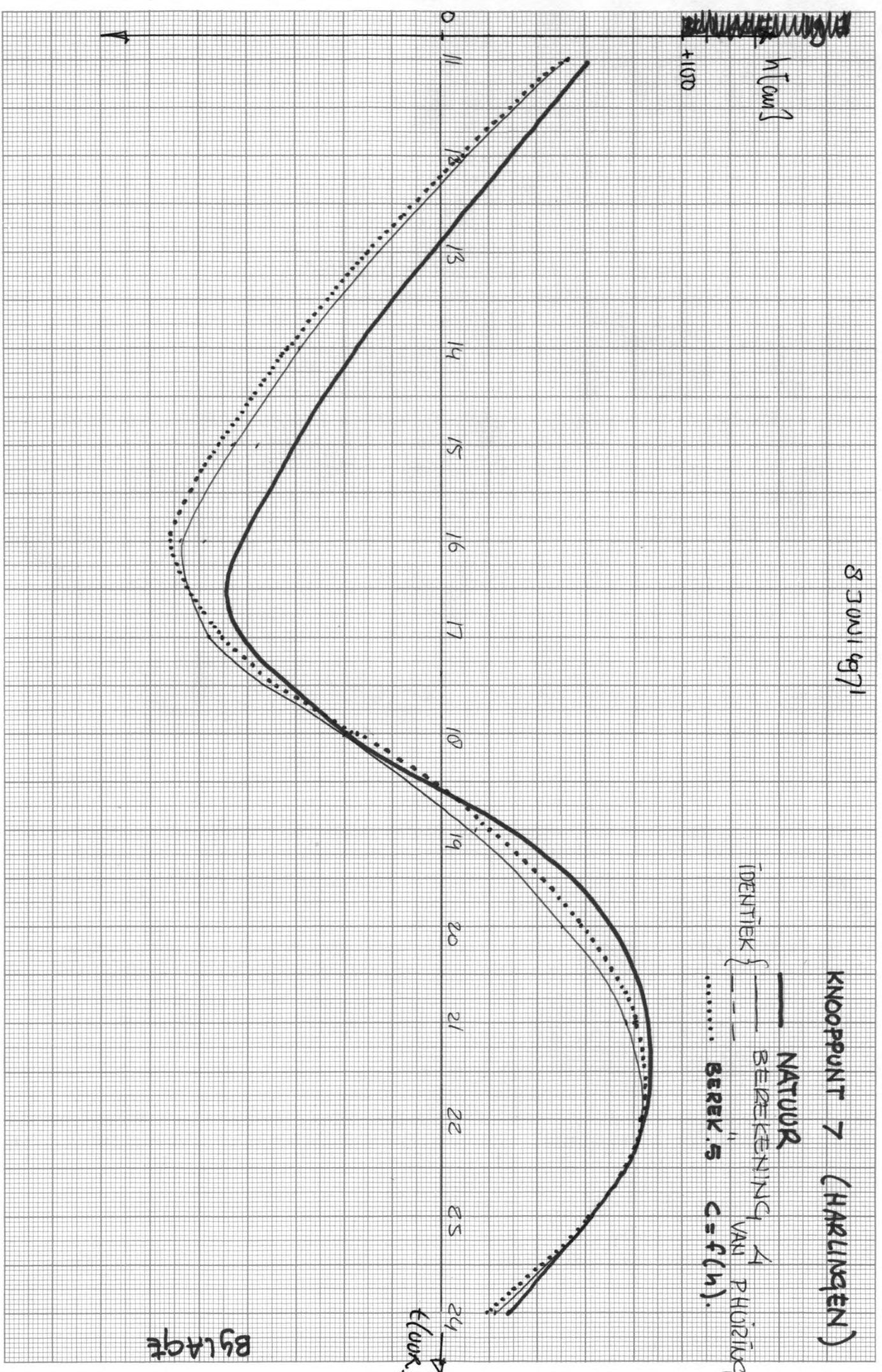


BsLAGE

8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 7 (HARLINGEN)

IDENTIEK {   
 ——— NATUUR   
 ——— BEREKENING VAN PHIZIENGA   
 ..... BEREK.5  $C=f(h)$ .

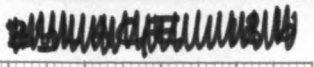


h [cm]

+1000

t (uur)

Bylage



8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 6 (KORNWERPERDEZAND)

— NATUUR

..... BEREKENING 6

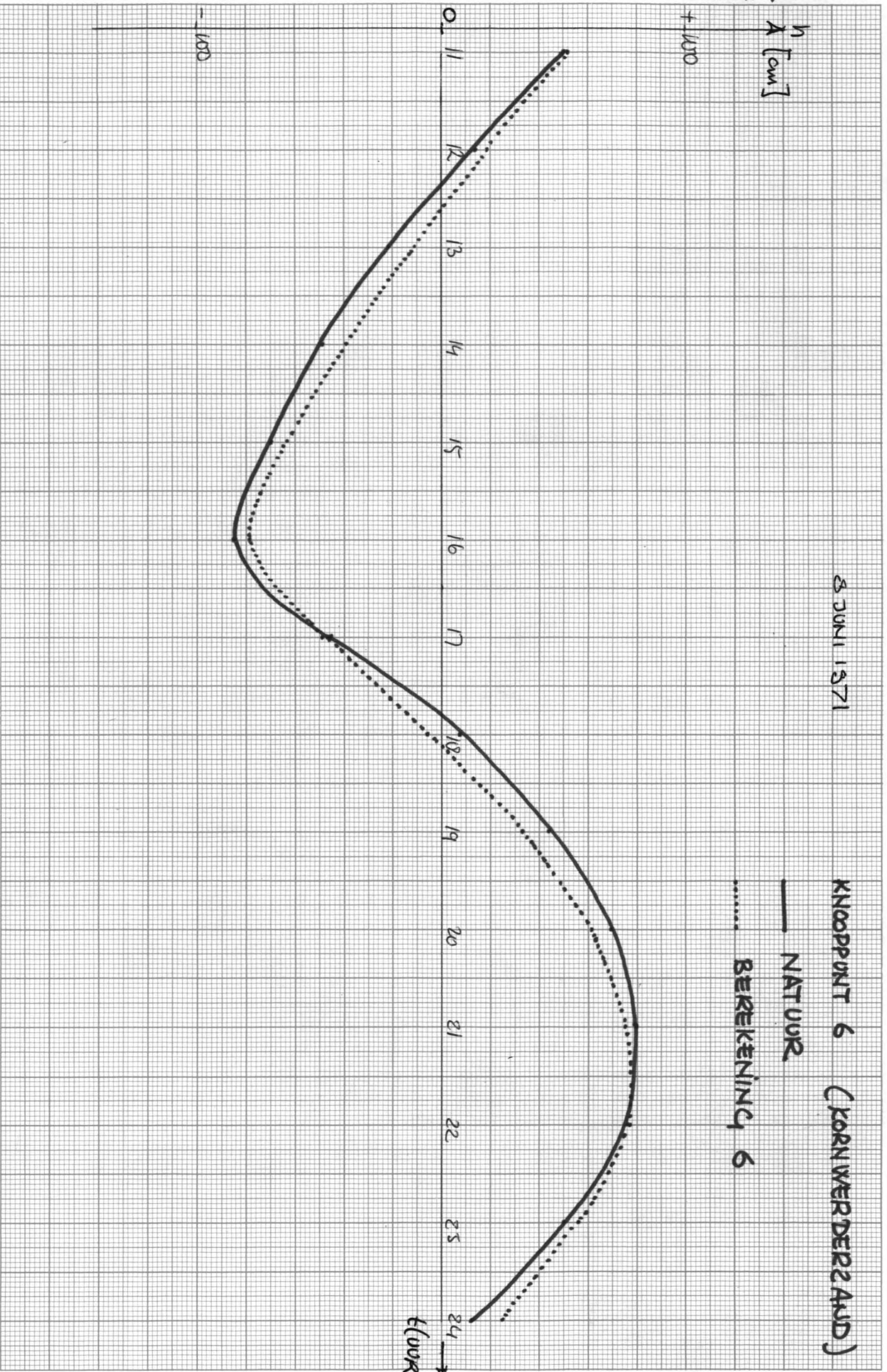
$h$   
 $\lambda$  [cm]

+1000

-1000

11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 25 24

(vloer) →

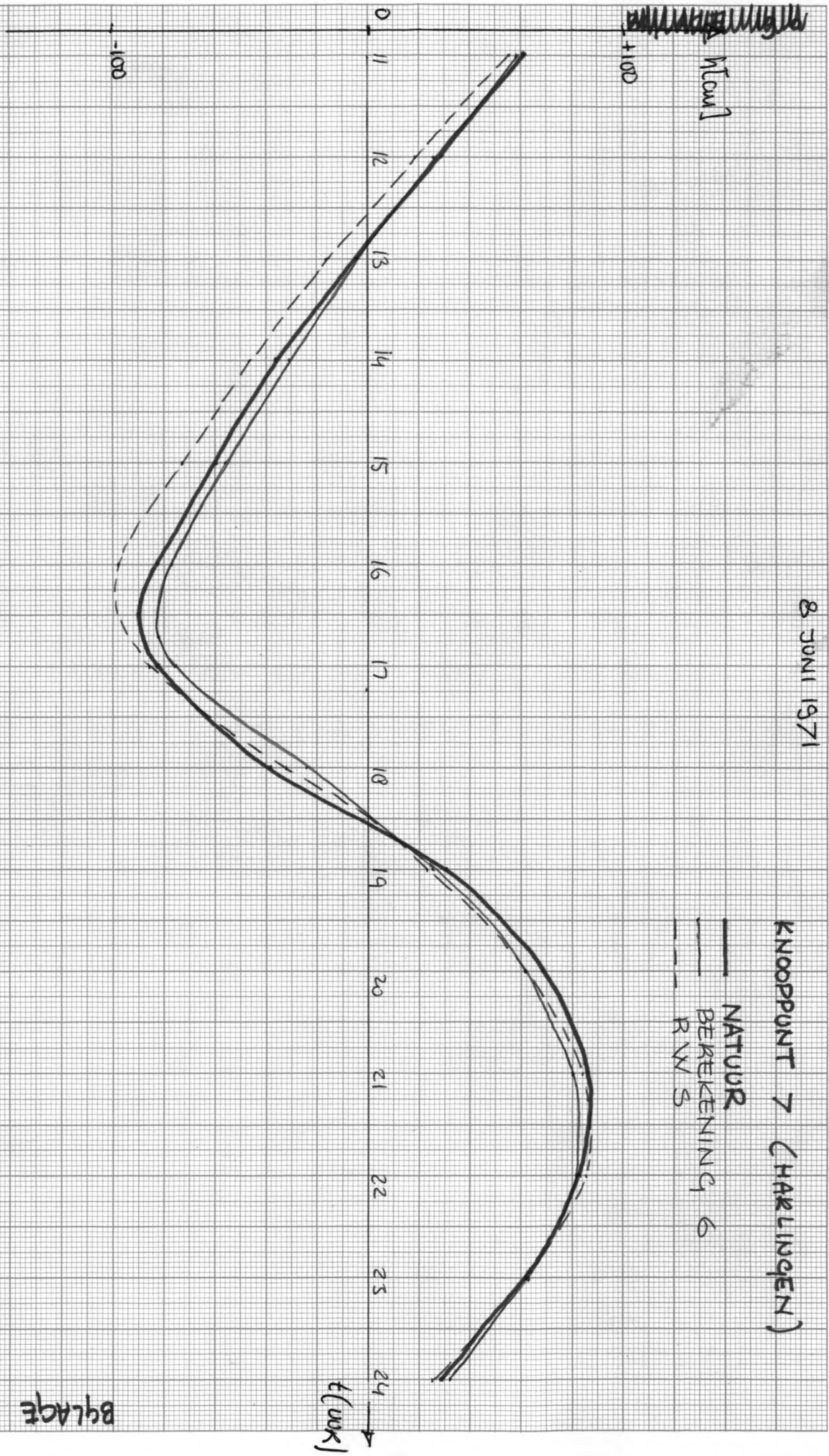


3

8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 7 (CHARLINGEN)

——— NATUR  
 ——— BEREKENING 6  
 - - - R W 5



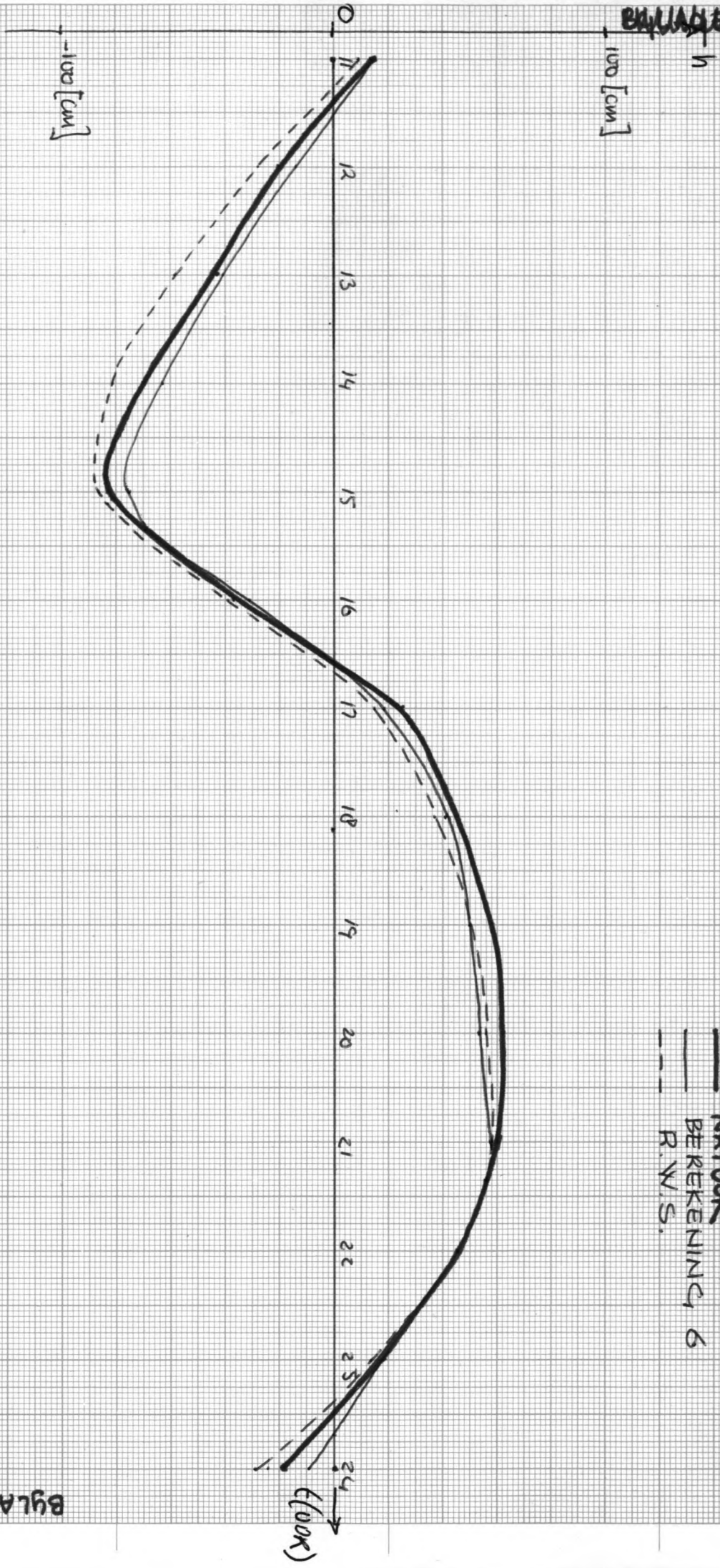
Bylage

BYLAG 30C

8 JUNI 1971

### KNOOPPUNT 43 (DEN OEVER)

- NATUUR
- BEREKENING, 6
- - - R.W.S.



BYLAG 30C

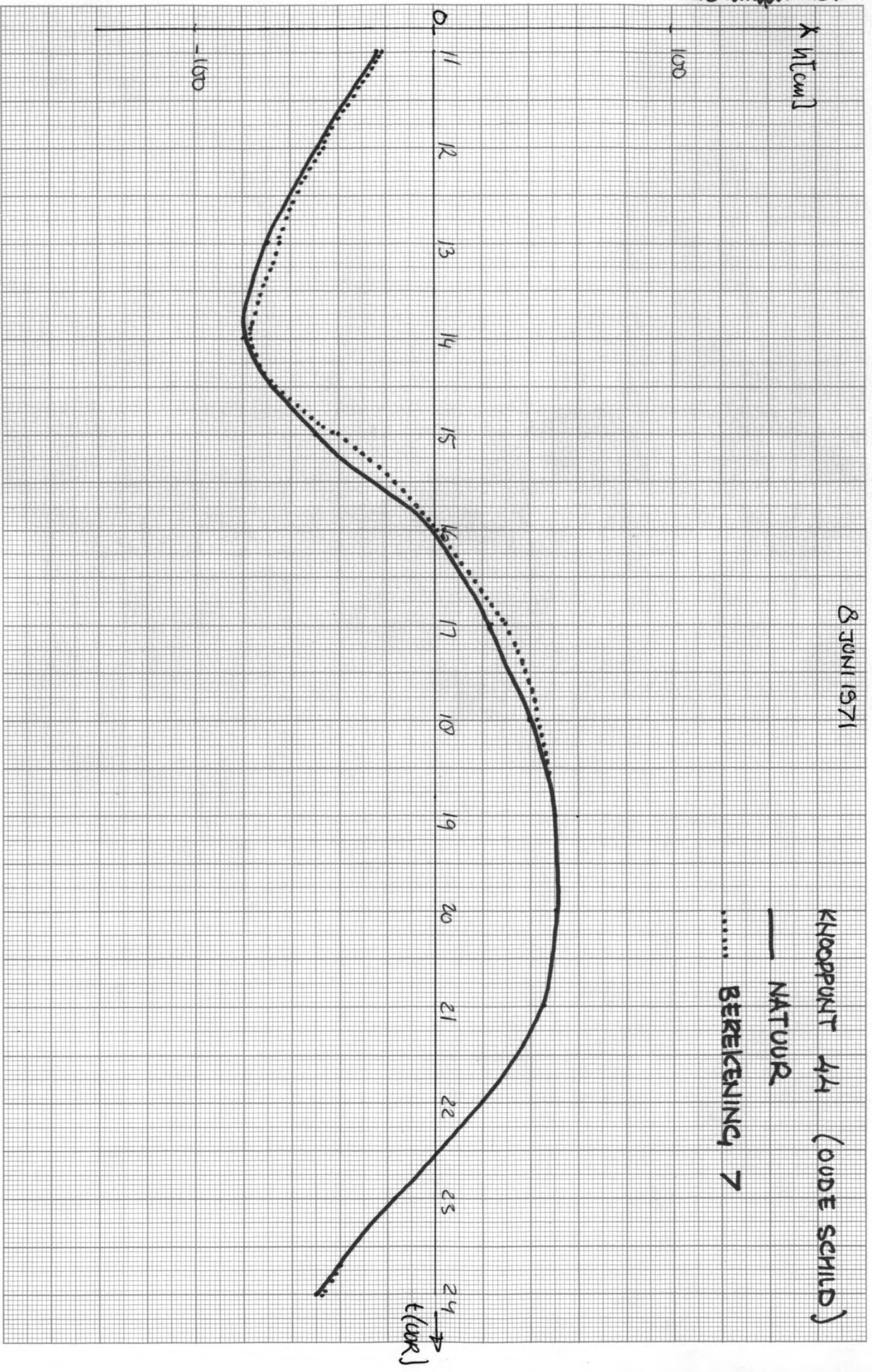
WINDRIJTERS

8 JUNI 1971

KHOOPUNT 44 (OUDE SCHILD)

— NATUUR

..... BEREKENING 7





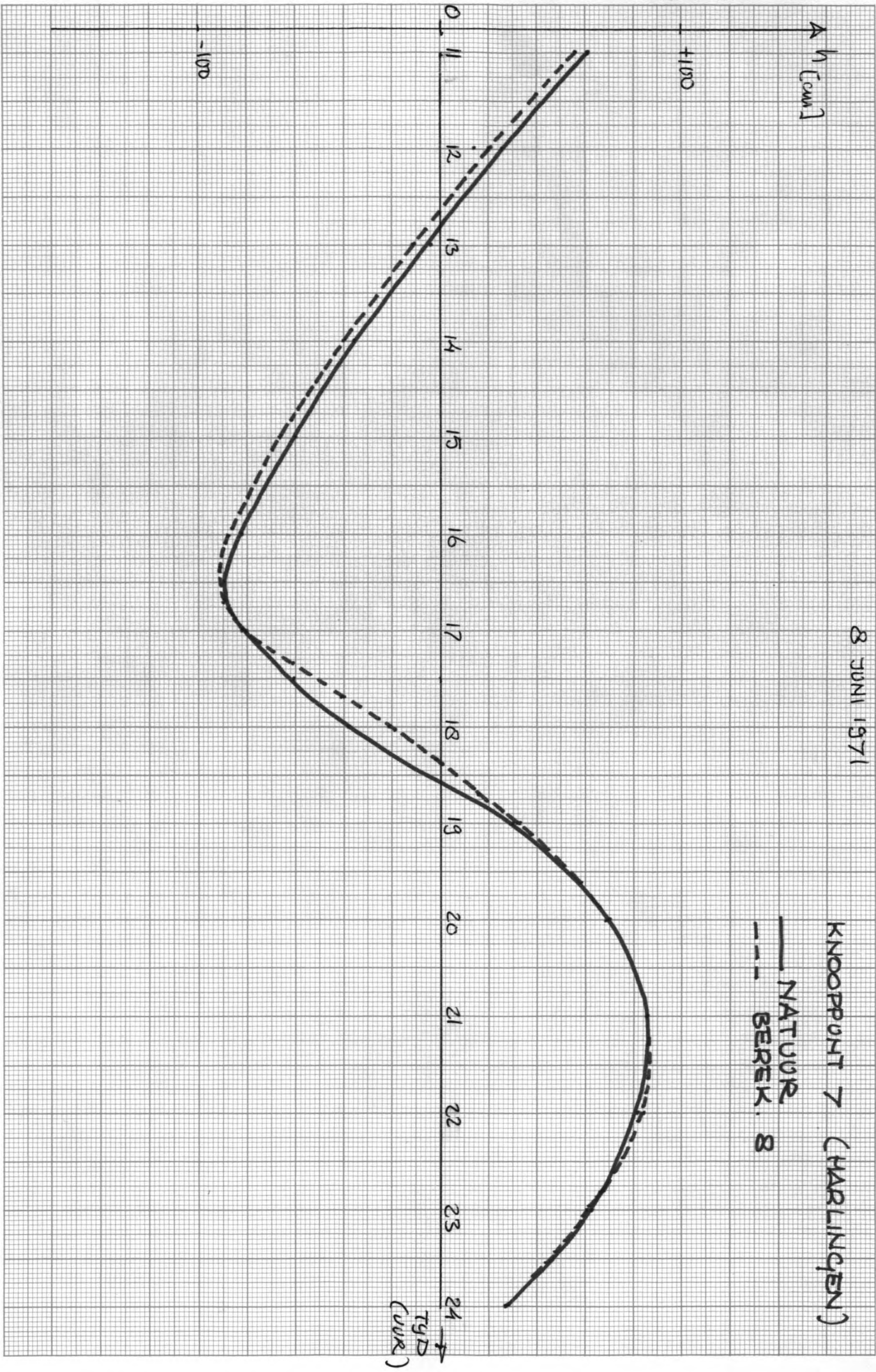


BRUNNEN

8 JUNI 1971

KNOOPPUNT 7 (HARLINGEN)

— NATUUR  
- - - BEREK. 8

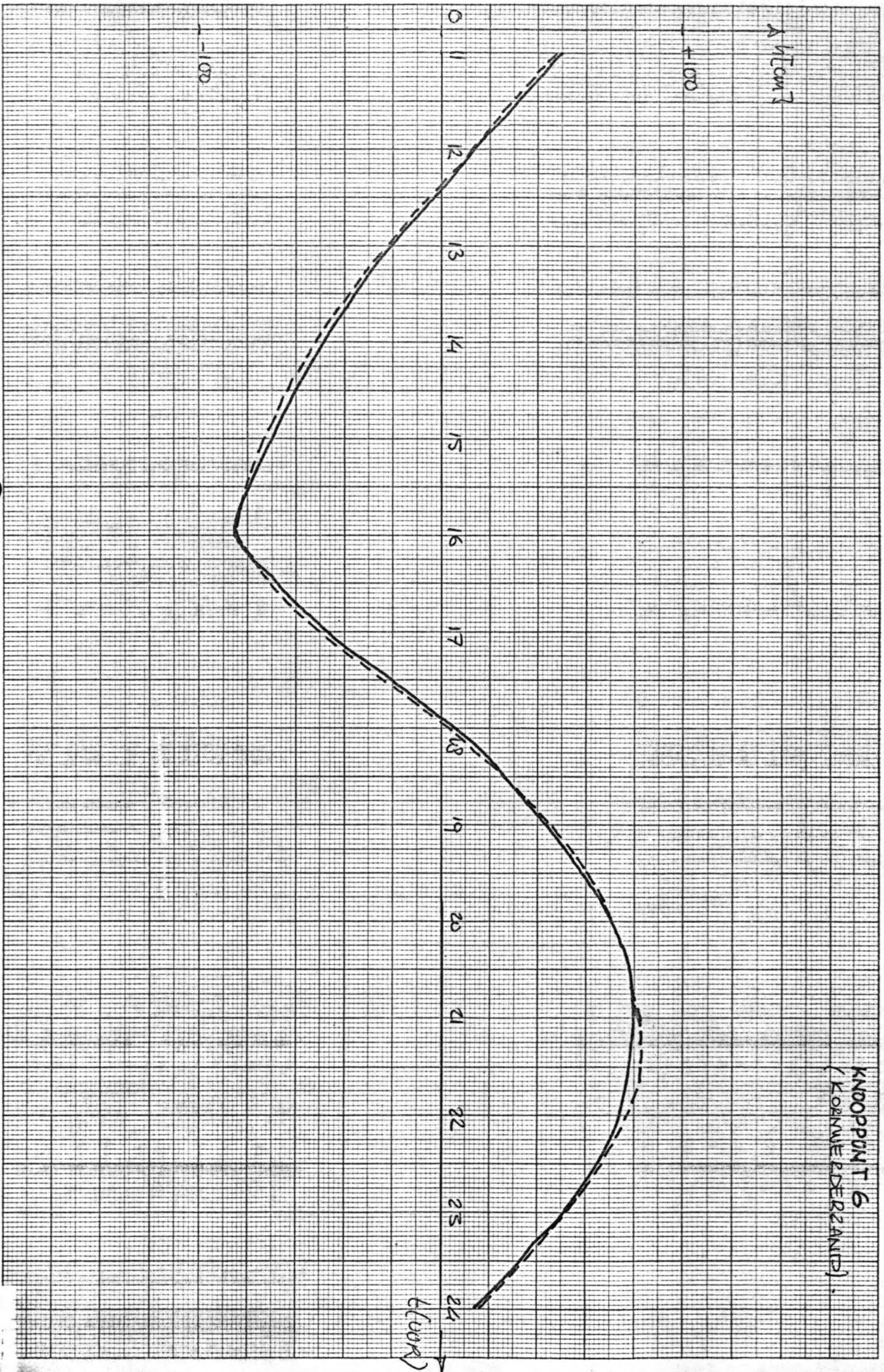


tyd  
(uur)



A Hcam 3

KNOOPPUNT 6  
(KORNWEDERLAND)

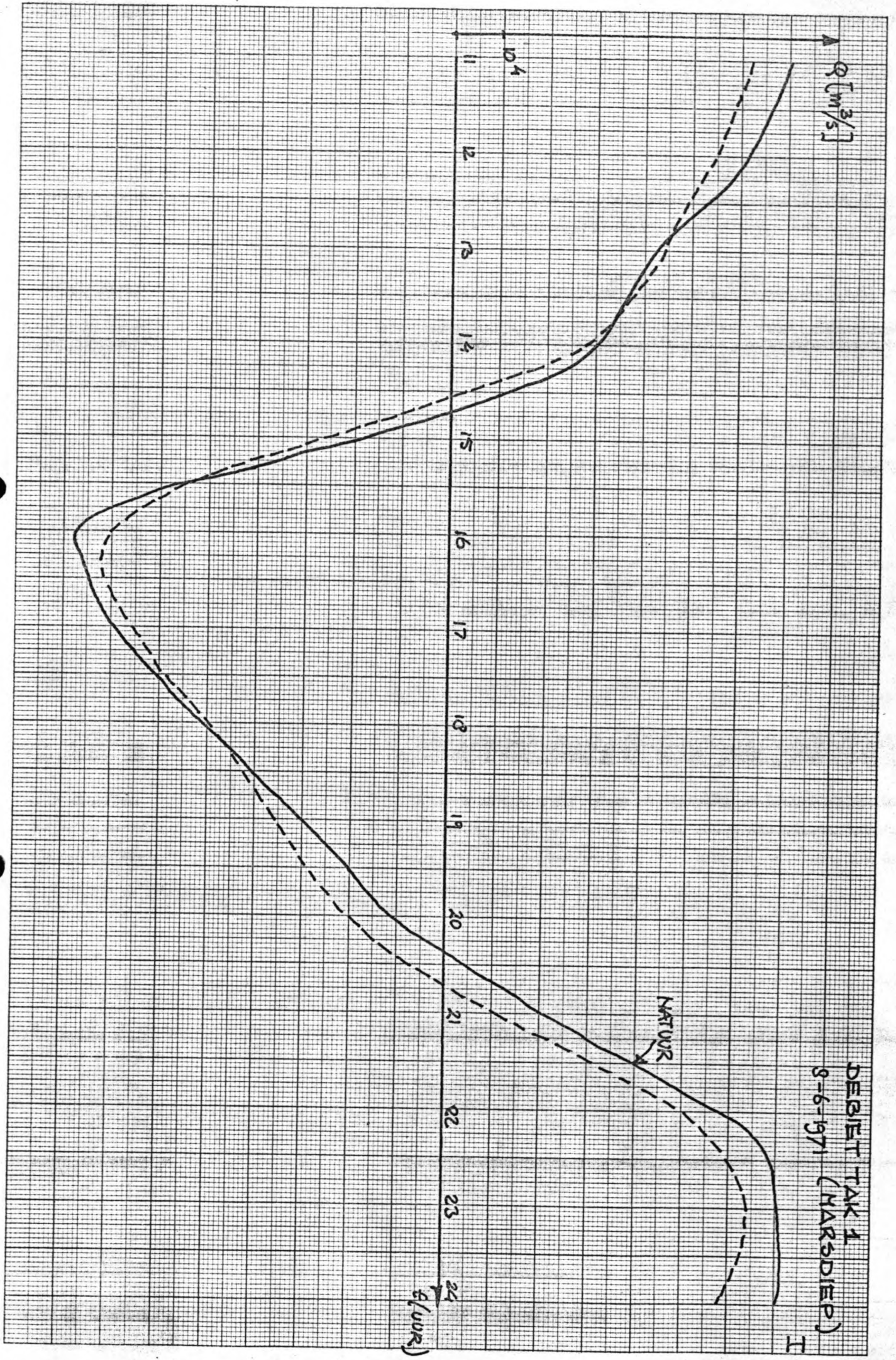


(Floor)

= BIJLAGE 3. =

INHOUDENDE:

8 horizontale getijkrommes.



$Q [m^3/s]$

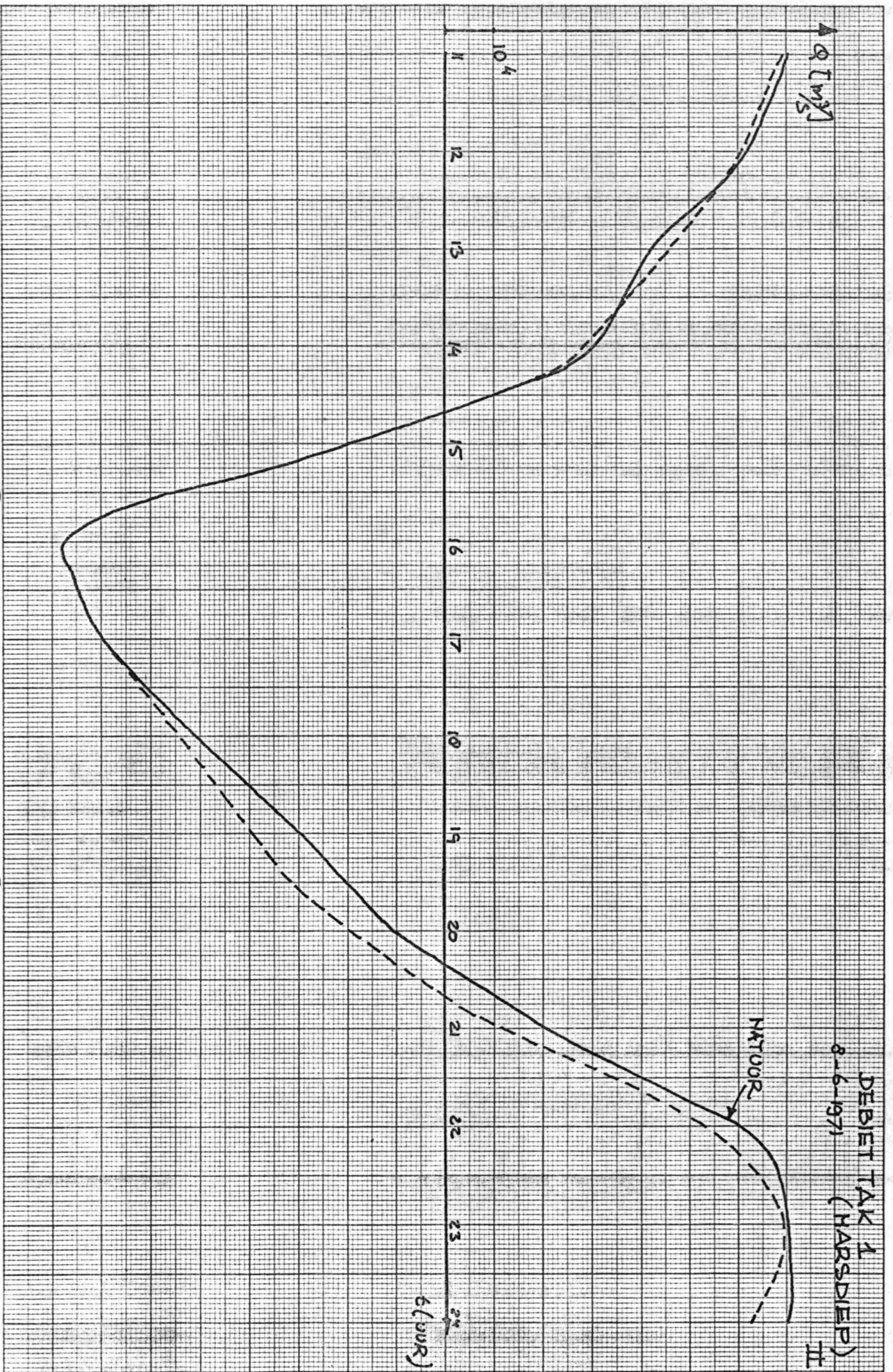
10.4

11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24

DEBIT TAK 1  
(HARSDIEP)  
8-6-1971

NATUUR

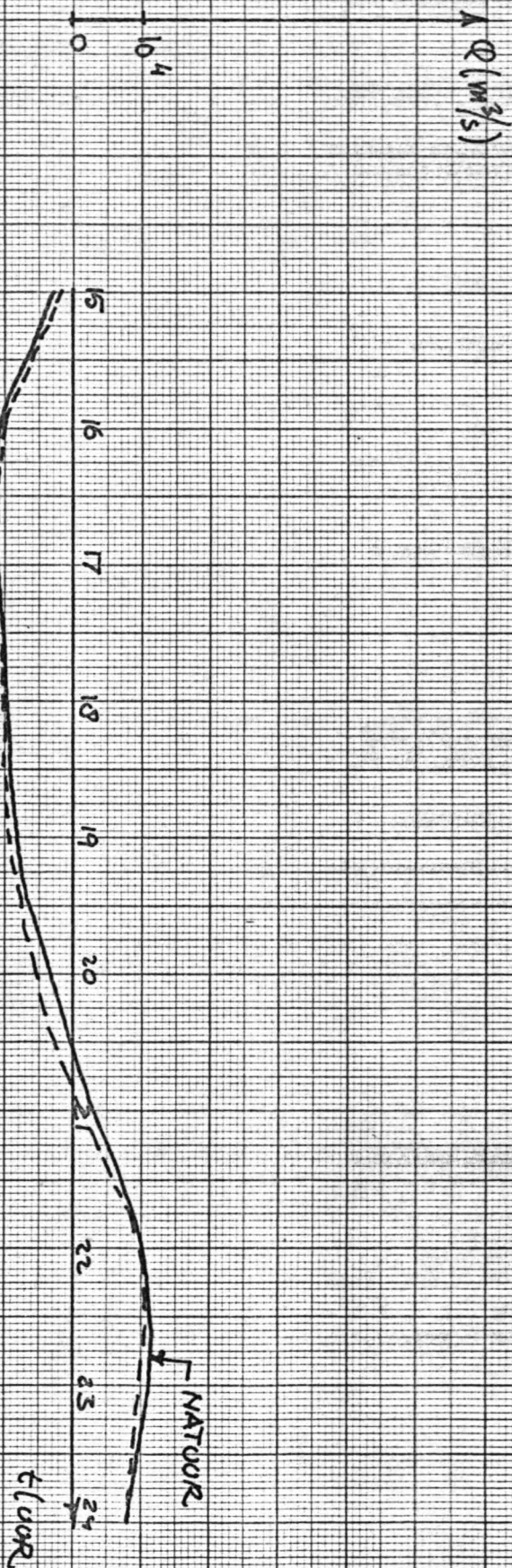
6 (uur)



DEBIET TAK 16,17  
(EIERLANDE CAT)

8-6-1971

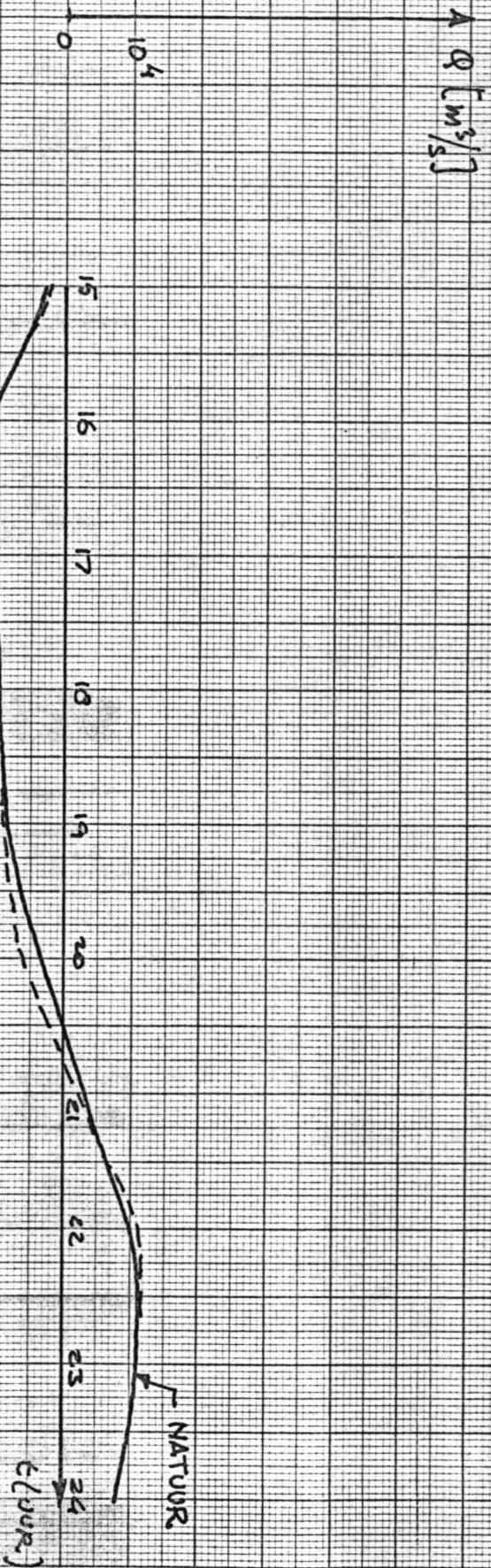
I





DEBIET TAK 16,17  
(EIERLANDSE GAT)  
8-6-1971

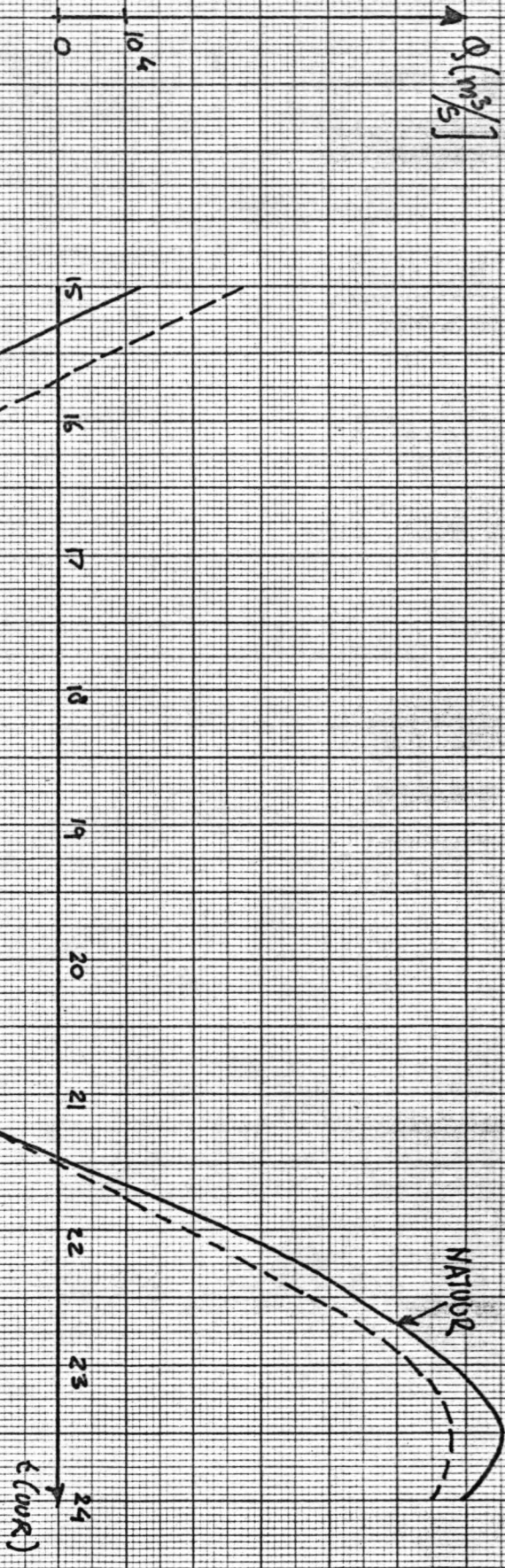
II



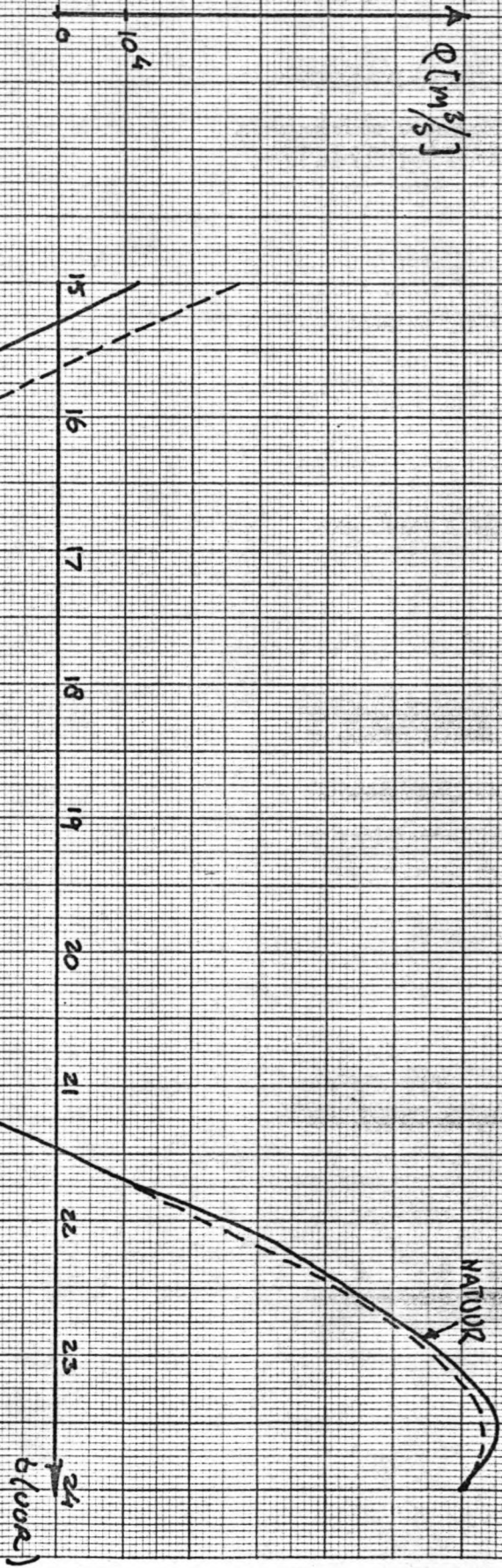
DEBIT TAK 18,29,25,43  
(ZEECAT V.H.V.I.E)

8-6-1971

I

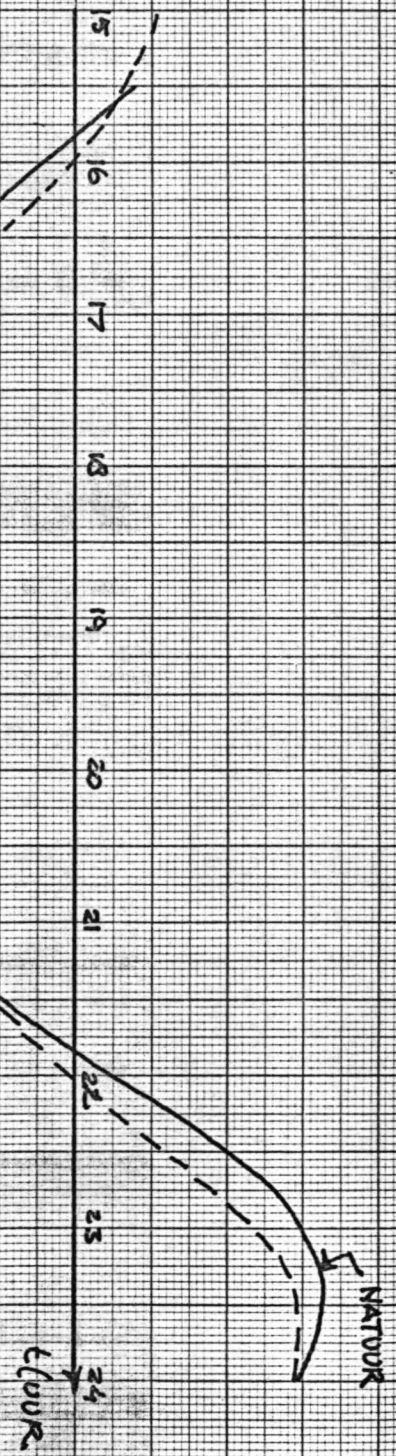


DEBIT TAK 18,19,25,48  
(KEBAGAI V.H.VLIE)  
8-6-1971  
II



DEBIET TAK 29.47 I  
(BORNDIEP)  
8-6-1971

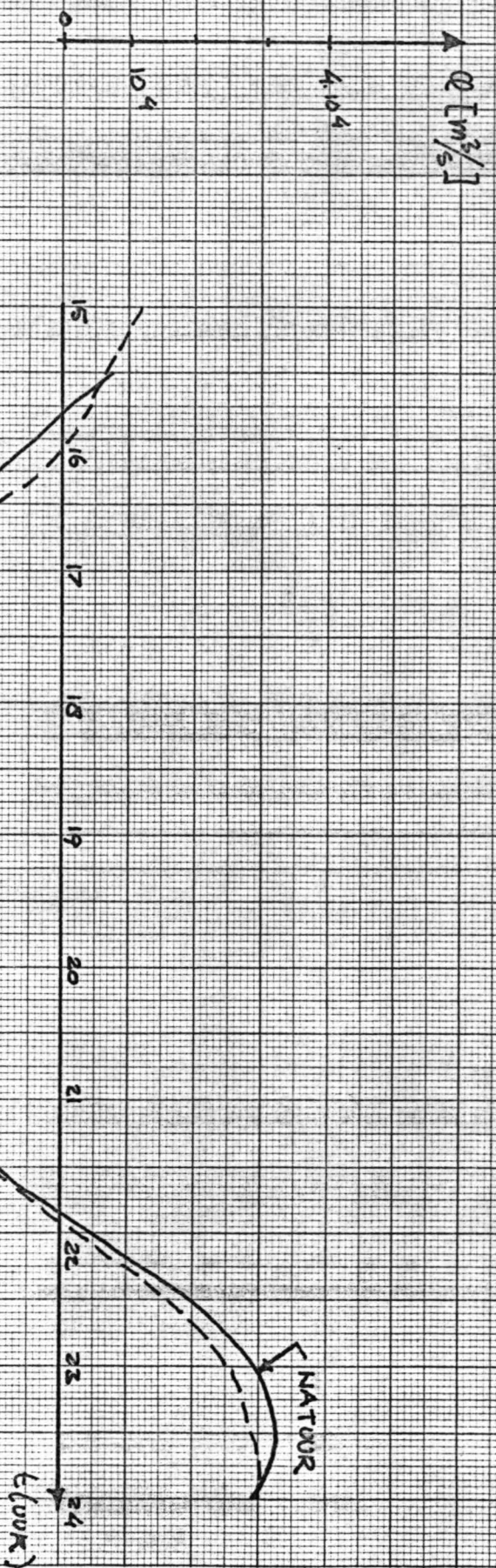
$Q (M^3/s)$   
0  
10<sup>4</sup>



DEBIET TAK 29,47  
(GONDIEP)

8/6-1971

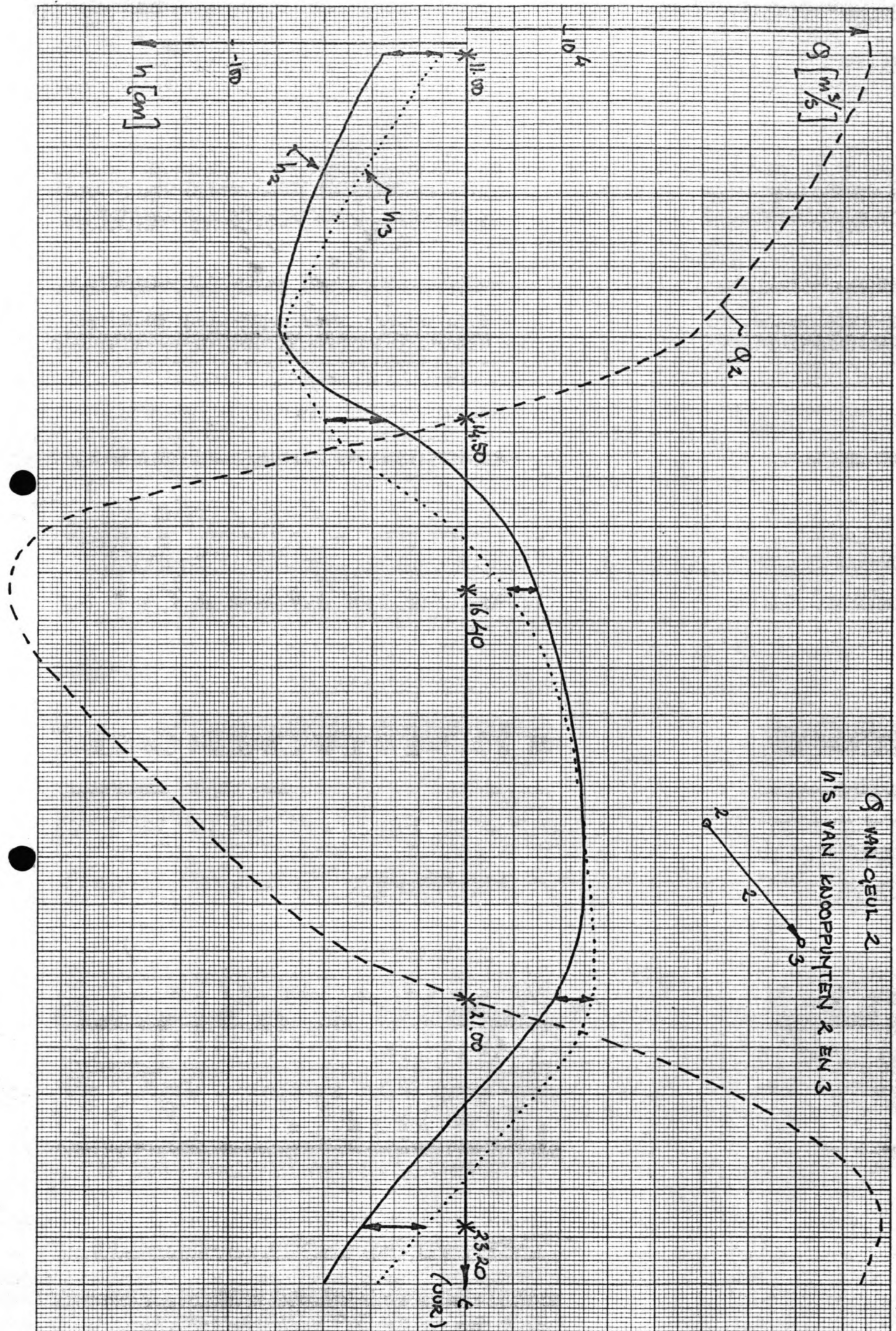
II

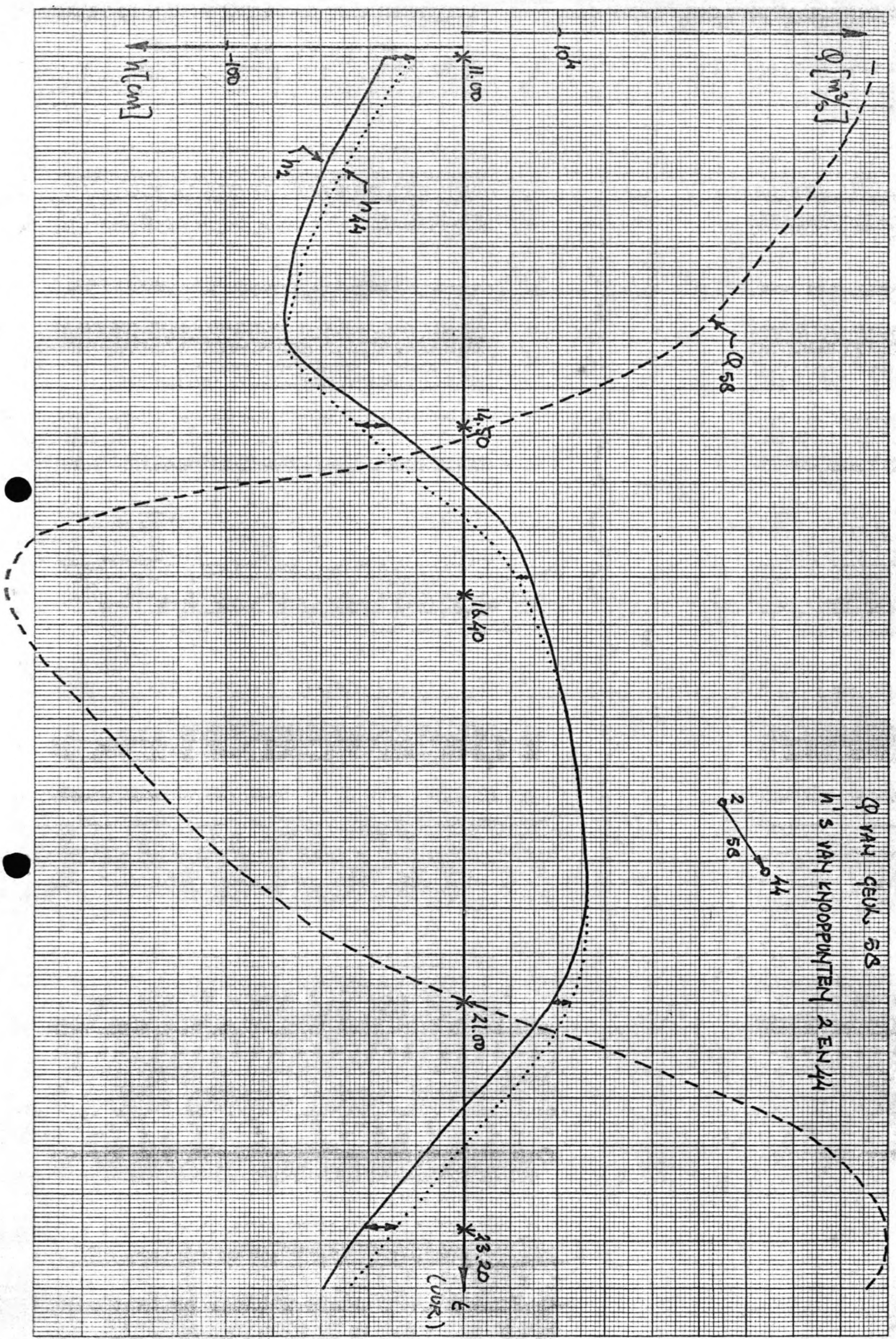


= BIJLAGE 4. =

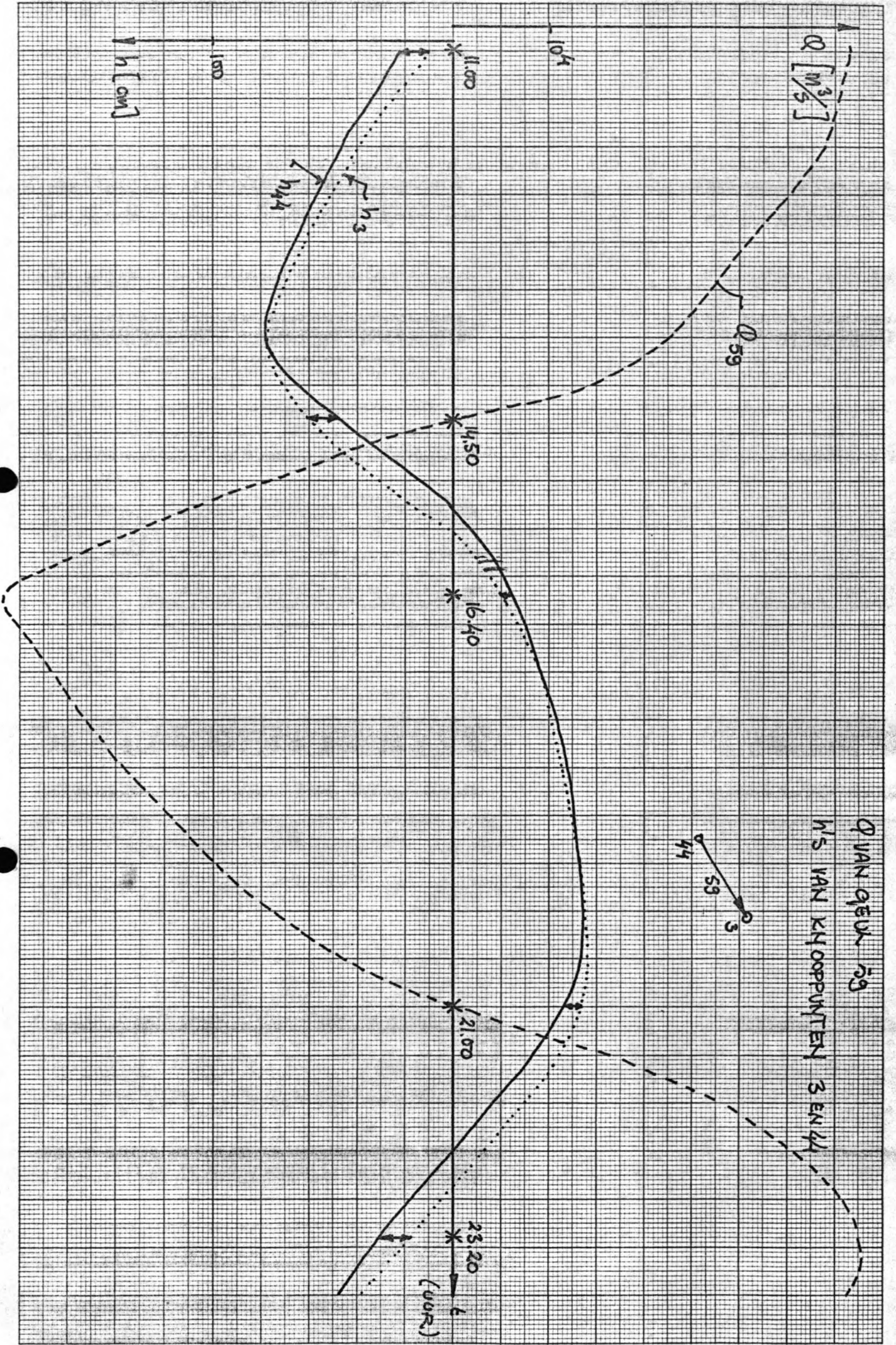
INHOUDENDE:

Gegevens contrôleberekeningen.









Q VAN QEUW 59  
 h's VAN KHOOPTENTEN 3 EN 44

23.20  
 (uur)

GEGEVENS CONTROLEBEREKENING  
HOOFDSTUK IV §5.

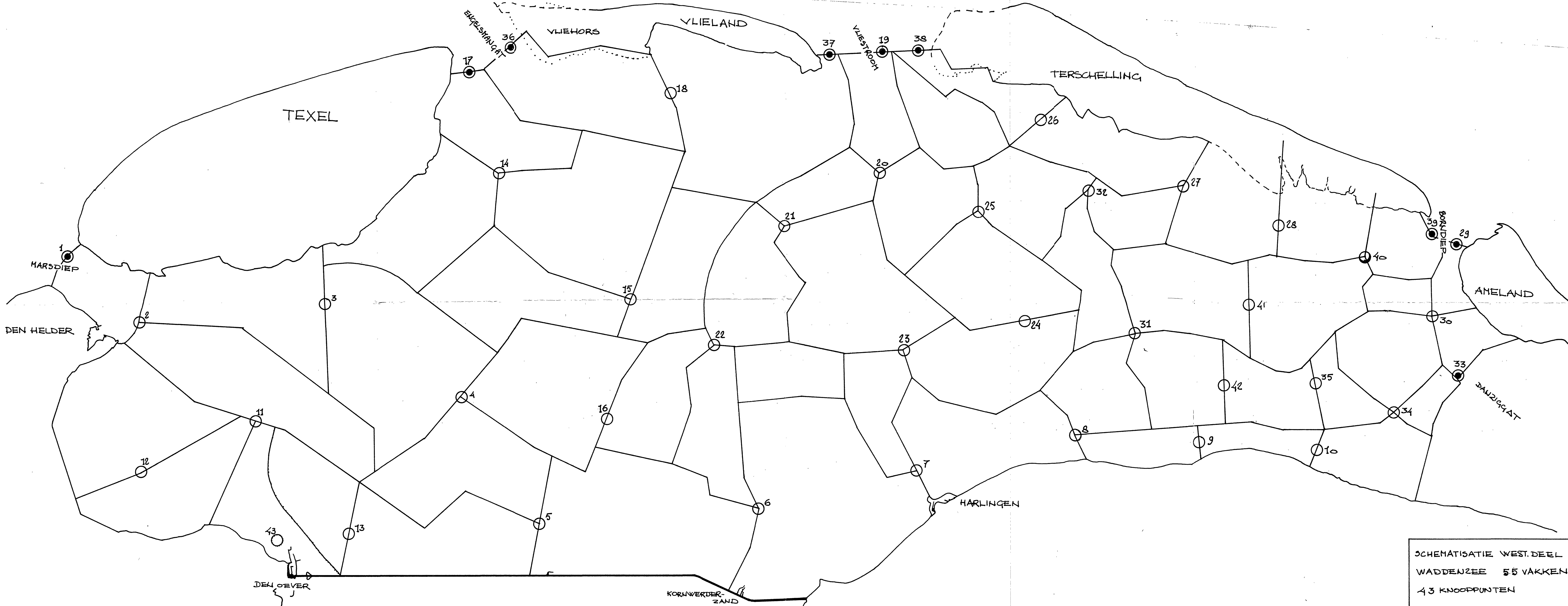
$\Delta x$	C	A	h	Q	$\frac{\partial Q}{\partial C}$	uur	tak
[m]	[m <sup>1/2</sup> /s]	10 <sup>3</sup> [m <sup>2</sup> ]	[m]	10 <sup>2</sup> [m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3/2</sup> ]	11.00	
10460	44.2	44.70	19.78	-430,6	~0	14,80	2
"	/	45,40	/	~0	+11,80	14,50	"
"	62	46,20	20,24	480,6	~0	16,40	"
"	/	46,75	/	~0	-7,05	21,00	"
"	43,7	44,5	19,72	-437,2	~0	23,20	"
5230	43,7	44,50	19,73	-436	~0	11,00	58
"	/	45,10	/	~0	+14,04	14,50	"
"	62	46,23	20,28	401,5	~0	16,40	"
"	/	46,60	/	~0	-7,25	21,00	"
"	43,7	44,25	19,64	-443,5	~0	23,20	"
5230	44	44,94	19,94	-418,2	~0	11,00	59
"	/	43,60	/	~0	+10,98	14,50	"
"	62	46,06	20,22	468,8	~0	16,40	"
"	/	46,87	/	~0	-6,80	21,00	"
"	43	44,70	19,78	-424,1	~0	23,20	"

GEGEVENS CONTROLE BEREKENING  
HOOFDSTUK IV, § 5

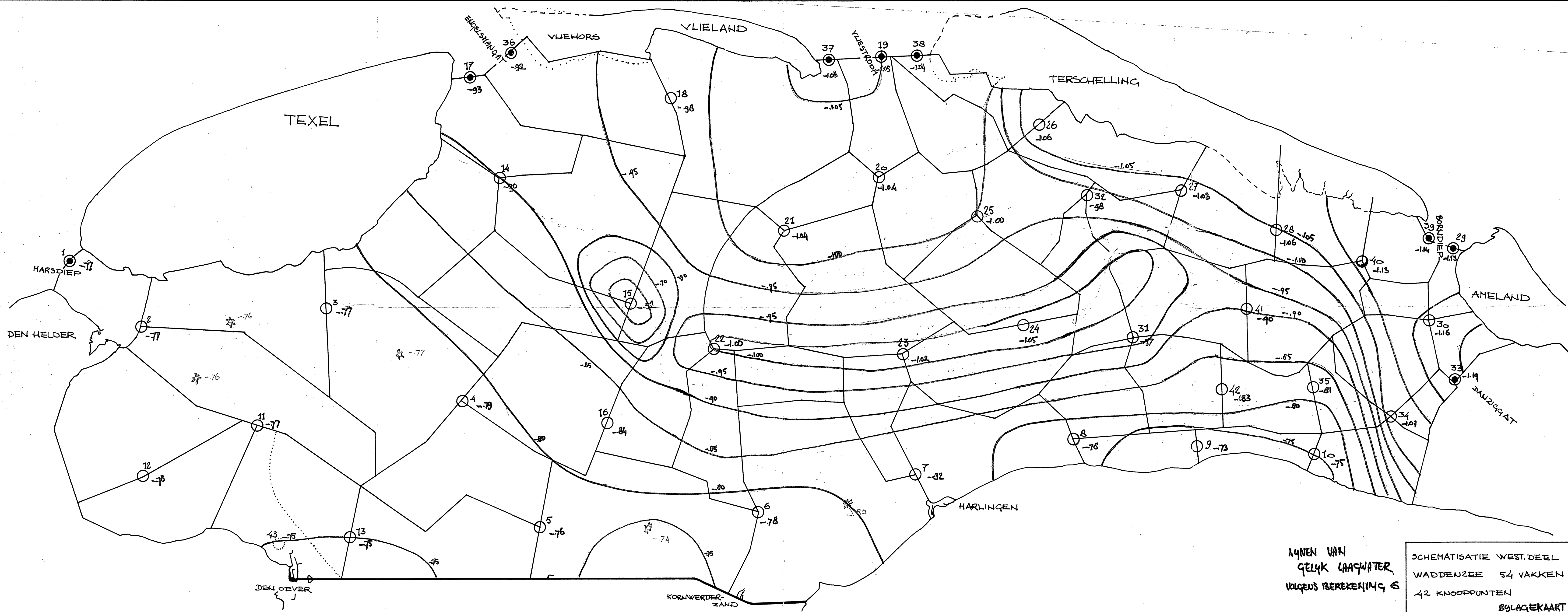
$Q_5$	$Q_{37}$	$\frac{\partial h}{\partial t}$	$b \cdot \Delta x$	$Q_6$	uur
$[m^3/s]$	$[m^3/s]$	$10^{-4} [m^3/s]$	$10^5 [m^2]$	$[m^3/s]$	
-12.670	-2280	-0,875	1035,5	-5880	12.00
-7.970	-2140	-0,625	1035,5	-3810	15.00
20.600	2070	+1,210	1035,5	10.150	18.00

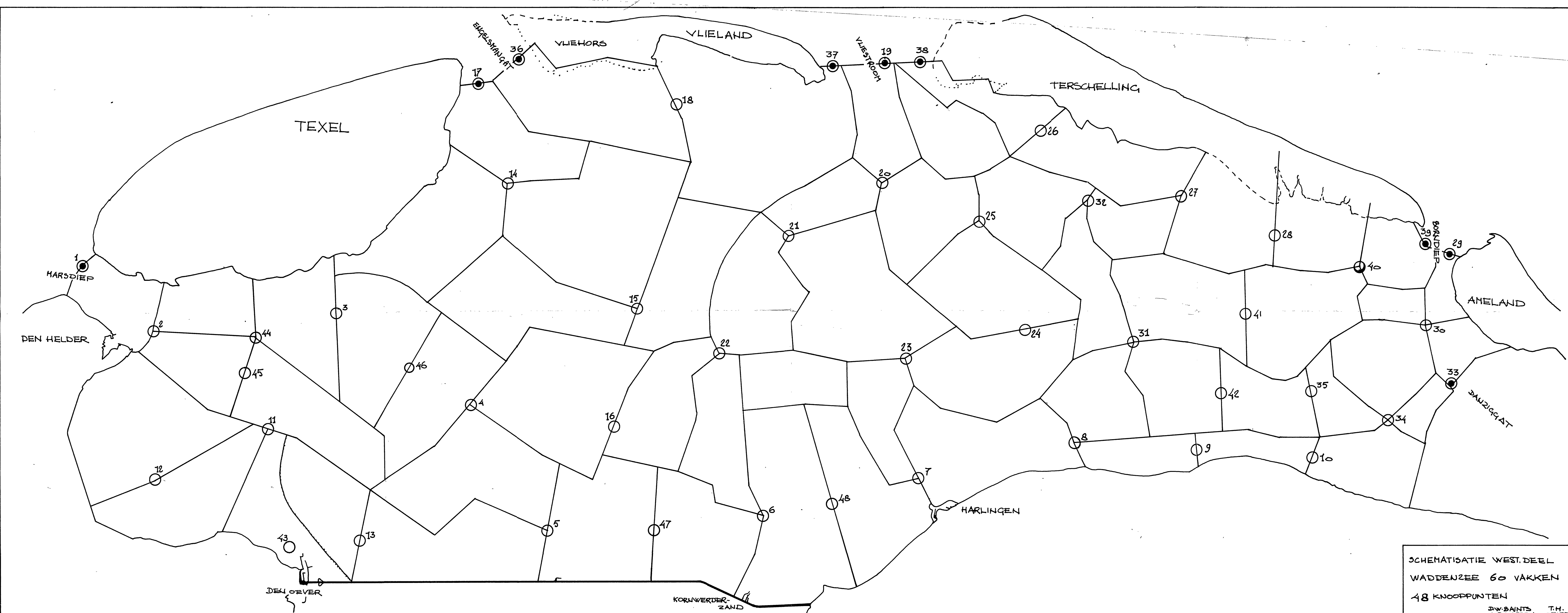
INHOUDENDE:

Kaarten van het beschouwde gebied.

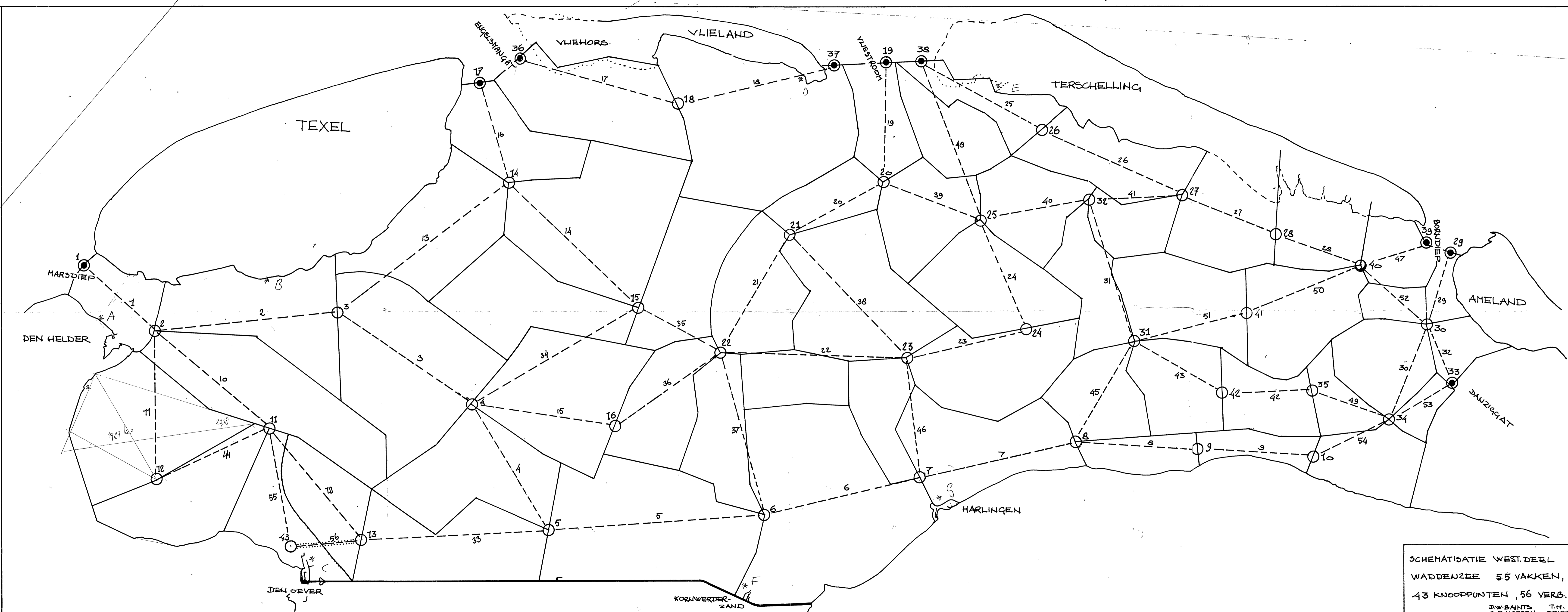


SCHEMATISATIE WEST DEEL  
 WADDENZEE 55 VAKKEN  
 43 KNOOPPUNTEN



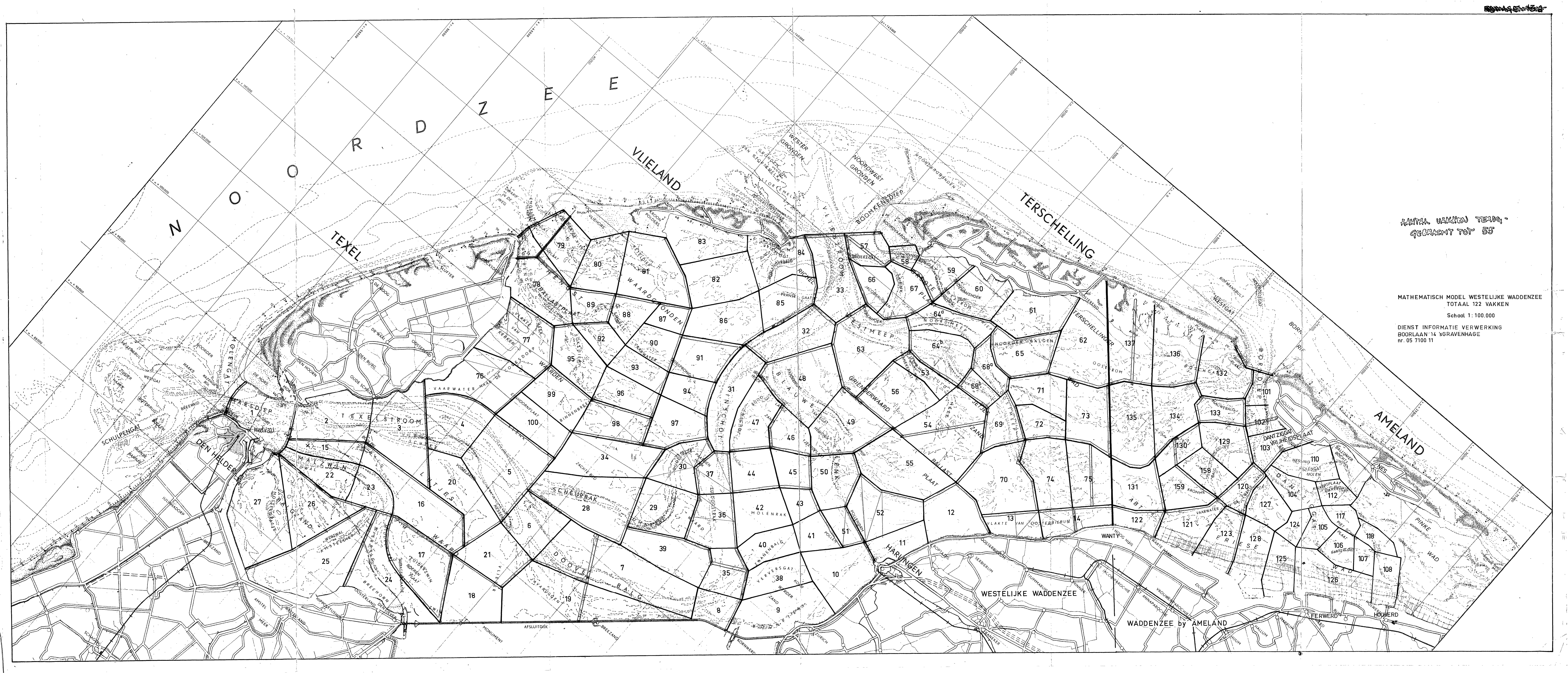


SCHEMATISATIE WEST. DEEL  
 WADDENZEE 60 VAKKEN  
 48 KNOOPPUNTEN  
 D.V. BAINTS T.H.  
 J.P. NOPPEN BEUFT



SCHEMATISATIE WEST DEEL  
 WADDENZEE 55 VAKKEN,  
 43 KNOOPPUNTEN, 56 VERB.  
 D.W. BANTS T.H.  
 J.P. NOPPEN BELFT





AANTAL VAKKEN TOTAAL  
GECEMPT TOT 55

MATHEMATISCH MODEL WESTELIJKE WADDENZEE  
TOTAAL 122 VAKKEN  
Schaal 1:100.000  
DIENST INFORMATIE VERWERKING  
BOORLAAN 14 'S GRAVENHAGE  
nr. 05 7100 11

