

Contribution à la gestion de la retenue d'un barrage réservoir sur la rivière Sebou (Maroc) à l'aide d'un modèle hydraulique

Contribution to the management of a reservoir dam on the Sebou river (Morocco) using a hydraulic model

M. IGOUZAL*¹, A. MASLOUHI²

Reçu le 25 avril 2002, accepté le 10 avril 2003**.

SUMMARY

The studied reach

The Sebou River (600 km) is an important river in Morocco and its waters are solicited for different uses. The Sebou has an average bottom slope of 10^{-4} , variable geometry and many meanders. In the Gharb agricultural zone, the flow is characterised by considerable annual and seasonal variations (figure 2). The studied reach is situated between the town of Belksiri and the Lalla Aïcha dam. Flow is influenced by the presence of two dams, the Al Wahda upstream and the Lalla Aïcha in the downstream reach. The first dam was constructed on the Ouergha River, which has a torrential regime. The second dam comprises five principal and two secondary radial floodgates and these gates are opened from the bottom. This dam is completely opened during the period of high flows. The maximum flow during this season is $1800 \text{ m}^3/\text{s}$. The dam has a catchment area of 2700 km^2 . The maximum volume of the dam reservoir is 37 Mm^3 . Its length of influence is about 120 km.

During the dry season, the floodgates are partially closed in order to increase the water level upstream. The maximum level upstream of the dam is 6.5 m NGM (the bottom is at -1 m). This situation facilitates the pumping of water for agriculture, allowing the irrigation of 15,600 hectares of rice. A volume of 200 Mm^3 of water is mobilised annually, which, before the construction of the dam, was lost to the Atlantic Ocean.

The hydraulic model MHS.1

The hydraulic model MHS.1 is based on a modification (essentially the representation of the topography and the outputs) of the DYNHYD5 model. It solves the one dimensional Saint-Venant equations of continuity and momen-

1 Faculté des Sciences de Kénitra, Département de Physique, BP 133, Kénitra, Maroc, tél. : 21263156413, fax : 21237372864.

2 Faculté des Sciences de Kénitra, Département de Physique, BP 133, Kénitra, Maroc. E-mail : Maslouhi_a@yahoo.com, tél. : 21237372801, fax : 21237372864.

* Correspondance. E-mail : M_igouzal@yahoo.com

** Les commentaires seront reçus jusqu'au 30 juin 2004.

tum (equations 1 and 2). The Manning coefficient used in the momentum equation is evaluated initially by the empirical formula (Formula No. 3) proposed by Chow. The factor n_0 is evaluated from granulometric measurements that were carried out from upstream to downstream in the studied reach. The others coefficients were evaluated from observations of the river in aerial photos, from the cross sectional areas and available photos, and from field visits. MHS.1 uses a network called "Link-Node". The equations of continuity and momentum, expressed in a finite difference manner, give respectively equations 4 and 5. These equations are solved using a Runge-Kutta procedure.

Discretisation of the studied reach

The discretisation of the studied reach was performed using aerial photos achieved by the ORMVAG (L'Office Régionale de la Mise en Valeur Agricole du Gharb) in 1983. These photos were taken in a dry period where the river was nearly dry. This situation permitted a good stereoscopic visualisation of the river morphology. The river reach was divided into 529 grids with a length varying between 50 and 900 m. Data on cross sectional areas from the ORMVAG and other sources were used. Near the town of Souk Tlat (figure 1), we exploited a new technique called "Numeral photogrammetry", which allowed us to reconstitute many cross sectional areas. This technique uses principally stereoscopic pairs of aerial photographs and a photogrammetry software. The remaining cross sectional areas were evaluated from observations on aerial photos and from field visits.

Evaluation of the pumped water

One of the important factors that affect flow in the studied reach is the intensive pumping of waters along the river. The pumped water was divided into two types. The first type corresponded to the ten central stations managed by the ORMVAG (figure 1). The data of this first type are neither centralised nor easily available. Only the data at the important S2 station were readily available. The second type corresponded to water pumped by individuals and is less quantified than the first type.

Two major hypotheses were adopted. First, the pumped flow at the S2 station was assumed to be equal to 25% of the total flow pumped by all the ORMVAG stations. The stations were classified into three classes according to their theoretical capacity (table 1). This hypothesis allowed the estimation of the unknown pumped flow at the nine other stations. We further assumed that in the neighbourhood of each station, the flow pumped by individuals was equal to the flow pumped by the station. This latter hypothesis was adopted on the basis of a field investigation in a 7 km characteristic reach. Figure 3 shows the evolution of the overall pumped flow evaluated for the months of June and July 1997. These two months were used respectively for the validation and calibration of the model

Calibration and validation of MHS.1

The Manning coefficient, estimated initially by the Chow formula (3), varied along the studied reach. It ranged from 0.02 to 0.04 $s/m^{1/3}$, with a mean value of 0.037 $s/m^{1/3}$. In the calibration procedure, the Manning coefficient was modified to the same degree along the studied reach because we assumed that the sources of errors involved in its evaluation are identical for all the grids.

Along the studied reach, the only available measured data are the water levels at the S2 station and upstream of the dam. The period chosen for the calibration was from 07/01/1997 to 07/30/1997. The upstream boundary (at the Belksiri hydrological station) was given as values of the water level as a function of time (figure 4). The downstream boundary was given as values of the discharge (flow through the dam gates) as a function of time (figure 5). Figures 6 and 7 give the results of the calibration (month of July). The Manning coefficient was decreased for all the reaches by 0.008 $s/m^{1/3}$. These

figures show good agreement between the calculated and the observed water level at the S2 station and near the dam. In order to confirm the results of the calibration test, we proceeded with a validation test of the model for the period from 06/04/1997 to 06/30/1997. The results are also satisfactory (Figure 6 and 7, month of June).

Figure 8 shows the evolution of the water level on 12/06/1997. The water level profile remains parallel to the bed profile for the zones situated very far from the dam (the downstream end). From the 45th kilometre (between stations S7 and S8, see figure 1), we begin to detect the effect of the dam, characterised by an increase in the water level (and therefore an increase in depth). Figure 9 shows the evolution of stream velocity from the upstream to downstream regions on 12/06/1997. Great variations in velocity can be seen due to the changes in river geometry. Also, these variations tend to decrease downstream, reflecting the effect of the dam.

Figure 10 represents the evolution of the water reserve available for the whole reach during the months of June and July. It shows a series of decreases in this variable due to the pumping of water. The reserve reaches very low levels (15 Mm³) compared to its maximal capacity, which is 37 Mm³. Also, there is an interrelationship between the evolution of the reserve, and pumped water and the flow differences between upstream and downstream. The reserve increases when the upstream-downstream flow difference is greater than the pumped flow. Inversely, when the pumped water is greater, the water reserve decreases.

Finally, in this study we proposed a mathematical model that can provide the stages at all locations of the studied reach, specifically at the pumping stations. Water reserve availability can also be provided at any moment, allowing rapid interventions when this variable begins to decrease dramatically. However, more measured water levels at different stations could improve the present results. Also, other considerations must be included such as hydroelectric energy production in dams upstream and river characteristics. Thus, a multipurpose model of the river must be used. In the other hand more hydraulic data can improve the accuracy of the present model.

Key-words: *Sebou river, modified DYNHYD5, hydraulic model, dry season, management.*

RÉSUMÉ

Dans cette étude, on propose un modèle hydraulique capable de contribuer à la gestion des eaux de la rivière Sebou au niveau de la retenue d'un barrage de garde situé à l'intérieur de la plaine agricole du Gharb. Le modèle hydraulique élaboré (MHS.1) est du type filaire et utilise un schéma de différences finies. L'écoulement est influencé par la présence du barrage à l'aval et de nombreuses grandes stations de pompage utilisées pour l'irrigation le long du tronçon étudié. Cependant, les données relatives à la quantité d'eau pompée au niveau de ces stations ainsi que par les particuliers sont rarement disponibles. Ainsi, une attention particulière a été attribuée à l'estimation du pompage vue son importance quantitative. Les résultats du calibrage et de la validation du modèle pour des périodes de basses eaux de l'année 1997 sont très satisfaisants. Le modèle donne les valeurs du niveau d'eau aux stations de pompage et permet de suivre l'évolution de la réserve de la retenue du barrage. Ce code regroupe dans un seul outil des données provenant de différentes sources et utilisées pour la première fois dans un modèle hydraulique. Il représente un atout considérable pour les organismes publics gestionnaires des ressources hydriques.

Mots clés : *rivière Sebou, DYNHYD5 modifié, modèle hydraulique, étiage, gestion.*

1 - INTRODUCTION

Le tronçon étudié mesure 91 km de long. Il est situé entre la ville de Mechraa Belksiri et le barrage de garde Lalla Aïcha (figure 1). À ce niveau, les eaux de Sebou sont très sollicitées par de nombreuses stations de pompage situées le long de la rivière et destinées à l'irrigation. L'écoulement est influencé aussi par la présence du barrage-réservoir à l'aval. D'autre part, la variabilité morphologique de la rivière, accentuée par la présence des méandres, rend difficile l'estimation correcte des variables hydrauliques. Les mesures du débit au niveau de Belksiri et du barrage sont insuffisantes pour permettre à elles seules une bonne détermination de l'hydraulique de ce fleuve. L'utilisation d'un modèle hydraulique apparaît donc nécessaire pour combler ce manque de données et aider à la compréhension du fonctionnement de cet hydrosystème.

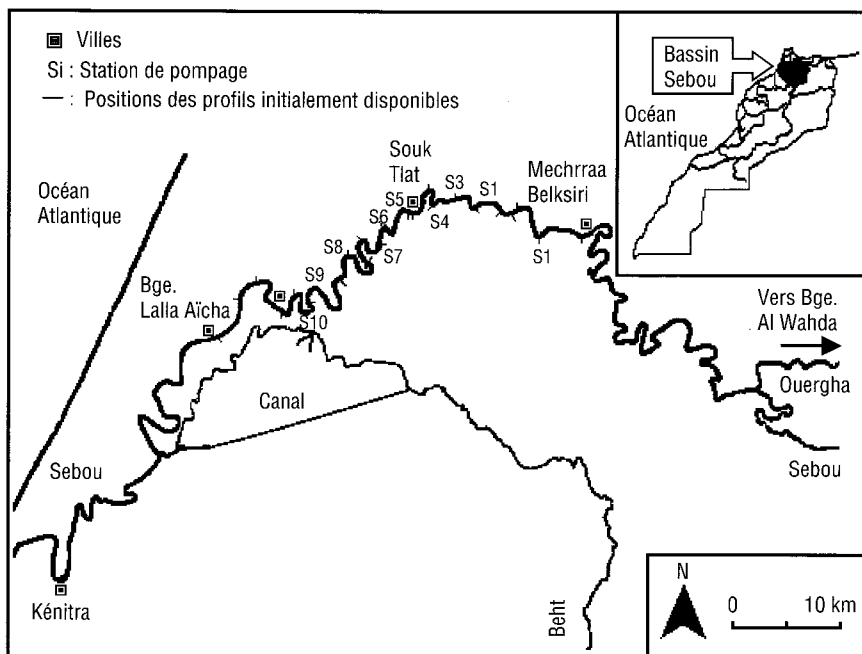


Figure 1 Position du tronçon étudié.
Position of the studied zone.

Dans notre cas, on s'intéresse à des distances de plusieurs kilomètres. Les problèmes liés à l'étude des champs proches restent mineurs justifiant notre approche de modélisation monodimensionnelle. Le modèle hydraulique adopté (MHS.1) utilise un schéma de différences finis explicite. Il est basé sur une amélioration du modèle DYDHYD5 (AMBROSE et MARTIN, 1993). Les données relatives à la quantité d'eau pompée au niveau des stations de pompage ne

sont pas complètement disponibles. Pour cela, nous avons adopté deux hypothèses concernant l'estimation de ce paramètre le long du tronçon. Les simulations considérées correspondent à des périodes d'étiage pendant lesquelles la gestion de l'eau est très problématique. Le calibrage et la validation du modèle ont été basés sur des mesures de l'année 1997. Ils ont montré un bon accord entre les valeurs observées et les sorties du modèle au niveau de deux points de mesure. Ce dernier donne la variation spatio-temporelle du débit et du niveau d'eau le long du tronçon. Il donne aussi l'évolution de la réserve en eau disponible au niveau de la retenue du barrage. Cette information contribuerait sans aucun doute à une meilleure gestion des barrages et stations de pompes concernés. Ce modèle pourrait servir aussi dans les études de préaisabilité d'un aménagement quelconque comme, par exemple, l'installation d'une nouvelle station de pompage.

2 – SITE DE L'ÉTUDE

La rivière Sebou est le principal cours d'eau du bassin Sebou. Elle a une longueur de 600 km et ses eaux sont beaucoup sollicitées par l'industrie, l'agriculture et pour l'approvisionnement en eau potable. Au niveau de la plaine du Gharb, ce cours d'eau est influencé par la topographie de cette dernière qui se décompose en levées qui épousent le tracé général des rivières et en bas fonds mal drainés ou mérjas. Dans cette zone, Sebou a une pente moyenne de 10^{-4} et présente un bel exemple de rivière à méandres (LE COZ, 1964). Ceci a entraîné une évolution morphologique importante régie par les mécanismes de l'évolution des méandres. En ce qui concerne l'hydraulique, le Gharb est le grand déversoir du bassin Sebou qui s'étend sur 40 000 km². Le régime d'écoulement est de type pluvial marqué par des variations saisonnières et interannuelles considérables (HAIDA *et al.*, 1999) comme le montre la figure 2. Les discontinuités observées dans cette figure pendant l'année 1995 correspondent à des périodes où la rivière était à sec. L'écoulement au niveau du tronçon étudié est influencé par la présence du barrage Al Wahda à l'amont de la plaine et du barrage Lalla Aïcha à l'aval. Le premier, construit sur la rivière Ouergha au régime torrentiel, a pour rôle d'écrêter les crues de cet affluent de Sebou et de limiter les dégâts causés par les inondations au niveau de la plaine. Le second barrage (qui a plus d'importance pour notre étude) est un ouvrage souple constitué de cinq principales vannes indépendantes et de deux vannes secondaires situées près de la rive droite. Les vannes sont ouvertes par le fond. Ce barrage s'efface totalement lors du passage des crues. L'ouverture de toutes les vannes assure le transit du débit maximum du Sebou dans le tronçon, soit 1 800 m³/s. La superficie du bassin versant de la retenue est de 2 700 km². Le niveau d'eau maximum est de 6,5 m NGM (le fond est à - 1 m). Le volume et la longueur de la retenue au niveau maximum sont respectivement de 37 Mm³ et 120 km.

À l'étiage, on ferme progressivement les vannes ce qui fait augmenter le niveau d'eau à l'amont du barrage jusqu'à 6,5 m. Ceci facilite le pompage vers les terrains agricoles, permet d'irriguer 15 600 hectares d'assolement rizicole

et de mobiliser un volume d'eau moyen de 200 Mm³/an qui avant la construction du barrage allait se perdre dans l'océan atlantique. Pendant cette période, seules une ouverture située en haut de la vanne 3 (cette vanne se trouve au centre du barrage) ainsi que les deux vannes secondaires sont ouvertes. Des manœuvres sont donc effectuées quotidiennement en étiage pour régler le débit lâché et maintenir un niveau d'eau suffisant. L'écoulement au niveau du barrage redevient libre au fur et à mesure que le débit augmente.

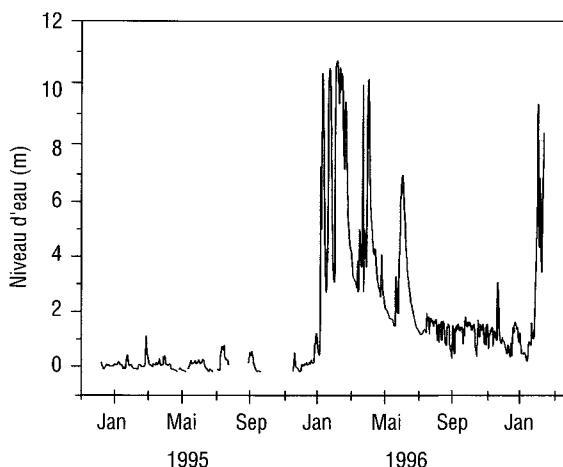


Figure 2 Évolution du niveau d'eau au niveau de la Station hydrologique de Belksiri au cours des années 1995-1996.

Changes in water stage at the Belksiri Hydrological station during the years 1995-1996.

3 – LE MODÈLE HMS1

3.1 Équations de base

Le modèle MHS.1 que nous avons conçu est basé sur une amélioration (essentiellement la représentation de la topographie de la rivière et les sorties) du code DYNHYD5. Ce dernier représente le module hydraulique du modèle global (hydraulique et qualité des eaux) WASP5 (AMBROSE et MARTIN, 1993). DYNHYD5 dérive du modèle original « Dynamic Estuary Model » (FEIGNER and HARRIS, 1970). Ces modèles ont la réputation de simuler des géométries complexes sous différentes contraintes et condition aux limites.

MHS.1 résout les équations de continuité et de quantité de mouvement de Saint-Venant (HUG, 1975), couramment utilisées en hydraulique fluviale pour un écoulement filaire :

$$\frac{\partial A}{\partial t} = - \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (1)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = -U \frac{\partial U}{\partial x} - g \frac{\partial H}{\partial x} - g \frac{n^2}{R^3} |U|U \quad (2)$$

Avec : A : Section transversale (m²), Q : Débit (m³/s), t : Temps (s), x : Distance le long de l'écoulement (m), U : Vitesse (m/s), g : Accélération de la pesanteur (m/s²), R : Rayon hydraulique (m), H : Niveau d'eau (m), n : Coefficient de frottement de Manning (s/m^{1/3}).

Le coefficient de frottement de Manning n est évalué initialement en utilisant la formule empirique de Chow (CHOW, 1973 ; COWAN, 1956) :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (3)$$

Avec n₀ : facteur correctif du type de sol du lit de la rivière.

n₁ : facteur correctif des irrégularités de la rivière.

n₂ : facteur correctif du type et de la forme du profil en travers.

n₃ : facteur correctif des effets des obstacles.

n₄ : facteur correctif de l'effet de la présence de la végétation sur les berges.

m₅ : facteur correctif du degré de méandre dans la rivière.

Le facteur n₀ est évalué à partir de mesures granulométriques que nous avons réalisées d'amont en aval du tronçon. n₁, n₂, n₃, n₄ et m₅ sont estimés à partir d'observations de la rivière sur des photos aériennes, des profils en travers disponibles, des photos de la rivière ainsi que des visites au terrain.

3.2 Traitement numérique et résolution

Pour la discrétisation du tronçon étudié, le modèle MHS.1 utilise un réseau appelé « Link-Node » (FEIGNER and HARRIS, 1970). Les équations de continuité et de quantité de mouvement écrites en différences finies donnent respectivement pour chaque maille i :

$$H_i^t = H_i^{t-1} - \Delta t \frac{\Delta Q_i}{B_i \Delta x_i} \quad (4)$$

$$\frac{U_i^t - U_i^{t-1}}{\Delta t} = -U_i^{t-1} \frac{\Delta U_i^{t-1}}{\Delta x_i} - g \frac{\Delta H_i^{t-1}}{\Delta x_i} - g \frac{n_i}{(R_i^{t-1})^{4/3}} U_i^{t-1} |U_i^{t-1}| \quad (5)$$

Δt : le pas de temps, Δx : le pas d'espace, B_i : largeur de la maille i (m), t écrit en exposant réfère au temps t, t-1 correspond au temps t-Δt, ΔQ_i est la somme algébrique des débits entrant et sortant de la maille i (incluant le débit prélevé).

La résolution finale (sortie des valeurs de la vitesse et du niveau d'eau) des équations (4) et (5) utilise une procédure de Rung-Kutta. La solution (la valeurs de la vitesse et du niveau d'eau) est obtenue en huit étapes qui sont répétées au cours de la simulation.

Pour réaliser des simulations hydrauliques, on doit fournir au modèle :

- Les paramètres décrivant la configuration du réseau hydrodynamique ; i.e. le pas de temps et le pas d'espace. Comme le schéma utilisé est explicite, on doit respecter la condition de stabilité suivante :

$$|U + \sqrt{gR}| \Delta t \leq \Delta x \quad (6)$$

- Les données décrivant la morphologie de la rivière. i.e. les profils en travers et le profil en long.
- La valeur du coefficient de frottement le long du tronçon.
- Les valeurs initiales des vitesses et des niveaux d'eau le long du tronçon.
- Les conditions aux limites. Comme il est possible de régler le débit à l'aval en agissant sur l'ouverture des vannes du barrage de garde, nous avons imposé une condition limite aval au niveau du barrage (maille 528) comme une variation du débit lâché en fonction du temps. Pour cela, des enregistrements journaliers du débit lâché sont utilisés dans le modèle. La condition limite amont (Belksiri) est prise comme une évolution du niveau d'eau en fonction du temps. Trois mesures par jour du niveau d'eau sont effectuées à cette station (à 8 heures, à 12 heures et à 16 heures).

4 – APPLICATION

4.1 Discrétisation et morphologie de la rivière

La discrétisation du tronçon a été effectuée en utilisant les photos aériennes de la plaine du Gharb réalisées par l'ORMVAG (L'Office Régionale de la Mise en Valeur Agricole du Gharb) en 1983. Ces photos ont été prises en une période sèche où la rivière était presque à sec, ce qui a permis une bonne visualisation stéréoscopique de la morphologie de la rivière et a facilité le travail de discrétisation. Nous avons retenu 529 mailles dont la longueur varie entre 50 et 900 m. Les mailles les plus longues se situent au niveau des parties rectilignes de la rivière qui sont caractérisées par des profils en travers réguliers. Au niveau des méandres, on a diminué le pas d'espace pour tenir compte des fortes variations des profils en travers.

Les profils en travers utilisés dans cette étude proviennent de différentes sources. Une dizaine seulement a été initialement disponible et fournie par l'ORMVAG (Office Régionale de la Mise en Valeur Agricole du Gharb) et la Direction Générale de l'Hydraulique. Sur la figure 1 nous avons montré la position de ces profils topographiés.

Au niveau du village de Souk Tlat (voir figure 1), nous avons utilisé une nouvelle technique appelée « photogrammétrie numérique » qui a permis de reconstituer 26 profils en travers (IGOUZAL *et al.*, 2002). L'étude a utilisé principalement des couples stéréoscopiques de photographies aériennes et le logiciel de photogrammétrie RESTIT développé à l'IGN (Institut Géographique National, France).

Les profils restants (pour représenter la totalité des 529 mailles dans le modèle) ont été estimés à partir d'observations sur les photos aériennes à l'aide d'un stéréoscope ainsi que des visites au terrain.

Tous les profils en travers ont été approximés par des profils trapézoïdaux afin de faciliter leur utilisation dans le modèle hydraulique. Le profil en long a été déduit à partir des niveaux du fond des profils mesurés disponibles. Des interpolations ont été faites au niveau des zones où on manque de mesures. À cet effet, on s'est basé sur nos connaissances sur les propriétés morphologiques de la rivière.

4.2 Estimation du pompage

L'une des données importantes à acquérir avant de pouvoir utiliser le modèle hydraulique MHS.1 est l'estimation du débit pompé au niveau du tronçon Belksiri-Barrage de Garde Lalla Aïcha. En effet, le pompage consomme une part importante du volume disponible. Cependant, les données journalières concernant ce facteur ne sont pas centralisées et leur acquisition est difficile ainsi que leur estimation. D'autre part, le pompage est divisé en deux types. Le premier type est réalisé au niveau de dix stations gérées par l'ORMVAG (figure 1). Seul le débit (journalier) au niveau de la station S2 (la plus importante) est disponible. L'eau prélevée par les stations est transportée dans des canaux vers les terres agricoles se trouvant dans la zone de la station. Le deuxième type de pompage est celui réalisé par les particuliers et qui est le moins quantifié. Ce pompage se fait directement sur la rivière et est réparti tout au long du tronçon.

Pour estimer le débit des neuf autres stations de l'ORMVAG, nous avons adopté une hypothèse selon laquelle le débit pompé au niveau de la station S2 est égal au quart du débit pompé par la totalité des stations. Ceci connaissant la capacité et le type de pompes au niveau de chaque station. Nous avons supposé aussi qu'au voisinage d'une station de pompage donnée, le débit pompé par les particuliers est égal au débit pompé par la station. Cette dernière hypothèse a été utilisée sur la base d'une enquête in situ au niveau d'un tronçon de 7 km.

Les dix stations de pompage de l'ORMVAG sont classés en stations primaires, secondaires et tertiaires suivant leur puissance théorique de pompage. Le tableau 1 donne au niveau de chaque station le pourcentage du débit pompé par rapport au débit total pompé. Le pourcentage montré sur le tableau précédent représente le débit des stations et celui des particuliers. Ainsi pour chaque station, on a attribué la moitié de ce débit, l'autre moitié (pompage par les particuliers) est divisée sur les mailles voisinant chaque station.

La figure 3 donne l'évolution du débit total pompé le long du tronçon, estimé pour les mois de juin et juillet 1997. Ces deux mois vont servir respectivement pour la validation et le calibrage du modèle. Cette figure montre aussi la différence des débits entre l'amont et l'aval pendant la période de l'étude.

Tableau 1 Pourcentage du débit pompé par chaque station au niveau du tronçon étudié.

Table 1 Percentage of the flow pumped by each station along the studied reach.

Station	Pourcentage du débit total pompé
S1	7,5 %
S2	25 %
S3	7,5 %
S4	7,5 %
S5	15 %
S6	7,5 %
S7	7,5 %
S8	7,5 %
S9	7,5 %
S10	7,5 %

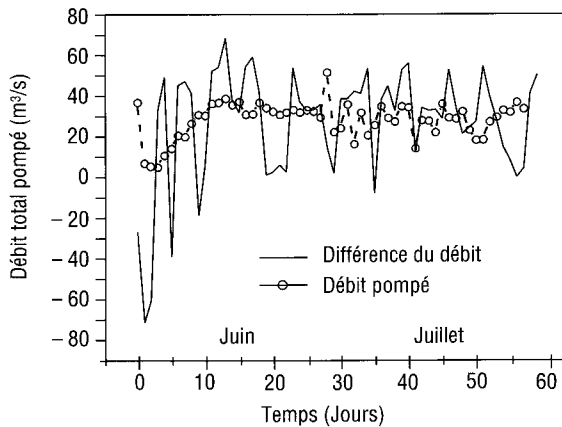


Figure 3 Débit pompé et différence du débit entre l'amont et l'aval en juin et juillet 1997.

Pumped waters and the difference between the upstream and downstream flows during June and July 1997.

4.3 Calibrage et validation du modèle MHS.1

Le calibrage d'un modèle consiste à simuler une période donnée connaissant les conditions initiales et aux limites, et à comparer les sorties du modèle (débit ou niveau d'eau) avec des mesures réelles réalisées sur le terrain. Le paramètre de Manning n doit être ajusté par la suite de façon à ce que les sorties du modèle coïncident le plus possible avec les mesures. Ce coefficient estimé initialement à partir de la formule de Chow présente de fortes variations d'amont en aval. Sa valeur moyenne est de $0,037 \text{ s/m}^{1/3}$. Les plus grandes valeurs ($0,04 \text{ s/m}^{1/3}$) se situent au milieu du tronçon caractérisé par la présence de méandres. Les zones aval du tronçon sont des zones rectilignes et

possèdent les plus faibles valeurs de n ($0,02 \text{ s/m}^{1/3}$). Lors du calibrage, ce coefficient est augmenté ou diminué avec la même valeur le long du tronçon car on estime que les sources d'erreur commise sur son estimation sont identiques pour toutes les mailles.

Les mesures disponibles des paramètres hydrauliques à l'intérieur du tronçon sont très limitées. Les seules qu'on a trouvées sont ceux du niveau d'eau mesuré par l'ORMVAG à la station de pompage S2 ainsi qu'au barrage de garde par la Direction de l'hydraulique. La période choisie pour réaliser le calibrage se situe entre le 01/07/1997 et le 30/07/1997. La condition à la limite amont est donnée sous la forme du niveau d'eau en fonction du temps (figure 4). À l'aval, le débit en fonction du temps est imposé (figure 5) (mois de juillet).

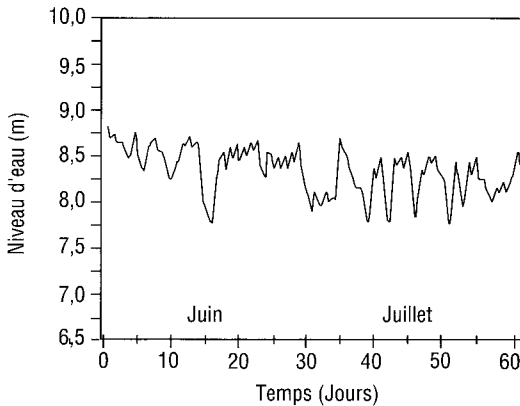


Figure 4 Condition à la limite amont (à Belksiri), juin et juillet 1997.
Upstream boundary condition (at Belksiri), June and July 1997.

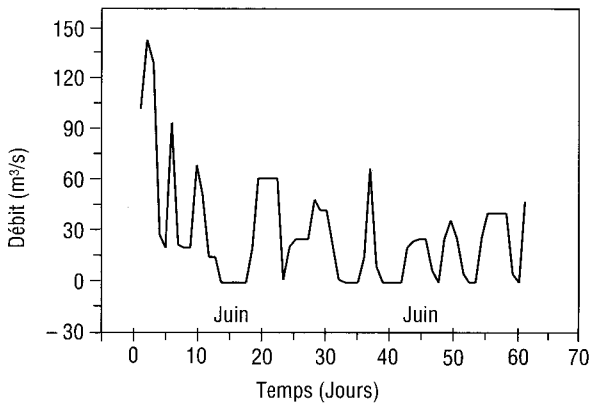


Figure 5 Condition à la limite aval (au Barrage), juin et juillet 1997.
Downstream boundary condition (at the dam), June and July.

Les figures 6 et 7 donnent respectivement le résultat du test de calibrage (mois de juillet) au niveau de la station S2 et du barrage. Le paramètre « n » a été diminué de $0,008 \text{ s/m}^{1/3}$ pour toutes les mailles par rapport à sa valeur initiale estimée à partir de la formule de Chow (CHOW, 1973). Une bonne concordance est obtenue entre les niveaux d'eau mesurés à la station S2 et au barrage et ceux calculés par le modèle pour toute la période du calibrage.

Pour confirmer les résultats du calibrage, on a effectué un test de vérification du modèle en simulant la période allant du 04/06/1997 au 30/06/1997. Les conditions aux limites amont et aval sont montrées aux figures 4 et 5 (mois de juin). Les résultats trouvés sont aussi satisfaisants. En effet, les figures 6 et 7 (mois de juin) montrent que les mesures du niveau d'eau sont bien reproduites par le modèle au niveau des deux points de mesure.

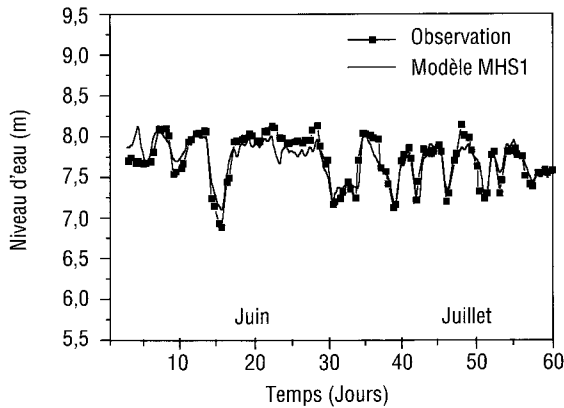


Figure 6 Calibrage et validation du modèle au niveau de la station S2, juillet et juin 1997.

Model calibration and validation at station S2, July and June 1997.

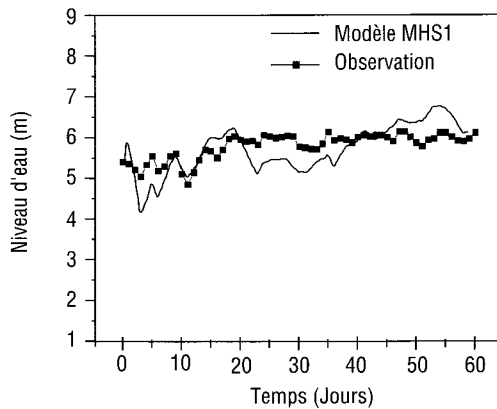


Figure 7 Calibrage et validation du modèle au niveau du barrage, juillet et juin 1997.

Model calibration and validation at the dam, July and June 1997.

La figure 8 montre l'évolution du niveau d'eau d'amont en aval le 12/06/1997. Le niveau reste parallèle au niveau du fond de la rivière pour les zones les plus éloignées du barrage. À partir du kilomètre 45 (situé entre les stations S7 et S8, voir figure 1), on commence à sentir l'effet du remous du barrage caractérisé par un accroissement du niveau d'eau (et donc de la profondeur).

D'autre part, le profil d'amont en aval de la vitesse (figure 9) montre de fortes fluctuations dues à la forte variabilité de la morphologie de la rivière. Les plus grandes valeurs de la vitesse correspondent aux mailles les plus étroites. Là aussi, la vitesse a tendance à diminuer au fur et à mesure qu'on s'approche du barrage (à partir du kilomètre 45) mettant en évidence l'effet de freinage de ce dernier.

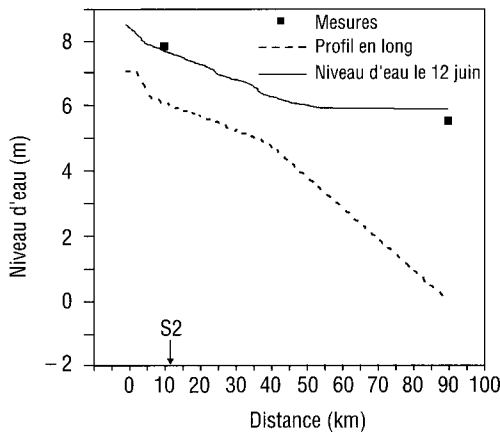


Figure 8 Évolution du niveau d'eau le long du tronçon le 12 juin 1997.
Water level profile along the studied reach on June 12, 1997.

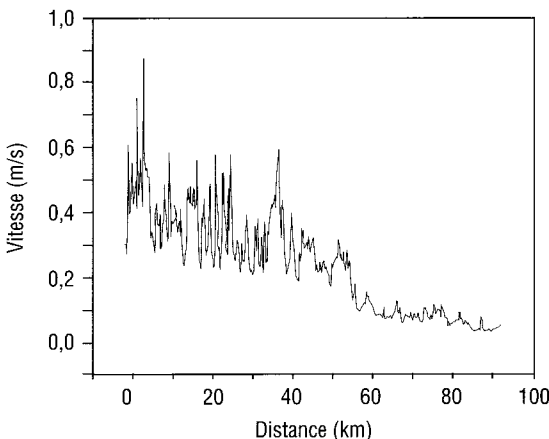


Figure 9 Évolution de la vitesse le long du tronçon le 12 juin 1997.
Velocity profile along the studied reach on June 12, 1997.

La figure 10 représente l'évolution de la réserve en eau disponible au niveau de la retenue du barrage au cours des mois de juin et juillet 1997. Elle montre des séries de baisses très marquées. La réserve atteint parfois des niveaux très bas (voisinant les 15 Mm³), par rapport à la capacité maximale de la retenue du barrage en étiage, qui est voisine de 37 Mm³. De plus on remarque une corrélation entre l'évolution de la réserve, d'une part, et le débit pompé et la différence des débits amont-aval, d'autre part. La réserve augmente quand la différence du débit amont-aval est supérieure au débit pompé. Inversement, quand le débit pompé se trouve supérieur à la différence des débits, la réserve en eau diminue.

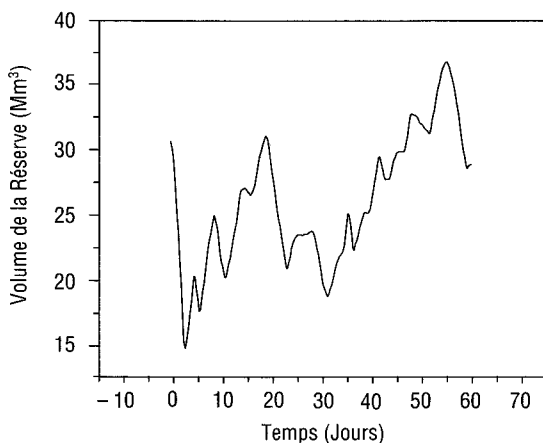


Figure 10 Évolution de la réserve en eau durant les mois de juin et juillet 1997.
Changes in the water reserve during June and July 1997.

Ainsi, si les débits à l'amont et à l'aval du tronçon sont connus, le volume de la retenue reste mal estimé à cause de l'existence du pompage qui n'est pas bien quantifié ainsi que l'influence des conditions aux limites. Le modèle MHS.1 peut être utilisé comme un outil pour suivre en permanence le volume de la retenue dont la connaissance est d'un grand intérêt pour la gestion des différentes installations et la rationalisation des ressources hydriques au niveau de la rivière Sebou. Cependant, des mesures au niveau d'autres stations permettraient de mieux comprendre et maîtriser le régime hydraulique dans ce tronçon et de valider le présent modèle d'une manière plus convaincante. Nous ne pouvons qu'encourager les gestionnaires à installer de nouvelles stations.

Néanmoins, ce code représente un atout considérable vu l'état actuel de gestion de la retenue et des stations de pompages. MHS1 regroupe dans un seul outil des données provenant de différentes sources utilisées pour la première fois dans un modèle hydraulique. La gestion des stations de pompage et du barrage de garde pourra être améliorée d'avantage si les deux organismes concernés (ORMVAG, DH) peuvent, en utilisant ce code, prévoir d'avance l'effet d'une lâchée d'eau au barrage de garde, des barrages amont ou bien d'une période de pompage excessive sur l'état de la réserve en eau.

Ceci peut se faire en utilisant des scénarios fictifs où on modifie les conditions aux limites pour une période donnée. L'effet sur les différentes variables comme le profil du niveau d'eau ou bien la réserve en eau sera connu en sortie du modèle. Ces organismes interviendront, en conséquence, d'une façon harmonieuse en agissant, par exemple, sur les vannes du barrage de garde ou bien en diminuant le débit pompé par les stations.

Cependant d'autres considérations doivent être prises en compte, comme la production d'électricité au niveau des barrages à l'amont ou bien l'état de la qualité des eaux (EVANS, 1997 ; PARENT, 1990 ; YEH, 1985). Des niveaux d'oxygène très bas sont souvent observés en étiage (IGOUZAL *et al.*, 1997 ; IGOUZAL et MASLOUHI, 1999). Ceci impose l'utilisation d'une modélisation dynamique multiobjectifs au niveau de ce site.

5 - CONCLUSION

Dans ce travail, nous avons élaboré un modèle hydraulique capable de contribuer à la gestion de l'écoulement à l'étiage au niveau d'un tronçon de 91 km de la rivière Sebou. Ce tronçon est influencé d'une part, par la présence d'un barrage réservoir à l'aval et d'autre part, par le pompage intensif des eaux destinées à l'irrigation. Vu l'importance du pompage, deux hypothèses majeures ont été adoptées pour estimer la quantité d'eau pompée au niveau des différentes stations. Les résultats du calibrage et de la validation du modèle au niveau de deux points de mesures sont satisfaisants. Le modèle représente bien les niveaux d'eau dans les zones amont comme dans le remous du barrage. Il permet de calculer les valeurs des variables hydrauliques comme le débit, la vitesse et le niveau d'eau au niveau des stations de pompage. Le modèle permet aussi de suivre l'évolution de la réserve en eau au niveau de la retenue.

Cependant des mesures au niveau d'autres stations hydrologiques pourraient améliorer les sorties du modèle. D'autre part, vu les incertitudes que peuvent contenir les profils en travers et le profil en long, une analyse de sensibilité de ces variables serait d'un grand intérêt et pourrait apporter plus d'éléments de réponses. De plus un effort doit être entrepris afin de mieux quantifier le débit pompé le long du tronçon. Aussi, au niveau du barrage de garde, des mesures du débit et du niveau d'eau avec des fréquences suffisantes (de quelques heures) peuvent perfectionner le calibrage et la validation à l'aval.

Néanmoins, malgré le manque très remarquable des données nécessaires, le modèle a pu fournir de bons résultats en se basant seulement sur les moyens disponibles comme l'utilisation des photos aériennes. Ces documents sont très disponibles, peu chers et offrent une grande rapidité d'interprétation.

Finalement, il faut signaler que ce travail qui a regroupé des données de plusieurs types et sources est (à nos connaissances) la première tentative de modélisation à l'échelle du tronçon Belksiri-barrage de garde Lalla Aïcha. Ceci ne peut être qu'un atout pour les organismes publics gestionnaires des ressources hydriques.

REMERCIEMENTS

Les auteurs désirent remercier pour leur collaboration, monsieur Mouchel J.M., directeur du centre CEREEVE (ENPC, Paris) ainsi que les responsables et agents du ministère de l'équipement et de l'ORMVAG.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AMBROSE R.B., MARTIN J.L., WASP5, A hydrodynamic and water quality model. Model theory, user's manual guide and programmer's guide. Environmental Research Laboratory, Office of Research and Development, U.S. Environmental, Protection Agency, Athens, Georgia 30613, 1993.
- CHOW V.T., 1973. Open-Channel Hydraulics, Mc Graw-Hill International Editions, Civil Engineering Series.
- COWAN W., 1956. Selecting proper friction factors in rivers. Mc Graw-Hill International Editions, Civil Engineering Series.
- CUNG J.A., HOLLY J., VERWEY A., 1971. Practical aspects of computational river hydraulics. Pitman Advanced Publishing program.
- EVANS D., Assessing the flow needs of rivers. *J. CIWEM*, 11 (1997) 323-328.
- FEIGNER, HARRIS, 1970. Documentation report, FWQA Dynamic Estuary Model. U.S Department of the Interior, Federal Water Quality Administration.
- HAIDA S., AIT FORA A., PROBST J.L., SNOUSSI M., Hydrologie et fluctuations hydroclimatiques dans le bassin versant du Sebou entre 1940 et 1994, *Secheresse*, 10 (3) (1994) 211-226.
- HUG M., 1975, Mécanique des fluides appliquée. Éditions Eyrolles.
- IGOUZAL M., MASLOUHI A., LAHLOU F., DANIANE M., 1997. Modélisation de la qualité des eaux de l'Oued Sebou a l'aval d'un rejet industriel. *Web B.*, eds. *Fresh Water Contamination*. IAHS Pub N° 243, 110-120.
- IGOUZAL, M. et MASLOUHI, A., 1999, *Modélisation de la qualité des eaux de l'Oued Sebou*. Rapport final de convention d'étude. L'ORMVAG (l'Office Régionale de la Mise en Valeur agricole du Gharb, Ministère de l'Agriculture et de la réforme Agraire), 41 p.
- IGOUZAL M., MASLOUHI A., SCHETS-TRAET D., 2003. Reconstitution de la morphologie d'une rivière à méandres (le Sebou, Maroc) par l'utilisation de la photogrammétrie numérique. *Bul. Soc. Fr Photogrammétrie et Télédétection* n° 171.
- LE COZ, J., 1964, *Le Rharb, Fellah et Colons. Tome 1 : le cadre de la nature et de l'histoire*.
- PARENT E., LEBDI, F. (1992). Gestion stratégique d'un système de ressources en eau : exemple du système Neste. *Revue des Sciences de l'Eau*, 4, 103-127.
- YEH, W.G. (1985). Reservoir management and operation models : a state of art review. *Water Resources Research*, 21 (12) : 1797-1818.