

ETUDE HYDRAULIQUE
DU BASSIN VERSANT DU RUISSEAU
LA JAUGUE.

Division Hydraulique Agricole

Juin 1989



CEMAGREF

GROUPEMENT DE BORDEAUX

ETUDE HYDRAULIQUE DU BASSIN VERSANT DU RUISSEAU LA JAUGUE.

Division Hydraulique Agricole

Juin 1989

S O M M A I R E

I - INTRODUCTION

- 1.1. - Position du problème
- 1.2. - Méthode utilisée

II - ETUDE HYDROLOGIQUE

- 2.1. - Documents utilisés
- 2.2. - Détermination des paramètres du bassin global
- 2.3. - Découpage et traitement des bassins versants élémentaires
 - 2.3.1. - Durée de la pluie
 - 2.3.2. - Débits de pointe et temps caractéristiques
 - 2.3.3. - Principe de construction des hydrogrammes
 - 2.3.4. - Estimation du débit de base

III - NIVEAU D'EAU EN GARONNE

IV - CONSTRUCTION DU MODELE

V - ETAT DU RESEAU - POINTS PARTICULIERS

- 5.1. - Lit naturel de la rivière
- 5.2. - Digues de LA JAUGUE à l'aval du CD 10
- 5.3. - Ouvrages sur LA JAUGUE
- 5.4. - Point particulier VC 10 lieu-dit Bareyre
- 5.5. - Point particulier, aval du pont de Cirey

VI - EXPLOITATION DU MODELE

- 6.1. - Rehaussement des digues
- 6.2. - Création de retenues

VII - CONCLUSION

ETUDE HYDRAULIQUE DU BASSIN VERSANT DU RUISSEAU LA JAUGUE

I - INTRODUCTION

Cette étude a été entreprise selon les termes de la convention du 23 Mars 1988 signée entre le CEMAGREF et le Syndicat Intercommunal de CAMBLANES et QUINSAC.

1.1. - Position du problème

Le problème à résoudre a été précisé lors d'une réunion tenue le 21 Avril 1988 à la mairie de CAMBLANES avec les différentes parties intéressées.

Les conclusions de cette réunion peuvent être formulées de la manière suivante.

Définir les aménagements du bassin versant du ruisseau LA JAUGUE nécessaires pour faire passer une crue-type sans dommage pour le secteur critique situé entre la Garonne et le Moulin de Demptos. La crue type est une crue décennale coïncidant avec des hautes eaux exceptionnelles de la Garonne, comme celles constatées en Mars 1988, et ceci dans une situation prenant en compte les urbanisations prévues au P.O.S.

1.2. - Méthode utilisée

La méthode utilisée consiste à réaliser un modèle mathématique du fonctionnement du système hydraulique JAUGUE pour pouvoir simuler l'effet des divers aménagements envisagés sur le bassin versant.

Le modèle utilisé est un modèle mis au point au CEMAGREF d'après des publications américaines. C'est un modèle transitoire, c'est-à-dire qu'il prend en compte la variation des hauteurs d'eau et des débits dans la rivière, ce qui est indispensable puisque les apports varient rapidement avec le temps pendant la crue, de même que la hauteur d'eau en Garonne à cause de la marée. Les apports latéraux sont considérés comme indépendants de la hauteur d'eau dans la rivière, à cause de la forte pente des versants.

C'est un modèle explicite qui calcule directement les hauteurs d'eau et les débits tous les pas de temps en fonction des valeurs obtenues au pas de temps précédent.

Il était prévu au départ de modéliser la partie aval de LA JAUGUE, en introduisant à l'amont un hydrogramme d'apport comprenant la quasi totalité des apports du bassin versant.

En fait, après étude plus détaillée, il est apparu indispensable de modéliser la quasi totalité du lit du ruisseau pour deux raisons :

- pouvoir prendre en compte l'effet de stockage de la retenue existant actuellement à l'amont de la D 240 (LA TRESNE - ST CAPRAIS)
- compte tenu de la forme allongée du bassin versant, pouvoir étudier l'influence de l'emplacement d'un éventuel bassin de retenue pour lequel des possibilités semblent exister, à première vue, plutôt vers l'amont

Compte tenu de cette option, il devenait indispensable d'individualiser par sous-bassin les hydrogrammes d'apport partiels échelonnés le long de LA JAUGUE pour prendre en compte dans le modèle les décalages entre les moments d'arrivée dans LA JAUGUE des débits correspondants.

Vu le nombre (28) de ces sous-bassins, leur caractère essentiellement rural (environ 13 % de surface urbanisée) qui altère fortement la liaison déterministe pluie - débit et l'absence quasiment totale d'observations directes, il a paru préférable de construire des hydrogrammes à partir de formules classiques de manière à respecter un débit maximum et un volume total appréciés par des méthodes statistiques pour l'ensemble du bassin.

II - ETUDE HYDROLOGIQUE

Le but de cette étude hydrologique est, comme cela a été exposé plus haut, d'estimer un débit de pointe et un volume de crue décennaux pour l'ensemble du bassin versant "actif" c'est-à-dire celui situé à l'amont du CD 10, et de bâtir, pour chacun des sous-bassins individualisés, un hydrogramme de crue susceptible de contribuer à la formation de cette crue décennale.

2.1. - Documents utilisés

Les documents utilisés ont été les suivants :

- étude du SRAE Aquitaine sur les débits de crue de bassins de la région considérés comme comparables :

- . le Corral à Ruch
- . la Cadanne à Pondaurat
- . le Courmeran à Boissonneau

ainsi que :

- . l'Engranne à Baigneaux
- . le Lescouroux à Soumensac
- relevés de différents postes météorologiques dans la zone, fournis par la Météorologie Nationale et l'INRA
- "Analyse des pluies de 1 à 10 jours sur 300 postes métropolitains" (CTGREF - Météorologie Nationale)
- "Contribution à l'étude des calcaires du Stampien dans l'Entre deux Mers ; le bassin du Moulinat" (Gérald JEAN - BAPTISTE, DUSS BORDEAUX III)
- "Maîtrise du ruissellement et de l'érosion en vignoble de coteaux" (CEMAGREF, Décembre 1986)
- campagne de photographie aérienne au 1/5.000ème IGN 1986
- P.O.S. des communes de CAMBLANES, QUINSAC et ST CAPRAIS
- fond de plan au 1/10.000ème fourni par la DDAF de la Gironde

ainsi que les observations recueillies auprès des différentes personnes rencontrées (voir liste en annexe)

2.2. - Détermination des paramètres du bassin global

Plusieurs méthodes existent pour estimer ces paramètres. Sur les bassins non jaugés, pour lesquels on ne dispose pas d'observations, ce qui est le cas ici, on peut envisager des méthodes statistiques comme les méthodes SOCOSE et CRUPEDIX. Malheureusement, on constate que pour les bassins considérés comme similaires à ceux que l'on veut étudier, ces méthodes sont peu adaptées. Le coefficient de correction entre la valeur réelle et la valeur estimée étant de l'ordre de 2,5 à 3.

Il a donc paru préférable de privilégier des comparaisons avec des bassins existants sur lesquels existent des jaugeages et qui se rapprochent morphologiquement du bassin étudié.

On a retenu, pour la comparaison, le bassin versant jusqu'au niveau du CD 10, à l'exclusion de la zone des paluds pour supprimer l'influence du débouché en Garonne à niveau variable, qui n'existe pas sur les autres bassins retenus :

- Corral à Ruch (3,9 km²)
- Cadanne à Pondaurat (9,7 km²)
- Courmeran à Boissonneau (16,2 km²)
- Engranne à Baigneaux (30 km²)
- Lescouroux à Soumensac (41 km²)

Le bassin versant a ainsi une surface de 12 km².

Une première approche existe dans l'étude de G. JEAN-BAPTISTE). Elle aboutit à un débit moyen journalier décennal de 2 m³/s et à un débit de pointe décennal de 8 m³/s mais par une démarche un peu simplifiée, utilisant surtout les méthodes statistiques et une comparaison avec un seul autre bassin, sur lequel existent depuis des mesures complémentaires.

On admet généralement en Aquitaine une variation du débit comme la puissance 0,8 de la superficie du bassin versant.

En appliquant cette règle aux trois bassins du Corral, de la Cadanne et du Courmeran, on obtient les estimations suivantes :

$$Q_{10} = 4,3 \left(\frac{12}{3,9} \right)^{0,8} = 10,56 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Corral})$$

$$Q_{10} = 6,67 \left(\frac{12}{9,7} \right)^{0,8} = 7,90 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Cadanne})$$

$$Q_{10} = 12 \left(\frac{12}{16,2} \right)^{0,8} = 9,43 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Courmeran})$$

soit une moyenne de 9,3 m³/s.

En faisant une régression directe sur les 3 bassins ci-dessus on obtient $Q_{10} = 1,591 S^{0,693}$, d'où un débit de 8,90 m³/s pour LA JAUGUE au CD 10.

Une autre estimation peut être tentée à partir du débit moyen journalier et du coefficient de pointe.

La lame d'eau décennale ruisselée en 24 h s'obtient en divisant par la surface du bassin versant le volume décennal écoulé en 24 h qu'on obtient en multipliant le débit moyen journalier décennal par 86.400.

On obtient les valeurs suivantes pour les différents bassins :

- Corral	19,93 mm
- Courmeran	25,6 mm
- Cadanne	16,92 mm
- Engranne	15,84 mm
- Lescouroux	14,96 mm

Pour LA JAUGUE on retiendra la valeur maximale de 25,6 mm compte tenu des perspectives de développement de l'urbanisation. Ce chiffre représente un volume de 307.200 m³ et un débit moyen journalier décennal de 3,56 m³/s.

Pour ce qui concerne le coefficient de pointe (rapport du débit de pointe au débit moyen journalier) on obtient les valeurs suivantes pour le 13 Décembre 1981, après une longue période de pluie, ce qui donne donc des valeurs fortes :

- Corral	(3,9 km ²)	4,72
- Cadanne	(9,7 km ²)	3,18
- Courmeran	(16,2 km ²)	2,89
- Engranne	(30 km ²)	1,71
- Lescouroux	(41 km ²)	1,79

Une régression linéaire directe du coefficient de pointe sur la surface donne une valeur de 3,45 pour LA JAUGUE avec un coefficient de corrélation de 0,90.

Une régression de la forme $C = aS^{-b}$ donne une valeur de 2,93 avec un coefficient de corrélation de 0,97.

Le débit décennal de pointe doit alors se situer dans la fourchette $3,56 \times 2,93$ à $3,56 \times 3,45$ soit de 10,42 à 12,27 m³/s.

Compte tenu des valeurs obtenues par les méthodes précédentes, on retiendra la valeur basse de la fourchette arrondie à 10 m³/s pour le débit de pointe décennal au CD 10.

Pour le volume décennal écoulé, on retiendra la valeur de 307.200 m³.

2.3. - Découpage et traitement des bassins versants élémentaires

Le découpage en 28 sous-bassins a été réalisé sur la carte au 1/10.000ème (cf. carte n° 1).

La plupart de ces sous-bassins s'écoulent directement dans LA JAUGUE à l'exception des sous-bassins 13, 14, 15 et 16 (en quasi totalité) qui aboutissent à l'étang situé en zone amont de LA JAUGUE, et des sous-bassins 27 et 28 qui débouchent dans le sous-bassin 23. Ces sous-bassins particuliers ont été combinés pour donner un sous-bassin "Lac" correspondant à ce qui arrive dans l'étang et un sous-bassin "Demptos", correspondant à l'affluent principal de LA JAUGUE qui la rejoint un peu à l'amont du moulin de Demptos.

Pour chacun de ces sous-bassins on veut déterminer les paramètres permettant de construire l'hydrogramme de crue recherché, à savoir :

- la durée de la pluie, commune pour tous les sous-bassins
- le débit de pointe
- le temps caractéristique du bassin, déterminant les temps de montée et de descente de l'hydrogramme

2.3.1. - Durée de la pluie

On supposera que la crue que l'on recherche, de fréquence environ décennale, est provoquée par la pluie décennale de 24 h (c'est-à-dire pluie totale tombée sur 24 heures consécutives, quelle que soit la durée de l'épisode pluvieux proprement dit) et on déterminera la durée de l'épisode pluvieux correspondant.

Pour la région de BORDEAUX, la pluie décennale de 24 h (tirée de l'étude "Analyse des pluies de 1 à 10 jours sur 300 postes métropolitains") est de 53 mm.

Pour calculer la durée correspondante, on utilise la formule de MONTANA, donnant pour des averses la quantité de pluie tombée (en mm) en fonction de la durée de l'averse (en mn). Les coefficients de cette formule sont tirés de la Nouvelle Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement :

$$P = 6,7 \, t^{(1 - 0,55)} = 6,7 \, t^{0,45}$$

Pour $P = 53$ mm, on obtient $t = \underline{99 \text{ minutes}}$.

C'est la durée de pluie que l'on retiendra.

2.3.2. - Débits de pointe et temps caractéristiques

Compte tenu des remarques faites précédemment sur les méthodes statistiques (qui calculent des valeurs de débit à partir de données physiques du bassin), on a préféré utiliser des formules classiques :

- CAQUOT pour le débit de pointe, les bassins étant tous inférieurs à 200 ha, même si les coefficients de ruissellement sont inférieurs à 0,2, la plupart du temps. En effet, on n'utilisera pas directement la valeur absolue des débits trouvés, mais on les multipliera par un coefficient correctif. Il s'agit surtout de conserver les ordres de grandeur relatifs entre les différents bassins
- DESBORDES, VEN TE CHOW et TURAZZA pour le temps caractéristique afin de comparer les 3.

- ooOoo -

Pour parvenir au résultat, sur chacun de ces sous-bassins, on a procédé aux opérations suivantes :

- 1) détermination par planimétrage, à partir des photos aériennes et des plans du P.O.S., du mode d'occupation du sol : bois, cultures, vignes, zones urbanisées (zones U du P.O.S. en totalité) (cf. tableau 1)
- 2) calcul du coefficient de ruissellement (utilisation de tables) d'après l'occupation du sol, la pente (tirée de la carte au 1/10.000ème) et de la nature du terrain (tirée de l'étude de Gérard JEAN - BAPTISTE). Pour les vignes, on a utilisé des valeurs tirées d'une étude du CEMAGREF mentionnée plus haut (cf. tableau 1)
- 3) calcul à partir de la carte au 1/10.000ème de la pente pondérée et de la longueur du talweg principal ainsi que la dénivelée totale (cf. tableau 2)
- 4) calcul du débit de pointe décennal par la formule :

$$Q_{10} \text{ (m}^3\text{/s)} = M \times 1,601 \text{ I}^{0,27} \text{ C}^{1,19} \text{ A}^{0,8}$$

OCCUPATION DES SOLS ET COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

N° BV	VIG NES		BO IS		CHA MPS		ZONES URBAINES		TO TAL	
	Surf (ha)	C.ruiss.	Surf (ha)	C.ruiss.	Surf (ha)	C.ruiss.	Surf (ha)	C.ruiss.	Surf (ha)	C.ruiss.
1										
2										
3			3.49	0.048	0.43	0.0875	2.56	0.2	6.48	0.111
4			3.02	0.048	12.49	0.07	5.87	0.5	21.38	0.185
5	2.41	0.3	3.39	0.048	5.7	0.0875	6.8	0.4	18.3	0.224
6			1.71	0.048	6.58	0.07	1.96	0.35	10.25	0.12
7	10.64	0.3	4.2	0.048	8.31	0.07	4.34	0.35	27.49	0.2
8	35.9	0.25	11.28	0.04	12.18	0.07	1.37	0.35	60.73	0.177
9	10.02	0.25	25.79	0.06	40.11	0.075	0.73	0.3	76.65	0.095
10	2.24	0.25	6.69	0.05	26.01	0.07	2.43	0.35	37.37	0.095
11	1.62	0.2	11.06	0.048	22.66	0.07	0.73	0.35	36.07	0.074
12	1.63	0.2	5.45	0.05	12.82	0.08			19.9	0.082
13			10.57	0.05	2.09	0.08	3.03	0.35	15.69	0.112
14	12.03	0.2	23.89	0.06	36.82	0.08	3.57	0.35	76.31	0.105
15	27.63	0.2	0.3	0.05	29.27	0.08	2.22	0.35	59.42	0.145
16	4.08	0.2	11.84	0.04	13.58	0.07	10.15	0.4	39.65	0.159
17	30.8	0.25	29.72	0.048	84.85	0.08	23.44	0.5	168.81	0.164
18	18.55	0.2	25.24	0.06	23.75	0.075	9.57	0.35	77.11	0.134
19	5.97	0.3	0.25	0.06	18.15	0.075	1.08	0.35	25.45	0.139
20	14.19	0.25	3.64	0.04	28.22	0.07	0.73	0.35	46.78	0.127
21	15.44	0.25	2.1	0.048	2.39	0.07			19.93	0.207
22	7.32	0.25	4.55	0.048	10.59	0.0875			22.46	0.132
23	9.62	0.2	7.67	0.04	14.96	0.07	9.31	0.4	41.56	0.168
24	6.61	0.2	0.92	0.04	8.06	0.07	6.02	0.45	21.61	0.214
25	3.8	0.3	5.62	0.04	3.31	0.07	9.46	0.45	22.19	0.264
26	23.33	0.25	0.97	0.04	10.3	0.07	18.15	0.5	52.75	0.297
27	39.58	0.25	4.33	0.06	28.76	0.075	17.27	0.35	89.94	0.204
28	46.84	0.2	16.92	0.08	30.28	0.08	14.4	0.35	108.44	0.168
TOTAL	330.25		224.61		492.67		155.19		1202.72	

PARAMETRES PHYSIQUES

N° BV	SURFACE (ha)	LONGUEUR TALWEG (km)	DENIVELEE TOTALE (m)	PENTE PONDEREE
1	41.78	2	2	0.001
2	54.95	2	2	0.001
3	6.48	0.5	48	0.0779
4	21.38	0.43	41	0.0682
5	18.3	0.45	35	0.0542
6	10.25	0.29	27	0.0196
7	27.49	0.775	42	0.0451
8	60.73	1.01	51	0.0357
9	76.65	1.35	54	0.0292
10	37.37	0.94	51	0.037
11	36.07	0.78	40	0.0415
12	19.9	0.585	33	0.0433
13	15.69	0.365	29	0.0577
14	76.31	1.29	31	0.0237
15	59.42	1.38	30	0.0176
16	39.65	0.84	33	0.0389
17	168.81	1.8	50	0.0267
18	77.11	1.23	55	0.038
19	25.45	0.9	54	0.0545
20	46.78	0.79	47	0.0525
21	19.93	0.61	45	0.0643
22	22.46	0.29	15	0.0732
23	41.56	0.98	26	0.0246
24	21.61	1.01	56	0.0333
25	22.19	1	59	0.0585
26	52.75	1.35	61	0.037
27	89.94	1.22	45	0.0333
28	108.44	1.6	43	0.024
Lac	186.57	1.73	36	0.0313
Demptos	239.92	2.6	69	0.0273

avec :

. M coefficient d'allongement donné par la formule :

$$M = \frac{(4A)^K}{(L^2)} \quad K = \frac{-0,42 \times b(T)}{1 - b(T) \times f}$$

b : coefficient de MONTANA

$$f = -0,287$$

. I : pente pondérée

. C : coefficient de ruissellement

. A : surface en hectares

Débit de pointe quinquennal par la formule :

$$Q_5 (m^3/s) = M \times 1,290 \times I^{0,28} \times C^{1,20} \times A^{0,79}$$

Ces débits figurent sur le tableau 3.

5) Calcul des temps caractéristiques, par les formules de :

a) DESBORDES

$$tc (mn) = 0,0176 \times L^{0,69} \times A^{0,184} \times I^{-0,41} \times Q^{-0,354}$$

avec :

L : longueur du talweg en mètres

A : surface en hectares

I : pente pondérée

Q : débit de pointe en m^3/s

b) TURAZZA

$$tc (mn) = 60 \times 0,1 \times 3 \frac{A \cdot L}{I}$$

avec :

A : surface en km^2

L : longueur du talweg en km

I : pente

c) VEN TE CHOW

$$tc (mn) = 60 (0,863 \frac{L^3}{H})^{0,385}$$

avec :

L : longueur du talweg en km

H : dénivelée totale en mètres

CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES

N° BV	Q10 Caquot (l/s)	Q5 Caquot (l/s)	Tc Desb. (mn)	Tc Turazza (mn)	Tc VTChow (mn)	Valeur retenue pour Tc
1	109.39	78.76	246.43	178.71	126.52	183
2	146.83	105.71	233.52	195.80	126.52	184
3	264.61	199.64	8.24	6.85	5.75	6
4	1836.11	1398.69	4.92	10.37	5.13	6
5	1788.18	1359.78	5.47	11.21	5.75	6
6	441.39	333.28	9.05	13.28	3.82	9
7	1708.54	1279.70	9.41	16.88	10.04	15
8	2810.51	2087.56	12.06	26.98	12.65	27
9	1390.31	1017.62	21.42	35.51	17.30	36
10	835.50	617.44	15.88	22.01	11.64	18
11	682.71	506.05	14.22	19.30	10.31	21
12	482.31	360.08	11.61	14.08	7.96	15
13	757.89	575.39	6.08	9.63	4.85	9
14	1510.50	1105.58	21.94	38.77	20.33	39
15	1507.48	1101.35	24.81	42.33	22.25	42
16	1771.82	1320.49	11.16	21.09	12.09	21
17	5183.34	3790.91	19.66	53.18	24.84	51
18	2386.19	1761.26	14.86	30.20	15.35	30
19	988.97	736.72	11.54	15.73	10.83	15
20	1816.41	1357.14	9.66	18.79	9.83	18
21	1581.20	1195.01	6.68	11.72	7.41	12
22	1639.02	1257.08	3.83	8.92	4.79	9
23	1615.71	1195.01	15.60	28.36	15.83	20
24	1139.30	845.59	14.12	19.80	12.20	15
25	1761.79	1318.14	9.59	15.02	11.82	12
26	3851.35	2855.99	12.65	27.86	16.51	21
27	4489.63	3324.69	12.87	33.91	16.51	33
28	3436.65	2516.30	20.19	46.54	22.98	46
Lac	4627.09	3385.18	19.01	50.12	26.93	51
Demptos	6991.80	5078.50	24.10	66.84	33.56	66

Ces temps figurent sur le tableau 3.

On retiendra finalement pour les bassins "urbains" la moyenne de ces trois valeurs, et pour les autres le temps le plus long, qui est généralement celui donné par la formule de TURAZZA plus adaptée aux bassins ruraux. Les valeurs retenues figurent sur le tableau 3.

2.3.3. - Principe de construction des hydrogrammes

On a retenu une forme classiquement employée pour ces hydrogrammes :

- passage du débit de base au débit de pointe retenu, pendant une durée égale au temps caractéristique
- maintien du débit maximal jusqu'à la fin de l'épisode pluvieux (d'une durée de 99 minutes, comme calculé plus haut)
- retour au débit de base pendant une durée égale à deux fois le temps caractéristique

La forme étant ainsi fixée, les hydrogrammes seront tout à fait connus après le choix d'un coefficient réducteur pour le débit de pointe et le choix d'un débit de base. Ces deux paramètres étant déterminés à partir du débit de pointe et du volume ruisselé sur l'ensemble du bassin.

Les premiers essais sur modèle ayant montré que le débit de pointe était voisin de la somme des débits de pointe des bassins élémentaires, on a appliqué au total de ces débits le coefficient réducteur nécessaire pour arriver à $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Les chiffres correspondants figurent sur le tableau 4.

Les hydrogrammes étant à partir de cela bien déterminés, on a calculé le volume ruisselé par sous-bassin (intégration du débit en fonction du temps) qui figure lui aussi au tableau 4. Le total s'élève à 92.890 m^3 , chiffre très voisin de celui (97.526 m^3) obtenu en multipliant le volume total apporté par une pluie de 53 mm sur chaque sous-bassin par le coefficient de ruissellement correspondant (cf. tableau 4).

2.3.4. - Estimation du débit de base

Deux hypothèses ont été faites concernant le débit de base (débit observé avant la crue et après la fin de la crue).

La première consiste à faire écouler sur 24 heures le volume ruisselé décennal calculé plus haut (307.200 m^3). Il faut faire écouler sur 24 heures en plus de la crue proprement dite, un volume de $307.200 - 92.890 = 214.309 \text{ m}^3$, soit un débit de base de $2,48 \text{ m}^3/\text{s}$.

CARACTERISTIQUES CRUE

N° BV	DEBIT POINTE CRUE (m ³ /s)	VOLUME HYDROGRAMME (m ³)	VOLUME RUISSELE Vol. pluieXCo.ruiss. (m ³)	DEBIT BASE CRUE 1 (m ³ /s)	DEBIT BASE CRUE 2 (m ³ /s)
1	0.11	1,297	1,107		
2	0.15	1,751	1,456		
3	0.08	476	381	0.01	0.01
4	0.55	3,338	2,096	0.04	0.01
5	0.53	3,246	2,173	0.04	0.01
6	0.13	807	652	0.02	0.01
7	0.5	3,189	2,914	0.06	0.01
8	0.81	5,496	5,697	0.13	0.03
9	0.4	2,786	3,859	0.16	0.03
10	0.24	1,553	1,882	0.08	0.02
11	0.2	1,297	1,415	0.07	0.02
12	0.14	897	865	0.04	0.01
13	0.22	1,394	931	0.03	0.01
14	0.43	3,066	4,247	0.16	0.03
15	0.43	3,093	4,566	0.12	0.02
16	0.52	3,383	3,341	0.08	0.01
17	1.48	11,044	14,673	0.35	0.07
18	0.69	4,698	5,476	0.16	0.03
19	0.29	1,836	1,875	0.05	0.01
20	0.53	3,430	3,149	0.1	0.02
21	0.47	2,936	2,187	0.04	0.01
22	0.49	3,045	1,571	0.05	0.01
23	0.47	3,048	3,701	0.08	0.02
24	0.33	2,107	2,451	0.04	0.01
25	0.51	3,239	3,105	0.05	0.01
26	1.11	7,318	8,303	0.11	0.02
27	1.3	8,986	9,724	0.19	0.04
28	0.98	7,184	9,655	0.22	0.04
Lac	1.54	10,853	12,755	0.38	0.07
Demptos	1.98	19,218	23,015	0.49	0.1

Cette première hypothèse étant vraiment très sévère puisqu'elle conduit à prendre pour la crue de projet à la fois le débit de pointe décennal et le volume ruisselé sur 24 h décennal, on en a considéré une seconde.

Cette seconde hypothèse revient à considérer que la crue survient en période plutôt sèche, sur une pluie d'orage. On a pris alors un débit de base nettement plus faible de 0,5 m³/s.

Comment répartir ce débit de base entre les différents sous-bassins ? On s'est basé pour cela sur les seuls jaugeages dont nous ayons connaissance et qui figurent dans l'étude de G. JEAN - BAPTISTE. En Juillet 1984 ont été mesurés 26 l/s au bassin du lieu-dit Le Pine et 75 l/s soit 3 fois plus au pont du CD 10. Or ce chiffre est très proche du rapport des surfaces des bassins versants "actifs" correspondants (en excluant les surfaces amont dont l'écoulement à l'étiage est piégé par l'étang existant) soit 0,31 (369/1200).

On a donc réparti le débit de base global au prorata des surfaces des sous-bassins. Les chiffres figurent dans le tableau 4.

On a ainsi abouti à la création de deux séries d'hydrogrammes permettant de générer deux crues de projet pour l'ensemble du bassin versant.

III - NIVEAU D'EAU EN GARONNE

L'étude sur modèle doit prendre en compte la coïncidence d'une forte crue sur LA JAUGUE avec des hautes eaux de la Garonne. Lors de la réunion du 21 Avril 1988, il a été convenu de retenir comme épisode-type de hautes eaux en Garonne, celui qui s'est déroulé les 18, 19, 20 Mars 1988.

Les données recueillies sur cet épisode ont été les suivantes :

- enregistrements graphiques des niveaux à BORDEAUX (Port Autonome) FLOIRAC et CADILLAC
- étude du Service Maritime et de Navigation de la Gironde sur les marées d'équinoxe de cette période
- observations faites sur place par les riverains de LA JAUGUE
- lieux géométriques des pleines mers et basses mers sur la Garonne (1905 - Service Maritime)

L'étude citée plus haut confirme le caractère exceptionnel de cet épisode puisque s'ajoute à des marées de coefficients supérieurs à 110, une surcote de 1 m analysée comme suit :

- influence de la surcote au VERDON 0,30 m
- influence des vents d'ouest et pluie 0,30 m
- influence de la crue de la Garonne 0,40 m

Après discussion avec les spécialistes de SOGREAH BORDEAUX chargés de modéliser les écoulements en Garonne, il a été décidé de retenir la même forme d'hydrogramme à QUINSAC qu'à FLOIRAC, les deux sections étant très proches.

La cote des plus hautes eaux constatées à FLOIRAC a été de 5,00 NGF.

La différence moyenne indiquée à pleine mer entre FLOIRAC et QUINSAC est de 15 cm. Les observations faites sur place indiquent un léger débordement au-dessus des digues de Garonne qui sont cotées aux alentours de 5,20 à 5,30 NGF.

On a retenu par sécurité une cote maximale de l'eau à 5,30 NGF. Les niveaux d'eau retenus pour la Garonne pendant une période de 36 heures, tous les quart d'heures, figurent sur le tableau 5.

Ce sont ces niveaux qui ont été introduits dans le modèle comme condition aux limites aval. Après quelques essais on a placé la hauteur maximale au moment le plus défavorable, soit 3 H 30 après le début de la crue de LA JAUGUE.

COTE DE L'EAU EN GARONNE

Heure	Cote NGF	Heure	Cote NGF	Heure	Cote NGF
0h00	0.77	12h00	0.95	24h00	1.23
0h15	1.27	12h15	1.14	24h15	1.20
0h30	1.77	12h30	1.64	24h30	1.17
0h45	2.27	12h45	2.27	24h45	1.58
1h00	2.70	13h00	2.77	25h00	2.02
1h15	3.14	13h15	3.20	25h15	2.52
1h30	3.52	13h30	3.70	25h30	3.02
1h45	3.92	13h45	4.08	25h45	3.42
2h00	4.20	14h00	4.45	26h00	3.83
2h15	4.55	14h15	4.73	26h15	4.14
2h30	4.73	14h30	5.02	26h30	4.45
2h45	4.89	14h45	5.17	26h45	4.70
3h00	4.98	15h00	5.27	27h00	4.83
3h15	5.02	15h15	5.30	27h15	4.95
3h30	4.95	15h30	5.27	27h30	4.98
3h45	4.80	15h45	5.17	27h45	4.98
4h00	4.58	16h00	4.95	28h00	4.95
4h15	4.36	16h15	4.70	28h15	4.70
4h30	4.14	16h30	4.48	28h30	4.52
4h45	3.95	16h45	4.27	28h45	4.30
5h00	3.70	17h00	4.05	29h00	4.14
5h15	3.52	17h15	3.83	29h15	3.95
5h30	3.33	17h30	3.64	29h30	3.70
5h45	3.17	17h45	3.39	29h45	3.55
6h00	3.02	18h00	3.27	30h00	3.39
6h15	2.83	18h15	3.14	30h15	3.23
6h30	2.70	18h30	2.95	30h30	3.08
6h45	2.55	18h45	2.83	30h45	2.95
7h00	2.45	19h00	2.67	31h00	2.83
7h15	2.33	19h15	2.58	31h15	2.70
7h30	2.20	19h30	2.45	31h30	2.58
7h45	2.08	19h45	2.33	31h45	2.48
8h00	1.98	20h00	2.27	32h00	2.39
8h15	1.89	20h15	2.14	32h15	2.33
8h30	1.80	20h30	2.05	32h30	2.20
8h45	1.70	20h45	1.95	32h45	2.11
9h00	1.64	21h00	1.89	33h00	2.08
9h15	1.58	21h15	1.80	33h15	2.02
9h30	1.48	21h30	1.73	33h30	1.92
9h45	1.42	21h45	1.70	33h45	1.86
10h00	1.36	22h00	1.61	34h00	1.83
10h15	1.30	22h15	1.58	34h15	1.77
10h30	1.27	22h30	1.52	34h30	1.70
10h45	1.20	22h45	1.45	34h45	1.64
11h00	1.14	23h00	1.42	35h00	1.58
11h15	1.08	23h15	1.36	35h15	1.52
11h30	1.03	23h30	1.30	35h30	1.48
11h45	0.99	23h45	1.27	35h45	1.45

IV - CONSTRUCTION DU MODELE

Le modèle comprend deux types de sections alternées : les sections de hauteurs où on calcule la hauteur en fonction du profil en travers de la rivière et les sections de débit où on calcule le débit et où sont localisées les singularités (affluents, ouvrages etc ...).

Le pas d'espace sépare deux sections consécutives. Plus il est petit plus le modèle est précis mais plus les calculs sont longs. On a retenu un pas d'espace de 80 mètres.

Le pas de temps sépare deux calculs consécutifs des débits et des hauteurs. Il est fonction du pas d'espace. On a retenu un pas de temps de 15 secondes.

La modélisation des différentes sections (dont le détail figure en annexe 2) a été réalisée essentiellement sur la base des documents topographiques fournis par la DDAF et sur quelques observations directes.

On a retenu finalement quatre "canaux" :

- LA JAUGUE proprement dite depuis la Garonne jusqu'à l'étang situé dans la partie amont du bassin, soit environ 7.500 m et 94 sections de calcul
- le fossé situé en rive droite de LA JAUGUE, qui débute à la hauteur de la station d'épuration, traverse le CD 10 et aboutit dans LA JAUGUE par un ouvrage à clapet un peu à l'amont du débouché en Garonne, soit environ 1600 m et 21 sections de calcul. Il est alimenté par une partie des eaux de CAMBLANES
- le fossé venant de QUINSAC qui traverse le CD 10 le long de LA JAUGUE et la rejoint peu après, soit environ 500 m et 7 sections de calcul. Il est alimenté par une bonne partie des eaux du bourg de QUINSAC
- l'ancien lit de LA JAUGUE sur environ 350 m à l'amont du moulin de Demptos (LA JAUGUE étant considérée comme passant par le canal d'alimentation du moulin). Il est alimenté par un déversoir situé sur le canal du moulin.

Le schéma correspondant est illustré par la figure 1.

En l'absence de possibilités de calage direct on a retenu des coefficients de rugosité (traduisant la résistance à l'écoulement) déduits des tables de VEN TE CHOW d'après les caractéristiques physiques des différents tronçons, après visite sur place.

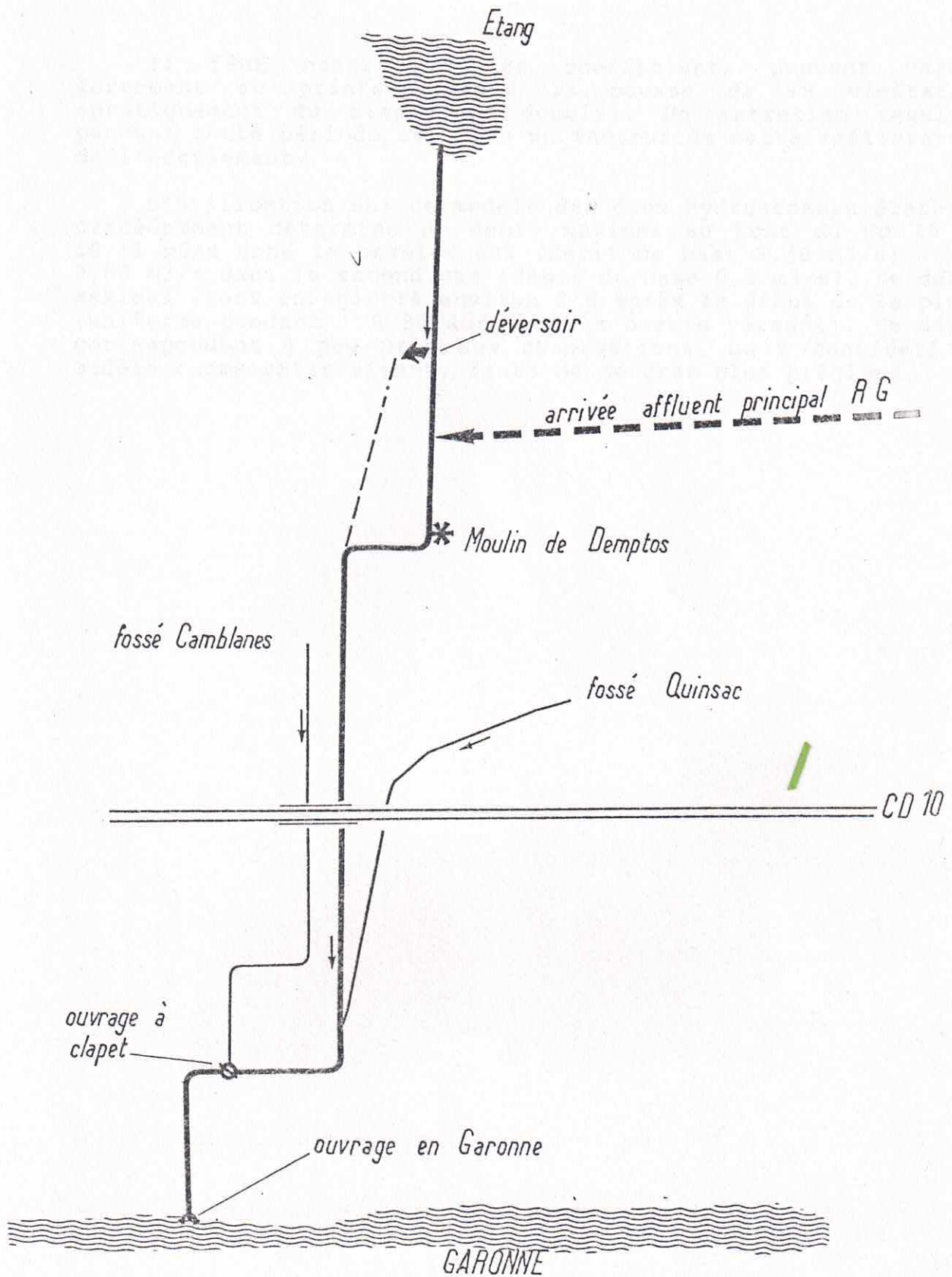


Fig. 1_ Schéma du modèle.

Il faut noter que ces coefficients peuvent varier fortement au printemps avec la pousse de la végétation (pratiquement du simple au double). Un entretien régulier pendant cette période est donc un facteur de nette amélioration de l'écoulement.

L'utilisation sur ce modèle des deux hydrogrammes élaborés précédemment détermine un débit maximal au pont du CD 10 de 10,11 m³/s dans le premier cas (débit de base 2,48 m³/s) et de 9,88 m³/s dans le second cas (débit de base 0,5 m³/s), ce débit maximal étant enregistré environ 2 H après le début de la pluie (uniforme pendant 1 H 39 sur tout le bassin versant). Ce délai correspondant à peu près aux observations, on a considéré le modèle comme satisfaisant, faute de mesures plus précises.

V - ETAT DU RESEAU - POINTS PARTICULIERS

L'examen du réseau tel qu'il est actuellement suggère quelques réflexions.

5.1. - Lit naturel de la rivière

En amont de l'ancien lavoir situé en contrebas du lieu-dit Le Pine, et en amont du moulin de Demptos, le passage actuel de l'eau se fait par un canal de moulin, situé à flanc de vallée. En cas de débordement l'eau rejoint le fond de vallée, quelques mètres en contrebas, ce qui paraît inévitable. Ce phénomène ne sera donc pas pris en compte dans la suite.

5.2. - Digues de LA JAUGUE à l'aval du CD 10

On peut constater sur les documents topographiques une grande variabilité des cotes supérieures des digues. Elles vont de 4,90 environ, correspondant en gros à la crête de l'ouvrage de séparation avec la Garonne, jusqu'à 3,80 m aux alentours du port de QUINSAC. Ceci présente un double inconvénient. Outre le fait que les débordements arrivent pour une hauteur d'eau plus petite, donc pour des débits plus faibles, les possibilités de stockage d'eau en cas d'impossibilité d'évacuation en Garonne sont plus limitées : de 12.300 m³ à la cote 3,80 NGF le volume stocké entre CD 10 et Garonne passe à 21.700 m³ à la cote 4,40 NGF et à 32.000 m³ à la cote 4,90 NGF.

Il paraît souhaitable d'égaleriser les digues jusqu'au moulin de la Mer, à une cote fonction des autres aménagements retenus.

Entre le moulin de la Mer et le CD 10 on peut signaler un point bas en rive droite, mais aucun débordement particulier ne semble en résulter.

Enfin, le lit majeur de LA JAUGUE à l'aval du port de QUINSAC est relativement encombré de végétation. Il gagnerait à être dégagé.

5.3. - Ouvrages sur LA JAUGUE

On peut examiner les sections et largeurs de passage des différents ouvrages situés à l'aval du moulin de Demptos :

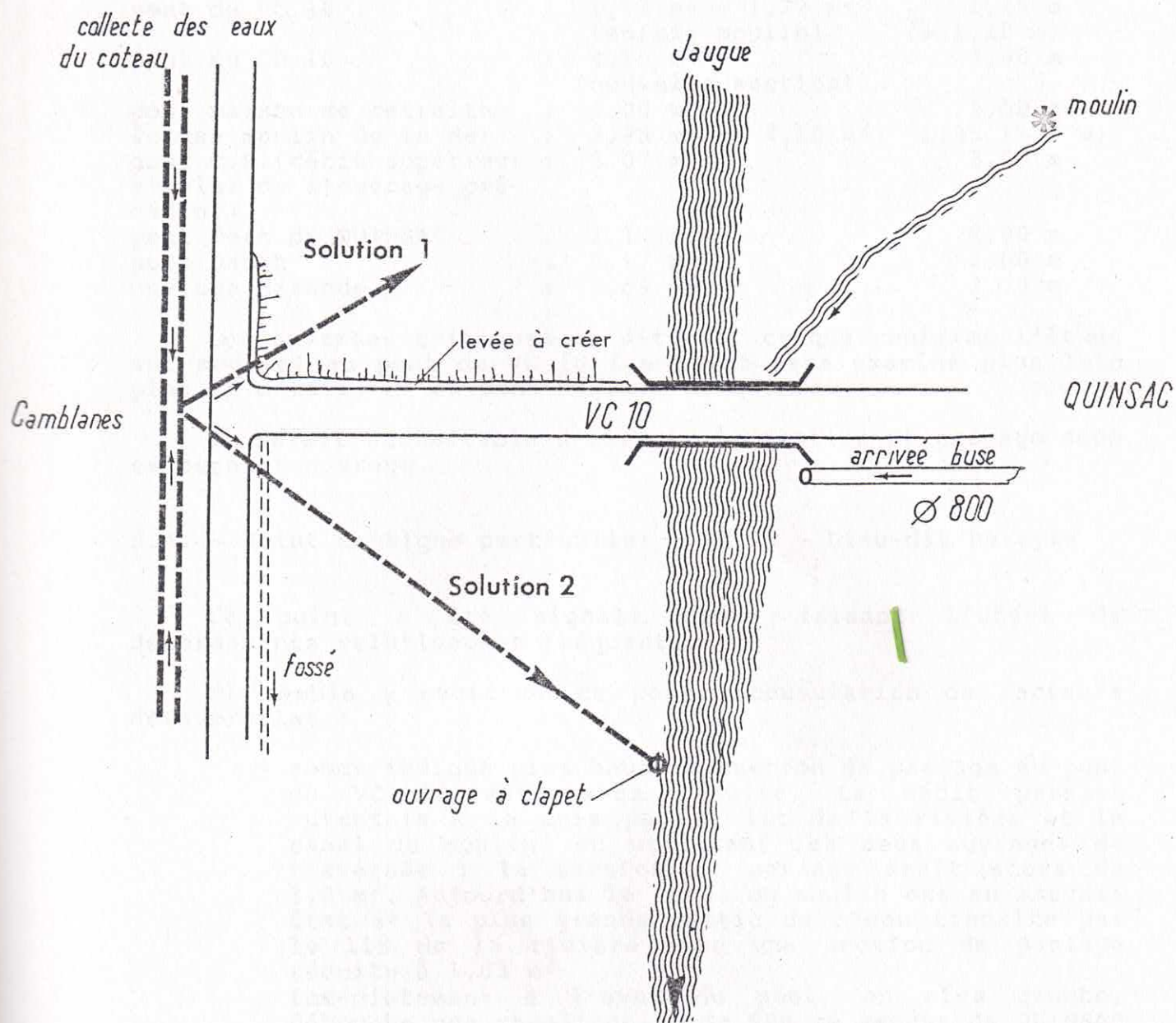


Fig. 2 - Schéma d'aménagement du lieu-dit
"Bareyre".

pont du VC 12	: 3,85 m ²	1,70 m
pont du VC 10	: 1,63 m ² + 1,72 m ²	1,10 m
	(sortie moulin)	(+ 1,10 m)
pont du CD 10	: 4,15 m ²	3,00 m
	(nouvelle section)	
pont maison de retraite	: 3,00 m ²	2,50 m
écluse moulin de la Mer	: 3,36 m ² (+ 4,10 m ²)	1,55 (+ 2 m)
pont C.R. (débit supérieur à celui de l'ouvrage précédent)	: 3,07 m ²	2,00 m
pont Port de QUINSAC	: 2,17 m ²	2,00 m
pont Dauch	: 8,17 m ²	2,80 m
ouvrage Garonne	: 3,69 m ²	2,70 m

Les ouvrages critiques se situent, ce que confirme l'étude sur modèle, au pont du VC 10 (ce point sera examiné plus loin plus en détail) et au pont du Port de QUINSAC.

Il serait souhaitable d'élargir la section de passage sous ce dernier ouvrage.

5.4. - Point critique particulier - VC 10 - Lieu-dit Bareyre

Ce point a été signalé comme faisant l'objet de débordements relativement fréquents.

Il semble y avoir en ce point accumulation de facteurs défavorables :

- comme indiqué plus haut la section de passage au pont du VC 10 est assez réduite. Le débit passait autrefois à la fois par le lit de la rivière et le canal du moulin, en utilisant les deux ouvrages de traversée ; la section de passage était alors de 3,4 m². Aujourd'hui le canal du moulin est en mauvais état et la plus grande partie de l'eau transite par le lit de la rivière avec une section de passage réduite à 1,63 m².
- immédiatement à l'aval du pont, en rive gauche, débouche une canalisation de 800 mm venant de QUINSAC qui, en apportant un débit important, contribue à remonter la ligne d'eau à l'amont du pont
- en rive droite, le terrain semble (selon les données topographiques disponibles) descendre à l'opposé de LA JAUGUE. L'eau ayant débordé à l'amont ne peut donc plus rejoindre la rivière

- à la hauteur du VC 10, toujours en rive droite, les eaux venant du coteau ne sont pas collectées et envoyées vers LA JAUGUE mais semblent rejoindre le fossé de la route latérale à LA JAUGUE. Or ce fossé ne peut pas écouler des débits très importants. Et si le fossé gauche de la route (en allant vers le CD 10) traverse le CD 10 par un ouvrage, ce ne semble pas être le cas du fossé droit.

La taille du modèle ne permet pas de prendre en compte des détails aussi localisés et de chiffrer l'influence respective de ces différents facteurs. On peut cependant préconiser :

- d'éviter que les eaux de débordement ne traversent le VC 10 en créant une butte le long du VC 10, l'agrandissement de la section de passage risquant d'aggraver les problèmes à l'aval
- de collecter les eaux venant du coteau et les amener à LA JAUGUE avec un ouvrage à clapet de décharge évitant tout refoulement de l'eau, soit à l'amont, soit suffisamment à l'aval du pont

2. Les propositions correspondantes se trouvent sur la figure

5.5. - Point critique particulier - aval du pont de Cirey

Ce point a été signalé comme faisant l'objet de débordements particuliers, notamment sur le ruisseau qui longe LA JAUGUE en rive gauche et la rejoint un peu plus à l'aval.

Plusieurs facteurs explicatifs peuvent être avancés.

Ce ruisseau est alimenté à l'amont par un bassin versant assez important (53 ha) qui recouvre une bonne part du bourg de QUINSAC dont le taux d'imperméabilisation et le taux de busage des fossés est en progression notable. Le débit de pointe qui arrive à l'amont est donc probablement en augmentation et peut être estimé à l'heure actuelle à $3,85 \text{ m}^3/\text{s}$ (formule de CAQUOT) pour sa valeur décennale.

Le ruisseau, où coule très peu d'eau en temps ordinaire, est le siège au printemps d'un important développement de végétation qui réduit fortement sa capacité d'écoulement pendant toute cette période, l'entretien étant réalisé annuellement en été par les riverains.

Lors des crues de LA JAUGUE, le niveau aval monte plus rapidement que dans le ruisseau (témoignages et confirmation par modèle) provoquant la remontée d'eau de LA JAUGUE dans le ruisseau, ce qui aggrave les choses.

Là encore, en l'absence de topographie très détaillée de cette zone, on peut préconiser les solutions suivantes, outre un entretien plus systématique dès le printemps :

- remontée de la digue du ruisseau au niveau de celle de LA JAUGUE (6,20 NGF)
- ou bien détournement du ruisseau vers LA JAUGUE à l'amont du CD 10, ce qui semble réalisable sans gros problème, le radier du pont de LA JAUGUE (nouveau pont réalisé en 1988) étant à la cote 4,55 NGF alors que celui du pont du ruisseau est à la cote 4,48 NGF. Ceci devrait être combiné avec la création d'un ouvrage à clapet à l'aval du ruisseau pour éviter toute remontée d'eau de LA JAUGUE. Cette solution ne peut naturellement être envisagée que simultanément à des actions améliorant la situation actuelle à l'amont du CD 10

VI - EXPLOITATION DU MODELE

Il s'agit d'étudier les conséquences du passage de la crue ou des crues retenues à l'issue de l'étude hydrologique et d'envisager les aménagements possibles pour pallier ces conséquences.

La période de retour de l'évènement étudié est très difficile à évaluer puisqu'on fait coïncider une crue comportant soit débit de pointe et volume journalier décennaux (crue 1), soit uniquement débit de pointe décennal (crue 2) avec des hautes eaux exceptionnelles de la Garonne. Quoiqu'il en soit, cette période de retour est certainement supérieure à 10 ans.

Pour chaque cas de figure (rivière "naturelle" ou aménagement particulier) la simulation de la crue proprement dite a été précédée d'une simulation à partir d'un état initial quelconque avec introduction uniquement des débits de base pour chaque hydrogramme. Cette simulation a été prolongée plus ou moins longtemps, jusqu'à obtention d'un régime permanent pris ensuite comme état initial pour le démarrage de la crue.

Compte tenu de la durée des hydrogrammes jusqu'au retour au débit de base (5 heures au maximum), la plupart des simulations ont été réalisées sur 6 heures, le temps 0 étant celui du début de la pluie.

Il est à signaler enfin que le modèle ne prend pas en compte les débordements, c'est-à-dire qu'aucun volume d'eau n'est enlevé de la rivière, même si l'eau dépasse la cote des digues : tout se passe comme si un mur vertical prolongeait les digues.

Les hauteurs d'eau atteintes n'ont donc rien à voir avec ce qui se passe en cas de débordement effectif mais indiquent simplement jusqu'à quelle cote il faut remonter les digues pour éviter tout débordement.

Les premières simulations ont consisté à faire passer la crue simplement sans aucun aménagement, pour voir les hauteurs d'eau atteintes (cf. figure 3).

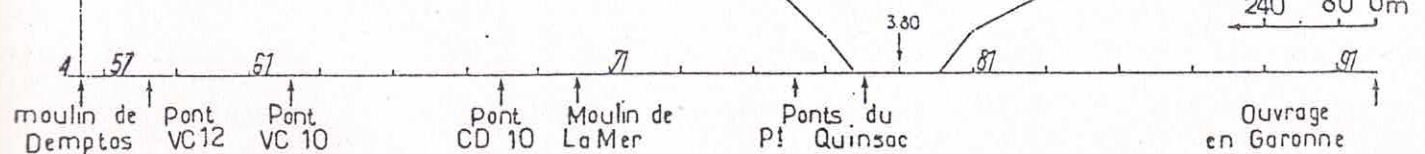
Pour la crue 1 (débit de base de $2,48 \text{ m}^3/\text{s}$), rien que le passage du débit de base donne des valeurs critiques notamment vers le haut du bassin, mais aussi juste à l'aval du CD 10, au point bas déjà signalé.

12 Cote NGF

- 26 -

Fig. 3.

— Cote de débordement situation actuelle
— □ Crue 1
— ○ Crue 2



Le passage de la crue proprement dite provoque un débit de pointe de $10,11 \text{ m}^3/\text{s}$ au pont de Cirey, le débit maximal absolu se situant quelques centaines de mètres à l'amont, à $10,34 \text{ m}^3/\text{s}$. Les hauteurs d'eau atteintes sont très importantes, comme on pouvait s'y attendre : jusqu'au moulin de Demptos, elles dépassent pratiquement partout les digues de plus de 1 m, le chiffre maximal étant de 2,69 m provoqué par un effet défavorable des deux ponts situés aux alentours du port de QUINSAC (la perte de charge est d'autant plus importante que le débit est important).

Pour la crue 2 (débit de base à $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$), l'état initial n'offre rien de particulier.

Le passage de la crue proprement dite provoque un débit de $9,88 \text{ m}^3/\text{s}$ au pont de Cirey, le débit maximal absolu se situant à l'amont, à $10,04 \text{ m}^3/\text{s}$.

Là encore, on constate un débordement généralisé, les hauteurs atteintes au-dessus des digues étant toutefois plus faibles que dans le cas précédent, la différence croissant d'environ 5 cm à l'aval du moulin de Demptos à environ 25 cm près de la Garonne.

C'est cette situation qu'il s'agit d'améliorer.

6.1. - Rehaussement des digues

Il s'agit de relever les digues jusqu'à une cote supérieure à la cote maximale atteinte au cours de la crue. On s'intéressera essentiellement au secteur où des problèmes ont été signalés, c'est-à-dire à l'aval du moulin de Demptos. Sur les parties amont, la rivière circule soit dans un fond de vallée inoccupé soit à flanc de coteau (canal de moulin) où l'eau de débordement rejoint le véritable fond de vallée lui aussi peu occupé.

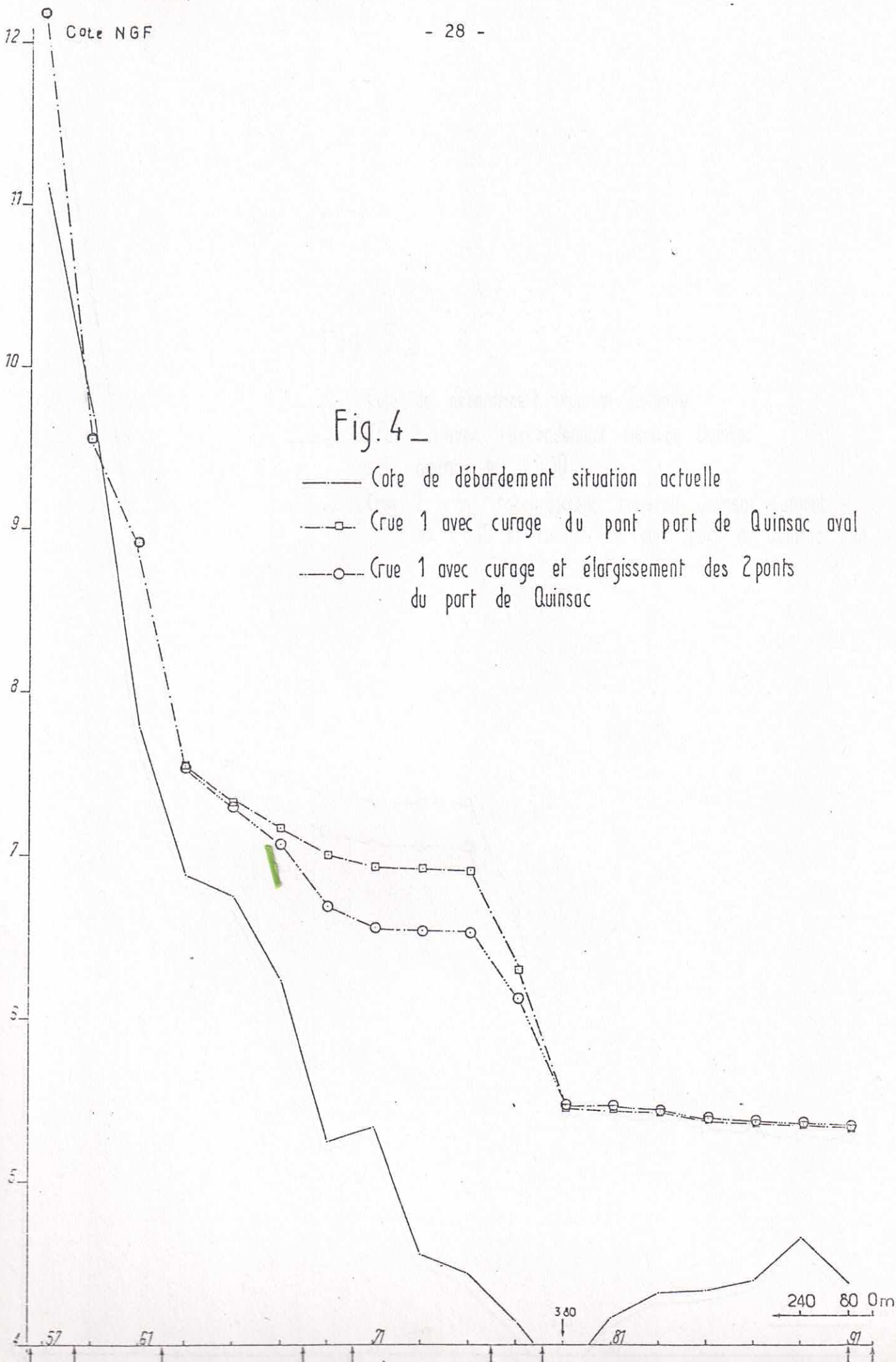
Sur le secteur aval, la différence entre les deux crues est peu importante du point de vue des hauteurs maximales atteintes. La plus grosse différence se situe à l'amont des ponts déjà cités où la légère différence de débit de pointe se traduit par une perte de charge différente. On retiendra les hauteurs de la crue 1, la plus forte. Les hauteurs de relèvement de digues par rapport au niveau de débordement actuel figurent sur les plans joints. Elles s'étalent de 0,67 m un peu à l'amont du CD 10 à 2,69 m à l'amont du port de QUINSAC.

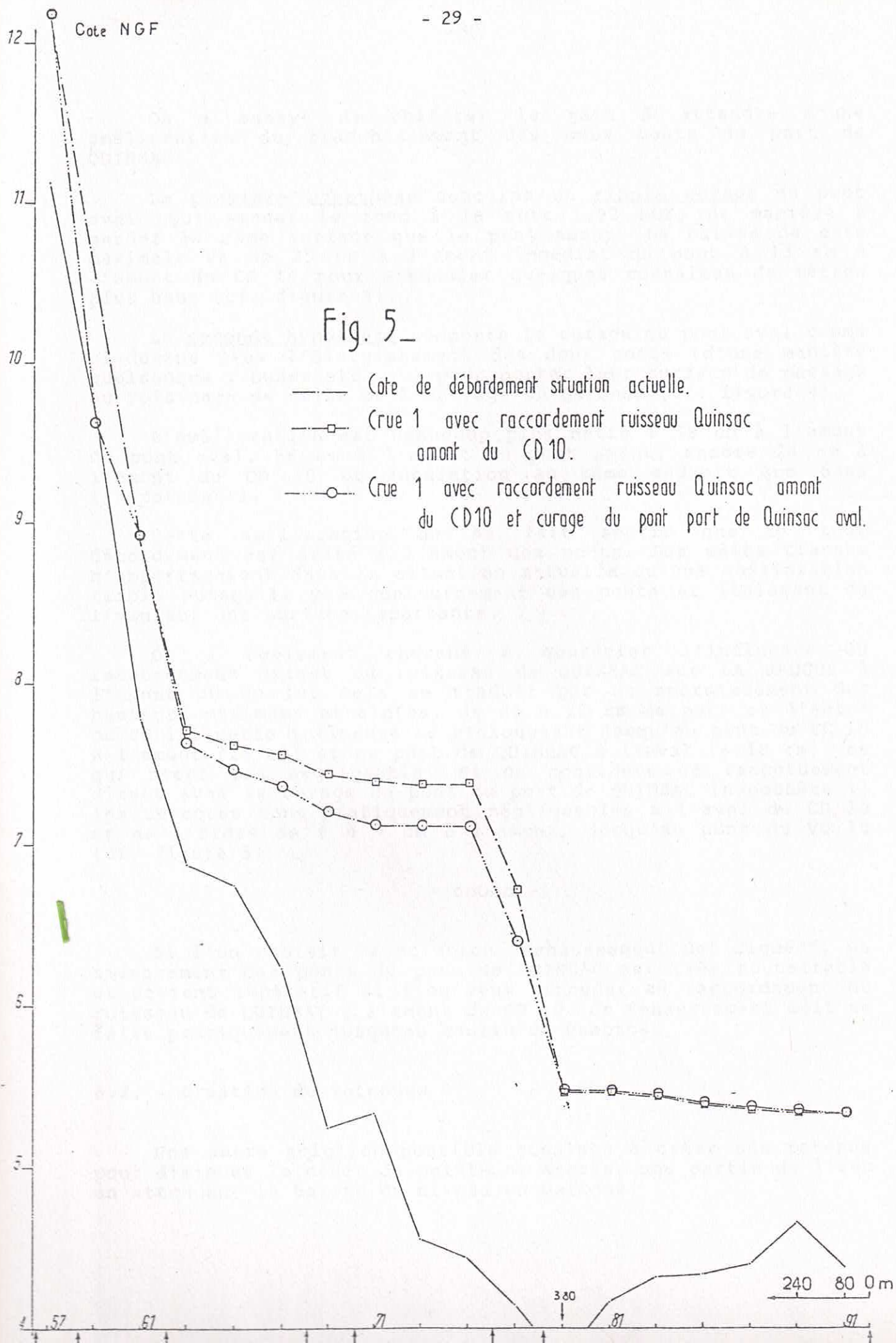
Cote NGF

- 28 -

Fig. 4 _

- Cote de débordement situation actuelle
- Crue 1 avec curage du pont port de Quinsac aval
- Crue 1 avec curage et élargissement des 2 ponts du port de Quinsac





On a essayé de chiffrer le gain à attendre d'une amélioration du franchissement des deux ponts du port de QUINSAC.

La première hypothèse concerne un simple curage du pont aval pour amener le fond à la cote 1,93 NGF, de manière à garder la même surface que le pont amont. La baisse de cote maximale va de 25 cm à l'amont immédiat du pont à 13 cm à l'amont du CD 10 pour s'annuler quelques centaines de mètres plus haut (cf. figure 4).

La seconde hypothèse comporte le curage du pont aval comme ci-dessus plus l'élargissement des deux ponts (d'une manière quelconque : buses etc ...) pour porter leur surface de passage au voisinage de celle de l'ouvrage en Garonne (cf. figure 4).

L'amélioration est beaucoup plus nette : 43 cm à l'amont du pont aval, 58 cm à l'amont du pont amont, encore 24 cm à l'amont du CD 10 et annulation au même endroit que dans l'hypothèse 1.

Cette amélioration ne se fait sentir que si tout débordement est évité à l'amont des ponts. Les mêmes travaux n'apporteraient dans la situation actuelle qu'une amélioration faible puisqu'il y a contournement des ponts et étalement de l'eau sur une surface importante.

On a également cherché à apprécier l'influence du raccordement direct du ruisseau de QUINSAC sur LA JAUGUE à l'amont du CD 10. Cela se traduit par un accroissement des hauteurs maximums atteintes, de 25 à 28 cm de part et d'autre du CD 10, cette influence se prolongeant jusqu'au pont du VC 10 à l'amont (15 cm) et au port de QUINSAC à l'aval (+ 18 cm), ce qui n'est pas négligeable. Si on considère ce raccordement direct avec le curage du pont du port de QUINSAC (hypothèse 1) les surcotes sont pratiquement négligeables à l'aval du CD 10 et de l'ordre de 6 à 7 cm à l'amont, jusqu'au pont du VC 10 (cf. figure 5)

- ooOoo -

Si l'on choisit la solution "rehaussement des digues", un aménagement des ponts du port de QUINSAC est très souhaitable et devient impératif si l'on veut procéder au raccordement du ruisseau de QUINSAC à l'amont du CD 10. Ce rehaussement doit se faire pratiquement jusqu'au moulin de Demptos.

6.2. - Création de retenues

Une autre solution possible consiste à créer une retenue pour diminuer le débit de pointe et stocker une partie de l'eau en attendant la baisse du niveau en Garonne.

La démarche suivie a consisté d'abord à sélectionner quelques emplacements de retenue qui paraissent à la fois intéressants sur le plan de la capacité de stockage et envisageables au vu de l'occupation du terrain. Ceci ne préjuge pas du tout de la possibilité matérielle d'implantation de la digue qui nécessite des investigations beaucoup plus poussées.

La seconde étape a consisté à simuler le passage de la crue (après une période d'initialisation avec le débit de base) pour déterminer les hauteurs d'eau atteintes à l'aval (influence sur les débordements) et à l'amont (hauteur à donner à la retenue).

Un point important concerne l'arrivée, peu à l'amont du moulin de Demptos, d'un affluent à bassin versant étendu (240 ha) et à forte pente aval, entraînant des débits de pointe décennaux non négligeables ($2,5 \text{ m}^3/\text{s}$). Il a paru nécessaire de vérifier les conséquences de l'emplacement d'une retenue par rapport à l'arrivée de cet affluent supposé non régularisé (le bassin de stockage du lotissement Les Grands Horizons est en mauvais état et de faible capacité).

La simulation correspondante a consisté à faire passer la crue sur l'affluent tout en limitant à $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (résultat supposé de la régularisation) le débit admis sur le lit principal de LA JAUGUE à l'amont de l'affluent.

Le résultat est qu'on évite ainsi les débordements entre le moulin de Demptos et le CD 10 mais qu'on obtient encore des dépassements importants à l'aval de celui-ci (plus d'1 m par endroits). Il paraît donc souhaitable, soit de créer une retenue significative sur cet affluent, ce qui paraît très difficile au vu de la topographie, soit d'implanter une retenue sur le lit principal à l'aval de cet affluent.

L'occupation du terrain paraissant condamner toute implantation de retenue à l'aval du moulin de Demptos, on a sélectionné quelques sites figurant sur la carte 1. Ils sont situés à l'amont du moulin de Demptos et suffisamment à l'aval pour commander une fraction significative du bassin versant.

Le site R1 se trouve au droit du lieu-dit Ysard sur un resserrement de la vallée. La largeur est d'environ 80 m. La cote du fond est à 19,30 NGF et on considère que l'eau peut atteindre la cote 25,00 NGF.

Le site R2 se trouve au droit du lieu-dit Le Pine, à l'amont d'un ancien lavoir. La largeur est d'environ 90 m, la cote de fond à 16,00 NGF, l'eau pouvant atteindre la cote 20,00 NGF.

Le site R3 se trouve au droit du lieu-dit Morillon, à l'amont du débouché de l'affluent principal. La largeur est d'environ 120 m, la cote de fond à 14,50 m et la cote admissible de l'eau à 20,00 NGF.

Le site R4 se trouve (c'est le seul) à l'aval du débouché de l'affluent principal. La largeur est d'environ 110 m, la cote de fond à 10,00 NGF et la cote admissible de l'eau à 15,00 NGF.

Bien entendu, les retenues auront un fonctionnement "ouvert" : un ouvrage de vidange, ouvert en permanence, limitera le débit de sortie. Plus la section de passage sera petite, plus le débit sera faible et plus le niveau maximum atteint dans la retenue sera élevé.

On a choisi comme sections de passage des sections équivalentes à une buse de diamètre donné.

Les premières simulations ont concerné une seule retenue à la fois.

On a simulé (après initialisation) le passage de la crue 1 sur les retenues R1, R3, R4 avec en sortie un diamètre 800 (cf. figure 6).

On peut en tirer d'abord quelques conclusions générales :

- la réduction du débit à l'aval de la retenue entraîne une montée des eaux dans LA JAUGUE aval moins rapide que sur la Garonne. On arrive alors à une annulation du débit de sortie et toute LA JAUGUE aval jusqu'au port de QUINSAC se comporte comme un simple plan d'eau
- plus la retenue est située à l'aval et plus l'amélioration est importante, puisque le bassin versant contrôlé est plus grand

Pour ce qui concerne la retenue R1, avec un diamètre 800, on continue d'observer des débordements à l'amont du CD 10 (environ 50 cm) ainsi qu'à l'aval avec un maximum à 1,81 m. La cote maximale atteinte dans la retenue est de 23,53 NGF. On devrait obtenir une amélioration en diminuant la section de passage.

Pour ce qui concerne la retenue R3, avec un diamètre 800, on observe là encore des débordements à l'amont du CD 10 (environ 30 cm) ainsi qu'à l'aval avec un maximum à 1,61 m. La cote maximale atteinte dans la retenue est de 19,00 NGF. Là encore, la diminution de la section de passage devrait entraîner une amélioration.

Fig. 6 _

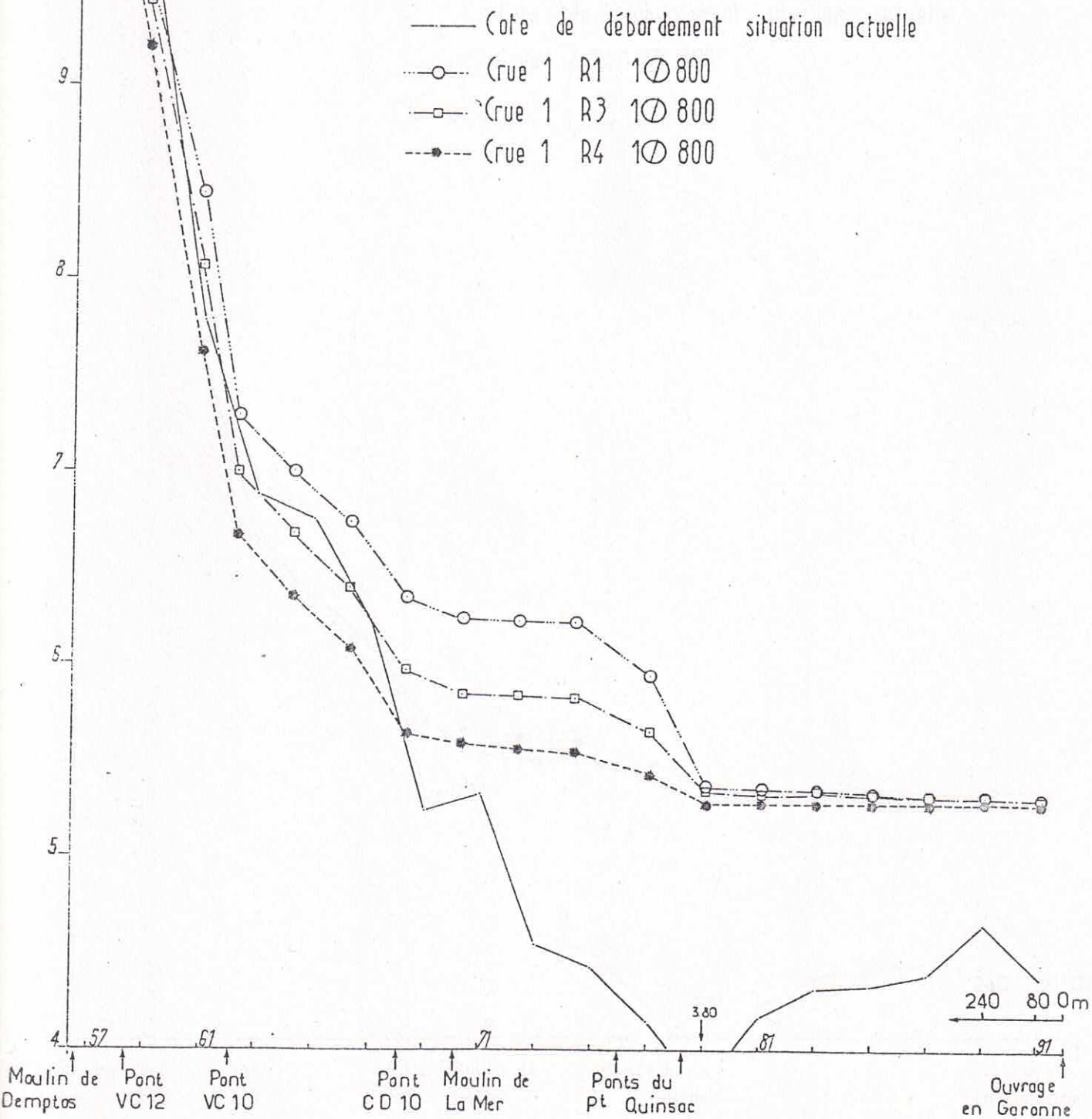


Fig - 7

— Cote de débordement situation actuelle
—*— Crue 2 R4 1 \varnothing 800
- - - • - - - Crue 1 R4 1 \varnothing 800

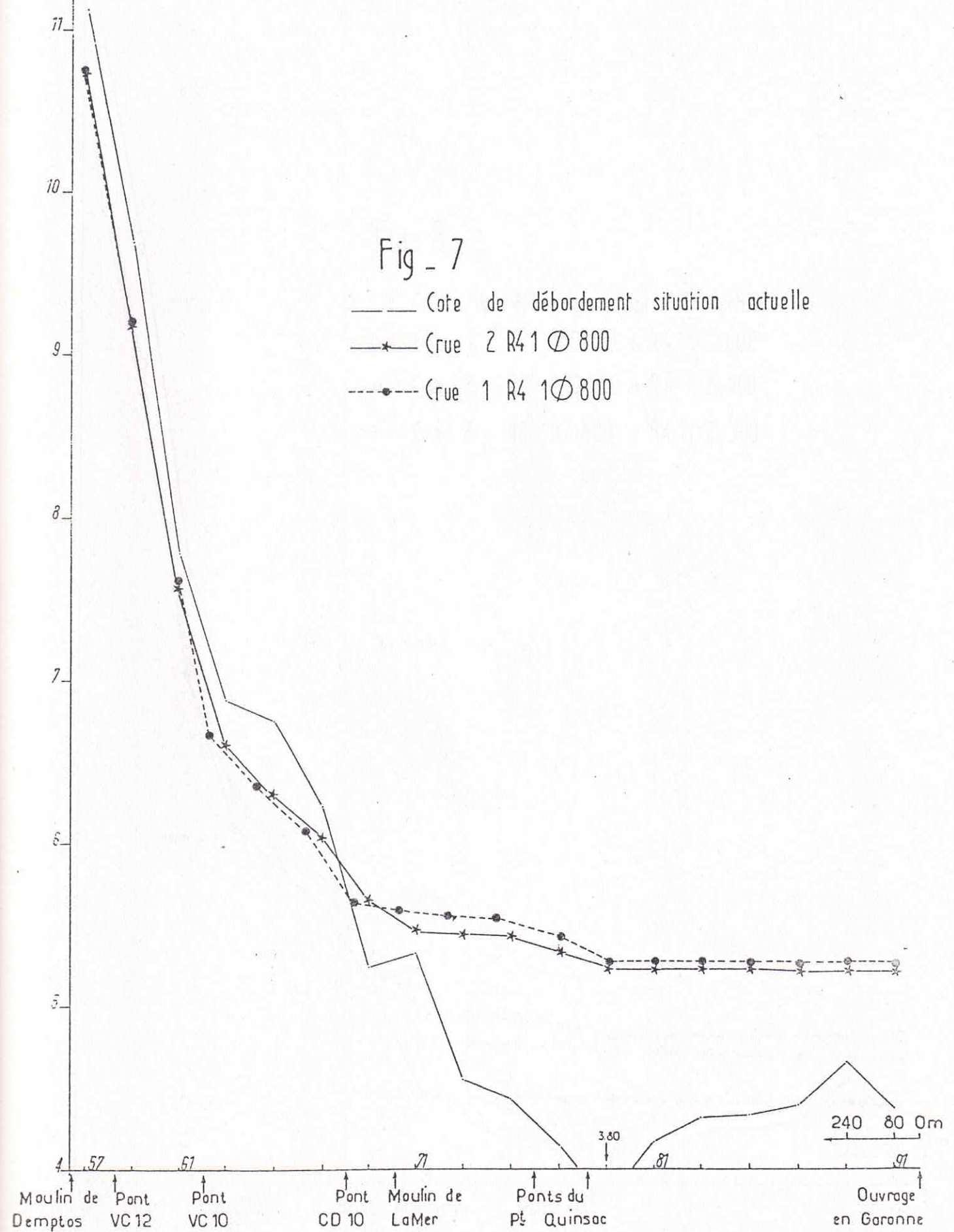
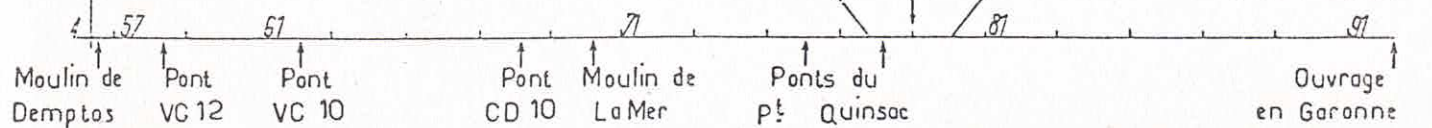


Fig. 8_

- Cote de débordement situation actuelle
 -○- Cve 2 R2 1 \varnothing 800 + R4 1 \varnothing 600
 -□- Cve 2 R2 1 \varnothing 800 + R4 1 \varnothing 500
 -*- Cve 2 R2 1 \varnothing 800 + R4 1 \varnothing 300



Pour ce qui concerne la retenue R4, avec un diamètre 800, les débordements sont supprimés à l'amont du CD 10, mais il en subsiste à l'aval du CD 10 avec un maximum à 1,51 m. La cote maximale atteinte dans la retenue est de 15,58 NGF, un peu supérieure à la limite admise (de manière un peu arbitraire faute d'une topographie détaillée à cet endroit). Pour le passage de la crue 2 dans les mêmes conditions, la hauteur maximale est rabaissée à 14,90 NGF et les débordements aval du CD 10 diminuent d'environ 15 cm (cf. figure 7).

La retenue unique paraissant insuffisante pour régler le problème, on a testé des solutions avec deux retenues : R2 et R4, en faisant varier les sections d'ouvrages de sortie (cf. figure 8).

Pour 1 diamètre 800 en R2 et 1 diamètre 600 en R4 les débordements sont limités à l'aval du CD 10 (maximum 1,11 m) avec une cote maximale atteinte de 4,91 NGF à l'aval du port de QUINSAC. La cote maximale en R2 est de 19,57 et de 14,90 NGF en R4.

Pour 1 diamètre 800 en R2 et 1 diamètre 500 en R4 les débordements sont limités à l'aval du CD 10 (maximum 1,00 m) avec une cote maximale atteinte de 4,80 NGF à l'aval du port de QUINSAC. La cote maximale en R2 est de 19,57 NGF et de 15,17 NGF en R4.

Pour 1 diamètre 800 en R2 et 1 diamètre 300 en R4, il n'y a plus de débordements avant le port de QUINSAC (0,72 m), la cote maximale atteinte à l'aval de ce point étant de 4,55 NGF, soit 25 cm au-dessus de la moyenne des cotes de débordement de ce secteur.

La cote maximale en R2 est de 19,57 NGF et de 15,88 NGF en R4. Cette dernière valeur peut être considérée comme trop élevée, mais elle n'est atteinte que bien après le passage de la hauteur maximale en Garonne, la retenue R2 (diamètre 800) se vidant dans R4. Pour y remédier on peut envisager soit de fermer la vanne de R2, soit d'ouvrir celle de R4 au bout de quelques heures. Avec cette dernière solution la cote en R4 est maintenue en-dessous de 15,26, mais au prix d'une manoeuvre à exécuter en cours de crue.

- ooOoo -

Avec les sites envisagés et les cotes d'eau maximales retenues (sous réserve d'étude détaillée), il faut absolument une retenue à l'aval du débouché de l'affluent principal rive gauche de LA JAUGUE pour éviter les débordements entre le moulin de Demplos et le CD 10.

La création de 2 retenues est même nécessaire pour éliminer les débordements à l'amont du port de QUINSAC. Les débordements subsistant à l'aval peuvent être éliminés moyennant un faible rehaussement des digues à l'aval de ce point.

VII - CONCLUSION

L'élimination de tout débordement à l'aval du moulin de Demptos pour le passage d'une très forte crue de LA JAUGUE combinée à de hautes eaux exceptionnelles en Garonne peut être obtenue, outre l'aménagement de points particuliers (lieu-dit Bareyre, moulin de la Mer, port de QUINSAC) par :

- rehaussement général et important (1,40 m en moyenne) des digues entre la Garonne et le moulin de Demptos

ou bien

- création d'une ou plutôt deux retenues à l'amont du moulin de Demptos dont l'une située à l'aval du débouché de l'affluent principal de LA JAUGUE, combiné à un rehaussement des digues limité en extension et en hauteur

A N N E X E 1

LISTE DES PERSONNES RENCONTREES
ET ORGANISMES VISITES

M. le Président du Syndicat Intercommunal de CAMBLANES et
QUINSAC

M. le Maire de CAMBLANES

M. le Maire de QUINSAC

M. le Maire de ST CAPRAIS

Mme CATALA, riverain

Mme CHEVALIER, riverain

M. ARAGUAS, riverain

M. BROTHIER, riverain

M. GIRY, riverain

M. PLASSAN, riverain

Communauté Urbaine de BORDEAUX - Service Urbanisme (M. BERNARD)

Port Autonome de BORDEAUX (M. GAROCHE)

Service Régional d'Aménagement des Eaux (M. AIGROT)

A N N E X E 2

CARACTERISTIQUES DU MODELE

* ETUDE HYDRAULIQUE DU BASSIN DE LA JAUGUE *

DISTANCE ENTRE SECTIONS DE CALCUL (M) 80.

PAS DE TEMPS (SECONDES) 15.

 * LA JAUGUE *

SECTIONS D ORDRE IMPAIR

NUMERO	ABSCISSE (M)	COEFF. DE STRICKLER	COTE INIT. EAU (M)	NATURE DE L EQUATION A APPLIQUER	ORDONNEES ET ABSCISSES DES POINTS DES PROFILS EN TRAVERS (M)									
1	80.	35.	50.20	CANAL NORMAL	54.20	50.10	50.10	50.10	50.10	50.10	50.10	54.20		
					0.00	20.00	40.00	55.00	70.00	88.00	108.00			
3	240.	12.	45.70	CANAL NORMAL	46.08	45.66	44.99	44.70	45.01	45.60	46.01			
					0.00	2.00	2.10	2.75	3.40	3.60	8.00			
5	400.	12.	43.60	AFFLUENT INDEPENDANT	44.20	44.00	43.29	42.92	42.60	42.96	44.16			
					0.00	3.95	8.35	8.55	9.35	10.15	11.35			
7	560.	12.	40.74	AFFLUENT INDEPENDANT	41.75	41.54	40.76	39.82	39.74	41.16	41.79			
					0.00	1.80	3.20	4.30	6.10	6.50	8.00			
9	720.	12.	38.59	CANAL NORMAL	38.58	38.16	37.66	37.59	38.03	38.64	38.68			
					0.00	16.00	16.20	17.50	18.00	20.00	23.00			
11	880.	12.	36.52	CANAL NORMAL	36.51	36.48	36.13	35.53	35.52	36.54	36.65			
					0.00	12.10	13.80	14.60	15.30	16.00	18.30			
13	1040.	12.	34.84	CANAL NORMAL	34.99	34.98	33.84	33.92	34.66	35.07	35.57			
					0.00	5.30	6.00	7.70	8.00	15.30	17.30			
15	1200.	12.	33.33	CANAL NORMAL	33.82	33.53	32.41	32.33	32.46	33.19	33.59			
					0.00	1.00	2.10	3.50	4.70	6.90	17.30			
17	1360.	12.	32.88	AFFLUENT INDEPENDANT	33.66	32.76	31.91	31.88	32.96	33.44	33.65			
					0.00	2.00	2.10	4.10	5.80	7.00	11.85			
19	1520.	12.	30.76	AFFLUENT INDEPENDANT	32.24	31.50	30.05	29.76	30.06	30.91	31.62			
					0.00	2.10	2.70	4.05	5.40	5.90	7.90			
21	1680.	12.	29.56	AFFLUENT INDEPENDANT	30.31	29.96	28.90	28.56	29.02	29.44	30.60			
					0.00	1.40	2.00	3.35	4.70	5.40	9.20			
23	1840.	12.	28.19	AFFLUENT INDEPENDANT	28.91	28.08	27.26	27.19	27.32	28.01	29.25			
					0.00	3.20	3.30	4.25	5.20	5.40	7.40			
25	2000.	12.	26.97	CANAL NORMAL	27.71	26.07	25.97	26.08	26.95	28.80	28.89			
					0.00	2.40	3.40	4.40	4.45	8.20	10.20			
27	2160.	12.	26.45	CANAL NORMAL	26.91	26.24	24.80	24.58	24.86	26.14	26.45			
					0.00	3.50	4.50	5.85	7.20	7.80	19.40			
29	2320.	12.	24.98	AFFLUENT INDEPENDANT	25.28	24.15	23.98	24.11	24.97	24.98	25.21			
					0.00	0.60	1.90	3.20	3.40	8.60	25.60			
31	2480.	12.	24.55	CANAL NORMAL	26.59	24.62	23.61	23.55	24.47	24.81	24.82			
					0.00	7.00	7.05	9.45	10.05	11.85	21.85			
33	2640.	18.	23.04	AFFLUENT INDEPENDANT	23.21	23.12	22.67	22.21	22.04	22.27	23.18			
					0.00	4.50	5.80	5.90	6.55	7.20	8.30			
35	2800.	18.	21.49	AFFLUENT INDEPENDANT	22.08	21.74	20.73	20.49	20.74	21.43	21.88			
					0.00	7.00	8.60	9.70	10.80	11.40	12.60			
37	2960.	20.	20.60	CANAL NORMAL	20.98	20.43	19.86	19.60	19.84	20.90	20.91			
					0.00	2.60	3.60	4.45	5.30	5.90	17.00			
39	3120.	20.	20.14	CANAL NORMAL	20.36	20.08	19.43	19.14	19.44	20.32	20.33			
					0.00	1.20	1.70	2.75	3.80	4.10	5.10			
41	3280.	20.	20.00	CANAL NORMAL	20.33	18.94	18.97	19.00	19.68	20.18	20.19			
					0.00	1.00	2.15	3.30	3.70	4.90	5.90			
43	3440.	20.	18.55	CANAL NORMAL	23.81	23.35	22.66	18.48	18.60	20.61	20.62			
					0.00	3.20	5.90	9.40	11.90	15.90	19.90			
45	3600.	15.	16.55	AFFLUENT INDEPENDANT	17.34	16.48	16.47	15.95	16.32	16.33	17.39			
					0.00	0.40	0.90	1.78	2.65	3.95	4.55			
47	3760.	18.	16.42	AFFLUENT INDEPENDANT	16.98	16.92	15.80	15.42	15.71	17.21	17.26			
					0.00	0.90	3.10	4.30	5.50	7.50	9.10			
49	3920.	18.	15.57	CANAL NORMAL	15.57	15.56	14.87	14.83	16.16	16.20	16.85			
					0.00	5.00	5.90	8.20	10.00	11.00	12.70			
51	4080.	20.	14.70	AFFLUENT INDEPENDANT	15.32	15.31	14.72	14.48	14.65	15.46	15.47			
					0.00	5.00	5.40	6.20	7.00	7.20	12.20			
53	4240.	22.	14.60	AVAL CONF.+ AFF.IND.	15.50	15.20	14.90	13.70	13.65	13.71	14.91			
					0.00	4.00	8.00	8.05	9.80	11.55	11.60			
55	4400.	22.	14.50	CANAL NORMAL	15.60	15.30	15.00	13.03	13.03	13.03	15.01			
					0.00	4.00	8.00	9.25	11.00	12.75	14.00			
57	4560.	18.	10.68	CANAL NORMAL	11.16	11.13	11.10	10.01	9.68	11.12	11.13			
					0.00	2.00	4.00	4.70	7.20	7.70	8.90			
59	4720.	18.	8.97	AVAL CONF.+ AFF.IND.	9.70	9.69	9.68	8.28	7.97	9.84	9.85			
					0.00	2.00	4.00	5.00	6.70	7.70	8.70			
61	4880.	18.	7.39	CANAL NORMAL	7.90	7.86	6.52	6.39	6.56	7.77	7.78			
					0.00	1.00	2.00	2.85	3.70	4.50	9.50			
63	5040.	18.	6.17	AFFLUENT INDEPENDANT	6.88	6.87	5.31	5.17	5.24	6.89	6.90			
					0.00	0.40	2.70	3.60	4.50	6.20	7.20			
65	5200.	18.	5.69	CANAL NORMAL	6.75	6.74	6.55	4.87	4.69	4.82	6.90			
					0.00	3.00	4.40	7.00	8.05	9.10	10.90			
67	5360.	18.	5.61	CANAL NORMAL	6.36	6.35	4.80	4.61	4.82	6.22	6.23			
					0.00	0.05	2.25	3.70	5.15	6.15	6.20			
69	5520.	15.	4.98	CANAL NORMAL	6.16	6.03	4.21	3.98	4.06	5.23	5.24			
					0.00	3.30	5.80	6.70	7.60	9.00	12.00			
71	5680.	20.	4.50	CANAL NORMAL	5.33	5.32	3.54	3.50	3.66	5.77	5.85			
					0.00	5.00	6.20	6.70	7.50	10.20	13.60			
73	5840.	20.	3.72	CANAL NORMAL	4.55	4.54	2.76	2.72	2.88	4.99	5.07			
					0.00	5.00	6.20	6.70	7.50	10.20	13.60			
75	6000.	20.	3.51	AVAL CONFLUENT	4.69	4.59	2.83	2.67	2.51	4.42	4.43			
					0.00	1.30	2.30	3.40	4.50	6.20	8.90			
77	6160.	20.	3.27	CANAL NORMAL	4.15	4.06	2.34	2.27	2.20	4.56	4.60			

*	79	*	6320.	*	20.	*	3.16	* CANAL NORMAL	*	0.00	8.10	9.60	10.85	12.10	13.50	14.10	*
									*	3.92	3.91	3.08	2.91	1.65	1.94	3.80	*
									*	0.00	0.80	1.10	16.30	16.60	19.00	21.40	*
*	81	*	6480.	*	20.	*	3.06	* CANAL NORMAL	*	4.48	3.55	2.09	2.06	2.23	4.09	4.17	*
									*	0.00	2.60	3.40	4.50	5.60	7.40	9.10	*
*	83	*	6640.	*	20.	*	2.89	* AFFLUENT INDEPENDANT	*	4.40	4.39	3.25	2.11	1.89	4.30	4.32	*
									*	0.00	1.00	2.65	4.30	5.90	8.10	10.90	*
*	85	*	6800.	*	15.	*	2.69	* CANAL NORMAL	*	4.34	4.33	3.73	3.39	1.71	1.69	4.91	*
									*	0.00	1.20	2.70	5.00	6.20	9.20	11.70	*
*	87	*	6960.	*	15.	*	2.35	* CANAL NORMAL	*	4.40	3.41	1.69	1.35	1.52	3.55	4.99	*
									*	0.00	3.20	4.20	6.00	7.00	7.50	12.00	*
*	89	*	7120.	*	15.	*	1.99	* AVAL CONFLUENT	*	4.71	4.70	1.04	0.99	1.03	4.65	4.66	*
									*	0.00	3.00	7.80	9.05	10.30	15.00	16.00	*
*	91	*	7280.	*	15.	*	1.80	* CANAL NORMAL	*	4.38	3.61	3.46	0.96	1.32	4.25	4.92	*
									*	0.00	3.70	5.10	8.60	10.60	15.60	18.60	*
*	93	*	7440.	*	99.	*	1.70	* TABLEAU DE LA MAREE	*	4.00	3.61	0.93	0.93	1.33	3.49	3.92	*
									*	0.00	15.30	19.30	21.00	21.10	38.10	40.30	*

* LA JAUGUE *

SECTIONS D ORDRE PAIR

* NUMERO *	* ABSCISSE * (M)	* DEBIT AU TEMPS T=DT (M3/S)	* NATURE DE L EQUATION * A APPLIQUER *	* COTE DU DEVERSOIR * OU DU RADIER *	* COEFF. DE PERTE * DE CHARGE *	* COEFF. DU REGIME * CRITIQUE *
* 0 *	* 0. *	* 0.38 *	* HYDROGRAMME D APPOINT *			
* 2 *	* 160. *	* 0.38 *	* BARRAGE OU PONT *	* 50.20 *	* 0.02122 *	* 2.60868 *
* 4 *	* 320. *	* 0.38 *	* CANAL NORMAL *			
* 6 *	* 480. *	* 0.42 *	* CANAL NORMAL *			
* 8 *	* 640. *	* 0.50 *	* BARRAGE OU PONT *	* 38.80 *	* 0.03215 *	* 2.11928 *
* 10 *	* 800. *	* 0.50 *	* CANAL NORMAL *			
* 12 *	* 960. *	* 0.50 *	* CANAL NORMAL *			
* 14 *	* 1120. *	* 0.50 *	* CANAL NORMAL *			
* 16 *	* 1280. *	* 0.50 *	* OUVRAGE POSS. NOYE *	* 32.15 *	* (32.95 - 0.63) *	* 0.92079 *
* 18 *	* 1440. *	* 0.85 *	* OUVRAGE POSS. NOYE *	* 31.70 *	* (33.49 - 1.41) *	* 2.06625 *
* 20 *	* 1600. *	* 1.01 *	* CANAL NORMAL *			
* 22 *	* 1760. *	* 1.09 *	* BARRAGE OU PONT *	* 27.46 *	* 0.05680 *	* 1.59444 *
* 24 *	* 1920. *	* 1.14 *	* CANAL NORMAL *			
* 26 *	* 2080. *	* 1.14 *	* CANAL NORMAL *			
* 28 *	* 2240. *	* 1.14 *	* BARRAGE OU PONT *	* 24.40 *	* 0.01462 *	* 3.14238 *
* 30 *	* 2400. *	* 1.30 *	* BARRAGE OU PONT *	* 23.80 *	* 0.01082 *	* 3.65393 *
* 32 *	* 2560. *	* 1.30 *	* BARRAGE OU PONT *	* 23.05 *	* 0.02641 *	* 2.33851 *
* 34 *	* 2720. *	* 1.40 *	* CANAL NORMAL *			
* 36 *	* 2880. *	* 1.44 *	* CANAL NORMAL *			
* 38 *	* 3040. *	* 1.44 *	* CANAL NORMAL *			
* 40 *	* 3200. *	* 1.44 *	* CANAL NORMAL *			
* 42 *	* 3360. *	* 1.44 *	* CANAL NORMAL *			
* 44 *	* 3520. *	* 1.44 *	* BARRAGE OU PONT *	* 18.10 *	* 0.05680 *	* 1.59444 *
* 46 *	* 3680. *	* 1.57 *	* BARRAGE OU PONT *	* 16.50 *	* 0.00147 *	* 9.92096 *
* 48 *	* 3840. *	* 1.68 *	* BARRAGE OU PONT *	* 15.40 *	* 0.01690 *	* 2.92314 *
* 50 *	* 4000. *	* 1.68 *	* CANAL NORMAL *			
* 52 *	* 4160. *	* 1.70 *	* DEVERSOIR LATERAL *	* 14.74 *	* (3.40) *	* 5.50140 *
* 54 *	* 4320. *	* 2.19 *	* CANAL NORMAL *			
* 56 *	* 4480. *	* 2.19 *	* BARRAGE OU PONT *	* 14.37 *	* 0.09389 *	* 1.24012 *
* 58 *	* 4640. *	* 2.19 2.23 *	* CONFLUENT + OUVRAGE *	* 8.65 *	* 0.02339 *	* 2.48467 *
* 60 *	* 4800. *	* 2.27 *	* CANAL NORMAL *			
* 62 *	* 4960. *	* 2.27 *	* BARRAGE OU PONT *	* 5.50 *	* 0.05587 *	* 1.60773 *
* 64 *	* 5120. *	* 2.32 *	* CANAL NORMAL *			
* 66 *	* 5280. *	* 2.32 *	* CANAL NORMAL *			
* 68 *	* 5440. *	* 2.32 *	* BARRAGE OU PONT *	* 4.66 *	* 0.01082 *	* 3.65393 *
* 70 *	* 5600. *	* 2.32 *	* BARRAGE OU PONT *	* 3.61 *	* 0.01165 *	* 3.52106 *
* 72 *	* 5760. *	* 2.32 *	* CANAL NORMAL *			
* 74 *	* 5920. *	* 2.32 2.43 *	* CONFLUENT *			
* 76 *	* 6080. *	* 2.43 *	* OUVRAGE POSS. NOYE *	* 2.53 *	* (4.06 - 2.00) *	* 2.92314 *

*	78	*	6240.	*	2.43	* OUVRAGE POSS. NOYE	*	2.38	*(3.48 - 2.00)*	2.92314	*
*	80	*	6400.	*	2.43	* CANAL NORMAL	*		*		*
*	82	*	6560.	*	2.43	* CANAL NORMAL	*		*		*
*	84	*	6720.	*	2.43	* BARRAGE OU PONT	*	1.78	* 0.00862	* 4.09240	*
*	86	*	6880.	*	2.43	* CANAL NORMAL	*		*		*
*	88	*	7040.	*	2.43	* CONF.+ OUVR. S/ AFF.	*		*		*
*	90	*	7200.	*	2.48	* CANAL NORMAL	*		*		*
*	92	*	7360.	*	2.48	* OUVRAGE EN GARONNE	*	1.00	*(2.38 - 2.70)*	3.58830	*

 * FOSSE CAMBLANES *

SECTIONS D ORDRE IMPAIR

* NUMERO	* ABCISSE	* COEFF. DE	* COTE INIT.	* NATURE DE L EQUATION	ORDONNEES ET ABCISSES									*
*	(M)	STRICKLER	EAU (M)	A APPLIQUER	DES POINTS DES PROFILS EN TRAVERS (M)									*

* 1	* 80.	* 15.	* 6.00	* CANAL NORMAL	*	7.00	6.65	6.30	6.00	6.31	6.66	7.01	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 3	* 240.	* 15.	* 5.00	* CANAL NORMAL	*	6.00	5.65	5.30	5.00	5.31	5.66	6.01	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 5	* 400.	* 15.	* 4.00	* CANAL NORMAL	*	5.00	4.65	4.30	4.00	4.31	4.66	5.01	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 7	* 560.	* 20.	* 3.40	* AFFLUENT INDEPENDANT	*	4.40	4.05	3.70	3.40	3.71	4.06	4.41	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 9	* 720.	* 20.	* 3.18	* CANAL NORMAL	*	4.18	3.83	3.48	3.18	3.49	3.84	4.19	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 11	* 880.	* 20.	* 2.96	* CANAL NORMAL	*	3.96	3.61	3.26	2.96	3.27	3.62	3.97	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 13	* 1040.	* 20.	* 2.74	* CANAL NORMAL	*	3.74	3.39	3.04	2.74	3.05	3.40	3.75	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 15	* 1200.	* 20.	* 2.52	* CANAL NORMAL	*	3.52	3.17	2.82	2.52	2.83	3.18	3.53	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 17	* 1360.	* 20.	* 2.30	* AFFLUENT INDEPENDANT	*	3.30	2.95	2.60	2.30	2.61	2.96	3.31	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	
* 19	* 1520.	* 20.	* 1.99	* CANAL NORMAL	*	3.08	2.73	2.38	1.99	2.39	2.74	3.09	*	
					*	0.00	0.26	0.53	0.75	0.98	1.24	1.50	*	

 * FOSSE CAMBLANES *

SECTIONS D ORDRE PAIR

* NUMERO *	* ABCISSE (M) *	* DEBIT AU TEMPS T=DT (M3/S) *	* NATURE DE L EQUATION A APPLIQUER *	* COTE DU DEVERSOIR OU DU RADIER *	* COEFF. DE PERTE DE CHARGE *	* COEFF. DU REGIME CRITIQUE *	*
* 0 *	* 0. *	* 0.04 *	* HYDROGRAMME D APPORT *				*
* 2 *	* 160. *	* 0.04 *	* BARRAGE OU PONT *	* 5.50 *	* 0.42248 *	* 0.58463 *	*
* 4 *	* 320. *	* 0.04 *	* BARRAGE OU PONT *	* 4.50 *	* 0.42248 *	* 0.58463 *	*
* 6 *	* 480. *	* 0.04 *	* BARRAGE OU PONT *	* 3.55 *	* 0.03004 *	* 2.19236 *	*
* 8 *	* 640. *	* 0.05 *	* CANAL NORMAL *				*
* 10 *	* 800. *	* 0.05 *	* CANAL NORMAL *				*
* 12 *	* 960. *	* 0.05 *	* CANAL NORMAL *				*
* 14 *	* 1120. *	* 0.05 *	* CANAL NORMAL *				*
* 16 *	* 1280. *	* 0.05 *	* CANAL NORMAL *				*
* 18 *	* 1440. *	* 0.05 *	* CANAL NORMAL *				*
* 20 *	* 1600. *	* 0.05 *	* CONFLUENT + OUVRAGE *	* 1.99 *	* (2.69 - 0.55) *	* 0.80387 *	*

 * RUISSEAU QUINSAC *

SECTIONS D ORDRE IMPAIR

 * NUMERO * ABSCISSE * COEFF. DE * COTE INIT. * NATURE DE L EQUATION * ORDONNEES ET ABSCISSES *
 * * (M) * STRICKLER * EAU (M) * A APPLIQUER * DES POINTS DES PROFILS EN TRAVERS (M) *

 * 1 * 80. * 18. * 5.28 * CANAL NORMAL * 6.78 6.03 5.28 5.28 5.29 6.19 7.10 *
 * * * * * 0.00 0.75 1.50 2.25 3.00 3.95 4.90 *
 * 3 * 240. * 12. * 4.06 * CANAL NORMAL * 5.65 5.12 4.59 4.06 4.56 5.56 6.20 *
 * * * * * 0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 6.00 7.25 *
 * 5 * 400. * 12. * 3.72 * CANAL NORMAL * 5.65 4.68 3.71 3.18 3.68 5.12 6.16 *
 * * * * * 0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 6.00 7.25 *

 * RUISSEAU QUINSAC *

SECTIONS D ORDRE PAIR

 * NUMERO * ABSCISSE * DEBIT AU TEMPS T=-DT * NATURE DE L EQUATION * COTE DU DEVERSOIR * COEFF. DE PERTE * COEFF. DU REGIME *
 * * (M) * (M3/S) * A APPLIQUER * OU DU RADIER * DE CHARGE * CRITIQUE *

 * 0 * 0. * 0.11 * HYDROGRAMME D APPORT * * * *
 * 2 * 160. * 0.11 * OUVRAGE POSS. NOYE * 4.50 * (5.71 - 1.30) * 2.19236 *
 * 4 * 320. * 0.11 * CANAL NORMAL * * * *
 * 6 * 480. * 0.11 * CONFLUENT * * 0.00000 * *

 * DEVIATION DEMPTOS *

SECTIONS D ORDRE IMPAIR

 * NUMERO * ABSCISSE * COEFF. DE * COTE INIT. * NATURE DE L EQUATION * ORDONNEES ET ABSCISSES *
 * * (M) * STRICKLER * EAU (M) * A APPLIQUER * DES POINTS DES PROFILS EN TRAVERS (M) *

 * 1 * 80. * 15. * 10.74 * CANAL NORMAL * 12.20 12.18 10.90 10.74 10.99 12.57 12.82 *
 * * * * * 0.00 2.00 4.00 4.85 5.70 7.10 8.40 *
 * 3 * 240. * 15. * 10.03 * AFFLUENT INDEPENDANT * 11.97 10.06 10.03 10.30 11.08 11.25 11.32 *
 * * * * * 0.00 2.40 3.15 3.90 4.70 5.68 7.68 *

 * DEVIATION DEMPTOS *

SECTIONS D ORDRE PAIR

 * NUMERO * ABSCISSE * DEBIT AU TEMPS T=-DT * NATURE DE L EQUATION * COTE DU DEVERSOIR * COEFF. DE PERTE * COEFF. DU REGIME *
 * * (M) * (M3/S) * A APPLIQUER * OU DU RADIER * DE CHARGE * CRITIQUE *

 * 0 * 0. * 0.00 * APPORT PAR DEV. LAT. * * * *
 * 2 * 160. * 0.00 * CANAL NORMAL * * * *
 * 4 * 320. * 0.04 * CONFLUENT * * 0.00000 * *
