

HYDRAULIQUE DES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT
DES COURS D'EAU

Rapporteur coordinateur:

M. DIOURI
Chef du Laboratoire Central
d'Hydraulique. LPEE

Rapporteurs:

M. MRIOUEH
Chef du service Hydrologie
DRPE-DAH
M. SBIHI
Ingénieur HP/HM
JamilayAMNAHAKKI
Ingénieur du service O.A.
M.HARTI
Ingénieur du Laboratoire Central
d'Hydraulique. LPEE.

I - HYDROLOGIE.

A - INTRODUCTION: Notion de période de retour.

Le dimensionnement d'un ouvrage d'art implique la fixation de très nombreux paramètres, en fonction du site, des caractéristiques du cours d'eau, du service à assurer.

A l'égard des caractéristiques du cours d'eau et plus particulièrement de ses crues, les paramètres principaux sont ceux qui définissent le débouché offert à l'écoulement, ils sont déjà nombreux côtes de l'intrados, emplacement des culées, nombre, forme et implantation des piles. Ils ont une influence assez forte sur le coût de construction de l'ouvrage.

"Surdimensionné", l'ouvrage pourra assurer avec sécurité l'évacuation des crues exceptionnelles et la permanence de la circulation mais l'investissement sera élevé.

"Sous-dimensionné", l'investissement peut être réduit, mais les interruptions de trafic, les dégâts aux ouvrages seront trop fréquents, voire trop graves. Le risque de ruine sera accru. Ces dommages et risques sont-ils acceptables?

Mettre en balance le coût de l'investissement d'un côté, les dommages et risques de l'autre dans un calcul économique pourrait conduire à l'adoption d'une crue définie par ses caractéristiques d'ailleurs multiples (il s'agit d'un phénomène qui évolue au cours d'une certaine durée) qui servirait de base au choix des paramètres du projet, "la crue de projet", dont l'étude hydrologique aura permis d'apprécier la fréquence (temps de retour).

Précisons d'abord cette notion de temps de retour, la période de retour T d'un événement se définit en théorie comme l'inverse de sa probabilité P .

$$T = 1/P$$

Prenons l'exemple suivant: un observateur placé à la station S, a noté au cours de la période 1901 - 1976 13 pluies journalières de hauteur 60mm; le rapport $13/76 = 0,17$ est la fréquence expérimentale.

Si l'on possédait des observations sur un nombre infini d'années, cette fréquence tendrait vers une limite qui est la probabilité de l'évènement. Ne possédant malheureusement pas de série infinie d'observations, la meilleure estimation possible de cette probabilité rest encore cette fréquence expérimentale inconnue.

D'où le temps de retour de la pluie journalière de 60mm.

$$T = 1/P = 1/0,17 = 5,85 = 6 \text{ ans}$$

Il est important de noter que ce concept n'implique aucune régularité dans le temps: qu'un événement extrême se produise cette année ne change rien au risque, qu'il se produise l'an

prochain plutôt que dans dix ans.

Ainsi une pluie $\geq 60\text{mm}$ ne va pas se produire régulièrement au lieu S toutes les six années; ce temps de retour de 6 ans signifie simplement que sur un grand nombre d'années d'observations, une pluie de 60mm au plus tombera en moyenne 1 fois tous les 6 ans.

B - Critères de choix du temps de retour et évaluation de la charge financière des dommages.

Une telle démarche s'avère hérissée d'embûches et de difficultés, la détermination d'un "optimum" reste problématique. On conçoit que les dommages puissent être d'autant plus élevés et inacceptables que la circulation prévue est forte, que le rôle économique et social de la liaison routière est important. Il en résulte que la " crue de projet " devra être d'autant plus rare. Il est évident qu'on ne va pas considérer une pluie de même fréquence dans le calcul d'un ouvrage de protection d'une route d'intérêt provincial ou communal que dans celui d'un collecteur d'autoroute ou route d'intérêt national reliant 2 pp. Les risques encourus dans le premier cas sont faibles (remise en état du chemin). Alors que dans le second, ils peuvent être graves (aquaplaning pouvant entraîner des accidents mortels) et même catastrophiques (destruction de l'ouvrage, morts,... etc) le choix de T revient donc à trouver un optimum du rapport entre les investissements et les dommages possibles.

Par ailleurs il faudrait maintenir une compatibilité hydraulique sur un itinéraire considéré, soit admettre la submersion de l'ensemble de ses ouvrages soit ne pas l'admettre.

Cependant il peut y avoir des défaillances à la règle pour les raisons suivantes :

- La typologie du lit de l'oued est telle que; une faible augmentation de gabarit implique une variation importante de la portée de l'ouvrage

- L'hydrogramme de la crue en question donne un temps de concentration faible, par conséquent un temps d'interruption du trafic faible.

- La route peut être d'intérêt national, cependant le trafic n'y est pas important, on peut citer l'exemple de la RP.31. Dans ces conditions, on peut admettre la submersion de l'ouvrage.

A cet égard on peut se référer aux indications suivantes:

1 - Les ouvrages hydrauliques de franchissement routier.

- Autoroutes et voies rapides urbaines destinés à collecter les eaux superficielles doivent être dimensionnés pour évacuer les débits de la crue décennale.

- Sous route.

La période de retour de la crue est de 5 ans à 10 ans, suivant l'incidence d'un débordement.

2 - Les O.H permettent le rétablissement des écoulements naturels;

-Sous autoroutes ou routes d'intérêt national ou régional la crue de projet à une période de retour de 100 ans quelle que soit la taille du bassin versant.

-Sous routes d'intérêt provincial ou communal ou rétablissement de liaison.

La crue a une période de retour soit de 100 ans soit 50 ans, elle peut avoir 25 ans pour le P.B.V.

Le dimensionnement de l'ouvrage à partir des éléments de la "crue de projet" laisse donc la possibilité de submersions avec une fréquence et des durées d'autant plus grandes que la fréquence de la "crue projet" est plus grande.

En cas de submersion (qui peut se produire dès l'année de mise en service) la tenue de l'ouvrage (du pont de ses accès...) dépendra des dispositions constructives d' autres paramètres susceptibles d'avoir aussi une influence sur le coût de construction. Là encore une balance serait à faire entre surcoût et dommages éventuels qui peuvent être très lourds : ouvrage emporté. L'acceptation d'un risque relativement mineur (destruction partielle d'un remblai d'accès par exemple) pourra permettre d'éviter la catastrophe.

Aborder donc ce problème de dimensionnement nécessite une prise de conscience correcte des dommages auxquels il faut s'attendre pour un projet donné en un lieu donné ainsi que de leur probabilité d'occurrence. Compte tenu du caractère aléatoire des phénomènes climatiques et des régimes des cours d'eau qui y sont liés, l'occurrence d'un dommage est un événement aléatoire et l'importance du dommage est elle même une grandeur aléatoire.

En ce qui concerne les dommages éventuels il y a bien sûr à considérer ceux qui résultent de l'interruption du trafic routier (ou de la gêne qui peut être apportée) si la chaussée est recouverte par les eaux.

Mais il faut aussi considérer les dommages des ouvrages (destruction partielle ou totale) s'agissant d'événements aléatoires on peut penser qu'il y a une probabilité P pour que la hauteur d'eau (ou bien le débit) Y atteigne ou dépasse une valeur X donnée:

$$\text{Prob} (Y \geq X) = P$$

Il importe d'avoir bien présent à l'esprit:

-Qu'il s'agit de la probabilité de réalisation de "l'évènement" au cours d'une année.

-Et que l'année peut être quelconque ce qui implique que l'on fait l'hypothèse que cette probabilité garde une valeur constante quelle que soit l'année considérée.

Dans ces conditions, on pourra supposer en outre que P est une fonction de X et écrire:

$$\text{Prob} (Y \geq X) = P(X)$$

D'où l'on déduira:

$$\text{Prob} (X \leq Y \leq X + DX) = P(X) - P(X = DX) = - \frac{dp}{dx} DX$$

Définissant aussi une densité de probabilité $\left| \frac{dp}{dx} \right| *$

Cette notion de probabilité d'évènements observés se déduit de la notion de fréquence : rapport du nombre d'années au cours desquelles il y a eu réalisation de l'évènement au nombre de l'années d'observations. Ces fréquences ne sont pas les probabilités : ces dernières résultent d'un certain "lissage" de chiffres de fréquences (hypothèses de permanence et de continuité de la fonction P(x).

S'agissant de dommages éventuels à la fois en occurrence et en valeur, on devra prendre en considération des valeurs probables c'est à dire le produit d'une valeur par une probabilité, ou plus exactement, si comme il arrive, la valeur du dommage n'est pas une constante mais dépend de la grandeur X considérée (hauteur ou débit), l'intégrale D de:

$$D(X) = P(X) dx.$$

où p(x) est la densité de probabilité
D(x) la valeur du dommage en fonction de X.

L'intégrale D doit être prise entre deux valeurs de X, dont l'une X₀ est celle au dessous de laquelle il n'y a pas de dommage (D=0) et l'autre est théoriquement infinie.

Pour le trafic, on obtiendra de cette façon un coût probable ou moyen proportionnel à l'intensité du trafic et à la durée moyenne annuelle d'interruption ou de gêne du trafic. Ce coût dépendra évidemment des possibilités éventuelles de détournement du trafic par une autre voie, ou des possibilités de décalage du trafic (marchandises, personnes, etc...).

Pour ce qui concerne les ouvrages on distinguera les dommages " mineurs " et les dommages "majeurs", ou "caractéristiques". Les dommages mineurs seront évalués par le coût des réparations à effectuer en principe après chaque occurrence sinon les dommages à l'occurrence suivante risquent de n'être plus "mineurs" On aura à évaluer la valeur probable de ce coût comme il a été exposé plus haut.

Le dommage catastrophique est évalué par le coût de

reconstruction de l'ouvrage augmenté de toutes les conséquences sur l'économie de la région ou du pays notamment en raison des perturbations apportées au trafic, perturbations qui peuvent durer plusieurs années. Mais il faudra tenir compte en outre, le cas échéant, des dommages aux personnes et aux véhicules en circulation ainsi que de ceux auxquels pourrait se trouver exposées les constructions ou exploitations riveraines. On obtiendra la valeur probable annuelle en multipliant le montant total ainsi obtenu par la probabilité annuelle d'occurrence de l'évènement.

Ainsi qu'on a pu le remarquer, les remèdes qui conduisent à réduire essentiellement les probabilités d'occurrence, portent sur l'investissement et sur l'entretien des ouvrages, c'est à dire au total une charge financière qui peut être exprimée par :

$$C = iI + E$$

I étant l'investissement relatif à l'ouvrage en cause (limité à la partie susceptible d'être le siège des dommages considérés).

i étant un taux annuel de charge financière qui, même si elle ne se traduit pas par une inscription budgétaire, n'en est pas moins réelle.

E étant le coût de l'entretien annuel (moyen).

Si les dispositions sont prises dans le projet, telles qu'elles puissent effectivement réduire les probabilités d'occurrence, ces dispositions doivent normalement entraîner au moins une augmentation du coût d'investissement par rapport à celui d'un projet pour lequel elles n'auraient pas été appliquées (ce projet étant par ailleurs supposé correctement conçu).

C - Méthodes utilisées pour l'évaluation des crues.

Les différentes méthodes utilisées pour la détermination d'une crue de période de retour T, Q(T), peuvent être classées comme suit:

-Méthodes probabilistes basées essentiellement sur l'analyse des informations passées et leur extrapolation à des fréquences rares. Il s'agit de méthodes basées sur les ajustements statistiques des débits maximums annuels, l'opérateur pluie-débit, soit un modèle simulant les processus physiques de la transformation pluie-débit: il s'agit des méthodes DMP (pluies maximales probables), l'USCS (L'US conservation service) etc...

Trois cas sont possibles:

Nous disposons au site du pont d'une station hydrologique offrant une série de données de débits. Dans ce cas nous pouvons envisager la méthode statistique de l'hydrogramme unitaire, du gradex etc...

Ce cas n'est pas fréquent car il est illusoire de disposer d'une station hydrologique à tout point de projet (routier, hydraulique). Les données ne sont pas suffisantes (en taille et en précision): On utilise les méthodes régionales, et celles basées sur la pluviométrie (rationnelle etc...)

Si les données hydrométriques et pluviométriques font défaut nous vous orienterons vers des méthodes telles que les courbes enveloppes, Maillet, Gauthier, Hapan-Laparerie, Analogie entre bassins.

Cela montre la complexité du problème. Le recours aux enquêtes de terrain pour compléter l'information disponible est indispensable.

1 - Méthodes des courbes enveloppes.

Nous citerons tout d'abord celles utilisées quand toutes les données font défaut. Elles sont basées sur le recensement des plus fortes crues connues.

FORMULE DE GRAEGER

$$Q + C1 (0.386) \quad A.B$$

Avec: S (km^2), $C1 = 130$ (enveloppe mondiale)

$$B = (3.386 \cdot S)^{-0.048}$$

Q = débit de pointe en m^3/s

FORMULE DE DEVERS

FRANCON - RODIER

$$Q = 10^6 \frac{S^{1-K/10}}{10^8} \quad S(\text{km}^2)$$

Contrairement aux précédentes, cette formule est très utilisée au Maroc. Actuellement nous possédons une bonne connaissance de la variation du facteur K en fonction des régions (4 à 5). Il est important de noter que ces formules n'attribuent pas de fréquence au débit. Mais nous considérons, du moins pour la dernière, que le débit obtenu est le maximum que nous puissions redouter en un site donné.

MALLET ET GAUTHIER

Cette méthode a été fréquemment utilisée par les projeteurs routiers au Maroc. Elle est difficile à utiliser étant donné l'incertitude qui pèse sur la connaissance de certains facteurs : A et K . Elle se présente sous la forme:

$$Q(T) = 2K \log(1 + AH) \frac{S}{\sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}$$

avec: $Q(T)$ = débit de pointe de période de retour T (m^3/s)
 H = total pluviométrique annuel (m)
 S = Superficie du bassin versant (km^2)
 L = Longueur de Thalweg.

Il est évident que la grande dispersion des valeurs de K et de A fait que l'on ne saura jamais quelle est la valeur de $Q(T)$ la plus vraisemblable: deux projeteurs différents aboutiront certainement à des estimations différentes.

Pour pallier à cette insuffisance, HAZAN et LAZAVERIC ont proposé en 1967 une méthodologie basée sur les crues passées. La méthodologie est bonne mais souffre cependant de la faiblesse de la taille de l'échantillon utilisé, et il semble que cette méthode sous estime les crues.

2 - Etude fréquentielle des débits.

Cette méthode requiert tout d'abord une analyse statistique des données.

Deux facteurs entrent en jeu, la représentativité de la série considérée, ensuite le choix de la loi de probabilité. Plusieurs études menées au Maroc ont montré que la loi Gamma incomplète et la loi Gumbel conviennent, avec un léger penchant pour la première, aux maximums annuels.

Après ajustement nous obtenons une extrapolation des débits vers des fréquences rares (c'est à dire fortes périodes de retour)

Les fonctions de répartition de ces deux lois sont:

Gumbel

$$F(X) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\theta}{a}\right)}}$$

$$\text{avec: } a = \frac{\sqrt{6}}{\pi} = 0,78 \sigma$$

$$Q = m - \gamma a \quad (\gamma \text{ nombre d'Euler} \approx 0,577)$$

"a" est appelé gradex, m et θ respectivement moyenne et écart-type.

Gamma incomplète

$$F(X) = \int_0^{\infty} \frac{1}{\Gamma(\lambda)} e^{-\frac{x}{\xi} \left(\frac{x}{\xi}\right)^{\lambda-1}} \frac{1}{\xi} dx$$

$$\xi = \text{paramètre d'échelle} = -\frac{\sigma^2}{m^2}$$

$$\lambda = \text{paramètre de forme} = \frac{m^2}{6^2}$$

3 - Méthode du Gradex

Cette méthode repose sur le fait que au - delà des plus fortes crues qui ont pu être observées ex quelques dizaines d'années sur un bassin versant, tout supplément de pluie provoquera un supplément égal de ruissellement.

Il en découle que les fonctions de répartitions des pluies extrêmes et de débits extrêmes sont parallèles.

-Etude du gradex des pluies maximales.

C'est donc une méthode hydropluviométrique. Elle nécessite une étude statistique des pluies maximales $P(t)$ annuelles ou saisonnières. Les $P(t)$ suivent généralement la loi de Gumbel, la droite de Gumbel a pour pente (t) appelée "Gradex"

Cette droite s'écrit: $p = p_0 + g n(T)$

-Etude du Gradex des $Q_{\max}$

Le gradex des écoulements $R(t)$ est égal par définition au gradex des pluies, $g(t)$

Le gradex pour les débits moyens $\bar{Q}(t)$ est :

$$g\bar{Q}(t) = \frac{1}{3,6xt} g(t)$$

Pour passer du débit moyen au débit maximal $Q_{\max}$, on utilise la valeur moyenne du rapport $K = \frac{Q_{\max}}{\bar{Q}(t)}$ mis en évidence sur les crues observées. D'où:

$$g_{Q_{\max}} = \frac{1}{3,6} \frac{S}{t} g(t) K(t)$$

Le plus souvent le temps, caractéristique t , utilisé est d'une, deux, quatre, six ou douze heures.

$$t_c (h) = \frac{4 \sqrt{s} + 1,5L}{0,8 \sqrt{h}}$$

.S en km^2

.L en km = longueur du Talweg principal

.h = altitude moyenne du bassin (m)

La difficulté majeure que nous rencontrons lors de l'application.

La méthode du gradex aux petits bassins non mesurés c'est la définition et la détermination exacte du seuil Q_0 du débit au delà duquel l'extrapolation est permise.

En effet les auteurs de la méthode préconisent un débit décennal. Cela n'est pas toujours valable au Maroc. Si pour le bassin de l'Ouergha nous adoptons la même définition, cela n'est pas valable sur les bassins karstiques et perméables de l'Oum er Rebja. Une approche plus féconde a été tentée. Elle introduit la notion de seuil de ruissellement, beaucoup plus objectif. Dans tous les cas il faut disposer de quelques années de mesures directes de débit sur le bassin. Cette contrainte nous oblige souvent à renoncer à cette méthode. Nous nous orientons vers des méthodes telle que la méthode rationnelle.

4 - Méthode rationnelle.

Cette méthode s'applique uniquement aux bassins dont la superficie n'excède pas 150 m². Elle suppose que le débit de pointe de ruissellement ne peut être observé à l'exutoire d'un bassin versant que lorsque la surface totale S y contribue. C'est à dire sous l'effet d'une averse uniforme d'une durée égale au temps de concentration etc... du bassin.

Elle s'écrit:

$$Q(t) = K \cdot I(t_c, T) \cdot C \cdot S \cdot \Phi(1)$$

.K dépend des unités choisies, est un facteur de correction prenant en compte divers effets comme celui de la distribution spatiale de la pluie etc...

.I(t_c, T) est l'intensité moyenne de pluie tombée sur le bassin au cours de la durée t_c et de période de retour T.

.C représente le coefficient de ruissellement.

La formule (1) est réduite en ce qui nous concerne à :

$$Q_{\max}(T) = C \cdot I(t_c, T) \cdot \frac{S}{3,6}$$

Sous cette forme le modèle suppose:

.que la transformation pluie-débit est linéaire c'est à dire que l'ensemble des pertes peuvent être traduites par un simple coefficient C.

.qu'une averse de période de retour T engendre une crue de même période de retour.

Dans la pratique, après le choix de t_c (=1h, 2h, ..., 12h), on calcule l'intensité moyenne de pluie.

Le plus souvent nous ne disposons que des pluies de 12 heures et 24 heures. Nous établirons des ajustements statistiques sur les pluies maximales en 12 ou 24 heures. Le passage aux pluies maximales pour t_c se fait en appliquant la relation:

$$\frac{P(t_1, T)}{P(t_2, T)} = \left(\frac{t_1}{t_2} \right)^{b(t)}$$

Enfin le coefficient de ruissellement doit être bien choisi en fonction de la fréquence de l'averse, et de la géologie du bassin.

Généralement en se plaçant dans le contexte hydraulique régional nous arrivons à le cerner de manière précise.

5 - Autre méthodes.

Plusieurs méthodes peuvent également être utilisées pour l'évaluation des débits de pointe. Nous citerons la méthode S.C.S (soit conservation service) et l'hydrogramme unitaire. L'inconvénient de ces méthodes est qu'elles doivent d'abord être calées sur des bassins expérimentaux (S.C.S) ou disposer de données suffisantes (H.U°.

Enfin nous insisterons sur le fait que tous les résultats des études de crues doivent être confrontés aux données recueillies sur le terrain. D'où la nécessité de mener des enquêtes de crues auprès des riverains. L'expérience a montré que les renseignements précieux nous permettent de connaître avec précision les débits de pointe, du moins jusqu'à la fréquence cinquantenaire . C'est donc une opération indispensable quel que soit le pont, grand ou petit. Ceci est d'autant plus justifié que le calage des plus hautes eaux est indispensable.

D'autres méthodes faisant intervenir les rapports de superficies peuvent être utilisées:

$$Q_1 = Q_2 \left(\frac{S_1}{S_2} \right)^\alpha$$

D'autres sont sous forme:

$$Q = \alpha S^\beta$$

Le calage des paramètres est celle qui a été généralisée sur le bassin du Sébou par la DRCR, la procédure poursuivie est la suivante pour des superficies inférieures à 500 km²:

$$Q(t) = a(T) S b(T)$$

A la base des données recueillies sur plusieurs stations hydrologiques du bassin de l'oued Sebou, une corrélation a été recherchée entre $Q(T)$ et S . Le calcul a été mené pour $T = 100$ ans.

Par la méthode des moindres carrés on a déterminé $a(T)$ et $b(T)$, il s'est avéré que le paramètre $b(T)$ est constant, soit b le paramètre $a(T)$ varie selon la fréquence, la superficie, l'altitude etc...

Une régionalisation de $a(T)$ a abouti à deux cartes d'Isovaleurs de a pour $T = 10$ ans et $T = 100$ ans.

Cet outil simple ne requiert de la part du projeteur qu'un planimétrage pour déterminer S et une lecture sur les cartes de

la valeur correspondante de $a(T)$. Cet outil n'est cependant pas utilisable pour des bassins dont la superficie dépasse 500 km². Il est recommandé dans ce cas de mener une étude hydrologique appropriée.

D - Détermination des plus hautes eaux.

Le calage du tablier du pont exige la connaissance du niveau de la cote maximale atteinte lors du passage de plus forte crue. Ce paramètre est fondamental surtout pour les ponts non submersibles.

A défaut de données disponibles, il faut recourir aux enquêtes sur le terrain avec:

- Nivellement du profil en long. Si on ne dispose pas de moyens pour connaître la pente de la ligne de charge, J, (traces de crues visibles), on se contente de la pente du fond de lit, I.

- Nivellement de quelques profils en travers.

Une équation de DEBORD, de Manning-Strick nous permettent de bien cerner le comportement des courbes de remous au site de l'ouvrage pour un débit déterminé.

E - Quelques éléments d'hydraulique des ouvrages de franchissements routiers.

Nous avons vu que l'étude hydrologique aboutit à la définition de la crue du projet. L'étude hydraulique doit définir comment cette crue franchira l'ouvrage. En effet le passage d'une crue au droit d'un pont a pour conséquence:

- Un réhaussement du niveau d'eau en amont du pont: c'est le phénomène de remous.

- Une accélération au niveau du rétrécissement pouvant provoquer des affouillements mettant en danger le pont.

Le débit Q étant connu, celui-ci sera véhiculé par le lit de l'oued. Il est nécessaire de voir la contribution à l'évacuation du lit majeur s'il existe. En effet ce dernier peut être capacitif ou actif. Dans ce dernier cas il est souvent fait appel à une modélisation mathématique ou physique d'écoulement selon que le cours d'eau est régulier ou non.

La modélisation aboutit en fin de compte à une représentation de l'écoulement entre lit mineur et lit majeur (champ d'inondation).

Si l'écoulement est uniforme, cas généralement réalisé quand le lit est régulier au voisinage de la section du futur pont, on peut connaître la répartition du débit Q entre lit mineur et lit majeur, en utilisant par exemple la méthode hydraulique de DEBORD qui consiste à :

.Une évaluation du coefficient de Strickler mineur, k_m

$k_m = Q / (SRH^{2/3} I^{1/2})$ RH = rayon hydraulique, I = pente de la ligne de charge.

.Une évaluation du coefficient de Strickler majeur K_m pour la ligne d'eau maximale de la plus forte crue. Le coefficient K_m est recherché par itération pour satisfaire la loi DEBORD qui s'exprime ainsi.

$D_e = Q / I^{1/2}$ = est la délitance équivalente de l'ensemble lit mineur et lit majeur.

$$D_e = k_m \cdot A \cdot S_m \cdot RH_m^{2/3} = K_m \sqrt{S_m^2 + S_m \cdot S_M (1 - A^2)} \cdot RH_M^{2/3}$$

(l'indice m est relatif au lit mineur et M au lit majeur)

$$\text{avec } A = A_0 = 0,9 \left(\frac{k_m}{K_M} \right)^{1/6} \quad \text{si } r = \frac{R_{HM}}{R_{Hm}} \geq 0,3$$

$$A = \frac{1 - A_0}{2} \cos \frac{\pi r}{0,3} + \frac{1 + A_0}{2} \quad \text{pour } r < 0,3$$

.Recherche de la côte maximale par application de cette loi
.Répartition du débit de la crue de projet/

$$n = \frac{Q_m}{Q_M} \quad \text{et} \quad Q_M = \frac{Q}{1 + n}$$

F - Aperçu sur les P.O.H.

Nous englobons dans la dénomination " petits ouvrages " les ouvrages constitués par les dalots et les buses et les R.S, qu'ils servent au franchissement des cours d'eau ou à l'assainissement et les différencions des "grands ouvrages" que sont les ponts, les R.S.S. Les méthodologies pour l'étude de ces diverses catégories étant, en effet, totalement différentes.

Les conditions hydrologiques, hydrauliques, topographiques, géotechniques et économiques particulières à chaque petit ouvrage font de chaque cas un cas d'espèce et le choix du type d'ouvrage est rarement immédiat. Il convient par conséquent de passer rapidement en revue les conditions générales d'utilisation de chacun des types d'ouvrages.

Les buses

Les buses sont constituées par un corps composé de conduites (en général circulaires) placées sous remblai et pouvant être construites selon des techniques différentes, dont on distingue:

-Utilisation de tuyaux préfabriqués, en béton;

-Utilisation de tuyauteries métalliques constituées par un ensemble d'éléments métalliques, en général de surface ondulée (type AMRCO).

-Bétonnage des conduites sur place, utilisant des coffrages circulaires.

Les buses sont utilisées exclusivement dans des sections où l'on dispose d'une épaisseur suffisante de remblais (un minimum de 0,80m de remblai est nécessaire au dessus de la buse) et peuvent être utilisées avec des hauteurs de remblais élevées.

Dans le cas des buses métalliques, cette hauteur de remblai admissible est fonction de l'épaisseur de la buse, les constructeurs fournissent les tableaux donnant ces limites d'utilisation.

Afin de permettre le nettoyage ou le curage des buses qui risquent souvent d'être obstruées partiellement par les dépôts de sédiments et de pierres charriées par les eaux, il est conseillé de ne jamais adopter de diamètres inférieurs à 0,8m.

Les débits admissibles sont donc variables et peuvent être très élevés dans le cas d'une batterie de plusieurs buses de grand diamètre quand la topographie du site permet un tel dispositif.

Les dalots

Ils sont en béton armé et présentent une section rectangulaire ou carrée.

Les dalots sont des ouvrages sous chaussée qui ne nécessitent aucun remblai : une circulation à même la dalle peut être envisagée moyennant des précautions lors de la construction, ils ne peuvent en général admettre qu'une faible épaisseur de remblai (de l'ordre d'un ou deux mètres), à moins d'être spécialement calculés pour les surcharges. Ces remblais sont à proscrire si la chaussée doit être revêtue.

Trois types de dalots sont couramment utilisés:

-Les dalots ordinaires constitués de piédroits verticaux fondés sur semelles ou radier général et sur lesquels repose une dalle en béton armé.

-Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé (cadre).

-Les dalots portiques analogues aux dalots cadre mais sans radier (piédroits verticaux fondés sur semelles).

Les dalots sont en général adoptés pour les débits élevés (dépassant $10\text{m}^3/\text{s}$). Une batterie de buses pourrait cependant être de coût moins élevé que le dalot; une rapide comparaison du coût de deux ouvrages est nécessaire pour arrêter la décision, si d'autres contraintes (par exemple plus grands risques d'obstruction des buses par branchages et souches en zone boisée) ne viennent écarter d'office l'une des deux solutions.

Les radiers

Les radiers submersibles ordinaires et évidés permettent le franchissement des oueds et châabas en basses eaux, les radiers ordinaires sont submersibles pour tout débit du cours d'eau, par contre les radiers évidés permettent le passage sous l'ouvrage d'un débit minimal déterminé.

Les radiers ordinaires sont utilisés pour la traversée des oueds qui restent à sec pendant une partie importante de l'année.

Les radiers évidés sont utilisés lorsque le cours d'eau a un faible débit mais non nul pendant une grande partie de l'année et un débit très élevé lors des crues et il est fonction aussi de l'importance du trafic local. Les radiers submersibles évidés sont prévus avec buses de '-' et '&''.

G - Méthodologie du dimensionnement des radiers. Aspects économiques.

Le franchissement d'une rivière par un radier est moins coûteux que le pont, mais il présente un inconvénient majeur: le trafic est interrompu lors des crues. La cause de l'interruption est souvent la hauteur d'eau sur la chaussée. Par ailleurs, à ce niveau d'eau peuvent correspondre des vitesses prohibitives.

On admet en général une hauteur d'eau maximale admissible de 0,40 pour une voiture légère et 0,60m pour un camion.

Pour ces niveaux, la vitesse d'écoulement ne doit pas dépasser 1,5m/s.

Aspects économiques.

Une étude du trafic routier sur l'axe concerné doit être entreprise afin d'évaluer les conséquences économiques d'une coupure de la route.

On attachera surtout de l'importance à l'arrêt des poids lourds qui transporteront des denrées périssables, des matériaux industriels à transporter, du combustible nécessaire au bon fonctionnement d'une usine etc... Les ennuis pour les véhicules légers peuvent avoir d'autres répercussions: les personnes transportées ne peuvent se rendre à leur lieu de travail, d'où arrêt momentané de la production.

Les incidences d'une interruption de trafic doivent être évaluées de manière détaillée, ce qui permettra d'établir une courbe $P = f(t)$ représentant les pertes du revenu national en fonction de la durée d'interruption du trafic.

Géné la courbe $P = f(t)$ sera nettement croissante à partir d'une durée de submersion limite t_L .

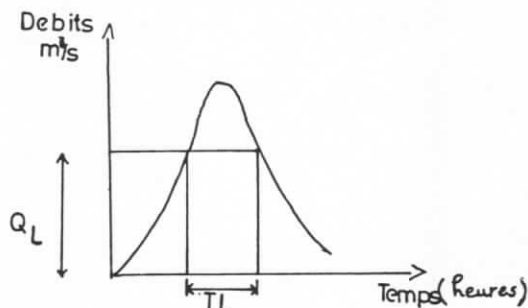
Une évaluation sommaire des risques courus par une submersion de la route entraînant un arrêt de trafic peut permettre d'exclure la solution radier ou de choisir un radier busé permettant le passage des crues fréquentes .

Ces conditions étant remplies nous nous placerons dans le cas de la crue de projet et nous examinerons les durées de submersion correspondantes.

Méthodologie de dimensionnement.

L'étude hydrologique permet de déterminer la forme de l'hydrogramme de la crue de projet.

Ayant défini un temps limite d'interruption du trafic T_L , on en déduit alors le débit qui sera dépassé au plus pendant ce temps limite.



Ce radier devra être dimensionné de telle façon qu'à Q_L correspondra une hauteur d'eau H_{AML} reste inférieure à la limite fixée à 1,5m/s pour Q_L .

Rappelons qu'on pourra prendre $V_L = Q/SL$, SL étant la section d'écoulement correspondant à H_{AML} sur le radier.

II - AFFOUILLEMENT;

A - introduction.

L'affouillement d'un lit d'oued fait partie d'un phénomène plus général le transport solide qui rassemble l'ensemble des problèmes physiques ou mécaniques liés à l'érosion, la mise en suspension, le transport, la sédimentation, le dépôt des matières solides par un écoulement fluide, pouvant aller jusqu'à la destruction des obstacles mis en place (piles, culées, remblais, protection des berges etc...).

Il existe deux formes d'affouillement du lit de l'oued qui se distinguent l'une de l'autre:

-Affouillement général qui n'est pas conditionné par la présence d'un ouvrage.

-Affouillement local autour d'un obstacle interceptant l'écoulement.

L'affouillement total est la somme de ces deux formes d'affouillements.

B - Affouillement généralisé et évolution générale du lit d'oued.

La stabilité d'un lit d'oued résulte de l'équilibre entre sa capacité de transport solide définie par son débit et l'apport solide de son bassin versant défini par un débit déterminé. Le lit d'oued change sa position et sa pente suite à une modification de l'un de ces deux paramètres. Ce changement peut avoir une cause naturelle ou introduite par des activités humaines:

-érosion à l'aval de barrage dûe à l'interception du transport des sédiments.

-extraction, dragage des matériaux des lits d'oueds

-crues etc...

Pour les cours d'eau instables en plan, l'ingénieur s'intéresse surtout à éviter les divagations du lit particulièrement préjudiciables à l'implantation de tout ouvrage. Pour ce faire il est amené à opérer des méthodes de correction ou de fixation des berges. Ces méthodes s'appuient sur divers procédés allant de l'utilisation des digues, épis, tenons aux dragages ou à l'utilisation de panneaux de fonds. Chaque cours d'eau constitue alors un cas spécifique. Il importe de signaler ici qu'une action locale de petite envergure ne peut apporter qu'une stabilité temporaire du lit, mais à la faveur de circonstances exceptionnelles, l'oued réussira presque inéluctablement à contourner les dispositifs.

Pour les cours d'eau stables en plan, le profil en long du lit peut évoluer suite aux sollicitations hydrodynamiques d'une crue. Divers hydrauliciens sont penchés sur le calcul de l'affouillement en cours de passage de la crue. Les formules tirées de la théorie du régime sont de la forme:

$$h = k q^{6/7} d_{50}^{2/7}$$

h : tirant d'eau de la crue

q : débit unitaire de la crue

d₅₀ : diamètre moyen des matériaux du lit

k : coefficient dépendant du frottement sur le lit et de la densité des matériaux sous l'eau.

Nous citons à titre d'exemple deux formules trouvées expérimentalement par LEVI et CONDOLIOS:

$$\text{LEVI} \quad h = 0,234 \quad q^{5/6} \quad d_{50}^{-1/4} \quad (\text{MKS})$$

$$\text{CONDOLIOS} \quad h = 0,177 \quad q^{7/8} \quad d_{50}^{-3/16} \quad (\text{MKS})$$

1 - Affouillement local.

Deux éléments peuvent être implantés dans le lit d'un fleuve et engendrer des affouillements lorsque les matériaux y sont sujets. Ce sont les culées d'une part et les piles d'autre part.

a - Piles.

L'affouillement autour d'une pile est créé comme chacun le sait par une nappe tourbillonnaire en forme d'un fer à cheval qui prend naissance suite à la déviation des filets liquides par cette pile. D'après un grand nombre d'études et d'essais sur modèle réduit, on a constaté que l'affouillement autour d'une pile varie considérablement avec la forme de son fût. Une forme hydrodynamique diminue la turbulence de l'eau et par conséquent l'affouillement localisé. Une attention particulière doit donc être attachée à la forme des piles lors de la conception d'un ouvrage de franchissement.

La détermination de profondeur maximale d'affouillement a fait l'objet de nombreuses recherches. Pour une pile de diamètre D et un matériau de fond, de granulométrie uniforme d, placée dans un écoulement de tirant d'eau h, la profondeur d'affouillement maximale P_m serait de la forme:

$$\frac{P_m}{D} = f\left(\frac{d}{D}, \frac{h}{D}\right)$$

Pour un écoulement fluvial, la totalité des auteurs s'accordent à constater que le paramètre h/d caractérisant la profondeur de l'écoulement n'a plus d'influence au delà d'une valeur de l'ordre de 2. Pour les faibles profondeurs d'eau, des études expérimentales ont montré que l'affouillement maximal susceptible d'être atteint pour une pile de forme quelconque est de l'ordre de 2,6D. Cependant il importe de penser à divers phénomènes spéciaux capables de modifier de façon notable l'affouillement autour d'une pile:

-L'amoncellement de corps flottantq à l'amont d'une pile, qui augmente ses dimensions.

-Les effets des crues qui peuvent engendrer des affouillements particulièrement importants en raison des conditions non permanentes du transport solide.

-Les dunes et bancs de sable déposés en amont, qui peuvent changer l'angle d'attaque. Cette déviation du courant liquide peut s'accompagner d'une augmentation considérable des affouillements. Pour cette raison on recommande d'utiliser des piles à flûts circulaires lorsque l'écoulement est oblique.

Notons cependant que des recherches effectuées par EDF laissent penser que pendant le passage d'une crue, l'affouillement autour des piles est de l'ordre de la hauteur de crue à partir du niveau normal du lit.

b - Culées.

L'affouillement dû aux culées n'a pas fait l'objet jusqu'à présent d'étude approfondie. La raison en est vraisemblablement que la plupart des accidents de ponts ont été causés par la ruine des piles. Il revêt un caractère complexe à analyser. En effet il englobe deux types d'affouillements:

-L'ensemble des deux culées provoque un rétrécissement du lit d'où un rehaussement des vitesses d'écoulement et une érosion dans la section rétrécie.

-Au pied de chaque culée se crée un chapelet de tourbillons qui engendre un cône d'affouillement local.

En général il est bien difficile de distinguer ces deux composantes de l'affouillement. Comme pour les piles le paramètre qui intéresse au premier chef le projeteur est la profondeur maximale susceptible d'être atteinte au pied d'une culée. Il faut noter qu'il n'existe pas une liste des paramètres influant cet affouillement qui rallie tous les suffrages des chercheurs. Cependant la théorie du régime fournit des formules du type:

$$h = k q^{2/3} d_{50}^{-1/6}$$

h : tirant d'eau au pied de la culée

q : débit unitaire en amont du pont

d₅₀ : diamètre moyen des matériaux de fond

k : coefficient dépendant de la géométrie de la culée.

D'autres formules ont été élaborées à ce propos. Nous citons celle d'Izzard et Bradley (voir 7th hydraulics conférence IOWA 1958.

$$h = 2,1 q_1^{2/3}$$

où q₁ est le débit unitaire dans la section rétrécie.

C - Aperçu sur les méthodes d'évaluation de l'affouillement dans les études nationales.

Une investigation a été lancée par le LPPE pour inventorier et synthétiser les différentes méthodes utilisées au Maroc pour estimer l'affouillement au droit des ouvrages de franchissement routier.

A travers cette investigation, on peut dégager les conclusions suivantes :

-Dans la plupart des cas on considère que les couches possédant des caractéristiques mécaniques médiocres sont susceptibles d'être érodées ou encore sont susceptibles de perdre toute consistance mécanique vis à vis des sollicitations de la dynamique d'une crue. En conséquence si le bed - rock n'est pas profond, par mesure de sécurité on estime que la profondeur d'affouillement est donnée par l'épaisseur des couches sus-jacentes.

-Dans le cas où les sondages et les reconnaissances effectués révèlent que le bed - rock est très profond, on procède au calcul de la profondeur d'affouillement au moyen des formules classiques. Parmi elles nous citons deux qui sont fréquemment utilisées:

$$h = 0,217 \ q^{6/7} \ d_{50}^{-2/7} \quad (\text{formule dite du LPPE})$$

$$h = 0,73 \ q^{2/3} \ d_m^{-1/6}$$

q : débit unitaire

h : tirant d'eau au moment du passage de la crue

d₅₀ : diamètre moyen des matériaux de fond

d_m : diamètre minimum des matériaux.

L'affouillement ainsi calculé est supposé englober ces deux composantes. A savoir l'affouillement local et l'affouillement généralisé. Mais il importe de signaler que le projeteur marocain s'affronte à plusieurs difficultés:

-La méconnaissance de la valeur de la crue. En général le site destiné à recevoir l'ouvrage n'a pas fait l'objet de mesures hydrométriques.

-Il n'existe pas de formule donnant l'affouillement qui a été calée ou corroborée par des essais expérimentaux sur un oued Marocain.

Remarquons que le projeteur Marocain ne procède jamais à un calcul fin et détaillé de l'affouillement en examinant séparément l'affouillement généralisé, l'affouillement localisé autour des piles et l'affouillement localisé autour des culées.

D - Protection des piles et des culées.

Protection des piles.

La forme de la pile étant conçue de manière hydrodynamique pour minimiser les affouillements, des dispositions supplémentaires peuvent être envisagées pour assurer la stabilité de la fondation. Le coût est le critère principal qui permet de décider de l'opportunité de ces dispositions.

Les principaux dispositifs de protection expérimentés qui ont abouti à des résultats satisfaisants:

- Un caisson autour de la pile arasé sous le niveau moyen des fons.

- Des structures additionnelles comme de petites piles placées en amont de la pile proprement dite.

- et enfin des tapis d'enrochements.

Le projeteur se heurte à des difficultés atroces lorsqu'il veut mettre en application l'un des deux premiers dispositifs. En effet il n'existe pas de lois générales pour dimensionner ces structures. Quant à la troisième solution le dimensionnement s'effectue par le biais de la vitesse maximale enregistrée au pied de la pile. Cette vitesse est le double de la vitesse moyenne de l'écoulement pendant le passage de la crue de projet.

Protection des culées

Il existe trois types de dispositifs pour la protection des culées:

- Tapis d'enrochement

- Panneaux de fond

- Murs guideaux

A part la première structure il n'existe pas de lois générales pour dimensionner ces dispositifs.

E - Cas d'accidents de ponts.

Pont sur MOULOYA à MELKALOUIDANE

Le lit de l'oued est formé par une couche d'alluvions de 14 cm d'épaisseur reposant sur des marnes. Le diamètre moyen des alluvions est de l'ordre du cm. Le débit maximal observé est de 7200 m³/s le 27 mai 1963, pour une largeur du lit de 110m. La profondeur d'affouillement correspondant à ce débit est de l'ordre de 25m.

Un pont construit sur ce site a été détruit en 1956, malgré que ses fondations ont été fichées dans les marnes profondes. Deux explications peuvent être données à cette ruine:

- *La superstructure a été entraînée par les forces de l'écoulement.

- *Il se peut que l'on n'ait pas tenu compte dans l'estimation du taux de travail des efforts horizontaux, de l'éventuelle disparition des alluvions.

Pont sur l'oued SOUSS à AIT MELLOUL

La crue centennale au niveau de ce site est de l'ordre de 3300m³/s. Le pont a été construit en 1939 d'une seule travée de 70,5m de débouché linéaire. Il a été fondé à 6m environ sous le niveau du terrain naturel. Le diamètre moyen des matériaux constituant le lit est de l'ordre de 5mm.

Le 16 février 1956, ce pont a été détruit à l'occurrence d'une crue de $1150\text{m}^3/\text{s}$. Cette crue est proche de la décennale estimée à $1500\text{m}^3/\text{s}$. La ruine de l'ouvrage est survenue à la suite de basculements vers l'amont de sa culée RD. Notons que les hauteurs d'affouillement correspondantes à la crue décennale ($1500\text{m}^3/\text{s}$) et à la crue de destruction ($1150\text{m}^3/\text{s}$) sont respectivement: 13m et 10.5m.

F - Exemples de procédés expérimentaux de mesure d'affouillement in situ.

1 - Sonde à rayons gamma (nucléodensimètre Seaman ^75N)

La sonde de profondeur fonctionne suivant le principe de rétrodiffusion. Il s'agit d'une sonde cylindrique de 43cm de long et 43mm de diamètre qui peut être descendue dans un forage (maximum 20m) au bout d'un câble flexible.

Cette sonde est protégée dans un container de plomb et est reliée à l'appareil de surface pour l'utilisation de la chaîne d'amplification des systèmes de commandes et d'affichage des résultats.

Elle est constituée de bas en haut:

- de la source radioactive
- du détecteur de neutrons (pour teneur en eau "humidité")
- du détecteur de neutrons(pour densité).

L'appareil ainsi décrit permettra de mesurer les densités à n'importe quelle profondeur.

On établit alors un profil de densité dans la section transversale de la rivière avant la crue. Et pendant la crue on établit un autre profil de densité correspondant aux mêmes points de mesure que précédemment.

Ainsi on pourra comparer les densités et savoir s'il y a éventuellement du vide ou relachement en différentes profondeurs.

Et ainsi on pourra détecter la limite d'affouillement par comparaison des deux profils prudemment établis.

Le procédé "sonde à rayons gamma" donne des résultats assez précis néanmoins il faut être sur place au moment de la crue et il faut opérer avec une grande vitesse sinon utiliser plusieurs sondes car la durée de la crue peut être relativement courte et le fond du lit peut évoluer plus vite que les mesures.

2 - Procédé de mesure de profondeur des couches affouillables ou des couches mises en boulangement.

Le principe de la mesure consiste à placer dans les alluvions à différents niveaux, grâce à un sondage de petits cylindres métalliques ou de petits disques soumis chacun à une force de soulèvement par des fils tendus. Ces forces de soulèvement seront telles que d'une part la stabilité soit absolument garantie dans les alluvions immergées au repos mais que d'autre part la remontée rapide des témoins se produise dans les cas où les pressions de courant entraîneraient la mise en boulangement des alluvions ou leur affouillement.

A supposer par exemple que l'on ait mis en place 6 témoins tous les deux mètres de profondeur? Si on observe par rapport à des repères initiaux que les deux premiers aient subi une forte remontée alors que les deux autres sont restés fixés cela signifierait que l'affouillement a atteint une profondeur comprise entre 4 et 6 m ce qui est un résultat (important et) d'autant plus important que le nombre de témoins est plus grand.

Ces deux procédés que nous venons de décrire sont actuellement en essai au niveau du pieu expérimental installé au pont des AIT MELLOUOL sur l'Oued SOUSS. Mais jusqu'à présent aucune mesure valable n'a pu être relevée.

G - Conclusions et recommandations

A travers l'exposé que nous venons de développer nous pouvons tirer les réflexions et recommandations suivantes:

.Nous constatons tout d'abord que les essais effectués par différents chercheurs dans le domaine de l'affouillement ne donnent pas de résultats convergents vers des lois générales pouvant être applicables pour prédire l'affouillement au niveau d'un ouvrage de franchissement routier situé dans n'importe quel contexte hydraulique. En effet les diverses formules établies jusqu'à présent accusent une grande dispersion et ne concordent généralement pas. D'autant plus que ces formules ont été élaborées pour des rivières américaines ou européennes et ne sont certainement pas précises à l'égard des oueds Marocains. Aussi il est impératif de recourir à l'exécution d'essais in-situ dans le but de caler les formules d'évaluation de l'affouillement sur des oueds marocains.

.Inexistence de lois générales permettant de dimensionner la plupart des dispositifs de protection contre l'érosion (caisson de fondation, pilots, tapis d'enrochements pour les culées, panneaux de fond et...

.Nous pouvons dire que pour les ouvrages importants le recours à l'étude sur modèle réduit est nécessaire. Elle permettra d'approcher l'affouillement et de définir le dispositif de protection nécessaire selon les conditions hydrauliques propres à l'ouvrage. D'autant plus que les procédés expérimentaux installés in-situ permettent de comparer les résultats du modèle et du prototype et de déceler les dissimilitudes qui peuvent éventuellement s'introduire.

.Les interventions locales visant à stopper un phénomène pernicieux constaté utilisées en général pour parer au plus pressé ne sont jamais d'une efficacité valable. En effet ce type de traitement du problème fréquemment employé faute de crédits d'entretien suffisants, s'avère pire que le mal, car il amplifie le phénomène en masquant temporairement les anomalies et endort la méfiance des techniciens.

.Les interventions humaines effectuées en amont ou en aval de l'ouvrage (recalibrage, entaillage des berges, extraction de matériaux, dépôts de rejets, etc ...) destabilisent en général son équilibre et après avoir étudié profondément leurs répercussions sur la stabilité de l'ouvrage.

.Il faut éviter les circonstances qui sont de nature à amplifier et aggraver les affouillements :

- L'accroissement de la vitesse de l'eau par l'obstruction de la section de passage de l'écoulement par des corps flottants qui peuvent s'accumuler pour former un véritable barrage.

- Le non parallélisme des piles et courant.

Ces deux circonstances peuvent amener une réduction du débouché superficiel de l'ouvrage et amplifient les affouillements locaux.

A titre d'exemple nous citons un cas courant dans notre pays : à l'occasion de la reconstruction d'un ancien pont détruit par une crue, personne ne pense à évacuer les ruines de l'ancien pont. Ces débris restent pour former un barrage qui canalise le courant vers la pile et change son angle d'attaque. En conséquence la vitesse du courant augmente, ce qui aggrave l'érosion du sol.
