



ecole polytechnique de thiès

GC. 0437

## PROJET DE FIN D'ETUDES

**TITRE :** ÉTUDE DES METHODES DE PROTECTION DES PENTES AVEC APLICATION AU BARRAGE DE DIANKI (CASAMANCE)

NUM

**Auteur** SÉNI TAMBA

**Génie** CIVIL

**Date** MAI 1981

## REMERCIEMENTS :

Je remercie vivement ceux qui de loin ou de près ont bien voulu m'apporter leur précieuse collaboration lors de la rédaction de ce rapport.

Il s'agit en particulier de :

Mon directeur de projet M<sup>r</sup> V. CIUBOTARIU qui, d'abord en m'orientant dans le choix du sujet, m'a ensuite fourni une documentation variée et en m'assistant durant tout le projet, m'a initié à cette étude récente.

- les Autorités de l'aide qui ont œuvré pour que le stage en Casumana se déroule dans d'excellentes conditions,

- M<sup>r</sup> Tendeng de la SUMIVAC pour son soutien inconditionnel durant le stage en Casumana

- M<sup>r</sup> J. LANGELIS, professeur d'Anglais qui a bien voulu mettre à ma disposition un dictionnaire bilingue qui a été très utile pour la compréhension de la documentation.

Mes remerciements, enfin au service de l'imprimerie pour la photocopie et la reliure du manuscrit.

# TABLE DES MATIERES

Avant. propos	1
<u>CHAPITRE I</u>	
1.1 le pierre de versé	6
1.2 le pierre cimenté	8
1.3 le pierre placé manuellement	9
1.4 Revêtement en béton	11
1.5 Sol Ciment	15
1.6 Revêtement en acier et en bois	18
1.7 Revêtement asphaltique	19
1.8 Recouvrement synthétique	20
<u>CHAPITRE II</u>	
Conception des techniques de protection	21
Protection de la pente amont	22
Action de la vague	23
Protection de la pente aval	70
Calcul de la revanche	74
<u>CHAPITRE III</u>	
Application au barrage de DIANKI	81
Conclusion	83
References et bibliographie	84
Figures	85

## AVANT-PROPOS

Cet exposé ne prétend pas constituer à lui seul un ouvrage complet permettant aux ingénieurs d'étudier les méthodes de protection des pentes de barrages. Son seul but est de donner à ceux qui s'adonneraient à cette étude, une idée sur les techniques actuelles utilisées pour la protection des pentes de barrages et aussi sur les méthodes de conception des protections de pentes en cherchant toujours à rattacher les phénomènes à étudier aux facteurs locaux.

Les méthodes de conception font appel à des relations empiriques, basées sur l'expérience en raison de la complexité du sujet.

Je renvoie le lecteur désireux d'approfondir certaines questions traitées dans l'exposé, aux ouvrages et publications mentionnées dans la notice bibliographique en annexe.

Certains tableaux et figures ont été tirés de ces mêmes références.

Avant d'énoncer le sujet, il y a lieu de se mettre

dans la tête que l'homme, dans la conception des ouvrages qu'il doit réaliser, a toujours cherché à allier deux facteurs fondamentaux :

- Réaliser un ouvrage de durée de vie infinie
- Réaliser un ouvrage économique.

Seulement les techniques en vogue font souvent défaut, dès lors, il lui devient difficile voire impossible de réaliser son désir.

Dans le domaine des systèmes de protection des pentes, les études sont récentes. Aux U.S.A, un groupe d'ingénieurs " U.S Army Coastal Engineering Research Center " s'adonne à de telles études dans le domaine des côtes.

Le coût de la protection des pentes représente souvent une portion substantielle du coût total de l'ouvrage réalisé. Par conséquent, l'ingénieur de conception des protections de pentes devra se préoccuper de trouver une solution qui sera à la fois pratique et économique pour les conditions de la construction. En effet une mauvaise conception du système de protection approprié ne fera que soit augmenter le

5

coût de l'ouvrage, soit réduire sensiblement la durée de vie de l'ouvrage donc accroître les frais d'entretien. L'ingénieur, avant d'opter pour un système quelconque doit d'abord connaître le milieu dans lequel un tel système doit être réalisé, j'entends par là qu'il doit tenir compte de la disponibilité des matériaux adéquats nécessaires à la réalisation du système pour lequel il a opté, d'une part et d'autre part tenir compte des facteurs environnants (facteurs climatiques, hydrologiques, topographiques, géologiques etc...).

Le sujet proprement dit comprend trois parties principales : Une première partie dans laquelle je vais exposer les différentes techniques actuelles utilisées pour la protection des pentes, une deuxième partie traitant de l'évaluation des sollicitations et des méthodes de conception pour la protection des pentes, enfin une troisième partie portant sur l'application au barrage de DINKI avec un bref estimé économique des solutions proposées pour

ledit barrage.

APERÇU DES  
TECHNIQUES  
DE  
PROTECTION



## PLAN DU CHAPITRE I

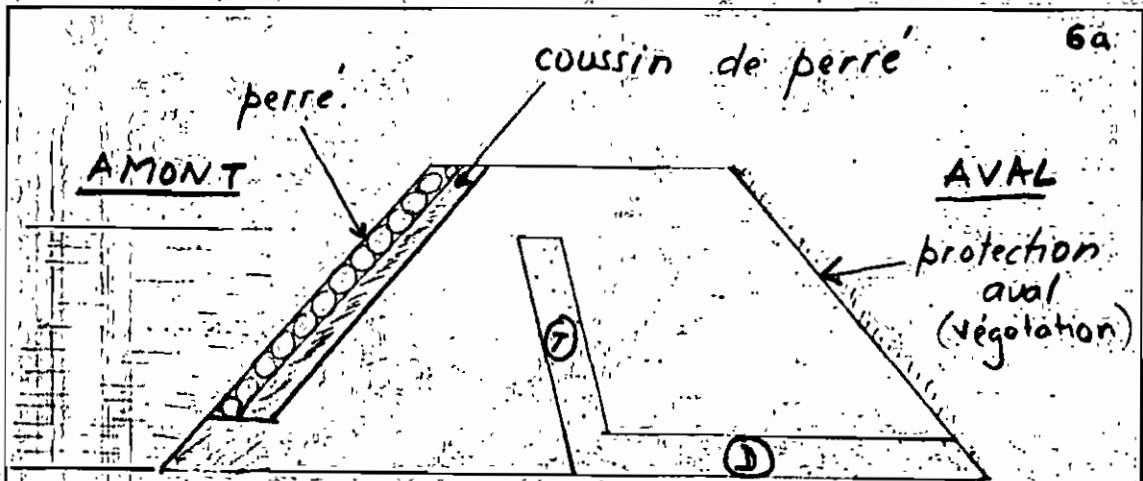
- 1.1 le perre déverse
- 1.2 le perre cimenté
- 1.3 le perre placé manuellement
- 1.4 Revêtement en béton
- 1.5 Sol-Ciment
- 1.6 Revêtement en acier, en bois
- 1.7 Revêtement asphaltique
- 1.8 Recouvrement synthétique

Comme je viens de le mentionner, dans ce chapitre je vais passer en revue les divers types de systèmes de protection des pontes de barrages. Il existe divers types; les types les plus connus sont les suivants:

- le parement deversé
- le parement cimenté
- le parement blindé mécaniquement
- Revêtement en béton
- Sol-ciment
- Revêtement en acier, en bois
- Revêtement asphalté, etc
- Revêtement synthétique

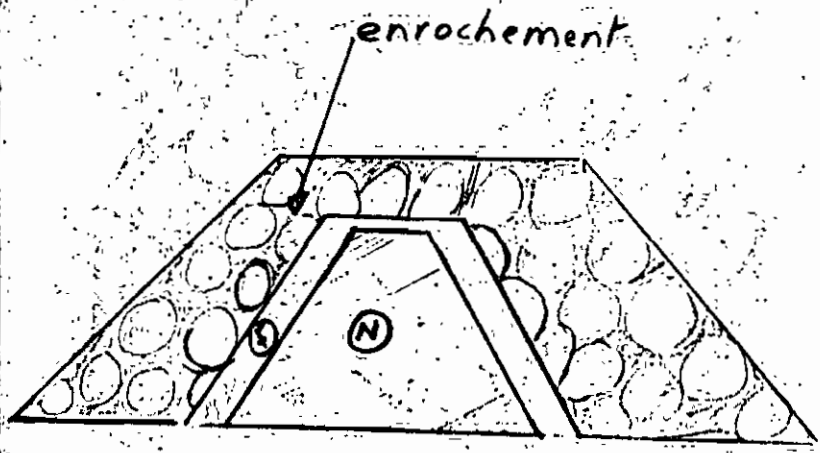
## A - PIERRE DEVERSE

Le pare déversé n'est autre que des pierres placées sur un remblai et dont la fonction principale est de protéger celui-ci (le remblai qui est sous-jacent) contre l'action des vagues et des eaux de ruissellement. Ces pierres ou roches sont bien ajustées sur une couche de filtre. Le seul travail manuel consiste à ajuster ces pierres de manière à éviter leur ségrégation du point de vue granulométrique. En d'autres termes on veut surtout éviter que des éléments de même grosseur s'accumulent à certains endroits du talus, car ceci aurait des effets néfastes pour le remblai sous-jacent. En effet, lorsqu'une ségrégation se produit, l'eau aurait tendance à s'accumuler dans les espaces libres entre les roches (espaces qui auraient pu être remplis par des pierres de dimension différente), ce qui provoquerait inéluctablement une distorsion plus facile des



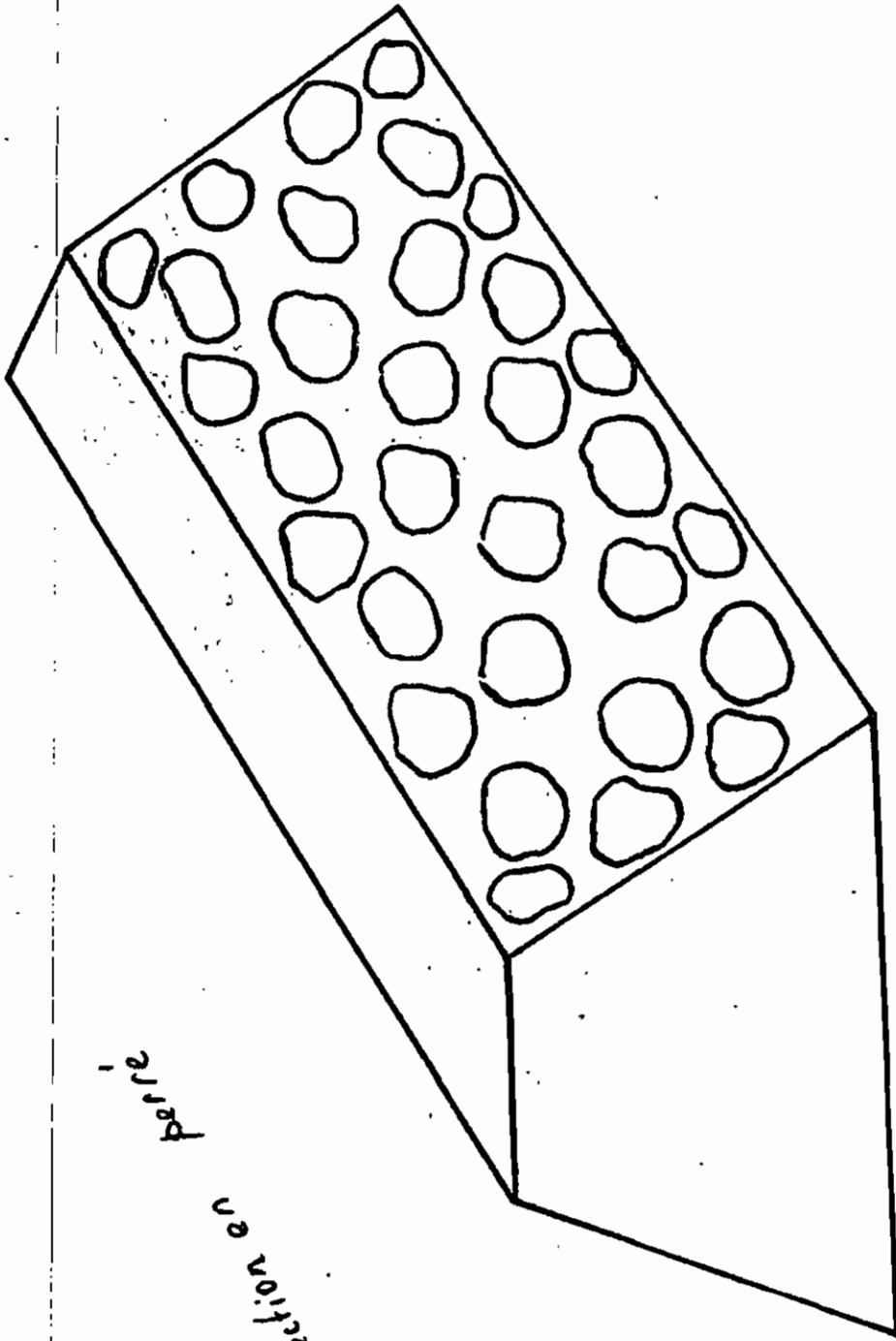
(T) = drain-cheminée

(D) = Tapis drainant



(N) = Noyau

(F) = Filtre



Protektion en  
pore

roches (à cause des problèmes techniques  
 qui leur sont liés) et aussi un  
 délaçage de la couche sous-jacente (par  
 exemple) et un qui n'est pas connu en  
 tel phénomène. L'air est donc toujours  
 au niveau du niveau de la couche (à l'air)  
 de sorte que la couche se soit que les  
 roches qui se consolident, surtout une  
 variabilité adéquate à l'action hydrologique  
 des roches. Les parties sont stables, ces  
 roches doivent avoir une certaine géométrique  
 et être placées sur le terrain selon certains  
 normes que nous venons de voir.  
 Ce type de production a été réalisé dans beaucoup  
 de chantiers aux USA et en Europe  
 furent commodes de voir.  
 En général, les matériaux sont du  
 type et trouvent dans les carrières.  
 Récemment a prouvé que lorsque les matériaux  
 sont disponibles, le système de production est  
 celui pour lequel on les utilise.

## B. PERRE CIMENTE

Le béton au port de ciment, est un béton spécial  
manufacturé, avec un soin particulier que les  
autres types de béton ne possèdent pas. Les  
cubes de mortier de ciment PORTLAND.  
Ce béton se pose comme un plâtre de gypse  
ou de plâtre. Il craque tout de même et  
craque vite qui ne sont pas remplis de  
mortier de ciment de sorte à empêcher la  
surface de se fissurer pour éviter une  
décoloration due à la pression hydrostatique  
lorsque le matériau s'empourne ne peut  
convenir au port de ciment, ne peut  
se poser sans inconvénient. La qualité de  
la pierre et du mortier de ciment doit  
satisfaire les exigences du mortier  
standards pour béton. Dans ce cas les  
bavages en terre, à répétition est souvent  
utilisé.

## C- PERRE PLACÉ MANUELLEMENT

Il s'agit de pierres placées manuellement selon un modèle plus ou moins défini avec un minimum d'espaces libres (vides) et avec la surface supérieure relativement lisse. Comme dans le cas du pavé diversé, les pierres doivent être posées sur une couche de filtre. La dimension maximale de cette couche de filtre dépend de celle du plus grand espace vide que l'on aura sur le terrain. L'épaisseur de la couche de ce type de pavé (ou la dimension de la roche utilisée) qui permettrait de résister au déplacement dû à l'action des vagues est généralement égale à la moitié de celle requise pour un pavé diversé. Cependant l'épaisseur minimale doit être de 30.5 cm (12 pouces).

Comparativement au pavé diversé, le coût par unité de volume de ce type est



plus élevé. On opte pour ce système lorsque la source de matériaux est proche du lieu où doit être réalisé l'ouvrage. Malheureusement, ce système n'est pas flexible, c'est à dire qu'il ne peut s'adapter à des affaissements de la couche sous-jacente ou de la fondation. En pratique, ce système s'est avéré peu efficace.

## D- REVETEMENT EN BETON.

On opte pour ce système lorsque l'utilisation du pierre s'avère dispendieuse à cause des frais de transport. Son succès dépend des études faites sur le terrain, des hypothèses faites sur le comportement du barrage et de la résistance que peut offrir le béton à la fissuration et à la détérioration.

La conception se divise en deux parties:

- la dalle
- le type monolithique.

Les facteurs à considérer pour la conception sont:

- la pression due à la vague et à son impact
- le changement de niveau causé par la vidange rapide du réservoir, et le mouvement de la vague sur le talus (ce phénomène cause des variations de pression suite à l'infiltration de l'eau sous la dalle).

- les contraintes causées par les tassements différentiels se produisant dans la couche sous-jacente.
  - la sévérité du climat et la durabilité du béton
- a- Recouvrement avec dalle en béton

Ces dalles sont conçues comme étant des systèmes indépendants pouvant résister aux genres d'efforts auxquels elles seront soumises. Etant donné que ces dalles peuvent s'adapter aux tassements dans la couche de remblai sur laquelle elles sont ajustées, aucune surcharge d'eau ne pourra être transmise à la fondation. Pour un problème de survie de l'ouvrage, les dalles doivent être pourvues par endroits d'ouvertures pour pallier à la formation de surpressions résultant de l'infiltration ou d'un abaissement brusque du niveau du réservoir. En outre leur poids doit leur permettre de résister à l'action des vagues ou de ne pas flotter à cause des pressions ascensionnelles qui n'ont pu être totalement vaincues malgré l'existence des ouvertures

, dont je viens de parler.

Les éléments de dalles sont réunis ensemble, à l'aide des barres d'acier, puis sont posés de sorte à pouvoir s'adapter aux tassements éventuels du remblai sous-jacent.

Ces systèmes sont très coûteux lorsqu'ils sont bien conçus; c'est pourquoi ils sont peu utilisés.

N.B. Dimensions des dalles:  $1.5 \times 1.8 \times 0.20$  (m).

#### b- Pavement monolithique.

Dans ce système la dalle en béton est armée et étendue (ou pré-castée) de façon continue sur la surface à protéger. L'acier d'armature est continu même à travers les joints entre les différents éléments. Au niveau des joints, la contrainte de tension dans l'acier d'armature doit être supérieure à celle du béton; ceci pour s'assurer que la contraction sera répartie à travers les microfissures du béton plutôt qu'à travers les grandes. L'absence des larges fissures réduit énormément l'infiltration, par conséquent la création d'ouvertures n'est plus nécessaire.

Quant à l'acier d'armature, seulement une couche de renforcement, est requise dans chacune des deux directions (parallèle et normale à la pente), et elle est placée à la mi-hauteur de la dalle. La réussite d'un tel système dépend de l'aptitude du pavement à conserver sa forme monolithique.

Comparativement à la surface rugueuse du pavé, la surface plus lisse des recouvrements en béton favorise l'ascension des vagues sur le talus (voir coup).

## E- SOL-CIMENT

C'est un système utilisé depuis la dernière décennie, et constitue souvent une voie de secours lorsque l'utilisation du pierre s'avère trop coûteuse. Il fut utilisé pour les routes en 1920 et aussi pour les revêtements des canaux dans les années 1940.

En 1951, "U.S. Bureau of Reclamation" fit un premier test sur une portion du réservoir BONNY au COLORADO. L'observation des résultats fut longue de dix ans et finalement le système a brillamment réussi malgré les conditions climatiques auxquelles le réservoir était soumis. Ce succès a permis l'utilisation de ce système pour d'autres ouvrages.

Le système en lui-même consiste en une série de couches presque horizontales compactées sur le remblai exactement comme des marches d'escaliers. Ces couches ayant une épaisseur variant entre 2m et 3m sont compactées jusqu'à une hauteur de 15 cm à l'aide d'un équipement spécial.

15

Ces dimensions mesurées perpendiculairement au talus ne font que 60 cm.

Pour la construction, deux méthodes qui ont été couronnées de succès sont utilisées :

- le mélange in situ
- le mélange préparé à l'usine

La dernière méthode est la plus économique.

Des sols ayant une granulométrie étalée se prêtent bien à la construction de tels systèmes.

Des sols graveleux et sableux requièrent une faible quantité de ciment. Des sols sableux comme le sable des plages, ou le sable déposé par le vent, ayant des particules fines, demandent une grande quantité de ciment mais font cependant du bon sol-ciment.

Des sols silteux et argileux bien qu'étant difficiles à travailler peuvent aussi être utilisés même si le pourcentage requis en ciment est élevé. Il est fortement déconseillé d'utiliser des sols organiques et ceux contenant des pourcentages élevés en

minéraux alcalins.

Pour plus d'économie et pour une construction efficace, le sol doit présenter une certaine granulométrie selon la norme ASTM

- 100% de l'échantillon doit passer à travers le tamis n° 2
- 55% et plus doivent traverser le tamis n° 4
- de 5% à 35% doivent traverser le tamis n° 200.

Quant au ciment utilisé, sa teneur varie entre 7% et 15% par unité de volume de sol-ciment, dépendamment des caractéristiques du sol utilisé dans le mélange. Cette teneur varie avec les conditions climatiques. C'est ainsi que dans certaines conditions, sur le terrain, on augmentera les valeurs déterminées au laboratoire (elle est augmentée de 2% pour les surfaces exposées au gel), dans d'autres cas ces valeurs seront réduites (elle est réduite de 1 à 2%) pour les surfaces qui ne sont pas exposées au gel).



Dans le but de ne pas favoriser une ascension trop forte de la vague (wave runup) une surface sol-ciment itagée est préférée à une surface lisse.

Du point de vue économique, il est à signaler que le coût dépend du lieu, du type de sol que l'on peut utiliser, du volume de matériau requis et du type de construction adopté.

## F- REVETEMENT EN ACIER ET EN BOIS

Leur utilisation a été couronnée de succès. En même temps qu'ils servent de protection de talus, ils constituent une membrane impénétrable. Certains sont déjà vieux de 70 ans. Ce type de protection est presque inutilisé de nos jours.

## G- REVETEMENT ASPHALTIQUE

On le réalise par application d'un mélange de bitume et d'agrégats sur la surface. Au stade expérimental, les travaux ne sont pas très avancés. Il est même tenté qu'un pavement bitumineux puisse absorber l'énergie de la vague. C'est pourquoi très peu d'ouvrages ont été protégés avec un tel système. Cependant leur utilisation vise deux objectifs

- servir de membrane imperméable
- servir de système de protection de talus.

Les agrégats utilisés dans le mélange doivent obéir à certaines normes.

- 100% des agrégats doivent passer le tamis de 38.1 mm (1.5 pouce)
- entre 48% et 75% doivent passer le tamis n° 4
- entre 7% et 15% doivent passer le tamis n° 200.

Aussi la teneur en bitume doit être

de 7% à 9% en poids de séchés secs.

Il est à signaler le succès pour ce système dans certains pays comme l'Algérie, (barrage de Ghrib en 1930 d'une hauteur de 42 m environ) en Allemagne, au Portugal etc...

Bien que vulnérables à cette que mécanique, ces systèmes demeurent sûrs.

#### H-RECOUVREMENT SYNTHÉTIQUE

Ce sont des méthodes relativement récentes. Elles font des progrès constants surtout en Europe.

On utilise des matériaux synthétiques tels que le caoutchouc butyl et le P.V.C. Ces méthodes constituent une alternative lorsque le matériau naturel pour le béton n'est pas disponible.

Je viens de passer en revue les différentes techniques actuelles utilisées pour la protection des talus; dans une seconde phase, je vais exposer la théorie en vue de la conception de tels systèmes pour une application sur les barrages.

CONCEPTION DES  
SYSTEMES DE  
PROTECTION

La conception des systèmes de protection des talus est un problème complexe; il n'y a encore aucune approche rationnelle sur ces techniques. Les études sont basées sur des jugements à partir d'expériences vécues. Des recherches faites par des corporations d'ingénieurs en génie civil (American Society of Civil Engineers, U.S Army of Corps of Engineers) donnent des résultats qui furent utilisés durant des années.

La protection des berges des rivières, doit donc une nécessité à cause des agents destructeurs comme :

- l'effet des vagues et des vents
- l'effet des vagues de ruissellement durant les pluies.
- le débordement (d'eau) lors des crues.
- Certains dommages causés par la glace ou par les débris flottants
- les animaux fouisseurs.

Les deux pentes du barrage n'ont pas exposées aux mêmes agents destructeurs

cités plus haut, la conception des techniques de protection dépendra du type d'exposition et de sa sévérité. Ainsi la pente amont va être protégée contre :

- l'action des vagues
- l'érosion de la surface due aux eaux de ruissellement
- l'action du vent

Tandis que la pente aval va être protégée contre :

- l'érosion de la surface due aux eaux de ruissellement
- les effets de débordement durant les violents orages ou les crues
- l'effet du vent
- l'effet du gel. } conditions climatiques

La nature des agents destructeurs nous pousse à la conclusion que la protection de la pente amont est primordiale. C'est la raison pour laquelle j'attends sur ce sujet.

Comme je viens de le souligner, la principale force destructrice est celle qui est occasionnée par la vague, dont le type le plus courant est celui causé par le vent. En effet, lorsque l'onde se déplace, les particules d'eau sont entraînées; elles possèdent donc une certaine énergie, elles sont ainsi capables de faire un travail (destructeur dont on ne veut guère) tout comme une force. Cette énergie est la somme de deux énergies: une énergie cinétique, et une énergie potentielle.

L'énergie cinétique est celle due aux particules d'eau qui sont mises en mouvement. Elle est donnée par la relation, selon Airy Theory

$$E_k = \frac{1}{16} \rho g H^2 L$$

Réf: Volume I Shore Protection Manual

Quant à l'énergie potentielle, elle est calculée relativement au niveau moyen; elle est donnée par la relation:

$$E_p = \frac{1}{16} \rho g H^2 L \quad (\text{m référence})$$

L'égalité entre  $E_p$  et  $E_k$  vient du fait que par

hypothèse que toutes les vagues se propagent dans la même direction et que l'énergie potentielle est calculée relativement au niveau moyen de l'eau.

Ainsi l'énergie totale dont je parlais tout à l'heure est la somme des deux énergies; elle est égale à :

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 L$$

C'est une énergie calculée sur une unité de largeur de crête et sur une longueur d'onde :

Définition des variables utilisées dans les formules.

$\rho$  = masse volumique de l'eau

$g$  = accélération de la pesanteur

$L$  = longueur d'onde

$H$  = amplitude de la vague

Je disais donc que du fait de leur énergie, les vagues peuvent détruire tout obstacle qui contrecarrerait leur propagation tout comme une force. Cette force peut être transmise de plusieurs manières: elle peut être:

- une pression statique due à une colonne



d'eau

- le résultat de l'impact cinétique du mouvement rapide des particules d'eau
- l'impact sur la structure, des débris flottants à la surface de l'eau, entraînés dans la propagation de la vague
- l'effet du changement brusque du niveau du réservoir.

En ce qui concerne la conception du système de protection du talus, la première considération à faire est l'étude des caractéristiques des vagues. dont les effets sur la pente, dépendent de la hauteur de la vague, de "la raideur de la vague" (= wave steepness) de la lame d'eau, de la configuration du réservoir, du talus, de l'angle d'attaque des vagues, et en particulier de la rugosité et de l'épaisseur de la couche de peré, si la protection se fait <sup>avec</sup> du peré.

Quant à la détermination de ces caractéristiques, les étapes suivantes sont suggérées.

## ETAPE I

Il faut établir les vitesses de design, du vent; leurs durées et les directions. Ceci nous permettra non seulement de faire la conception du système de protection, mais aussi de faire le calcul de la roue. En général, les vitesses ou les conditions des vents sont déterminées par les services de météorologie; leur utilisation doit tenir compte des effets topographiques, des variations de température. Il faudrait aussi tenir compte de la probabilité qu'un vent, associé à un orage ait lieu, si l'on veut et réduire les coûts d'entretien à long terme et éviter une destruction complète de l'ouvrage lorsqu'un tel phénomène se produit.

## ETAPE II

Il s'agit de déterminer le fetch effectif. Le fetch est défini comme une zone dans laquelle le vent souffle dans une direction constante et avec une vitesse constante.

Le calcul du fetch effectif devient nécessaire dans la mesure où la configuration du réservoir influencera la longueur et la largeur du fetch.

### ETAPE III

On détermine la période de la vague significative (significant wave) en eau profonde pour le fetch effectif que l'on vient de trouver, et la vitesse de conception du vent, ensuite l'amplitude (ou la hauteur) de la vague et sa longueur d'onde en eau profonde.

La vague significative: c'est un terme statistique: c'est une vague fictive qui a pour hauteur la moyenne des hauteurs du premier tiers des plus hautes vagues d'un groupe.

La période de la vague significative, est considérée, comme étant égale à la moyenne des périodes d'un certain nombre (de 10 à 15) de vagues parmi

les plus hautes.

Ces deux paramètres, ci-dessus sont toujours calculés en tenant compte de la profondeur de l'eau. Généralement, tant que la profondeur à l'intérieur du fetch n'a pas dépassé la moitié de la longueur d'onde, les calculs se feront conformément aux conditions d'eau <sup>profonde</sup> profonde.

#### ETAPE IV

On détermine la hauteur de conception de la vague. Cette hauteur dépasse habituellement celle de la vague significative. La valeur maximale varie de  $1.78 H_s$  à  $1.87 H_s$  dépendamment de la fréquence des vagues.

( $H_s$  = hauteur de la vague significative).

Généralement, on adopte comme valeur pour la hauteur de conception

$$H_D = 1.25 H_s$$

En outre la profondeur du réservoir le long du trajet de la vague maximale (la vague la plus importante), doit être

vérifiée, car théoriquement la hauteur maximale de la vague ne doit pas dépasser  $0.78 H$  où  $H$  est la profondeur de l'eau. Seulement les vagues les plus petites atteindront la structure (le barrage) tandis que les plus grandes se briseront puis se reformeront sous forme de vagues plus petites. Par rapport à la profondeur de l'eau  $H$ , la hauteur de conception (généralement  $1.25 H_s$ ) ne doit pas dépasser  $0.78 H$ . Donc on a comme :

$$H_s = 1.25 H_s$$

$$\text{et } H_s \leq 0.78 H$$

Par ailleurs, il faudra tenir compte du fait que la hauteur d'une vague qui passe par un embouchure ou s'élève doit de plus en plus importante. Ensuite les vagues qui attaquent obliquement le talus sont amplifiées et ont un effet destructeur plus important. Même si leur force d'impact est inférieure à celle d'une

attaque frontale, les vagues, lorsqu'elles redescendent le talus, exercent des pressions d'eau différentielles, entre le niveau normal du réservoir et le filtre situé en arrière du pare. Ces pressions différentielles suffisent à elles seules pour déloger les éléments qui recouvrent le talus.

Dans les pages qui suivent, je vais donner les éléments qui permettent de réaliser les étapes que je viens de donner.

### a. Détermination des paramètres du vent

Le vent qui souffle, exerce, sur la surface de l'eau une force horizontale, qui entraîne l'eau dans la direction du vent. Lorsque ces particules d'eau en mouvement rencontrent un obstacle, le plan d'eau monte sur une certaine distance. Cette surélévation du plan d'eau est leffet du vent (wind set up) que l'on se propose de calculer. Elle est donc l'équivalent d'une différence d'élévation entre le côté au vent et le côté sous le vent, ou encore la hauteur d'une surcote au niveau des eaux calmes (still water level)

Cette surélévation est donnée par la formule suivante

$$S = k \frac{V^2 F N \cos \theta}{D}$$

Ref: Waterways and harbours division May 1962

$K =$  constante dimensionnée ayant rapport avec la contrainte de remplissage

$D =$  profondeur moyenne du réservoir le long du fetch. Habituellement, cette profondeur est prise comme étant égale au  $\frac{2}{3}$  de la profondeur maximale du réservoir. (en pieds)

$N =$  coefficient qui dépend de la configuration et de l'hydrographie du réservoir (en général, cette valeur vaut l'unité).

$\theta =$  angle entre la direction du vent et celle du fetch (angle d'incidence des vagues).

$V =$  la vitesse du vent en mille par heure (mph)

$F =$  le Fetch en miles : cette valeur est prise comme étant égale à deux fois le fetch effectif dont j'ai parlé tout à l'heure.

Cette formule a été posée par des ingénieurs



néerlandais et utilisée pour le projet de  
Zuiderzee. Pour la plupart des réservoirs

$$k = 1.0 \quad \text{c} = 1.0$$

En général, l'élevation due au côté sous  
le vent est plus importante que la  
différence d'élevation entre celle du côté  
au vent et celle du côté sous le vent.

Si  $S$  est en pieds (élévation au  
dessus du niveau des mers, élévation  
qui prévaudrait lorsqu'il n'y a pas de  
vent),  $V$  en mph,  $F$  en mille terrestre,  
alors la valeur de  $k$  peut être prise égale  
à  $k = \frac{1}{1400}$ , ainsi la formule

que l'on vient d'établir devient

$$S = \frac{1}{1400} \times V^2 F$$

Dans la page suivante, une solution  
graphique de cette équation.

(Fig 2 page 102 - WW2)



ccde purcau  
de thoo

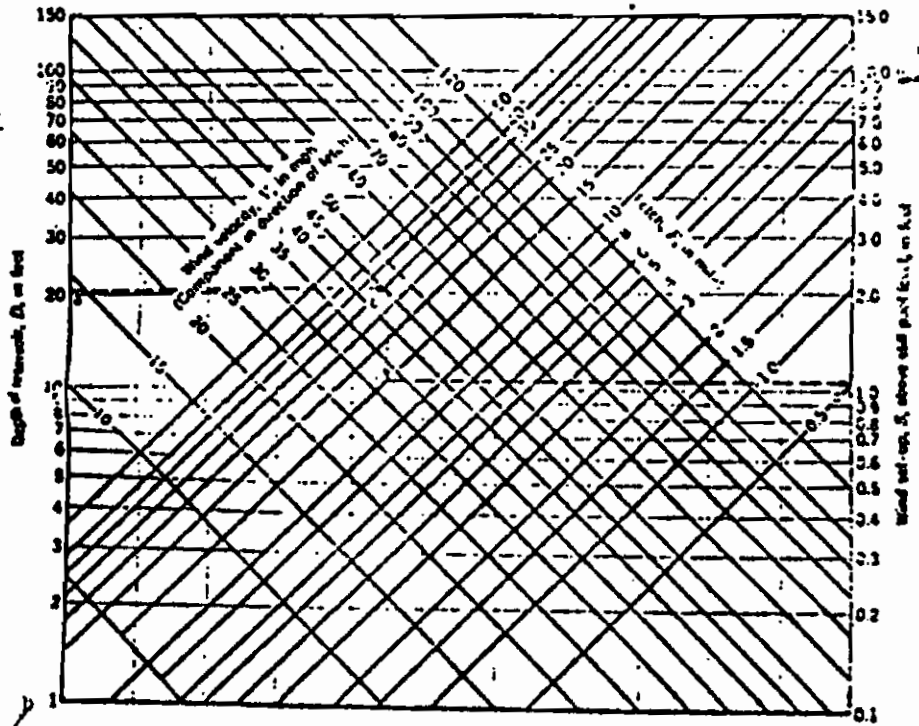


Diagramme pour le calcul de  $S$  en fonction de  $V$  en mph,  $D$  en pied et  $F$  en miles.

N.B.:  $F$  le Fetch est supérieur au Fetch effectif.

6. Détermination du fitch effectif.

Enthalèlement, la longueur du fitch effectif était prise comme étant le plus grande distance dans la zone où le vent partait sa vitesse et sa direction constantes. Cela conduisit à des mesures sensiblement des caractéristiques des vagues pour les vagues fournies au fitch aux stations où la longueur du fitch était mesurée plus importante que les courbes. On était venu compte d'autre part que les vitesses du vent dans les zones de courbes à 45° et les zones de plus grand fitch, produisant de plus grandes vagues que dans certaines zones. On pouvait s'attendre dans la direction de vent fitch, mesure dans la direction du fitch à vent souffrait. Ce vent peut être conduit à d'autres méthodes pour évaluer le fitch effectif. Une des

méthodes utilisées est basée sur le concept que la largeur du fetch implique nécessairement des restrictions sur la longueur. Plus faible est le rapport de la largeur sur la longueur, plus court est le fetch effectif. Fondamentalement, cette méthode suppose que l'efficacité d'un segment quelconque à l'intérieur du fetch est égale au rapport entre sa longueur actuelle et celle que l'on aurait à l'intérieur d'un fetch ayant une largeur illimitée. Ce rapport est aussi équivalent à la projection de ces longueurs sur le rayon central (ce rayon central matérialise la direction des vents prédominants). En d'autres termes, pour trouver l'efficacité d'un segment quelconque à l'intérieur d'un fetch, il suffit de faire sa projection sur la direction des vents prédominants (le rayon central).

D'autre part, on admet que l'efficacité du vent qui génère des vagues (c'est à dire un exerce des contraintes sur la plan d'eau) est proportionnelle au cosinus de l'angle formé par le segment et la ligne (ou la direction) des vents prédominants (ou rayon central). Ainsi pour chaque segment, son efficacité totale est proportionnelle au produit de deux valeurs qui sont:

- l'efficacité du segment, c'est à dire la projection de ce segment sur le rayon central (direction des vents prédominants)
- le cosinus de l'angle formé entre le segment et le rayon central.

Pour toute la zone dans laquelle on veut calculer le fetch effectif, on fera la somme de toutes les efficacités de tous les segments puis on la divisera (cette somme) par la somme des

coïncides, de tous les segments (finelles du vent). La valeur trouvée, rapportée à l'échelle de la figure, est le 'pitch effectif' cherché.

A titre d'illustration, je vais donner un exemple, de calcul du pitch effectif.

(Reproduire les pages 8.26 et 8.27 Volume II).

### PROCEDURE

On prend habituellement, un secteur de  $90^\circ$  ( $45^\circ$  de part et d'autre de la direction des vents prédominants); puis, à partir de la direction des vents prédominants, on trace des rayons à  $6^\circ$  les uns des autres; ces rayons ont tous leur origine commune, puis on exécute les étapes suivantes.

1. Déterminer l'efficacité de chaque segment c'est à dire la mesure algébrique de la projection de ce segment sur le rayon central à partir de l'origine

<u>Design Problem</u> <u>Physical Environment</u>	Page no:	26 of 133
	Calculated by:	J. R. W.
	Checked by:	R. P. J.
	Date:	5 Mar. 73

Wave Conditions on Bay Side of Island

Wave data on waves generated in Delaware Bay are not available for the island site. Consequently, wind data and limited fetch, shallow water wave forecasting techniques will be used to estimate wave conditions.

Calculation of Effective Fetch  
(See Figure 8-14 on next page)

Sect. 3.6  
  
Sect. 3.43  
Fig. 3-31

$\alpha$ (degrees)	$\cos \alpha$	$X_i$ (n.m.)	$X_i \cos \alpha$
-42°	0.743	9.2	6.8
-36°	0.809	11.6	9.4
-30°	0.866	13.0	11.3
-24°	0.914	15.5	14.2
-18°	0.951	21.8	20.7
-12°	0.978	25.5	25.0
-6°	0.995	27.9	27.7
0°	1.000	48.2	48.2
+6°	0.995	34.1	33.9
+12°	0.978	27.0	26.4
+18°	0.951	20.1	19.1
+24°	0.914	20.6	18.8
+30°	0.866	20.0	17.3
+36°	0.809	17.3	14.0
+42°	0.743	15.8	11.8
<b>Totals</b>	<b>13.512</b>		<b>304.6</b>

$$F_E = \frac{304.6}{13.512} = 22.54 \text{ n.m.}$$

$$F_E = 22.54 \text{ n.m.} \times \frac{6080 \text{ ft.}}{\text{n.m.}} = 137,100 \text{ ft.}$$

say  $F_E = 140,000 \text{ ft.}$

---

\* Angle measured clockwise from central radial.  
\*\* Distance along central radial in nautical miles.

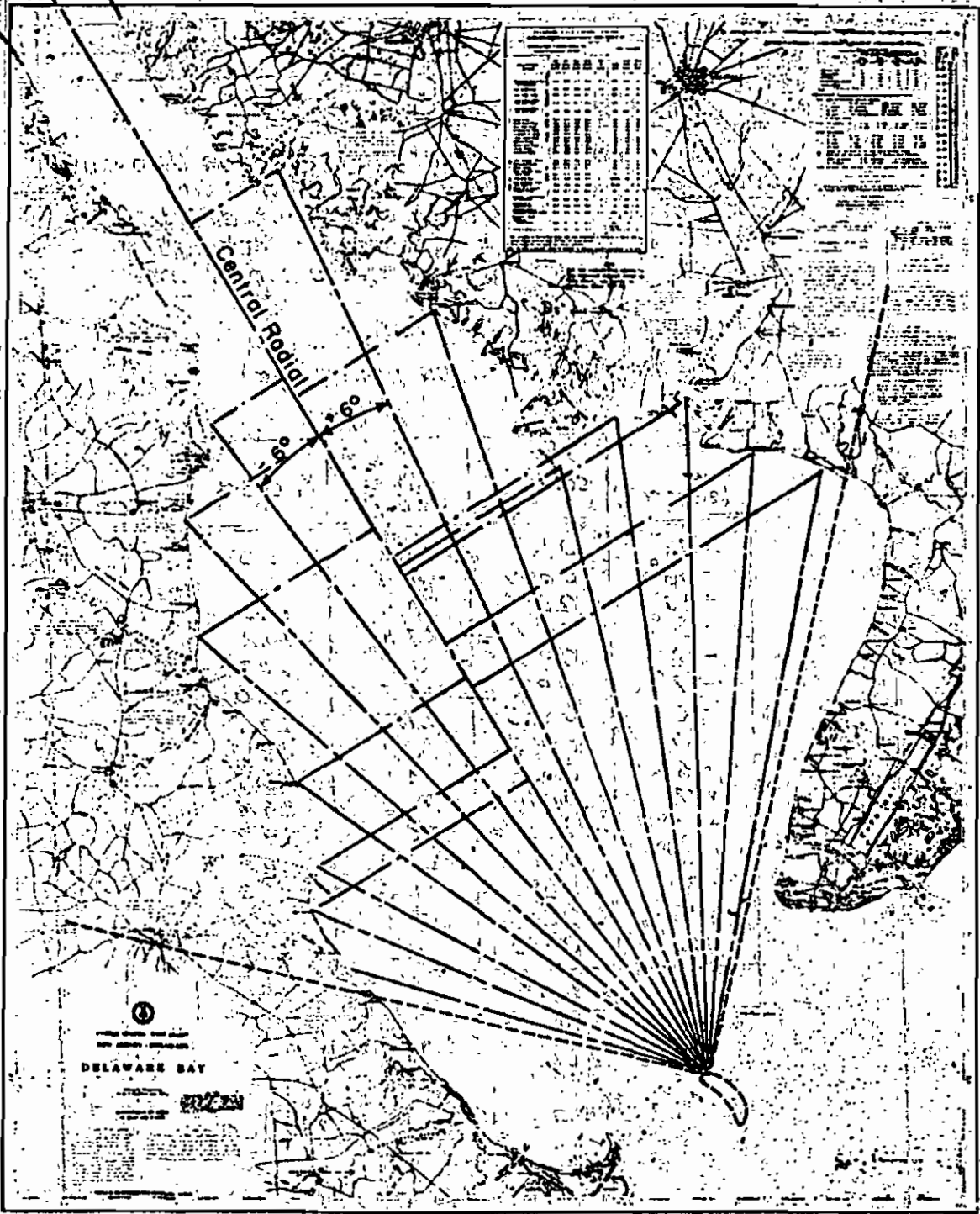


Figure 8-14. Calculation of Effective Fetch - Island Site at Delaware Bay Entrance



commune.

2. Déterminer l'efficacité au vent: c'est à dire le cosinus de l'angle formé par le rayon central et le dit segment.
3. Déterminer l'efficacité de ce segment: elle est égale au produit des deux valeurs obtenues en 1 et en 2.
4. Déterminer l'efficacité totale de la zone d'étude (ou de tous ses segments) en faisant la somme des efficacités de chaque segment (ou chaque rayon).  
N.B. C'est aussi la somme de tous les produits obtenus en 3.
5. Faire la somme de toutes les valeurs absolues des cosinus de tous les segments.
6. Diviser la valeur trouvée en 4 par la valeur trouvée en 5.
7. Convertir ce rapport à l'échelle de la figure. Cette valeur rapportée à l'échelle est le fœtus effectif que l'on cherche.

Pour mieux comprendre et prévoir les propriétés des vagues, il est nécessaire d'avoir une idée sur les caractéristiques du vent, comme par exemple, avoir des relations entre la vitesse du vent et sa durée.

### c. Relations entre la vitesse du vent et sa durée.

Il s'agit de trouver une valeur approximative de l'intervalle de temps sur lequel, on établirait les valeurs moyennes des vitesses du vent de manière à obtenir le vent effectif, à la station d'étude. La valeur moyenne de l'intervalle de temps n'était pas critique dans la plupart des cas, parce que les vitesses du vent observées et les directions étaient relativement constantes sur des périodes de plusieurs heures durant les orages choisis pour l'analyse. En d'autres termes, puisque pendant des heures, les valeurs mesurées ne variaient pas, il n'y avait plus d'équivoque en ce qui concerne le temps minimal qu'il fallait

retenir pour fins de comparaison. Cette durée minimale était adoptée comme étant égale à 100 minutes.

Généralement, les vitesses sont mesurées à des stations se trouvant à la frontière du fetch, à une altitude de 7.5 m à 9 mètres au dessus de l'eau. Les valeurs de vitesses mesurées aux différentes stations ne donnent qu'une idée des vitesses du vent aux environs de la station, et ne peuvent donc être considérées comme les vitesses effectives qui produiraient les vagues que l'on observe dans le fetch. C'est ainsi que l'on est conduit à faire certains ajustements : à savoir :

- il faudrait déterminer les vitesses moyennes du vent au niveau de chaque station pour un intervalle de temps de durée équivalente à la durée minimale de 100 minutes.
- il faut aussi tenir compte du

fait que la nitre du vent varie en  
 rapport de sa teneur en eau et en  
 due d'eau. En fait, si l'on se  
 vent, c'est en rapport de la teneur  
 faime, à une certaine distance (c'est  
 dû à un phénomène de diffusion que  
 l'on appelle la diffusion de la vapeur  
 d'eau, à une certaine distance (c'est  
 l'effet de la diffusion de la vapeur  
 d'eau, à une certaine distance, l'effet  
 est plus limité à cause de la végéta-  
 tion et de la topographie, tandis que  
 sur une étendue d'eau, cette dernière  
 est négligeable). La partie de ce  
 rapport est agglomérée, il en résulte une  
 valeur "intégrée" de la nitre du  
 vent, que l'on notera  $N$  et qui sera  
 utilisée, comme étant le nitre du  
 vent qui génère les vagues que l'on  
 observe dans le gulf et dont on se  
 propose d'étudier les propriétés.  
 A titre illustratif, certains valeurs des  
 rapports des nitres du vent sur terre

forme ( $U_{\text{Terre}} = U_{\text{Land}}$ ) et sur l'eau ( $U_{\text{eau}} = U_{\text{Water}}$ ) sont donnés ci-dessous en fonction de la valeur du fetch.

Fetch, en km	0.8	1.6	3.2	6.4	9.6	12.9
Rapport $\frac{U_{\text{eau}}}{U_{\text{Terre}}}$	1.08	1.13	1.21	1.28	1.31	1.31

Tableau tiré de la page 112 Référence  
WW2, Mai 1962.

d. Détermination de la période et de la hauteur de la vague significative.

Notations:

$T_s$  = période de la vague significative

$H_s$  = Hauteur de la vague significative

Il y a lieu de mentionner que ces termes sont fictifs; C'est pour fins d'études que l'on a essayé d'uniformiser les multitudes de propriétés des vagues. C'est une vague fictive, mais symbolique que l'on utilise pour faire la conception.

avec calculs de l'essai

La période  $T_s$  de la vague significative est une valeur moyenne des périodes (secondes) d'un certain nombre de vagues choisies parmi les plus grandes (environ 10 à 15 vagues); à noter que la période d'une vague est l'intervalle de temps en secondes entre deux crêtes successives.

Quant à la hauteur  $H_s$  de cette vague fictive, sa définition a été donnée plus haut, et est inutile de la reprendre. La difficulté réside dans la détermination du nombre de vagues qui doivent contribuer à la détermination de  $H_s$ . En général, celui-ci est obtenu en divisant la longueur de l'intervalle modèle en secondes par la valeur de la période significative  $T_s$ . Ce quotient est ensuite divisé par trois (3) pour obtenir enfin le nombre de vagues à considérer dans la détermination de  $H_s$ .

Des équations complexes ont été établies pour la détermination de  $T_s$  et de  $H_s$ . Comme je l'ai mentionné plus haut, ces valeurs seront déterminées différemment, selon qu'il s'agit de eaux profondes ou peu profondes (shallow water).

Les abaques qui permettent de retrouver les valeurs de  $H_s$  et  $T_s$  dépendamment des profondeurs sont reproduites sous formes d'annexes

Ref : Pages 3.47 - 48 - 49 - à 53

du volume I de US Army C.E.R.C.

III<sup>e</sup> Edition de 1971.

#### e- Détermination de la hauteur de la vague.

Pour une vague donnée, on peut déterminer sa hauteur à partir de son équation d'onde. Cependant, d'autres théories ont été développées pour déterminer cette hauteur, connaissant certains paramètres, comme la vitesse du vent  $V$  (en mph) le fetch  $D$  en

mille terrestre. Donc la hauteur de la vague, mesurée de la base au sommet (côte) est donnée par les formules de Molitor (qui s'est basées sur des données par Stevenson). La formule considère la vitesse du vent  $V$  (en mph) comme une variable et est donnée pour des valeurs de fetch  $D$  comprises dans des intervalles donnés. Ainsi pour  $D \geq 20$  miles

$$h = 0.17 \sqrt{VD}$$

pour  $D < 20$  miles

$$h = 0.17 \sqrt{VD} + 2.11 - \sqrt{D}^*$$

Une autre formule reliant la hauteur de la vague à sa longueur d'onde a été proposée par Molitor :

$$\frac{L}{h} = \frac{840}{V}$$

où  $L$  est la longueur d'onde de la vague.  
en pied

D'autres formules empiriques furent proposées. Parmi celles-ci on a les suivantes :



Formule de WOLF

$$h = (0.0335 V - 0.28) \sqrt{D}$$

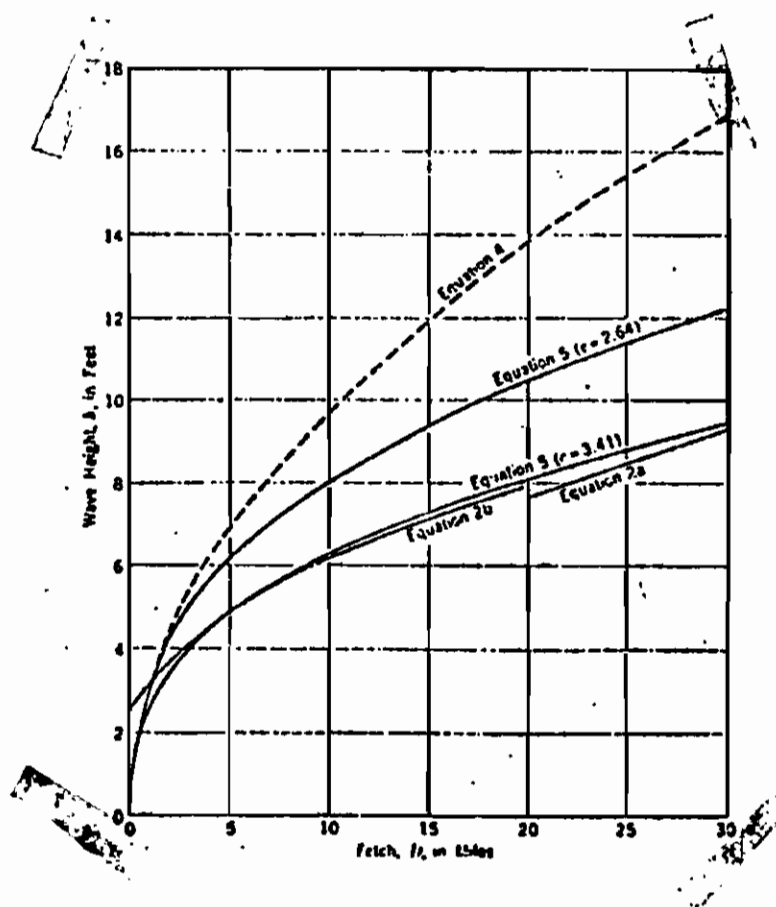
Formule de W. P. Creager

$$h = \frac{1}{C} D^{0.37} V^{0.48}$$

Toutes ces formules ont été créées du Journal American Society of Civil Engineering (Page 848)

\* Dans cette formule, j'ai changé 2.5 en 2.11 =  $\sqrt{20}$  pour que l'on ait une continuité pour les deux équations. En outre, l'on constate que si l'on conserve la valeur de 2.5 dans l'équation, pour  $D = 39$  miles, on obtiendrait la même valeur de  $h$ , ce qui est invraisemblable.

Sur la page suivante on va reproduire une figure (page 849 de la même référence) qui permet d'établir une comparaison entre les trois équations.



Comparaison entre les 3 équations

Equation 4 = Formule de WOLF

Equation 5 = Formule de W.P. Creager

Equation 2a et 2b Formule de Molitor

pour  $D > 20$  miles

et pour  $D < 20$  miles

Même si la formule de Holitor reste la plus employée, il y a lieu de préciser que d'après les expériences, elle n'a pas toujours fourni des résultats probables concernant les vagues critiques, ces dernières ne se sont produites qu'à hauteur d'eau à l'impact dépassé celle donnée par l'équation. Donc les valeurs données par l'équation ne sont qu'approximatives, et le bon jugement de l'utilisateur de ces formules doit intervenir.

Au stade où nous sommes, forts de tous les renseignements concernant la vague, notre préoccupation est d'évaluer la force d'impact d'une telle vague sur un obstacle. Mais auparavant citons la conclusion à laquelle aboutit le capitaine GAILLARD, laquelle a été admise par Holitor, dans ses recherches. Cette conclusion postule que :

« Une masse d'eau animée d'une certaine vitesse et projetée sur une surface plane

immergée, d'aire nettement plus petite que la section de cette masse d'eau, ne peut produire une pression plus grande que celle que l'on obtiendrait par l'écoulement permanent d'un courant à la même vitesse sur une surface plane submergée d'aire égale et semblable à la première." Cela veut dire que la force de pression qu'une vague exerce sur une structure immergée (un barrage par exemple) ne peut être supérieure à celle qu'un courant ayant une vitesse égale à celle des particules d'eau de la tête vague exerce sur la même structure. Ce postulat permet donc d'établir à partir de ce moment l'équivalence entre l'effet d'une vague de vitesse donnée et l'effet d'un courant animé de la même vitesse. Le calcul ou l'évaluation de la force d'impact d'une vague s'avère inutile, et dès lors on ne parlera que de vitesse de courant

a° la place de vitesse de la vague. Une déduction logique suit, d'affirmer que l'on doit nécessairement utiliser les renseignements obtenus sur la vague (comme sa hauteur que l'on vient de calculer et sa longueur d'onde  $L$ ) pour trouver la vitesse équivalente du courant, laquelle sera utilisée pour la conception des systèmes de protection, puisque l'on ne se soucie plus de calculer la force d'impact de la vague. Heureusement, c'est ce qui va se faire, comme nous le verrons.

Pour commencer, les Ingénieurs de la Tennessee Valley Authority, donnaient la formule suivante pour le calcul de la vitesse équivalente du courant, en fonction de  $h$  (hauteur de la vague),  $L$  (longueur d'onde), et d'autres coefficients  $c$  et  $u$ .

Cette formule est

$$v = \left( 3.25c + \frac{11.35}{L} hu \right) \sqrt[4]{hL}$$

où  $v$  = vitesse du courant en pied par seconde

les coefficients  $e$  et  $u$  sont donnés dans la figure ci-dessous en fonction du rapport  $\frac{h}{L}$  (mainten la hauteur sur longueur d'onde).

Figure tirée de la page 850 du journal de American Society of Civil Engineers.

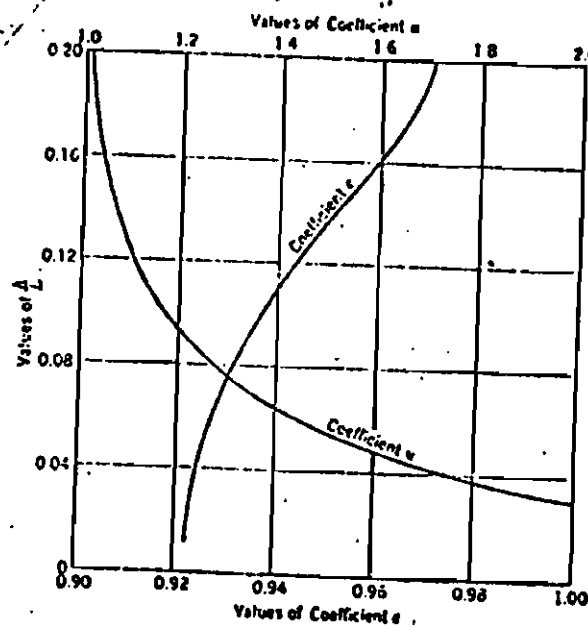


FIG. 2.—EQUIVALENT CURRENT VELOCITY OF WAVES VALUES OF COEFFICIENTS  $u$  AND  $e$  IN EQ. 6

Cependant, lorsque le talus est soumis à la fois à la vague et à un courant, la vitesse effective est la somme, de celle du courant et de celle donnée par l'équation de T.V.A.

Application de la théorie de l'action de la vague  
à la conception de la protection des  
Talus.

La fonction essentielle d'un système de protection des talus est de résister et de dissiper l'énergie de la vague. Les systèmes les plus connus sont :

- - - le perré dit "duré"
- - - le perré "paré" manuellement.

La conception de tels systèmes se base sur la mesure du réservoir et sur l'expérience vécue. C'est donc dire que l'empirisme prime.

Ainsi lorsqu'on a peu d'informations sur le comportement d'un perré face à l'action de la vague, la quantité de preuves nécessaires n'est plus déterminée d'une façon précise; dès lors le type de perré à employer ne se justifie plus.

D'ailleurs M<sup>r</sup> Ishbash dans ses expériences se proposait de déterminer "la capacité d'une pierre (prise individuellement) située

sur la pente aval du barrage, à résister au déplacement dû à une force hydraulique suite à un débordement ou à la percolation de l'eau à travers le corps du barrage. Ishbash, dans ses recherches, a abouti à des conclusions qui ont par la suite été confirmées par des études faites en France. Il a abouti aux formules suivantes qui permettent de déterminer le diamètre convenable de la pierre de pose en fonction de la vitesse du courant dont nous avons donné l'équation plus haut.

$$d = \frac{v^2}{(YZ)^2}$$

$v$  = vitesse du courant pi/sec

$d$  = diamètre de la pierre (forme sphérique)

$Y$  = constante qui dépend du talus

$Z$  = constante qui dépend du poids spécifique des pierres utilisées, et

$$Z = \left[ 2g \frac{s-w}{w} \right]^{1/2}$$



$g$  = accélération de la pesanteur

$S$  = poids de pierres remplissant un cube de un pied d'arête

$W$  = poids d'eau remplissant un cube d'un pied d'arête

Quant aux valeurs de  $\gamma$  en fonctions des pentes

$\gamma = 0.86$  pour une pente de 1:1

$\gamma = 1.20$  pour une pente de 1:12

Pour les autres valeurs de pentes, l'interpolation linéaire est permise.

Donc l'on constate que la détermination de la hauteur de la vague  $h$  avec les équations que j'ai données suffit pour déterminer d'abord la vitesse du courant équivalent à la vague, ensuite la dimension adéquate du perron lorsqu'un tel système de protection est nécessaire.

Notons que les formules d'Ichbash sont utilisées non pas pour servir de réponse finale au problème complexe de la protection des talus mais parce qu'elles (les formules) semblent

Offre d'apprentissage de l'écrit en français.

A titre d'illustration, nous avons reproduit le tableau de la page 852 de la même référence.

Ce tableau donne les relations entre la Fetch, la hauteur et la vague.

Fetch milles	Vent mph	hauteur de la vague (p)	longueur d'onde (pi)	h/L	C	U	Vitesse courant
1	75	2.97	33.2	0.089	0.934	1.21	13.4
2.5	50	3.15	58.0	0.059	0.927	1.45	14.3
2.5	75	3.57	40.0	0.089	0.934	1.21	14.7
2.5	100	3.93	33.0	0.119	0.943	1.11	15.4
5.0	50	3.70	62.2	0.059	0.927	1.45	15.5
5.0	75	4.30	48.1	0.089	0.934	1.21	16.2
5.0	100	4.81	40.3	0.119	0.943	1.11	17.1
10.0	50	4.52	76.0	0.059	0.927	1.45	17.1
10.0	75	5.28	60.3	0.089	0.934	1.21	18.1
10.0	100	6.00	51.1	0.119	0.943	1.11	19.2
15.0	50	5.20	87.3	0.059	0.927	1.45	18.6
15.0	75	6.23	70.0	0.089	0.934	1.21	19.4
15.0	100	7.12	59.8	0.119	0.943	1.11	20.7
20.0	50	5.77	97.2	0.059	0.927	1.45	19.4
20.0	75	6.97	78.1	0.089	0.934	1.21	20.5
20.0	100	7.99	67.2	0.119	0.943	1.11	22.0

Protection d'une pente en perré inversé.

La résistance du perré au déplacement dépend de 4 facteurs:

- le poids ou la dimension de la pierre
- l'épaisseur de la couche de perré
- la pente du remblai sur lequel repose le perré
- la stabilité et l'efficacité du filtre sur lequel repose la couche de perré.

Les 3 premiers facteurs peuvent être exprimés en fonction des forces produites par les vagues, comme nous venons de le voir (théorie de Ishbush). Quant au filtre, la théorie que je vais exposer tout à l'heure consacra une partie à des considérations générales à ce sujet.

La théorie développée par Ishbush permet de déterminer les valeurs théoriques des poids et des dimensions de la pierre adéquate pour le perré. Une reproduction des figures 3. 4. 5 (page 855-856) de la revue American

Society of Civil Engineers retrace toutes les étapes qui permettent d'aboutir à la dimension adéquate de la pierre.

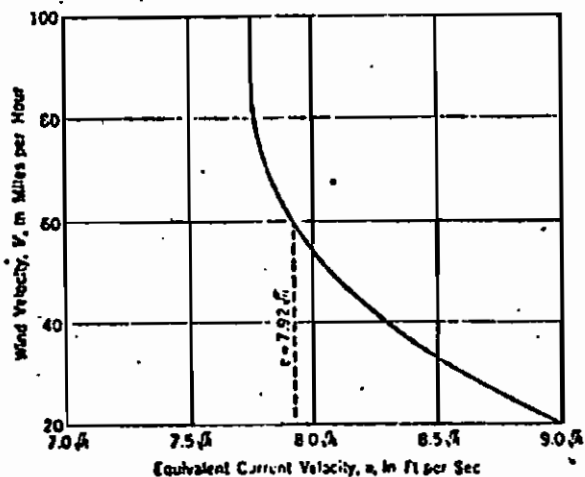


FIG. 3.—EQUIVALENT WAVE VELOCITY AS A FUNCTION OF WAVE HEIGHT FOR ANY CIVIL WIND VELOCITY

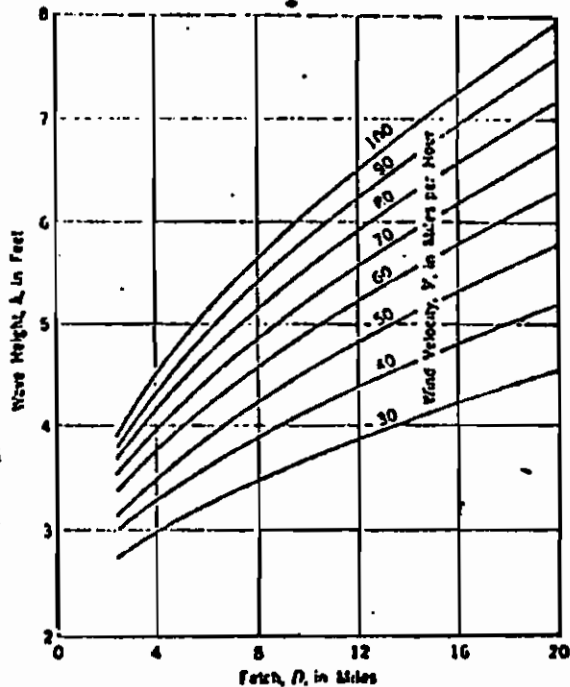


FIG. 4.—WAVE HEIGHTS FOR VARIOUS CONDITIONS OF WIND VELOCITY AND FETCH (Eq. 26)

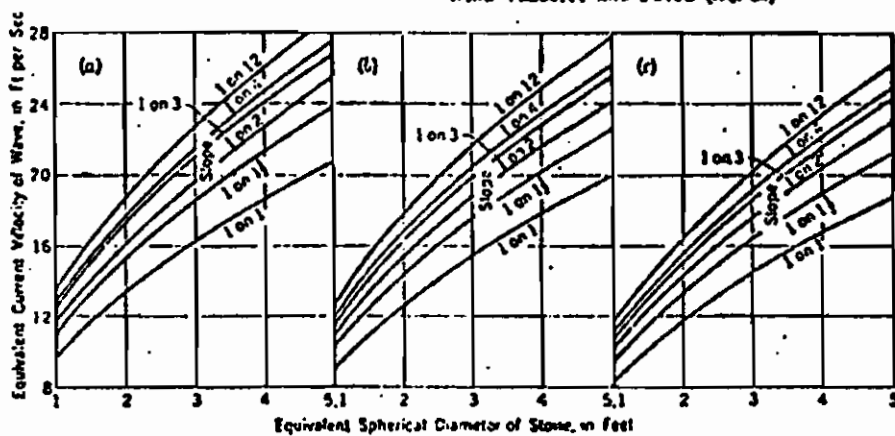


FIG. 5.—SIZE OF STONE THAT WILL RESIST DISPLACEMENT FOR VARIOUS VELOCITIES AND SLOPES FOR STONE DENSITY OF:

- (a) 175 lb per Cu Ft
- (b) 165 lb per Cu Ft
- (c) 155 lb per Cu Ft

Une autre théorie - sur la conception de pavé  
deversée a été élaborée; c'est celle que je  
vais exposer dans les pages qui suivent.

Rappelons auparavant, que les facteurs fondamen-  
taux dont on a besoin pour concevoir un tel  
système sont le poids ou la dimension de  
la pierre, l'épaisseur adéquate de la couche  
de protection. Cependant on doit tenir compte  
de certaines considérations comme suit:

- Lorsque on a des pentes de trottoir comprises  
entre 1:2 et 1:4, les critères suivants  
doivent être respectés.

Hauteur max de la vague (m)	Dimension moyenne de la roue (m)	Dimension Maximale Poids kg	Epaisseur de la couche (m)
0 - 0.31	0.20	45.35	0.31
0.31 - 0.61	0.25	90.10	0.38
0.61 - 1.22	0.31	226.15	0.46
1.22 - 1.83	0.38	680.25	0.61
1.83 - 2.44	0.46	1133.75	0.76
2.44 - 3.05	0.61	1814.00	0.91

Ce tableau permet de déterminer la dimension moyenne de la pierre, ou si le maximal et l'épaisseur de la couche de protection (ici la couche de pierre de versé) une fois que l'on a obtenu la hauteur de la vague. Ce premier critère est donc un critère qui est lié à l'action de la vague.

- La pierre de versé doit présenter la granulométrie suivante:

La dimension maximale doit au moins être égale à 1.5 fois la dimension moyenne (D<sub>50</sub>) de la pierre.

La dimension minimale prise pour remplir les vides est le 2.54 cm (1 pouce).

- Étendue de la zone de protection.

La couche protectrice de versé doit s'étendre jusqu'à au moins 2.4 m (8 pieds) au dessous du plus bas niveau des basses eaux.

- Pour pouvoir résister aux sécs climatiques le roc doit être dur et dense (la densité

minimale acceptable, est de 2.00).

- Quant au filtre (élément qui se trouve entre la couche protectrice au pont et le remblai en terre) il doit répondre aux normes suivantes.

hauteur max de la vague (m)	$D_{85}$ du filtre (valeur minimale) (cm)
0 - 1.22	2.54 - 3.81
1.22 - 3.05	3.81 - 5.08

Ce tableau permet, en fonction de certaines hauteurs de la vague, de vérifier si les éléments constitutifs du filtre présentent une granulométrie convenable.  $D_{85}$  s'obtient sur une courbe granulométrique. C'est le diamètre pour lequel 85% des grains traversent le tamis.

Cependant, il n'est pas nécessaire de placer un filtre lorsque le remblai a ses éléments constitutifs dont la granulométrie répond aux mêmes normes que celles données

ci-dessus (au moment, le matériau joue en même temps le rôle de filtre). Aussi, on pourrait se passer de filtre si le matériau (sous-jacent) est constitué de matériaux argileux plastiques ayant une limite de liquidité supérieure à 50. Dans le cas de matériaux non-plastiques, où il y a possibilité d'infiltration en sens inverse lorsque le niveau de l'eau dans le réservoir - ouïve, il y a nécessité d'utiliser deux filtres. Donc, on veut de voir que l'utilisation du filtre est conditionnée par la constitution du matériau sous-jacent. Lorsque le matériau joue le rôle du filtre, il s'avère inutile d'y placer un coursier filtrant, sinon, il faudrait voir s'il y a possibilité d'infiltration, et dans un tel cas, il faut renforcer le filtre.



- En fonction de la hauteur de la vague, la couche doit avoir les épaisseurs minimales suivantes.

hauteur max de la vague (m)	épaisseur de filtre (cm)
0 - 1.22	15.24
1.22 - 2.44	22.86
2.44 - 3.66	30.48

Lorsqu'on utilise deux couches de filtre, l'épaisseur minimale doit être de 15.24 cm (6 pouces).

Des formules empiriques ont été établies pour déterminer le poids de la pierre en fonction de certains paramètres comme le poids spécifique, la hauteur de conception de la vague, l'angle de talus.

Donnons la Formule de HUDSON

$$W_r = \frac{\gamma_r H^3}{k_D (S_r - 1)^3 \cot^2 \alpha}$$

Référence de la formule :

Commission Internationale de Grds barrages  
Q 42 R 13 (Madrid 1973).

$W_r =$  poids de la pierre

$\gamma_r =$  poids spécifique de la pierre

$S_r =$  densité de la pierre - par rapport  
à l'eau  $( = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} )$

$H =$  Hauteur de conception de la vague  
(fonction de la hauteur  $H_s$ )

$\alpha =$  angle du talus, mesuré à partir  
de l'horizontale).

$K_D =$  coefficient déterminé expérimentale-  
ment, correspondant à la hauteur  
de conception de la vague.

La formule que l'on vient d'établir s'applique  
pour les agrégats entrant dans la constitution  
des brise-lames. Dans le cas du pavé  
'deversé', le comportement des pierres de  
carières est totalement différent face  
à l'action de la vague. C'est pourquoi la

même formule va être remplacée avec des modifications sur l'exposant de  $H$  (Hauteur de conception) et aussi sur le coefficient  $k_D$  qui devient  $k_{RR}$ .  
Il vient donc

$$W_{50} = \frac{\gamma_r H_D^n}{k_{RR} (\gamma_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

$W_{50}$  = poids moyen de la pierre (litre)

$\gamma_r$  = densité du roc (litre par pied cube)

$H_D$  = Hauteur de conception de la vague

$n$  = exposant de  $H_D$  qui varie de 2 à 3

$k_{RR}$  = coefficient pour pierre qui varie généralement de 1.8 à 3.5

$\gamma_r$  = densité du roc par rapport à l'eau

$\alpha$  = angle du talus.

La variation de  $W_{50}$  est très sensible aux variations de  $n$  l'exposant et de  $k_{RR}$  le coefficient de pierre, et leur choix dépendra du degré de conservatismisme que veut atteindre celui qui fait la conception. Ci après, les valeurs prises par  $W_{50}$

en fonction de l'exposant  $n$ , du coefficient  $K_{RR}$ , et de la hauteur de conception de la vague.

hauteur de la vague en m		0.61 m	1.22	2.44
$n$	$K_{RR}$			
2	1.82	13.6 k <sub>1</sub>	52.6	214.6
2.5	3.5	10.4	54.9	317.5
2.6	3.2	11.8	69.9	426.4
2.7	3.2	12.2	78.4	526.2
3.0	5.5	44.5	69.4	569.2

On remarquera l'importance du poids, avec la hauteur de la vague, ce qui est prévisible car plus la pierre est lourde, plus elle a une grande capacité de résistance à l'action de la vague.

N.B. Les valeurs consignées au tableau ci-dessus ont été calculées avec

$$S = 2.60 \quad \delta_r = 162.24 \text{ livres par pied cube}$$

et  $\cot \alpha = 3$ .

Une autre formule suggérée par Bertram incluant la hauteur de conception de la vague, la longueur d'onde, la pente du talus, la profondeur de l'eau, et deux coefficients empiriques permet de calculer  $W_{50}$  : on a cette formule

$$0.388 W_{50}^{3/8} (b \cot \alpha)^{3/5} = \frac{H}{\tanh \left( \frac{24.8}{L} \right)^2}$$

dans laquelle

$W_{50}$  est le poids moyen de la pierre dont on veut de parler

$H$  = Hauteur de conception de la vague

$L$  = longueur d'onde de la vague

$d$  = profondeur de l'eau à partir de la base de la pente

$\alpha$  = angle du talus

Les valeurs des coefficients empiriques  $a$  et  $b$  sont données en fonction de  $\cot \alpha$ .

$\cot \alpha = 10$	$a = 1/3$	$b = 1$
$\cot \alpha = 7$	$a = 1/3$	$b = 1$
$\cot \alpha = 5$	$a = 1/3$	$b = 1$
$\cot \alpha = 3$	$a = 1/5$	$b = 0.15$
$\cot \alpha = 2$	$a = 1/5$	$b = 0.15$

En outre, la pierre utilisée pour le pavé doit avoir une granulométrie telle que :

- le poids de la dimension maximale soit environ égal à quatre fois le poids moyen  $W_{50}$  que nous venons de déterminer. En d'autres termes, sur la courbe granulométrique des matériaux susceptibles d'être utilisés, les grains de dimension maximale doivent être tel que leur poids ne dépasse pas la limite de  $4 \times W_{50}$ . Ce qui se traduit par la relation

$$W_{max} = 4 W_{50}$$

- Tandis que les grains de dimension minimale ne doivent pas avoir un poids en dessous du quart de  $W_{50}$  : la relation étant

$$W_{min} = \frac{1}{4} W_{50}$$

Cependant les facteurs  $\frac{1}{4}$  et 4 utilisés dans les relations ci-dessus ne sont pas constants, ils dépendent du type d'exposition aux vagues; par exemple on peut rencontrer

des formules comme

$$W_{\max} = 3.0 W_{50}$$

$$W_{\max} = 3 W_{50}$$

$$W_{\min} = 0.222 W_{50}$$

$$W_{\min} = 0.25 W_{50}$$

la dimension nominale de la couche est déterminée en supposant que les fragments (de la roche) ont un volume compris entre celui d'une sphère et d'un cube, soit:

$$\frac{3}{4} D^3 = \frac{W}{\gamma_r}$$

$D$  étant la dimension nominale

Épaisseur de la couche de pierre:

On avait vu que cette épaisseur était au moins égale à  $1.5 D_{50}$ . Une autre approche consistera à poser que cette épaisseur est au moins égale à la racine cubique de la dimension des  $W_{\max}$  de manière à éviter que les plus grosses pierres soient saillantes. Ainsi l'épaisseur de la couche de pierre est donnée par la relation


$$t = \left[ \frac{W_{\max}}{\gamma_r} \right]^{1/3}$$

### Etendue de la zone de protection

La base de la structure est particulièrement vulnérable à l'attaque des vagues au cours du premier remplissage du réservoir; La nappe montante peut miner la couche de base et causer un ravinement et la rupture, si le niveau du réservoir demeure constant au niveau de la vase du péné pendant un temps prolongé. Pour pallier à ce phénomène, on a décidé que la pente (ou plus exactement la couche protectrice de péné) devra s'étendre de la crête du remblai jusqu'à une certaine profondeur, au dessous du niveau d'opération minimum. Cette profondeur est généralement égale à 2.5m ou 3.0m. A ce stade, on a cerné la théorie portant la protection d'une pente en péné diverse, mais il est à signaler que quant à l'action de la vague, on a supposé que ces vagues attaquaient perpendiculairement la surface; ce qui n'est pas toujours le cas, car il peut



arriver que la vague attaque obliquement la face de la structure; c'est le cas le plus dangereux. Dans cet impact oblique, la vague a le plus grand effet de destruction parce qu'elle est amplifiée et aussi lorsqu'elle descend sur le talus, une (cette vague) crée des pressions d'une dépendance. Il faut donc dans sa conception, prévoir les tels phénomènes. Ainsi, toujours dans le cas de pareil déversé, lorsqu'on a un remblai très perméable, la capacité résistante pour les effets des vagues obliques est obtenue en augmentant de 20 à 25% le poids de la pierre déterminé pour les attaques frontales. Ce poids étant celui déterminé par la formule générale que j'aurais de poser. Bien que l'expérience ait prouvé que le pareil déversé est le système le plus utilisé, il reste à mentionner que certaines défaillances peuvent survenir à cause des phénomènes que j'ai énumérés ci-


 Ecole Nationale Supérieure  
de Travaux Publics

dessous.

D'abord la ségrégation des matériaux durant la mise en place : la ségrégation des plus petites pierres laisserait des espaces à travers lesquels, la couche sous-jacente pourrait être délavée.

Ensuite, il y a le phénomène de ravinement qui peut avoir lieu lorsque la profondeur au dessous du niveau d'opération minimum n'est pas suffisante.

Une conception erronée des caractéristiques de la vague entraînera des défaillances dans le comportement de la structure en cas d'attaque sévère de la vague.

Enfin, il faut éviter d'avoir une pierre de mauvaise qualité, qui ne soit capable de résister assez longtemps à l'exposition aux aléas climatiques et aux vagues.

La résistance de la pierre aux altérations climatiques est un phénomène primordial.

## PROTECTION DE LA PENTE AVAL

Lorsque la couche protectrice est constituée de matériaux fins, facilement érodables, la protection du talus contre l'érosion due soit au vent soit au ruissellement durant les pluies devient une nécessité. Dans les climats humides, cette érosion est causée par le ruissellement des eaux de pluie, tandis que dans les climats arides, c'est plutôt l'action du vent, enfin dans les régions tempérées, l'action du jet amollet en surface superficielle et la rend plus érodable. Souvent, il arrive qu'un débordement d'eau au delà de la crête puisse éroder la pente. D'autre part les ravissements qui se produisent par endroits peuvent provoquer une érosion telle que ces ravissements s'aggravent jusqu'à atteindre certaines profondeurs. Cependant il faut signaler que l'érosion n'a jamais mis en cause la stabilité générale du ouvrage (ou de la

digue). Lorsque ces deux phénomènes surviennent (c'est à dire réfection du talus érodé d'une part et stabilisation de sa structure d'autre part) d'énormes frais sont impliqués. Ainsi, la protection du talus contre érosion doit être sérieusement étudiée.

Lorsqu'on place une couche d'un matériau quelconque visant à protéger le talus contre l'érosion, il faudrait surtout éviter que l'eau de ruissellement puisse se concentrer à un endroit quelconque de cette surface protectrice.

Concernant les systèmes de protection, le plus économique serait de favoriser la poussée d'une végétation herbacée sur la surface à protéger. Lorsque le milieu n'est pas favorable à la poussée d'une végétation, on pourrait opter pour un percé ou du gravier grossier. Dans la plupart des cas on a utilisé du sable et du gravier avec des grains ayant un diamètre maximal de 8 cm environ (3 pouces). S'il arrive que

On ait une couche imperméable au dessous de la couche de graviers, celle de ciment ne s'infiltre pas à travers le ciment, mais ruissellera sur le dessus à l'intérieur de la couche de graviers; et si cette couche n'est pas assez épaisse ou perméable, pour pouvoir laisser cette eau se ruisseller, une telle séparation ou surcouche, pourrait intervenir à la base de cette même couche (couche de graviers).

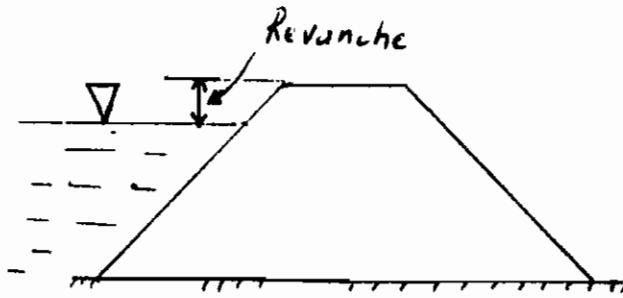
Dans le cas de végétation herbive dont j'ai parlé plus haut, on pourrait épandre de l'engrais pour favoriser sa pousse, ou étaler une couche de sol arable. Pour retenir les racines de la végétation, on utilisera du sable fin. L'inconvénient d'utiliser le sol arable est qu'il contient des graines herbicides. Il est fortement déconseillé d'avoir une végétation assez haute, car, dans ce cas, les petites herbes qui jouent le rôle de maintien de la pente sont très vite tuées. En plus, ces hautes herbes, ne permettent pas

d'inspecter l'état du talus.

Donc pour la protection des pentes aval,  
les systèmes les plus fréquemment utilisés  
sont le pavé ou les graviers, ou bien  
la végétation herbacée.

# CALCUL DE LA REVANCHE

## Définition:



La revanche est donc la distance verticale entre la crête du barrage et un niveau bien défini de l'eau dans le réservoir. Généralement, ce niveau est celui des hautes eaux (niveau maximum).

## Considérations fondamentales:

La fonction d'une revanche est de prévenir les débordements au dessus de la crête du barrage, suite aux exhaussements du niveau du réservoir causés soit par les crues, soit ou les vagues générées par les vents. Le débordement peut causer des dommages sur la pente aval. Et les frais qui seraient impliqués pour une éventuelle réparation sont énormes. C'est pourquoi une étude judicieuse des facteurs intervenant dans la conception de la revanche s'avère indispensable.

### Critères de conception.

La conception repose sur la surélévation due aux vents (ou la hauteur développée par les vents) la hauteur et le déferlement de la vague qui sont toutes fonction de la vitesse du vent. En revanche sera obtenue en prenant la somme des trois termes suivants :

- la surélévation du plan d'eau due au vent
- la hauteur de la vague de dimensionnement  $H_D$
- la hauteur de déferlement de la vague.

Fort de ces renseignements, je vous donnerai la procédure qui permet de trouver chacun de ces 3 termes.

- Surélévation du plan d'eau due au vent  
Le calcul de ce terme a déjà été exposé; il s'agit de l'utilisation de la formule hollandaise

$$S = \frac{V^2 F}{1400 D}$$

$S =$  surélévation cherchée



### Hauteur de la vague de Dimensionnement.

Cet item a été traité plus haut. Il suffit d'avoir la hauteur de la vague significative qui elle-même est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{2}} g H_s = 0.0026 \frac{1}{\sqrt{2}} g F^{0.84}$$

Cette formule est développée pour les conditions d'eau profonde, c'est à dire des conditions dans lesquelles les profondeurs dépassent le tiers (quelquefois on peut aller jusqu'à la moitié) de la longueur d'onde de la vague.

Une fois obtenue la hauteur significative  $H_s$ , il suffit de la multiplier par un coefficient égal à 1.25 pour obtenir la hauteur de la vague de dimensionnement  $H_D$ .

Soit

$$H_D = 1.25 H_s$$

Une solution graphique est produite à la page suivante : (graphique tiré de la page 139 du Handbook of Dam Engineering.)

Une solution graphique de cette équation, est reproduite ci-dessus (copiée sur la page 139 du Handbook of Civil Engineering).

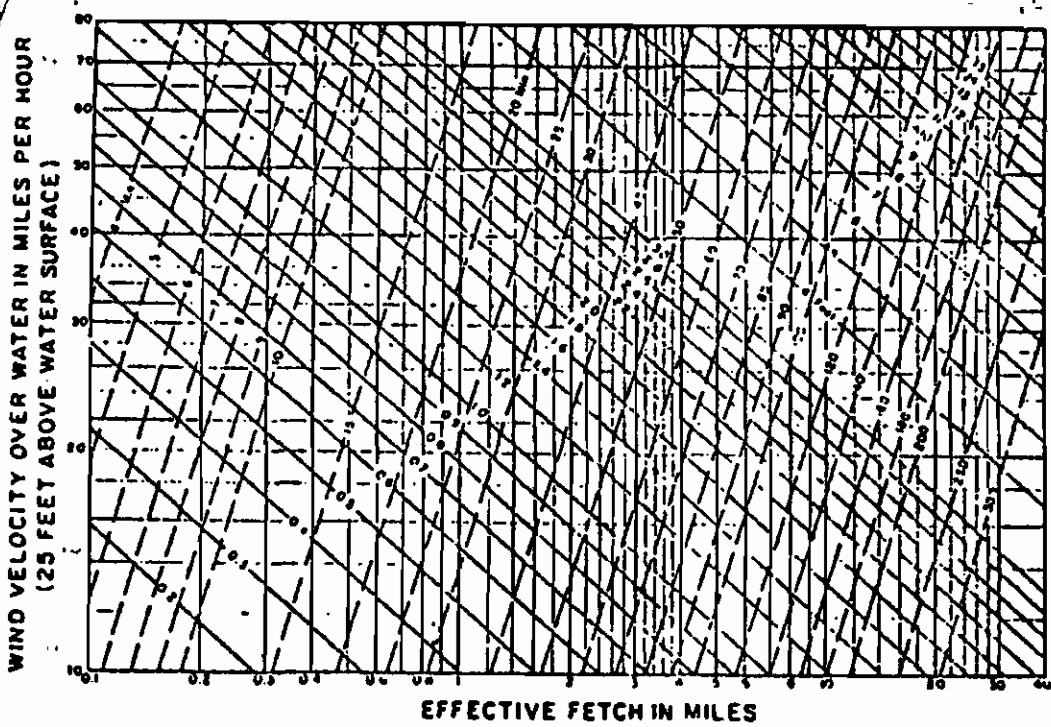


Figure 2-24. Relation between significant wave heights and minimum wind durations. (Corps of Engineers Dept. of the Army)

### Hauteur de déferlement de la vague

En eaux profondes, lors, d'une vague pour laquelle il n'y a pas de modifications majeures du point de vue caractéristique, rencontrés à la base d'un ouvrage, une se forme d'us un premier temps, puis s'évite d'une hauteur qui dépend de la pente du talus, de la perméabilité et de la largeur du ouvrage et de la cote de la vague  $H_0$ . La hauteur de déferlement sera la hauteur résultant de la différence entre la hauteur maximale d'érosion et la hauteur d'eau à la base du talus en excluant toute action de vague.

Dépendamment de ces facteurs, je vais donner la marche à suivre pour trouver la hauteur de déferlement de la vague.

hauteur de déferlement sur les talus en enrochement  
 Une simple reproduction de la fig. 2.27 de la page 142 du handbook of civil Engineering suffit pour expliquer la manière de trouver R

Explication des variables utilisées dans la figure:

$H_0$  = profondeur de l'eau en eaux profondes

$L_0$  = longueur d'onde en eaux profondes  
 $= 5.12T^2$

$R$  = hauteur de débordement

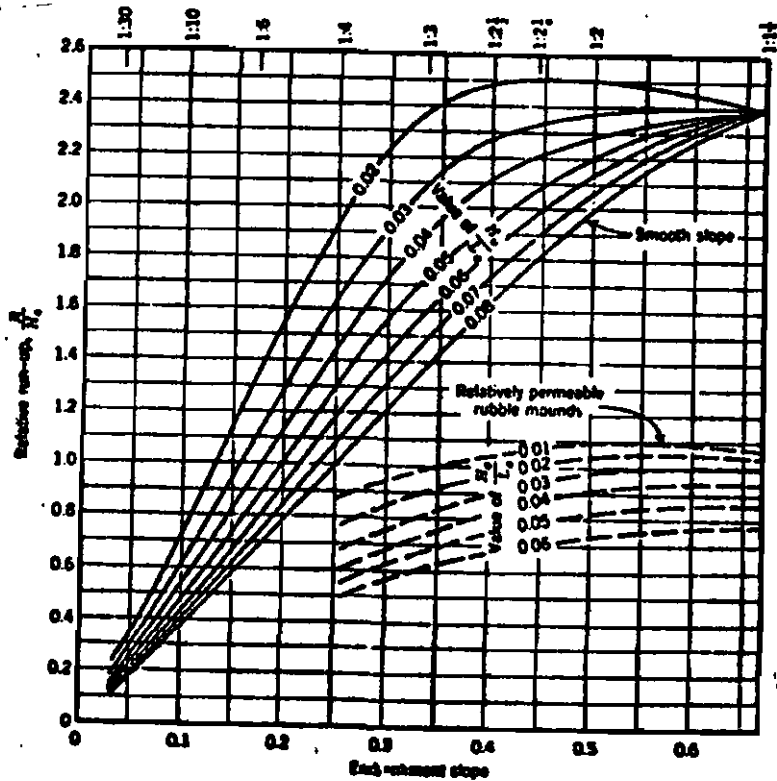


Figure 2-27. Wave run-up ratios versus wave steepness and embankment slopes. (Corps of Engineers, Dept. of the Army).

Deferlement pour les structures en eaux peu profondes.  
 Dans ce cas, la hauteur est obtenue en multipliant le fait  $R$  - trouvé précédemment par la hauteur  $H$  de la vague.  
 Deferlement pour les structures en eaux peu profondes.  
 Les vagues nées des eaux profondes, changent de caractéristiques en passant dans les eaux peu profondes (les eaux peu profondes ont caractéristiques par des profondeurs inférieures) ou tiers au  $\frac{1}{3}$  la moitié de la longueur d'onde).  
 Les flots  $H$  attendent à l'échelle, puis c'est lorsque la longueur d'onde diminue.  $H$  la profondeur de leur contenu à l'échelle, le facteur  $H$  tend jusqu'à ce que la vague devienne finalement instable avant de se briser. Théoriquement elle hauteur  $H$  maximum ne doit pas dépasser 0.780 ( $H =$  profondeur de l'eau calme).  
 Comme la vague pénètre en eau peu profonde, la contribution de son énergie change, la proportion de l'énergie totale qui est transmise à l'avant-côté, tandis que la quantité d'énergie contenue reste constante.

jusqu'à ce que la vague se brise. Ainsi, lorsqu'une vague traverse une zone peu profonde, le déferlement reste le même que dans une zone plus profonde pourvu que cette vague ne se brise plus avant d'atteindre la structure, puis, sa son énergie est conservée. Ici, on attendra donc que le déferlement est obtenu de la même façon que lorsqu'il s'agit d'eau profonde.

En résumé, la hauteur  $h$  déferlante sera égale soit à la valeur tracée sur la figure reproduite plus haut lorsqu'il s'agit d'eau peu profonde ou de travers un couronnement, soit égale à la hauteur de la vague  $H$ , affectée d'un coefficient  $\frac{R}{H_0}$ , obtenu de la même figure.

La revanche à ce stade peut être calculée de la manière énoncée plus haut, à savoir, à l'aide de la vitesse du vent, du débit effectif, de la profondeur moyenne du réservoir, on calcule la surcélévation due au vent  $S$ , la hauteur de compression de la vague  $H_D$  (en fonction de  $H_S$ ), puis enfin les

hauteur de débitemet de la vague.

A ce stade, se termine l'étude théorique sur les systèmes de protection; il reste à exploiter les données climatiques, hydrologiques pour l'application au barrage de DIANKI.

APPLICATION AU  
BARRAGE DE  
DIANKI



## APPLICATION AU BARRAGE DE DIANKI

A ce sujet, une visite a été effectuée en Casamance, précisément à Dianki, avec des services offerts par un membre de la SOMIVAC. Celui-ci nous a fournis tous les renseignements qui pouvaient nous servir pour la rédaction du rapport. À cet égard, nous remercions vivement. Quant au recueil de données, le document de Louis Berger intitulé "Programme de développement de la vallée de Baïla en Casamance: Rapport Intérimaire Volume I et II Mars 1980" a été très précieux.

### Application:

Le point nodal de la conception des systèmes de protection des pentes est l'action de la vague. A DIANKI, l'action de la vague est négligeable pour les raisons suivantes.

La digue de DIANKI se trouve dans une vallée d'un marigot, dans le lit mineur de celui-ci (en réalité, la profondeur de l'eau dépasse rarement

les 50 cm), ce qui lui permet de se trouver hors de portée d'une action prolongée de la vague, ou même si cette dernière existe, son action serait négligeable au point de vue pouvoir de destruction. L'action de la vague étant fonction de l'intensité du vent et de sa durée, les vents dominants auront par conséquent leur effet négligeable. Là je pose en termes clairs que les systèmes de protection que je viens d'étudier ne peuvent s'appliquer au barrage de DIANKI étant donné que toute l'étude des systèmes de protection des pentes de barrages traite autour de l'action de la vague qui comme vous venez de le voir n'a aucun effet. Les systèmes de protection qu'il faudrait reconstruire pour DIANKI sont soit favoriser la poussée d'une bonne végétation herbacée sur le talus, soit procéder à un compactage adéquat des matériaux locaux (matériaux argileux).

## CONCLUSION

Les études sur les systèmes de protection sont récentes. Le coût de la protection représentant une portion substantielle du coût total, l'option pour un système quelconque doit faire l'objet d'une étude judicieuse basée sur l'influence des facteurs locaux (conditions climatiques, géologiques, disponibilité des matériaux). La survie de l'ouvrage que l'on protège est menacée lorsque le système de protection est impuissant face à ces facteurs. En outre, étant donné que toute la théorie à la base des applications de tels systèmes est fondée sur des relations empiriques, l'intuition doit aussi avoir une grande place dans les décisions qui guident l'ingénieur dans son choix. En ce qui concerne leur application, ces techniques ont été couronnées de succès dans beaucoup d'ouvrages en Europe, aux U.S.A. Il n'y a donc aucune restriction dans leur application lorsque elle se fait sentir; je veux parler des structures soumises à une action sévère de la vague.

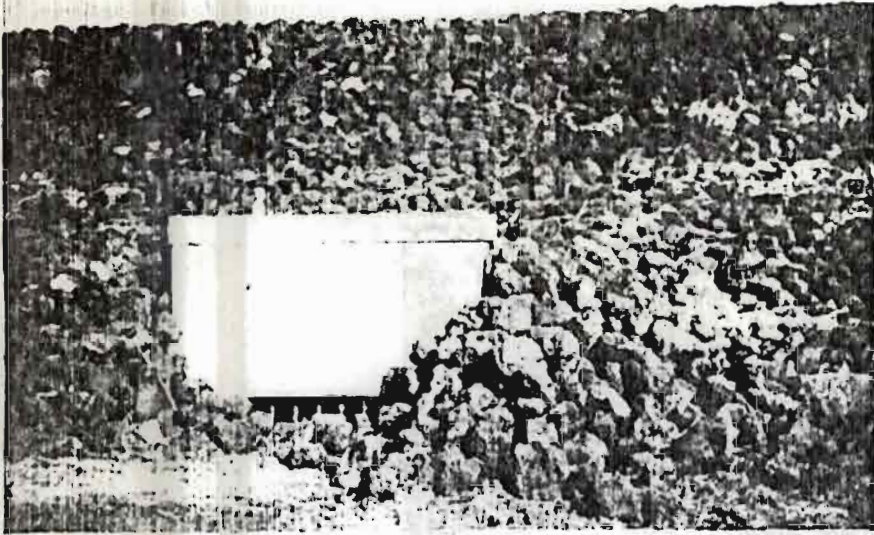
# BIBLIOGRAPHIE

84

1. U.S. Army Coastal Engineering Research Center,  
Shore Protection Manual, Volumes I,  
II, III, 1977
2. Waterways and harbors Divisions, Proceedings  
of the American Society of Civil Engineers, May 1962
3. Handbook of dam Engineering, ALFRED  
R. GOLZE, Consulting Civil Engineer
3. Commission internationale des grands Barrages,  
Onzième Congrès des Grands Barrages  
Madrid 1973 KARL V TAYLOR
4. Review of Slope protection Methods: 1948
5. Commission internationale des grands Barrages,  
Onzième Congrès des Grands Barrages  
Madrid 1973 A.D. H. DORNEL.
6. Programme de Développement de la vallée de B.ôla en  
Casamance : Rapport Interimaire Volume I et II  
Mars 1980 LOUIS BERBER

## FIGURES

Dans les pages qui suivent, des figures montrant quelques techniques de protection utilisées dans certains pays en AFRIQUE.



Puisard amont de l'ouvrage de prise, rive droite  
et talus revêtu de perré latéritique

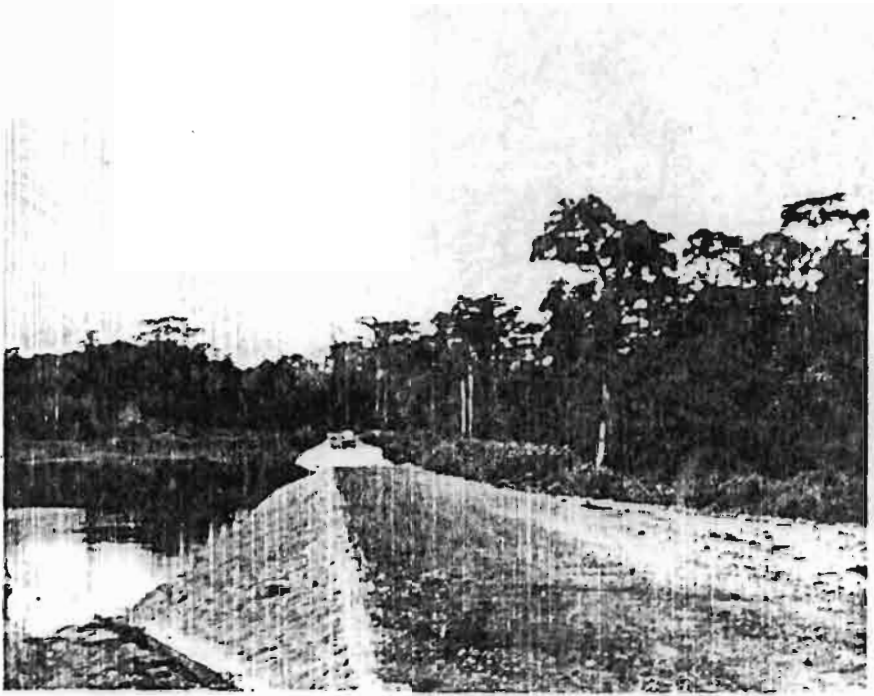


Déversoir du type GRAEGER (vu d'aval)

- A noter, les lignes de suintement au travers du béton
- dans le corps du massif déversant  
(reprise de bétonnage) ;
  - dans le bajoyer (reprise de bétonnage et mauvaise  
liaison terre-béton).

# BARRAGE de ETROUKRO

République de Côte d'Ivoire



Vue d'ensemble de l'ouvrage en 1962



Déversoir vu d'aval

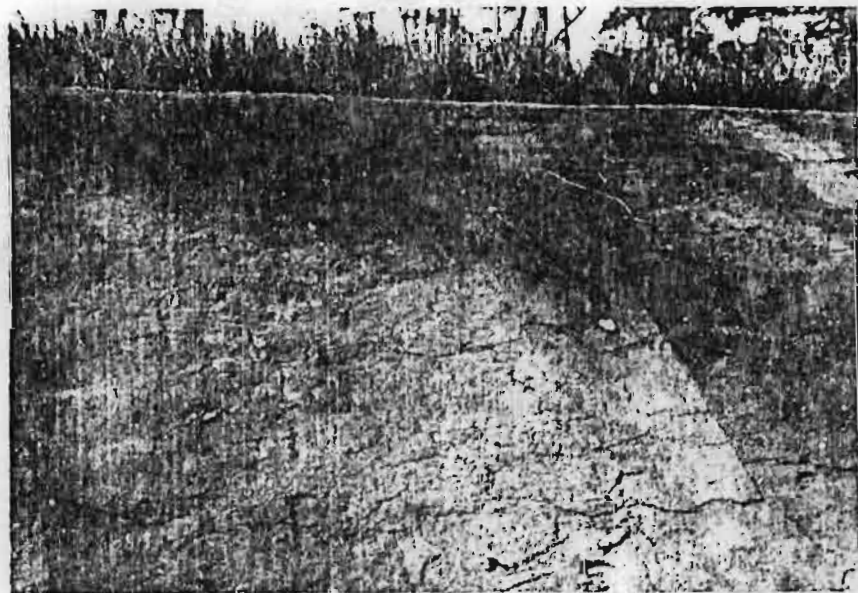
## BARRAGE de FRONDOBO

République de Côte d'Ivoire



DIGUE DE RETENUE VUE D'AMONT

A noter la végétation, en rive gauche  
au niveau de la retenue normale

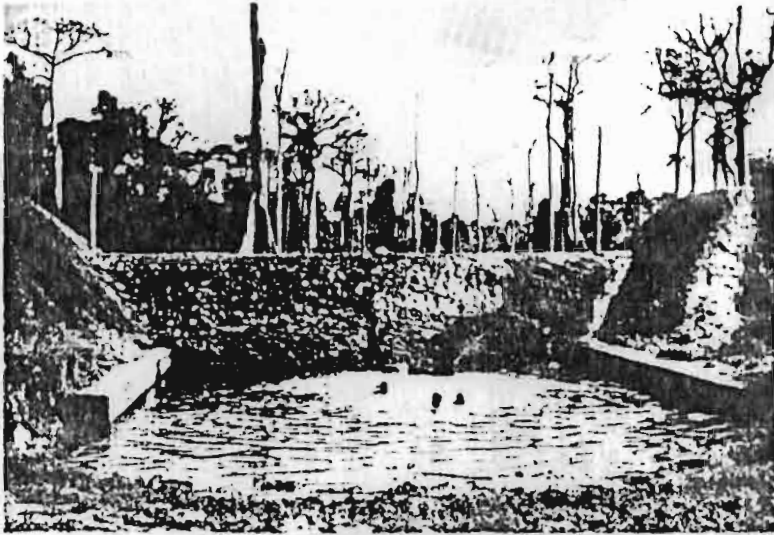


TALUS AMONT

Fissures de la protection bitumineuse



République de Côte d'Ivoire



DEVERSOIR VU D'AVANT

A noter : la végétation dans l'angle du bassin de dissipation et sur le parement du déversoir en rive gauche (côté droit de la photo).

DEVERSOIR et BAJOYER  
RIVE DROITE

On observe :

- des traces d'écoulement au travers du revêtement
- la végétation arbustive sur le talus aval

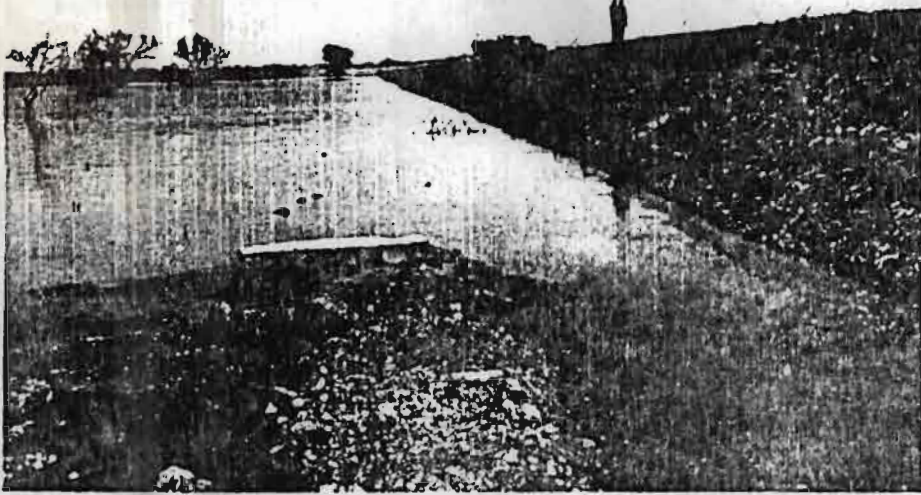


GROS PLAN DU REVETEMENT  
BITUMINEUX DES BAJOYERS

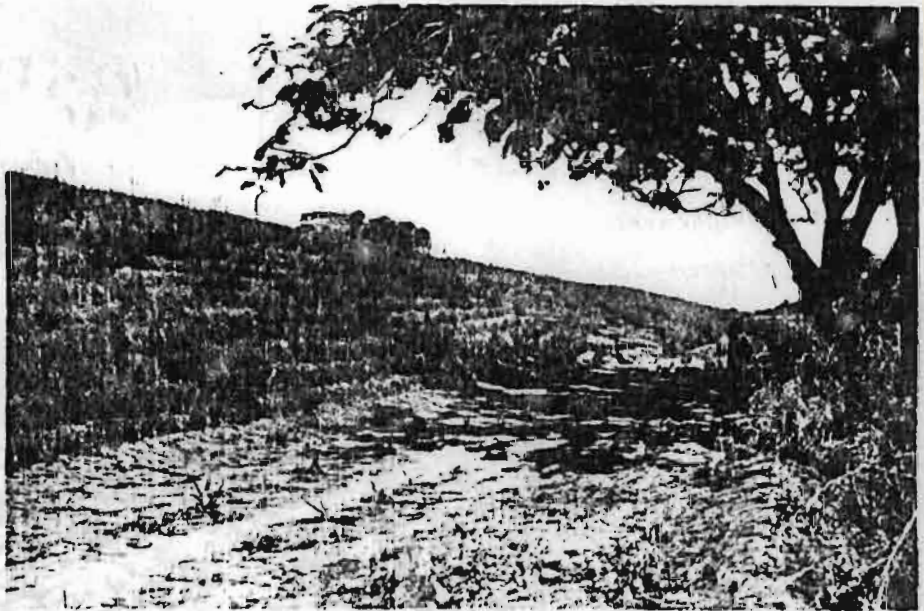
On observe :

- le coulage du bitume
- des traces d'écoulement intersticiel

République de Haute-Volta



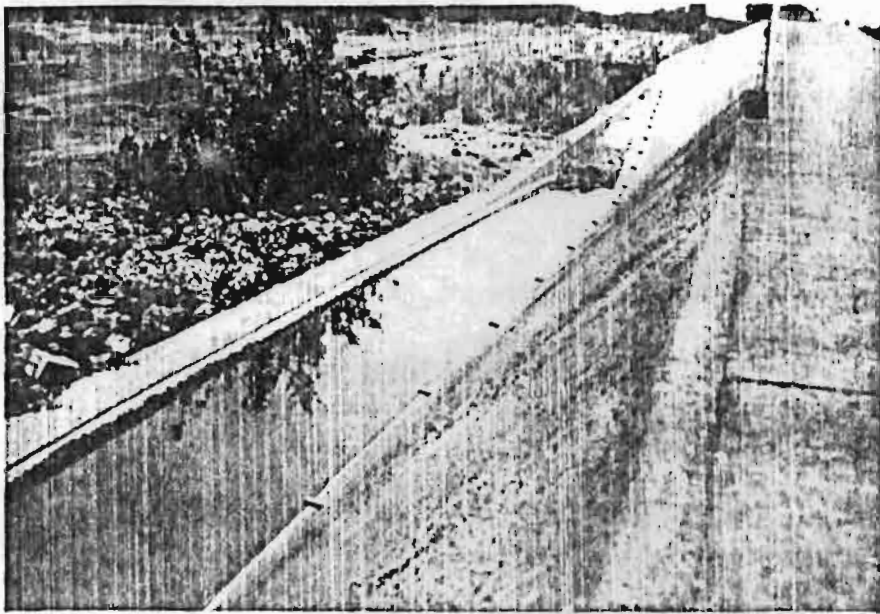
VUE D'AMONT



VUE D'AVANT - On note :

- Herbe repiquée suivant des lignes continues
- Végétation de type « agave » en pied de digue

République de Haute-Volta



*rampe de raccordement*

*plot de signalisation*

*chaussée submersible*

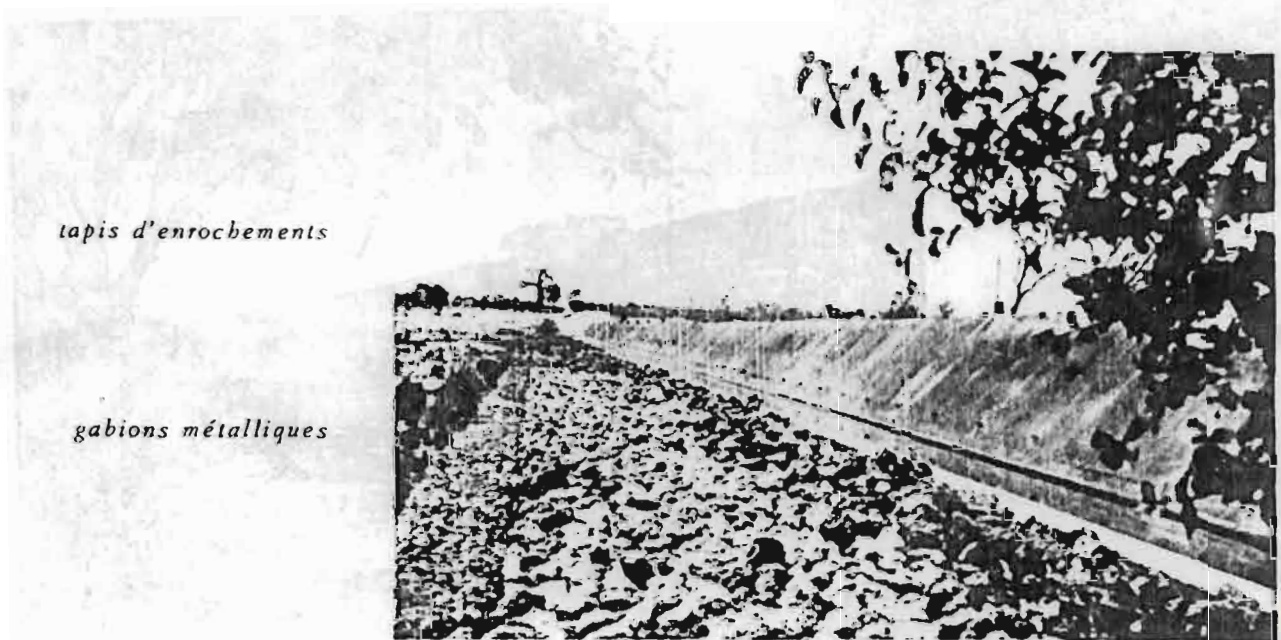
*parement aval*

*joint de dilatation*

*barbacanes*

*bassin de dissipation*

PAREMENT AVAL DU DEVERSOIR



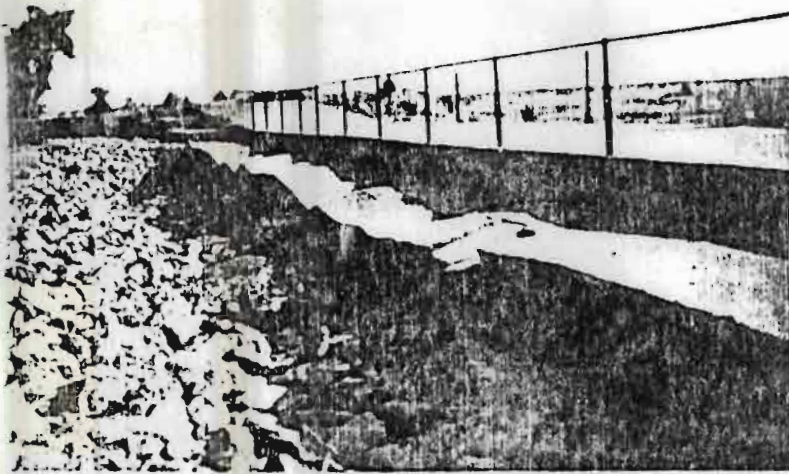
*tapis d'enrochements*

*gabions métalliques*

VUE AVAL DU DEVERSOIR



Dégradation d'un talus aval de barrage par ruissellement, suite d'absence de protection.



Désordres à l'aval d'un déversoir entier, dus à un dimensionnement insuffisant des enrochements.

On distingue nettement que ceux-ci ont été entraînés vers l'aval, sapant ainsi la base de l'ouvrage.



Griffes d'érosion dans un chenal évacuateur.

Ces dégâts constatés dès la première mise en service ont pour cause une pente excessive et un manque de protection efficace.

Faute de remède immédiat, l'aggravation est certaine.

## ANNEXE

Calcul de la hauteur de la vague significative  $H_s$

Procédure:

Connaissant les conditions d'eau (eaux profondes, eaux peu profondes) et la longueur du fetch  $F$ , la vitesse du vent  $U$ , et la profondeur de l'eau  $d$ , on calcule les valeurs suivantes.

1.  $gF/U^2$

2.  $gd/U^2$

3. Les valeurs trouvées en 1 et 2 permettent d'obtenir la valeur  $gH_s/U^2$  dans laquelle on peut tirer la valeur de  $H_s$ .

Une autre alternative consiste à utiliser l'équation.

3-47

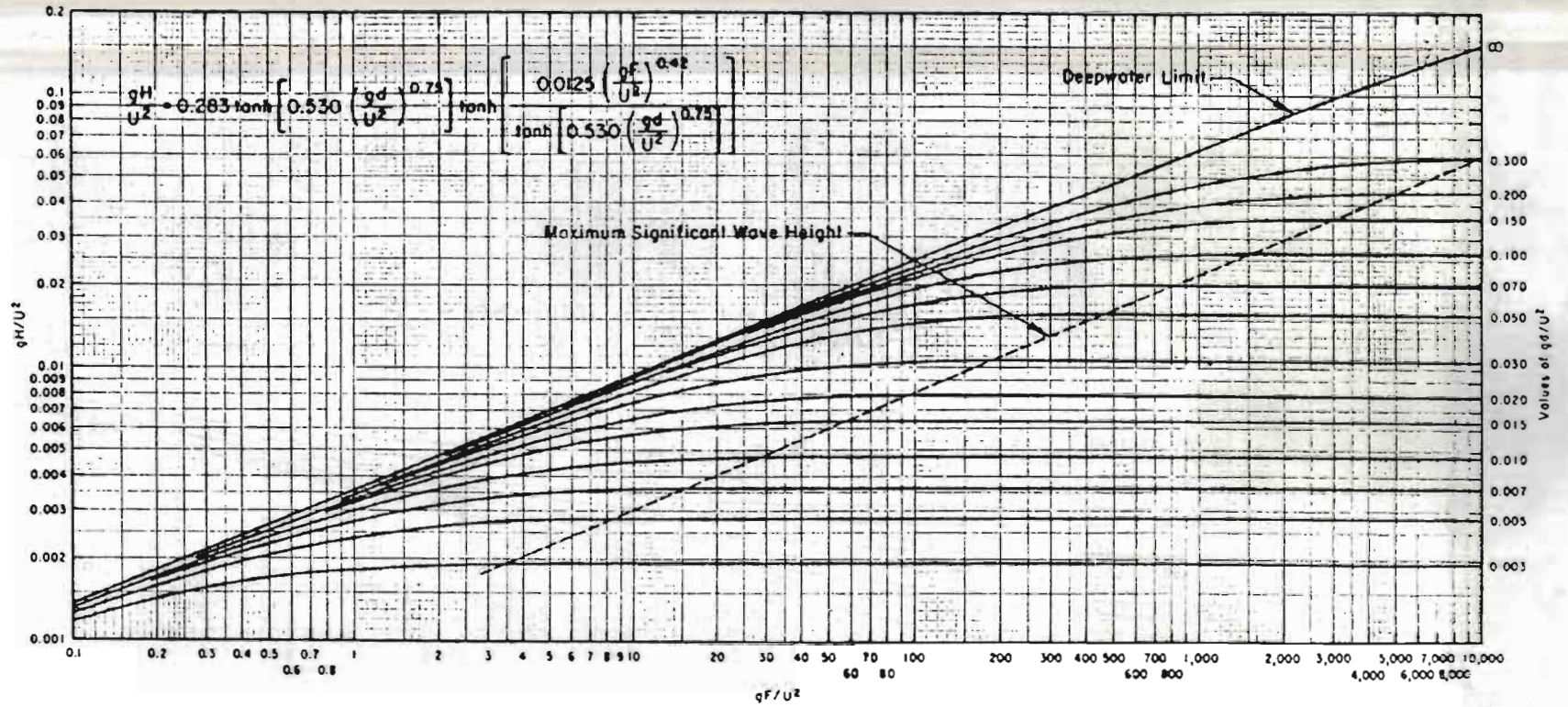


Figure 3-21. Forecasting Curves for Wave Height. Constant Water Depths.

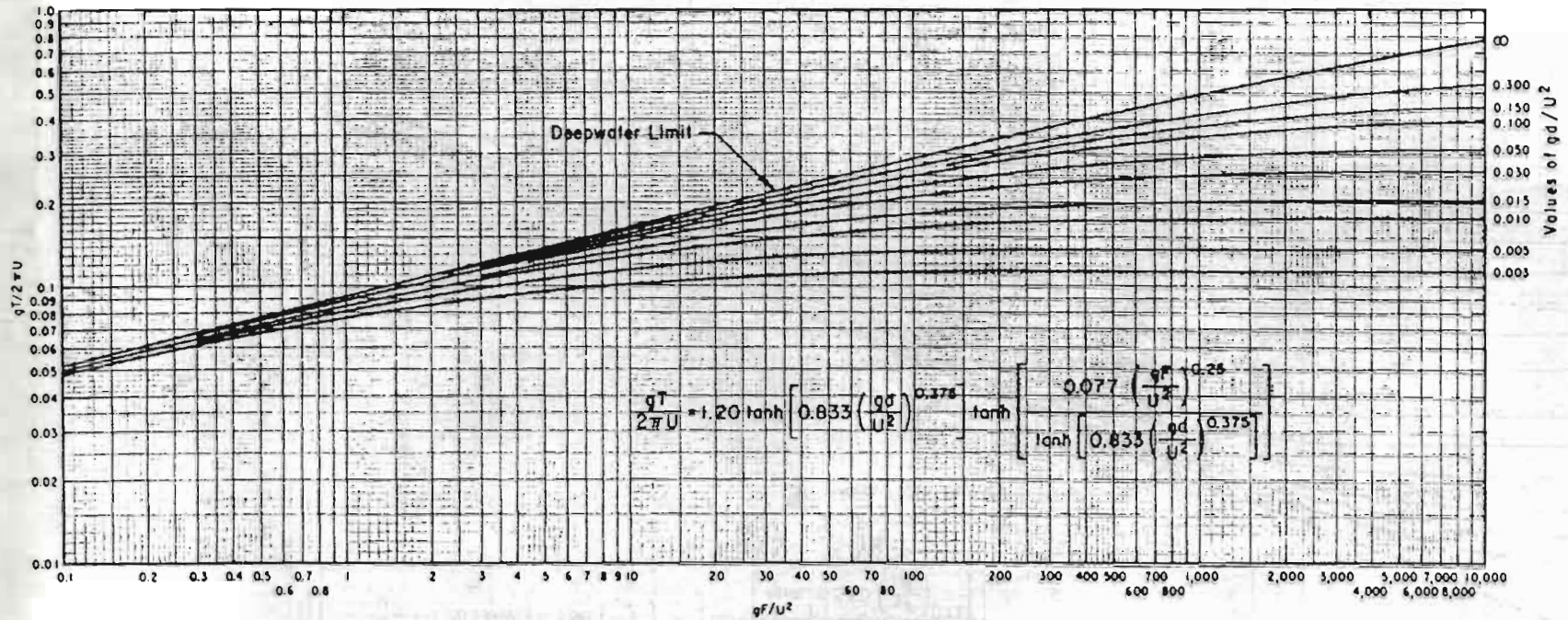


Figure 3-22. Forecasting Curves for Wave Period. Constant Water Depths.

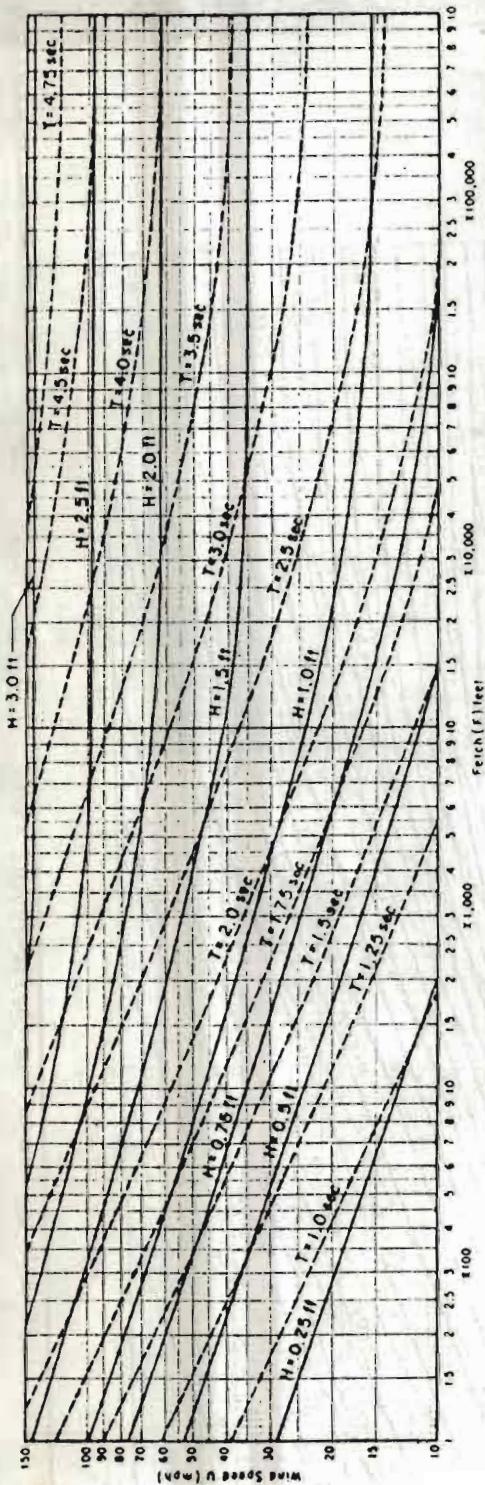


Figure 3-23. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 5 feet.

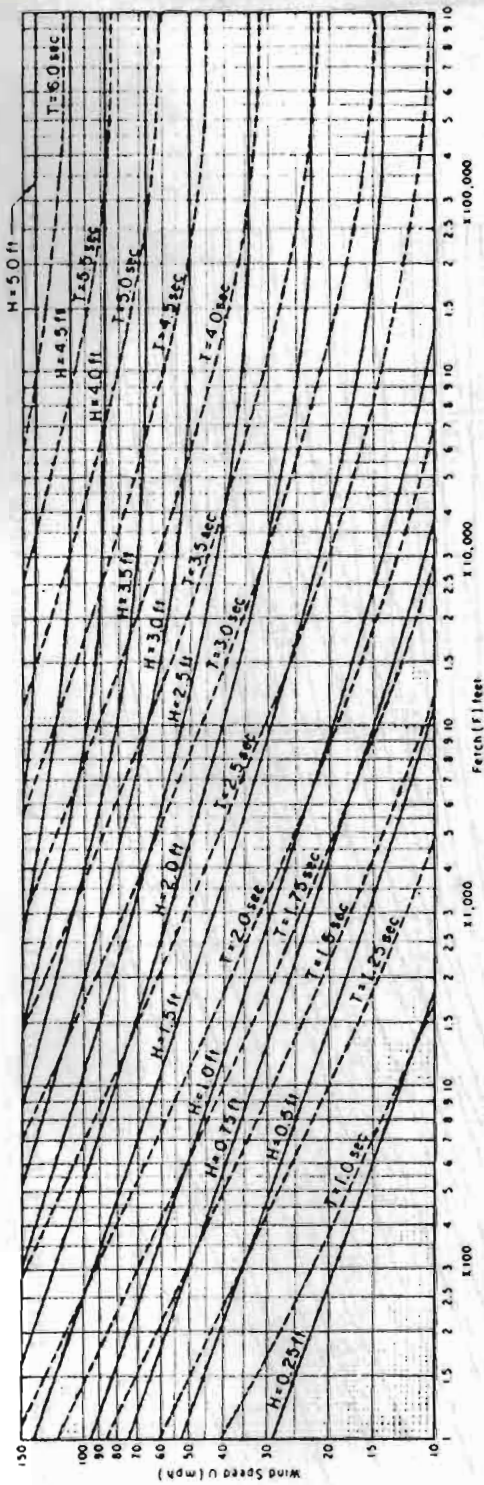


Figure 3-24. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 10 feet.



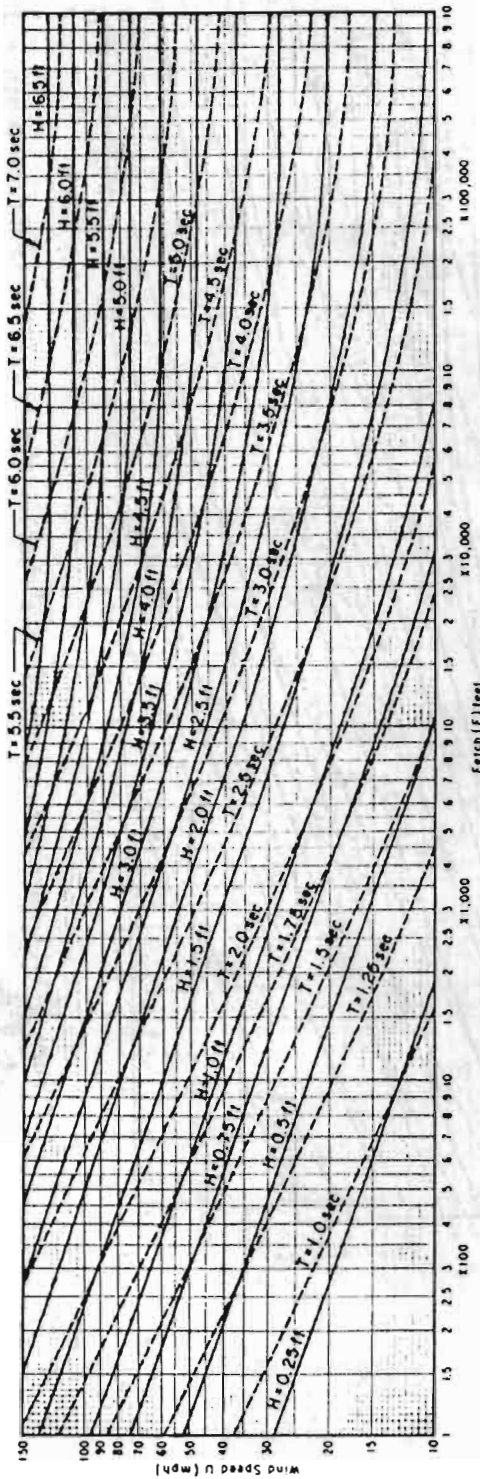


Figure 3-25. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 15 feet.

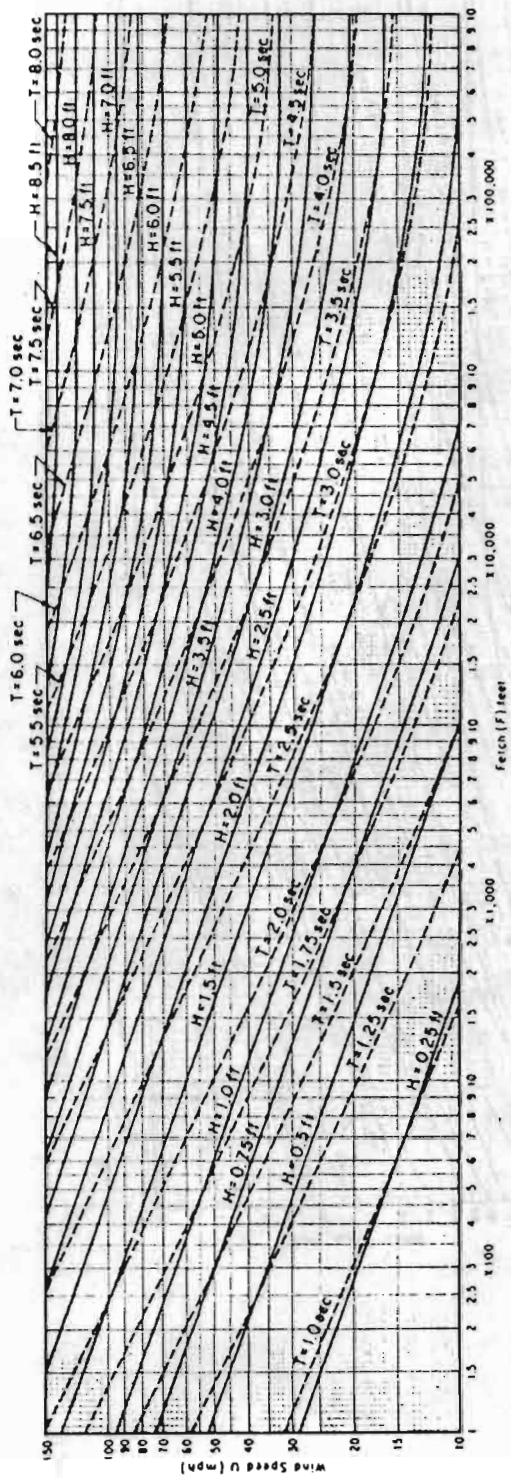


Figure 3-26. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 20 feet.

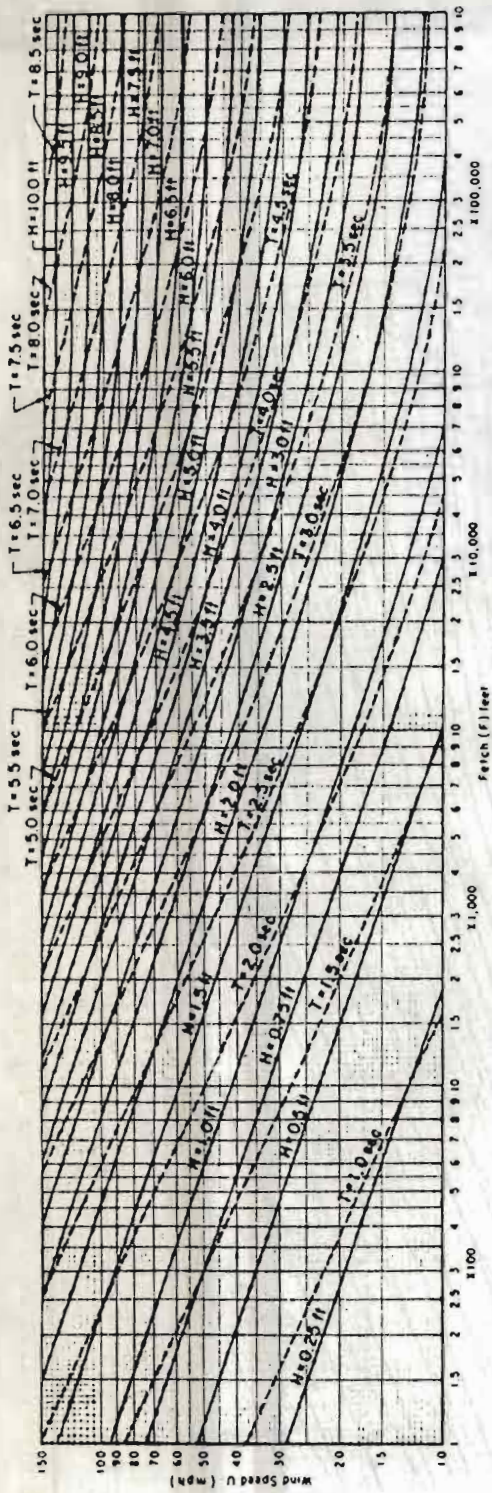


Figure 3-27. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 25 feet.

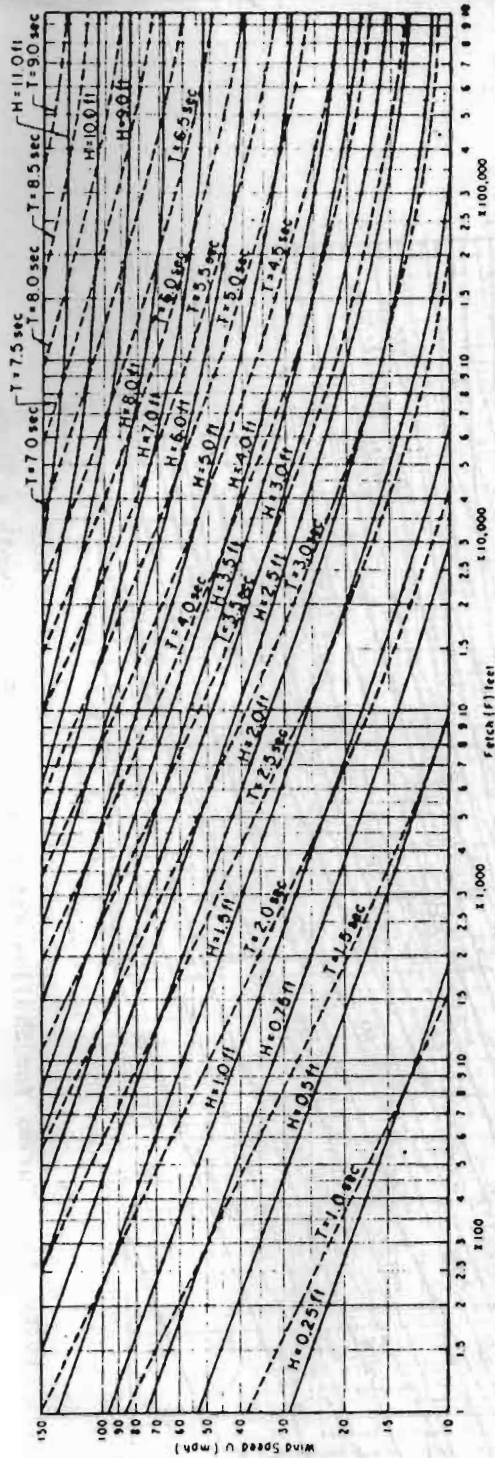


Figure 3-28. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 30 feet.

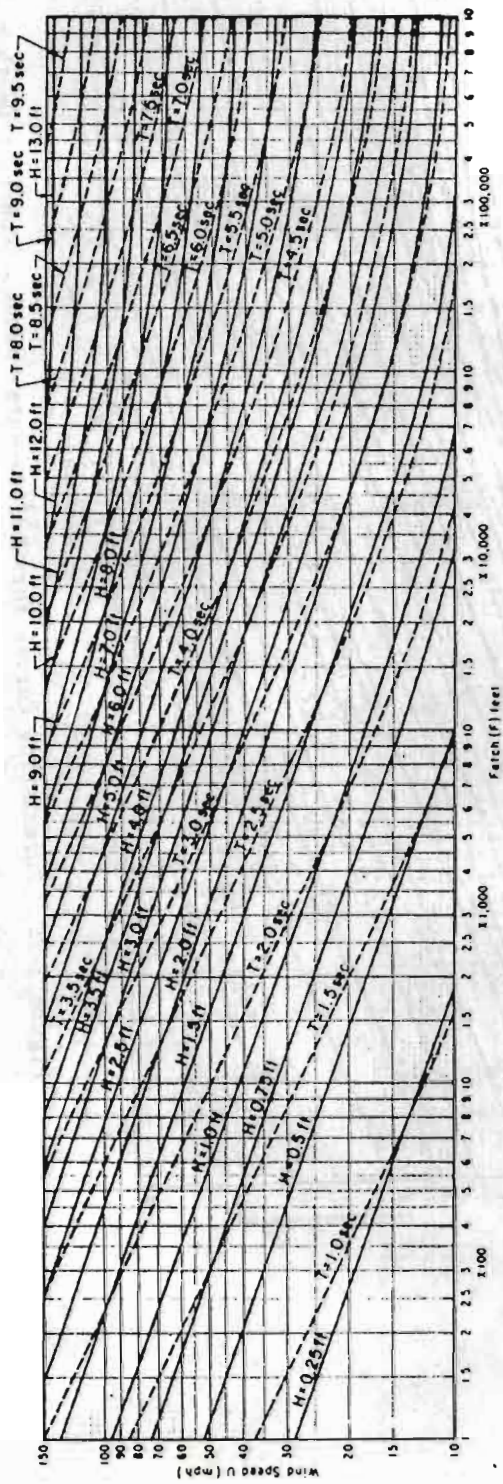


Figure 3-29. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 35 feet.

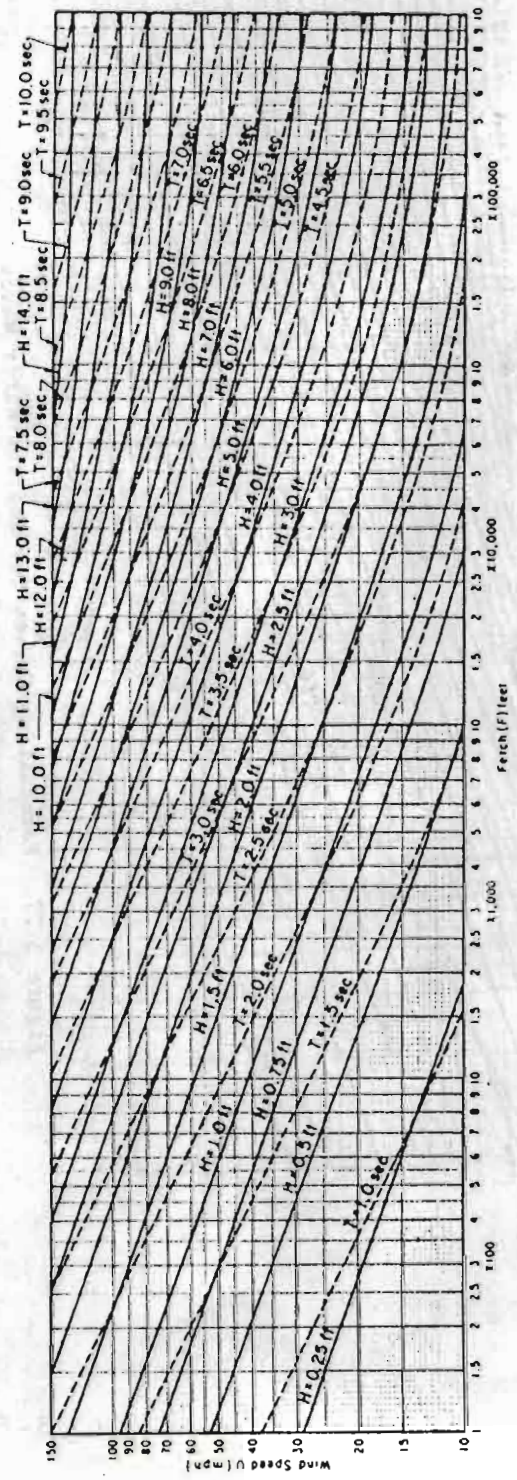


Figure 3-30. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 40 feet.

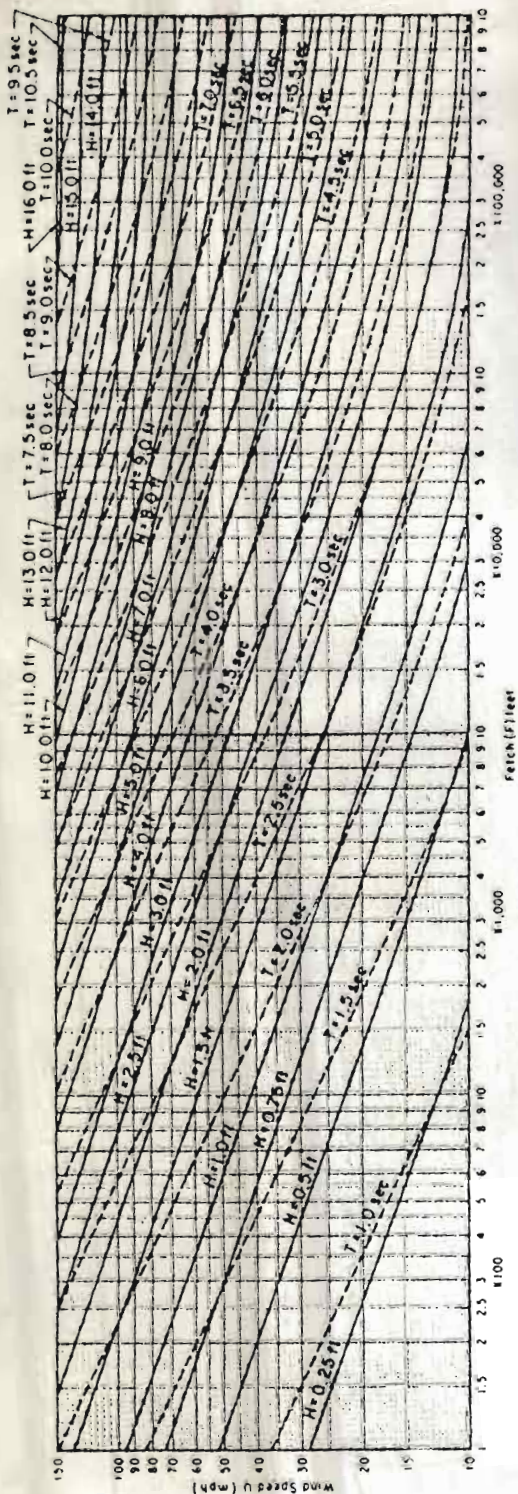


Figure 3-31. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 45 feet.

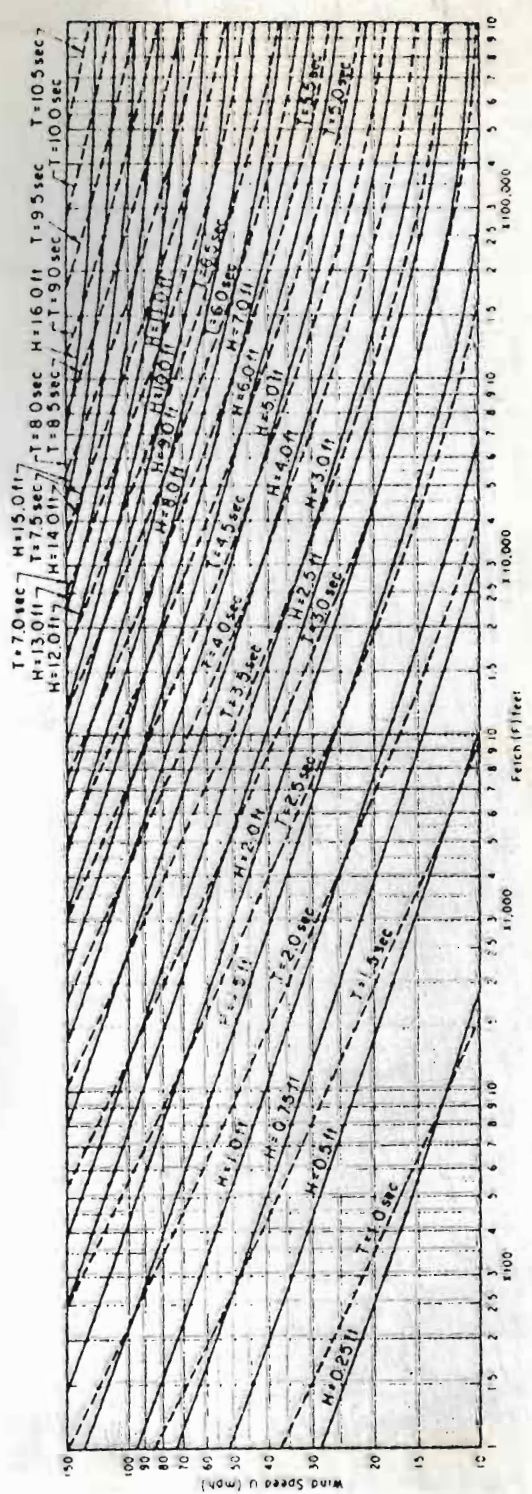


Figure 3-32. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves. Constant Depth = 50 feet.