

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

3/71

105

THESE DE FIN D'ETUDES

CONTRIBUTION A LA DETERMINATION
DES PARAMETRES D'IRRIGATION

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
EN LABORATOIRE
— المكتبة —

Canal à Permeabilité et Pente Réglables
BIBLIOTHEQUE

D. GENIE CIVIL



Proposée par
M. Géza DE LAPRAY

Etudiée par
A. BAHRI

1.a

PROMOTION 1971

1971

UNIVERSITE D'ALGER

1.A

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

CONTRIBUTION A LA DETERMINATION
DES PARAMETRES D'IRRIGATION

EN

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
LABORATOIRE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

Canal à Perméabilité et Pente Réglables

Proposée par
M^r Geza DE LAPRAY

Etudiée par
A BAHRI

SOMMAIRE

	Pages
- INTRODUCTION	1
- Généralités sur l'irrigation	2
- Etude du Ressaut en canal Diédrique	11
- Etude des Ondes de translation	21
- Description de l'Appareil	25
- Essais et Résultats	30
- Conclusion	

Je saisis l'occasion qui m'est offerte
pour exprimer mes remerciements à tous
ceux qui ont contribué à ma formation
et particulièrement à Monsieur Géza de
LAPRAY pour l'aide efficace qu'il m'a
apportée dans l'élaboration de ce travail -

Introduction

les problèmes qui se posent à l'irrigation sont nombreux et variés, néanmoins ils tendent tous vers un même but qui est l'utilisation rationnelle de l'eau.

En premier lieu l'irrigation qui permet d'accroître à la fois la production et la rentabilité des terres agricoles, aurait actuellement une faveur particulière. En second lieu, cette faveur même amène, dans beaucoup de pays, les spécialistes (agronomes et hydrauliciens) à se pencher sur les problèmes posés par l'irrigation et à élaborer et à mettre au point de nouvelles techniques.

Cependant, ces études faites jusqu'à présent dans la nature même nécessitent le déploiement de moyens appropriés, donc d'importants investissements.

Notre but est donc justement de contribuer à ramener les essais se faisant jusqu'à présent dans la nature à des essais en laboratoire avec pose optique :

- le gain de temps
- la réduction des frais -

les conditions à satisfaire

Irrigation

Nous jugeons nécessaire, avant d'aborder notre étude proprement dite, de rappeler ici les règles de base bien connues qui président à la conduite et à la pratique rationnelle des irrigations -

Il convient de répartir la distribution en irrigations à dose constante et espacements variables, qui permet d'adopter des paramètres fixés une fois pour toutes -

Pour qu'une irrigation soit efficace, il importe que le déficit du sol dans la tranche utile, qui n'est autre que la consommation d'eau par la culture depuis l'arrosage précédent, soit entièrement comblé. Il faut donc que l'irrigation intervienne à chaque fois que le déficit atteint une valeur égale à la dose nette constante que l'on s'est fixée à l'avance -

Quel que soit le mode de l'irrigation utilisé, la répartition de l'eau sur le sol ne peut être parfaitement homogène - Il s'en suit que les quantités d'eau infiltrées varient d'un point à l'autre -

Pour que l'arrosage soit totalement efficace, il faut que la dose ponctuelle la plus faible soit

au moins égale au déficit du sol, c'est à dire à la dose nette - la dose brute appliquée sera toujours plus ou moins supérieure à la dose nette ou dose utile, l'excédent étant constitué par les pertes en profondeur augmentées des pertes extérieures (évaporation, ---) le rendement de l'irrigation, rapport entre la dose utile et la dose brute appliquées, sera d'autant plus élevé que cet excédent sera moindre -

l'irrigation à la raie

Dans l'irrigation à la raie l'irrégularité de la répartition de l'eau résulte directement :

- du temps mis par l'eau pour parvenir à l'extrémité du dispositif d'irrigation -
- des variations de charge le long de la raie résultant de la variation du débit d'écoulement d'un bout à l'autre -
- du temps mis par l'eau pour disparaître d'amont en aval -
- de l'accumulation d'eau éventuelle en extrémité de raie -

Ceci entraîne la nécessité de réaliser l'irrigation avec deux débits successifs =

- un débit initial devant assurer le remplissage rapide de la raie

- un débit d'entretien devant compenser l'infiltration tout le long de la raie
le changement de débit doit intervenir avant que l'eau atteigne l'extrémité de la raie afin d'éviter que l'excédent de débit initial sur le débit d'entretien ne provoque de débordements pendant une partie de l'irrigation - Cependant la durée d'application du débit initial doit être suffisamment longue pour que l'avancement de l'eau conserve assez de vitesse pour parvenir en extrémité malgré le ralentissement provoqué par la réduction ultérieure du débit -

les paramètres conditionnant le rendement de l'irrigation et la dose sont :

- la configuration naturelle du terrain : la pente la longueur de la raie
- la valeur du débit initial et sa durée d'application
- la valeur du débit d'entretien et sa durée d'application

Pour exécuter une irrigation à la raie conformément aux paramètres qui en assurent l'efficacité et un rendement satisfaisant, l'irrigation se trouve confrontée à des problèmes pratiques dont la résolution est à première vue si difficile qu'elle semble généralement impossible -

Étude du ressaut en canal dérivé

Nous ferons une étude de l'écoulement dans la zone de transition consécutive au tronçon torrentiel et constituant la liaison avec le courant à l'aval de l'ouvrage -

Nous nous plaçons dans le cas où le changement de régime se fait par un ressaut hydraulique régi par la loi de l'équilibre hydrodynamique - Cet équilibre s'exprime par le théorème des quantités de mouvement - En désignant par p_1 la pression moyenne, par V_1 la vitesse moyenne, par A_1 l'aire de la section mouillée au droit du début de ressaut et par p_2 , V_2 et A_2 les éléments analogues valables au droit de la fin du ressaut, nous avons en admettant que le coefficient de correction des quantités de mouvement est égal à l'unité :

$$p_1 A_1 - p_2 A_2 = \rho Q (V_2 - V_1) \quad (1)$$

En désignant par h_1 la profondeur initiale et par h_2 la profondeur finale du ressaut, on trouve à partir de la dernière équation :

$$\frac{\bar{w}}{3} h_1^3 + \frac{\bar{w}}{g} \frac{Q^2}{h_1^2} = \frac{\bar{w}}{3} h_2^3 + \frac{\bar{w}}{g} \frac{Q^2}{h_2^2} \quad (2)$$

Nous introduisons la notion de profondeur critique

$$h_c = \sqrt[5]{\frac{2Q^2}{g}} \quad (3)$$

Nous éliminons Q entre 2 et 3

$$\frac{1}{3} h_1^3 + \frac{h^5}{2h_1^2} = \frac{1}{3} h_2^3 + \frac{h^5}{2h_2^2} \quad (4)$$

Nous introduisons des paramètres adimensionnels :

$$\alpha = \frac{h_1}{k} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{h_2}{k}$$

L'équation (4) devient :

$$\frac{1}{3} \alpha^3 k^3 + \frac{k^5}{2\alpha^2 k^2} = \frac{1}{3} \beta^3 k^3 + \frac{k^5}{2\beta^2 k^2}$$

ou encore

$$\frac{\alpha^3}{3} + \frac{1}{2\alpha^2} = \frac{\beta^3}{3} + \frac{1}{2\beta^2}$$

$$\text{soit } z = 2\alpha^3 + 3\alpha^{-2} = 2\beta^3 + 3\beta^{-2}$$

Il est évident que les deux fonctions sont identiques

$$\begin{aligned} z &= 2\alpha^3 + 3\alpha^{-2} \\ z &= 2\beta^3 + 3\beta^{-2} \end{aligned} \quad (5)$$

En les représentant sur un système de coordonnées à échelle logarithmique, on peut constater qu'à chaque valeur de z correspondent deux valeurs différentes de α et de β dont l'une est inférieure à 1 et l'autre supérieure à 1

En régime torrentiel $h_1 < k$ donc $\alpha < 1$

En régime fluvial $h_2 > k$ donc $\beta > 1$

Pour cette raison il est logique de supposer que la branche décroissante de la courbe représentant les relations (5) avec des abscisses inférieures à 1 interprète les valeurs de α tandis que la branche croissante avec des abscisses supérieures à 1 interprète les valeurs de β .

Cette hypothèse est par ailleurs bien confirmée par l'expérience montrant que la valeur $h_1 = \alpha k$ donne effectivement la profondeur dans la section initiale et que la valeur $h_2 = \beta k$ la profondeur dans la section finale du ressour hydraulique engendré par une charge $H. = k$.

* Perte de charge due au ressour

$$\Delta H = h_1 - h_2 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

En vertu de l'équation de continuité, et en tenant compte de la vitesse critique $V_k = \frac{Q}{k^2}$ nous avons

$$\Delta H = h_1 - h_2 + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{h_1^3} - \frac{1}{h_2^3} \right)$$

là aussi nous introduisons le paramètre adimensionnel $\delta = \frac{\Delta H}{k}$

En tenant compte de $\alpha = \frac{h_1}{k}$, $\beta = \frac{h_2}{k}$ et de

la relation (3) nous avons :

$$\delta k = \alpha k - \beta k + \frac{k^5}{4} \left(\frac{1}{\alpha^3 k^3} - \frac{1}{\beta^3 k^3} \right)$$

$$\text{soit } \delta = \alpha - \beta + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{\alpha^4} - \frac{1}{\beta^4} \right)$$

$$\text{et enfin } \delta = \alpha - \beta + \frac{\beta^4 - \alpha^4}{4\alpha^4\beta^4} \quad (6)$$

* Détermination complète du problème et solution graphique

Dans l'équation (6) le paramètre δ apparaît comme une fonction de deux variables α et β ; mais en réalité β n'est qu'une fonction de α n'ayant qu'une seule valeur bien déterminée pour chaque valeur de ce dernier. Ainsi on peut dire que δ est bien déterminée en fonction de la seule valeur de α . Ceci est aussi valable pour les paramètres X et β .

les paramètres α , β et δ sont représentés en fonction de X dans un système de coordonnées à échelles logarithmiques - Si l'un quelconque de ces quatre paramètres est connu, on peut déterminer les trois autres par simple lecture dans le diagramme -

Si le débit Q est donné, la hauteur de la profondeur critique est déterminée par l'équation (3) et si l'un des quatre éléments H_1 , h_1 , h_2 ou ΔH est connu, tous les autres sont déterminés par les équations :

$$H_1 = Xk; \quad h_1 = \alpha k; \quad h_2 = \beta k \quad \text{et} \quad \Delta H = \delta k$$

Ceci revient à dire que le phénomène du ressaut hydraulique dans un canal diédrique est bien

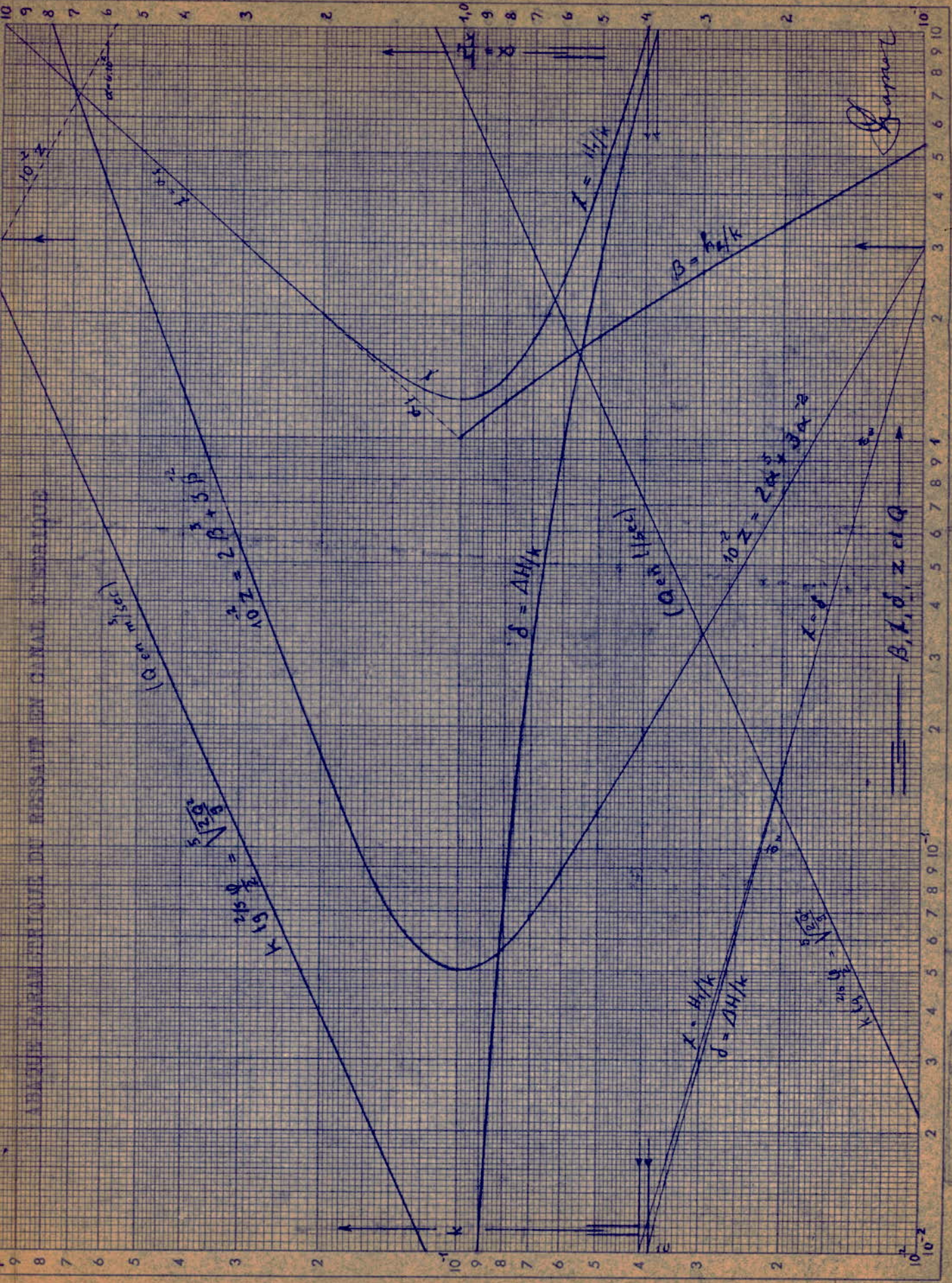
déterminé si le débit Q et l'un des éléments H_1 , h_1 , h_2 ou ΔH sont connus -

la représentation graphique dans le même système de coordonnées permet la détermination rapide de la profondeur critique de k - Grâce à l'échelle logarithmique toutes les opérations à effectuer en application des formules ci dessus peuvent être exécutées par simple addition ou soustraction des longueurs qui y figurent -

Par exemple si pour un débit Q connu, la perte de charge ΔH est fixée a priori, on lit la valeur k dans l'abaque -

la longueur représentant $\delta = \Delta H / k$ est obtenue par soustraction de graphique; on repère ensuite dans l'abaque les valeurs de X , α et β et on obtient par addition graphique les longueurs figuratives de H_1 , h_1 et h_2 -

ADRESSE PARALLÉLIQUE DE BASSAINT EN CANAL DÉCHARGE



LES ONDES

Dans cette partie nous allons faire une étude théorique des ondes de translation dans un canal à profil triangulaire. Il s'agira de l'étude d'une certaine catégorie d'écoulements variés constituée par les ondes positives et négatives -

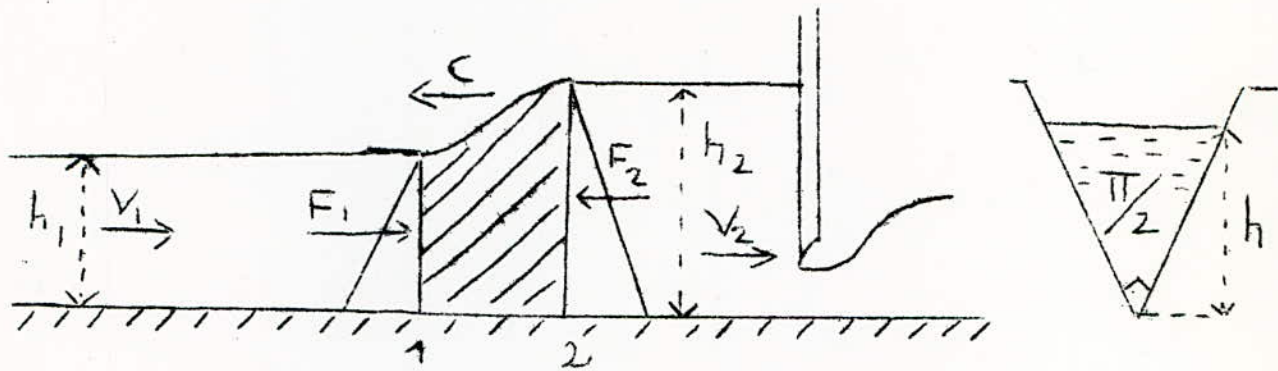
Lorsque le débit le long d'un canal subit, sous l'effet d'une manœuvre de vanne, un accroissement ou un décroissement, celui-ci se propage sous forme d'une onde à l'amont ou l'aval de la vanne - Si la manœuvre de la vanne provoque un accroissement du tirant d'eau, l'onde ainsi engendrée sera positive, si la manœuvre provoque un décroissement du tirant d'eau l'onde sera négative -

Une onde positive peut se propager soit vers l'amont soit vers l'aval suivant les conditions - Elle se présente toujours sous forme d'un ressaut hydraulique mobile - Il faut enfin signaler que l'onde négative est instable puisque les parties hautes se déplacent plus rapidement provoquant ainsi une diminution graduelle du tirant d'eau le long du canal

A - les ondes positives

Nous allons établir les équations de l'onde positive pour le cas d'un écoulement varié en canal découvert à fond horizontal.

Nous négligeons les effets des frottements en supposant qu'ils sont très petits.



Dans l'écoulement représenté par la figure ci-dessus, la vitesse V_1 et le tirant d'eau h_1 ont été perturbés par une manœuvre de fermeture partielle de la vanne de manière à ce que l'onde se propage vers l'amont, sa hauteur $h_2 - h_1$ et sa célérité c .

En vertu de l'équation de continuité, le débit entrant par la section 1 est égal à la somme :

- du débit sortant par la section 2
- et du débit d'emmagasinement (volume de liquide emmagasiné pendant l'unité de temps dans le domaine compris entre 1 et 2)

Cette équation se traduit par :

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2 + c (A_2 - A_1) \text{ ou encore}$$

$$Q_1 = Q_2 + Q_a \quad \text{ou}$$

$$Q_1 = A_1 V_1$$

$$Q_2 = A_2 V_2$$

$$Q_a = Q_1 - Q_2 = A_1 V_1 - A_2 V_2$$

A est la section mouillée ; $A = h^2$

Q_a est le débit d'accumulation ; $Q_a = c(h_2^2 - h_1^2)$

finalement cette équation de continuité s'écrit :

$$V_1 h_1^2 = V_2 h_2^2 + c(h_2^2 - h_1^2)$$

d'où

$$V_2 = \left(V_1 + c \right) \frac{h_1^2}{h_2^2} - c \quad (7)$$

En vertu du théorème de quantité de mouvement

nous avons :

$$\frac{\bar{\omega}}{3} h_1^3 - \frac{\bar{\omega}}{3} h_2^3 = \frac{\bar{\omega}}{g} h_1^2 (V_1 + c) (V_2 - V_1) \quad (8)$$

On rapporte la valeur de V_2 (7) dans (8) :

$$\frac{\bar{\omega}}{3} h_1^3 - \frac{\bar{\omega}}{3} h_2^3 = \frac{\bar{\omega}}{g} h_1^2 (V_1 + c) \left[(V_1 + c) \frac{h_1^2}{h_2^2} - (c + V_1) \right]$$

Après simplifications nous obtenons

$$h_1^3 - h_2^3 = \frac{3}{g} \cdot \frac{h_1^2}{h_2^2} (V_1 + c)^2 (h_1 - h_2)$$

$$\text{soit } \frac{3}{g} (V_1 + c)^2 = \frac{h_1^3 - h_2^3}{h_1^2 - h_2^2} \times \frac{h_2^2}{h_1^2}$$

$$\frac{3}{g} (V_1 + c)^2 = \frac{h_2^2}{h_1^2} \frac{h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2}{h_1 + h_2} \quad (3)$$

la vitesse d'une onde élémentaire longitudinale obtenue d'après la relation (3) en faisant tendre h_2 vers h_1 et nous avons ainsi $h_2 = h_1 = h$

$$\frac{3}{\gamma} (V_1 + c)^2 = \frac{3h^2}{2h} \quad \text{d'où}$$

$$V_1 + c = \sqrt{\frac{gh}{2}} \quad (10)$$

• Dans un liquide au repos, nous avons

$$V_1 = 0 \quad \text{et} \quad c = \sqrt{\frac{gh}{2}}$$

• si $c = 0$, la formule (10) se transforme en une formule valable pour le cas de stationnaire - les formules relatives à l'onde positive peuvent être obtenues en transformant le régime varié en régime permanent et ceci, en substituant à l'origine fixe du système de coordonnées, une origine animée d'une vitesse c . Dans de telles conditions V_1 devient $V_1 + c$ et V_2 devient $V_2 + c$. En substituant les valeurs ainsi transformées dans les formules du cas stationnaire nous obtenons la solution du problème.

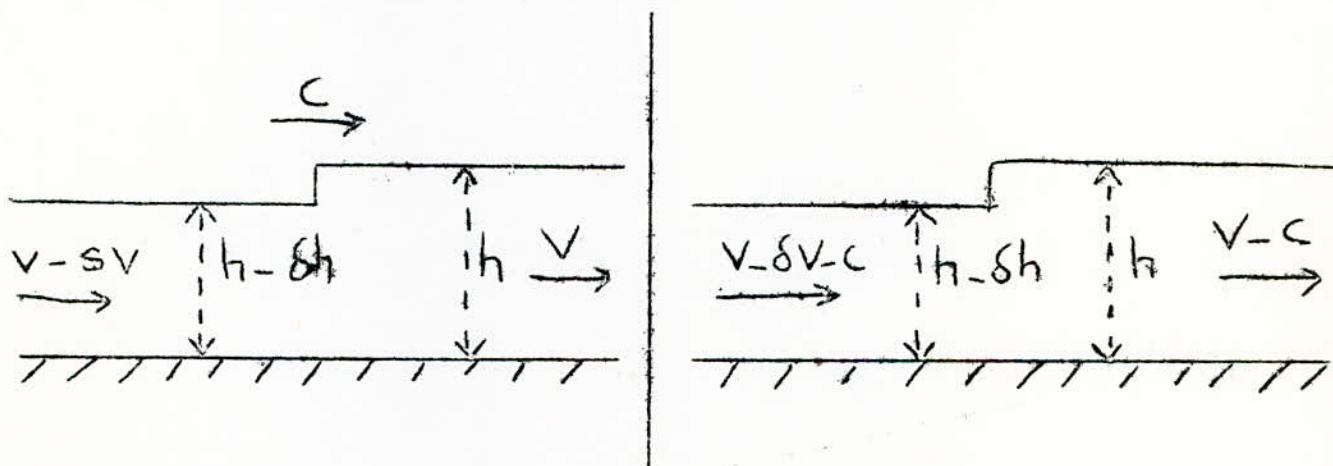
B - les ondes négatives

Une onde négative se manifeste par l'abaissement de la surface libre du liquide en écoulement - elle se présente par exemple à l'aval d'une vanne fermée et après une manœuvre de fermeture partielle ou totale de celle-ci, ou, à l'amont d'une vanne

pendant ou après une manœuvre d'ouverture partielle ou totale de cette vanne -

L'application des équations de quantités de mouvement et de continuité à une petite variation du tirant V d'eau mène à des équations différentielles établissant des relations entre la vitesse de propagation c de l'onde, la vitesse du courant V et le tirant d'eau h -

L'intégration de ces équations donne le profil de la surface libre du liquide en fonction du temps et la vitesse en fonction du temps et du lieu -



la figure ci dessus represente une perturbation elementaire pour laquelle le debit amont vient de subir un faible decroissement - Pour l'application des equations des quantites de mouvement et de continuité il est convenable de choisir un systeme d'axes de coordonnees dont l'origine est mobile et se deplace avec la perturbation à une vitesse c - Dans ce systeme d'axes nous pouvons considerer l'écoulement

comme permanent -

En application de l'équation de continuité nous avons

$$(V - \delta V - c)(h^2 - 2h \delta h) = (V - c)h^2$$

soit $(V - c)h^2 - (V - c)2h \delta h - \delta V(h^2 - 2h \delta h) = (V - c)h^2$

Nous négligerons les infiniment petits du 2^e ordre et après simplifications nous obtenons :

$$2h(c - v) \delta h = \delta V(h^2 - 2h \delta h)$$

$$\text{Soit : } 2h(c - v) \delta h = h^2 \delta V$$

$$\text{d'où } 2(c - v) \delta h = h \delta V$$

$$\boxed{\frac{\delta V}{\delta h} = \frac{2(c - v)}{h}} \quad (11)$$

En vertu de l'équation des quantités de mouvement nous avons :

$$\frac{\tilde{\omega}}{3} [(h - \delta h)^3 - h^3] = \frac{\tilde{\omega}}{g} (V - c) h^2 [V - c - (V - \delta V - c)]$$

là aussi nous négligerons les infiniment petits d'ordre égal ou supérieur à 2 :

$$\frac{h^3 - 3h^2 \delta h - h^3}{3} = \frac{V - c}{g} h^2 \delta V$$

Toutes simplifications faites nous obtenons :

$$\boxed{\frac{\delta V}{\delta h} = \frac{g}{c - v}} \quad (12)$$

Nous déterminons la valeur de $c-v$ d'après (11) et (12)

$$\frac{\delta v}{\delta h} = 2 \frac{c-v}{g} = \frac{g}{c-v} \Rightarrow (c-v)^2 = \frac{gh}{2}$$

$$\boxed{c-v = \sqrt{\frac{gh}{2}}} \quad (13)$$

Nous reportons cette expression de $c-v$ dans (12)

$$\frac{\delta v}{\delta h} = \frac{g}{c-v} = \frac{g}{\sqrt{\frac{gh}{2}}} = \sqrt{\frac{2g}{h}}$$

En prenant les différentielles

$$dv = \sqrt{2g} \frac{dh}{\sqrt{h}} \quad \text{et en intégrant nous obtenons}$$

$$\int dv = \sqrt{2g} \int \frac{dh}{\sqrt{h}}$$

$$v = \sqrt{2g} (2\sqrt{h}) + \text{Cste} = 2\sqrt{2gh} + \text{Cste}$$

nous savons que $V_0 = f(Q, J_0, \varepsilon)$ donc de h_0

$$V_0 = 2\sqrt{2gh_0} + \text{Cste}$$

$$\text{Cste} = V_0 - 2\sqrt{2gh_0}$$

et en éliminant la constante nous arrivons à

$$\boxed{v = V_0 - 2\sqrt{2g} (\sqrt{h_0} - \sqrt{h})} \quad (14)$$

Comme nous avons déjà obtenu $c-v = \sqrt{\frac{gh}{2}}$,

nous avons:

$$c = v + \sqrt{\frac{gh}{2}} = v_0 - 2\sqrt{2gh_0} + \left[2\sqrt{2g} + \sqrt{\frac{2g}{4}} \right] \sqrt{vh}$$

$$c = v_0 - 2\sqrt{2gh_0} + \frac{5}{2} \sqrt{2gh} \quad (15)$$

Si le mouvement de la vanne à l'instant $t=0$, la position de la surface libre du liquide s'exprime par $x = ct$, soit

$$x = \left(v_0 - 2\sqrt{2gh_0} + \frac{5}{2} \sqrt{2gh} \right) t \quad (16)$$

En éliminant h entre (14) et (15), nous avons

$$v = \frac{4}{5} \frac{x}{t} + \frac{v_0}{5} - \frac{2}{5} \sqrt{2gh_0} \quad (17)$$

Cette dernière équation définit ainsi la vitesse en fonction de x et t

C - rupture d'un barrage

Le profil théorique superficiel de l'eau en cas de rupture d'un barrage peut être déterminé à partir des équations (14) et (17) - Nous considérerons le cas d'un canal horizontal et on négligera les effets des frottements -

A l'instant initial $t = 0$, le torrent d'eau h_0 à l'amont et 0 à l'aval. $V_0 = 0$ et h varie de 0 à h_0 - la vitesse dans une section quelconque est donnée par la relation (14)

$$V = 2\sqrt{2gh} - 2\sqrt{2gh_0}$$

Cette vitesse est dans tous les cas dirigée vers l'aval -

le profil en long de la surface libre est donné par la formule (16) : $x = \left(\frac{5}{2}\sqrt{2gh} - 2\sqrt{2gh_0} \right) t$

Nous avons pour $x = 0$

$$\frac{5}{2}\sqrt{2gh} = 2\sqrt{2gh_0}$$

$$h = \frac{16}{25} h_0 = \text{Cste}$$

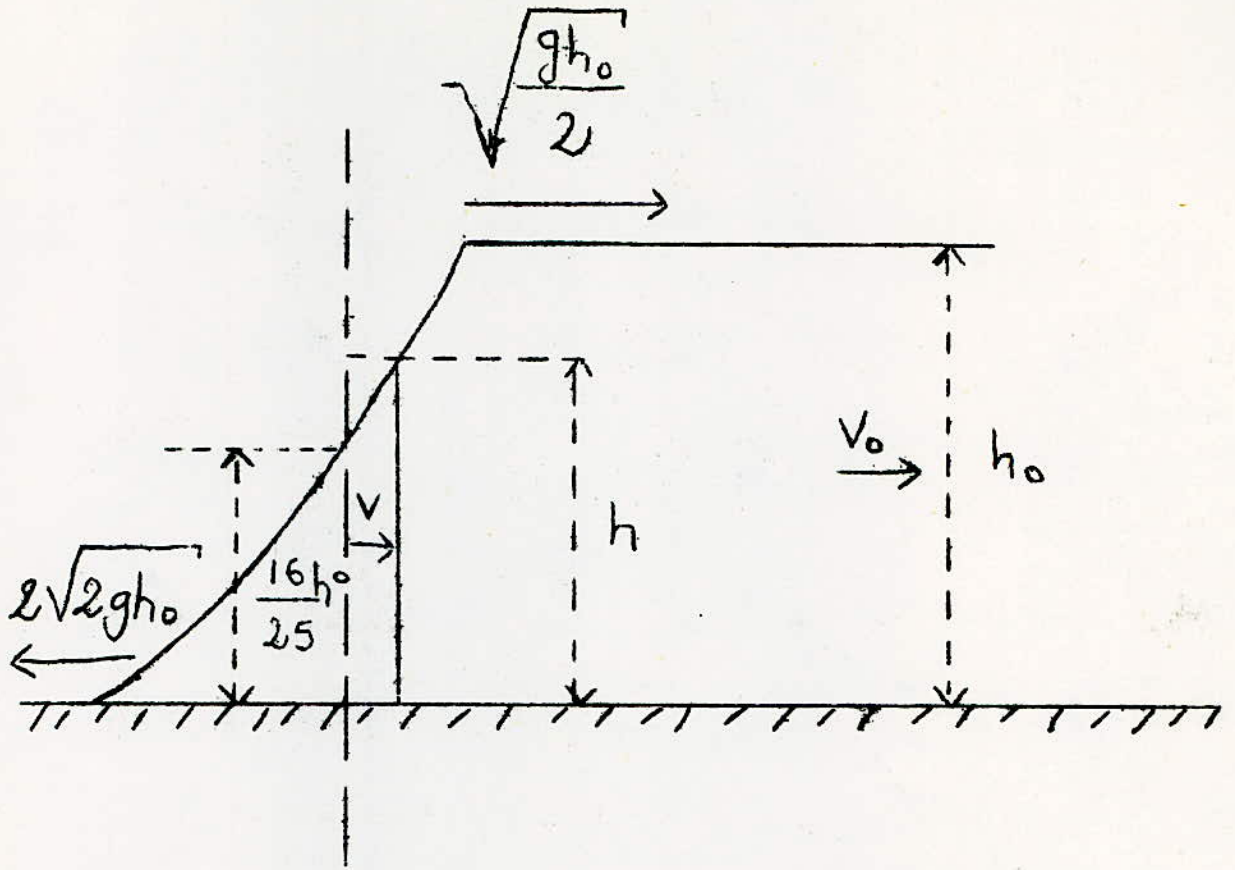
et

$$V = -\frac{2}{5}\sqrt{2gh_0} = \text{cste}$$

la vitesse du bord d'attaque est :

$$V = c = -2\sqrt{2gh_0}$$

le profil en long de la surface libre est une parabole dont le sommet se confond avec le bord d'attaque (figure ci dessous)



Appareil utilisé pour nos essais en laboratoire

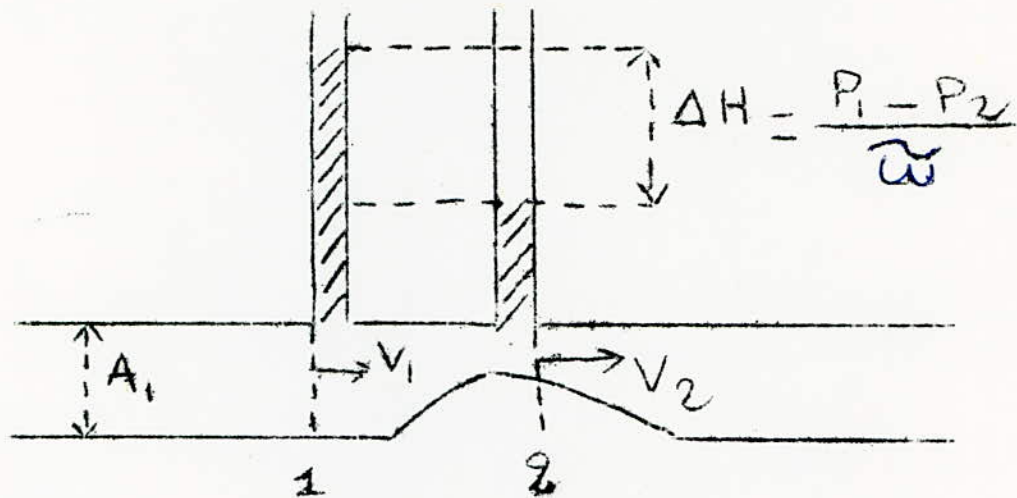
Pour atteindre le but que l'on s'est fixé, c'est à dire la détermination des paramètres d'irrigation en laboratoire, il nous faut réaliser un appareil permettant la variation de plusieurs paramètres à la fois - Aussi avons-nous conçu un appareil dans lequel on peut faire varier

- + la pente du canal
- + la perméabilité
- + le débit d'alimentation (et le temps d'administration de ce débit)
- éventuellement la rugosité

Cet appareil se compose

- d'un dispositif central d'alimentation
- de deux canaux à profils triangulaires (l'un perméable, l'autre imperméable) -
- d'un tube de Venturi (débitmètre) permettant la détermination instantanée du débit par simple lecture de différence de hauteurs manométrique -

Tube de VENTURI



C'est une tuyauterie convergente - divergente qu'on installe dans une conduite de section A_1 dont on veut déterminer le débit -

En supposant la conduite horizontale, nous pouvons appliquer le théorème de Bernoulli entre l'amonr et le col de section A_2 , nous avons :

$$\frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g}$$

avec l'équation de continuité $Q = V_1 A_1 = V_2 A_2$

nous avons

$$\frac{P_1 - P_2}{\rho} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} \left(1 - \frac{V_1^2}{V_2^2} \right)$$

On pose $\Delta = \frac{V_1}{V_2}$

$$V_2^2 = 2g \cdot \frac{P_1 - P_2}{\tilde{\omega}(1-\Delta^2)} \Rightarrow V_2 = \sqrt{2g} \times \sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\tilde{\omega}}} \times \frac{1}{\sqrt{1-\Delta^2}}$$

le débit de la conduite est donné par

$$Q = A_2 V_2 = A_2 \times \sqrt{\frac{2g}{1-\Delta^2}} \times \sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\tilde{\omega}}}$$

$$\Delta H = \frac{Q^2 (1-\Delta^2)}{A_2^2 \times 2g}$$

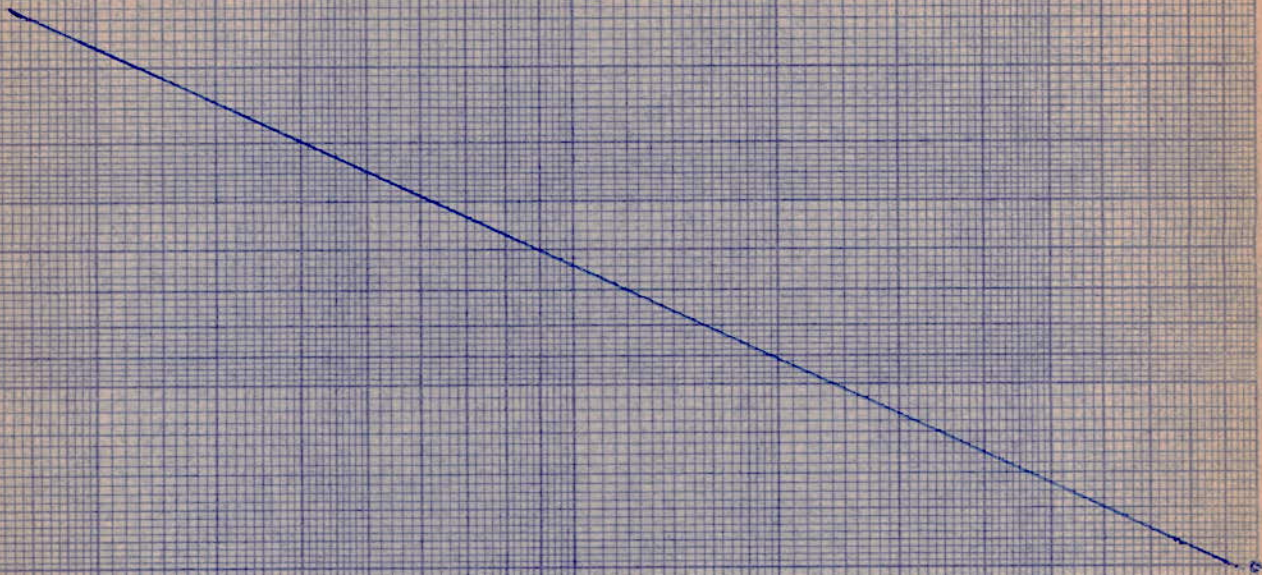
Nous avons fait l'étalonnage de notre appareil et avons représenté la courbe $\Delta H = f(Q)$ sur un papier à échelle logarithmique - Nous avons obtenu une droite

Résultats de l'étalonnage

ΔH_{cm}	57,2	50	20,4	7,8	3,7
$Q_{\text{l/s}}$	1,51	1,41	0,92	0,55	0,41

Ci après la courbe d'étalonnage -

→
H
M



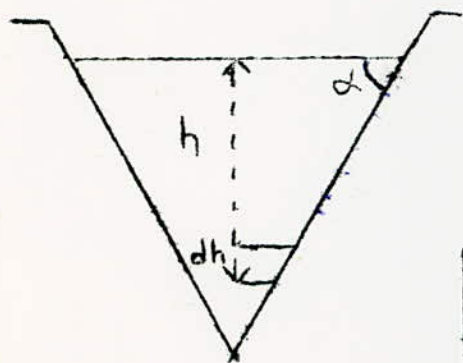
Perméabilité

Nous avons jugé utile de commencer par voir ce qui se passe dans la nature et de faire ensuite une étude comparative avec ce que nous avons en laboratoire

Dans un canal naturel nous distinguerons :

- l'infiltration en début d'irrigation
- l'infiltration en fin d'irrigation (milieu saturé)

(a) Dans le premier cas nous sommes en présence d'un écoulement en milieu poreux ; c'est donc un écoulement laminaire -



$$dA = dh / \sin \alpha$$

$$dq = K \cdot h \cdot dh$$

$$q = K \int h \cdot dh = Kh^2$$

$$q = Kh^2$$

K est une constante dépendant du sol

(b) Après saturation du sol, il y a formation de filets d'écoulement qui ont tous une pente J qui devient elle aussi constante -

$$dq = KJ \cdot dh$$

$$q = K_1 \cdot h$$

© Dans notre appareil, l'infiltration se fait à travers des fentes. Nous pouvons dire que nous sommes dans le cas d'un écoulement à travers un orifice -

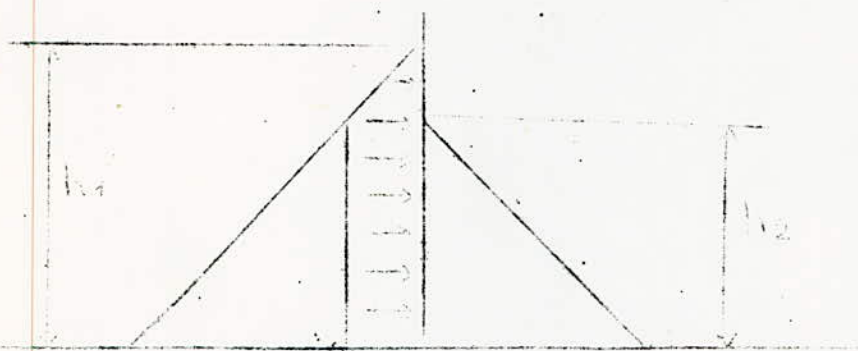
$$dq = \sqrt{2gh} \times dh$$

$$q = K_2 h^{3/2}$$

Nous constatons que ce dernier cas est un cas intermédiaire entre les 2 premiers

Pour atteindre le 1^{er} cas, nous pouvons remplacer les fentes (trop larges) par des petits trous et encore par des fentes plus étroites et nous aurons alors un écoulement laminaire -

Quant au 2^e cas nous pouvons le réaliser en produisant un écoulement sous l'effet d'une pression différentielle constante $p_2 = \rho h_2$



Nous avons fait une série de mesures nous permettant d'obtenir la quantité d'eau infiltrée en fonction de la charge. Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

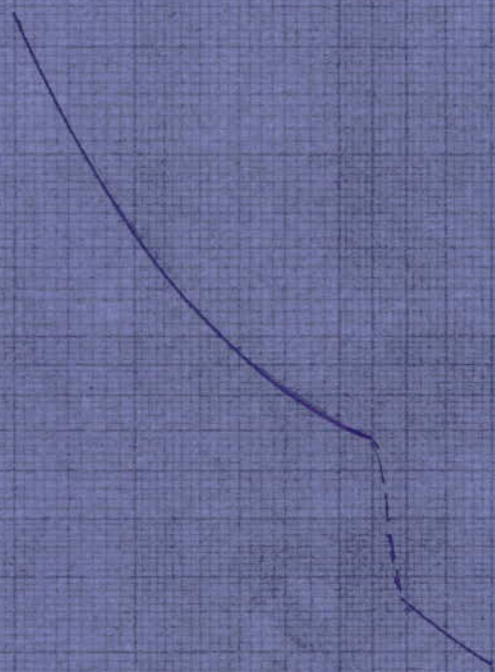
Etude de la perméabilité

$\Delta H = 1,8 \text{ cm} \Rightarrow Q = 0,26 \text{ l/s}$				$\Delta H = 4 \text{ cm} \Rightarrow Q = 0,40 \text{ l/s}$		
	h_{mm}	t_{s}	$q \times 10^2$ l/s	h_{mm}	t_{s}	$q \times 10^2$ l/s
2	23	12,6	1,98	28	9,8	2,56
4	20	15,8	1,57	25	12,5	2
6	18	17,4	1,44	23	14,8	1,69
8	16	22,1	1,13	21	17,7	1,41
10	15	25	1	19	20,7	1,21
12	14	26,4	0,96	18	22	1,14
14	13	28,3	0,88	17	24	1,04
16	12	29,5	0,85	16	25,4	0,99
18	11	31,4	0,80	15	27,2	0,91
20	10	34,6	0,72	14	28,5	0,88
22	9	37,4	0,67	13	29	0,86
24	8	72	0,35	12	30,4	0,83
26	7	78	0,33	11	31	0,81
28	6	89	0,28	10	31,7	0,80

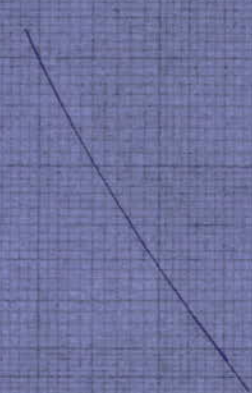
$$\Delta H = 30 \text{ cm} \Rightarrow Q = 1,1 \text{ l/s}$$

	h_{mm}	k_b	$q \times 10^2$ l/s
2	47	6	4,16
4	43	7	3,58
6	40	7,5	3,33
8	38	8,5	2,94
10	36	9,3	2,70
12	34	9,7	2,60
14	32	10,1	2,48
16	30	10,3	2,44
18	28	11,5	2,18
20	26	12	2,09
22	25	13,2	1,90
24	24	14,5	1,73
26	23	13	1,93
28	22	13,5	1,85

$$Q = 260 \text{ cm}^3/\lambda$$



$$Q = 400 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

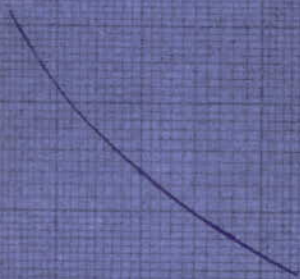


\leftarrow P_2 (mm)

\rightarrow q

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

$$Q = 1100 \text{ cm}^3/\text{s}$$



$R(\text{mm})$

h

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

Répartition de l'eau infiltrée

Les différents paramètres que nous pouvons faire varier en laboratoire sont :

- la pente J_0 du canal ;
- la perméabilité (que nous représentons par n) ;
- le débit d'alimentation ;
- la durée pendant laquelle nous alimentons ;
- éventuellement la rugosité.

Généralement, pour un terrain donné, certains paramètres sont fixes.

Dans notre cas, nous supposons que nous avons un terrain pour lequel la pente et la perméabilité sont fixées. Nous nous proposons de déterminer le débit et la durée d'alimentation ^{pour lesquels} nous obtiendrons une répartition uniforme de l'eau infiltrée.

Ces essais ont été faits dans les deux cas suivants :

- avec colature
- sans colature

Les résultats ainsi obtenus sont représentés par les tableaux et courbes ci-après.

$$n = \frac{28}{28}; Q = 0,35 \text{ l/p}; J = 1\%$$

sans collature						avec collature					
t	V ₄	V ₁₀	V ₁₆	V ₂₂	V ₂₈	t	V ₄	V ₁₀	V ₁₆	V ₂₂	V ₂₈
2	35	24	22	18	11	2	36	23	22	17	12
4	72	52	41	35	76	3	56	42	31	26	20
4,5	86	61	47	40	84	4	71	52	43	33	27
6	110	78	56	53	128	6	110	78	58	48	35
9	162	114	81	78	186	9	161	114	80	76	50
12	216	152	113	106	256	12	217	161	119	93	74

$$\eta = \frac{28}{28}; \quad Q = 0,49 \text{ l/s}; \quad J = 1\%$$

sans collature						avec collature					
t	V ₄	V ₁₀	V ₁₆	V ₂₂	V ₂₈	t	V ₄	V ₁₀	V ₁₆	V ₂₂	V ₂₈
1	25	19	13	12	34	1	23	17	14	12	10
1,3	40	27	20	21	40	2	52	38	31	28	23
2	53	35	26	23	78	4	100	62	48	45	40
4	89	66	50	40	182	6	149	95	76	70	64
6	148	94	72	86	270	8	193	124	106	90	85
8	197	122	108	121	407	10	239	149	130	112	107

$$\eta = \frac{28}{28}; Q = 0,64 \text{ l/s}; J = 1\%$$

sans collature						avec collature					
k	V ₄	V ₁₀	V ₁₆	V ₂₂	V ₂₈	k	V ₄	V ₁₀	V ₁₆	V ₂₂	V ₂₈
1	36	25	22	20	56	1	32	20	17	13	12
2	68	44	37	35	110	2	64	39	32	24	22
3	106	67	58	54	160	3	132	82	66	55	46
4	134	84	72	68	238	4	192	122	104	83	68
6	208	108	104	98	334	6	218	158	134	108	89
8	249	161	138	130	482	8	304	210	184	128	114

$$\eta = \frac{28}{28}; Q = 0,9 \text{ l/A}; J = 170$$

sans collature						avec collature					
t	V_4	V_{10}	V_{16}	V_{22}	V_{28}	t	V_4	V_{10}	V_{16}	V_{22}	V_{28}
1	42	32	27	29	86	2	86	62	51	43	31
2	86	61	52	65	186	4	141	128	105	89	64
3	122	93	81	92	274	6	218	190	159	118	94
4	143	128	106	109	326	8	302	254	207	175	132
6	218	189	158	180	534	10	430	341	282	218	160
8	300	254	208	230	658	12	430	376	320	248	197

$$\pi = \frac{28}{28} ; Q = 0,64 \text{ l/s} ; J = 0\%$$

sans collature						avec collature					
k	V_4	V_{10}	V_{16}	V_{22}	V_{28}	k	V_4	V_{10}	V_{16}	V_{22}	V_{28}
1	40	26	19	17	25	1	33	24	17	15	11
2	81	49	41	33	49	2	63	45	33	29	20
3	99	70	57	49	58	3	97	69	53	44	32
4	144	93	76	64	116	4	144	94	76	58	37
6	208	137	108	92	178	6	187	138	107	86	59
8	276	186	147	125	250	8	276	187	144	115	78

$J_0 = 1,5\%$
 $\Delta H = 10\text{cm} \Rightarrow Q = 0,64 \text{ l/s}$

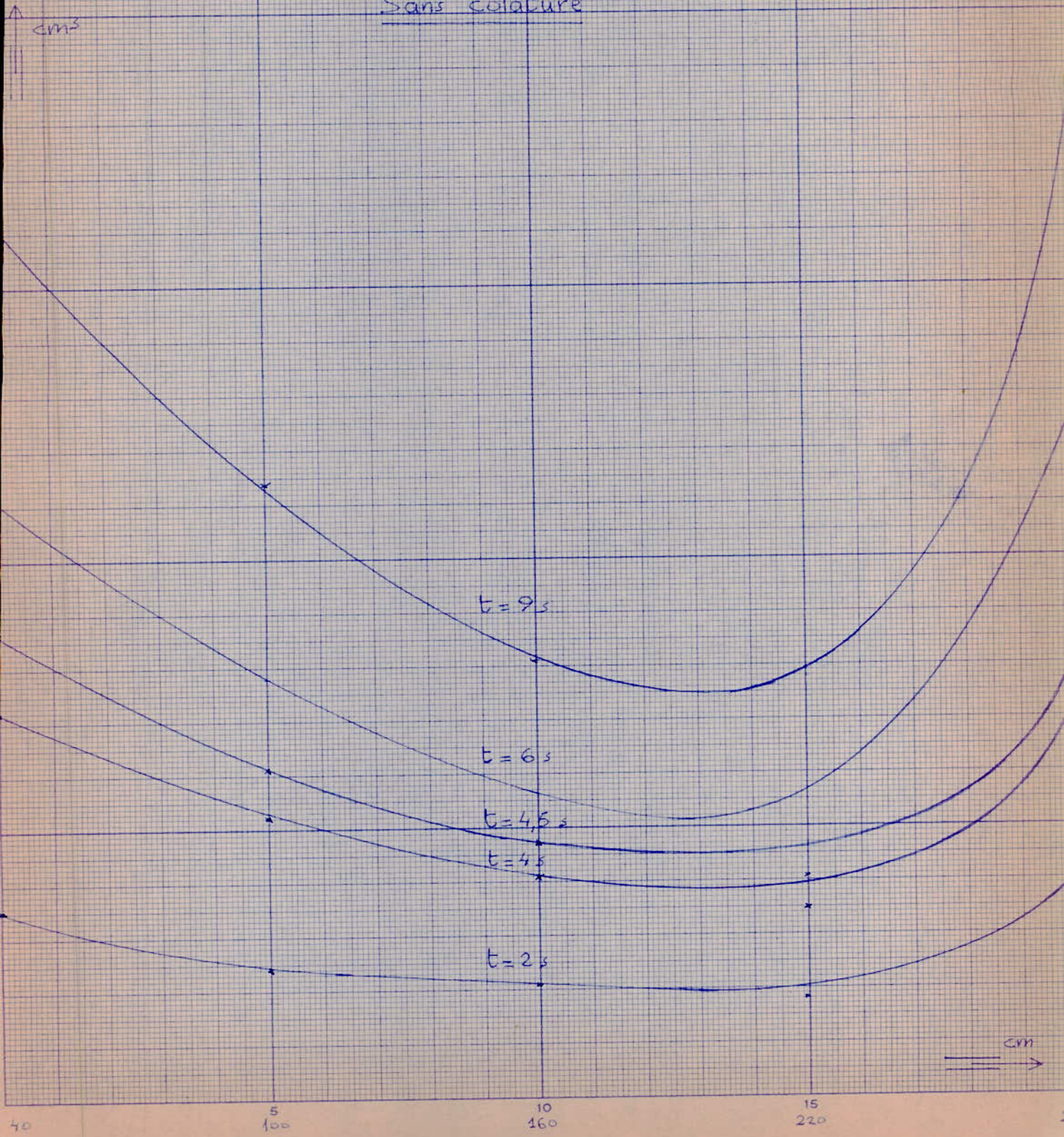
sans collature						avec collature					
t	V ₄	V ₁₀	V ₁₆	V ₂₂	V ₂₈	t	V ₄	V ₁₀	V ₁₆	V ₂₂	V ₂₈
1	32	24	21	23	74	1	29	22	18	16	13
1,5	50	37	31	34	108	2	57	37	33	22	20
2	65	50	43	47	139	3	87	57	54	46	38
3	101	72	63	69	201	4	116	76	64	56	52
4	133	107	87	92	280	6	170	112	106	94	84
6	209	147	132	140	448	8	229	144	125	112	101

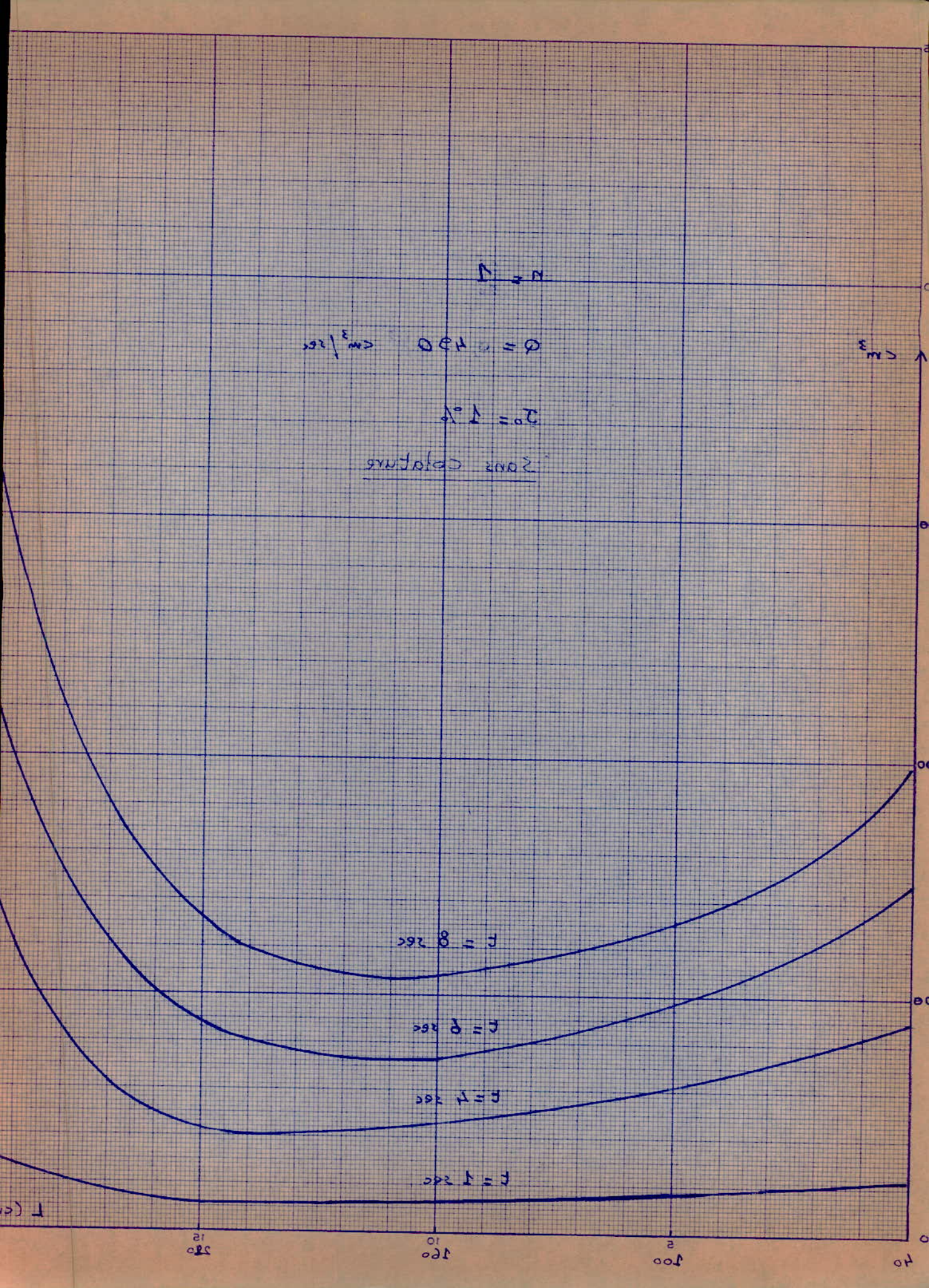
$$Q = 350 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$J_0 = 1\%$$

$$n = 1$$

Sans colature





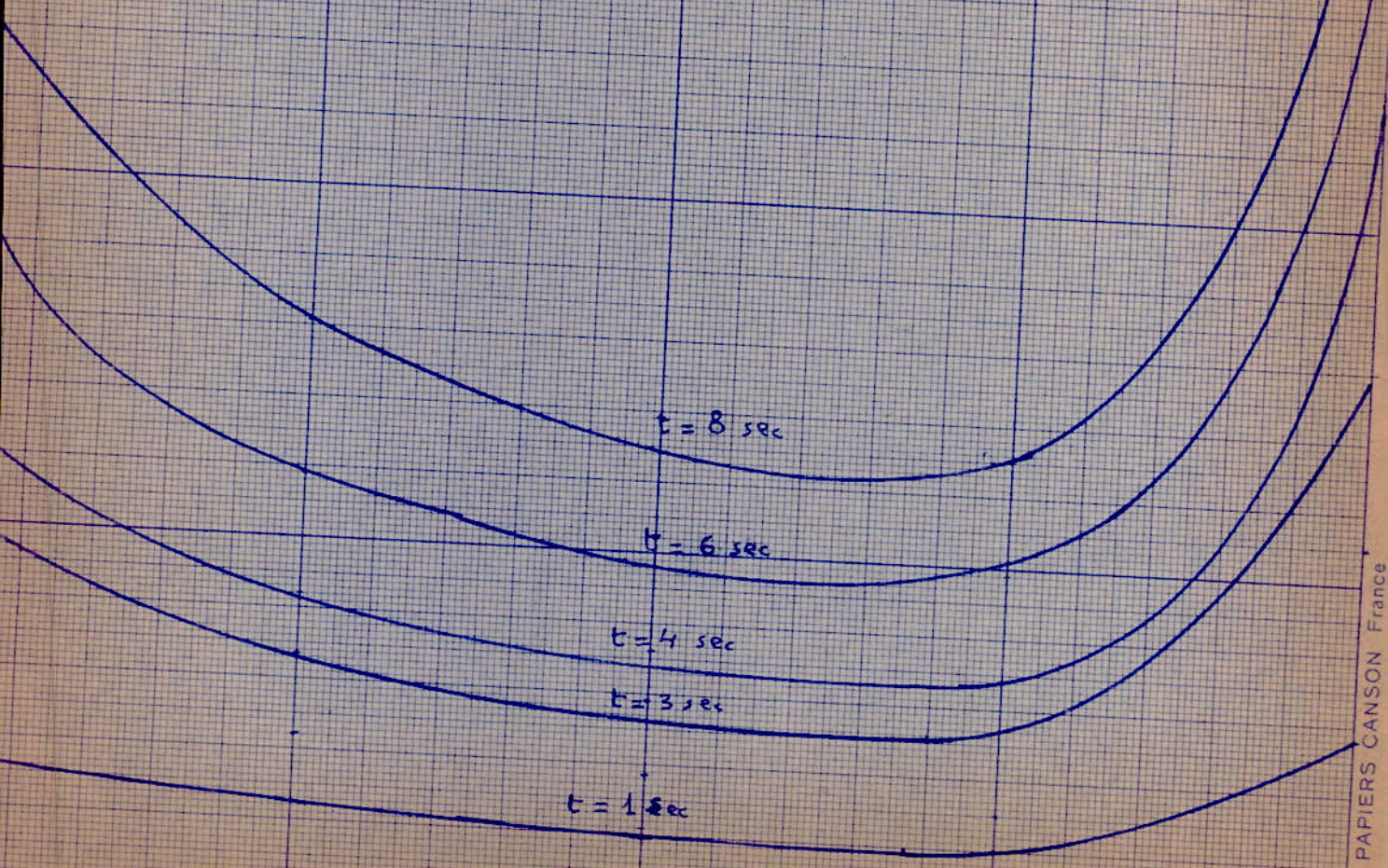
cm^3

$$n = 1$$

$$Q = 640 \text{ cm}^3/\text{sec}$$

$$J_0 = 1\%$$

Sans colature



$t = 8 \text{ sec}$

$t = 6 \text{ sec}$

$t = 4 \text{ sec}$

$t = 3 \text{ sec}$

$t = 1 \text{ sec}$

5
100

10
100

15

L (cm)

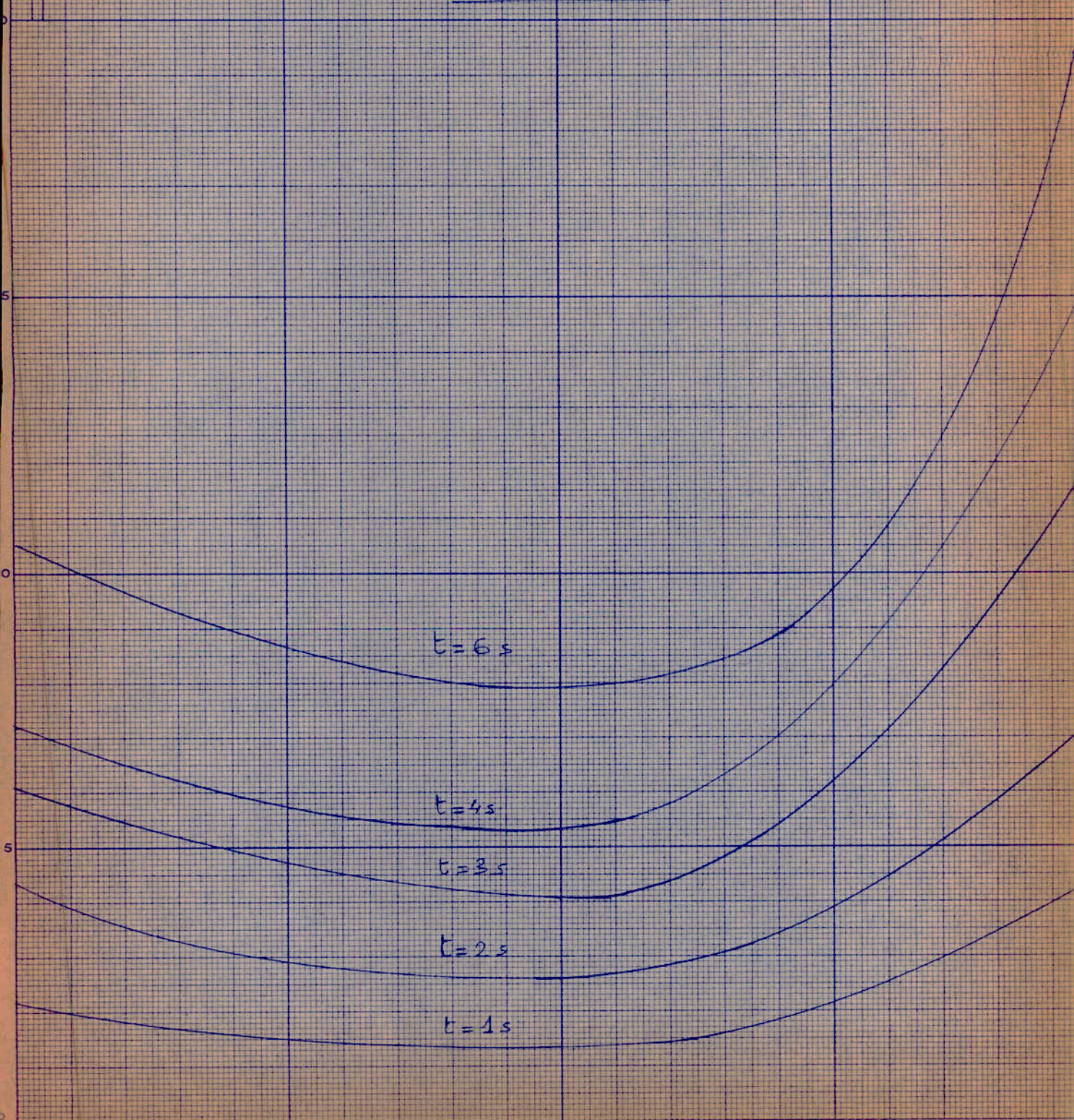
$$Q = 900 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$J_0 = 1\%$$

$$n = 1$$

Sans colature

↑
 cm^3



40

100

160

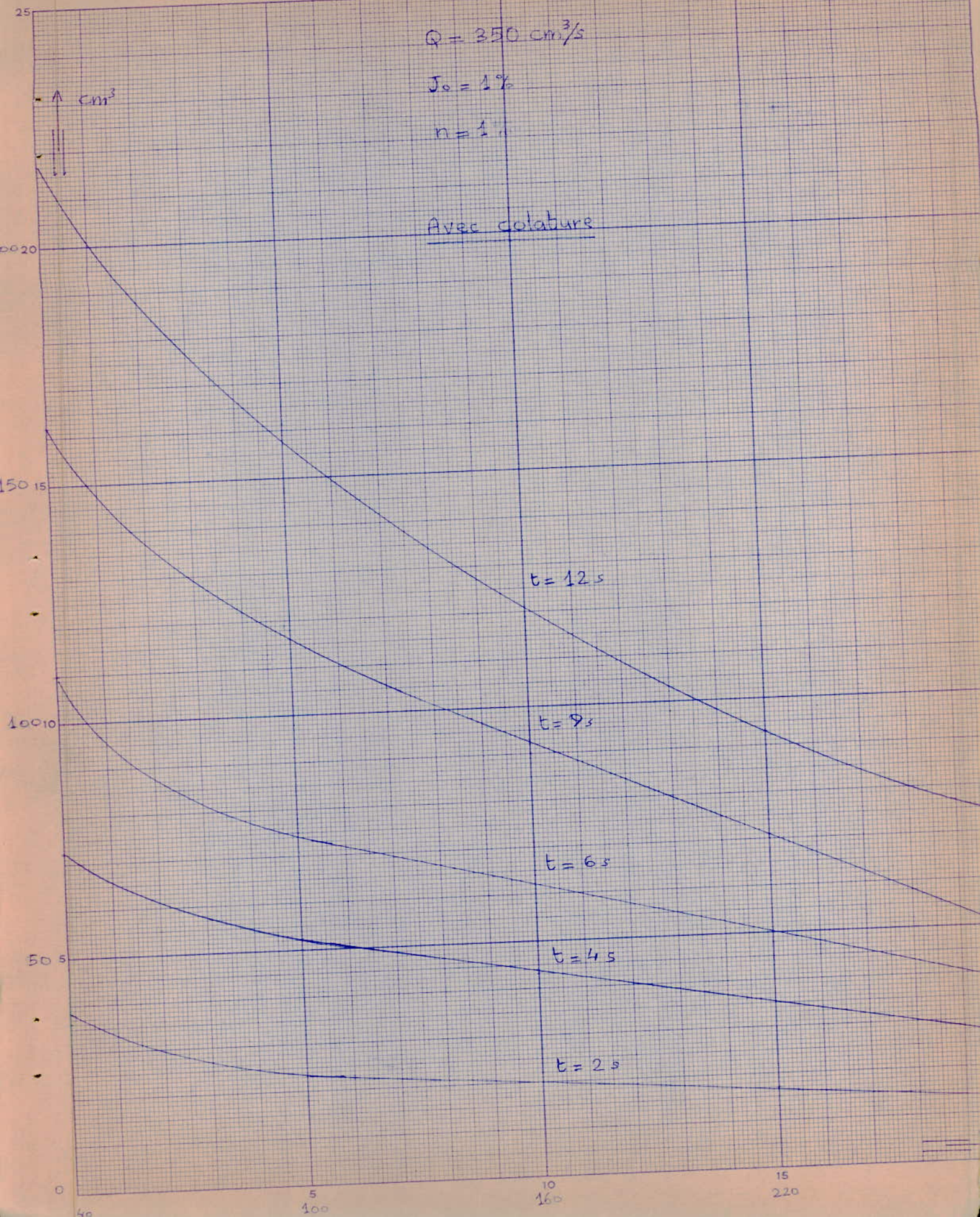
220

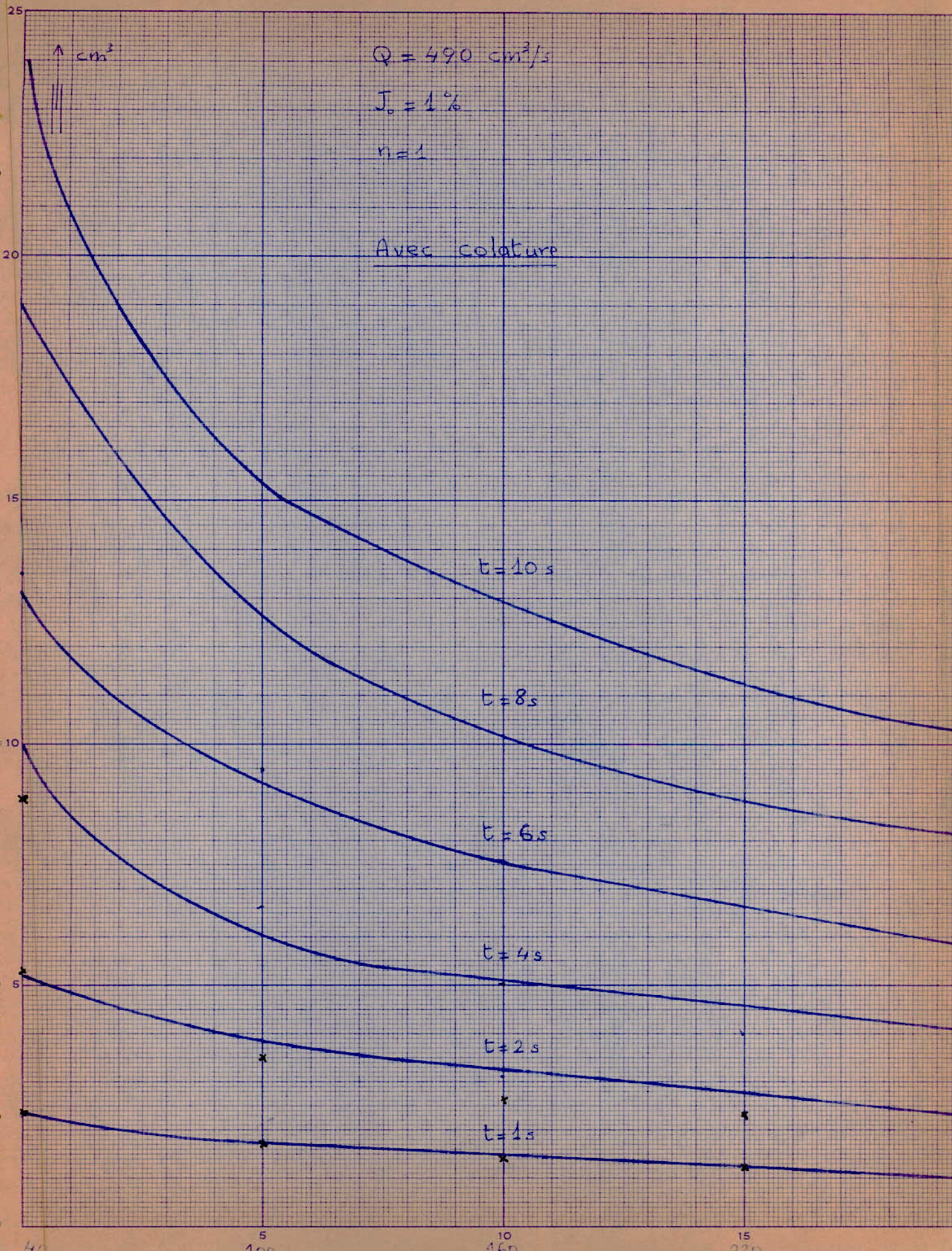
$$Q = 350 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$J_0 = 1\%$$

$$n = 1.1$$

Avec colature





25

↑ cm^3

$Q = 490 \text{ cm}^3/\text{s}$

$J_0 = 1\%$

$n = 1$

Avec colature

200

150

100

50

0

40

100

160

220

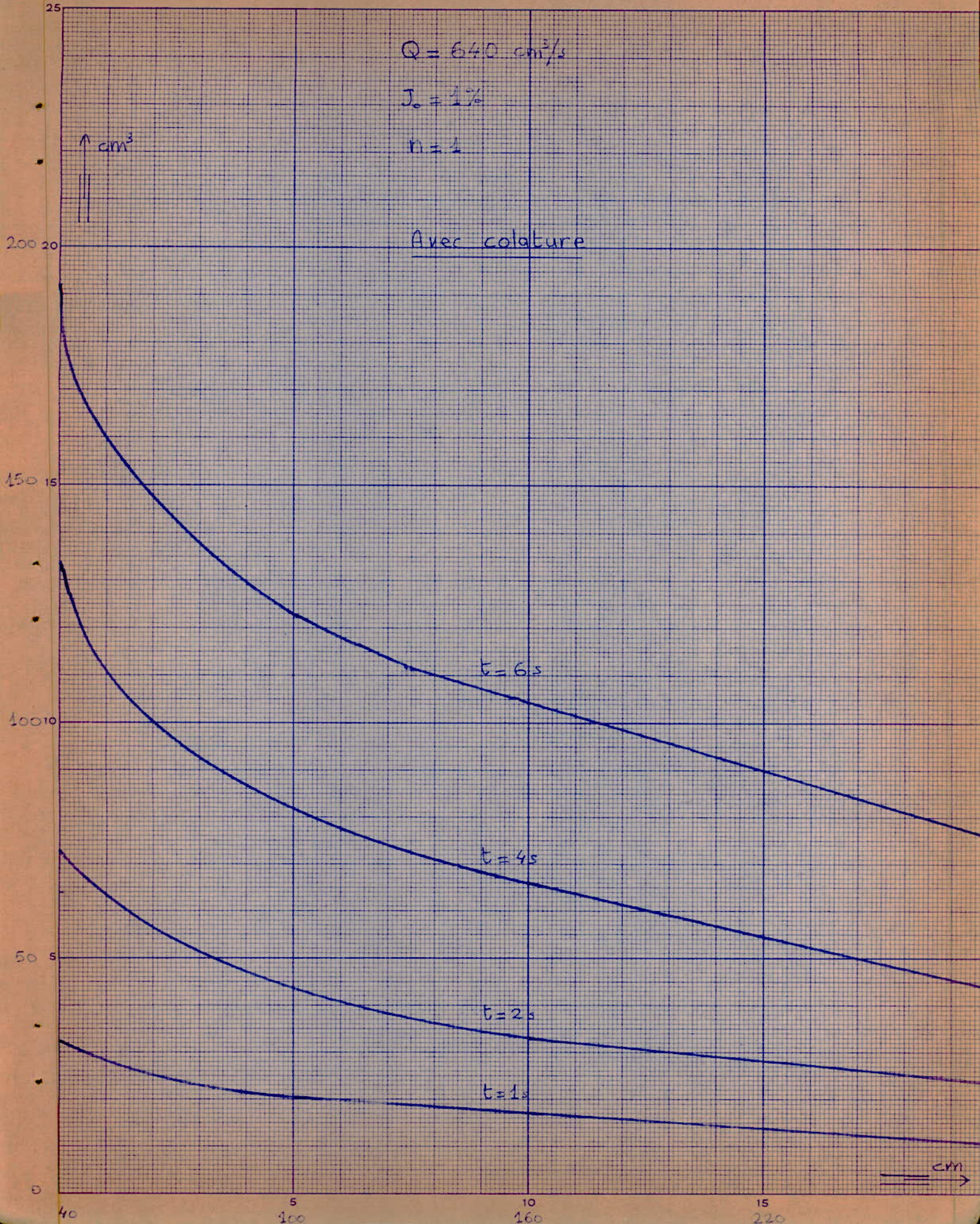
$$Q = 640 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$J_0 = 1\%$$

$$n = 1$$

↑ cm³

Avec colature

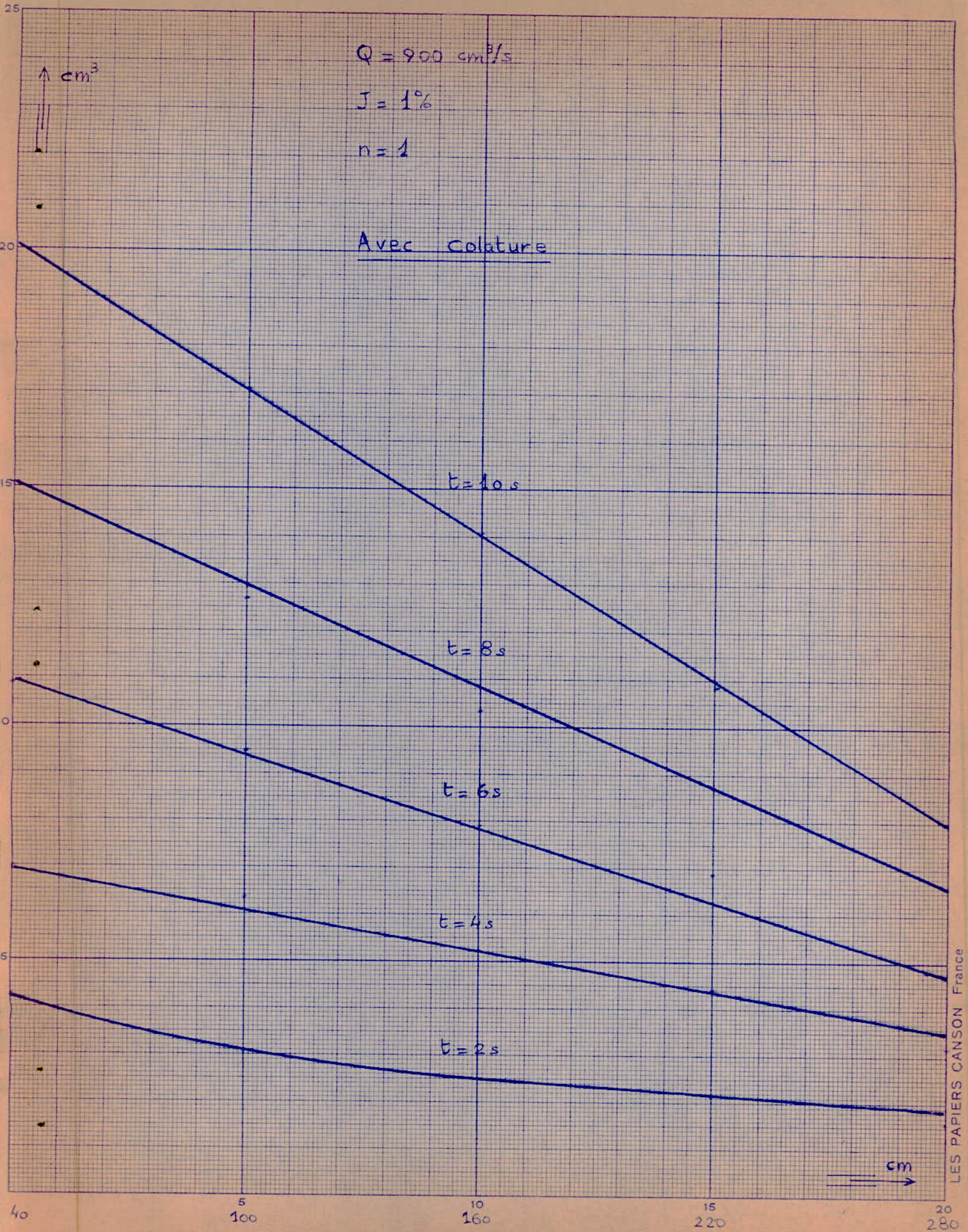


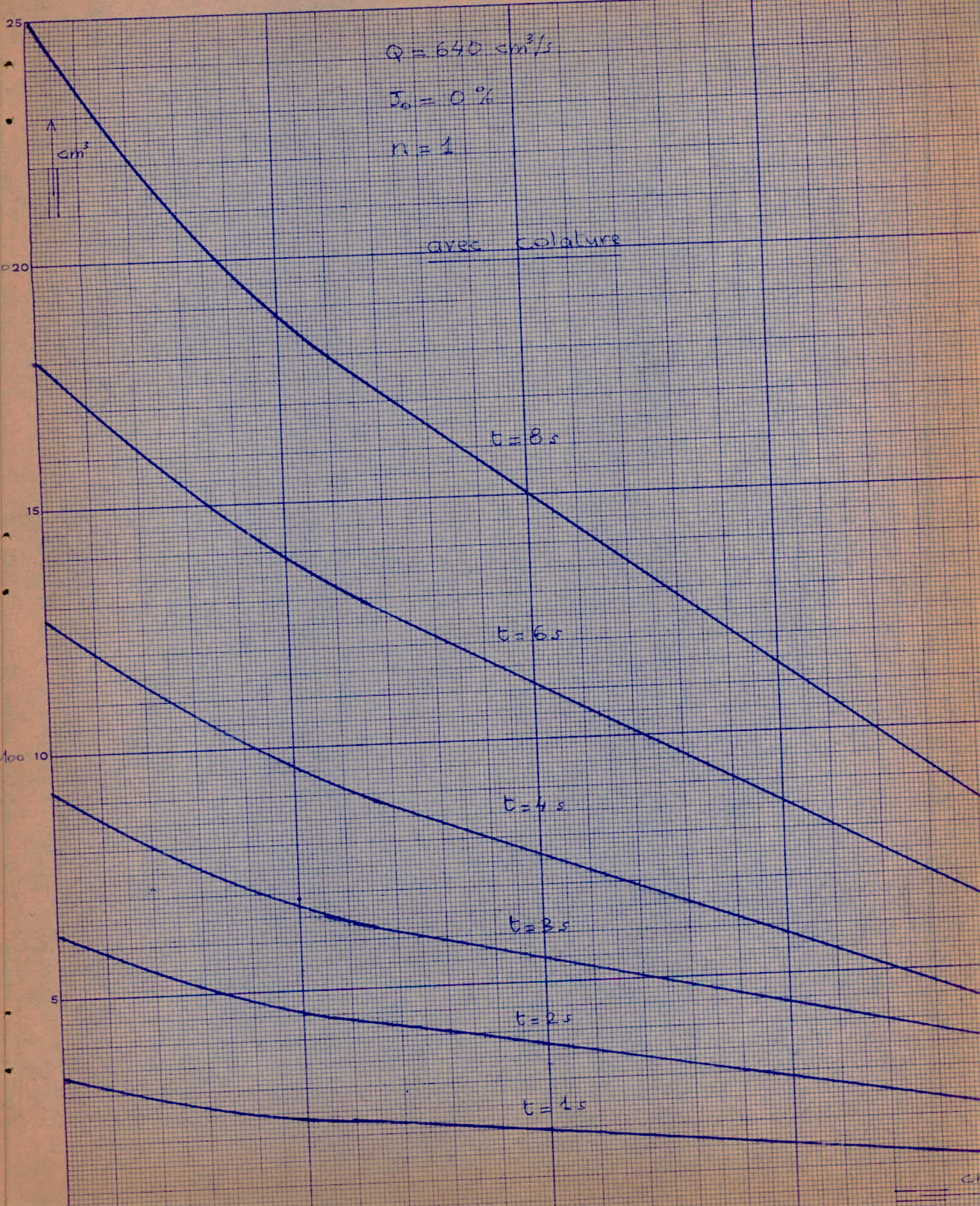
$$Q = 900 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$J = 1\%$$

$$n = 1$$

Avec colature





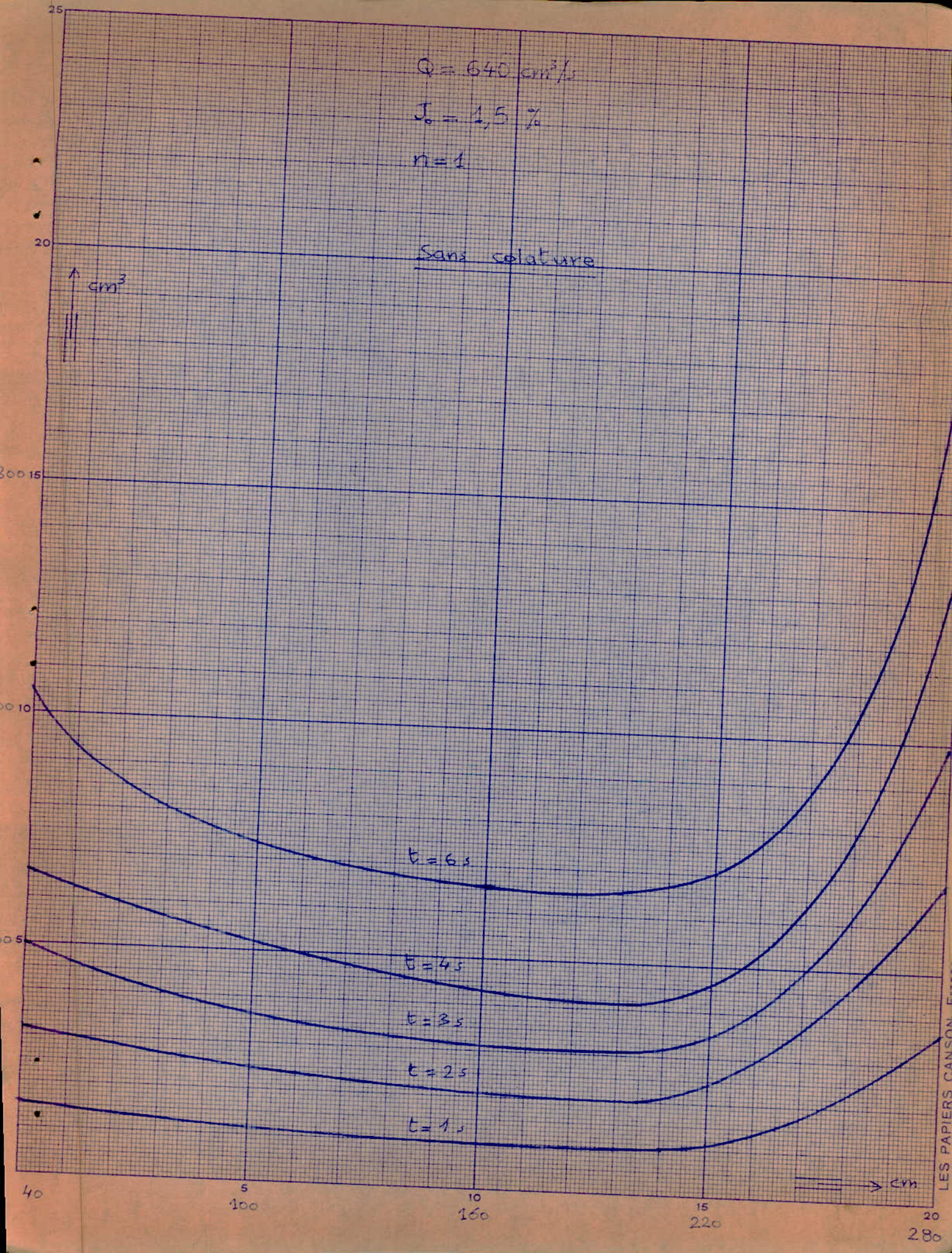
$$Q = 640 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$J_0 = 1,5 \%$$

$$n = 1$$

Sans colature

↑
cm³



LES PAPIERS CANSON

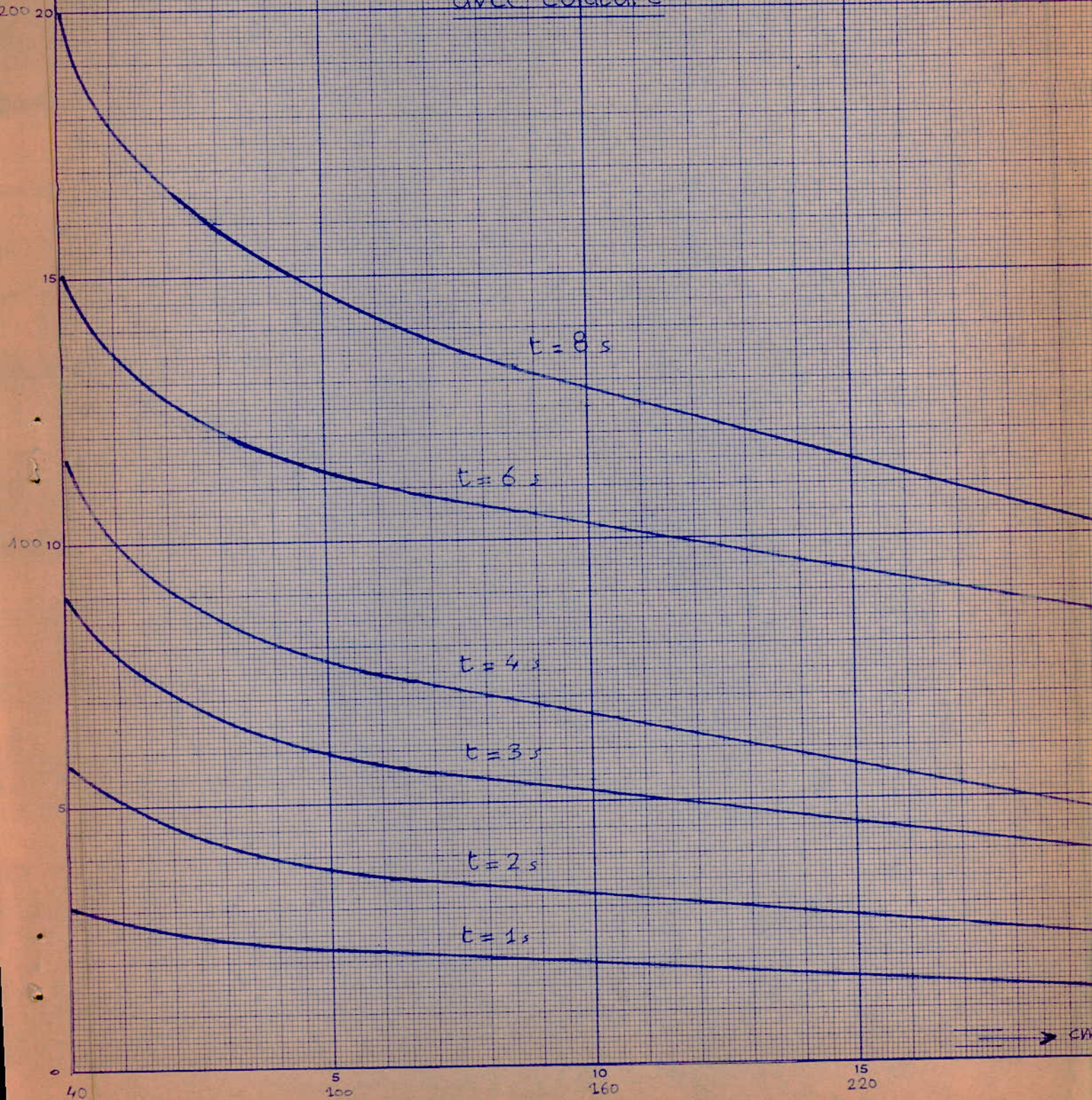
$$Q = 640 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$J_b = 1,5\%$$

$$n = 1$$

↑
cm³

avec colature



25

cm³

400

$n = 1$

$Q = 640 \text{ cm}^3/\text{sec}$

$J = 0\%$

3000

Avec colature

2000

$t = 8 \text{ sec}$

$t = 6 \text{ sec}$

$t = 4 \text{ sec}$

$t = 3 \text{ sec}$

$t = 1 \text{ sec}$

1000

L (cm)

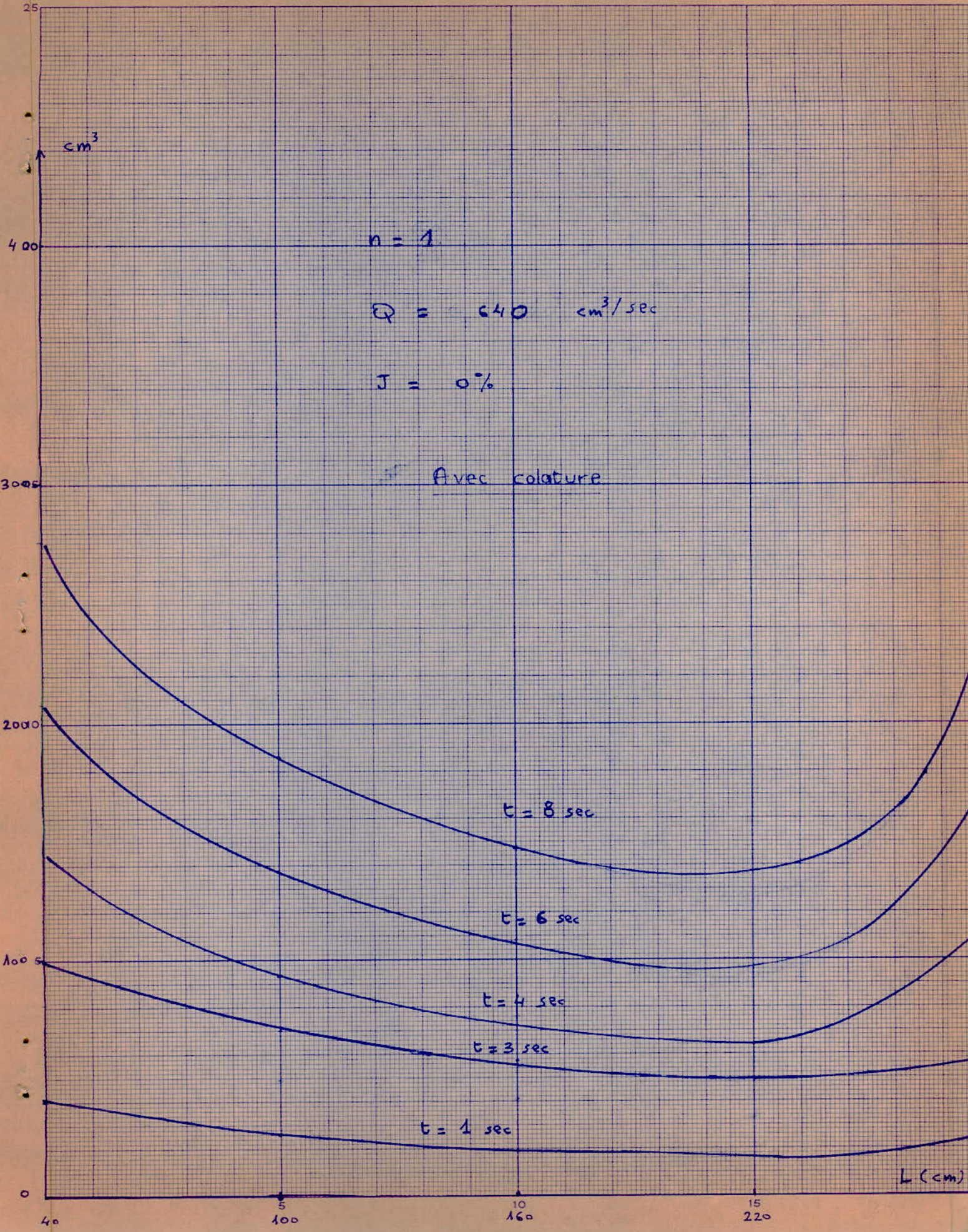
40

100

160

220

0



25

20

15

↑ cm³



Avec colature

10010

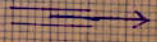
$n = \frac{1}{6}$; $J_0 = 0,8\%$; $Q = 1100 \text{ cm}^3/\text{s}$; $t = 4 \text{ s}$

Sans colature

505

$n = 1$; $J_0 = 0,8\%$; $Q = 580 \text{ cm}^3/\text{s}$; $t = 1 \text{ s}$

cm



40

5
100

10
160

15
220

28

Mouvement plan d'infiltration à travers un massif homogène limité par deux parois verticales et reposant sur un fond horizontal imperméable.

Nous allons étudier ci-après quelque problèmes d'infiltration, se présentant sous une forme suffisamment simplifiée pour les rendre aisément accessibles au calcul. Considérons tout d'abord, une digue perméable homogène, reposant sur un fond horizontal imperméable, limitée par deux plans verticaux, distants de l et séparant deux biefs, dans lesquels l'eau s'élève aux cotes respectifs z_1 et z_2 au dessus du fond imperméable. Le phénomène moyen étant plan, nous raisonnons sur une tranche de largeur unité et nous désignons par q le débit qui s'infiltré à travers cette tranche.

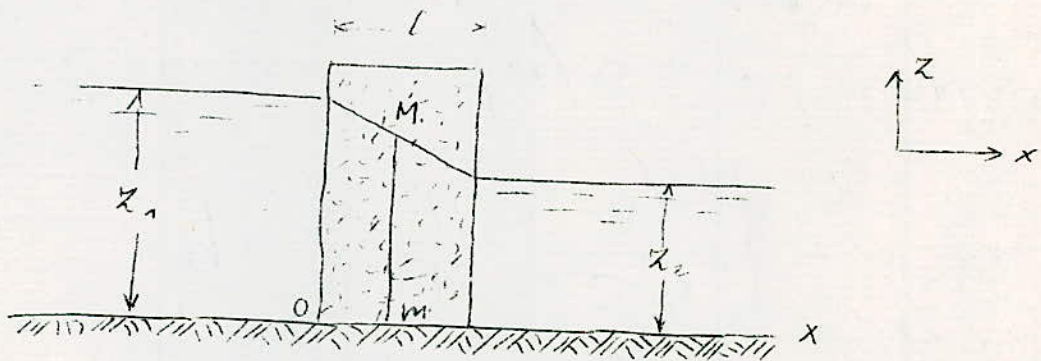


fig 13-3

CONCLUSION

Irrigation

D'après les différents essais que nous avons pu faire nous constatons qu'il est préférable d'opter pour une irrigation avec colature. Ceci est d'autant plus vérifié que nous avons la possibilité de ré-utiliser l'eau qui aurait tendance à s'accumuler en bout de raie pour l'irrigation d'autres raies.

Par ailleurs les courbes précédentes nous montrent que la distribution de l'eau infiltrée peut être d'autant plus uniforme que la perméabilité des sol est faible.

Appareil utilisé

Notre canal de laboratoire a une longueur relativement courte (3 m); par ce fait la réalisation des essais devient difficile sur leur très courte durée.

La conception d'un appareil beaucoup plus grand (et plus long) et avec certaines modifications indiquées nous amènerait certes à des résultats meilleurs.

