

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

9/85

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

1ex
+
5 planches

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie de l'environnement

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DE LA CONCEPTION D'UNE STATION DE TRAITEMENT

D'EAU POTABLE A MOHAMMADIA (wilaya de Mascara)

5 PLANCHES

Proposé par : E.N.F.R.

Etudié par :

Mlle YEDDOU Nacéra

Dirigé par :

M. Kettab. A.

Dr. Ing. et

M. Nakib M.



PROMOTION : JUIN 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie de l'environnement

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DE LA CONCEPTION D'UNE STATION DE TRAITEMENT
D'EAU POTABLE A MOHAMMADIA (wilaya de Mascara)

Proposé par : E.N.F.R.

Etudié par :

Mlle YEDDOU Nacéra

Dirigé par :

M. Kettab. A.

Dr. Ing. et

M. Nakib M.

PROMOTION : JUIN 1985

A la mémoire de mon père

A ma mère

A mes soeurs et frères

A mes nièces et neveux

A ma petite nièce Nacéra

A tous les amis (es)

REMERCIEMENTS

Je transmets toute ma gratitude et ma reconnaissance à Monsieur Kettab Chef de Département du Génie Hydraulique et à Monsieur Nakib mon promoteur pour leur aide et les nombreux conseils qu'ils m'ont apporté tout au long de cette étude.

Je tiens à adresser mes remerciements à Monsieur Djellil Ingénieur à l'E.N.F.R.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur Naamane Chef de Département du Génie de l'Environnement pour sa gentillesse.

Je remercie également le Chef de Département des traitements des eaux de l'I.N.A. pour m'avoir autorisé à travailler au laboratoire de traitement des eaux.

Je témoigne ma reconnaissance à Madame Guedouani pour le soin qu'elle a accordé à la mise en forme de ce document.

Enfin, que tous ceux qui m'ont aidé et encouragé trouvent ici un témoignage de ma reconnaissance.

LISTE DES PLANS

P₁ : IMPLANTATION DE LA STATION

P₂ : PROFIL HYDRAULIQUE

P₃ : MELANGEUR RAPIDE
VUE EN PLAN ET COUPE

P₄ : DECANTEUR
VUE EN PLAN ET COUPE

P₅ : FILTRE
VUE EN PLAN

S O M M A I R E

PREFACE

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LE TRAITEMENT DES EAUX DE CONSOMMATION

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'ETUDE

CHAPITRE III

PRINCIPAUX TYPES DE TRAITEMENTS

CHAPITRE IV

EXPERIMENTATION

CHAPITRE V

V₁ - REACTIFS CHIMIQUES

V₂ - DIMENSIONNEMENT

V₃ - CALCUL HYDRAULIQUE

V₄ - CONCLUSION

CHAPITRE VI

CALCUL ECONOMIQUE

P L A N _ D E T A I L L E

P a g e s

PREFACE..... 7

CHAPITRE I

I - GENERALITES SUR LE TRAITEMENT DES EAUX DE
CONSOMMATION

I.1. Qualité de l'eau..... 8 x
I.2. Objectifs du traitement - Normes -..... 8 x
I.3. Paramètres entraînant la nécessité
d'un traitement..... 9 x

CHAPITRE II

II - PRESENTATION DE L'ETUDE

II.1. Origine de l'eau à traiter..... 13
II.2. Site d'implantation de la station..... 14
II.3. Capacité de production..... 14
II.4. Caractéristiques physico-chimiques
de l'eau..... 14

CHAPITRE III

Pages

III - PRINCIPAUX TYPES DE TRAITEMENTS

III.1. Prétraitement.....	18 x
III.2. Clarification.....	20 x
III.2.1. Principe de la coagulation - flo- culation.....	20 >
III.2.1.1. Différentes formes de subs- tances présentes dans l'eau...	21 >
III.2.1.2. Facteurs intervenant dans le processus de la coagulation des colloïdes.....	27 x
III.2.1.3. Flocculation.....	32 x
III.2.1.3.1. Effets de la coagulation - flocculation sur les para- mètres de l'eau.....	32 ^
III.2.1.4. Types de coagulants utilisés...	33 x
III.2.1.5. Types d'adjuvants utilisés.....	36 >
III.2.2. Décantation.....	38 x
III.2.2.1. Décanteurs à circulation horizontale.....	39 ^
III.2.2.2. Décanteurs à circulation verticale.....	40 x

	<u>P a g e s</u>
III.2.3. Filtration.....	40 κ
III.3. Désinfection.....	45 κ

CHAPITRE IV

IV - EXPERIMENTATION

IV.1. But.....	53
IV.2. Méthode d'analyse.....	54
IV.2.1. Matériel utilisé.....	54
IV.2.2. Essai de floculation.....	54
IV.2.3. Analyse physico-chimique.....	55
IV.2.4. Préparation des solutions.....	59
IV.3. Résultats et interprétation.....	63
IV.4. Autre analyse : détermination des matières en suspension.....	76

CHAPITRE V

V - CHOIX DE LA FILIERE DE TRAITEMENT

V.1. Réactifs chimiques.....	80
V.2. Dimensionnement	
V.2.1. Degrillage.....	83

	<u>P a g e s</u>
V.2.2. Débourbage.....	86
V.2.3. Mélangeur rapide.....	87
V.2.4. Flocculateur.....	92
V.2.5. Décantation.....	96
V.2.6. Filtration.....	99
V.2.7. Désinfection.....	107
V.3. Calcul hydraulique	
V.3.A. Calcul des pertes de charge.....	108
V.3.B. Calcul des vidanges.....	119
V.4. - Conclusion.....	123
V.5. - Code des eaux.....	125
CHAPITRE VI	
VI - CALCUL ECONOMIQUE.....	126
—————	
Tableau récapitulatif.....	130
Notation principale.....	132
Bibliographie.....	133

P R E F A C E

Dans la mesure où les ressources en eaux souterraines traditionnelles ne suffisent pas à assurer la totalité de la demande en eau potable, il devient nécessaire d'utiliser les eaux de surface.

Malheureusement, ces eaux ne sont pas entièrement disponibles et ne sont pas à l'abri de la pollution. Leur utilisation reste subordonnée à la lutte contre la pollution due aux rejets industriels, aux eaux usées urbaines et à l'emploi excessif des engrais.

Cette lutte devra, néanmoins, être menée de façon rationnelle et harmonieuse. Ceci d'autant plus que l'expansion démographique et le développement industriel requièrent des besoins sans cesse grandissants en eau.

Le recours à des eaux de surface nécessite un traitement. Traiter de telles eaux consiste à leur faire subir des modifications physiques, chimiques, biologiques suivant le degré de purification souhaité.

Néanmoins, une eau destinée à la consommation humaine doit être inoffensive pour l'homme, c'est à dire doit être incolore, inodore, insipide et présenter toutes les garanties sur le plan physico-chimique et biologique.

Aussi, l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé) a déterminé certaines normes applicables aux eaux de boissons.

C'est l'étude des procédés de traitement des eaux de surface qui fait justement l'objet de notre étude.

CHAPITRE I

I - GENERALITES SUR LE TRAITEMENT DES EAUX DE CONSOMMATION

Toute installation en eau potable est une entreprise d'intérêt vital ; à savoir l'eau doit être disponible en quantité suffisante et en qualité parfaite.

Dans toute installation de traitement d'eau, l'hygiène est d'une importance décisive. Pour toute intervention les parties les plus importantes de l'installation d'alimentation en eau sont :

- acheminement d'eau brute
- traitement d'eau brute
- stockage d'eau traitée
- distribution de l'eau aux consommateurs.

I₁ - Qualité de l'eau

L'origine de l'eau, la connaissance de ses caractéristiques physico-chimiques et bactériologiques ainsi que son éventuelle micropollution, comparée aux caractéristiques requises pour une eau de consommation humaine permettent de juger du traitement approprié.

I₂ - Objectifs du traitement - Normes

Ces objectifs peuvent se répartir en trois groupes :

- la santé publique
- l'agrément du consommateur
- la protection du réseau de distribution et des installations de l'utilisateur.

- Normes

Dans tous les pays ces objectifs se traduisent par une réglementation officielle : normes de potabilité.

Lorsqu'il n'existe pas de normes nationales on adopte celle de l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé).

Ces normes sont adoptées en particulier par l'Algérie.
Voir tableau n° 1.

I₃ - Paramètres entraînant la nécessité d'un traitement

Ces paramètres sont forts différents suivant l'origine de l'eau brute.

Les eaux de surface sont généralement chargées en matières en suspension, en matière colloïdales, en plancton animal et végétal.

Les paramètres qui devront retenir l'attention pour choisir le traitement seront surtout : la couleur, la turbidité, la nature et la quantité des matières en suspension, les germes de contamination et les indices chimiques de pollution.

Chaque paramètre réclame un traitement spécifique comme nous le montre le tableau n° 2.

NORMES DE POTABILITE : OMS et CEE (7)

PARAMETRES	UNITES	NORMES OMS		NORMES CEE	
		CMS	CMA	CMS	CMA
Matières solides totales	mg/l	500	1 500		1 500
Couleur	Unités ¹	5	50	5	20
Turbidité	jTU ²	0,10	0,50	0,10	0,30
PH		7 - 8,5	6,5 - 9,2	6,5 - 8,5	9,5
Fer (Fe ²⁺)	mg/l	0,1	1		0,3
Manganese (Mn ²⁺)	mg/l	0,05	0,5		0,05
Cuivre (Cu ²⁺)	mg/l	0,05	1,5		0,05
Zinc (Zn ²⁺)	mg/l	1,5	5		0,1 - 1
Calcium (Ca ²⁺)	mg/l	75	200	10	
Magnesium (Mg ²⁺)	mg/l	50	150	30	50
Sulfates (S ₀₄ ²⁻)	mg/l	200	400	5	250
Chlorures (Cl ⁻)	mg/l	200	600	5	200
Nitrates (N ₀₃ ⁻)	mg/l		45		5
O2 dissous	mg/l				5
Matières organiques	mgO2/l			1	5
Dureté totale	mg/l de Ca Co3	100	500		
Potassium K ⁺	mg/l			10	12
Sodium Na ⁺	mg/l	50	150	20	100
Ammoniaque NH ₄ ⁺	mg/l			0,05	0,50

1. Echelle colorimétrique au platine cobalt

2. Unité Jakson

CMA : Concentration maximale admissible

CMS : Concentration maximale souhaitable

PARAMETRES EXAMINES	CONSEQUENCES	Traitement à prévoir en cas		Domaine d'application le plus fréquent	
		d'insuffisance	d'excès		
-1- matières non dissoutes MES, matières colloïdales	Turbidité		Clarification	eaux superficielles	
Eléments vivants : bactéries, virus, plancton	-santé publique -aspect esthétique -corrosion		désinfection	toutes les eaux	
-2- Eléments dissous -a- matières organiques acides organiques matières colorantes	- couleur - fermentation		clarification +O ₃ et/ou charbon actif	toutes les eaux	
- micropolluants (pesticides, phénols, métaux lourds sous forme solubles - métabolites des organismes aquatiques	- toxicité - goût et odeur		Cl ₂ + clarification +O ₃ et/ou charbon actif	- eaux superficielles - nappes alluviales	
-b- sels dissous	HCO ₃ ⁻) TAC CO ₃ ²⁻)	Corrosion ou entartrage	reminéralisation	décarbonatation	toutes les eaux
Anions	Cl ⁻) SAF SO ₄ ²⁻)	goût, corrosion		osmose inverse	eaux marines ou saumâtres
	NO ₃ ⁻	methemoglobinémie		denitri-fication	eaux souterraines
	PO ₄ ²⁻	fermentation		clarification	toutes les eaux
	SiO ₃	gene sur osmose inverse		Aluminate	eaux souterraines
	F ⁻	dents, os, système nerveux	fluoruration	defluiruration	eaux souterraines

Cations	Ca ²⁺) Mg ²⁺) TH	-corrosion -entartrage	remineralisation	décarbonatation ou adoucissement	toutes les eaux
	Na ⁺ K ⁺	santé publique		osmose inverse	eaux marines ou saumâtres
	NH ₄ ⁺	Fermentation		chloration ou nitrification	toutes les eaux
	Fe ²⁺	-eaux colorées -corrosion		defferisation	eaux souterraines
	Mn ²⁺	-eaux colorées -corrosion -santé publique		démanganisation	eaux souterraines
Minéralisation globale		-santé publique - corrosion		osmose inverse	toutes les eaux
-c- gaz dissous oxygène dissous		- goût - corrosion - fermentation	aération	filtration sous une pression suffisante	eaux souterraines
Co ₂ libre		corrosion		-aération -neutralisation	eaux souterraines
H ₂ S		Odeur		aération	eaux souterraines

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'ETUDE

La ville de Mohammadia se situe dans l'ouest Algérien, dans la wilaya de Mascara à environ 400 km d'Alger.

Vu le développement de certaines industries alimentaires et l'importance de l'accroissement démographique, la construction d'une station de traitement d'eau potable s'avère nécessaire pour satisfaire ces besoins en eau.

La dotation est fixée à 150 l/h/j.

II₁- Origine de l'eau à traiter

L'eau à traiter provient du barrage de Fergoug.

Le barrage de Fergoug comporte une prise d'eau munie d'une grille afin de retenir les corps flottants.

Une galerie de répartition munie de vannes à réglage automatique permet de répartir le débit dans quatre canaux.

Deux canaux en charge acheminent l'eau brute vers les stations de traitement d'eau potable d'Arzew et d'Oran, les deux autres, semi ouverts sont dirigés vers Mohammadia et Sig.

Une partie de l'eau brute est utilisée pour l'irrigation et l'autre partie est traitée afin de la rendre potable. Le canal se dirigeant vers Mohammadia est raccordé à un autre semi ouvert qui est le canal Sahouria duquel sera soutirée l'eau brute à l'aide d'une prise d'eau.

II₂- Site d'implantation de la station

Le choix du site dépend de la disponibilité du terrain. .
On préconise d'installer cette station à 1 km de Mohammadia
(planche n° 1).

II₃- Capacité de production

La station produira 20 000 m³/j d'eau potable.

II₄- Caractéristiques physico-chimiques de l'eau

a/- Caractéristiques chimiques

L'analyse de l'eau du canal Sahouria effectuée par le laboratoire de chimie de LINRH le 26.02.85 a donné les résultats regroupés dans le tableau ci-dessous :

ELEMENTS	mg/l	meq/l	°F
Calcium Ca ²⁺	60	3	15
Magnesium Mg ²⁺	106	8,80	44
Sodium Na ⁺	160	7	35
Potassium K ⁺	10	0,30	1,50
Ammonium NH ₄ ⁺	0,07	0,0039	0,02
Totaux	336,07	19,10	95,52
Chlorures Cl ⁻	300	8,50	42,5
Sulfates So ₄ ²⁻	325	6,80	34
Carbonates Co ₃ ²⁻	0	0	0
Bicarbonates H _{co3} ⁻	201	3,30	16,5
Nitrates No ₃ ⁻	17	0,3	1,5
Totaux	843	18,90	94,50

Les résultats de l'analyse chimique sont exprimés soit en milligramme/l (mg/l) soit en milliequivalent/l (meq/l) soit en degré français (°F).

Pour avoir le poids en meq de l'ion, il faut diviser la masse atomique M par sa valence V. Si l'eau contient Nmg de l'ion en question, sa concentration en milliequivalents sera de :

$$\frac{N}{\frac{M}{V}} = \frac{NV}{M}$$

Prenons comme exemple le sulfate So_4^{2-}

$$N = 325 \text{ mg/l}$$

$$V = 2$$

$$M = 96 \text{ g}$$

$$\text{donc } C = \frac{325 \times 2}{96} = 6,80 \text{ meq/l}$$

Le degré Français (°F) représente la cinquième partie du milliequivalent par litre.

Principaux titres de l'eau

. Titre hydrotimétrique TH : il exprime la teneur globale en calcium et magnésium exprimés en °F.

$$TH = 15 + 44 = 59 \text{ °F}$$

. Titre alcalimétrique complet TAC : il traduit la teneur en anions Co_3^{2-} , Hco_3^- , OH^- , dans notre cas le TAC exprime la teneur en bicarbonate.

$$TAC = 16,5 \text{ °F.}$$

. Titre en sels d'acide fort SAF : il correspond à la somme des teneurs en chlorures, sulfates et nitrates.

$$42,5 + 34 + 1,5 = 78 \text{ °F}$$

. Mineralisation

La mineralisation de l'eau s'obtient en faisant la somme des anions et des cations exprimées en mg/l

$$M = 843 + 336 = 1\ 179 \text{ mg/l}$$

Contrôle des résultats de l'analyse

. La somme des anions exprimés en mg/l doit correspondre exactement à la somme des cations exprimés dans la même unité. En pratique la marge d'erreur ne doit pas dépasser 5 % (10).

Dans le cas contraire cela traduirait l'omission d'un ion.

$$\text{. Erreur : } \frac{(19,1 - 18,9) \times 100}{18,9} = 1,05 \%$$

Tableau récapitulatif

Σ anions	= 18,9 meq/l
Σ cations	= 19,1 meq/l
Minéralisation	= 1079 mg/l
TH	= 59 °F
TAC	= 16,5 °F
TA	= 0
SAF	= 78 °F

b/- Caractéristiques physiques

. La couleur

L'eau est troubleuse en période de pluie, ce qui lui confère une couleur brun beige inacceptable.

. Matières en suspension

La charge en matières en suspension peut atteindre 100 mg/l.

Conclusion

Il apparait que les caractéristiques chimiques sont acceptables par contre les caractéristiques physiques ne satisfont pas aux conditions de potabilité.

Par conséquent, il s'avère nécessaire de procéder à un traitement.

CHAPITRE III

III - PRINCIPAUX TYPES DE TRAITEMENTS

Le traitement consiste à corriger les qualités d'une eau brute de façon à les rendre plus acceptables par le consommateur.

Il s'effectue en trois étapes qui sont :

- le prétraitement
- la clarification
- la désinfection

III₁ - Prétraitement

Il arrive souvent, surtout en périodes de crues, que l'eau brute véhicule les substances et matériaux se trouvant à la surface du sol. Pour préserver les équipements contre ces débris (branches, feuilles...) il est nécessaire de procéder à un prétraitement. Suivant l'importance de la station et la qualité de l'eau brute, ces opérations de prétraitement seront :

- dégrillage - tamisage - dessablage - microtamisage -
deshuilage de surface - débouillage.

Les particules ayant des dimensions supérieures à 1 μ décantent au niveau des débouilleurs (bassins de sédimentation) sans qu'il est une modification physico-chimique de leur état.

Par contre les particules dont les dimensions sont comprises entre 1 μ et 1 μ ne décantent pas spontanément.

Ce phénomène est expliqué par la loi de Stokes liant la vitesse de decantation à la dimension de la particule et à la nature du milieu liquide dans lequel la particule se meut.

$$V = g \times \frac{1}{18u} (P_s - P_e) d^2$$

V : vitesse de sedimentation par rapport au liquide

g : acceleration de la pesanteur

u : viscosité dynamique du liquide

P_s : densité spécifique de la particule solide

P_e : densité du liquide

d : diamètre de la particule solide

dans le cas d'une particule non spherique on remplace d par Ψd ou Ψ est un coefficient de forme.

A titre d'illustration le tableau donne quelques vitesses de chute de particules spheriques de densités differentes dans l'eau à 20°C exprimée en temps necessaire pour parcourir un millimètre suivant la verticale.

Diamètre d en u	Temps necessaire pour parcourir 1mm		
	Densité (kg/l) P=2,8	P = 2,0	P = 1,1
100	0,10 sec	0,18 sec	3 sec
10	10,0 sec	18,00 sec	3 mn
1	16 mn	29 mn	4 h 50 mn
0,1	28 h 42 mn	49 heures	20 jours

II₂- Clarification

La clarification est l'élimination des matières en suspension et des matières colloïdales susceptibles de communiquer à l'eau une turbidité ou une couleur indésirable.

Les étapes de la clarification sont :

- Coagulation
- Flocculation
- Decantation
- Filtration

Pour l'élimination des fines particules on a recours aux procédés physico-chimiques pour modifier l'état initial des corps présents dans l'eau et créer des conditions favorables à leur decantation, d'où la technique de la coagulation - flocculation.

III.2.1. - Principe de la coagulation-flocculation

La coagulation-flocculation est le phénomène de destabilisation des particules colloïdales qui peut être obtenu par neutralisation de leur charge électrique provoqué par l'introduction d'un électrolyte.

Ce procédé s'effectue en trois opérations :

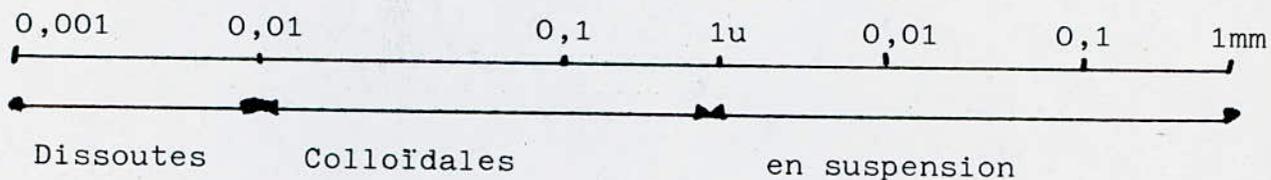
La première consiste à introduire une substance chimique coagulante qui sera répartie dans toute la masse du liquide par un mélangeur rapide.

En second lieu se produit un ensemble complexe de réactions et de modifications chimiques et physico-chimiques aboutissant à la formation des particules microscopiques.

En troisième lieu en agitant l'eau beaucoup plus doucement, cette fois on provoque l'agglomération de ces fines particules, c'est la floculation.

III.2.1.1. - Différentes formes de substances présentées dans l'eau

Les substances se trouvant dans l'eau se présentent sous forme de particules en suspension, colloïdales ou en solution



- Les particules en suspension : de dimensions comprises entre 1u et 1 mm, ces dispersions grossières se séparent du liquide par sédimentation naturelle.
- Les particules dissoutes : de dimensions inférieures à 10^{-2} u, ce sont des dispersions moléculaires qui sont prises en considération pour des traitements très poussés tel que : osmose inverse, électrodialyse.
- Les particules colloïdales : dont les dimensions sont comprises entre 10^{-2} u et 1u, ces dispersions sont génératrices de trouble de l'eau.

Lorsque deux particules entrent en contact des forces VAN DER WALLS peuvent contribuer à les maintenir en contact pour autant que les sollicitations extérieures ne dépassent pas une certaine intensité, les particules s'agglomèrent en conglomerats plus volumineux que les particules initiales et ceci dans le cas contraire on constate un état de dispersion stable qui trouve son origine dans les effets conjugués du mouvement brownien et les forces électrostatiques de surface

Les phénomènes de surface existent en principe à la limite d'une phase liquide et d'une phase solide, ils deviennent importants lorsque le rapport surface/volume de la phase solide atteint de grandes valeurs.

Si on considère la limite entre une phase (S) et une phase liquide (L) aqueuse, on constate que la surface solide est couverte de charges électriques généralement négatives qui forment une pellicule continue.

Cette situation crée un déséquilibre électrique qui tend à être compensé par l'apport de charges positives provenant de la phase liquide.

Ces charges se placent face aux charges négatives et dans la théorie de Helmholtz on considère l'équilibre ainsi établi.

Ces charges electriques attirent, electrostatiquement les ions de charge opposée qui se répartissent en deux couches.

La première est celle où se trouvent les molecules d'eau fortement liées à la particule colloïdale et qui se déplacent par conséquent avec elle (couche d'adsorption).

La seconde constitue une region diffuse où les ions sont d'une part activés electrostatiquement par la particule et d'autre part tendent à s'écarter librement dans tous les sens sous l'effet de l'agitation thermique.

En effet, l'agitation thermique perturbe la couche positive et la disperse en créant une couche diffuse où il règne une predominance de charges positives, un excès qui va en diminuant lorsqu'on s'éloigne de la surface vers le coeur de la phase liquide où l'équilibre electrique est obtenu. Cette structure en couche negative de surface, couche fixe et couche diffuse a été elucidée par les travaux de Stern et Gout-Chapman (figure 1).

Du point de vue electrique, en prenant ψ_d comme potentiel au niveau du plan negatif, on démontre qu'il diminue d'une façon linéaire jusqu'à l'annulation au sein du liquide.

Le potentiel zêta est exprimé par :

$$\psi = \frac{4\pi\eta V}{H.D.}$$

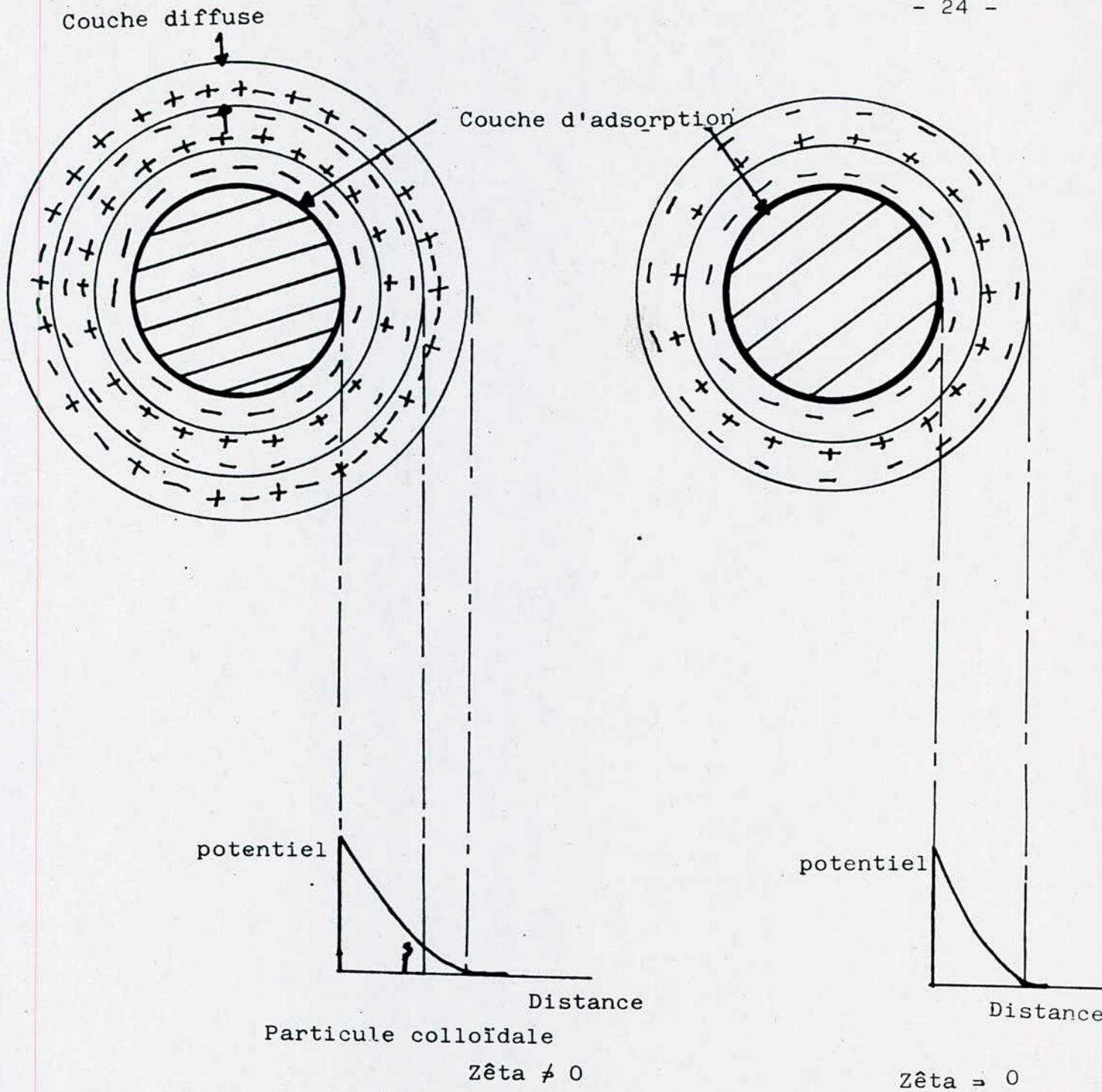


Fig. 1 : Les colloïdes et le potentiel zêta.

η : viscosité du liquide
V : vitesse des particules
D : constante électrique
H : gradient de potentiel

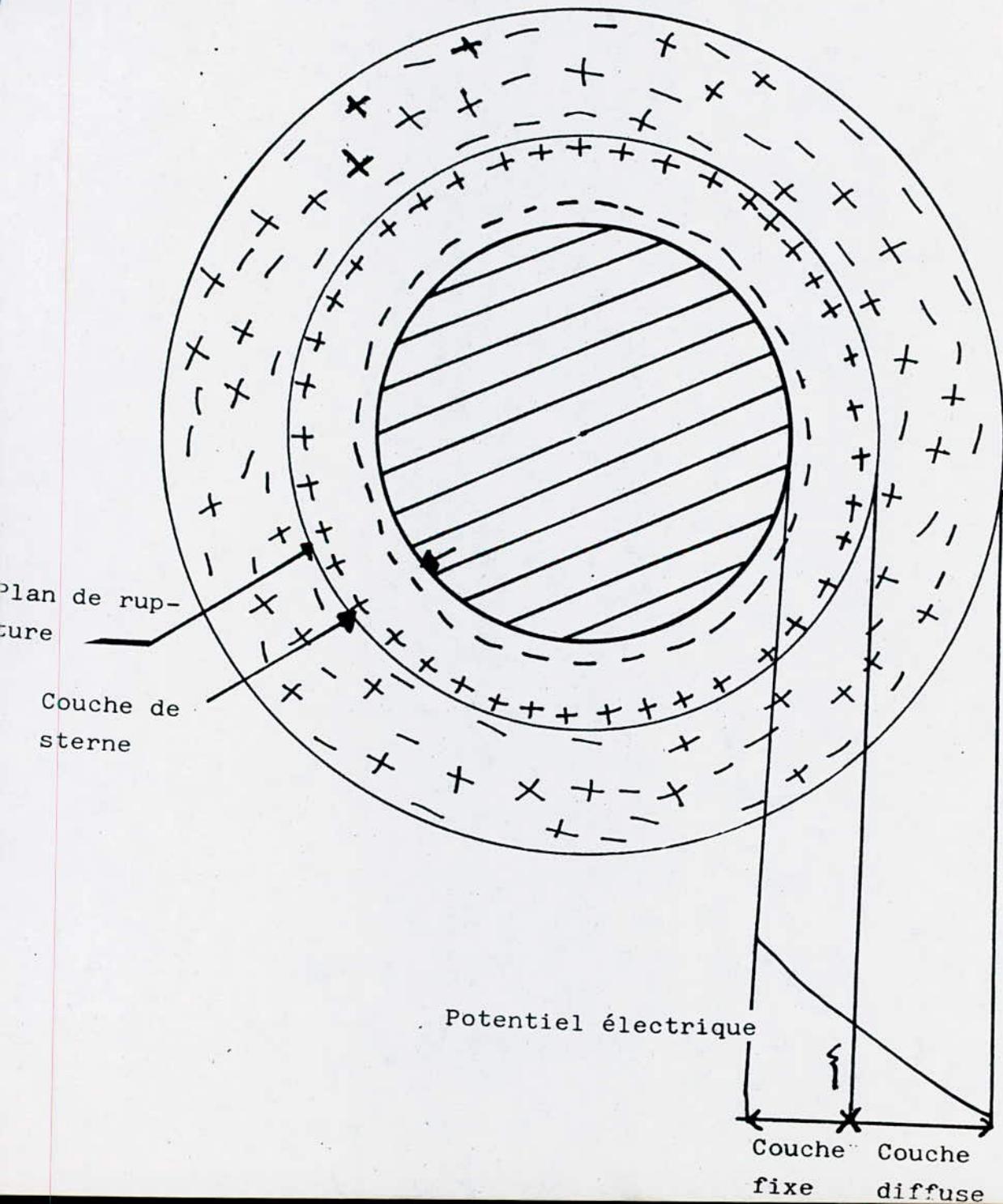
Le potentiel ψ_d est appelé potentiel zêta ou potentiel électrocinétique (figure 2), car c'est à ce niveau que se fait la séparation entre les molécules qui se déplacent avec la particule sous l'effet d'un champ électrique et celles qui restent au sein de la solution. L'existence de la double couche diffuse dont permet de mesurer l'importance, explique la stabilisation des particules.

Si l'on représente les forces qui se développent entre deux particules, il se développe des forces de répulsion de nature électrostatique et des forces d'attraction du type Van Der Waals.

La répulsion entre charges de même signe appartenant à des particules identiques empêche celles-ci de se rapprocher jusqu'à une distance suffisamment faible pour que les forces Van Der Waals commencent à réagir ; dès lors, l'agglomération est impossible, les particules demeurent isolées et la sédimentation ne peut se produire du fait de la faible valeur de la vitesse.

Par contre, si la couche diffuse est détruite, l'agglomération devient possible, la taille des particules résultantes augmente et la vitesse de sédimentation atteint des valeurs suffisantes. Cela constitue la base des mécanismes de coagulation-floculation. La différence entre les forces de répulsion de nature électrostatique et les forces d'attraction du type Van Der Waals, crée une sorte de "barrière potentielle" qu'il faut franchir pour réaliser l'agrégation.

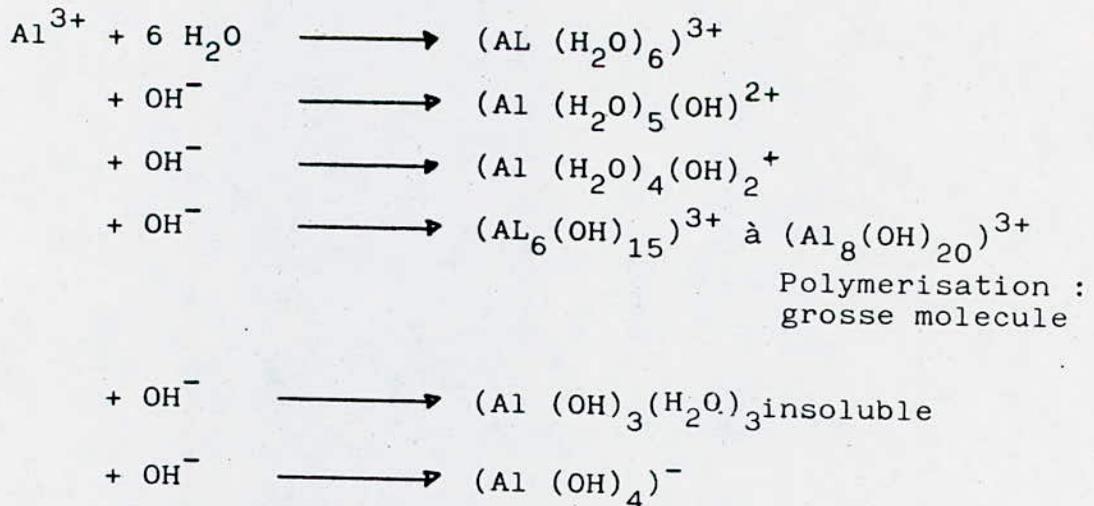
Fig. 2 : potentiel zêta.



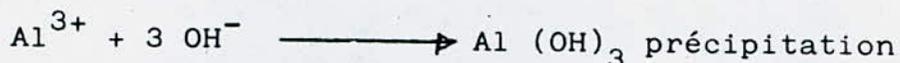
III.2.1.2. - Facteurs intervenant dans le processus de la coagulation

- Le potentiel zêta : représente le potentiel nécessaire pour franchir la courbe d'ions entourant la particule et ainsi la destabiliser.
- La nature des colloïdes : se caractérise soit par une absence d'affinité ou une extrême affinité pour l'eau.
- Valence des colloïdes : la charge des particules colloïdales influe sur la faculté d'échange des cations peripheriques qui selon qu'elle s'avère faible ou forte ; favorise plus ou moins la coagulation. Les ions ont une activité proportionnelle à leur valence d'où l'intérêt d'ions trivalents Al^{3+} , Fe^{3+} .

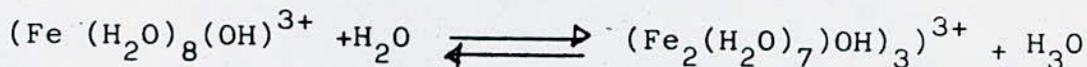
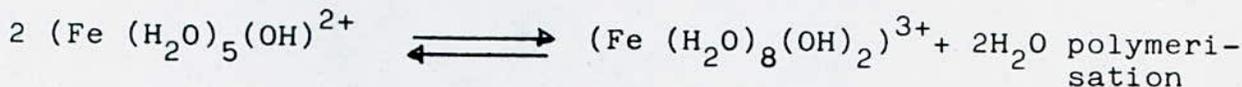
En effet, ce ne sont pas les ions Al^{3+} et Fe^{3+} aux mêmes qui sont les plus efficaces mais leur produit d'hydrolyse.



en simplifiant :



On a des réactions semblables à celles de Al^{3+} avec les sels ferriques : hydrolyse, polymérisation et formation d'ions négatifs $\text{Fe}(\text{OH})_4^-$



et enfin



- Le pH : conditionne le choix du coagulant au départ, les doses de réactifs et le comportement des colloïdes.

A partir du sulfate d'Al, l'oxyde hydraté formé existe temporairement sous forme de colloïde à charge positive et dans ces conditions, neutralise les colloïdes de l'eau brute qui passe de l'état pseudo-solution à celui de véritable gel. Ces substances coagulées par suite de l'hydrolyse passent dans le précipité floconneux d'hydroxyde.

Toutefois, comme l'hydrolyse d'Al est amphotère ; peut offrir une réaction ionique basique ou acide, tandis qu'il présente une charge positive dans la zone des pH inférieurs à 7,5 environ, il peut acquérir une charge négative et croissante dans l'échelle des pH supérieurs à 8. Dans la zone intermédiaire sa charge est composite. De ces propriétés, il résulte de façon plus générale que sa précipitation et sa remise en solution dépendent du pH.

A partir de $\text{pH} = 3$, débute la précipitation, qui va croissante jusqu'au maximum (point isoélectrique) non stable.

La zone de floculation couvre une gamme de valeurs de pH ; variable entre 6,5 et 7,5 suivant la nature des matières contenues dans l'eau. Au delà de $\text{pH} = 8$, la defloculation se manifeste par suite de l'inversion de charge avec remise en solution de floc d'hydrogène. La defloculation devient appréciable à $\text{pH} = 9$ et totale à $\text{pH} = 10$

pH favorable à la floculation :

5,2 - 5,5 à 7 pour l'élimination de la turbidité

6 - 6,5 pour décoloration par précipitation des substances organiques, à poids moléculaire élevé.

Pour les sels ferriques, comme dans la réaction de décomposition du sulfate d'alumine, il y a production d'un précipité gélatineux. La floculation apparaît sur une zone de pH plus étendue que pour les sels d'aluminium, soit de 3—13 avec un maximum d'insolubilité qui s'établit à $\text{pH} = 7$ pour le chlorure ferrique, $\text{pH} = 6,2$ pour le sulfate ferrique, $\text{pH} = 9,5$ pour le sulfate ferreux.

Les particules d'hydroxydes ferriques sont chargées positivement dans la zone d'acidité à partir du pH = 6,5 ; et dans une mesure croissante vers les pH bas. Dans la zone d'alcalinité, au delà de pH = 8, il y a inversion de charge et accroissement vers les pH élevés. Dans la zone intermediaire, on trouve un mélange de particules de chaque signe.

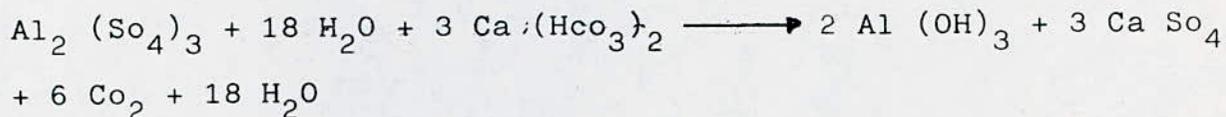
En pratique, on opère entre le pH 6 à 10 avec le chlorure ferrique ou le sulfate ferrique.

- Température : toute elevation de température favorise la dispersion et le gonflement, réduit le taux d'hydratation des flocons, elle entraine par suite une augmentation de leur densité propice à la précipitation.
- Concentration du coagulant : la determination de la concentration du coagulant est un paramètre essentiel pour la destabilisation des colloïdes ; suivant qu'il est utilisé en faible dose ou en surdose.
- Vitesse et temps d'agitation : lors de l'introduction du coagulant dans l'eau on procède à une agitation rapide pour la dispersion et l'homogeneisation de la solution pendant un temps de 1 à 3 mn ; puis à une agitation lente pendant un temps beaucoup plus long de 15 à 20 mn pour provoquer l'agglomeration des fines particules.
- Rôle des bicarbonates :
Les sels d'Al et de Fe d'usage le plus frequent pour la coagulation des impuretés de l'eau brute, doivent afin de pouvoir exercer leur action ; rencontrer dans l'eau des bicarbonates

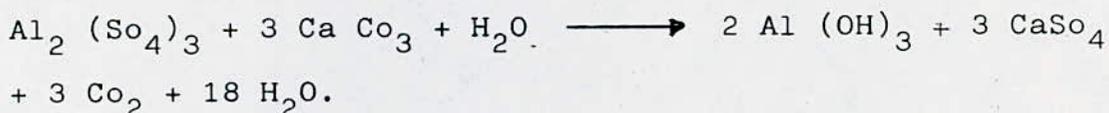
en proportion suffisante de manière à former par hydrolyse des hydrates d'alumine ou de fer sous forme colloïdale. Il s'ensuit que la valeur du TAC, soit l'alcalinité bicarbonatée de l'eau à traiter à une influence sur la coagulation.

Si l'eau présente une dureté bicarbonatée insuffisante, un TAC trop bas, il faut ajouter de la chaux en quantité déterminée. Celle-ci doit être suffisante pour assurer une décomposition intégrale du réactif flocculant, donc assurer la libération de la totalité de l'alumine ou de fer ; et obtenir un rendement maximum.

Sulfate d'aluminium : le réactif en présence du bicarbonate de calcium de l'eau brute se décompose en donnant de l'hydroxyde d'Al suivant la réaction suivante :



avec le carbonate de chaux, on obtient :



III.2.1.3. - Floculation

L'objectif de la floculation est le regroupement des particules colloïdales sous forme de floes séparables de la phase liquide par decantation. Elle fait suite à la coagulation en associant des éléments plus gros c'est à dire en fait des agrégats déjà formés par les ensembles de particules.

III.2.1.3.1.- Effets de la coagulation - floculation sur les paramètres de l'eau

- Elimination de la turbidité
- Elimination de la couleur, c'est à dire l'élimination des matières organiques.
- La resistivité : elle baisse légèrement à cause des ions sulfate ajoutés avec l'aluminium.
- La silice : elle est éliminée en particulier par affinité pour l'aluminium et formation d'alumino-silicate.
- Le pH baisse sensiblement par suite de l'hydrolyse de l'aluminium. De façon classique, chaque Al^{3+} nécessite pour passer à l'état $Al(OH)_3$, 3 OH^- provenant des bicarbonates et de l'eau elle même. Les H^+ sont ainsi libérés. Le TAC baisse également.
- Phosphate et fluor : sont éliminés considérablement par suite de la forte attirance qu'ils ont pour l'aluminium.

- les métaux lourds : à savoir, Mn, Cu, Zn, Pb, Cd, Cr, Ni, Fe, Al sont éliminés d'une façon variable.

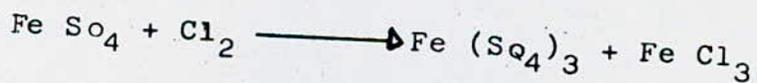
III.2.1.4. - Types de coagulants utilisés

III.2.1.4.1. - Sulfate d'aluminium

Le sulfate d'aluminium est un sel hydraté d'aluminium dont la formule chimique est $Al_2 (SO_4)_3 \cdot 18 H_2O$, il est très soluble dans l'eau. Le produit commercial utilisé contient 17 à 18 % en poids d'oxyde d'aluminium Al_2O_3 .

III.2.1.4.2. - Sels ferriques

Ils sont obtenus par la réaction suivante :



les sels d'aluminium et les sels ferriques sont des sels hydrolysables, leur efficacité est maximale dans les zones déterminées de pH ; 6 à 7,4 pour $Al_2 (SO_4)_3$ et 5,5 à 8 pour $Fe Cl_3$, d'où l'utilisation possible de la chaux ou de la soude pour maintenir le pH à ces valeurs ; ces produits étant en générale des acides.

III.2.1.4.3. - Polymères

Dans certains cas les sels d'aluminium et les sels de fer peuvent se condenser pour aboutir à la formation de polymères capable de coaguler et de flocculer (figure 3).

Ces nouveaux coagulants sont appelés :

P.C.B.A. : Polychlorure Basique d'Aluminium

P.S.B.A. : Polysulfate Basique d'Aluminium

P.C.B.F. : Polychlorure Basique de Fer

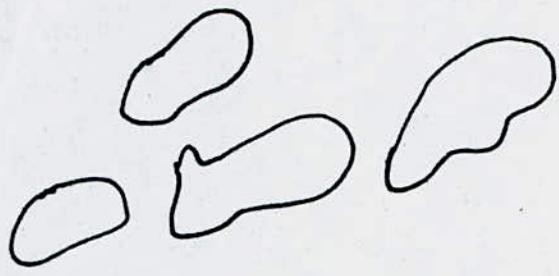
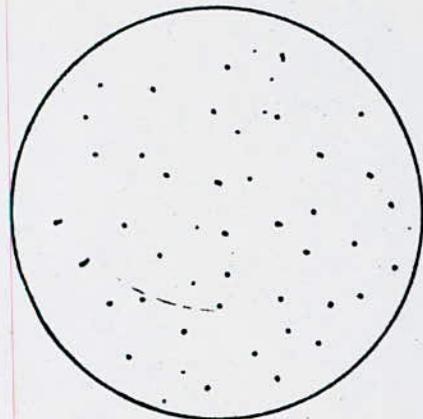
Ces solutions coagulantes sont obtenues en neutralisant une solution de $Al\ Cl_3$ et $Fe\ Cl_3$ par une solution de soude et sont caractérisés par :

- le rapport de neutralisation $r_n = (OH)/(Al)$
- le temps de saturation t_m
- la concentration totale en aluminium

Des essais de traitement ont été effectués au laboratoire de la station de traitement d'eau potable de Annaba et Médéa sur des eaux de surface, et à NANCY sur des eaux brutes synthétiques ; ont montré que :

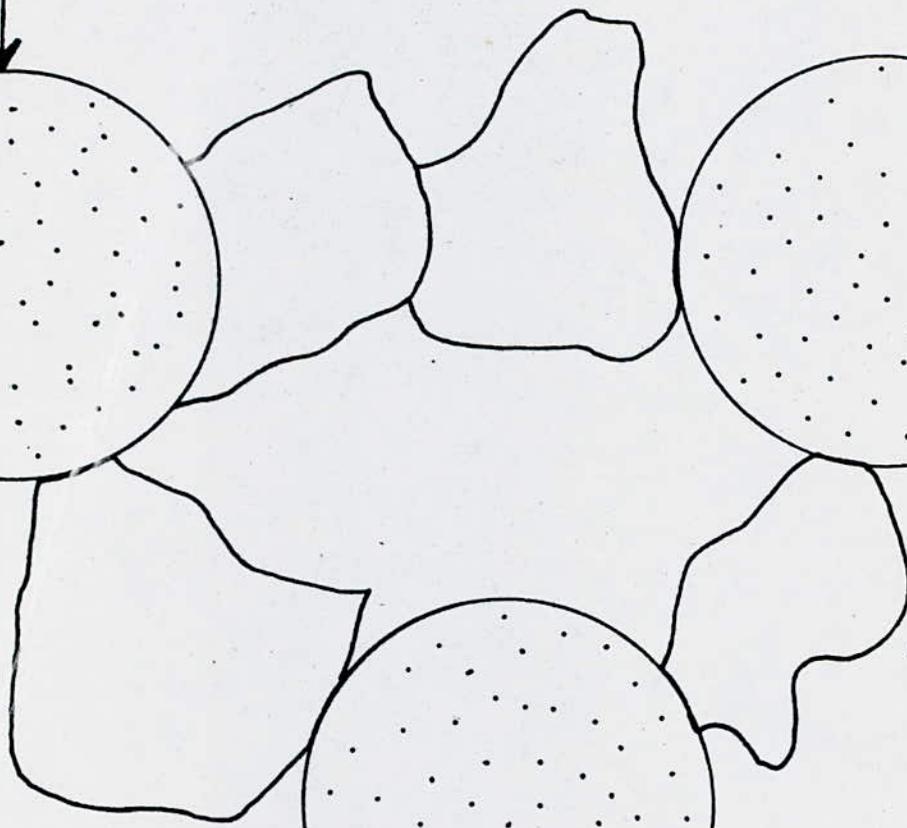
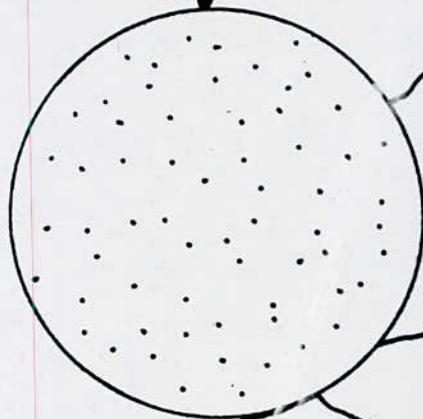
- l'Aluminium polymerisé et le fer polymerisé est toujours plus efficace que le sulfate d'Al + adjuvant.
- le meilleur rapport de neutralisation est : $r_n = 2,5$ pour le P.C.B.A. ; $r_n = 1,5$ pour le P.S.B.A ; $r_n = 2,0$ à $2,2$ pour le P.C.B.F.
- le temps de maturation améliore très peu l'efficacité de ces solutions.
- Les solutions polymerisées ont une efficacité remarquable tant pour l'élimination de la turbidité que la matière organique.

Colloïde



Al polymère

Colloïde



Al polymère

Fig. 3 : Explication schématique du phénomène de coagulation par l'aluminium polymérisée.

- Les solutions polymerisées n'entraînent qu'une faible diminution du pH et de l'alcalinité ; agissent à des doses beaucoup plus faibles que l' $\text{Al}_2 (\text{SO}_4)_3$ adjuvant et ceci sur une large plage de dosage.
- Les solutions polymerisées entraînent une suppression de l'adjuvant ; et provoquent une floculation rapide et les flocons formés sont plus denses.

III.2.1.5 - Types d'adjuvants utilisés

. Définition

On appelle adjuvants, aide coagulants ou flocculants des corps utilisés en quantité sensiblement plus faible que les reactifs coagulants et qui modifient nettement le comportement de ces derniers en ce qui concerne la rapidité de formation des floccs, leur densité, la vitesse de sedimentation et leur comportement dans les filtres.

. Mode d'action et caractéristiques

On peut classer les adjuvants de la façon suivante :

III.2.1.5.1 .- Adjuvants minéraux

- Carbonate de calcium
- Charbon actif en poudre
- Sable fin
- Silice activée
- Argiles

La silice activée est le premier flocculant employé, elle peut donner les meilleurs résultats principalement si on l'utilise conjointement avec le sulfate d'Aluminium, elle est généralement introduite après le coagulant.

III.2.1.5.2. - Adjuvants organiques

- 1 - d'origine naturelle

Ce sont les alginates (extraits d'algues), les amidons (extraits des graines végétales) tels que le floerger. Les alginates sont particulièrement utilisés comme adjuvants de floculation des sels ferriques ; ils donnent aussi parfois de bons résultats avec les sels d'aluminium.

Parmi ces alginates on peut citer l'alginate de sodium purifié extrait des algues marines et couramment utilisé comme additif dans les industries alimentaires. C'est cet alginate qui a été étudié, mis au point pour le traitement des eaux est dénommé Aqualgine.

L'utilisation de cet alginate a démontré que la dose efficace est pratiquement indépendante de l'eau brute ; et qu'elle permet le plus souvent une économie de l'électrolyte flocculant pouvant atteindre 30 %.

- 2 - d'origine synthétique

L'emploi de ces flocculants est réglementé ; dans le cas de traitement d'une eau destinée à l'alimentation, il est très important de se référer à la législation du pays.

III.2.1.5.3.- Autres adjuvants

. Bentonite activée

On ne peut donner des renseignements précis sur le cas où il y a intérêt à l'utiliser ; sur les doses requises, faute de données suffisantes sur ce flocculant et sur ses réactions dans les différentes catégories d'eaux.

Conclusion

Le choix du coagulant et du flocculant sera déterminé à partir d'une étude expérimentale basée sur l'essai de floculation appelé "Jar-test".

III.2. - La decantation

Le produit de la floculation est une eau chargée de flocons plus ou moins lourds qu'il faut éliminer pour obtenir un produit clair et limpide.

L'élimination sera effectuée en deux phases : la decantation et la filtration.

Dans la decantation les matières en suspension s'éliminent par leur chute sous l'action de la pesanteur. Suivant le sens de l'écoulement la decantation peut être verticale ou horizontale.

III.2.2.1.- Decanteurs à circulation horizontale

a/- Bassins rectangulaires

Dans ces ouvrages, l'eau circule dans le sens de la longueur. Habituellement le rapport entre la largeur et la longueur est comprise entre 1/3 et 1/6. La profondeur est comprise entre 2,5 m et 4 m. La vitesse de l'eau est de l'ordre de 1,2 m/h.

Il existe des bassins rectangulaires simples, à tremie et avec racleurs mecaniques de boues.

- . Bassins simples : ils sont constitués par des parois verticales ou inclinées vers la sortie.
- . Bassins à tremie : ce sont des bassins rectangulaires dont le fond est décomposé en un certain nombre de tremies. Les boues sont évacuées par des tuyaux sous pression hydrostatique.
- . Bassins à racleurs mecaniques : le fond de ces bassins est plat ou en pente ascendante vers la sortie. Les racleurs rassemblent les boues et les transportent dans une rigole où elles sont pompées ou évacuées par pression hydrostatique.

b/- Bassins circulaires

L'eau est amenée par une conduite au centre du bassin d'où elle coule vers le bord. On distingue comme pour les decanteurs rectangulaires, les decanteurs circulaires à racleurs mecaniques.

III.2.2.2. - Décanteurs à circulation verticale

Dans ces types d'appareils, l'eau arrive par le cylindre central et sort par les bords. La vitesse dans le cylindre d'amenée ne doit pas dépasser 0,10 m/s.

III.2.3. Filtration

La filtration a pour but de retenir des matières minérales ou organiques en suspension résultantes du traitement préalable.

Il existe trois types de filtres à eau :

- les filtres à sables lents
- les filtres à sables rapides
- les filtres sous pression.

III.2.3.1. - Filtres à sables lents

Les filtres à sables lents sont construits de telle sorte que l'eau traverse la couche filtrante à une vitesse très faible de l'ordre de 2,5 à 10 m/j.

Ils occupent pour cela de grandes étendues de terrains, un volume de sable important demandant un personnel d'entretien relativement élevé.

D'une manière générale, les avantages de ces filtres (membranes biologiques, simplicité de fonctionnement) justifient leur utilisation dans les petites agglomérations où l'on ne traite que les eaux de surface relativement claires.

III.2.3.2. - Filtres à sables rapides

Etude générale de la filtration rapide.

. Mécanisme de l'élimination

La méthode consiste à faire passer l'eau décantée à travers une couche filtrante sous pression atmosphérique.

Dans le mécanisme de la filtration interviennent plusieurs phénomènes ; à savoir les phénomènes physiques, chimiques et mécaniques qui provoquent l'arrêt des particules d'une suspension qui s'écoule à travers un milieu poreux.

a/- Processus de capture d'un grain dans un "site"

Les processus qui amènent un grain au contact de la paroi d'un pore sont :

- blocage monoparticulaire
- blocage biparticulaire



- inertie des particules



- turbulence du liquide

- mouvement brownien : dans le cas où le diamètre des grains est inférieur au micron.

b/- Forces retenant une particule contre la paroi

- La gravité
- L'attraction électrostatique par les forces Van Der Waals dans le cas des particules de diamètre inférieur au micron.
- Coinçage mécanique d'un grain entre les parois d'un rétrécissement.

c/- Evolution du colmatage

Au début, lorsque le filtre est propre, les particules en suspension sont retenues par les couches qui se trouvent les premières en contact avec l'eau à filtrer. Dès que ces couches commencent à se colmater la perte de charge qui en résulte provoque la pénétration de ces impuretés à travers les petits canaux constitués par les interstices des grains de sable (figure 4).

La clarification par chaque couche élémentaire augmente au début, puis ensuite diminue continuellement, après une période de filtration suffisamment longue, l'arrêt des particules par les couches supérieures diminue, celui des couches inférieures augmente (figure 5).

A cet état de saturation de la masse filtrante correspond une quantité maximale de sédiments par unité de volume du filtre et un degré maximal d'encrassement des pores qui dépendent de la vitesse de filtration et de la granulométrie. D'où la nécessité de maintenir la vitesse de filtration constante.

d/- Evolution des pertes de charge

L'évolution des pertes de charge dépend de l'épaisseur du lit filtrant.

Au début de la filtration les impuretés sont retenues par les premières couches puis par les couches inférieures. A un moment donné l'épaisseur du filtre n'est plus capable d'assurer une filtration correcte ; les particules se retrouvent dans l'effluent. Si ensuite on augmente progressivement l'épaisseur du filtre ; la turbidité diminue jusqu'à atteindre une valeur stable ne s'améliorant plus avec l'épaisseur du lit. Cette épaisseur définit la hauteur minimale de couches à mettre en oeuvre pour obtenir le meilleur filtrat correspondant à la granulométrie du matériau utilisé.

e/- Caractéristiques de la filtration rapide

Au cours de la filtration rapide, l'eau traverse le lit filtrant à des vitesses de 2,4 à 12 m/h. L'action biologique est pratiquement nulle.

L'eau à filtrer subit préalablement une coagulation - floculation puis une décantation.



Fig. 5

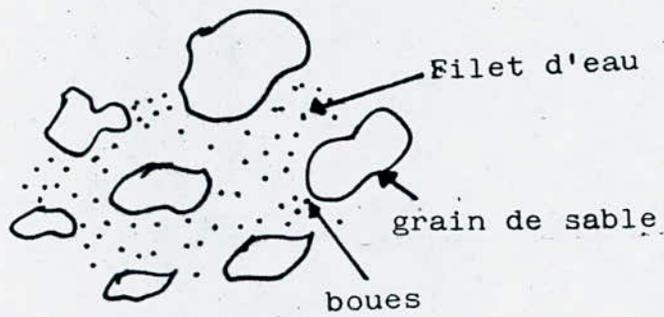


Fig. 4

III.2.3.3. Filtres fermés ou sous pression

Ces filtres fonctionnent selon le même principe que les filtres ouverts mais leur réseau de drainage et leurs lits de sable et de gravier sont placés dans des cylindres d'acier conçus pour supporter des pressions de l'ordre de 10 atm.

Ce procédé permet de filtrer l'eau sans perte de pression et d'éviter ainsi un double pompage.

Cet avantage ne compense cependant pas les difficultés d'introduire des produits chimiques dans l'eau sous pression, d'examiner de nettoyer et remplacer le sable, le gravier et les drains inférieurs des filtres sous pression. Il n'est pas possible d'observer l'aspect de l'eau en cours de filtration.

III₃ - La desinfection

La desinfection est un procédé qui permet la destruction des germes pathogènes et la suppression des goûts et des odeurs.

Comme pour la clarification on peut considérer que la desinfection peut être réalisée par voie physique, physico-chimique ou biologique.

- Les traitements physiques : concernent surtout l'emploi des rayons ultra-violet.

- les traitements biologiques : s'effectuent au niveau de la membrane biologique des filtres lents, en même temps qu'une pure rétention mécanique.
- Les traitements physico-chimiques : sont mis en oeuvre par des oxydants, tels que le chlore, l'hypochlorite de sodium, le brome, l'iode, ozone...

III.3.1. - Methodes de desinfection chimique (14)

Mis en oeuvre des agents de chloration.

Trois types de produits conviennent à la chloration : le chlore, l'hypochlorite de sodium et l'hypochlorite de calcium.

L'utilisation de ce dernier ne se justifie que dans les pays où pour des raisons économiques ou pratiques il est difficile de se procurer du chlore ou de l'hypochlorite de sodium.

a/- Le_chlore

Le chlore liquide est obtenu par compression et refroidissement du chlore gazeux à l'usine de production.

Le chlore est un produit corrosif et dangereux, en raison des quantités à mettre en oeuvre, à manipuler et à stocker lors du traitement des eaux, son utilisation impose l'observation des règles de sécurité.

b/- Hypochlorite de sodium

C'est une solution titrant 130 à 150 g/l de chlore actif et qui se comporte dans l'eau de la même manière que le chlore.

. Réactions du chlore dans l'eau

Le chlore donne avec l'eau les composés à pouvoir oxydant élevé, le chlore dissous, l'acide hypochloreux et l'ion hypochlorite rassemblés sous l'appellation chlore actif. Selon les réactions suivantes :



L'hypochlorite de sodium conduit également à la formation d'acide hypochloreux : $\text{Na}^+ + \text{ClO}^- + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{HClO} + \text{Na}^+$
+ OH^- à pH = 6 l'acide hypochloreux se dissocie en donnant l'ion hypochloreux ou hypochlorite :



En présence d'ammoniaque ou de composés organiques amenés (R - NH₂) le chlore forme par substitution des chloramines.

. Propriétés désinfectantes

Le chlore est doué d'un pouvoir remanent très important favorable à la destruction des matières organiques, son action bactericide s'explique par la destruction des enzymes indispensables à la vie des agents pathogènes.

. Réactions d'oxydation annexes

La chloration de l'eau favorise la formation dans certaines conditions, des sous produits indésirables lors de la chloration à forte dose d'une eau brute, le chlore réagit avec les précurseurs organiques contenus dans l'eau (acides humiques, pesticides). Il s'ensuit une augmentation de la quantité globale des composés organohalogénés.

La présence de certains de ces composés (chloroforme) a été jugée inquiétante pour deux raisons principales.

Des expériences ont montré que le chloroforme était cancérogène chez le rat, il est également responsable de cancers de l'estomac, de l'intestin et du foie chez l'homme.

80 % des composés organochlores sont encore non identifiés et parmi eux il est à craindre qu'il existe d'au moins aussi toxique que le chloroforme.

Pour se prémunir contre ces risques, il faut donc éliminer les composés organohalogénés par adsorption des précurseurs organiques sur charbon actif, ou bien en évitant d'utiliser le chlore, en employant un autre désinfectant qui ne réagit pas avec les précurseurs organiques.

Conclusion

L'utilisation du chlore dépend de la place qu'il occupe dans la filière de traitement (prechloration, désinfection).

c/ - Bioxyde de chlore

Le bioxyde de chlore est un gaz dangereux à des concentrations supérieures à 10 % dans l'air. Il est donc utilisé en solution dans l'eau préparée immédiatement avant usage, suivant l'un ou l'autre des procédés suivants :

- procédé au chlore : à partir d'une solution de chlorite de sodium



- procédé à l'acide chlorydrique



. Propriétés désinfectantes

Le bioxyde de chlore a des propriétés bactéricides sporicides et virulicides qui sont dans la plupart des cas supérieures à celles du chlore.

Le bioxyde de chlore est utilisé en prétraitement ou en désinfection.

. Réactions d'oxydation annexes

- Le ClO_2 est très efficace pour la destruction des phenols
- Il n'agit pas sur l'ammoniaque, si l'eau à traiter est chargée en ammoniaque, un traitement biologique est nécessaire.

- Il ne forme pas de composés halogénés, mais d'autres composés sont formés tel que les quinones, leurs effets sur la santé sont encore inconnus.

d/- L'ozone

L'emploi de l'ozone s'est considérablement développé au cours de la dernière décennie.

Dans les stations de traitement, l'ozone est produit sur place. La synthèse de l'ozone a lieu lorsque l'on fait passer un courant d'air ou d'oxygène entre deux électrodes soumise à une D.D.P alternative qui varie entre 10 000 à 20 000 volts.

Les décharges électriques qui ont alors lieu produisent de l'ozone suivant la réaction : $3O_2 \longrightarrow O_3$

. Propriétés désinfectantes

L'ozone est un puissant agent désinfectant souvent supérieur aux autres désinfectants. Son efficacité vient de sa rapidité d'action.

L'ozone détruit les bactéries, les virus, les champignons.

Vis à vis des bactéries, il agit sur la membrane cellulaire, il en résulterait une augmentation de la perméabilité de la membrane qui laisserait échapper certaines substances vitales du contenu cellulaire. Le premier site d'action sur les virus se situe au niveau de la capsid (enveloppe).

. Réactions d'oxydation annexes

- Détruit les molécules organiques, oxyde les phenols en donnant des composés sans goût : gaz carbonique, acide...

L'ozonation insuffisamment prolongée dans le cas des phenols peut conduire à la formation des composés cancerigènes.

- N'a pas d'action préventive dans les reseaux de distribution
Pour eviter une recontamination de l'eau, une pratique courante est de faire suivre l'ozonation d'une filtration sur charbon actif.

III.3.2. - Autres procédés de desinfection

- a - Procédés physiques

Rayons ultra-violet

Les effets bactericides de la lumière du soleil ou d'une lumière artificielle intense sont dûs aux ultra-violet.

. Propriétés desinfectantes

Ce sont de puissants agents bactericides mais sans effet remanent.

- b - Procédés chimiques

Le permanganate de potassium, le brome sont peu utilisés.

Conclusion

Depuis le 19e siècle on connaît l'importance de la désinfection des eaux de boisson pour éviter la propagation des épidémies. La tendance actuelle est à l'étude de "filières" de traitement de l'eau en fonction de la qualité de l'eau brute. Pour cela on utilise simultanément ou non diverses étapes des réactions de :

- chloration
- ozonation
- adsorption sur charbon actif

Les autres procédés de désinfection n'entrent pas dans les chaînes de traitement mais il faut les rappeler car on peut les utiliser dans des cas particuliers.

Dans les cas simples, où les eaux ne contiennent pas de précurseurs de sous produits chlorés considérables, le chlore reste un désinfectant de choix tant sur le plan financier que sanitaire. Lorsque l'eau présente une pollution organique importante, il faut alors envisager une combinaison de procédés afin d'atteindre l'objectif de qualité fixé.

En fait les différents agents de désinfection ne doivent pas être présentés en produits concurrents mais ils apparaissent de plus en plus complémentaires.

CHAPITRE IV

IV - EXPERIMENTATION

IV₁ - B u t

Une étude au laboratoire permet de déterminer les réactifs nécessaires à une bonne floculation.

Pendant cette experimentation, il sera varié les facteurs suivants :

- Variation de la dose de coagulant et de flocculant
- Variation du temps d'agitation

Après chaque essai de floculation une analyse de l'eau est effectuée pour la détermination des paramètres suivants :

- Turbidité
- pH
- TAC
- TA

Ainsi on détermine :

- les doses optimales de coagulant et de flocculant
- le meilleur temps d'agitation.

IV₂ - Methode d'analyse

IV.2.1. - Matériel utilisé

- . 5 bechers de 1 litre
- . 5 pales de 1 X 5 cm
- . 5 agitateurs

IV.2.2. - Essai de floculation

L'essai de floculation cherche à reproduire à petite echelle les processus complexes de la coagulation - floculation. Cet essai s'effectue en 2 étapes :

- un mélange rapide pour la destabilisation
- une agitation lente pour la floculation

La methode consiste à :

- remplir les bechers d'eau brute jusqu'à 1 litre
- placer les pales dans les bechers
- mettre la quantité nécessaire de reactifs dans chaque becher .
- mettre en marche sur le temps d'agitation voulu
- régler la vitesse en tours/mn.

Interpretation

L'aspect de la floculation est exprimée par une note.

- 0 - pas de floc
- 1 - floc à peine visible
- 4 - petits points
- 5 - floc de dimension moyenne
- 7 - bon floc
- 10 - très gros floc

voir figure 7 (Methode d'évaluation de la note de floc).

. ou bien par :

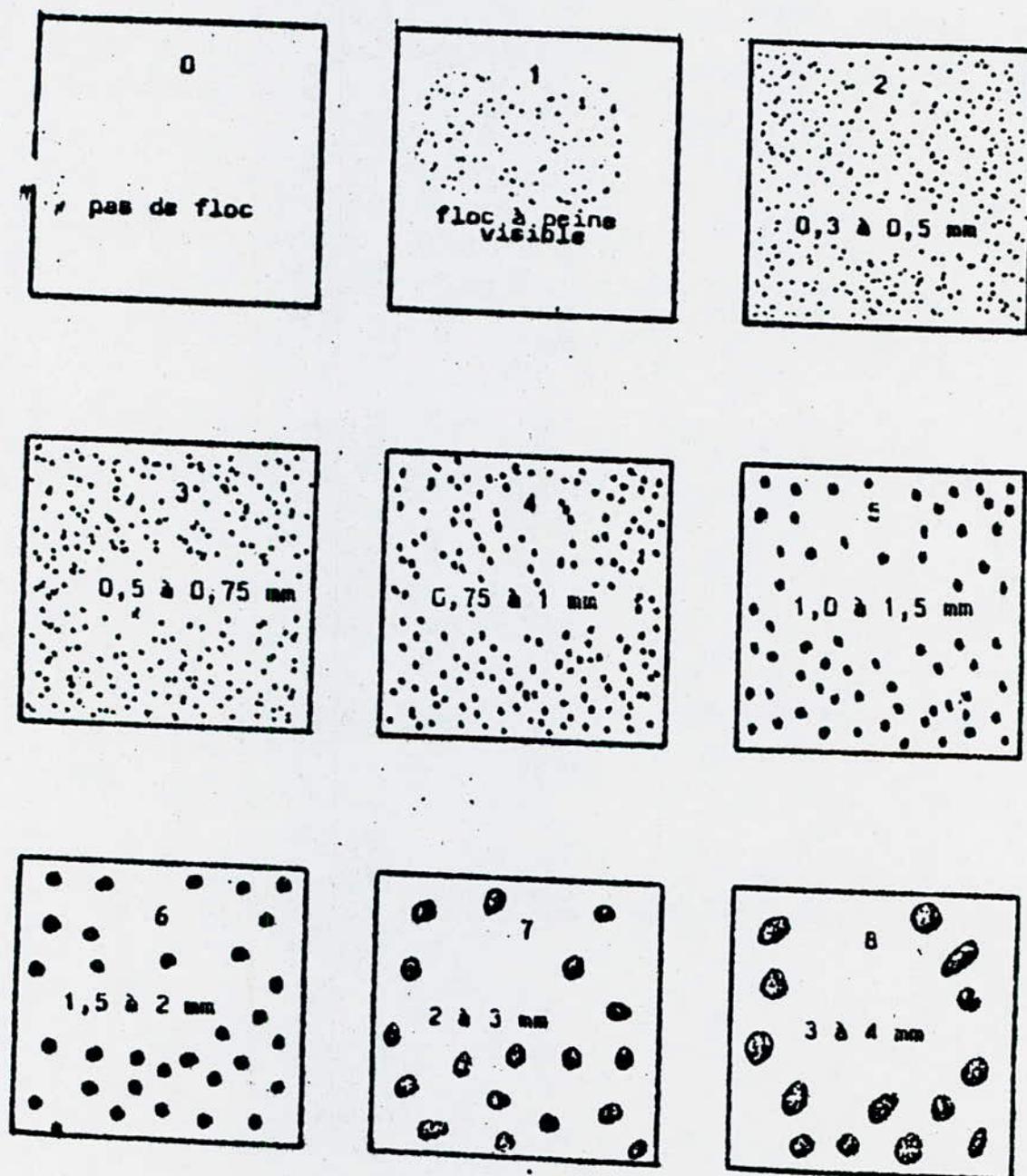
- la vitesse de decantation
- formation du lit de boue
- turbidité de l'eau décantée
- couleur de l'eau.

IV.2.3. - Analyse physico-chimique

IV.2.3.1. - Turbidité

La turbidité est mesurée au moyen d'un turbidimetre Helligue. Après avoir laissé l'eau décanter dans les bechers pendant 20 mn on siphonne 200 ml se trouvant à la partie supérieure de ces 200 ml on prélève la quantité nécessaire pour mesurer la turbidité.

Figure : 7 Methode d'évaluation de la note de floc



. Mode opératoire

Remplir le tube du turbidimètre de l'eau à étudier, placer le tube (dont l'extérieur est soigneusement séché) sur le miroir circulaire du turbidimètre et fermer la porte. Le vernier du côté droit étant au zéro, on allume la lampe par l'interrupteur de la gauche. Dans le centre de l'image de l'oculaire, on aperçoit un cercle noir. En tournant le vernier, ce cercle disparaît et se confond avec son entourage pour réapparaître ensuite plus lumineux.

On doit faire la lecture sur le vernier au moment où le cercle noir a juste disparu complètement.

N'ayant pas le graphique étalon, la valeur de la turbidité est appréciée en rendement d'élimination.

IV.2.3.2. - Mesure du titre alcalimétrique (TA)

Remplir la burette spéciale en faisant affleurer le niveau de la liqueur au trait zéro, verser quelques gouttes de phenophtaléine dans 100 ml d'eau à analyser, puis avec la burette et goutte à goutte, verser la liqueur alcalimétrique $\frac{N}{25}$ jusqu'à ce que le liquide rose devienne incolore.

Lire le TA directement sur la burette. Si après addition de quelques gouttes de phenophtaléine dans l'eau à étudier le liquide reste incolore c'est que le TA est égale à zéro. C'est le cas général pour les eaux naturelles dont le pH est inférieur à 8,3.

IV.2.3.3. - Mesure du litre alcalimétrique complet

Remplir une burette spéciale en faisant affleurer le niveau de la liqueur au trait zéro. Verser quelques gouttes de méthylorange dans 100 ml d'eau à analyser, puis avec la burette et goutte à goutte verser la liqueur alcalimétrique $\frac{N}{25}$ jusqu'à ce que le liquide prenne une teinte orangée. Lire alors le litre alcalimétrique TAC sur la burette.

IV.2.3.4. - Mesure du pH

Le mode opératoire est le suivant :

Ajouter à l'eau à analyser quelques gouttes de réactifs colorés à savoir le rouge de phénol pour les pH basiques et le bleu de bromothymol pour les pH acides et, rechercher à l'aide d'une règle à comparer la teinte correspondant à la coloration obtenue.

Lire alors sur la règle à comparer la valeur du pH de l'eau.

IV.2.4. - Préparation des solutions

IV.2.4.1. - Sulfate d'alumine

Peser soigneusement 10 g de sulfate d'alumine en cristaux mettre ces 10 g dans une fiole de 1 litre qu'on remplit avec l'eau distillé jusqu'à 1 litre et agiter.

IV.2.4.2. - Chlorure ferrique et sulfate ferrique

La méthode est la même que pour le sulfate d'alumine.

IV.2.4.3. - Floerger et ASP₆

On prépare de la même façon une solution de 2g/l de floerger et une solution de 2 g/l de ASP₆.

IV.2.4.4. - Activation de la bentonite

La bentonite seul adjuvant fabriqué en Algérie semble n'avoir pas donné des résultats satisfaisants (5). Pour améliorer son rendement on lui fait subir une activation. Cette amélioration serait dûe essentiellement à la formation des "bentonites - H⁺" qui resulteraient de la modification des liaisons formées par les quatres atomes d'aluminium.

La figure 8 représente le schema de l'installation où nous avons réalisé l'activation de notre echantillon.

Le chauffage est assuré à l'aide d'une plaque chauffante la température est maintenue a 100° C.

. Mode opératoire

Dans un ballon de 500 ml muni d'un réfrigérant, on introduit 30 g de bentonite broyée et séchée à 105° C et 144 ml d'acide sulfurique à 10 % en masse. La suspension est maintenue dans les conditions citées durant six heures. Ensuite le produit est filtré, puis lavé jusqu'à disparition totale de traces d'acide. Enfin la bentonite traitée et séchée dans une étuve réglée à 105° C - 110° C, broyée, tamisée et conservée à l'abri de l'humidité.

IV.2.4.5. - Préparation de la bentonite activée

On prépare une solution de 2 g/l de bentonite activée de la même façon que pour le floerger et ASP₆.

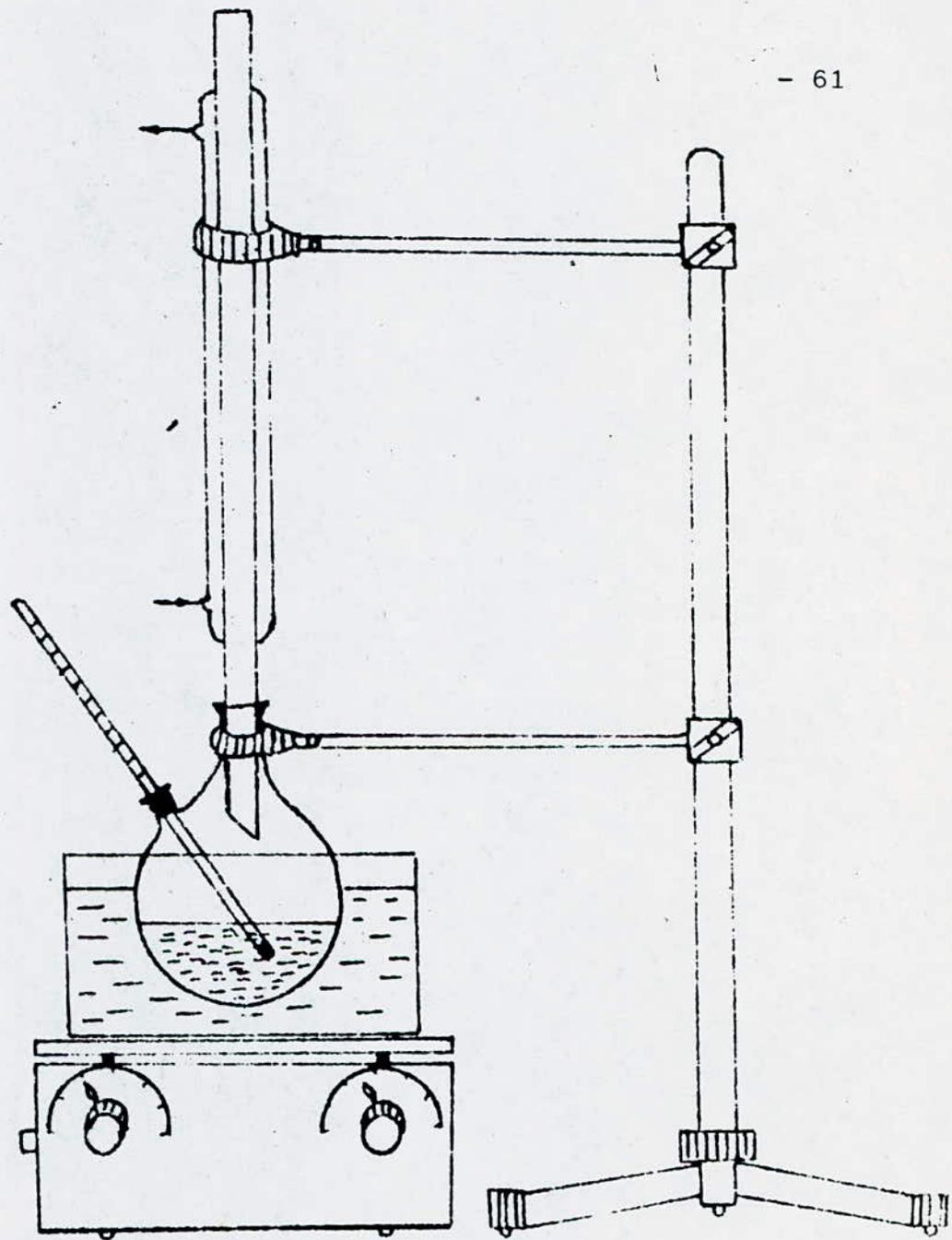


Figure 8 : Appareil d'activation acide

Date de prélèvement : 19.04.1985.

ESSAIS DE FLOCCULATION

Caractéristiques de l'eau brute

pH = 7,7

TA = 0

TAC = 165 mg/l CaCO_3

Debit d'entrée dans la station 20 000 m³/j

IV₃ - Resultats et interpretation

IV.3.1. - Resultats

IV.3.1.- Variation de la dose du coagulant

- . Vitesse d'agitation 60 t_{rs}/mn (environ)
- . Temps d'agitation = 20 mn
- . Agitation rapide = 2 mn

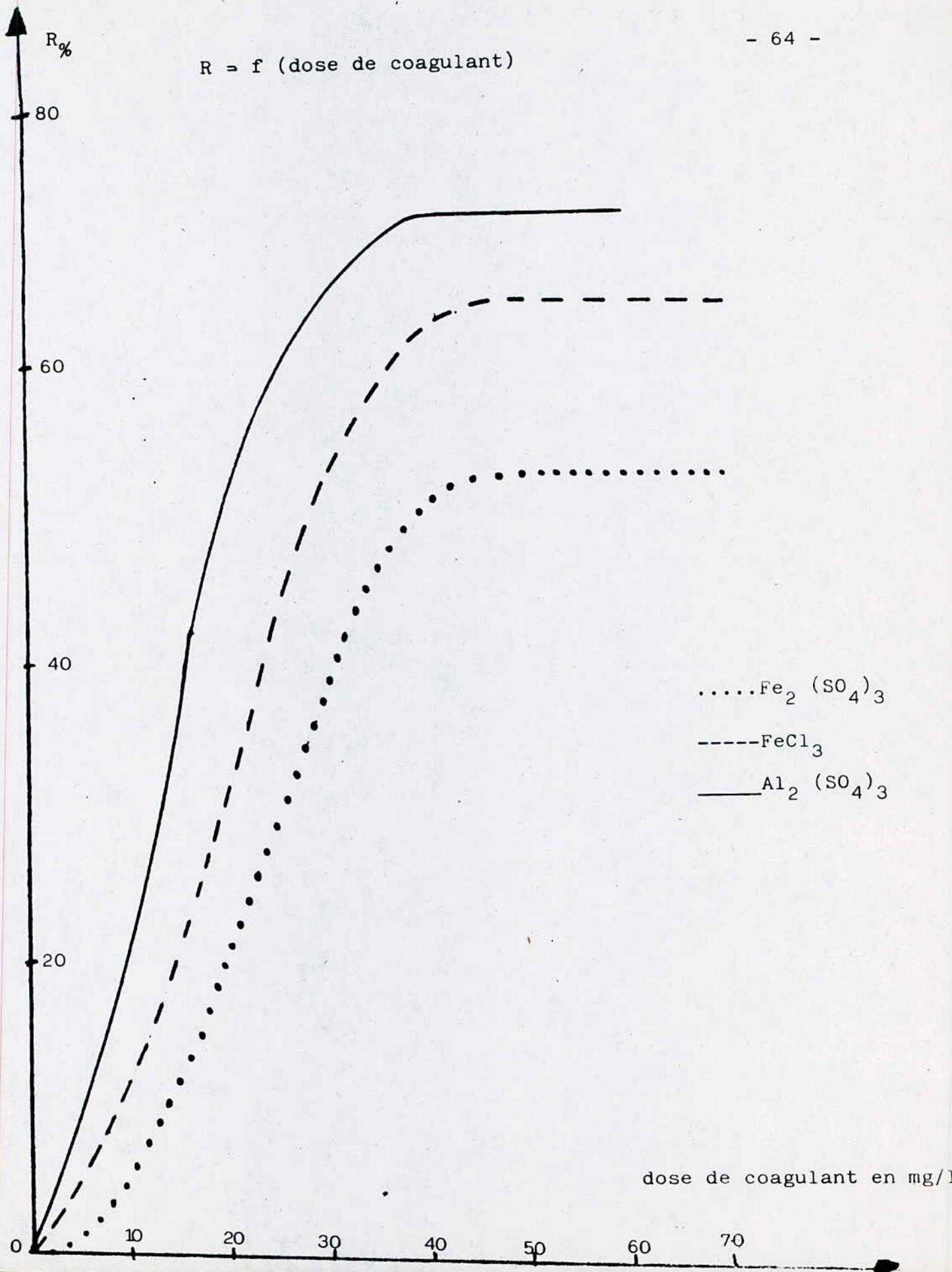
IV.3.1.1.1. - Sulfate d'alumine

Concentration d' $Al_2(SO_4)_3$ en mg/l	10	15	20	30	40	50
Rendement d'élimination de la turbidité en %	20,3	36	53,80	65	72	72

IV.3.1.1.2. - Sels ferriques

Concentration de $FeCl_3$ en mg/l	10	15	20	30	40	50	60	70
Rendement d'élimi- nation de la turbi- dité en %	13,5	21	39,20	53,8	55,80	65	65	65
Concentration de $Fe_2(SO_4)_3$ en mg/l	10	15	20	30	40	50	60	70
Rendement d'éli- mination de la turbidité en %	6,32	14,2	21,4	38	52,2	55,60	55,6	55,60

$R = f(\text{dose de coagulant})$



IV.3.1.2. - Variation de la dose de flocculant : ASP₆

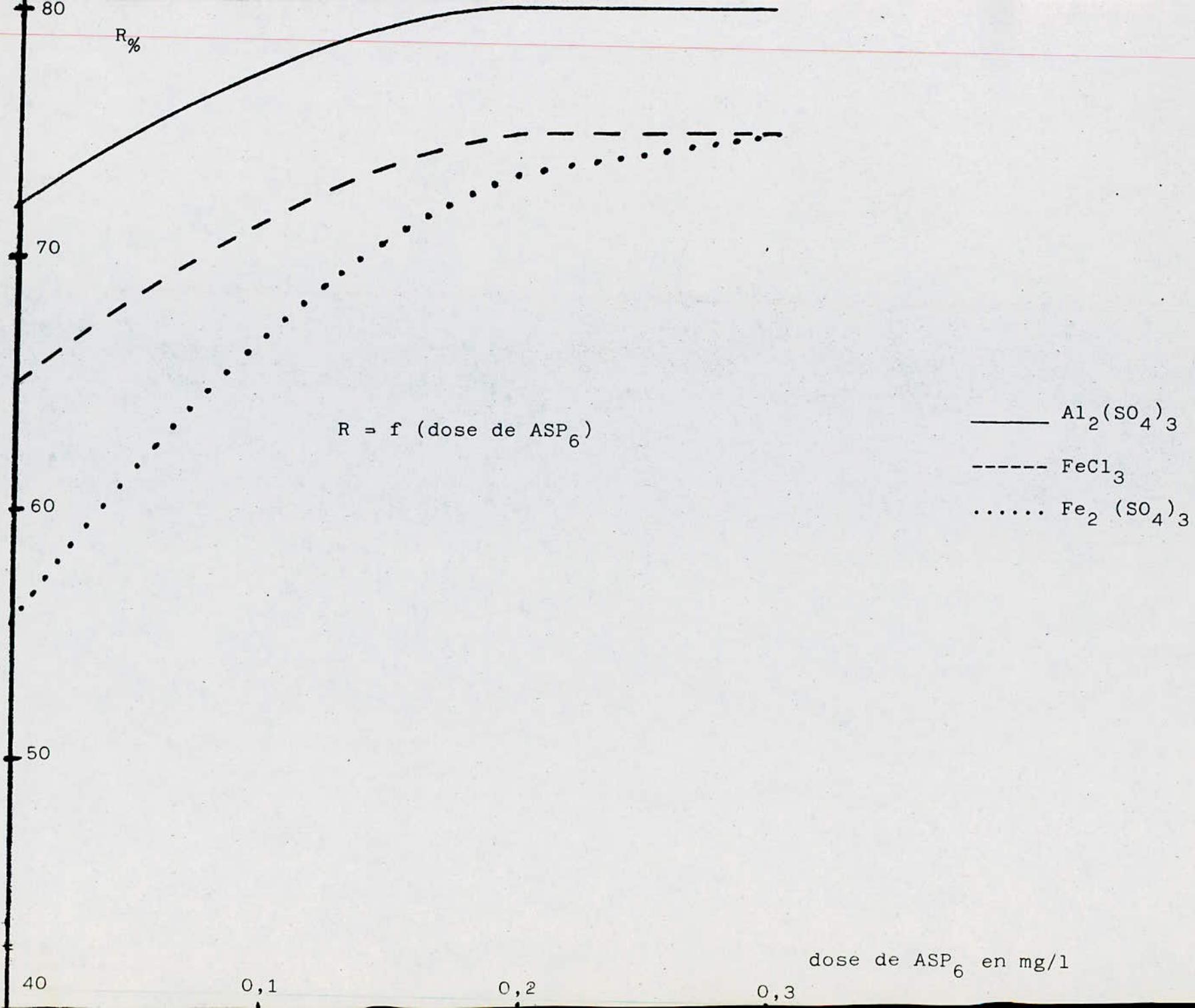
- . Vitesse d'agitation : 60 t_{rs}/mn
- . Temps d'agitation : 20 mn
- . Agitation rapide : 2 mn

IV.3.1.2.1. - Sulfate d'alumine

Concentration d' $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ en mg/l	40	40	40
Concentration de ASP ₆ en mg/l	0,1	0,2	0,3
Rendement d'élimination de la turbidité en %	75	80	80

IV.3.1.2.2. - Sels ferriques

Concentration ASP ₆ en mg/l	0,1	0,2	0,3
Concentration FeCl_3 en mg/l	50	50	50
Rendement d'élimination de la turbidité en %	71,80	75	75
Concentration $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ en mg/l	50	50	50
Rendement d'élimination de la turbidité en %	66,90	73,5	75



IV.3.1.3. - Variation de la dose de flocculant : Floerger

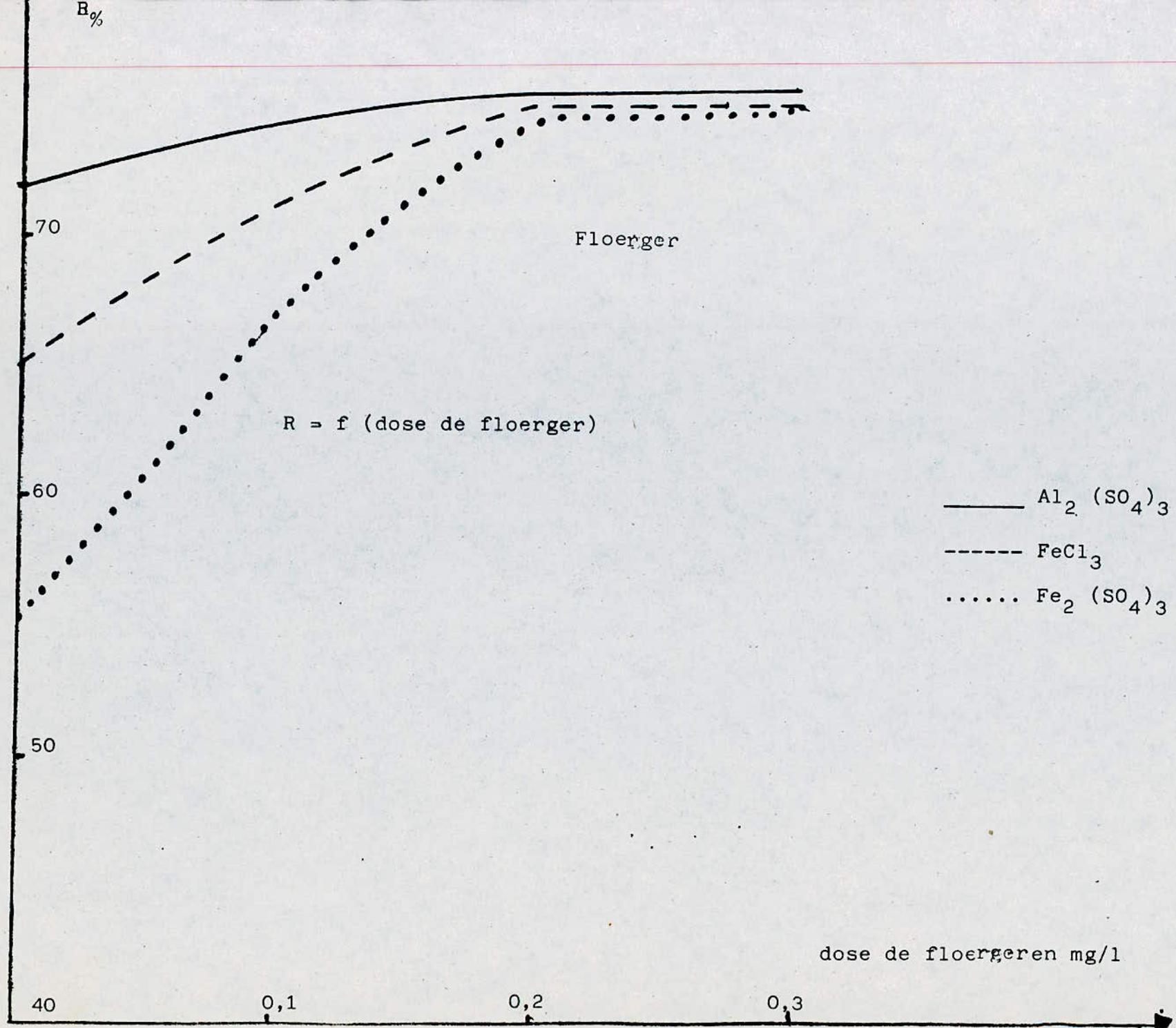
- . Vitesse d'agitation : 60 t_{rs} /mn
- . Temps d'agitation : 20 mn
- . Agitation rapide : 2mn

IV.3.1.3.1. - Sulfate d'Alumine

Concentration d' $Al_2(SO_4)_3$ en mg/l	40	40	40
Concentration de Floerger en mg/l	0,2	0,2	0,3
Rendement d'élimination de la turbidité en %	74,2	75,80	75,80

IV.3.1.3.2. - Sels ferriques

Concentration de Floerger en mg/l	0,1	0,2	0,3
Concentration de $FeCl_3$ en mg/l	50	50	50
Rendement d'élimination de la turbidité en %	71,33	75	75
Concentration de $Fe_2(SO_4)_3$ en mg/l	50	50	50
Rendement d'élimination de la turbidité en %	67	74,5	75



IV.3.1.4. - Variation de la dose de flocculant :
Bentonite activée

L'addition de doses croissantes de bentonite activée dans l'eau à analyser n'a pas donné de bons résultats.

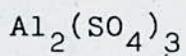
La turbidité de l'eau a augmenté ; ce qui nous conduit à déduire que la bentonite activée n'est pas un bon flocculant.

IV.3.1.5. - Variation du temps d'agitation

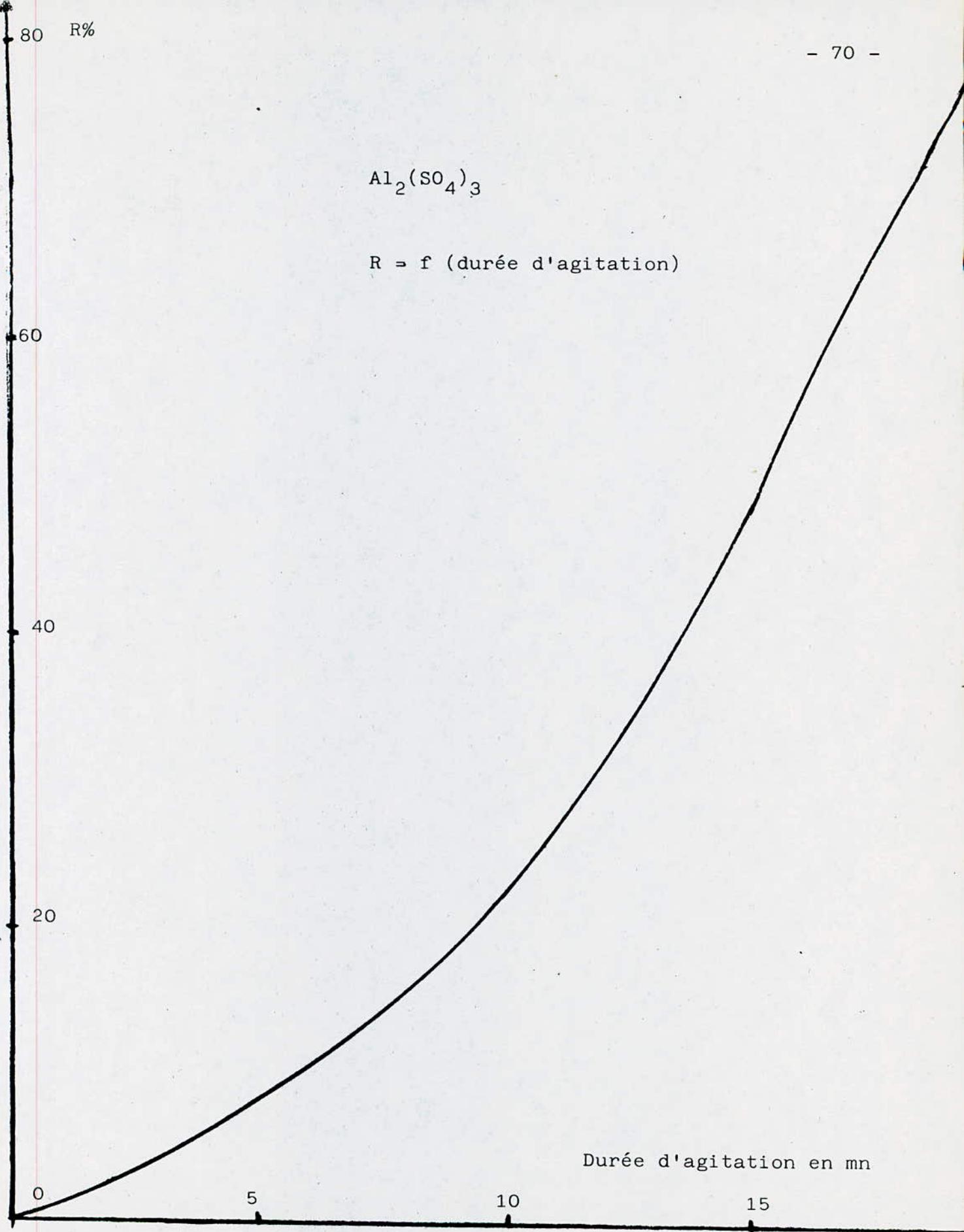
IV.3.1.5.1. - Sulfate d'alumine

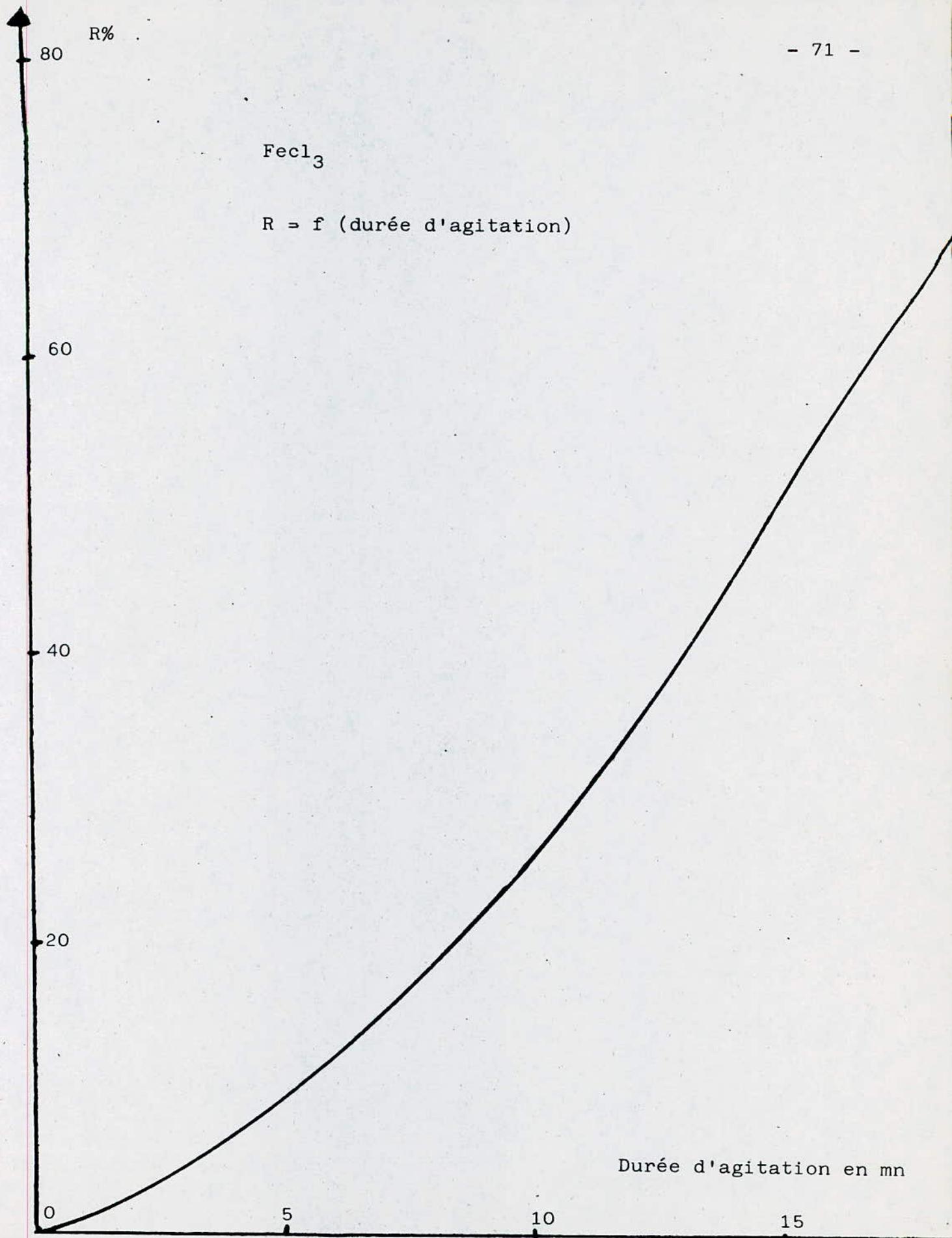
- . Dose du coagulant = 40 mg/l
- . Dose de ASP_6 = 0,2 mg/l
- . Agitation rapide = $2 t_{rs}/mn$
- . Vitesse d'agitation = $60 t_{rs}/mn$

Durée d'agitation en mn	10	15	20
Rendement d'élimination de la turbidité en %	23,83	50	80

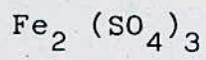


$R = f(\text{durée d'agitation})$

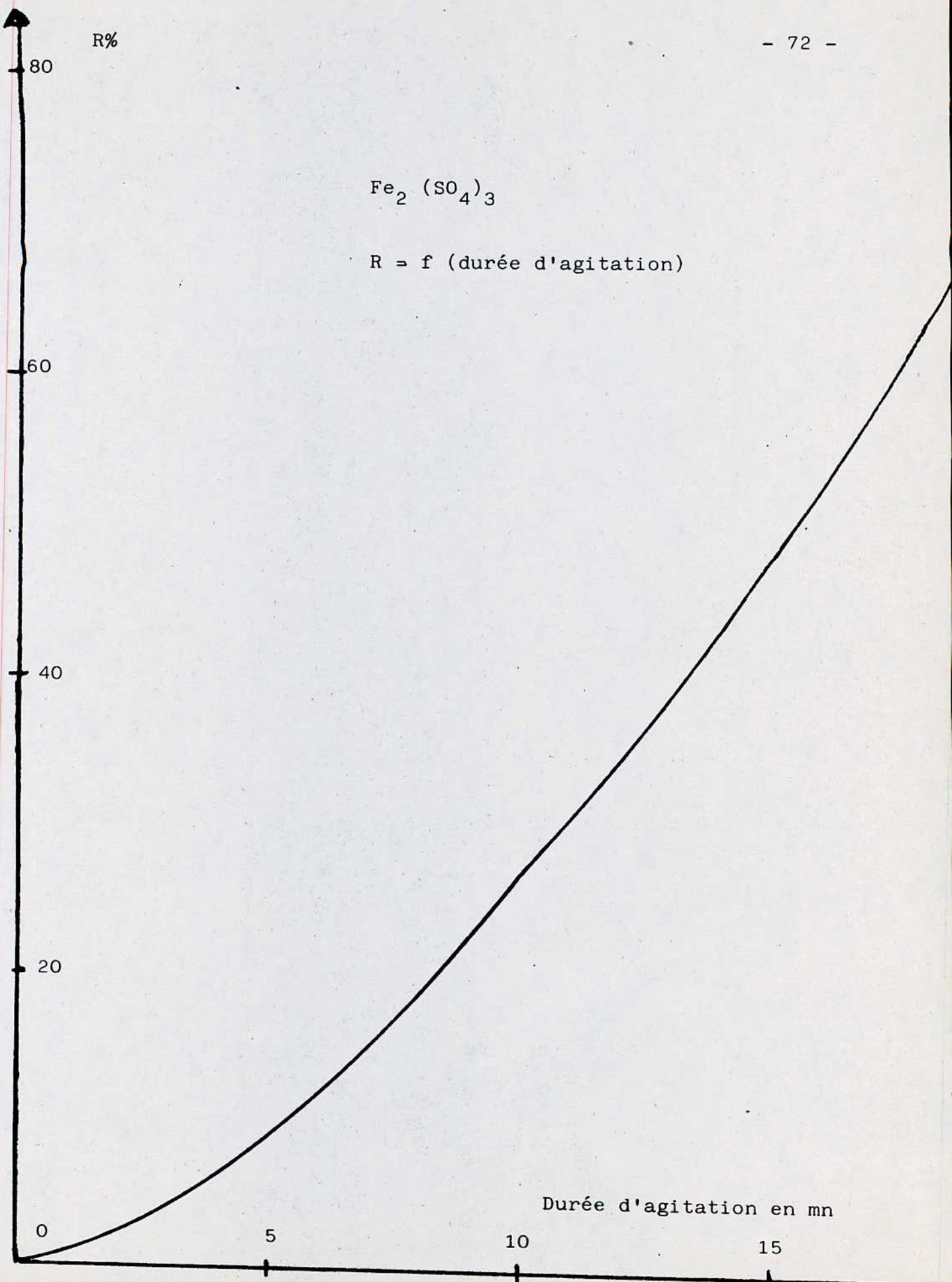




R%



R = f (durée d'agitation)



IV.3.1.5.2. - Sels ferriques

Durée d'agitation en mn	10	15	20
Concentration du Floerger en mg/l	0,2	0,2	0,2
Concentration de FeCl_3 en mg/l	50	50	50
Rendement d'élimination de la turbidité en %	26,30	51,90	75,5
Concentration du Floerger en mg/l	0,3	0,3	0,3
Concentration de $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ en mg/l	50	50	50
Rendement d'élimination de la turbidité en %	27	49,30	75

IV.3.2. - Interpretations

Nous avons effectué trois essais pour chaque reactif, nous avons obtenu des resultats rapprochés. Etant donné que l'experimentation a été faite sur une même eau, nous avons considéré la moyenne de chaque essai.

Rendement d'élimination de la turbidité en fonction de la dose de coagulant

- . Temps d'agitation : 20 mn
- . Vitesse d'agitation : $60 t_{rs}/mn$
- . Agitation rapide : 2mn

Nous avons constaté que :

- la concentration optimale pour le sulfate d'alumine est de 40 mg/l
- l'élimination de la turbidité pour le sulfate d'alumine est supérieure à celle des sels ferriques.

Rendement d'élimination de la turbidité en fonction de la dose de flocculant

- . Temps d'agitation : 20 mn
- . Vitesse d'agitation : $60 t_{rs}/mn$
- . Agitation rapide : 2mn
- . dose du coagulant : 40 mg/l pour le sulfate d'alumine
50 mg/l pour le chlorure ferrique
50 mg/l pour le sulfate ferrique

L'optimum pour les 2 flocculants est de 0,2 mg/l.

. Le flocculant approprié est :

- Le ASP₆

Rendement d'élimination de la turbidité en fonction du temps d'agitation

Le meilleur temps d'agitation est de 20 mn.

Nous avons constaté que :

- plus le temps d'agitation est long, plus l'élimination de la turbidité est bonne.
- entre un temps d'agitation de 0 et 20 mn, la courbe croît rapidement.

Effets de la floculation sur l'alcalinité naturelle de l'eau et sur le pH

	$Al_2(SO_4)_3$	$FeCl_3$	$Fe_2(SO_4)_3$
TAC en mg/l $CaCO_3$	150	100,60	120
pH	7,3	7,1	7,2

Conclusion

D'après les essais de Jar-test nous deduisons que :

- le sulfate d'alumine à une faible concentration donne de meilleurs resultats que les sels ferriques.
- plus le temps d'agitation est grand, plus l'efficacité floculante est bonne.

- l'addition de la chaux est inutile étant donné que l'alcalinité de l'eau est suffisante.
- une bonne floculation est obtenue à partir :
 - . d'une dose de sulfate d'alumine = 40 mg/l
 - . d'une dose de ASP₆ = 0,2 mg/l
 - . Temps d'agitation = 20 mn
 - . Vitesse d'agitation = 60 t_{rs}/mn
- le titre alcalimétrique complet diminue, à cause des ions hydroxydes réagissant avec les sels métalliques.
- le pH a diminué par suite de l'hydrolyse du coagulant.

III₄ - Autre analyse

Détermination des matières en suspension.

. Principe

L'eau qui doit être exempte des matières décantables, est filtrée et le poids de matières retenu par le filtre est déterminé par pesée différentielle.

. Matériel utilisé

- Entonnoir
- Etuve
- Dessiccateur

. Préparation

Un entonnoir est garni de deux papiers à filtre superposés préalablement lavés pour éliminer l'amidon, puis tarés après dessiccation à 105° C.

On peut également utiliser un filtre de buchner dont le fond est recouvert de papier filtre.

. Mode opératoire

Un volume V variant entre 0,5 et 1 litre est filtré sous faible dépression après une décantation préalable. En fin d'opération, entraîner le dépôt sur le filtre, rincer et jeter les eaux de lavage sur le filtre.

Secher les filtres à l'étuve à 105° C jusqu'à masse constante, laisser refroidir au dessiccateur et peser.

. Expression des résultats

La teneur de l'eau en matières totales en suspension est donnée par l'expression :

$$t = \frac{(M - M_0) \times 1000}{V} \text{ (mg/l)}$$

où M_1 et M_0 sont les masses en milligrammes des filtres chargés et vides, et V le volume en millilitres d'eau filtrée.

. Résultats

$$M_1 = 2,50 \text{ g}$$

$$M_0 = 2,46 \text{ g}$$

$$M_1 - M_0 = 0,04 \text{ g}$$

$$t = \frac{0,04 \times 1000}{500} = 80 \text{ mg/l}$$

t = 80 mg/l : eau moyennement chargée.

CHAPITRE V

V - CHOIX DE LA FILIERE DE TRAITEMENT

Le choix de la filière de traitement a été déterminé sur la base des critères suivants :

- Variations brusques et importantes de la teneur en matières en suspension des eaux brutes.
- Conditions climatiques d'été et d'hiver : la composition physique de l'eau brute est essentiellement variable selon l'époque de l'année.
- Caractères physico-chimiques des eaux brutes

Donc la filière de traitement qui s'impose est la suivante :

- un dégrillage
- un débouillage
- une préchloration
- une coagulation - floculation
- une decantation
- une filtration rapide
- une désinfection.

V₁ - Réactifs chimiques

V.1.1. - Réactif de coagulation - flocculation

La dose de réactifs est établie à partir des expériences effectuées au laboratoire.

- . Dose de sulfate d'alumine = 40 mg/l
- . Dose de ASP₆ = 0,2 mg/l

- Quantité de sulfate d'alumine consommée par jour

$$4010^3 \times 24 \times 833 = 799,70 \text{ kg/j}$$

donc 29210^3 kg/an

avec un temps de travail estimé à 24 h/j

et $q = 833 \text{ m}^3/\text{h}$

- Quantité de ASP₆ par jour

$$833 \times 24 \times 0,20^3 = 4 \text{ kg}$$

donc 1460 Kg/an

Les réactifs seront dissous dans des bacs. Chaque bac sera muni d'un agitateur mécanique afin d'assurer un mélange homogène.

Bacs et agitateurs seront en acier inoxydable ou bien en béton doublés intérieurement de matière plastique.

. Appareils de dosage

Les réactifs seront injectés à l'entrée du mélangeur rapide. On utilisera deux pompes doseuses dont l'une sera de secours.

V.1.2. Réactifs de désinfection

. Prechloration

Une préchloration sera associée à la coagulation. L'injection du réactif se fera dans la conduite d'amenée d'eau brute vers le mélangeur rapide.

Les principaux avantages de la préchloration sont les suivants :

- Oxydation des matières organiques
- Oxydation des micro-organismes susceptibles de se développer dans les ouvrages.
- Prévention de lutte contre la formation d'algues
- Amélioration de la couleur de l'eau
- Destruction des boues qui peuvent se déposer sur le filtre à sable, prolongeant ainsi la durée d'utilisation du filtre avant régénération et facilitant son lavage.

La dose de chlore nécessaire peut être comprise entre 1 et 5 ppm(1) de manière à maintenir un léger résiduel en chlore actif de l'ordre de 0,2 à 0,5 ppm dans l'eau décantée.

. Post- chloration

Les avantages de la prechloration ont conduit à adopter assez largement ce procédé et à limiter la post-chloration à l'addition d'une légère dose de chlore après filtration de l'ordre de 1 à 2 ppm de manière à assurer une marche de sécurité et à faciliter le maintien du chlore résiduel dans les réseaux de distributions de l'ordre de 0,2 ppm.

Etant donné que le débit à traiter est très important, on supposera une exploitation organisée en service d'eau potable. On s'orientera vers la solution chlore gazeux parcequ'il sera possible de disposer du personnel compétent pour mettre éventuellement au point le fonctionnement délicat des installations.

- Quantité de chlore nécessaire pour la prechloration :

$$\begin{aligned} \text{dose de Cl}_2 &= 3 \text{ g/m}^3 \\ 24 \times 833 \times 310^3 &= 60 \text{ kg/j} \\ \text{donc } 2210^3 &\text{ kg/an} \end{aligned}$$

- Quantité de chlore nécessaire pour la post chloration :

$$\begin{aligned} \text{dose de Cl}_2 &= 2 \text{ g/m}^3 \\ 210^3 \times 833 \times 24 &= 40 \text{ kg/j} \\ \text{donc } 14,610^2 &\text{ kg/an} \end{aligned}$$

- Quantité de chlore consommée annuellement

$$2210^3 + 14,610^2 = 36,610^3 \text{ kg}$$

Le chlore gazeux sera livré dans des tanks de 1000 kg

$$\frac{36600}{1000} = 37 \text{ tanks de Cl}_2/\text{an}$$

V₂- Dimensionnement

V.2.1. - Degrillage

Il a pour but d'éliminer les matières volumineuses des eaux, afin d'éviter les risques de colmatage.

Un degrillage moyen sera réalisé, l'espacement entre les barreaux de cette grille sera de 30 mm (14).

La vitesse de passage de l'eau par la grille doit être de l'ordre de 0,60 à 1,00 m/s (14) afin de retenir les matières sur la grille sans pour autant la colmater définitivement.

La formule fournissant S, surface mouillée de la grille sera :

$$S = \frac{q}{vac}$$

Nous choisirons une vitesse égale à 0,8 m/s

q : debit admit en station m³/s

c : coefficient de colmatage 0,10 ——— 0,30 grille manuelle
0,40 ——— 0,50 grille automatique

a = $\frac{\text{espace libre entre les barreaux}}{\text{espace libre} + \text{épaisseur des barreaux}}$

a = $\frac{30}{30 + 20} = 0,6$ épaisseur des barreaux est égale à 20 mm

$$c = 0,2$$

$$q = 20\ 000\ \text{m}^3/\text{j} = 231\ 510^3\ \text{m}^3/\text{s}$$

$$s = \frac{231,510^3}{0,2 \times 0,8 \times 0,6} = 2,4\ \text{m}^2$$

La hauteur d'eau maximale $H_{\text{max}} = 0,5\ \text{m}$

La grille sera munie de barreaux inclinés d'un angle $d = 60^\circ$

$$L = \frac{H_{\text{max}}}{\sin 60}$$

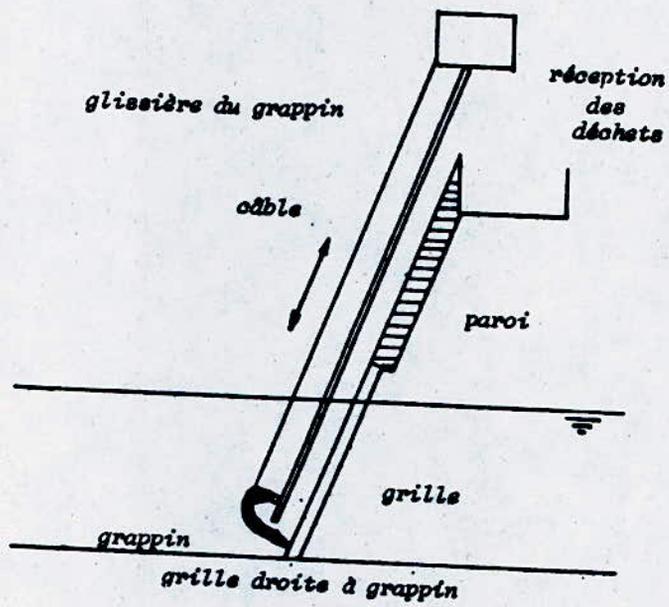
$$L = \frac{0,5}{\frac{\sqrt{3}}{2}} = 0,57\ \text{m}, L = 0,60\ \text{m}$$

. Caractéristiques de la grille

$$S = 2,40\ \text{m}^2$$

$$L = 0,60\ \text{m}$$

$$H = 0,50\ \text{m}$$



V.2.2. - Debouillage

C'est une opération qui précède la clarification des eaux chargées, dont le but est déliminer la totalité des sables fins, et le plus possible de limons.

Le debouillage sera réalisé dans un bassin rectangulaire. Les dimensions du bassin doivent être telles que la longueur soit au moins double de la largeur, de préférence supérieure (1).

Nous prendrons $L = 3,0 \text{ l}$

L : longueur du bassin

l : largeur du bassin

. le temps de retention : $t_s = 1 \text{ heure}$

. la vitesse de l'eau : $v = 2 \text{ m/h}$

q : débit d'eau entrant dans le débouilleur

$q = 20\,000 \text{ m}^3/\text{j}$

S : surface horizontale

V : volume du bassin

. $V = qts$

$$V = \frac{20\,000 \times 1}{24} = 833 \text{ m}^3$$

$$S = \frac{q}{v} = \frac{20\,000}{24 \times 2} = 416,6 \text{ m}^2$$

$$L = 3,0 \text{ l} \quad \text{---} \quad S = L.l = 3 \text{ l}^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S}{3}} = 11,78 \text{ m}, \quad l = 12 \text{ m}$$

$$L = 3 \text{ l} = 3 \times 12 = 36 \text{ m}$$

$$H = \frac{V}{S} = \frac{833}{416,6} = 2 \text{ m}$$

. Caractéristiques du débourbeur

L = 36 m

l = 12 m

H = 2 m

V.2.3. - Le mélangeur rapide

Le coagulant pour être efficace doit agir de manière uniforme, pour cela il doit être réparti rapidement dans toute la masse d'eau, c'est l'objet de l'agitation rapide.

. Technologie des flocculateurs

Selon le type d'agitation, on distingue plusieurs types d'appareils.

- flocculateurs mécaniques
- flocculateurs à aération diffusée
- réacteurs à contact de boues
- chambre à chicanes

Type d'appareil	Agitation
floculateurs mécaniques	mouvement de pales tournantes ou hélices à axe horizontal ou vertical et à cadence alternée
Chambres à chicanes	écoulement turbulent
floculation à aération diffusée	injection d'air à la base du réacteur
réacteurs à contact de boues	écoulement laminaire à travers le lit fluidisé de floes et compartiment séparé d'agitation de boues

Le type d'appareil choisi : floculateurs mécaniques.

a/- Dimensionnement du mélangeur rapide

- . Volume du mélangeur rapide
- . Le temps d'agitation rapide varie de 1 à 3 mn

On prendra 2 mn, ce qui donnera un volume utile de :

$$V_u = qt$$

$$q = 231,5 \text{ l/s} \quad t = 120 \text{ s}$$

$$V_u = 231,5 \cdot 10^{-3} \times 120 = 27,8 \text{ m}^3$$

La hauteur est prise à 2,5 m

Le volume sera réparti dans deux bassins de section
3 m X 1,8 m

. Calcul de l'agitateur rapide

determination du nombre d'agitateurs X

il est donné pour $X \leq \frac{L}{\beta H}$

L : longueur du bassin

H : hauteur du bassin

: coefficient $1 \leq \beta \leq 1,5$

$$X \leq \frac{3}{1 \times 2,5} = 1,2$$

On prendra un agitateur à deux lames

. Dimensionnement des deux lames de l'agitateur: En pratique, la distance entre les parois verticales et les lames doit être de 25 cm. La distance entre la lame inférieure jusqu'au fond du bassin et la lame supérieure à la surface de l'eau doit être de 15 cm.

La surface des deux lames de l'agitateur doit être au maximum 15 à 20 % de la section laterale du bassin.

soit $s = 0,15 S$

$$s = \frac{0,15 \times 11,10}{2} = 0,83 \text{ m}^2$$

Longueur de la lame $a = 1 - 2 \times 25 = 1,80 - 0,50 = 1,30 \text{ m}$

$l =$ largeur du bassin

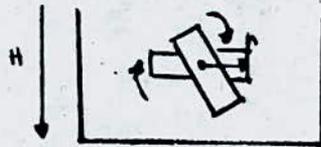
$$l = 1,80 \text{ m}$$

$$b = \frac{s}{a} = \frac{0,83}{1,30} = 0,70 \text{ m}$$

b étant la largeur de la lame

b/ - Vitesse peripherique

Pour une bonne agitation il est recommandé de prendre des vitesses importantes allant de 2 à 5 m/s



r : rayon de rotation

$$r = \frac{a}{2} = \frac{1,3}{2} = 0,65 \text{ m}$$

On prendra une vitesse égale à 5 m/s

$$W = 5 \text{ m/s}$$

On détermine le nombre de tours $n = \frac{W}{2\pi r}$

$$n = \frac{60 \times 5}{\pi \times 2 \times 0,65} = 73,5 \text{ tours/mn}$$

c/- Puissance d'agitation dissipée par les pales

La puissance dissipée par les pales dépend de la vitesse relative eau-pale, qui est la différence entre la vitesse d'écoulement du liquide et la vitesse du mouvement de la lame d'agitateur.

$$v_r = 0,75 \omega$$

$$v_r = 0,75 \times 5 = 3,75 \text{ m/s}$$

$$P_a = F \cdot v_r$$

$$F = \frac{Ks v_r^3 P}{2}$$

$$P_a = \frac{Ks v_r^3 P}{2}$$

P : masse volumique de l'eau

K : coefficient dépendant de la forme de la lame

s : surface d'une lame

pour des plaques rectangulaires K est fonction du rapport des dimensions de la lame : $\frac{a}{b}$

$$\frac{a}{b} = 1,80 \quad K = 1,15$$

$$P_a = \frac{1,15 \times 0,8310^3 \times (3,75)^3}{2} = 25,20 \text{ Kw}$$

. Rendement du moteur = 0,8

$$\text{Puissance du moteur } P_m = \frac{25,20}{0,8} = 31,5 \text{ Kw}$$

. Caractéristiques du mélangeur rapide

t_s	=	2,00 m
L	=	3,00 m
l	=	1,80 m
H	=	2,50 m
a	=	1,30 m
b	=	0,70 m
W	=	5 m/s
n	=	73,5 tours/mn
v_n	=	3,75 m/s
P_a	=	25,20 Kw
P_m	=	31,5 Kw

V.2.4. - Floculateur

La floculation doit se poursuivre pendant un laps de temps allant de 10 à 30 mn. La grosseur du floc est liée au temps de floculation, à la dose du floculant et à l'intensité de l'agitation.

. Volume du flocculateur

On prendra un temps $t_s = 20$ mn

$$v = q t_s$$

$$V = 231,510^{-3} \times 60 \times 20 = 277,80 \text{ m}^3$$

le volume sera réparti sur 2 bassins de hauteur 2,50 m et de section $7,5 \times 7,5 \text{ m}^2$.

On utilisera le même système d'agitation que pour le mélangeur rapide.

a/- Dimensionnement des lames

On doit tenir compte des vitesses recommandées, ainsi les vitesses inférieures à 0,10 m/s permettent la sédimentation du floc à un moment où il devrait être en suspension et contribuer ainsi à l'adsorption du floc de petite dimension. Les vitesses supérieures à 0,50 m empêchent le flocon de se développer pour sédimenter rapidement (1).

Nous prendrons une vitesse de 0,50 m/s

. Calcul du nombre d'agitateurs X

$$X \left\langle \frac{L}{H\beta} \right.$$

$$X \left\langle \frac{7,5}{1 \times 2,5} \right. = 3$$

Nous prendrons 3 agitateurs

Surface d'une lame $s = 0,15 \text{ S}$

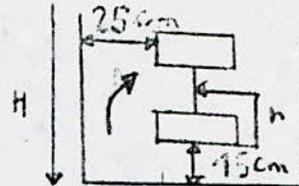
$$s = \frac{0,15 \times 56,25}{2} = 4,22 \text{ m}^2$$

$$a = 1 - 2 \times 25 = 7,50 - 0,50 = 7 \text{ m}$$

$$b = 0,60 \text{ m}$$

$$r = \frac{H - 2d}{2} = 1,10 \text{ m}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$



b/- Puissance d'agitation

$$P_a = \frac{K \times s \times P \times v_r^3}{2}$$

$$v_r = 0,75 \text{ W} = 0,75 \times 0,5 = 0,37 \text{ m/s}$$

$$\frac{a}{b} = 11,66 \text{ K} = 1,40$$

$$P_a = \frac{1,40 \times 4,22 \times (0,37)^3 \times 10^3}{2} = 0,45 \text{ Kw}$$

Rendement du moteur = 0,8

$$P_m = \frac{0,45}{0,8} = 0,49 \text{ Kw}$$

c/- Verification du nombre de reynolds

Le nombre de reynolds doit être inférieur à 510^5 afin d'éviter les cassures des floes.

$$R_e = \frac{v_r \times b \times P}{\mu}$$

μ : viscosité dynamique de l'eau (pa.S)
 $= 1,10^{-3}$ pa.S à $t = 15$ °C

b : largeur de la lame

$$R_e = \frac{0,37 \times 0,60 \times 10^3}{1,1410^{-3}} = 1,9510^5 < 510^5$$

. Caractéristiques du flocculateur

t_s	$= 20$ mn
$L=1$	$= 7,50$ m
H	$= 2,50$ m
a	$= 7$ m
b	$= 0,60$ m
W	$= 0,50$ m/s
v_r	$= 0,37$ m/s
Pa	$= 0,45$ Kw
Pm	$= 0,19$ Kw

V.2.5. - Décantation

V.2.5.1. - Choix du type de décanteur

a)- Comparaison des décanteurs statiques et décanteurs accélérés

La décantation peut être réalisée dans un décanteur accéléré dans lequel le flocculateur et le décanteur sont plus ou moins confondus (le clariflocculateur) ; ou bien dans un décanteur statique, dans ces types d'appareils le flocculateur est distinct du décanteur.

. Avantages et inconvénients

Le clariflocculateur permet une réduction de volume. L'économie réalisée sur le volume de l'appareil comporte une inévitable rançon qui réside d'abord dans le fonctionnement insatisfaisant de l'appareil pendant une période plus ou moins longue, suivant la mise en marche, ensuite dans la nécessité d'effectuer des réglages qui exigent l'exploitation de l'appareil et qui sont toujours délicats, difficiles et longs. Pratiquement les décanteurs accélérés ne peuvent se révéler préférables aux décanteurs statiques que lorsque l'installation dans laquelle ils figurent est exploitée par du personnel qualifié.

. Conclusion

Le coût de la construction de tels bassins est relativement élevé, d'autre part le personnel d'exploitation ne peut être que moyennement qualifié. Il est préférable donc d'avoir un flocculateur séparé du décanteur.

b/- Comparaison des décanteurs circulaires et décanteurs rectangulaires

Les meilleurs résultats sont obtenus avec des bassins rectangulaires longs et étroits, relativement peu profonds munis d'un dispositif d'entrée d'eau brute et d'un dispositif de sortie de l'eau traitée à l'autre ; de telle manière que le sens du courant ne soit pas inversé. D'autre part le coût de construction de bassins rectangulaires est moins élevé que celui des bassins circulaires (1).

Choix final

On choisira donc un décanteur horizontal statique muni d'un système de raclage mécanique.

V.2.5.2. - Dimensionnement

. Temps de rétention

On considère que le temps de rétention doit être entre 2 et 4 heures.

Nous prendrons $t_s = 2$ h

. Volume

$$V = qt_s$$

$$V = 231,510^3 \times 3600 \times 2 = 1666 \text{ m}^3$$

. La profondeur doit être comprise entre 2,50 m et 4,00 m

$$H = 2,5 \text{ m}$$

$$S = \frac{V}{H} = 666,40 \text{ m}^2 \quad S : \text{Surface horizontale}$$

nous opterons pour 2 décanteurs de surface horizontale

$$S_1 = S_2 = \frac{S}{2}$$

$$S_1 = 666,40 = 333,20 \text{ m}^2$$

$$3 \ll \frac{L}{l} \ll 6 \quad \begin{array}{l} L : \text{longueur du bassin} \\ l : \text{largeur du bassin} \end{array}$$

nous prendrons $L = 4 l$

$$S = 4 l^2 \quad l = \sqrt{\frac{S}{4}} = \sqrt{\frac{333,20}{4}} = 9,10 \text{ m}$$

$$L = 36,60 \text{ m}$$

nous choisirons 2 bassins juxtaposés, le système de raclage sera entraîné par un seul chariot automoteur pour les 2 bassins

. Caractéristiques du décanteur

$H = 2,50 \text{ m}$
$S_1 = S_2 = 333,20 \text{ m}^2$
$l = 9,10 \text{ m}$
$L = 36,60 \text{ m}$

. Verification des vitesses

La vitesse verticale v_v : $v_v = \frac{h}{t} = 1,25 \text{ m/h}$
doit être de l'ordre de 1,20 m/h

La vitesse horizontale v_h doit être
comprise entre 7,2 m/h et 18,5 m/h

$$v_h = \frac{L}{t} = 18,3 \text{ m/heure}$$

V.2.6. - Filtration

- Choix du mode de filtration

Nous choisirons le mode de filtration en tenant compte non seulement des avantages et des inconvénients de chaque procédé mais aussi des conditions locales.

Pour notre installation de filtration, les filtres à sables rapides semblent les mieux adaptés à la région de Mohammadia.

a/- Conception du filtre

Dans les filtres rapides on distingue :

- le corps du filtre
- la couche filtrante
- le circuit de lavage du filtre
- les regulateurs de debit

V.2.6.1. - Corps du filtre

Il sera constitué d'une structure parallélipipédique en béton armé.

V.2.6.2. - Couche filtrante

L'efficacité de la filtration dépend en grande partie de la taille du grain. La couche filtrante est constituée de sable et de gravier.

V.2.6.2.1. - Caractéristiques du sable

Le sable des filtres est choisi en tenant compte de l'efficacité du prétraitement, de la vitesse de filtration, et de l'épaisseur de la couche filtrante.

Pour avoir une bonne filtration et une durée d'utilisation satisfaisante, la taille effective du sable doit être comprise entre 0,50 et 0,70 mm, nous prendrons une valeur moyenne de 0,60 mm. L'épaisseur de cette couche est comprise entre 0,60 m et 0,90 m (1), nous la prendrons égale à 0,80 m.

Il est nécessaire d'intercaler entre le sable du filtre et le gravier une épaisseur d'environ 8 cm de sable grossier de taille effective entre 0,80 et 2 mm (1).

Le sable doit avoir un coefficient d'uniformité de 1,5 ; il doit être exempt d'argiles, de poussières ou de toute autre impureté. Les sables fins donnent de bons résultats mais offrent une résistance de frottement plus grande au passage de l'eau.

V.2.6.2.2. - Caractéristiques du gravier

Il est préférable d'utiliser des graviers arrondis. L'épaisseur de cette couche est comprise entre 38 et 60 cm (1). Nous prendrons une épaisseur de 60 cm.

Le lit de gravier a pour but d'empêcher le milieu filtrant d'arriver au système de drainage et l'obstruer d'une part, et d'assurer une répartition uniforme de l'eau filtrée.

La couche filtrante sera constituée :

- d'une couche de sable moyen
- d'une couche de sable grossier
- d'une couche de gravier

V.2.6.2.3. - Hauteur d'eau surnageante

Le filtre doit être construit d'une profondeur telle que le sable soit surmonté d'une hauteur d'eau de 1 - 1,50 m (1) pour éviter le colmatage par l'air et assurer une durée d'utilisation raisonnable.

La hauteur d'eau sera prise égale à 1,20 m.

V.2.6.2.4. - Hauteur de sécurité

Au dessus du niveau d'eau on prévoira une hauteur de 20 cm qui a pour rôle d'empêcher le débordement d'eau et l'introduction de poussières en cas de vent.

b/- Calcul de la surface filtrante

Le débit d'eau $q = 833 \text{ m}^3/\text{h}$

La vitesse de filtration est de 6 m/h

La surface filtrante sera égale à $S = \frac{q}{v}$

$$S = \frac{833}{6} = 139 \text{ m}^2$$

On prévoit plusieurs filtres pour faciliter le lavage de ceux-ci et permettre la réparation de l'un deux sans interrompre le fonctionnement de la station.

La surface filtrante sera répartie entre 4 filtres de 35 m^2 chacun, soit pour chaque filtre une longueur de $11,70 \text{ m}$ et une largeur de 3 m .

. Hauteur du bassin

Pour une bonne filtration la profondeur du bassin doit être au minimum égale à $2,5 \text{ m}$ (1).

$$H = 0,80 \text{ m} + 0,08 + 0,60 + 1,20 + 0,20 = 2,88 \text{ m}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

C/- Mode de lavage

Le lavage des filtres est une opération très importante, lorsqu'il est insuffisant, il entraîne le colmatage de certaines zones du filtre.

Il existe deux techniques de lavage différentes :

- lavage par simple retour d'eau
- lavage par retour d'eau et d'air comprimé

. Lavage par simple retour d'eau

Il consiste à faire circuler de l'eau filtrée de bas en haut à travers la masse filtrante et cela avec une vitesse suffisante pour que cette masse soit suffisamment en expansion et pour empêcher la retombée des boues sur le lit filtrant. Cette technique a des inconvénients. Elle ne permet pas un decrassage complet du filtre et crée la formation des "mudd balls".

. Lavage par eau et air

Cette technique est plus utilisée actuellement. La masse de sable reste à peu près en place et s'y trouve soumise à une vibration produite par le passage de nombreuses bulles d'air. La vibration provoque un décollement efficace des impuretés.

Leur entrainement en surface est assuré par l'eau. En premier temps l'air seul est violemment insufflé sous pression durant quelques minutes ou de préférence l'air avec un contre courant d'eau à faible débit.

En deuxième temps c'est l'eau seule qui est refoulée sans air, et à débit maximum pour réaliser le rinçage final. Ce système de lavage permet de réduire environ 20 à 30 % la consommation d'eau par rapport au lavage à l'eau seule. Ou 50 buselums par m² de planchers et un débit d'air de 1m³/h à contre courant, les mudd-balls sont totalement inconnus avec ce mode de lavage (2).

Pour notre installation de filtration, le lavage de la masse filtrante sera effectuée par eau et air.

d/- les régulateurs de débit :

Ce sont des dispositifs indispensables au maintien de la production de chaque cellule filtrante au fur et à mesure du colmatage du lit filtrant.

Il existe deux systèmes de commande

- régulation par l'amont
- régulation par l'aval

Régulation par l'amont

Son rôle est de répartir le débit total d'eau entrant en autant de fractions égales qu'il existe de filtres en marche ; et cela indépendamment des variations du débit total. Il consiste à stabiliser le niveau d'eau brute sur chaque filtre au même niveau que celui de son voisin et à maintenir constante la charge statique au moyen d'un flotteur qui baigne dans une cuve reliée au niveau du filtre.

. Regulation par l'aval

L'objectif visé est de maintenir une charge ou pression constante sur le départ d'eau filtrée.

Dans ce but chaque filtre est doté d'un dispositif stabilisateur de niveau qui asservit le débit du filtre à la demande d'eau, se manifestant à l'aval et le soustrait aux effets de variations individuelles de colmatage.

Nous choisirons la régulation par l'amont car elle permet de donner de meilleurs résultats que la régulation par l'aval (7).

. Caractéristiques du filtre

$$H = 3 \text{ m}$$

$$L = 11,7 \text{ m}$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$v = 6 \text{ m/h}$$

REGULATION DES INSTALLATIONS FILTRANTES

SIPHONS NEYRPIE-DEGREMONT

fig: a. SIPHON CLASSIQUE

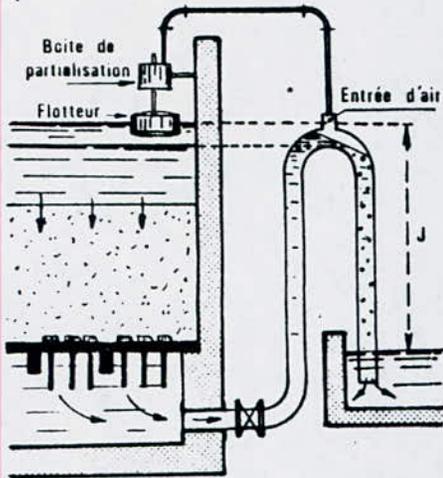


fig: b. SIPHONS CONCENTRIQUES

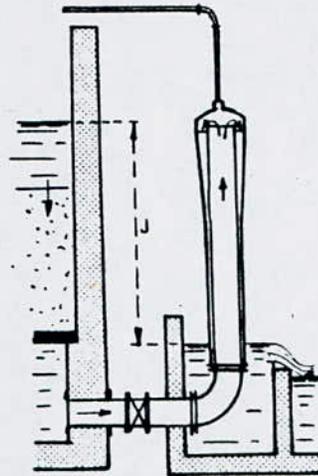


fig: c1. REGULATION AMONT

(L'eau est répartie sur tous les filtres sous la hauteur h)

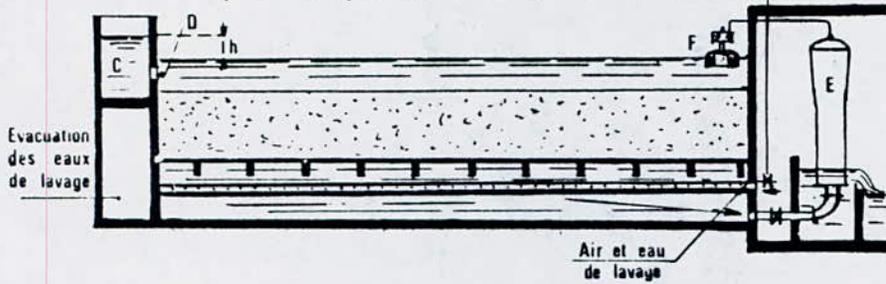
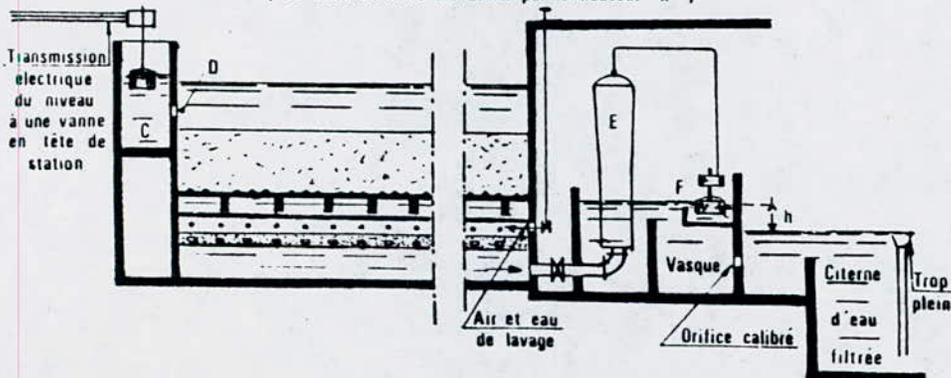


fig: c2. REGULATION AVAL

(Le débit du filtre est défini par la hauteur h)



V.2.7. - Bassin de desinfection

A la sortie des filtres l'eau est collectée par un canal vers une bache.

Cette bache aura trois fonctions essentielles :

- permettre le refoulement vers le reservoir
- assurer la desinfection au moyen d'une pompe doseuse
- permettre un pompage vers les filtres (lors du lavage)

. Volume du bassin

On prendra un temps de séjour $t_s = 30$ mn

$$V = qts = 0,231 \times 30 \times 60 = 415,8 \text{ m}^3$$

. On prendra une hauteur $H = 2$ m

. La surface horizontale S sera :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{415,8}{2} = 207,9 \text{ m}^2$$

Le bassin aura pour section 14,20 m X 14,20 m

Le bassin sera muni de chicanes pour permettre un mélange homogène du desinfectant dans l'eau.

V₃ - Calcul hydraulique

V.3.A. - Calcul des pertes de charge

V.3.A.1. - Perte de charge à travers la grille

Une grille propre provoque une perte de charge qui est fonction de l'encrassement, de la forme de la section horizontale des barreaux et de la section de passage entre les barreaux.

$$\Delta H = \frac{K_1 K_2 K_3 v^2}{2g} \quad (2)$$

v : vitesse d'approche dans le canal en m/s

K₁ : coefficient dependant de l'encrassement

grille propre K₁ = 1

K₂ : coefficient dependant de la section horizontale des barreaux ronds K₂ = 0,76

K₃ : coefficient dependant de la section de passage entre les barreaux.

K₃ : 1,16

v = 0,8 m/s

g = 9,81 m/s²

ΔH = 0,029 m = 2,90 cm

ΔH = 0,03 m

V.3.A.2. - Debourbeur

1)-Arrivée d'eau brute

La vitesse recommandée pour l'arrivée d'eau brute est de 0,45 m/s (1)

$$q = 231,5 \text{ l/s}$$

$$v = 0,45 \text{ m/s}$$

$$S = \frac{q}{v} = \frac{234,510^3}{0,45} = 0,51 \text{ m}^2$$

On prévoira un orifice de 80 cm de diamètre

. Perte de charge dans l'orifice $\Delta H = \frac{\xi v^2}{2g}$

v : vitesse à travers l'orifice en m/s

ξ = coefficient de perte de charge

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

- Méthode de calcul

$$R_e = \frac{v R}{\eta}$$

R_e : nombre de Reynolds

R : rayon hydraulique

η : viscosité cinématique $\eta = 1,1410^6 \text{ m}^2/\text{s}$ à 15 °C

$$R = \frac{\pi d^2}{4 \pi d} = \frac{d}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm} = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{si } R_e \begin{cases} > 10^5 \\ < 10^5 \end{cases} \quad \begin{cases} \xi = 2,85 \\ \xi = \xi_0 + \xi_0^{Re} \end{cases}$$

ξ_{0}^{Re} : coefficient de contraction de la section

$\{Q_0$: dépend du nombre de Reynolds et du coefficient de vitesse

Q_0 : coefficient de vitesse

$\{Q_0$ et ξ_{0}^{Re} sont donnés par les diagrammes en fonction de R_e

$$R_e = \frac{0,45 \times 0,20}{1,1410^{-6}} = 78,94 \cdot 10^3 < 10^5$$

ce qui donne $\{Q_0 = 0,06$
 $\xi_{0}^{Re} = 2,54$
 $\{ = 2,60$

$$\Delta H = \frac{2,60 \times (0,45)^2}{2 \times 9,81} = 0,028 \text{ m}$$

2)- Sortie

$$v = 0,60 \text{ m/s}$$

$$S = \frac{q}{v} = \frac{231,5}{0,6} = 385,80 \text{ cm}^2$$

$$S = 0,39 \text{ m}^2$$

On prévoira un orifice de 0,75 m de diamètre

. Perte de charge dans l'orifice

Nous utiliserons la même méthode que précédemment

$$\Delta H = \left\{ \frac{v^2}{2g} \right.$$

$$\left. \{ = 2,56 \right.$$

$$\Delta H = \frac{v^2}{2g} = \frac{(0,60)^2 \times 2,56}{2 \times 9,81} = 0,047 \text{ m}$$

V.3.A.3. - Mélangeur rapide

1)- L'arrivée

L'arrivée d'eau brute se fait par une conduite de diamètre 0,75 m.

$$\Delta H = 0,047 \text{ m}$$

. Perte de charge due à l'agitation rapide elle sera estimée à 8 cm

2)- Sortie

La sortie se fera par des orifices

La vitesse recommandée est de 0,36 m/s (1)

La surface totale des orifices :

$$S = \frac{q}{v} = \frac{231,510^3}{0,36} = 0,64 \text{ m}^2$$

Nous choisirons des orifices de 150 mm de diamètre

. Perte de charge dans les orifices

$$\xi = 2,68$$
$$\Delta H = \frac{(0,36)^2 \times 2,68}{2 \times 9,81} = 0,017 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,017 \text{ m}$$

Perte de charge totale $\Delta H_t = 0,15 \text{ m}$

V.3.A.4. - Floculateur

1)- Arrivée

L'entrée se fait à partir des orifices précédemment calculées. La perte de charge est de l'ordre de 1,7 cm comme nous venons de le voir.

2)- Sortie du floculateur

On prévoit des orifices.

Chaque orifice devra assurer une vitesse de 0,4 m/s (1) pour que le floc reste en suspension et ne se développe pas

$$q = 231,5 \text{ l/s} \quad S = \frac{231,5 \bar{0}^3}{0,4} = 578,75 \text{ cm}^2$$

On prévoira 2 orifices de diamètre 200 mm

. Perte de charge dans l'orifice

$$v = 0,40 \text{ m/s}$$

$$f = 2,51$$

$$\Delta H = \frac{v^2}{2g} = \frac{2,51 \times (0,40)^2}{2 \times 9,81} = 0,02 \text{ m}$$

. Perte de charge dans le floculateur

On peut estimer cette perte de charge à 15 cm

ΔH totale sera estimée à 20 cm

$$\Delta H_t = 0,20 \text{ m}$$

V.3.A.5. - Décanteur

1)- dispositif d'entrée

L'eau arrive du flocculateur par les 2 orifices précédemment calculés.

L'eau en sortant du flocculateur doit être tranquilisée avant son entrée dans le décanteur, pour cela on prévoit une chambre de tranquillisation, ensuite l'eau pénètre dans le décanteur à une vitesse de 0,12 m/s par des orifices.

$$q = 231,51 \bar{0}^3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 0,12 \text{ m/s}$$

$$S = 1,93 \text{ m}^2$$

on choisira des carrés de 20 cm de côté chacun

. Perte de charge dans l'orifice

$$v = 0,12 \text{ m/s}$$

$$\zeta = 2,86$$

$$\Delta H = \frac{(0,12)^2 \times 2,86}{2 \times 9,81} = 0,002 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,002 \text{ m}$$

2)- Dispositif de sortie

On installera des deversoirs rectangulaires à paroi mince avec contraction latérale.

Avec une charge sur le seuil du deversoir égale à 13 cm le tableau de M.A Lencastre donne $q = 83,6$ l/s ; pour une largeur du deversoir égale à 1 m.

Le nombre de deversoirs est :

$$n = \frac{231,50}{83,60} = 2,8$$

$$n = 3$$

On prévoira 3 deversoirs pour chaque décanteur

V.3.4.6. - Calcul du canal à la sortie du deversoir

La vitesse doit être supérieure ou égale à 0,6 m/s pour éviter le dépôt des floes restants (1).

$$q = 231,510^3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s = 0,40 \text{ m}^2$$

La section choisie est une section rectangulaire de :

$$\text{Hauteur } H = 50 \text{ cm} = 0,50 \text{ m}$$

$$\text{de largeur } l = 80 \text{ cm} = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{le rayon hydraulique } R = \frac{0,80 \times 0,50}{0,50 \times 2 + 0,80} = 0,22 \text{ m}$$

R sera pris égale à 0,25 m

. Pente du canal

La pente du canal est donnée par la formule de Manning Struckler;

$$v = K_S R^{2/3} i^{1/2}$$

i : pente du canal en mètre par mètre

K_S : coefficient de rugosité

v : vitesse moyenne de l'écoulement dans la section, en m/s

$K_S = 90$ béton lissé

$$i = \left(\frac{v}{K_S R^{2/3}} \right)^2$$

$$i = \left(\frac{0,60}{90 \times (0,25)^{2/3}} \right)^2 = 0,001 = 1^{\circ}/\text{oo}$$

L'admission d'eau décantée se fait à l'aide d'ouvertures réparties uniformément sur toute la longueur du canal. La vitesse de l'eau ne doit pas dépasser 0,40 m/s de manière à éviter toute turbulence qui aurait tendance à briser le floc subsistant dans l'eau décantée. Pour assurer un fonctionnement continu de la station, chaque orifice deversera sur un filtre de sorte que ; pendant la période de lavage au moins deux filtres fonctionneront ; par conséquent on prévoira quatre orifices de deversement, de section carrée.

$$q = 231,510^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 0,40 \text{ m/s} ; S = 0,58 \text{ m}^2$$

$$S = 2 S_1$$

$$S_1 = C^2$$

C : côté d'un orifice

S_1 : section d'un orifice

$$C = 0,80 \text{ m}$$

. Section d'un orifice 0,80 X 0,80

. Perte de charge dans un orifice

R = 0,26 m

$\xi = 2,63$

$\Delta H = 0,02$ m

V.3.A.7. - Calcul de la perte de charge au travers d'un filtre

La valeur de la perte de charge dans le filtre est fourni par la formule de Carman Kozeny.

$$\Delta H = \frac{36 \nu}{g} \frac{(1-p)^2}{p^2} \frac{1}{\psi^2 d^2} v \quad (4)$$

ν : viscosité cinématique m^2/s

ψ : coefficient de sphericité

p : porosité

d : diamètre du grain de sable

V.3.A.7.1- Application numérique

. Pour la couche supérieure de sable

$\nu = 1,141 \cdot 10^{-6} m^2/s$ à $t = 15$ °C

p = 0,45

$\psi = 0,9$ grain arrondi

v = 6 m/h

d = 0,60 mm

$$\Delta H = \frac{36 \times 1,141 \bar{0}^6 (1-0,45)^2 \times 6}{9,81 (0,45)^2 3600 \times (0,9 \times 0,6)^2 \bar{10}^6}$$

$$\Delta H = 0,036 \text{ m}$$

. pour la couche de sable grossier

$$d = 1 \text{ mm}$$

$$p = 0,27$$

$$\Delta H = 0,063 \text{ m}$$

. Pour la couche de gravier

$$p = 0,20$$

$$d = 40 \text{ mm}$$

$$\Delta H = 8,60 \bar{10}^5 \text{ m}$$

la perte de charge totale dans le lit filtrant est due aux couches superieures de sable.

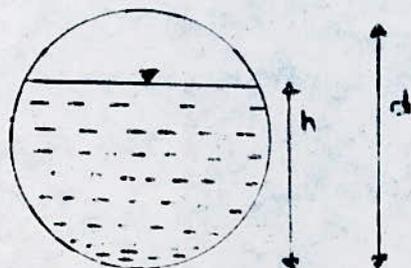
$$\Delta H = 0,063 + 0,036 = 0,099 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,10 \text{ m}$$

V.3.A.8. - Calcul du canal collecteur d'eau filtrée

La vitesse doit être de 0,5 à 1 m/s

. Procédé de calcul



on choisit tout d'abord la fraction de débit à pleine section

$$\frac{q}{q_{ps}} = 0,8 \quad (\text{le rapport économique est de } 0,8 \text{ à } 0,9)$$

q : débit réel

q_{ps} = débit à pleine section

le diagramme donnant les variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage permet de tirer les coefficients

β et γ tel que

$$\beta = \frac{v}{v_{ps}} \quad \beta = 1,12$$

v : vitesse réelle

v_{ps} vitesse à pleine section

$$\gamma = \frac{h}{d} = 0,67$$

h = hauteur d'eau

$$\frac{q}{q_{ps}} = 0,8$$

$$q_{ps} = 0,288 \text{ m}^3/\text{s}$$

La vitesse réelle sera prise égale à 0,8 m/s

$$v_{ps} = \frac{0,80}{1,12} = 0,72$$

$$q_{ps} = v_{ps} \cdot S_{ps}$$

$$S_{ps} = \pi \frac{d^2}{4}$$

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{q_{ps}}{v_{ps}}$$

$$d = \sqrt[4]{\frac{4 q_{ps}}{\pi v_{ps}}} = 0,72 \text{ m}$$

On prendra $d = 0,75 \text{ m}$

la hauteur d'eau dans le canal sera égale à :

$$h = \gamma d = 0,75 \times 0,67$$

$$h = 0,50 \text{ m}$$

$$R = \frac{d}{4} = 0,19 \text{ m}$$

la formule de Manning nous donne :

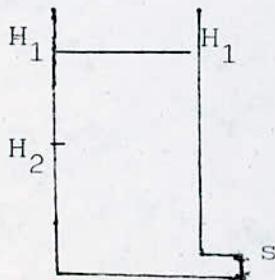
$$v_{ps} = K_s i^{1/2} R^{2/3} \quad K_s = 90 \text{ (le canal sera en beton armé)}$$

$$i = \left(\frac{v_{ps}}{K_s R^{1/2}} \right)^2 = \left(\frac{0,72}{90 \times (0,19)^{1/2}} \right)^2 = 4^{\circ}/\text{oo}$$

$$i = 4^{\circ}/\text{oo}$$

V.3.B. - Calcul des vidanges

V.3.B.1. - Dans le flocculateur



Le temps de vidange partiel

$$t = \frac{2 S (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2})}{u s \sqrt{2 g}} \quad (2)$$

S : surface du bac en cm^2

s : section de l'orifice en cm^2

u : coefficient de contraction, dépend du type d'orifice

u = 0,62 pour deversement libre (cas d'une vidange)

g = 981 cm/s^2

pour une vidange totale $H_2 = 0$, la formule devient

$$t = \frac{2 S \sqrt{H_1}}{u s \sqrt{2 g}}$$

$$s = \frac{2 s \sqrt{H_1}}{u t \sqrt{2 g}}$$

On choisit un temps de vidange $t = 20 \text{ mn}$

$$S = 7,50 \times 7,50$$

$$H_1 = 2,50 \text{ m}$$

$$s = \frac{2 \times (7,50)^2 \cdot 10^4 \sqrt{250}}{0,62 \times 20 \times 60 \times \sqrt{2} \times 981} = 0,540 \text{ m}^2$$

On prévoira un orifice au fond du flocculateur de diamètre
 $d = 0,30 \text{ m}$

V.3.B.2. - Dans le décanteur

$$S = 333,20 \text{ m}$$

$$H = 3,20 \text{ m} (2,50 \text{ m} + 0,70 \text{ m hauteur de la fosse à boue})$$

On choisit un temps de vidange égale à 1 heure

$$S = \frac{2 \times 33,20 \cdot 10^4 \sqrt{320}}{3600 \times 0,62 \sqrt{981 \times 2}} = 1,20 \text{ m}^2$$

On prévoira un orifice de diamètre d : 1,25 m

V.3.B.3. - Canal d'évacuation des boues du décanteur

$$q = 231,5 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d = 1,25 \text{ m}$$

$$S = 1,22 \text{ m}^2$$

$$v = 0,19 \text{ m/s}$$

$$v = K_S i^{1/2} R^{2/3}$$

$$R = \frac{S}{P_m} = \frac{d^2}{4d} = \frac{d}{4} = 0,31 \text{ m}$$

le canal sera en beton armé

$$K_S = 90$$

$$i = \left(\frac{v}{K_S R^{2/3}} \right)^2$$

$$i = \frac{0,19}{90 \times (0,31)^{2/3}}$$

V.3.B.4. - Vidange des filtres

Les conduites de vidange de fond et d'eau de lavage doivent assurer une vitesse supérieure ou égale à 1 m/s pour éviter toute sédimentation.

$$v = 1 \text{ m/s}$$

Nous utiliserons la même méthode de calcul que pour le canal collecteur d'eau filtrée.

$$\alpha = 0,80$$

$$\gamma = 0,67$$

$$\beta = 1,12$$

$$d = 0,65 \text{ m}$$

$$h = 0,44 \text{ m}$$

$$i = 3,70 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$$

V₄ - Conclusion

L'eau destinée à la consommation est le plus important des moyens de substance. Aussi la technique de procédés physico-chimiques a-t-elle eu pour tâche de traiter les eaux brutes de manière à fournir au consommateur une eau potable de qualité irréprochable.

Mais, cependant la mise en oeuvre de ces procédés physico-chimiques conduit à la formation de boues.

Les boues produites dans une installation de traitement d'eau potable ont 2 origines :

- les boues formées par la coagulation et extraites des décanteurs.
- les boues provenant des eaux de lavage de la matière filtrante.

a/- Eaux de lavage de la matière filtrante

On a intérêt à recycler les eaux de lavage des filtres en tête de l'installation de décantation. Cet apport n'entraîne aucune consommation supplémentaire de coagulant. On observe d'ailleurs que le mélange d'un certain volume d'eau de lavage des filtres avec l'eau brute a pour effet de diminuer la dose de coagulant nécessaire à l'annulation du potentiel zêta.

b/- Eaux boueuses extraites des décanteurs

On retrouve dans ces boues les matières présentes dans l'eau avant traitement (plancton, matières minérales et organiques floculées) ; les hydroxydes métalliques provenant du coagulant. De nombreuses techniques sont offertes aux spécialistes pour réaliser le conditionnement des boues en vue de leur deshydratation ; les principales sont les suivantes :

- épaississement physico-chimique puis deshydratation
- récupération de l'hydrate métallique par acidification.

Souvent la concentration des boues dépasse le taux normalement admis pour rejet en rivière (200 à 1000 g/m³).

Par conséquent cela nécessite un traitement.

V_b - Code des eaux Algériennes

Se referer au titre IV chapitre I du journal officiel
de la Republique Algerienne du 19 juillet 1983.

CHAPITRE VI

CALCUL ECONOMIQUE

Estimation du coût du mètre cube d'eau traitée pour une station de traitement d'eau potable.

Il faudrait donc évaluer :

- Le coût d'investissement
- les frais d'exploitation

1)- Coût d'investissement

Il se compose du :

- coût de Génie Civil
- coût des équipements

on a :

$$I = I_{gc} + I_{eq}$$

I : Investissement total

I_{gc} : Investissement Génie Civil

I_{eq} : Investissement équipements

$$\cdot \text{ Coût des équipements } I_{eq} = 7,210^6 \text{ DA}$$

. Coût du Génie Civil

Le coût des travaux de Génie Civil représente les 2/3 du coût de l'équipement.

$$I_{gc} = \frac{2}{3} I_{eq} = 4,810^6 \text{ DA}$$

. Les frais d'investissements totaux s'élèvent à :

$$I = 1210^6 \text{ DA.}$$

2)- Les frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont composés de :

- frais de main d'oeuvre
- frais d'énergie
- frais dûs aux produits chimiques

. Frais de main d'oeuvre

Nous prévoyons pour la station

- un technicien
- quatre ouvriers

Le technicien sera payé à 4000 DA et les autres ouvriers à (4 X 2000DA).

Les frais de main d'oeuvre annuels seront :

$$4000 + 4 \times 2000 = 12\ 000 \text{ DA}$$

. Frais d'énergie

Ils seront calculés à l'aide de l'expression suivante :

$$F_{ie} = p_u \times E_c$$

p_u = prix unitaire du Kw
 $p_u = 0,30 \text{ DA}$

E_c = Energie consommée par la station de traitement.

E_c est estimée à 1 Kw.h/m^3 soit :

$$20\ 000 \times 24 \times 1 = 4810^4 \text{ Kw/j}$$

les frais d'energie seront de :

$$0,30 \times 4810^4 = 14,410^4 \text{ DA}$$

Frais dûs aux produits chimiques : ~~10,80~~ 10^5 DA

Les frais d'exploitation seront de : ~~1,20~~ 10^6 DA

. Taux d'inflation et d'actualisation

$i = 15 \%$ (Taux d'inflation)

$a = 5 \%$ (Taux d'actualisation)

Les frais d'amortissement F_m sont déterminés par l'expression

$$F_m = \frac{I}{D} \text{ DA}$$

I : Investissements en DA

D : durée de vie (temps d'amortissement) = 20 ans

$$F_m = 610^5 \text{ DA}$$

le coût total est : $F_{ex} + F_m = 1,2010^6 \text{ DA} + 610^5 \text{ DA} = 1,8110^6 \text{ DA}$

Le coût total actualisé sera calculé selon l'expression :

$$C_a = c \frac{(1+i)^n}{1+a}$$

$$C_a = \frac{c}{1,05} (1,15)^n$$

Soit S le coût total actualisé

$$S = \sum_{n=0}^{n=21} \frac{C}{1,05} (1,15)^n$$

$$S = \frac{C}{1,05} \sum_{n=0}^{n=21} (1,15)^n$$

$$S = \frac{1,810^6}{1,05} (1 + 1,15 + \dots + (1,15)^{21})$$

$$S = 21,5010^7 \text{ DA}$$

Le coût du mètre cube d'eau traitée sera égal à :

$$C = \frac{21,510^7}{365 \times 20\ 000 \times 20} = 1,47 \text{ DA}$$

$$C = 1,45 \text{ DA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

1)- Degrilleur

$$\begin{aligned} S &= 2,40 \text{ m}^2 \\ L &= 0,60 \text{ m} \\ H &= 0,50 \text{ m} \\ \Delta H &= 0,03 \text{ m} \end{aligned}$$

2)- Debourbeur

$$\begin{aligned} t_s &= 1 \text{ h} \\ v &= 2 \text{ m/h} \\ L &= 36 \text{ m} \\ l &= 12 \text{ m} \\ H &= 2 \text{ m} \\ \Delta H &= 0,03 \text{ m} \end{aligned}$$

3)- Mélangeur rapide

$$\begin{aligned} t_s &= 2 \text{ mn} \\ L &= 3 \text{ m} \\ l &= 1,80 \text{ m} \\ H &= 2,50 \text{ m} \\ a &= 1,30 \text{ m} \\ b &= 0,70 \text{ m} \\ W &= 5 \text{ m/s} \\ v_r &= 3,75 \text{ m/s} \\ \Delta H &= 0,15 \text{ m} \end{aligned}$$

4)- Flocculateur

$$\begin{aligned}t_s &= 20 \text{ mn} \\L = l &= 7,50 \text{ m} \\H &= 2,50 \text{ m} \\a &= 7 \text{ m} \\b &= 0,60 \text{ m} \\W &= 0,50 \text{ m/s} \\v_r &= 0,37 \text{ m/s} \\\Delta H &= 0,20 \text{ m}\end{aligned}$$

5)- Décanteur

$$\begin{aligned}t_s &= 2 \text{ h} \\L &= 36,60 \text{ m} \\l &= 9,10 \text{ m} \\H &= 2,50 \text{ m} \\\Delta H &= 0\end{aligned}$$

6)- Filtre

$$\begin{aligned}v &= 6 \text{ m/h} \\L &= 11,70 \text{ m} \\l &= 3 \text{ m} \\H &= 3 \text{ m} \\\Delta H &= 0,10 \text{ m}\end{aligned}$$

7)- Bassin de désinfection

$$\begin{aligned}t_s &= 30 \text{ mn} \\H &= 2 \text{ m} \\L = l &= 14,20 \text{ m}\end{aligned}$$

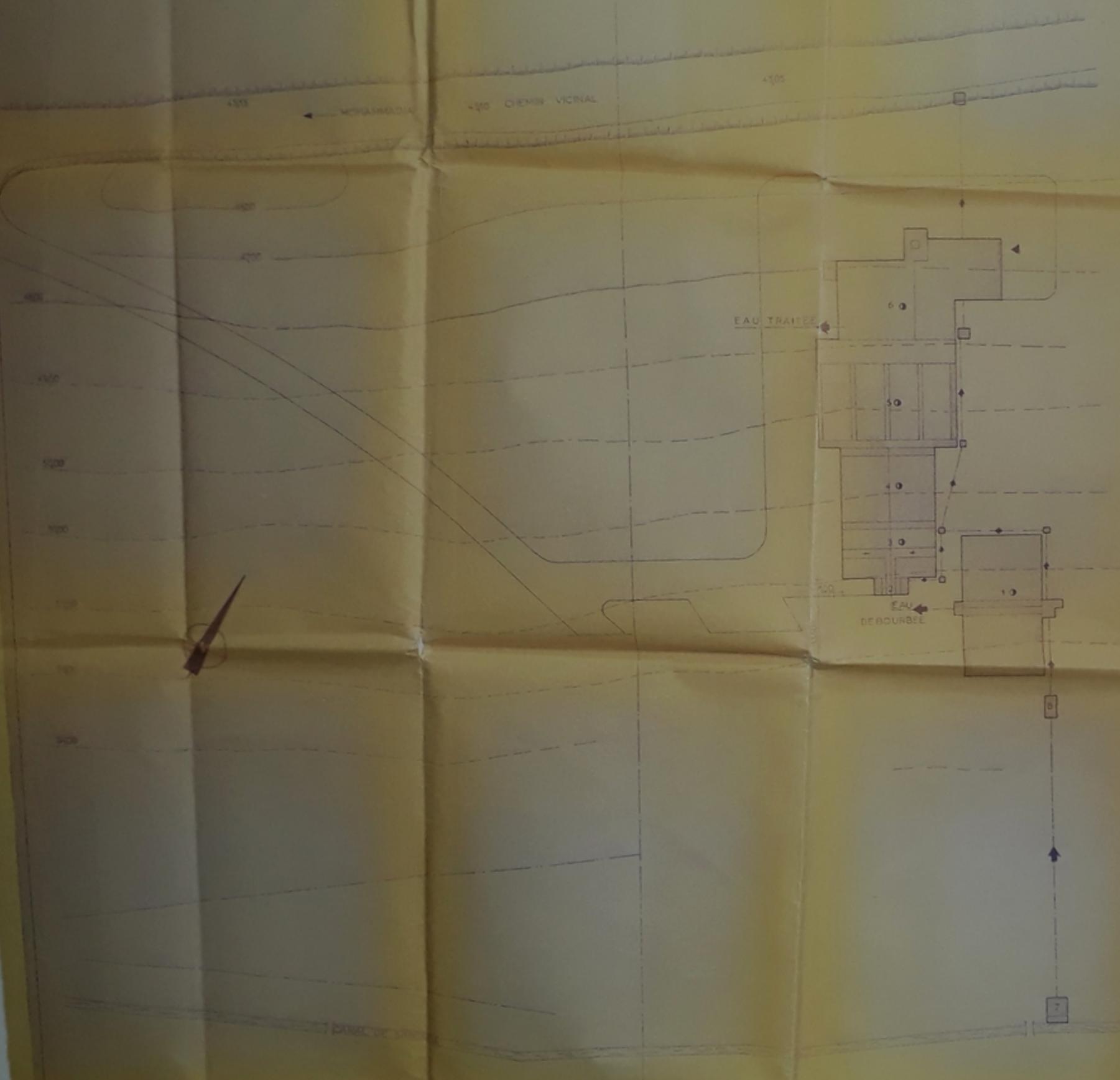
NOTATION PRINCIPALE

q : debit de l'effluent	$L^3 T^{-1}$
S : section horizontale	L^2
V : Volume	L^3
L : Longueur	L
l : largeur	L
c : coefficient de colmatage	
H : Hauteur	L
v : vitesse de l'eau	LT^{-1}
d : diamètre	L
X : nombre d'agitateurs	
λ : coefficient caracteristique des agitateurs	
a : longueur de la lame	L
b : largeur de la lame	L
R_e : nombre de reynolds	
R : rayon hydraulique	L
ν : viscosité cinématique	$L^2 T^{-1}$
u : coefficient de contraction	
μ : viscosité dynamique de l'eau	$p_a \cdot S^{-3}$
p : masse volumique de l'eau	ML
λ_{q0} : coefficient dépendant du nombre de reynolds et du coefficient de vitesse	
ξ : coefficient de perte de charge	
ΔH : perte de charge	L
C : côté d'un orifice	L
p : porosité	
γ : coefficient de sphericité	
p_a : puissance d'agitation	Kw
p_m : puissance du moteur	Kw

BIBLIOGRAPHIE

- 1) Cox Charles : 1967 "Technique et contrôle du traitement des eaux" OMS
- 2) Idel'cik : 1968 " Memento des pertes de charge" Eyrolles Paris
- 3) Rodier : 1975 " Analyse de l'eau "Dunoâ
- 4) Fiessinger : 1976 " Errements anciens et connaissances nouvelles" Technique et science municipale
- 5) Kettab A : 1977 " Etude technico-économique du sulfate d'aluminium et des sels ferriques comme agent coagulant à la station de traitement d'eau potable d'Annaba" Thèse d'ingénieur I.N.A. Alger
- 6) Kasri B : 1977 " Etude de la filtration dans la station de traitement d'eau potable de Souk El Djemâa Aïn El Hammam" Thèse d'Ingénieur I.N.A. Alger
- 7) Degremont : 1978 " Memento technique de l'eau " huitième édition.
- 8) EKenfelder WW : 1981 " Gestion des eaux usées urbaines et industrielles " Technique et documentation Lavoisier
- 9) Kettab A : 1981 " Clarification des eaux potables en Algérie par l'utilisation des polymères basiques d'aluminium". Thèse de Docteur Ingénieur E.N.S.G.A./I.N.P.L. NANCY.

- 10) Permo : 1981 "Pratique de l'eau" edition du moniteur
- 11) Thomazeau R : 1981 "Station d'épuration" technique et documentation.
- 12) Devillers : 1981 " Traitement des eaux de consommation"
- 13) Bendjama Amar:1981 " Etude des bentonites Algériennes application à la décoloration des huiles"
Thèse de Magister ENPA.
- 14) Cheval A : 1982 " La désinfection des eaux de consommation"
Paris - Association française pour l'étude des eaux.
- 15) Cebedeau : "le livre de l'eau" Cebedoc volume 2
- 16) Gomella et
Cuerrée : 1982 " les eaux usées dans les agglomérations
Urbaines et rurales" Traitement Eyrolles
- 17) Bonnin J : 1982 " Aide mémoire d'hydraulique urbaine"
Eyrolles.
- 18) Kretzschmar
Alfred : 1982 " Instructions préliminaires de service
pour l'installation de traitement d'eau
de Tiaret" Wabag Wasserreinigungsbau
- 19) Bechac-Boutin -
Mercier : 1983 " Traitement des eaux usées" Eyrolles
- 20) Bontoux Jean: 1983 "Coagulation-floculation" Cebedeau n° 473
- 21) Documents E.N.F.R.



① POINTS DE SONDE

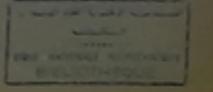
- LEBORDER
- LIMONIER
- EPURATEUR
- COAGULATEUR
- LEBORDER A SABLE

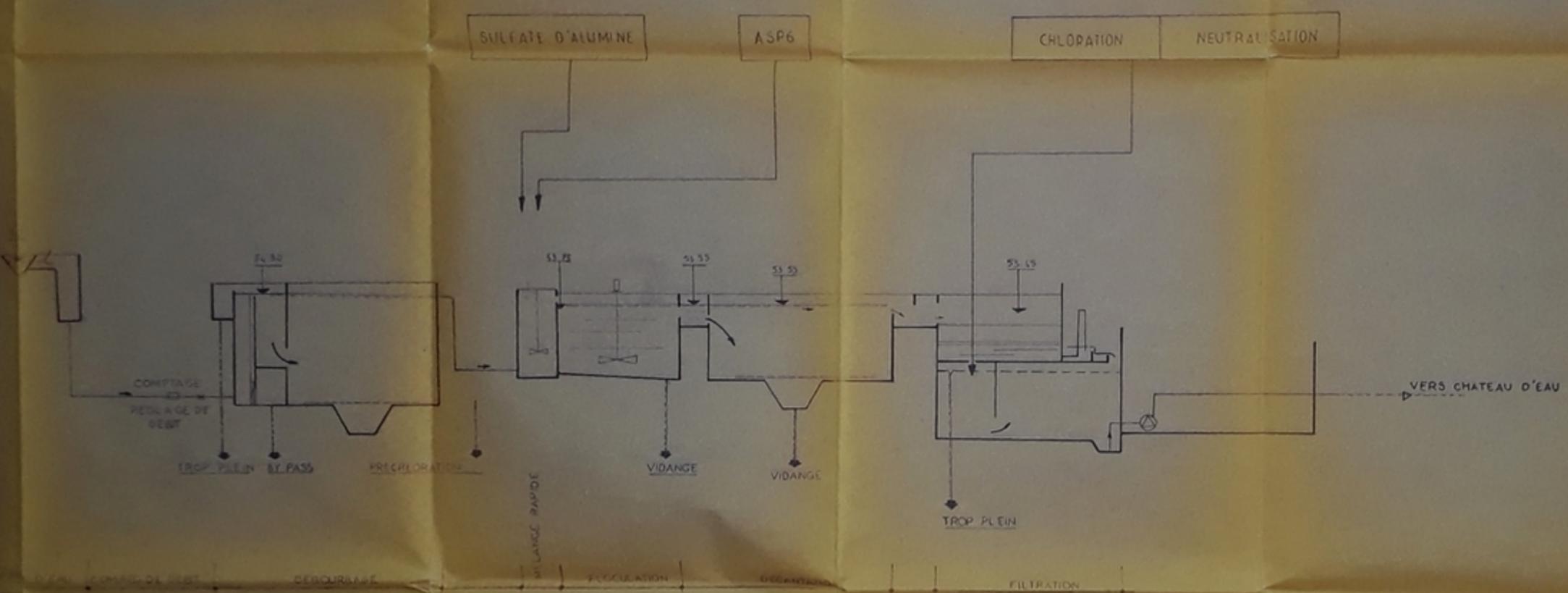
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DE GENIE DE L'ENVIRONNEMENT
 TRAITEMENT DES EAU POTABLES
 A MOHAMEDIA
**IMPLANTATION DE LA
 STATION**

DATE: / /

PLANCHE N°1

PE 003/85





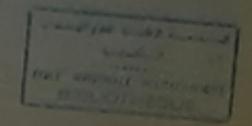
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 D'INGENIEUR DE L'ENVIRONNEMENT
 TRAITEMENT D'EAU POTABLE A
 MOHAMMADIA

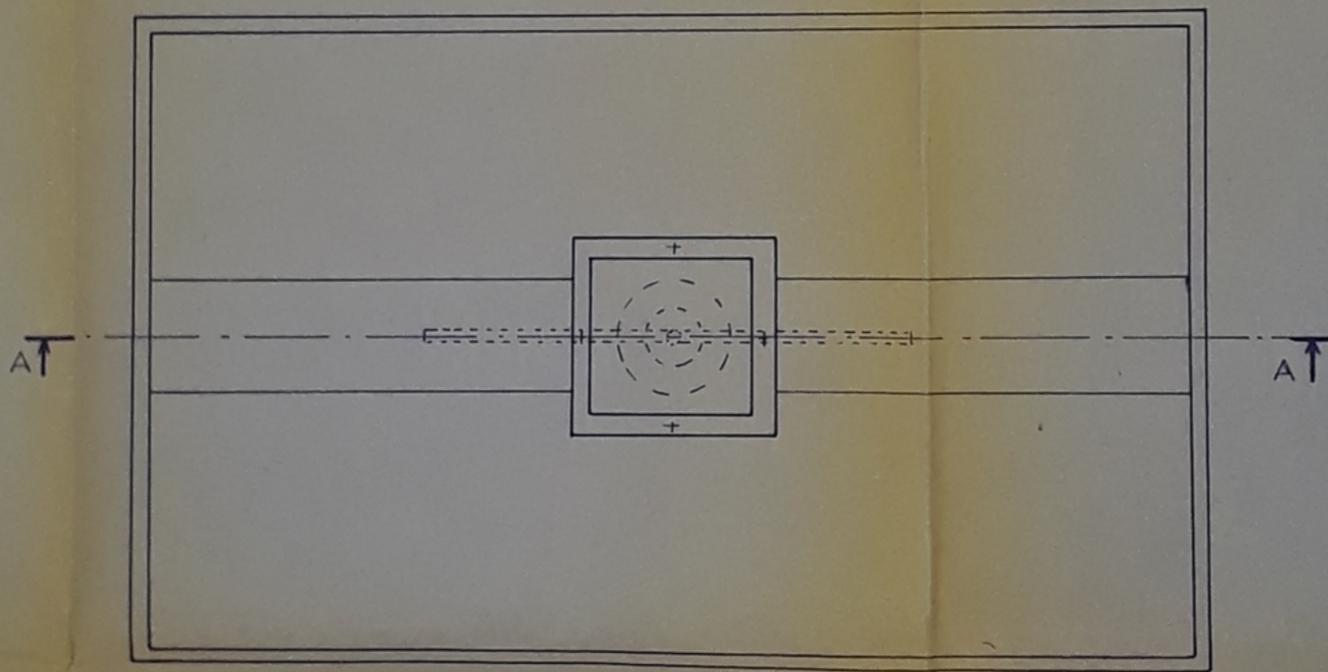
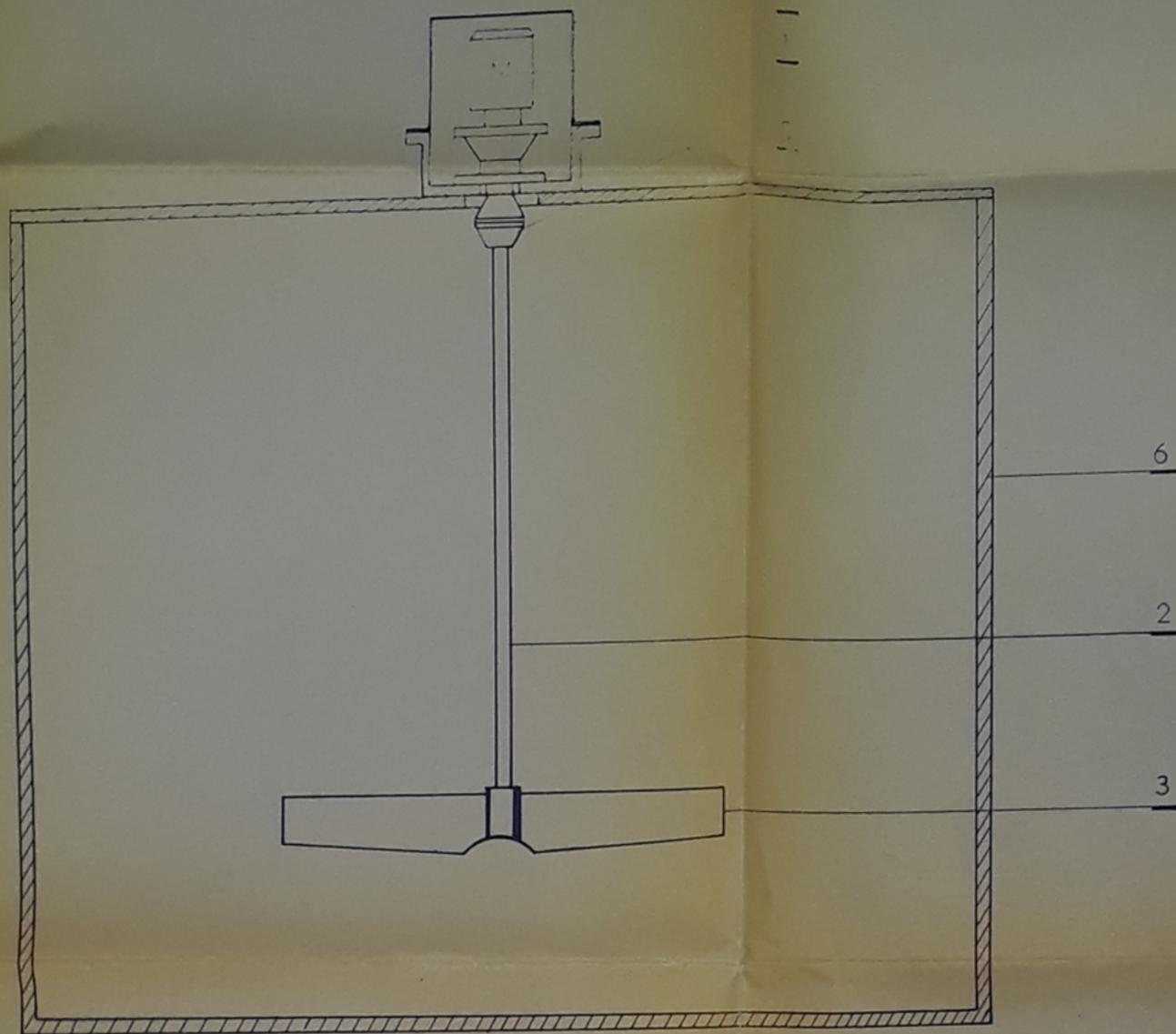
PROFIL HYDRAULIQUE Echelle 2/500

Dessiné par M^{re} YEDDOU NACERA

PLANCHE N°2

PE 003/85





- 1 - MOTEUR D'ENTRAÎNEMENT
- 2 - TIGE DE L'HELICE
- 3 - PAL'E
- 4 - GARDE CORPS
- 5 - ACCOUPLEMENT
- 6 - BASSIN DE COAGULATION

PE 009/85

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 D'ÉNGENIEUR DE L'ENVIRONNEMENT
 TRAITEMENT D'EAU POTABLE
 A MOHAMMADIA

MELANGEUR
 RAPIDE

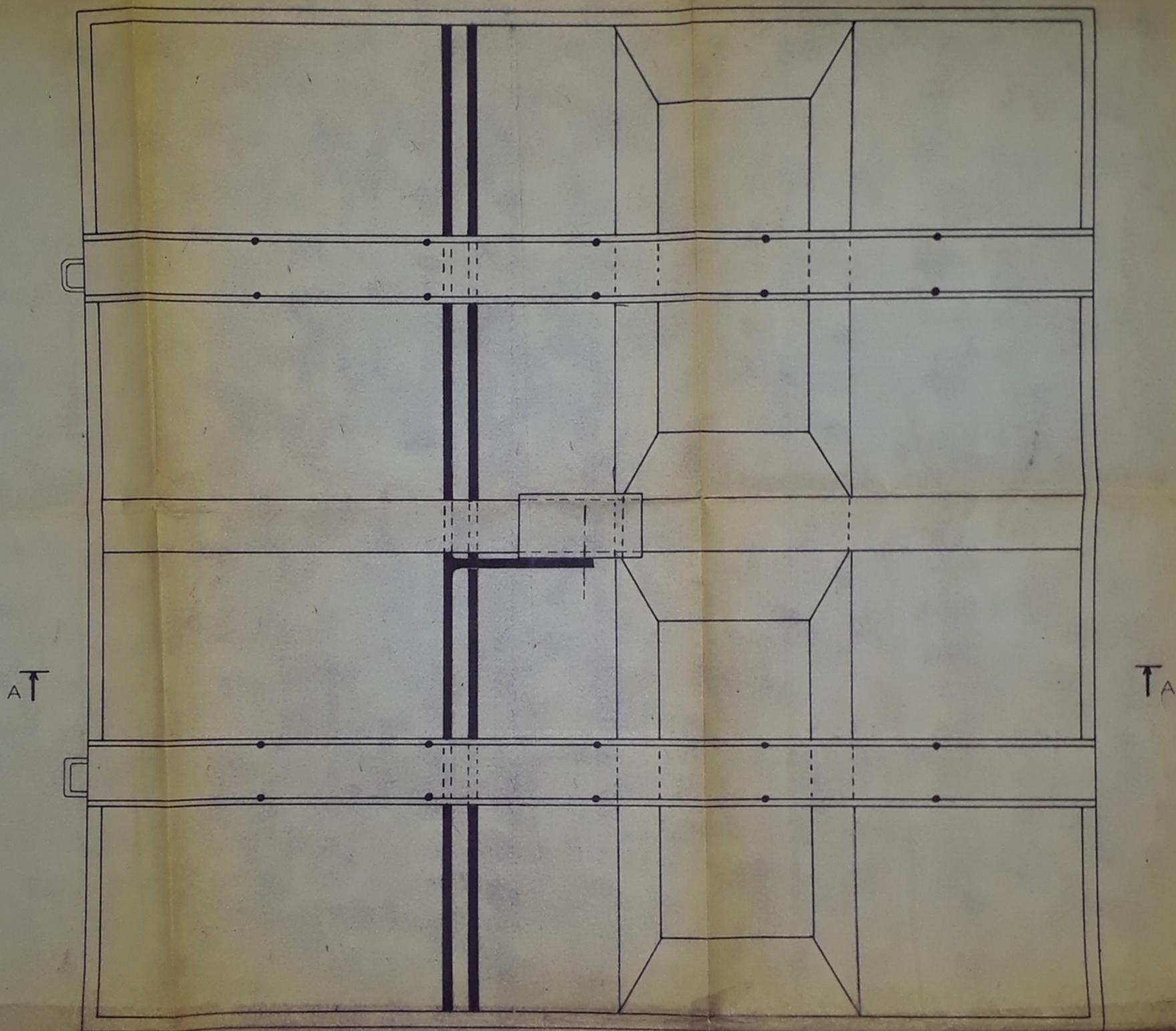
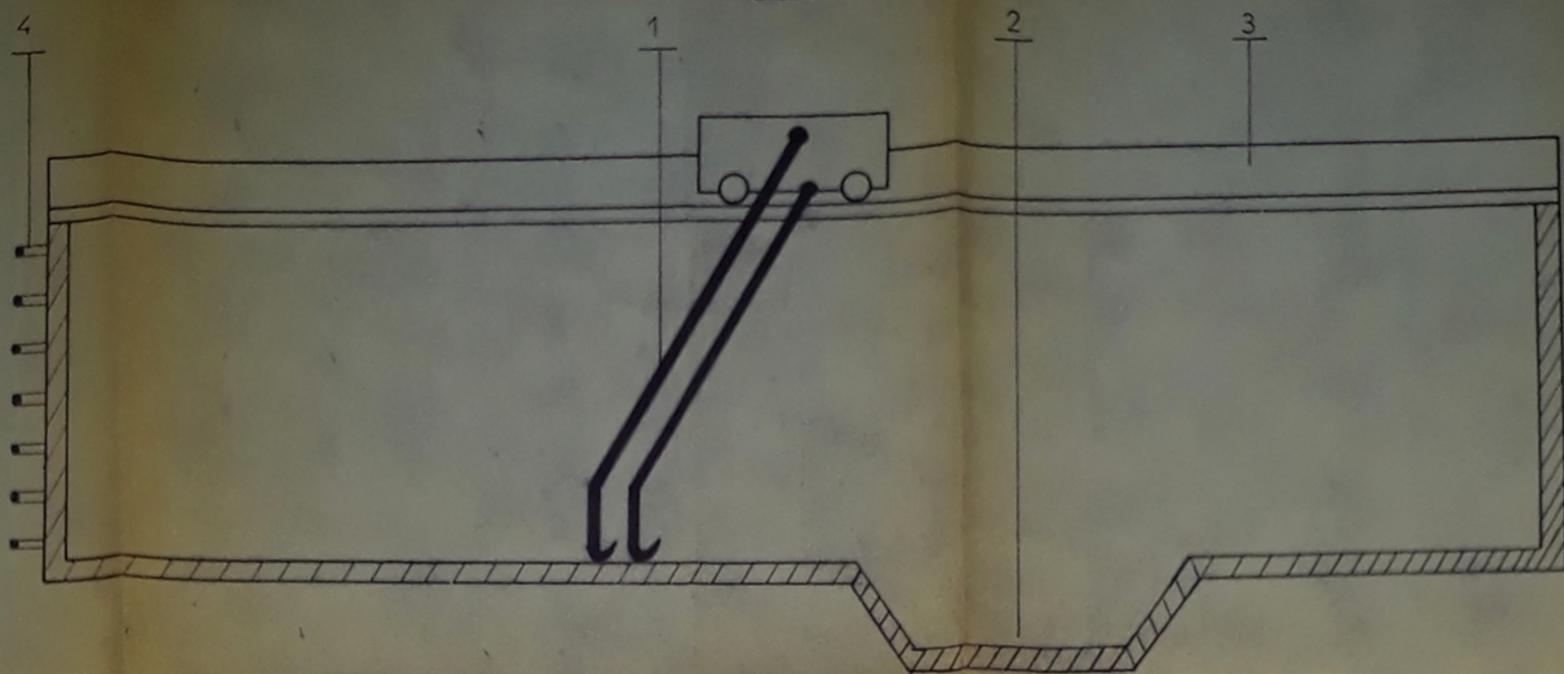
Echelle 1/300

Dressé par M^{lle} YEDDOU Nacera

PLANCHE N° 3

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
 الكائنات
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

COUPE AA



- 1. RACLEUR
- 2. FOSSE À BOUE
- 3. GARDE CORPS
- 4. Echelle.

PE 009/85

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

D^g.GENIE DE L ENVIRONNEMENT

TRAITEMENT D EAU POTABLE
A MOHAMMADIA

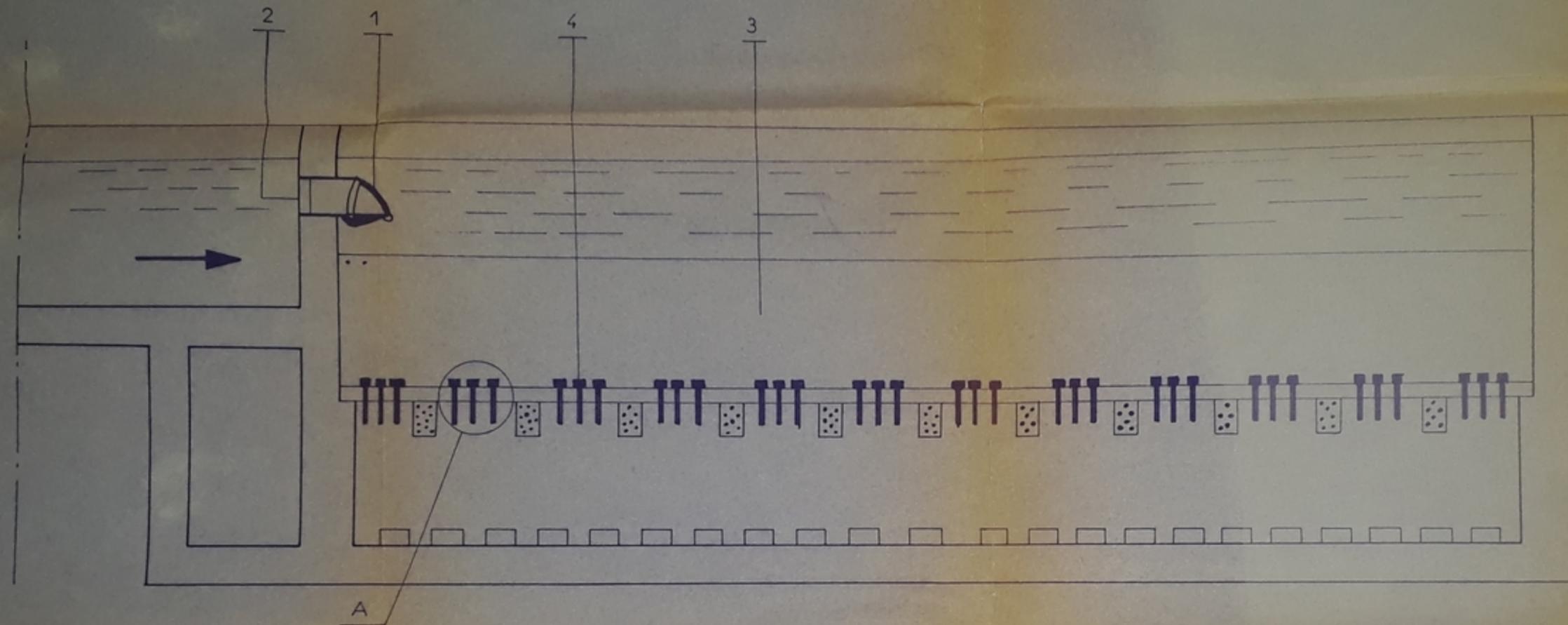
الجامعة الوطنية للعلوم الهندسية
الكتبية
DECINTEUR
BIBLIOTHEQUE

Echelle : 1/120

Dresse Par M^{lle} YEDDOU Nacera

PLANCHE N° 4

PE 009/85

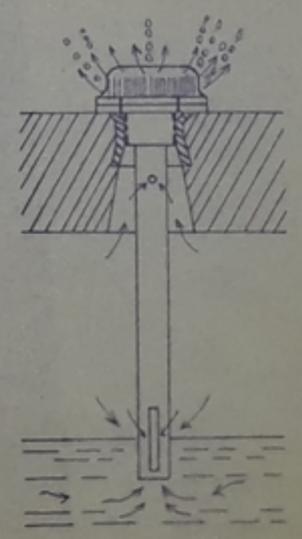


- 1- clapet d'entrée d'eau à FILTERER
- 2- Orifice calibre
- 3- Matériau Filtrant
- 4- Buselure

DETAIL A

Buselure en période de lavage de filtre à l'air et à l'eau

DETAIL A



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
D ^{ep} GENIE DE L'ENVIRONNEMENT	
TRAITEMENT D'EAU POTABLE à MOHAMMADIA	
FILTRE	Echelle 1/36
DRESSE par	Melle YEDDOU Nacera

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
 PLANCHE N°5
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

