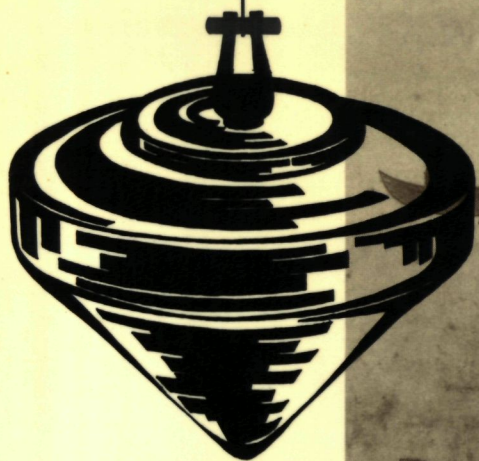
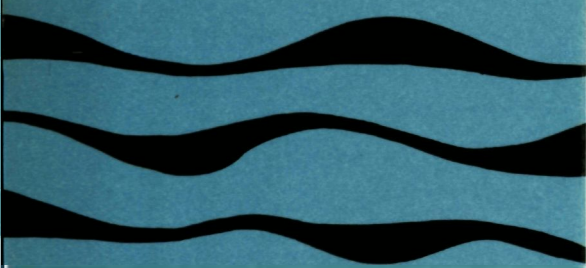
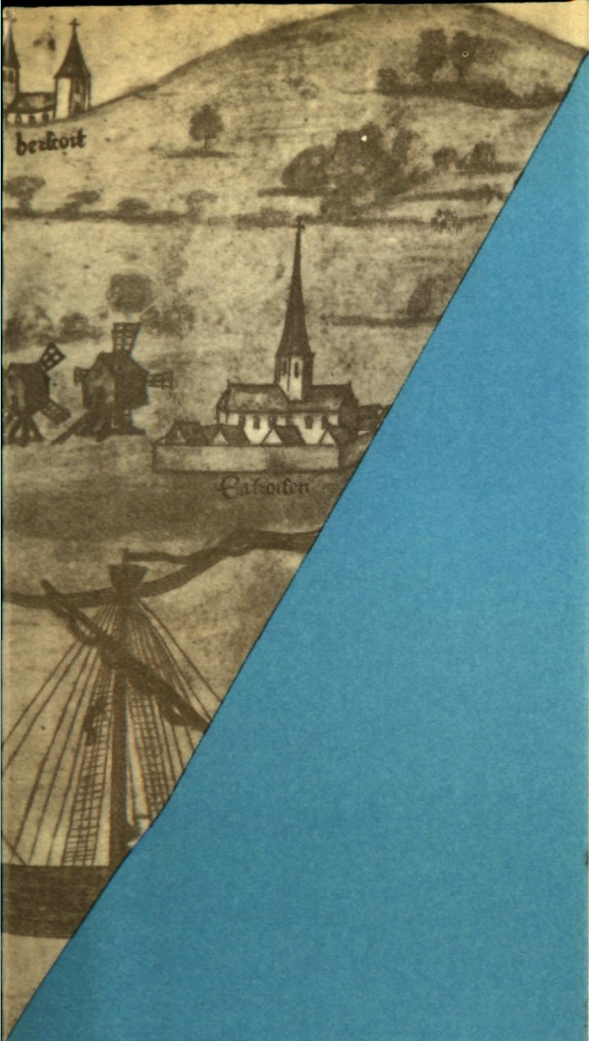


23
Waterbouwkundig
Laboratorium
laboratoire
de recherches
hydrauliques

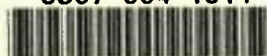
VORDERING VAN DE STUDIES ETAT D'AVANCEMENT DES ETUDES 1965





RW

0307 004 1811



WATERBOUWKUNDE LABORATORIUM
BIBLIOTHEEK

36 31²³

LABORATOIRE de RECHERCHES HYDRAULIQUES
BIBLIOTHEQUE

ETAT D'AVANCEMENT DES PRINCIPALES
ETUDES

—

VORDERING DER VOORNAAMSTE STUDIES

—

1965

—

155925

03001 .

Ministerie van Openbare Werken - Bruggen & Wegen - Bestuur der Waterwegen

Waterbouwkundig Laboratorium

te

Borgerhout-Antwerpen

Laboratoire de Recherches Hydrauliques

de

Borgerhout-Anvers

Ministère des Travaux Publics - Ponts & Chaussées - Administration des Voies Hydrauliques

VORDERING DER VOORNAAMSTE - ETAT D'AVANCEMENT DES PRINCIPALES
STUDIES ETUDES

1 9 6 5

A. STERLING

**Hoofdingenieur-Directeur van Bruggen
en Wegen-Directeur van het Laboratorium.**

**Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et
Chaussées-Directeur du Laboratoire.**

*

*

*

O. D'HEYGERS

**Hoofdingenieur-Directeur bij het Ministerie
van Openbare Werken.**

**Ingénieur en chef-Directeur au Ministère
des Travaux Publics.**

P. ROOVERS

**Hoofdingenieur-Directeur van Bruggen
en Wegen.**

**Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et
Chaussées.**

F. VERBIST

**Eerstaanwezend Ingenieur van Bruggen en
Wegen-Hoofd van Dienst.**

**Ingénieur principal des Ponts et Chaussées-
Chef de Service.**

J. THEUNS

**Eerstaanwezend Ingenieur van Bruggen en
Wegen-Hoofd van Dienst.**

**Ingénieur principal des Ponts et Chaussées-
Chef de Service.**

G. CLAEYS

**Eerstaanwezend Ingenieur van Bruggen en
Wegen-Hoofd van Dienst.**

**Ingénieur principal des Ponts et Chaussées-
Chef de Service.**

A. MERTENS

**Ingenieur bij het Ministerie van Openbare
Werken.**

Ingénieur au Ministère des Travaux Publics.

I. COEN

Ingenieur van Bruggen en Wegen.

Ingénieur des Ponts et Chaussées.

E. SMETS

Ingenieur van Bruggen en Wegen.

Ingénieur des Ponts et Chaussées.

VORDERING DER VOORNAAMSTE
STUDIES

ETAT D'AVANCEMENT DES PRINCIPALES
ETUDES

INHOUDSTAFEL

TABLE DES MATIERES

EERSTE AFDELING
MODELSTUDIES

PREMIERE SECTION
ESSAIS SUR MODELES

	page bladz.
I. <u>VERBETERINGSWERKEN OP DE SCHELDE IN DE OMGEVING VAN BATH EN BIJ DE BOCHT VAN WALSOORDEN.</u>	1
A. INLEIDING.	1
B. DE OMGEVING VAN BATH.	1
1. Kenmerken van deze omgeving.	1
2. Het model.	2
3. De onderzochte voorontwerpen.	2
4. Uitslagen der proeven.	3
5. Conclusies.	6
6. Proeven betreffende het ontwerp dat weerhouden werd.	7
7. Vergelijking van de toestand na uitvoering der verbeterings- werken met de bestaande toestand.	14
C. DE BOCHT VAN WALSOORDEN.	15
1. Kenmerken.	15
2. Het model.	15
3. De onderzochte ontwerpen.	16
4. Uitslagen der proeven.	16
II. <u>ECLUSE D'OBOURG-WARTONS.</u>	18
1. Introduction.	18
2. Programme des études.	19
3. Essais sur le modèle de l'écluse.	19
4. Essais sur le modèle de la porte.	23

	page bladz.
III. <u>E 3 - SCHELDETUNNEL.</u>	26
1. Inleiding.	26
2. Het doel van het modelonderzoek.	27
3. Het model en de modelschalen.	27
4. De ijking van het model en de stroomvoorwaarden voor het uitvoeren der proeven.	28
5. Het meten van de krachten.	29
6. Proeven op een tunnelelement vlottend met een vrijboord.	30

IV. <u>VANNES-PAPILLON.</u>	31
1. Introduction.	31
2. Les essais.	31
3. Effets dynamiques. -Instabilité.	34

V. <u>AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE TSHALA II (CONGO LEOPOLDVILLE) - OUVRAGES AMONT.</u>	36
---	----

VI. <u>LE BARRAGE DE LIXHE.</u>	38
---------------------------------	----

TWEEDE AFDELING
THEORETISCHE STUDIES.

DEUXIEME SECTION
ETUDES THEORIQUES.

I. <u>E 3 - SCHELDETUNNEL.</u>	41
II. <u>DETERMINATION DES AXES HYDRAULIQUES EN TEMPS DE CRUE DE LA MEUSE ET DE LA DERIVATION A LIEGE.</u>	43
III. <u>STUDIE BETREFFENDE DE MOGELIJKHEID DE STORMVLOEDCOTA'S IN HET GEBIED DER HAVEN VAN ANTWERPEN TE DOEN DALEN.</u>	46
1. Inleiding.	46
2. Hypothesen en gegevens der berekening.	46
3. Uitslagen der berekeningen.	49

I.-VERBETERINGSWERKEN OP DE SCHELDE
IN DE OMGEVING VAN BATH EN BIJ DE
BOCHT VAN WALSOORDEN

A. INLEIDING.

De Schelde, toegang tot de haven van Antwerpen (figuur 1), is een tijrivier die in de Noordzee uitmondt te Vlissingen. Het tijverschil is gemiddeld 3,70 m aan de monding en bereikt 4,70 m te Antwerpen. De natuurlijke diepte op de drempels tussen Hansweert en de haven van Antwerpen is onvoldoende voor de noodwendigheden der scheepvaart. Ook moeten zeer belangrijke baggerwerken uitgevoerd worden om deze scheepvaart te verzekeren. Daar anderzijds de afmetingen der schepen steeds toenemen stijgt de te baggeren hoeveelheid voortdurend. De drempels waarop regelmatig moet gebaggerd worden zijn aangeduid op figuur 1 die de loop der Schelde aangeeft van Vlissingen tot Antwerpen.

Daar het niet mogelijk is nog een belangrijke verbetering der rivier te bekomen door baggerwerken alleen, moeten kalibreringswerken voorzien worden.

De rivierstroken waar de belangrijkste werken zullen moeten uitgevoerd worden zijn de omgeving van Bath en de bocht van Walsoorden.

B. DE OMGEVING VAN BATH.

1. Kenmerken van deze omgeving.

Zij heeft de volgende nadelen :

- De baggerwerken nodig om de diepte te onderhouden zijn uiterst belangrijk en dus kostbaar.
- De schepen zijn er op zekere plaatsen blootgesteld aan gevaarlijke dwarsstromen gedurende de vloed.
- De bocht van Bath is zeer uitgesproken en is niet breed genoeg, hetgeen het varen der grote schepen bemoeilijkt.

2. Het model.

Het stelt de Schelde voor van Vlissingen tot de haven van Antwerpen op schaal 3/1000 voor de horizontale afmetingen en 1/100 voor de hoogten.

Figuur 2 geeft een plattegrond en figuur 3 een overzicht van het model.

Het getij wordt aan de beide uiteinden van het model automatisch tot stand gebracht. De bodem van het model is beweegbaar in de te bestuderen omgeving en bestaat uit polystyreenkorrels.

Er weze aan herinnerd dat dit model reeds gediend heeft voor het bestuderen van de beste stortplaatsen der baggerspecie en van de verbeteringswerken bij Zandvliet.

3. De onderzochte voorontwerpen.

De verschillende voorontwerpen zijn schematisch voorgesteld op de figuren 4, 5 en 6 die het tracé van de vaargeul aangeven. Zij dienen volledig gedacht met zekere werken die de volgende kunnen zijn :

- taludbevestigingen langs de holle zijde van geulen.
- langsdijken of kribben om de vloedstroom zoveel mogelijk te beteugelen en de ebstroom in het hoofdvaarwater te concentreren.
- leidammen om de zijdelingse kombergingsvolumen in de hoofdgeul te brengen.

Deze voorontwerpen kunnen in drie categorieën ingedeeld worden naargelang het voorgesteld tracé van de vaargeul.

a) Voorontwerpen van de 1e categorie (figuur 4).

Het algemeen tracé van de vaargeul wordt behouden en de verbetering gebeurt geleidelijk (ontwerpen A en B).

b) Voorontwerpen van de 2e categorie (figuur 5).

In het gebied Zandvliet-Valkenisse wordt een nieuw tracé aan de vaargeul gegeven. Het huidig aantal inflectiepunten wordt nochtans behouden. Ofwel volgt het algemeen tracé van het vaarwater de vloedgeul van de Schaar van de Noord (ontwerp A) ofwel deze van de Appelzak (ontwerp B).

c) Voorontwerpen van de 3e categorie (figuur 6).

In het gebied Zandvliet-Valkenisse wordt het huidig tracé van het vaarwater vervangen door één enkele grote bocht die een verbinding vormt van het vaarwater aan de overloop van Valkenisse (ontwerp A) ofwel van het vaarwater aan de ingang van de Appelzak (ontwerp B) met de bocht van Zandvliet. De inflectiezones en dus de drempels van Bath en Zandvliet verdwijnen.

*

* *

De eerste fase van het modelonderzoek, dat thans afgesloten is, bestond er in deze mogelijke oplossingen in grote lijnen te bestuderen en te vergelijken, zonder aandacht te besteden aan details.

4. Uitslagen der proeven.

a) Voorontwerpen van de 1e categorie.

Het ontwerp A brengt een merkelijke verbetering van de vaargeul mede, niet alléén voor wat haar geometrische afmetingen aangaat, maar tevens ook voor wat het stromingsbeeld betreft.

Door het vastleggen van de holle oever van de bocht van Bath en van de platen van Saaftinge wordt namelijk bekomen dat het uitwerken van deze platen van Saaftinge in N.O. - richting bestreden wordt en de natuurlijke evolutie van het platen- en geulenstelsel

van Saaftinge, die in bepaalde periodes een slechte toestand op de drempel van Bath veroorzaakt, zich niet meer ontwikkelen kan. De toestand te Bath wordt stabiel en zal gemakkelijk kunnen onderhouden worden. De diepte in het model, op de drempel verkregen, komt ongeveer overeen met diegene die zich voordoet in de natuur in de gunstigste periode der evolutie. Verder is de kromtestraal van de bocht van Bath verdubbeld, de vaargeul is verbeterd, zowel opwaarts als afwaarts van Bath en de intensiteit der dwarsstromen wordt aanzienlijk verminderd.

Het voorontwerp B is een variante van het vorige. De vaargeul wordt in een ruime bocht door de schorren van Bath-Zimmerman doorgetrokken om het hoofdvaarwater Marlemonsche Plaat-Konijnenschor te vervoegen. De proeven wezen uit dat de natuurlijke tendens bij de evolutie van het platen- en geulenstelsel van Saaftinge veel meer uitgesproken was en dat de beteugelingswerken bijgevolg veel aanzienlijker hoefden te worden dan voor het ontwerp A. Voor wat het algemeen tracé betreft en de daarmee gevonden geometrische afmetingen der vaargeul geeft deze oplossing resultaten welke diegene van het ontwerp A niet evenaren. Verder is het stromingsbeeld ook eerder ongunstig.

b) Voorontwerpen van de 2e categorie.

De uitslagen van deze reeks proeven toonden aan dat deze oplossingen geen gunstige resultaten opleveren, evenmin op gebied van de afmetingen der vaargeul als voor hetgeen de stromingen aangaat.

Bij het ontwerp A vermindert eerder de breedte van de vaargeul, niettegenstaande aan de bocht van Bath een grotere kromtestraal gegeven werd en dit ingevolge de verzwaring van het naar opwaarts gerichte transport veroorzaakt door een toename der vloedstromingen, waarbij in evenredigheid het transportvermogen naar afwaarts gericht, niet in dezelfde verhouding toeneemt. De toestand op de drempel van Bath is wel in enige mate verbeterd voor wat de

diepten aangaat, echter trekken zware dwarsstromingen, bij vloed, over deze drempel. Een ander ongunstig feit is de zeer labiele zone welke geschapen wordt tussen Zandvliet en Bath, daar slechts een vrij korte afstand beschikbaar is voor het inlassen van de tegenbocht, welke de nieuwe bocht van Bath met de bocht van Zandvliet moet verbinden. Verder verplaatst zich de drempel van Zandvliet enigszins meer naar opwaarts en de toestand van deze drempel is niet verbeterd.

De uitslagen der proeven op het ontwerp B kwamen in grote lijnen met deze van ontwerp A overeen. Het naar opwaarts gerichte transport werd nog vrij aanzienlijker in evenredigheid met het transport naar afwaarts. De tegenbocht tussen Bath en Zandvliet was nu nog korter en dus labieler geworden. De drempel van Zandvliet is ongunstiger dan in de huidige toestand en daarbij nog meer naar opwaarts gelegen. Verder treden bij vloed vrij zware dwarsstromen in het vaarwater op aan de opwaartse uitloop der Ballastplaat, juist afwaarts de toegang tot de sluis van Zandvliet.

De oplossingen van figuur 5 brachten in hoofdzaak een verbetering van de hoogwaterbedding mede, terwijl er telkens moet naar gestreefd worden, bij normalisatiewerken, vooral de laagwaterbedding te verbeteren.

c) Voorontwerpen van de 3e categorie:

Het ontwerp A verbetert aanzienlijk de vaargeul afwaarts van de sluis te Zandvliet.

De gunstige uitslagen der proeven zijn de volgende :

- de breedte en de diepte van de vaargeul in de nieuw geschapen bocht geven volledige voldoening.
- de aansluiting van deze bocht met de bestaande afwaartse (Zuidergat) verloopt gunstig. De drempel van Valkenisse is naar afwaarts verplaatst en is dieper geworden.

- de stroombanen volgen de bochtvorm buitengewoon goed, zowel bij eb als bij vloed en het gevaar voor dwarsstromen bestaat niet meer.
- het wegvallen van de inflectiezones van Bath en Zandvliet heeft voor gevolg dat de aanzienlijke baggerwerken, die aldaar in de huidige toestand moeten uitgevoerd worden, zullen verdwijnen.

Onderzoeken wij nu de ongunstige resultaten :

- de aansluiting opwaarts van de grote bocht met de bocht van Doel zal met zekere moeilijkheden gepaard gaan. Zij zal aanzienlijke geleidingswerken vergen.
- de diepten in het vaarwater, juist voor de toegangsgeul van de sluis van Zandvliet, verminderen en het is te vrezen dat aanzanding in deze toegangsgeul zal optreden.
- de hoek gevormd door de as van de sluis met de as van de vaargeul, welke in de huidige omstandigheden 30° is, zal ongeveer 60° worden.
- ontdubbeling van de sluis door een tweede die juist opwaarts zou gelegen zijn, is praktisch gesproken uitgesloten.

Aan de hand van de resultaten gegeven door ontwerp A werd het ontwerp B niet bestudeerd.

5. Conclusies.

- Oplossingen in de aard van deze der figuur 5 zijn definitief te verwerpen.
- Het ontwerp A van figuur 4 is beter dan ontwerp B van dezelfde plaat.
- De uitvoering van het ontwerp A van figuur 4 kan geleidelijk gebeuren en zal een vlugge verbetering van de bevaarbaarheid tot gevolg hebben. Deze verbetering is weliswaar minder belangrijk dan diegene door het ontwerp A van figuur 6 teweeggebracht,

doch dit laatste kan niet geleidelijk uitgevoerd worden en geeft aanleiding tot moeilijkheden in de nabijheid van de sluis van Zandvliet.

- De uitvoering van het ontwerp A van figuur 6 stelt grote problemen, vooral daar men moet rekening houden met het feit dat de scheepvaart noch onderbroken, noch gehinderd mag worden.

Voor deze redenen heeft het Laboratorium de volledige studie van het ontwerp A van figuur 4 ondernomen.

6. Proeven betreffende het ontwerp dat weerhouden werd.

a) De uit te voeren werken.

Het ontwerp omvat in grote lijnen het uitvoeren van de hiernavolgende werken (figuur 7) :

- het aanleggen van langse strekdammen aan de opwaartse uitloop der vloedgeul van de platencomplexen van Doel, Ballastplaat, Saaftinge en Valkenisse, welke de vloedstroom gedeeltelijk beteugelen en deze naar de overloop der bestaande ebgeul leidt, hierbij tevens de ebstroom meer in het hoofdvaarwater concentreert en daardoor, ingevolge de toename van het zandtransportvermogen, een grotere uitschuring in de vaargeul verwezenlijkt en bijgevolg grotere natuurlijke diepten in stand houdt. De hogervermelde strekdammen leggen de platengebieden in zekere zin vast en voorkomen het vormen van doorlopende secundaire ebgeulen in deze platenstelsels, platenstelsels welke in hun natuurlijke toestand zekere evoluties vertonen welke in bepaalde fasen een zeer nadelige invloed hebben op het behoud van het vaarwater. Deze natuurlijke evoluties worden bestreden door deze langse strekdammen.
- het enigszins doortrekken van de bocht van Bath doorheen de bestaande slikke Bath-Zimmerman ter hoogte van het Nauw van Bath verschaft een ruimer verloop aan deze thans zeer scherpe bocht.

- het doortrekken van de holle oever van de bocht van Bath langsheen de Appelzak door middel van een langse strekdam geeft aan deze bocht een continu verloop, verruimt de bochtvorm, concentreert de ebstroom meer in het vaarwater en draagt bij tot het bestrijden van het uitwerken der Plaat van Saaftinge in noord-oostelijke richting.
- het wegnemen van de uitsprong onder de L.O. ter hoogte van Marlemonsche plaat, ten einde een continu verlopende holle oever te verkrijgen en zodoende een regelmatig vaarwater, heeft bewezen gunstig te zijn voor het behoud der diepten op de drempel van Valkenisse.
- taludbevestigingen langs de holle zijde van de bocht van Bath en ter hoogte van Marlemonsche plaat, ten einde een verdere erosie te verhinderen en de vaargeul in een definitieve vorm vast te leggen.

Er mag aangenomen worden dat het ontwerp voor gevolg hebben zal :

- dat het zal mogelijk zijn de huidige diepte der vaargeul in stand te houden met onderhoudsbaggerwerken van aanzienlijk mindere omvang dan deze welke thans noodzakelijk zijn en dus dat, mits het uitvoeren van onderhoudsbaggerwerken van gelijke omvang als de thans bestaande, een grotere diepte in de vaargeul zal in stand kunnen gehouden worden;
- dat de scheepvaart minder hinder zal ondervinden van dwarsstromen optredend tijdens de vloed.
- dat de scheepvaart in de ruimere bocht van Bath gemakkelijker en veiliger zal geschieden, het is te zeggen dat de nadelen verbonden aan de omgeving van Bath zullen verdwijnen.

b) Verdere studie van het voorontwerp.

Zij slaat op de aard, de juiste inplanting en het hoogtepeil op dewelke de werken moeten aangebracht worden. In dit verband werden de volgende punten onderzocht.

α) De leidam onder de holle oever van de bocht van Bath.

Een van de eerste hoofdbekommernissen was de inplanting en het aan te nemen hoogtepeil van de leidam onder de holle oever van de bocht van Bath doorheen de Appelzak, leidam welke in héél diep water (omstreeks 15 à 20m00 onder G.L.W. peil) komt te liggen en welke, wanneer hij overstroombaar is, aanleiding geeft tot achterloopsheid. Daarom werd allereerst nagegaan of het niet mogelijk was de continuïteit en de bochtgeleiding te bewaren, niet-tegenstaande deze holle oever, ter hoogte van de ingang tot de Appelzak, over een zekere lengte onderbroken wordt.

Een tweede reden om over te gaan tot deze reeks proeven was het feit dat het weerhouden ontwerp het aantal drempelzones niet vermindert. Om eventueel in de verdere toekomst het hoofd te kunnen bieden aan de scheepvaartseisen, werd aan de mogelijkheid gedacht de Antwerpse haven met de Schelde in verbinding te stellen in een punt afwaarts de Belgisch-Nederlandse grens hetgeen de drempels van Bath en Zandvliet uitschakelen zou. Hierbij rijst dus de gedachte deze verbinding te bewerkstelligen langsheen de ingang van de Appelzak. De eerste proeven werden daarom uitgevoerd met de leidam aangelegd onder de R.O. aan de afwaartse punt der Ballastplaat, daarbij de ingang tot de Appelzak openhoudend over een lengte van circa 1000 m. Om rekening te houden met een eventueel latere aansluiting met de Antwerpse havendokken werd de Appelzak beschouwd als een tijarm van de Schelde.

Verschillende vormgevingen van de toegang tot deze tijarm, alsmede de maximaal toelaatbare onderbreking in deze leidam onder de R.O., werden onderzocht. De proeven wezen uit dat,

ingeval de onderbreking de 1000 m niet overschrijdt en mits een gepaste vormgeving aan de ingang, de continuïteit van de bocht niet verbroken wordt en de geleiding van de stroming doorheen deze bocht op dezelfde wijze geschiedt alsof de holle oever over gans de lengte van de bocht continu doorloopt; de rand van de Plaat van Saaftinge wordt niet beïnvloed door de onderbreking en gaat niet in de N.O. richting uitwerken.

Dit onderzoek gebeurde slechts voor een homogene watermassa. Het dient aanbeveling, zo men later tot een dergelijke aansluiting met de haven zou besluiten, de studies te hernemen met een niet homogene watermassa, daar zich eventueel densiteitsstromingen aan de ingang van deze tijarm kunnen voordoen welke het stromingsbeeld en de bodemconfiguratie kunnen beïnvloeden.

Echter, onafgezien van deze beschouwing, is het dus mogelijk de geleiding van de holle oever doorheen de Appelzak, over een lengte van circa 1000 m te onderbreken juist op de plaats waar we in de natuur af te rekenen hebben met heel grote diepten,

β) Strekdammen aan de opwaartse zijde van de platencomplexen.

Een tweede punt van onderzoek was de inplanting, vormgeving en hoogtepeil van de langse strekdammen aan te leggen aan de stroomopwaartse zijde der platencomplexen.

Reeds tijdens de allereerste proeven werd vastgesteld dat het absoluut noodzakelijk was deze strekdammen bij vloed zo laag mogelijk en zoveel mogelijk overstroombaar te houden, ten einde te vermijden dat zich aan het kopeinde te grote stroomconcentraties voordoen met het gevolg dat enerzijds aldaar grote uitschuringen voorkomen en het behoud der werken in gevaar brengen en dat anderzijds grote dwarsstromingen en neren in het vaarwater ontstaan welke absoluut te vermijden zijn voor de scheepvaart.

Verder was het echter nodig om de vloedstroom en hoofdzakelijk de maximale vloedstroom - welke over de platen gericht is en schuin of dwars in het vaarwater terecht komt - zoveel mogelijk te beteugelen, hetgeen slechts mogelijk is bij een vrij hoog gelegen overstroombare langsdam. Hierbij komt nog dat een grotere stroomconcentratie bij eb in het vaarwater ook slechts mogelijk is bij een zo hoog mogelijk gelegen langse strekdam. Het bleek dus overduidelijk dat er hier naar een compromis moest gezocht worden om beide strekkingen zoveel mogelijk te bevredigen. Alzo werd gevonden dat de beste oplossing, welke zoveel mogelijk aan de hierboven gestelde eisen voldoening schonk, deze is waarbij deze langse strekdammen aangelegd worden vertrekkend op cota van halftijhoogte ongeveer, tegen de oever en, ofwel horizontaal voortlopend naar het hoofd van de strekdam toe, ofwel tot op halverwege afstand hiervan, ofwel langzaam onder zeer flauwe helling duikend naar de cota van gemiddeld laagwater aan het hoofd, dit alles naargelang de aard en hoogteligging van het platengebied.

De aandacht dient gevestigd op het feit dat het absoluut noodzakelijk is deze strekdammen aan de oever goed aan te sluiten om eventueel een achterloopse stroming te voorkomen. Verder dienen langs weerszijden van de overstroombare strekdam goede bodem-beschouwingen tegen uitschuring aangebracht.

γ) Invloed der stortingen van baggerspecie in de Schaar van de Noord.

Aangezien na de uitvoering van het verbeteringsontwerp nog onderhoudsbaggerwerken zullen noodzakelijk zijn, zal het probleem van de keuze der stortplaatsen voor deze baggerspecie ook in de toekomst actueel blijven. Daar een groot deel der baggerspecie althans in de ingang van de Schaar van de Noord gestort wordt, werd eveneens nagegaan wat de invloed zal zijn van deze stortingen op het behoud van het vaarwater in het bijzonder ter hoogte van de drempel van Bath en de bocht van Bath.

De proeven werden uitgevoerd, rekening houdend met stortingen

in de natuur naar rato van circa $1,2 \text{ à } 1,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ jaarlijks.

Vertrekkend van een zich in natuurlijke toestand bevindende Schaar van de Noord (ongeveer overeenkomend met de toestand 1921) werd vastgesteld dat de Schaar zich geleidelijk gaat opvullen totdat een bepaalde evenwichtstoestand is bereikt. In het model doet zich deze evenwichtstoestand voor vanaf circa het 100ste getijde hetgeen overeenkomt met circa 7 jaren natuur. (De totaal waargenomen opvulling in model bedroeg circa $7 \times 10^6 \text{ m}^3$ natuur). Voortzetting der stortingen veroorzaakt geen verder opvullen van de Schaar van de Noord meer en al het gestorte materiaal door de stroming meegenomen, gaat zich gedeeltelijk in het vaarwater afzetten langs de rand der platen van Saaftinge en op de drempel van Valkenisse en is bijgevolg ongunstig voor het behoud van het vaarwater.

Gaat men echter, bij het bereiken van deze evenwichtstoestand, voort met storten naar rato van circa 750.000 m³/jaar in natuur, stelt men vast dat deze stortingen juist voldoende zijn om de opgevulde Schaar van de Noord in haar evenwichtstoestand te houden en dat deze stortingen alsdan geen nadelige weerslag hebben op het behoud van het vaarwater; de diepte ter plaatse van de drempel van Bath wordt eerder in gunstige zin beïnvloed.

Daar het weergeven dezer laatste stortingen in model meer met de werkelijkheid strookt, werden ook grotendeels de proeven uitgevoerd, rekening houdend met storting van baggerspecie in de Schaar van de Noord naar rato van circa 750.000 m³/jaar in natuur.

6) Invloed van een kunstmatige ontdieping van het vaarwater van de bocht van Bath.

In de natuur worden in de bocht van Bath diepten aangetroffen schommelend tussen de 15m00 en de 20m00 beneden gemiddeld laagwaterpeil. Daar de scheepvaart niet over deze grote diepten hoeft te beschikken, werd nagegaan of een kunstmatige ontdieping

van deze bocht niet ten goede zou kunnen gebracht worden voor een natuurlijke verbreding van het vaarwater aldaar. Proeven werden alzo uitgevoerd met een verontdiepte geul van de bocht van Bath. De resultaten toonden aan dat :

- a) de ontdieping slechts heel weinig baat bijbrengt voor een natuurlijke verbreding van de geul;
- b) vrij spoedig heel grote ontoelaatbare snelheden gaan optreden in de vaargeul;
- c) de vloedstroom over het platengebied spoedig in aanzienlijke mate gaat toenemen;
- d) de invloed van deze kunstmatige ontdieping zich zeer ver in opwaartse richting laat voelen;
- e) het tijregime in aanzienlijke mate beïnvloed wordt en een ware afremming van de tijgolf ontstaat.

ε) Invloed van de werken bij Bath op het vaarwater bij Zandvliet.

Al de proeven wezen uit dat de invloed der werken zich vrij ver stroomopwaarts uitstrekt en dat bijgevolg de werken, uitgevoerd in de omgeving van Bath, een invloed hebben op het behoud van het vaarwater in de omgeving van de in aanbouw zijnde zeesluis te Zandvliet. Om hieraan te verhelpen bleek het noodzakelijk opwaarts de zeesluis te Zandvliet onder de L.O. over de platen van Doel een langse strekdam, welke vrij laag gelegen is (iets boven laagwater uitstekend) aan te leggen en hem in eerste instantie aan te leggen, bijgevolg nog vooraleer met enige andere werken in de omgeving van Bath begonnen wordt. Deze leidam mag, volgens de proeven, niet op de normale hoogte als de andere leidammen voorzien worden, daar alsdan het verschijnsel zich verder naar opwaarts zou gaan verplaatsen en aldaar hetzelfde probleem zich zou voordoen.

ζ) Invloed der werken op het tijregime.

De proeven uitgevoerd met de rivier in haar uiteindelijk nieuwe toestand hebben aangetoond dat praktisch gesproken geen wijziging in het tijregime zal optreden.

*

*

*

7. Vergelijking van de toestand na uitvoering der verbeteringswerken met de bestaande toestand.

Figuur 8 geeft de uiteindelijke toestand van de rivier weer, na uitvoering der hierboven aangegeven verbeteringswerken, zoals deze bekomen werd na 315 tijen in het model, toestand welke stabiel is.

De natuurlijke toestand van de rivier (labiele toestand) en de natuurlijke evoluties van het platen- en geulenstelsel van Bath zoals deze werden weergevonden in het model en welke volledig natuurgetrouw was, zijn weergegeven op de figuren 9, 10 en 11. Een vergelijking van deze figuren met figuur 8 geeft een heel duidelijk beeld van de merkbare verbetering van de vaargeul welke de werken voor gevolg zullen hebben.

*

*

*

Het ontwerp vastgelegd zijnde moet de volgorde voor het uitvoeren der verschillende delen van het ontwerp onderzocht worden. Deze studie is aan gang. Zij heeft tot hiertoe aangeduid dat de strekdam onder de linkeroever over de platen van Doel in eerste instantie dient aangelegd te worden.

C. DE BOCHT VAN WALSOORDEN.

1. Kenmerken.

Het doorbaggeren van het Schaar van Walsoorden in 1951 heeft de scheepvaart bij de berm van Walsoorden aanzienlijk vergemakkelijkt. Sedertdien heeft het vaarwater zich geleidelijk naar de rechteroever verplaatst, hetgeen wel te verwachten was daar de vroegere evolutie in dezelfde zin geschiedde, doch het tempo met hetwelk deze verplaatsing gebeurde was nu verrassend snel. Op het huidig ogenblik is de plaat die de nieuwe geul van de oude scheidde, helemaal verdwenen. De berm van Walsoorden steekt, ten opzichte van het bebakende vaarwater, reeds te ver vooruit en het is te voorzien dat het vaarwater in de toekomst nog geleidelijk gaat vernauwen door het blijvend uitwerken naar het westen toe van de Plaat van Valkenisse.

2. Het model.

Het zou mogelijk geweest zijn het vraagstuk van Walsoorden op het groot Scheldemodel van Vlissingen tot Antwerpen te bestuderen, gelijktijdig met de werken in de omgeving van Bath. Echter om het ritme der proeven te bespoedigen werd het wenselijk geacht een afzonderlijk model voor de studie van Walsoorden te bouwen.

Daar de in model te brengen uitgestrektheid betrekkelijk kort is, hebben de proeven kunnen gebeuren met permanente stromingen, opvolgend van eb en vloed.

Figuur 12 geeft een plattegrond en figuur 13 een overzicht van het model waarvan de schalen zijn : voor de horizontale afmetingen 3/1000 en voor de hoogten 1/80. Het beweegbaar bodemmateriaal is gemalen bakeliet.

3. De onderzochte ontwerpen.

Figuur 14 geeft de belangrijkste dezer ontwerpen, samen met de huidige toestand. Het zijn de volgende :

Ontwerp 1 : de berm van Walsoorden volledig weggenomen.

Ontwerp 2 : de berm van Walsoorden volledig behouden en een vijftal kribben uitgebouwd opwaarts van de berm.

Ontwerp 3 : de berm van Walsoorden gedeeltelijk ingekort.

Op deze figuur zijn de dieptelijnen gegeven ten opzichte van het Nederlands vergelijkingsvlak (N.A.P.).

4. Uitslagen der proeven.

Voor de beoordeling van de verschillende ontwerpen waren vooral drie punten van belang : het stroombeeld ter plaatse van de berm, de diepten op de drempel van Hansweert en de oeveraanval afwaarts van de berm.

Ontwerpen 1 en 3 zijn gelijkwaardig voor wat de verbetering van het stroombeeld betreft.

In ontwerp 2 zijn er belangrijke wervelstraten aan de koppen der kribben.

De tendens tot verdieping van de drempel van Hansweert is zeer uitgesproken bij ontwerp 3. Bij ontwerpen 1 en 2 is dit veel minder het geval.

De oeveraanval afwaarts van de berm is in ontwerp 1 belangrijk groter dan in ontwerp 3.

Tegen ontwerp 2 pleiten de grote uitvoeringskosten, daar de kribben in diep water moeten gebouwd worden en de koppen der kribben zeer sterk moeten worden verdedigd.

Ontwerp 3 blijkt derhalve het meest voor uitvoering aangewezen.

Op te merken valt dat in dit ontwerp de berm niet meer uitspringt ten opzichte van het algemeen verloop van de oever opwaarts. Aan weerszijden van de berm dient een oeverbekleding aangebracht te worden. De lengte van de inkorting bedraagt ongeveer 125 m.

II. - ECLUSE D'OBOURG-WARTONS

1. Introduction.

L'Ecluse d'Obourg-Wartons sur le canal du Centre a une longueur utile de 96 m et une largeur de 12 m . La flottaison normale du bief amont est + 38,00 et celle du bief aval + 33,00.

Le projet prévoit une porte coudée (figure 15) comme dispositif de fermeture du bief amont. Une telle porte se compose de deux bras qui sont placés perpendiculairement l'un par rapport à l'autre . Lorsque la porte est fermée le bras le plus long se trouve dans la position verticale et le bras le plus court est horizontal, approximativement dans le prolongement du seuil de la tête amont. La porte se meut autour d'un axe horizontal qui est situé près du point de jonction des deux bras. Un choix judicieux du rapport entre les longueurs des bras et de la position de l'axe de rotation permet de faire en sorte que la porte soit auto-fermante ou bien qu'elle soit auto-ouvrante ou encore qu'elle soit équilibrée.

La porte coudée est très rigide et peut être commandée d'un seul côté. L'eau peut s'écouler dans la chambre d'amortissement et puis dans le sas par l'ouverture qui se forme entre le seuil de la tête amont et le bras le plus court de la porte, lorsque celle-ci commence à s'ouvrir. Dans des conditions normales le sas est complètement rempli avant que la porte ait tourné d'un angle de 20° environ. A partir de ce moment le mouvement de la porte devient très rapide jusqu'à ce qu'elle ait décrit un angle de 90°.

Lorsque la porte est ouverte son bras le plus long repose dans un encuvement prévu dans le radier du bief amont et laisse passage à la navigation.

De ce qui précède il résulte que la porte coudée présente des avantages marqués et qu'elle permet notamment le libre choix du couple de fermeture. Elle n'exige plus la construction d'aqueducs avec leurs dispositifs de fermeture et elle est déjà partiellement ou même complètement ouverte à la fin du remplissage du sas.

2. Programme des études.

Le Laboratoire fut chargé d'étudier le remplissage et de déterminer les efforts nécessaires pour la manoeuvre de la porte.

Deux modèles ont été construits, l'un représentant l'écluse à l'échelle du 1/25e, l'autre à l'échelle 1/5e représentant une partie de la porte.

3. Essais sur le modèle de l'écluse.

Sur ce modèle (figure 15) furent étudiées la forme de la porte et de la chambre d'amortissement ainsi que la loi d'ouverture de la porte en vue d'un remplissage en 5 minutes avec des efforts d'amarrage inférieurs au 1/1000 du tonnage.

Le second modèle a servi à étudier l'écoulement de l'eau au pied de la porte et dans la chambre d'amortissement en vue de diminuer les efforts sur la porte et la variation des pressions aux abords du joint d'étanchéité pour prévenir les risques de vibrations de la porte.

La figure 16 donne une photo du modèle de l'écluse. Elle montre l'écluse contenant une péniche de 1350 tonnes équipée de deux mâts fixes coulissant verticalement dans des ouvertures

prévues dans des plats horizontaux ; ces plats sont maintenus dans un plan horizontal par des fils d'acier dont la prétension est assurée par des ressorts. Tout effort horizontal exercé par l'eau sur le bateau crée ainsi une déformation de deux ou de plusieurs ressorts. L'enregistrement de ces déformations, lors du remplissage du sas, permet de calculer la résultante horizontale des efforts sur le bateau. Cette résultante a été décomposée en un effort suivant l'axe longitudinal du bateau , en un effort transversal à l'étrave et en un effort transversal à l'étambot. Le dispositif de mesure permet de déterminer ces diverses composantes horizontales. La méthode donne des résultats qui constituent un bon critère pour le comportement du bateau lors du remplissage. Les efforts longitudinaux sont les plus importants; leur enregistrement est réalisé à l'aide de jauges de contrainte. Les efforts transversaux à l'étrave, bien que négligeables, ont également été enregistrés.

Les premiers essais ont montré, qu'afin d'éviter de trop grands efforts dans les amarres, le temps de remplissage sur le modèle initial ne pouvait pas être inférieur à 7 minutes.

Ce temps peut être écourté par :

- a) des améliorations à la chambre d'amortissement, qui ont pour effet de régulariser les courants de remplissage, ce qui a conduit le Laboratoire à proposer la chambre d'amortissement de la figure 17. Elle présente les particularité suivantes :
 - la poutre de protection de la porte dont la partie inférieure sert de diffuseur pour l'eau sortant de la chambre d'amortissement , tandis que la partie supérieure repousse les bateaux qui se seraient aventurés trop près de la porte. Une partie de la face amont a été placée en retrait afin de diminuer les risques de coincement de la porte.
 - le guideau en dessous de la porte a été ajouré et forme une grille quasi horizontale régularisant l'écoulement.

En plus une telle grille présente moins de risques d'obstruction que des grilles verticales. Elle augmente donc la sécurité de fonctionnement de la chambre d'amortissement.

- les colonnes supportant le guideau forment également une grille régularisant l'écoulement. Afin de réduire les risques d'obstruction par des corps solides et de ménager l'accès à la chambre d'amortissement, elles ont été espacées de 1,00m .

b) par une étude judicieuse de la loi d'ouverture de la porte.

En nature, la porte est commandée par un vérin (figure 15). L'ensemble est conçu de manière que l'ouverture de la porte se fasse en plusieurs temps, à vitesses différentes, le vérin conservant une vitesse constante dans chaque intervalle.

Avec la chambre d'amortissement proposée le Laboratoire a déterminé les temps et les vitesses du vérin de manière que la porte soit ouverte complètement en moins de 5 minutes.

Les principaux résultats des essais sont indiqués à la figure 18 .

Le diagramme I de cette figure donne les valeurs maximales des efforts longitudinaux agissant sur le bateau (F_{av} vers l'aval et F_{am} vers l'amont) en fonction de la durée de remplissage (T_s).

Les courbes en trait plein représentant les points de mesure pour une loi d'ouverture uniforme de la porte : c'est-à-dire que la vitesse du vérin ne varie pas pendant toute la durée de l'ouverture. Quand cette vitesse est petite la durée de remplissage est grande et les efforts sont petits (p.ex. $T_s = 7$ min ; $F_{av} = 1,35$ tonne ; $F_{am} = 0,75$ tonne). Au fur et à mesure que l'on augmente la vitesse de la porte , l'écluse se remplit plus rapidement et les valeurs maximales des efforts deviennent plus grandes (p.ex. $T_s = 5$ min ; $F_{av} = 2,5$ tonnes ; $F_{am} = 1,4$ tonne).

Les courbes en traits interrompus ont rapport à une ouverture de porte en deux phases. La vitesse du vérin pendant la première phase (allant d'un angle d'ouverture de la porte de $\alpha = 0^\circ$ à $\alpha = 3^\circ 42'$) est trois fois plus petite que celle de la 2ème phase (allant de $\alpha = 3^\circ 42'$ jusqu'à la fin du remplissage). Ici encore, quand la durée d'ouverture de la porte est grande, donc quand le remplissage est lent les efforts maxima sont petits (p.ex. $T_s = 7$ min ; $F_{av} = 0,6$ tonne; $F_{am} = 0,450$ tonne). En diminuant la durée d'ouverture de la porte l'effort maximum augmente mais il reste largement en dessous des courbes en trait plein (p.ex. $T_s = 5$ min, $F_{av} = 1,4$ tonne; $F_{am} = 1,4$ tonne). Cette amélioration est due principalement au fait que la vitesse initiale de la porte est beaucoup plus petite pour l'ouverture en deux phases que pour l'ouverture en une seule phase, la durée de remplissage étant la même dans les deux cas.

En modèle on a fait varier de 1 à 6° l'angle par lequel on passe de la première vitesse d'ouverture à la seconde. On obtient alors des courbes des efforts maxima se situant entre les courbes du diagramme I. Lorsque l'angle est inférieur à $3^\circ 42'$ la courbe des F_{av} se déplace rapidement vers la courbe relative à la vitesse constante et plus lentement quand cet angle est supérieur à cette valeur.

L'angle de $3^\circ 42'$ donne les efforts minima et a donc été proposé par le Laboratoire.

Le diagramme II donne la loi d'ouverture de la porte en deux phases proposée et les courbes de remplissage (niveau et débit) pour une durée de remplissage de 5 minutes tandis qu'au diagramme III ont été représentés les efforts longitudinaux (F_{av} et F_{am}) correspondants à cette durée de remplissage.

4. Essais sur le modèle de la porte.

Sur le second modèle les écoulements le long de la porte ont été étudiés et plus spécialement près de la section du joint. Pour une telle étude il suffit de représenter une tranche de la porte. Il était donc possible de choisir une échelle assez grande, notamment le 1/5. La porte est placée dans un caisson métallique complètement fermé sauf à l'entrée où elle est connectée à un réservoir d'eau à haute pression par une conduite de 30 cm de diamètre. A l'aval l'eau coule dans un bassin à niveau d'eau réglable pour entrer ensuite dans une caisse de jauge de débit à déversoir.

La porte peut être calée en diverses positions. La position d'ouverture est contrôlée à l'aide d'un rapporteur d'angle avec lecture à 1 minute d'angle près des calibres d'épaisseur à 0,1 mm de précision qui mesurent l'ouverture minimum. L'ensemble, y compris le joint d'étanchéité, exécuté en métal, est très robuste et peut être considéré comme indéformable pour toutes les sollicitations examinées en modèle.

Tous les essais ont été faits en régime permanent, les angles d'ouverture à partir de la position fermée étant successivement de 1°, 1°30', 2°, 5°, 7°30', 10°, 15° et 20°.

On a mesuré les pressions dans les prises de pression prévues dans la porte et dans le nez et cela pour plusieurs débits. Les pressions ont été mesurées à l'aide de manomètres à colonne d'eau ou à colonne de mercure.

Des ouvertures jusqu'à 20° furent étudiées. Pour chaque angle d'ouverture une gamme de débits beaucoup plus étendue que ceux pouvant se produire en nature a été examinée. Le réservoir à haute pression permettait d'obtenir, pour les angles d'ouverture allant de 0 à 5° environ, des vitesses d'eau plus

grandes qu'en nature. Les angles d'ouverture plus grands sont moins intéressants à étudier parce que, même pour une écluse à dénivellation plus importante, les sous-pressions ne peuvent être très grandes.

Pour les divers angles d'ouverture les débits permanents examinés dépassent largement les débits d'éclusage.

A l'aide des pressions obtenues lors de l'étude des divers cas il est possible de reconstituer l'allure des pressions sur la porte et sur le nez pour n'importe quel cas réel de remplissage du sas.

On peut en déduire la résultante des efforts agissant sur la porte et donc l'effort à exercer par le vérin pour ouvrir la porte.

En conclusion, les essais ont démontré que pour un remplissage normal en 5 minutes l'évolution des pressions est très régulière et qu'il n'y aura pas de grandes sous-pressions sur la porte.

Sur le joint les sous-pressions peuvent être considérables. Elles n'ont cependant pas d'influence directe sur le bon fonctionnement de la porte. Les vibrations qui peuvent s'ensuivre n'auront qu'une influence locale.

L'écoulement se fait selon une loi quadratique, c'est-à-dire que la règle de Reech-Froude est applicable aussi bien entre les deux modèles eux-mêmes qu'entre les modèles et le prototype.

Les sous-pressions, en combinaison avec la déformabilité du joint, peuvent donner naissance à des pulsations de celui-ci et par suite à des oscillations dans le débit. Celles-ci peuvent être atténuées considérablement en mettant la face aval du joint en contact avec l'air libre.

En modèle il n'a pas été constaté de phénomènes de cavitation. Ils ne se manifesteront pas en nature (avec chute de l'ordre de 5 m).

Les mesures en modèle ont montré que l'évolution des efforts sur la porte (donc de la sollicitation du mécanisme de manoeuvre) est très régulière.

III. - E 3 - SCHELDETUNNEL

1. Inleiding.

De Europaweg E 3 loopt te Antwerpen in tunnel onder de Schelde, 3 km ten zuiden van de bestaande voertuigentunnel. Aldus ontstaat een tweede vaste oeververbinding te Antwerpen. Naast twee vakken met elk 3 rijstroken is nog een vak voor een dubbele spoorbaan en een ander voor fietsen voorzien.

De tunnel onder de rivier, die ter plaatse een gemiddeld tijverskil van 4,70 m vertoont, zal volgens de zinkmethode gebouwd worden en zal bestaan uit vijf tunnelementen, ieder van 98,80 m lang, 47,80 m breed en 10 m hoog. Het zinken zal geschieden van linker- naar rechteroever. Ieder tunnelement heeft een gewicht van circa 45.000 ton en bevat vier waterballasttanks. Zonder waterballast heeft het element, voorzien van zijn afzinkinstallatie, nog slechts een vrijboord van 0,10 m. Tijdens het zinken is het tunnelement opgehangen aan 4 pontons. Op de pontons zijn de lieren opgesteld voor het neerlaten van het element. Kabels welke verankerd zijn in de rivier en verbonden met lieren op de wal en welke over kabelschijven lopen op tunnelement en pontons laten toe deze elementen op hun juiste plaats te brengen.

De tunnelementen worden gebouwd in een droogdok op de linkeroever (zie figuur 19). Vervolgens wordt elk element vlottend versleept naar een uitrustingsplaats in de toegangsgeul onder de linkeroever. Daarna wordt het element versleept naar de afzinkpositie boven de tunnelsleuf. Figuur 20 toont een langsdoorsnede van de tunnel aan de stroomopwaartse zijde.

2. Het doel van het modelonderzoek.

Het onderzoek werd uitgevoerd in opdracht van de Tijdelijke Vereniging E3 - Scheldetunnel en had als doel het meten der krachten tijdens het transport en het afzinken van een tunnelement, ten einde achtereenvolgens te bepalen het meest ongunstigste tunnelement en de meest ongunstige waterdiepte voor dit element;

Volgende punten werden onderzocht :

- a) het afzinken van tunnelementen 2, 3, 4 en 5 (zie figuur 20);
- b) verschillende transportfasen van tunnelementen 3 en 5 met vrijboord;
- c) tunnelementen 2, 3 en 4 vlottend met een vrijboord boven de afzinkpositie.

3. Het model en de modelschalen.

Om een bevredigende weergave der stromingen te bekomen werd de Scheldebedding in model weergegeven op een lengte van ongeveer 3 km.

De proeven gebeurden bij permanente vloed- en ebstroom.

De schaal van het model was 1/75.

De snelheidsschaal werd afgeleid uit de gelijkvormigheidswet van Froude en was dus $\frac{1}{\sqrt{75}} = \frac{1}{8,66}$.

De krachtenschaal volgde uit de formule die de kracht geeft welke een voorwerp in een oneindig stromend medium ondervindt, namelijk :

$$K = \frac{1}{2} C_w \rho v^2 A \quad (1)$$

- hierin is C_w : een dimensieloze coëfficiënt afhankelijk van de vorm van het voorwerp en van het Reynoldsgetal.
- ρ : dichtheid van het medium, in kg massa/m³.
- v : snelheid van de ongestoorde stroom, in m/sec.
- A : oppervlakte van het voorwerp in projectie loodrecht op de stroomrichting, in m².
- K : kracht, in kg.

Hieruit leidt men af dat de krachtenschaal in dit geval gelijk was aan 1/421.875.

Vermelden we nog dat in het modelonderzoek geen rekening gehouden werd met mogelijke dichtheidsverschillen in het prototype. Het bouwdok was niet weergegeven in model daar de vul- en ledigingsstromen verwaarloosbaar zijn. Figuur 21 geeft een duidelijk beeld van de tunnelsleuf en de toegangseul, evenals van de tijdelijke kistdam langs de linkeroever, de nieuwe Scheldedijk en een gedeelte van de tijdelijke kistdammen langs de rechteroever. Deze tijdelijke kistdammen zijn nodig om de aansluitende tunnelgedeelten in open bouwput te kunnen uitvoeren.

4. De ijking van het model en de stroomvoorwaarden voor het uitvoeren der proeven.

De conformiteit model-prototype werd gecontroleerd aan de hand van uitgevoerde stroommetingen (stroombanen en snelheidsmetingen in een verticaal) in het prototype.

De proeven onder a, b en c werden uitgevoerd met maximale eb- en vloedkarakteristieken van het gemiddeld getij. De proeven vermeld onder b) en c) werden herhaald met eb en vloed, met 20% verhoogd debiet maar met behoud van dezelfde waterstand.

5. Het meten van de krachten.

Op een tunnelement werden vier verticale krachten gemeten (overeenstemmend met de vier pontons waaraan het tunnelement opgehangen wordt) aangeduid met A, B, C en D en drie horizontale krachten waarvan twee loodrecht op de as van het tunnelement E en F en een in de as van het tunnelement, aangeduid met G (zie figuur 24). De krachten werden langs elektrische weg gemeten.

Het tunnelement was horizontaal ingespannen tussen ingeklemde, gelijke bladveren volgens de drie genoemde richtingen E, F en G. Aan deze bladveren werd door de horizontale draden, bevestigd aan het vrije uiteinde van de bladveren, een voorspanning gegeven.

In sommige gevallen was het tunnelement opgehangen aan vier drijfpontons; in het algemeen echter was het tunnelement verticaal door draden opgehangen aan ingeklemde en van rekstrookjes voorziene bladveren waaraan, door ballast, een voorspanning gegeven werd.

Als gevolg van de krachten door het water uitgeoefend op het tunnelement verandert de voorspanning in de verticale en horizontale draden. Deze verandering van de voorspanning werd gemeten.

De karakteristieken van de vier bladveren voor de verticale krachten waren zodanig bepaald dat de uitwijking van het bevestigingspunt van de draad, op schaal, in overeenstemming was met de verandering van de opdrijvende kracht van ieder ponton.

De zeven gemeten krachten werden tegelijkertijd op een meetblad geregistreerd.

Op verschillende diepten, en dit meermaals, werden de optredende krachten gemeten.

De figuren 22 en 23 geven een beeld van de meetopstelling en van de meetapparatuur.

Op figuur 24 zijn twee grafieken getekend, een voor de verticale en een voor de horizontale krachten. Hierin is het krachtenverloop op tunnelelement 4 voor eb en vloed weergegeven.

De abscis van iedere grafiek is de verhouding $\frac{h}{H}$ waarin h de veranderlijke afstand is tussen bovenvlak tunnelelement en waterspiegel en H dezelfde afstand als het element op zijn plaats rust.

Voor de verticale krachten is in ordinaat uitgezet de verhouding in % van de som der werkelijk optredende verticale krachten tot de som der werkelijk optredende horizontale krachten.

Voor de horizontale krachten E en F, is in ordinaat uitgezet de verhouding in % van de som der werkelijk optredende horizontale krachten tot de theoretisch berekende kracht (formule 1) als het tunnel-element zich in een oneindig milieu zou bevinden ($C_w = 1,05$ verondersteld).

6. Proeven op een tunnelelement vlottend met een vrijboord.

Verschillende vlottende posities van de tunnelementen werden onderzocht.

Om modelpraktische redenen was het onmogelijk met een vrijboord van 0,10 m natuur te werken. De proeven werden daarom uitgevoerd met een vrijboord van 0,37 m natuur (0,5 cm model).

In de proeven met tunnelelement vlottend met een vrijboord werden geen verticale krachten gemeten; in plaats daarvan werd de verandering van het vrijboord in de 4 hoekpunten ten gevolge van de stroming nagegaan.

IV. - VANNES-PAPILLON .

1. Introduction.

Les essais relatifs à l'écluse d'Ittre, sur le canal de Bruxelles à Charleroi, ont conduit le Laboratoire à étudier le comportement des vannes-papillon circulaires prévues à cette écluse.

Pour l'alimentation de cet ouvrage on a eu, en effet, recours à de telles vannes à cause de la simplicité de leur construction et de la robustesse due à leur forme de lentille. Elles présentent l'avantage de pouvoir être montées en usine dans le corps de vanne et de ce fait ne nécessitent plus d'ajustage sur chantier. Enfin leurs mécanismes sont situés hors de l'eau.

Puisque la présence de la lentille dans l'aqueduc crée une perturbation importante dans l'écoulement, elle provoque à l'aval, pour des vitesses élevées, un régime très turbulent accompagné, dans certains cas, de phénomènes de cavitation. La vanne est soumise de ce fait, non seulement à des efforts en sens variable, mais encore à des efforts alternés. Une meilleure connaissance de ceux-ci permet de se mettre à l'abri des mécomptes, qui ont contribué à discréditer, à une certaine période, ce type de vanne.

L'écluse d'Ittre est accessible aux péniches de 1350 T. Sa longueur est de 90m, sa largeur de 12m, sa chute de 13,75m (figure 25). Le diamètre des vannes-papillon est de 3 m.

2) Les essais.

Un premier modèle réduit, à l'échelle de 1/25, a été réalisé afin de déterminer les lois d'ouverture des vannes pour

obtenir un remplissage du sas en 6 minutes, tout en maintenant les efforts dans les amarres au-dessous du 1/1000 du tonnage , soit 1350 kg.

Les essais ont permis d'établir les lois des débits en fonction du temps, c'est-à-dire de la position de la vanne (figure 26).

Pour en déduire la poussée qui s'exerce sur la lentille et le couple nécessaire à la manoeuvre de la vanne, on peut se référer à des études antérieures, celles de D.Gaden entre autres.

Il est cependant apparu intéressant de faire une série d'essais, non plus sur le modèle de l'écluse à l'échelle de 1/25, mais bien sur un second modèle, à savoir celui d'une vanne à l'échelle 1/25 mais soumise à des pressions non réduites.

En effet, le modèle de l'écluse , où les vitesses sont à l'échelle de 1/5, peut masquer certains phénomènes tels que la cavitation, qui n'apparaissent que lorsqu'un seuil de vitesse est atteint. L'apparition de la cavitation pourrait mettre la similitude en défaut en ce qui concerne la loi des débits de la vanne et dans notre cas la loi de remplissage du sas et par conséquent fausser les calculs des maxima de la poussée et du couple.

D'autre part les coefficients de débit, de poussée et de moment sont modifiés lors de l'apparition de la cavitation.

Trois types de fonctionnement de la vanne ont été examinés sur le second modèle :

- un premier type, appelé "manoeuvre normale" est celui qui a lieu lors du remplissage du sas, la chute initiale étant de 13,75m avec un niveau aval situé à 6,10m au-dessus de l'axe de la vanne. Au cours de la manoeuvre la chute diminue pour s'annuler en fin de sassement.

- un deuxième type appelé "fermeture accidentelle" est celui qui se réaliserait sous une chute constante de 13,75m (sas en communication avec le bief aval);
- un troisième type qui représente le cas extrême de la fermeture sous une chute constante de 17,25m, soit la différence de niveau entre le bief amont et le plafond du bief aval.

L'étude s'est faite sur l'installation spéciale dont le Laboratoire dispose pour la réalisation de grandes différences de pression.

Le modèle reproduisait une vanne-papillon circulaire (figure 27) à angle de fermeture nul. Il s'agissait en l'occurrence, d'une vanne "Pratt". La lentille était logée dans un conduit cylindrique de même diamètre et cela sur une longueur représentant 50 fois le diamètre de la vanne. Cette conduite était prolongée par une tuyauterie de 300 mm de diamètre, alimentée par un réservoir à niveau constant.

Les conditions d'amont pouvaient être ajustées par une vanne de réglage située près du réservoir, tandis que les conditions d'aval étaient réglées soit par un ajutage conique, soit à l'aide d'une cheminée dans laquelle on maintient un niveau déterminé.

Lorsque la vanne est fermée la résultante des forces correspond à la poussée hydrostatique, normale au plan de la vanne dont la valeur est

$$P = P_{\text{spéc.}} \frac{\pi}{4} D^2 \Delta H_s$$

où D est le diamètre de la lentille et ΔH_s la pression exprimée en mètres d'eau, $P_{\text{spéc.}}$ le poids spécifique.

Lorsque la vanne est inclinée, du fait de l'écoulement, la poussée P est excentrée par rapport à l'axe de la vanne et forme un angle différent de 90° avec le plan de la vanne.

Les essais et calculs montrent que pour une "manoeuvre normale" on reste notablement au-dessous du seuil de cavitation et qu'en conséquence la loi des débits relevée sur le modèle de l'écluse est correcte.

Le couple maximum s'élève à 12 tonnes-mètres pour un angle α de 35° (figure 28). La poussée maximum sur la vanne se présente pour la vanne fermée et s'élève à 97 tonnes (voir figure 29).

Pour les chutes exceptionnelles de 13,75m et 17,25m les poussées sont respectivement de 113 et de 143 tonnes et se produisent toutes les deux pour un angle $\alpha = 45^\circ$ (figure 29).

Les couples maxima pour 13,75 mètres et 17,25 mètres de chute sont de 33,3 tonnes-mètres et de 41,8 tonnes-mètres et se produisent tous les deux pour un angle α voisin de 20° . La valeur du moment de cavitation totale est, à toutes les inclinaisons, supérieure aux valeurs du moment qui se manifeste aux différentes chutes envisagées (figure 28).

3. Effets dynamiques. Instabilité.

Il fut constaté que, lors de la mise en marche du modèle, de l'air est entraîné par l'eau à partir de l'amont ce qui peut provoquer des chocs violents sur la vanne. Les moments peuvent, dans ce cas, atteindre des valeurs qui sont plus du double des valeurs normales tandis que les efforts peuvent être augmentés de 70 %.

Un second type d'instabilité peut se présenter au cas où l'ensemble de la vanne-papillon et du mécanisme de manoeuvre n'est pas suffisamment rigide. Il peut dès lors se produire, pour certains régimes, des variations de débit donnant naissance à des oscillations des moments.

Lorsque ces oscillations s'amplifient elles sont capables de détériorer le mécanisme. A défaut de dispositions spéciales la vanne-papillon peut se fermer brusquement et provoquer un coup de bélier.

Un troisième type d'instabilité prend naissance au passage du régime de contre-pression variable à contre-pression constante ou inversement.

Un reniflard placé au droit de la vanne pourrait maintenir l'écoulement dans un seul type de régime. Cependant la présence d'air n'est pas souhaitée. L'évacuation de l'air par les ouvertures dans le radier du sas provoque des irrégularités dans la répartition du débit et par conséquent des oscillations de la surface d'eau. D'autre part, lorsque cet air est évacué sous forme dispersée il peut se présenter, vu la faible densité du mélange composé d'air et d'eau, un certain danger pour les bateaux chargés.

Il convient cependant de remarquer que cette dernière forme d'instabilité du courant n'est pas à craindre lors du remplissage et de la vidange de l'écluse d'Ittre.

V. - AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE TSHALA II
(CONGO LEOPOLDVILLE) - OUVRAGES AMONT.

La centrale de Tshala I (voir figure 30) se trouve sur la rivière Lubilash, dans la province de Kasai (République du Congo - Léopoldville). Elle utilise une chute naturelle de la rivière de 17m. Une deuxième centrale, celle de Young, est établie près de la centrale de Tshala et est alimentée par une prise d'eau qui se trouve une dizaine de Km en amont.

La construction d'une nouvelle centrale (Tshala II) est envisagée (voir figure 30).

Afin d'assurer l'alimentation convenable des centrales existantes pendant la période des basses eaux et pour permettre la réalisation de la nouvelle centrale, un barrage a été construit sur la rivière.

Les débits caractéristiques à Tshala sont les suivants :

débit minimal d'étiage de 100 ans env.	90 m ³ /sec
débit moyen	484 m ³ /sec
débit de crue annuel moyen	1500 m ³ /sec
débit maximal de crue de 1000 ans	3000 m ³ /sec
débit maximal déjà enregistré	2400 m ³ /sec

La nouvelle centrale aura une puissance nominale de 15.000 CV à 85 m³/sec.

La figure 30 donne également les axes hydrauliques de la rivière entre la prise d'eau de la centrale de Young et celles de Tshala II . La longueur totale du barrage est de 220 m environ.

Il comprend 14 pertuis à fermeture mobile ayant chacun une largeur de 12,25m et un déversoir de même largeur, en béton,

du profil Creager. A la rive droite de la rivière un mur guideau délimite le chenal de prise d'eau entre le barrage et l'ensemble des vannes de décharge de fond.

La prise d'eau proprement dite comprend 6 pertuis de 6m de largeur disposés en deux groupes desservant chacun une chambre de décantation de 75m de longueur environ. A l'aval de chaque chambre se trouve un dessableur à fente transversale débitant 5m³/sec environ.

Les lois du transport des alluvions charriées par la rivière Lubilash sont mal connues. Il est cependant acquis que du sable fin et moyen se dépose sur les plages aux décrues et que des graviers de l'ordre de quelques centimètres de diamètre sont entraînés en période de crue. Etant donné la chute assez faible, il est permis de supposer que des grains de l'ordre de 1 mm de diamètre peuvent être tolérés dans la centrale sans causer des érosions nuisibles aux turbines.

Le but des essais, qui s'exécutent pour le compte de la Société d'Entreprise et d'Investissements de Bécéka "SIBEKA", est l'étude du transport d'alluvions et l'évacuation de celles-ci par l'ouvrage de décharge de fond ainsi que le fonctionnement des dessableurs.

Le modèle est à l'échelle 3/100 (figure 31). Il représente la rive droite de la rivière avec l'ouvrage de prise d'eau et une partie du barrage.

La photo de la figure 32 donne une vue de la prise d'eau avec les chambres de décantation et la fente du dessableur. Cette figure donne également une coupe longitudinale de la prise d'eau et le détail du dessableur.

Les essais exécutés jusqu'ici ont déjà permis de prévoir au projet des modifications qui auront pour conséquence de réduire considérablement les quantités de matières solides pénétrant dans la prise d'eau.

VI. - LE BARRAGE DE LIXHE

L'amélioration de la Meuse prévoit la construction d'un barrage à Lixhe à quelques kilomètres au nord de Visé. Une écluse pour la navigation et une centrale hydroélectrique font partie du projet.

Les vannes principales, au nombre de six, seront du type indiqué à la figure 33. Elles seront manoeuvrées verticalement. La largeur de chacune d'elles est de 24m; la largeur des piles est de 3,20m. Des hausses basculantes ou vannettes évacueront les petits débits. La hauteur de retenue du barrage est de 7,00m.

Un approfondissement du lit de la rivière a été prévu en aval des vannes. Quant au profil de cet approfondissement diverses propositions ont été faites (figure 34). Le but des essais était la détermination du type d'approfondissement le meilleur au point de vue hydraulique.

Le modèle était à deux dimensions, à l'échelle 1/25, et représentait une tranche de vanne, par ailleurs schématisée et sans hausse basculante. Il n'a donc été tenu compte ni de l'interaction des diverses vannes et ses conséquences pour le ressaut qui peut se produire à l'aval, ni de l'effet des piles et de la centrale sur l'écoulement.

Chaque type de profil d'approfondissement a fait l'objet d'un examen comportant :

- 1) le tarage de la vanne;
- 2) la stabilité du ressaut sur le radier aval du barrage en fonction du débit et du niveau de la rivière;
- 3) les trajectoires du courant au droit du barrage ainsi qu'en amont et en aval de celui-ci, en fonction de la levée de la vanne et de son implantation par rapport à l'approfondissement;

- 4) les pressions et les différences de pressions statiques sur les profils de l'approfondissement pour diverses levées et implantations de la vanne;
- 5) les vitesses de courant.

Sur le modèle les caractéristiques de la vanne principale ont été déterminées en premier lieu. Pour un niveau amont constant on a déterminé le débit qui passe en dessous de la vanne principale, en fonction de la levée et du niveau aval. Ces mesures ont été faites pour les divers types de profils d'approfondissement proposés ainsi que pour deux implantations de vanne (voir figure 34).

La figure 35 donne pour le projet II les caractéristiques de la vanne pour les implantations envisagées et indiquées par 1 et 2 à la figure 34. Il convient de remarquer que l'on a indiqué en abscisse le débit par unité de largeur et non pas le débit total de la rivière.

L'approfondissement a pour but de localiser le ressaut dans lequel une grande partie de l'énergie se dissipe. La géométrie de l'approfondissement est choisie de manière telle que le ressaut n'ait pas tendance à se déplacer vers l'aval lors de l'abaissement du niveau dans le bief aval. On dit que le ressaut est instable lorsqu'il a tendance à se déplacer vers l'aval. A chaque débit correspond une cote aval sous laquelle le ressaut devient instable. La courbe qui relie ces divers points est indiquée par R à la figure 35. Cette courbe a été obtenue en faisant varier le niveau aval pour la cote amont et une levée de vanne donnée.

La courbe de $q = f(H)$ donnant le débit de la Meuse en fonction des niveaux immédiatement en aval du barrage prévu, a été calculée et est représentée en trait fort à la figure 35. Cette courbe étant pour tous les projets au-dessus de la courbe R, on peut en déduire que le ressaut est stable. Le débit étant donné par unité de largeur, ce qui précède est vrai pour autant que toutes les vannes fonctionnent simultanément de la même manière.

Lorsqu'au contraire le débit est évacué par deux vannes au lieu de six, le q devient trois fois plus grand et le point de fonctionnement peut se situer alors dans la zone instable (A' en dessous de B' à la figure 35). Cette figure peut donc servir de base pour les consignes de manoeuvre des vannes.

Les résultats des essais ont montré qu'au point de vue stabilité du ressaut, les projets II et IIIbis sont plus favorables que le projet I et que le projet III est le plus défavorable.

Pour les projets I et II les lois des pressions sur le coursier ont des allures normales. Pour les projets III et IIIbis de grandes sous-pressions ont été mesurées sur le radier, sous la vanne. L'écoulement est très instable; on pourrait y remédier par une ventilation complète.

Des vibrations de la vanne ont été observées lors de petites levées.

Les vitesses sur le coursier (projets I et II) sont très grandes pour les faibles ouvertures de la vanne. Des phénomènes de cavitation locale ainsi que des matériaux durs charriés par la rivière pourraient attaquer le coursier.

Pour les plus grands débits de la rivière on a mesuré, à un mètre au-dessus du sol, des vitesses plus grandes que la vitesse moyenne et ce jusqu'à environ 75m en aval du barrage, ce qui indique la nécessité de protéger le fond de la rivière en aval du barrage.

En conclusion des essais le Laboratoire propose le projet II.

TWEEDE AFDELING
THEORETISCHE STUDIES

DEUXIEME SECTION
ETUDES THEORIQUES

I.- E 3 - SCHELDETUNNEL

Ter oriëntatie van de eigenlijke proeven voor de studie van het zinken der tunnelementen in het Scheldemodel (zie Eerste Afdeling) zijn proeven uitgevoerd geworden in het experimenteel kanaal doch het voornaamste opzet was hier een stel vergelijkende, theoretische proeven op touw te zetten om de invloed van sommige afzonderlijke parameters na te gaan zoals : lengte van het tunnelement, waterdiepte, al dan niet aanwezigheid van de tunnelsleuf, stroomsnelheid, enzovoort. Door zijn beperkte breedte biedt het kanaal niet de gewenste overeenstemming ten opzichte van de Scheldetunnel; aan de andere kant is het mogelijk in het kanaal de invloed van een bepaalde parameter scherper te kunnen nagaan wegens het wegvallen van storende effecten zoals de onregelmatigheid van het werkelijk Schelde-dwarsprofiel.

Een eerste reeks proeven vergeleek twee verscheidene manieren van verticale ophanging van een tunnelement : bij de eerste manier waren de drie ophangpunten symmetrisch geschikt tegenover de stroomrichting; bij de tweede manier is de schikking van deze ophangpunten dissymmetrisch.

De krachten werden gemeten in zeven bevestigingsdraden : de drie verticale en vier horizontale draden welke laatste twee aan twee in elkaars verlengde gelegen zijn. Uit deze gemeten krachten en de vervormbaarheid van het systeem der zeven bevestigingsdraden in acht genomen, werden voor bepaalde gevallen opeenvolgend berekend :

- de projecties van de resulterende krachten en momenten ten opzichte van een assenstelsel gecentreerd in het geometrisch zwaartepunt van het tunnelement;

- de resulterende krachtenvector en de resulterende momentenvector, aangrijpend in dit zwaartepunt;
- de verplaatsingen van het zwaartepunt volgens ieder der drie assen en de verdraaiingen rond die drie assen.

De resulterende krachten bij de dissymmetrische instelling van het tunnelement werden gemiddeld 25 % groter bevonden dan bij de symmetrische instelling.

Tevens werd in het geval van de symmetrische instelling van het tunnelement een statistische studie gemaakt op de 99 % - waarschijnlijkheidsgrens van de geregistreerde krachtendiagramma's. De aldus bekomen uiterste krachten werden vergeleken met de rechtstreeks opgemeten uiterste waarden. De resultaten van dit onderzoek hebben aangetoond dat genoeg kan worden genomen met een directe aflezing uit de opgemeten diagramma's van de uiterste en gemiddelde waarden der krachten in de bevestigingsdraden; de verschillen zijn namelijk klein en liggen aan de veilige kant voor de maximale waarden der krachten.

Daar correlatie bestatigd werd tussen de gemeten afwaartse en opwaartse verticale krachten, werd ook een statistische berekening op de 99 %- waarschijnlijkheidsgrens gemaakt van de uiterste waarden van de krachtenresultante, rekening houdend met de correlatie tussen de gemeten waarden der verticale krachten.

Deze studie wordt voortgezet.

II. - DETERMINATION DES AXES HYDRAULIQUES EN TEMPS DE CRUE DE LA MEUSE ET DE LA DERIVATION A LIEGE

Parmi les projets d'aménagement du réseau routier dans la traversée de Liège, le Service de la Voirie de la Ville envisage la possibilité d'utiliser partiellement ou en totalité la dérivation de la Meuse (Figure 36) pour y établir, en couverture, une autoroute urbaine.

Le Laboratoire a été chargé de déterminer, par calcul, les répercussions que la réalisation éventuelle de ces projets entraînerait sur le niveau des eaux en temps de crue dans la traversée de Liège.

Les axes hydrauliques ont été calculés, tant pour la Meuse que pour sa Dérivation, dans un grand nombre d'hypothèses, notamment :

- en ce qui concerne les profils en long :
deux profils en long ont été examinés, tant pour la Meuse que pour la Dérivation, celui correspondant à la situation actuelle et celui qui sera réalisé par des travaux d'amélioration.
- en ce qui concerne les profils en travers de la Dérivation :
trois profils en travers ont été considérés pour la Dérivation, avec la largeur actuelle, avec une largeur rétrécie à 40m et le cas extrême de la suppression de la Dérivation.
- en ce qui concerne les débits :
plusieurs débits de crues ont été admis :
 - a) un débit faible dont on possédait les mesures hydrométriques, c'est-à-dire la répartition des débits et les 2 axes hydrauliques ($Q = 1145 \text{ m}^3/\text{sec}$).

b) un débit plus important ($Q = 2280 \text{ m}^3/\text{sec}$) dont on ne connaît que les axes.

c) le débit de la crue de 1926 : $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{sec}$.

d) trois débits de crues plus importants :

$$Q = 3500 \quad , \quad 3600 \quad \text{et} \quad 4500 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

- en ce qui concerne les coefficients de rugosité :

la valeur des pertes de charge étant mal connue en crue, plusieurs coefficients de rugosité ont été utilisés. Leur valeur était, soit constante, soit variable le long du cours d'eau. Chaque hypothèse détermine une répartition différente du débit dans la Meuse et sa Dérivation. C'est d'ailleurs l'estimation de cette répartition qui exige un grand volume de calcul, car elle s'obtient par tâtonnement .

Chacun des débits a et b , qui sont connus, ont servi à la détermination d'une série de coefficients de rugosité. Les axes hydrauliques et les vitesses moyennes pour les débits c et d ont été établis en fonction des coefficients de rugosité ainsi déterminés.

L'examen des différents axes hydrauliques nous permet de tirer les conclusions suivantes pour un débit total de 3000 m^3 par seconde :

- 1° Le rétrécissement de la Dérivation à 40,00 m de largeur provoquera dans la Ville de Liège, un relèvement des cotes qui peut être estimé de 0 cm en aval (la cote à Coronmeuse (+ 61,00) étant imposée) et à ± 25 cm au confluent amont, ceci tant pour les profils en long actuels que futurs.
- 2° La suppression de la Dérivation provoquera un relèvement graduel d'aval en amont de 0 à ± 100 cm, ceci tant pour les profils en long actuels que futurs.

3° Par rapport à la situation actuelle, la réalisation des profils en long futurs provoque un abaissement graduel de 0 à $\pm$ 50 cm, si l'on maintient les largeurs en Dérivation. Avec un rétrécissement de la Dérivation à 40 m on obtient un abaissement de 0 à $\pm$ 25 cm. En supprimant la Dérivation on constate un relèvement graduel de 0 à $\pm$ 25 cm.

Bien que l'on n'ait pas tenu compte de la perte de charge due à la présence des piles, les niveaux dépassent dans certains cas la cote des naissances pour des débits de 3000 m³/sec ou plus. Les calculs ont été faits dans l'hypothèse d'une section trapézoïdale de la Dérivation et ne sont plus valables lorsque le niveau d'eau dépasse la cote des naissances des voûtes. En pareil cas, les niveaux réels seront donc plus élevés que les niveaux calculés, du fait :

- 1° qu'au-dessus des naissances la section mouillée augmente de plus en plus faiblement avec la hauteur d'eau.
- 2° que l'augmentation du périmètre mouillé et donc la perte de charge augmente plus rapidement au-dessus du niveau des naissances des voûtes.
- 3° que la présence des piles augmente les résistances.

III. - STUDIE BETREFFENDE DE MOGELIJKHEID DE STORMVLOED- COTA'S IN HET GEBIED DER HAVEN VAN ANTWERPEN TE DOEN DALEN

1. Inleiding.

Het doel dezer studie is de mogelijkheid te onderzoeken de stormvloedcota's te doen dalen door het aanbrengen van potpolders.

Onder potpolder verstaat men een gebied, naast de stroom gelegen, dat bij hoge waterstanden onder water loopt ten gevolge van het feit dat de dijken ter plaatse van de potpolder vanaf een zeker peil overstortbaar zijn. Hierdoor wordt een deel van het vloeddebiet bezijden de rivierbedding verzameld, waardoor tevens een daling der niveaus bekomen wordt.

Het gaat om een theoretische studie van het effect van potpolders, zonder rekening te houden met het economisch aspect van de zaak.

2. Hypothesen en gegevens der berekening.

In de berekening werd aangenomen dat de overlaat als volmaakte overlaat werkt en dat het in de polder opgenomen water niet gerestitueerd wordt. Er wordt tevens a priori verondersteld dat de nodige overstromingsterreinen op de Linkeroever afwaarts Antwerpen aanwezig zijn. Eveneens wordt hierbij de mogelijkheid in overweging genomen het Verdronken Land van Saaftinge in te polderen om zijn oppervlakte bij zwaar getij als potpolder te doen fungeren. Hierdoor verkrijgt men een bergingscapaciteit van $60 \cdot 10^6$ m³ bij cota + 6.00 NK D.

Voor het berekenen van het tijverloop wordt gebruik gemaakt van de hydrodynamische vergelijkingen : de continuïteitsvergelijking

$$\frac{\delta z}{\delta t} + \frac{1}{b} \frac{\delta q}{\delta x} = 0 \quad (1)$$

welke het evenwicht uitdrukt tussen de verandering van het niveau(z) per eenheid van tijd(t) en het aan- en afgevoerd debiet(q);

en de dynamische vergelijking

$$\frac{\delta u}{\delta t} + g \frac{\delta z}{\delta x} + g \frac{u |u|}{C^2 h} = 0 \quad (2)$$

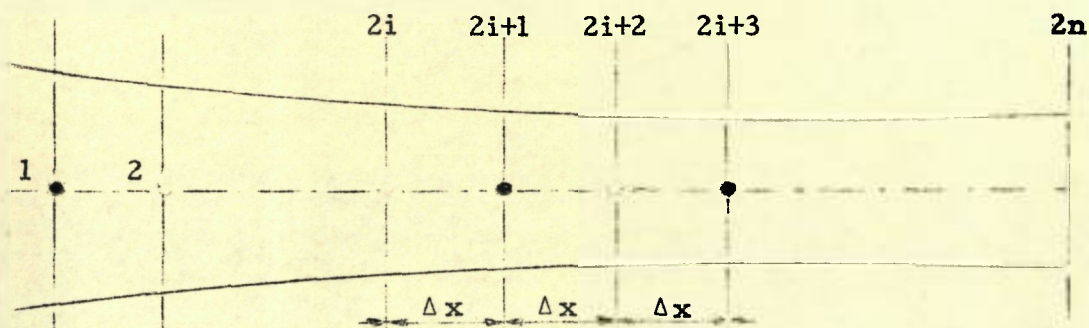
welke het evenwicht uitdrukt tussen de verschillende optredende krachten : versnellingskracht, drukverschil en wrijvingsweerstand.

In deze vergelijkingen zijn

- z = de abscis van afwaarts naar opwaarts gericht
- u = de gemiddelde snelheid van het water
- b = de breedte van de rivier op niveau z
- h = de gemiddelde diepte onder niveau z
- C = de wrijvingscoëfficiënt
- g = de versnelling der zwaartekracht.

Om het stel vergelijkingen (1) en (2) te integreren vervangt men de partiële afgeleiden door quotiënten van eindige verschillen.

Men verdeelt de rivier in een zeker aantal secties die men nummert van afwaarts naar opwaarts.



Beschouwt men nu het pand $(2i, 2i + 2)$ en noemt men z_{2i+1}^0 het niveau op tijdstip $t = t_0$ in het punt $2i + 1$, q_{2i+1}^1 en q_{2i+2}^1 de debieten in de punten $2i$ en $2i + 2$ op tijdstip $t_1 = t_0 + \Delta t$, dan kan men z_{2i+1}^2 berekenen door vergelijking (1) als volgt te vormen

$$\frac{z_{2i+1}^2 - z_{2i+1}^0}{t_0 + 2 \Delta t - t_0} + \frac{1}{b} \frac{q_{2i+2}^1 - q_{2i}^1}{x_{2i+2} - x_{2i}} = 0$$

wat geeft

$$z_{2i+1}^2 = z_{2i+1}^0 + \frac{q_{2i}^1 - q_{2i+2}^1}{b} \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad (1')$$

Beschouwen we nu het pand $(2i + 1, 2i + 3)$. We onderstellen gekend te zijn de snelheid in het punt $2i + 2$ op $t_1 = t_0 + \Delta t$ (u_{2i+2}^1) en de waterstanden in de punten $2i + 1$ en $2i + 3$ op $t_2 = t_0 + 2 \Delta t$ (z_{2i+1}^2 en z_{2i+3}^2), dan kunnen we mits vergelijking (2) om te vormen tot een uitdrukking in de eindige verschillen, de snelheid berekenen in het punt $2i + 2$ op het tijdstip $t_3 = t_0 + 3 \Delta t$, als volgt :

$$\frac{u_{2i+2}^3 - u_{2i+2}^1}{(t_0 + 3 \Delta t) - (t_0 + \Delta t)} + g \frac{z_{2i+3}^2 - z_{2i+1}^2}{x_{2i+3} - x_{2i+1}} + g \frac{u_{2i+2}^1 | u_{2i+2}^1 |}{C_h^2} = 0$$

wat uiteindelijk geeft

$$u_{2i+2}^3 = u_{2i+2}^1 + g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{2i+1}^2 - z_{2i+3}^2) + \frac{2g \Delta t}{C_h^2} u_{2i+2}^1 | u_{2i+2}^1 | \quad (2')$$

Wanneer dus gegeven zijn de waterstanden op $t = t_0$ in de oneven knooppunten en de snelheden op $t_1 = t_0 + \Delta t$ in de even knooppunten, dan laat (1') toe de waterstanden in de oneven punten te berekenen op $t_2 = t_0 + 2 \Delta t$ en geeft (2') de snelheden in de even punten op $t_3 = t_0 + 3 \Delta t$. Dit procédé wordt alzo verder gezet voor t_4, t_5, t_6 enz. De waarden van z in het punt 1 en van u in het eindpunt $2n$, welke door deze formules niet bepaald worden, worden als limietgegevens ingevoerd.

Vergelijking (2) is echter onvolledig wanneer het de berekening van een stormtij betreft : inderdaad treedt in deze vergelijking de kracht uitgeoefend door de wind op het wateroppervlak niet op. Deze kracht kan mathematisch bepaald worden; ze werd echter in eerste instantie vervangen door het invoeren van een supplementaire vloedsnelheid op het gepaste ogenblik.

Onder deze voorwaarden werd het stormtijverloop van 1 februari 1953 berekend. Uit figuur 37 blijkt de tamelijk goede weergave van het tijverloop.

3. Uitslagen der berekeningen.

Verschillende berekeningshypothesen, 13 in getal, werden aangenomen; deze kunnen in 4 groepen ingedeeld worden :

- 1) alléén het Verdrongen Land van Saaftinge fungeert als potpolder;
- 2) naast het Verdrongen Land van Saaftinge, dat als potpolder wordt uitgebraat, worden op Belgisch grondgebied een of meerdere potpolders in werking gesteld;
- 3) het Verdrongen Land van Saaftinge ingedijkt en niet overstroombaar, met potpolders op Belgisch grondgebied.
- 4) het Verdrongen Land van Saaftinge in de huidige toestand, maar met potpolders op Belgisch grondgebied, steeds afwaarts Antwerpen.

Voor ieder geval worden de cijfers opgegeven met betrekking tot de niveaudaling en het in de potpolder gestroomde volume water (zie figuur 38). Hieruit blijkt de mogelijkheid de cota's te Antwerpen aanzienlijk te verlagen, mits het aanleggen van de nodige overstromingsvelden, afwaarts Antwerpen : de daling kan tot 85 cm belopen. De oppervlakten die hiervoor als potpolder zouden dienen aangewend, zijn schematisch opgegeven op figuur 39. Hierbij dient dan evenwel de restrictie toegevoegd van het voorhanden zijn der overstromingsvelden. Aldus vindt men voor een daling van 85 cm te Antwerpen een overstroomd volume van 100 miljoen m³ wat overeenkomt met een oppervlakte van 2500 ha indien men gemiddeld 4 m water op de polder zou aannemen, terwijl terzelfdertijd ook het Verdrunken Land van Saaftinge als ingepolderd gedacht werd en als potpolder gebruikt.

De studie werd vervolledigd met het onderzoek naar de doeltreffendheid van het in gebruik stellen van een potpolder opwaarts Antwerpen. Hiervoor zouden de polders van Bazel en Rupelmonde in aanmerking kunnen komen. Hun totale uitgestrektheid bedraagt slechts ongeveer 500 ha. Uit de uitslagen der berekeningen blijkt dat men redelijkerwijze mag aannemen dat de invloed van het in gebruik nemen van hogervermelde oppervlakte als potpolder de hoogwatercota's te Antwerpen hoogstens 10 à 15 cm kan doen dalen.

juni 1965.

juin 1965.

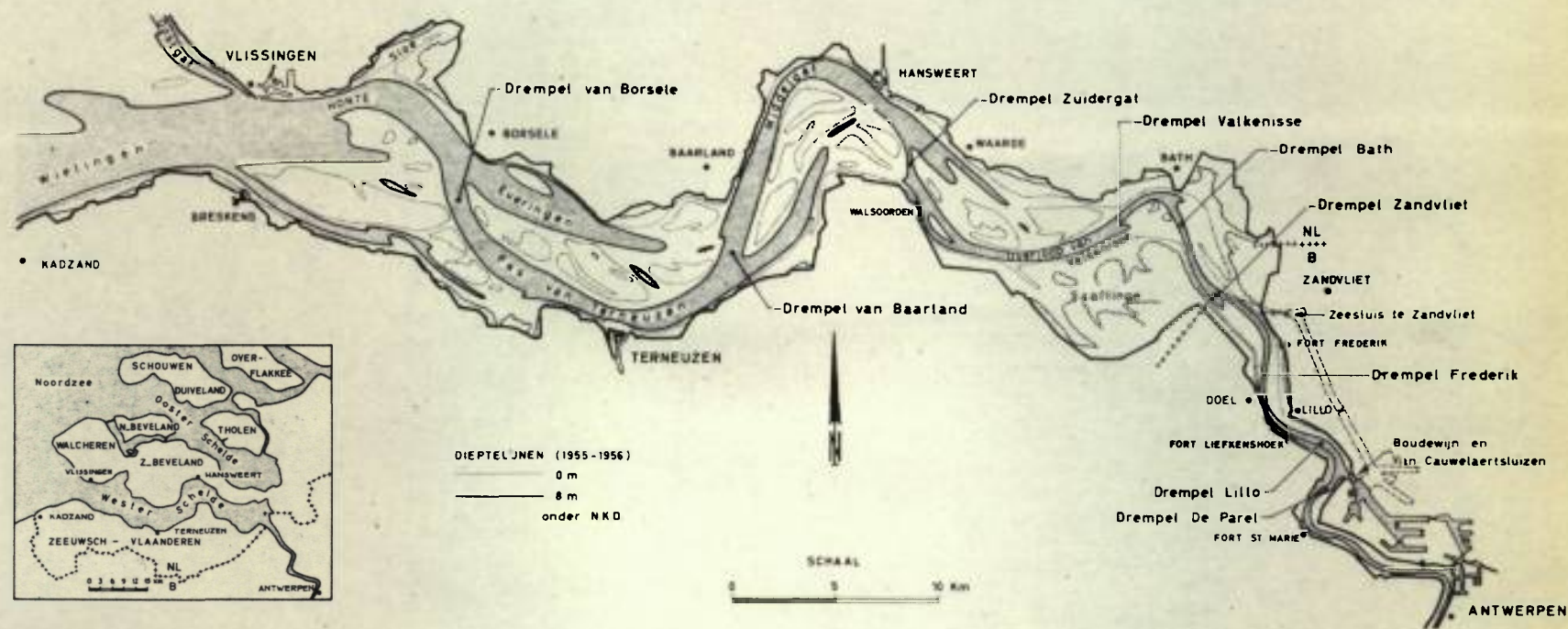


FIG. 1. DE SCHELDE VAN VLISSINGEN TOT ANTWERPEN

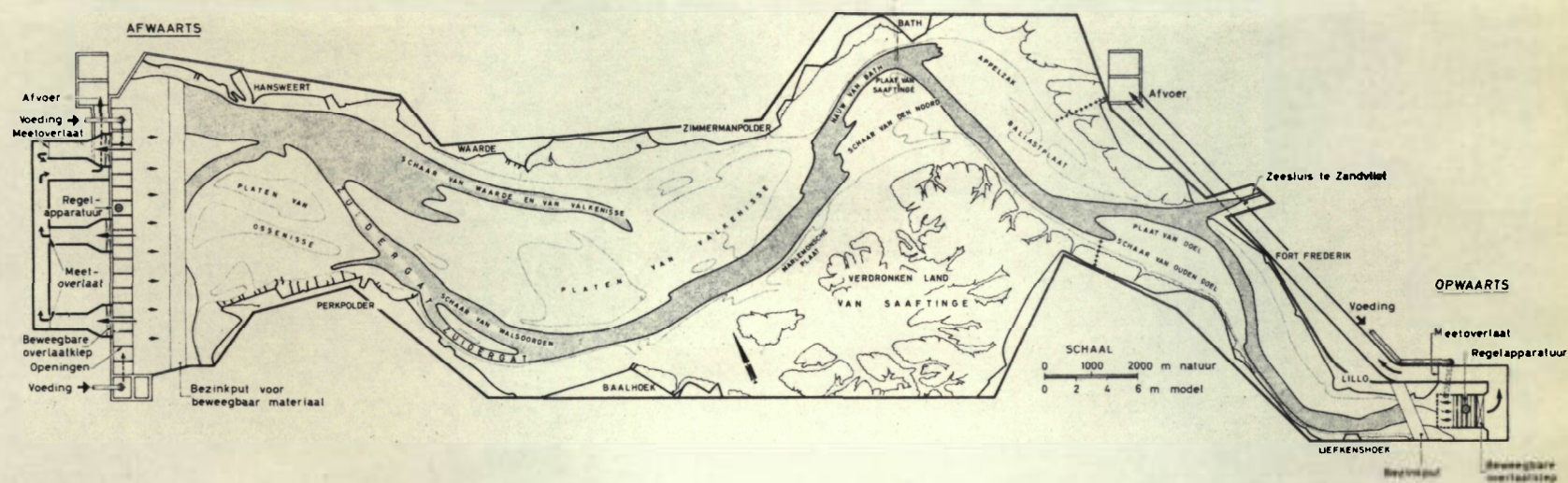


FIG. 2. PLATTEGROND VAN HET SCHELDEMODEL



FIG 3 ZICHT OP HET SCHELDEMODEL

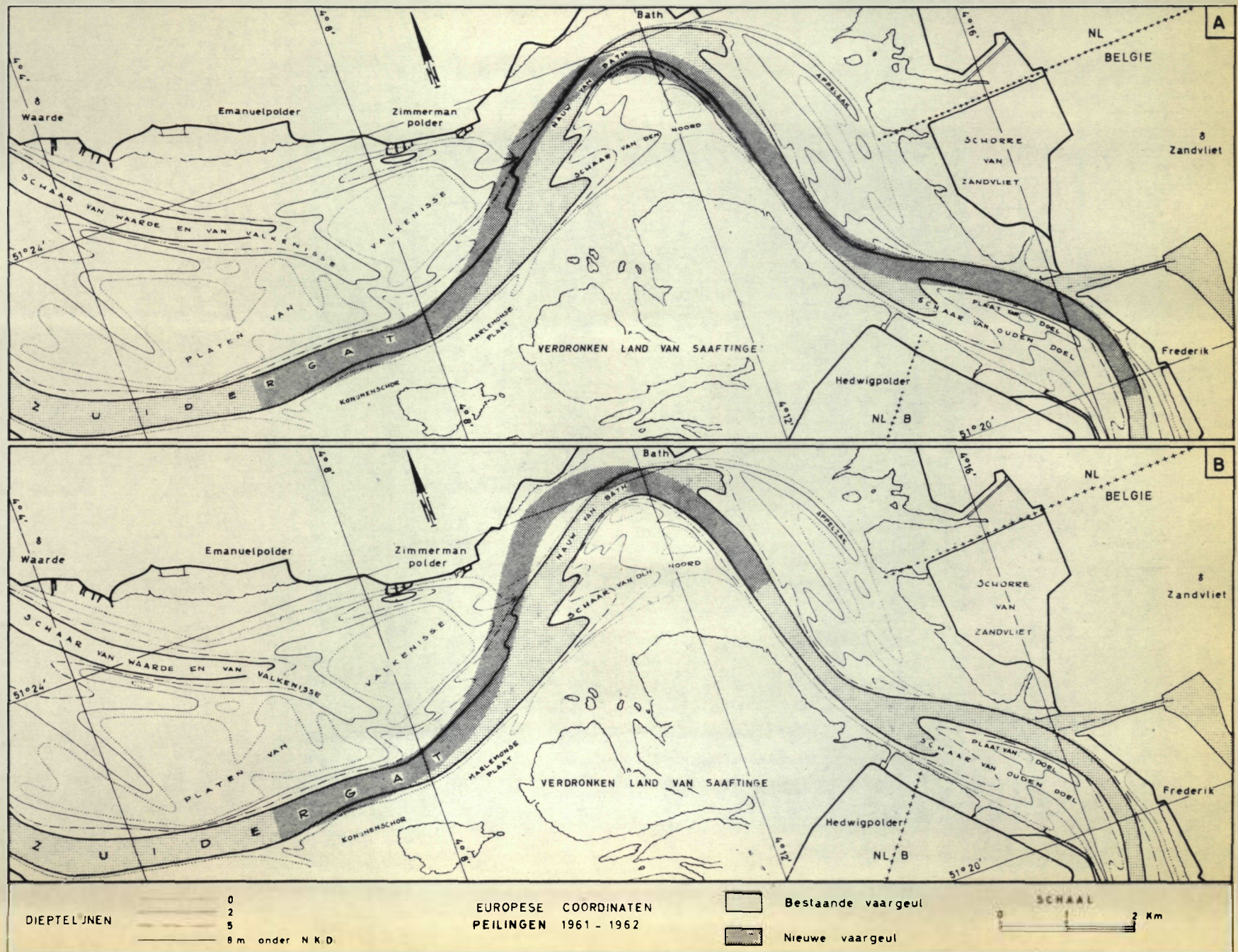


FIG. 4. KALIBRERINGSWERKEN VAN DE SCHELDE IN DE OMGEVING VAN BATH - Voorontwerpen van de 1^e categorie

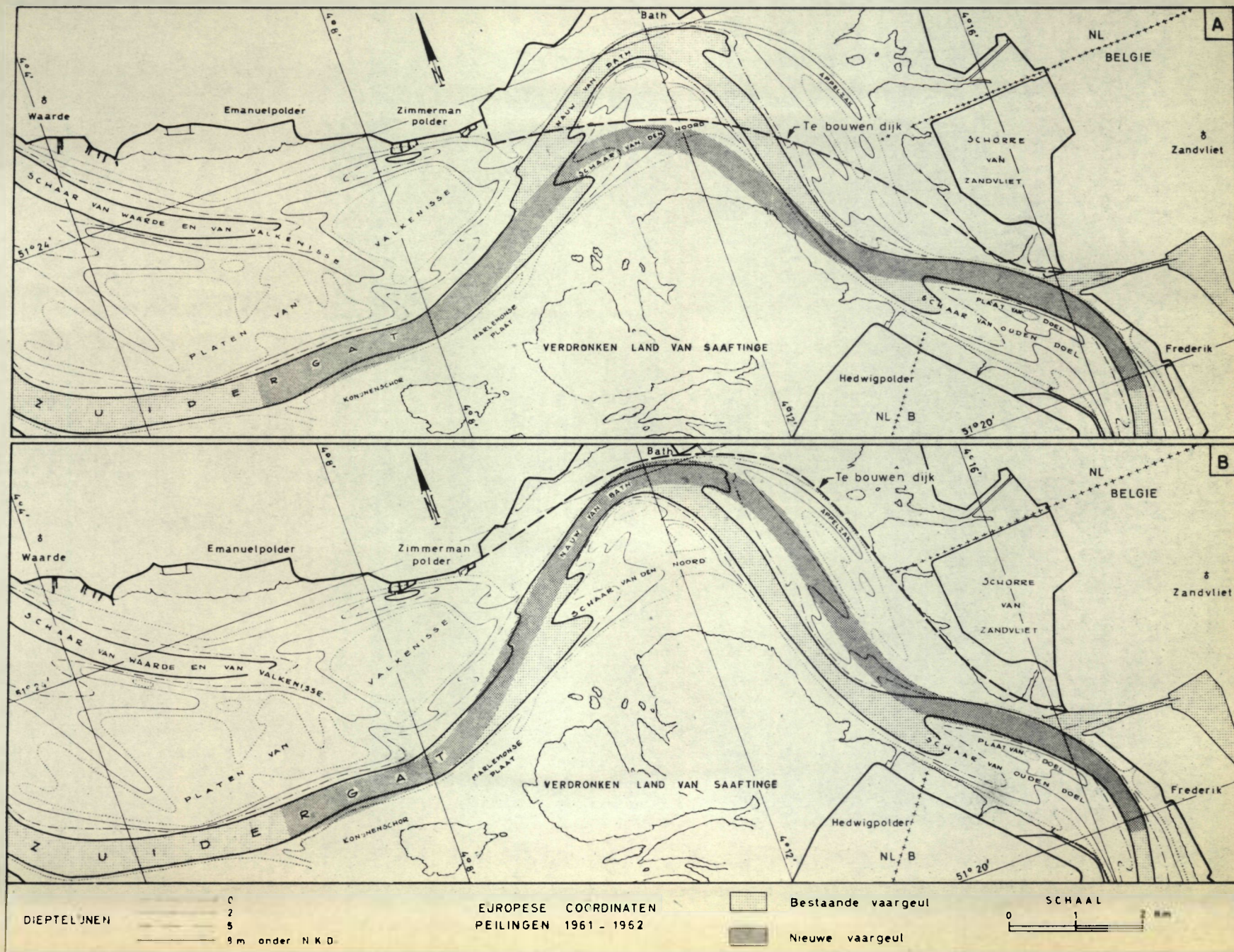


FIG 5. KALIBRERINGSWERKEN VAN DE SCHELDE IN DE OMGEVING VAN BATH - Voorontwerpen van de 2^e categorie

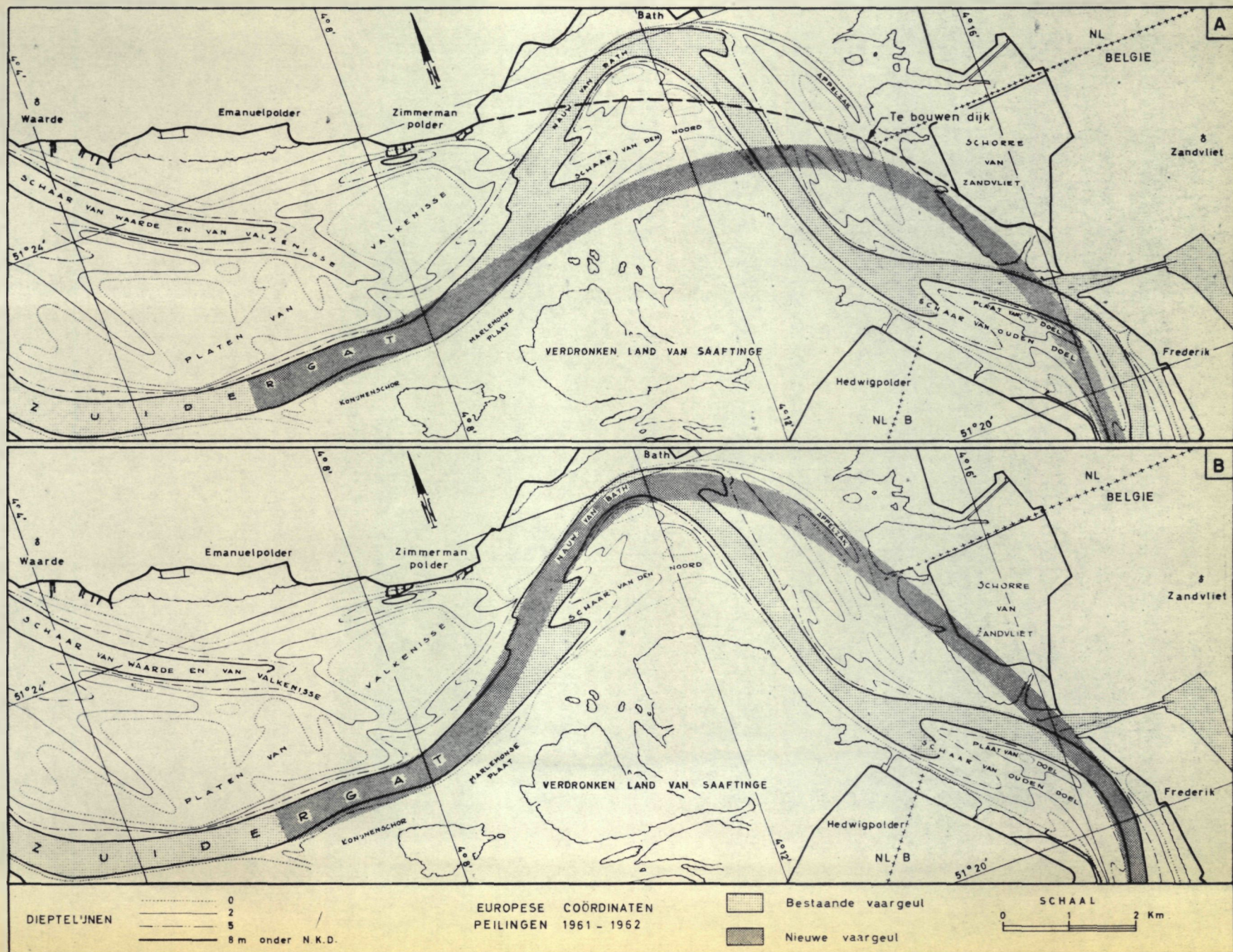


FIG 6 KALIBRERINGSWERKEN VAN DE SCHELDE IN DE OMGEVING VAN BATH - Voorontwerpen van de 3^e categorie

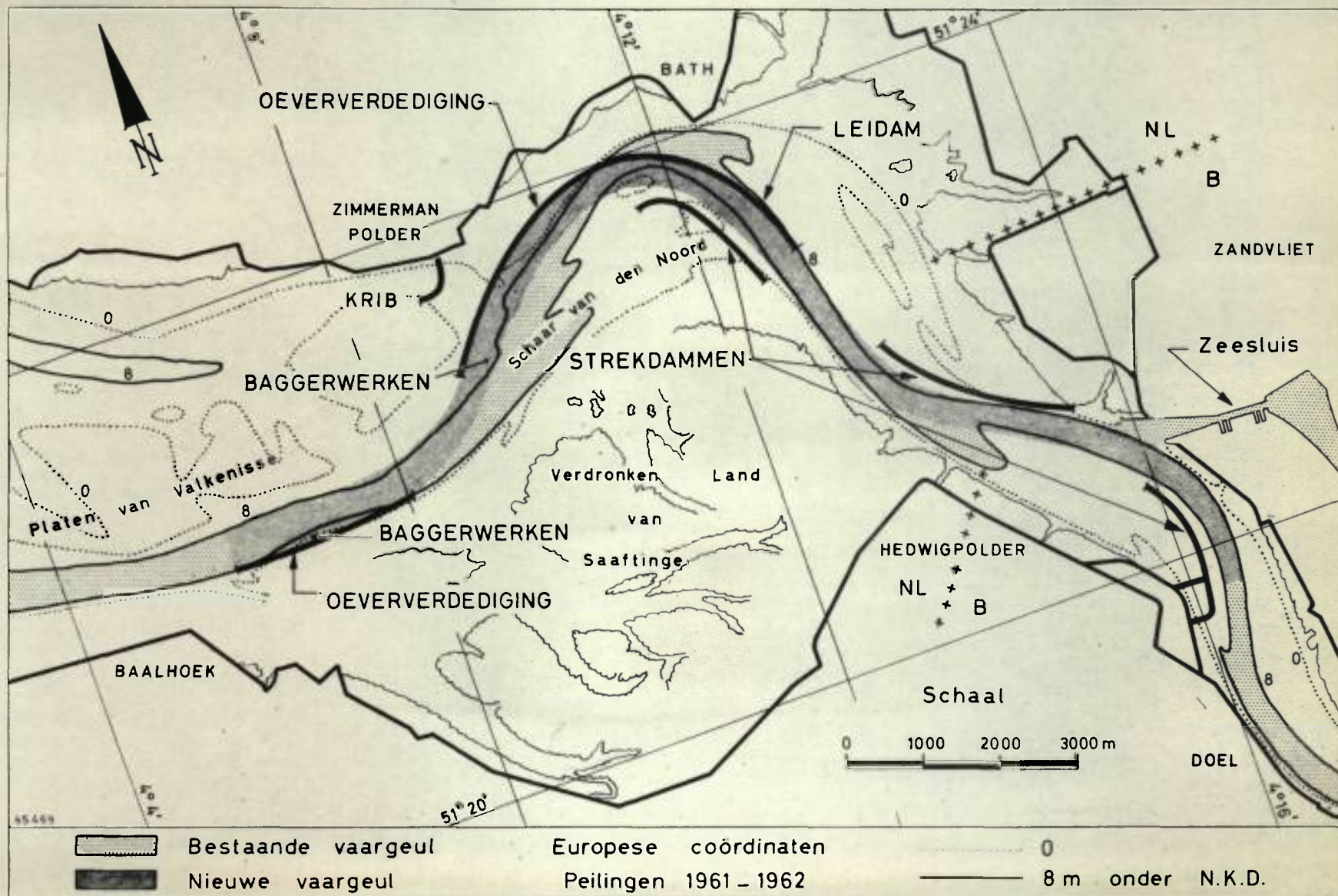
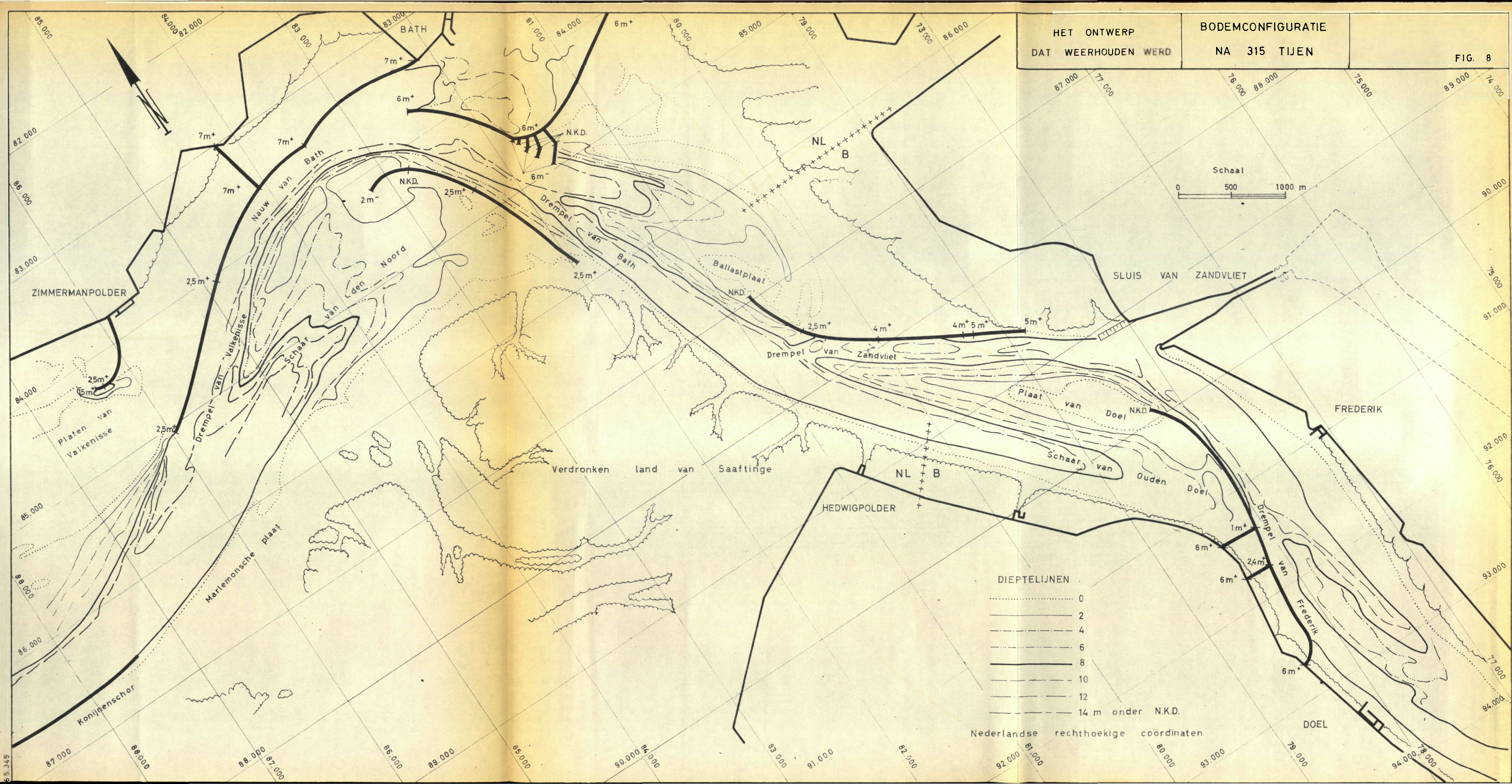


FIG. 7 HET ONTWERP DAT WEERHOUDEN WERD



DIEPTELIJNEN

0
2
4
6
8 m onder N.K.D.

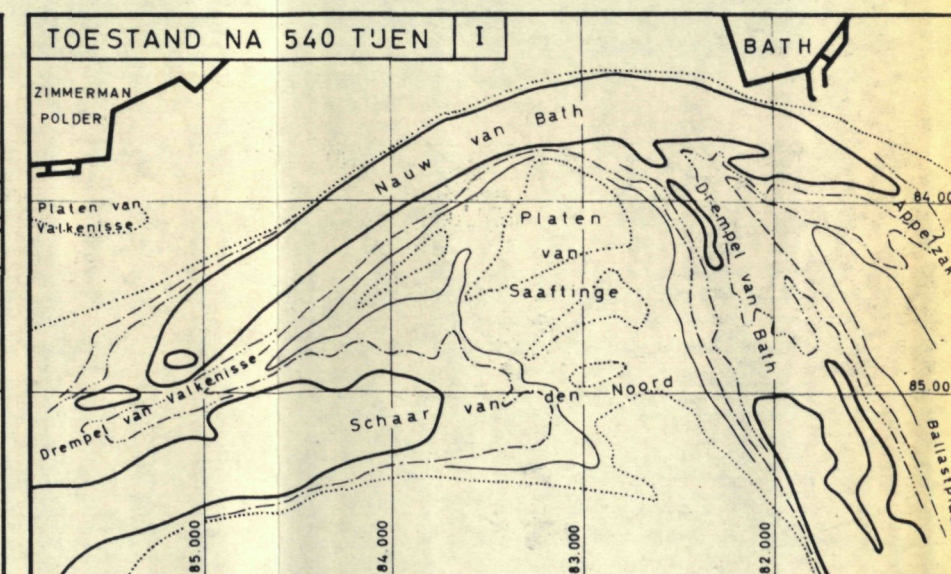
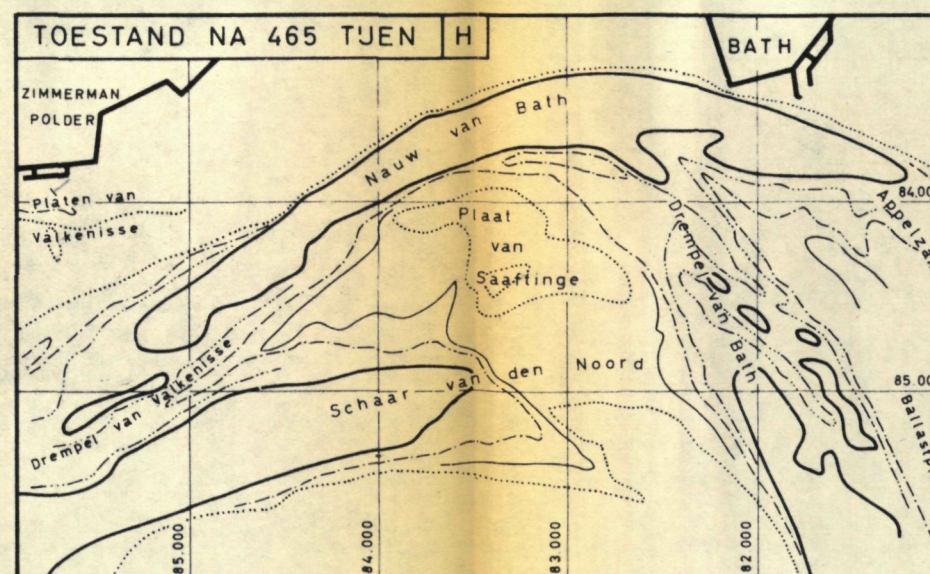
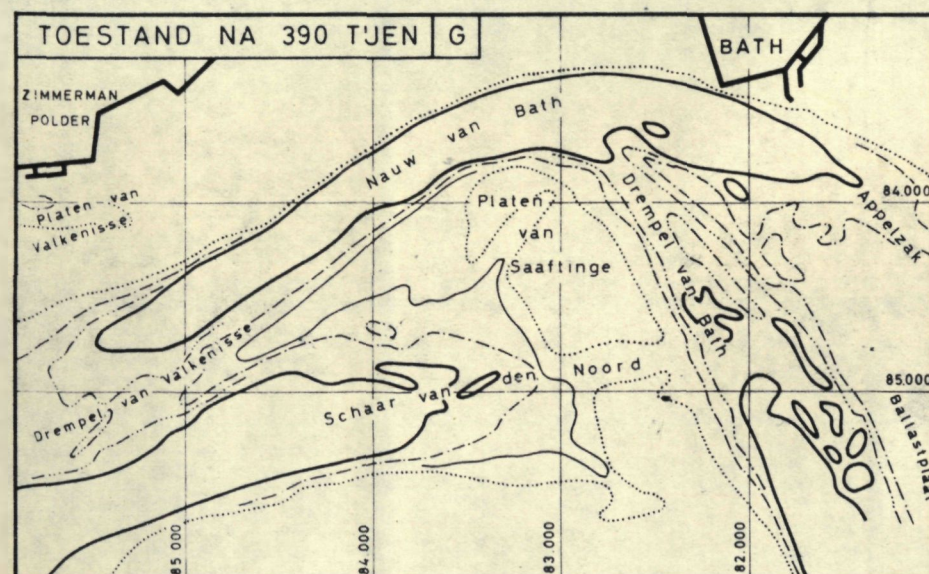
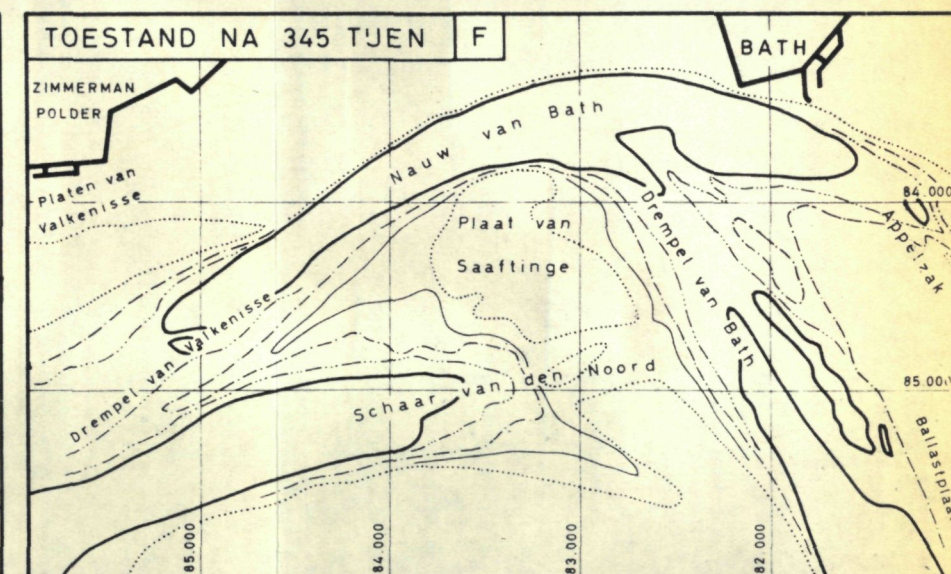
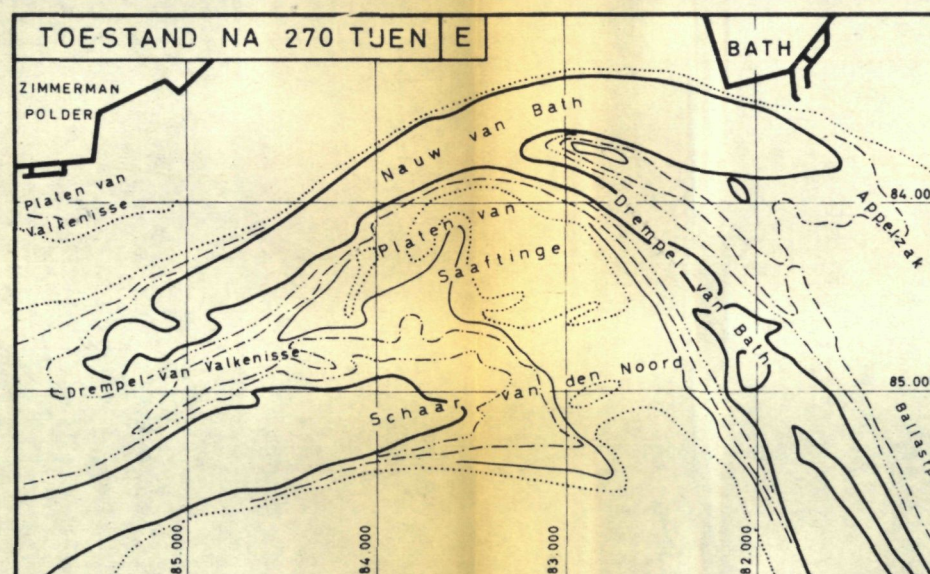
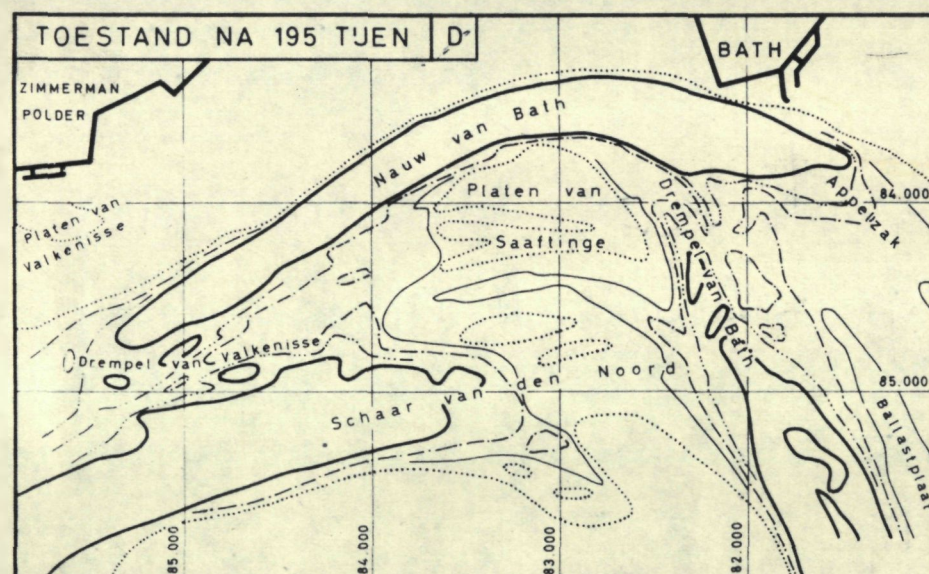
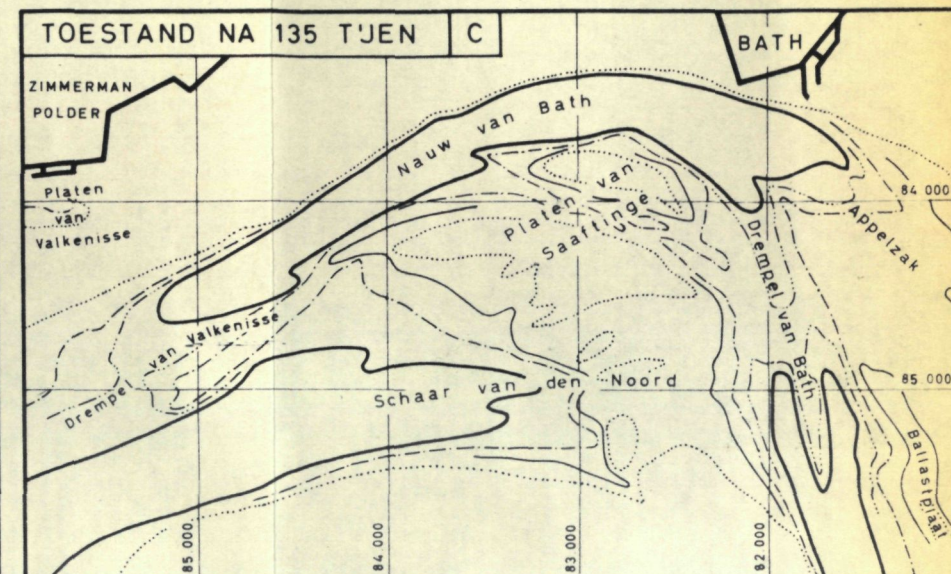
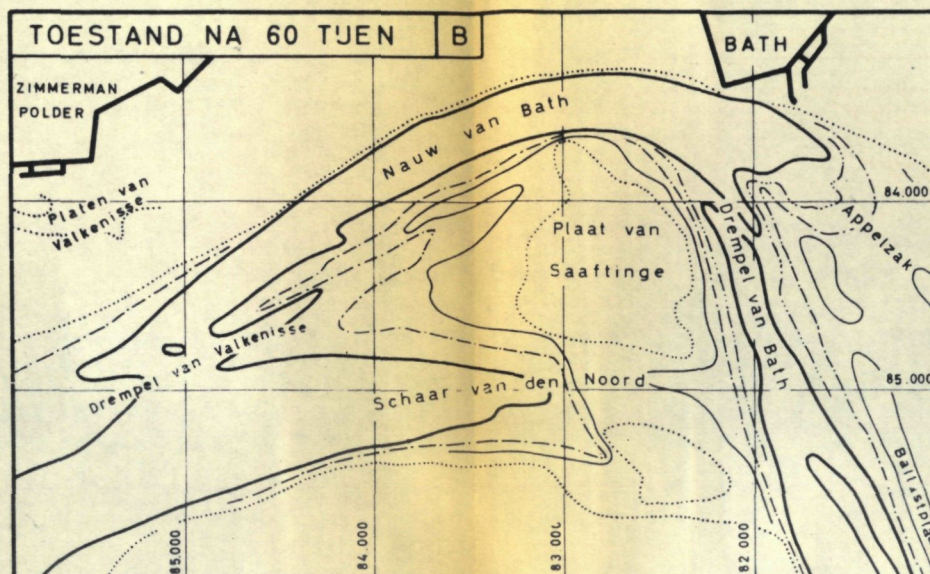
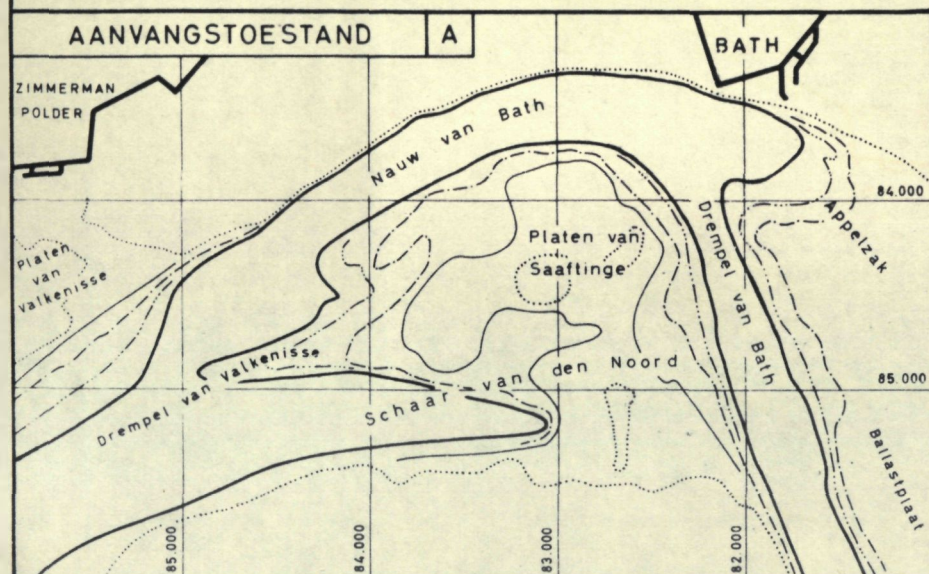
Nederlandse rechthoekige coördinaten

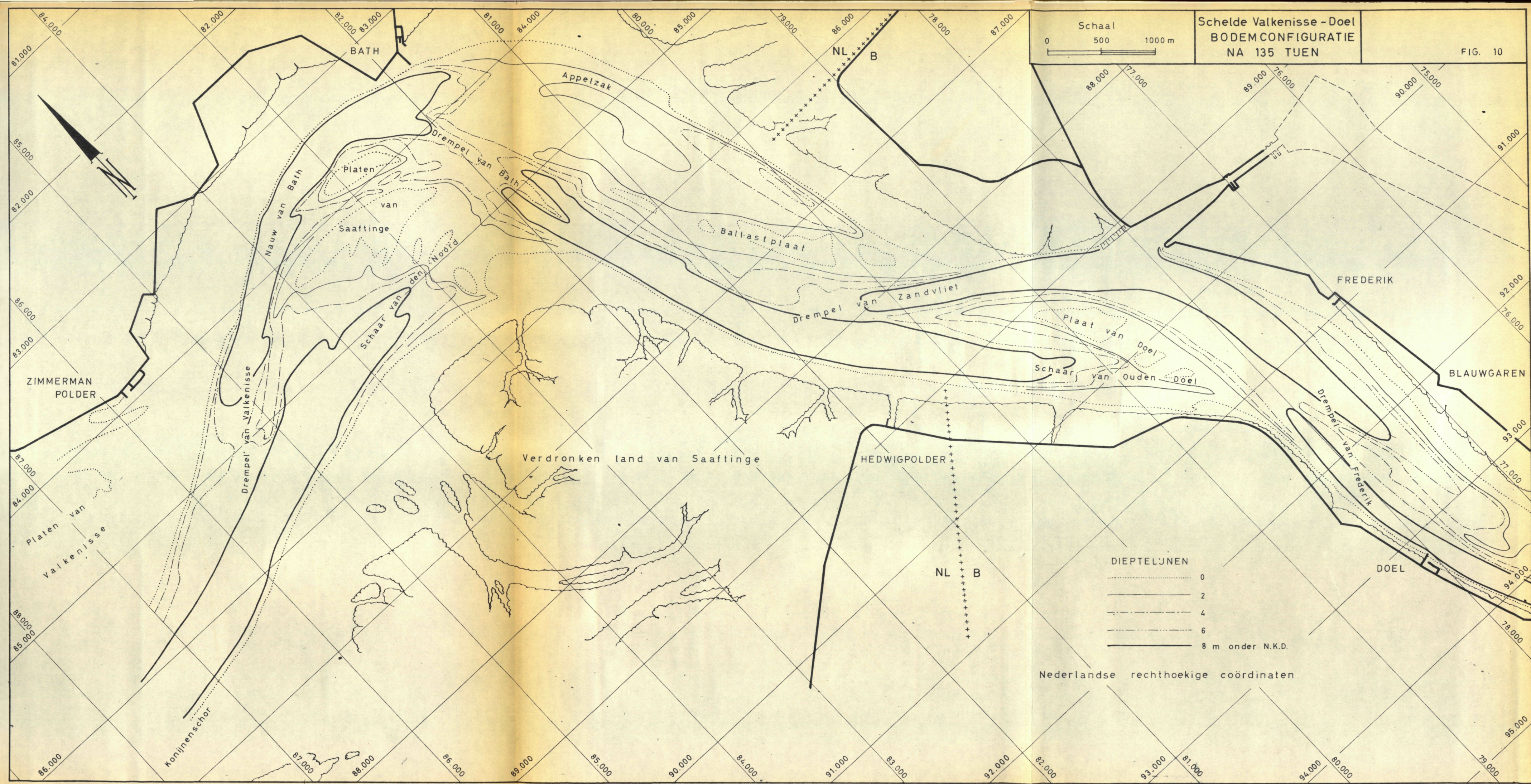
SCHAAL

0 500 1000 1500 m

OMGEVING VAN BATH
UKINGSPROEF

FIG. 9







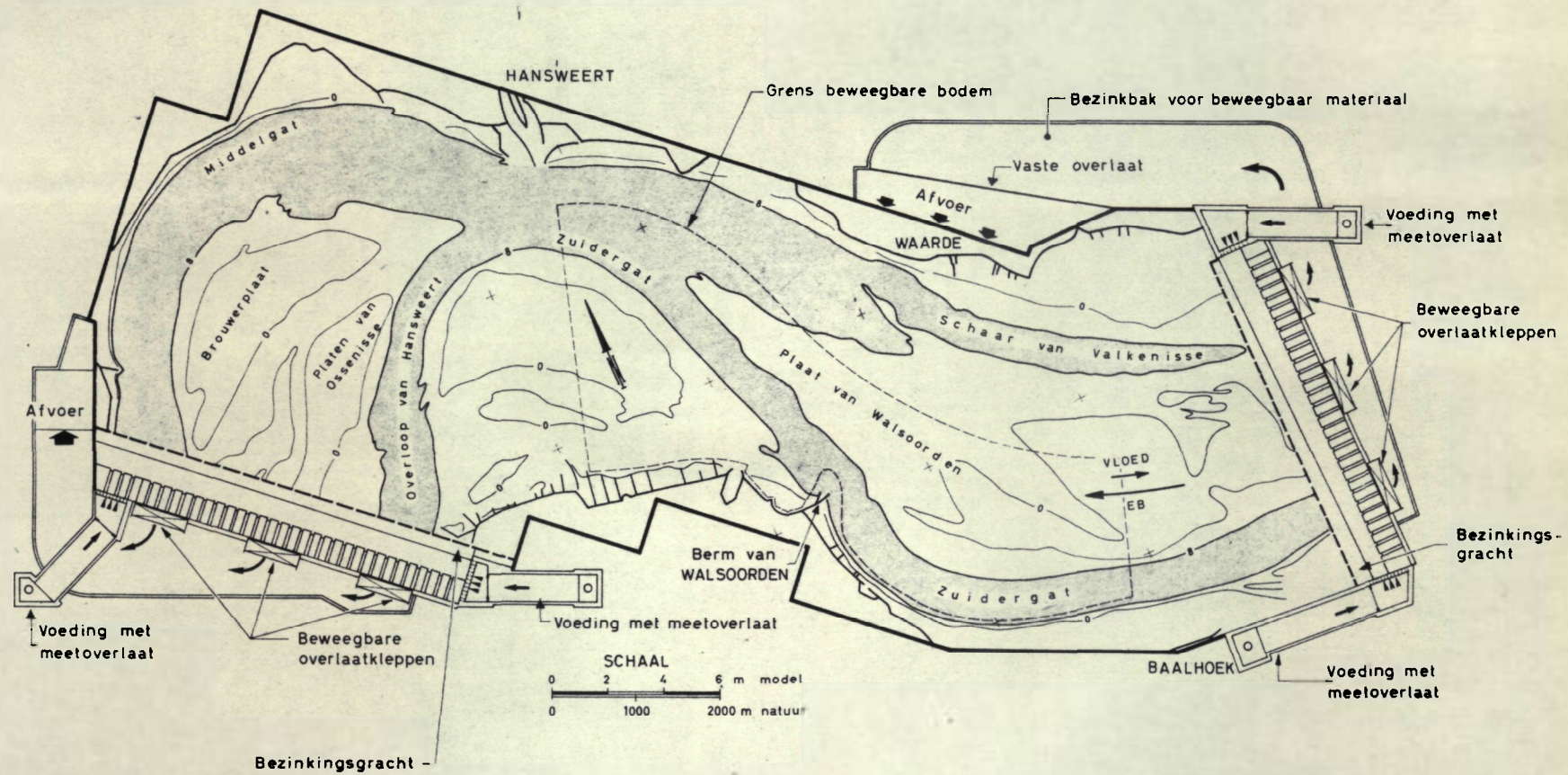
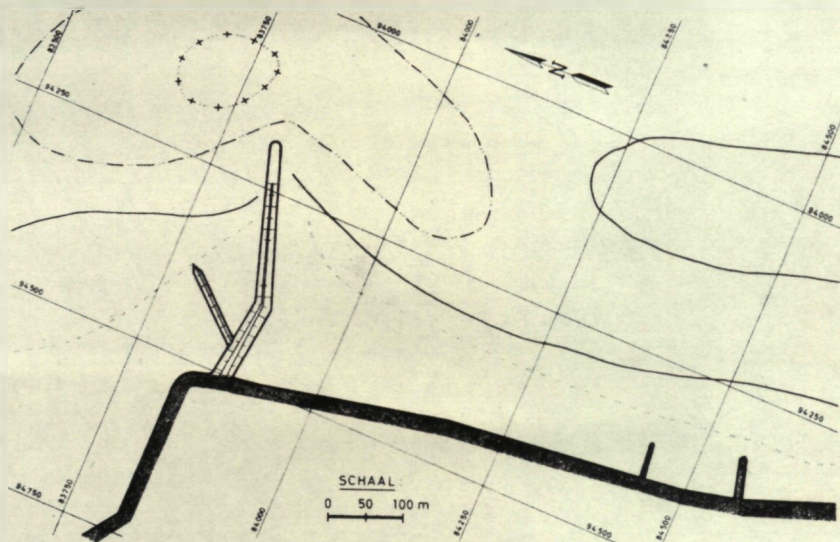


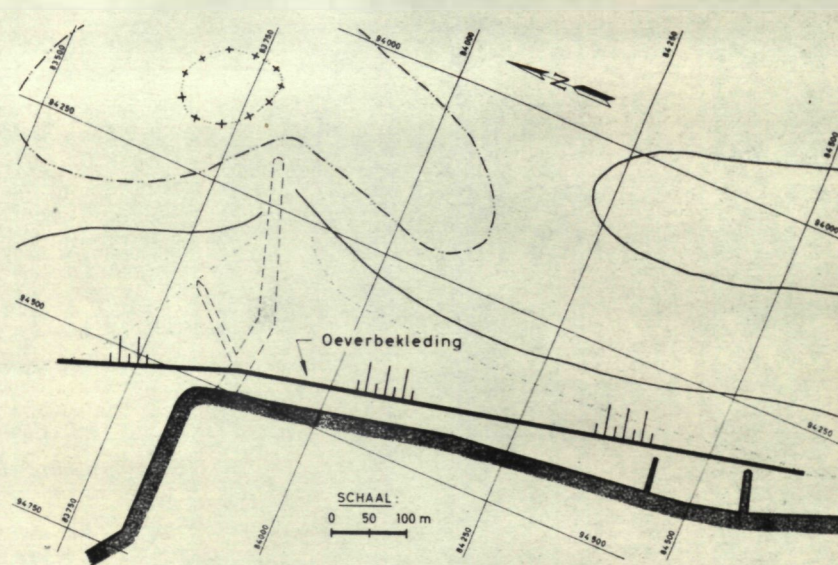
FIG. 12. MODEL VAN DE BOCHT VAN WALSOORDEN



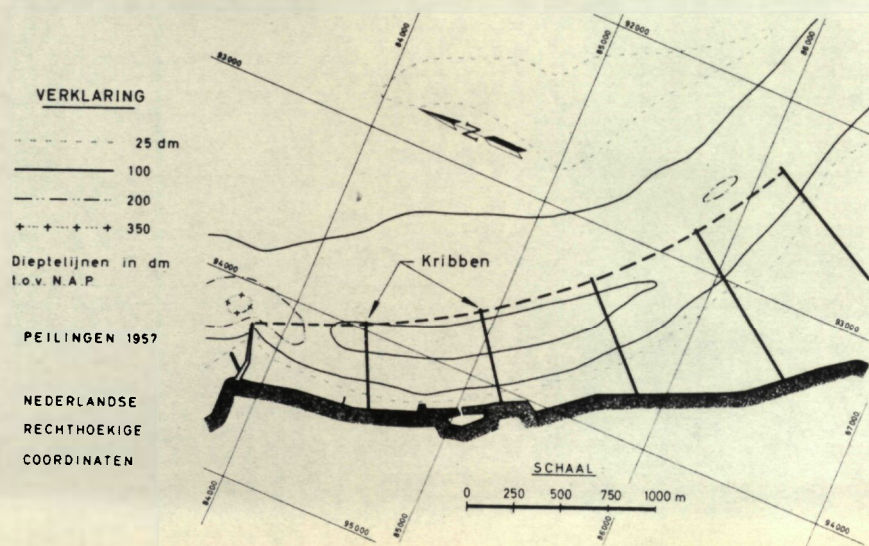
FIG 13 ZICHT OP HET MODEL VAN DE BOCHT VAN WALSOORDEN



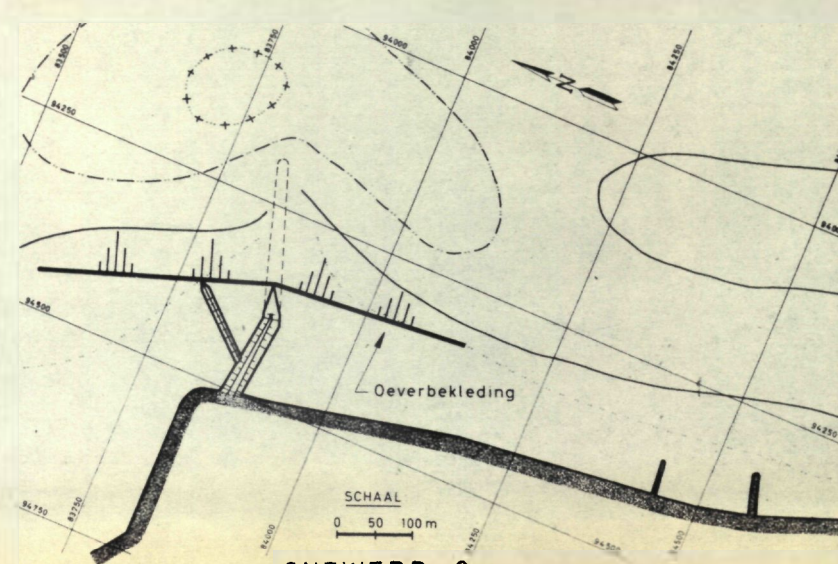
BESTAANDE TOESTAND



ONTWERP 1



ONTWERP 2



ONTWERP 3

VERKLARING

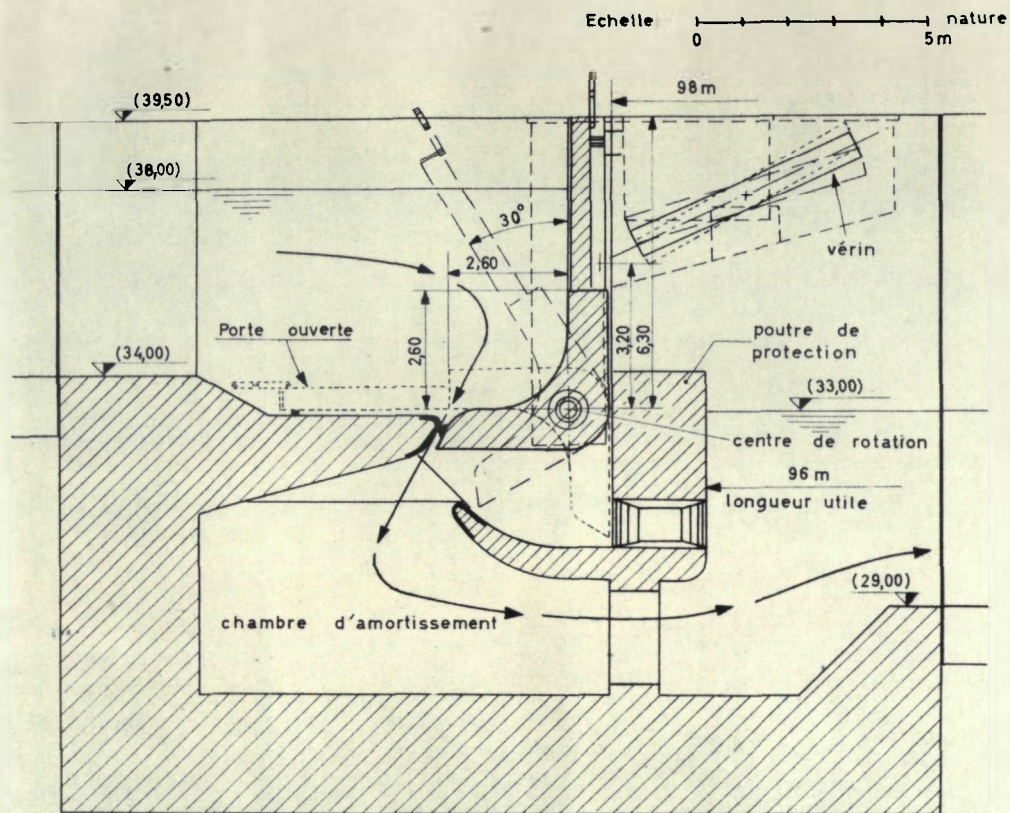
- 25 dm
 - 100
 - - - 200
 - + + + + + 350
- Dieptelijnen in dm
t.o.v. N.A.P.

PEILINGEN 1957

NEDERLANDSE
RECHTHOEKIGE
COORDINATEN

FIG. 14. BOCHT VAN WALSOORDEN - Bestaande toestand en onderzochte ontwerpen

AVANT-PROJET DE LA TETE AMONT



COUPE LONGITUDINALE DU MODELE DE L'ECLUSE (1/25)

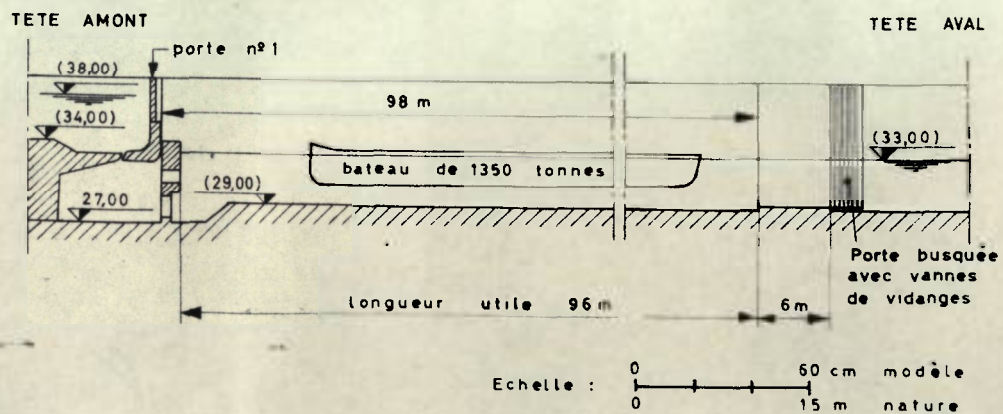


Fig. 15

ECLUSE D'OBourg - WARTONS

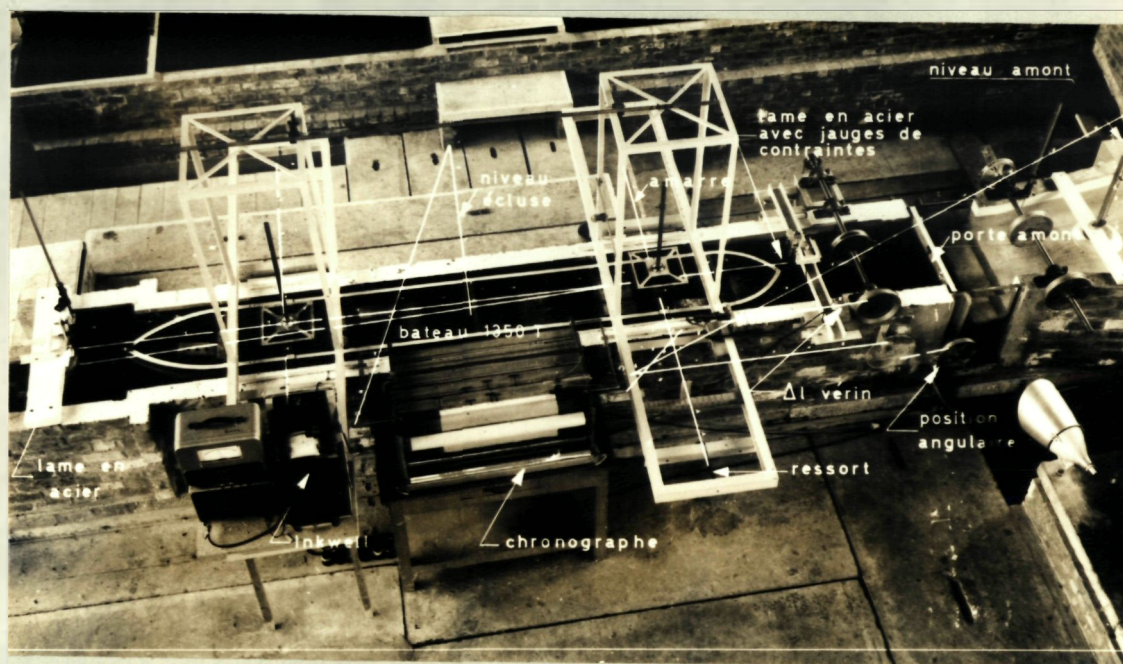


FIG 16 MODELE DE L'ECLUSE D'OBOURG - WARTONS

COUPE LONGITUDINALE

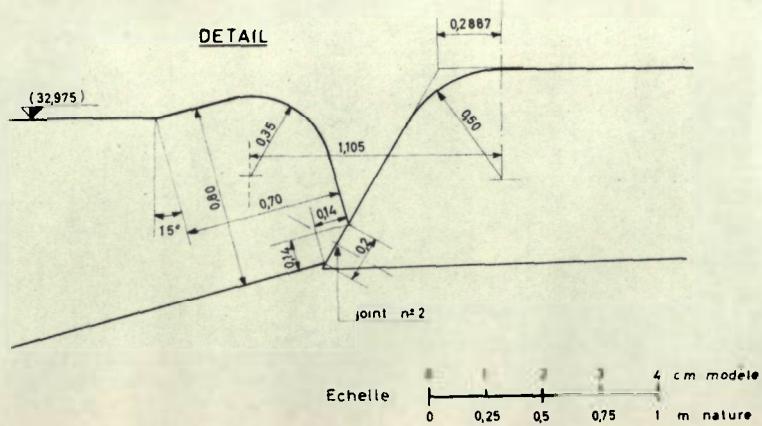
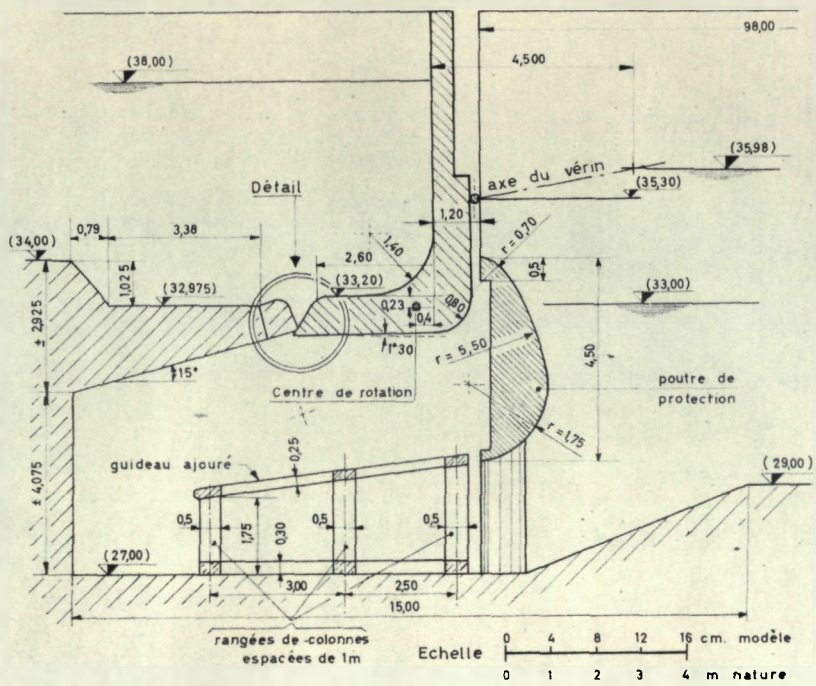


FIG. 17 ECLUSE D'OBOURG - WARTONS
Projet proposé par le Laboratoire

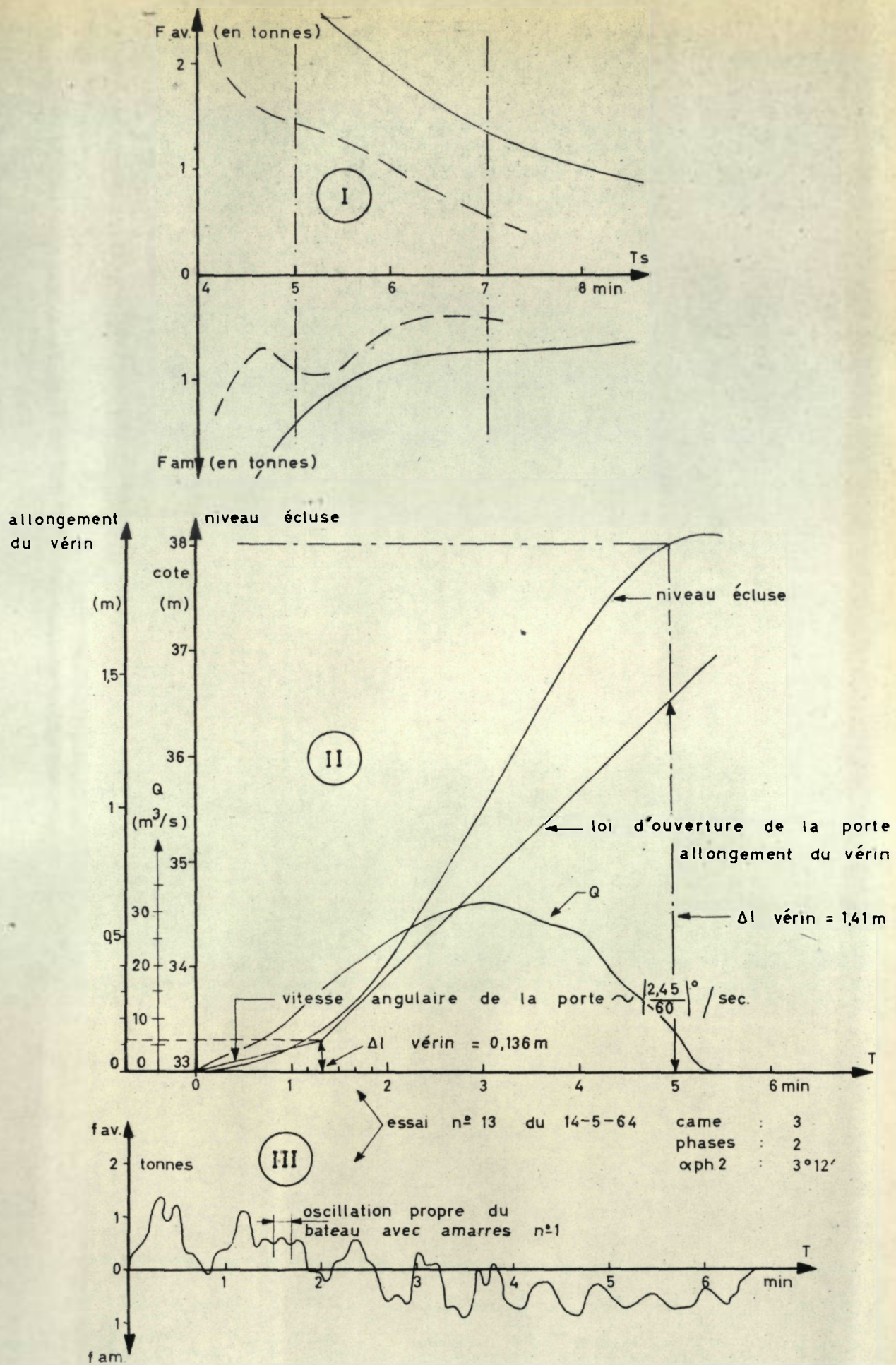


FIG 18. ECLUSE D'OBourg - WARTONS

Principaux résultats des essais

Belgische rechthoekige coördinaten

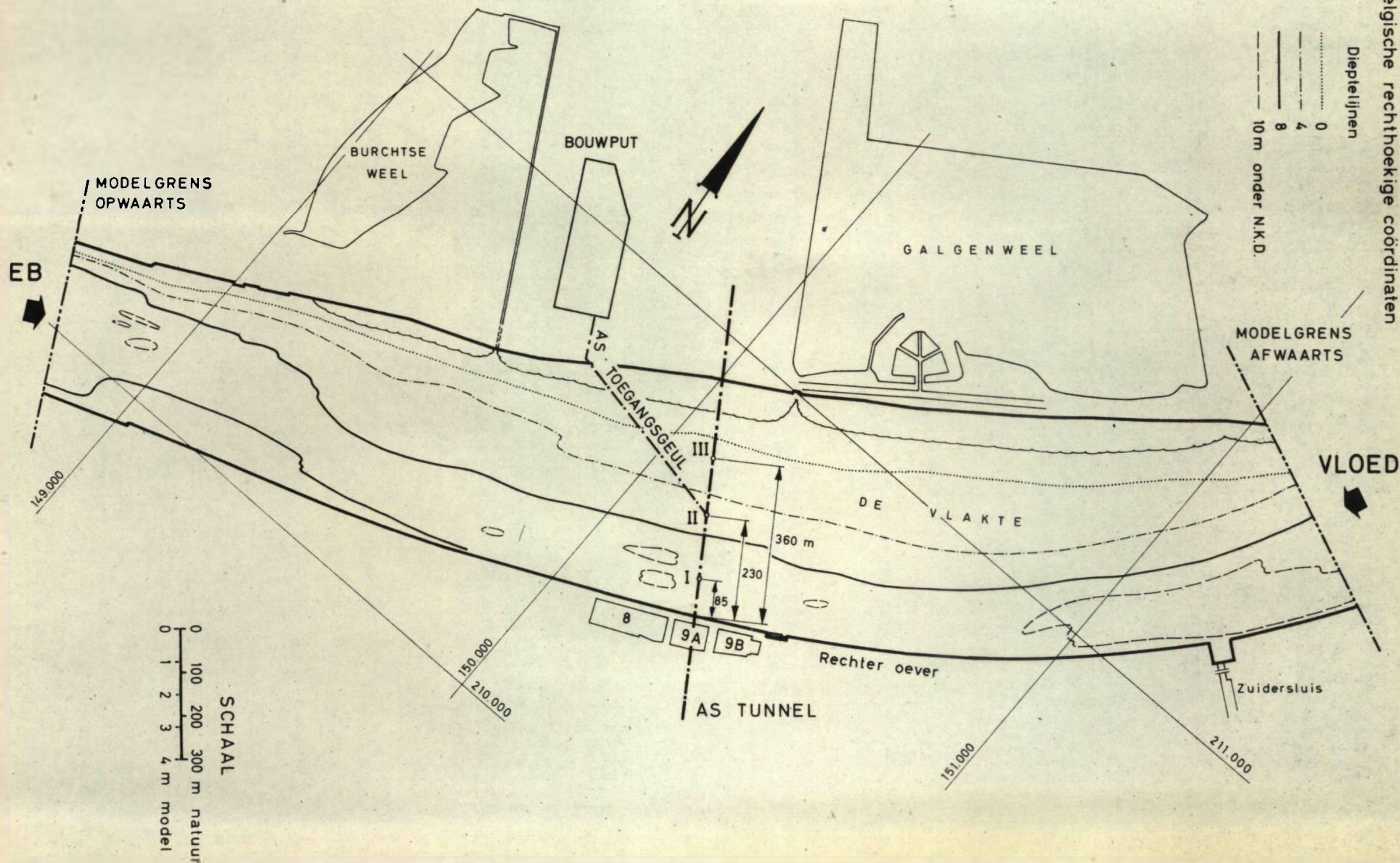
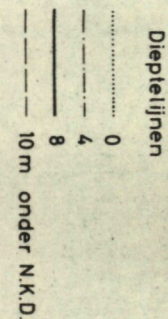


FIG. 19. E 3 - SCHELDETUNNEL - Situatie

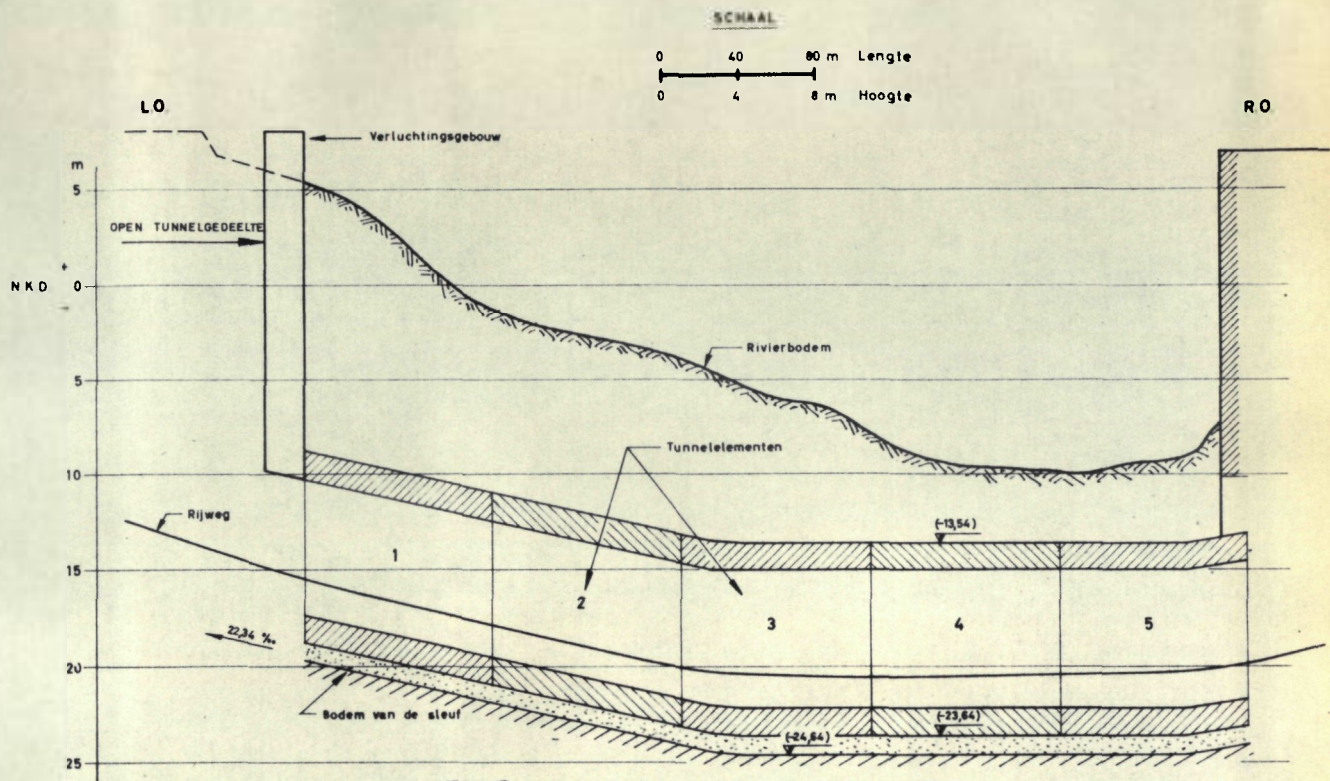


FIG. 20 E 3 - SCHELDETUNNEL

Langsdoorsnede aan de stroomopwaartse zijde

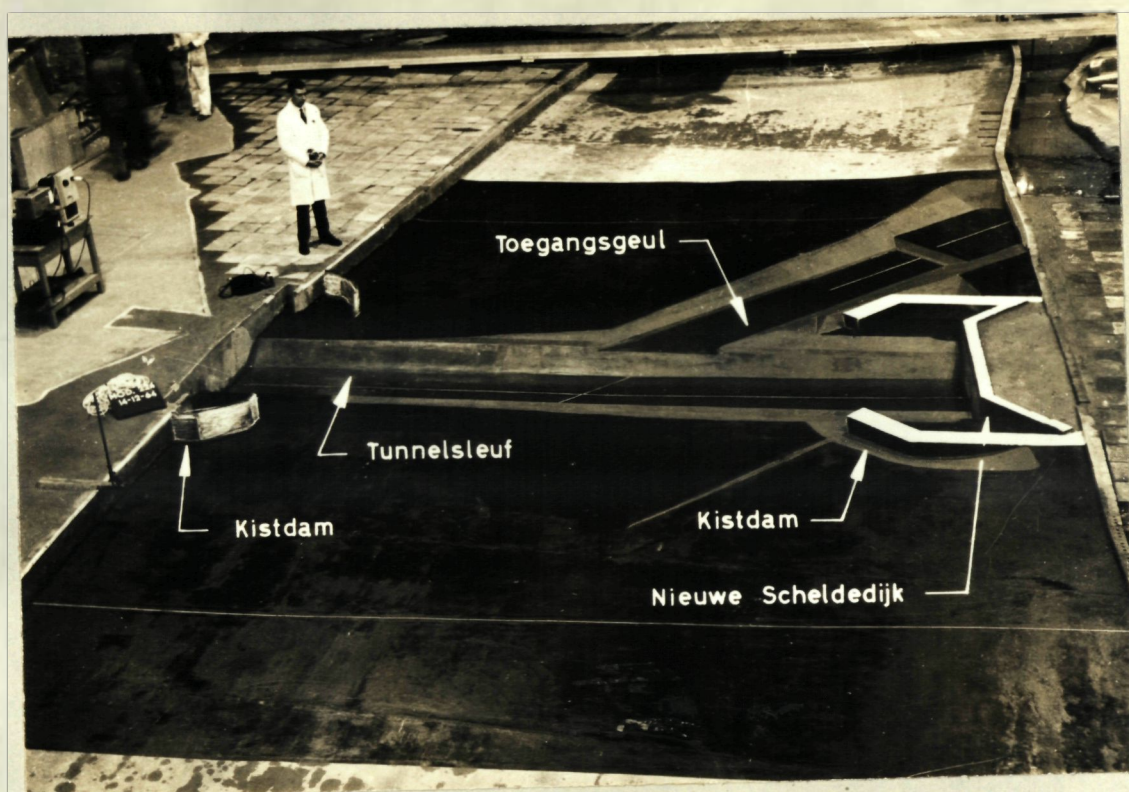


FIG 21 E 3 - SCHELDETUNNEL - Zicht op het model

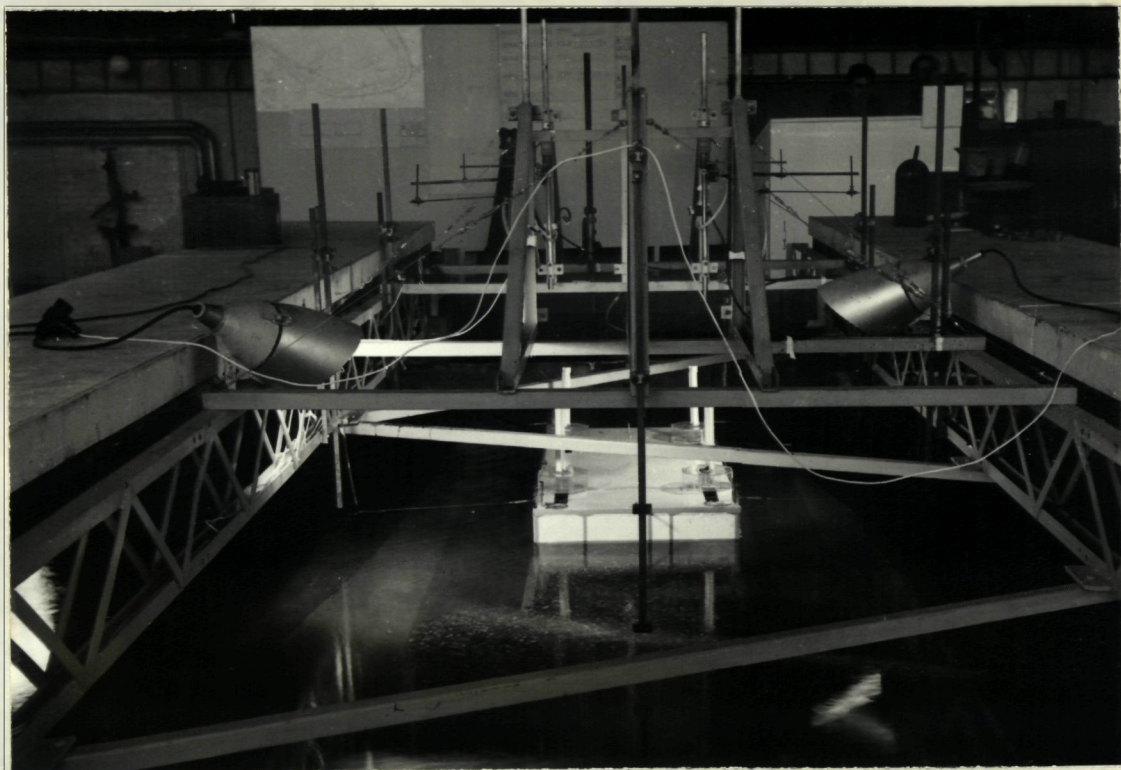


FIG. 22 E 3 - SCHELDETUNNEL - Zicht op de meetapparatuur

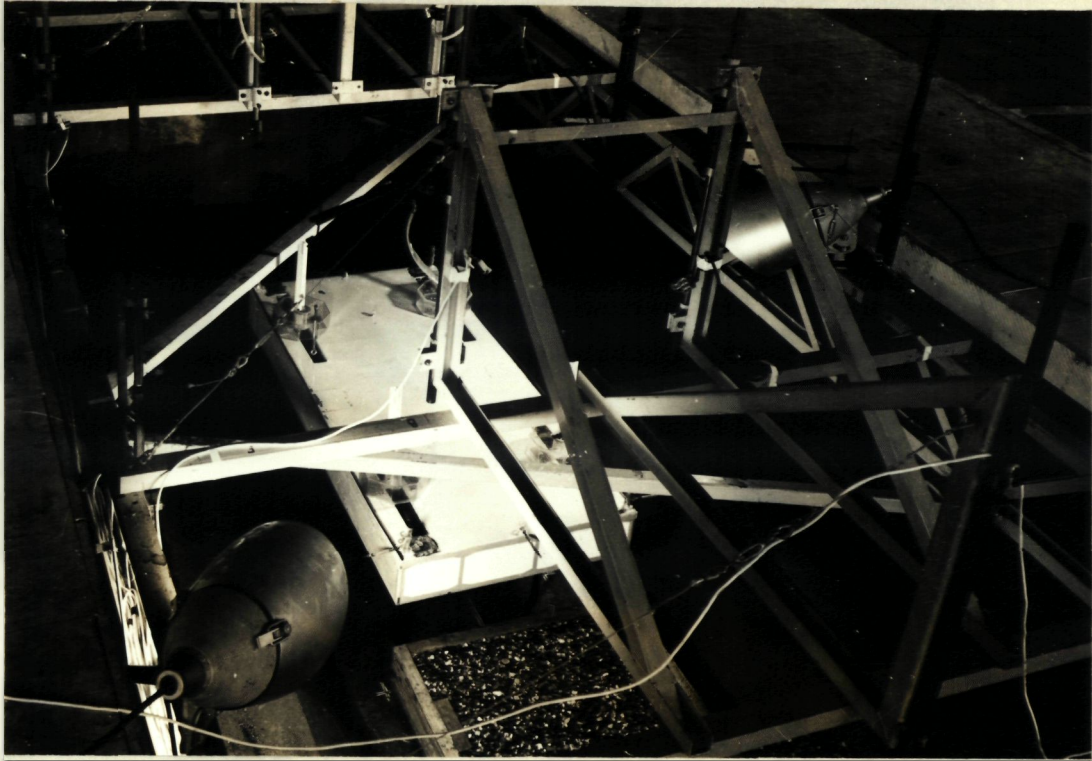


FIG. 23 E 3 - SCHELDETUNNEL - Zicht op de meetapparatuur

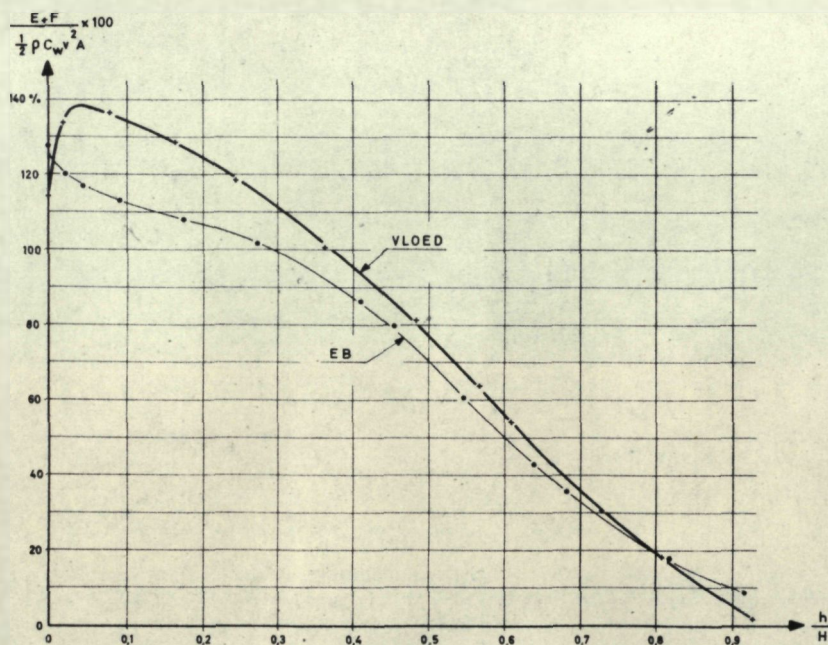
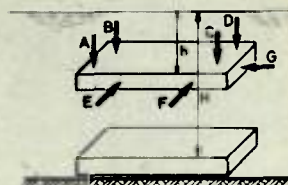
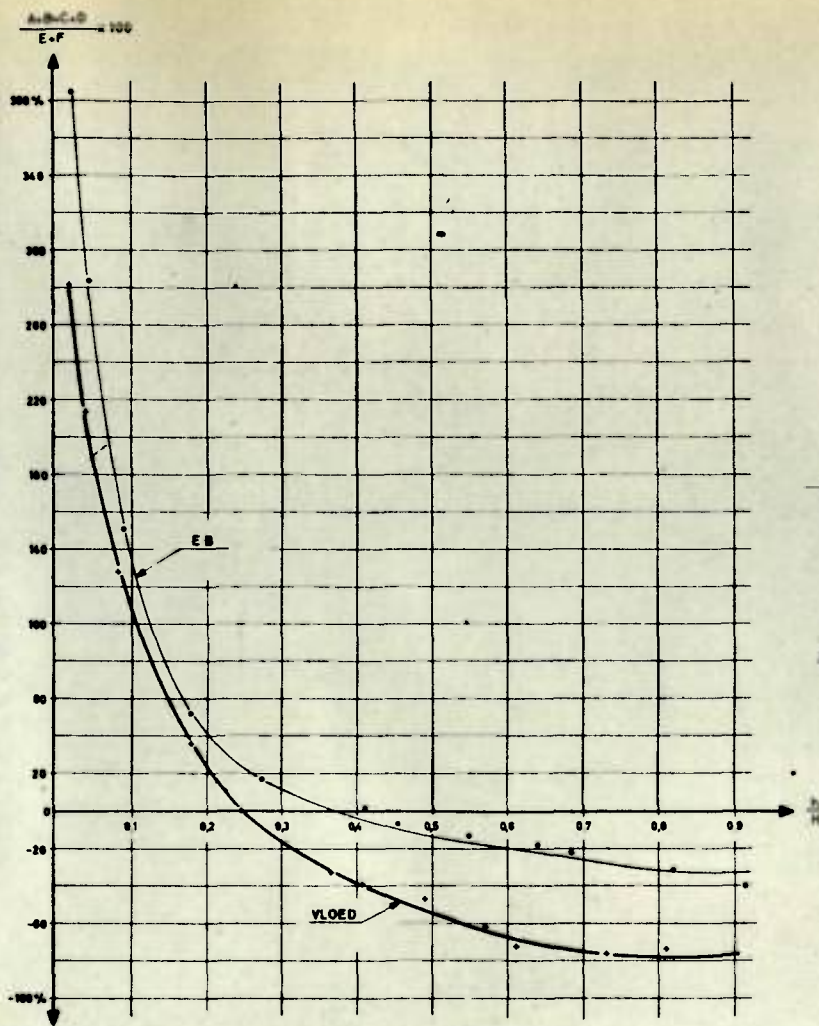
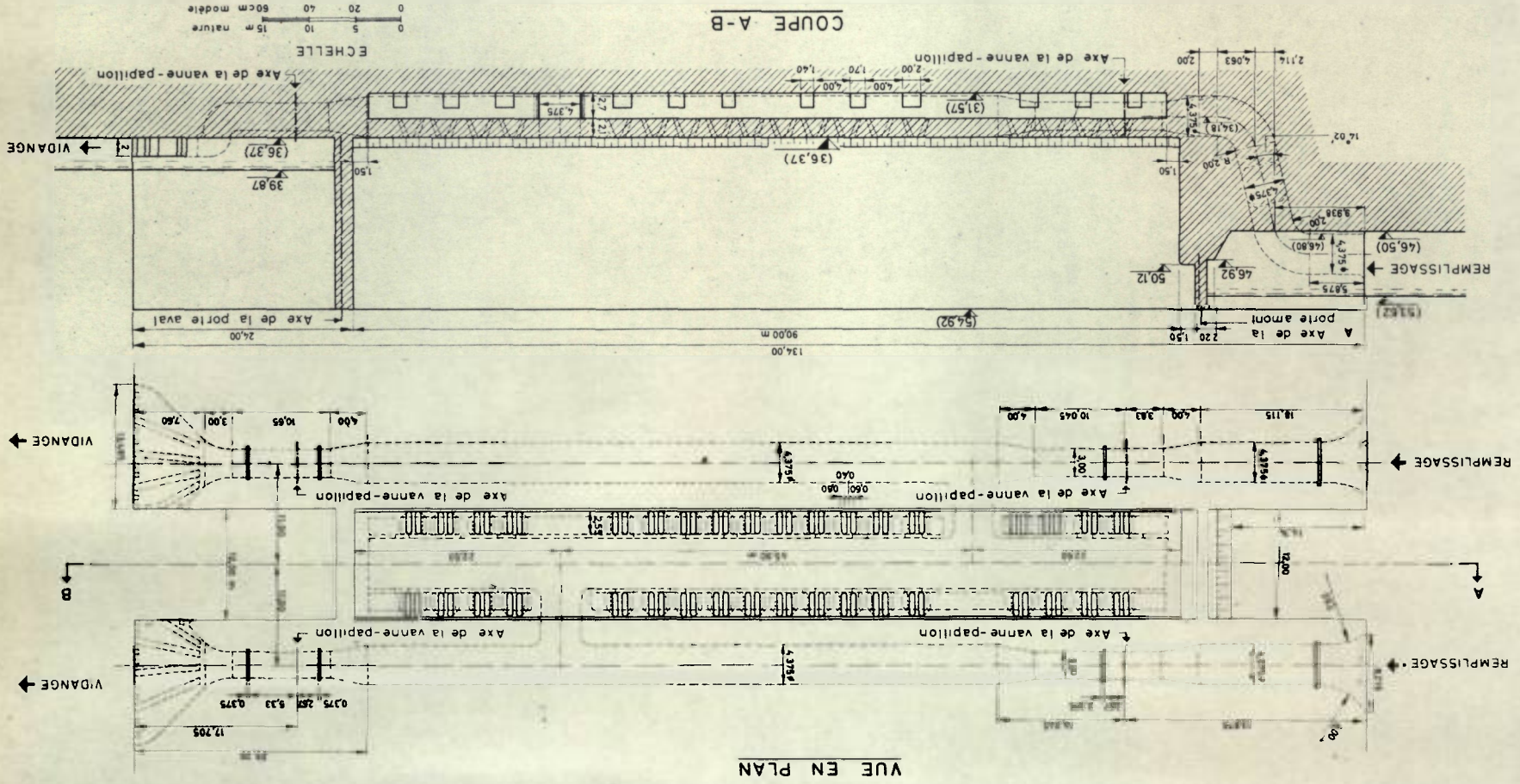


FIG 24 E 3 - SCHEDE TUNNEL

Krachtenverloop op tunnelelement 4 bij eb en vloed

FIG. 25. ECLUSE D'ITRE



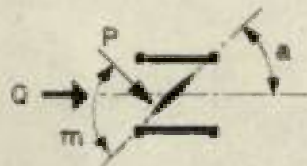
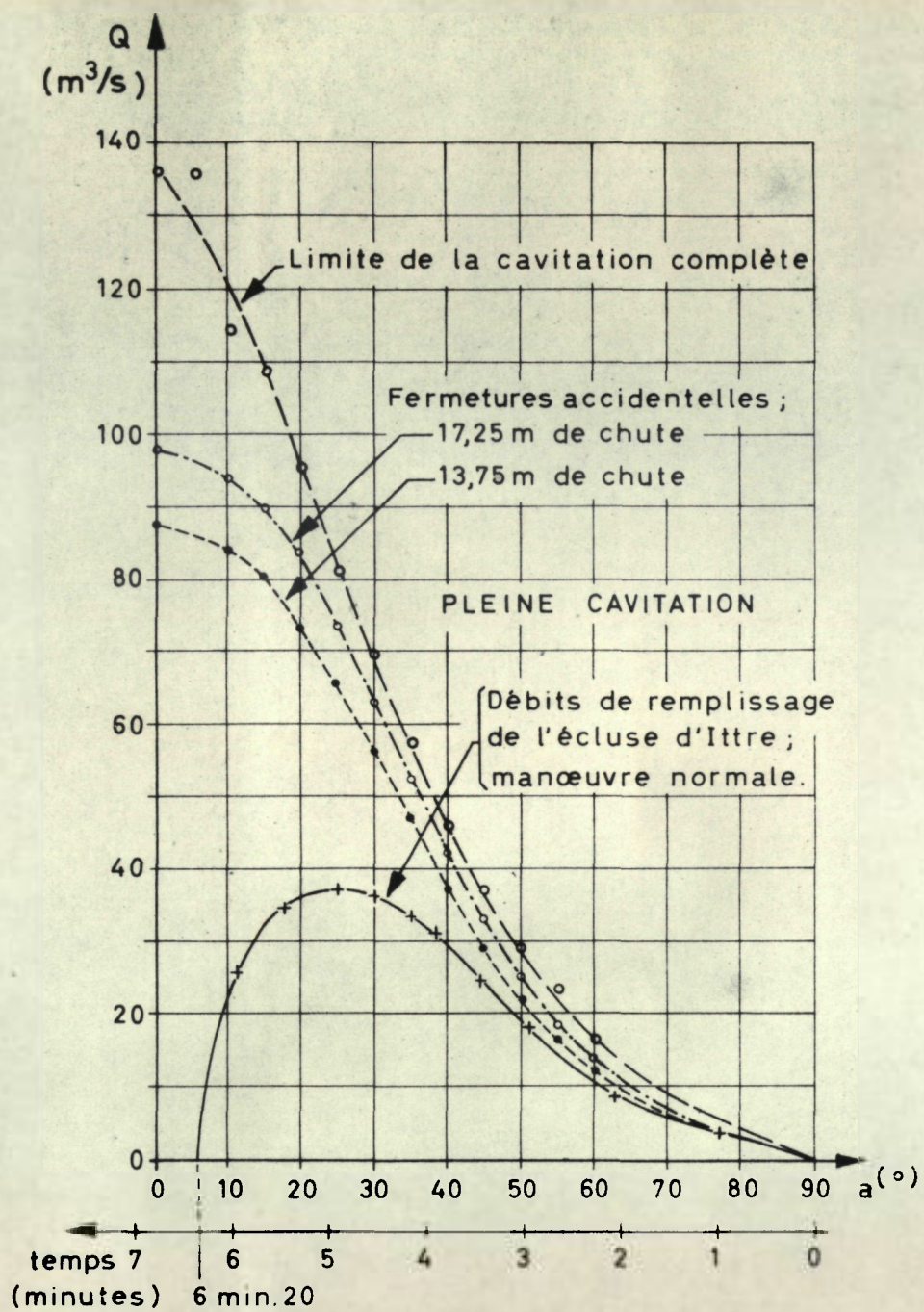


Fig. 26 ECLUSE D'ITTRE — VANNES - PAPILLON — Courbes des débits



FIG 27 VANNE - PAPILLON

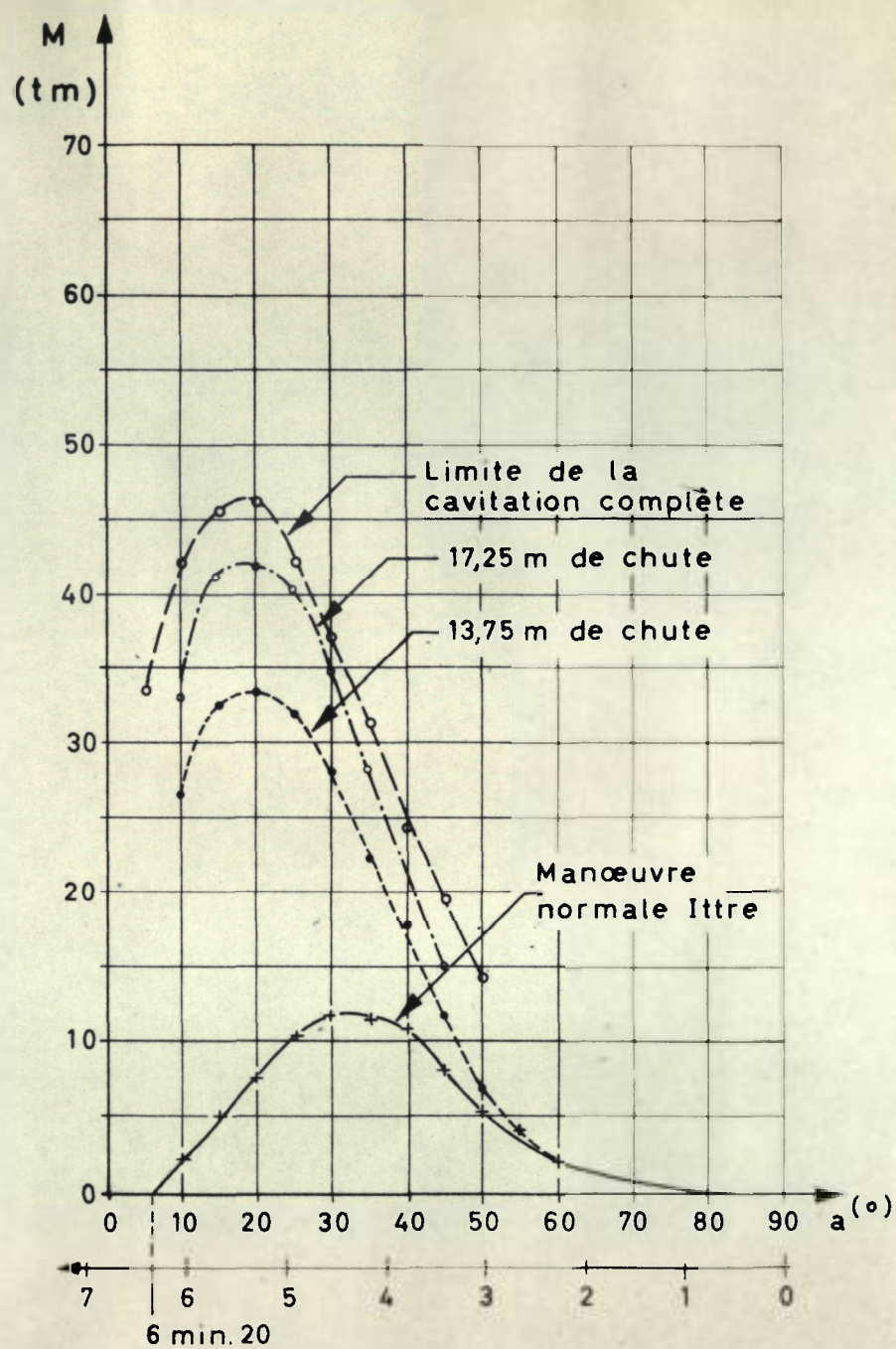


FIG. 28 VANNES-PAPILLON - Courbes des moments

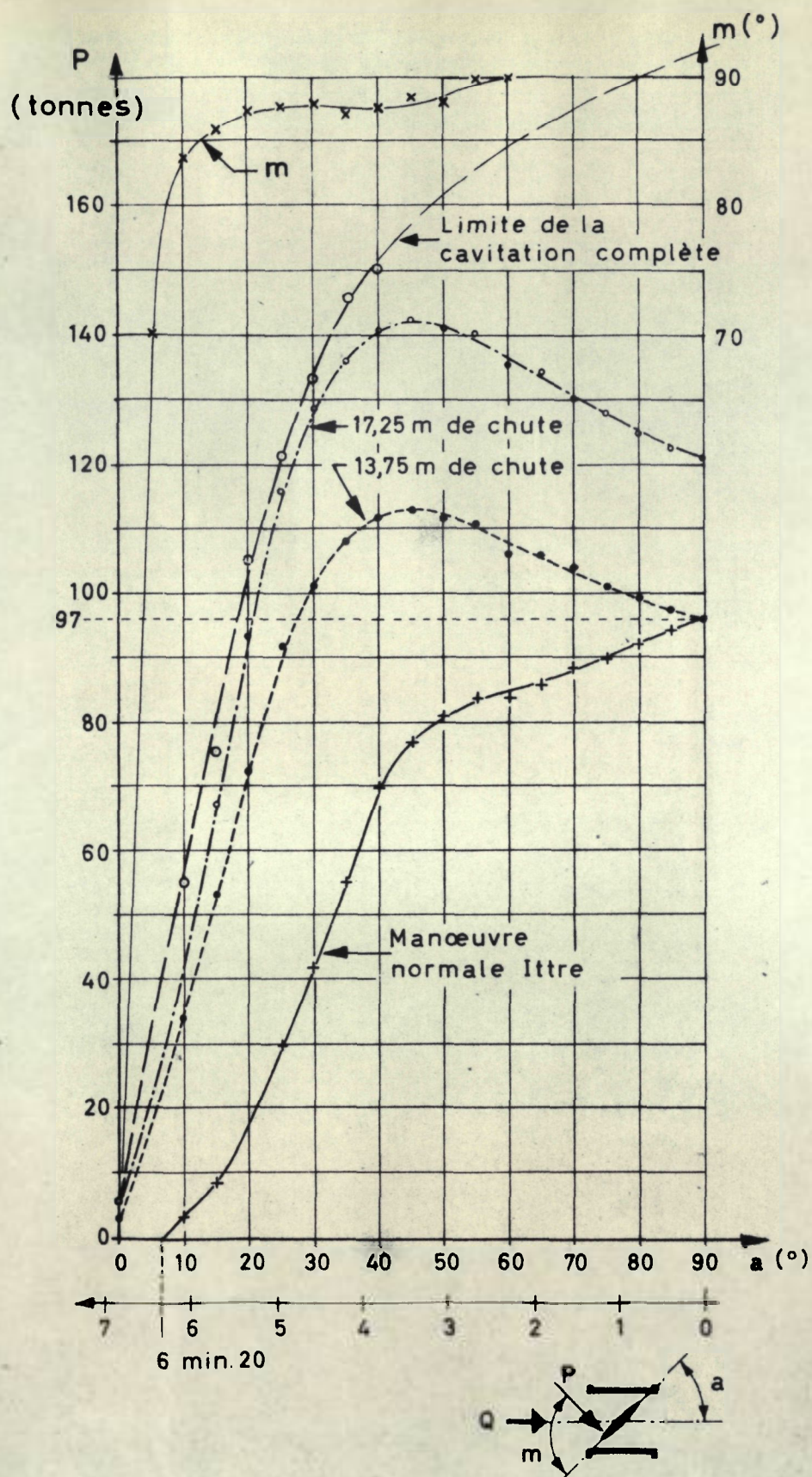


FIG. 29. VANNES - PAPILLON - Courbes des poussées

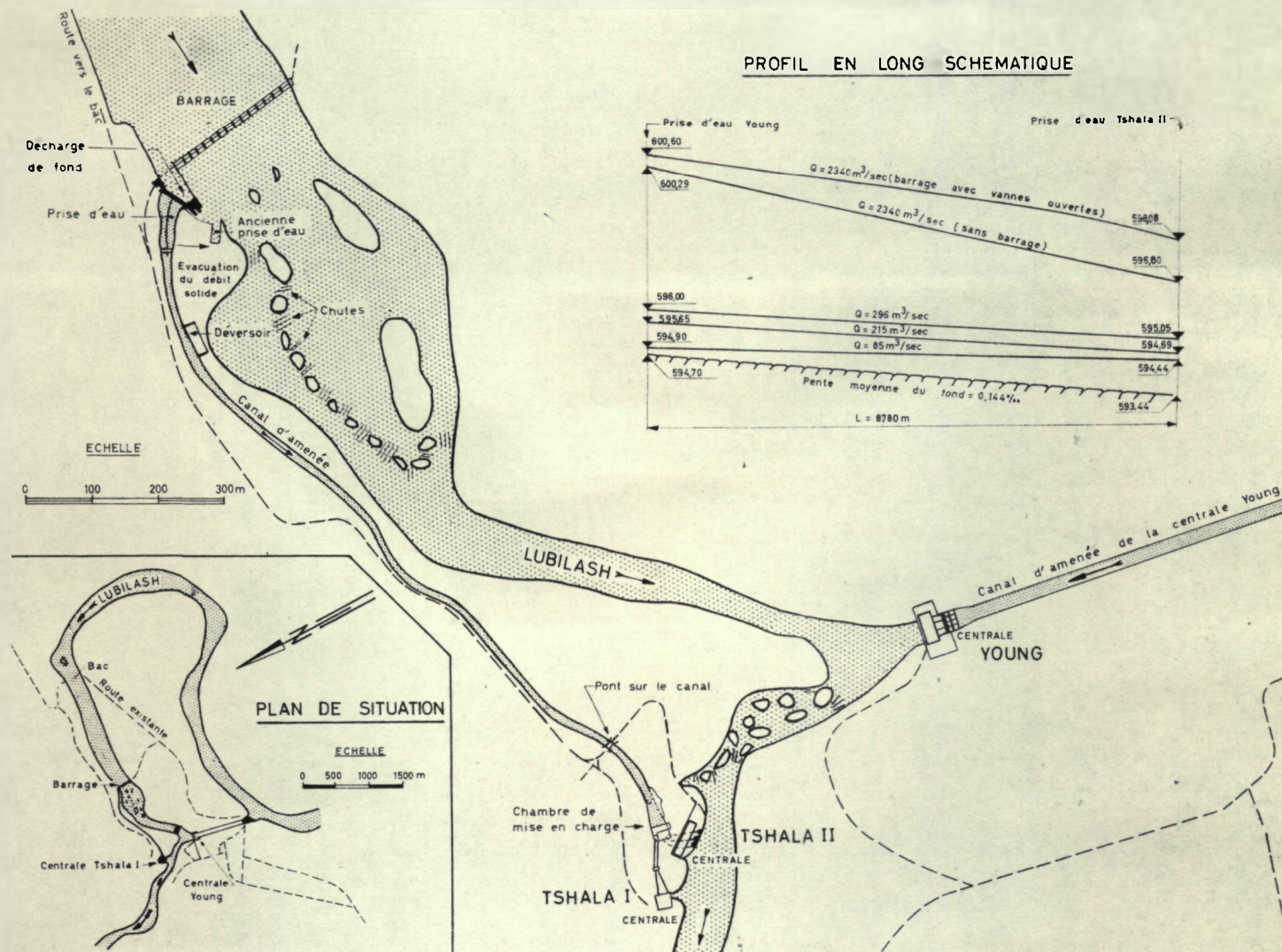


FIG 30 PLAN DE SITUATION DES AMENAGEMENTS HYDRO-ELECTRIQUES DE TSHALA I ET DE TSHALA II

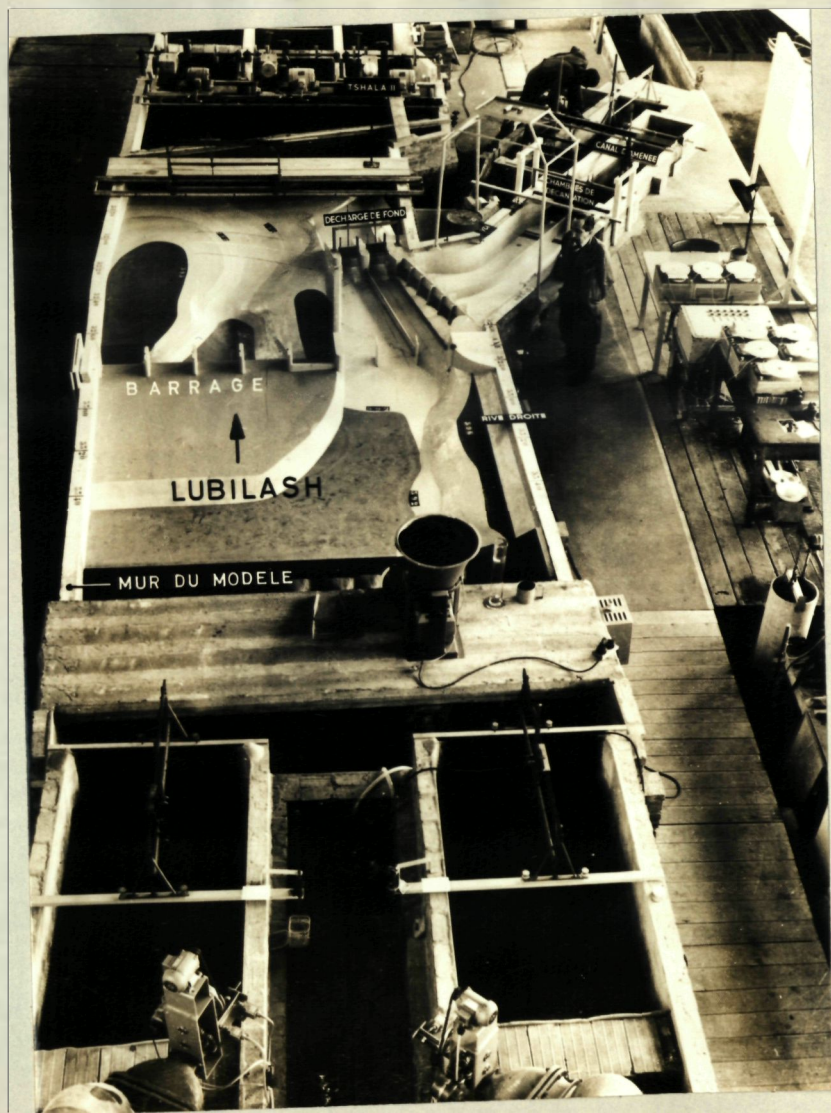
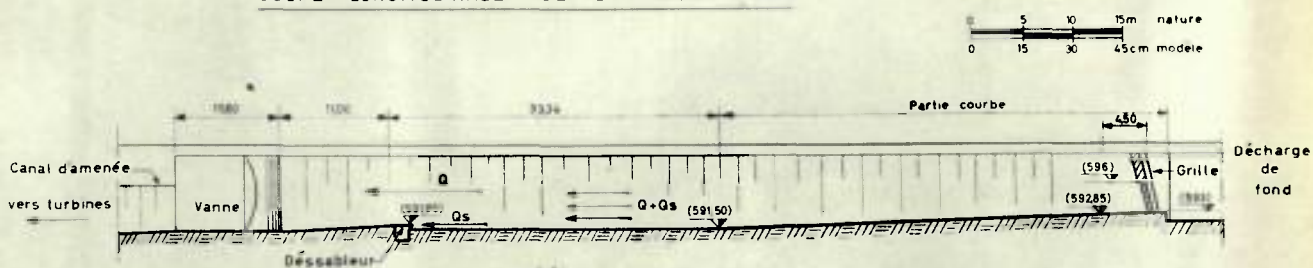


FIG. 31 LE MODELE DE TSHALA II



COUPE LONGITUDINALE DE LA PRISE D'EAU



LEGENDE

(591.35) = Cote nature
 Q_s = Débit solide
 Q = Débit turbine

DETAIL DU DESSABLEUR

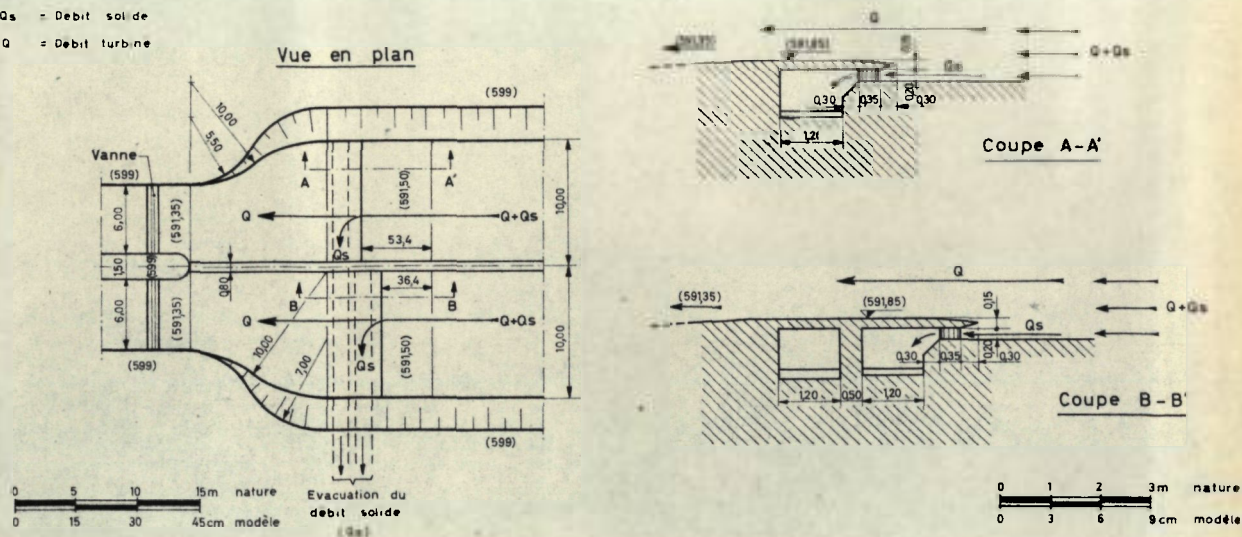
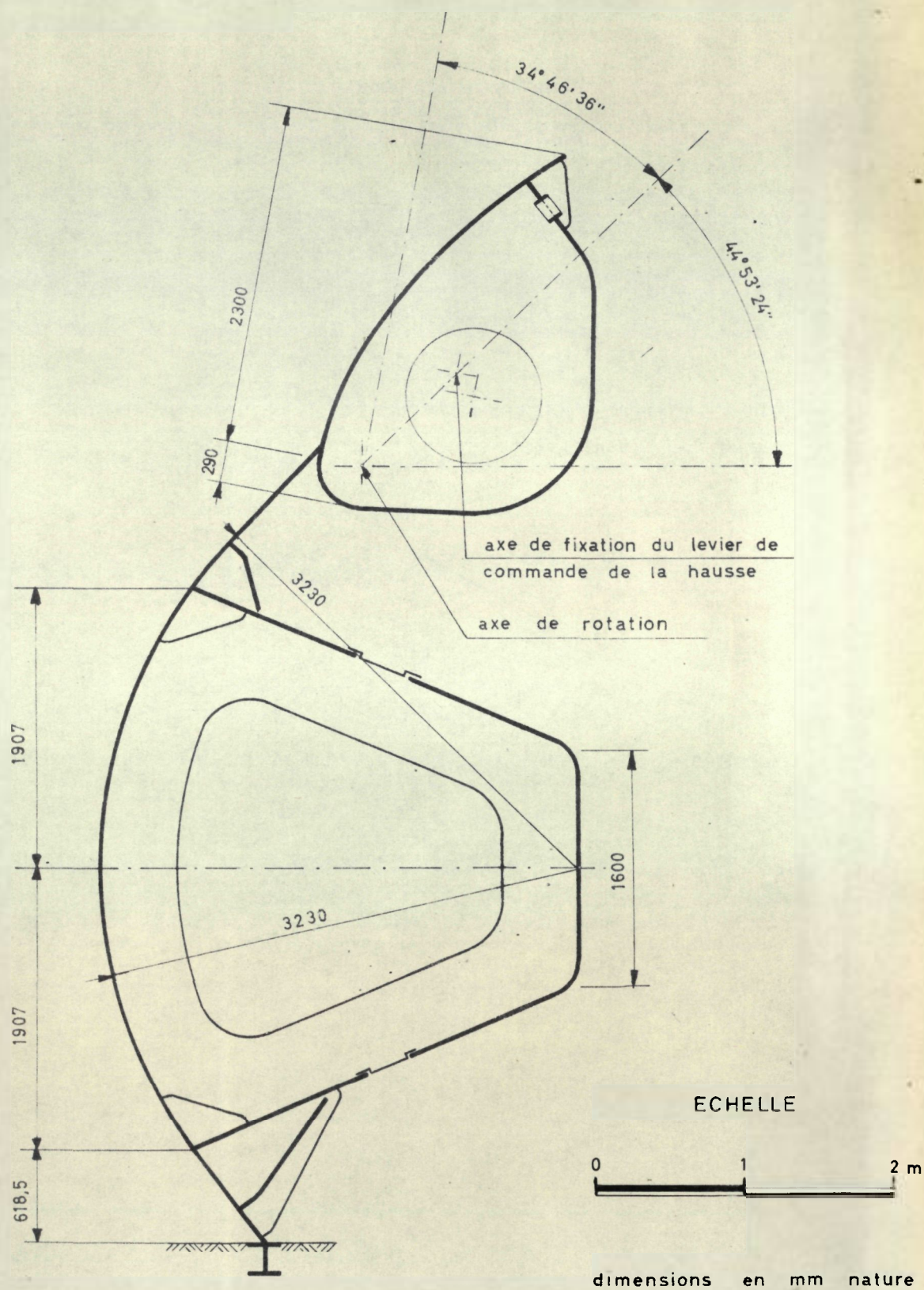


FIG. 32 TSHALA II - La prise d'eau avec le dessableur



Réf plan. O.W 197

FIG. 33. VANNE DU BARRAGE DE LIXHE

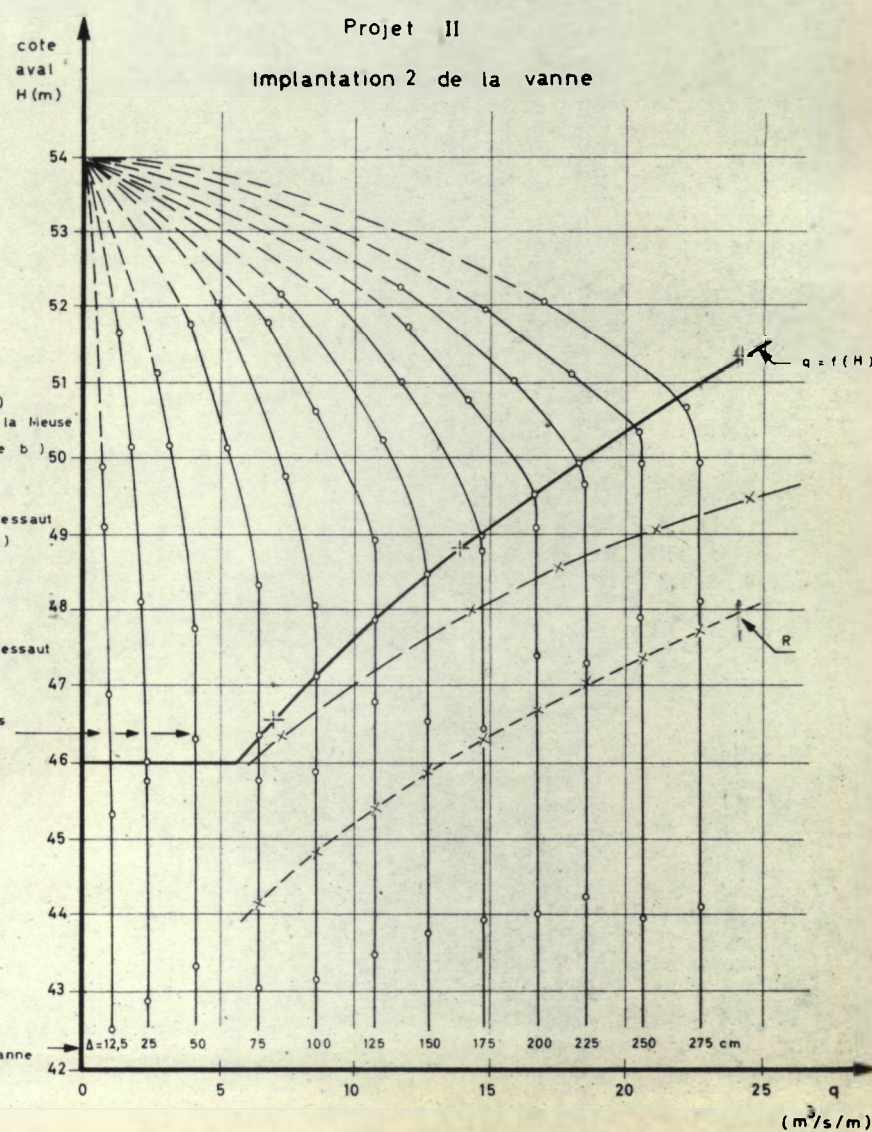
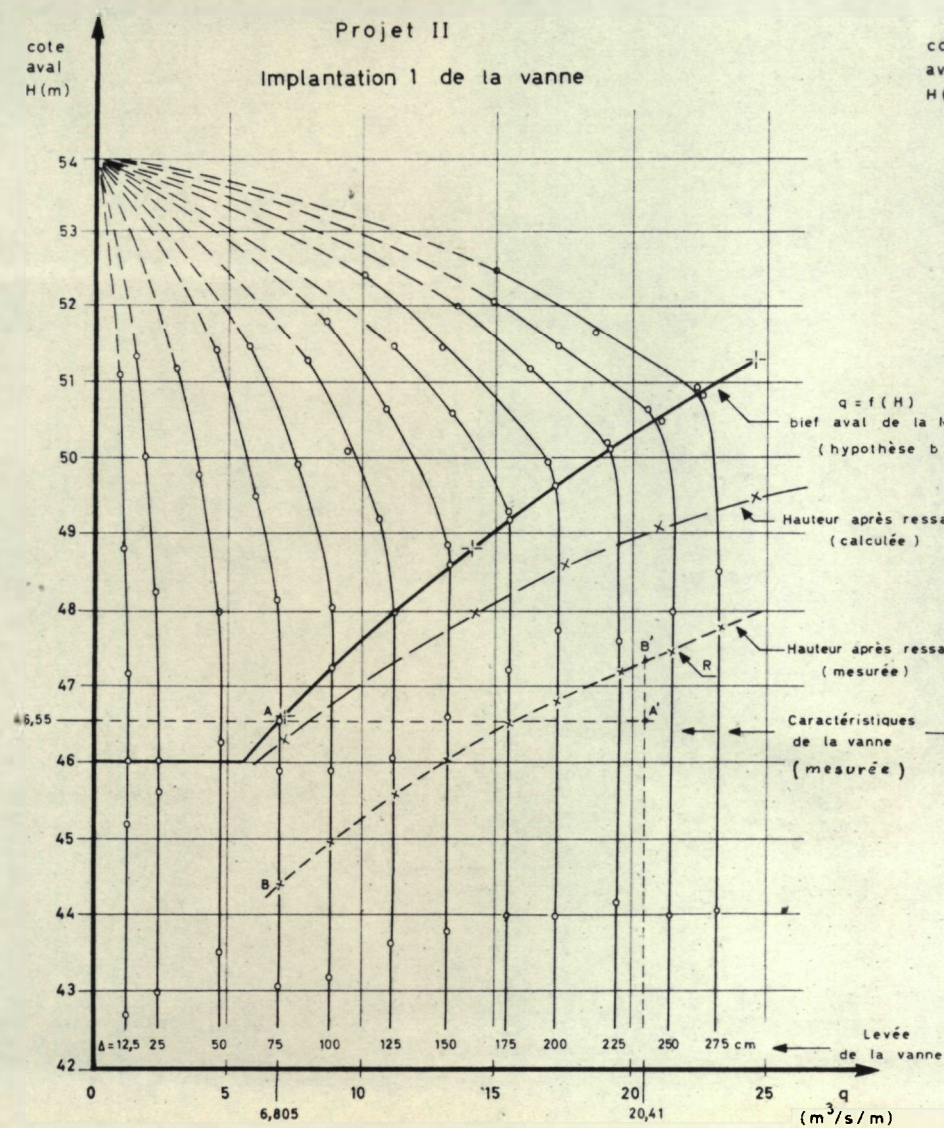


FIG. 35 BARRAGE DE LIXHE - Caractéristiques de la vanne

ECHELLE : 1/15000

0 250 500 m

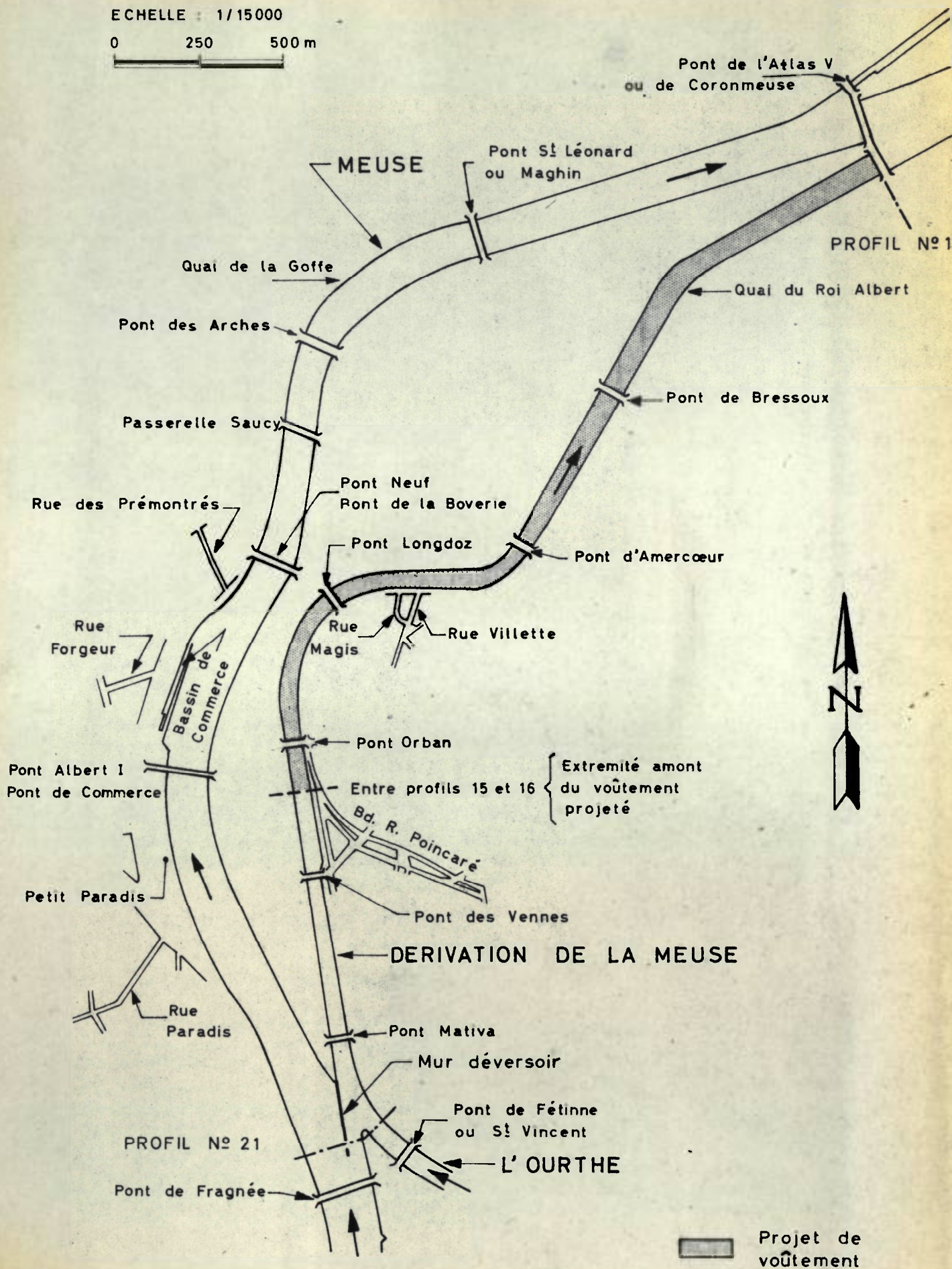


FIG 36 MEUSE LIEGEOISE - Plan de situation

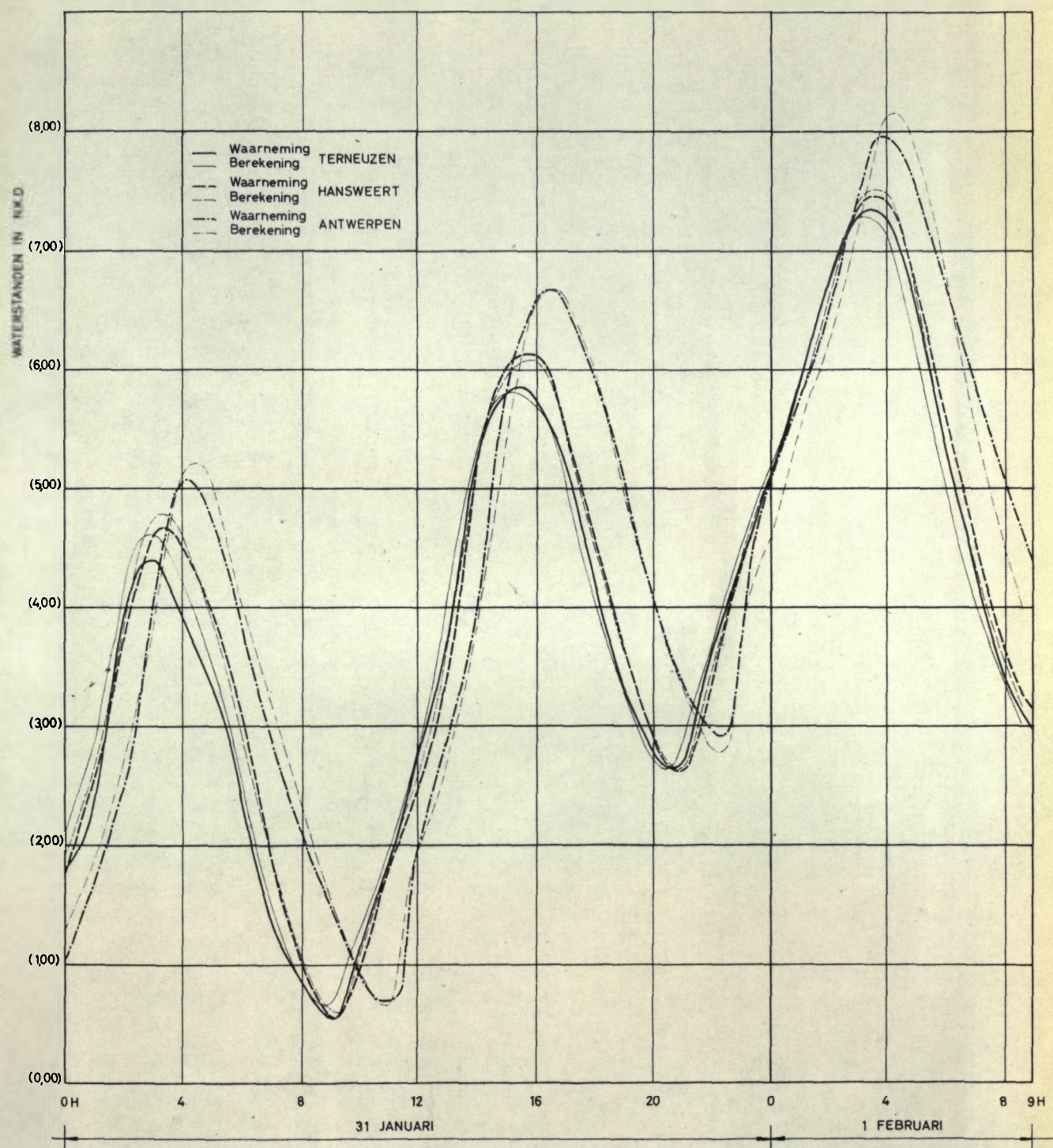


FIG. 37. SCHELDE - Stormvloed van 31.1 en 1.2.53 - Plaatselijke getijkrommen

	LENGTE OVERLAAT IN M COTA VAN DE KRUIN					OVERGESTROOMD VOLUME in 10 ⁶ m ³					WATERSTAND NIVEAUDALING				
	11 Valkenisse	13 Hedwigpolder	15 Liefkenshoek	17 Fort S ^t Marie	19 Antwerpen L.	11 Valkenisse	13 Hedwigpolder	15 Liefkenshoek	17 Fort S ^t Marie	19 Antwerpen L.	11 Valkenisse	13 Hedwigpolder	15 Liefkenshoek	17 Fort S ^t Marie	19 Antwerpen L.
1	3100 (6,00)	3200 (6,00)				65	75				7,50 0,30	7,60 0,35	7,67 0,37	7,76 0,37	7,83 0,33
2	3000 (6,50)	3100 (6,50)				35	40				7,62 0,18	7,75 0,20	7,82 0,22	7,90 0,23	7,95 0,21
3		5700 (6,50)					75				7,64 0,16	7,71 0,24	7,79 0,25	7,86 0,27	7,92 0,24
4	7400 (6,50)	7700 (6,50)				65	80*				7,44 0,36	7,50 0,45	7,58 0,46	7,64 0,49	7,71 0,45
5		5700 (6,50)	3400 (6,50)				65	40			7,60 0,20	7,57 0,38	7,62 0,42	7,71 0,42	7,77 0,39
6		5700 (6,50)		3500 (6,50)			65		45		7,62 0,18	7,60 0,35	7,60 0,44	7,61 0,52	7,69 0,47
7		5700 (6,50)			4000 (6,50)		65			50	7,63 0,17	7,62 0,33	7,64 0,40	7,56 0,57	7,54 0,62
8		5700 (6,50)		3500 (6,50)	4000 (6,50)		60		35	40	7,61 0,19	7,56 0,39	7,51 0,53	7,41 0,72	7,44 0,72
9		5700 (6,50)		5200 (6,50)	6300 (6,50)		55		40	55	7,60 0,20	7,53 0,42	7,45 0,59	7,30 0,83	7,31 0,85
10	SAAFTINGE INGEDIJKT			3500 (6,50)	4000 (6,50)				40	50	7,74 0,06	7,78 0,17	7,69 0,35	7,54 0,59	7,54 0,62
11				5200 (6,50)	6300 (6,50)				50	60	7,72 0,08	7,74 0,21	7,60 0,44	7,40 0,73	7,40 0,73
12	HUIDIGE TOESTAND			3500 (6,50)	4000 (6,50)				40	50	7,73 0,07	7,76 0,19	7,68 0,36	7,53 0,60	7,55 0,61
13				5200 (6,50)	6300 (6,50)				50	65	7,72 0,08	7,71 0,24	7,58 0,46	7,40 0,73	7,40 0,76

FIG 38. POTPOLDERS AFWAARTS ANTWERPEN - Samenvattende tabel der resultaten

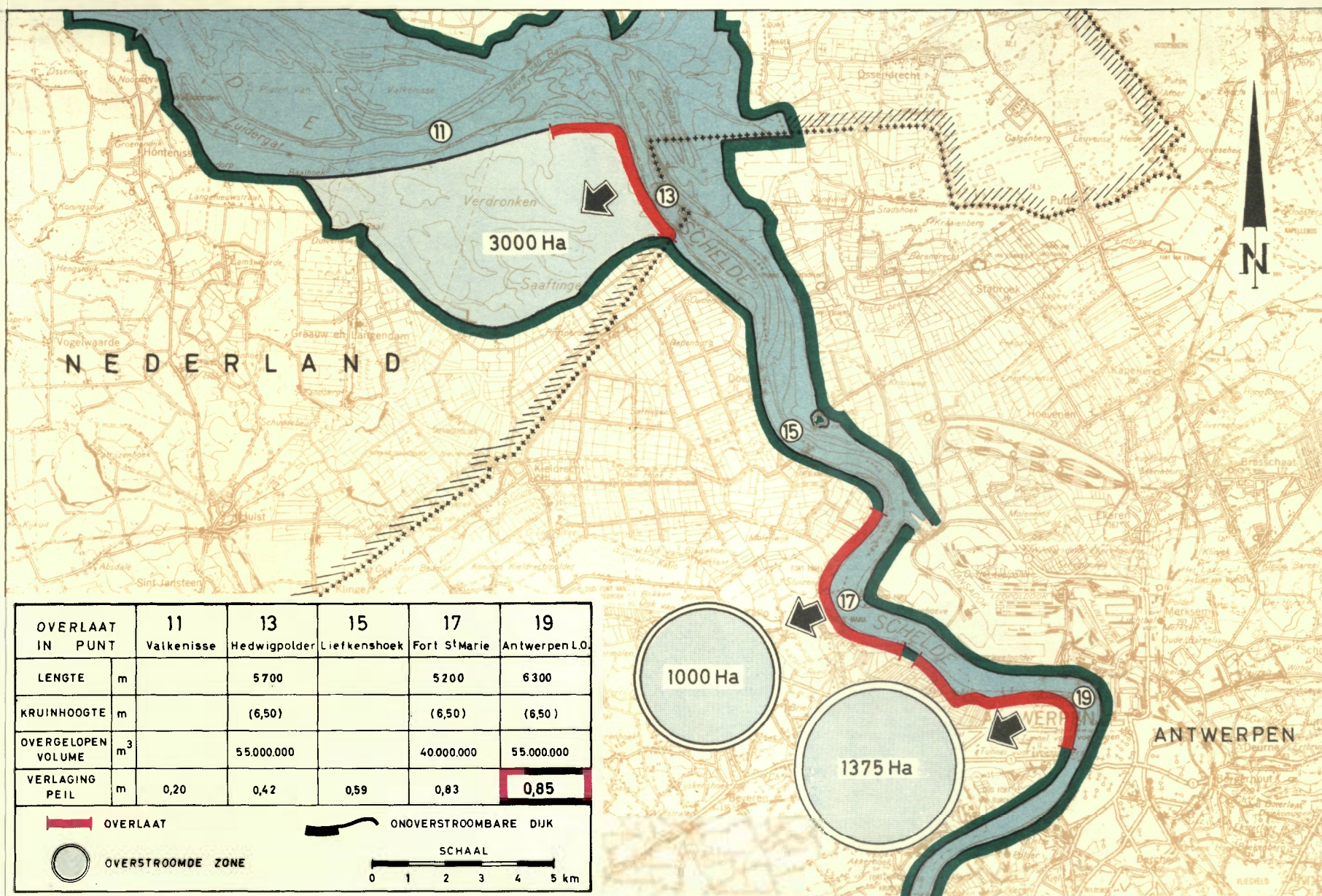


FIG. 39 POTPOLDERS AFWAARTS ANTWERPEN

Oppervlakten der polders voor een daling van de stormvloedcota van 0,85m te Antwerpen



