



Katholieke
Universiteit
Leuven

FAKULTEIT TOEGEPASTE WETENSCHAPPEN
DEPARTEMENT BOUWKUNDE

DE INVLOED VAN DE VERANDERING VAN HET GEMIDDELD
ZEEPEIL OP DE OVERSCHRIJDINGSFREQUENTIES VAN DE
HOOGWATERSTANDEN TE ANTWERPEN

10 - HY - 06
14-07-1982

SAS M.
BERLAMONT J.

INHOUD

	pag.
1. Inleiding	1.
2. Overzicht van de methoden om overschrijdingsfrequenties te bepalen	2.
2.1. Methode der extreme-waarden-verdelingen	2.
2.1.1. Principe	2.
2.1.2. Overzicht van de beschikbare verdelingen	2.
2.1.3. Toepassingen en evaluatie der extreme-waarden-verdelingen	3.
2.2. Samengestelde waarschijnlijkheden voor storm en getij	4.
2.2.1. Algemeenheden	4.
2.2.2. De waarschijnlijkheid-dichtheidsfunctie van de waterstanden	5.
2.2.3. Storm-getij-interactie	5.
2.2.4. Alternatieve methoden gebaseerd op samengestelde waarschijnlijkheid	8.
2.2.5. Bondige bespreking van de methoden	13.
3. Veranderingen van de getijkaracteristieken	14.
3.1. Algemene beschouwingen	14.
3.2. Grootte-orde van de seculaire veranderingen	15.
4. Opstellen van de frequentiecurven der hoogwaters te Antwerpen voor een ontwerpperiode van 100 jaar	16.
4.1. Homogenisatie van de waargenomen jaarmaxima	16.
4.2. Bepalen van de frequentiecurven voor een ontwerpduur van N jaren	16.
5. Besluit	19.

Overzicht der Tabellen

Tabel 1 : Jaarlijkse hoogste hoogwaterstand te Antwerpen	21.
Tabel 2 : Jaarmaxima der hoogwaterstanden te Antwerpen (aanpassing)	22.
Tabel 3 : Overzicht der berekende trends	23.
Tabel 4 : Overzicht van de overschrijdingshoogten (m + NKD) na homogenisatie van de jaarmaxima met referentie- jaar 1978 bij gebruik van de Gumbel-verdeling	24.
Tabel 5 : Overzicht der overschrijdingshoogten (m + NKD) voor het referentiejaar 1978, een ontwerpduur $N = 100$ jaar en een extrapolatietrend = 30 cm/eeuw	25.
Appendix 1 : Verwerking van lineaire trends bij het opstellen van frequentiekrommen	26.
AP.1.1. Aanpassing van de waarnemingen	26.
AP.1.1.1. Algemeen	26.
AP.1.1.2. Toepassing op hoogwaters te Antwerpen	26.
AP.1.2. Invloed op de extreme-waarden-verdeling	27.
AP.1.2.1. Methode volgens Suthons en Graff en Blackman	27.
AP.1.2.2. Bespreking van de methode	29.
AP.1.2.3. Toepassing op de hoogwaterstanden te Antwerpen	30.
Referentielijst	32.

DE INVLOED VAN DE VERANDERING VAN HET GEMIDDELD ZEEPEIL OP DE OVERSCHRIJDINGSFREQUENTIES VAN DE HOOGWATERSTANDEN TE ANTWERPEN

1. Inleiding

Bij het ontwerpen van kunstwerken in kustgebieden (haven, dijken, stormvloedkeringen en recent ook getijcentrales voor energieproductie) is een steeds opnieuw opduikend probleem het schatten van de overschrijdingsfrequentie (of de terugkeerperiode) van een bepaald waterpeil.

De graad van beveiliging (waarvoor de terugkeerperiode een maat is) wordt gekozen aan de hand van economische overwegingen, rekening houdend met stabiliteits- en sterktelimieten en de vraag naar grote veiligheid vanwege de bevolking.

Enerzijds is de gekozen terugkeerperiode steeds groter dan de reeks voor handen zijnde gegevens, anderzijds is de ontwerplevensduur van het kunstwerk meestal 50 tot 100 jaar en is de vermoedelijke levensduur enkele keren groter.

Twee belangrijke elementen zijn bijgevolg : de ontwikkeling van een methode om de overschrijdingsfrequenties te bepalen, en het begroten en voorspellen van veranderingen van het gemiddeld zeepeil en (dus) van de extreme hoogwaterstanden.

In deze studie wordt aan beide elementen aandacht geschonken en ook aan hun onderlinge samenhang.

2. Overzicht van de methoden om overschrijdingsfrequenties te bepalen

Afhankelijk van de ter beschikking zijnde reeks getijwaarnemingen, dient men hoofdzakelijk een keuze te maken tussen de methode der extreme-waarden-verdelingen voor grote reeksen en de methode der samengestelde storm- en getijwaarschijnlijkheden (*) voor korte observatieperioden (ref. 1).

Andere mogelijkheden zijn :

- de methode der standaardoverschrijdingslijn (ref. 8, 9)
- de methode der "Standard Project Hurricane (ref. 10).

2.1. Methode der extreme-waarden-verdelingen

2.1.1. Principe

Aan de rij van gekende jaarlijkse maxima past men een waarschijnlijkheidsverdeling aan. Essentieel hierbij is dat de gegevens een homogeen geheel vormen, dit betekent dat zij het resultaat moeten zijn van een stationair proces.

De waarde van de parameters van de distributie moet men schatten (momentenmethode, methode der grootste waarschijnlijkheid, kleinste kwadratenmethode) en de verdeling zelf evalueren (χ^2 -test, Kolmogorov-Smirnov-test (ref. 2).

2.1.2. Overzicht van de beschikbare verdelingen

Voor een overzicht van de beschikbare verdelingen, hun toepasbaarheid, beperkingen en eigenschappen uit statistisch oogpunt, verwijzen we naar de literatuur.

- Fisher-Tippet-verdeling (ref. 3)
- Barricelli (ref. 5)
- extreme-waarden-verdeling (Gumbel) (ref. 4)
- Jenkinson (ref. 6, 7)

(*) joint surge-tide probability method

2.1.3. Toepassingen en evaluatie der extreme-waarden-verdelingen

De methode der extreme-waarden-verdelingen werd tot nog toe toegepast op de hoogwaterstanden langsheen verschillende kusten.

Suthons (ref. 11) en Lennon (ref. 12) publiceerden studies voor respectievelijk de zuid-oost en de westkust van Engeland (1963). Dit werk werd geaktualiseerd voor de zuid-oostkust door Akers & Ruxton (1974, ref. 14), Webber & Davies (1976, ref. 15 en 16), Blackman & Graff (ref. 13 en 17).

Voor het Schelde-estuarium werden berekeningen uitgevoerd door SVKS (1979, ref. 18), Janssens en Sas (1979, ref. 19), Sas e.a. (1979, ref. 20) en J. Berlamont e.a. (1982, ref. 21).

De voornaamste bemerkingen van deze auteurs kunnen als volgt worden samengevat :

1. Hoewel geen strikte informatie beschikbaar is (of kan zijn) wordt aangenomen dat de bekomen resultaten betrouwbaar zijn voor ontwerp-perioden tot 4 maal de lengte van de beschouwde gegevenreeks (ref. 13).
2. Trends in de jaarmaxima moeten worden opgespoord (★), begroot en de gegevens moeten worden aangepast teneinde een homogene populatie te bekomen (ref. 11, 17, 1).
De invloed van dergelijke aanpassingen wordt besproken in Appendix 1
3. Het gebruik van de extreme-waarden-verdeling heeft het nadeel belangrijke informatie over uitzonderlijke (maar niet maximale) gebeurtenissen niet te gebruiken : bv. de toename van het aantal hoge waterstanden in de laatste 2 decenia (ref. 20).
4. Om voldoende betrouwbaar te zijn moet de waarnemingsperiode ten minste 30 jaar zijn (ref. 25).

(★) Dit gebeurt vaak door middel van voortschrijdende gemiddelden, veelal 19-jarig, teneinde nodale variaties te elimineren (ref. 20, 23), hoewel sommige auteurs 10-jarige gemiddelden verkiezen (ref. 1, 24).

2.2. Samengestelde waarschijnlijkheden voor storm en getij

2.2.1. Algemeenheden

Wanneer geen voldoende grote reeks getijwaarnemingen ter beschikking zijn, blijft de vraag naar informatie over de waarschijnlijkheid van voorkomen van extreme hoogwaterstanden bestaan.

Aangezien de methode der extreme-waarden-verdeling dan geen betrouwbare resultaten meer levert, werd recent getracht nieuwe methoden te ontwikkelen, zo ondermeer de methode van de samengestelde waarschijnlijkheid van storm en getij.

Fysisch gezien kan men de waargenomen waterstanden (H) immers opsplitsen in de samenstellende componenten na het wegfilteren van de golfinvloed :

$$H(t) = Z_0(t) + G(t) + M(t) \quad (1)$$

waarin : $Z_0(t)$: gemiddeld waterniveau (bv. gemiddeld zeepeil)

$G(t)$: getijkomponent

$M(t)$: meteorologische component (bv. storm).

Beschikt men dus over een reeks van uurlijkse waarnemingen dan kan men de uurlijkse stormkomponent bepalen door :

1. het gemiddeld waterniveau te bepalen uit de uurlijkse waarnemingen
2. de getijkomponent te berekenen als samengesteld uit zijn harmonische componenten
3. de residu's te bepalen tussen $H(t)$ en $(Z_0(t) + G(t))$.

Wel dient men op te letten voor vertekende residu's omwille van verschuivingen in de tijd tussen voorspeld en waargenomen getij (ref. 20, 27, 28, 47).

De resulterende en schijnbaar grote residu's vervormen immers de dichtheidsfunctie van het stormeffect.

2.2.2. De waarschijnlijkheid-dichtheidsfunctie van de waterstanden

Wanneer de waterstanden relatief t.o.v. het gemiddeld niveau bekeken worden, kan men met behulp van vgl. 1 de waarschijnlijkheid-dichtheidsfunctie van de waterstanden (p) schrijven als de konvolutie van de individueel geschatte dichtheidsfuncties van getij (p_G) en storm (p_S)

$$p(h) = \int_{-\infty}^{\infty} p_G(h-y) \cdot p_S(y) dy \quad (2)$$

met $h = H(t) - Z_0$: totale waterhoogte t.o.v. gemid. niveau

$y = M(t)$: stormeffekt

$x = h - y = G(t)$: getij.

Vergelijking (2) is evenwel slechts geldig in de veronderstelling dat getij en storm statistisch onafhankelijk zijn en dat h , y en x gevonden worden uit een stationaire tijdrijks, er mag dus geen trend aanwezig zijn. Gezien de korte waarnemingsperiode is zelfs bij het bestaan van een trend de invloed hiervan klein en het verwaarlozen veroorzaakt dus slechts kleine fouten.

Indien storm en getij niet onafhankelijk zijn dient men de dichtheidsfunctie van het stormeffekt te bepalen voor verschillende delen (uitgedrukt in waterniveau's) van het getij (ref. 30, 47).

Op deze wijze kan de methode der samengestelde waarschijnlijkheid dus ook toegepast worden in geval van storm-getij interactie (koppelings-effect).

2.2.3. Storm-getij-interactie

2.2.3.1. Het fysisch verschijnsel van de interactie

De interactie tussen storm en getij wordt voornamelijk veroorzaakt door de wrijvingsweerstand en de verandering in de voortplantingssnelheid van golven zodat stormen vervormen in aanwezigheid van getij. Voor een beschrijving van de aard van deze interactie verwijzen we naar de literatuur dienaangaande (ref. 19, 20, 27, 29, 30, 31 t.e.m. 46).

De voornaamste konklusies zijn :

1. Proudman (ref. 31, 32, 33) : Wanneer in de Thames het stormmaximum ongeveer samenvalt met astronomisch hoogwater, is de resulterende verhoging kleiner dan voor dezelfde meteorologische omstandigheden, die een storm bij laagwater veroorzaken.
2. Keers (ref. 36) vond voor enkele oostkust-havens in Engeland dat de interactie lineair evenredig is met de hoogte van de stormopzet en dat de interactiegraad sterk gekorreleerd is met de tijamplitude en de verhouding tussen amplitude en gemiddelde waterdiepte.
3. Banks (ref. 37) onderzocht de interactie-effekten met behulp van een wiskundig model en vond dat het koppelingseffekt, voornamelijk te wijten is aan interactie tussen de M_2 -komponent en de stormopzet.
4. Pugh en Vassie (ref. 29) kwamen tot de vaststelling dat de interactie meestal een tweede-orde-effekt is, zodat getij en stormeffekt als stochastisch onafhankelijke veranderlijken kunnen beschouwd worden.
5. In het rapport van de Nederlandse Deltacommissie (ref. 27) wordt de invloed van de verhoogde waterstanden omschreven als : een vervroeging t.o.v. voorspeld getij bij afwezigheid van storm, een verzwakking doordat de laagwaters hoger blijven en de hoogwaters relatief minder stijgen en tenslotte een vervorming doordat de vormelementen voor het getij (topografie van geulen en banken, komberging) een andere oriëntatie krijgen t.o.v. het getij (door ondermeer de vervroeging en de verzwakking).

2.2.3.2. Bepaling van de interactie graad

Walden, Prescott en Webber (ref. 30) vergeleken twee methoden, uitgaande van uurlijkse residu's $M(t)$.

1. De eerste methode beschouwt de verdeling van de stormresidu's t.o.v. de onderscheiden fazen in het getij (zie ook ref. 38).

De uurlijkse residu's worden hierbij ondergebracht in 13 klassen volgens hun ogenblik van voorkomen in de tijcyclus, beschreven in uren t.o.v. de laagst waargenomen waterstanden (verschillend van voorspeld laagwater, zie 2.2.3.1). Binnen elke klasse wordt vervolgens de dichtheidsfunctie opgesteld (fig. 1)(★).

(★) figuur overgenomen uit (ref. 30, p. 67).

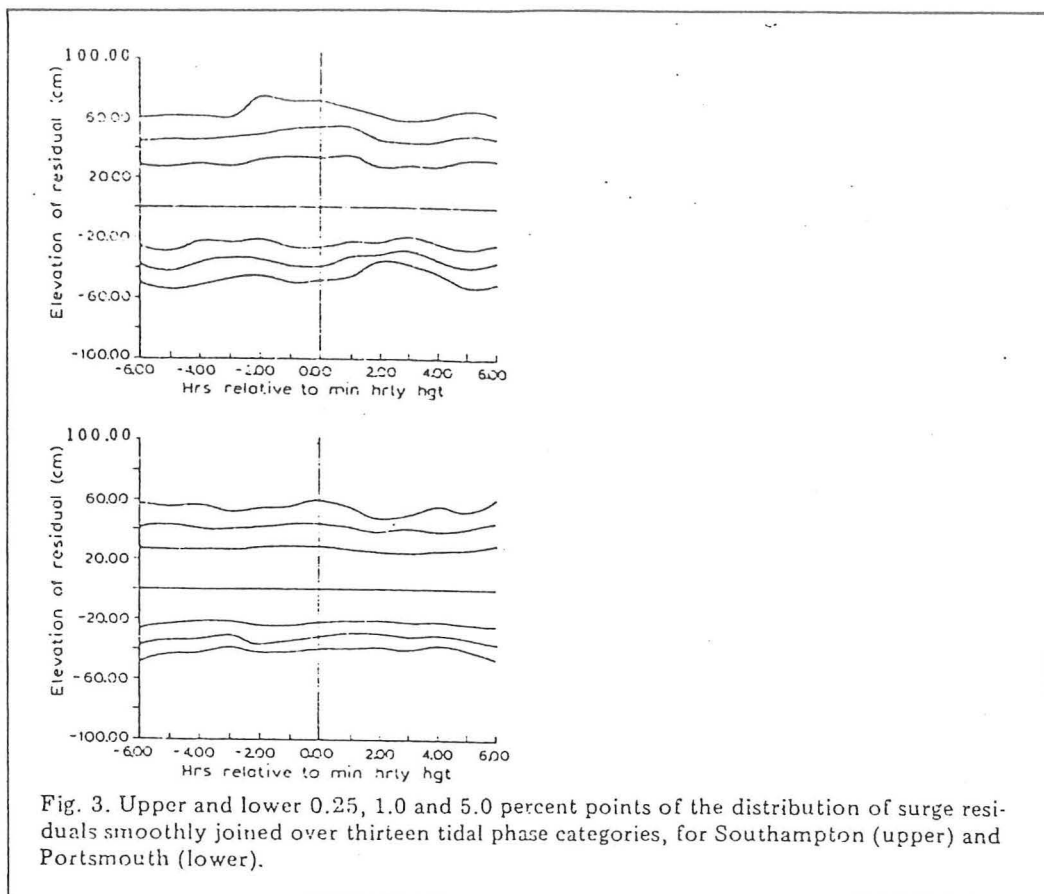


Fig.1

De storm-getij interactiegraad wordt hierbij aangegeven door de mate waarin de lijnen afwijken van de horizontale.

2. De tweede methode (ref. 49) onderzoekt of de stormresidu's $M(t)$ gekoppeld zijn aan de hoogte van het astronomisch getij $G(t)$.

De residu's worden (uiteeraard) ingedeeld in klassen volgens de grootte van het korresponderend astronomisch getij $G(t)$.

(Fig.2) (★).

(★) figuur overgenomen uit (ref. 30, p. 68).

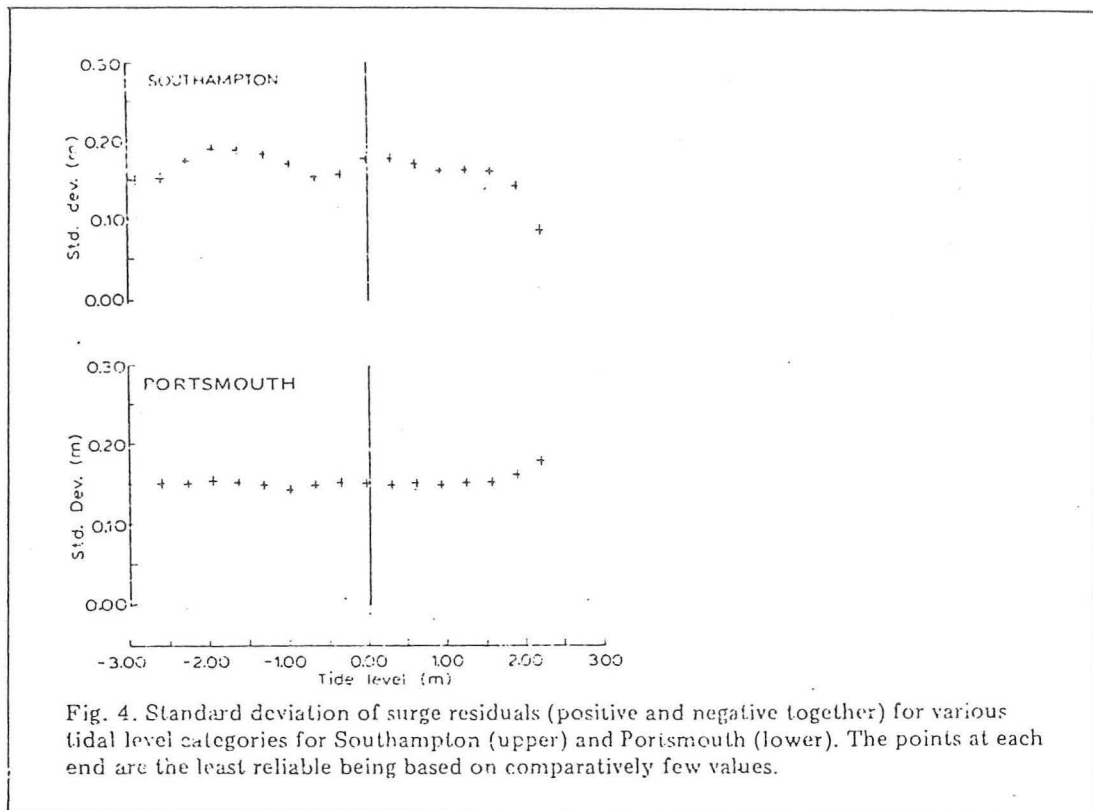


Fig. 2

De interactie-graad wordt aangegeven door de mate waarin de standaard-deviatie-punten afwijken van de horizontale.

2.2.4. Alternatieve methoden gebaseerd op samengestelde waarschijnlijkheid

In de boven beschreven methode wordt geen rekening gehouden met de duur van stormen en wordt een opzet gekarakteriseerd enkel door zijn grootte.

Andere methoden daarentegen beschouwen eveneens de duur om rekening te houden uit het wijzigend karakter van de storm (★).

(★) "taking into account the transient nature of the surge event"
(ref. 49, p. 74).

2.2.4.1. De Tayfun-methode (analytisch)

Deze methode tracht een benaderende analytische oplossing te geven voor het opstellen van de frequentieverdeling van extreme hoogwaterstanden, als gevolg van een zeldzame gebeurtenis met het astronomisch getij (ref. 50).

Opnieuw beschouwt men getij en storm als statistisch onafhankelijk en karakteriseert de storm door een equivalente grootte en een effectieve duur (fig. 3).

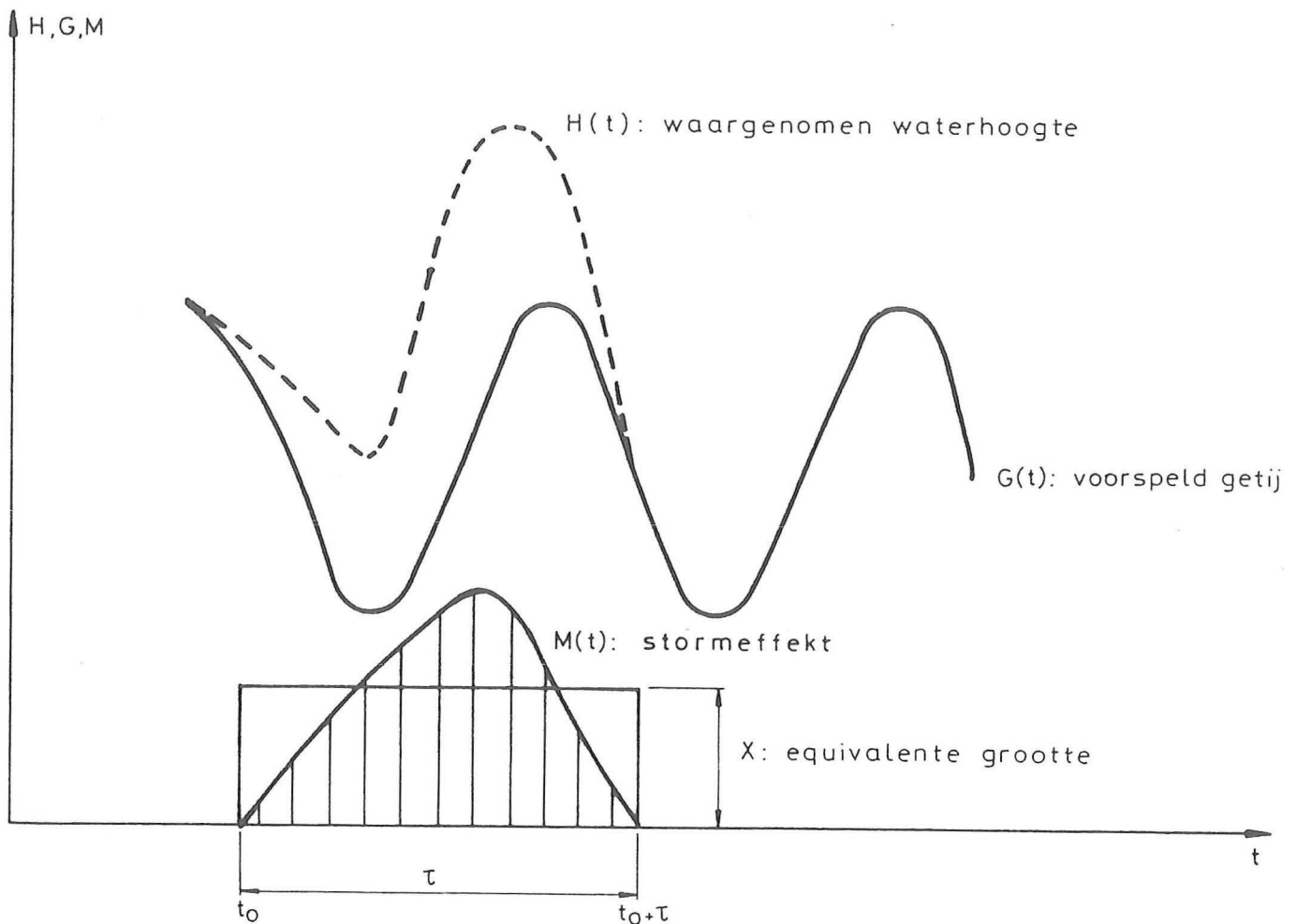


Fig. 3

$$\text{Stel } Z = \max_{t_0 \leq t \leq t_0 + \tau} [G(t) + M(t)]$$

waarbij $M(t)$ kan beginnen op elk willekeurig tijdstip t_0 van de getijcyclus. Als men dan aanneemt dat de stormeffektaangroei zo geleidelijk gebeurt dat het stormeffekt konstant kan verondersteld worden ($= X$) over het tijdsinterval $(t_0, t_0 + \tau)$ dan kan men benaderend schrijven :

$$Z \approx \max_{t_0 \leq t \leq t_0 + \tau} [G(t) + X]$$

met τ en X uiteraard toevalsveranderlijken.

Beschouw de voorwaardelijke waarschijnlijkheidsfunctie van Z voor gegeven toevalsveranderlijke τ :

$$\begin{aligned} P_{Z|\tau}(z|\tau) &= \text{Prob}(G(t) + X \leq z \text{ in } (t_0, t_0 + \tau) | \tau) \\ &= \int_{-\infty}^z P[X \leq z - g | G = g \text{ in } (t_0, t_0 + \tau) \text{ en } \tau] \cdot p_{G|\tau}(g|\tau) \cdot dg \end{aligned}$$

Stelt men bijgevolg de dichtheidsfunctie $p_{G|\tau}(g|\tau)$ voor het maximum van het getij $G(t)$ over een interval τ op (*)

$$p_{G|\tau}(g|\tau) dg = \text{Prob}(g \leq G \leq g+dg \text{ in } (t_0, t_0 + \tau) | \tau)$$

en neemt men aan dat X stochastisch onafhankelijk is van zowel τ als G , dan wordt

$$P[X \leq z - g | G = g \text{ in } (t_0, t_0 + \tau) | \tau] = P_X(z - g)$$

(*) Tayfun geeft het getij weer als een Gaussiaans proces, wat het mogelijk maakt een vrij eenvoudige uitdrukking te vinden voor de verdeling p_G

Laat men vervolgens τ alle mogelijke waarden aannemen dan wordt de marginale verdeling van Z gegeven dus :

$$P_Z(z) = \int_0^\infty \int_{-\infty}^z P_X(z-g) P_{G|\tau}(g|\tau) dg d\tau \quad P_Z(z)$$

De terugkeerperiode van een waterstand z wordt bijgevolg gegeven door

$$T(z) = \frac{1}{\sigma (1 - P_Z(z))}$$

waarbij σ = gemiddeld aantal stormen per tijdseenheid.

2.2.4.2. Aangepaste methode van Tayfun (analytisch)

De methode van Tayfun kan niet zonder meer toegepast worden op stormfenomenen langs de Noorzeekust, onder meer gezien op vele plaatsen de frequentieverdeling voor het getij bimodaal is (ref. 29). Bovendien duurt de stormactiviteit meer dan één getijcyclus en is het stormeffect veelal klein in vergelijking met de tijhoogten.

Daarom werd door Walden, Prescott en Webber een aangepaste methode uitgewerkt (ref. 49).

1. Voor stormen met een duur groter dan 1 getijcyclus T_0 wordt enkel de grootste equivalente intensiteit X over een T_0 -uur interval (± 1 getijcyclus) weerhouden, na verschuiven van dat interval doorheen de stormperiode (meestal ≤ 50 uur) (ref. 19, 49).
2. De voorwaardelijke dichtheidsfunctie $p_{G|\tau}(g|\tau)$ wordt bekomen door differentiatie van de voorwaardelijke waarschijnlijkheidsfunctie

$$P_{G|\tau}(g|\tau) = \text{Prob} \{ G(t) \leq g \text{ in } t_0, t_0 + \tau | \tau \}$$

Dergelijke verdelingsfuncties kunnen voor verschillende waarden van τ ($\tau = 1, 2, \dots, T_0$) worden opgesteld door het verschuiven van een interval met lengte τ doorheen de serie van uurlijkse waarnemingen $G(t)$ en het aantal uurwaarden dat voldoet aan de gestelde eis $G(t) \leq g$ (g stapsgewijze variërend binnen de getijcyclus) te delen door het totaal aantal uurwaarden.

2.2.4.3. Simulatiemodellen

Naast deze analytische methoden om de overschrijdingsfrequenties te bepalen via samengestelde waarschijnlijkheden, werden ook een aantal simulatieprocedures uitgebouwd.

1. Myers (ref. 51) geeft drie voornamelijk technische aspecten bij het opstellen van het door hem ontwikkelde simulatiemodel :
 - opsporen van de karakteristieke grootheden die het stormeffekt veroorzaken en bepalen
 - uitbouw van een hydrodynamisch model om uitgaande van stochastisch veranderende input (karakteristieke grootheden) een aantal stormen te simuleren en hun stormeffekt te bepalen
 - opstellen van dichtheids- en waarschijnlijkheidsfuncties voor de karakteristieke grootheden en daaruit het afleiden van de frequentie van voorkomen van extreme hoogwaterstanden.

Deze methode is sinds 1970 herhaaldelijk toegepast in de U.S.A. (ref. 51, 52, 53, 54, 55). Het grote nadeel ervan is dat een hydrodynamisch model dient opgesteld te worden om de stormeffekten te bepalen.

2. Petrauskas en Borgman (ref. 56) onderzochten mogelijke combinaties van waargenomen tsumanu's met andere fazen en amplitude van het getij dan bij de waarneming. Een schematisch overzicht van de methode is weergegeven in fig. 4 (★).

Deze methode geeft geen informatie over de kans van voorkomen, of overschrijdingskans van waterniveau's, doch stelt een dichtheidsfunctie op voor het maximaal waterniveau.

3. Het simulatiemodel van het Laboratorium voor Hydraulica (ref. 19, 20)

Uitgaande van statistische onafhankelijkheid van getij en storm gelden als karakteristieken voor de storm : de duur, de hoogte en het gemid. voorkomen, voor het getij zijn dit : de fazehoek en de amplitude.

(★) figuur overgenomen uit (ref. 56).

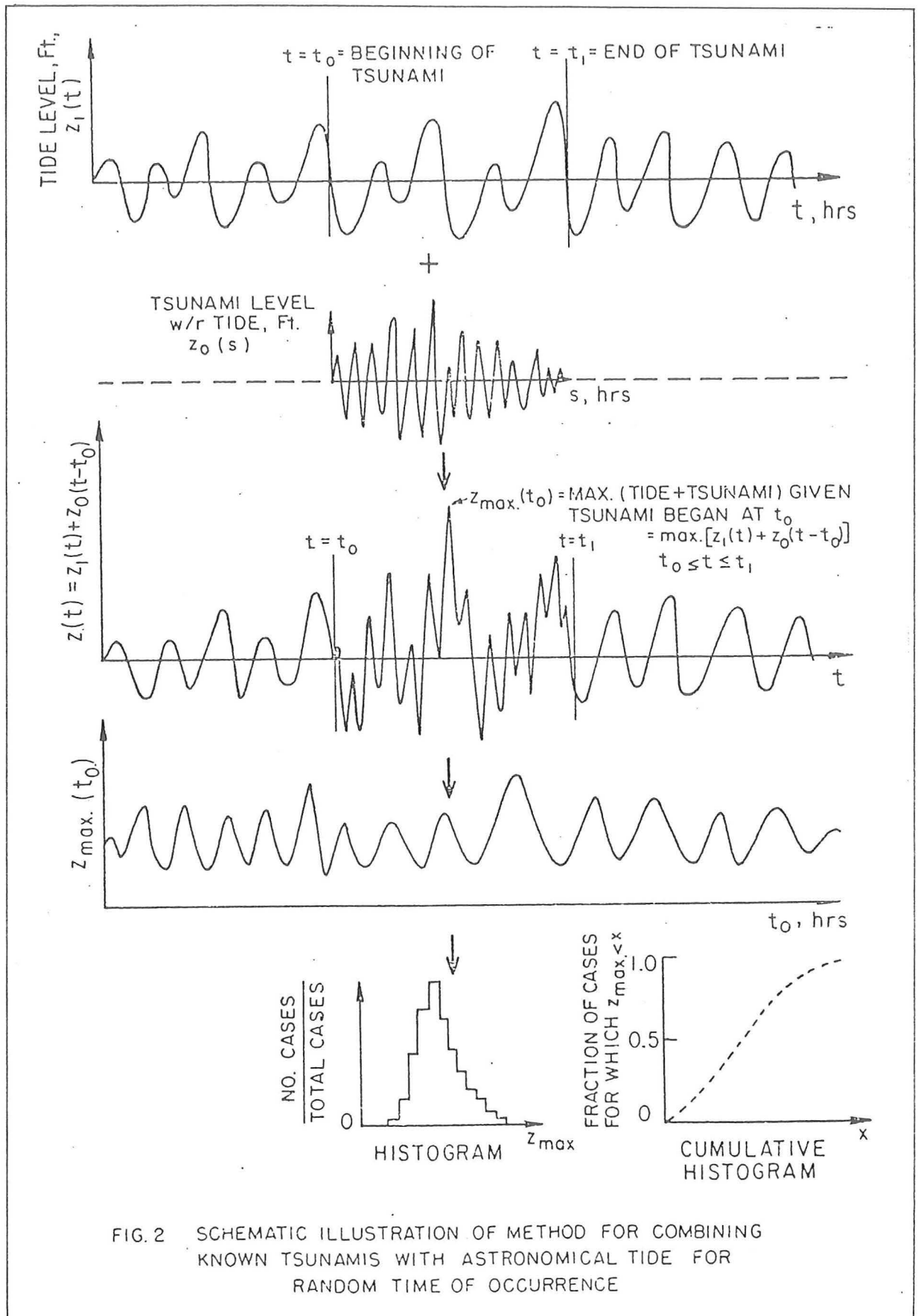


Fig. 4

Uitgaande van waargenomen getijwaterstanden worden dichtheidsfuncties voor duur en hoogte van de storm, de Poisson-verdeling voor de tussentijd tussen de stormen opgesteld en wordt informatie verzameld over de verandering van de amplitude te wijten aan periodieke schommelingen en over de mogelijk aanwezige trends.

Door simulatie van de stochastische grootheden worden extreme waterstanden gegenereerd waaruit de frequentie van voorkomen van extreme hoogwaterstanden wordt afgeleid.

Ten overstaan van de simulatie-procedure volgens Myers heeft deze methode het voordeel dat geen hydrodynamisch model moet uitgebouwd worden omdat niet wordt uitgegaan van een statistische studie van de oorzakelijke parameters, doch van de resulterende karakteristieken.

2.2.5. Bondige bespreking van de methoden

1. De methoden waarbij uurlijkse waarnemingen nodig zijn vragen vrij veel geheugenruimte.
2. De methode der uurlijkse residu's veronderstelt onafhankelijkheid tussen de residu's onderling, hoewel dit niet volledig juist is. Wat dit betreft zeggen Pugh en Vassie (ref. 29) dat de methode de neiging vertoont tot het overschatten van extreme waterstanden gezien de auto-correlatie tussen de opeenvolgende uurwaarden.
3. De beperktheid van de methode van Tayfun ligt meestal in de aanname dat het stormeffekt kan beschreven worden door een konstante equivalente grootte X .
4. Het simulatiemodel van het Laboratorium voor Hydraulica houdt rekening met het meer voorkomen van stormen in de winter en de grotere getijamplitude bij de equinoxen.

3. Veranderingen van de getijkarakteristieken

3.1. Algemene beschouwingen

In het kader van deze studie wordt enkel aandacht geschonken aan de karakteristieken die nodig zijn om de frequentie van voorkomen via extreme hoogwaterstanden te bepalen : gemiddeld zeepeil, tijhoogte en tijamplitude, hoogwater en jaarmaxima van het hoogwater.

De basisgrootheid bij het onderzoek naar de verandering van bovenvermelde karakteristieken is het gemiddeld zeepeil.

De voornaamste oorzaken van de variatie van het gemiddeld zeepeil zijn :

1. veranderingen in de waterbalans van zeeën en oceanen (eustatic change)
2. vertikale bewegingen van de aardkorst
3. veranderingen in de tijd van oceanografiale krachten
4. veranderingen in de tijd van atmosferische krachten
5. astronomische getijden met lange periodes.

Voor een beschrijving van de verschillende factoren verwijzen we naar de literatuur (ref. 26, 57, 58).

Met het oog op het homogeniseren van waarnemingsreeksen voor getijpasten langsheen een estuarium (zie App. 1), volstaat het onderzoek naar de verandering van het gemiddeld zeepeil zeker niet. Meestal immers is de morfologie van de rivier in de observatieperiode gewijzigd door het eigen dynamisch karakter en door de uitgevoerde werken (ref. 20, 59). Afhankelijk van de gevolgde berekeningsprocedure voor de overschrijdingsfrequenties (extreme waarden verdeling (1), samengestelde waarschijnlijkheid via analytische weg (2) of via simulatie (3) begroot men bijgevolg de trends van respectievelijk : de jaarmaxima der hoogwaterstanden (1), gemiddeld zeepeil en/of tijhoogte (2)(*) en gemiddelde zeepeil en tijamplitude (3).

(*) Bij gebrek aan informatie over de verandering van het gemiddeld zeepeil of om de omslachtige berekeningswijze te vermijden wordt vaak de gemiddelde tijhoogte gebruikt, hoewel dit duidelijk een benadering is (ref. 57).

Voor extrapolatie binnen de ontwerpduur van kunstwerken kan men niet anders doen dan veronderstellen dat de morfologie zich niet zal wijzigen, zodat enkel de verandering in gemiddeld zeepeil in rekening wordt gebracht. Het is immers onbekend welke werken binnen 20, 30, 100 jaar aan de rivier zullen uitgevoerd worden.

3.2. Grootte-orde van de seculaire veranderingen

De seculaire veranderingen zijn sterk afhankelijk van plaats tot plaats (fig. 5)(*) gezien de fysische oorzaken en de berekende waarden zijn ook gevoelig aan de gevolgde berekeningsmethode. (ref. 57, p. 602)

Voor Vlissingen (dat als zee-referentie voor de Schelde kan beschouwd worden) raamt Rossiter (ref. 26) de lineaire benadering van de seculaire verandering op 3.04 mm/jaar met een spreiding $\sigma = 0.19$ mm/jaar.

Een overzicht van de seculaire veranderingen van de getijkarakteristieken voor Vlissingen en Antwerpen is gegeven in Tabel 3.

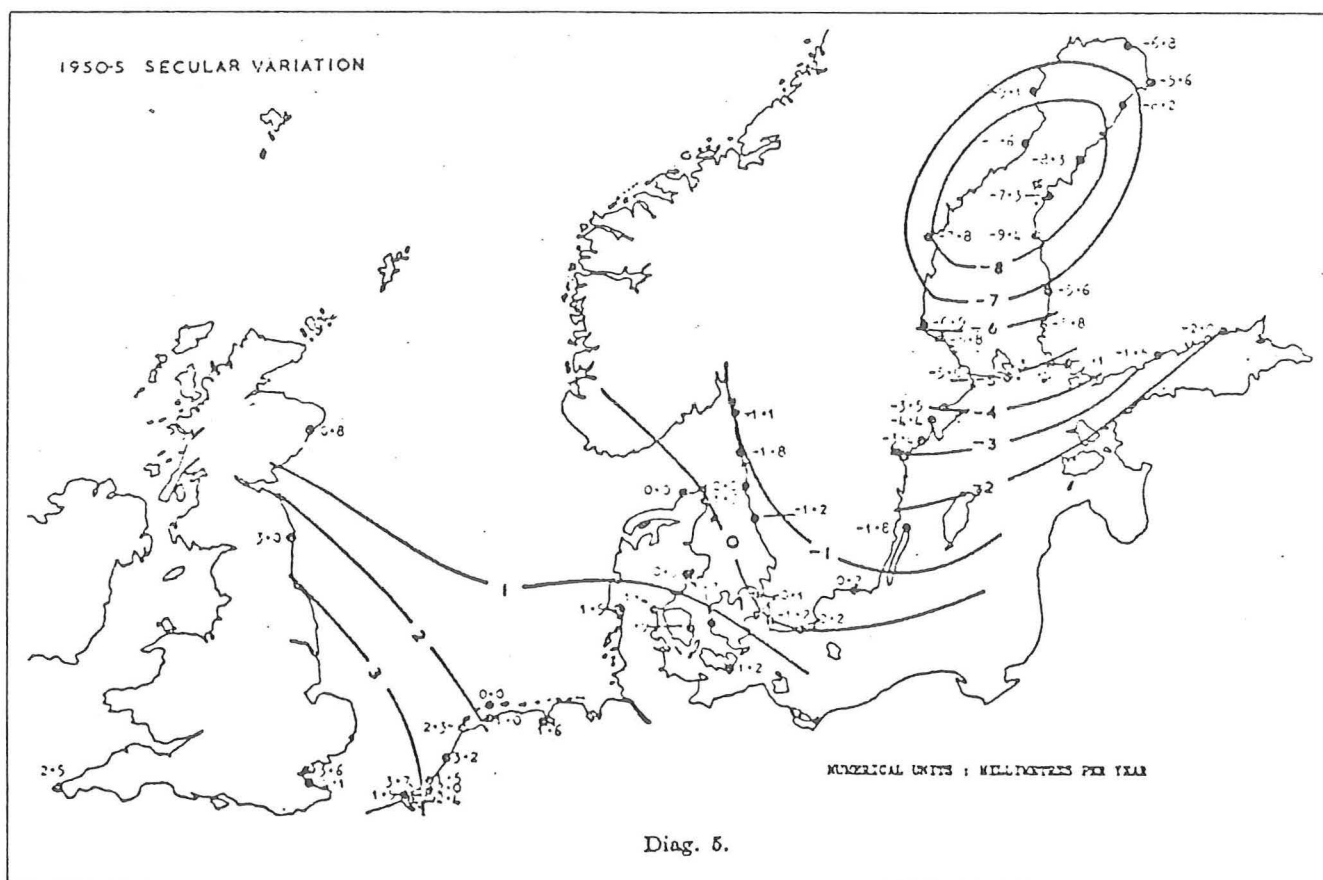


Fig. 5

(*) figuur overgenomen uit (ref. 60).

4. Opstellen van de frequentiecurven der hoogwaters te Antwerpen voor een ontwerppperiode van 100 jaar

4.1. Homogenisatie van de waargenomen jaarmaxima

Uitgaande van de jaarmaxima van 1901 - 1978 werden deze gehomogeniseerd naar het referentiejaar 1978 met behulp van de trends, beschreven in tabel 3 (16 gevallen).

De resulterende waterhoogten voor onderscheiden terugkeerperioden zijn samengevat in Tabel 4. Hieruit blijkt dat welke ook de trend is die men toepast voor de homogenisatie, de overschrijdingshoogte voor grote terugkeerperioden ($T \geq 1000$ jaar) slechts varieert met nagenoeg 15 cm (gevallen 1 t.e.m. 12) tenzij bij aanpassing aan grote trends in de jaarmaxima.

Bovendien blijkt de invloed van de beschouwde observatieperiode en dus van het aantal gebruikte jaarmaxima voor de bepaling van de parameters van de Gumbelverdeling een grotere invloed te hebben dan trendaanpassingen voor het gehele sample (vergelijk gevallen 1 met 17 t.e.m. 21).

4.2. Bepalen van de frequentiecurven voor een ontwerpduur van N jaren

Ongeacht de techniek om de frequentiecurve op te stellen in een bepaalde plaats langs een rivier kan men stellen dat de trend die moet gebruikt worden voor extrapolatie naar de toekomst deze is equivalent met de trend van het gemiddeld zeepeil aan de monding van de rivier. De bepaling van deze equivalente trend kan gebeuren door aan de monding van de tijrivier een referentiegetij op te leggen oscillerend rond verschillende waarden van het gemiddeld zeepeil en na te gaan of het gemiddeld water-niveau in de beschouwde plaats langsheen de rivier dezelfde wijziging aanneemt als de opgelegde trend. Secundaire veranderingen in de trend langsheen een tijrivier kunnen aldus worden meegerekend in de equivalente trend.

Op deze wijze beschouwt men geen wijzigingen meer in de morfologie van de rivier, noch door eigen dynamiek, noch door menselijke ingrepen (baggerwerken, enz...) (cfr. 3.1.).

De nieuwe frequentiecurven na N jaren kunnen dan eenvoudig worden afgeleid uit de originele door verschuiving van de ordinaat-as over een waarde

$$S(t=N) = a_1 \cdot N \text{ (zie AP.1.1.2.)}$$

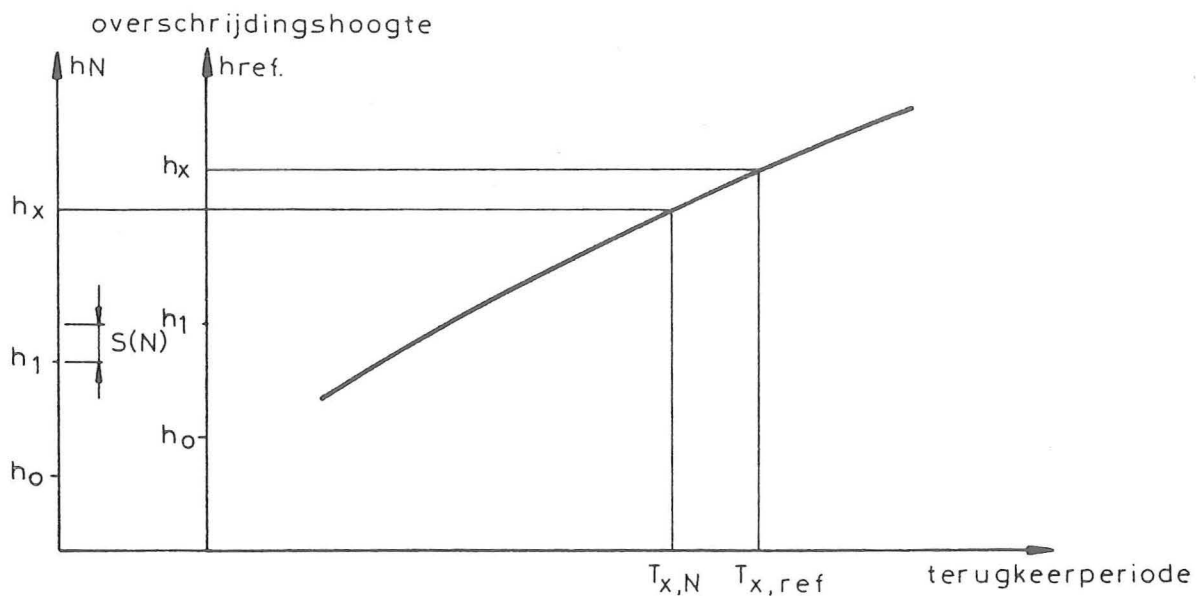


Fig. 6

Met een overschrijdingshoogte h_x komt dus in het referentiejaar een terugkeerperiode $T_{x,0}$ overeen die zal afnemen tot $T_{x,N}$ na N jaar (Fig. 6). Omgekeerd : bij beveiliging tegen een verschijnsel met terugkeerperiode T_x behoort in het referentiejaar een overschrijdingshoogte h_x en na N jaar een hoogte $h_x + S(N)$.

Voor Antwerpen zal dan ook een lineaire toename van het gemiddeld zeepeil van 30 cm/eeuw beschouwd worden.

Dit is een gemiddelde grootte-orde van de waarden (1), (2) en (3) weergegeven in Tabel 3.

Tevens wordt aangenomen dat er geen secundaire verandering is in de trend tussen Vlissingen en Antwerpen (hoewel hiervoor geen controleberekeningen werden uitgevoerd).

De resulterende frequentiecurven voor Antwerpen zijn gegeven in Tabel 5.

5. Besluit

In deze studie wordt een overzicht gegeven van de bestaande methoden betreffende frequentie-analyse van extreme hoogwaterstanden, zowel wat betreft de technieken om frequentieverdelingen op te stellen als wat betreft het bepalen van veranderingen van het gemiddeld zeepeil.

Als voornaamste besluiten gelden :

1. Gebruik zoveel mogelijk gegevens ten einde zekerheid te bekomen over het al dan niet stationair (homogeen) zijn van het sample.
2. Wanneer een trend aanwezig is, homogeniseer dan de rij gegevens alvorens enige frequentieverdeling op te stellen.
3. Gebruik voor extrapolatie binnen een ontwerpperiode steeds een lineaire trend, bepaald uit de verandering van het gemiddeld zeepeil.
4. De methoden der samengestelde waarschijnlijkheid eisen een voorafgaand onderzoek naar de interactiegraad tussen storm en getij.
5. Afhankelijk van de gevolgde methode bekomt men verschillende hoogten overeenkomstig een gegeven terugkeerperiode. Dit onderlijnt het feit dat geen exacte en onweerlegbare frequentieverdeling kan worden opgesteld voor hoogwaterstanden. Belangrijk bij de interpretatie van de bekomen resultaten is in overweging te nemen in hoeverre de gebruikte methode aansluit bij en rekening houdt met de fysische achtergrond van de waterhoogten en in hoeverre bijgevolg een "BESTE SCHATTING" van de frequentie kan voorkomen van extreme hoogwaterstanden wordt gegeven.

Met betrekking tot de Schelde in Antwerpen kan men ten slotte stellen dat :

1. de invloed van de verandering van het gemiddeld zeeniveau kan geraamd worden op + 30 cm/eeuw.
2. de vroeger bekomen overschrijdingshoogten bij $T = 10000$ jaar niet **allen** aan dezelfde criteria voldoen :
 - Simulatiemodel Laboratorium voor Hydraulica : ($h = 9.58 \text{ m} + \text{NKD}$) houdt rekening met trends in het verleden.
 - De standaardoverschrijdingslijn ($h = 9.05 \text{ m} + \text{NKD}$) en de methode van Gumbel ($h \approx 9.40 \text{ m} + \text{NKD}$) maken abstractie van de vastgestelde trend.

3. aangezien geen enkele van de vermelde methodes een extrapolatie naar de toekomst inhoudt, moeten de voor het referentiejaar 1978 opgestelde frequentiecurven aangepast worden om overschrijdingshoogten te vinden na een ontwerpduur van 100 jaar. Bij gelijkblijvende veiligheidseisen, en aannemend dat de morfologie onveranderd blijft komt dit neer op een verhoging van 30 cm/eeuw.

De overschrijdingshoogten voor een terugkeerperiode van 10000 jaar wordt dan bv. $h = 9.88, 9.35$ of $9.70 \text{ m} + \text{NKD}$ resp. voor simulatie, standaard-overschrijdingslijn en Gumbel.

Ir. M. SAS

Prof. dr. ir. J. BERLAMONT

TABEL 1 : JAARLIJKSE HOOGSTE HOOGWATERSTAND TE ANTWERPEN (m + NKD)

1901	6.43	1931	6.40	1961	6.97
1902	6.65	1932	6.55	1962	6.67
1903	6.48	1933	6.04	1963	6.05
1904	6.78	1934	5.99	1964	6.39
1905	6.29	1935	6.10	1965	6.99
1906	7.15	1936	6.82	1966	7.03
1907	6.10	1937	6.48	1967	6.85
1908	6.58	1938	6.70	1968	6.68
1909	6.25	1939	6.60	1969	6.63
1910	6.12	1940	6.49	1970	6.61
1911	6.63 ^G	1941	6.21	1971	6.65
1912	6.70	1942	6.03	1972	6.62
1913	5.89	1943	7.03	1973	7.18
1914	6.42	1944	6.90	1974	6.98
1915	6.32 ^G	1945	6.74	1975	6.54
1916	7.01 ^G	1946	6.58	1976	7.39
1917	6.53	1947	6.20	1977	7.32
1918	6.21 ^G	1948	6.30	1978	6.62
1919	6.23	1949	7.08		
1920	6.21	1950	6.18		
1921	6.49	1951	6.39		
1922	6.27	1952	6.38		
1923	6.18	1953	7.85		
1924	6.28	1954	7.11		
1925	6.20	1955	6.41		
1926	6.38	1956	6.16		
1927	5.95 ^G	1957	6.33		
1928	7.15 ^G	1958	6.68		
1929	6.03 ^G	1959	6.68		
1930	7.40 ^G	1960	6.74		

Periode 1901 - 1910 en 1931 - 1940 : tijmeter Kattendijksluis

Overige perioden : tijmeter Loodsgebouw

G : gegiste waarde

TABEL 2 : JAARMAXIMA DER HOOGWATERSTANDEN TE ANTWERPEN

Aanpassing :

- wijziging jaarmaxima Antwerpen
- trend (m/jaar) : .0070
- referentiejaar : 1978

Waargenomen en aangepaste waarden (hoogte in m + NKD)

Jaar	X	X _{Nieuw}	Jaar	X	X _{Nieuw}
1901	6.430	6.969	1940	6.490	6.756
1902	6.650	7.182	1941	6.210	6.469
1903	6.480	7.005	1942	6.030	6.282
1904	6.780	7.298	1943	7.030	7.275
1905	6.290	6.801	1944	6.900	7.138
1906	7.150	7.654	1945	6.740	6.971
1907	6.100	6.597	1946	6.580	6.804
1908	6.580	7.070	1947	6.200	6.417
1909	6.250	6.733	1948	6.300	6.510
1910	6.120	6.596	1949	7.080	7.283
1911	6.630	7.099	1950	6.180	6.376
1912	6.700	7.162	1951	6.390	6.579
1913	5.890	6.345	1952	6.380	6.562
1914	6.420	6.868	1953	7.850	8.025
1915	6.320	6.761	1954	7.110	7.278
1916	7.010	7.444	1955	6.410	6.571
1917	6.530	6.957	1956	6.160	6.314
1918	6.210	6.630	1957	6.330	6.477
1919	6.230	6.643	1958	6.680	6.820
1920	6.210	6.616	1959	6.680	6.813
1921	6.490	6.889	1960	6.740	6.866
1922	6.270	6.662	1961	6.970	7.089
1923	6.180	6.565	1962	6.670	6.782
1924	6.280	6.658	1963	6.050	6.155
1925	6.200	6.571	1964	6.390	6.488
1926	6.380	6.744	1965	6.990	7.081
1927	5.950	6.307	1966	7.030	7.114
1928	7.150	7.500	1967	6.850	6.927
1929	6.030	6.373	1968	6.680	6.750
1930	7.400	7.736	1969	6.630	6.693
1931	6.400	6.729	1970	6.610	6.666
1932	6.550	6.872	1971	6.650	6.699
1933	6.040	6.355	1972	6.620	6.662
1934	5.990	6.298	1973	7.180	7.215
1935	6.100	6.401	1974	6.980	7.008
1936	6.820	7.114	1975	6.540	6.561
1937	6.480	6.767	1976	7.390	7.404
1938	6.700	6.980	1977	7.320	7.327
1939	6.600	6.873	1978	6.620	6.620

TABEL 3 : OVERZICHT VAN DE BEREKENDE TRENDS

	Observatieperiode	Trend (cm/eeuw)				Referentie
		Halftij	Gemiddeld Zeeniveau	Hoogwater	Jaar-maximum	
Vlissingen	1900-1962 (*)	+29 ₍₁₎		+32 ₍₂₎		20
	1890-1962		+30.4 ₍₃₎			26
	1880-1970	+25 ₍₄₎		+40 ₍₅₎		61
Antwerpen	1888-1970	+20 ₍₆₎		+50 ₍₇₎		61
	1910-1969 (*)	+14 ₍₈₎		+46 ₍₉₎		20
	1910-1954 (*)	+9 ₍₁₀₎		+37 ₍₁₁₎		20
	1955-1961 (*)	+67 ₍₁₀₎		+37 ₍₁₁₎		20
	1961-1969 (*)	+20 ₍₁₀₎		+37 ₍₁₁₎		20
	1955-1969 (*)			+97 ₍₁₁₎		20
	1925- 1978				70 ₍₁₂₎	18
		Jaarmaxima				
		Voortschrijdende gemiddelden (in perioden van 40 jaar te beginnen van 1920 tot en met 1925) genomen over				
		5 jaar	10 jaar	15 jaar	20 jaar	
	gemiddeld	+96 ₍₁₃₎	+84 ₍₁₄₎	+71 ₍₁₅₎	+71	18
	minimum	+70	+45	+48	+68	18
	maximum	+118 ₍₁₆₎	+105	+108	+73	18

(*) voortschrijdend gemiddelde over 19 jaar, de gegevens strekken zich dus uit tot 9 jaar voor en na de aangegeven periode

() volgnummer voor de uitgevoerde berekeningen (zie Tabel 4 en 5)

TABEL 4

Overzicht van de overschrijdingshoogten ($m + NKD$) na homogenisatie van de jaarmaxima met referentiejaar 1978 bij gebruik van de Gumbel-verdeling

1901-1978		Terugkeerperiode (jaren)				
Trend (m/jaar)	Geval	10	50	100	1000	10000
0.0000	geen aanpassing	7.11	7.66	7.88	8.64	9.40
0.0029	(1)	7.20	7.72	7.94	8.66	9.38
0.0032	(2)	7.21	7.73	7.94	8.66	9.38
0.00304	(3)	7.21	7.72	7.94	8.66	9.38
0.0025	(4)	7.18	7.71	7.93	8.65	9.38
0.0040	(5)	7.24	7.75	7.97	8.68	9.39
0.0020	(6)	7.17	7.70	7.92	8.65	9.37
0.0050	(7)	7.27	7.78	7.99	8.71	9.42
0.0014	(8)	7.15	7.68	7.91	8.64	9.38
0.0046	(9)	7.26	7.77	7.98	8.70	9.41
0.0009/0.0067/0.0020	(10)	7.18	7.70	7.92	8.65	9.39
0.0037/0.0092	(11)	7.33	7.83	8.04	8.75	9.45
0.0070	(12)	7.35	7.86	8.07	8.78	9.49
0.0096	(13)	7.46	7.98	8.20	8.93	9.65
0.0084	(14)	7.41	7.92	8.14	8.86	9.57
0.0071	(15)	7.35	7.86	8.08	8.79	9.50
0.0118	(16)	7.57	8.11	8.33	9.09	9.84
1941-1978						
0.0000	(17)	7.29	7.87	8.12	8.93	9.74
0.0046	(18)	7.35	7.92	8.15	8.94	9.72
1951-1978						
0.0000	(19)	7.36	7.94	8.19	9.01	9.83
0.0046	(20)	7.41	7.99	8.23	9.04	9.84
0.0092	(21)	7.47	8.04	8.28	9.08	9.88

TABEL 5

Overzicht der overschrijdingshoogten (m + NKD) voor het referentiejaar 1978, een ontwerpduur $N = 100$ jaar en een extrapolatietrend = 30 cm/eeuw.

Extrapolatietechniek	Terugkeerperiode (jaren)				
	10	50	100	1000	10000
Simulatiemodel Laboratorium voor Hydraulica	7.59	8.13	8.36	9.15	9.88(*)
Gumbel (1901-1978) trend (0.000 m/jaar)	7.41	7.96	8.18	8.94	9.70
Gumbel (1901-1978) trend (0.003 m/jaar)	7.51	8.02	8.24	8.96	9.68
Gumbel (1901-1978) trend (0.0046 m/jaar)	7.56	8.07	8.28	9.00	9.71
Gumbel (1941-1978) trend (0.000 m/jaar)	7.59	8.17	8.42	9.23	10.04
Gumbel (1951-1978) trend (0.000 m/jaar)	7.66	8.24	8.49	9.31	10.13
Antwerpse Zeediensten (1901-1977) (**)	7.46	7.88	8.08	8.72	9.35
(*) Waarde bekomen door extrapolatie van de bestaande curve (berekend tot $T = 1000$ jaar)					
(**) Geen homogenisatie van de waarnemingen naar het referentiejaar (cfr. ref. 21, p 137)					

APPENDIX 1

VERWERKING VAN LINEAIRE TRENDS BIJ HET OPSTELLEN VAN FREQUENTIEKROMMEN

AP.1.1. Aanpassing van de waarnemingen

AP.1.1.1. Algemeen

Zodra de trend in de jaarmaxima is vastgesteld en begroot, kan (en moet) men de aangenomen maxima terugbrengen naar een referentiejaar.

Stel R : referentiejaar
 HJ_i [m] : waargenomen jaarmaximum in jaar i
 $HA_{i,r}$ [m] : aangepast jaarmaximum voor jaar i , t.o.v. referentiejaar R
 $S(t)$ [m] : stijging of trend, afgeleid uit de jaarmaxima en begroot door bijv. een kleinste kwadratenbenadering

met $S(t) = \sum_{j=0}^n a_j t^j$ (meestal is $n \leq 3$)

Dan wordt met

$$t_{i,r} = R - i$$

$$HA_{i,r} = HJ_i + S(t_{i,r})$$

$$HA_{i,r} = HJ_i + \sum_{j=0}^n a_j t_{i,r}^j$$

AP.1.1.2. Toepassing op hoogwaters te Antwerpen

Nemen we de lijst voor de jaarmaxima (Tabel 1), dan kan men daaruit, door gebruik te maken van 20 jarige gemiddelden een stijging S vastleggen (ref. 18)

$$S(t) = 0.007 t \quad (S \text{ in [m] en } t \text{ in [jaar]})$$

De resulterende jaarmaxima, met 1978 als referentiejaar, worden bijgevolg

$$HA_{i,1978} = HJ_i + 0.007 (1978 - i)$$

Een overzicht van de aldus aangepaste jaarmaxima is gegeven in Tabel 2.

Het "gemiddeld jaarmaximum" verandert hierbij van

$$6.559 \pm 0.391 \text{ m}$$

naar

$$6.829 \pm 0.367 \text{ m}$$

Het is evenwel duidelijk dat een dergelijke trend niet mag gebruikt worden voor extrapolatie naar de toekomst.

AP.1.2. Invloed op de extreme-waarden-verdeling

AP.1.2.1. Methode volgens Suthons (ref. 11) en Graff en Blackman (ref. 17)

De aanname van een trend en de corresponderende aanpassing van de waargenomen jaarmaxima resulteert in een verhoging van de frequentie van voorkomen van hoogwaterstanden, aangezien het "sample" gehomogeniseerd wordt naar een later referentiejaar en dus naar hogere jaarmaxima. De aangepaste frequentiecurve (B) ligt dus hoger dan de frequentiecurve (A) in de voorgenomen jaarmaxima. (Fig. AP.1.) (*)

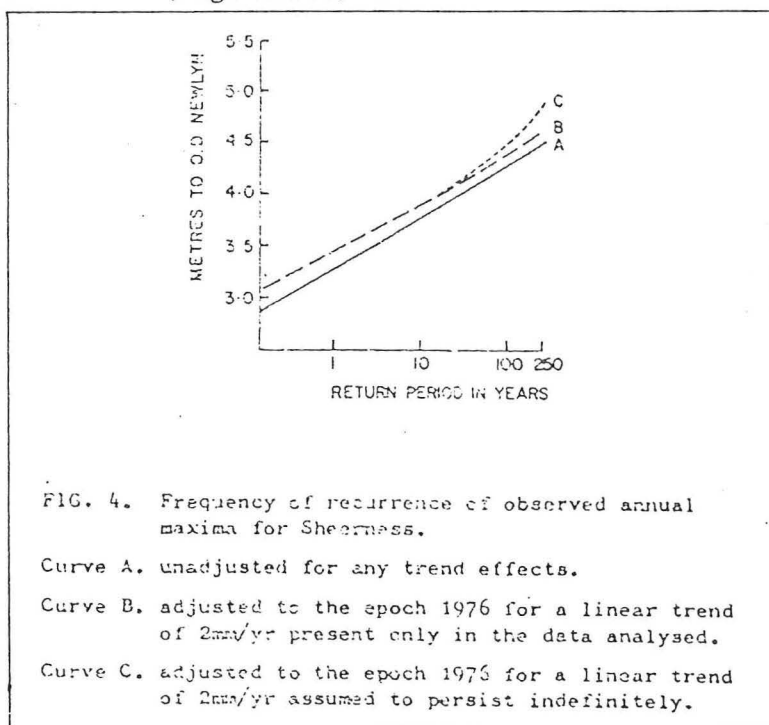


Fig. AP.1.

(*) Fig. overgenomen uit (ref. 17)

Neemt men bovendien aan dat de trend ook in de toekomst zal voortduren, dan kan men de toekomstfrequentiekromme (C) als volgt bepalen

Stel H_B : hoogte op aangepaste frequentiecurve
 H_C : hoogte op de te konstrueren toekomst frequentiecurve
 $H_M(t)$: gemiddelde hoogte gedurende een tijdspanne t
 T : terugkeerperiode overeenkomstig H_B
 $S(t)$: verwachte stijging (= vastgestelde stijging in waarnemingsreeks)

Dan betekent dit dat in een tijdspanne t de waterhoogte zal toenemen van

$$H \text{ naar } H + S(t)$$

of dat de gemiddelde waterhoogte voor de tijdspanne t

$$H_M = H + \frac{S(t)}{2} \text{ is.}$$

"Thus one might expect one heigt exceeding 15.2 ft ($= H_M$) to occur during the hundred years ($= t$) (and, of course, it is more likely to occur in the later part of the period t)" (ref. 11, p. 445).

Neemt men bijgevolg

$$t = T$$

en

$$H = H_B$$

dan wordt $H_M = H + \frac{S(T)}{2}$

en kan men de gevraagde toekomstfrequentiecurve konstrueren met

$$H_C = H_M$$

voor een terugkeerperiode T .

De interpretatie is dus als volgt :

Kurve A en B : geven de huidige terugkeerperiode T (en dus de kans op overschrijding) van een waterniveau, respektievelijk zonder en met inbegrip van trends.

Kurve C : geeft aan dat in een tijdspanne T volgend op het referentiejaar de kans op overschrijding voor een bepaald waterniveau $1/T$ bedraagt, rekening houdend met een continue trend.

AP.1.2.2. Bespreking van de methode

1. Zoals de auteurs zelf zeggen (ref. 17, p. 939) is het voorgestelde schema subjectief en slechts 1 mogelijke werkwijze om de trends in rekening te brengen bij de konstruktie van frequentiecurven.
Bovendien buigt de gevonden frequentiecurve sterk af naar oneindig vanaf T-waarden groter dan 100 à 200 jaar.
2. De toekomst-frequentiecurve dient opgesteld te worden met een nieuw referentiejaar, telkens een volgend ontwerp dient gemaakt te worden, en geeft dan informatie over de kans op overschrijding van de waterstanden in de daaropvolgende periode.
3. Bij het in rekening brengen van trends voor extrapolatie gebruikt men best een lineaire toename in de tijd omdat veelterm-benaderingen een tijdsgradiënt vertonen.
Wel kan het gebruik van veeltermen aangewezen zijn bij het opstellen van type B frequentiecurven omdat de aanpassingen gebeuren binnen de periode van de waarnemingen en dus ook enkel maar een weerslag hebben op de gegevens waaruit de koëfficiënten a_j van de veelterm worden afgeleid (ref. 26, p. 263).
4. Gezien de moeilijkheid om uit de jaarmaxima een trend te begroten, en de gevoeligheid van zowel de parameters van de Gumbelverdeling als de trend t.o.v. het aantal gebruikte jaarmaxima is het aangewezen een gevoeligheidsanalyse uit te voeren van de bekomen frequentiekromme.
Een mogelijkheid hiertoe is het bepalen van de waterhoogte overeenkomstig een gekozen terugkeerperiode voor verschillende grootten van het sample (ref. 17, p. 942-944).
Een illustratie wordt gegeven in Fig. AP.2. (*).
Hieruit blijkt duidelijk dat de spreiding op de terugkeerperiode overeenkomstig een bepaalde waterhoogte als vrij groot kan bestempeld worden (zie ook ref. 20 en 21).

(*) Fig. overgenomen uit (ref. 17)

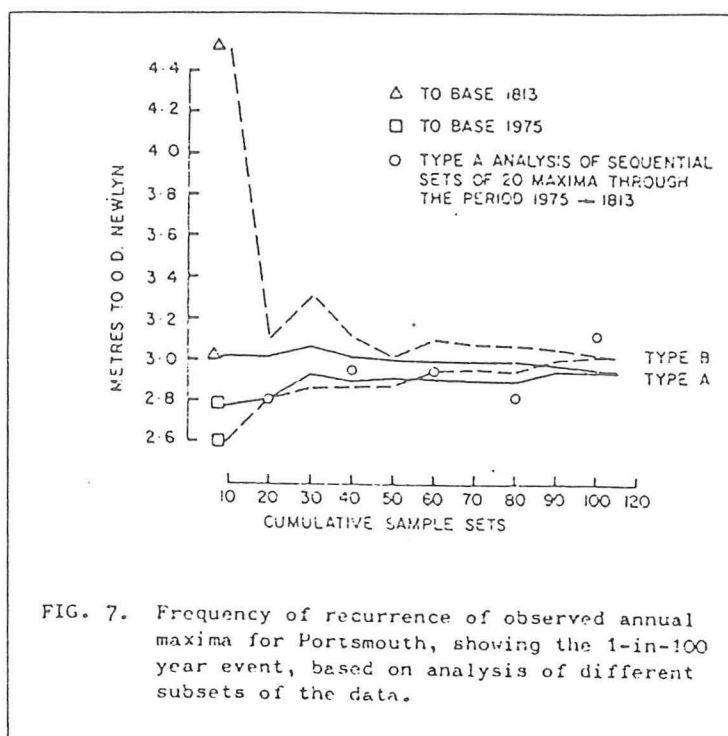


Fig. AP.2.

AP.1.2.3. Toepassing op de hoogwaterstanden te Antwerpen

Nemen we een stijging aan in de jaarmaxima van 0.007 m/jaar zoals weergegeven in AP.1.1.2. dan vinden we voor de frequentiecurve A, B en C en overeenkomstig referentiejaar 1978 de waarden weergegeven in Tabel AP.1.

TABEL AP.1.

Terugkeerperiode T (jaar)	Hoogwaterstanden (m + NKD)		
	Kurve A	Kurve B	Kurve C
2	6.497	6.770	6.777
5	6.869	7.119	7.137
10	7.114	7.350	7.385
20	7.350	7.572	7.642
50	7.656	7.859	8.034
100	7.885	8.074	8.424
200	8.113	8.288	8.988
500	8.413	8.571	(-)
1000	8.641	8.784	(-)
2000	8.868	8.998	(-)
5000	9.168	9.280	(-)
10000	9.395	9.494	(-)
Opmerking : de parameters van de Gumbelverdeling werden bepaald door de methode van de Momenten			
(-) : de ontwerpperiode is te groot om nog realistische hoogwaterstanden te kunnen bepalen.			

REFERENTIELIJST

1. WALDEN A.T., PRESCOTT P., WEBBER N.B.,
Some important considerations in the analysis of annual sea-levels,
Coastal Engineering, Vol 4, Nr. 4, (1981), pp 335-342.
2. BENJAMIN J.R., CORNELL C.A.,
Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers,
McGraw-Hill Book Company, New York, (1970).
3. FISCHER R.A., TIPPETT L.H.C.,
Proc. Camb. Phil. Soc., 24, (1928), pp 180.
4. GUMBEL E.J.,
Statistics of extremes, Columbia University Press, New York and London,
(1958).
5. BARRICELLI N.A.,
Les plus grands et les plus petits maxima ou minima annuels d'une variable
climatique, Arch. Math. Naturv., Oslo, Vol. 46, Nr. 6, (1943).
6. JENKINSON A.F.,
Frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of
meteorological elements, Quart.J.Roy.Met. Soc., Vol. 81, (1955), pp 158-171.
7. JENKINSON A.F.,
Statistics of extremes, Technical Note 98, World Meteorological Office,
(1969).
8. RAPPORT DELTACOMMISSIE,
Bijdragen III - Beschouwingen over stormvloeden en getijbewegingen,
Staatsdrukkerij - en uitgeverijbedrijf - 's Gravenhage, (1962).
9. RAPPORT DELTACOMMISSIE,
Bijdragen II.1. - Extrapolatie van de overschrijdingslijn der hoogwater-
standen te Hoek van Holland met behulp van geselecteerde stormen,
Staatsdrukkerij - en uitgeverijbedrijf - 's Gravenhage, (1962).

10. GRAHAM H.E., NUNN D.E.,
Meteorological Considerations Pertinent to Standard Project Hurricane,
Atlantic and Gulf Coasts of the United States, National Hurricane
Research Project, Report Nr. 33, U.S. Weather Bureau and Corps of
Engineers, Washington, (1959).
11. SUTHONS C.T.,
Frequency of occurrence of abnormally high sea-levels on the east and
south coast of England, Proc. Inst. Civ. Eng., 25, (1963), pp 443-449.
12. LENNON G.W.,
A frequency investigation of abnormally high tidal levels at certain
west coast ports, Proc. Inst. Civ. Eng., 25, (1963), pp 451-487.
13. GRAFF J., BLACKMAN D.L.,
Analysis of maximum sea levels in southern England,
Proc. 16th Coastal Eng. Conf., Hamburg, (1978), pp 931-948.
14. ACKERS P., RUXTON T.D.,
Extreme levels arising from meteorological surges,
Proc. 14th Coastal Eng. Conf., Copenhagen, (1974), pp 70-86.
15. WEBBER N.B., DAVIES J.R.,
Research on exceptional levels in the Solent,
Dock. Harb. Auth., (1976), pp 158-171.
16. DAVIES J.R., WEBBER N.B.,
An investigation of the frequency of occurrence of extreme high water
levels at Portsmouth, Dep. of Civil Eng., University of Southampton,
(1976), internal report.

17. BLACKMAN D.L., GRAFF J.,
The analysis of annual extreme sea-levels at certain ports in southern England, Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2, 65, (1978), pp 339-357.
18. S.V.K.S.,
Analyse der hoogste hoogwaterstanden te Antwerpen,
Deelrapport 5B-Hydraulica, Variantenstudies, (1979).
19. JANSSENS C., SAS M.,
Studie van de extreme getijwaterstanden op de Schelde,
Eindejaarsverhandeling, K.U.Leuven, (1979).
20. SAS M., SMETS E., VAN LANGENHOVE G., BERLAMONT J.,
Gebruik van de simulatietechniek ter bepaling van overschrijdingsfrequenties van de extreme hoogwaterstanden op de Schelde, Intern rapport van het Laboratorium voor Hydraulica (06-HY-03), K.U.Leuven, (1979).
21. BERLAMONT J., SAS M., VAN LANGENHOVE G., THIENPONT M.,
Multi- en Interdisciplinaire Evaluatiestudie betreffende de stormvloedkering te Antwerpen (Oosterweel). Deelstudie Waterbouwkundige Aspecten, Niet uitgegeven rapport in opdracht van het Ministerie van Openbare Werken, (1982).
22. NATURAL ENVIRONMENTAL RESEARCH COUNCIL,
Flood studies report, Vol. 1, Natural Environment Research Council, London, (1975).
23. ROHDE H.,
Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsantieg an der deutschen Nordseeküste, Küste, 30, (1977), pp 52-143.
24. GRAFF J.,
Concerning the recurrence of abnormal sea-levels, Coastal Engineering, Vol. 4, (1979), pp 177-181.

25. GEORGE K.J., BATES D.J.,
The 60 year sea level at Barnstaple as estimated using the convolution method, Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2, 69, (1980), pp 827-834.
26. ROSSITER J.R.,
An Analysis of Annual Sea Level Variations in European Waters, Geophys. J.R. Astr. Soc., 12, (1967), pp 259-299.
27. RAPPORT DELTACOMMISSIE,
Eindverslag, Staatsdrukkerij - en uitgeverijbedrijf - 's-Gravenhage, (1962).
28. SCHALKWIJK W.F.,
A contribution to the study of storms surges on the Dutch coast, Algemene Landsdrukkerij - 's-Gravenhage, (1947).
29. PUGH D.T., CASSIE J.M.,
Extreme sea levels from tide and surge probability, Proc. 16th Coastal Eng. Conf., Hamburg, (1978), pp 911-930.
30. WALDEN A.T., PRESCOTT P., WEBBER N.B.,
The examination of surge-tide interaction at two ports on the central south coast of England, Coastal Engineering, Vol. 6, (1982), pp 59-70.
31. PROUDMAN J.,
The propagation of tide and surge in an estuary, Proc. R. Soc. London, Ser. A, (1955), pp 8-24.
32. PROUDMAN J.,
The effect of friction on a progressive wave of tide and surge in an estuary, Proc. R. Soc. London, Ser. A, (1955), pp 407-418.
33. PROUDMAN J.,
Oscillation of tide and surge in an estuary of finite length, J. Fluid. Mech., 2, (1957), pp 371-382.

34. ROSSITER J.R.,
Interaction between tide and surge in the Thames, *Geophys J.R. Astron. Soc.*, 6, (1961), pp 29-53.
35. ROSSITER J.R., LENNON G.W.,
Computation of tidal conditions in the Thames estuary by the initial value method, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 31, (1965), pp 25-56.
36. KEERS J.F.,
An empirical investigation of interaction between storm surge and astronomical tide on the east coast of Great-Britain,
Dtsch. Hydrogr. Z., 21, (1968), pp 118-125.
37. BANKS J.E.,
A mathematical model of a river-shallow sea system used to investigate tide, surge and their interaction in the Thames - southern North Sea region, *Philos. Trans. R. Soc. London, Ser. A*, 275, (1974), pp 567-609.
38. PRANDLE D., WOLF J.,
The interaction of surge and tide in the North Sea and River Thames,
I.O.S. Rep. No. 64, (unpublished), (1978).
39. VAN CAUWENBERGHE C.,
Getijvoorspelling bij stormtij langs de Belgische Kust,
Rapport nr. 17 van de Hydr. Dienst der Kust, (1977).
40. DOODSON A.T.,
Int. Hydrogr. Rev., 24, (1947), pp 65-72.
41. DOODSON A.T.,
Proc. R. Soc. London, Ser. A, 237, (1956), pp 325-343.
42. DOODSON A.T.,
Int. Hydrogr. Rev., 34(1), (1957), pp 85-126.

43. PROUDMAN J.,
Arch. Met. Geophys. Bioklim, 7, (1954), pp 344-351.
44. PROUDMAN J.,
Mon. Not. R. Astr. Soc. Geophys. Suppl., 7, (1954), pp 44-48.
45. PROUDMAN J.,
J. Fluid. Mech., 3, (1958), pp 411-417.
46. HEAPS N.S.,
Storm Surges, Oceanogr. Mar. Biol. Ann. Rev., 5, (1967), pp 11-47.
47. PUGH D.T., VASSIE J.M.,
Applications of the joint probability method for extreme sea level computations, Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2, 69, (1980), pp 959-978.
48. PUGH D.T., VASSIE J.M.,
Tide and surge propagation offshore in the Dowsing Region of the North Sea, Dtsch. Hydrog. Z., 29, (1976), pp 163-213.
49. WALDEN A.T., PRESCOTT P., WEBBER N.B.,
An alternative approach to the joint probability method for extreme high sea level computations, Coastal Engineering, 6, (1982), pp 71-82.
50. TAYFUN M.A.,
Joint Occurrences in Coastal Flooding,
J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean division, Proc. ASCE, 105,
(1979), pp 107-123.
51. MYERS V.A.,
Joint Probability Method of Tide Frequency Analysis Applied to Atlantic City and Long Beach Island, N.J., ESSA Technical Memorandum WBTM Hydro 11,
U.S. Department of Commerce, (1970).

52. MYERS V.A.,
Storm Tide Frequencies on the South Carolina Coast, NOAA Technical Report NWS-16, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, (1975).
53. HO F.B., TRACEY R.J.,
Storm Tide Frequency Analysis for the Coast of North Carolina, North of Cape Lookout, NOAA Technical Memorandum NWS-HYDRO-27, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, (1975).
54. HO F.B., TRACEY R.J., MYERS V.A., FOAT N.S.,
Storm Tide Frequency Analysis for the Open Coast of Virginia, Maryland and Delaware, NOAA Technical Memorandum NWS-HYDRO-32, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, (1976).
55. MYERS V.A., OVERLAND J.E.,
Storm Tide Frequencies for Cape Fear River, J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Proc. ASCE, 103, (1977), pp 519-535.
56. PETRAUSKAS C., BORGMAN L.E.,
Frequencies of Crest Heights for Random Combinations of Astronomical Tides and Tsunamis Recorded at Crescent City California, Hydraulic Engineering Laboratory (HEL 16-8), University of California, (1971).
57. ROSSITER J.R.,
Long-term variations in sea-level, The Sea, Vol. 1, M.N. Hill, Interscience Publishers, New York - London, (1962), pp 590-610.
58. LENNON G.W.,
Coastal Geodesy and the relative movement of land and sea levels, Geodynamics Today, A review of the Earth's Dynamic Process, London, (1975), pp 97-102.

59. ROHDE H.,
Changes in sea level in the German Bight, *Geophys. J.R. Astr. Soc.*,
62, (1980), pp 291-302.
60. LENNON G.W.,
An investigation of secular variations of sea level in European waters,
Ann. Acad. Sci. Fennicae, A.3, 90, (1966), pp 225-236.
61. COEN I.,
Nota over de evolutie van het getij in de Westerschelde, Ministerie
van Openbare Werken, Antwerpse Zeediensten, (1973), (niet gepubliceerd).