

Société Coopérative de
l'Association des Elèves des Ecoles Spéciales
de l'Université de Liège.

HYDRAULIQUE

APPLIQUEE



Notes publiées avec l'autorisation de Monsieur le Professeur CAMPUS

IMPRIMERIE LITHOGRAPHIE

AUG. PHOLIEN

57, RUE SUR LA FONTAINE, 57

LIÈGE

Cours d'hydraulique appliquée et d'hydraulique fluviale

II^{me} sem
1962

1^{ère} Partie.

Boues et us
sédimentaires
- en cours à
Géologie 1962
(G. J. J. J.) 2^{es}
Boire

Notions d'hydrologie

Chapitre I

Les eaux météoriques et de surface

§ 1 - Cycle naturel de l'eau.

Les eaux recouvrant environ 65% de la surface du globe, leur surface est donc étendue. La profondeur moyenne des mers est faible et ne dépasse pas 4700 m. environ. Rapportée à la surface du globe, elle atteint 3000 m. En assimilant la terre à une sphère de rayon égal à 6.371 Km, on voit que le rapport de la pellicule superficielle d'eau à la sphère solide est de 0,00047 en épaisseur et 0,0014 environ en volume, donc relativement faible. En valeur absolue, cela constitue cependant une masse énorme d'eau à laquelle s'ajoute celle beaucoup moindre des eaux continentales (lacs, cours d'eau, glaciers) et la vapeur d'eau atmosphérique. Les effets de cette masse d'eau et son influence sur la vie du globe sont considérablement multipliés par le cycle incessant de transformation de l'eau sous l'effet de l'énergie solaire: évaporation de l'eau des océans, transport éolien, précipitation et retour à l'océan par ruissellement.

§ 2. Pluviométrie.

Le poids spéc. de l'air sec est de 1,293 gr. à 0° C. Mais par suite de la présence de l'eau superficielle, l'atmosphère contient de la vapeur d'eau, dont la quantité dépend de la pression de vapeur correspondant à la température ambiante. L'air est saturé d'humidité lorsque la pression de la vapeur d'eau est celle de vaporisation.

On appelle humidité absolue le poids en grammes de vapeur d'eau par

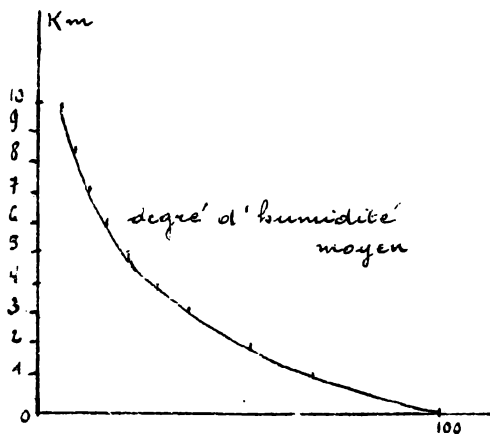
m^3 d'~~eau~~ saturé, il est pratiquement égal à la pression de vaporisation exprimé en m.m de Hg.

L'humidité spécifique est le même poids en grammes rapporté à 1 Kg d'air humide saturé.

Température.	-20°	-15°	-10°	-5°	0°	+5°	+10°	+15°	+20°	+25°	+30°
Humidité absolue	0,94	1,34	2,15	3,16	4,57	6,51	9,14	12,67	17,36	23,52	31,51
Humidité spécifique.	0,77	1,19	1,76	2,59	3,75	5,34	7,51	10,43	14,33	19,47	26,18

L'humidité relative est le rapport de la quantité de vapeur d'eau réellement contenue dans l'air à celle qui correspond à la saturation.

Le degré d'humidité de l'air décroît des côtes vers l'intérieur, de l'équateur vers les pôles et de la surface de terre vers les couches extérieures de l'atmosphère, qui sont plus froides (diminution de $0,6^\circ$ à $0,7^\circ$ C par 100 m d'ascension). Donc à une certaine hauteur au-dessus du sol, l'air est nécessairement saturé, en dessous l'humidité relative décroît; au-dessus l'humidité absolue diminue



En désignant par 100 le degré d'humidité à la surface du sol, le degré d'humidité moyen comporte à diverses altitudes.

altitude	0	1	2	3	4	5	6	7	8	Km
Humidité	100	70	49	35	24	17	12	8	6	%.

Donc, la couche atmosphérique de 2000 m d'épaisseur à partir du sol contient plus de moitié de l'humidité atmosphérique

totale; la couche de 6,5 km d'épaisseur en contient près de 90%.

L'air des mers tropicales se charge donc fortement d'humidité; les vents résultant des différences de pression et des températures atmosphériques entraînent ces masses d'air saturées d'humidité vers les régions plus froides et les continents. Le refroidissement des masses d'air saturé donne lieu à la formation de nuages et aux précipitations de pluie, grêle et neige.

Ils résultent des données qui précèdent que les pluies se forment surtout par les mouvements ascendants de l'air atmosphérique, soit que

dans une zone cyclonique - ou de basse pression l'air prend un mouvement ascendant ou que les vents soient relevés aux abords d'un versant. Ainsi, le versant d'une chaîne exposé aux vents dominants reçoit plus de pluie que l'autre.

Les quantités de pluie tombant en un endroit dépendent de la distance à la mer, de l'altitude et de sa disposition par rapport à une chaîne de montagne croisant la direction des vents dominants. L'influence de la nature de la surface du sol est locale et peu sensible.

Il semble établi que les précipitations sont plus grandes dans les régions forestières (5 à 10 %) que dans les régions dénudées; par contre les arbres retiennent une partie de la pluie et la quantité qui atteint le sol est réduite de 12% en moyenne pour la superficie totale des grandes forêts, mais qui peut atteindre des valeurs beaucoup plus élevées pour les faibles pluies et des surfaces peu étendues à plantation serrée. Elle varie d'après les essences et l'intensité des pluies de 20 à 60%, en moyenne 30.

Les données pluviométriques intéressant l'ingénieur sont, pour un lieu ou une région :

la hauteur totale annuelle d'eau tombée (en mm), moyenne et maximum
les hauteurs mensuelles d'eau tombée (en mm, moyennes et maxima mensuels.

la plus forte pluie connue et sa durée, éventuellement les plus fortes chutes journalières.

1 année = 365 x 24 heures = 8780h. $\frac{Ha}{8780} = 0,000114 \text{ Ha mm/heure}$ hauteur totale annuelle

$\frac{0,000114 \times 10000}{0,3600} \text{ Ha} = 0,0003166 \text{ Ha l/sec/ha}$ Ha en mm

$= 0,3166 \text{ Ha l/sec/ha (1)}$ Ha en m

$= 31,66 \text{ Ha l/sec/Km}^2 \text{ (2)}$ Ha en m car Km² = 100 donc (1) = 100(1).

$= 0,03166 \text{ m}^3/\text{Km}^2 \text{ (3)}$ Ha en m. Km² = 100 ha et m³ = 1000 l

Soit Ha la hauteur totale annuelle, elle correspond à 0,000114 Ha mm/heure d'ici (4=0); ou 0,0003166 Ha l/sec/ha en moyenne.

on peut de même opérer sur les hauteurs mensuelles ou relatives à une durée quelconque. Une hauteur h mm tombée pendant un

temps t (en heures) correspond à $\frac{h}{t}$ mm/h et $2,78 \frac{h}{t}$ l/sec/ha.

Notamment, une hauteur journalière H_j correspondant à $\frac{H_j}{24}$ m/m/h
 = $0,0416 H_j$ mm/h = $0,116 H_j$ l/sec/ha.

Les plus grandes hauteurs de pluies annuelles se rencontrent en Europe partout où les vents humides doivent franchir une chaîne élevée (Norvège, Weige, Écosse) ainsi, on note à Bergen en moyenne 2253 mm, à Seathwaite (Monts Combricus ?) 3687 et jusqu'à 4812 mm dans une station (Stye. Fan) de ces montagnes.

Le tableau suivant d'observations faites en Alsace en 1880 montre l'influence de l'altitude.

	Cernoy	Thann	Willer	St. amarin	Wesserling	Odern	Wildenstein
alt.	275 m	335	385	403	427	460	570
Pluie.	820 mm	970	1420	1450	1630	1930	2520.

Les plateaux donnent moins de pluies que les chaînes (Stavelot 936 m/m) les versants opposés aux vents reçoivent le moins de pluies: région parisienne, vallée de l'Allier, vallée du Rhin au N. de Hanauheim etc.

Les hauteurs annuelles moyennes de pluie sont pour

<u>Louvain, Malines</u>	700	<u>Paris</u>	483	<u>Petrograd</u>	448
Anvers	690	<u>France (moy)</u>	760	Riga	532
Bruges	720	<u>Athènes</u>	382	Allemagne en moyenne	660
<u>Bruxelles</u>	700	Cracovie	637	maximum en Westphalie	
Charleroi	820	Lemberg	680	et dans le Harz, > 1000	
<u>Gand</u>	800	Varsovie	577	et jusqu'à 1300 m/m	
<u>Liège</u>	740	Vienne	560		
Verviers	785	<u>Prague</u>	389	Moyenne pour l'Angleterre	862 m/m.
<u>Belgique (moyenne)</u>	750.	<u>Milou</u>	967		
		Rome	785		
		<u>Trieste</u>	1101		

Les années les plus sèches fournissent environ 0,60 de la moyenne, les plus humides 1,50; les années sèches et humides semblent se succéder par périodes ou variations séculaires assez mal définies.

La répartition des pluies annuelles est variable, elle se répartit en Alle

magne suivant les saisons de la manière suivante :

Hiver	Printemps	Été	Automne	%
18	22	36	24	

On a constaté aussi dans le bassin de la Seine que la quantité de pluie du semestre chaud (1^{er} mai - 30 oct.) dépasse la moitié celle du semestre froid, mais d'après les observations de l'observatoire de Montsouris, les maxima se produisent en mai-juin et en septembre-octobre, avec une diminution en juillet-août. En Allemagne, il semble au contraire que la pluie croisse de mai à juillet pour redescendre en août et septembre, avec une recrudescence en octobre. On peut considérer que le maximum mensuel ne peut dépasser le tiers de la moyenne annuelle.

Il faut encore observer que dans un même pays ou région, les valeurs locales peuvent différer considérablement de la moyenne, surtout lorsque les variations d'altitude sont grandes.

Remarquons aussi que les hauteurs annuelles correspondent à de très faibles précipitations moyennes instantanées, puisque la moyenne des régions européennes occidentales d'environ 700 m/m correspond à :

$$0,08 \text{ m/m/h} \quad \text{ou} \quad 0,222 \text{ l/sec/Ha.} =$$

Un élément important, surtout au point de vue agricole, est celui de la fréquence des pluies, qui dans nos régions semble varier peu de janvier à juin, décroître en juillet et août, remonter jusqu'en octobre-novembre (maximum) pour redécroître ensuite jusqu'en janvier. On peut en déduire des courbes de probabilité des pluies.

En même temps que par la fréquence ou durée les pluies se caractérisent par une intensité variable, qui intéresse davantage l'ingénieur, car ce sont les fortes pluies qui donnent les plus gros débîts instantanés. L'intensité des pluies varie avec les régions.

Dans le midi de la France et en été dans nos régions, les pluies sont courtes et violentes ; le long des côtes de l'atlantique et de la mer du Nord, il y a souvent des pluies de très grande durée et faible intensité. Les très grandes intensités ont généralement de très courte durée. Pour nos régions, le tableau suivant, bien que d'origine allemande, peut fixer les idées.

Variation du degré moyen de l'humidité de l'air suivant l'altitude.

altitude	0	1	2	3	4	5	6	7	8	Km
Humidité	100	70	49	35	24	17	12	8	6	%.

Variation de la hauteur de pluie annuelle suivant l'altitude (Alsace 1880)

Loc.	Cernay	Thann	Willer	Stammarin	Wesseling	Edern	Wildenstein	
alt.	275	335	385	403	427	460	570	m
Pluie.	820	970	1420	1450	1630	1930	2520	m/m

Hauteurs annuelles moyennes de pluie en Europe occidentale (en m/m)

Louvain } 700	Verviers	785	Allemagne	660	Milan	967	Petrograd	448
Malines } 690	Stavelot	936	(maxim. en West-		Rome	785	Scrague	389
Bruges } 720	Belgique	750	phalie et dans		Cracovie	637	Pilsen	503
Bruxelles } 700	Paris	483	le Harz, > 1000 et		Lemberg	680	Trieste	1101
Charleroi } 820	France	760	jusqu'à 1300 m		Varsovie	577	Bergen (Nor)	2253
Sand } 800					Riga	532	Seathwaite (Ecosse)	3687
Liège } 740	Angleterre	862	Athènes	382			Stye. Pan (Ecosse)	4812
			Vienne	560				

Répartition des pluies suivant les saisons (Allemagne)

Hiver	Printemps	Été	Automne.	%.
18	22	36	24	
40		60		

Variation de l'intensité des pluies avec la durée (maxima)

Durée en ' :	1	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	
Hauteur de pluie :	3,5	3,1	2,5	2,6	2,3	1,9	1,4	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5	mm/'
Débit spécifique de pluie :	533	576	466	433	383	316	233	166	150	133	116	83	l./sec./ha

Pluies exceptionnelles

Bruxelles	1839	3 heures	413 m/m	37,7 mm/h	105 l./sec./ha
Marseille	1872	2 heures	240 m/m	120 mm/h	330 l./sec./ha
Paris	1867	20 min.	41 m/m	123 mm/h	342 l./sec./ha

Débits spécifiques maxima moyens pour de petits bassins en Europe.

(ruissellement en l./sec./ha)

Longueur du canal	de montagnes (1)		Bassin de collines		de plaine	
	de boisé	boisé	de boisé	boisé	de boisé	boisé
< 1 Km	80	40	66	33	40	20
2 Km	70	35	58	29	35	18
4 "	60	30	45	23	30	15
8 "	40	20	30	15	20	10
12 "	30	15	23	12	15	8
16 "	20	10	15	8	10	5
> 16 "	10	5	8	4	5	3

(1) Sous des pentes très abruptes et du terrain rocheux, augmenter les valeurs d'un quart.

Durée en'	1	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180
Hauteur de pluie en m/m/'	3,5	3,1	2,8	2,6	2,3	1,9	1,4	1,00	0,9	0,80	0,7	0,5

Les très fortes pluies de très courte durée n'ont pas d'importance, mais selon le climat, la nature du sol et d'autres circonstances locales que nous étudierons dans la suite; les maxima de pluie journalière ou de forte pluie de quelques heures peuvent être déterminants.

Dans nos régions, on doit considérer 75 mm par jour comme une limite moyenne, la quantité de 100 mm par jour peut être atteinte ou dépassée, mais très rarement et à de très grands intervalles sensib. - t. il. Dans les régions moyennes de montagnes, cette quantité s'élève à 150 m/m pour atteindre aux très grandes altitudes jusque 280 m/m (St. Gotthard).

Remarquons qu'une pluie de 75 m/m par 24 heures correspond à 3,125 m/m par h en moyenne ou 8,7 lit/sec./ha., quantité d'eau déjà très appréciable. Mais cette quantité peut être largement dépassée par les fortes pluies de courte durée, on cite une pluie de 3 heures à Bruxelles, en 1839, de 113 m/m, soit 37,7 m/m h et 105 litre/sec./ha, une pluie de 2 heures à Marseille, en 1871, de 240,0 m/m ou 120 m/m h et une pluie à Paris en 1867, de 20' de 41 mm soit 123 mm/h.

Les hauteurs de pluie tombée se mesurent par les pluviomètres, dont il existe de nombreux types plus ou moins perfectionnés mais basés tous sur le même principe: un entonnoir évasé reçoit les pluies et les conduit par une ouverture étroite dans un récipient clos.

Il faut surtout éviter les pertes. (formes de l'entonnoir, évaporation évitée par une couche d'huile etc.). Les lectures se font par des échelles graduées, des tubes gradués (vases communicants) ou par pesée. Pour recueillir la neige, on emploie des appareils spéciaux de plus grande surface. On construit enfin des pluviomètres enregistreurs très utiles pour révéler les intensités instantanées.

Les pluviomètres doivent être installés aux endroits particulièrement intéressants et pas trop dispersés. L'emplacement a beaucoup d'influence, il doit être assez découvert, pour ne pas faire obstacle à la réception

de la pluie, et pas trop pour éviter l'influence très sensible du vent. Il est donc recommandable d'entourer le pluviomètre d'une palissade assez élevée et spacieuse. Les pluviomètres sont utiles surtout dans les vallées supérieures des cours d'eau torrentiels et près des crêtes de partage.

§ 3. Evaporation

Les pluies proviennent des eaux dont l'atmosphère se charge par évaporation; une partie des eaux tombées sous forme de pluie sur le continent se réévapore. D'après Gritsche, le cube annuel total de pluie de 465.300 Km³ correspondant à 910 m/m d'eau provient pour 82% des océans et pour 18% des continents.

L'évaporation d'une surface libre d'eau dépend nécessairement de la température et de l'exposition, notamment du renouvellement de l'air. D'après Dalton, la loi de l'évaporation d'un liquide à surface découverte est

$$P = \frac{KS}{p_0} (F - f)$$

P = poids de liquide évaporé par "

S = surface libre du liquide

F = pression maximum de sa vapeur

f = pression effective

p₀ = pression de l'air

K : un coefficient numérique qui serait constant pour tous les liquides.

(égal pour l'eau et l'alcool)

(Voir Mouret page 24)

Elle peut dépasser notablement la quantité annuelle de pluie tombée (Rome 2462 m/m, Manille 2800, Surin 1103). En France, la quantité varie de 500 à 900 m/m (Nancy 497, Paris 741). En moyenne elle y est supérieure à la quantité d'eau tombée.

Les ingénieurs hollandais admettent une évaporation annuelle de 900 m/m à la surface des canaux ou 2,46 m/m en moyenne par jour. Cette quantité peut être sensiblement dépassée à certains jours et atteindre jusqu'à 7,5 m/m par jour (Canal de l'Emb à Dortmund). Il semble que 10 m/m par jour constitue un maximum absolu et exceptionnel pour les régions tempérées. Les mesures des quantités d'eau évaporées à la surface d'un étang s'opèrent au moyen d'appareils spéciaux

, appelés atmomètres.

On peut dans nos régions compter en moyenne sur 1.000 mm par an, dans les régions méridionales 1.500 et dans les régions équatoriales 3.000. L'évaporation subit des variations journalière et saisonnière très marquées.

Le sol produit aussi une abondante évaporation, les surfaces cultivées le plus, les surfaces incultes moins. Les plantes herbacées : prairies, champs, cultures maraichères évaporent plus que les forêts. On peut considérer que les terrains découverts de nos régions évaporent de 300 à 500 mm d'eau par an.

En considérant que 1 est l'évaporation d'une surface libre d'eau découverte elle devient

0,36	sous bois pour une nappe libre d'eau
0,93	pour une surface de terre découverte
0,35	pour une surface de terre sous bois
0,13	pour une surface sous bois couverte de débris végétaux

Ceci correspond à un sol saturé, pour la période de mai à septembre et une précipitation relative de 0,95. Mais les influences les plus diverses influent sur l'évaporation du sol : nature du terrain, degré d'humidité principalement, exposition, pente, épaisseur de la couche, couverture etc.

Enfin, on doit considérer que les arbres évaporent eux-mêmes environ 30 % de la quantité d'eau tombée pendant la période de végétation, de sorte que les forêts retiennent de l'eau tombée en moyenne

30 % par l'action réceptrice de la couronne

13 % par évaporation du sol.

30 % par exsudation des arbres.

soit au total près de 73 %. Au total, pour un territoire étendu comme la France, l'évaporation atteint en moyenne 55 % environ.

D'après Doussé, pour le bassin de la Seine, elle atteindrait 66 %.

Pour le Mississippi, elle s'élèverait à 75 %.

§ 4. Infiltration.

Une autre partie des précipitations s'infiltrer dans le sol dans une mesure variable avec la nature du sol, sa pente, son degré d'humidité,

, donc la durée de la pluie ; la nature des cultures etc. Les actions qui favorisent l'évaporation sont opposées à l'infiltration. Cependant les forêts sont aversiveuses, principalement dans les vallées à versants très inclinés, parce qu'elles ralentissent beaucoup le ruissellement des eaux et les protègent contre l'évaporation. Elles exercent donc une action régulatrice surtout dans les bassins supérieurs. Le déboisement tarit souvent des sources et augmente la violence des crues. Les effets des forêts en pays de plaine sont très peu sensibles. En été, l'infiltration est faible, même si le sol est sec. L'eau reste retenue en surface par capillarité et s'évapore. Les infiltrations sont beaucoup plus abondantes en hiver, sauf si le sol est gelé. S'il y a de la neige non gelée, la couche isolante de neige protège la surface du sol contre le gel et l'eau de fusion de la neige s'infiltré progressivement ; le dégel s'effectue sans crues violentes. Enfin, l'infiltration dépend de la porosité du sol, c'est-à-dire de son imperméabilité. Le gravier et le sable à grains uniformes ont la plus grande porosité, un mélange de grains de diverses dimensions réduit sensiblement la porosité et surtout l'addition d'argile ; un tiers en volume suffit pour imperméabiliser le sable, une proportion plus forte n'ayant qu'un effet plus d'effet. Le sol vierge absorbe sensiblement plus d'eau que les terrains cultivés, les prairies par exemple, et les forêts encore moins, en terrain horizontal s'entend.

Ses résultats sont très variables d'après les expérimentateurs, les appareils employés s'appellent lysimètres ; on peut considérer :

pour le sable pur sans couche végétale	70 à 80 %.
la tourbe " " "	50 %.
le sable argileux " " "	40 %.
" " " avec couche végétale	30 %.
l'argile cohérente	20 %.

§ 5 Ruissellement.

Une partie seulement de l'eau précipitée ruisselle donc à la surface du sol pour former des ruisseaux d'eau dans les vallées ou être recueillie

par des émissaires. Son importance dépend de l'évaporation et de l'infiltration, donc surtout du climat, de la nature du sol, des cultures, de la pente et de l'étendue du bassin.

Nous étudierons la question du ruissellement d'une manière plus approfondie pour les cours d'eau. Le ruissellement est aussi essentiel dans l'étude des égouts et des assainissements (drainages, assèchements).

Pour les petits bassins, on peut admettre en Europe les valeurs ci-après du débit maximum en litres par " et ha.

Longueur du canal	de montagne		Bassin de collines		de plaine	
	déboisé	boisé	déboisé	boisé	déboisé	boisé
< 1 Km	80	40	66	33	40	20
2 Km	70	35	58	29	35	18
4 Km	60	30	45	23	30	15
8 Km	40	20	30	15	20	10
12 Km	30	15	23	12	15	8
16 Km	20	10	15	8	10	5
> 16 Km	10	5	8	4	5	3

En cas de pentes très abruptes et de roc nu, augmenter les valeurs d'un quart. Les chiffres des 2 colonnes d'une même rubrique sont des extrêmes, on choisira des valeurs intermédiaires d'après le rapport des superficies boisées et non.

Pour les égouts de ville enterrés, on admet une pluie maximum de 100 à 125 l/"/ha, dont 80% arrivent à l'égout, soit 80 à 100 l/"/ha.

Pour des égouts à ciel ouvert, on admet souvent plus, jusque 160 l/"/ha, afin d'éviter des débordements. Toutefois, ces quantités sont des maxima qui diminuent lorsque l'étendue de la surface drainée augmente (20 à 40 l/"/ha pour > 1000 ha).

Les égouts de Seraing sont dimensionnés pour 125 l/"/ha.

Chapitre II

Étude des causes de ruissellement

§ 1. Phénomène du ruissellement et ses effets.

Sous l'effet de la gravité et par suite des propriétés des fluides, les eaux qui tombent à la surface du sol et ne sont ni absorbées ni évaporées se meuvent en suivant les lignes de plus grande pente du sol et tendent donc à se réunir dans les régions les plus basses. Donc, les caractéristiques orographiques d'une région déterminent complètement le mouvement et la répartition des eaux, c'est-à-dire ses caractères hydrographiques.

Il y a entre les cartes orographiques et hydrographiques d'une région des relations forcées de la cause à l'effet.

En conséquence, toute modification artificielle ou naturelle de la surface du sol influe sur les caractères hydrographiques; il importe de ne jamais négliger ce principe, mais de le considérer en toutes circonstances, pour éviter des conséquences fâcheuses des modifications ou pour en retirer même des avantages.

L'eau de pluie tombant en quantité suffisante forme une mince lame d'eau continue à la surface du sol. Le mouvement d'une telle lame est mal connu; il est fortement influencé par les conditions superficielles: frottement, tension superficielle etc. On peut admettre qu'il obéit à la loi de la continuité du débit entre deux lignes de plus grande pente sensiblement parallèles et que la vitesse est simplement proportionnelle à la pente et à une puissance $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur de la lame, pour des valeurs faibles de ces deux quantités.

Si l'on considère donc un plan incliné selon lequel s'écoule une lame mince d'épaisseur h , la pente étant i , la vitesse moyenne est $u = k h^{\frac{2}{3}} i$

La vitesse instantanée est $v = k' h^{\frac{2}{3}} i$

La vitesse moyenne est $\frac{k'i}{b} \int_0^b b^\beta db = \frac{k'i b^{\beta+1}}{b(\beta+1)} = k'i b^\beta$

β est inférieure à 2

Le débit par unité de largeur est $q = k b^{\beta+1} i$ (1)

Si la pluie apporte sur la surface une quantité de pluie q' par unité de surface et de temps, le débit doit aller en augmentant à partir de l'horizontale de crête suivant la loi $q = q'x$ (2) x étant la distance à la crête horizontale.

Donc (1) $\rightarrow b = \sqrt[\beta+1]{\frac{q'}{k} \frac{x}{i}}$ $u = \frac{q'x}{b} = \sqrt[\beta+1]{q' \beta x^\beta k i}$

le profil de la lame est donc une parabole de degré $\beta+1$, tant que b est assez faible et la vitesse croît proportionnellement à $x^{\frac{\beta}{\beta+1}}$

Pour que l'épaisseur de la lame soit constante, il faut que $\frac{x}{i}$ soit constant, ce qui suppose que la surface de ruissellement est un cylindre parabolique du 2^e degré à génératrices horizontales.

Donc $i = \frac{x}{p}$ $b = \sqrt[\beta+1]{\frac{q' p}{k}}$ $u = x \sqrt[\beta+1]{\frac{k q' \beta}{p}}$

la vitesse u croît proportionnellement à x .

Les vitesses d'écoulement laminaires sont généralement faibles, les surfaces sont relativement longtemps en contact avec le sol et se chargent principalement de matières dissoutes, elles en contiennent sensiblement plus que les eaux de pluie. (Phénomène de dissolution). Lorsque les vitesses deviennent plus grandes, soit que la pente soit forte ou que le bassin versant soit étendu, l'érosion commence, c'est-à-dire que la vitesse de l'eau devient suffisante pour que les particules les plus tenues du sol soient entraînées.

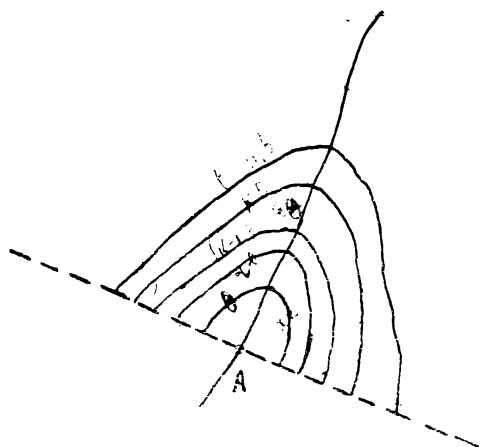
L'eau se concentre dans les petites dépressions, où les vitesses deviennent sensibles et l'érosion plus forte; ainsi s'explique le phénomène du ravinement des pentes et son caractère progressif. Nous arrivons à un second stade d'écoulement, l'eau se rassemble en filets ou petits courants dont le mouvement est régi par des lois qui se rapprochent de celles des courants liquides en canaux découverts,

(3) $\frac{1}{2} x = \frac{1}{2} \sqrt[\beta+1]{\frac{q' p}{k}} x^{\frac{\beta}{\beta+1}}$

d'autant plus que les conditions d'écoulement se rapprochent plus de celles qui correspondent à ces lois. En même temps, les vitesses augmentent et l'érosion devient plus importante; des sables et graviers, même des galets sont entraînés. Enfin, ces filets d'eau se rassemblent en torrents, ruisseaux etc pour aboutir aux grands cours d'eau qui reconduisent ces eaux vers la mer à moins que, cas exceptionnel, elles n'aboutissent dans un étang ou lac sous émissaire à ciel ouvert, d'où elles activent le cycle par évaporation ou souterrainement.

Les effets du ruissellement sont donc décharger l'eau de matières dissoutes et en suspension ou entraînées et de corroder le sol, par enlèvement des matières dissoutes et par entraînement de particules constituantes. Le dernier effet est généralement le plus puissant et peut donner lieu à des accidents et dégâts importants en cas de trombe d'eau: obstruction des voies de communication, dégâts aux cultures et terrains cultivés, etc. En tous temps, il expose les talus en terres meubles à la destruction progressive. Les mesures de précaution à prendre sont: la réduction des pentes par des gradins; la revêtement des talus à forte inclinaison en matériaux peu sensibles à l'érosion (des gazons suffisent le plus souvent), l'établissement des fossés transversaux dans les longs versants de terrain, pour recueillir les eaux qui dévalent avant qu'elles n'aient pris trop de vitesse et de volume, etc.

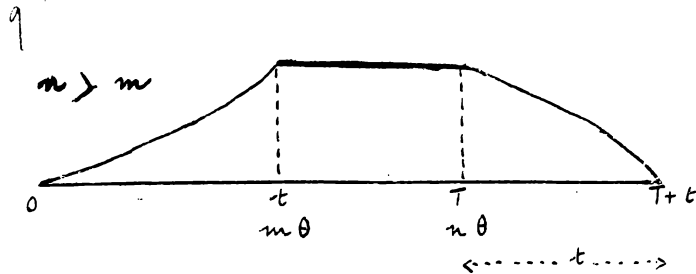
§ 2. Théorie du ruissellement. (d'après M^r Imbeaux)



Supposons un bassin alimentant une rivière jusque jusqu'en un certain point A où l'on observe les débits. La pluie tombée sur le bassin, de h mm par heure s'évapore et s'infiltrer en partie, une fraction (f) ruisselle avec une rapidité caractérisée par le temps t que met pour arriver en A l'eau tombée en un point le plus

éloigné du bassin. D'après ce que nous avons dit, f varie dans le même sens que b et t en sens inverse. $t = m \theta$.

Divisons le bassin en zones d'où l'eau met en même temps $k \theta$ à parve-
nir en A et désignons par Γ_k la surface comprise entre les courbes
 $(k-1)\theta$ et $k\theta$. Si la durée T de la pluie est plus grande que t , le dé-



bit à un instant $x \theta$ quelconque
sera ($T = n \theta$ $n > m$)

de l'époque 0 à l'époque t

$$f_b \sum_0^x \Gamma_k$$

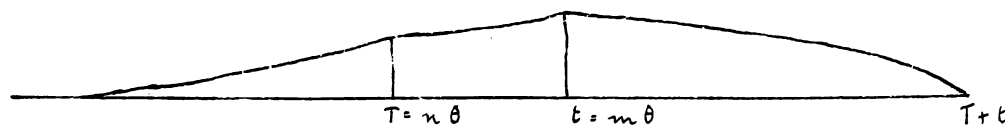
de l'époque t à l'époque T

$$f_b \sum_0^m \Gamma_k = c A_e$$

de l'époque T à $T+t$

$$f_b \sum_{x-n}^m \Gamma_k$$

la courbe des débits a donc l'allure ci-contre.



Si T est inférieur à t (pluie de courte durée) les débits seront

$$(n < m)$$

de l'époque 0 à T

$$f_b \sum_0^x \Gamma_k$$

de l'époque T à t

$$f_b \sum_{x-n}^m \Gamma_k$$

de l'époque t à $T+t$

$$f_b \sum_{x-n}^m \Gamma_k$$

et se reproduiront par une courbe d'allure différente. L'allure des débits
instantanés dépend donc non seulement de f , mais aussi et d'une ma-
nière très sensible de t . Si nous considérons des bassins de même éten-
due et des pluies de même durée et de même intensité dont la même
quantité arrive à la section A, les aires des courbes de ruissellement
sont égales. Donc le débit maximum est moindre et les variations de
débit plus atténuées et progressives. Ces conclusions sont encore renforcées

par le fait, que le coefficient de ruissellement, en général, est d'autant plus faible que la durée du ruissellement est plus grande.

Les phénomènes de ruissellement se produisent surtout dans les terrains imperméables; ces terrains se distinguent par de nombreux cours d'eau de calibres divers, à débits très variables mais dont les valeurs instantanées peuvent être très élevées lorsqu'ils ont un caractère torrentiel correspondant à une faible valeur de t . Les sources sont, par contre, rares et éphémères. Les terrains perméables présentent les caractéristiques inverses: peu de cours d'eau et ruisseaux, mais sources nombreuses et dans les fonds des vallées, au pied des versants perméables.

§ 3. - Coefficient de ruissellement.

On caractérise le ruissellement du bassin d'un cours d'eau, canal, égoût etc par le rapport de la quantité d'eau passant par un point déterminé à la quantité d'eau tombée dans le bassin versant en amont du point considéré. On l'appelle coefficient d'écoulement ou de ruissellement. Selon la théorie sommaire qui vient d'être exposée, c'est la fraction f d'une pluie isolée passant au point considéré. Mais pratiquement, on ne peut déterminer de la sorte le coefficient de ruissellement instantané car, d'une part, il varierait d'une pluie à l'autre, selon l'état du sol et de l'atmosphère. D'autre part, en période de grandes pluies, qui est la plus intéressante, par suite de la succession des pluies et de la durée du ruissellement, il n'est pas possible de distinguer les effets des diverses pluies, qui se combinent. Il faut donc envisager une moyenne et la rapporter à une durée assez longue, pour rendre négligeable l'influence de la durée du ruissellement, variable dans l'étendue du bassin. De la sorte on compense aussi les effets des circonstances variables d'état du sol, d'état atmosphérique etc, surtout dans un bassin étendu.

On envisage généralement le coefficient d'écoulement annuel f .

Il varie de 20 à 80 % de la plaine à la montagne. Pour la Meuse à la frontière hollandaise-belge, il est de 0,42 (Hegley APC 1922 fasc 5, d'après Byls, A. A. Tr. P. B. 1922) Il peut être sensiblement inférieur

pour quelques fleuves à faible pente en région chaude (Nil 4,3%).

Pour le territoire de la France, il est en moyenne de 25 à 33%.

On peut admettre en moyenne, pour le coefficient de ruissellement en Euro.

zone occidentale
$$\int = 0,942 - \frac{405}{H_a}$$

H_a étant la hauteur de pluie moyenne en mm tombant annuellement dans le bassin.

En cas de bassin très incliné à fort ruissellement
$$\int = 1 - \frac{350}{H_a} \text{ (torrents)}$$

Pour les fleuves de plaines
$$\int = 0,844 - \frac{460}{H_a}$$

Ces formules, bien entendu, ne fixent qu'un ordre de grandeur.

On appelle hauteur de ruissellement la fraction de H_a correspondant au ruissellement; c'est donc
$$H_e = \int H_a$$

On appelle hauteur de pertes la différence $H_a - H_e = H_a (1 - \int) = H_p$

Le coefficient \int varie d'un point à l'autre du bassin et, sauf perturbations locales dépendant de la nature du terrain, il diminue d'amont en aval. En outre, c'est une moyenne annuelle. Le coefficient d'écoulement absolu varie d'après les périodes de l'année; il est environ 2,5 fois plus grand en hiver qu'en été.

La hauteur des pertes est environ trois fois plus grande en été qu'en hiver, surtout à cause de l'évaporation. La température, le dégel, l'abondance des pluies exercent une grande influence sur les valeurs absolues.

ainsi, le coefficient de ruissellement de la Seine, qui est en moyenne de 28% s'élève en période de crue d'hiver jusqu'à 45% et même 51%.

D'après cela, le débit moyen d'un canal ou cours d'eau dont le bassin comprend S km² est

$$Q = 0,031656 \int H_a S \quad \text{m}^3/\text{s}$$

H_a étant exprimé en mètres

ou encore
$$Q = 0,031656 \int H_a (\Delta S)$$

pour les bassins étendus où H et \int varient par régions.

On appelle ruissellement spécifique

$$\frac{Q}{S} = 0,03166 \int H_a \quad \text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

on peut l'exprimer en litres $\text{s}^{-1}/\text{km}^2$

$$\frac{Q}{S} = 31,66 \int H_a \quad \text{l}/\text{s}/\text{km}^2$$

ou encore en litres // hectare

$$\frac{Q}{S} = 0,3166 \rho_{\text{Ha}} \quad \text{l//ha.}$$

§ 4. Entraînement des matériaux solides

Ce phénomène est un des plus importants de l'hydraulique fluviale. Il intervient dans toutes les questions sous des aspects multiples qui portent le nom d'effouillement ou érosion, quand il s'agit d'enlèvement de matières solides au sol, de dépôt ou alluvionnement quand il s'agit d'abandon de matières solides. Entre ces deux stades se place l'entraînement, par roulement ou suspension, qui donne lieu au trouble des eaux courantes. Le phénomène est amplifié par le fait que les eaux déposent et reprennent généralement plusieurs fois les mêmes matériaux.

Les dépôts fertilisants, organisés ou non, constituent le limonage; l'exhaussement d'un sol par des dépôts constitue le colmatage.

L'entraînement des matériaux reposant sur le sol s'effectue sous l'effet du choc des filets liquides, donc sous l'effet de la vitesse. Il dépend aussi des résistances opposées à ce mouvement par la frottement sur le sol, donc de la nature, des formes et de la masse des matériaux. On peut donner du phénomène l'explication théorique ci-après, d'après Flamant.



Considérons une sphère de diamètre d et de poids spécifique π , baignée dans un courant d'eau de poids spécifique W et de vitesse v et reposant sur le sol hori-

zontal contre une saillie. Sous l'effet du choc du courant liquide supposé horizontal, la sphère est soumise à une action $k \frac{W}{g} \frac{\pi d^2}{4} \frac{v^2}{2}$, agissant au niveau du centre de la sphère et qui tend à l'entraîner, c'est-à-dire à le faire rouler au-dessus de l'obstacle. à ce mouvement s'oppose le poids $\frac{1}{6} \pi d^3 (\pi - W)$ de la sphère.

Soit θ le rapport des bras de levier des deux forces. L'équation d'équilibre déterminant la vitesse à partir de laquelle commence l'entraînement est :

$$k \frac{W}{g} \frac{\pi d^2}{4} \frac{v^2}{2} = \frac{1}{6} \pi d^3 (\pi - W) \theta \quad \leftarrow$$

soit ou

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{\theta}{k} \frac{v}{S} \left(\frac{\pi}{W} - 1 \right).$$

$\odot \times A B \dots$

V étant le volume du corps immergé ; S la section transversale exposée au courant. Sous cette forme, l'expression est d'ailleurs générale pour un corps de forme quelconque, les coefficients θ et k ayant des valeurs particulières appropriées. v est donc d'autant plus petit que V est plus petit, S plus grand et $\frac{\pi}{w}$ plus petit, ce qui est physiquement évident. Pour une sphère k est voisin de 0,50 et tend vers 1 pour des matériaux de forme très irrégulière.

D'après des observations faites, pour des matériaux enchevêtrés du fond d'un cours d'eau, on peut envisager $\frac{\theta}{k} = 0,80$. En prenant comme valeur moyenne de $\frac{V}{S}$ celle qui correspond au cube, soit d , il vient

$$v^2 = 15,7 \left(\frac{\pi}{w} - 1 \right) d$$

Si $\frac{\pi}{w} = 2,5$, ce qui correspond à la moyenne des graviers, on a $v \approx 2,5d$ environ

d'où, pour	$d = 0,0025$	$0,01$	$0,04$	$0,09$	$0,16$	$0,36$	$0,64$ m
$v =$	$0,25$	$0,50$	$1,00$	$1,50$	$2,00$	$3,00$	$4,00$ m/s

Ces résultats sont d'accord avec les observations, malheureusement anciennes et peu précises.

Voici d'après Belford, les vitesses d'affouillement

Statute du fond	Vitesse de fond m/s
Terre de trémpée	0,076
Argile tendre	0,152
Sable	0,305
Gravier	0,609
Cailloux	0,914
Pierres cassées	1,220
Cailloux agglomérés, schiste tendre	1,520
Rocher en couches	1,830
Roc dur	3,050

Du Buat a trouvé les vitesses suivantes pour le dépôt.

Argile brune de poterie	0,081	
Sable fin	0,162	
Gros sable anguleux	0,216	
Gravier de Saïne	grain d'avis pois fève de marais	0,108
		0,189
		0,325

Ballet de mer arrondi d'un pouce au plus 0,650

Silix anguleux du volume d'un oeuf de poule 0,975.

Les spécifications sont peu précises, mais permettent des appréciations suffisantes pour la pratique. Les chiffres de Du Buat sont inférieurs à ceux de Belford, ce qui s'explique du fait que les derniers sont les vitesses critiques d'entraînement de matériaux enchevêtrés; la résistance est maximum dans ces conditions. Lorsque l'entraînement a commencé, il semble que la résistance doive devenir moindre en moyenne. La vitesse en dessous de laquelle cesse l'entraînement est donc moindre que celle au dessus de laquelle il commence. Ses expériences ont mis en relief l'influence de l'enchevêtrement et montré que l'effet des courants d'eau augmente l'enchevêtrement et le serrage des matériaux.

§. 5. Suspension des matériaux solides.

L'entraînement s'accompagne le plus souvent de suspension. L'explication théorique de la suspension a été recherchée par M. Flamant, à la suite de divers expérimentateurs, dans la différence de vitesse des filets liquides sur toute la hauteur d'un courant d'eau. Il semble que ce phénomène favorise, d'une manière d'ailleurs mal expliquée, la suspension des matériaux. Nous pensons avec M. M. Koebelin que l'agitation tourbillonnaire et les vitesses verticales ascendantes, qui peuvent prendre des valeurs notables sous l'influence des obstacles et de la rugosité du lit constituent les principales causes de la suspension des matériaux. On établit de la même manière que précédemment la vitesse limite verticale de suspension d'une sphère qui est donnée par l'équation d'équilibre.

$$\frac{1}{6} \pi d^3 (\pi - \omega) = k \frac{\omega}{g} \pi \frac{d^2}{4} \frac{v'^2}{2}$$

$$\text{d'où } \frac{v'^2}{2g} = \frac{2}{3k} \left(\frac{\pi}{\omega} - 1 \right) \text{ où}$$

Cette vitesse est donc légèrement supérieure à la vitesse d'entraînement, puisque $\theta < 1$. Monsieur Choulet a déterminé par expérience les valeurs suivantes :

d (m)	$\pi =$	1500	2000	2500	3000	3500	Kg/m ³
0,002		0,013	0,023	0,032	0,040	0,047	

0,0004	0,023	0,040	0,055	0,069	0,079
0,0006	0,032	0,057	0,078	0,094	0,106
0,0008	0,040	0,070	0,094	0,114	0,129
0,0010	0,051	0,082	0,107	0,132	0,151
0,002	0,072	0,123	0,161	0,195	0,224
0,003	0,084	0,144	0,188	0,229	0,267
0,004	0,094	0,154	0,201	0,246	0,283
0,005	0,098	0,156	0,206	0,255	0,292

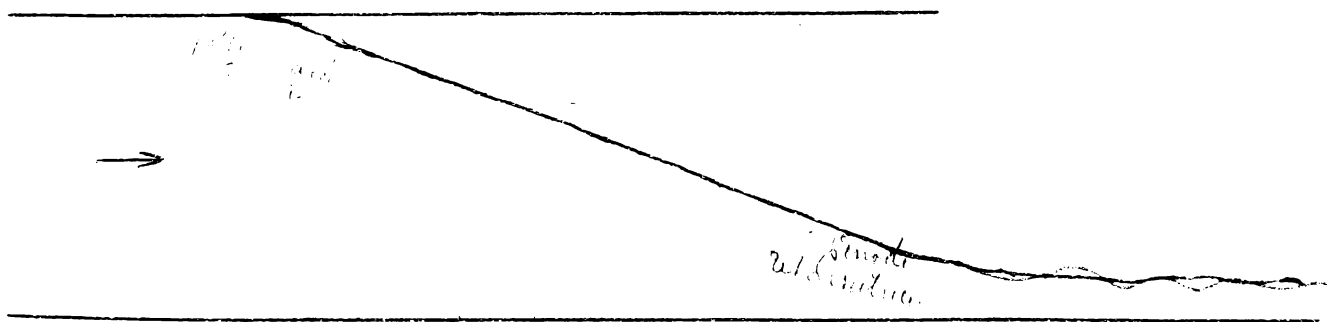
Ces valeurs sont importantes pour de nombreuses applications.

Lorsqu'un corpuscule tombe dans une eau courante sous l'effet de son poids, à mesure que sa vitesse croît, l'action accélératrice décroît ou fait du choc de l'eau et s'annule lorsque la vitesse atteint la valeur du tableau ci-dessus correspondant aux dimensions du corpuscule la vitesse devient constante.

M^e Flamant a établi que la loi des vitesses est proportionnelle à la tangente hyperbolique du temps multiplié par une constante et que pour des corps de

petites dimensions, la vitesse limite est très rapidement atteinte. Donc le corpuscule tombant descendra très lentement et à vitesse constante, mais sera entraîné sur de très longues distances par le courant horizontal et les vitesses ascendantes le maintiendront en suspension.

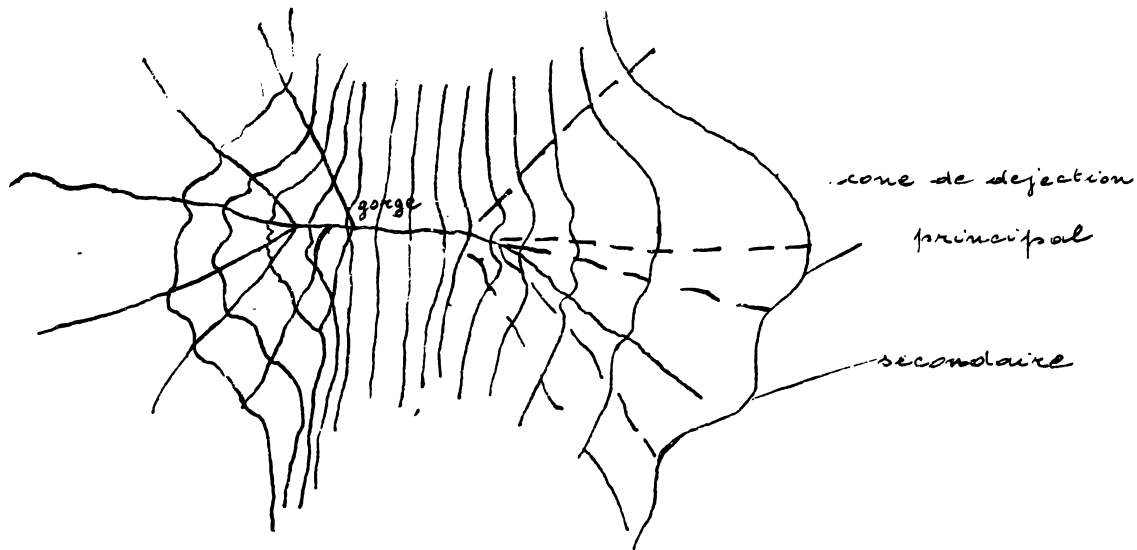
Comme les vitesses ascendantes d'agitation tourbillonnaire sont beaucoup plus fortes près du fond qu'au dessus, les matériaux en suspension s'éloignent du fond vers le haut par ordre décroissant de dimensions.



Évidemment, la trajectoire est rectiligne pendant la majeure partie du parcours, si la vitesse du courant d'eau est uniforme et qu'il n'y a pas de vitesses ascendantes.

§6. Corrents.

Les torrents sont des cours d'eau particuliers, parfois intermittents qui se constituent lorsque les conditions suivantes sont réalisées : terrain imperméable, très décliné et constituent un bassin ne retenant pas les eaux, mais les rassemblent rapidement vers un émissaire. Ces conditions sont réalisées surtout en montagne, à altitude élevée, donc où généralement les précipitations sont abondantes. Les terrains affouillables ou friables : moraines et sables glaciaires, schistes friables etc qui s'y rencontrent fréquemment favorisent la formation des torrents. Ils comprennent : 1) un bassin de réception, partie supérieure où se recueillent les eaux qui a généralement une forme d'entonnoir, 2) le canal d'écoulement ou gorge, couloir partant du goulot de l'entonnoir, resserré à flancs abruptes et



assez court. 3) le cône de déjection qui y fait suite, forme du dépôt des matériaux entraînés par le torrent, à pentes décroissantes et s'avancant parfois assez loin dans la vallée.

Le bassin de réception peut être composé et comprendre plusieurs torrents, souvent du cône de déjection se détachent des cônes secondaires. Q 1

Le bassin de réception est la zone où les eaux affouillent le terrain friable et forment l'entonnoir caractéristique. Les eaux très chargées de matières solides traversent la gorge, généralement moins affouillable, en entraînant tous les matériaux. Elles y font cependant des affouillements sensibles caractérisés par les berges escarpées, mais pas de dépôts, sauf éventuellement l'arrêt

des éboulements venant du bassin de réception ou de la gorge même.

à la sortie de la gorge, les vitesses s'amortissent, les matériaux se déposent et les eaux divergent dans cette masse d'éboulis après avoir suivi un canal d'écoulement plus ou moins long sur la crête, entre deux bourrelets. Il arrive que les bourrelets cèdent d'où parfois la formation de cônes secondaires. Le torrent creuse à l'amont et exhausse son lit à l'aval jusqu'à ce qu'il ait établi un profil d'équilibre ou compensé, on dit que le torrent est alors éteint. Lorsque la vallée de base est étroite, le cours d'eau empêche l'allongement du cône de déjection et en enlève les matériaux à la base; il se forme alors une chute. Sinon il se forme un lit entre la base du cône et la rivière. Les pentes dépendent 0,06 et ne descendent pas en dessous de 0,02 dans un torrent actif.

Les torrents actifs se caractérisent par des crues rapides et violentes, en saison de pluie ou de fonte de neige. Des pluies exceptionnelles peuvent provoquer des catastrophes, des véritables trombes de boue ou lave, suivie de masses d'eau entraînant des blocs et galets se précipitent dans la vallée, détruisant tout sur leur passage. Il peut donc être utile et même nécessaire de corriger et restaurer les torrents.

Les principes de cette correction sont :

- (1°) empêcher la formation des torrents plutôt que d'en restreindre les effets.
- (2°) s'ils sont formés, réaliser une compensation artificielle.

L'effort doit donc porter sur le bassin de réception; dont il faut assurer la consolidation. Elle se fait par des travaux de plantation et de boisage; les pentes sont régularisées, éventuellement en gradins, elles sont consolidées ou le bassin s'en manifeste par des clayonnages, piquetages, revêtements de pierres bien assis, mais surtout les pentes sont couvertes de semis ou plantations appropriés, de manière à constituer un tapis végétal retenant les eaux, les empêchant de prendre de la vitesse et retenant le sol sous jacent. Dans les canaux d'écoulement, on cherche à compenser le profil par division en sections de pente limitée séparées par de petits barrages. Ils sont établis en sol inépuisable, en matériaux de préférence

trouvés sur place : troncs d'arbre, piquets et clayons, fascines, gabions, levées de pierre sèches etc. et en partant de l'aval vers l'amont pour fixer le sol. Il est préférable de procéder par petits barrages peu éloignés, dont la construction ne présente aucune particularité.

La construction des grands barrages est exceptionnelle et se fait suivant les mêmes règles que les autres ouvrages de cette nature. Toutefois, comme le but à atteindre est la compensation du profil, donc le dépôt derrière le barrage des matériaux venant de l'amont, il faut prévoir l'écoulement par dessus la crête après dépôt, mais avant le remblayage complet, pour éviter les fortes charges d'eau, l'écoulement peut se faire par la base à travers un aqueduc grillage, ne laissant passer que l'eau et les boues, mais retenant les galets. Des ouvrages accessoires dont l'importance croît avec celle de la chute, doivent protéger le pied et les flancs du barrage contre les affouillements, ce sont des bassins de déversement ou d'amortissement, (contre-barrages), parfois des dispositifs amortisseurs sur le (pierres en saillie en quiconce, comme au barrage d'Avignonnet, sur le Drac), des avant-radiers revêtus de pierres dures ou de charpentes ou fascines : ces lastés et fixés, des murs en ailes ou des fossés maçonnés ou clayonnés. Sur le cône de déjection, on cherche à fixer le lit en le calibrant et renforçant les bourellets. Pour recevoir les dépôts on crée des chambres de dépôt successives organisées, que l'on consolide par des plantations au fur et à mesure qu'elles sont comblées.

Les dépôts sont formés d'argiles, mais surtout de sables et de galets à grains arrondis par suite du mode de transport, de pierres détachées etc.

Il faut éviter d'établir des voies de communication sur les cônes de déjection, il faut descendre dans la vallée ou remonter vers la montagne et franchir le torrent en souterrain ou par un pont, qui doit être d'une seule volée.

§ 7 - Ruisseaux et cours d'eau.

Les ruisseaux sont de petits cours d'eau non torrentiels, de faible longueur, à débit faible et relativement peu variable. Les pentes sont faibles, inférieures généralement à 0,001 et en tous cas à 0,002. Ils affouillent et déposent

sent donc relativement peu, cependant en terrain meuble, si l'on ne s'y oppose pas, il arrive qu'ils modifient leur lit ou divaquent.

Les ruisseaux doivent être surveillés et entretenus, les principaux travaux d'entretien consistent en curages, c'est-à-dire enlèvements des dépôts pour recostituire des sections calibrées. Les dépôts sont fertilisants. Exceptionnellement on initialement on régularise les ruisseaux en fixant les rives, calibrant les sections, régularisant les pentes, éventuellement par le moyen de barrages. Lorsque les ruisseaux sont envahis par les herbes aquatiques, qui constituent obstacle à l'écoulement des eaux, on les fauconne, à la faux ou par des engins spéciaux pour des cours d'eau plus importants. Les curages peuvent se faire à la pelle, au louchet, à la drague à main ou à benne, à la drague suceuse ou à godets, selon l'importance du cours d'eau. Pour les petits cours d'eau, on procède aussi par abasse, comme pour les égouts (voir égouts).

Le procédé ne convient bien cependant que pour des sections bien calibrées, telles que les égouts par exemple.

Les ruisseaux se rassemblent en rivières et fleuves qui aboutissent à la mer. Les cours d'eau importants seront étudiés d'une manière plus approfondie dans la suite. Ils continuent le transport vers la mer des sables et galets amenés des hautes montagnes par les torrents, des argiles s'y mélangent. Le mode de transport par roulement provoque la forme ronde des grains et galets.

§ 8. Lacs et étangs.

Les lacs constituent des anomalies dans un cours d'eau, dont ils constituent l'épanouissement dans une dépression que le cours d'eau n'a pu creuser lui-même. L'origine de ces dépressions est fréquemment glaciaire parfois volcanique ou tectonique ou chimique (dissolution des calcaires) mais ces origines sont moins fréquentes. Des cônes de déjection ou des coulées de lave peuvent barrer les vallées et former de petits lacs. Enfin, des barrages de réservoir permettent de constituer des lacs artificiels. Des lacs de faible étendue et surtout de faible profondeur constituent des étangs.

Les lacs peuvent être intercalés dans le cours d'un fleuve dont ils régularisent le cours. Le maintien du niveau du lac est souvent dû à des chutes

en aval (Niagara, Rhin) soit des gorges (Rhône).

D'autres lacs forment l'origine de cours d'eau (lac d'Annecy) (lac du Bourget), d'autres enfin n'ont pas d'émissaires et ne perdent d'eau que par évaporation (lacs volcaniques d'Auvergne et d'Italie); ils peuvent avoir de petits affluents. Dans les lacs traversés par un cours d'eau, les matières solides charriées se déposent, les lacs s'exhaussent donc sans discontinuer et sont donc d'une durée limitée. Il en résulte que les eaux des fleuves s'y clarifient complètement. Sa précipitation des matières solides dans les lacs assure à leurs eaux une grande transparence et une coloration vive.

Par contre la stagnation favorise le développement des matières organiques, lorsque les eaux sont peu profondes et qu'il s'y développe de la végétation, elles peuvent devenir croupissantes (étangs)

§ 9 - Purification spontanée des eaux.

Les eaux pluviales contiennent peu de matières étrangères organiques ou inorganiques, les eaux de ruissellement en sont par contre fortement chargées, surtout de matières organiques et minérales en suspension. Les quantités de matières étrangères dépendent des terrains traversés et des vitesses avec lesquelles l'eau les traverse. On constate que les matières organiques sont en proportion d'autant plus forte que les vitesses sont faibles. Presque absentes dans les torrents, elles sont importantes dans les cours d'eau de plaine pour dominer dans les eaux dormantes, de pourvuues de matières minérales.

	Composition du limon de la		
	Seine	Loire	Durance
Matières minérales	58,71 %	78,33 %	93,42 %
" " organiques	40,75 %	21,20 %	6,50 %
azote	0,54 %	0,47 %	0,08 %
<hr/>			
Bente moyenne	0,0085	0,00144	de 0,009 à 0,00193
	(de Paris à la mer)	(moyenne)	

En même temps, la teneur en oxygène diminue et celle en gaz carbonique croît lorsque des apports corrompus, tels que les effluents d'égoûts etc viennent

polluer les eaux, l'oxygène peut disparaître totalement et les microbes anaérobies, peuvent donner lieu à la putréfaction des eaux croupissantes.

Le degré de pollution des eaux s'observe par des analyses de prise d'essai, qui doivent être effectuées d'une manière systématique et périodiquement, le plus souvent des analyses complètes à intervalles éloignés (1 à 3 mois) et des essais sommaires à intervalles plus réduits (hebdomadaires). Les essais sont chimiques et biologiques. On constate en effet que plus les eaux sont polluées, plus les organismes évolués ont peine à y vivre, on n'y trouve plus que des organismes de plus en plus inférieurs.

Les faunes et flores sont donc caractéristiques d'un état de pollution.

Les eaux subissent un phénomène de purification spontanée, d'autant plus qu'elles sont plus activement brassées. Les éléments principaux de purification sont donc l'agitation et la dilution, qui est la plus active dans les cours d'eau torrentiels, le moins dans les eaux dormantes. Elle se produit cependant aussi dans les lacs, sans doute principalement par la sédimentation. Par suite de la transparence des eaux, la lumière solaire doit aussi agir énergiquement sur les lacs; c'est un agent épurateur des plus actifs, mais dont l'action s'atténue rapidement en profondeur dans les cours d'eau.

L'oxygène de l'air semble intervenir extrêmement peu, l'action ne pourrait d'ailleurs être que superficielle et les grandes dilutions atténuent les réactions chimiques.

§ 10. Influence des cultures et forêts.

Elles ont été déjà analysées, mais il est important de les récapituler. Les cultures et forêts absorbent une grande partie des précipitations pour les réévaporer; le tapis végétal superficiel en retient aussi une grande partie par imbibition et par sa nature particulière, forme obstacle au ruissellement qu'il ralentit. Il réduit ainsi triplement l'érosion par absorption, par réduction de vitesse et protection superficielle contre l'action de l'eau. Les cultures, aussi bien les prairies que les forêts, constituent donc des régulateurs hydrographiques de premier ordre.

§ 11. Neige et glace.

La neige est constante au voisinage des pôles et à grande altitude (Alpes), ailleurs elle n'apparaît que par temps froids. Sa fréquence augmente à mesure que la latitude augmente, elle est exceptionnelle sous les faibles latitudes. Fraîche, elle est de faible densité ($1/10$ à $1/14$ de celle de l'eau) et couvre donc le sol en couche épaisse. Elle se tasse cependant et au moment où commence la fusion, elle a parfois une densité égale au $1/4$ de celle de l'eau.

La fonte des neiges qui recouvrent en hiver les pentes des altitudes moyennes, en dessous des neiges dites perpétuelles est un élément important du régime dit alpin de certains cours d'eau, elle détermine les crues de printemps. L'observation des chutes de neige dans les bassins supérieurs de ces cours d'eau est donc importante.

Les avalanches sont des chutes de neige analogues aux crues des torrents. L'analogie est parfois plus complète encore, il y a de véritables couloirs d'avalanches analogues aux torrents, avec cône de neige et de débris, à fortes pentes et composés de cailloux anguleux non roulés. Les fortes chutes ou avalanches de fond se produisent aux époques de fonte des neiges. Les avalanches superficielles ou de surface sont accidentelles.

On peut tenter de corriger ces couloirs par des procédés analogues à ceux employés pour les torrents, par aménagement du bassin supérieur ou surtout réduction des pentes par constitution de gradins. On augmente les aspérités du sol pour éviter le glissement des neiges par des plantations, des haies, des piquets, murets etc. Ces dispositifs se rencontrent fréquemment dans les Alpes Suisses.

La glace se produit par temps froid par congélation superficielle de l'eau. La formation de la glace est différente selon qu'elle s'effectue en eau dormante ou courante.

L'eau présente un maximum de densité à $+4^{\circ}$. Il en résulte que dans un lac, dès que la partie superficielle a atteint cette température, elle est remplacée par une couche moins dense montée des profondeurs. Donc, il y a tout d'abord une véritable convection,

qui ne cesse que lorsque le maximum de densité est généralement atteint partout ; la surface peut alors rester au contact de l'air froid et geler. La glace superficielle formée tend d'ailleurs à protéger l'eau sous-jacente contre le froid, surtout si elle est couverte de neige. Si le lac est profond, la chaleur du fond et des parois du lac contrebalance effectivement l'influence du froid de la surface. La croissance de la glace diminue avec l'épaisseur et tend vers une limite correspondant à un état d'équilibre des influences de la surface et des parois. L'épaisseur de la glace des lacs de haute altitude est généralement de 0,60 à 1,00 ; la température de l'eau sous la glace reste voisine de 3 à 4°. La neige qui s'accumule sur les surfaces qui ne sont pas balayées par le vent constitue un efficace isolant, la glace devient sensiblement moins épaisse.

Ces observations sont importantes pour l'installation des usines hydroélectriques. Les prises d'eau doivent se faire dans les couches profondes des lacs ou bassins, elles sont alors complètement à l'abri du gel à condition que les conduites soient bien protégées contre le froid et le vent.

D'après les observations faites, les poussées de la glace sur les barrages de réservoir sont peu à craindre, parce que la glace se forme lentement et que l'augmentation de volume se fait par exhaussement. La masse d'eau régularise la température de la glace qui ne semble jamais subir que de faibles poussées, mais présente parfois des fissures de contraction.

Dans l'eau courante, la formation de la glace est différente. On distingue la glace de surface, la glace en cristaux ou sorbet, répandue dans toute la masse d'eau et la glace de fond. La formation du sorbet s'explique comme suit selon le professeur russe Lokkotine. L'eau commence à se congeler en surface lorsqu'elle a atteint le maximum de densité. Mais par suite de son mouvement et de l'agitation tourbillonnaire conséquente, les cristaux sont, au fur et à mesure de leur formation, brassés avec l'eau. Ce mouvement les empêche de se souder en masse unique mais favorise par contact et agitation la naissance d'autres cristaux. Les cristaux se forment ainsi dans toute la masse, mais l'eau tranquille

d'un récipient plongé dans cette masse ne gèle pas. Les corps solides favorisent la formation des cristaux, notamment les matières solides en suspension. C'est ce qui explique la formation de la glace de fond, les cristaux s'accumulent dans le fond à cause des matières en suspension et se soudent, puis remontent en blocs à la surface.

Le froid persistant, la glace de surface se forme et arrête la formation du sorbet et de la glace de fond. Il faut cependant que le courant et le vent ne soient pas trop violents ou que le froid soit très vif. La couche de glace constitue la meilleure protection contre la formation du sorbet, elle protège contre la congélation progressive, surtout si elle est couverte de neige. Un équilibre s'établit comme dans les lacs entre l'action du froid superficiel et de la chaleur des parois. Les cours d'eau tels que le Rhin et le Rhône, dont la température est régularisée par les grands lacs traversés, immenses volants de chaleur, ne connaissent presque pas le phénomène du sorbet. Cette bouillie de glace est très défavorable pour les usines hydroélectriques, dont elle peut obstruer les grilles, que l'on réchauffe parfois à cet effet (électriquement). Sous les pertuis plus grands (turbines, barrages etc) il est généralement sans danger.

Cependant, dans les rivières navigables et surtout canalisées, les embâcles de glace peuvent être calamiteuses. On appelle ainsi la formation d'énormes accumulations très étendues et parfois très profondes de glace. Ces masses peuvent former barrage et amener un relèvement important du plan d'eau à l'amont, donnant lieu à des inondations.

La glace de surface entraîne d'ailleurs toujours un relèvement du niveau de l'eau de quelques centimètres, que l'on attribue à la résistance supplémentaire due au frottement de l'eau sur la couche de glace. D'autre part, lors du dégel ou débâcle ces masses peuvent se mettre en mouvement, en emportant sur leurs passages tous les obstacles : bateaux, barrages, ponts etc. Aussi est-il recommandable de casser la glace autant que possible pendant qu'elle se forme, surtout à proximité des ouvrages et, en cas d'embâcle, de la rompre par des explosifs avant la débâcle. On emploie les bateaux brise-glaces, de préférence ceux à étrave

relevée qui opèrent par leur poids en se soulevant sur la glace.

§ 12 - Glaciers

Les glaciers des hautes montagnes sont de vrais réservoirs et fleuves de glace. Ils présentent comme les torrents un bassin de réception ou collecteur où s'accablent les neiges perpétuelles qui forment le névé. La neige se tasse et forme la glace bulleuse bleue (densité 0,90 à 0,92) qui descend vers la vallée par le glacier proprement dit ou dissipateur, couvert de neige vers le haut et qui est en fusion constante dans la partie basse, où s'opère l'ablation du glacier. Un torrent sort de la base du glacier en tunnel et alimente généralement un cours d'eau.

Le névé couvre d'immenses surfaces de formes variables: bassins, calottes, grands versants; la pente est généralement faible, ainsi que les vitesses, il n'y a donc pas d'érosion.

Le glacier proprement dit a la forme d'un long ruban de glace descendant dans la vallée avec une certaine vitesse, plus faible que celle de l'eau mais appréciable. (M. M. Koechlin citent les observations de M^e Finsterwalder sur le glacier de Vernagtferner lors de la crue de ce glacier de 1889 à 1902, la vitesse était de 17 m par an en 1889 et de 280 m par an en 1902. En temps de recul, la vitesse peut être inférieure à 10 m/an.

Ces vitesses sont d'ailleurs variables dans la masse. Ces mouvements de la glace s'accompagnent de très fortes pressions et d'une forte érosion, surtout lors des avances du glacier en crue. (périodes humides) - après le recul des périodes sèches. Les produits de l'érosion sont la moraine de fond qui est constituée par les matériaux en état d'entraînement: vase glaciaire très fine provenant de l'usure des roches par le frottement et pierres anguleuses et striées par le frottement dur. Cette moraine de fond se dépose latéralement en moraines latérales et en avant en moraine frontale. Le glacier transporte aussi en surface les gros blocs éboulés des hautes altitudes; ce transport de blocs erratiques peut se faire à grande distance et est avec les moraines et les vases glaciaires, caractéristique des formations glaciaires. Le mouvement de la glace est dû à la pesanteur et à la propriété de plasticité particulière que possède la glace, des glaciers soumise à des

pressions énormes. M. M. Koehlin déduisent du calcul un ordre de grandeur de 240 m. pour l'épaisseur d'un glacier de 600 à 1000 m. de largeur. Sa largeur varie de 300 à 2000 m environ. Les glaciers comme les torrents tendent vers un profil d'équilibre qu'ils réalisent par érosion en s'approfondissant, généralement la largeur augmente quand la pente diminue.

Le débit liquide des glaciers est très constant, il n'augmente guère qu'en cas de chaleurs exceptionnelles, les froids exceptionnels peuvent le tarir. Mais par leur masse énorme et leur lente progression, les glaciers constituent de vrais régulateurs des fleuves qu'ils engendrent. Les eaux sont peu chargées de matières organiques, mais ont un fort débit solide provenant de l'érosion glaciaire et formée de vases fixes d'argile et de cailloux anguleux et striés. En périodes humides, les neiges s'accroissent et le glacier est en crue séculaire, mais ses effets ne se font sentir qu'après de nombreuses années, à cause de la lenteur de progression. Le glacier s'avance dans la vallée en refoulant sa moraine. Annuellement, l'écoulement apporte une crue périodique très faible, suivie d'un recul de même importance.

Des chaleurs intenses et prolongées peuvent amener la chute accidentelle de masses de glace énormes, parfois suspendues ou l'écoulement subit de masses d'eau, ce sont des phénomènes naturels imprévisibles dont on ne peut conclure que la nécessité de s'éloigner d'emplacements qui y sont exposés.

§ 13 - Provenance des alluvions.

Les alluvions proviennent principalement des régions hautes, où les roches sont particulièrement exposées à la destruction par les agents atmosphériques : soleil, vent, pluies. Les débris sont transportés dans les vallées par les torrents (érosion fluviale), les produits sont surtout des sables et galets arrondis, également des argiles. Les glaciers apportent aussi de grandes quantités de matériaux solides qui se caractérisent par l'absence de sable, mais par l'abondance d'argile très fine (silurium) et de pierres anguleuses, striées.

Les alluvions torrentielles se déposent en couches régulières et par ordre

l'accroissant de dimensions, parfois les parties fixes enveloppent les galets dans un véritable ciment pour former des boulingues. Les alluvions glaciaires se déposent d'une manière irrégulière et peuvent former des brèches.

Lorsque les alluvions sont reprises par un grand fleuve, elles se transportent vers l'aval, en accentuant de plus en plus le caractère d'alluvions fluviales (formes arrondies) et en devenant de dimensions de plus en plus réduites par usure. En dehors des atterrissements locaux, compensés par des affouillements, et d'importance relative faible, les dépôts se font surtout dans les lacs et dans les embouchures, sous forme de deltas ou barres.

Chapitre III

Les eaux souterraines.

Mouvement de l'eau dans les milieux poreux.

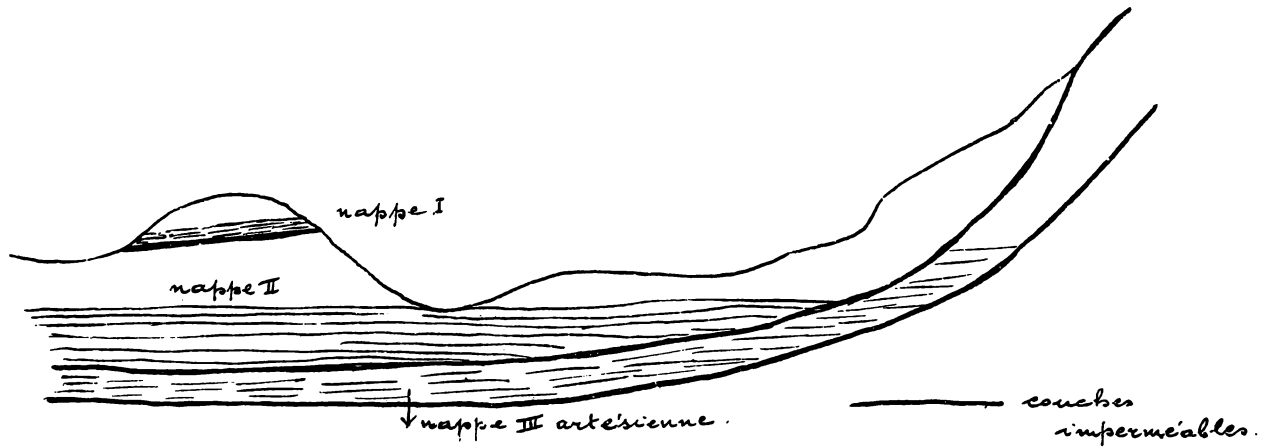
§ 1. Origine et aspects des eaux souterraines.

Les eaux météoriques s'infiltrent partiellement dans les terrains perméables et, abstraction faite des quantités retenues par capillarité (1) dans les pores du terrain traversé, dans les couches végétales et absorbées par les plantes, elles descendent sous l'effet de la pesanteur jusqu'à ce que ce mouvement soit arrêté par des couches imperméables. Elles forment alors des nappes d'eau souterraines immobiles ou en mouvement; le premier cas se produit lorsque la nappe souterraine est retenue dans une dépression imperméable en forme de cuvette, le second lorsque la couche imperméable a plutôt un profil de vallée, présente une certaine pente et

(1) Eau de capillarité d'après de Larnay, page 349.

Argile 0,24 - Calcaire grossier 0,234 - Silex 0,011 - granite grossier 0,0037 - quartz de filon 0,0008

qu'un émissaire d'aval peut écouler le courant souterrain ainsi formé. Comme il ne peut d'ailleurs se former des masses d'eau indéfinies, les nappes sous-courant doivent néanmoins avoir toujours un exutoire, éventuellement analogue à un trop plein.



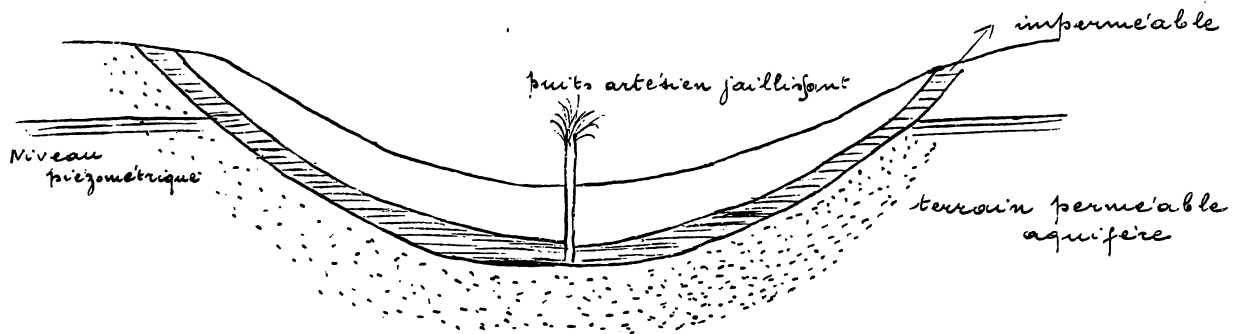
Nappes souterraines superposées (de Saunay)

Les écoulements naturels des eaux souterraines à la surface du sol forment le nom général de sources, parfois de suintements lorsqu'il s'agit d'écoulements non localisés en quantités notables, mais répartis le long d'une ligne d'affleurement assez allongée d'une couche imperméable.

Si le sous-sol présente une alternance convenablement disposée de couches perméables et imperméables, il peut contenir plusieurs nappes d'eau superposées, dont certaines sont à très grande profondeur (plus de 700 m. pour certains puits artésiens de Paris). La nappe supérieure porte le nom de nappe phréatique, elle alimente généralement les puits de la région. Les nappes inférieures portent le nom de nappes profondes, on les distingue par leur ordre de succession ou par la couche perméable qui les contient.

Les nappes qui ne remplissent pas tout l'espace perméable entre deux couches imperméables sont sans pression; lorsqu'on descend un puits jusque dans ces nappes, l'eau s'y établit au niveau de la nappe lorsque le puits ne débite pas. C'est généralement le cas de la nappe phréatique. Mais si la nappe remplit tout l'espace entre deux couches imperméables

bles, ce qui est fréquemment le cas des nappes profondes, l'eau s'y établit sous pression et lorsqu'on descend un tube jusque dans la nappe, l'eau s'élève dans ce tube au-dessus du niveau de la nappe. Sa hauteur de l'eau dans le tube définit le niveau piézométrique de la nappe artésienne



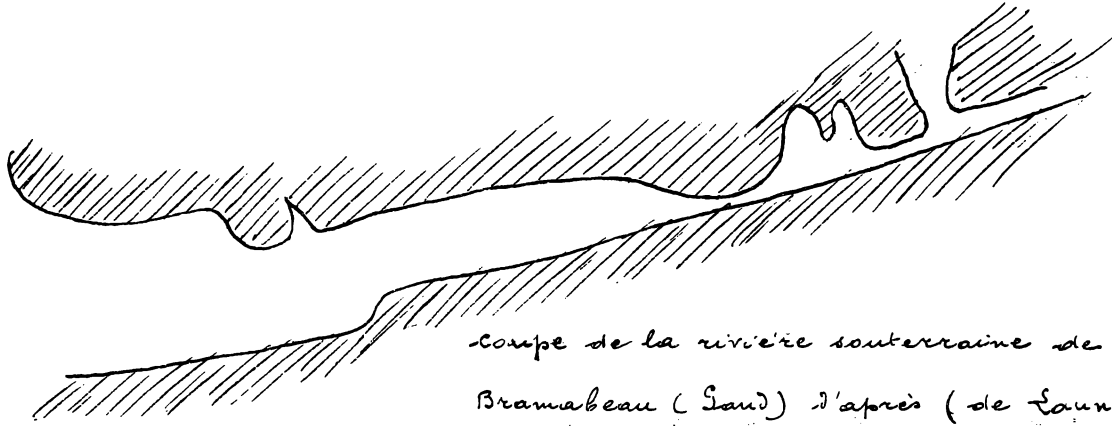
Puits artésien (de Lapport)

Lorsque l'eau reste dans le tube sous le niveau du sol, la nappe est dite ascendante, lorsqu'elle monte en jaillissant au-dessus de la surface du sol, elle est dite jaillissante. Une telle nappe est alimentée par les émergences de la couche perméable qui les contient. Si l'une des émergences, appelée inférieure, est plus basse que l'autre, par exemple apparaît au versant d'une vallée, elle débite l'eau de la nappe sous forme de suintements ou de sources.

Les considérations qui précèdent s'appliquent plus particulièrement aux terrains meubles, dont la perméabilité dépend de la porosité. L'eau des nappes souterraines remplit les pores, c'est-à-dire les vides entre les particules composant le terrain, son mouvement s'effectue à travers ces pores. Les résistances sont donc élevées, les vitesses faibles. Mais il existe aussi des eaux souterraines dans les terrains rocheux fissurés; les nappes sont retenues par les couches non fissurées. On distingue les terrains à fissures très nombreuses et fixes, réparties d'une manière assez uniforme dans la masse. Les nappes s'y forment dans des conditions analogues à celles des terrains meubles.

Lorsqu'au contraire, les terrains présentent relativement peu de fissures, mais larges, les circonstances sont très différentes. Les eaux pénètrent dans ces fissures en quantités considérables, et peuvent y circuler avec

des vitesses notables. Il ne se forme plus de nappes, mais des courants répartis irrégulièrement dans les fissures; les phénomènes de dissolution et d'érosion intenses qui se développent tendent à élargir ces voies d'écoulement, pour former de grands canaux souterrains, qui s'élargissent parfois en grandes cavités ou cavernes.



Coupe de la rivière souterraine de Bramabeau (Land) d'après (de Saunoy).

Ils constituent, par analogie, de vrais rivières et lacs souterrains. D'ailleurs, il arrive que des cours d'eau importants (Rhône à Bellegarde, Esse près de Jean) disparaissent brusquement dans un gouffre et poursuivent leur cours souterrainement pour réapparaître au jour à quelque distance en aval sous forme de résurgence ou de sources abondantes formant l'origine de nouveaux cours d'eau. Ces canaux souterrains se déclinent en surface par des gouffres (chantoires), entonnoirs de fissures à peu près à pic par lesquelles les eaux de ruissellement de surface se précipitent dans le canal souterrain. En cas de crue souterraine, les gouffres situés à un niveau assez bas peuvent présenter l'apparence de sources lorsque le niveau piézométrique s'élève au-dessus d'eux.

Par suite de la formation de cavités dans le sol, il peut se produire des éboulements qui se propagent jusqu'en surface sous forme de dépressions localisées ou chaudrières, qui peuvent être aussi des gouffres partiellement comblés.

✓ Ces phénomènes se présentent surtout dans les terrains calcaires assez durs. Cependant, on trouve aussi de pareils courants dans des grès. Parfois aussi, l'eau trouve son chemin dans des fractures géologiques: failles, filons, etc.; c'est généralement le cas des eaux thermales.

Les schistes très fissurés livrent aussi passage à l'eau, généralement sous forme de suintements.

Dans les terrains à grandes fissures, il ne se forme pas de nappe continue. Un forage peut donc descendre en dessous du niveau piézométrique sans fournir d'eau s'il ne rencontre pas de fissure.

§ 2. Nature des eaux souterraines.

Les eaux souterraines contiennent moins de gaz dissous que les eaux du jour, moins d'oxygène surtout, généralement plus de CO_2 et de NH_3 . Elles sont nécessairement plus riches en matières minérales dissoutes, mais aussi presque toujours limpides, ne contenant pas de matières solides en suspension et contenant très peu de matières organiques ou bactéries. C'est certainement le cas des eaux de sources alimentaires par des nappes situées dans des terrains meubles ou à fissures fixes et générales; l'eau a subi une véritable épuration par infiltration. Dans le cas du terrain à grandes fissures, les eaux entraînent avec elles des produits d'érosion et organiques de surface, auxquels viennent s'ajouter les boues d'érosion et de dissolution des roches d'écoulement souterraines, qui se déposent en limons dans les grottes, qui en sont parfois comblées. Si le parcours souterrain est faible ou si l'on va puiser ces eaux à peu de distance de leur pénetration dans le sol, elles peuvent être très mauvaises. Mais dans la plupart des cas, la sédimentation et la filtration dans les régions d'aval donnent des sources limpides. Dans des cas intermédiaires de terrains à grandes fissures, mais dans lesquels se forme une vraie nappe, les eaux puisées peuvent être satisfaisantes, susceptibles tout au plus d'être passagèrement troubles en temps de fonte des neiges, de fortes précipitations. Les eaux souterraines peuvent par leur composition minérale recevoir des usages importants en thérapeutique.

La température des eaux souterraines est très constante, généralement voisine de la température des terrains environnants, mais souvent inférieure. Il semble que le degré géothermique, accroissement ^{de} profondeur correspondente à une élévation d'un degré de la température de l'eau, soit inférieur au degré géothermique (en moyenne 30 m, alors que le degré

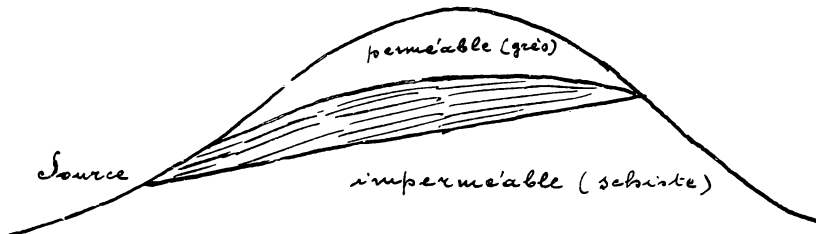
géothermique varie de 36 m. quand la stratification est horizontale à 50 m. lorsqu'elle est verticale, d'après de Saunay.) Les eaux dites thermales viennent donc des grandes profondeurs et sont nécessairement ascendantes.

§ 3. Régime des eaux souterraines.

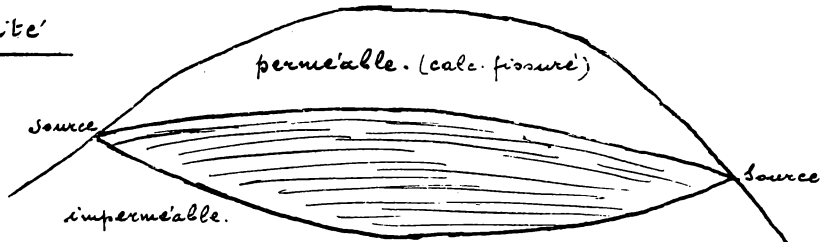
Les nappes souterraines sont alimentées par les eaux s'infiltrant à partir de la surface. La pluviométrie de la région d'infiltration (émissances), la nature de la surface et des terrains traversés déterminent le régime des nappes souterraines. Leurs crues correspondent aux époques de grandes pluies, de fonte des neiges etc, mais se présentent avec un certain retard qui dépend du parcours souterrain des eaux et de leur vitesse et avec une amplitude qui dépend de la masse d'eau de la nappe. Si cette nappe occupe une dépression étendue et profonde, elle exerce sur le débit des émissaires le même rôle régulateur que les lacs pour les rivières.

Les fluctuations du régime se manifestent par le débit variable des sources ou puits ordinaires ou artésiens. Certaines présentent deux maxima, correspondant à la fonte des neiges et aux fortes pluies. Si les pluies dominent, le maximum a lieu vers juin, le minimum en décembre, mais ces indications générales peuvent être naturellement très modifiées par les circonstances locales. L'abondance des sources est intimement liée à l'abondance des neiges, car celle-ci fond sur place et provoque une intense infiltration.

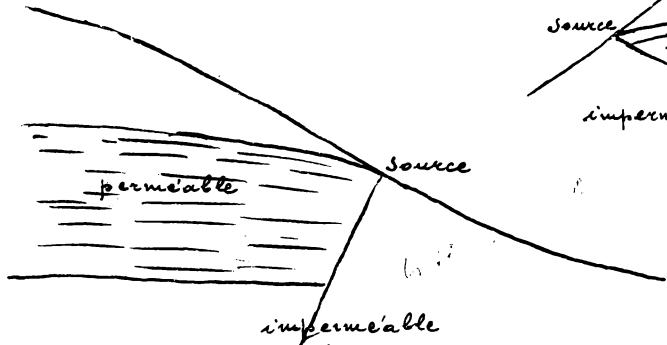
La nature de la surface et notamment les cultures exercent un rôle sur les eaux souterraines, par évaporation et absorption. Il semble notamment bien établi que les forêts étendues ont pour effet d'abaisser le niveau des nappes souterraines, principalement de la nappe phréatique. Le voisinage des forêts est donc en principe peu favorable à la recherche des eaux souterraines. Par contre les forêts activant les précipitations sont favorables à l'alimentation des sources. L'influence de la nature du sol ressort suffisamment des considérations des § précédents. Un terrain de nature spéciale, le loess ou deluvium qui couvre de grandes étendues en Europe du Sud-Est mérite d'après de Saunay



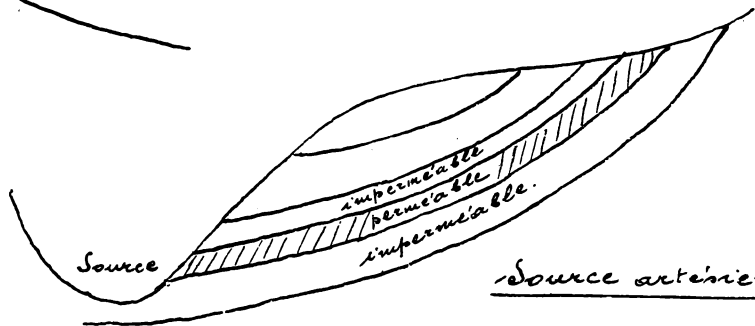
Source par gravité



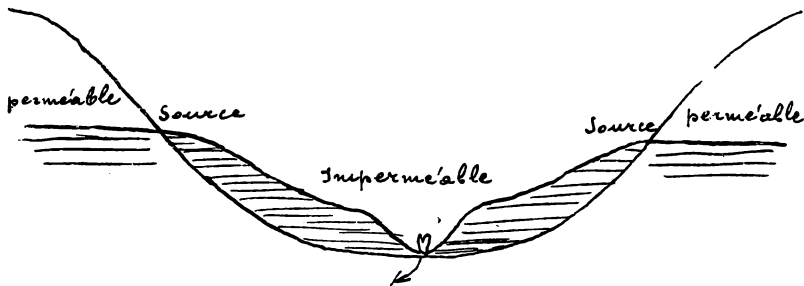
Source par trop plein



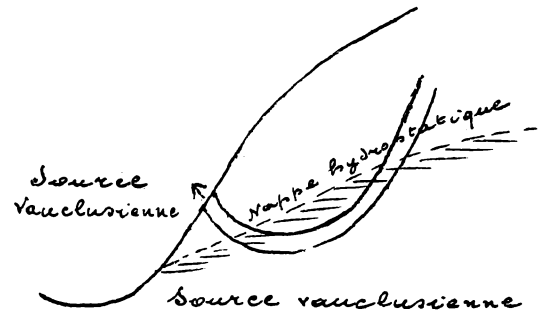
Source par trop plein



Source artésienne.

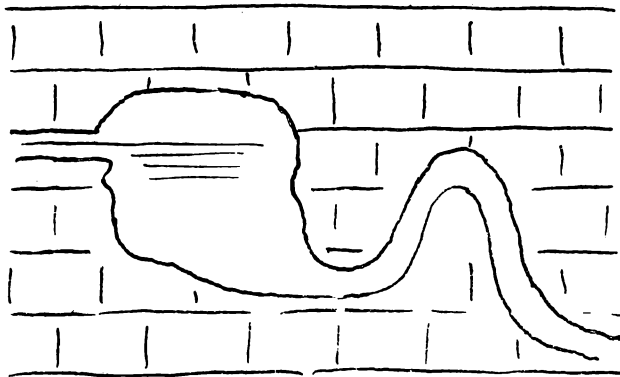


Source artésienne

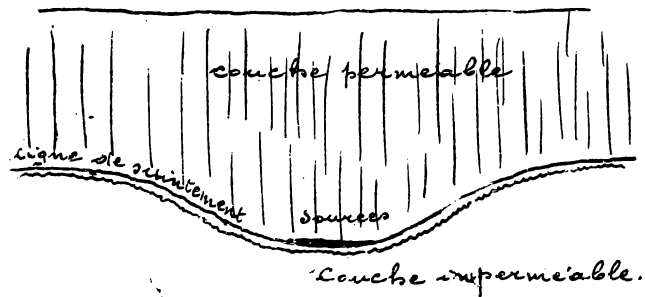


Source vauclusienne

d'après de Saunay.



Source intermittente



; ce sont donc de vraies conduites forcées, leurs débits sont généralement considérables. Il arrive que les canaux souterrains forment siphons par leurs sinuosités; il peut en résulter des sources intermittentes, ne fonctionnant que lorsque le niveau piézométrique est suffisant.

Les gaz naturels, notamment le gaz carbonique, peuvent jouer un rôle actif dans la pression des sources jaillissantes. Le méthane se rencontre également. Les geysers sont des sources d'eau assez chaude pour permettre la vaporisation d'une partie de l'eau, qui crée la pression nécessaire au jaillissement.

Les sources se trouvent aux bords affleurements perméables surmontant les affleurements imperméables, dans les affleurements de roches fissurées ainsi qu'à la base des formations détritiques provenant de l'altération de roches feldspathiques, ou d'effondrement de terrains hétérogènes calcaires et gréseux affouillés. Les sources les plus abondantes se trouvent généralement dans les plis synclinaux des couches imperméables.

Les sources présentent les variations saisonnières de débit dont il a été question et dont l'importance est très variable, mais les rapports des débits ne dépasse rarement $\frac{1}{2}$ pour les sources pérennes et est nul pour les sources éphémères. Dans une vallée, les sources les plus basses sont généralement les plus abondantes et les plus stables. Il y a aussi des cas spéciaux, tels la fontaine de Vaucluse, dont le débit varie de 5 à 150 m³ par seconde.

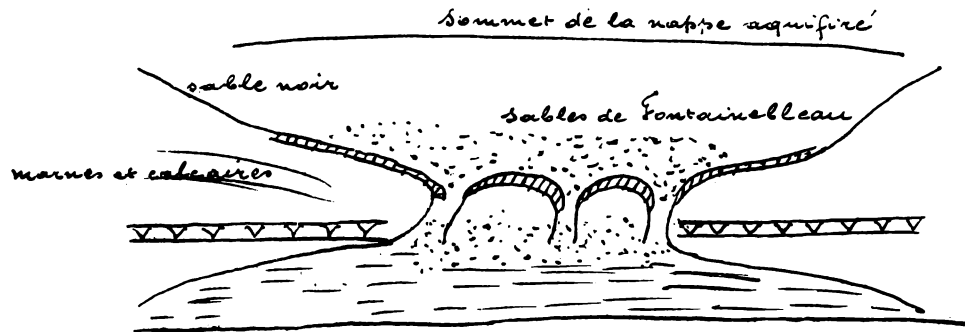
Il y a des variations séculaires dans le débit, influencées par les périodes séculaires des pluies et des neiges.

Notons enfin que les sources se font jour parfois sans eau, soit que la nappe souterraine soit en relation par des couches perméables avec un cours d'eau, un lac ou même la mer (il existe quelques exemples de source d'eau douce dans la mer, jusqu'à 3 milles des côtes). Par contre les eaux salées ne pénètrent qu'à l'intérieur des terres et sont surmontées des eaux douces.

§ 5. Effets des eaux souterraines.

Il résulte des § précédents que les eaux souterraines exercent dans

le sol des actions de dissolution et d'érosion, tendant à former des cavités imparfaitement comblées par alluvionnement et précipitation. Ces cavités ou cavernes peuvent donner lieu à des effondrements localisés ou étendus; on trouve des cours d'eau souterrains et des cavernes particulièrement étendues en Croatie, Dalmatie, Istrie.



Coupe montrant l'invasion des sables dans le tunnel de Mendon
d'après de Sauvay.

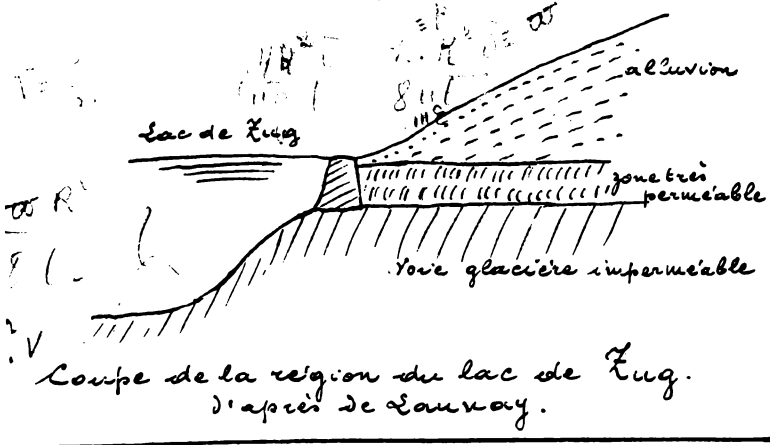
Dans les terrains poreux ou à fissures fines, le mouvement de l'eau est très lent et l'érosion ne se produit pas, sauf si, par accident, il est permis à l'eau de prendre une grande vitesse et que le terrain est d'une finesse telle qu'il forme une vraie bouillie avec l'eau (sable bouillant). Il peut suffire d'un simple sondage (Brux en Bohême 1895-97) pour entraîner des quantités énormes de sable et provoquer des effondrements dont plusieurs ont pris la proportion de catastrophes.

Le creusement du tunnel de Mendon à très faible profondeur sous la base de l'assise aquifère de sable de Fontainebleau a provoqué de même en 1900 la rupture de la couche imperméable devenue trop faible et la submersion au chantier.

Il ne suffit donc pas de s'inquiéter de la nature et de la superposition des terrains, il faut aussi toujours rechercher avec soin la situation des eaux souterraines et leur influence sur la tenue des terrains.

Les eaux souterraines au contact des couches imperméables argileuses les délaient et favorisent les glissements (Voir Terrassements).

Il faut prendre garde aussi de ne pas entraver inconsidérément ou par inadvertance l'écoulement des nappes d'eau souterraines sous pression

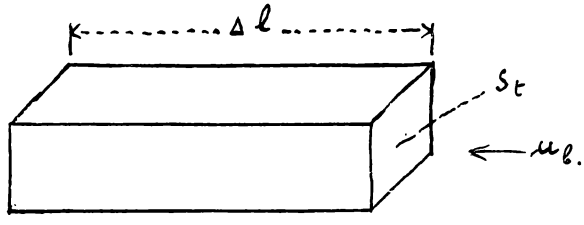


Si par retenue, les eaux sont susceptibles de se mettre sous pression elles peuvent emporter les constructions édifiées, accidents qui s'accompagnent généralement d'effondrements importants de terrain (Effondrement de Zug en 1887 aux bords du lac de Zug.)

bords du lac de Zug.

§6 Mouvement de l'eau dans les milieux poreux. Généralités sur les filtrations.

L'eau se meut dans les interstices très petits des milieux poreux en suivant une direction générale correspondant à des canaux interstitiels ou tubes de transpiration, généralement irréguliers mais sensiblement parallèles. Les vitesses sont très faibles. On peut donc admettre que les pressions obéissent à la loi hydrostatique et que la loi d'écoulement est celle de Poiseuille des tubes capillaires



La loi des débits de Poiseuille est :

$$Q = \frac{\omega \pi p R^4}{8 l E}$$

donc $v = \frac{Q}{\pi R^2} = \frac{\omega}{8} \frac{p}{l} \frac{R^2}{E} = \frac{\omega R^2}{8 E} I$

ω est le poids spécifique de l'eau, R est le rayon, E la viscosité et I la pente piézométrique.

Pour les filtrations, on applique la même loi à chaque filet :

$$I = kv$$

et, pour un courant de vitesse moyenne u, on écrit

$$u = \varphi I \quad (\text{loi de Dupuit})$$

φ est le coefficient de perméabilité, qui dépend de la porosité ou coefficient de vides

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

V_v : volume des vides, V_t : volume total = $St \Delta l$ pour un prisme filtrant de section St normale au courant et de longueur Δl .

La vitesse brute ou filtrante est $u_0 = \frac{Q}{St}$

La vitesse moyenne effective d'écoulement varie tout le long du trajet Δl et

est en chaque point $u_c = \frac{Q}{S_v}$, S_v étant la section locale des vides.

La valeur moyenne de S_v est $S_v = \frac{V_v}{\Delta l} = n S_f$ $\frac{V_v}{V} = n$

↳ Cela revient donc à admettre que le coefficient de porosité moyen en surface est égal au coefficient de porosité en volume. Certains auteurs considèrent des coefficients différents, mais dont le rapport est constant. L'hypothèse est dès lors indifférente au point de vue de la théorie et les coefficients numériques sont nécessairement déterminés par l'expérience.

Si les corpuscules étaient des sphères d'égal diamètre, n serait indépendant de ce diamètre, mais dépendant seulement de l'arrangement des sphères. Le maximum de vides correspond à un rangement de sphères en couches parallèles telles qu'une sphère en touche 6 autres. Les plans tangents forment donc des cubes. alors $n = 0,476$, la porosité superficielle varie de 0,215 à 1,00.

La porosité minimum est obtenue lorsque une sphère en touche 12 autres. Les centres sont dans des plans // . Les couches s'interpénètrent.

$n = 0,260$. L'appréciation de la variation de porosité superficielle est très complexe. Le maximum de porosité superficielle semble être $0,41 \approx \frac{3}{2} n$.

Mais, généralement, il y a des grains de dimensions diverses, ce qui réduit la porosité. Sans contre, la disposition des grains ne correspond pas toujours au minimum de porosité. En pratique, n varie de 0,40 à 0,30, même 0,25 pour du gravier mélangé de sable. En moyenne $n = 0,35$.

Le coefficient φ dépend surtout du diamètre des grains, car les dimensions des vides en résultent. Les conditions d'écoulement varient même sensiblement avec les dimensions des interstices. Dans le gravier à grands éléments, les tubes de transpiration ne peuvent être assimilés à des tubes capillaires et il semble qu'il faille envisager la loi de mouvement

$$u^m = \varphi I$$

Monsieur Noustier propose $m = 2$. Selon les essais suisses, pour du gravier sans sable, $m = 3/2$ (voir plus loin).

Nous admettons généralement la loi de Dupuit, car le sable est presque toujours présent. Nous envisageons toujours la vitesse filtrante brute u .

Pour la vitesse effective, nous devons donc employer le coefficient $\frac{\varphi}{n}$

Selon M. Allen Hazen, $\varphi = cd^2 (0,70 + 0,30 t)$

t étant la temp. centigrade, d le φ des grains en mm., $c = 1100$.

lorsque la vitesse est exprimée en mm. par jour. L'intérêt de cette formule est surtout de montrer l'influence de la température, dont l'élévation fait croître le débit (diminution de la viscosité). Au point de vue pratique, la formule a l'inconvénient de n'être applicable qu'à des milieux filtrants formés de grains d'épaisseur peu variable. D'autre part, les essais de Ebiem ont montré que le coefficient est fortement influencé par la disposition relative des grains. Il faut donc être très prudent dans l'application des formules et, dans les cas pratiques importants, il est utile de faire les déterminations au laboratoire. On opère sur les débits :

$$Q = St u_f = \varphi St I$$

φ est le coefficient de perméabilité exprimé en m^3/s par m^2 de section filtrante ou en mm/s . On a trouvé au laboratoire de Zurich pour la formule $u^m = \varphi I$

gros gravier, de 8 à 60 m/m sans sable $n = 0,42$ $m = \begin{cases} 1,75 \\ 1,10 \end{cases} mm/s$ $\varphi = \begin{cases} 2500 \\ 1680 \end{cases} mm/s$ $u = \begin{cases} 2 \text{ à } 36 \\ 0,4 \text{ à } 2 \end{cases} mm/s$

gravier lavé de 5 à 50 m/m $n = 0,375$ $m = \begin{cases} 1,70 \\ 1,26 \end{cases}$ $\varphi = \begin{cases} 960 \\ 515 \end{cases}$ $u = \begin{cases} 1,5 \text{ à } 13 \\ 0,5 \text{ à } 4,5 \end{cases}$

gravier fins lavés, de 5 à 20 m/m $n = 0,385$ $m = \begin{cases} 1,25 \\ 1,10 \end{cases}$ $\varphi = \begin{cases} 360 \\ 315 \end{cases}$ $u = \begin{cases} 1,7 \text{ à } 13 \\ 0,4 \text{ à } 1,7 \end{cases}$

gravier avec peu de sable $n = 0,275$ $m = \begin{cases} 1,23 \\ 1,12 \end{cases}$ $\varphi = \begin{cases} 25 \\ 32 \end{cases}$ $u = \begin{cases} 0,5 \text{ à } 3,5 \\ 0,1 \text{ à } 1,5 \end{cases}$

gravier et sable $\begin{cases} \text{sable } 15\% \text{ de } 0 \text{ à } 2 \text{ } m/m \\ \text{gravier } 75\% \text{ de } 2 \text{ à } 60 \text{ } m/m \end{cases}$ $n = 0,24$ $m = 1,1$ $\varphi = 5$ $u = 0,05 \text{ à } 0,2$

sable avec quelques graviers fins $\begin{cases} \text{sable } 70\% \text{ de } 0 \text{ à } 2 \text{ } m/m \\ \text{gravier fins } 30\% \text{ de } 2 \text{ à } 20 \text{ } m/m \end{cases}$ $n = 0,35$ $m = \text{env. } 1$ $\varphi = \text{env. } 3$ $u = 0,02 \text{ à } 0,2$

Dans les terrains naturels, le coefficient φ est assez petit, à cause du tassement et du colmatage. Il varie de 0,5 (sables très fins) à 6 (gravier et sables) et même jusqu'à 60 (gravier assez gros ou galets avec peu de sable, en mm/s).

Dans les alluvions du Rhin près de Strasbourg, on a trouvé $n = 0,27$ et $\varphi = 24 \text{ à } 30 \text{ } m/m/s$. Pour les alluvions modernes de la Meuse dans la région de Liège, il semble que $\varphi = 1,3 \text{ } m/m/s$.

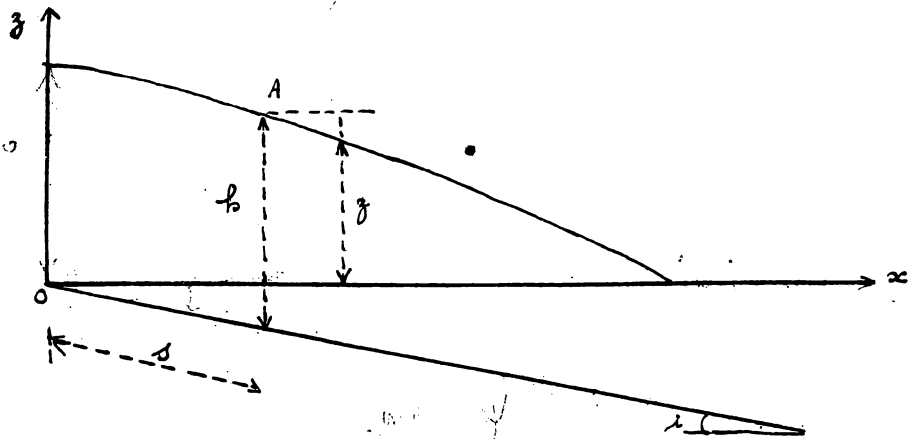
§ 7. Débit d'un courant souterrain permanent. à débit constant

Considérons une nappe souterraine en mouvement sur un sous-sol imperméable d'inclinaison i . La surface de la nappe est un cylindre à génératrices horizontales dont la section droite est le plan vertical passant par les lignes de plus grande pente du terrain imperméable. Appelons b la distance verticale d'un point A de la surface à la couche imperméable, à distance x de l'origine. La hauteur piézométrique par rapport à l'horizontale de l'origine est z . On a $dz = db = ds \cdot \sin i$ (1)

Soit u la vitesse moyenne filtrante, c'est aussi le débit par unité de surface normale au courant. Pour 1 tranche de largeur égale à l'unité,

$$Q = ub$$

ou $u = \varphi I$, donc $Q = \varphi Ib$. La pression est constante à la surface,



$$\text{donc } I = -\frac{dz}{ds} = \sin i - \frac{db}{ds} = -\frac{dz}{dx} = i - \frac{db}{dx}$$

à condition que i soit faible, ce que nous supposons.

$$\text{donc } \frac{Q}{\varphi b} = i - \frac{db}{dx} \quad \text{ou } dx = -\frac{\varphi b db}{Q - i\varphi b} = \frac{db}{i} - \frac{db}{\frac{Q}{\varphi} - i\varphi b}$$

$$\text{donc } x = \frac{b - b_0}{i} + \frac{Q}{\varphi i^2} \log \frac{Q - i\varphi b}{Q - i\varphi b_0}$$

Cette formule se développe en série comme suit :

$$x = \frac{\varphi}{2i} (b_0^2 - b^2) - \frac{i\varphi^2}{3Q^2} (b_0^3 - b^3) + \frac{i^2\varphi^3}{4Q^3} (b_0^4 - b^4) - \dots$$

Comme nous supposons la pente de fond négligeable, il reste $x = \frac{\varphi}{2i} (b_0^2 - b^2)$

$$\text{ou } Q = \frac{\varphi (b_0^2 - b^2)}{2x}$$

On aurait pu établir cette formule directement en annulant i dans l'équation différentielle. La surface libre de la nappe affecte donc un profil parabolique. Il satisfait bien à $bI = c^2$.

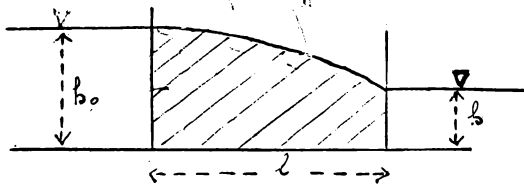
49. § 8. Débit d'une tranchee filtrante.

Supposons que nous creusions dans un terrain poreux aquifere une tranchee atteignant jusqu'au terrain impermeable et que nous y maintenions l'eau a un niveau constant sur le fond suppose horizontal. Soit b_0 le niveau piezometrique de la nappe au dessus du fond et l l'epaisseur de la tranchee.

Si le mouvement est permanent et si la nappe aquifere est supposee sans pente de fond et invariable, le debit de la tranchee est :

$$q = \frac{\varphi (b_0^2 - b^2)}{2l} = \frac{\varphi (b_0 - b)}{2} \frac{b_0 + b}{2}$$

par unite de longueur.



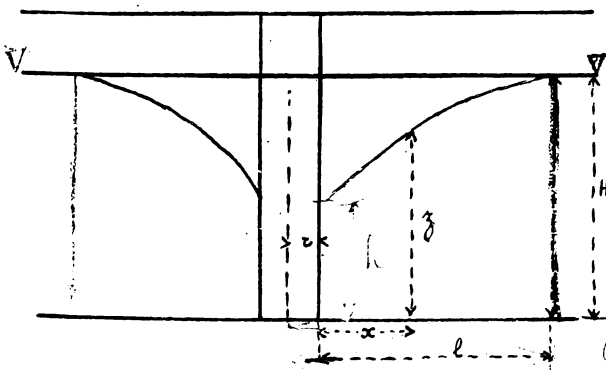
Il est proportionnel a la pente superficielle moyenne et a l'epaisseur moyenne de la nappe. Sa formule est donc comparable a celle du debit d'un filtre vertical de hauteur l debitant sous une charge H et par une section S .

$$Q = \varphi I S = \varphi \frac{H}{l} S$$

§ 9. Débit d'un puits fore dans une nappe sous pression.

Nous supposons la nappe horizontale et sans pente de fond.

Soit r le rayon du puits, l celui de la couche filtrante, limitee a un cylindre vertical coaxial au puits et qui determine la zone d'influence du puits. Mesurons les abscisses suivant les rayons a partir de l'axe et les z verticalement a partir de la couche impermeable horizontale. Soit h le niveau de l'eau dans le puits, H le niveau de la nappe. Lorsque le puits debite $h < H$, il se forme dans la zone filtrante un entonnoir de depression ou de rabattement, qui est une surface de revolution.



Le debit est $Q = 2\pi r z u$

$$I = \frac{d\epsilon}{dx} = ku = \frac{u}{\varphi}$$

$$\frac{Q}{2\pi r z} = \varphi \frac{d\epsilon}{dx} \Rightarrow \frac{Q}{2\pi r z} = \frac{Q}{\varphi} \frac{d\epsilon}{dx}$$

$$\text{d'où } (H^2 - h^2) = \frac{Q}{\pi \varphi} \log \frac{l}{r}$$

$$Q = \frac{\pi \varphi (H^2 - h^2)}{\log \frac{l}{r}} \quad (\text{formule de Dupuit})$$

Hydrologie

Deux puits coaxiaux de rayons r_1 et r_2 donneraient des débits dans le rapport

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\log r_2 - \log r_1}{\log r_1 - \log r_2}$$

c'est-à-dire que le débit augmente très peu avec le rayon.

Avec la formule de Bouvier $I = k u^m$ et $m = 2$ on trouve aisément

$$Q = 2\pi \sqrt{\frac{H^3 - z^3}{3k} \frac{e}{l - r}}$$

Le débit croît encore moins rapidement que le rayon, mais la croissance est plus rapide qu'avec la formule de Dupuit.

Donc, en terrain fissuré, il peut y avoir intérêt à augmenter le ϕ du puits pour rencontrer plus de fissures et augmenter le débit. En terrain finement fermé, quand on veut augmenter le débit, il ne faut pas augmenter le ϕ , mais multiplier le nombre de puits en les espaçant suffisamment pour que les zones d'influence soient indépendantes. Le débit diminue lorsque H diminue et lorsque ϕ diminue par colmatage de la couche filtrante.

Le débit crée un rabattement de la nappe aquifère dans la zone filtrante, suivant un profil d'équation.

$$z^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi\phi} \log \frac{l}{x} \quad \text{ou} \quad x = l e^{-\frac{\pi\phi}{Q} (H^2 - z^2)} \quad \checkmark$$

sensiblement parabolique.

Le rabattement à distance x de l'axe est

$$x: \quad \begin{aligned} H - z &= \frac{1}{H+z} \left(\frac{Q}{\pi\phi} \log \frac{l}{x} \right) > \frac{1}{2H} \frac{Q}{\pi\phi} \log \frac{l}{x} \quad (\text{nappe très profonde}) \\ H - z &< \frac{1}{H} \frac{Q}{\pi\phi} \log \frac{l}{x} \quad (\text{nappe peu profonde, épuisement important}) \end{aligned}$$

Si la cote à réaliser à distance x est connue, on en déduit le débit Q à extraire si l'étendue l de la zone d'influence est connue.

Observons que, d'après l'équation différentielle, $x z I = \text{cte} = \frac{Q}{2\pi\phi}$

§ 10 - Cas d'un puits artésien. En régime permanent le débit est constant.

Les formules précédentes s'appliquent surtout aux puits descendant dans la nappe phréatique et aux puits de rabattement de cette nappe pour les travaux de fouille.

Pour les captations d'eau, on fore généralement des puits tubés jusque dans les nappes profondes sous pression. Soit e l'épaisseur de la nappe supposée enfermée entre 2 couches imperméables horizontales, soit H le niveau piézométrique. Lorsque le puits de rayon r débite, le niveau descend en h dans le puits.

Le rabattement est $h - e$ et le débit Q est donné par la formule de Bouvier.

, c'est-à-dire qu'à chaque instant, la nappe aura la forme du régime permanent correspondant.

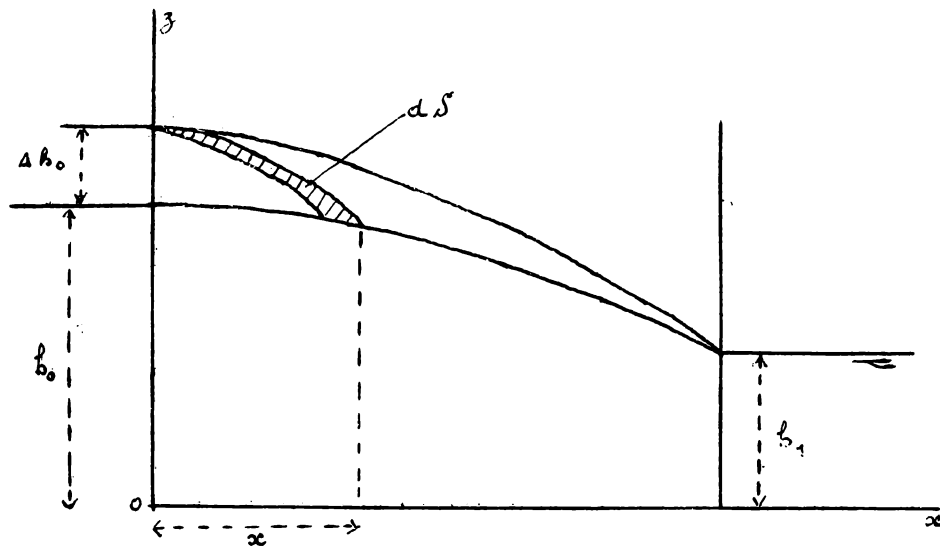
Ainsi, considérons 1 massif filtrant sur un sol imperméable horizontal, d'épaisseur l et limité à deux parois verticales.

Soient h_0 et h_1 les niveaux d'amont et d'aval. On a

$$Q = \varphi \frac{(h_0 - h_1)}{l} \frac{(h_0 + h_1)}{2}$$

la surface de la nappe est une parabole d'équation.

$$(h_0 - h)^2 = \frac{2xQ}{\varphi}$$



Supposons que le niveau h_0 soit relevé d'une quantité Δh_0

une nouvelle nappe parabolique va se former progressivement et tendre vers l'état permanent

$$Q + \Delta Q = \varphi \frac{(h_0 + \Delta h_0 - h_1)}{l} \frac{(h_0 + \Delta h_0 + h_1)}{2}$$

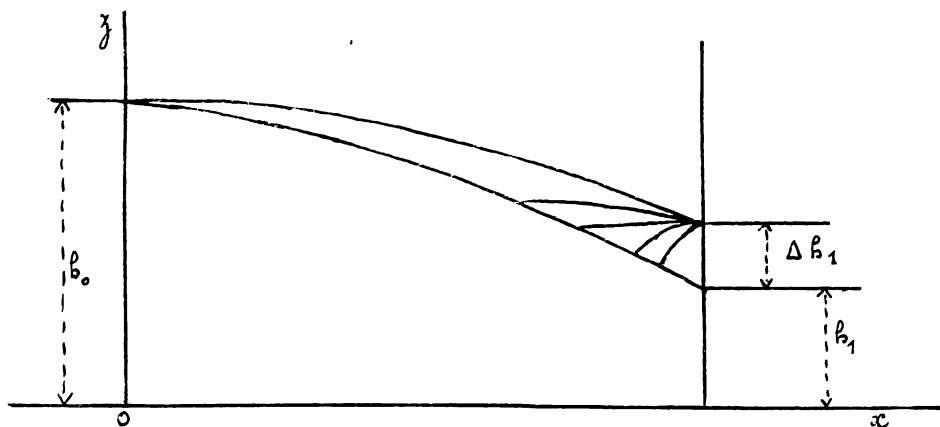
Nous admettons que, pendant le régime variable, à tout moment le profil à partir de l'amont est constitué par un arc de parabole jusqu'à la rencontre de la surface permanente initiale. Le pied de la nouvelle nappe progresse sur l'ancienne vers l'aval jusqu'au moment où le nouvel état permanent est atteint.

Pendant ce temps, le débit en aval reste Q , puisque la nappe en aval n'a pas changé. En amont, il est Q' tel que $Q < Q' < Q + \Delta Q$.

Le débit différentiel $Q' - Q$ est absorbé par le terrain pour former la nouvelle nappe, donc $(Q' - Q) dt = n dV = n dS$.

dV étant l'accroissement de volume de la nappe = dS , accroissement de la

section droite de la nappe, puisque nous l'envisageons d'une largeur égale à l'unité. C'est l'aire élémentaire comprise entre 2 arcs de parabole infiniment voisins et le profil initial. On pourrait en établir une expression, au moins approximative, en fonction de l'abscisse x du pied mobile de l'arc de parabole.



On peut exprimer Q en fonction du même élément. Donc, on obtient une équation différentielle en x et t dont la résolution donne la loi de x en fonction de t et permet de connaître l'état de la nappe à un instant quelconque et le temps nécessaire pour passer d'un régime permanent à l'autre.

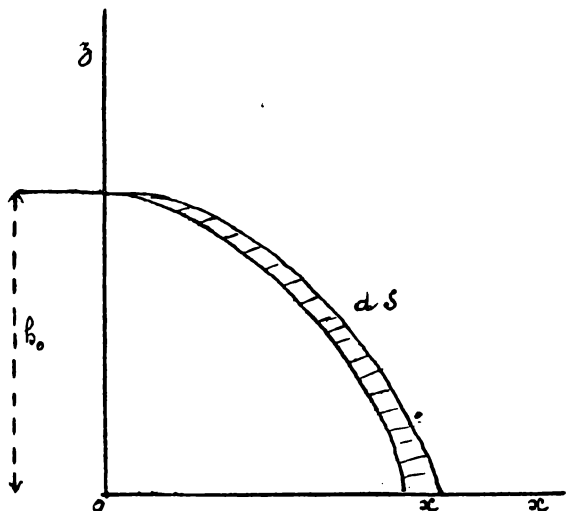
Si le niveau h_1 subissait un relèvement, une nouvelle nappe s'établirait de même en remontant de l'aval vers l'amont. Pendant la période variable, le débit d'amont Q resterait fixe, celui d'aval irait en diminuant progressivement.

Si enfin l'un ou l'autre des niveaux subissait un abaissement, une nouvelle nappe s'établirait de même progressivement, à partir de l'endroit de la perturbation, mais cette fois la nappe primitive cèderait de l'eau, le débit sortant serait supérieur au débit entrant.

On pourrait appliquer le même principe à des fluctuations conjuguées et successives des niveaux extrêmes (crues et décrues) et concevoir la superposition de plusieurs régimes variables. Le principe reste le même et la question pourrait éventuellement s'étudier d'une manière approximative par la méthode des différences finies appliquée par voie graphique. On trace les arcs de parabole successifs et on mesure la surface différentielle, au planimètre par exemple. Entre 2 arcs successifs, on admet le débit constant et égal par exemple à la moyenne des débits correspondants aux arcs de parabole.

M. E. J. Grison a publié une étude détaillée de différents cas possibles (A. T. P. B 1925 - avril et octobre).

Le même principe peut s'appliquer aux puits, dV devient le volume élémentaire de révolution engendré par dS .



à titre d'exemple simple, nous étudierons la progression d'une nappe filtrante dans un massif initialement sec. Le picot de la parabole progresse sur le fond horizontal imperméable. Soit x son abscisse.

au temps t , on a :

$$Q = \varphi \frac{h_0^2}{2x} \quad \text{et} \quad S = \frac{2}{3} h_0 x$$

au temps $(t + dt)$:

$$Q dt = n dS = n \frac{2}{3} h_0 dx$$

$$dt = \frac{2n}{3} \frac{h_0}{\varphi} dx = \frac{4}{3} \frac{n}{\varphi h_0} x dx$$

$$t = \frac{2}{3} \frac{n}{\varphi h_0} x^2 \quad \text{d'où} \quad x = \sqrt{\frac{3 \varphi h_0 t}{2 n}}$$

Dans tout ce qui précède, nous avons supposé toujours le débit provenant uniquement du réservoir d'amont alimentant la nappe. Les nappes naturelles peuvent recevoir dans toute leur étendue des apports par infiltration verticale d'eau de pluie à partir de la surface.

Par unité de largeur, à partir de l'origine, l'apport en 1 point d'abscisse x est qx , si q est l'apport par unité de surface, supposé uniforme. On peut tenir compte de cet apport, soit dans l'équation différentielle, soit dans le tracé graphique aux différences finies. Le problème devient évidemment assez complexe. (Nous étudierons plus loin le régime variable des nappes souterraines alimentant les cours d'eau.)

§ 12. Rabattement progressif des nappes par tranchées et puits.

Lorsque l'on ouvre dans un terrain aquifère une tranchée filtrante, au repos, le niveau dans la tranchée concorde avec celui de la nappe. Si par écoulement naturel ou épuisement, on abaisse le niveau dans la tranchée, la nappe y débite et sa surface se modifie.

Cet phénomène est progressif et variable, comme ceux que nous avons examinés

dans le chapitre précédent.

Supposons le fond et la nappe horizontaux et que la tranchée descende jusque sur le fond. Soit b_0 le niveau initial de la nappe, b_1 la profondeur d'eau dans la tranchée $b_1 < b_0$

Il se forme une nappe débitante à surface parabolique. Sa parabole se raccorde au niveau primitif à une distance x de la paroi verticale de la tranchée et qui progresse avec le temps.

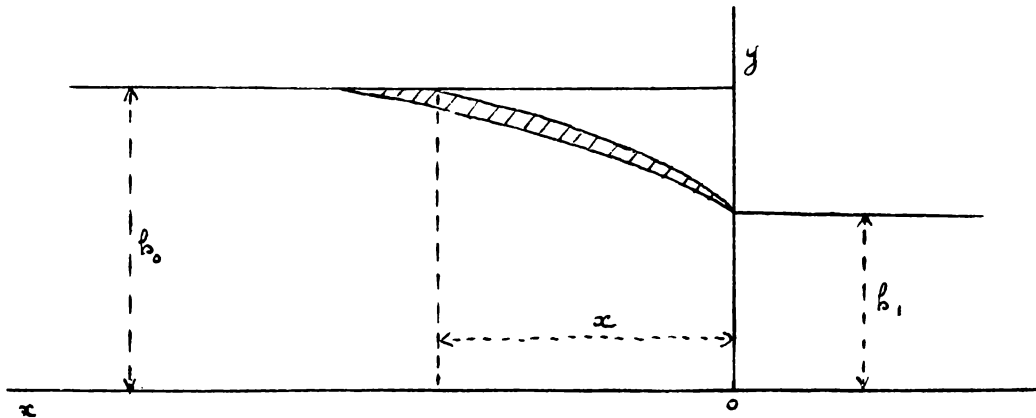
Si x est la valeur au temps t ,
$$Q = \frac{\varphi (b_0^2 - b_1^2)}{2x}$$

La nappe n'étant pas alimentée.

$$Q \cdot dt = n \, dV = n \, dS = n (b_0 - b_1) \frac{dx}{3}$$

- Donc
$$dt = n \frac{dS}{Q} = \frac{2n}{3} \frac{x \, dx}{\varphi (b_0 + b_1)}$$

Donc
$$t = \frac{n}{3} \frac{x^2}{\varphi (b_0 + b_1)} \quad \text{ou} \quad x = \sqrt{\frac{3 \varphi (b_0 + b_1) t}{n}}$$



Donc, si la dénivellation ($b_0 - b_1$) est produite brusquement, au bout du temps t la nappe a la forme définie par la valeur de x ci-dessus, le débit vaut

$$Q = \frac{b_0 - b_1}{2} \sqrt{\frac{n (b_0 + b_1) \varphi}{3t}}$$

il diminue avec le temps, mais d'une manière assez rapidement décroissante. Toutefois, elle est continue si la nappe est illimitée.

Si la nappe est limitée et non alimentée, le niveau maximum b_0 décroîtra à partir du moment où la limite est atteinte. Mais si, comme il est fréquent, la nappe est limitée à un cours d'eau à niveau indépendant, le débit reste constant et égal à $Q = \frac{\varphi (b_0^2 - b_1^2)}{2l}$, l étant la distance du cours d'eau à la paroi filtrante.

Si la nappe est alimentée par des infiltrations verticales, elle s'arrête de progresser lorsque

$$ql = Q = \frac{\varphi (b_0^2 - b_1^2)}{2l}$$

$$\text{d'où : } l = \sqrt{\frac{\varphi (h_0^2 - h_1^2)}{2q}}$$

q étant le débit vertical par unité de surface.

Cette théorie élémentaire donne une idée nette du rabattement progressif et de la zone d'influence d'une tranchée de drainage et elle peut être utilisée pour les calculs pratiques.

On peut appliquer la même méthode à un puits circulaire descendant jusque sur le fond de la nappe, dans l'hypothèse d'une alimentation égale suivant tous les azimuts.

L'équation est plus complexe, à cause de l'équation logarithmique des courbes, mais le phénomène est analogue en principe. Le rabattement est progressif; le débit diminue avec le temps d'une manière décroissante. En cas d'alimentation verticale uniforme, le rayon d'influence l est donné par:

$$\pi l^2 q = \frac{\pi \varphi (H^2 - h^2)}{\log \frac{l}{r}}$$

$$\text{d'où } l^2 \log \frac{l}{r} = \frac{\varphi (H^2 - h^2)}{q}$$

équation transcendante à résoudre par approximations.

On a établi pour les puits des formules approximatives donnant l'influence du temps, notamment en assimilant la nappe à un paraboléoïde de révolution.

(Voir Buisson). On trouve $x = \sqrt{\frac{3Ht\varphi}{n}}$ à condition que x soit négligeable devant l , donc au bout d'un certain temps.

On peut ainsi établir quel est le rabattement réalisé au bout d'un temps donné pour un certain niveau d'aval ou encore, à quel niveau il faut abaisser l'eau dans la tranchée pour réaliser un certain rabattement en un certain temps.

En même temps on connaît les débits à écouler.

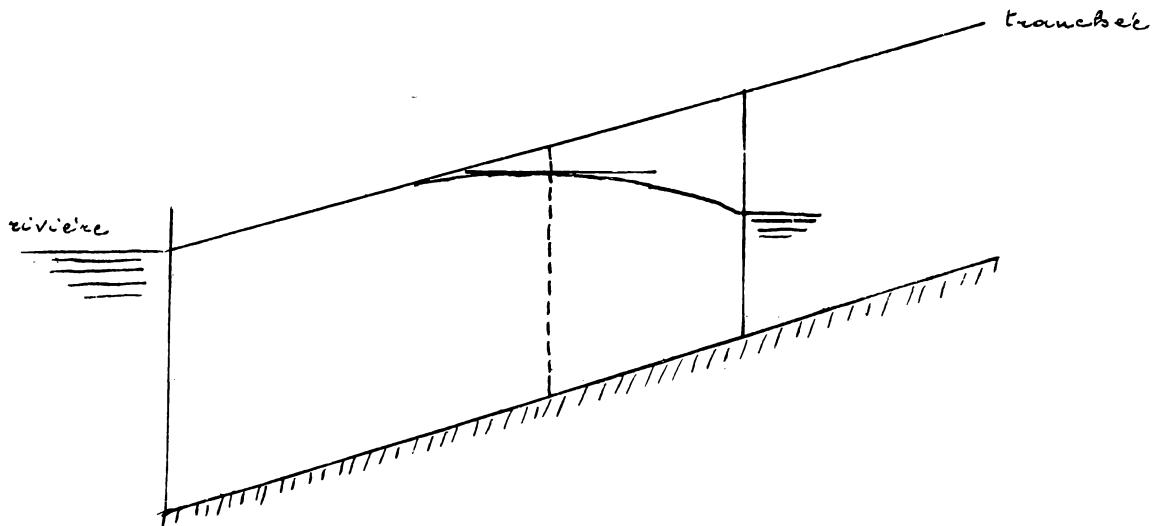
§ 13 - Formes réelles des nappes.

Les formules précédentes supposaient des nappes horizontales en terrain homogène d'égale perméabilité. Les terrains présentent des perméabilités variables, notamment au voisinage des cours d'eau qui alimentent les nappes, car l'eau entraîne des vases fines qui colmatent le milieu filtrant sur une certaine épaisseur, d'une manière décroissante depuis la rive vers l'intérieur des terres. Il en résulte des courbes tout à fait différentes pour les surfaces des nappes et que l'on peut calculer selon la loi de variation de la perméabilité en fonction.

des abscisses.

La nappe est souvent aussi inclinée. Lorsque l'inclinaison n'est pas trop forte, on peut conserver pour ces nappes les équations précédentes, les abscisses étant // au fond et les ordonnées comptées verticalement au-dessus du fond. (Cas des terrains assez perméables.)

Ces nappes coulent généralement sur une couche imperméable dans le versant d'une vallée dont elles alimentent le cours d'eau. Supposons une tranchée ou un puits établi à quelque distance du cours d'eau et provoquons y un rabattement. La nappe de rabattement vers l'aval peut présenter un point à tangente horizontale. Il est évident qu'en aval de ce point, la nappe ne peut plus débiter vers la tranchée ou le puits; il limite la zone d'influence vers la rivière. Si ce point est donc en permanence en deca de la rivière, celle-ci ne débite pas dans la tranchée ou le puits. Si le point peut atteindre la rivière, celle-ci peut donc intervenir dans l'alimentation du puits. Ce point est important au point de vue de la qualité des eaux.



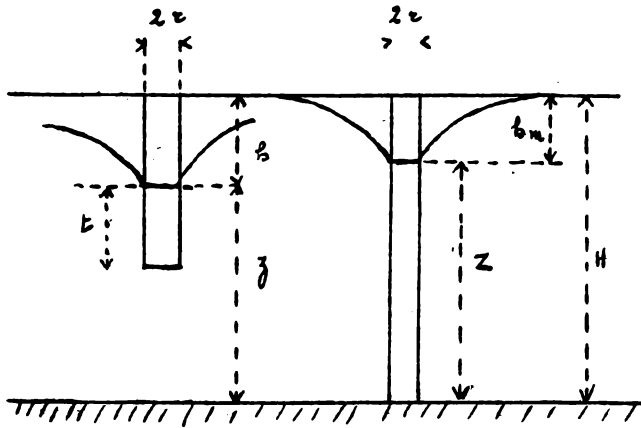
§ 14 - Puits et tranchées peu profonds.

On peut entendre sous ce terme des puits et tranchées ne descendant pas jusque sur le fond imperméable. Ses formules précédentes ne sont dès lors plus applicables. Il peut y avoir un débit partiel par le fond.

M. P. Forebheimer propose la formule suivante pour un puits peu profond

$$\frac{H^2 - z^2}{H^2 - Z^2} = \sqrt{\frac{z}{t + 0,5z}} \sqrt{\frac{z}{2z - t}}$$

$$\text{ou } \frac{(H + z) b}{(H + Z) b_m} = \sqrt{\frac{H - b}{t + 0,5z}} \sqrt{\frac{H - b}{2(H - b) - t}}$$



H est la hauteur totale de la nappe,
 z le niveau dans le puits considéré
 à fond imperméable, Z le niveau
 dans le puits s'il descendait jusqu'
 au fond imperméable et débitait
 le même débit.

$$b = H - z \quad \text{et} \quad b_m = H - Z$$

t est la profondeur d'eau dans le puits
 réel. Il faut évidemment que t ne

soit pas trop petit, sinon les vitesses d'afflux d'eau deviennent excessives. Si la
 nappe est très profonde, b est négligeable devant H et

$$b = b_m \frac{H}{\sqrt{(2H-t)(t+0,5r)}}$$

§ 15. Mouvement permanent quelconque dans un milieu poreux.

Toutes les formules précédentes impliquent le mouvement permanent d'un cou-
 rant souterrain à filets sensiblement parallèles et d'ailleurs peu inclinés sur
 l'horizontale. Les surfaces d'égale charge Φ sont des sections planes verticales
 toutes parallèles. $\Phi = z + \frac{p}{\omega}$ et $I = -\frac{d\Phi}{ds}$

La loi du mouvement est $v = \varphi I = -\varphi \frac{d\Phi}{ds}$

Dans le cas le plus général d'un écoulement souterrain permanent, les sections
 étant très variables, ainsi que les directions des filets, nous devons envisager les
 surfaces d'égale charge Φ , analogues à des surfaces équipotentielles. Les diffé-
 rences de charge étant les causes motrices du mouvement, celui-ci s'effectuera
 entre les surfaces d'égale charge suivant le plus court chemin, c'est-à-dire
 normalement. La loi du mouvement est $v = -\varphi \frac{d\Phi}{ds}$ (potentiel de vitesse)

Suivant trois axes coordonnés, les composantes sont

$$v_x = -\varphi \frac{d\Phi}{dx}, \quad v_y = -\varphi \frac{d\Phi}{dy}, \quad v_z = -\varphi \frac{d\Phi}{dz}$$

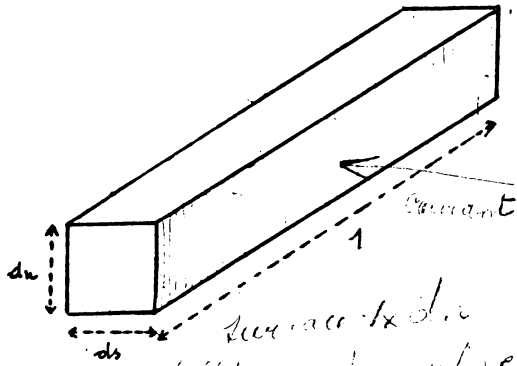
Il en résulte que l'équation de continuité devient :

$$\frac{dv_x}{dx} + \frac{dv_y}{dy} + \frac{dv_z}{dz} = -\varphi \left[\frac{d^2\Phi}{dx^2} + \frac{d^2\Phi}{dy^2} + \frac{d^2\Phi}{dz^2} \right] = 0.$$

c'est-à-dire que le mouvement est régi par les mêmes lois que l'écoulement sans
 résistance à potentiel de vitesse. $\nabla^2 \Phi = 0$

Ces équations différentielles permettent, dans certains cas, de déterminer les surfaces d'égal charge et les filets d'écoulement.

On peut employer, pour les courants larges ou filets situés dans des plans parallèles, une méthode graphique aux différences finies préconisée par M. S. Forckheimer.



$$Q = ds \times u = ds \times \varphi \cdot \frac{du}{ds}$$

Donc, les lignes équipotentiellles et les filets forment entre eux des rectangles tous semblables entre deux filets successifs. Si nous envisageons des filets successifs entre lesquels s'écoulent des débits tous égaux et des surfaces équipotentiellles en progression arithmétique, nous pouvons choisir les termes de telle sorte que tous les rectangles soient des carrés. Nous pouvons alors, par approximations successives, recourir à l'étendue de la veine d'écoulement d'un réseau de tels carrés et en déduire les débits.

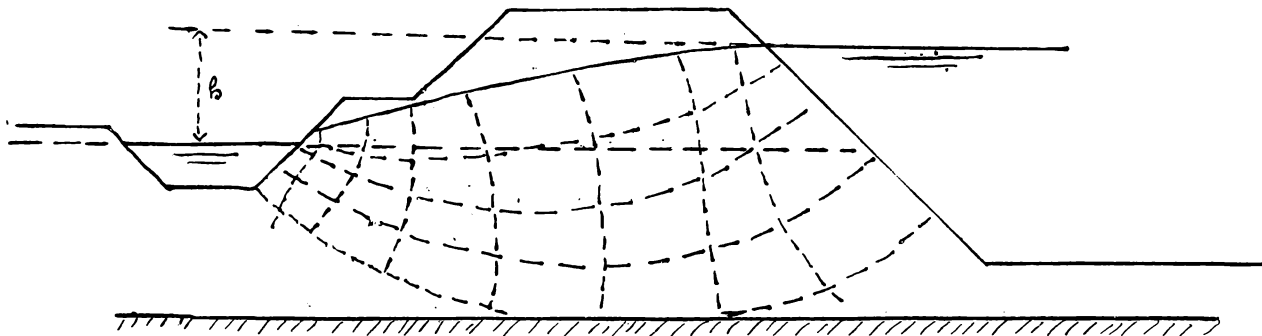
M. Forckheimer a appliqué cette méthode, entre autres, à la représentation de l'écoulement souterrain sous le radier d'un barrage (voir planches).

§ 16 - Infiltrations dans les digues et étanchements.

Dans leur ouvrage, sur le mécanisme de l'eau (tome II), M. H. Koebelin font par cette méthode une étude très intéressante des infiltrations par les digues de canaux, revêtues d'étanchement ou non.

Les principes sont ceux qui viennent d'être exposés. On connaît deux surfaces équipotentiellles, ce sont les 2 talus de la digue. Les filets y aboutissent donc normalement. Le fond imperméable est, dans la partie médiane de la veine, direction d'un filet. Les lignes équipotentiellles y aboutissent normalement. Enfin la surface libre de la nappe est un filet, elle est normale aux lignes équipotentiellles. Ces remarques facilitent la solution graphique par tâtonnements. Le réseau étant tracé, et connaissant la dénivellation motrice et la perméabilité du terrain, on peut déterminer les débits et les vitesses. Les derniers éléments sont d'un intérêt

est essentiel au point de vue du colmatage et du danger d'érosion.



L'étude de M. H. Koehnlin aboutit à la conclusion pratique que l'hypothèse des parois filtrantes verticales, selon les § précédents, donne des débits par excès, donc toute sécurité. Cette hypothèse donne les mêmes débits que celle dite de Bligh, de la ligne géométrique droite, joignant les niveaux d'amont et d'aval et correspondant donc à une variation linéaire de la charge motrice.

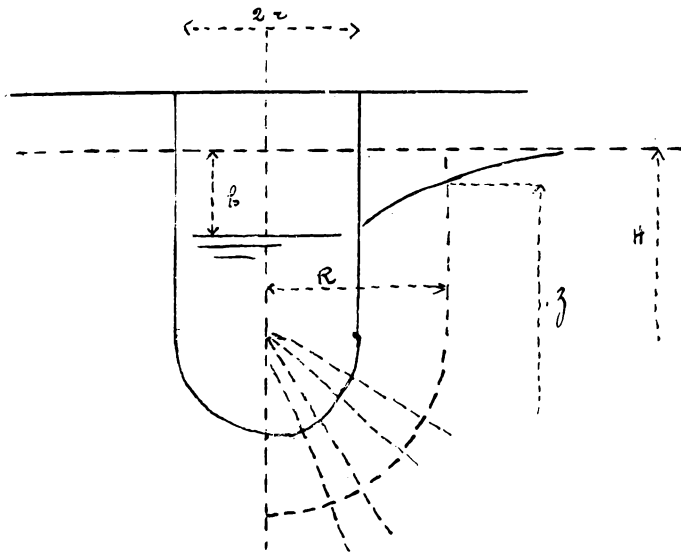
Pu l'incertitude au sujet de la connaissance de ϕ , l'emploi des méthodes approximatives donnant un excès est recommandable. Mais elles n'éclaircissent pas sur la répartition des vitesses.

Observons que la surface de la nappe doit aboutir au talus incliné d'aval au-dessus du plan d'eau aval, pour produire la charge nécessaire pour permettre aux filets inférieurs de vaincre la résistance du chemin entre le talus d'aval et la ligne équipotentielle correspondant à la sortie du filet supérieur.

Il est aisé de constater que les vitesses d'infiltration sont maxima au voisinage des talus et près des plans d'eau et que les vitesses de sortie sont plus grandes que celles d'entrée. Les protections doivent donc surtout intéresser la partie supérieure du talus amont et la totalité du talus aval. Les étanchements du talus amont, mêmes partiels, améliorent beaucoup les conditions d'écoulement. Ils doivent régner au moins sur toute la hauteur comprise entre le niveau d'amont et celui de la nappe aquifère, lorsque celle-ci est au-dessus du plafond du canal. Si la nappe aquifère est en dessous, il faut nécessairement étancher toute la cuvette.

§ 17. Puits alimentés par le fond.

Considérons un puits cylindrique de diamètre $2r$, étanché sur toute sa périphérie sauf le fond, que nous supposons hémisphérique et ménagé dans un terrain



aquifère dont la nappe se trouve à hauteur H au dessus du fond imperméable. Par épuisement, on crée dans le puits une dénivellation b .

La surface sphérique du fond est donc une surface d'égal charge. Il en résulte que les autres surfaces d'égal charge sont des sphères concentriques et que les filets liquides sont des droites dirigées suivant les rayons.

Dans une $\frac{1}{2}$ sphère de rayon R $u = \frac{Q}{2\pi R^2} = -\varphi \frac{d\psi}{dR} = \varphi \frac{dz}{dR}$
 donc $dz = \frac{Q dR}{2\pi \varphi R^2}$
 et $H - z = \frac{Q}{2\pi \varphi R} \rightarrow \frac{R}{H - z} = \frac{2\pi \varphi}{Q}$

La dénivellation dans le puits est

$$b = \frac{Q}{2\pi \varphi r} \quad , \quad \text{d'où} \quad Q = 2\pi \varphi r b$$

Les équations satisfont aux équations différentielles générales.

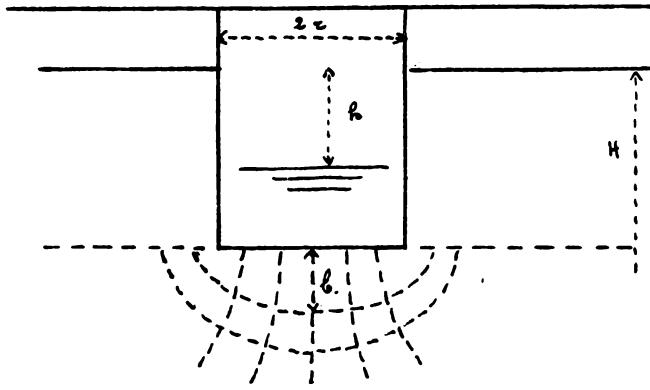
La surface de la nappe est un hyperboloïde de révolution autour d'une asymptote, qui est l'axe du puits, l'autre asymptote étant le plan primitif de la nappe aquifère.

On démontre en mécanique que, lorsque les surfaces équipotentielles sont des ellipses confocales, les trajectoires normales sont des hyperboles confocales aux ellipses. Propriété qui découle d'ailleurs directement des propriétés des foyers des coniques. La droite joignant les foyers est aussi une équipotentielle. Ce cas est réalisé lorsqu'un puits cylindrique à paroi latérale étanche a un fond perméable plan horizontal. Ses foyers sont aux bords inférieurs du puits.

Pour une ellipse de demi-axe vertical b , on a $H - z = \frac{Q}{2\pi \varphi r} \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \frac{b}{r} \right)$, r étant le rayon du puits.

Si b est la dénivellation dans le puits même, $b = \frac{Q}{4\varphi r}$, d'où $Q = 4\varphi b r$

ce cas se rencontre pratiquement dans certains puits descendus dans un sol



d'ouverts et dans des fouilles de construction à blindage latéral étanche (palplanches). Pour que les conditions théoriques soient suffisamment réalisées, la hauteur du fond du puits au dessus de la couche imperméable doit être un multiple de son diamètre.

§ 18. Nappes complexes.

Supposons que la surface libre d'une nappe en mouvement permanent à filets sensiblement parallèles, surmontant une couche imperméable à faible pente, ait une forme complexe définie par des lignes de niveau en projection horizontale. Considérons un élément rectangulaire $dx dy$ de cette projection, dont l'ordonnée au dessus du fond est z .

Les pentes superficielles sont $\frac{dz}{dx}$ et $\frac{dz}{dy}$

Le débit suivant la face dy est

$$Q I z dy = Q z \frac{dz}{dx} dy = Q \frac{d(z)^2}{dx} \frac{dy}{2}$$

$$\text{suivant la face } dx \quad \left| \quad Q \frac{d(z)^2}{dy} \frac{dx}{2} \right.$$

En vertu de l'équation de continuité

$$\frac{dQx}{dx} + \frac{dQy}{dy} = 0$$

$$\text{on a} \quad \frac{d^2(z)^2}{dx^2} + \frac{d^2(z)^2}{dy^2} = 0.$$

Les nappes simples étudiées pour la tranchée filtrante

$$H^2 - z^2 = \frac{2 Q x}{\varphi}$$

et pour les puits

$$H^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi \varphi} \log \frac{b}{x}$$

satisfont à cette équation aux dérivées partielles.

Selon l'observation de M. St. Forckheimer, si les fonctions

$$z^2 = f_1(x, y) \quad z^2 = f_2(x, y) \quad z^2 = f_3(x, y), \text{ etc}$$

satisfont à l'équation, il en est de même de

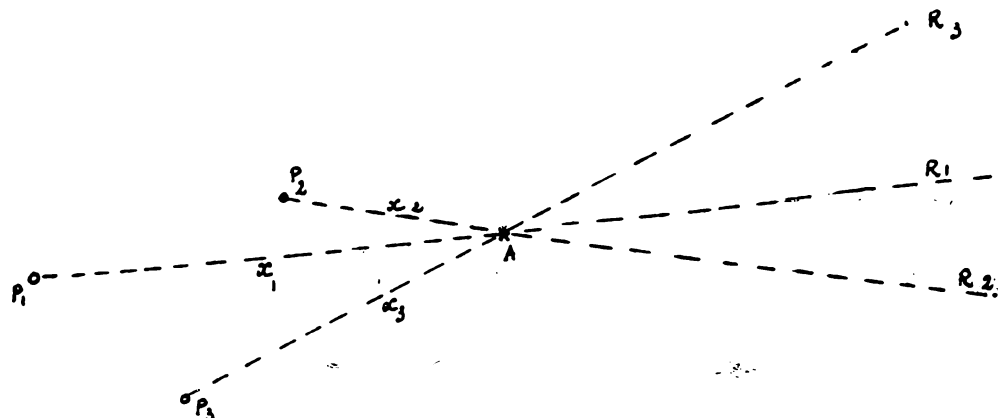
$$z^2 = f_1(x, y) + f_2(x, y) + f_3(x, y) \text{ etc.}$$

qui donne l'équation d'une nappe complexe.

Cette observation permet d'étudier les nappes complexes qui se forment lorsque plusieurs tranchées ou plusieurs puits s'influencent naturellement.

§ 19. Puits multiples en régime permanent non alimenté.

Supposons que l'on épuise un débit total Q de n puits régulièrement



alimentés, à parois perméables et descendant jusqu'au fond imperméable.

D'après l'observation ci-dessus on a :

$$H^2 - z^2 = \frac{1}{\pi \varphi} \left(q_1 \log \frac{R_1}{x_1} + q_2 \log \frac{R_2}{x_2} + \dots \right)$$

R_1, R_2 étant les distances des centres des puits 1, 2, ... etc aux confins de la nappe (Soit comme si chaque puits existait seul).

et x_1, x_2, \dots les distances des centres des mêmes puits au point considéré au la nappe à l'ordonnée z .

q_1, q_2, \dots les débits des divers puits, donc $\varphi = q_1 + q_2 + \dots + q_n$.

Si les débits sont égaux et que $R = R_1 = R_2 = \dots = R_n$, ce qui a lieu à distance assez grande, on a $q_1 = q_2 = \dots = q_n = \frac{\varphi}{n}$ et

$$H^2 - z^2 = \frac{\varphi}{\pi \varphi} \left(\log R - \log \sqrt[n]{x_1 x_2 \dots x_n} \right)$$

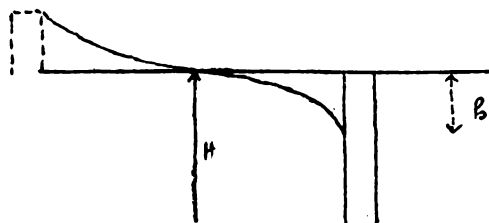
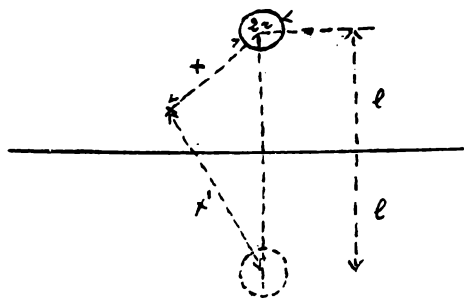
ou

$$H^2 - z^2 = \frac{\varphi}{\pi \varphi} \left(\log R - \log x \right)$$

x étant la distance au point considéré du puits fictif unique qui produirait le même rabattement. Ces formules conviennent pour les rabattements de nappes aquifères par batteries de puits filtrants.

§ 20. Puits influencé par un cours d'eau.

La formule des puits multiples peut servir à déterminer la nappe d'un puits influencé par un cours d'eau, grâce à un artifice.



Soit H le niveau de l'eau du fleuve au-dessus du fond imperméable.

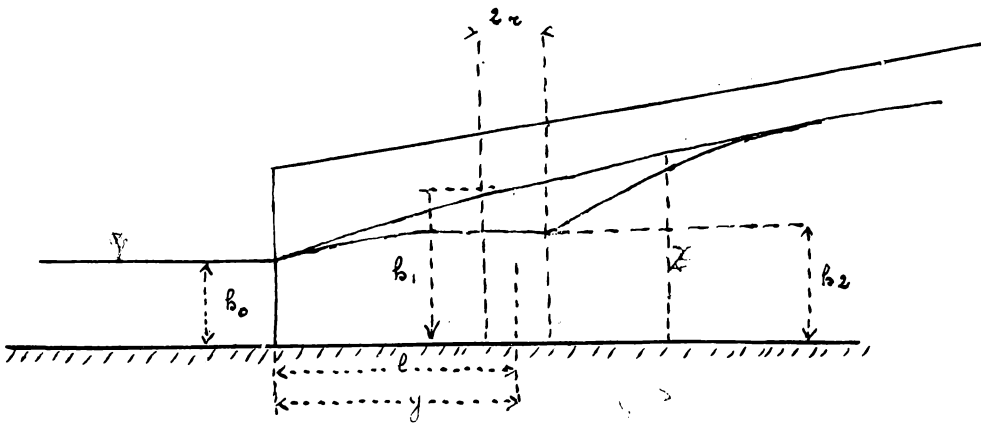
Soit b le rabattement réalisé dans le puits. Considérons un puits fictif symétrique du

puits réel par rapport à la baisse d'eau et présentant un exhaussement du plan d'eau égal à b . Le système de ces deux puits donne une nappe qui contient la baisse d'eau et qui, dans l'intérieur des terres, peut donc être considérée comme la nappe réelle.

Son équation est $H^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi\varphi} \log \frac{x'}{x}$, car le débit du puits fictif est $-Q$.

x et x' étant les distances du point considéré au puits et au puits fictif symétrique.

Les lignes de niveau de la nappe sont des cercles.



Si la nappe est inclinée vers le fleuve et lui donne un débit q par unité de largeur, il se forme une nappe complexe d'équation.

$$z^2 - b_0^2 = \frac{2q}{\varphi} y - \frac{Q}{\pi\varphi} \log \frac{x'}{x}$$

Si l'on n'épuise pas dans le puits, l'eau y atteint le niveau b_1 , tel que

$$b_1^2 - b_0^2 = \frac{2ql}{\varphi}$$

l étant la distance du puits au fleuve.

Lorsque l'on épuise, on a au bord du puits $x = r$ et $x' = 2l$.

Le niveau est b_2 tel que $b_2^2 - b_0^2 = \frac{2ql}{\varphi} - \frac{Q}{\pi\varphi} \log \frac{2l}{r}$

Le plan normal à la rive passant par l'axe du puits coupe la nappe suivant une

courbe d'équation: $z^2 - b_0^2 = \frac{2q}{\varphi} y - \frac{Q}{\pi\varphi} \log \frac{l+y}{l-y}$

L'inclinaison de cette courbe à la rive, donc pour $y=0$ est:

$$\left(\frac{dz}{dy}\right)_0 = \frac{1}{2b_0} \left(\frac{2q}{\varphi} - \frac{Q}{\pi\varphi} \frac{2}{l} \right)$$

Elle est > 0 pour $Q < \pi l q$, le puits ne reçoit pas d'eau de rivière. Si le débit

Q est supérieur, l'inclinaison est négative, le puits est alimenté par la rivière.

§ 21. Mesure du coefficient de perméabilité.

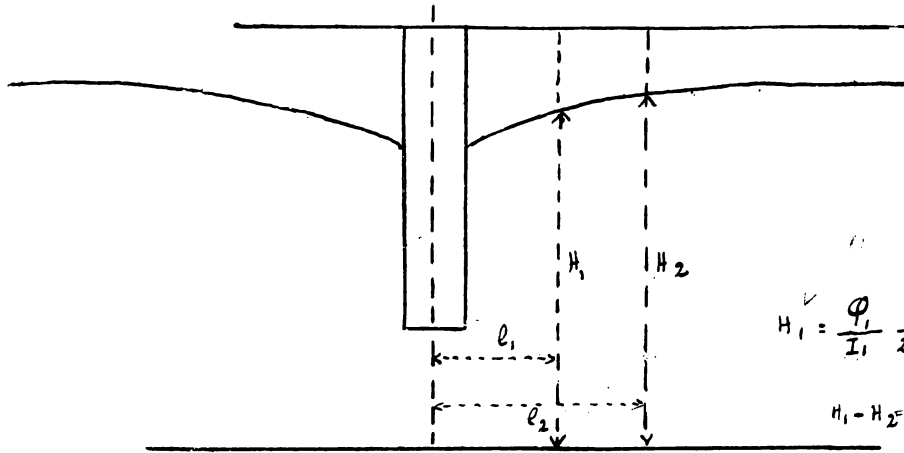
On peut forer un puits jusqu'au terrain imperméable et le faire débiter.

Soit b le niveau piézométrique dans le puits de rayon r ; on observe par un

sondage le niveau H à distance l du puits. On a $\varphi = \frac{Q(\log l - \log r)}{\pi(H^2 - h^2)}$

Si le puits ne descend pas jusqu'au fond imperméable ou si le fond n'est pas horizontal, on établit deux sondages radiaux à distance suffisante du puits. On observe les niveaux H_1 et H_2 (à distance l_1 et l_2) et le débit correspondant Q . on a :

$$\varphi = \frac{Q(\log l_2 - \log l_1)}{\pi(H_2^2 - H_1^2)}$$



$$I = \frac{H_2 - H_1}{l_2 - l_1}$$

$$H_1 = \frac{Q_1}{I_1} \frac{1}{2\pi\varphi l} \quad H_2 = \frac{Q_2}{I_2} \frac{1}{2\pi\varphi l}$$

$$H_1 - H_2 = \left(\frac{Q_1}{I_1} - \frac{Q_2}{I_2} \right) \frac{1}{2\pi\varphi l}$$

d'où $\varphi = \dots\dots\dots$

Si les 2 sondages sont assez rapprochés, on ne mesure la hauteur que dans l'un d'eux et par le niveau du second, on détermine la pente I .

On a $Q = 2\pi\varphi I l H$ d'où $\varphi = \frac{Q}{2\pi \times I l H}$

Pour plus de précision, on effectuera l'essai pour 2 débits différents et on écrira

$$\varphi = \left(\frac{Q_1}{I_1} - \frac{Q_2}{I_2} \right) \frac{1}{2\pi l (H_1 - H_2)}$$

de la sorte on ne doit mesurer que les différences des niveaux piézométriques, non les niveaux au dessus du fond imperméable, ce qui peut présenter des difficultés.

On pourrait déterminer φ par l'observation du temps que met l'eau dans un puits à atteindre le niveau primitif après arrêt du pompage. Mais cette méthode exige la connaissance exacte de la porosité du terrain, ce qui est un inconvénient.

Dans un terrain aquifère vierge, on peut mesurer la vitesse de circulation de l'eau par la méthode électrique, la plus précise, en introduisant dans un sondage à l'amont une solution saline concentrée et mesurant le temps que met

la solution n'est atteinte au sondage en aval. On trouve des vitesses très faibles, parfois inférieures à $1/100$ mm. par sec., donc de l'ordre de 250 m. par an.

Les 2 sondages permettent de mesurer la pente, d'où $q = \frac{w}{I}$.

§ 22 - Vitesses limites d'érosion et de colmatage.

D'après Obien, les vitesses limites dans les terrains d'alluvion sont :

φ des grains	0 à 0,25	0,25 à 0,5	0,5 à 1	1 à 2	2 à 3 mm
vitesse effective	0 à 29	35 à 69	75 à 96	111 à 170	179 à 330 mm/sec.

à quoi correspondent des vitesses brutes filtrantes.

pour 40% de porosité	0 à 12	14 à 28	30 à 40	44 à 69	72 à 330 "
- 25% " " "	0 à 7	9 à 17	19 à 24	27 à 43	45 à 205 "

Selon des expériences faites à Zurich, on aurait comme vitesse de dépôt de l'argile délayée dans l'eau

	Porosité	Vitesse de commencement de dépôt		Vitesse de dépôt complet		
		nette	brute	nette	brute	mm/°
gros gravier	42%	5	2,1	2	0,8	mm/°
Sable	25%	5	1,25	2	0,5	mm/°

Donc, le colmatage exige, en général, des vitesses filtrantes inférieures à 1 mm/°.

Hydraulique fluviale.

Première partie : Cours d'eau naturels.

Chapitre I

Généralités sur l'origine et le régime des cours d'eau.

§ 1. Formation des cours d'eau.

Ainsi que nous l'avons fait observer déjà, l'orographie d'une région détermine aussi son hydrographie. Les eaux de surface; eaux de ruissellement ou rivières et ceux de fusion, et les eaux souterraines se déplacent vers les régions basses ou vallées et s'y rassemblent en cours d'eau qui s'écoulent suivant la pente de la ligne la plus basse ou thalweg vers la mer. Ce phénomène très simple dans sa généralité

élémentaire est sensiblement compliqué par les phénomènes d'érosion et d'alluvionnement.

Nous avons montré précédemment le rôle important des montagnes élevées en hydrologie. Par les précipitations abondantes qui s'y produisent, les réservoirs d'eau qui constituent leurs neiges et glaciers, elles donnent naissance à de nombreux et importants cours d'eau, dont l'origine est donc en relation avec des torrents et des glaciers. Il en résulte que le cours aval des cours d'eau est généralement à altitude élevée, à forte pente et à grand débit solide, les matériaux d'érosion abondants provenant des montagnes. Les vitesses de l'eau sont élevées et le cours d'eau approfondit la vallée en y constituant son lit, c'est-à-dire la dépression de terrain que les eaux occupent.

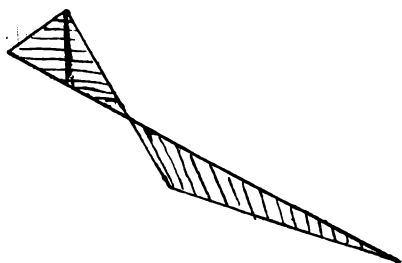
D'une manière générale, le relief s'atténue dans le cours moyen pour devenir très faible dans le cours inférieur qui traverse la plaine ou le plateau qui s'étend généralement le long des côtes. Les pentes diminuent donc de l'amont à l'aval, sauf accidents locaux, le profil en long est sensiblement une parabole dont la concavité est tournée vers le haut et à tangente horizontale à son embouchure, c'est le niveau de base. Les vitesses sont diminuant, en même temps que le fleuve s'élargit tant à cause de l'augmentation de débit que de la diminution des vitesses. Les matériaux solides venus de l'amont deviennent de plus en plus fins, tant à cause de l'usure que des vitesses décroissantes qui en provoquent le dépôt par ordre décroissant de dimensions de l'amont à l'aval. C'est de cette action combinée que naît le profil d'équilibre défini précédemment. Équilibre d'ailleurs très relatif car, sans intervention extérieure judicieuse, les phénomènes précités continuent leur action et modifient donc insensiblement le profil d'équilibre. Cependant on peut considérer que les apports de la montagne sont compensés à peu près par les matériaux solides évacués dans la mer. Le fleuve est donc un agent de transport de matériaux solides vers la mer, ce transport étant accompagné d'un véritable broyage.

Enfin, ce processus déjà complexe est encore compliqué par les variations du débit, caractéristiques du régime de la rivière et surtout par les crues ou hautes eaux qui constituent aussi de véritables crues de matériaux solides et constituent les agents les plus puissants de modification du lit des rivières.

Nous étudierons spécialement les crues et leurs effets.

§ 2. Profil en long et pentes du lit.

Le profil en long est donc conditionné à l'origine par celui du thalweg orogénique (pli synclinal, graben tectonique, couches en discordance ou arasées à des niveaux différents, vallées glaciaires ou torrentielles, effondrements de



cavernes, etc), mais il est modifié par l'érosion jusqu'à l'établissement d'un profil sensiblement constant ou d'équilibre, dans lequel les irrégularités du profil initial sont atténuées, voire effacées. Par exemple, considérons une forte pente suivie d'une faible pente. Il y aura affouillement à l'amont, alluvionnement à l'aval avec, comme

résultat, tendance à l'établissement d'une pente uniforme.

Il y a d'ailleurs dans la formation du lit des rivières une tendance à la limitation des pentes à un maximum, correspondant à un maximum de vitesse qui provoque l'érosion de tous les matériaux de fond, même les plus durs et qui semblent être aux environs de 5 à 6 m. par sec.

En admettant pour approximation la formule de $RI = 0,004 v^2$, on voit que $RI_{max} \approx 0,01$ à $0,015$ environ.

Dans le cours supérieur des fleuves, on peut considérer R comme voisin de 1.

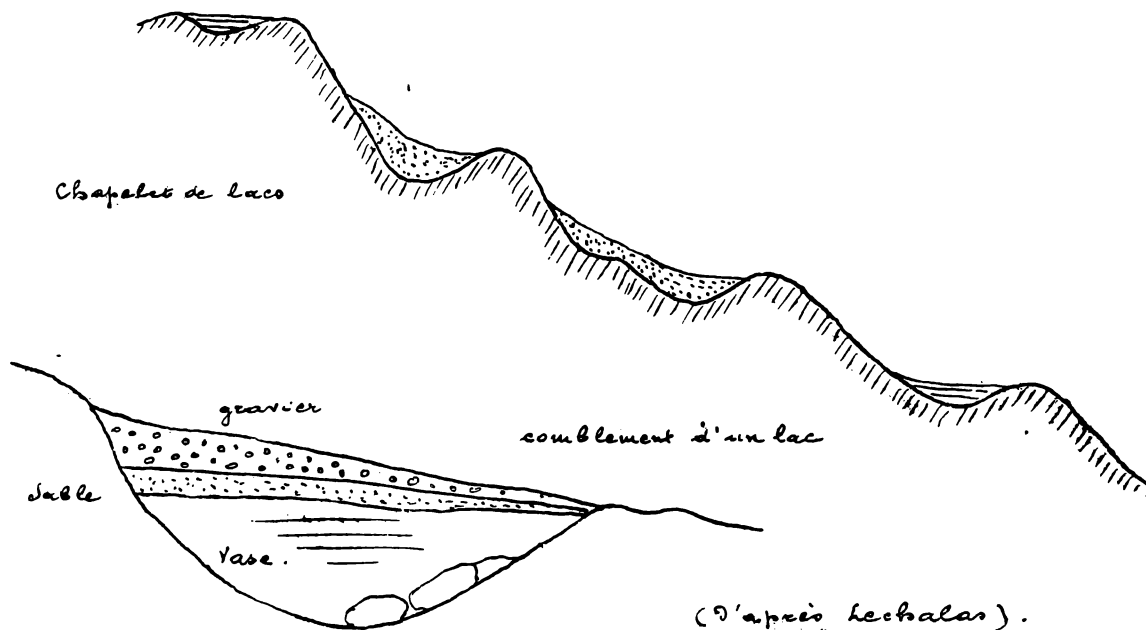
Donc $I_{max} \approx 0,015$. 150

On constate en effet que dans le cours supérieur de la Durance, type français des rivières torrentielles, la pente maximum ne dépasse guère 0,024. Il existe des torrents proprement dits (voir torrents) où les pentes sont jusque 10 et 20 fois plus fortes, mais l'action des eaux y est intermittente et toute spéciale.

L'action de l'érosion ne dépend pas seulement de la vitesse de l'eau, elle dépend de l'affouilabilité du terrain également; elle est donc influencée par les caractères géologiques de la vallée: des positions des couches et nature des roches. Sans un cours étendu et en terrain varié, il en résulte généralement des accidents locaux du profil en long et de la pente.

Le cas le plus fréquent est celui de la formation de seuils en saillie sur le profil d'équilibre et qui résultent de l'affleurement de couches plus dures que les

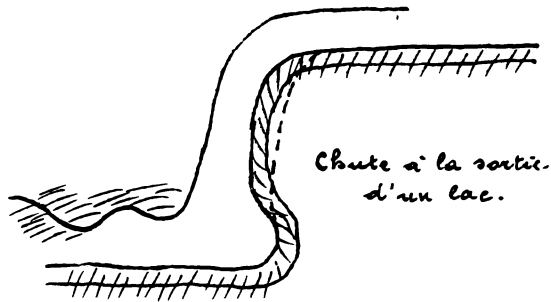
couches environnantes, et qui peuvent être éventuellement des inclinaisons éruptives, ou bien des moraines, même des deltas torrentiels. Ces seuils peuvent aussi provenir de l'érosion glaciaire. En vallées glaciaires présentent souvent des dépressions dues aux fortes pressions exercées par la base du glacier. Lorsque les glaces se sont retirées et que les eaux s'établissent dans la vallée, ces dépressions forment tout d'abord des lacs glaciaires.



C'est l'origine des lacs élevés des Alpes, Pyrénées, des fjords etc. Nous avons vu que ces lacs se créent dans ces alluvions de lits à pente relativement faible, limités à un seuil sur lequel la pente croît généralement. Les moraines et deltas torrentiels peuvent donner lieu à des phénomènes analogues. Les lacs comblés constituent les plaines géologiques.

Selon Suess, les rivières torrentielles de la Savoie : Drac, Romanche, Durance présentent des vestiges de lacs étagés, séparés par des rapides ou cataractes. Le profil constitue d'ailleurs pour les cours supérieurs torrentiels un profil sensiblement d'équilibre puisque c'est celui qu'on cherche à réaliser pour régulariser les torrents. On se profile fait défaut, comme dans le Rhin supérieur, on constate la formation de seuils mobiles, formés de bancs de gravier qui se déplacent lors des crues et une érosion intense accompagnée d'un abaissement constant du plan d'eau. Le plan d'eau moyen du Rhin descendrait de 5 à 6 cm. par an à Kembs (aval de Bâle); de 1,3 cm à Strasbourg, d'après des renseignements de source allemande. (Handbuch der I. reg. Part III tome I page 219).

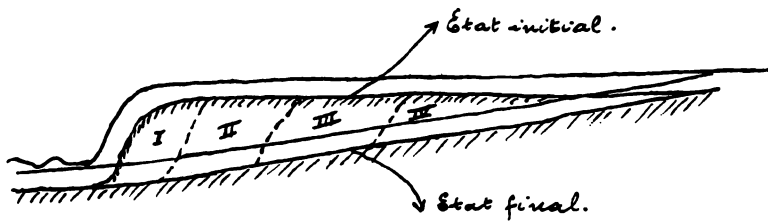
Le profil en long contient donc des chutes. Si la chute se produit à la sortie d'un lac (Niagara), les eaux sont dépourvues de matières solides et ne corrodent pas le lit de chute. L'amortissement de l'énergie de la chute produit un affouillement à la base de la paroi, qui est excavée. Cette excavation peut à la longue entraîner un effondrement, la chute semble donc reculer, mais elle conserve sa hauteur. (Chute en fer à cheval du Niagara).



Chute à la sortie d'un lac.

Ensuite, lorsque la chute se fait au contraire dans le cours du fleuve en l'absence d'un lac clarificateur, les matériaux solides entraînés produisent une érosion très vive

du fond de la chute, qui finit par se transformer en gorge, c'est-à-dire en lit très étroit, à parois rocheuses abruptes et à pente de fond généralement forte. (Rapides, gorges du Rhin à Saupfembourg etc.).



Cette formation de gorges n'est qu'un cas particulier de l'érosion régressive dont on parle en géologie. Le profil d'érosion se creuse en effet à partir du niveau de base et l'action de l'érosion

semble remonter vers les sources. C'est ainsi que la plupart des fleuves importants européens : Rhin, Rhône etc. n'ont pas encore atteint le profil d'équilibre dans leurs cours supérieurs, qui sont encore soumis à des érosions intenses.

L'existence d'un seuil tectonique, stratigraphique, morainique donne lieu, toutes proportions gardées, à des phénomènes analogues. Par l'érosion régressive, il se produit une mouille en aval du seuil, donc une chute qui provoque la création par érosion d'une section à forte pente relative ; la vallée généralement rétrécie prend un aspect de gorge (bouche de la Sarre à Mettlach à la traversée des terrains dévonien). À l'amont du seuil, la pente est généralement faible ; il constitue un véritable niveau de base intermédiaire. Ses conditions de pente peuvent être localement influencées par l'inclinaison des couches. On constate que la création des vallées d'érosion à travers un massif dur se fait toujours

normalement à l'axe général du massif.

D'après ce qui a été dit plus haut, c'est seulement en terrain rocheux que l'on peut trouver de fortes pentes, les terrains meubles ne supportant pas les vites : ses élevés. Mais il n'en résulte pas nécessairement que les pentes sont toujours fortes en terrain rocheux ; de longues sections rocheuses de dureté uniforme peuvent présenter des pentes modérées. Néanmoins, l'allure générale de la pente est en relation avec la nature des terrains traversés, généralement plus forte dans les terrains imperméables que dans les terrains perméables, les débits instantanés à évacuer étant plus élevés dans le premier cas. D'autre part, la pente est aussi nécessairement en relation directe avec le régime de la rivière, c'est-à-dire conditionnée par les quantités d'eau à évacuer et leur variation. Sous ce rapport, il y a corrélation entre les très fortes pentes et les torrents ; les pentes fortes et le régime torrentiel des cours d'eau, les faibles pentes et le régime tranquille enfin entre les pentes moyennes et le régime mixte.

§ 3. Niveaux des cours d'eau.

Le régime des cours d'eau est essentiellement caractérisé par la variation du débit en fonction du temps, variation d'ailleurs périodique, car les mêmes états se reproduisent annuellement, au moins en ce qui concerne l'allure de variation. Les courbes annuelles des débits sont d'ailleurs soumises à des influences saisonnières, corrélatives aux périodes de pluie et il semble, d'autre part, que l'on constate une décroissance continue des débits cumulés.

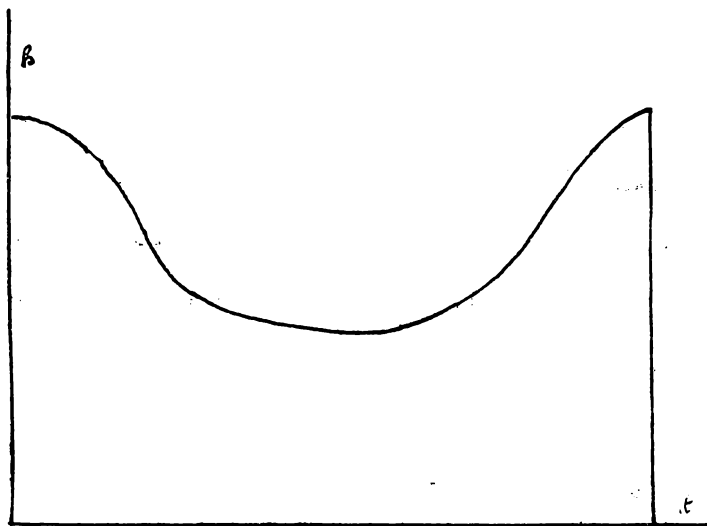
Le régime d'un cours d'eau peut donc s'étudier d'après une courbe annuelle de variation des débits ou, mieux, à l'aide d'une courbe moyenne annuelle de variation des débits, établie au moyen des observations d'un nombre suffisant d'années.

Les débits se déduisent de la manière que nous étudierons plus loin, des hauteurs d'eau mesurées à l'aide des échelles hydrométriques ou des limnimètres. En sorte que l'on peut aussi définir le régime d'un cours d'eau par la courbe moyenne annuelle limnimétrique, obtenue en portant en abscisses les jours et en ordonnées les cotes moyennes journalières des échelles.

(En temps de crue, les cotes varient sensiblement dans l'intervalle d'un jour

, il faut alors des observations plus fréquentes ou un enregistrement continu). Les courbes sont relatives à un limnimètre déterminé et variant d'un point à l'autre du fleuve. On remarque d'ailleurs parfois un changement de régime. Ainsi (voir figure, planche), à Constance le Rhin a nettement les caractéristiques d'un cours d'eau alpin : crue d'été et étiage (bas débit) d'hiver. À Emmerich, à la frontière germano-hollandaise, l'apport des affluents de plaine a modifié ce régime en régime prédominant de plaine : crue d'hiver, étiage de printemps et d'automne, une légère augmentation de débit en été marque ce qui reste de l'influence alpine. À Bingen, les deux régimes ont une influence à peu près équivalente, il en résulte une rare constance de niveau.

Autre exemple, le Rhône présente à sa sortie du lac Lemane un régime tranquille qui, dans son cours inférieur, se transforme en régime torrentiel sous l'influence des apports des affluents torrentiels : Isère, Durance etc.

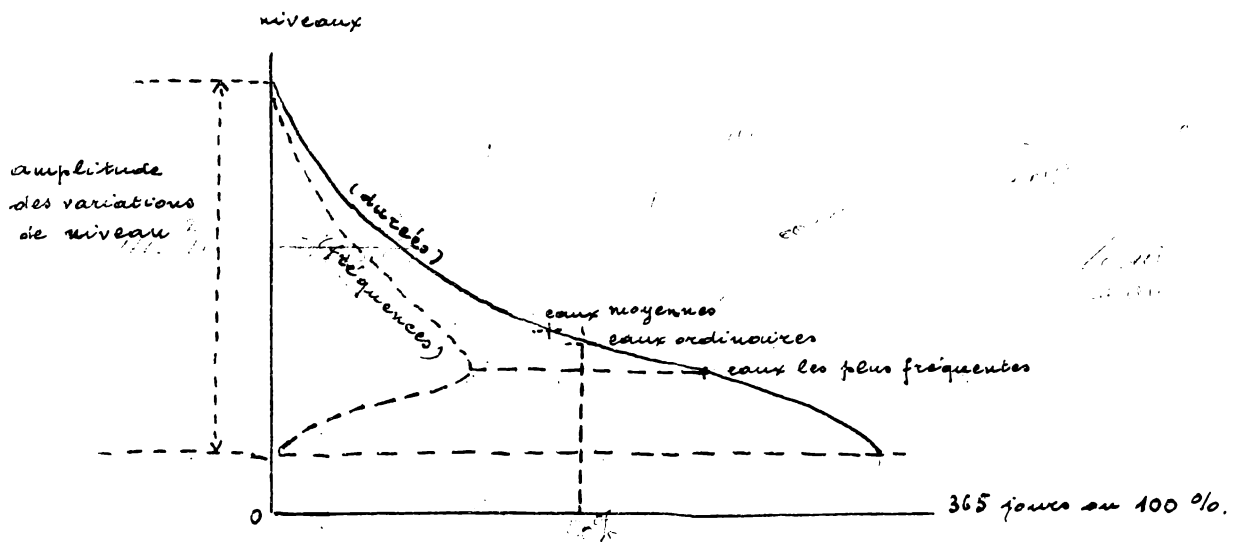


Les courbes limnimétriques sont peu utilisées sous cette forme, on en déduit les courbes de fréquence et de durée des niveaux de l'eau. La courbe de fréquence s'obtient en portant en ordonnées les cotes, en abscisses les nombres annuels de jours pendant lesquels ces cotes sont effectivement atteintes.

Cette courbe présente généralement une allure caractéristique, partant de l'abscisse 0 aux plus hautes eaux pour y revenir aux plus basses eaux après avoir passé par un maximum. Ce maximum correspond au niveau le plus fréquent, donc aussi le plus probable.

La courbe des durées s'obtient en portant en ordonnées les cotes, en abscisses le nombre total de jours annuels, consécutifs ou non, pendant lesquels ces cotes sont atteintes ou dépassées. Cette courbe des durées est donc l'intégrale de la courbe des fréquences, elle part de l'abscisse nulle aux plus hautes eaux pour

terminer à l'abscisse maximum (365 jours ou 100%) aux plus basses eaux en présence d'un point d'inflexion correspondant au niveau le plus fréquent.



Ces courbes définissent d'une manière précise tous les éléments du régime. De la courbe limnimétrique ou de régime on peut déduire les niveaux moyens pour diverses périodes, savoir les moyennes des différents mois (moyennes mensuelles), celles des années (moyennes annuelles), les moyennes décennales etc.

Les courbes limnimétriques des moyennes journalières, qui sont par exemple les moyennes des courbes limnimétriques journalières des appareils enregistreurs, sont très irrégulières. Aussi les courbes de régime sont elles généralement tracées en portant en ordonnées les moyennes mensuelles, qui donnent des courbes à allure régulière.

Quoiqu'il en soit, les niveaux moyens pour une période déterminée quelconque (par exemple des basses eaux d'été, etc.) ne peuvent être définies avec précision qu'au moyen des courbes limnimétriques. Pour les situations, on opère sur les courbes limnimétriques moyennes ou enveloppes, déduites d'un nombre suffisant de courbes annuelles réelles, selon qu'il s'agit de déterminer des niveaux moyens ou des plus hautes ou plus basses eaux.

On peut de même pour les courbes de fréquence ou de durée envisager des courbes moyennes et enveloppes.

On déduit des courbes de durée le niveau des eaux ordinaires, c'est-à-dire celui qui est aussi souvent dépassé que pas atteint dans l'année; il correspond à l'abscisse 182.5 jours ou 50%, il est généralement inférieur aux eaux moyennes,

annuelles, qui correspondent d'ailleurs à l'ordonnée moyenne de la courbe des durées.

En effet, les abscisses de cette courbe des durées ne sont autre chose que les cordes intérieures cumulées de la courbe de régime; les aires des deux courbes sont donc égales et comme l'abscisse totale est identique pour les deux, elles ont même ordonnée moyenne.

Enfin, on considère encore le niveau le plus fréquent ou le plus probable généralement inférieur aux deux précédents.

L'ancienne notion d'étiage, qui correspond d'après M. de Haas au niveau des basses eaux normales, qui se produisent généralement chaque année et qui les précédents font considérer comme probables en moyenne, serait en quelque sorte la moyenne des plus basses eaux annuelles. C'est le niveau que l'on doit considérer comme celui en dessous duquel il n'est pas probable que les eaux descendent, notion qui a de l'importance pour l'implantation des travaux. Cette cote est généralement fixée pour les cours d'eau administrés et constitue l'étiage conventionnel. Le plus bas étiage correspond aux plus basses eaux connues. à l'opposé se trouvent les notions correspondantes de plus hautes eaux moyennes et de plus hautes eaux connues.

Enfin on considère aussi parfois des niveaux dont la définition est très imprécise et qui dépendent de circonstances locales, tel que celui des plus hautes eaux de navigation, au delà duquel la navigation n'est plus possible sans danger etc.

Les plus hautes eaux navigables peuvent être déterminés

- 1°) par la vitesse excessive du courant
- 2°) par l'insuffisance du tirant d'air sous les ponts,
- 3°) par la submersion des chemins de halage, ports et débarcadères.

Les niveaux sont donc souvent conventionnels.

Les notions précédentes montrent l'importance d'un service d'observation limnimétrique bien organisé, aux points importants du fleuve (confluents, seuils etc.) ou aux endroits où le service d'observation est aisé (localité) ou dispose des échelles fluviales ou limnimètres, à division métrique analogue à celle des échelles de nivellement. Les observations se font à heure fixe journellement ou un certain nombre de fois par jour, notamment en temps de crue. Pour l'étude

du régime, l'observation continue des fluctuations du niveau en des points bien choisis est intéressante et se fait à l'aide de fluviographes enregistreurs, pour la description desquels je renvoie aux ouvrages spéciaux. (Voir de Has et Hand: Buch der Ing. Wissensch - Voir aussi Marégraphes) Une question importante est celle de la correction du zéro, d'après l'affouillement ou l' exhaussement du lit.

§ 4 - Lignes d'eau ou axes hydrauliques.

Nous avons défini le profil en long du lit. En y reportant les hauteurs d'eau, d'après les limnimètres, on obtient le profil en long de la surface du cours d'eau, qui représente la ligne d'eau ou l'axe hydraulique à un instant déterminé auquel ont été effectuées les observations limnimétriques, qui doivent donc être simultanées.

Ce profil suit en règle générale la pente générale du fond. Il est d'autant plus influencé par les accidents du fond que le débit est plus faible; la ligne d'eau présente des ruptures de pente aux seuils qui font en quelque sorte office de déversoir. Ses fosses ne peuvent s'accuser que par une atténuation de pente, puisque toute contre-pente est impossible. Aux hautes eaux, les effets des accidents locaux de pente de fond s'atténuent.

Des perturbations de la ligne d'eau peuvent résulter des ouvrages créant des résistances étrangères à l'écoulement: ponts, pertuis rétrécis, barrages. Nous étudierons ultérieurement les effets de ces ouvrages. Des perturbations se produisent également en régime troublé: période de crue ou de décrue, du fait des ondes de régime variable.

§ 5 - Débits des cours d'eau.

Les débits des cours d'eau sont variables avec le niveau de l'eau et, en un point déterminé d'une rivière, en supposant le lit fixe, à un niveau déterminé correspond un débit déterminé. On peut donc exprimer la relation entre ces deux éléments par une formule, ou mieux, par une courbe appelée courbe limnimétrique des débits. A titre d'exemple, on trouve ci-contre la courbe limnimétrique des débits du Rhin à Bâle, d'après M. H. Koecklin. On y remarque l'effet de la correction du zéro de l'échelle de 1910 à 1920, due à l'affouillement au lit. Les courbes ont presque toujours cette forme caractéristique

Pour un lit régulier, la relation est en effet de la forme $Q = c(b+z)^n$
 z étant la cote variable de l'échelle, c et b des constantes pour une échelle.

En effet, si nous admettons que la section de la rivière est parabolique

$$\Omega = \frac{2}{3} l (b+z)_{\max}$$

mais $l = k \sqrt{(b+z)_{\max}}$, donc $\Omega = \frac{2}{3} k (b+z)_{\max}^{3/2}$

d'autre part, en mouvement uniforme $u = c \sqrt{RI}$

Si la pente est constante, comme le rayon moyen est approximativement proportionnel
à $(b+z)_{\max}$, on voit que, en fin de compte $Q = \Omega u = C (b+z)_{\max}^2$.

Pour une section rectangulaire de largeur indéfinie, on aurait $n = 1,5$; pour
une section triangulaire $n = 2,5$.

En fait, la formule parabolique ne semble donc convenir théoriquement qu'aux
profils réguliers. Si l'on tient compte des irrégularités du profil et des autres
circonstances pratiques, on aboutit plutôt à des formules polynômes telles que:

$$Q = a + bz + cz^2$$

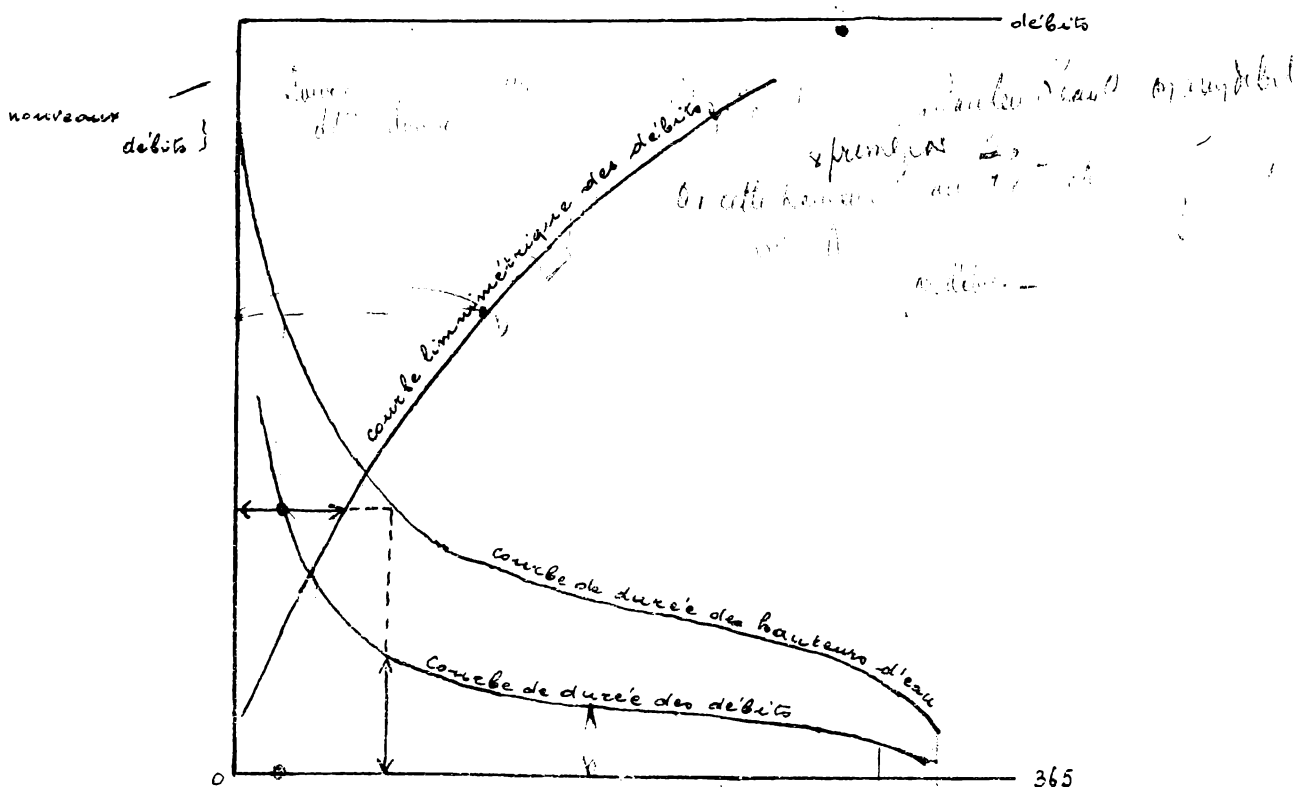
Par exemple, la formule de Farqué pour le débit de la Saronne au pont de
Langon était

$$Q = 86,5 + 120,18z + 41,698z^2$$

Cependant au delà de $z = 7,50$, la formule $Q = Cz^{1,5}$ paraissait plus exacte.

Si la pente subit des fluctuations sensibles avec le niveau, la formule parabo-

lique devrait être plutôt $Q = C (b+z)_{\max}^n \sqrt{I}$ (n étant voisin de 2)



Connaissant la courbe limnimétrique des débits et les courbes de fréquence et de durée des hauteurs d'eau, on peut tracer les courbes de fréquence et de durée des débits. Les courbes ont même définition et même allure caractéristique pour les débits que pour les hauteurs. Pratiquement, la courbe des durées est la plus intéressante. La figure page 76 indique comment la courbe de durée des débits se déduit de la courbe de durée des niveaux et de la courbe limnimétrique des débits.

On déduit de cette courbe de durée des débits

Le débit moyen ou module, correspond à l'ordonnée moyenne.

Le débit ordinaire (Allemagne) ou minimum semi-permanent (France) qui est autant de fois dépassé que pas atteint, donc dépassé pendant la moitié de l'année. C'est l'ordonnée correspondant au milieu de l'abscisse totale.

On considère le plus petit d'étiage et le plus haut débit de crue

Pour l'étiage, on distingue en France pour les applications de force motrice hydro-électrique le débit caractéristique d'étiage en dessous duquel le cours d'eau ne descend pas plus de 10 jours par an et les débits caractéristiques de 9, 6 ou 3 mois, qui sont dépassés pendant 9, 6 ou 3 mois par an.

On peut aussi déduire de la courbe limnimétrique annuelle la courbe annuelle des débits ou courbe de régime, moins employée que la courbe des durées, mais qui permet d'établir des moyennes périodiques, par exemple mensuelles.

§6. Débits spécifiques.

Les débits sont fréquemment, surtout pour les applications hydroélectriques, rapportés à la superficie du bassin; on obtient alors les débits spécifiques en litres / km² / s, qui sont proportionnels aux débits totaux ci-dessus. On peut donc tracer des courbes analogues pour les débits spécifiques, établir des formules analogues et des valeurs caractéristiques analogues.

Mais ces débits spécifiques ont surtout l'avantage de permettre d'établir un rapprochement avec les caractères hydrologiques du bassin: hauteur des pluies, nature du sol, coefficient de ruissellement etc. On constate que ces débits spécifiques, bien que variant dans des limites assez étendues, peuvent cependant en l'absence d'observations suffisantes, se laisser estimer grossièrement par comparaison avec des bassins voisins ou analogues.

Ceci permet donc de faire des études, notamment d'installations hydroélectriques, sans attendre que le régime du cours d'eau soit complètement défini, ce qui demande de nombreuses années d'observation et est rendu parfois très difficile par les circonstances géographiques (pays neufs) (hautes montagnes etc.)

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des débits spécifiques pour quelques cours d'eau en litres / Km².

Débits spécifiques de quelques cours d'eau en l / Km² / s

Cours d'eau	Bassin (Km ²)	Débit spécifique		B. E.
		B. E.	G. M.	
Elbe à Melnik	41810	0,9	6,1	103
" à Teschen	51000	0,9	5,6	92
" à Magdebourg	94944	1,0	5,3	45
" à Artlenbourg	134944	1,1	4,8	27
Rhin à Hanau	776		41,7	96
" à Bâle	35929	10	30	65
" à Sing	140039	4,3	13,4	78
" à Cologne	144612	4,6	14,4	71
" à Rees	159683	4,9	12,4	58
Rhône à Genève	6901	10,1		83
" de l'amont } de Lyon } au confluent } de la Saône }	19267	6,8		291
" de l'Isère	47815	3,1		146
" de l'Isère	63564	3,9		151
" de la Durance	91150	4,1	18,8	152
Danube à Vienne	101600		18,6	103
Warcbe à Robertville	120		37,5	420

Valeurs moyennes des débits spécifiques (l. / Km² / s)

	B. E.	G. E.	Rapport B/H.	Observations.
à proximité des sources, en pays de montagnes, sans glaciers	2-4	350-600	1:150	forte précipitation, ruissellement rapide et complet
En région montagneuse ou accidentée escarpée	2	120-230	1:90	précipitation moyenne ruissellement rapide
En région vallonnée	1,8	120-180	1:75	précipitation moyenne ruissellement lent et incomplet.
Pays de plaine	1,6	60-120	1:50	idem.

Pays plats, sablonneux
ou marécageux

12 - 15

35 - 60

1:35

précipitation mo
:dérée en majeure
partie absorbée

On constate pour les fleuves de la plaine germanique des débits spé:
:cifiques de 1 à 2 litres / Km² / " en basses eaux et 5 à 8 l. en eaux
moyennes. Les fleuves belges semblent devoir être dans des condi:
:tions analogues.

Pour les fleuves alpins : Rhin, Rhône, Danube, c'est 4 à 7 l. en bas:
:ses eaux, 12 à 19 lit. en eaux moyennes. Le chiffre très élevé de 10
litres en basses eaux pour le Rhône à Genève est dû à l'effet ré:
:gulateur du lac Lemano; le lac de Constance exerce sur le Rhin
un effet analogue. Pour les rivières de plus faible longueur à
alt. élevée, telle que les rivières suisses, on trouve jusque 30 l. en
eaux moyennes, il s'élève parfois jusqu'à 70 en Suisse (maximum
pour de petits bassins.).

Aux plus hautes eaux, les débits décroissent pour les grands fleu:
:ves des sources à l'embouchure, en moyenne de 200 à 50 litres.

Pour des petits cours d'eau non régularisés par des lacs, on peut
envisager 300 litres en plaine, 500 litres en montagne; avec un maxi:
:mum pratique de 1000 litres, d'ailleurs exceptionnellement dépassés
mais pour de petits bassins et dans les conditions exposées dans
les notions de pluviométrie. Le tableau (page 78) des débits spécifi:
:ques établi par Franzins peut être utile, il correspond aux condi:
:tions de l'Europe centrale. Il peut donner des indications par ana:
:logie et il met en relief des facteurs déterminants du régime.

§ 7. Caractéristiques d'écoulement - l'aire de la courbe de

régime ou de la courbe de durée des débits donne la quantité to:
:tale d'eau écoulée par an

$$\int Q dt = Q_{moy} \times T$$

Cette quantité divisée par l'étendue du bassin donne une hau:
:teur annuelle correspondante

$$H_e = \frac{\int Q dt}{S} = \frac{Q_{moy} \times T}{S}$$

D'après M. M. Hoecklin $H_e = 1,01$ pour le Rhin à Bâle (35.929 Km²)

2,155 " l'Ar à Innerstkirchen (276 Km²)

1,028 pour l'Ar à Brugg (8317 Km²)
 (Sortie du lac de Biemme)
 1,882 pour le Rhône à Beckingen (215 Km²)
 1,125 " " " " la Plaine (10284 Km²)

He = 1,45 pour le à la sortie du lac Estangento S = 32 Km² alt. 2029
 1,82 " " Boquera Gallaresa à Esterri S = 248 Km²
 0,65 " " " " " " Brep S = 2090 alt. 540 m.
 0,26 " l'Èbre à Fayon S = 82 200 Km² alt. 50 m.

Et et la Boquera Gallaresa sont des cours d'eau des Pyrénées espagnoles, le dernier est un affluent du Segre qui se jette dans l'Èbre.

Les hauteurs d'écoulement précédentes sont relatives à des cours d'eau d'altitude élevée et à forte pente. On trouve des chiffres analogues en Ardennes. Par exemple pour la Marche à Robertville, He = 1,19 m. env.

Les hauteurs d'écoulement des fleuves de plaine sont moindres. ainsi, celle de la Meuse près de la frontière hollandaise doit être voisine de 0,30 m.

Tableau des coefficients d'écoulement de quelques cours d'eau.

Meuse (fr ^{te} Holl)	0.42	Rhin	0.442	Ar (près d'Arreau)	0.820		
Escant	0.307	Danube	0.325	Inn (à Hapstein)	0.760		
Seine	0.278	Moselle	0.437	Inn (à Innsbruck)	0.830.		
Loire	0.336	Sarre	0.432	Mississippi	0.235	Gange	0.394
Garonne	0.553	Go	0.659	S. Laurent	0.381	Péiho	0.073
Rhône	0.364	Zibre	0.543	Amazonie	0.277	Nil	0.043
Saône	0.500	Neva	0.703	La Plata	0.359	Niger	0.373
Èbre.	0.066	Volga	0.315	Magdalena	0.663	Congo	0.394

Les limites de variation de He sont donc assez définies. Le coefficient de ruissellement est le rapport $\rho = \frac{He}{H_f}$, H_f étant la hauteur totale annuelle de pluie. La hauteur des pertes est H_f - He. Si l'on peut connaître ou estimer H_f et ρ , on en déduit He, d'où le débit spécifique moyen qui est égal à :

$$31,66 He \text{ l/Km}^2/\text{''}, \text{ He étant en m.}$$

§ 8. Alimentation des cours d'eau par ruissellement.

Le régime des cours d'eau est caractérisé surtout par les variations de débit, mais celles-ci dépendent uniquement de l'hydrologie du bassin, qui détermine l'alimentation du cours d'eau.

Il est donc directement dépendant de l'abondance et de la répartition des pluies, mais la manière dont la pluie arrive au cours d'eau exerce aussi une importante influence.

Le ruissellement est un facteur important du régime, prépondérant dans les parties supérieures des bassins et en général, dans les bassins imperméables, où les cours d'eau ont plus ou moins un caractère torrentiel, ainsi que dans les crues, surtout les crues dues aux pluies et aux neiges.

Dans les bassins supérieurs des grands cours d'eau, les pluies sont généralement abondantes à cause de l'altitude élevée; les terrains généralement moins perméables qu'en plaine et les fortes déclivités produisent un ruissellement très complet. Il en résulte des valeurs élevées du débit spécifique, dues aux grandes valeurs de H_f et de f (voir tableau de Franzius).

À mesure que le cours s'étend, le bassin s'élargit généralement, les déclivités deviennent moindres ainsi que le ruissellement, les pertes augmentent, surtout par infiltration mais également par évaporation, enfin les pluies diminuent. Aussi, le débit spécifique diminue-t-il régulièrement de l'aval à l'amont pour les circonstances qui dépendent principalement du ruissellement, c'est-à-dire les eaux moyennes et surtout les hautes eaux, comme le montrent les chiffres cités pour les débits spécifiques de l'Elbe, du Rhin et du Rhône dans les tableaux précédents, ainsi que les hauteurs d'écoulement H_e de l'Ar, du Rhône, du groupe Togue - Gallaresa - Segre. Etc. C'est généralement l'inverse pour les basses eaux, pour les raisons exposées plus loin.

Le temps que met l'eau de pluie à arriver au cours d'eau joue un rôle important dans l'influence du ruissellement sur

le régime. Une longue durée de parcours constitue déjà une cause atténuante de la rapidité et de l'amplitude des crues, elle en augmente la durée et en diminue donc la hauteur. Un régime sera donc d'autant plus torrentiel que H_e et que f seront plus grands, mais aussi que T (voir théorie du ruissellement) sera plus petit. La répartition discontinue des pluies produit nécessairement des variations fréquentes et accusées du débit.

Pour atténuer le caractère torrentiel d'un tel cours d'eau, il faut diminuer f , c'est-à-dire augmenter les pertes et augmenter T . Ces deux objets sont réalisés par les plantations, surtout le boisement. Les boisements exercent donc une influence très favorable, et les déboisements sont par contre défavorables, pour les cours d'eau à régime torrentiel, donc généralement dans les bassins supérieurs et imperméables. Cependant, aux reboisements très coûteux, on peut substituer des gazonnements ou des plantations basses.

Tout ce qui précède suppose qu'aucune influence régulatrice ne s'exerce sur les cours d'eau; comme telles agissent surtout les glaciers et les lacs dans les bassins supérieurs, beaucoup moins les eaux souterraines.

Ce que nous avons dit des glaciers, immenses réservoirs d'eau à marche très lente, met suffisamment en relief leur rôle régulateur. Les effets des fortes précipitations alpines sont retardés de plusieurs années. Le régime des fleuves alpins est très régulier: crue d'été et étiage d'hiver. Il faut des chaleurs exceptionnelles et persistantes ou des froids rigoureux et durables pour que les valeurs extrêmes moyennes soient dépassées. Cependant, la différence des extrêmes reste assez sensible, c'est-à-dire qu'un glacier uniformise peu le débit; il réduit cependant beaucoup les débits spécifiques maxima. Les lacs ont une action régulatrice beaucoup plus marquée, ils forment des tampons de débit, c'est-à-dire absorbent les crues d'amont et atténuent celles d'aval en augmentant les basses eaux.

C'est ainsi que le Rhône à Genève, à la sortie du lac Léman, a le plus grand débit d'étiage de tout son cours, beaucoup plus élevé que dans le bassin inférieur et un débit de crue beaucoup inférieur (voir tableau). On constate la même influence sur le Rhin à la sortie du lac de Constance. M. M. Hoecklin citent un cours d'eau Finlandais, le Tuotesen qui, pour un bassin de 60 205 km², mesuré aux chutes du Petit Imatra, traverse une étendue de 7.760 km² de lacs (13 fois plus que le Léman). Il a un débit spécifique moyen de 10 litres par km²/'' qui est presque constant pendant toute l'année, les variations ne dépassant pas 15%. D'autre part He: 0.30. Par leur grande surface d'évaporation et la grande surface de contact avec le sol, les lacs réduisent He.

La fréquence des pluies exerce naturellement une influence d'uniformisation sur le régime des cours d'eau. Les neiges constituent un facteur important des crues, par leur abondance et la rapidité du dégel. Une fonte brusque des neiges, surtout dans le bassin supérieur, accompagnée de pluies abondantes dans le bassin peut donner lieu à des crues calamiteuses (Sibuse, décembre 1925.).

§ 9 - Influence des eaux souterraines sur l'alimentation.

Elle est très différente de celle du ruissellement, qui domine en période de crue. Les eaux souterraines exercent sur le débit une influence importante en période d'étiage; elles soutiennent le débit des basses eaux. C'est la raison pour laquelle (voir tableaux précédents) le débit des basses eaux croît de l'aval vers l'amont, en dehors de l'influence de régulateurs tels que les lacs. C'est-à-dire que les nappes souterraines constituent elles-mêmes des régulateurs de débit, même puissants, mais dont les effets sont moins intenses que ceux des lacs, à cause de l'extrême lenteur des débits souterrains. Le mécanisme est le suivant. Les pluies d'hiver, les fontes des neiges alimentent les nappes souterraines, qui sont alors en crue. En été, la surface du sol est desséchée et les eaux

des pluies n'arrivent généralement pas (sauf cas d'été très pluvieux) jusqu'à la nappe ; elles sont absorbées et retenues par capillarité et réévaporées, directement ou par les plantes. On dit que les pluies d'été ne profitent pas aux nappes souterraines (Drausse). Les nappes souterraines ou sources sont dites alors en régime propre ou non influencé. Les masses d'eau qu'elles contiennent se débitent lentement par la gravité dans les cours d'eau qu'elles alimentent, en décroissant nécessairement avec le temps. Ce régime propre ou non influencé a fait l'objet d'études mathématiques très intéressantes de M. M. Boussinesq et Maillet, dont nous donnons plus loin une esquisse et les conclusions essentielles, d'après les résumés contenus dans les traités d'hydrologie de M. M. Flamant et Eyraud.

En hiver, la nappe souterraine en étiage reconstitue ses réserves. Lorsque le sol est très humide, en cas de précipitations très intenses et persistantes, l'infiltration lente ne peut absorber qu'une faible partie des eaux. L'évaporation est faible aussi, donc le ruissellement domine et donne lieu aux crues. Les eaux des cours d'eau s'élèvent, le lit s'étend, mais par le fait même il se produit un relèvement de la surface des nappes souterraines ; le fleuve débite dans la nappe. Donc plus le sol est perméable, plus les mouvements de filtration sont rapides, plus la zone d'influence du fleuve est grande et plus les nappes souterraines amortissent l'amplitude des crues. C'est un second aspect de leur rôle régulateur.

L'influence des nappes souterraines prédomine dans les cours d'eau de plaine à régime tranquille. Le coefficient de ruissellement est faible et relativement constant, H_e est faible, mais le débit moyen est peu inférieur à celui du cours amont, le débit minimum est sensiblement augmenté. Les cultures et les irrigations accentuent ce caractère, mais les forêts étendues, qui exercent une influence prédominante sur les nappes souterraines,

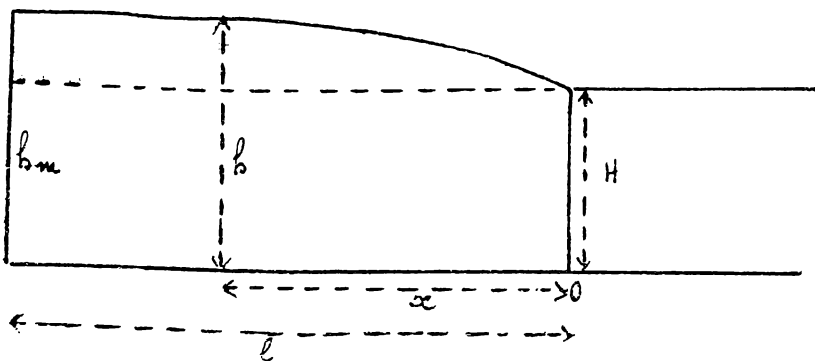
ues, ne sont donc pas particulièrement favorables dans les bassins des cours d'eau tranquilles. Il faut éviter également le colmatage des terrains, qui se caractérise par la présence de marécages au voisinage du cours d'eau. Il faut dans ce cas drainer, dans l'intérêt des terrains comme du cours d'eau.

§ 10 - Régime propre ou non influencé des nappes souterraines.

Supposons une nappe en régime propre au temps initial. Elle repose sur un fond imperméable à pente négligeable et elle est limitée par une surface hydrostatique que nous supposons un cylindre indéfini à génératrices horizontales. Elle présente un certain volume initial V . Elle débite par une source ou dans un cours d'eau découvert au plan d'eau duquel elle se raccorde. Ce débit ne peut être entretenu que par une diminution constante de volume, puisque la nappe n'est pas alimentée. Sa mise en équation du problème par St. Boussinesq consiste donc à évaluer l'augmentation du débit entre deux sections infiniment voisines $\frac{dQ}{dx}$ de dx et la diminution du volume élémentaire compris entre ces sections $n \frac{dh}{dt} dx dt$ (n étant le coefficient de porosité).

D'après la loi de l'écoulement dans les milieux poreux $Q = \varphi I h = \varphi h \frac{dh}{dx}$
 Donc, l'équation différentielle de la surface de la nappe est

$$n \frac{dh}{dt} = \varphi \frac{d}{dx} \left[h \frac{dh}{dx} \right]$$



Cette forme élémentaire de l'équation suppose, d'après son établissement, que la nappe, qui est un cylindre à génératrices horizontales, se raccorde suivant une génératrice avec le cours

d'eau, dont nous supposerons la cote constante $h_0 = H$.

Cette équation a été intégrée par M. Boussinesq dans 2 cas.

1°) la dénivellation $b - H$ est négligeable devant H , la nappe est donc profonde l'équation devient:

$$n \frac{\partial b}{\partial t} = \varphi H \frac{\partial^2 b}{\partial x^2}$$

et
$$Q = \varphi H \frac{\partial b}{\partial x}$$

La solution générale de l'équation est de la forme

$$b = H \left(c_1 e^{-\alpha t} \sin \frac{\pi x}{2l} + c_2 e^{-9\alpha t} \sin \frac{3\pi x}{2l} + c_3 e^{-25\alpha t} \sin \frac{5\pi x}{2l} + \dots \right)$$

l étant la longueur de la nappe suivant les x : elle est supposée terminée par une paroi verticale.

Les termes à partir du 2^e sont rapidement négligeables avec le temps, ce qui fait qu'on peut considérer généralement la nappe dans son état pénultième caractérisé par $b = H c_1 e^{-\alpha t} \sin \frac{\pi x}{2l}$.

L'expression générale du débit Q est $Q_x = \frac{\pi}{2l} \varphi H e^{-\alpha t} c_1 \cos \frac{\pi x}{2l}$,

d'où à la source $Q = Q_0 e^{-\alpha t}$ ($Q(x=0)$)

et avec $Q_0 = \frac{\pi \varphi H}{2l} c_1$ (pour $t=0$)

On a aussi $b_{max} = c_1 e^{-\alpha t} + H \rightarrow Q = \frac{\pi \varphi H}{2l} (b_{max} - H)$

Le coefficient α est dit coefficient de tarissement. D'après l'équation différentielle, il vaut $-\alpha = \frac{-\pi^2}{4l^2} \varphi H$ d'où $\alpha = \frac{\pi^2}{4l^2} \frac{\varphi H}{n}$.

Une source est d'autant meilleure, c'est-à-dire moins vite tarie que $\frac{H\varphi}{nl^2}$ est plus petit. Le choix du temps zéro, donc du débit Q_0 aussi, est indifférent.

2°) Supposons au contraire H très faible et négligeable devant b .

L'équation différentielle s'écrit: $2n \frac{\partial b}{\partial t} = \varphi \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial b}{\partial x} \right) (H)$

et pour $x=0$, $b=H=0$.

Admettons qu'au bout d'un certain temps, la valeur de b soit b_0 et ne varie plus ensuite que suivant le produit de b_0 par une fonction T du temps seul. Donc $b = b_0 T$, ce qui n'est compatible qu'avec $H=0$.

l'équation dérivée $\frac{2n}{T^2} \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\varphi}{h_0} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial h_0^2}{\partial x} \right)$.

Le 1^{er} membre est indépendant de x , le second de t , il en résulte qu'ils sont nécessairement constants.

Donc $\frac{2}{T^2} \frac{\partial T}{\partial t} = -2\alpha$, d'où $T = \frac{1}{c+\alpha t}$.

au temps $t=0$, $T=1$, donc $\frac{1}{T} = 1 + \alpha t$ et $h = \frac{h_0}{1 + \alpha t}$.

h_0 est déterminée par $\frac{\partial^2 h_0^2}{\partial x^2} + 2\alpha \frac{n}{\varphi} h_0 = 0$.

h_0 est une fonction de x dépendant de α . On voit donc que α dépend de la forme de la nappe au temps $t=0$, qui est indifférent, ainsi que le débit Q_0 correspondant.

Le débit est $Q = \varphi h_0 \frac{\partial h_0}{\partial x} T^2 = Q_0 T^2 \left| \frac{Q_0}{(1+\alpha t)^2} \right|$.

α peut s'appeler encore coefficient de tarissement.

Les observations semblent confirmer ces lois $Q = Q_0 e^{-\alpha t}$ et $Q = \frac{Q_0}{(1+\alpha t)^2}$ pour des sources des deux types.

Les premières sont les plus perennes et les plus régulières. Les secondes diffèrent essentiellement des nappes profondes, elles sont généralement éphémères et irrégulières.

Il résulte de ces théories qu'en régime propre il existe une relation univoque entre le débit et la forme de la surface de la nappe et que la loi de décroissance du débit avec le temps est toujours la même (en admettant que la perméabilité du terrain ne se modifie pas et que la température moyenne reste constante). Si on a donc une courbe de variation du débit en fonction du temps, résultant par exemple de la moyenne d'observations annuelles, elle permet la prévision des débits en régime propre.

M. Bouillet établit les courbes de débit de la manière suivante.

Il résulte de ce qui précède que $V = f(Q)$ (V = volume de la nappe)

D'autre part

$$\frac{dV}{dt} = -Q dt$$

Donc

$$f'(Q) dQ = -Q dt \text{ et } dt = \frac{-f'(Q) dQ}{Q}$$

Donc

$$\Delta t = \Delta \varphi(Q).$$

Cette relation générale est indépendante de la nature de la nappe.
 Si, à partir d'un temps 0, on porte des intervalles de temps égaux
 θ , on a donc

$$\theta = \varphi(Q_0) - \varphi(Q_1)$$

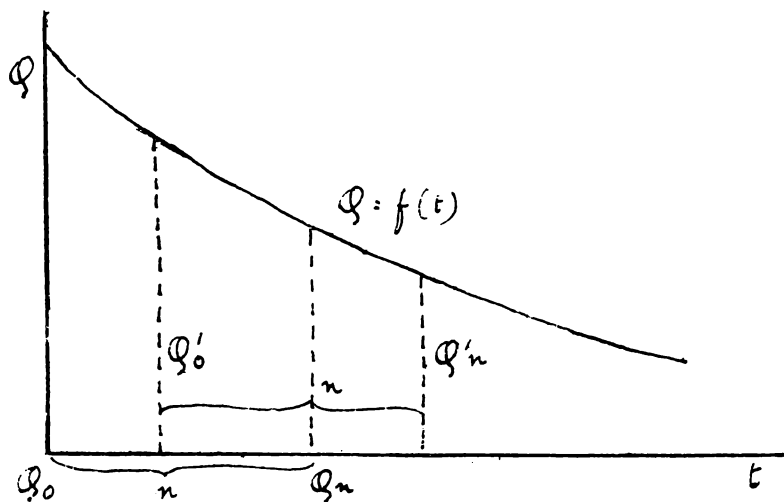
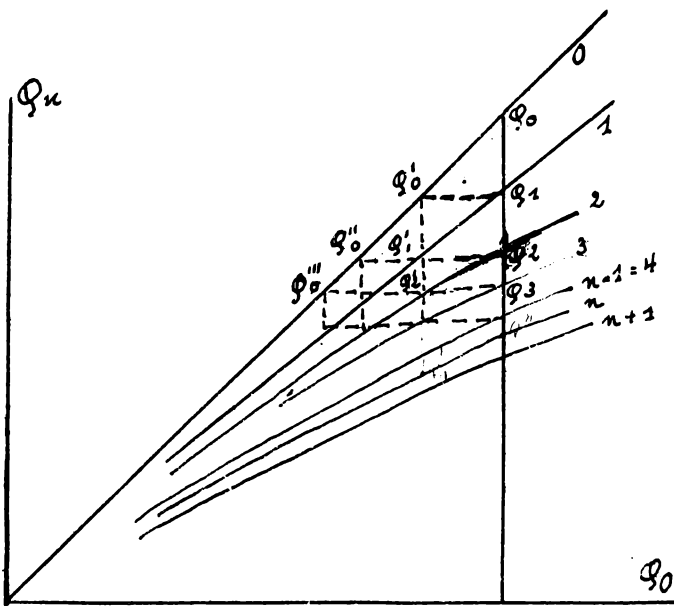
$$\theta = \varphi(Q_1) - \varphi(Q_2)$$

$$\theta = \varphi(Q_{n-1}) - \varphi(Q_n)$$

$$n\theta = \varphi(Q_0) - \varphi(Q_n)$$

$$n = \varphi(Q_0) - \varphi(Q_n).$$

d'où
 Faisons $\theta = 1$



au moyen des valeurs observées,
 on peut traduire la relation
 ci-dessus par un monogramme
 cartésien établi en axes
 abscisses Q_0 et ordonnées Q_n .
 Les courbes sont cotées en va-
 leurs de n . On obtient une
 courbe Q_n quelconque en
 déterminant, sur la courbe
 des débits observés en fonction
 du temps, les couples de dé-
 bits tels que (Q_0, Q_n) ,
 (Q'_0, Q'_n) , (Q''_0, Q''_n) etc se
 produisent à des intervalles
 de temps égaux à n . La con-
 naissance de la courbe Q_1 ($n=1$)
 permet de tracer toutes les
 autres, en s'aidant de la
 courbe Q_0 , qui est une droite
 à 45° passant par l'origine

En effet, je puis déterminer Q_1 correspondant à Q_0 . Pour $Q'_0 = Q_1$,
 je trouve $Q'_1 = Q_2$, ce qui me détermine le point de la courbe 2
 correspondant à Q_0 etc.

Au moyen de ce monogramme, connaissant le débit Q à une époque

quelconque prise comme temps zéro, on peut déterminer quel sera le débit à une époque quelconque du régime non influencé.

Tout que la source soit pérenne, c'est-à-dire ne tarisse jamais, il faut que toutes les courbes passent par l'origine. Ces courbes se trouvent toujours nécessairement sous la courbe Q_0 .

Si $Q = Q_1 e^{-\alpha t}$, il en résulte que:

$$Q_n = Q_0 e^{-\alpha n}$$

donc les courbes de débit sont toutes droites passant par l'origine. La décroissance avec le temps est d'autant plus grande que Q est plus grand.

Si $Q = \frac{Q_0}{(1+\alpha t)^2}$, on a $\frac{1}{\sqrt{Q}} = a + bt$.

d'où $b \Delta t = \frac{1}{\sqrt{Q}} - \frac{1}{\sqrt{Q_0}}$

M. B. Maillet a conclu de cette étude et de la lenteur des mouvements souterrains que le débit des nappes souterraines en régime propre, donc en période d'étiage pour les cours d'eau à étiage d'été, et par conséquent le niveau d'étiage même, dépendent des totaux de pluies et d'évaporation d'un grand nombre de saisons chaudes et froides, d'autant plus grand que le bassin est plus étendu. Les saisons chaudes influent moins que les saisons froides et toutes d'autant moins qu'elles sont plus antérieures, la décroissance d'influence étant d'autant plus rapide que le bassin est moins étendu. La répartition des pluies dans ces saisons est d'autant plus indifférente que le terrain est plus perméable et le bassin plus étendu. Cependant, les pluies exceptionnelles durables de la saison froide précédente ou du printemps et été pluvieux peuvent constituer un élément perturbateur. Les pluies ordinaires des saisons chaudes sont par contre négligeables dans un bassin très perméable.

Il en résulte que dans un bassin presque entièrement perméable, le niveau d'étiage varie très peu d'une année à l'autre

et présente des différences très faibles avec une moyenne séculaire. Il faut une suite de plusieurs années ou saisons froides pluvieuses ou sèches pour amener des modifications d'ailleurs progressives. L'étiage d'une année est sensiblement fonction de celui de l'année précédente et des pluies tombées dans l'intervalle, si elles ont été très abondantes ou très rares. Toute variation sensible de l'étiage qui ne correspond pas à ces lois est due à d'autres causes que des causes météorologiques. Les conclusions sont applicables aux sources en régime propre.

§ 11. Régime influence des nappes

M. B. Baillet a aussi établi des conclusions pour le régime influence des sources, notamment que les nappes à fond concave sont caractérisées par des augmentations progressives et lentes du débit à la suite d'une période de fortes pluies qui profitent à la nappe, tandis que les nappes à fond convexe ont le maximum de débit au moment où les pluies arrivent à la nappe et décroissent ensuite progressivement.

Les mêmes conclusions s'appliquent aux sources.

§ 12 - Divers régimes des cours d'eau.

D'après tout ce qui précède, on peut comprendre la signification des divers régimes des cours d'eau. Les qualifications ne correspondent d'ailleurs pas à des limites rigides, la diversité des circonstances ne le permet pas. D'ailleurs, nous avons vu déjà qu'un cours d'eau peut changer de régime dans l'étendue de son cours, principalement sous l'effet des lacs régulateurs et des affluents.

Ainsi, le régime alpin du Rhin est atténué par le lac de Constance et presque complètement masqué par les affluents de plaine, surtout la Moselle.

Par contre, le Rhône, qui possède un régime tranquille à la sortie du lac de Constance, prend en aval un régime torrentiel sous

l'effet des affluents torrentiels : Isère, Durance etc.

Tous avons défini les torrents.

Les cours d'eau à régime torrentiel sont en somme d'anciens torrents compensés, présentant de fortes pentes sans qu'elles dépassent 0,02 comme maximum cependant. Leur bassin n'est généralement pas très étendu et les terrains imperméables y dominent. Le rapport des débits extrêmes est élevé, il peut être supérieur à 200. Le lit est mobile, les crues sont violentes. Les cours d'eau à régime tranquille sont à faible pente, inférieure généralement à 0,001, ont un lit fixe, un bassin généralement étendu ou moyen, en majeure partie perméable. Les crues sont longues et lentes, le rapport des débits extrêmes est généralement inférieur à 50 (Rhin en Hollande 12, Seine 45).

Les cours d'eau à régime mixte présentent donc des caractères moyens. Ils ont généralement un bassin étendu, accidenté, en partie perméable. Ils présentent des pentes dépassant parfois 0,01; le rapport des débits extrêmes est élevé, les crues sont violentes et occupent un lit majeur très large, dans l'étendue duquel le fleuve suit un cours sinueux en étiage. La Loire est un type de cours d'eau de ce genre.

Mais dans ces catégories générales, les distinctions sont encore très importantes. Ainsi les fleuves allemands sont généralement plus tranquilles que les fleuves français; les pentes ne dépassent guère 0,0005, sauf sur le Rhin, et sont dans la majeure partie du cours inférieures à 0,0003.

On parle aussi parfois du régime alpin, caractérisé par les crues d'été, dues à la fusion des glaciers et du régime de plaine caractérisé par les crues d'hiver, dues aux pluies et neiges.

§ 13. Puissance hydraulique d'un cours d'eau.

La différence d'altitude entre 2 points d'un cours d'eau représente l'énergie potentielle de l'unité de masse. La pente kilométrique

représente donc l'énergie disponible par kg de débit et kilomètre. Le produit du débit entre deux points par la différence de niveau correspondante représente la puissance instantanée. La puissance totale instantanée est donc $\int Q dh$.

Mais en chaque point, le débit est variable et les dénivellations se modifient dans une certaine mesure avec le débit. Le problème ne peut donc s'étudier sous cette forme. Pour utiliser l'énergie hydraulique, il faut créer des chutes artificielles, dont on règle la hauteur dans certaines limites. En tous cas, le problème ne dépend plus que des variations de débit et de hauteur en un seul point. Son étude est exposée dans le cours de travaux hydrauliques.

Observons simplement ici que la puissance disponible dans les cours d'eau est grande mais en somme difficile à capter et peu exploitée. Les cours d'eau à forte pente s'y prêtent le mieux, mais encore ne parvient-on à y capter qu'une fraction, d'ailleurs notable, de la puissance disponible. Il ne paraît pas douteux que l'avenir verra se développer la captation des forces hydrauliques partout où ce sera possible économiquement. On peut estimer que l'on laisse perdre à l'heure actuelle de précieuses quantités d'énergie.

Chapitre II

Formes des rives et du lit et leurs variations

§ 1. Débit solide - Sous l'effet de la vitesse, les cours d'eau affouillent leurs lits et entraînent avec eux des matériaux solides, dont la quantité dépend de la vitesse des eaux, de leur quantité et de la nature des terrains traversés : dureté et dimensions des grains. Elle dépend naturellement aussi de l'enchevêtrement. Les graviers se disposent de manière à présenter la plus grande résistance au déplacement. Si un cours d'eau est en mouvement uniforme, le travail qu'il effectue dans son cours doit être égal au travail des résistances, c'est-à-dire de la force d'érosion E et de viscosité interne V .

Dans un lit rectangulaire de largeur indéfinie et de profondeur h , de pente I , on peut écrire par m^2 du fond du lit projeté horizontalement :

$$1000 h I = E + V \quad (\text{composante parallèle au lit})$$

Donc $E = E - 1000 h I$

E étant un coefficient inférieur à 1.

E mesure la force d'entraînement par m^2 .

Pour un profil déterminé de lit, la force d'entraînement totale dans une section est

$$\int E 1000 h I dl = 1000 h I \Omega$$

sa puissance d'entraînement est $E_u = 1000 E I Q$.

Donc, la puissance d'entraînement est proportionnelle au débit et à la pente. En mouvement uniforme, il est donc plausible que le débit solide soit proportionnel au débit liquide.

Si le lit est formé de matériaux de dimensions a , la résistance

de ces matériaux est proportionnelle à a^3 et la force d'entraînement proportionnelle à $u^2 a^2$ ou ia^2 . Le rapport des deux $\frac{a^3}{ia^2} = \frac{a}{i}$ a été appelé par M^e Vokobine : coefficient de fixité de la rivière.

Plus il est grand, plus le lit est fixe. M^e Vokobine a trouvé en effet 3,7 pour la Vistule, qui charrie et 166, pour le Dniester qui est stable.

On peut déduire de ce qui précède que la puissance d'entraînement est limitée et qu'au delà d'une certaine quantité relative, les cours d'eau n'entraînent plus de nouveaux matériaux. On dit qu'il y a saturation. Mais cet état d'équilibre est éminemment instable. Toute réduction de vitesse provoque des précipitations, toute augmentation des affouillements. La forme du lit d'une rivière à fond mobile est donc instable, d'autant plus que la puissance d'entraînement, donc le point de saturation, varie constamment avec la vitesse et la profondeur du cours d'eau. Elle est considérable en temps de crue, l'affouillement est intense, mais lors de la décrue il y a des atterrissements.

Le mouvement des matériaux solides se fait donc par bonds, par étapes. D'autre part, la pente des fleuves décroît généralement, il en résulte que la force spécifique d'entraînement diminue vers l'aval et que les dimensions des matières charriées deviennent de plus en plus petites. Les matériaux se déposent par ordre de grandeur décroissante vers l'aval ; leur transport ne se poursuit qu'en vertu de la réduction de leurs dimensions par l'usure due au charriage.

L'importance du débit solide dépend donc du régime du fleuve, elle est faible pour les cours d'eau tranquilles et considérable pour les cours d'eau torrentiels. Le Var, qui est en somme un torrent, amène à la mer 21 millions de m³ solides par an, le Rhône 26 millions, le Danube 60 millions.

La Durance seule amène au Rhône 8 à 10 millions de m³ par an.

On trouve moyennement par m³ d'eau :

0,040 à 0,626	Kg de limon dans la Seine
0,096 à 0,184	" " " " " Saône
0,111	" " " " " le Rhin
0,444	" " " " " Nil
0,330	" " " " " Orange
0,553 à 1,748	" " " " " Mississippi
0,250 à 0,400	" " " " " la Garonne
0,482 à 1,758	" " " " " Durance
3,577	" " " " " le Yar.

Mais en cas de crues exceptionnelles, on a trouvé 2,75 kg environ dans la Seine et 36 kg dans le Yar, jusqu'à 25 kg dans la Durance.

La composition du limon dépend de la nature des terrains traversés. Dans le cours supérieur, ce sont surtout des sables et graviers, dans le cours inférieur des sables et des vases d'argile fine. Sa détermination échappe à des règles absolues et ne peut se faire que par l'analyse.

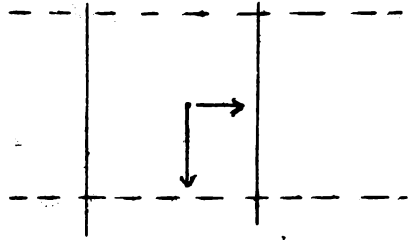
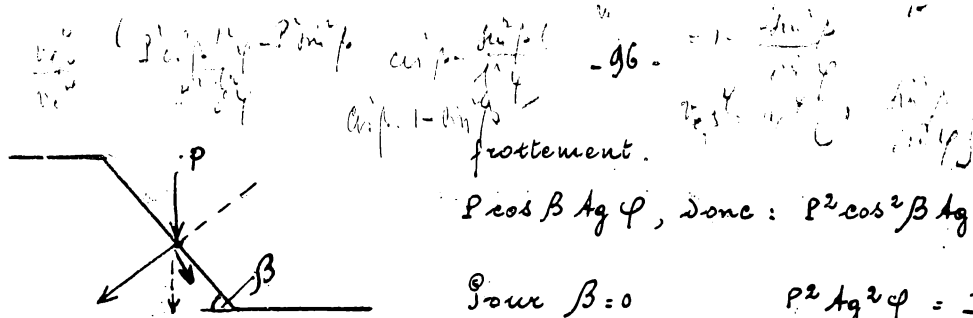
§ 2. Profil d'équilibre dans un terrain donné

a) Remme. Détermination de la vitesse limite d'équilibre sur un talus.

Nous avons, dans le chapitre relatif au ruissellement, défini les vitesses d'équilibre d'entraînement V_e en terrain horizontal pour diverses natures du sol. Ces vitesses se réduisent lorsque le terrain présente des pentes sensibles. Les pentes longitudinales sont généralement faibles, nous ne considérerons que les pentes transversales et nous supposons qu'il s'agit d'un terrain meuble, défini par l'angle de talus naturel α q sous eau.

Soit β l'inclinaison du talus. Un corpuscule en équilibre limite est soumis à son poids P , dont la composante tangentielle est $P \sin \beta$, la composante normale $P \cos \beta$. L'effort d'entraînement est $\frac{k}{2g} s v_e^2$, normal à $P \sin \beta$, mais situé également dans le plan du talus. La résultante des 2 forces tangentielle est

$\sqrt{P^2 \sin^2 \beta + \frac{k^2}{4g^2} s^2 v_e^4}$; elle doit équilibrer la résistance de



frottement.

$$P \cos \beta \operatorname{tg} \varphi, \text{ donc : } P^2 \cos^2 \beta \operatorname{tg}^2 \varphi = P^2 \sin^2 \beta + \frac{k^2}{4g^2} s^2 v_{e\beta}^4$$

Pour $\beta = 0$
$$P^2 \operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{k^2}{4g^2} s^2 v_e^4$$

Donc :
$$v_{e\beta}^4 - v_e^4 = \frac{-P^2}{k^2 s^2} \sin^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) =$$

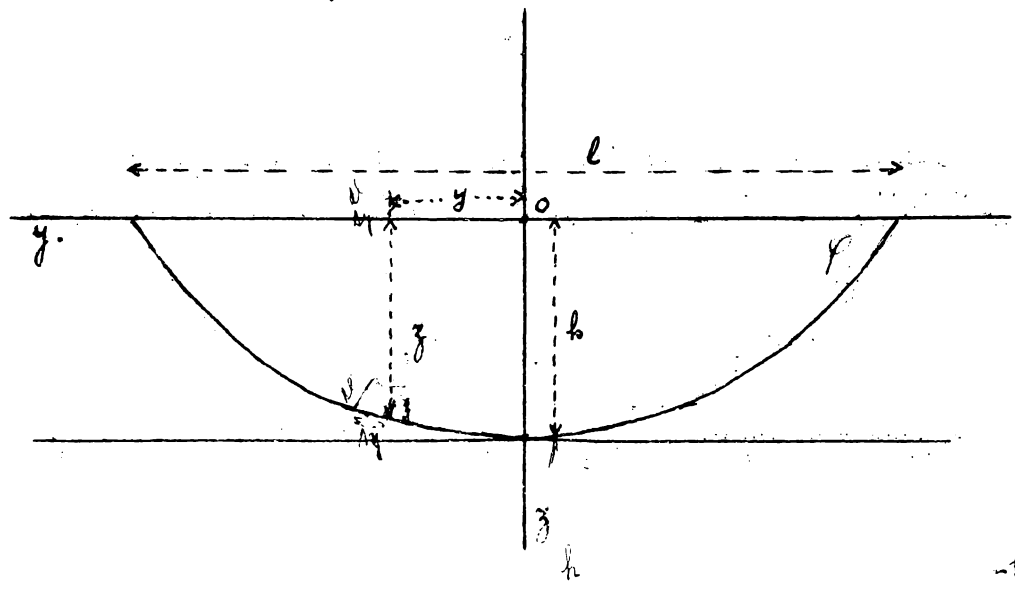
$$\frac{-P^2 \operatorname{tg}^2 \varphi}{k^2 s^2} \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi} = -v_e^4 \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}$$

Donc
$$v_{e\beta}^4 = v_e^4 \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi} \right)$$

Donc $v_{e\beta} = 0$ lorsque $\beta = \varphi$, ce qui est évident.

b) Profil d'équilibre. Dans un tel profil, les vitesses de fond sont partout égales aux vitesses d'équilibre. Il en résulte, d'après la formule de la force spécifique d'entraînement, que lorsque la pente transversale augmente, la profondeur doit diminuer, car la vitesse diminue, donc aussi la force d'entraînement. Donc, le profil d'équilibre doit être une courbe concave. St. St. Koebelin en établit l'équation, qui est celle d'un arc de sinussoïde, mais il trouve aussi qu'elle diffère très peu d'un arc de parabole. Nous nous bornerons donc à vérifier que le profil parabolique est approximativement un profil d'équilibre.

Soit un tel profil parabolique à axe vertical, rapporté à son axe principal Oz et au plan d'eau Oy . Sa profondeur maximum sur l'axe est h , la largeur est l . L'équation de la parabole est :



$$z = b \left(1 - \frac{4y^2}{l^2} \right) \quad \text{d'où } z = h \left(1 - \frac{4y^2}{l^2} \right) \quad \text{d'où } z = \frac{h}{l^2} (l^2 - 4y^2)$$

En un point de coordonnées (y, z) , la pente transversale est:

$$\text{tg } \beta = -\frac{dz}{dy} = \frac{8yb}{l^2}$$

Au plan d'eau, il faut $\beta = \varphi$, donc $\text{tg } \varphi = \frac{4b}{l}$

La vitesse d'équilibre en un point quelconque est:

$$v_{e\beta} = v_e \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi} \right) = v_e \left[1 - \frac{\text{tg}^2 \beta (1 + \text{tg}^2 \varphi)}{\text{tg}^2 \varphi (1 + \text{tg}^2 \beta)} \right] = v_e \frac{l^4 - 4y^2 l^2}{l^4 + 64y^2 b^2}$$

L'équilibre entre la force d'entraînement et la force de frottement sur le fond pour une longueur Δl s'écrit, en négligeant les frottements internes:

$$1000 \cdot \Delta l \cdot z \cdot \frac{dy}{dy} \cdot I = 1000 k \frac{v_f^2}{2g} \frac{dy}{\cos \beta} \cdot \Delta l$$

$$\text{d'où } \frac{v_f^2}{2g} = \frac{z I \cos \beta}{k} = \frac{z I l^2}{k \sqrt{l^4 + 64y^2 b^2}}$$

$$\text{Pour } y = 0 \quad v_f = v_e, \text{ donc } v_f^2 = \frac{z}{b} v_e^2 \cos \beta = v_e^2 \frac{z l^2}{b \sqrt{l^4 + 64y^2 b^2}}$$

$$\text{d'où } v_f^2 = v_e^2 \frac{\frac{z^2}{b^2} l^4}{(l^4 + 64y^2 b^2)} = v_e^2 \frac{l^4 \left(1 - \frac{4y^2}{l^2} \right)^2}{l^4 + 64y^2 b^2} = v_{e\beta}^2 \left(1 - \frac{4y^2}{l^2} \right)$$

$$\text{Donc } v_f = v_{e\beta} \sqrt{1 - \frac{4y^2}{l^2}} < v_{e\beta}. \quad \text{Pour } y = 0, v_f = v_{e\beta} = v_e.$$

Lorsque $y > 0$, l'erreur relative par rapport au profil d'équilibre augmente de 0 jusqu'à 1 lorsque $y = \frac{l}{2}$. Seulement, en même temps que l'erreur relative croît, les vitesses décroissent et l'erreur absolue, nulle pour $y = 0$, passe par 1 maximum et redevient nulle pour $y = \frac{l}{2}$, car $v_f = v_{e\beta} = 0$ pour cette valeur. L'erreur est toujours faible; en un point quelconque elle est $v_{e\beta} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4y^2}{l^2}} \right) = 1 - \sqrt{1 - \frac{4y^2}{l^2}}$. Cette erreur est d'ailleurs par défaut, c'est-à-dire que le profil parabolique est un profil plus stable que le profil sinusoïdal d'équilibre strict.

Donc le profil parabolique est sensiblement un profil d'équilibre, défini par

$$\text{tg } \varphi = \frac{4b}{l} \quad \text{et} \quad \frac{v_e^2}{2g} = \frac{bI}{k}$$

Donc $b = \frac{k}{2g} \frac{v_e^2}{I}$ (profondeur égale à celle du profil sinusoïdal)

et $l = \frac{4b}{\text{tg } \varphi}$, largeur légèrement supérieure à celle du profil sinusoïdal.

La section $\Omega = \frac{2}{3} bl$ et le périmètre mouillé est :

$$X = \sqrt{4b^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} + \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{2b} \log \frac{2b + \sqrt{4b^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}}{\frac{l}{2}}$$

Comme expression approximative, on peut employer

$$X = l \left[1 + \frac{8}{3} \frac{b^2}{l^2} - \frac{32}{5} \frac{b^4}{l^4} \dots \dots \right]$$

Comme $\frac{b}{l}$ est généralement petit, on ne doit considérer que les premiers termes.

$$\left(\frac{b}{l}\right) = \frac{\text{tg } \varphi}{4} \leq 0,125$$

On déduit de ces formules deux observations importantes :

- 1°) b est d'autant plus grand, toutes choses égales d'ailleurs, que φ est plus grand et que I est plus petit,
 - 2°) le rapport $\frac{b}{l}$ est d'autant plus grand que $\text{tg } \varphi$ est plus petit.
- Donc, en terrain très meuble, les cours d'eau sont larges et peu profonds. En terrain dur et cohérent, ils sont profonds et relativement moins larges.

Il en résulte que la forme et les dimensions du profil en travers ne dépendent que de la pente et de la situation du terrain, car h dépend aussi du terrain, dont il constitue en somme le coefficient de rugosité.

ainsi que nous le verrons plus loin, les cours d'eau naturels obéissent généralement à la loi

$$u = c \sqrt{RI}, \quad R = \frac{\Omega}{X}$$

c étant un coefficient dépendant du terrain et de la section.

Le débit $Q = \Omega u$ est donc conditionné complètement par la pente et la nature du terrain, donc inversement un débit Q tend dans un terrain déterminé à prendre un lit d'équilibre bien défini, caractérisé par un profil et une pente d'équilibre. Ce lit d'un cours d'eau est donc entièrement et uniquement déterminé par le débit à écouler et la nature du terrain, comme il résulte d'ailleurs du calcul sommaire ci-après.

On déduit des formules précédentes que $Q = \Omega u = \frac{2c}{3} bl \sqrt{RI}$
 On a approximativement $R = \frac{2}{3} b$, d'autre part $I = \frac{h v_e^2}{2 g b^3}$.
 donc finalement $Q = \frac{2}{3} K b l v_e$ avec $K = c \sqrt{\frac{h}{3g}}$

K est un coefficient dépendant du cours d'eau, c'est-à-dire de la nature du terrain et aussi de b ; selon toutes les formules, il croît dans le même sens que b , mais il est d'ailleurs relativement peu variable.

En admettant $R = \frac{2b}{3}$, on a donc : $\sqrt{K} b = \sqrt{\frac{3}{8} \frac{Q A g \varphi}{v_e}}$

Le premier membre est seul fraction de b , cette équation détermine donc b . On en déduit l par la relation $l = \frac{4b}{A g \varphi}$.

et

$$I = \frac{h v_e^2}{2 g b^3} = \frac{\sqrt{K} \cdot b v_e^{5/2}}{2 g \sqrt{\frac{3}{8} Q A g \varphi}}$$

Quand Q augmente, toutes choses égales d'ailleurs, la section augmente, tant b que l . En même temps, I diminue puisque $b I = \frac{h v_e^2}{2 g} = \text{cte}$

Enfin, comme $Q = \frac{2}{3} b l u$, on voit que $u = K v_e$.

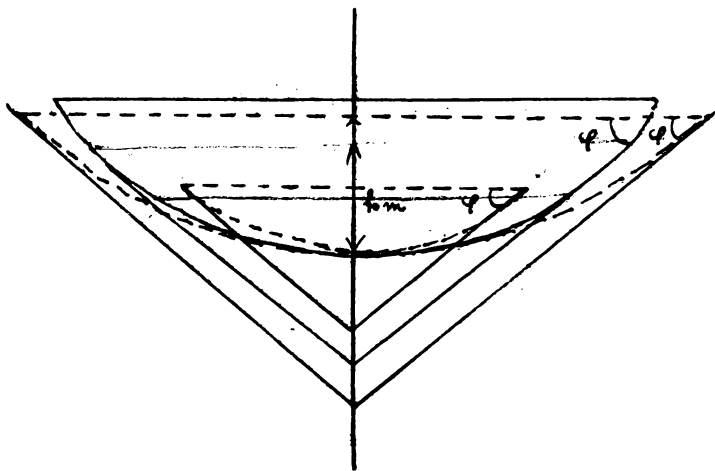
v_e étant une constante, on voit que u varie comme K , c'est-à-dire augmente avec la profondeur pour un même terrain, mais l'influence est relativement plus faible que celle de v_e .

Un fleuve coule dans sa partie aval sur ses propres alluvions, v_e et $A g \varphi$ diminuent; le lit s'étale, le rapport $\frac{b}{l}$ diminue. Mais par suite des influences antagonistes de $A g \varphi$ et de v_e , les variations de b seraient insensibles, si l'augmentation constante du débit Q ne faisait croître la valeur de b . Pour ce qui est de la vitesse moyenne, l'influence de v_e l'emporte et elle diminue donc de l'amont à l'aval. En même temps la pente diminue parce qu'elle varie comme le carré de v_e , qui diminue.

§ 3. Profils réels des cours d'eau.

Les conditions théoriques sont profondément troubles dans la nature par la variation des débits, l'hétérogénéité des terrains et les circonstances perturbatrices innombrables qui agissent sur les cours d'eau.

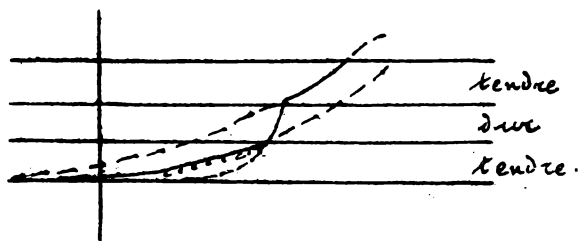
Par suite de la variation des débits, en terrain homogène et lit rectiligne, le cours d'eau se créerait un profil d'équilibre corres-



pondant à un débit de hautes eaux moyennes Q_m , ayant une fréquence assez grande. En eaux basses $Q_0 < Q_m$, le profil réel est plus ouvert que le profil d'équilibre, la pente est trop faible. Le cours d'eau coulera dans le lit avec une section Ω légèrement

supérieure à Ω_0 , parce que les vitesses sont inférieures à celles du profil d'équilibre. Il n'y a donc pas d'affouillements, non plus de dépôts, le débit solide étant très réduit en basses eaux.

Considérons ensuite une crue $Q_c > Q_m$. Le profil d'équilibre correspondant est plus ouvert que le réel et la pente $i_c < i_m$. Il en



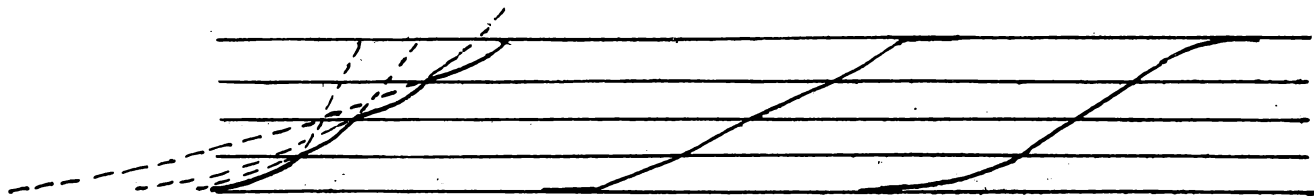
résulte que dans le lit réel la hauteur sera supérieure à h_c , les vitesses supérieures aux vitesses d'érosion; il y aura affouillement, surtout aux parties supérieures

des berges et creusement du lit en amont pour réduire la pente.

À la fin de la crue, les dépôts de fond combleront ces approfondissements d'amont; l'élargissement au plan d'eau seul subsistera.

Le profil parabolique est donc plus rapproché du profil réel que le profil sinusoïdal.

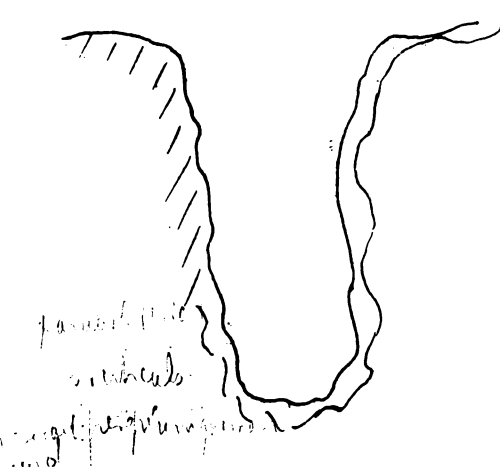
Donc, un cours d'eau à débit variable prend un profil d'équilibre correspondant aux hautes eaux moyennes, mais élargi vers le plan



d'eau sous l'effet des fortes crues. Celles-ci provoquent d'ailleurs des déformations locales des profils, n'altérant pas l'allure générale.

Le régime des cours d'eau étant soumis à des fluctuations séculaires, celles-ci se répercuteront sur la forme du lit.

L'hétérogénéité des terrains se marque par des changements d'allure du profil. Si un lit se creuse dans un terrain formé de couches d'inégales duretés, en principe le profil se compose d'une série d'arcs

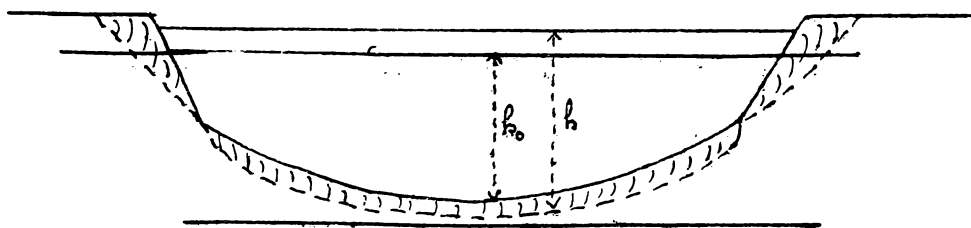


des profils d'équilibre correspondants. Si le terrain présente une décroissance continue de dureté du fond vers les rives (alluvions), le lit peut donc prendre un talus sensiblement droit, même convexe.

Dans le cas limite du terrain rocheux, le phénomène est quelque peu différent.

L'érosion se fait surtout par le fond sur lequel roulent les gros galets; l'usure latérale est due aux sables en suspension et est donc faible. En terrain rocheux, les profils en travers ont donc une tendance à être étroits, profonds et très encaissés. En même temps, la pente est élevée, comme nous l'avons vu.

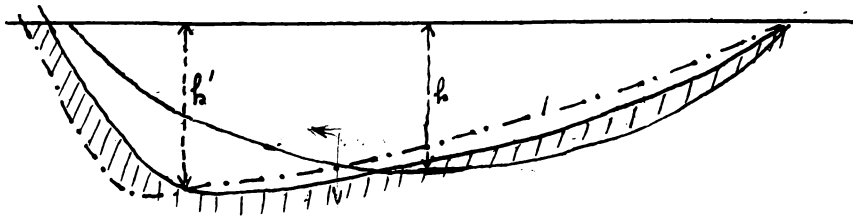
Les revêtements artificiels: murs, perrés, gazonnements correspondent



à une augmentation artificielle de dureté, car ils réduisent beaucoup l'érosion.

Il en résulte qu'ils troublent l'équilibre d'un cours d'eau, le profil est inférieur au profil d'équilibre, donc la hauteur croît ainsi

que les vitesses. Il se produit des affouillements, surtout à la base des revêtements, en même temps, le lit se creuse en amont. Ses mêmes affouillements se produisent à la limite des eaux ordinaires, à la base des talus gazonnés du lit des hautes eaux. Il faut donc toujours protéger les pieds des revêtements quelconques contre les affouillements. Ce ne sont pas les seules perturbations des profils d'équilibre.



En fait le lit des cours d'eau n'est jamais droit, mais sinueux. Il en résulte une modification constante des profils.

L'érosion en courbe est nécessairement plus forte à la rive concave et le profil d'équilibre se déforme, le talus concave est raide, la profondeur maximum h' se trouve vers l'extérieur de la courbe et est supérieure au maximum d'équilibre, le talus convexe est plat. Ce profil est stable mais l'érosion de la rive concave tend à se continuer. Dans les inflexions entre deux courbes de sens inverse, il peut se produire des zones de mouvement trouble et tourbillonnaire, donnant lieu parfois à des dépôts et à des profils irréguliers, anormaux et très variables, donc instables.

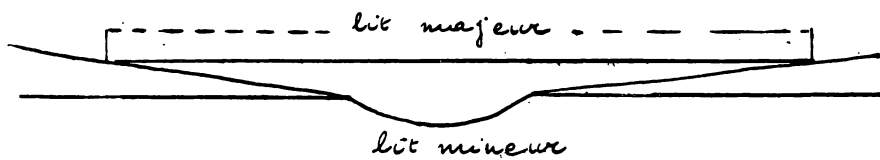
En résumé, les circonstances accidentelles des cours d'eau interviennent constamment pour modifier les formes d'équilibre des profils. On peut dire que cette forme d'équilibre correspond à la moyenne d'un nombre suffisant de profils, dont les inégalités se compensent sur une longueur assez étendue.

§ 11. Lit mineur et lit majeur - Lorsqu'un fleuve n'a son lit que partiellement encaissé, ce lit qui contient les hautes eaux moyennes est le lit mineur. Au moment des crues, le fleuve déborde de son lit et s'étend dans la vallée en occupant le lit majeur ou d'inondation, caractérisé par un fond très plat; le mouvement est très varié et irrégulier, les vitesses décroissent

avec la distance à l'axe de la rivière. Les limons se déposent et forment les talus en pente très douce du lit majeur.

Le fleuve coule donc sur ses propres alluvions, ce qui se rencontre fréquemment dans les cours inférieurs et moyens, par suite de l'exhaussement du lit, même dans les parties rocheuses, où le fond rocheux se trouve parfois sous de fortes épaisseurs de gravier. On limite le lit majeur par des digues insubmersibles de hautes eaux, le lit mineur est parfois bordé de digues basses submersibles. Nous reviendrons sur ces dispositifs.

§ 5. Action des affluents - Les affluents augmentent brusquement le débit, donc la section et tendent à réduire la pente d'équilibre s'ils n'influencent pas sur le débit solide. Mais, par suite de leurs apports solides, ils peuvent donner lieu à des accidents de pente



si, comme il arrive souvent, la vitesse est supérieure dans les af-

fluents. Des dépôts qui se forment dans le cours d'eau principal en aval du confluent forment un seuil très marqué. C'est ainsi que la traversée de Sige par la Meuse constitue un seuil dû aux dépôts de l'Ourbie dont le confluent est en amont.



Il en résulte une augmentation de pente, correspondant à un apport de matières solides de dimensions plus grandes que celles du fleuve. L'inverse pourrait se produire avec un affluent de moindre vitesse et moindre débit solide.

§ 6. Profil en travers des vallées.

Les vallées présentent des profils en travers analogues aux profils d'équilibre des cours d'eau surtout les vallées imperméables, dont la forme dépend de l'érosion. Elles sont concaves, à versants d'au-

tant plus abrupts que le terrain est plus dur. En terrain rocheux, l'escarpement peut être plus élevé.

Cependant les plus grands escarpements se rencontrent en terrain perméables, sans érosion. Le fleuve s'enfonce dans le sol, l'érosion est étroitement limitée au lit, il n'y a pas d'érosion latérale. Dans les calcaires à grandes fissures, on arrive ainsi aux vallées abruptes ou cañons, comportant parfois des gouffres ou des cavernes suspendues aux versants de la vallée.

Les vallées à versants perméables ont donc le fond plat, parfois même légèrement convexe, à cause du bourrelet formé lorsque le fleuve coule en quelque sorte sur son lit de déjection ou son delta. Il y a alors aux pieds des côtes des fausses rivières.

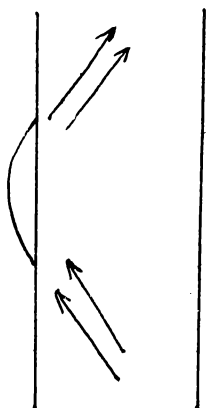


Les vallées glaciaires se reconnaissent par un profil transversal très concave, les cours d'eau y creusent ensuite parfois des vallées plus étroites, à cause de la concentration de l'érosion sur le fond.

§ 7. Cheminement en plan des cours d'eau.

De même que, par suite des circonstances toujours diverses, la pente et le profil en travers des cours d'eau naturels présentent constamment des irrégularités, leur tracé en plan présente des irrégularités pour les mêmes raisons. Ces perturbations se traduisent par des courbures variables de l'axe, qui donnent lieu à des sinuosités et à des variations de largeur du lit.

Le tracé rectiligne n'est pas naturel, le cours d'eau tend constamment à le modifier. Il ne peut donc exister et subsister que par une intervention artificielle de fixation du lit, telle que le bétonnage des canaux d'aménagements des usines hydroélectriques. L'inévitabilité du tracé sinueux résulte des hétérogénéités du (hydraulique)



terrain et des déviations accidentelles des filets liquides. L'érosion est plus intense suivant les régions de moindre résistance, c'est ainsi que se forment les talweg, qui ne sont évidemment pas droits. Mais dès lors se produisent des courants obliques, qui provoquent une érosion de la rive vers laquelle ils se dirigent. Ces affouillements, de forme nécessairement concave, devient les filets liquides et les renvoient vers l'autre

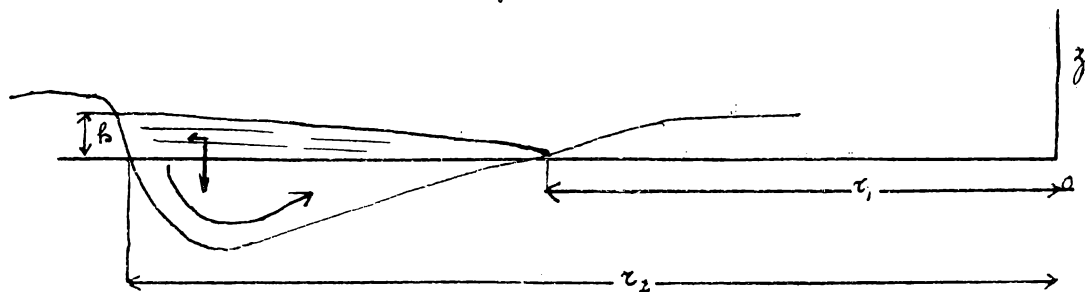
rive. Ainsi se forme un arc concave du cours d'eau, auquel succède un autre arc concave, mais de sens opposé, sauf exceptions accidentelles telles que modification importante du terrain etc. Mais dans un terrain meuble peu variable, le cours d'eau adopte un cours sinueux.

Mais nous avons vu qu'en courbe le profil se déforme et que celui qui est réalisé n'est pas en équilibre. Le mouvement des filets liquides en plan montre aussi que l'action érosive des filets obliques tend à croître. Les grandes profondeurs et les grandes vitesses près de la rive concave, augmentées des effets de la force centrifuge, qui donne une inclinaison transversale ou dévers d'eau ⁽¹⁾ au plan d'eau augmentent l'érosion à la rive concave.

(1) Equation du dévers d'eau. Les lignes d'égal charge sont normales aux forces, donc la surface libre est telle que $\frac{\partial z}{\partial x} = -\frac{X}{Z} = \frac{u^2}{gx}$, donc $g dz = u^2 \frac{dx}{x}$, donc $gz = u^2 \log x + C$.

Mais pour $x = r_1$, $z = 0$, donc $0 = u^2 \log r_1 + C$ d'où $z = \frac{u^2}{g} \log \frac{x}{r_1}$
 et $b = \frac{u^2}{g} \log \frac{r_2}{r_1}$ (Grashof)

u est la vitesse uniforme tangentielle ; O est le centre de la courbe.



l'effet des faibles vitesses à la rive convexe joint à celui du transport transversal du au divers d'eau produit des atterrissements à cette rive. Les expériences de Farque sur le bassin tournant ont mis en évidence le charriage transversal dans les courbes, de la rive concave à la rive convexe sur le fond. Inversement, les matériaux en suspension sont chassés vers la rive concave par la force centrifuge et accroissent l'érosion. Les sinuosités finissent par former de véritables boucles; l'isthme étroit qui sépare leur origine peut, en terrain meuble, être emporté. Le lit se rectifie alors de lui-même; mais il se forme une forte chute au point de jonction; le régime est évidemment troublé jusqu'à ce qu'un nouvel état d'équilibre ait pu se créer. La cascade de Loo est due à la percée artificielle de l'isthme d'une boucle de l'Embleve, ce qui donne une idée des chutes correspondantes.

Ces phénomènes montrent que c'est à juste titre que l'on parle de lit à fond mobile. Cette mobilité se manifeste par les irrégularités et les variations du tracé, de la pente et des profils qui sont corrélatives.

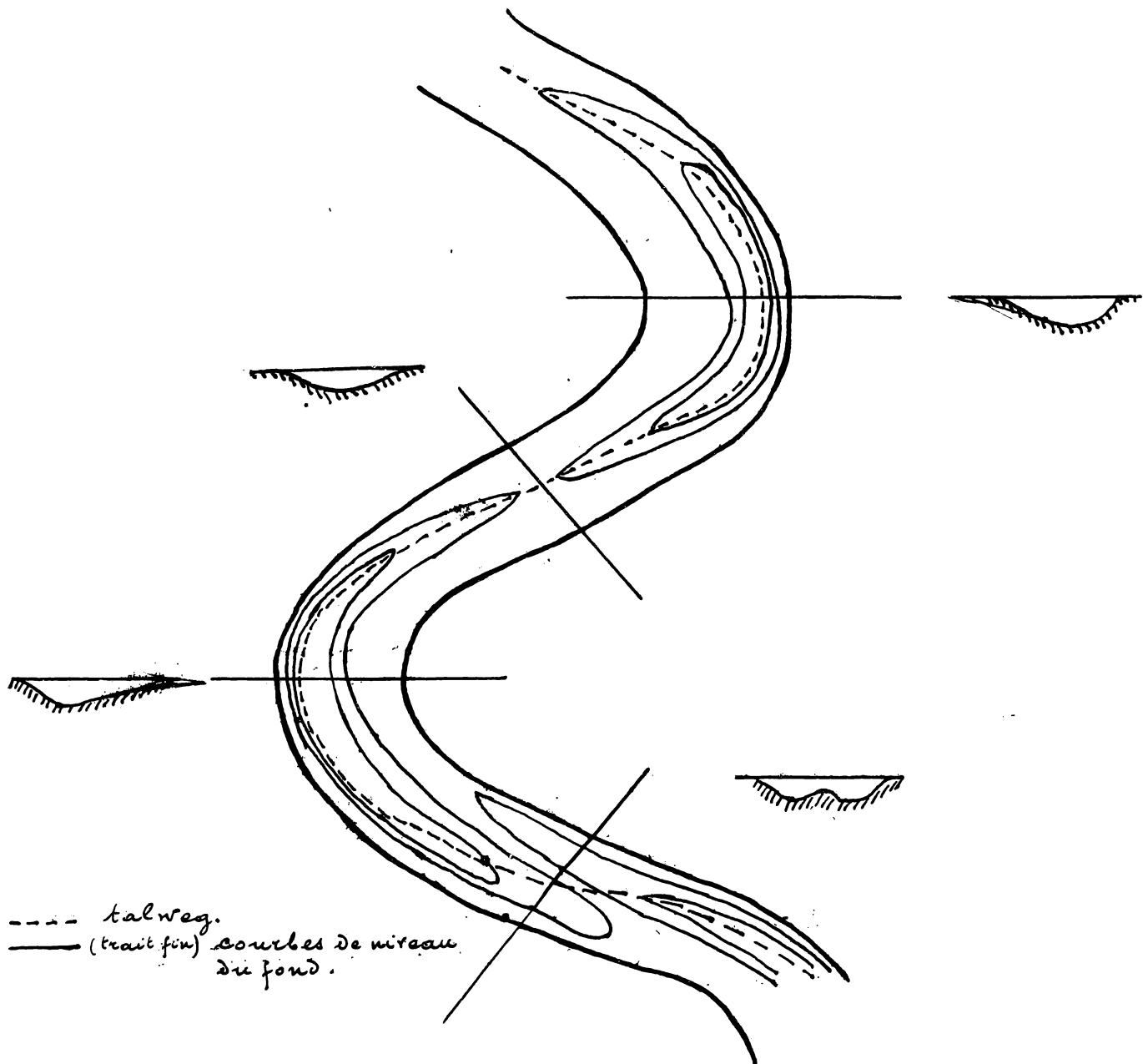
Cette triple variation, conjointe à la variation triple des profondeurs, vitesses et débits du cours d'eau, à celle du débit solide et à celle des circonstances naturelles, toujours diverses, dans toute l'étendue d'un cours d'eau, donne à l'étude des cours d'eau naturels un caractère de complexité qui présentent peu de problèmes techniques et qui exclut toute étude approfondie par le raisonnement seul. L'observation et l'expérience sont les bases de l'hydraulique, mais surtout de l'hydraulique fluviale. C'est un principe dont il faut se pénétrer pour faire un usage adéquat, intelligent des formules de cette science. Et la solution des cas complexes doit être demandée avant tout aux laboratoires ou à l'observation des phénomènes naturels.

§ 8. Observations, expériences et règles de Farque.

M^r Farque, ingénieur des Ponts et Chaussées de France, a étudié les formes des lits des cours d'eau naturels, surtout de la Garonne. Il a exécuté ensuite des essais sur modèles réduits pour étudier la formation des lits ; puis des essais sur bassins tournants pour étudier la suspension et le dépôt des matières solides etc.

Il a observé que les cours d'eau naturels affectent un cours sinusoïdal. Dans les courbes se produisent les plus grandes profondeurs ou monilles, (ou encore fosses) qui sont près de la rive concave. Le talus de cette rive est abrupt, l'autre en pente douce. Le talweg suit donc la rive concave, il en est d'autant plus rapproché que la courbure est plus grande. Entre deux courbes opposées il y a un point d'inflexion de courbure nulle ; le talweg change de rive. Dans cette région, les profondeurs sont les plus faibles, il existe un haut fond, ou seuil ou maigre. Le profil y est plus symétrique. Par suite des faibles profondeurs et vitesses, le cours d'eau tend à y déposer, d'où d'ailleurs la formation du seuil. Si la puissance d'entraînement de l'eau quittant une rive concave est assez grande, les matériaux iront se déposer au delà du point d'inflexion près de la rive convexe ; le chenal passe d'une rive à l'autre dans de bonnes conditions, avec une profondeur aussi bonne que possible. Si les dépôts se font en avant et près du point d'inflexion, il se produit deux chenaux séparés par un haut fond, le passage est difficile.

Il en résulte aussi que le fond du talweg présente par rapport à la pente moyenne une succession de brisures dont les points bas ou monilles correspondent à peu près aux courbes, les points hauts ou seuils aux points d'inflexion. La pente d'un cours d'eau n'est donc jamais régulière et peut présenter des contre-pentes. Le plan d'eau suit ces variations de pente d'une manière atténuée et d'autant plus atténuée que les profondeurs sont plus grandes (donc plus en crue qu'un étiage).



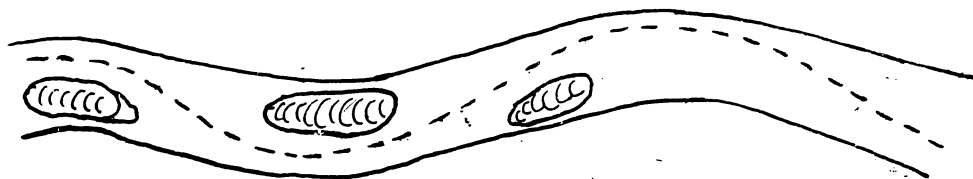
L'étude de la ligne d'eau d'un lit à pente irrégulière est très complexe, elle ne peut se faire que pour des cas théoriques et ses résultats ne font que confirmer la conclusion précédente. Elle établit aussi, ce qui se conçoit physiquement, que les ruptures de pente de la ligne d'eau sont rejetées en amont des ruptures de pente du lit; en d'autres termes les seuils forment des réservoirs.

Le lit peut atteindre un état permanent si le débit solide à l'aval de la section est égal au débit solide d'amont. Il faut pour cela que l'usure des matériaux se fasse dans une mesure suffisante dans cette section. Si une crue apporte des matériaux



trop gros, il y aura
 dépôt et formation
 de bancs ou seuils.
 C'est le phénomène
 des bancs de gravier
 qui se forment dans

le Rtsin alsacien, d'une manière plus atténuée depuis la correction.
 Les crues déposent de puissants bancs de graviers entre lesquels
 le talweg serpente. Les crues successives déplacent ces bancs, d'où
 modification incessante de talweg, très gênante pour la naviga-
 tion. Ces dépôts, se forment surtout aux points d'inflexion.



Enfin l'observation
 aussi bien que les
 expériences sur
 modèles réduits
 ou bassins tour-

nants montrent que les dépôts se font en courbe sur la rive convexe.

Fargue a énoncé les règles empiriques suivantes au sujet des
 relations entre ces divers éléments.

1°) Écart du maigre - Le maigre ne correspond pas au
 point d'inflexion, mais est reporté en aval d'une longueur qui,
 dans un bon tracé, est environ $\frac{1}{4}$ du développement de la courbe.

2°) Écart de la mouille - La mouille présente le même écart
 par rapport au sommet de la courbe (maximum de courbure).
 Cet écart joue, d'après M. St. St. Fargue et Clavel, un rôle impor-
 tant dans la divagation du lit, car il ajoute un déplacement
 longitudinal à la tendance au déplacement transversal.

3°) Éon de la mouille - La mouille est d'autant plus pro-
 fonde que la courbure est plus forte.

Si c est la courbure kilométrique $c = \frac{1}{R}$ (R en km), Fargue a
 trouvé pour la Garonne $c = 0,03 H^3 - 0,23 H^2 + 0,78 H - 0,76$.

H étant la profondeur de la mouille en m.

4°) Loi de l'angle. - La profondeur moyenne du bief (c'est-à-dire d'une courbe entre deux points d'inflexion successifs) croît et décroît en même temps que la courbure moyenne, c'est-à-dire que l'angle extérieur des tangentes aux deux points d'inflexion.

La profondeur moyenne est $h_1 = \frac{1}{l} \int h ds$, la courbure moyenne est $c_1 = \frac{1}{l} \int c ds = \frac{\alpha}{l}$

α = angle extérieur des tangentes, aux deux points d'inflexion ($c = \frac{dx}{ds}$). Pour la Garonne $h_1 = 1,50 (1 + \sqrt{c_1^2 + 1,711c_1})$

la courbure étant kilométrique.

5°) Loi du développement. - Il en résulte que, dans l'intérêt de la profondeur, tant maximum que moyenne, la longueur du bief ne doit être ni trop grande, ni trop faible, mais moyenne.

6°) Loi de la pente de fond. - La pente de fond du chenal navigable est déterminée par l'inclinaison de la tangente à la courbe des courbures. Donc, à courbure constante, pente constante; à changement brusque de courbure, changement brusque de pente; à variation continue de courbure, variation continue de pente.

Comme loi de la pente de fond, Fargue a trouvé pour la Garonne

$$\frac{dc}{ds} = \frac{155,3}{10^6} \frac{dh}{ds} + 11,4 \left(\frac{dh}{ds} \right)^3.$$

$\frac{dc}{ds}$ est l'inclinaison de la tangente de la courbe des courbures,

courbe de c en fonction de s , qui détermine donc la pente

Comme la pente diminue d'amont en aval, les courbures vont en diminuant aussi, c'est-à-dire que les sinuosités deviennent de plus en plus étendues.

7°) Loi de continuité. - Il résulte de ce qui précède que la régularité du chenal ne peut être obtenue que par une variation continue et régulière des courbures.

Une succession de deux courbes de même sens, que M. Fargue appelle une surflexion, a donc le même effet qu'une inflexion, la création d'un seuil. D'une manière générale, le moindre co-respond au minimum de courbure.

Ces règles de Fargue constituent une vraie synthèse de la forme des lits à fond mobile. Leur généralité en fait des principes. Il est clair que leur application à un cours d'eau déterminé dépend d'observations faites sur ce cours d'eau. Les études de M. Fargue sur la Garonne et la mise en équation des lois précédentes pour ce fleuve, qui il en a déduite, constituent un exemple de la manière d'opérer (A. P. C. fasc. 3, 1894).

M. Fargue a aussi étudié les formes convenables des courbes. Si le tracé se compose d'alignements droits raccordés par des arcs de cercle, $\frac{dc}{ds} = 0$, donc $\frac{dh}{ds} = 0$ et le profil est composé théoriquement de gradins horizontaux. Pratiquement les discontinuités sont grandes.

Si l'on se donne un profil en long déterminé $h = f(s)$, on connaît $\frac{dh}{ds}$, donc aussi $\frac{dc}{ds} = \varphi(s)$, d'où $c = c_0 + \int_0^s \varphi(s) ds$.

En particulier, si on veut une pente uniforme depuis la mouille jusqu'au naivige $\frac{dh}{ds} = ct^2$, donc $\frac{dc}{ds} = \gamma = ct^2$ et $c = c_0 + \gamma s$.

En prenant pour origine de la courbe le point d'inflexion, $c_0 = 0$ et donc $c = \gamma s$.

Cette courbe préconisée par M. Fargue sous le nom de spirale-volute ou radioïde aux arcs, n'est autre chose que la spirale de Cornu ou encore la clothoïde des raccordements progressifs de voies ferrées. C'est une spirale à deux branches, un point d'inflexion et 2 points asymptotiques. Son équation est complexe. Pour des valeurs diverses de γ , on obtient des spirales semblables, dont on peut établir des gabarits pour diverses valeurs de γ , c'est-à-dire de $\frac{dc}{ds}$ ou $\frac{dh}{ds}$. On peut établir ainsi un profil en long polygonal présentant des discontinuités de pentes. Le plan se compose d'une succession d'arcs osculateurs de spirales-volutes.

Pour supprimer toute discontinuité, M. Fargue a envisagé

un profil en long sinusoïdal, donc $l = l_0 \cos \frac{\pi}{2} \frac{s}{s_0}$. La courbe des courbures est donc sinusoïde, la courbe du plan correspondante a été appelée bisinusoïde par M. Fargue. Ce tracé satisfait aux sept règles expérimentales et a été appliqué avec plein succès à la correction de la Garonne.

Enfin, on peut encore considérer comme règle pour la correction des cours d'eau la loi de variation des largeurs. Entre deux seuils consécutifs, la largeur doit croître à mesure que le chenal s'approfondit et présenter à la mouille un maximum d'autant plus grand que la mouille est plus profonde. Elle doit décroître ensuite pour atteindre au maigre d'aval un minimum qui est plus grand que le minimum précédent. Les rives concaves ont donc un développement supérieur aux rives convexes. On réalise donc un resserrement du lit au point d'inflexion, ce qui tend à y augmenter la profondeur et la vitesse et à éviter les dépôts gênants.

Par contre, les plages étendues des rives convexes peuvent recevoir des dépôts importants. Comme loi des largeurs minima, on peut admettre $l = l_0 e^{\lambda (s-s_0)}$, λ étant un coefficient constant pour un cours d'eau. Cette loi découle de l'hypothèse d'une cause d'accroissement proportionnelle au cours, donc $\frac{\Delta l}{l} = \lambda \Delta s$.

Puisque $Q = lhu = \text{cte}$, on a $\frac{\partial l}{l} + \frac{\partial h}{h} + \frac{\partial u}{u} = 0$ (1)

D'autre part, en admettant $[hI = hu^2, (\frac{\partial h}{h} + \frac{\partial I}{I} = 2 \frac{\partial u}{u})$ ($h = \text{constante}$).
d'où (1) & (2) $\rightarrow \frac{\partial l}{l} + \frac{3}{2} \frac{\partial h}{h} + \frac{1}{2} \frac{\partial I}{I} = 0$. On différencie et on divise par hI , l^2 .

Si $\frac{\partial l}{l} = -\frac{1}{2} \frac{\partial I}{I}$, c'est-à-dire si l'accroissement proportionnel de largeur est égal à la moitié de la diminution proportionnelle de pente, $\frac{\partial h}{h} = 0$ et la profondeur reste constante. Si, dans cette hypothèse, le profil en long général est une courbe logarithmique, $\frac{\partial I}{\partial s} = \lambda' I$, les largeurs varient suivant la loi

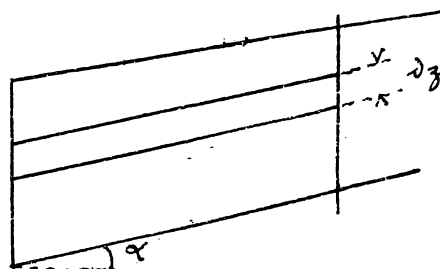
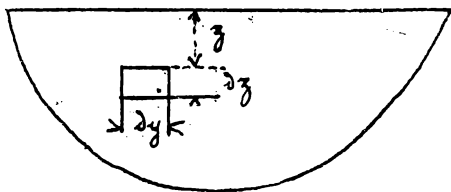
$$\frac{\partial l}{\partial s} = \lambda l \text{ ci-dessus envisagée.}$$

Chapitre III

Étude du mouvement des eaux dans les cours d'eau.

§ 1. Répartition théorique des vitesses dans un cours d'eau en mouvement uniforme.

On indique, dans le cours d'hydraulique théorique, que dans un courant liquide étendu, tel qu'un cours d'eau naturel en mouvement uniforme, les vitesses, considérées comme constantes en chaque point d'une section (effectivement elles ne le sont pas, mais les écarts se compensent) varient d'un point à l'autre. On y définit une vitesse moyenne u telle que $Q = \Omega u$.



Il est important de connaître la loi de répartition des vitesses, par exemple pour la navigation, mais aussi pour les vitesses sur le fond. Un examen théorique sommaire de la question est utile pour en éclairer le sens, d'autant plus que les observations sont en remarquable accord avec la théorie.

D'après les principes généraux, la force de frottement interne par unité de surface pour une lame d'épaisseur du est $f = E \frac{du}{du}$. Le coefficient E est variable d'après l'agitation, la température, etc, mais nous le supposons constant.

Considérons un courant d'eau en mouvement uniforme dans un lit régulièrement concave et rectiligne de pente $i = \frac{\Delta h}{\Delta x} = Ag \alpha$. Dans

une section, considérons un axe des z vertical et un axe des y normal et par rapport à ces axes, un filet liquide de section $dy dz$ normal à cette section et de longueur égale à 1.

Ce filet est soumis dans le sens du mouvement et par unité de longueur à l'action de son poids $dP = dy dz \cdot \rho g \sin \alpha \cdot v$ et à celle des frottements sur ses quatre faces.

Sur la face supérieure c'est une force d'entraînement

$$df_1 = E dy \frac{dv}{dz} \cos \alpha$$

Sur la face inférieure, une force résistance:

$$df_2 = df_1 + \frac{d df_1}{dz} dz$$

la résultante est $\frac{d df_1}{dz} dz = \frac{d \left[E \frac{dy}{\cos \alpha} \frac{dv}{dz} \right]}{dz} dz$

Les pressions sur les 2 sections extrêmes du filet sont égales et opposées, l'équation d'équilibre de translation se réduit donc à

$$dy dz \rho g \sin \alpha + \frac{d \left[E \frac{dy}{\cos \alpha} \frac{dv}{dz} \right]}{dz} dz + \frac{d \left[E dz \frac{dv}{dy} \right]}{dy} dy = 0$$

En admettant $\cos \alpha = 1$ et $\sin \alpha = \tan \alpha = i$, vu la faible valeur habituelle de la pente, cette équation peut se simplifier en divisant par $dy dz$ et devient:

$$\rho g i = -E \left[\frac{d^2 v}{dy^2} + \frac{d^2 v}{dz^2} \right]$$

forme simplifiée de l'équation de Poisson pour le mouvt uniforme.

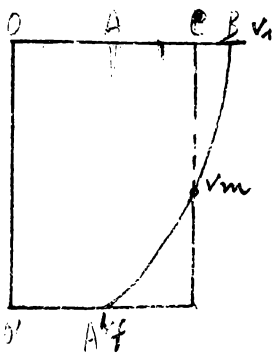
Cette équation n'est généralement pas intégrable, mais nous l'étudierons dans deux cas particuliers

(10) section rectangulaire infiniment large.

La vitesse est indépendante de y , dès lors $\rho g i = -E \frac{d^2 v}{dz^2}$

d'où

$$v = c - \frac{\rho g i}{2E} z^2 + c' z$$



La loi de variation de la vitesse selon la verticale est donc parabolique. En considérant la résistance de l'air comme négligeable, la vitesse est max à la surface $v_s = c$ et $c' = 0$. elle est minimum sur le fond $v_f = v_s - \frac{\rho g i}{2E} b^2$.

La vitesse moyenne sur une verticale est :

$$v_m = v_f + \frac{1}{3} \frac{\rho g i}{\epsilon} b^2 = v_s - \frac{1}{6} \frac{\rho g i}{\epsilon} b^2.$$

La profondeur correspondant à la vitesse moyenne est $\frac{b}{2} = 0,58 h$.

(20) Section rectangulaire de très faible largeur par rapport à la hauteur.

Le cas tout théorique correspond à $\frac{dv}{dz^2} = 0$,

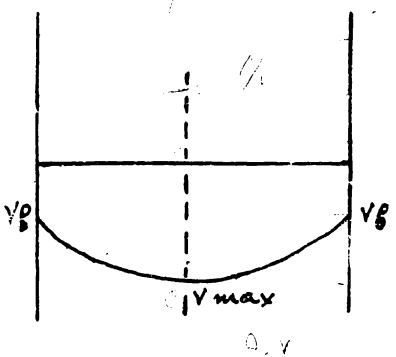
donc $\rho g i = -\epsilon \frac{dv}{dy^2}$

et $v = C_1 + c_2 y - \frac{\rho g i}{2\epsilon} y^2$

Si nous admettons que les 2 parois sont identiques, la courbe des vitesses est une parabole dont l'axe est confondu avec celui du cours d'eau.

Si nous prenons cet axe comme axe des v , par raison de symétrie

$$v = C_1 - \frac{\rho g i}{2\epsilon} y^2$$



La vitesse est max sur l'axe $v_{max} = C_1$

La vitesse aux bords est, en appelant l la largeur du profil

$$v_b = v_{max} - \frac{\rho g i}{2\epsilon} \frac{l^2}{4}$$

La vitesse moyenne est $v_m = v_b + \frac{\rho g i}{12\epsilon} l^2$

La courbe théorique de variation des vitesses suivant une horizontale est une parabole dont le sommet est sur la projection de l'axe du cours d'eau.

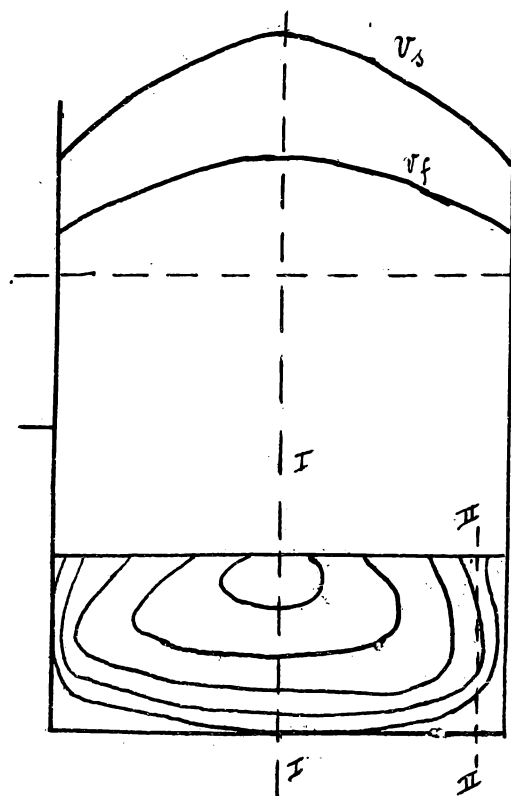
§ 2 - Répartition réelle des vitesses.

On peut au moyen d'appareils tels que le tube de Pitot-Darcy, les moulinets etc mesurer les vitesses en divers points de la section des cours d'eau.

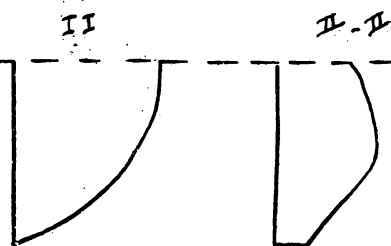
Si le nombre des mesures est assez grand, on peut tracer des courbes d'égale vitesse.

Elles ont l'allure de la figure ci-contre.

Les vitesses maxima ne se produisent donc pas partout à la surface, mais légèrement en-dessous, sans doute à cause des pertes de force vive dues à l'agitation plus considérable à la surface et de la résistance de l'air (vent).



Ces courbes permettent de tracer les diagrammes de variation des vitesses suivant la verticale et l'horizontale. Les variations de la vitesse avec la profondeur sont les plus intéressantes et les observations permettent d'étudier les lois de variation des vitesses,



suivant les verticales notamment. Ses expériences de Darcy et Bazin conduisaient à vérifier la loi parabolique $v = v_{max} - \theta(z - z_1)^2$, z étant la profondeur relative à la vitesse maximum. Selon ces expériences, la vitesse moyenne se produit environ à la profondeur $0,60 h$.

D'autres expérimentateurs anglais et américains ont confirmé ces résultats. Sur les cours d'eau allemands, Jasmund a obtenu une loi logarithmique des vitesses $v = v_0 + b \log \left(1 - \frac{z}{h+c} \right)$, v_0 étant la vitesse de surface et constituant d'ailleurs la vitesse maximum. Si la vitesse de fond est nulle, $c = 0$. Alors on trouve $v_m = v_0 - b$ et la profondeur correspondante est $z_m = \left(1 - \frac{1}{e} \right) h = 0,632 h$. Un autre type de la formule est $v = v_0 \sqrt[1+n]{1 - \frac{z}{h}}$, d'où $v_m = v_0 \frac{n}{1+n}$ et $v_f = 0$.

On peut tracer la courbe des vitesses de surface et en déduire la vitesse moyenne de surface $\frac{1}{l} \int v_0 dx = v_{0m}$. On peut déterminer par mesure du débit $u = \frac{Q}{W}$. On en déduit:

$$\delta = \frac{u}{v_0 n} = \frac{n}{1+n}, \text{ d'où } n = \frac{\delta}{1-\delta}$$

δ varie entre 0,80 et 0,96, donc n varie entre 4 et 24, le plus souvent entre 4 et 8. On admet souvent comme valeur moyenne 6, d'où

$$v_m = \frac{6}{7} v_0 = 0,86 v_0$$

On peut tracer le lieu des points où se produisent les vitesses moyennes sur les diverses verticales; on peut aussi tracer le diagramme de ces vitesses. Parfois on envisage aussi le diagramme des vitesses de fond.

§3. Formule réelle du mouvement uniforme.

On démontre dans le cours d'hydraulique théorique que la formule générale du mouvement uniforme est :

$$R I = \varphi(u)$$

expression dans laquelle $\varphi(u)$ représente une fonction des vitesses ou de la vitesse moyenne tenant compte du frottement interne et du frottement contre les parois. Nous chercherons à établir rationnellement la formule de cette fonction. Considérons un cours d'eau rectiligne de section régulièrement concave et de pente $I = \tan \alpha$ assez faible, et deux sections voisines distantes de Δl . La force motrice de la masse d'eau comprise entre les deux sections est $\Omega \Delta l \sin \alpha$. Puisque le mouvement est uniforme, elle doit équilibrer la force de frottement aux parois, puisque le frottement de l'air est négligeable et que les pressions sur les sections extrêmes s'équilibrent.

Pour un élément dx du périmètre mouillé, la force de frottement est

$$dF = \omega k \frac{v_f^2}{2g} dx \Delta l,$$

formule dans laquelle k représente un coefficient de rugosité.

v_f la vitesse réelle à la paroi

La force de frottement est en effet proportionnelle à la puissance vive du courant près de la paroi.

Donc, la force de frottement totale est $F = \omega k \Delta l \int \frac{v_f^2 dx}{2g}$.

Potons

$$\int \frac{v_f^2 dx}{2g} = \frac{X v_{fm}^2}{2g}$$

v_{fm} étant la vitesse énergétique moyenne de fond.

Dès lors

$$F = \frac{\omega k}{2g} \Delta l X v_{fm}^2$$

Table des valeurs des coefficients caractéristiques des formules du mouvement uniforme.

Valeurs des coefficients λ de Bazin.

1) Parois très unies - Ciment lisse - Bois raboté	0,06
2) Parois unies, planches, briques, pierres de taille	0,16
3) Parois en maçonnerie de moellons	0,46
4) Parois de nature mixte, sections en terre très régulières, rigoles revêtues de pierres	0,85
5) Canaux en terre dans des conditions ordinaires	1,30
6) Canaux en terre présentant une résistance exceptionnelle, fonds de galets, parois herbées.	1,75

Valeurs des coefficients n de Canguillet et Kutter.

1) Planches bien rabotées	0,009
2) Enduit en ciment	0,010
3) Planches brutes	0,012
4) Moellons et briques, maçonnerie bien dressée	0,013
5) Briques (mac. ordinaire)	0,017
6) Maçonnerie dégradée	0,020
7) Maçonnerie de moellons grossière	0,025
8) Parois naturelles en bon état	0,030
9) Parois naturelles dégradées	0,035
10) Torrents encombrés de dépôts	0,050

Valeurs des coefficients C_1 de M. M. Koechlin (1).

I Canaux à enduit lisse	$C_1 = 51$
II Canaux en béton ou maçonnerie à enduit ordinaire	" = 42
III Canaux en maçonnerie de pierres de taille ou briques	" = 35
IV Canaux à profils très réguliers, ou entre murs ou parages	" = 30
V Rivières et canaux en gravier.	" = 24
VI Rivières ou canaux avec galets grossiers	" = 20
VII Rivières ou canaux avec très gros galets ou plantes aquatiques	" = 18.

(1) Développement ou perfectionnement de la formule de Kessler (voir Engels)

Kessler adopte $A = 0,5$ $C_1 = 25$ pour les cours d'eau naturels
 = 50 pour les égouts.

l'équation du mouvement uniforme est donc :

$$\Omega \Delta l \omega \Delta q \alpha = \frac{\omega k}{2g} \Delta l \times v_{fm}^2$$

d'où :

$$R I = \frac{k}{2g} v_{fm}^2$$

ou

$$v_{fm} = \sqrt{\frac{2g}{k}} \sqrt{R I} = C_1 \sqrt{R I}$$

C'est la formule de Chezy et C_1 est une constante dépendant de la nature du fond, mais v_{fm} est la vitesse moyenne énergétique du fond.

§4 - Formules pratiques du mouvement uniforme,

La formule précédente n'est pas pratique sous cette forme. D'autre part, elle ne s'applique qu'aux lits prismatiques et encore conviendrait-il de donner à l'exposant 2 de la vitesse une valeur légèrement inférieure. On substitue la vitesse moyenne superficielle v_m à la vitesse moyenne de fond et l'on écrit :

$$v_m = C \sqrt{R I}$$

mais il est évident dès lors que C n'est plus une constante dépendant uniquement de la nature des parois, mais qu'il dépend de la répartition des vitesses, donc des éléments de la section et en général, de la forme du lit.

Il existe de nombreuses formules générales, qui, basées sur des expériences ou des observations, proposent des valeurs de C en fonction de divers éléments de la section.

Les plus connues sont :

1°) celle de Bazin

$$v_m = \frac{87}{1 + \frac{\lambda}{\sqrt{R}}} \sqrt{R I}$$

formule dans laquelle λ est un coefficient dépendant de la nature des parois.

2°) celle de Ganquillet et Kutter :

$$v_m = \frac{23 + \frac{0,00155}{i} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{R i}$$

formule dans laquelle n est un coefficient dépendant de la nature des parois.

3°) celle plus récente de M. H. Hoeschlin :

$$v_m = C_1 (1 + A\sqrt{R}) \sqrt{Ri}$$

formule dans laquelle $A = 0,6$ pour les valeurs de R inférieures à $3m$. et C_1 est un coefficient dépendant de la nature des parois.

D'après une table graphique de M. H. Hoeschlin, il y a une relative concordance de résultats entre ces trois formules, surtout pour les cas correspondant aux nos I à III de la formule de M. H. Hoeschlin. Chacune de ces formules montre comme la valeur de C est variable avec la nature des parois et, par conséquent, il est certain qu'un petit nombre de valeurs de C , correspondant à des circonstances définies d'une manière très générale, ne répond pas à la réalité des faits, mais que dans l'application on peut rencontrer toutes les valeurs de C comprises entre des limites voisines des valeurs extrêmes données par les auteurs.

Il est donc utile, pour un cours d'eau déterminé, de déterminer expérimentalement la valeur de C en fonction de R , ou le coefficient de rugosité. La formule de M. Hoeschlin a l'avantage d'être très intuitive et de rattacher la valeur moyenne superficielle de la vitesse $v_m = \frac{Q}{\Omega}$ à la vitesse moyenne énergétique de fond et au coefficient de rugosité C_1 ou k .

On a notamment $v_m = (1 + A\sqrt{R}) \cdot v_{fm}$. $A = 0,6$ ($R < 3m$).

formule utile pour les calculs et mesures.

Si on adopte une certaine loi de variation des vitesses suivant la profondeur, on peut en déduire la vitesse moyenne de surface.

M. Hoeschlin conseille d'employer la formule

$$\frac{v_m}{v_{0m}} = 0,82 \frac{1 + A\sqrt{R}}{1 + \frac{3}{2}A\sqrt{R}}, \quad A = 0,6 \quad (R < 3m).$$

v_{0m} étant la vitesse moyenne de surface. Les écarts de cette formule avec les observations sont inférieures à 10%.

Ce qui précède montre d'une manière évidente la grande faiblesse des formules de l'hydraulique. Au point de vue théorique, leur base est très souvent approximative. Et l'application des formules dépend

presque toujours de coefficients très mal déterminés, variant dans des limites étendues et dans l'appréciation desquelles on peut commettre de grandes erreurs. Citons dans cet ordre d'idée, à côté des coefficients de rugosité et de pertes de charge en général, les coefficients de contraction. Il n'est pas possible ou pratique en hydraulique de recourir, comme en résistance des matériaux, à la notion commode d'un facteur de sécurité. Il est souvent intéressant ou nécessaire de tenir de près la réalité des phénomènes. Il en résulte à l'évidence que dans les cas complexes et importants, il faut avoir recours à l'expérience, éventuellement sur modèles réduits.

§5. Formules simplifiées du mouvement uniforme.

Elles sont de la forme $u = C \sqrt{Ri}$.

mais envisageant une valeur constante de C. Ces formules sont particulièrement pratiques si l'on peut déterminer les valeurs particulières de C applicables à divers cours d'eau:

D'après M^e Bouret, p^{is} à l'éc. nat. des P. et Ch. on a:

affluents en pays accidenté, affluents de la Voire supérieure	C = 36
Rivière à gros galets: Rhin à Bâle	C = 38.
Danube à Tienne	45
Rivière de moyenne importance à vitesse modérée et à cours tranquille, dont le rayon moyen est supérieur à 2.00 (Seine, Saône)	50
Canal du Gange à Rorkee suivant que les parois sont en maçonnerie ou terre	55 à 45
Irrawadi	C < 50
Mississippi	60.

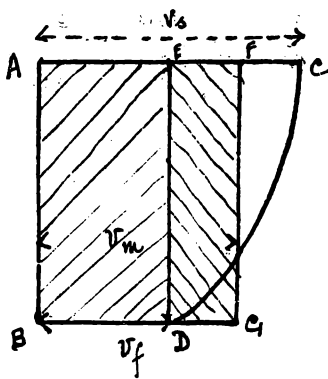
Cours d'eau torrentiels de la Suisse, charriant des galets, d'après Kutler

$$\frac{1}{0.2 \sqrt{1 + \frac{1.75}{R}}}$$

Ces facteurs sont relativement voisins du facteur de Badini $C = 50$. qui semble donc être la valeur moyenne pour les cours d'eau à régime tranquille. Pour le régime mixte, C semble voisin de 40, pour le régime torrentiel de 35 environ.

§ 6. Perte d'énergie due à l'agitation.

Si nous considérons le diagr. des vitesses suivant la verticale d'une section de très grande largeur et que nous y représentions la vitesse moyenne, il est évident que l'aire du diagramme est proportionnelle au travail par unité de temps, à pente constante.



$$d\mathcal{E} = \omega l \int_0^h v dz dl$$

$$\mathcal{E} = \omega l \int_0^h v dz = \omega l h v_{\text{moy.}}$$

Travail sur le fond

$$d\mathcal{E}_f = \omega i h dl v_f$$

$$\mathcal{E}_f = \omega i h l v_f$$

On voit que la partie d'aire ABDE correspond au travail de frottement sur le fond.

l'aire EDC = aire D E F C au travail interne.

Donc le travail de frottement est proportionnel à la vitesse au fond, le travail total proportionnel à la vitesse moyenne, le travail interne proportionnel à leur différence en mouvement uniforme. On démontre dans le cours d'hydraulique théorique que l'énergie cinétique n'est pas proportionnelle à $\frac{u^2}{2g}$, mais à $\alpha \frac{u^2}{2g}$ à cause de la variation des vitesses dans la section.

D'après les expériences de Bazin ;

pour les sections rectangulaires de largeur indéfinie $\alpha = 1 + \frac{150}{c^2}$

pour les sections rectangulaires larges $\alpha = 1 + \frac{210}{c^2}$

pour les sections demi-circulaires $\alpha = 1 + \frac{235}{c^2}$

Dans le cas des sections rectangulaires, on peut adopter comme valeurs

moyennes de $\frac{\alpha}{2g}$	pour les parois très unies	$\frac{340}{c^2}$
"	" " "	$\frac{270}{c^2}$
"	" " "	$\frac{210}{c^2}$
"	en terre	$\frac{130}{c^2}$

§ 7. Mouvement permanent graduellement varié.

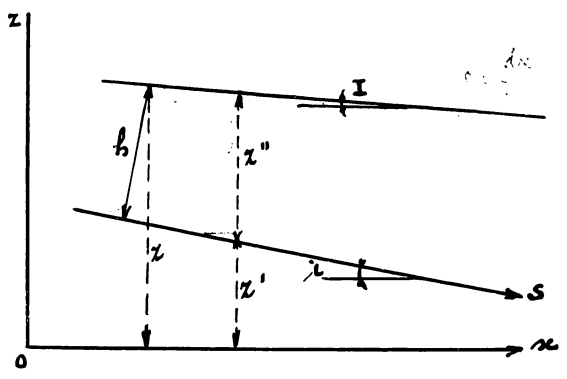
Le mouvement d'écoulement de l'eau dans les canaux n'est pas toujours uniforme, surtout dans les cours d'eau naturels. Ses irrégularités de

§7) Mouvement permanent graduellement varié. Le mouvement d'écoulement de l'eau dans les canaux n'est pas toujours uniforme, surtout dans les cours d'eau naturels. Les irrégularités de pente et de section, les discontinuités ou obstacles naturels ou artificiels créent des zones troubles de mouvement varié. A distance suffisante des obstacles, le mouvement présente des caractères se rapprochant apparemment beaucoup de ceux du mouvement uniforme, mais qui en diffèrent par la variation graduelle des sections et des vitesses et, par conséquent, de la pente de la surface du courant, représentée par la ligne d'eau ou axe hydraulique. Le mouvement s'appelle mouvement permanent graduellement varié.

Dans l'hypothèse de la forme rectiligne des filets liquides supposés parallèles, qui est suffisamment exacte pour les parties pratiquement déterminables des axes, les pressions varient suivant la loi hydrostatique et l'équation générale du mouvement permanent est :

$$\sin I = \frac{1}{2g} \frac{d(\alpha u^2)}{ds} + \frac{1}{R} \varphi(u)$$

sin I est la pente piézométrique qui dans le cas d'un courant libre correspond à la pente de surface $-\frac{dz}{ds}$. Elle est liée à la pente de fond par la relation :



$$-\frac{dz}{ds} = -\frac{dz'}{ds} - \frac{dz''}{ds} = \sin i - \frac{dh}{dx} = \sin i - \frac{dh}{ds} \sqrt{1-i^2}$$

$$\text{car } \frac{dh}{dx} = \frac{dx}{ds} \text{ et } dx = \frac{ds}{\sqrt{1-i^2}}$$

Nous admettons la même loi de pertes de charge qu'en mouvement uniforme

$$\varphi(u) = \frac{u^2}{c^2}$$

d'où l'équation générale :

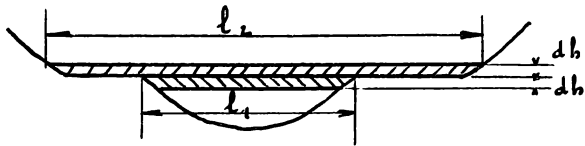
$$\sin i - \frac{dh}{ds} \sqrt{1-i^2} = \frac{1}{2g} \frac{d(\alpha u^2)}{ds} + \frac{x}{w} \frac{u^2}{c^2} = \frac{-\alpha}{g} \frac{\varphi^2}{w^3} \frac{dw}{ds} + \frac{x}{w} \frac{\varphi^2}{w^2 c^2}$$

$$\sin i - \frac{x}{w} \frac{\varphi^2}{w^2 c^2} = \frac{dh}{ds} (\sqrt{1-i^2} - \frac{\alpha}{g} \frac{\varphi^2}{w^3} \frac{dw}{dh}) \quad \text{or } \frac{dw}{dh} = l$$

$$\text{Enfin : } \frac{dh}{ds} = \frac{\sin i - \frac{\varphi^2}{w^2 c^2} \frac{x}{w}}{\sqrt{1-i^2} - \frac{\alpha}{g} \frac{\varphi^2}{w^2} \frac{l}{w}}$$

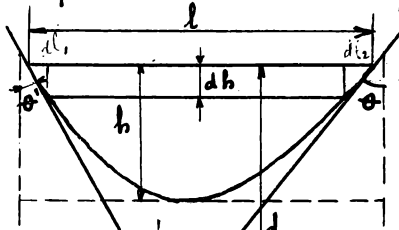
C'est l'équation différentielle générale des axes hydrauliques, qui n'implique que d'autre relation quant à la configuration du lit que $\frac{dw}{dh} = l$.

Or cette propriété est vraie pour les lits de toutes formes et même en cas de discontinuité dans la variation de l, auquel cas il importe seulement de



se servir de la valeur de l correspondant au sens de variation de h .

§ 8) Cas des lits prismatiques et réguliers. Pour l'étude théorique des axes, on se réfère généralement à des lits prismatiques, c'est à dire dont la surface constitue un cylindre et en outre à des sections régulières, c'est



à dire limitées par des courbes continues, s'élevant régulièrement vers le haut et ne coupant jamais deux fois une même verticale.

Une telle section jouit des propriétés suivantes:

(1°) $l = f(h)$ est une fonction régulièrement croissante, variant de 0 à une limite supérieure.

(2°) $\frac{dl}{dh} = \operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \theta' > 0$, continu et fini.

(3°) $\frac{dx}{dh} = \operatorname{sec} \theta + \operatorname{sec} \theta' = \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \theta} + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \theta'} > 2$, continu et fini.

(4°) $R = \frac{w}{x}$ est toujours croissant. En effet $x > h(\operatorname{sec} \theta + \operatorname{sec} \theta')$

d'où $x^2 > h^2(\operatorname{sec} \theta + \operatorname{sec} \theta')^2 > w(\operatorname{sec} \theta + \operatorname{sec} \theta')$

où $x \frac{dw}{dh} > w \frac{dx}{dh}$ et $xw' - wx' > 0$, donc $\frac{dR}{dh} > 0$

(5°) $\frac{w}{l}$ est toujours croissant. En effet $lh > w$ et $lh(\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \theta') > w \frac{dl}{dh}$

or $l > h(\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \theta')$, d'où $l^2 = l \frac{dw}{dh} > w \frac{dl}{dh} \rightarrow l \frac{dw}{dh} - w \frac{dl}{dh} > 0$ et

$\frac{d(\frac{w}{l})}{dh} > 0$

(6°) $\frac{x}{l}$ est une fonction toujours croissante $l = d(\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \theta')$

$> d(\operatorname{sec} \theta + \operatorname{sec} \theta') > x$ d'où $l(\operatorname{sec} \theta + \operatorname{sec} \theta') > x(\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \theta')$

d'où $l \frac{dx}{dh} - x \frac{dl}{dh} > 0$ et $d(\frac{x}{l}) > 0$

Comme $x < l + 2h$, $\frac{x}{l} < 1 + \frac{2h}{l}$ et la limite inférieure de $\frac{x}{l} = 1$

Posons $i' = \frac{x}{w} \frac{\varphi^2}{\omega^2 c^2}$

c'est la pente sous laquelle s'écoulerait en mouvement uniforme le débit φ . par la section w . Donc $\frac{dh}{ds} = \frac{i - i'}{\sqrt{1 - i'^2} - \frac{\alpha}{g} \frac{\varphi^2}{\omega^2} \frac{1}{w}}$ (en admettant) $i = \sin i$.

$$\alpha \sin i = i - \frac{d^2}{ds} \sqrt{1-i^2} \Rightarrow \frac{d^2}{ds} \sqrt{1-i^2} < \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$$

3

Pour qu'il y ait pente, il faut $\frac{dh}{ds} \geq \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$ ou < 0 ; pour qu'il y ait

contre-pente, il faut $\frac{dh}{ds} > \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$. La condition d'horizontalité est donc

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}. \text{ En la développant, on obtient: } \text{On a pour } i = \frac{x \varphi^2}{\omega \cdot \alpha \cdot c^2}$$

$$\frac{i}{\sqrt{1-i^2}} = \frac{i - i'}{\sqrt{1-i^2} - \frac{\alpha}{g} \frac{\varphi^2 l}{\omega^2 \omega}} = \frac{\frac{x}{\omega} \times \frac{\varphi^2}{\omega^2 c^2}}{\frac{\alpha}{g} \frac{\varphi^2 l}{\omega^2 \omega}} = \frac{g x}{\alpha l c^2} \cdot \text{Condition } \frac{g}{\omega^2}$$

x, l et c^2 sont fonctions de h ; la condition précédente définit les sections dans lesquelles l'axe a une tangente horizontale.

Lorsque $\frac{i}{\sqrt{1-i^2}} < 0$ ou $< \frac{g x}{\alpha l c^2}$, l'axe est en pente;

lorsque $\frac{i}{\sqrt{1-i^2}} > \frac{g x}{\alpha l c^2}$, l'axe est en contre-pente.

$$\text{Pour } h = 0, \underline{\omega = 0} \text{ et } \frac{dh}{ds} = \frac{i \frac{\omega^3}{\varphi^2} - \frac{x}{c^2}}{\sqrt{1-i^2} \frac{\omega^3}{\varphi^2} - \frac{\alpha}{g} l} = \frac{g x_0}{\alpha l_0 c_0^2} = \frac{g}{\alpha c_0^2}$$

puisque la limite inférieure de $\frac{x}{l} = 1$
 $\alpha c^2 = c^2 + K$, K étant une constante dépendant de la forme du lit d'après Bazin (v. page 122). Pour $h = 0, c = 0$, donc $\alpha c_0^2 = 0 + K$.

$$\left(\frac{dh}{ds}\right)_0 = \frac{g}{K} = c_0^2$$

Donc, l'axe hydraulique coupe un lit donné sous un angle constant.

Ce cas n'a d'ailleurs rien de pratique, mais est envisagé simplement en vue de fixer l'allure théorique de la courbe. $\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{d^2}{ds} \sqrt{1-i^2}}{\sqrt{1-i^2} - \frac{\alpha}{g} \frac{\varphi^2 l}{\omega^2 \omega}}$ si $h \rightarrow \infty, \omega \rightarrow 0 \rightarrow \frac{dh}{ds} = \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$

Pour $h = \pm \infty, \frac{dh}{ds} = \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$ et l'axe s'étend entre 2 asymptotes horizontales.

Pour que $\frac{dh}{ds} = 0$, il faut que $i = i' = \frac{x \omega \varphi^2}{c u^2 \omega u^3}$, ce qui définit une certaine profondeur H_u qui n'est autre que celle du mouvement uniforme; l'axe a une tangente parallèle au fond et qui ne peut d'ailleurs être qu'asymptotique. Pour que $\frac{dh}{ds} = \infty$, il faut que $\sqrt{1-i^2} = \frac{\alpha}{g} \frac{\varphi^2 l}{\omega^2}$, ce qui définit une certaine profondeur H_c , dite critique, pour laquelle la tangente tend à devenir perpendiculaire au fond.

Par convention, nous considérons la ligne d'eau dans le plan vertical du thalweg. Pour un débit donné, les hauteurs H_u et H_c constituent deux éléments caractéristiques de l'écoulement. Leurs grandeurs relatives déterminent 3 cas, $H_c < H_u, H_c > H_u$ et $H_c = H_u$.

Donc si $h_c < h_u$ pour $\alpha \frac{Q^2}{g^3}$ le numérateur presque 10^3 que dénominateur ou cours d'eau à faible pente.

Premier cas. $H_c < H_u$, régime fluvial

Pour $h = H_u$, on a $i = \frac{X_u Q^2}{C_u^2 W_u^3}$ et $\sqrt{1-i^2} > \frac{\alpha}{9} \frac{Q^2}{W_u^2} \frac{l_u}{W_u}$, d'où

$\frac{i}{\sqrt{1-i^2}} < \frac{X_u g}{C_u^2 \alpha l_u}$ (1) la pente est inférieure à une certaine limite.

Nous représenterons les variations de $\frac{dh}{ds}$ en fonction de h . Écrivons à cet effet $\frac{dh}{ds} = \frac{N}{D}$.

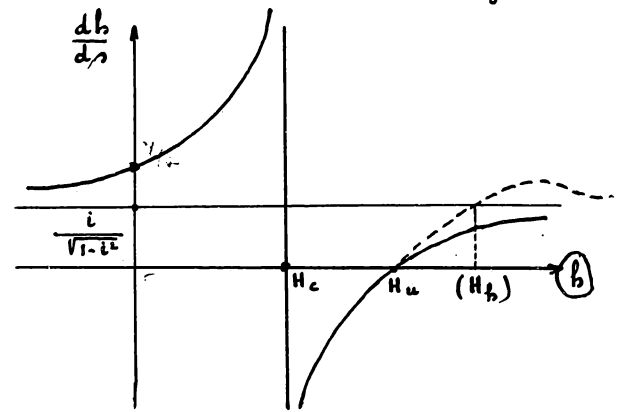
- Lorsque $h < H_c < H_u$, N et D sont < 0 et $\frac{dh}{ds} > 0$
- Lorsque $h = H_c$, $D = 0$ et $\frac{dh}{ds} = \infty$, la courbe a une asymptote verticale
- Pour $H_c < h < H_u$, $D > 0$ et $N < 0$, $\frac{dh}{ds} < 0$
- Pour $h = H_u$, $N = 0$, $\frac{dh}{ds} = 0$, la courbe coupe l'axe des h .
- Pour $H_c < H_u < h$, N et D sont > 0 et $\frac{dh}{ds} > 0$

La courbe a deux branches et une asymptote horizontale $\frac{dh}{ds} = \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$

Peut-il y avoir des points à tangente horizontale. Il faut pour cela que $\frac{dh}{ds} = \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$, c'est à dire que la courbe de $\frac{dh}{ds}$ coupe l'asymptote.

Pour $h = 0$, $\frac{dh}{ds} = \frac{g}{K}$, qui est généralement $>$ que $\frac{X_u}{l_u} \frac{g}{K + C_u^2}$ donc a fortiori $>$ que $\frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$ (1), donc il ne peut y avoir de tangente horizontale, lorsque $h < H_c$. Il en est de même lorsque $H_c < h < H_u$, puisque $\frac{dh}{ds} < 0$. Lorsque $h > H_u$, il faudrait que $\frac{X_h}{l_h} \frac{g}{K + C_h^2} < \frac{X_u}{l_u} \frac{g}{K + C_u^2}$

condition qu'il n'est pas impossible de réaliser, car $\frac{X_h}{l_h}$ est $>$ $\frac{X_u}{l_u}$, mais croît relativement peu, et C_h est aussi $>$ C_u et peut croître beaucoup plus vite dans les lits très rugueux et aux profondeurs moyennes. Finalement l'existence d'un point H_h dépend du débit, de la pente, de la forme et de la nature du lit, sans constituer un point véritablement caractéristique, car il est plutôt exceptionnel.



Observons que si nous supposons α et C constants, il n'est pas possible d'avoir un point H_h .

La courbe ci-contre représente la

variation de $\frac{db}{ds}$, le tracé en pointillé correspondant au cas où il y aurait un point H_b . Les formes d'axes correspondantes sont représentées sur la

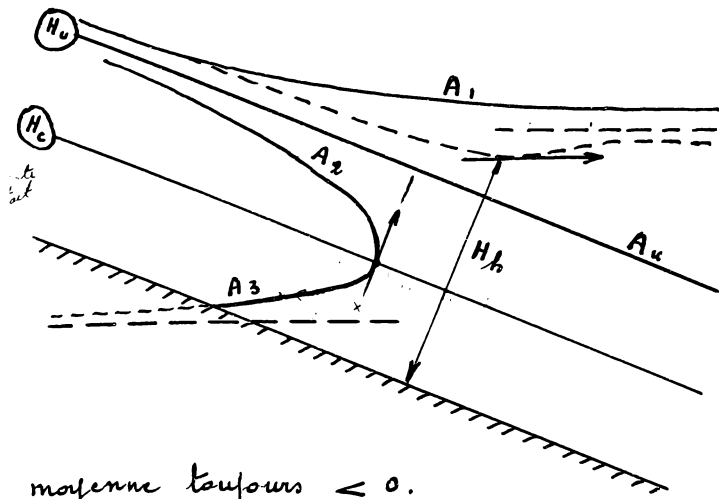


figure suivante par rapport au fond rectiligne du lit, divisé en trois zones par les droites $h = H_c$ et $h = H_u$. Lorsque $h = H_u$, l'axe devient la droite A_u du mouvement uniforme. Le tracé pointillé de l'axe A_1 correspond au cas où il y aurait un point H_b . Donc les droites H_u et H_c divisent le lit en trois zones; dans les 2 extrêmes $\frac{db}{ds}$ est toujours > 0 , dans la

moyenne toujours < 0 .

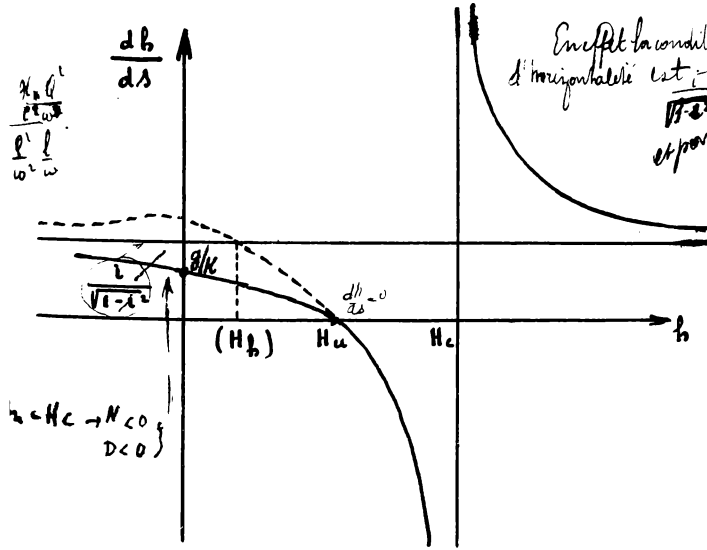
2^e Cas. $H_c > H_u$ régime torrentiel ou cours d'eau à forte pente.

On voit immédiatement, d'après ce qui précède, que ce cas est caractérisé par

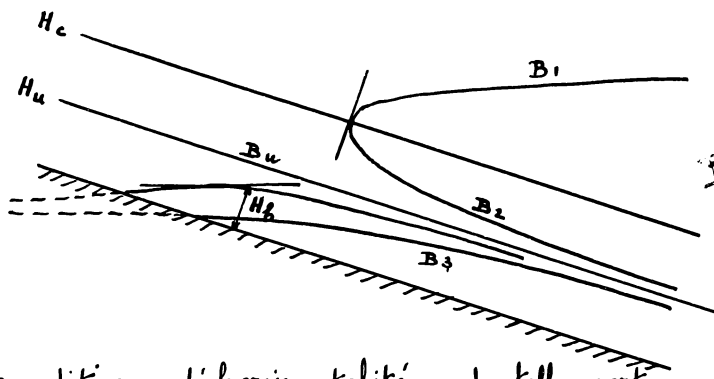
$$\frac{i}{\sqrt{1-i^2}} > \frac{X_u \cdot g}{C_u^2 \propto l_u} \quad \text{En effet: pour } h = h_u \text{ on a } i = \frac{X_u \cdot Q^2}{C_u^2 \omega^2} \text{ qui est } > \frac{g}{K+C_u^2} \text{ la pente devient négative pour } H_c < H_u$$

la pente est supérieure à une certaine limite. La variation de $\frac{db}{ds}$ s'étudie comme précédemment et est représentée graphiquement. La question de savoir si il peut y avoir un point H_b se résout comme suit.

Pour $h = 0$, $\frac{db}{ds} = \frac{g}{K}$, qui est $> \frac{X_u}{l_u} \frac{g}{K+C_u^2}$, mais n'est pas nécessairement de ce fait $> \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$. Il peut néanmoins l'être et dans ce cas, la courbe de $\frac{db}{ds}$ (pointillée) coupe l'asymptote pour $h < H_u$.



Lorsque $h > H_c$, il faut
 En effet la condition d'improbabilité est $\frac{X_h}{l_h} \frac{g}{K+C_h^2} > \frac{X_u}{l_u} \frac{g}{K+C_u^2}$
 Il faut que la croissance de $\frac{X}{l}$ l'emporte sur celle de $K+C^2$, ce qui est improbable. Un point H_b éventuel serait donc dans la zone inférieure. Les formes d'axes sont représentées à la figure suivante, qui montre encore que les droites H_c et H_u divisent le lit en trois zones, dans l'étendue desquelles existent les mêmes relations que précédemment en ce qui



concerne les signes de $\frac{dh}{ds}$.

Lorsque $h = H_u$, l'axe B_u se confond avec la droite $h = H_u$.

3^e Cas. $H_c = H_u$. C'est plutôt un cas particulier ou misé.

$$\text{On a } \frac{i}{\sqrt{1-i^2}} = \frac{X_u g}{C_u^2 \alpha l_u}$$

Cette relation correspond aussi à la

condition d'horizontalité, de telle sorte que l'axe semble être horizontal pour $h = H_u$. En réalité $\left(\frac{dh}{ds}\right)_u$ se présente sous la forme $\frac{0}{0}$ et la vraie valeur est donnée par la règle de L'Hospital.

$$\left(\frac{dh}{ds}\right)_u = \frac{3 \frac{w^2}{\varphi^2} l i - \frac{1}{C_u^2} \frac{dx}{dh}}{3 \frac{w^2}{\varphi^2} l \sqrt{1-i^2} - \frac{\alpha}{g} \frac{dl}{dh}} = \frac{g X_u}{\alpha_u C_u^2 l_u} \frac{3 \frac{l_u}{w} - \frac{1}{X_u} \frac{dx}{dh}}{3 \frac{l}{w} - \frac{1}{l_u} \frac{dl}{dh}}$$

Or, nous avons vu que $l \frac{dx}{dh} - X \frac{dl}{dh} > 0$, donc $\frac{1}{X} \frac{dx}{dh} > \frac{1}{l} \frac{dl}{dh}$

$$\text{Donc } \left(\frac{dh}{ds}\right)_u < \frac{g X_u}{\alpha_u C_u^2 l_u} \text{ ou } \frac{dh}{ds} < \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$$

Donc l'axe ne peut être horizontal pour $h = H_u$.

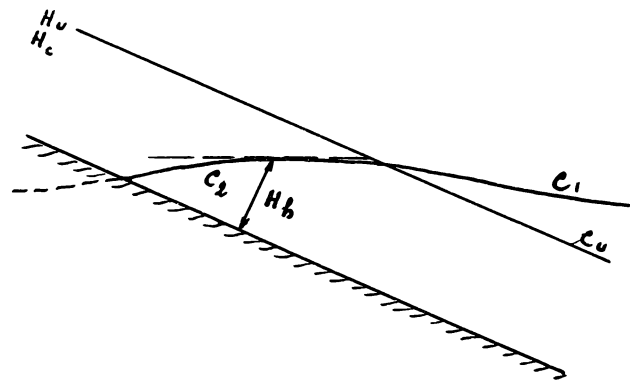
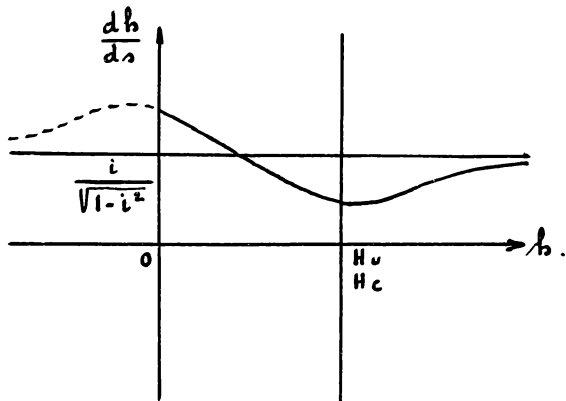
Lors $h = 0$, $\left(\frac{dh}{ds}\right)_0 = \frac{g}{K} > \frac{X_u}{l_u} \frac{g}{K + C_u^2}$, donc $\left(\frac{dh}{ds}\right)_0 > \frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$ en

général. Donc il y a un point H_b pour $0 < h < H_u$

Lors $h > H_u$, ce n'est guère possible, car il faudrait

$$\frac{X_h}{l_h} \frac{g}{K + C_h^2} = \frac{X_u}{l_u} \frac{g}{K + C_u^2} \text{ condition généralement}$$

irréalisable. En général, les courbes de $\frac{dh}{ds}$ et d'axes auront donc les formes des figures suivantes. La zone moyenne disparaît donc, $\frac{dh}{ds}$ est toujours fini et positif.

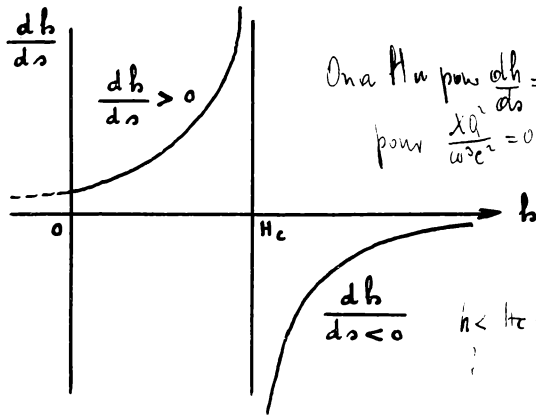


Lorsque $h = H_u$, on peut avoir comme axe la droite C_u .

Ce troisième cas est tout théorique, évidemment fortuit et fugace.

On constate que toute la classification des axes dépend d'une limite

$\frac{X_u g}{l_u \alpha_u C_u^2}$, qui n'est invariable pour un lit donné que si αC^2 est invariable. Or $\alpha C^2 = (C^2 + K)$ varie d'après H_u , c'est à dire d'après le débit et, par conséquent, si les variations de débit sont très étendues et si $\frac{i}{\sqrt{1-i^2}}$ est au voisinage de la limite, le régime peut changer et, dans ce cas, il est d'autant plus torrentiel que le débit est plus grand, l'influence relative des résistances allant en diminuant. C'est à ces caractères que correspondent les distinctions de régime tranquille, de régime torrentiel et de régime mixte (variable)



On a H_u pour $\frac{dh}{ds} = 0$; donc pour $\frac{X_u g}{l_u \alpha_u C_u^2} = 0$ c'est à dire pour $H_u \equiv \infty$, H_c est fini et est déterminé par $\frac{\alpha}{g} \frac{Q_c^2}{w_c^2} \frac{l_c}{w_c} = 1$

Cas particulier. Le lit est horizontal

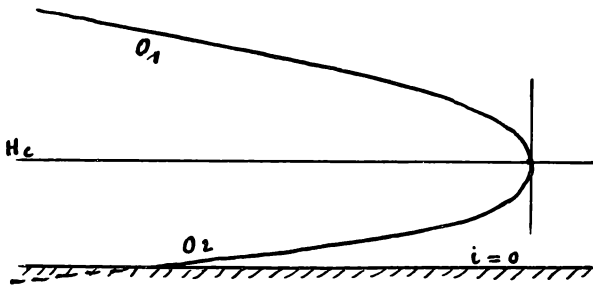
$i = 0$ (canaux artificiels)

L'équation devient : $\frac{dh}{ds} = \frac{-\frac{\alpha Q^2}{w w^2 C^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 l}{g w^2 w}}$

$H_u \equiv \infty$, H_c est fini et est déterminé par $\frac{\alpha}{g} \frac{Q_c^2}{w_c^2} \frac{l_c}{w_c} = 1$

La courbe de variation de $\frac{dh}{ds}$ est ci-contre, ainsi que la figure indiquant les allures des axes O_1 et O_2 , correspondant à des axes A_2 et A_3 . Il ne peut y avoir de point H_h , car pour $h < H_c$, $\frac{dh}{ds} > 0$ et pour

$h > H_c$, $\frac{dh}{ds} < 0$.



On pourrait même envisager des lits en contre-pente, i étant négatif ainsi que H_u .
§9) Circonstances engendrant les axes

simples. On appelle axe simple un

axe formé d'un seul tronçon d'une des courbes A, B ou C précédemment définies. Ceci implique que le lit soit assez long et, en principe, indéfini.

Dans un tel lit complètement libre et à distance suffisante des extrémités doit exister le mouvement uniforme; l'axe est la droite $h = H_u$.

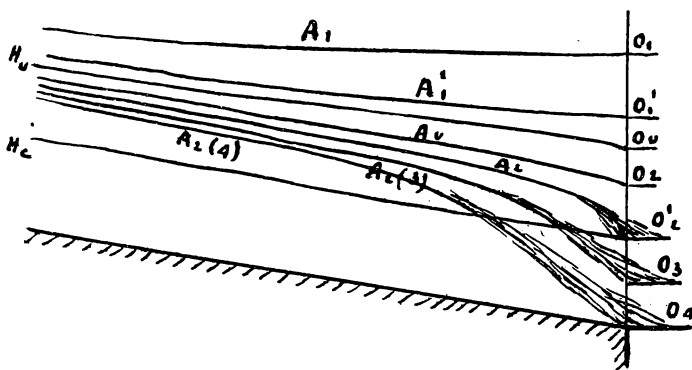
Des obstacles en aval ou des influences agissant sur l'alimentation en amont peuvent donner naissance au mouvement graduellement varié et à un axe courbe. On dit que c'est un axe de relèvement lorsqu'il se trouve au dessus de $h = H_u$; dans le cas contraire c'est un axe d'abaissement.

Les caractères correspondent à un accroissement ou à une diminution des résistances à l'écoulement par rapport au mouvement uniforme.

L'axe est appelé un axe d'aval, lorsqu'il est engendré uniquement par des circonstances d'aval. Le lit étant indéfini, cela implique que les circonstances d'alimentation ne sont pas influencées par l'axe, le débit est donc indépendant

Dès lors, la courbe est bien déterminée géométriquement et pour la situer exactement il suffit d'en connaître un point initial, qui est l'origine d'aval. Ce peut être le niveau invariable d'un réservoir indéfini dans lequel se jette le cours d'eau, ou le niveau constant de déversement du débit par dessus la crête d'un barrage, etc. Si le point initial change, comme le débit est indépendant, la courbe se modifie par une simple translation, sans changer de forme. En examinant les figures précédentes, on se rend compte que les axes A_1 , A_u et A_z peuvent seuls être des axes simples d'aval.

Dans le cas d'un cours d'eau à faible pente, si le niveau initial (aval) est inférieur à H_c , l'axe est un axe A_z déterminé vers l'aval par une



nappe déversante. La figure ci-contre montre la variation des axes dans ce cas d'après l'origine aval.

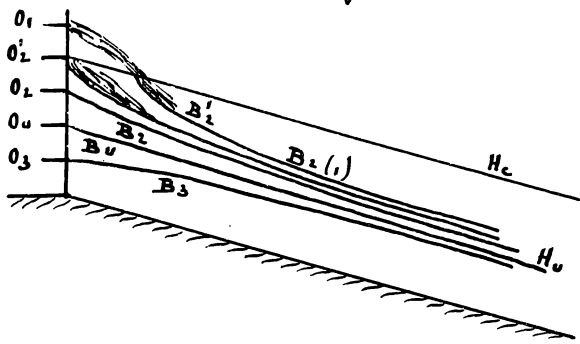
Dans le cas d'un cours d'eau à forte pente, on voit qu'il n'y a pas d'axes simples d'aval, non plus que dans le cas limite (mise). Nous ferons plus loin

une certaine réserve au sujet des axes B_1 et C_1 .

Les axes d'amont sont engendrés par les circonstances d'amont, c'est à dire par l'alimentation. Il faut donc que les conditions d'alimentation fixent le débit et un point initial d'amont. Il faut pour cela que le débit soit dépendant, c'est à dire que l'alimentation soit faite en charge.

En effet une alimentation par déversement libre et à débit indépendant ne peut fixer le point amont de l'axe, qui ne peut résulter que de circonstances d'aval. Au contraire, un écoulement en charge, pour un débit donné et un plan de charge amont invariable (réservoir amont indéfini), fixe le point initial amont de l'axe, par la considération de la charge motrice nécessaire. Dès lors, l'axe est déterminé en forme et position. Toutefois si le point initial amont varie, l'axe ne subit plus une simple translation, mais sa forme varie puisque φ varie. Les axes d'amont sont donc plus complexes que les axes d'aval, d'autant plus qu'ils exigent encore le calcul du point initial par la formule applicable à l'organe hydraulique d'alimentation. Or, ces formules introduisent

déjà en général une creux initial. Quoiqu'il en soit, on voit que seuls les axes B_2 et B_3 peuvent constituer des axes simples d'amont. Si le niveau initial était supérieur à H_c dans un lit à forte pente, l'axe serait un axe B_2 précédé à l'amont d'une nappe de déversement. La figure ci-contre montre les variations des axes simples d'amont dans le cas du régime torrentiel, lorsque l'origine d'amont varie.



En réalité, la représentation ne pourrait être aussi simple, car φ varie lorsque σ varie et il en résulte que les droites H_v et H_c varient également; aussi la figure ci-contre n'est elle donnée que pour synthétiser les diverses formes d'axes simples d'amont. Les cours d'eau à faible pente et mixte

n'ont pas d'axes simples d'amont; nous ferons ultérieurement une réserve au sujet de A_3 et C_2 .

§ 10) Construction des axes hydrauliques simples.

Rappelons l'équation générale $\frac{dh}{ds} = \frac{\sin i - \frac{\varphi^2}{w^2 c^2} \frac{x}{w}}{\sqrt{1-i^2} - \frac{\alpha}{g} \frac{\varphi^2}{w^2} \frac{l}{w}}$
 Cette équation différentielle a été

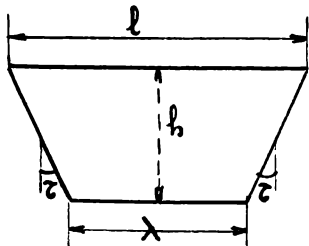
intégrée dans divers cas particuliers, notamment pour des lits prismatiques de section rectangulaire ou trapézoïdale symétrique, par Barri de S^t Venant pour les axes de relèvement et par Boudin pour les axes d'abaissement. Ces deux auteurs considéraient en outre $c = c^2$ et $\alpha = 1$ et écrivaient

$$\frac{dh}{ds} = \frac{(-\frac{x}{w}) \varphi(u)}{\sqrt{1-i^2} - \frac{1}{g} (\frac{q}{w})^2 \frac{l}{w}}$$

En négligeant i^2 à l'égard de 1 $i ds = \frac{1 - \frac{1}{g} (\frac{q}{w})^2 \frac{l}{w}}{1 - \frac{x}{w} \frac{\varphi(u)}{i}} dh$

En mouvement uniforme $i = \frac{x u}{w u} \varphi(u)$

$$d'où \quad i ds = \frac{1 - \frac{U^2}{g} (\frac{w u}{w})^2 \frac{l}{w}}{1 - \frac{x}{x_u} \frac{w u}{w} \frac{\varphi(u)}{\varphi(U)}} dh$$



Pour une section trapézoïdale $w = h(\lambda + \tau h)$

$$x = \lambda + 2h\sqrt{1+\tau^2} \quad \text{et} \quad l = \lambda + 2h\tau$$

Pour les axes de relèvement, Barri de S^t Venant pose $h = H + y$ et $r = \frac{H_v}{\lambda + H_u \tau}$

$$\varphi(u) = bu^m = 0,00040102 u^{\frac{11}{4}}$$

Il a intégré l'équation sous la forme,

$$\frac{i \Delta s}{H u} = \int_{\frac{y_0}{H}}^{\frac{y_1}{H}} F(r, \tau, \frac{y}{H}) \frac{dy}{H u} - \frac{V^2}{g H u} \int_{\frac{y_0}{H}}^{\frac{y_1}{H}} f(r, \tau, \frac{y}{H}) \frac{dy}{H u}$$

Il a dressé des tables de $\frac{i s}{H u}$ pour quelques couples de valeurs de r et de τ et diverses valeurs de $\frac{y}{H u}$, de 3,00 à 0,01 (voir tables) Pour les axes d'abaissement, M^e Boudin a procédé de même, mais en employant la formule de Cadini $\varphi(u) = bu^2 = 0,0004 u^2$.

$\frac{y}{H}$ varie de 1 à 0,001 et l'on a naturellement $h = H - y$.

Pour des valeurs quelconques de τ et de r , ces tables demandent des interpolations assez fastidieuses.

Elles ne sont applicables, selon les hypothèses fondamentales, qu'aux lits prismatiques à sections géométriques, c'est à dire aux canaux artificiels, non au cours d'eau naturels. Mais même dans ces conditions, l'exactitude des calculs dépend encore des coefficients α et C , variables avec h , alors que les tables précédentes les supposent constants et leur attribuent des valeurs erronées. Ce sont là des causes d'erreurs systématiques importantes, qui rendent l'emploi de ces tables peu recommandable, tant pour les canaux artificiels que pour les cours d'eau naturels.

Il est préférable d'utiliser les valeurs plus exactes de α et de C résultant des formules de Bazin ou de toute autre équivalente, seulement il n'est plus possible d'intégrer dans ces conditions; il faut procéder par le calcul des différences finies, que l'on appelle aussi méthode des tangentes.

Les erreurs commises sont moindres que celles qui résultent de l'emploi des tables précédentes, surtout si l'on se réfère directement comme il est montré plus loin, à des coefficients expérimentaux.

On écrit l'équation différentielle sous la forme

$$i ds - dh \sqrt{1-i^2} = \frac{1}{2g} d(\alpha u^2) + \frac{1}{R} \varphi(u) ds.$$

Si le lit est prismatique dans le tronçon 0,1 on a

$$i(s_1 - s_0) + \sqrt{1-i^2}(h_0 - h_1) = \frac{1}{2g}(\alpha_1 u_1^2 - \alpha_0 u_0^2) + \int_{s_0}^{s_1} \frac{1}{R} \varphi(u) ds.$$

pratiquement peuvent avoir plusieurs centaines de mètres.
Si le lit n'est pas prismatique, on opère dans des tronçons successifs assez courts pour qu'on puisse les considérer comme prismatiques. On peut écrire avec une approximation suffisante:

$$i(s_1 - s_0) + \sqrt{1-i^2}(h_0 - h_1) = \frac{\alpha_m}{2g}(u_1^2 - u_0^2) + \left(\frac{u_0 + u_1}{2}\right)^2 \frac{(s_1 - s_0)}{C_m^2 R_m}.$$

développement du plan d'eau

α_m , R_m et C_m étant des valeurs moyennes pour le tronçon 0,1.

Selon M^r Kocchlin, l'application de la méthode aux rivières naturelles se fait comme suit. Soit Δz la différence de niveau entre la ligne d'eau dans les sections terminales 0 et 1 distantes de Δs .

$$\Delta z = \frac{\alpha_m (u_1^2 - u_0^2)}{2g} + \frac{(u_0 + u_1)^2}{4} \frac{\Delta s}{C_m^2 R_m}$$

On adopte pour α_m les valeurs de Bazin ou celles de Barié de S^t Venant = 1,11. Les valeurs de C sont établies expérimentalement sur le cours d'eau.

On effectue des mesures hydrométriques dans un certain nombre de sections, de manière à déterminer Δs , Δz , u_0 , u_1 et $R = \frac{R_0 + R_1}{2}$.

On déduit de l'équation ci-dessus la valeur correspondante de C_m et on trace une courbe de C_m en fonction de R_m , que l'on peut alors extrapoler par une formule comme de C , par exemple celle de M^r Kocchlin ayant ainsi une courbe réelle de C ou ayant fait choix d'une formule de C , l'équation précédente permet de déterminer de proche en proche et approximativement toute une série de points de l'axe à partir d'un point initial. Si on se donne Δs , il faut tâtonner, car u , n'est pas connu. En première approximation, on admet $u_0 = u_1$.

(ce qui revient à tracer l'axe par une série de tronçons de droite de mouvement uniforme, ce qui est le principe d'une autre méthode générale) On obtient ainsi une première valeur approximative de Δz qu'un calcul de seconde approximation ne modifie en général que très peu.

Si on se donne Δz , le calcul exact de Δs est immédiat, mais il faut bien entendu toujours procéder de proche en proche et par différences Δz assez faibles.

Le premier terme du second membre de l'équation aux différences finies ci-dessus est généralement faible. S'il est négatif, on le néglige ou on le diminue en valeur absolue, afin de tenir compte des résistances supplémentaires accidentelles qui augmentent le remous.

On peut d'ailleurs procéder par différences finies d'après l'équation

$$\frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{i - \frac{x}{\omega} \varphi(u)}{\sqrt{1-i^2} - \frac{1}{g} \left(\frac{q}{\omega}\right)^2 \frac{l}{\omega}}$$

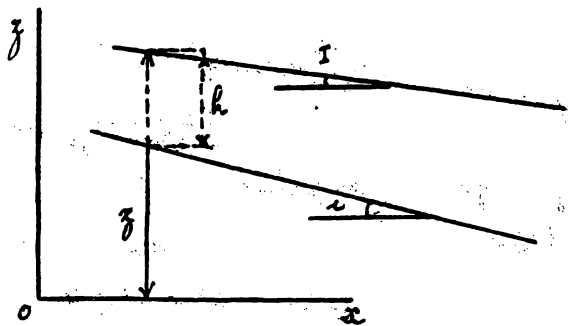
et tenir compte ainsi directement de l'influence des vitesses.

fonte et de section, les obstacles à l'écoulement des eaux (fronts, etc), créent des zones troubles de mouvement varié. Et une certaine distance des obstacles, le mouvement présente des caractères se rapprochant du mouvement uniforme, mais qui en diffèrent par la variation de pente de la surface du courant, représentée par la ligne d'eau ou axe hydraulique. Ce mouvement s'appelle mouvement permanent graduellement varié. En admettant la loi de variation hydrostatique de la pression dans les sections et la direction rectiligne des filets, ce qui est approximatif, l'équation du mouvement permanent est, selon le cours d'hydraulique

théorique:

$$I = \frac{1}{2g} \frac{d(\alpha u^2)}{ds} + \frac{1}{R} \varphi(u)$$

I est la pente piézométrique qui se réduit à la pente de surface $-\frac{dz}{dx}$, les z étant mesurés par rapport à un axe horizontal des x . Elle est liée



à la pente de fond par la relation:

$$I = \sin i - \frac{dh}{ds} \sqrt{1-i^2}$$

les h étant mesurés normalement au fond. Si on admet la loi

$\varphi(u) = b u^2$ comme en mouvement uniforme, on a:

$$i - \frac{dh}{ds} \sqrt{1-i^2} = \frac{1}{2g} \frac{d(\alpha u^2)}{ds} + \frac{b u^2}{x}$$

$$i - b \left(\frac{Q}{w}\right)^2 \frac{x}{w} = \frac{dh}{ds} \left[\sqrt{1-i^2} + \frac{1}{2g} \frac{d(\alpha u^2)}{dh} \right] = \frac{dh}{ds} \left[\sqrt{1-i^2} - \frac{1}{g} \frac{\alpha Q^2}{w^3} \frac{dw}{dh} \right] = \frac{dh}{ds} \left[\sqrt{1-i^2} - \frac{\alpha Q^2 l}{g w^2 w} \right]$$

d'où

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - b \left(\frac{Q}{w}\right)^2 \frac{x}{w}}{\sqrt{1-i^2} - \frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{w}\right)^2 \frac{l}{w}}$$

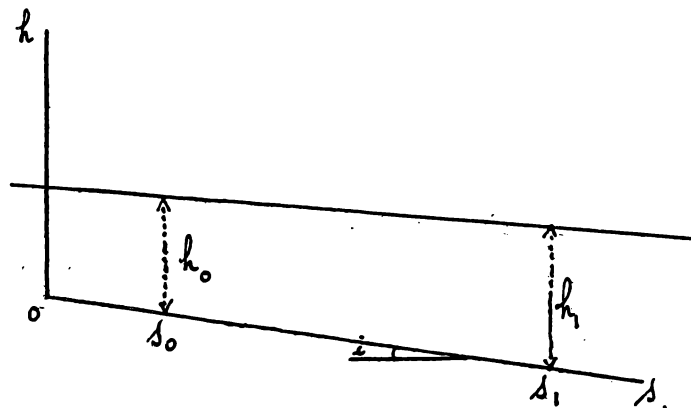
Cette équation est celle qui a servi à l'établissement des tables de M. de St. Venant et de M. Boudin, pour des lits prismatiques de section trapèze symétrique. Ces deux auteurs ont admis $\alpha = 1$. et, pour les tables de relèvement de M. de St. Venant:

$$\varphi(u) = 0,00040102 u^{\frac{21}{11}},$$

pour les tables d'abaissement de M. Boudin $\varphi(u) = 0,0004 u^2$ (Zadini).

Cette équation a permis la discussion des propriétés des divers genres de lignes d'eau, exposée dans le cours d'hydraulique théorique. Sa distinction qu'elle établit entre les faibles et fortes pentes correspond aux cours d'eau tranquilles et torrentiels.

L'observation faite à propos de la formule du mouvement permanent uniforme s'applique aussi à celles du mouvement permanent. L'hypothèse des lits prismatiques droits et réguliers n'est jamais réalisée dans les tronçons de grandes longueurs des cours d'eau auxquels s'appliquent les calculs. Ses sections, les pentes et les directions des cours d'eau varient. Dans les canaux artificiels bien calibrés, ces conditions peuvent cependant être pratiquement réalisées. Mais même dans ces conditions particulièrement favorables, l'exactitude des calculs dépend encore directement des coefficients b et α , qui ne peuvent être déterminés que par l'expérience. Les formes de la fonction $\varphi(u)$ adoptées pour l'établissement des tables de Sⁱ Te. vant et de Boudin sont périmées et entachent ces tables d'erreurs systématiques, qui font que l'on ne peut espérer une correspondance exacte entre les calculs et les réalités. Les formules modernes du mouvement uniforme montrent en effet que b est très variable. Il est préférable d'employer les coefficients de Bazin ou de Changuillet et Kutter ou analogues. Ils ne permettent pas l'intégration et l'établissement de tables, mais on peut procéder à l'intégration approchée par l'équation aux différences finies (méthode des tangentes) On peut considérer cette méthode comme plus exacte que celle de l'emploi des tables précédentes; elle est aussi la seule possible en cas de lit non prismatique (section de largeur variable.)



On néglige généralement C^2 devant 1 pour les faibles pentes, ce qui revient à considérer h comme vertical. Alors $ds = dx$ et on a

$$i = \frac{dh}{dx} = \frac{Q^2}{2g} \frac{d}{ds} \left(\frac{1}{w^2} \right) + \frac{b}{R} \frac{Q^2}{w^2}$$

d'où :

$$i (h_1 - h_0) + (h_0 - h_1) = \frac{\alpha (u_1^2 - u_0^2)}{2g} + Q^2 \int_{s_0}^{s_1} \frac{ds}{R W^3}$$

Cette formule générale permet de tracer de proche en proche une succession de tangentes à l'axe hydraulique. Selon M. H. Hœchlin, l'application de cette méthode aux grands barrages des rivières suisses a été faite comme suit:

Considérons un tronçon de cours d'eau de longueur ΔL compris entre 2 sections 0 et 1. Soit Δz la différence de niveau entre les 2 sections pour 1 ligne d'eau quelconque; c'est le 1^{er} membre de l'équation aux différences finies. Les pertes de charge de frottement dans le tronçon ΔL sont rapportées à la vitesse moyenne $\frac{v_0 + v_1}{2}$ et l'on écrit:

$$\Delta z = \frac{\alpha (v_1^2 - v_0^2)}{2g} + \left(\frac{v_0 + v_1}{2} \right)^2 \frac{\Delta L}{C^2 R}$$

R est aussi une valeur moyenne pour le tronçon ΔL . Pour α on adopte les valeurs de Bazin ou celle de Bari de S^t Venant = 1,41.

Les valeurs de C peuvent être déduites de tables ou mieux, établies expérimentalement sur le cours d'eau. On effectue des mesures hydro-métriques dans un certain nombre de sections, de manière à déterminer ΔL , Δz , v_0 , v_1 et $R = \frac{R_0 + R_1}{2}$. On déduit de l'équation ci-dessus la valeur de C correspondant à R et on peut tracer un fragment de la courbe de variation de C en fonction de R . On peut alors extrapoler, d'après la formule de C de M. Hœchlin par exemple. Dès lors, on peut avec une grande exactitude, appliquer la formule au calcul d'une ligne d'eau nouvelle, par tronçons successifs en partant d'une section quelconque de la partie étudiée du cours d'eau.

Le premier terme du 2^e membre de l'équation aux différences finies est généralement faible. S'il est négatif, on le néglige ou on le réduit; on calcule ainsi un remous plus fort qui tient compte des résistances accidentelles supplémentaires.

§ 8. Formules et tables de Bresse.

Cette méthode constitue l'étude du cas particulier de la formule du mouvement permanent graduellement varié pour les lits rectangulaires

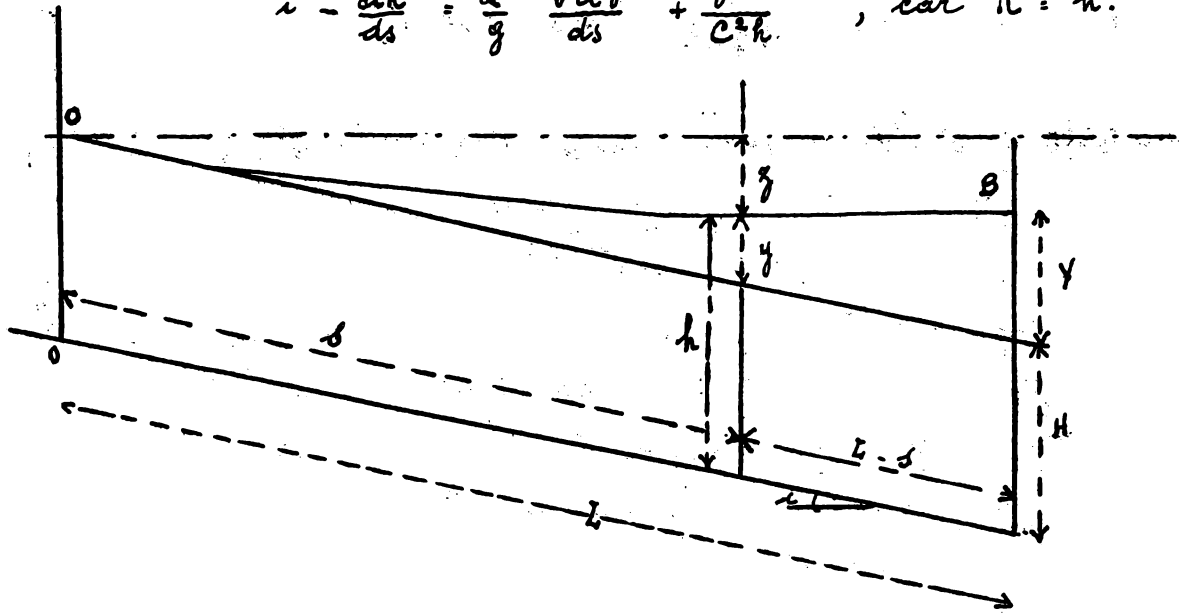
de grande largeur, dans le cas des axes d'aval et des pentes modérées.

Soit H la hauteur du mouvement uniforme et γ l'exhaussement du talu réalisé à l'extrémité B en aval.

γ est un exhaussement quelconque, à distance s de l'origine du remous. En cette origine O , on admet que l'axe se raccorde tangentiellement à la droite H . On a $H + is = h + \gamma$ et $I = \frac{d\gamma}{ds} = i - \frac{dh}{ds}$.

L'équation différentielle du mouvement permanent est :

$$i - \frac{dh}{ds} = \frac{\alpha}{g} \frac{v dv}{ds} + \frac{v^2}{C^2 h}, \text{ car } R = h.$$



Le débit invariable par unité de largeur du lit est $q = vh = cte$.

Donc $v dh + h dv = 0$ et $dv = -\frac{v}{h} dh$, $v dv = -\frac{v^2}{h} dh$

D'autre part $\frac{v^2}{h} = \frac{q^2}{h^3}$, donc

$$i - \frac{dh}{ds} = -\frac{\alpha q^2 dh}{g h^3 ds} + \frac{q^2}{C^2 h^3}$$

à l'origine, $h = H$ et $\frac{dh}{ds} = 0$, donc $i = \frac{q^2}{C^2 H^3}$, $q^2 = i C^2 H^3$

Donc

$$i - \frac{dh}{ds} = \frac{-\alpha i C^2}{g} \frac{H^3}{h^3} \frac{dh}{ds} + i \frac{H^3}{h^3}$$

$$i \left(1 - \frac{H^3}{h^3}\right) ds = \left[1 - \frac{\alpha i C^2}{g} \frac{H^3}{h^3}\right] dh$$

$$i ds = \frac{\frac{h^3}{H^3} - \frac{\alpha i C^2}{g}}{\frac{h^3}{H^3} - 1} dh = -dh + \frac{1 - \frac{\alpha i C^2}{g}}{\frac{h^3}{H^3} - 1} H d\left(\frac{h}{H}\right)$$

C'est l'équation de Bresse que l'on intègre sous la forme,

$$s - s_0 = \frac{h - h_0}{i} + \frac{H}{i} \left(1 - \frac{\alpha i C^2}{g}\right) \int \frac{d\left(\frac{h}{H}\right)}{\frac{h^3}{H^3} - 1}, \text{ en admettant } C = cte.$$

Cable de Bresse pour les canaux de déviation -

H/h	h/H	$\psi (h/H)$	H/h	h/H	$\psi (h/H)$
10,00	0,10	- 0,505	0,99	1,01	1,416
5,00	0,20	- 0,404	0,98	1,02	1,194
3,33	0,30	- 0,302	0,97	1,03	1,060
2,50	0,40	- 0,198	0,96	1,04	0,970
2,22	0,45	- 0,144	0,95	1,05	0,895
2,00	0,50	- 0,088	0,94	1,06	0,828
1,82	0,55	- 0,029	0,93	1,07	0,783
1,67	0,60	+ 0,032	0,93	1,08	0,749
1,54	0,65	0,099	0,92	1,09	0,712
1,43	0,70	0,171	0,91	1,10	0,676
1,39	0,72	0,202	0,90	1,11	0,651
1,35	0,74	0,235	0,89	1,12	0,626
1,33	0,75	0,252	0,88	1,13	0,602
1,32	0,76	0,270	0,88	1,14	0,580
1,30	0,77	0,288	0,87	1,15	0,561
1,28	0,78	0,306	0,86	1,16	0,544
1,27	0,79	0,326	0,85	1,17	0,525
1,25	0,80	0,346	0,85	1,18	0,509
1,23	0,81	0,367	0,84	1,19	0,493
1,22	0,82	0,387	0,83	1,20	0,479
1,20	0,83	0,411	0,82	1,22	0,464
1,19	0,84	0,435	0,80	1,25	0,420
1,18	0,85	0,460	0,77	1,30	0,373
1,16	0,86	0,487	0,74	1,35	0,325
1,15	0,87	0,516	0,71	1,40	0,304
1,14	0,88	0,546	0,69	1,45	0,277
1,12	0,89	0,578	0,67	1,50	0,257
1,11	0,90	0,614	0,62	1,60	0,218
1,10	0,91	0,652	0,59	1,70	0,190
1,09	0,92	0,695	0,56	1,80	0,166
1,08	0,93	0,743	0,53	1,90	0,146
1,06	0,94	0,798	0,50	2,00	0,122
1,05	0,95	0,862	0,44	2,25	0,102
1,04	0,96	0,940	0,40	2,50	0,082
1,03	0,97	1,040	0,33	3,00	0,055
1,02	0,98	1,176	0,29	3,50	0,041
1,01	0,99	1,412	0,25	4,00	0,031
1,00	1,00	∞	0,20	5,00	0,020

On pose :

$$\int \frac{d\left(\frac{h}{H}\right)}{\frac{h^3}{H^3} - 1} = -\psi\left(\frac{h}{H}\right) + cte.$$

d'où

$$s - s_0 = \frac{h - h_0}{2} + \frac{H}{2} \left(1 - \frac{\alpha c c^2}{g}\right) \left[\psi\left(\frac{h_0}{H}\right) - \psi\left(\frac{h}{H}\right)\right]$$

L'intégration de Bresse donne

$$\psi\left(\frac{h}{H}\right) = \frac{1}{6} \log \frac{\frac{h^2}{H^2} + \frac{h}{H} + 1}{\left(\frac{h}{H} - 1\right)^2} - \frac{1}{3} \sqrt{3} \operatorname{arc} \cotg \frac{2 \frac{h}{H} + 1}{3}$$

Des tables de cette fonction pour les valeurs de $\frac{h}{H}$ correspondant aux axes de relèvement et d'abaissement ont été établies par Bresse : des extraits en sont reproduits ci-contre d'après le traité de H. Flamant. Colkmitt a établi des formules et tables analogues pour des lits para-boliques. Elles sont moins recommandables que celles de Bresse. La formule de Bresse suppose $\alpha = c c^2$ et $e = c c^2$, mais on peut leur donner des valeurs appropriées quelconques et les faire varier par sections. En cas de très faible pente, on peut encore écrire $c ds = dh + \frac{dh}{\frac{h^3}{H^3} - 1}$ en négligeant le terme $\frac{\alpha c c^2}{g}$.

En posant $h = H + y$, on a $c ds = dy \left[1 + \frac{H^3}{(H+y)^3 - H^3} \right] = \frac{(H+y)^3}{(H+y)^3 - H^3} dy$.

En divisant et intégrant, on obtient :

$$s = H \left[\frac{1}{3} \log \frac{y}{y_0} + \frac{2}{3} \frac{y - y_0}{3H} + \frac{y^2 - y_0^2}{9H^2} - \frac{y^3 - y_0^3}{27H^3} \dots \dots \right].$$

Lorsque $y - y_0$ n'est pas élevé, mais faible par rapport à H , on peut écrire :

$$\log \frac{y}{y_0} = \frac{y}{y_0} - 1, \text{ d'où } y - y_0 = y_0 \log \frac{y}{y_0}$$

et $s = \frac{H + 2y_0}{3} \log \frac{y}{y_0}$.

On admettra pour y_0 1 cm. par exemple. Et la tête du remous, on a :

$$s_L = \frac{H + 2y_0}{3} \log \frac{Y}{y_0}$$

donc $i(L - s) = \frac{H + 2y_0}{3} \left[\log \frac{Y}{y_0} - \log \frac{y}{y_0} \right]$.

§9. Méthode approximative du mouvement uniforme.

Si l'on se rapporte à l'équation aux différences finies de l'axe hydraulique, dans les cas pratiques et pour des tronçons de longueur modérés, le 1^{er} terme du 2^o membre, qui représente la variation d'énergie cinétique

du courant, est généralement faible. Si on le néglige, l'équation s'identifie avec celle du mouvement uniforme. C'est le principe d'une méthode approximative qui consiste à tracer l'axe par une série de segments successifs de droites du mouvement uniforme, correspondant aux débits et sections envisagés.

Dupuis en France et Rühlmann en Allemagne ont simplifié les formules de Bresse dans cette hypothèse. Il suffit d'y négliger le terme $\frac{\alpha i c^2}{g}$. On a :
$$I = c - \frac{dy}{ds} = i - \frac{d(H+y)}{ds} = i - \frac{dy}{ds}$$

En mouvement uniforme, on a

$$u = C \left(i - \frac{dy}{ds} \right)^{1/2} (H+y)^{1/2} \text{ et } q = C \left(i - \frac{dy}{ds} \right)^{1/2} (H+y)^{3/2}$$

à l'origine du remous $I = i$ et $y = 0$, donc $C \left(i - \frac{dy}{ds} \right)^{1/2} (H+y)^{3/2} = C i^{1/2} H^{3/2}$
d'où

$$\left(i - \frac{dy}{ds} \right) (H+y)^3 = i H^3.$$

Donc :

$$i ds = \frac{(H+y)^3}{(H+y)^3 - H^3} dy.$$

ce qui est bien l'équation simplifiée de Bresse obtenue en négligeant $\frac{\alpha i c^2}{g}$.

Elle a été intégrée comme suit par Rühlmann

$$i ds \left(1 + \frac{1}{3 \frac{y}{H} + 3 \frac{y^2}{H^2} + \frac{y^3}{H^3}} \right) dy = \left[\frac{1}{3} \frac{H}{y} + \frac{2}{3} + \frac{2}{9} \frac{y}{H} - \frac{1}{9} \frac{y^2}{H^2} + \frac{1}{27} \frac{y^3}{H^3} \dots \right] dy.$$

En cas de relèvement, l'intégrale est :

$$\frac{is}{H} = \frac{1}{3} \log \frac{y}{H} + \frac{2}{3} \frac{y}{H} + \frac{1}{9} \frac{y^2}{H^2} - \frac{1}{27} \frac{y^3}{H^3} + \frac{1}{108} \frac{y^4}{H^4} \dots + cte = \varphi \left(\frac{y}{H} \right) + cte$$

En cas d'abaissement :

$$\frac{is}{H} = \frac{1}{3} \log \frac{y}{H} - \frac{2}{3} \frac{y}{H} + \frac{1}{9} \frac{y^2}{H^2} + \frac{1}{27} \frac{y^3}{H^3} + \frac{1}{108} \frac{y^4}{H^4} \dots + cte = \varphi' \left(\frac{y}{H} \right) + cte$$

On peut donc écrire :

$$i(L-s) = H \left[\varphi \left(\frac{y}{H} \right) - \varphi \left(\frac{y}{H} \right) \right]$$

Rühlmann a établi des tableaux des fonctions φ et φ' dont des extraits figurent pages 130 et 131. Ils donnent des résultats satisfaisants et indépendants de la valeur de C , mais qui se rapportent directement aux valeurs observées de H , c'est-à-dire qui tiennent compte des

$\frac{H}{H}$	$\phi(\frac{H}{H})$	$\frac{H}{H}$	$\phi(\frac{H}{H})$	$\frac{H}{H}$	$\phi(\frac{H}{H})$	$\frac{H}{H}$	$\phi(\frac{H}{H})$	$\frac{H}{H}$	$\phi(\frac{H}{H})$
0,01	0,0067	0,22	1,1821	0,43	1,5583	0,78	2,0254	2,00	3,3594
0,02	2,4444	0,23	2040	0,44	5734	0,80	2,0495	2,10	4,631
0,03	3,863	0,24	2254	0,45	5884	0,82	2,0735	2,20	5,664
0,04	4,889	0,25	2461	0,46	6032	0,84	2,0975	2,30	6,694
0,05	5,701	0,26	2664	0,47	6179	0,86	2,1213	2,40	7,720
0,06	6,376	0,27	2861	0,48	6324	0,88	2,1449	2,50	8,745
0,07	6,958	0,28	3054	0,49	6468	0,90	2,1685	2,60	9,768
0,08	7,482	0,29	3243	0,50	6611	0,92	2,1916	2,70	10,789
0,09	7,933	0,30	3428	0,51	6893	0,94	2,2148	2,80	11,808
0,10	8,353	0,31	3610	0,52	7170	0,96	2,2380	2,90	12,826
0,11	8,739	0,32	3789	0,53	7444	0,98	2,2611	3,00	13,843
0,12	9,098	0,33	3964	0,54	7714	1,00	2,2839	4,00	15,3958
0,13	9,434	0,34	4136	0,56	7980	1,10	2,3071	5,00	16,4020
0,14	9,751	0,35	4306	0,58	8243	1,20	2,3304	6,00	17,4056
0,15	10,051	0,36	4473	0,60	8503	1,30	2,3537	8,00	19,4097
0,16	10,335	0,37	4638	0,62	8759	1,40	2,3764	10,00	21,414
0,17	0,608	0,38	4801	0,64	9014	1,50	2,3987	15,00	26,415
0,18	0,869	0,39	4969	0,66	9266	1,60	2,4201	20,00	31,415
0,19	1,114	0,40	5139	0,70	9517	1,70	2,4415	30,00	36,416
0,20	1,361	0,41	5306	0,72	9765	1,80	2,4628	50,00	51,416
0,21	1,595	0,42	5470	0,74	10010	1,90	2,4839	100,00	101,420

Table de Rublmann des remous d'abaissement -

$\frac{y}{H}$	$\varphi' \left(\frac{y}{H} \right)$	$\frac{y}{H}$	$\varphi' \left(\frac{y}{H} \right)$	$\frac{y}{H}$	$\varphi' \left(\frac{y}{H} \right)$
0,01	0,0067	0,17	0,8344	0,36	0,9708
0,02	0,2287	0,18	0,8473	0,38	0,9775
0,03	0,3463	0,19	0,8591	0,40	0,9833
0,04	0,4356	0,20	0,8700	0,42	0,9885
0,05	0,5034	0,21	0,8801	0,44	0,9931
0,06	0,5577	0,22	0,8895	0,46	0,9971
0,07	0,6025	0,23	0,8982	0,48	1,0006
0,08	0,6405	0,24	0,9063	0,50	1,0036
0,09	0,6733	0,25	0,9138	0,55	1,0096
0,10	0,7020	0,26	0,9209	0,60	1,0140
0,11	0,7273	0,27	0,9275	0,65	1,0166
0,12	0,7500	0,28	0,9336	0,70	1,0184
0,13	0,7703	0,29	0,9394	0,75	1,0194
0,14	0,7886	0,30	0,9448	0,80	1,0199
0,15	0,8053	0,32	0,9546	0,90	1,0203
0,16	0,8205	0,34	0,9632	1,00	1,0203

conditions réelles d'écoulement. Selon les tableaux, on adopte comme valeur minimum de $\varphi \left(\frac{y}{H} \right)$, 0,0067, donc on néglige les $y < 0,01 H$.

La longueur du remous est donc $L = \frac{H}{\alpha} \left[\varphi \left(\frac{y}{H} \right) - 0,0067 \right]$

et le remous admissible pour une longueur limitée se déduit des tableaux

par $\varphi \left(\frac{y}{H} \right) = \frac{\alpha L}{H} + 0,0067$.

On déduit la valeur de H de $\frac{y}{b}$ (b = largeur du bit) ou mieux de

$H = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{c^2 b^2}}$, c'est à dire que H varie par section et représente pour

chacune d'elle la hauteur correspondant à un débit

connu.

Le principe de cette méthode peut encore recevoir une interprétation plus simple, mais un peu sommaire, d'après M. H. Koehlin.

On a $u = c \sqrt{HI}$
 et, en admettant c constant $u' = c \sqrt{(H+y)I'}$.

d'où $\frac{u}{u'} = \sqrt{\frac{HI}{(H+y)I'}}$

Mais $\frac{u}{u'} = \frac{w'}{w} = \frac{b'(H+y)}{bH}$.

On admet que $\frac{b'}{b}$ est voisin de l'unité, donc

$$\frac{H+y}{H} = \sqrt{\frac{HI}{(H+y)I'}}$$

d'où $I' = I \frac{H^3}{(H+y)^3}$.

Cette formule permet de procéder au tracé par tronçons successifs convenablement choisis, en partant d'une section de niveau connu et en opérant sur les sections moyennes des tronçons. Si le lit n'est pas régulier, on détermine H par la formule $\frac{w}{b}$, c'est-à-dire que l'on considère une section rectangulaire fictive, comme pour l'application de la méthode de Rühlmann.

Pour l'application de ces méthodes (aussi bien que pour toutes celles qui opèrent par les différences finies), il est recommandable de grouper les calculs en tableaux, facilitant l'obtention des résultats de proche en proche. Ci-après les tableaux pour l'application de la méthode de Rühlmann et de celle de Koechlin indiquant la suite schématique des calculs.

Tableau des calculs par la méthode de Rühlmann.

Station Km	Cote du plafond	élevation initiale	Profondeur d'eau		H	y	y/H	$\varphi(y/H)$	$i(L-1)$	$\frac{i(L-1)}{H}$	$\varphi(\frac{y}{H}) = \frac{\varphi(y/H) - i(L-1)}{H}$	y/H	y	Flott. du remous	Observations
			réelle	moyenne											
x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	remous observé ou calculé
x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	

x Éléments connus

⊗ Éléments calculés d'après la formule de Rühlmann.

Tableau pour les calculs par la méthode de Hocchlin.

Station (Km.)	Cote du plafond	Flottais initiale Z	Profondeur d'eau		H	I ΔL = ΔZ	ΔL	I	Flottais du remous Z' = Z + y	H + y = H + Z' - Z	I'	I' ΔL = ΔZ'
			réelle	moyenne								
x	x	x	x	}	x	x	x	x	x	x	x	x
x	x	x	x									

x Éléments connus.

⊗ Éléments calculés par la méthode de Hocchlin.

Ces méthodes, bien qu'approximatives dans leur principe, donnent de bons résultats dans l'application aux cours d'eau naturels à régime tranquille ou mixte, à faible ou moyenne pente et de grande largeur relative.

§ 10. Méthodes sommaires rapides.

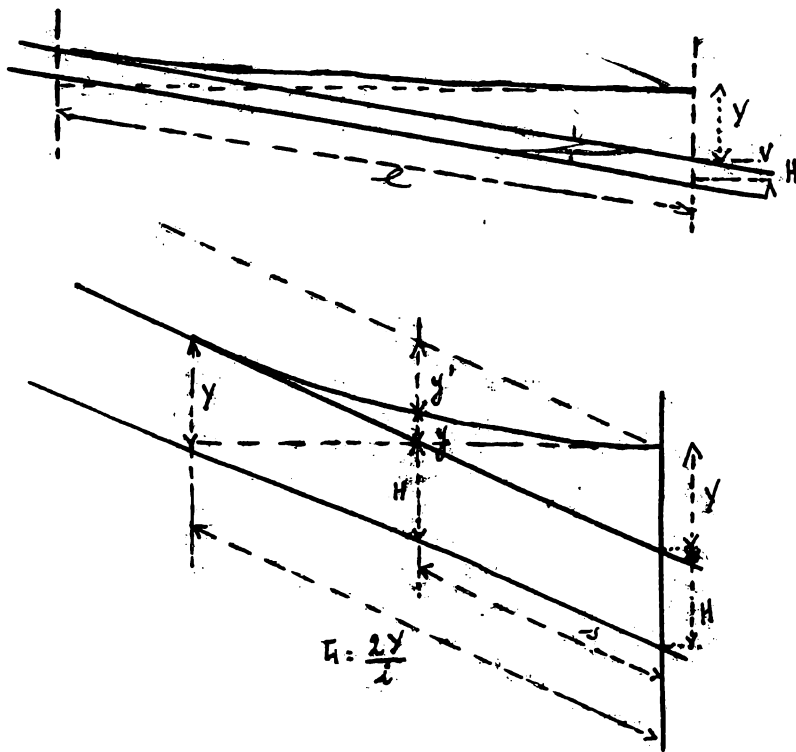
D'après la formule et les tableaux de Rühlmann, pour les cours d'eau à très faible pente, lorsque y est grand par rapport à H et, en tout cas, lui est supérieur ou peut érire.

$$\varphi\left(\frac{y}{H}\right)_0 = 0 \quad \text{et} \quad \varphi\left(\frac{y}{H}\right) = 1 + \frac{y}{H}$$

de sorte que approximativement $iL = y + H$.

Donc l'origine de la source de remous se trouve dans ce cas sur la verticale du point de rencontre de l'horizontale menée par l'extrémité de la courbe et du fond, suppose' en pente uniforme. Le résultat est assez exact lorsque $y > H$.

Les ingénieurs français envisagent souvent, dans les calculs sommaires, que la courbe d'exhaussement est une parabole du 2^e degré à axe vertical dont le sommet à l'origine d'aval de la courbe et qui se raccorde tangentielllement à la droite du mouvement uniforme en amont. Elle donne pour le remous hydraulique une longueur double du remous hydrosta-



trique, donc $L = 2 \frac{Y}{i}$
 Le résultat est le même que
 ci-dessus lorsque $Y = H$; il
 convient bien lorsque $Y < H$
 est relativement faible.
 Selon M. Flamant, cette
 règle se vérifie assez bien sur
 les cours d'eau naturels à
 pente modérée en ce sens que
 l'exhaussement y cesse d'être
 appréciable au-delà de la
 distance $L = \frac{2Y}{i}$, ce qui est
 la limite pratique du remous.
 Théoriquement, la courbe est

asymptotique, mais au-delà de la distance pratique, l'exhaussement est inappréciable.

En un point quelconque, on a $y = Y - y'$ et $y' = is - Y \frac{i^2}{4Y^2} = is \left(1 - \frac{is}{4Y}\right)$

donc $y = Y - is \left(1 - \frac{is}{4Y}\right)$.

§ 11. Irregularités du lit.

Toutes les formules et considérations précédentes s'appliquent à des lits régulièrement concaves, jouissant des propriétés connues que $R = \frac{w}{x}$, $\frac{x}{L}$ et $\frac{w}{L}$ sont des fonctions progressivement croissantes, ainsi que $L = \frac{dw}{dh}$.

S'il n'en est pas ainsi ou si, d'une manière générale, le lit présente des parties où les conditions d'écoulement sont très dissemblables, par exemple le lit mineur et le lit majeur en temps de crue, on étudie séparément les conditions d'écoulement de chacune de ces parties considérée comme isolée. Le débit total est égal à la somme des débits partiels.

§ 12. Mouvement permanent varié.

Le mouvement varié se distingue du mouvement graduellement varié

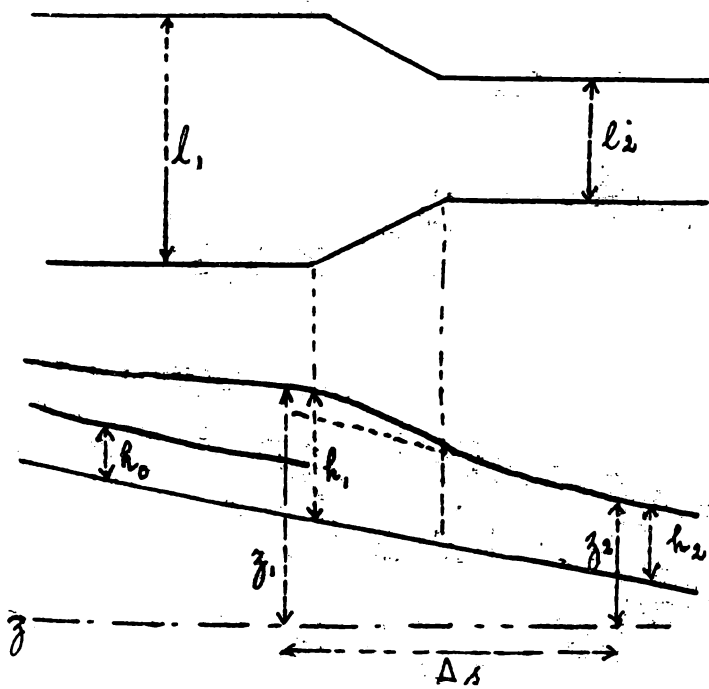
par des discontinuités ou variations très rapides des sections ou vitesses. Il s'en produit au voisinage des ouvrages réduisant le débouché, nous les étudierons à propos du remous sous les ponts.

Les discontinuités de pente du lit ou les discontinuités de la flottai-: son donnent lieu, en amont ou en aval, au mouvement graduellement varié, étudié ci-dessus, accompagnés éventuellement de ressauts super-: ficiels ou de phénomènes de déversement, qui font l'objet de l'étude des déversoirs.

Les variations graduelles de sections donnent lieu à un mouvement graduellement varié qui peut s'étudier assez approximativement comme pour un lit prismatique, si la largeur relative est assez grande. Si le cours d'eau présente un élargissement ou un rétrécissement assez longs pour que le mouvement uniforme s'y établisse sensiblement, on a approximativement pour des lits larges:

$$h_i = l \frac{Q^2}{w^2} = l \frac{Q^2}{l^2 l^2}$$

La pente et le débit étant supposés constants et indépendants des cir-: constances d'aval, on voit que h varie en sens inverse de l . Il peut



n'en est pas de même en cas de variation brusque:

Un rétrécissement brusque pro-: duit une surélévation du plan d'eau à l'amont, nécessaire pour produire l'accroissement de vitesse en aval.

En d'autres termes, le rétrécis-: sement agit comme un obstacle à l'écoulement.

L'équation de Bernoulli donne

$$z_1 + \frac{\alpha u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{\alpha u_2^2}{2g} + \xi$$

d'où

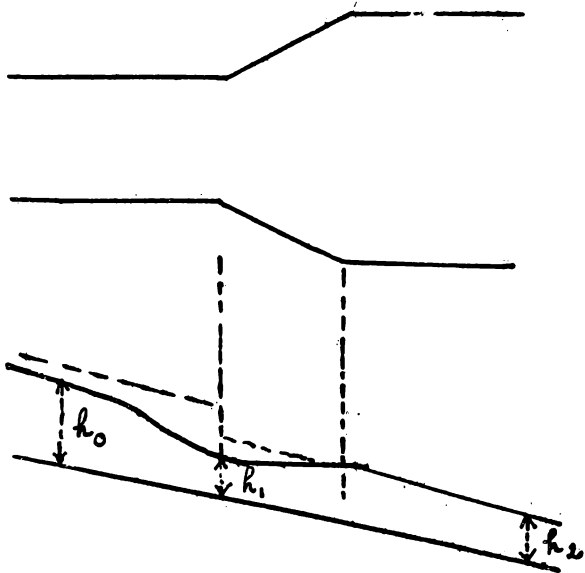
$$z_1 - z_2 = i \Delta s + (h_1 - h_2) = \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{l_2^2 h_2^2} - \frac{1}{l_1^2 h_1^2} \right) + \xi$$

En admettant que $\frac{h_1}{h_2}$ soit peu différent de 1, $h_1 - h_2 = \frac{\alpha Q^2}{2g l_2^3 h_2^2} \left(1 - \frac{l_2^2}{l_1^2}\right) + \xi - i \Delta s$.

Si h_2 est la hauteur du mouvement uniforme en aval et h_0 la même hauteur en amont, $h_0^3 l_1^2 = h_2^3 l_2^2$ et $h_0 < h_1$, puisque $l_1 > l_2$.

Le remous total par rapport au niveau amont du mouvement uniforme est
 $h_1 - h_0 = (h_2 - h_0) + (h_1 - h_2)$.

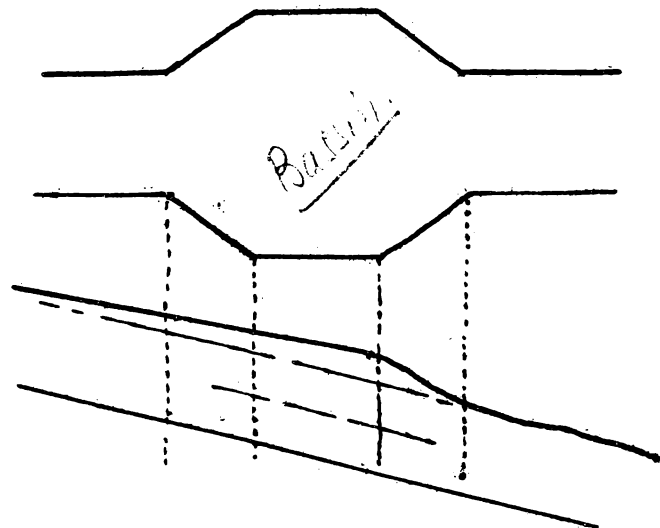
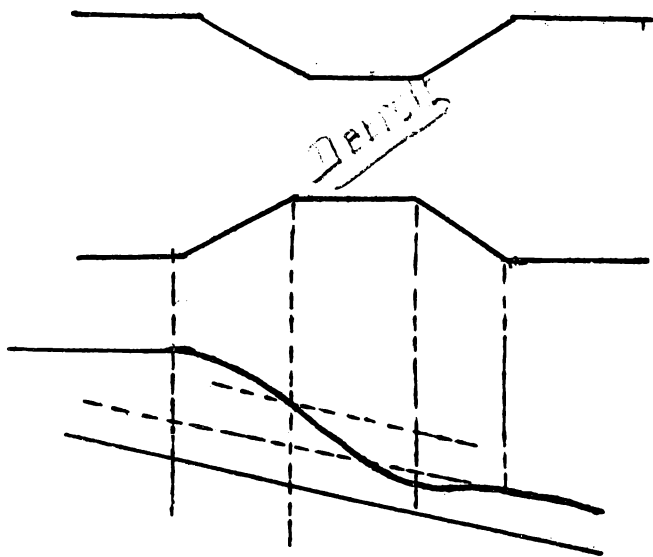
Donc, à un rétrécissement brusque correspond bien une élévation du plan d'eau en amont.



Inversement, à un élargissement brusque correspond un abaissement en amont.

En effet, dans l'élargissement, d'amont en aval il doit se produire un accroissement d'énergie potentielle, donc il existe dans l'étendue de l'élargissement une dénivellation ($h_2 - h_1$). Elle s'ajoute à la différence ($h_0 - h_2$) des lignes d'eau du mouvement uniforme.

En combinant les deux effets, on



voit qu'un court tronçon étroit, dénommé détroit, provoque un exhaussement à l'amont et un abaissement dans son étendue, sans influence sur l'aval. Inversement, un court élargissement ou bassin peut provoquer un abaissement à l'amont et provoque toujours un exhaussement dans l'étendue du bassin et qui s'étend même parfois

à l'amont.

Toutes ces conclusions, de même que toutes celles du chapitre d'ailleurs, sont établies dans l'hypothèse d'un lit fixe, c'est à dire dont la section et la pente sont indépendants des vitesses. En cas de mobilité du lit, ses transformations peuvent modifier les conclusions précédentes.

Chapitre IV

Calcul des canaux artificiels à débit.

§ 1. Généralités

Le calcul des éléments des canaux artificiels à débit est compliqué, par suite du grand nombre de variables. Ce sont :

- 1°) le débit, ou plutôt les débits moyens et extrêmes ;
- 2°) la dénivellation totale et la longueur, c'est à dire la pente moyenne ou encore la pente maximum ;
- 3°) la largeur et la profondeur minima, si le canal doit servir à la navigation, ou bien résultant de la nature du terrain, etc.
- 4°) la vitesse maximum en cas de navigation ;
- 5°) la nature du terrain et des revêtements, qui détermine l'inclinaison maximum des talus et les vitesses maxima admissibles près du fond.

En outre, il faut tenir compte de l'économie qui dépend :

- 1°) de la largeur du canal, qui détermine la surface d'emprise.
- 2°) de la section du canal, qui détermine le cube de terrassement et l'importance des revêtements.

Dans le cas où l'on récupère l'énergie hydroélectrique du courant, la pente intervient dans l'économie, car elle correspond à une perte de

chute, donc de puissance. Il y a donc intérêt à réduire la pente au minimum pour un débit donné; cette condition n'est pas incompatible avec celle du minimum de dépense d'établissement. Cependant, le problème est rendu plus complexe et devient une question de calculs concrets.

Les canaux artificiels se calculent d'après les formules du mouvement uniforme et généralement pour le débit maximum. C'est la solution la plus économique. Il faudra alors éventuellement vérifier si les profondeurs correspondant aux débits inférieurs sont suffisantes. Sinon, il faudra établir des ouvrages de retenue produisant les relèvements nécessaires en basses eaux, que l'on vérifiera par les axes hydrauliques. Dans la suite, nous nous référerons toujours à une valeur bien déterminée du débit.

§ 2. Forme des cunettes.

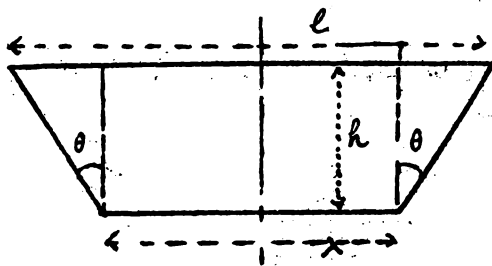
Nous avons vu que, pour les canaux terrassés, la section parabolique réalise un profil d'équilibre. La section circulaire s'en rapproche également. La réalisation de ces formes est complexe. On y substitue généralement des sections polygonales et la plus courante est celle du trapèze symétrique, dont le rectangle est un cas particulier. Ce profil n'est pas d'équilibre, mais cela n'a pas d'inconvénient, car les talus sont généralement revêtus, au moins aux environs du plan d'eau.

Nous nous bornerons à envisager ces formes de cunettes. L'étude des formes plus complexes peut se faire d'une manière tout à fait analogue, et les résultats principaux sont les mêmes lorsqu'il s'agit de sections toujours concaves vers le haut et variant d'une manière continue.

Dans les canaux souterrains, à section fermée, généralement circulaire ou ovoïde, la concavité de la section n'est pas orientée partout vers le haut. Il en résulte des caractéristiques hydrauliques particulières, qui sont exposées dans le cours d'hydraulique théorique.

Il peut se produire que les circonstances topographiques et hydrologiques obligent à donner à la section d'un canal de dérivation ou d'assèchement un profil discontinu, comportant un lit mineur et un lit

majeur. L'étude d'un tel profil, d'ailleurs exceptionnel pour un



canal artificiel, se fait comme nous l'avons indiqué dans le chapitre III. On pourra d'ailleurs s'inspirer des résultats de l'étude générale des sections simples.

Une section trapézoïdale est définie complètement par :

la largeur au plafond λ ,

la profondeur d'eau h ,

l'angle θ des talus avec la verticale, tel que $\text{tg } \theta = \tau$,

On a donc $w = h(\lambda + \tau h)$ et $\frac{w}{\lambda h} = 1 + \tau \frac{h}{\lambda}$

$$X = \lambda + 2h\sqrt{1+\tau^2} \quad \text{et} \quad \frac{X}{\lambda} = 1 + 2\sqrt{1+\tau^2} \frac{h}{\lambda}$$

La largeur au plan d'eau est $l = \lambda + 2h\tau$ et $\frac{l}{\lambda} = 1 + 2\tau \frac{h}{\lambda}$

La section hydraulique est :

$$R = \frac{w}{X} = \frac{h(\lambda + \tau h)}{\lambda + 2h\sqrt{1+\tau^2}} \quad \text{et} \quad \frac{R}{h} = \frac{1 + \tau \frac{h}{\lambda}}{1 + 2\sqrt{1+\tau^2} \frac{h}{\lambda}}$$

Il est commode de se servir d'abaques de $\frac{w}{\lambda h}$, $\frac{X}{\lambda}$, $\frac{l}{\lambda}$ et $\frac{R}{h}$ établis en fonction de $\frac{h}{\lambda}$ et de τ , qui se tracent très facilement.

Remarquons que $\frac{dw}{dh} = \lambda + 2h\tau = l$ (toujours croissant)

$$\frac{dX}{dh} = 2\sqrt{1+\tau^2} = \text{cte}$$

$$\frac{dl}{dh} = 2\tau = \text{cte}$$

Enfin $\frac{R}{h}$ varie de 1 pour $\frac{h}{\lambda} = 0$ à $\frac{\tau}{2\sqrt{1+\tau^2}}$ pour $\frac{h}{\lambda} = \infty$, en restant toujours positif. Donc R est toujours croissant si h augmente.

§3. Section minimum écoulant un débit Q en pente i en mouvement uniforme.

Tous adoptons la formule de Bazin

$$Ri = \left(1 + \frac{\beta}{\sqrt{R}}\right)^2 u^2 = b_R u^2$$

or $u = \frac{Q}{w}$, donc

$$w^2 = Q^2 \frac{b_R}{Ri}$$

La section w est minimum lorsque $dw = 0$ ou $d\left(\frac{b_R}{R}\right) = 0$.

$$\left. \frac{dR}{d\lambda} \right|_{\lambda=0} = 0 \rightarrow \left[\frac{VR}{R} \right] \neq 0 = \frac{-140R^2}{R^2} \left[\frac{d}{\sqrt{R}} + 1 + \frac{d}{\sqrt{R}} \right] dR = \frac{(1 + \frac{d}{\sqrt{R}})(1 + 2\frac{d}{\sqrt{R}})}{R^2}$$

soit : $-\frac{(1 + \frac{d}{\sqrt{R}})(1 + 2\frac{d}{\sqrt{R}})}{R^2} dR = 0$ ou $dR = 0$, car w et R sont des fonctions des mêmes variables h et λ .

Le minimum de w correspond au maximum de R .

or $R = \frac{W}{x}$, donc $dR = \frac{dw}{x} - \frac{w dx}{x^2} = 0$.

et comme $dw = 0$, on a donc $dx = 0$, pour la même raison que ci-dessus.

Donc, $dw = h d\lambda + (\lambda + 2h\zeta) dh = 0$

$dx = d\lambda + 2\sqrt{1+\zeta^2} dh = 0$

d'où $h = \frac{\lambda + 2h\zeta}{2\sqrt{1+\zeta^2}}$ et $\left(\frac{h}{\lambda}\right)_{\min} = \frac{1}{2\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta} = h$.

Pour $\zeta = 0$	$1/2$	$1/\sqrt{3}$	1	1.5	2	3	4	
h	0,5	0,805	0,875	1,22	1,67	2,15	3,12	4,16

Remarquons que l'expression ci-dessus peut s'écrire $h = \frac{b}{2} \cos \theta$, ce qui montre que le trapèze est circonscrit au cercle de rayon h .

On voit que : $w = (2\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) h^2$.

$x = 2(2\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) h$,

d'où $R = \frac{w}{x} = \frac{h}{2}$

Donc : $\frac{q^2 b R}{A \beta i} = R w^2 = \left(\frac{2\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta}{2}\right)^2 h^5 = A h^5$

Pour : $\zeta = 0$	$1/2$	$1/\sqrt{3}$	1	1.5	2	3	4	
A	2	1,51	1,50	1,66	2,20	3,05	5,60	g.

Donc, pour une valeur de ζ donnée, on peut déterminer h et A .

Pour obtenir h , il faut observer que $\frac{q^2}{A \beta i} = \frac{h^5}{\left(1 + \frac{\zeta}{\sqrt{0,5h}}\right)^2} = \Phi(h)$

Le premier membre est connu. Si l'on a tracé un abaque de Φ en fonction de h et ζ , on y trouve immédiatement h correspondant à la section minimum.

On peut se demander quel est le minimum ^{minimorum}, si ζ est variable. Étant donné que $dR = 0$, donc $dh = 0$, puisque $R = \frac{h}{2}$, on a :

$dw = h d\lambda + h^2 d\zeta = 0$,

$dx = d\lambda + 2h\zeta d\zeta = 0$,

d'où $d\zeta \left(1 - \frac{2\zeta}{\sqrt{1+\zeta^2}}\right) = 0$ ou $1 - 3\zeta^2 = 0$, $\zeta = \frac{1}{\sqrt{3}}$, $\theta = 30^\circ$

La section la plus favorable est le $\frac{1}{2}$ hexagone régulier.

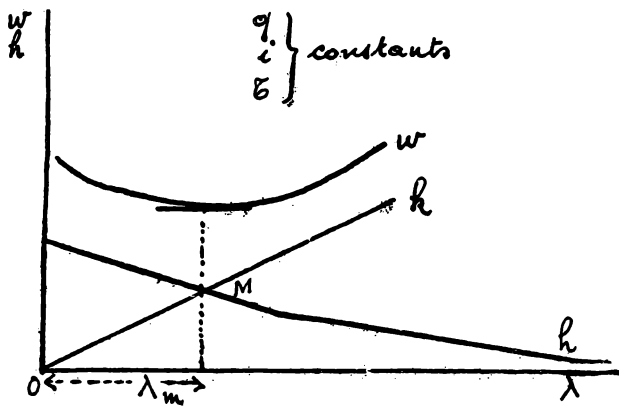
On constate aisément que les $\frac{1}{2}$ polygones réguliers à nombres pairs de côtés donnent des sections d'autant plus favorables que le nombre de côtés est plus grand. Le minimum absolu est réalisé par le cercle.

On a : $w = \frac{\pi}{2} r^2$ $X = \pi r$, $R = \frac{w}{X} = \frac{r}{2}$ et :

$$\frac{q^2 b R}{i} = R w^2 = \frac{\pi^2}{8} r^5 = A h^5 \quad A = 1,24$$

§ 4. Influence de la variation de la largeur λ

Considérons q , i et \bar{c} constants. Pour $\lambda = 0$ (section triangulaire)



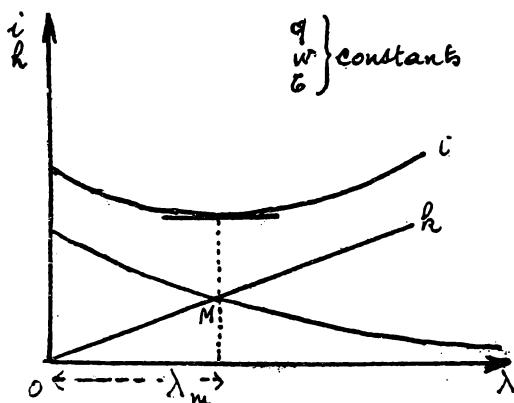
il existe des valeurs bien déterminées de h et de w . Lorsque λ croît, h décroît nécessairement, suivant une courbe asymptotique à l'axe des λ ($h = 0$).

La condition du minimum de section est $\frac{h}{\lambda} = k$, c'est l'équation d'une droite qui coupe la courbe de h

au point M . Pour la valeur de λ_m correspondante, w est minimum.

La tangente à la courbe de w est // à l'axe des λ au point correspondant. La concavité de cette courbe est vers le haut. La vitesse est maximum pour $\lambda = \lambda_m$.

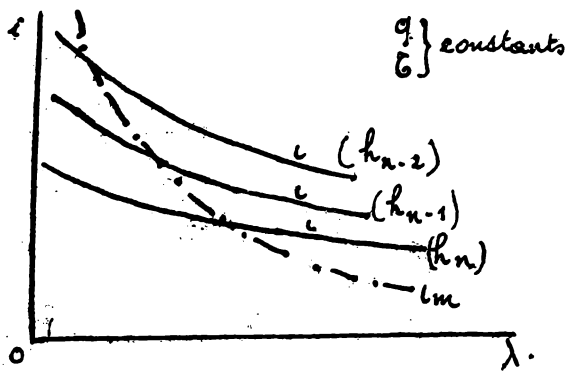
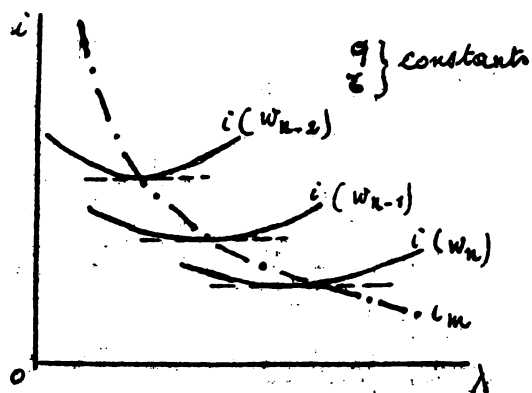
Dans les canaux en terre, λ est généralement $> \lambda_m$. Il en résulte qu'une réduction de λ (resserrement ou endiguement) augmente h et réduit w , donc augmente la vitesse. On peut envisager un tel resserrement pour dévaser ou empêcher le dépôt des vases dans un canal.



Supposons ensuite que q , w et \bar{c} soient constants. Pour $\lambda = 0$, il existe des valeurs bien déterminées de h et de i . Si λ croît, h décroît asymptotiquement à la valeur $h = 0$.

Tracons la droite $\frac{h}{\lambda} = k$, qui coupe la courbe de h au point M . En ce point

R est maximum ($dR=0$), donc aussi h_R et comme q et w sont constants, i est minimum. La courbe de i a une tangente // à l'axe de λ en ce point et est partout concave vers le haut. La vitesse est constante.



Nous pouvons tracer un abaque cartésien des courbes de h et de i , cotées en valeurs échelonnées de w . Tous les minima de i se trouvent sur une courbe i_m .

Comme il y a relation univoque entre w , h et λ , on peut aussi établir un abaque cartésien de i coté en valeurs échelonnées de h et continuant également la courbe i_m .

§ 5. Vitesse maximum.

Pour les vitesses critiques d'affouillement, on peut adopter les chiffres du tableau de Telford. On évitera les trop faibles vitesses, qui favorisent les envasements et la croissance des plantes aquatiques. Il y a intérêt à faire usage d'un revêtement permettant d'accroître la vitesse. Actuellement, le revêtement le plus avantageux est le béton, qui permet les vitesses que supportent les rocs durs, c'est-à-dire de 2 à 3 m/". Ces vitesses sont excessives pour les canaux de navigation, dont le revêtement complet serait d'ailleurs trop coûteux. Les revêtements de ces canaux se feront généralement en pierres cassées, permettant des vitesses inférieures à 1 m/", limite à ne pas dépasser pour la navigation. La vraie limite est la vitesse de fond maximum v_e .

D'après les considérations précédemment exposées de M. H. Hœchlin, on a :

$$u = (1 + 0,60 \sqrt{R}) v_{fm}, \quad \text{lorsque } u < 3 \text{ m/"}$$

v_{fm} étant la vitesse moyenne de fond.

Il semble que l'on puisse admettre approximativement $v_e = 1,25 v_{fm}$.

pour une section peu large, tandis que pour une section très large

$$v_{fm} = v_c.$$

On détermine de la sorte, approximativement, la valeur v_c limite de v . Par conséquent, dans la détermination des dimensions d'un canal quelconque, il faut tenir compte de la condition $w \geq \frac{q}{v_c}$.

Si aucune autre condition concomitante n'est imposée, on cherchera toujours à adopter la solution $w = w_c = \frac{q}{v_c}$ et la pente minimum i_m correspondante, qui est suffisante pour éviter les ensasements. Ces 2 conditions donnent généralement le débit minimum et réduisent au minimum la perte d'énergie potentielle.

Pour les canaux d'irrigation et de drainage, il y a intérêt à adopter des profils aussi stables que possible, pour assurer le fonctionnement certain du système et réduire les frais d'entretien et d'exploitation. Il faut donc éviter les érosions comme les affouillements. L'appréciation des vitesses convenables peut être difficile. Elle est en relation avec un autre facteur, facile à observer, c'est la pente naturelle des cours d'eau de la région en état d'équilibre. On pourra donc alors se fixer une certaine pente, entre certaines limites pratiques, et on adoptera w_m correspondant, on vérifiera toutefois la vitesse v .

§6. Canal d'adduction, de dérivation ou de drainage.

Tous considérons que le niveau initial d'amont est donné.

Pour un canal d'amenée d'usine hydroélectrique, on adoptera en principe la solution précitée : $w = w_c$ et $i = i_m$. Mais si l'on veut réduire encore la perte de chute, on se fixera $i = i_c$ et on déterminera $w_m > w_c$. Ou bien on établira, par un calcul d'économie :

$$w_{ec} > w_c, \quad i_{ec} = i_m \text{ correspondant.}$$

Pour un canal d'irrigation, d'alimentation ou de dérivation, on adoptera en principe la 1^{ère} solution $w = w_c$ et $i = i_m$. Mais il faut vérifier que le plan d'eau ainsi réalisé corresponde aux niveaux des diverses prises d'eau. Il faut donc $v < v_c$.

Si le niveau est trop élevé, la solution la plus avantageuse consiste à établir un déversoir de prise d'eau. Elle est généralement préférable

si celle qui consiste à augmenter la pente pour arriver au niveau de prise, car il faut toujours $w \geq w_l$, donc les terrassements sont augmentés. En effet, à débit et section constante, lorsque i croît, h décroît et λ croît. Donc la largeur du canal augmente, de même que la profondeur des déblais, à cause de la pente. Si la pente devenait trop forte, il faudrait un abaissement général du plan d'eau, solution également onéreuse. Cependant, il faut tenir compte du niveau des nappes souterraines et des pertes par infiltration; c'est une question de cas concret.

Si la pente i_m était trop forte, il faudrait choisir $i = i_l$ et $w = w_m > w_l$, solution évidemment la plus économique possible, vu les circonstances. S'il y a des prises d'eau successives, le débit diminue d'un tronçon à l'autre. On étudie les tronçons successifs et aux limites, on substitue des raccords progressifs aux discontinuités de sections et de pentes. Éventuellement, on détermine les axes correspondants à ces raccords.

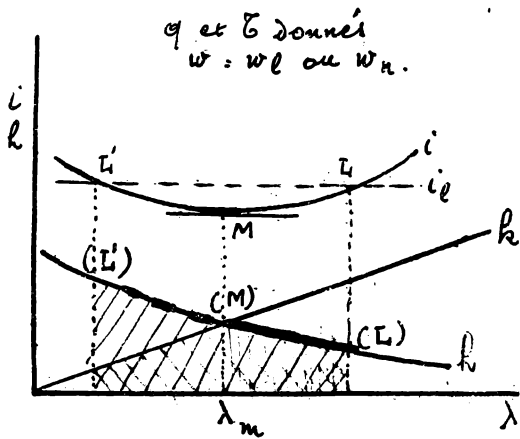
Pour un canal de drainage, la situation est renversée, en ce sens que le débit va croissant d'un tronçon à l'autre et que le plan d'eau du canal doit être inférieur aux niveaux deversement des affluents. Il faut donc dans ce cas $i > i_l$. Il faut, en vue de l'économie, envisager la solution $i = i_l$ et $w = w_m$ correspondant, $w_m > w_l$. S'il arrivait que $w_m < w_l$, on adopterait $w = w_l$ et on déterminerait $i = i_m > i_l$ ou bien on prendrait $i = i_l$ si $i_m < i_l$.

§ 7. Canal de navigation.

Si le canal doit servir à la navigation, il faut en tenir compte d'abord dans la fixation de la vitesse limite u_l , généralement plus réduite. On en déduit: $w > w_l = \frac{q}{u_l}$. Mais en outre, il faut $h > h_n$ et $\lambda > \lambda_n$, h_n et λ_n étant les profondeurs et largeurs minima exigées pour la navigation. Il y correspond une section w_n . Si $w_n > w_l$, les conditions $h > h_n$ et $\lambda > \lambda_n$ sont suffisantes. Si, au contraire, $w_n < w_l$, il faut considérer les 3 conditions.

$$w > w_{\ell} \quad \lambda > \lambda_n \quad \text{et} \quad h > h_n.$$

Enfin, le niveau initial d'amont est supposé donné, et le canal doit nécessairement aboutir dans le bassin d'aval à un niveau supérieur ou au moins égal à celui de ce bassin. Donc, il y aura une limite supérieure de pente, $i < i_{\ell}$. En principe il y aura avantage à adopter



On se reportera au diagramme de i et h en fonction de λ . Généralement, $\frac{h_n}{\lambda_n} < k$, le point N de coordination (h_n, λ_n) se trouve sous la droite k . Pour que ce problème soit soluble, il faut que le point N se trouve
 1°) en dessous de la courbe de h .
 2°) entre les ordonnées des points d'inter.

section L et L' de la droite $i = i_{\ell}$ avec la courbe de i . Si $i_{\ell} < i_m$, il faut augmenter la section w .

Le point N de coordonnées (λ_n, h_n) peut - théoriquement - être situé n'importe où dans la zone hachurée de la figure ci-contre.

Si ces conditions sont satisfaites et que $\lambda_n < \lambda_m$ (N à gauche de M) on adoptera $i = i_m$. Si $\lambda_n > \lambda_m$, on adoptera $i = i_n < i_{\ell}$. Donc, c'est le segment Mh qui est pratiquement le lieu des solutions, complété par $L'M$ si $\frac{h_n}{\lambda_n} > k$.

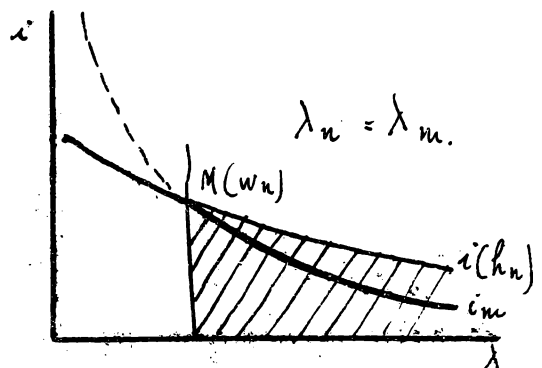
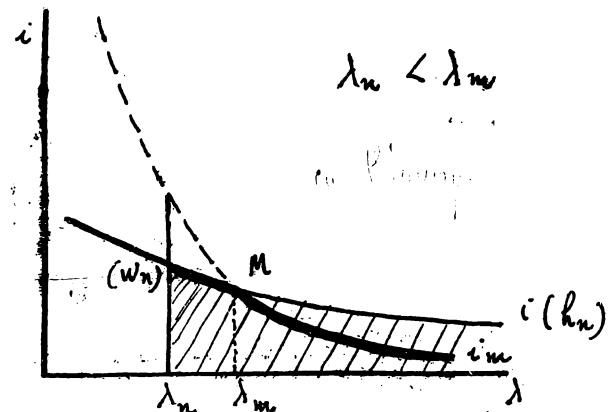
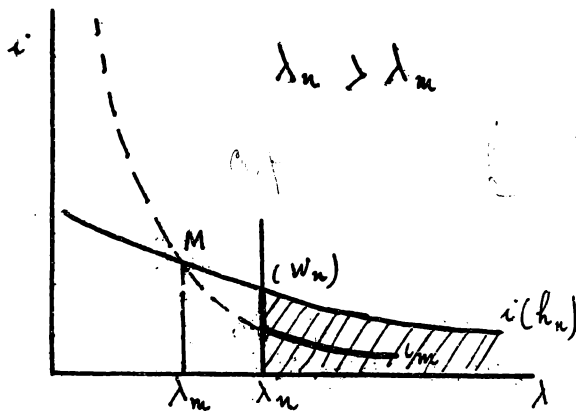
Si la valeur de i trouvée est $> i_{\ell}$, ou bien si l'on s'impose i_{ℓ} , on se servira des diagrammes de variation de i en fonction de λ , h et w , contenant la courbe i_m .

Si $w_{\ell} < w_n$, il suffit d'observer les conditions $h > h_n$ et $\lambda > \lambda_n$. On envisage le diagramme de i en fonction de λ pour $h = h_n$ et la courbe de i_m . On trace la droite $\lambda = \lambda_n$, qui peut occuper trois positions relatives par rapport à l'intersection M de la courbe $i(h_n)$ et de la courbe i_m .

La solution doit se trouver à droite de λ_n sur la // à l'axe des abscisses d'équation $i = i_{\ell}$. On choisira évidemment le point donnant la plus petite valeur de w . Dans ces conditions, dans les trois cas

①) la section minimum w_{ℓ} ou w_n et adopter la valeur la plus petite de i hydraulique.
 conditions $\lambda > \lambda_n$ et $i < i_{\ell}$

$\lambda_n < \lambda_m$, $\lambda_n = \lambda_m$ et $\lambda_n > \lambda_m$, les solutions à adopter se trouvent sur les segments des courbes i_m , $i(h_n)$ et λ_n tracés en trait fort.



Les zones hachurées représentent les zones des solutions possibles, qui déterminent une limite supérieure de i .
 Si $w_l > w_n$, le problème est plus complexe. Il faut réaliser à la fois

trois conditions $w > w_l$, $h > h_n$ $\lambda > \lambda_n$

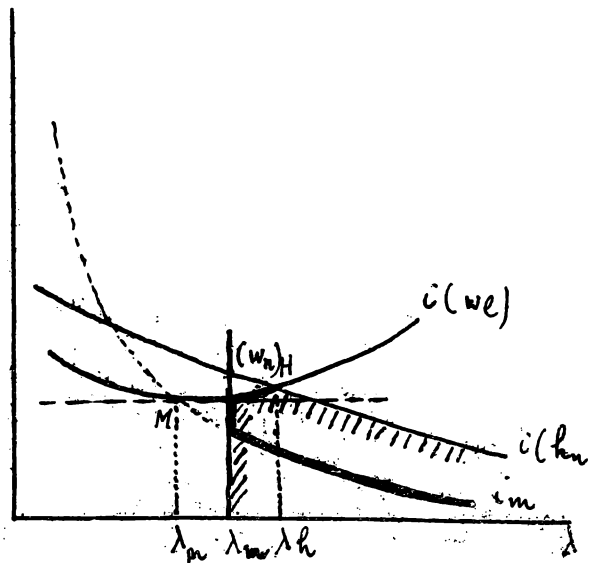
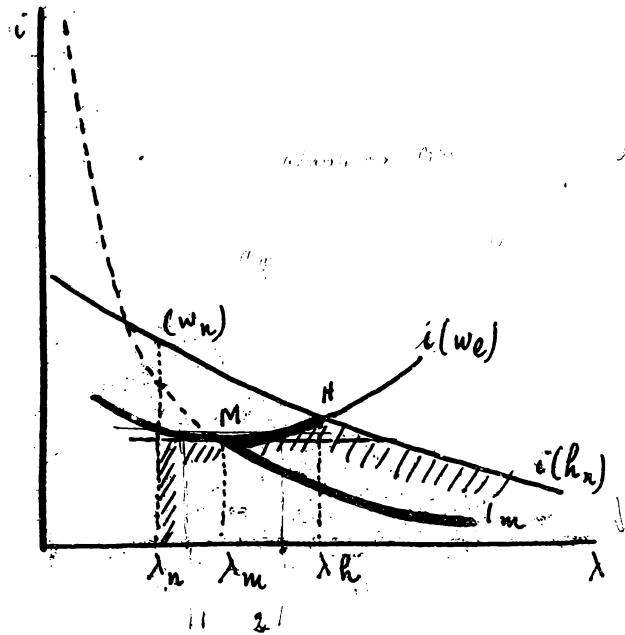
On trace, en fonction de λ les courbes de i pour $w = w_l$.
 de i pour $h = h_n$
 de i_m .

enfin la droite $\lambda = \lambda_n$.

Diverses positions relatives de ces courbes sont possibles; elles sont indiquées au croquis ci-contre. Les solutions possibles sont dans les zones hachurées; il y a donc une limite supérieure de i . On adopte évidemment comme solutions les plus petites valeurs de w correspondant à $i = i_l$. Dans ces conditions, les lieux des solutions sont les segments de courbe dessinés en traits renforcés. Il suffit de prendre leur intersection avec la droite $i = i_l$. Dans le 1^{er} cas, pour certaines valeurs de i_l , il y a 3 solutions $w = w_l$ possibles, de part et d'autre de M . Elles ne se distinguent que par des valeurs différentes de λ . On prend généralement la solution correspondant à la plus grande valeur de λ , par suite du moindre développement des herges et de la

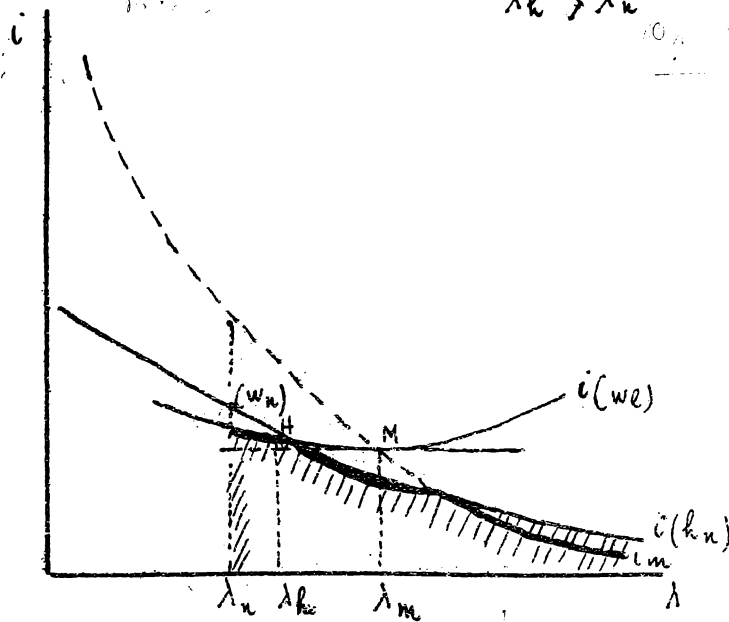
comparable avec les conditions $A > \lambda_n$, $h > h_n$ et $i < i_l$.

moindre fluctuation de niveau en cas de variation de débit.



N.B. Puisque $w_l > w_n$, on a nécessairement $\lambda_h > \lambda_n$.

Étude des conditions de stabilité des canaux.



③ Pour la résolution d'un problème concret, il n'est pas nécessaire de tracer les courbes, il suffit de déterminer λ_m par les 2 conducteurs $w = w_l$ et $\frac{h}{\lambda} = h$, et le point H par les conditions $w = w_l$, $h = h_n$. Les valeurs de λ_m et de λ_h comparées à λ_n indiquent quel est le cas à considérer et si la valeur de λ à adopter comme solution se trouve sur i_m , $i(we)$, $i(hn)$ ou est λ_n .

§ 8. Abaqués pour le calcul des sections.

Par suite de la forme variable du coefficient c de la formule de Bazin,

le calcul des sections est assez complexe et se fait en principe par tâtonnements.

On peut faciliter ce calcul par les abaques suivants.

- 1°) un abaque cartésien de $\frac{W}{\lambda h}$, $\frac{x}{\lambda}$, $\frac{l}{\lambda}$ et $\frac{R}{h}$ en fonction de $\frac{h}{\lambda}$ et de δ , comportant la courbe $\frac{h}{\lambda} = h_m$ fonction de δ donnant les minima ;
 - 2°) un abaque cartésien de $C\sqrt{R}$ en fonction de R et des coefficients de viscosité δ ; donnant également les valeurs de $u = (C\sqrt{R})\sqrt{v}$.
 - 3°) un abaque des valeurs de la fonction $\Phi(h_m)$ en fonction de δ et h_m .
-
-

Chapitre V

Régime variable.

Les crues.

§1. Equation du régime variable.

Nous avons étudié déjà un cas de régime variable, c'est celui du régime propre des nappes souterraines. Ces phénomènes présentent quelque analogie dans le régime variable d'un cours d'eau. Dans une section, la hauteur d'eau, le débit et les vitesses varient d'un instant à l'autre.

Mais nous ferons l'hypothèse que les vitesses varient progressivement et que leurs directions sont toutes sensiblement parallèles et constantes. Si nous considérons deux sections infiniment voisines distantes de ds , le supplément de débit sorti par la section d'aval doit être égal à la diminution du volume compris entre les 2 sections. $-dQ/dt = d\Omega \cdot d$.

L'équation de continuité en régime variable est donc $\frac{d\Omega}{dt} + \frac{dQ}{ds} = 0$.

Si la section Ω du cours d'eau est sensiblement rectangulaire et assez large, on peut simplifier l'équation en considérant le débit par unité de largeur, on a $\Omega = h \cdot l$. $\frac{dh}{dt} + \frac{dq}{ds} = 0$.

Si u est la vitesse moyenne // à la direction générale du courant

$$Q = \Omega u$$

$$\text{et} \quad \frac{dQ}{ds} = u \frac{d\Omega}{ds} + \Omega \frac{du}{ds}$$

En considérant le débit par unité de largeur, on peut donc écrire :

$$\frac{dh}{dt} + u \frac{dh}{ds} + h \frac{du}{ds} = 0$$

En supposant la pente négligeable, les équations d'Euler s'écrivent :

à qui 2 équations
appas de
vitesse unit $\frac{dh}{ds}$
12.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} = -\frac{du}{dt} - u \frac{du}{dx} - w \frac{du}{dz} \\ \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dz} = -g - \frac{dw}{dt} - u \frac{dw}{dx} - w \frac{dw}{dz} \end{array} \right. \quad \frac{\partial \rho}{\partial x} = \rho \left(X - u \frac{\partial u}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial y} \right)$$

Pour simplifier l'étude du phénomène et selon l'hypothèse exposée ci-dessus, nous négligerons les vitesses ^{avant l'z} verticales vis à vis de u, ainsi que leurs variations d'une section à l'autre. En outre, nous négligeons les termes de frottements et de pertes de charge, les phénomènes étant de peu d'amplitude et les surfaces étant faibles. On a donc:

constante de la continuité

$$\frac{dh}{dt} + h \frac{du}{ds} = 0 \quad \text{car } \frac{ds}{dt} = 0 \Rightarrow \text{avant de continuer}$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} = - \frac{du}{dt} - u \frac{du}{dx}$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dz} = - g - \frac{dw}{dt}$$

§ 2. Formule générale des ondes de translation.

On donne le nom d'onde de translation à une forme de régime variable caractérisée par le déplacement d'une intumescence ou dépression de la surface libre de l'eau. Ce déplacement s'effectue avec une vitesse appréciable, et peu variable. L'intumescence se déplace en conservant sa forme (onde solitaire) ou en se déformant progressivement pour finir éventuellement par se briser. Dans un liquide en repos, les molécules sont plus ou moins déplacées par le passage de l'onde et ne reviennent pas au point initial.

Nous allons appliquer les équations du § précédent à l'étude d'une telle onde se produisant dans un liquide au repos dans un canal horizontal, de section rectangulaire et de profondeur H, la largeur étant égale à 1. Nous appellerons η la hauteur d'un point quelconque de l'intumescence au-dessus de la surface libre.

La 2^e équation d'Euler donne: $\frac{p_0}{\rho} = g(H + \eta - z) + \int_z^{H+\eta} \frac{dw}{dt} dz$. On ne considère que le cas où l'onde se déplace à la surface.

La vitesse w est nulle au fond et à la surface, elle vaut $\frac{d\eta}{dt}$. Admettons qu'elle varie linéairement, ce qui est une hypothèse acceptable par suite des faibles valeurs des vitesses verticales. $w = \frac{\eta}{H} z$

En effet, l'équation générale de continuité est $\frac{du}{dx} + \frac{dw}{dz} = 0$.

Substituons à u sa valeur moyenne, c'est-à-dire supposons u constant, donc indépendant de z . $dw = - \frac{du}{dx} dz$ et $w = -z \frac{du}{dx}$.

En négligeant η par rapport à H , on a, d'après l'autre forme de l'équation de continuité $\frac{dh}{dt} + H \frac{du}{dx} = 0$.

donc $\frac{du}{dx} = -\frac{1}{H} \frac{dh}{dt}$ et $w = \frac{z}{H} \frac{dh}{dt} = \frac{z}{H} \frac{d\eta}{dt}$.

Sans l'hypothèse de la variation linéaire de w correspond à celle de la constance de u et u est pas exacte, mais suffisamment approximative, attendu que les variations de u peuvent être considérées comme modérées.

Donc $w = \frac{z}{H} \frac{d\eta}{dt}$ et $\frac{dw}{dt} = \frac{z}{H} \frac{d^2\eta}{dt^2}$.

Donc

$$\frac{p}{\rho} = g(H + \eta - z) + \frac{d^2\eta}{dt^2} \frac{H^2 - z^2}{2H}$$

en admettant que η soit assez petit par rapport à H pour que $(H - \eta)^2 = H^2$.

Différencions cette équation par rapport à x et égalons lui à la première équation d'Euler.

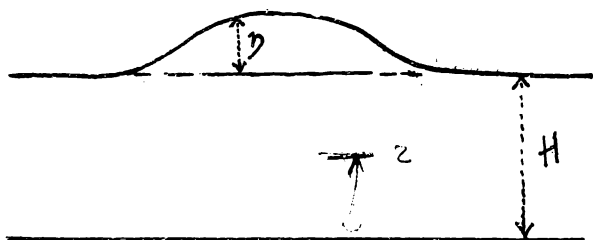
$$-\rho u = \rho g \frac{d\eta}{dx} + \frac{\partial^3 \eta}{\partial x \partial t^2} \frac{H^2 - z^2}{2H} + \frac{du}{dt} + u \frac{du}{dx} = 0.$$

Si nous appliquons cette équation à la valeur moyenne de u , nous devons envisager la valeur moyenne de $\frac{H^2 - z^2}{2H} = \frac{H}{3}$.

Donc, on obtient enfin l'équation :

$$g \frac{d\eta}{dx} + \frac{\partial^3 \eta}{\partial x \partial t^2} \frac{H}{3} + \frac{du}{dt} + u \frac{du}{dx} = 0. \quad (2)$$

qui avec l'équation de continuité $\frac{d\eta}{dt} + \frac{\partial}{\partial x} [(H + \eta)u] = 0. \quad (3)$



déterminer le problème. On peut théoriquement, d'après les conditions aux limites, déterminer η , c'est à dire la forme de l'onde et u .

u c'est à dire les vitesses.

Cherchons la vitesse de propagation de l'onde. Soit V cette vitesse. cela signifie que lorsque t croît de dt , x croît de $V dt$, sans que η ni u ne se modifient. Ou encore, η et u sont les mêmes à l'instant t en un point $x + dx = x + V dt$ qu'au point x à l'instant $t - \frac{dx}{V}$. Il en résulte que leurs dérivées par rapport à t sont égales à $-V$ fois les dérivées par rapport à x .

En effet, à l'instant t , au point x , on a une certaine valeur A de la fonction

à l'instant t , au point $x + dx$, on a une certaine valeur $A + \frac{dA}{dx} dx$

" " $t - dt$ " " x " " " " $A - \frac{dA}{dx} dt$

Par suite, de la nature du mouvement, les 2 dernières valeurs sont équivalentes d'où :

$$-\frac{dA}{dt} dt = \frac{dA}{dx} dx, \text{ donc } \frac{dA}{dt} = -\frac{dx}{dt} \frac{dA}{dx} = -V \frac{dA}{dx}$$

Les équations précédentes deviennent en écrivant : $\frac{d\eta}{dt} = -V \frac{d\eta}{dx}$, de $V =$

$$V = \left(-\frac{du}{dx} \right) / \left(-\frac{dx}{dt} \right) = -V \frac{du}{dx} \quad \frac{du}{dt} = -V \frac{du}{dx}$$

$$\frac{\partial^3 \eta}{\partial x \partial t^2} = \frac{\partial}{\partial t} \left[\frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial t} \right] = -V \frac{\partial^3 \eta}{\partial x^2 \partial t} = V^2 \frac{\partial^3 \eta}{\partial x^3}$$

ce qui suit

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial \eta}{\partial x} \right] = \frac{\partial}{\partial x} \left[(H + \eta) u \right]$$

$$\left(2 \right) \rightarrow g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{H V^2}{3} \frac{\partial^3 \eta}{\partial x^3} - V \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial u}{\partial x} = 0$$

$$\left(3 \right) \quad V \eta = u(-\eta) \quad u = \frac{V \eta}{H + \eta}$$

intégrer par rapport à x en tenant compte $u = \frac{V \eta}{H + \eta}$

$$\left(1 \right) \rightarrow \frac{V^2 \eta}{H + \eta} = g \eta + \frac{V^2 H}{3} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{V^2}{2} \left(\frac{\eta}{H + \eta} \right)^2$$

$$V^2 \left[1 - \frac{1}{2} \frac{\eta}{H + \eta} - \frac{H(H + \eta)}{3 \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right] = g(H + \eta)$$

$$V^2 \left[1 - \frac{1}{2} \frac{\eta}{H + \eta} - \frac{H^2}{3 \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right] = g(H + \eta)$$

On peut intégrer par rapport à x et prendre les constantes nulles et

$$\left(4 \right) \rightarrow V \eta = (H + \eta) u \rightarrow u = \frac{V \eta}{H + \eta}$$

$$\left(5 \right) \rightarrow V u = g \eta + \frac{V^2 H}{3} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{u^2}{2}$$

En éliminant u , on obtient

$$V^2 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\eta}{H + \eta} - \frac{H^2}{3 \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right) = g(H + \eta)$$

On en déduit, en négligeant les puissances de $\frac{\eta}{H}$ supérieures à la première et les produits de $\frac{\eta}{H}$ par $\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2}$

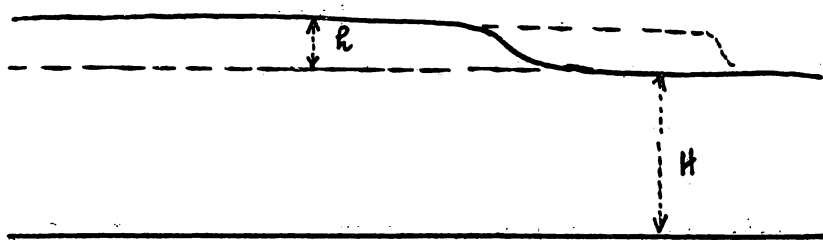
$$V = \sqrt{g(H + \eta) \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\eta}{H} + \frac{H^2}{3 \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right)}$$

ou approximativement

$$V = \sqrt{gH} \left(1 + \frac{3}{4} \frac{\eta}{H} + \frac{H^2}{6 \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right)$$

Donc la vitesse dépend essentiellement de \sqrt{gH} Elle est d'autant plus

grande que $\frac{\eta}{H}$ est plus grand, donc que l'intumescence est plus élevée et que $\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2}$ est plus grand, donc que la courbure de l'intumescence est plus forte. Enfin, elle dépend de η et de $\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2}$, elle varie donc d'un point à l'autre de l'onde. Donc la vitesse des différents points de l'onde est variable, et elle se déforme en se déplaçant. Pour les ondes de faible hauteur, on peut négliger $\frac{\eta}{H}$ et la courbure et écrire $V = \sqrt{gH}$. c'est la formule de Lagrange, que l'on emploie généralement pour les petites ondes des canaux etc. On peut écrire aussi



$V = \sqrt{g(H+\eta)}$
 Si l'on a affaire à une onde allongue, on peut admettre que sa hauteur

est constante et sa courbure donc nulle et $V = \sqrt{g(H + \frac{3}{2}\eta)}$ h étant la hauteur de l'onde.

§ 3. Onde solitaire

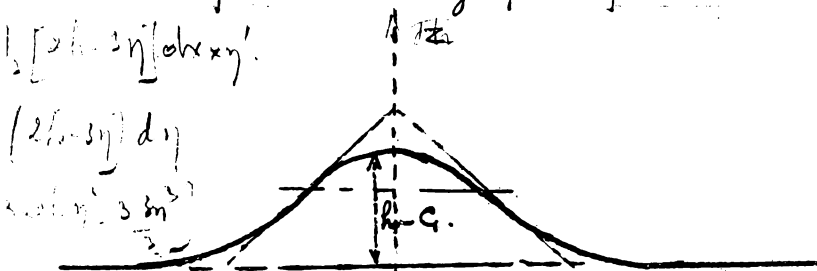
On a donné le nom d'onde solitaire à l'onde qui se déplace sans se déformer, c'est-à-dire dont tous les points ont même vitesse:

Pour que V soit indépendant de η , il n'y a qu'à poser:

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} = \frac{d\eta'}{dx} \text{ et } \eta' = \frac{d\eta}{dx} \quad \frac{3}{2} \frac{\eta}{H} + \frac{H^2}{3\eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} = \frac{h}{H} \rightarrow \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} = \frac{3\eta}{2H^2} \left[\dots \right]$$

h étant une constante arbitraire, d'où $V = \sqrt{g(H+h)} = \text{cte}$

Cette onde a une forme bien déterminée, elle est entièrement en sautoir et théoriquement asymptotique à la surface libre de l'eau. Elle est



symétrique par rapport à un axe vertical, sur lequel se trouve le sommet de hauteur h. Le centre de gravité de

l'onde est au tiers de cette

hauteur et l'onde a deux points d'inflexion à hauteur $\eta = \frac{2}{3} h$. En effet!

Pratiquement, l'onde se raccorde à la surface à distance finie.

Cette onde, qui tend à se former spontanément, ne se déforme pas et se conserve sur de très grandes distances. Sa propriété la plus intéressante

$$V = \sqrt{gH} \left[1 + \frac{3}{4} \frac{\eta}{H} + \frac{H}{6\eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right] = \sqrt{gH} \times \left[1 + \frac{2h}{H} \right] = \sqrt{gH} \left(1 + \frac{3}{4} \frac{\eta}{H} + \frac{H}{6\eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \right) = \sqrt{gH} \left[1 + \frac{2h}{H} \right] = \sqrt{gH} \left[1 + \frac{2h}{H} \right]$$

est la trajectoire des particules liquides, déterminée par M. Boussinesq en eau tranquille. Ce sont des arceaux paraboliques dont la largeur



est égale au quotient de la surface de l'onde par la profondeur primitive et dont la hauteur est égale à celle de l'onde sous les points de la surface; pour les autres points, elle est proportionnelle à la distance au fond. Donc toutes les particules sont déplacées de la même quantité, le mouvement étant trop lent au commencement et à la fin, la vitesse max. horizontale correspondant au passage du sommet de l'onde.

L'équation de l'onde est : $\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} = \frac{3D}{2H^3} (2h - 3\eta)$ (Equat 1 page 153)

Multiplications les 2 membres par $2 \frac{\partial \eta}{\partial x} dx$ et observons que $\frac{\partial \eta}{\partial x} = 0$, lorsque $\eta = 0$, on a $\frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} dx = \frac{3D}{2H^3} (2h - 3\eta) \frac{\partial \eta}{\partial x} dx$ la flèche hori sur $\frac{\partial \eta}{\partial x} dx$
 $\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)^2 = \frac{3D}{H^3} (h - \eta)$

Appelons $q = \int \eta dx$ l'aire de l'onde, on a $dq = \eta dx$, donc

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = \frac{\partial \eta}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial x} = \eta \frac{\partial \eta}{\partial q} \Rightarrow \left(\frac{\partial \eta}{\partial q}\right)^2 = \frac{1}{\eta^2} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)^2 = \frac{1}{\eta^2} \times \frac{3D}{H^3} (h - \eta)$$

donc

$$\left(\frac{\partial \eta}{\partial q}\right)^2 = \frac{3}{H^3} (h - \eta) \Rightarrow \sqrt{\frac{3}{H^3}} dq \cdot (h - \eta)^{-\frac{1}{2}} d\eta$$

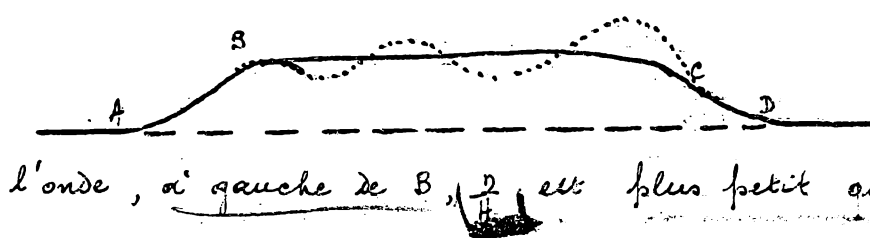
d'où l'intégrant $\sqrt{\frac{3}{H^3}} (q - c) = 2\sqrt{h - \eta}$ (d) Pour $\eta = 0$ $q = 0$, d'où $c^2 = \frac{4H^3 h}{3}$

Mais $q = \frac{Q}{2}$ pour $\eta = h$, donc $\left\{ \begin{aligned} c &= \frac{Q}{2} \\ c^2 &= \frac{4H^3 h}{3} \end{aligned} \right\}$ et $Q = 4H \sqrt{\frac{Hh}{3}}$

En éliminant c et h , on obtient $c^2 = \frac{4H^3 h}{3}$
 $\frac{3}{H^3} \left[q - \frac{Q}{2} \right]^2 = 4 \left[\frac{3Q^2}{4H^3} - \eta \right] \Rightarrow \eta = \frac{3}{4H^3} \left[q^2 + qQ - \frac{Q^2}{4} + \frac{Q^2}{4} \right] = \frac{3}{4H^3} q(Q - q)$

§ 4. Déformation des ondes allongées.

(Voir : Étude sur les ondes stables dans les canaux et cours d'eau par Bonneau - A.P.C. 1922 fasc. VI page 273.



Considérons une intumescence allongée ABCD se déplaçant de A vers D. A la queue de

l'onde, à gauche de B, $\frac{D}{H}$ est plus petit que $\frac{D}{H}$ à droite et la courbure

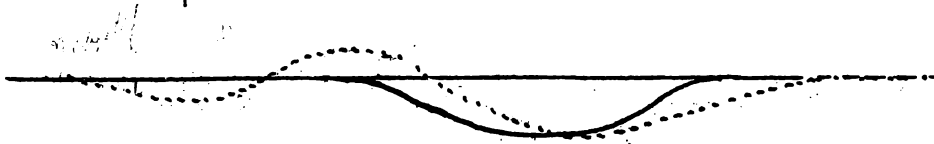
introduit dans la formule de V un terme négatif. Donc la queue AB de l'onde avance moins vite que le corps, donc l'onde tend à se morceler vers l'arrière en ondes courtes et qui prennent une courbure telle qu'elles se déplacent sans se déformer, donc en ondes solitaires.

Le même phénomène se produit à la tête CD de l'onde, la partie BC avance plus vite et tend à recouvrir CD , il en résulte un exhaussement de la tête de l'onde, qui prend une forme courbe correspondant à la vitesse générale de translation et qui est nécessairement suivie d'une série d'ondulations.

Si l'on a affaire à une onde allongée entretenue par l'envoi profond d'un débit d'eau dans le canal, le corps a une hauteur constante h et une vitesse constante, plus élevée que celle de la tête. Il en résulte la formation à l'avant d'une intumescence, appelée onde initiale, dont la hauteur est $1,5 h$ environ, d'après Bazin. Cette tête surélevée est nécessaire pour qu'elle ait la vitesse générale malgré sa courbure négative. Sa courbe de raccord a une courbure positive, il faut donc pour réduire sa vitesse que γ soit inférieur à h , donc qu'elle présente un creux et ainsi de suite. La tête de l'onde est donc formée



d'une série d'ondulations qui vont s'amortissant. Remarquons que les ondes négatives se déforment nécessairement, puisque l'onde solitaire est toujours en saillie. Sans une onde négative, les deux extrémités avancent plus vite que le fond. Donc, l'arrière s'élève en onde positive suivie d'ondulations, à l'avant l'onde s'allonge, elle s'étend donc sur une surface toujours plus grande, en même temps que le creux se réduit rapidement.



Observons enfin que les résistances internes et externes interviennent encore pour amortir

le mouvement des ondes, ce qui influe sur leur forme.

D'après les études de M. Boussinesq, les frottements internes ont une influence très faible d'amortissement, l'action des parois est plus considérable.

§5. Énergie des ondes de translation.

Les ondes de translation ont une certaine énergie intrinsèque : somme des énergie potentielle et cinétique. Admettons que l'onde ne change pas de volume, le travail des pressions est donc nul, puisqu'elles sont toujours \perp aux déplacements.

Considérons une onde non amortie de largeur égale à l'unité et de surface Q . L'énergie potentielle de l'onde est nécessairement.

$$E' = \int Q \xi$$

ξ étant l'ordonnée du centre de gravité de la surface.

Pour un élément, on a, $dE' = \pi \eta dx \times \frac{\eta}{2} = \frac{\pi \eta^2}{2} dx$.

L'énergie cinétique dE'' d'un élément de largeur dx est :

$$dE'' = \int (H + \eta) dx \frac{u^2}{2}$$

mais, d'après l'équation de continuité $\nabla \eta = (H + \eta) u \rightarrow u = \frac{\eta}{H + \eta} \nabla$

donc $dE'' = \int \frac{\rho \eta^2}{H + \eta} dx \frac{V^2}{2} = \frac{\rho g H^2}{2} dx \left\{ \frac{\eta^2}{H + \eta} \right\} = \frac{\pi \eta^2}{2} dx = dE'$

soit $E = 2E' = 2 \int Q \xi$.

Cette énergie représente la force vive de choc d'une onde se brisant contre un mur, elle est considérable.

Pour l'onde solitaire, $Q = 4H \sqrt{\frac{Hh}{3}}$ et $\xi = \frac{h}{3}$, donc $E = \pi \left(\frac{4}{3} H h \right)^{3/2}$

Il en résulte que, comme E reste sensiblement constant, si H décroît, h augmente. Si l'onde gravit une plage en pente douce, les lames deviennent plus hautes et finissent par déferler en s'amortissant lorsque $h = H$ environ.

§6. Onde dans un courant.

On peut en première approximation, considérer que la célérité relative de l'onde s'ajoute à la vitesse du courant. Mais M. Boussinesq a établi que l'inégale répartition des vitesses dans une section est une cause de retardement de l'onde. La vitesse doit donc recevoir un terme correctif et s'écrire comme suit pour une intumescence allongée :

$$V = u \pm \sqrt{gH} \left(1 + \frac{3}{4} \frac{h}{H} - \mu \right)$$

Soit u' l'accroissement de vitesse dû à l'onde. D'après l'équation de continuité et en adoptant pour la vitesse de l'onde la formule de Lagrange:

$$Vh dt = u'(H+h) dt \quad \text{en négligeant l'incrément } u' \text{ sur } H$$

$$V = \sqrt{gH} = \frac{H+h}{h} u' = \frac{H}{h} u' \quad \text{d'où } h = \sqrt{\frac{H}{g}} u'$$

Donc

$$V = u \pm \sqrt{gH} \left(1 - \mu \right) \pm \frac{3}{4} u'$$

Par exemple, dans un canal où l'eau circule avec une vitesse u , arrêtons le mouvement par fermeture brusque d'une vanne. Il se produit une onde ascendante. L'accroissement de vitesse est $u' = -u$, donc

$$V = u - \sqrt{gH} (1 - \mu) - \frac{3}{4} u = \frac{1}{4} u - \sqrt{gH} (1 - \mu)$$

D'après Bazin, la correction peut porter sur le premier terme, et il écrit:

$$V = + \frac{2}{5} u - \sqrt{gH}$$

On trouve dans l'hydraulique de Flamant un résumé de l'établissement par M. Boussinesq d'une formule rationnelle de V en fonction des éléments définissant le courant: profondeur, vitesse moyenne et vitesse maximum.

§ 7. Ondes de changement de régime -

Les ondes étudiées précédemment sont des phénomènes accidentels, dont les effets se superposent temporairement à l'état de repos ou de mouvement permanent de l'eau dans un canal. Après extinction du phénomène, l'état antérieur se reproduit sans modification sensible.

Mais il y a des ondes s'étendant sur des périodes très longues et constituant des régimes variables de grande durée, ce sont celles qui se produisent lors du changement de régime dans un canal. Par exemple, on augmente brusquement ou graduellement, mais pendant un temps assez long, le débit par l'extrémité amont du canal, ce qui constitue une crue, ou une décrue si l'augmentation est négative. L'augmentation de débit peut se faire par un affluent. Nous examinerons quelques cas concrets analogues. Observons seulement que ces changements de régime sont fréquents dans la nature et que leur étude, très complexe à cause des multiples circonstances intervenantes, est cependant d'une

grand intérêt pratique.

§ 8. Équations du mouvement variable dans un canal à grande section.

Nous admettrons encore quelques hypothèses simplificatrices : faible pente superficielle I, mouvement par filets sensiblement parallèles à la direction générale du courant ; enfin, bien que la vitesse moyenne U soit variable, nous admettrons que les coefficients α et η relatifs à cette vitesse moyenne sont constants.

Nous pouvons écrire, d'après les 2 équations simplifiées d'Euler :

Le mouvement se fait dans le plan xy :

$$\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} = - \frac{du}{dt} - u \frac{du}{dx} + f$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dz} = -g$$

d'où

si on considère la pression à la surface on doit donc prendre z et p au même point à la surface (pression atmosphérique) :

$$\left[g \frac{dz}{dx} - \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} \right] = \frac{du}{dt} + u \frac{du}{dx} + f$$

$$\frac{dz}{dx} - \frac{dp}{\rho g} = \frac{du}{dt} + \frac{1}{g} \frac{u du}{dx} + \frac{f}{g} + \frac{1}{g} I = \frac{1}{2g} \frac{d(u^2)}{dx} + \frac{1}{g} \frac{du}{dt} + \frac{f'}{g}$$

si la surface est libre $p = 0$; f' : coefficient de frottement pour un filet liquide

On ajoute un troisième terme F' pour tenir compte des frottements et on néglige le terme $\frac{du}{dt}$. En régime variable, il n'y a pas d'intu :

• absence locale, ce qui permet de ne pas tenir compte des vitesses locales. $\alpha = 1 +$

Intégrons : $\int u du = \frac{1}{2} u^2$; $\int u \frac{du}{dx} = \frac{1}{2} \frac{d(u^2)}{dx}$; $\int \frac{du}{dt} = \frac{dU}{dt}$; $\int f' dx = F'$; $\int I dx = I \Delta x$

Pour la totalité du courant, nous aurons, en appelant U la vitesse moyenne :

$$I = \frac{\alpha}{2g} \frac{d(U^2)}{dx} + \frac{1+\eta}{g} \frac{dU}{dt} + F' \text{ avec } F' = \frac{\int f' u du}{Q}$$

généralisation de l'équation de Bernoulli pour le mouvt variable.

Admettons que, en mouvement variable, le frottement obéit à la loi de Chézy, c'est-à-dire $\frac{bV^2}{R}$ soit : $F = \frac{bV^2 \chi}{\Omega}$

l'équation du mouvt variable devient enfin :

$$I = \frac{bV^2 \chi}{\Omega} + \frac{\alpha}{2g} \frac{dU^2}{dx} + \frac{1}{g} \frac{dU}{dt} \quad (1) \text{ en négligeant le coefficient } \eta$$

l'équation de continuité est :

$$\frac{d\Omega}{dt} + \frac{dQ}{dx} = 0 \text{ ou } \left[\frac{d\Omega}{dt} + \Omega \frac{dU}{dx} + U \frac{d\Omega}{dx} = 0 \right] \quad (2)$$

Ces deux équations déterminent V et x .

Pour ce qui est de h , observons que $I = i - \frac{dh}{dx} \cdot \sqrt{1-i^2}$. (voir page 122)
 La vitesse de propagation est rapportée au débit, c'est-à-dire que l'on

détermine la vitesse de propagation d'un débit instantané déterminé.

Supposons que l'on considère un système de variables x et t tel que le débit reste constant
 donc on a ds-lem: $dQ = 0$ ou $\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial Q}{\partial t} \frac{dt}{dx} - \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \end{array} \right.$

En combinant avec l'équation de continuité, on en déduit:

Célérité: $v_Q = \frac{dx}{dt} = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial Q}{\partial x}}$

(Vitesse de propagation d'un débit donné)

§9. Canal rectangulaire de grande largeur. -

Établissement d'un courant.

Étudions ce cas pour fixer les idées. La profondeur au repos est H , elle devient $H+h$ sous l'effet de l'onde. On a approximativement: $R \approx$ largeur,

$$R = H + h.$$

On a donc $\left\{ \begin{array}{l} \text{puisque } F = \frac{bv^2}{R} \\ \text{chez } \end{array} \right. F = \frac{bu^2}{H+h}.$

Nous admettrons que les mouvements soient assez lents pour qu'il y ait compensation entre la pente et les frottements, donc $i = F$ (cas du mouvement uniforme.) Enfin, en admettant $\alpha = 1$ et $\eta = 0$, les

équations du mouvement deviennent, en considérant que $W = H + h$ par unité de largeur. On sait que $I = i - \frac{dh}{dx}$.
 $I - \frac{bv^2}{R} = \frac{\alpha}{2g} \frac{dv}{dx} + \frac{1}{g} \frac{du}{dt}$ (1) $I = \frac{bv^2}{R} - \frac{dh}{dx}$ et plus: $I - \frac{bv^2}{R} = \frac{dh}{dx}$ (1')

$$g \frac{dh}{dx} + V \frac{dV}{dx} + \frac{dV}{dt} = 0$$

Équation (2) de continuité $\rightarrow \frac{dh}{dt} + (H+h) \frac{dV}{dx} + V \frac{dh}{dx} = 0$

Après le passage de l'onde, le courant devient uniforme, donc, ce n'est plus fonction de x mais
 Comme nous admettrons que V ne dépend que de h , nous pouvons écrire: une

$$\left\{ \begin{array}{l} g \frac{dh}{dx} + V \frac{dV}{dh} \frac{dh}{dx} + \frac{dV}{dh} \frac{dh}{dt} = 0 \\ \frac{dh}{dt} + (H+h) \frac{dV}{dh} \frac{dh}{dx} + V \frac{dh}{dx} = 0 \end{array} \right.$$

d'où, par élimination de $\frac{dh}{dt}$ et $\frac{dh}{dx}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dh}{dx} (g + V \frac{dV}{dh}) = - \frac{dV}{dh} \frac{dh}{dt} \\ \frac{dh}{dx} [(H+h) \frac{dV}{dh} + V] = - \frac{dh}{dt} \end{array} \right. \quad (0)$$

d'où ^{condition} $g + V \frac{\partial V}{\partial h} = [(H+h) \frac{\partial V}{\partial h} + V] \frac{\partial V}{\partial h}$, ou

$$-(H+h) \left(\frac{\partial V}{\partial h} \right)^2 = g$$

(α) $\frac{\partial V}{\partial h} = \pm \sqrt{\frac{g}{H+h}}$ $\rightarrow \left. \begin{aligned} dV &= \pm \sqrt{g(H+h)}^{-\frac{1}{2}} dh \\ V &= \pm 2\sqrt{g(H+h)}^{\frac{1}{2}} + C \\ 0 &= 2\sqrt{gH} + C \end{aligned} \right\} V = \pm 2\sqrt{g(H+h)} - 2\sqrt{gH}$

(β) $V = 2(\sqrt{g(H+h)} - \sqrt{gH})$ car, par hypothèse,

$V = 0$ pour $h = 0$.

La vitesse moyenne est égale à la double différence des vitesses de propagation relatives des ondes correspondant au niveau surélevé et au niveau primitif. Ceci permet de déterminer h pour un débit donné Q , puisque $V = \frac{Q}{H+h}$ car on cherche h et non V .

En remplaçant V et $\frac{\partial V}{\partial h}$ par leurs valeurs dans l'équation de continuité, on obtient :

$$(0) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} [V(H+h) \left(\frac{\partial V}{\partial h} \right)] = \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} [2\sqrt{g(H+h)} - 2\sqrt{gH} + \sqrt{g(H+h)}]$$

ou $dx + dt [2\sqrt{g(H+h)} - 2\sqrt{gH}] = 0 \rightarrow \frac{dx}{dt} + \frac{\partial h}{\partial x} [3\sqrt{g(H+h)} - 2\sqrt{gH}] = 0$ car $V = \sqrt{g(H+h)}$ et $dV = 2\sqrt{g(H+h)}$

d'où : par intégration $x = [-3\sqrt{g(H+h)} - 2\sqrt{gH}]t + f(h) = (V+U)t + f(h)$,
 problème : Choisissant $x=f(h)$ à l'instant $t=0$, on a $x=0$ à l'instant t .
 en désignant par V la vitesse de propagation relative $V = \sqrt{g(H+h)}$

Donc le mouvement se fait comme si les sections se déplacent H à elles-mêmes avec la vitesse de propagation V , en même temps que le liquide traverse ces sections en mouvement avec une vitesse relative U .

Observons que, en vertu de la continuité, nous avons :

$$V h dt = V (H+h) dt$$

d'où $V = \frac{V h}{H+h}$

$1 - \frac{h}{H+h} = \frac{H}{H+h} = 1 - \frac{h}{H+h}$

formule déjà établie au § 3 et utilisée au § 5.

Elle est d'ailleurs identique à la formule ci-dessus de la vitesse U , car $\frac{V}{V} = 2(1 - \sqrt{\frac{H}{H+h}}) = 2 \left[1 - 1 + \frac{h}{2(H+h)} \right] = \frac{h}{H+h}$

ce qui suppose h^2 négligeable. Donc : $U = V \times \frac{h}{H+h}$ en ajoutant V à U

soit : $V+U = V \left(1 + \frac{h}{H+h} \right) \approx V \left(1 + \frac{h}{H} \right)$.

Observons que, à largeur constante, la vitesse de propagation absolue ($V+U$) est constante pour une hauteur donnée et croît avec h ;

les ordonnées les plus hautes avancent donc plus vite que les autres et la surface libre de l'onde se transforme jusqu'à avoir une courbure appréciable, auquel cas les équations simplifiées ne s'y appliquent plus.

§ 10. Applications du § précédent.

Si dans le canal étudié et en eau tranquille, on verse brusquement un débit q constant, il se produit une onde en intermésence qui dure tant que l'apport ce qui est précédé d'une onde initiale de hauteur $h_1 = Kh$. K varie entre 1 et 2 et est généralement voisine de 1,5. La vitesse de propagation relative est donc $V = \sqrt{g(H+h_1)}$ (La h_1 négligeant la courbure pour l'instant d'ici)

d'autre part, à cause de la continuité

$$q = Vh = \frac{Vh_1}{1.50} \quad (\text{débit par unité de largeur})$$

$$d'où \quad h_1 = Kh \quad q = \frac{h_1}{1.50} \sqrt{g(H+h_1)}$$

l'équation qui donne h_1 et V en fonction de q .

Si H est faible par rapport au débit, h_1 peut se rapprocher de H , l'onde initiale devient instable et déferle lorsque $h_1 \equiv H$, c'est à dire qu'elle se brise en écume par chute vers l'avant. L'onde est précédée d'une barre d'écume qui viennent constamment recouvrir les particules de l'arrière, toute l'onde a même hauteur.

On a donc $q \equiv VH$ et $V = \sqrt{2gH}$. (en admettant que les formules restent applicables) La vitesse du courant se détermine par les formules précédentes.

Si au contraire on arrête brusquement le courant par fermeture d'une vanne en aval, le débit s'annule brusquement et une onde se propage vers l'amont, laissant derrière elle un niveau supérieur au niveau primitif. Elle peut se propager très loin, jusqu'au bassin d'alimentation si la pente est faible; en cas de forte pente, elle disparaît à l'emplacement du ressant. Par une succession d'ondes, il s'établira un niveau horizontal ou un axe hydraulique si l'écoulement se rétablit en aval par dessus la vanne.

Pour une telle onde on a $h_1 = Kh$, K étant supérieur à 1 et,

après le passage de l'onde, l'eau devient stagnante, donc $Vh = u(H+h)$ ^{continuité}
 puisque le débit s'annule, u étant la vitesse initiale de l'eau.

La vitesse de propagation relative de l'onde est $V = \sqrt{g(H+h)}$

La vitesse absolue de l'onde est $V-u = \sqrt{g(H+h)} - u$. Il en résulte que
 $(V-u)h = uH$ (1) ^{permet de trouver un cas, on remonte}

En cas de déferlement, $H = h_1 = h$, d'où $V = \sqrt{2gH}$ (2)

Comme $V = 2u$, on voit que l'arrêt du courant produit le déferle-
 ment si $u > \frac{1}{2} \sqrt{2gH}$.
 (1) $\frac{h}{H} = H \text{ m. } V-u = u$

§ 11. Généralités sur les crues des cours d'eau...

Les cours d'eau naturels présentent périodiquement des crues, c'est-à-dire des augmentations considérables et prolongées de débit, suivies de décrues. Ce phénomène est progressif, mais, par suite de sa durée, constitue un vrai régime variable, d'ailleurs des plus complexes, à cause de la variation constante du débit. Et vrai dire, un cours d'eau naturel est toujours en régime variable, puisque les débits changent constamment. Mais en dehors des crues, ces variations sont généralement assez lentes ou les fluctuations assez faibles pour qu'on puisse admettre toujours que le régime permanent est établi. Il n'en est pas de même pour les crues, dont nous verrons que l'on peut d'ailleurs enregistrer l'onde.

Ce que nous avons dit du régime des cours d'eau et de leur alimentation éclaire assez la cause et la production des crues. Cette production est déjà très complexe, puisque en dehors des précipitations, du ruissellement, des causes de fusion, l'évaporation, l'infiltration et les causes souterraines exercent encore une certaine influence. L'étude du régime variable est aussi très compliquée, du fait que la loi de variation du débit est inconnue et complexe; que, par suite des débordements, la configuration du lit se modifie énormément, enfin que les affluents, dont les crues peuvent être décalées par rapport à celle du cours d'eau principal, troublent encore le phénomène.

Nous ferons donc une étude très générale, d'après les résumés de M. H. Roumant et Esjoux, dont on peut tirer déjà un ensemble de conclusions intéressantes.

§ 12. Courbe des débits de l'onde de crue.

Dans un phénomène aussi complexe qu'une crue, l'observation doit nécessairement suppléer à l'insuffisance du raisonnement.

Les observations limnimétriques, par échelles ou fluviographes, permettent, en un point d'un parcours d'eau, de relever la variation des profondeurs en fonction du temps. On peut donc tracer la courbe limnimétrique de crue

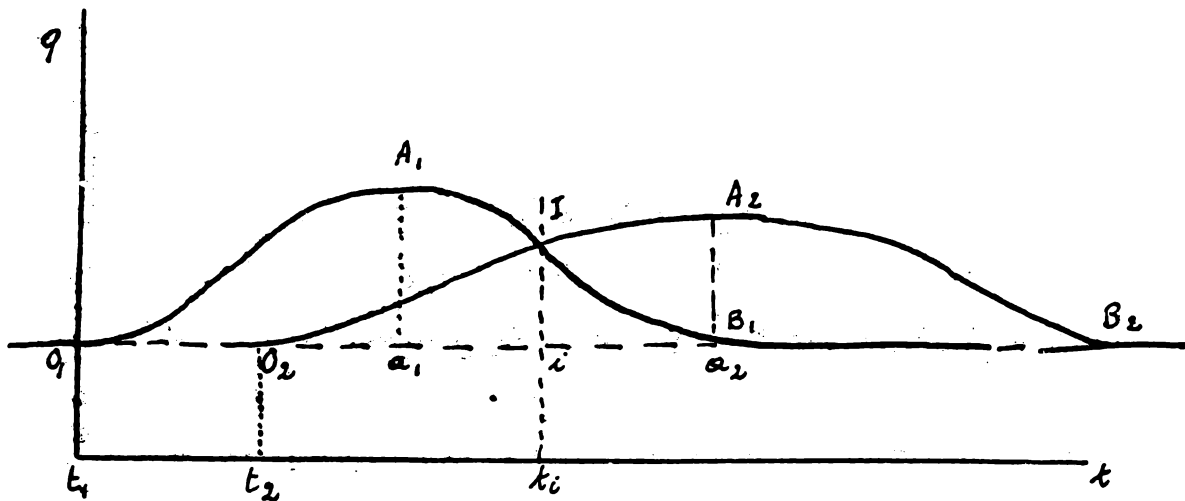
$$(H+h) = f(t).$$

en un point déterminé.

Par la courbe limnimétrique des débits $Q = Q(H+h)$ correspondante, on peut obtenir

$$Q = F(t)$$

au point considéré, mais d'une manière approximative seulement, car en régime variable, nous verrons que la fonction $Q(H+h)$ n'est pas strictement applicable.



On obtient une courbe des débits telle que O, A, B , pour le point x_1 , se raccordent à l'horizontale du débit supposé constant habituel.

Les mêmes observations faites au point x_2 donnent une autre courbe, en sorte que, à vrai dire,

$$Q = F(x, t)$$

Sur le diagramme, pour des mêmes temps t , nous avons donc plusieurs courbes O, A, B, O_2, A_2, B_2 , figurées pour les points x_1, x_2 etc.

La propagation se fait de l'amont vers l'aval, x_2 est à l'aval de x_1 . Il en résulte qu'à l'origine O_2 de la crue en x_2 , correspond un

temps $t_2 > t_1$, origine de la crue en x_1 . En outre, on constate généralement qu'en avançant vers l'aval, l'onde de crue s'allonge ($O_2 B_2 > O_1 B_1$), mais qu'en même temps son amplitude diminue ($a_2 A_2 < a_1 A_1$), ceci dans l'hypothèse qu'aucun apport étranger ne s'effectue entre x_1 et x_2 . La surface de la courbe des débits est alors constante, cette surface représente d'ailleurs le volume total de la crue. En effet $\int q dt = \int \Omega u dt = \int \Omega dx$.

En réalité, ce sont là des conditions théoriques simplifiées, qui supposent l'absence de tout apport latéral, un lit régulier à section progressivement croissante, une crue à croissance et décroissance progressives et à maximum unique, précédée et suivie d'un régime permanent à débit constant.

Les deux courbes de débit se coupent au point I. Il en résulte que:

$$\text{aire } O, A, I O_2 = \text{aire } I A_2 B_2 B_1$$

$$\text{Or, aire } O, A, I O_2 = \text{aire } O, A, I i - \text{aire } O_2 I i$$

c'est à dire la différence des volumes ayant passé depuis le début de la crue par les sections x_1 et x_2 , c'est donc le cube maximum enmagasiné entre x_1 et x_2 . Ce cube est d'autant plus grand que I est plus bas et plus I est bas, plus $a_2 A_2$ est petit.

Donc l'amplitude de la courbe des débits de crue décroît d'autant plus à l'aval que la capacité d'enmagasinement du cours d'eau est plus grande. Cette constatation est évidente, elle est cependant essentielle et bien des crues calamiteuses sont dues à la réduction de l'enmagasinement par endiguement.

Il en résulte de la figure et de la 1^{ère} égalité que ce volume enmagasiné entre deux sections alimente la période descendante de la crue à travers la section d'aval.

§ 13. Fluctuations de la crue et vitesses de propagation.

En un point, on a donc :

$$Q = Q(x, t)$$

$$\Omega = \Omega(x, t)$$

Si V est la vitesse moyenne, on a $Q = \Omega V$.

Enfin, la vitesse de propagation est $\frac{dx}{dt} = V_q = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial \Omega}{\partial t}}$ (Lumbert p 159 -

l'équation de continuité est d'ailleurs $\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0$.

Au point A de la courbe des débits, la tangente horizontale, $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$, il résulte du max. de débit.

Considérons la courbe des débits infiniment voisine. Le point A' est en dessous et à droite de A, AA' est une tangente au lieu des points A et a une inclinaison finie et négative. Les deux courbes se rencontrent donc en I à droite de A et le débit y est commun, donc:

$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$.

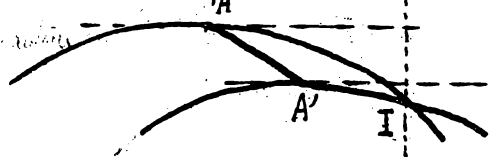
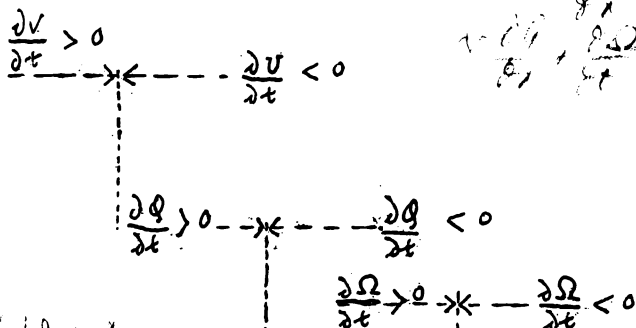
$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$

En vertu de l'équation de continuité, il en résulte que

$\frac{\partial \Omega}{\partial t} = 0$; donc I correspond au maximum de la section, c'est à dire de la hauteur.

Par conséquent, pour le max. de débit en A, Ω est encore croissant.

Donc le débit maximum de $\frac{\partial \Omega}{\partial t} > 0$ et $\frac{\partial Q_{max}}{\partial x} < 0$.

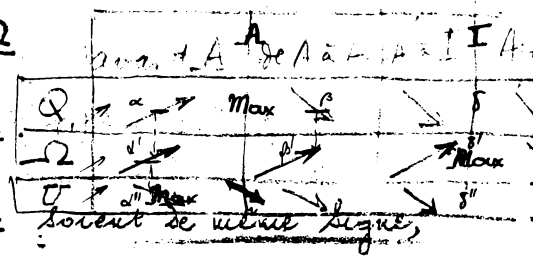


croît de l'amont vers l'aval.

Enfin $Q = \Omega \cdot V \rightarrow \frac{\partial Q}{\partial t} = \Omega \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial \Omega}{\partial t}$

ou

(1) $\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{1}{\Omega} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{V}{\Omega} \frac{\partial \Omega}{\partial t}$



Pour que $\frac{\partial V}{\partial t}$ soit nul, il faut que $\frac{\partial Q}{\partial t}$ et $\frac{\partial \Omega}{\partial t}$ soient de même signe, ce qui ne peut se produire qu'avant, A ou après I. Or, V décroît de A vers I, puisque le débit décroît alors que Ω croît encore.

De plus, en A, $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$ et $\frac{\partial \Omega}{\partial t} > 0$, donc $\frac{\partial V}{\partial t}$ est négatif, V décroît déjà. Donc le maximum doit précéder A. Donc les trois maxima de

vitesse, de débit et de hauteur se succèdent dans l'ordre, mais avec $\frac{\partial \Omega}{\partial t} > 0$ un certain décalage.

Donc, le débit d'un cours d'eau n'est pas le même en période ascendante et en période descendante pour une même hauteur moyenne. La vitesse moyenne décroît déjà alors que le débit croît encore et le débit décroît avant que la profondeur n'ait atteint son maximum, la vitesse moyenne

est donc déjà sensiblement réduite lors du maximum de hauteur de la crue. Pour une même hauteur aux échelles, le débit a donc des valeurs différentes suivant que l'eau monte ou descend; la courbe linéométrique des débits n'est donc pas applicable rigoureusement en temps de crue.

Pendant la période ascendante, la vitesse moyenne s'accélère et il en résulte une tendance à l'uniformisation des vitesses. En période descendante, la vitesse diminue et il en résulte des écarts plus considérables. Les jaugages ou évaluations des débits en temps de crue sont donc malaisés.

$$Q = \Omega U \rightarrow \frac{\partial Q}{\partial t} = U \frac{\partial \Omega}{\partial t} + \Omega \frac{\partial U}{\partial t} \quad (1)$$

$$v_g = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial \Omega}{\partial t}} = U + \Omega \frac{\frac{\partial U}{\partial t}}{\frac{\partial \Omega}{\partial t}}$$

La vitesse de propagation de la crue est

Pendant la période ascendante, $\frac{\partial U}{\partial t}$ et $\frac{\partial \Omega}{\partial t}$ sont positifs et v_g est supérieur à U , jusqu'au moment où U atteint son maximum. Ensuite $\frac{\partial U}{\partial t}$ est négatif, et v_g est inférieur à U , mais positif. v_g s'annule en A ($\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$), ce qui veut dire que le débit considéré n'a pas son équivalent en aval. Au delà v_g devient négatif, le débit considéré s'est déjà produit en aval. Au maximum de montée, v_g devient infini, ce qui signifie que le même débit est réalisé simultanément dans deux sections voisines. Après I, v_g redevient positif, $\frac{\partial U}{\partial t}$ et $\frac{\partial \Omega}{\partial t}$ étant négatifs, et elle tend vers U .

La vitesse de propagation du débit maximum est celle qui correspond à $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$. Différencions cette équation.

$$Q = f(x, t) \rightarrow \frac{\partial^2 Q}{\partial t \partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} = 0$$

d'où :

$$v_{gm} = \frac{dx}{dt} = - \frac{\frac{\partial^2 Q}{\partial t^2}}{\frac{\partial^2 Q}{\partial t \partial x}} > 0 \text{ car } \frac{\partial Q}{\partial t} \text{ est négatif}$$

Cette vitesse de propagation n'est pas celle d'un débit donné, mais du maximum variable.

Celle du maximum de montée correspond à $\frac{dU}{dt} = 0$ et, d'après le même calcul vaut

MS période ascendante:

$$v_{\Omega m} = - \frac{\frac{\partial^2 Q}{\partial x \partial t}}{\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}} > 0,$$

Equation de continuité $\frac{dQ}{dx} + \frac{dQ_0}{dt} = 0$. 167.

car en effet $\frac{dW}{dt} = - \frac{dQ}{dx} = 0$, donc $\frac{\partial^2 Q}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \frac{\partial x}{\partial t} = 0$.

§ 13. Formule approximative de la vitesse de propagation

Si nous considérons les débits et sections comme peu variables, avec le temps, ce qui est réalisé le mieux lorsqu'il n'y a pas de débordement, nous pouvons appliquer approximativement les formules du mouvement permanent. Considérons d'autre part, selon l'hypothèse habituelle, que la largeur est peu variable au plan d'eau, ce qui correspond à ce qu'il n'y a pas de débordement. En réalité $\frac{\partial \Omega}{\partial t} = l \frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial l}{\partial t}$

mais nous négligeons $\frac{\partial l}{\partial t}$ et écrivons $\frac{\partial \Omega}{\partial t} = l \frac{\partial h}{\partial t}$.

Pour tenir compte des petites irrégularités du lit, écrivons :

$$\Omega = (kl)h, \text{ avec } k < 1.$$

D'autre part, d'après l'hypothèse faite, $V = c \sqrt{hI}$ et

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{c \sqrt{hI}}{2h} \frac{\partial h}{\partial t}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{V}{2h} \frac{\partial h}{\partial t}$$

$$\text{or } \frac{\partial Q}{\partial t} = \Omega \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial \Omega}{\partial t} = (kl)h \frac{V}{2h} \frac{\partial h}{\partial t} + V kl \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{3}{2} kl V \frac{\partial h}{\partial t}.$$

$$v_q = \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial \Omega}{\partial t}} = \frac{3}{2} V.$$

Cette formule n'est rigoureuse cependant que pour la section rectangulaire c. a. d. $k=1$. La formule doit plus généralement s'écrire

$$v_q = \left(1 + \frac{k}{2}\right) V.$$

Pour la section triangulaire $k = \frac{1}{2}$ et $v_q = \frac{5}{4} V$

" " " parabolique $k = \frac{2}{3}$ et $v_q = \frac{4}{3} V$.

En effet, dans ces 2 cas, en tenant compte de la variation de largeur au plein d'eau, on retrouve les mêmes formules. En effet, pour la section triangulaire :

$$\begin{aligned} \Omega &= \frac{k' h^2}{2} \quad \frac{\partial \Omega}{\partial t} = k' h \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{donc } \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{k' h^2}{2} \frac{V}{2h} \frac{\partial h}{\partial t} + V k' h \frac{\partial h}{\partial t} \\ &= \frac{5}{4} k' V h \frac{\partial h}{\partial t} \end{aligned}$$

donc $v_q = \frac{5}{4} V$.

Pour la section parabolique : $\Omega = \frac{2}{3} k'' h^{\frac{3}{2}}$ $\frac{d\Omega}{dt} = k'' h^{\frac{1}{2}} \frac{dh}{dt}$.

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{2}{3} k'' h^{\frac{3}{2}} \frac{V}{2h} \frac{dh}{dt} + V k'' h^{\frac{1}{2}} \frac{dh}{dt} = \frac{4}{3} k'' V h^{\frac{1}{2}} \frac{dh}{dt}, \text{ d'où } v_q = \frac{4}{3} V.$$

On peut donc considérer la formule comme satisfaisante :

On a $Q = kl h V$ et $h = \frac{V^2}{C^2 I}$

donc $Q = \frac{kl V^3}{C^2 I}$ et $V = \sqrt[3]{\frac{C^2 I Q}{kl}}$

donc $v_q = \left(1 + \frac{k}{2}\right) \sqrt[3]{\frac{C^2 I}{kl}} \sqrt[3]{Q}$

1/ formule permettant de déduire approximativement le débit des vitesses de propagation observées lorsqu'il n'y a pas de débordement, ou en core de déduire les débits des vitesses de propagation des débits, c'est à dire, dans ce cas, des hauteurs.

Donc, dans les circonstances indiquées, la vitesse de propagation augmente avec le débit, observation d'ailleurs générale d'après la théorie des ondes de translation et de changement de régime. La tête et la queue de la crue marchent moins vite que le maximum de débit, la période descendante s'allonge vers l'aval, la période ascendante se raccourcit. Ce résultat concorde avec ce que nous avons dit précédemment de la marche des ondes.

Mais si le fleuve déborde, $\frac{dh}{dt}$ ^{des hauteurs} n'est plus négligeable et alors, par enmagasinement, la vitesse de propagation peut décroître lorsque Q croît, ce qui se vérifie fréquemment. C'est alors la période ascendante qui s'allonge, tandis que la partie postérieure se raccourcit. En même temps, la montée est moins forte.

Donc, si le lit est étroit, resserré, qu'il n'y a pas de débordement, la rapidité de montée de la crue croît de l'amont vers l'aval ; les montées sont élevées.

Si le lit majeur est au contraire ample et étalé ; la vitesse de montée peut décroître de l'amont vers l'aval et les montées décroissent considérablement et sont relativement faibles.

Dans certains cours d'eau, au maximum de montée, on constate que la

crue y reste pendant un temps notable, il y a étale de hautes eaux, la crue est stationnaire. L'onde et la courbe des débits sont allongées, présentent un palier et non un maximum à courbure. On a alors à la fois $\frac{dQ}{dt} = 0$, $\frac{d\Omega}{dt} = 0$ et $\frac{dV}{dt} = 0$, donc aussi $\frac{dQ}{dx} = 0$. (continuité)

C'est notamment le cas correspondant aux hypothèses envisagées au début du paragraphe. Le débit maximum se transmet à l'aval sans diminution. Avant l'étale, la vitesse de propagation est croissante, après elle est décroissante. Il en résulte que la durée de l'étale diminue vers l'aval et qu'il peut exister en aval un point au delà duquel l'étale disparaît.

§ 14. Circonstances de l'écoulement des crues.

Tous voyons donc que l'écoulement des crues est conditionné principalement par la capacité d'emménagement et donc, par l'étendue du lit majeur ou d'inondation. Il faudrait dire : le lit apparent d'inondation, car les crues influencent les nappes souterraines qui, avec une moindre puissance spécifique, à cause de la lenteur des phénomènes, mais avec un effet appréciable d'emménagement, c'est à dire absorbent en période ascendante et restituent en période descendante. Cette action concourt à faire diminuer le maximum vers l'aval. En effet, l'équation de continuité devient :

$$\frac{dQ}{dx} + \frac{dW}{dt} = -M.$$

M étant fonction de x , de t et de la nature du terrain et représentant le débit dans la nappe souterraine par unité de longueur du lit.

Soient t_1 l'époque du maximum de débit ($\frac{dQ}{dt} = 0$) et t_2 l'époque du maximum de montée ($\frac{dW}{dt} = 0$). Au temps t_1 on a donc $\frac{dW}{dt} > 0$.

donc :

$$\frac{dQ}{dx} = -M - \frac{dW}{dt} < -\frac{dW}{dt}$$

$\frac{dQ}{dx}$ est négatif

donc le débit maximum décroît plus rapidement.

Donc, les nappes souterraines comme le lit majeur sont favorables à l'écoulement des crues. Mais les apports superficiels et surtout ceux des affluents aggravent généralement la situation et exigent des

capacités d'emmagasinement encore plus grandes. Les crues des affluents peuvent troubler sensiblement le régime du fleuve. Le maximum a lieu évidemment en cas de concordance ; en cas de discordance, il peut y avoir plusieurs maxima qui, pour les raisons indiquées, s'amortissent vers l'aval pour tendre vers une courbure régulière de l'onde à maximum unique.

Si la crue de l'affluent est importante, elle provoque un vrai barrage d'eau. Pour écouler ce débit important, la pente doit croître ; donc le niveau du confluent s'élève par rapport à l'amont. Il en résulte une onde de régime variable remontant le cours d'eau principal en amont du confluent et qui est parfois assez puissante pour arrêter le courant ou en inverser le sens ; c'est le contre-courant.

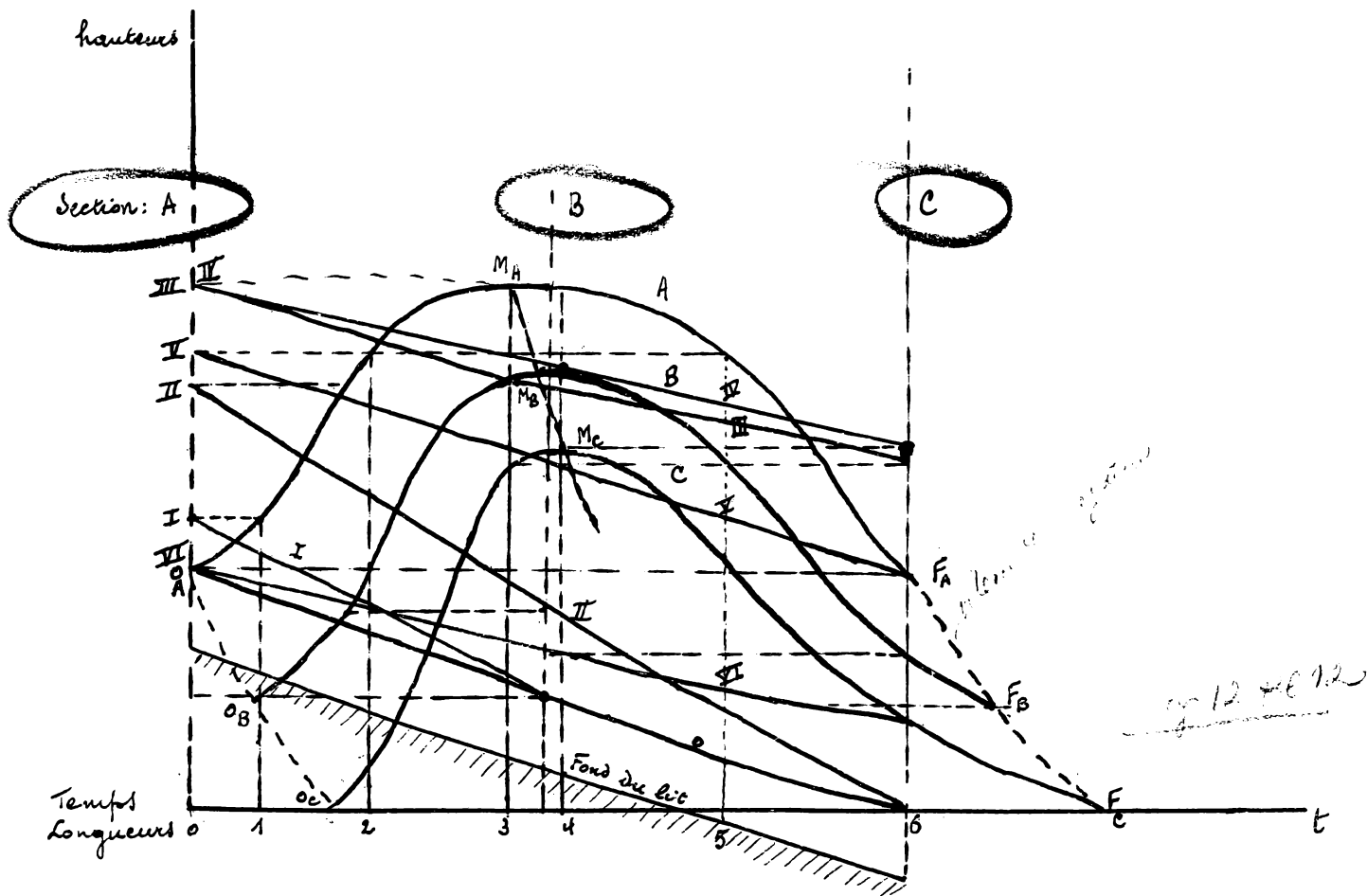
Enfin, surtout en cas de débordement, les profondeurs sont très variables et il se produit des surfaces de discontinuité, le cours d'eau semble formé de plusieurs courants distincts, marchant à des vitesses très diverses, avec de nombreuses zones tourbillonnaires. Les courants à vitesse supérieure peuvent s'échauffer par rapport aux voisins en période ascendante, le profil transversal de la nappe d'eau est convexe. En période descendante, c'est l'inverse, il peut être concave. Un tel régime d'écoulement échappe évidemment à l'analyse et ne satisfait plus aux formules.

§ 15. Observation des crues.

Les observations limnimétriques permettent de tracer les ondes de crue en divers points d'un cours d'eau. À l'aide du tracé de ces diverses ondes, on peut tracer l'axe hydraulique à diverses périodes de la crue. Ces lignes d'eau peuvent servir à des estimations de débit en appliquant les formules ou méthodes ordinaires du mouvement permanent graduellement varié, bien qu'elles ne soient pas rigoureusement applicables. Cependant, on peut estimer que l'erreur est insignifiante en période d'étale, puisque alors $\frac{dq}{dt} = 0$, $\frac{du}{dt} = 0$ et $\frac{dw}{dt} = 0$, on a pu appeler ce régime quasi-permanent.

Par le fait même de la durée de l'étale, il existe toujours à un instant donné sur une certaine partie du cours, ce qui se détermine au moyen des courbes d'ondes.

Ces courbes d'ondes permettent aussi le tracé des courbes de propagation, dans certaines circonstances tout au moins, et la détermination des vitesses de propagation.



Ainsi dans le schéma ci-dessus, on a figuré les courbes superposées suivantes :

- ① les courbes d'ondes $O_A M_A F_A$, $O_B M_B F_B$ et $O_C M_C F_C$ relatives à trois stations A, B et C représentées sur le graphique à leurs distances proportionnelles. Ces courbes d'ondes donnent donc les hauteurs d'eau h aux mêmes temps t aux trois stations.
- ② les courbes de propagation $O_A O_B O_C$, $M_A M_B M_C$ et $F_A F_B F_C$ de l'origine, du maximum (milieu de l'étale) et de la fin de crue. On voit d'après l'allure des courbes que $v_M > v_O > v_F$.
- ③ les lignes d'eau à différentes époques 0, 1, 2, 3, 4, 5 et 6,

numérotées en chiffres romains correspondants. On voit qu'à l'époque 4,
il y a stade partout.

Les courbes représentées sont imaginées, les courbes réelles présentent
des irrégularités, éventuellement plusieurs sommets. Il faut admettre
aussi que les observations sont entachées d'erreurs, à cause des phéno:
mènes accessoires perturbateurs. etc.

La plus haute montée, mesurée par rapport au plus bas étiage
constitue l'amplitude des variations de niveau; elle dépasse rarement
6 à 8 m dans nos régions. On a noté 10 m. sur la Garonne et 17.30 m.
sur l'Ardeche. Sur le Mississippi, au confluent de l'Ohio, on a noté
16 m., loin en aval, à la Nouvelle Orléans, il y a moins de 5 m.

L'amplitude est donc plus considérable pour les cours d'eau torrentiels
que pour les cours d'eau tranquilles et dans un cours d'eau assez
important, décroît de l'amont à l'aval, ce qui est une conséquence
des observations précédemment présentées.

Les vitesses de propagation sont variables. Elles sont généralement plus
élevées à l'amont qu'à l'aval. Elles sont généralement d'autant plus
grandes que la crue est plus forte, mais ces lois n'ont rien d'absolu.
Les enmagasinevements jouent un rôle important et modifient sensible-
ment les vitesses de propagation.

Ainsi, la vitesse de propagation du maximum pour le Rhin est:

de Bâle à Strasbourg	8,2 km/h ou 2,28 m/''
Strasbourg à Bingen	3,4 km/h (effet des plaines d'al: = sacc inondables) env. 1 m/'').
Bingen à Cologne	7,0 km/h.
Cologne à Wesel	6,8 km/h.
Wesel à Emmerich (f. holl)	5,6 km/h.

Les écarts d'une crue à l'autre ne sont généralement pas considérables.
Les grandes vitesses se produisent dans les vallées profondes, présentant
peu de capacité d'enmagasinement, elles se réduisent beaucoup dans les
vallées inondables. Il semble bien qu'elle ne dépasse guère 10 km/h
(Rhône, Saône)

On peut faire des observations de vitesse, soit près de la surface au moyen



de flotteurs, ou bien à différents niveaux avec des appareils perfectionnés (moulinets, tubes) du haut d'un pont, pour autant que la violence du courant n'expose pas les appareils. On peut alors faire des calculs directs de débits, par exemple par la formule $Q = kLuh$ ou encore $\Delta Q = (1 + \frac{k}{2}) L u \Delta h$ dans laquelle on peut, en somme, introduire la vitesse près de la surface.

§16. Formation des crues.

Belgrand a formulé un certain nombre de règles très générales et qui découlent logiquement des considérations suivantes, qui concordent avec les exposés précédents. Les crues proviennent des pluies, elles dépendent de l'intensité, de la durée, de l'étendue et du temps de ruissellement. Sans les terrains imperméables, la crue est donc brusque et rapide et suivie de hautes eaux médiocres, dues à l'assèchement du terrain. Les affluents étant généralement plus torrentiels que le cours d'eau principal, leurs crues arrivent au confluent avant celles du cours d'eau principal. En terrain perméable, les crues sont progressives et longues, mais moins fortes et sont suivies de longues étales, soutenues par les nappes souterraines; la décroissance est lente généralement.

Règles de Belgrand

- I. - La crue d'un torrent d'étendue médiocre se compose toujours d'une première partie courte et élevée due aux eaux torrentielles et d'une longue crue tranquille d'une élévation médiocre. La crue d'un cours d'eau à versants perméables est toujours longue, elle croît et décroît lentement et régulièrement.
- II. - En général, la crue d'un torrent, à l'aval de son confluent avec un torrent affluent, aura comme débit maximum le débit dû à la grande crue du torrent principal augmenté du débit de la crue tranquille du torrent affluent.
- (Obs: Il en résulte que la durée de la crue croît vers l'aval s'il y a plusieurs affluents). Cette règle s'applique a fortiori si le cours d'eau principal est tranquille.
- III. - Si les versants du cours d'eau principal sont imperméables et ceux

de l'affluent perméables, la crue du cours d'eau principal passera la première et seule au confluent, la crue qui la suit sera la somme des deux crues tranquilles.

(Obs: Il pourra ainsi se succéder en aval du confluent deux crues distinctes)
II. - Si les deux versants sont perméables, la durée d'étale des deux crues étant très longue, celles-ci se produiront simultanément au confluent. Le débit maximum de la crue à l'aval du confluent sera donc la somme du débit des crues de chacun des cours d'eau.

Il résulte de ces règles que dans un cours d'eau torrentiel, les crues très brusques et violentes en amont tendent à s'atténuer et à s'allonger vers l'aval. Au contraire pour les cours d'eau tranquilles, les crues des divers affluents s'ajoutent à cause de leur longue durée et le débit de la crue augmente vers l'aval.

Dans un bassin imperméable, la crue maximum peut correspondre à une pluie localisée, elle sera simplement plus brève que pour une pluie générale. Dans un bassin perméable, le maximum de crue correspond au contraire à une pluie générale.

Il résulte de tout ceci que la formation des crues et leur caractère dépendent de la nature du bassin, donc du régime du cours d'eau. L'époque des crues dépend notamment du régime d'alimentation des sources: crues de printemps pour le régime alpin ou glaciaire, crues d'hiver pour les fleuves de plaine. Pour un cours d'eau déterminé, les crues présentent donc certains caractères peu variables, déterminés par l'observation séculaire.

§ 17. Prévision des crues . -

Les crues s'accompagnent le plus souvent de débordements ou inondations, toujours plus ou moins calamiteuses. En toutes circonstances, elles influent sur la navigation, qui est rendue impossible à partir d'une certaine intensité de crue, par la violence et la sauvagerie du courant, et l'insuffisance de passage sous les ponts et de la submersion des quais. Il est donc très important au point de vue de l'exploitation des cours d'eau comme aussi de la vie sociale d'annoncer les crues et de prévoir

leur cours.

L'annonce des crues, plus ou moins perfectionnée selon les régions, consiste à porter à la connaissance du public ou des intéressés, d'une manière accélérée et certaine, la montée des eaux au point considéré et autant que possible en amont et dans les affluents d'amont, et d'y ajouter des indications sur l'évolution probable de la crue. Ces annonces, comme les prévisions, sont donc basées sur les observations actuelles et sur les conclusions de l'étude des crues antérieurement observées pendant de nombreuses années.

Les observations doivent s'étendre à tout le bassin. Pour les cours d'eau torrentiels où les observations limnimétriques n'ont pas de sens, on établit des pluviomètres en plusieurs points de leurs bassins. Dans les parties plus basses, on établit des échelles ou pluviographes. Les observations doivent être bien coordonnées par des instructions ad hoc, les lectures se font à des heures déterminées et doivent être transmises aussitôt et coordonnées par un service technique spécial.

Les observations doivent se faire le plus loin possible en amont, afin que les délais de prévision soient assez grands. En principe, il y aurait donc intérêt d'observer les quantités de pluie tombées dans le bassin et d'en déduire des prévisions de crue. Mais pour des bassins étendus et partiellement perméables, on ne parvient pas à établir des relations assez constantes entre les précipitations et les débits. La méthode ne convient qu'aux torrents simples à bassin imperméable. La courbe d'onde de crue n'est pas autre chose que la courbe de ruissellement que nous nous avons étudiée précédemment d'après M. Imbeaux. Il faut donc déterminer les coefficients de ruissellement et les durées de ruissellement. Les observations pluviométriques doivent être faites en des points caractéristiques, convenant pour jouer le rôle d'indicateurs : terrain imperméable, très déclif, colline exposée au vent amenant les pluies etc. Des courbes pluviométriques et des courbes de débit relevées pendant plusieurs années, on peut établir des relations entre les maxima respectifs et notamment déterminer la vitesse de ruissellement des pluies et la

vitesse de propagation des maxima. On arrive ainsi, comme cela a été fait pour divers torrents français à établir des courbes ou une formule simple, généralement linéaire, entre la hauteur d'eau en un point d'aval du torrent et les hauteurs de pluie tombées en certaines stations pendant un certain temps. Pour le moins, on peut déterminer l'intensité et la durée de pluie à partir desquelles une forte crue est à craindre.

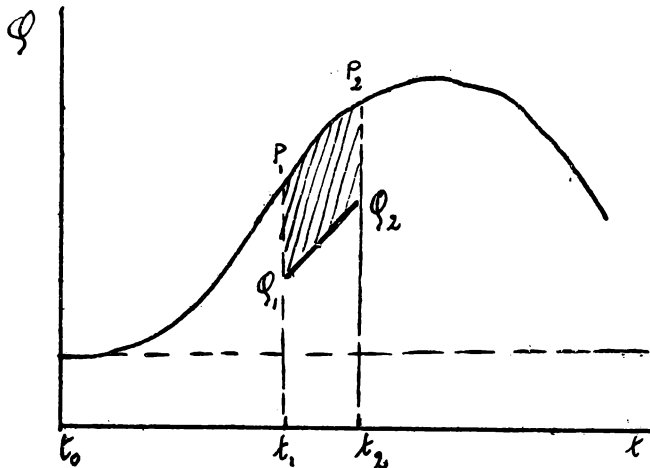
Ces observations sont très utiles pour les riverains des torrents, dont les crues sont, par leur brusquerie, très dévastatrices. Elles sont particulièrement utiles pour les riverains d'aval qui exploitent souvent des installations mécaniques ou hydrauliques sur la rivière. Les annonces faites à temps épargnent beaucoup de dégâts. Ces prévisions ne sont d'autre part pas sans intérêt pour les prévisions en aval des crues des grands cours d'eau, dont les torrents sont affluents. Nous verrons en effet que les méthodes de prévision comportent toujours un certain empirisme, un certain coefficient d'"impression". Il est certain que la connaissance des quantités de pluie tombées pendant la crue, surtout dans les régions à ruissellement rapide et complet, sont de nature à préciser ces impressions et à réduire les chances d'erreur.

Pour les grands cours d'eau, les prévisions sont basées sur l'étude de la propagation des crues d'amont en aval, donc sur des observations limnimétriques. Théoriquement on peut opérer comme suit: On simplifie les calculs en admettant que la crue constitue un régime quasi permanent à toute hauteur correspond donc un débit déterminé, une certaine vitesse moyenne u et une certaine vitesse de propagation que l'on peut déduire des formules approximatives du § 13 ou de la courbe limnimétrique des débits.

En effet
$$v_g = \frac{dq}{dw} = \frac{1}{l} \frac{dq}{dh}$$

Les observations faites en une station d'amont permettent donc de tracer d'une manière continue la courbe des débits de crue. D'autre part, connaissant les surfaces d'inondation pour différents niveaux, leur produit par Δh donne le volume enmagasiné entre le point amont

et le point aval pour lequel on désire les prévisions. On peut établir d'avance des tables de ces volumes d'après les hauteurs. Si au temps t et t_0 , nous avons les débits représentés par P_1 et P_2 sur la courbe des débits en fonction du temps au point amont, l'élément correspondant Q_1, Q_2 de la courbe du point aval est tel que l'aire $P_1 Q_1 Q_2 P_2$ représente le cube enmagasiné, déduit des tables précédentes. On peut donc ainsi d'une



courbe de débits déduites d'observations symétriques déduire les éléments contemporains de la courbe des débits d'un point en aval et en déduire les hauteurs. D'autre part, l'évaluation de la vitesse de propagation des débits permet de prolonger en avant la courbe des débits au

point aval et par le tracé de cette courbe, assez approximatif, de prévoir quelques temps à l'avance les montées.

Cette méthode, dont le principe est assez simple et que c'est la plus rigoureuse, n'est cependant applicable sans trop de complication que dans des cas simples, notamment lorsqu'il y a peu d'affluents échelonnés, que les crues sont assez régulières, etc.

C'est par exemple le cas de l'Elbe qui, en amont, est divisée en trois cours d'eau secondaires: la Hordau, la petite Elbe et l'Éger. On a déterminé sur ces trois cours d'eau des points à partir desquels les crues mettent le même temps pour se propager jusqu'à Tetschen en aval (24 heures). On y observe les profondeurs et on en déduit les débits. Leur somme augmentée d'une certaine fraction ($\frac{1}{10}^e$) pour le ruissellement du bassin indique le débit à Tetschen. 24 heures plus tard, on en déduit la hauteur probable des eaux avec 24 heures d'avance à Tetschen, 36 heures à Dresde.

Il n'est d'ailleurs pas nécessaire que les durées de propagation soient les mêmes: elles peuvent être légèrement différentes, mais les observations

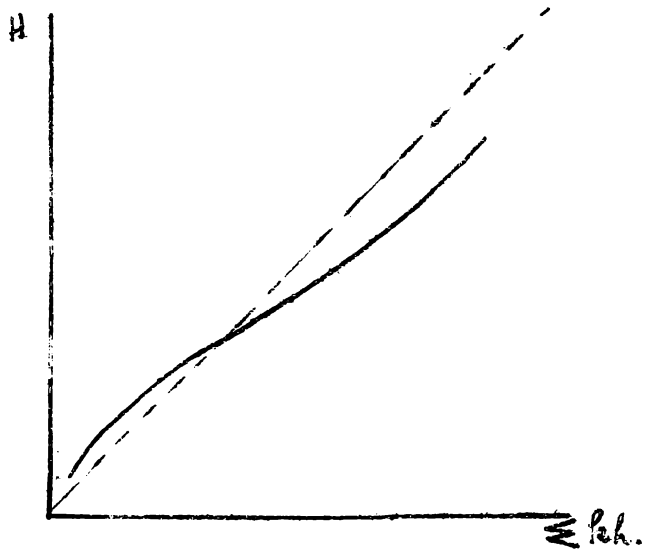
doivent alors être faites en des temps différents, de telle sorte que les débits observés arrivent simultanément au point pour lequel on établit la prévision.

Très souvent, les conditions plus complexes ou le défaut de renseignements hydrographiques systématiques ne permettant pas l'emploi de cette méthode sous une forme aussi rationnelle, mais seulement sous une forme empirique qui en dérive comme suit.

On note en diverses stations caractéristiques en amont : cours supérieur, affluents, les hauteurs d'eau h_i en des temps correspondants, c'est-à-dire dont les débits arrivent simultanément au point pour lequel il faut établir les prévisions. A la suite d'observations assez longues, on établit une relation empirique, généralement linéaire, entre ces hauteurs et la hauteur qui se produira en aval.

Donc
$$H = \sum k_i h_i$$

k_i est un coefficient caractéristique pour chaque station et qui est, dans une certaine mesure, proportionnel au bassin alimentant cette station, s'il est imperméable, ou à l'étendue des parties imperméables de ce bassin. Il est cependant certain que ces coefficients, qui sont des moyennes, peuvent présenter des variations assez sensibles suivant la forme des crues, la rapidité de montée etc. On peut donc soit établir plusieurs formules, ou avoir des correctifs pour une formule unique, que l'on applique d'après les renseignements d'amont sur les pluies, la rapidité de montée etc et d'après le jugement personnel.



Observons que si nous portons $\sum k_i h_i$ en abscisse, l'équation ci-dessus représente une droite à 45° passant par l'origine. Si, comme l'a proposé M^e Allard, on observe les valeurs réelles de H pendant un grand nombre d'années et qu'on reporte les points représentatifs sur le diagramme en H et $\sum k_i h_i$, on obtient une courbe moyenne

S'écartant légèrement de la droite. La formule sera d'autant meilleure que les écarts seront moindres. Lorsque la courbe moyenne est établie, on substitue l'emploi de cette courbe

$$H = f(\sum kh).$$

à la relation linéaire précédente.

Pour lieu d'employer une formule en fonction des hauteurs h , on peut préférer une formule en fonction des montées Δh , il semble que ce soit plus précis, car la relation avec l'augmentation de débit peut être considérée comme approximativement linéaire $\Delta Q = (1 + \frac{k}{2}) L V \Delta h$

Les mêmes modalités que ci-dessus peuvent être apportées et il semble que l'on puisse tenir compte assez aisément, au moyen d'abaques ou tables, des vitesses de montée, ce qui perfectionne la prévision. Lorsque la hauteur ou la montée au point aval ne dépend que des indications de deux stations amont, on peut selon la méthode de M^{re} Hazayer (Voire) établir une fonction

$$H = f(h_1, h_2)$$

et la représenter par un abaque (h_1, h_2) coté en valeurs de H .

Il arrive que la durée de propagation d'un des points amont jusqu'à l'aval est trop faible pour permettre la prévision suffisamment à l'avance. Pour ce point, on substitue alors aux éléments observés des éléments calculés d'après des observations faites dans le cours ou le bassin d'amont de ce point.

On retrouve par la simplification progressive de la méthode la plus rationnelle (de l'Elbe), l'ancienne méthode établie par Belgrand en 1854 pour la prévision des crues du bassin de la Seine, principalement à Paris, et qui dérive des règles empiriques de cet ingénieur données ci-dessus. Belgrand part du principe que les maxima des crues sont déterminés surtout par les crues des affluents ou des parties ou versants imperméables du cours, et dépendant donc des crues aux points amonts de ces bassins imperméables. Des échelles placées en ces points sont considérées comme des indicateurs ou témoins essentiels. On place des échelles en tous les points indicateurs d'amont situés assez loin pour permettre une prévision à échéance suffisante. La montée au

point aval se déduit par une règle empirique simple, généralement linéaire, des montées aux points témoins. Des coefficients divers tiennent compte de circonstances particulières : saturation de certains terrains perméables, reprise d'une crue etc ...

Tous savent que les lits des cours d'eau se modifient progressivement, principalement d'ailleurs sous les effets des crues. Il en résulte que les méthodes ou formules employées pour la prévision des crues ne sont pas invariables et qu'elles doivent subir des corrections avec le temps, tant pour corriger les imperfections d'établissement que pour racheter les modifications séculaires. Il en résulte que les observations des crues doivent toujours continuer.

Les annonces et les prévisions ne doivent être faites à l'extérieur qu'en tant qu'elles sont utiles ; à la batellerie donc pour autant qu'elles concernent l'arrêt ou la reprise de la navigation, qui dépend des vitesses et hauteurs ou, autrement dit, des plus hautes eaux de navigation, niveau définit au début du cours. Pour les rivières, elles sont conditionnées par les hauteurs de submersion, qui doivent être déterminées avec soin.

§ 18. Effets des crues.

Les effets des crues ressortent à suffisance de tous les chapitres précédents. En résumé, on peut dire que par suite de la sauvagerie des crues, ce sont leurs eaux qui provoquent les plus grands affouillements aux lits : éboulements de berges, approfondissements en certains endroits, affouillement aux pieds des obstacles : piles de ponts, murs etc. Le débit solide est le plus grand pendant les crues, tant en quantité absolue que relative.

Pendant la crue, dans les zones d'eau morte (plaines inondées), et lors de la décrue, dans les endroits à faible vitesse (seuils, rives convexes), les matériaux charriés ou suspendus s'arrêtent, les crues produisent donc aussi des avarisements et entassements.

Les crues importantes exigent généralement des travaux de réfection aux rives, chenaux et ouvrages des cours d'eau.

Chapitre VI

Travaux hydrographiques et hydrométriques.

§ 1. Lévés hydrographiques - Pl. 12

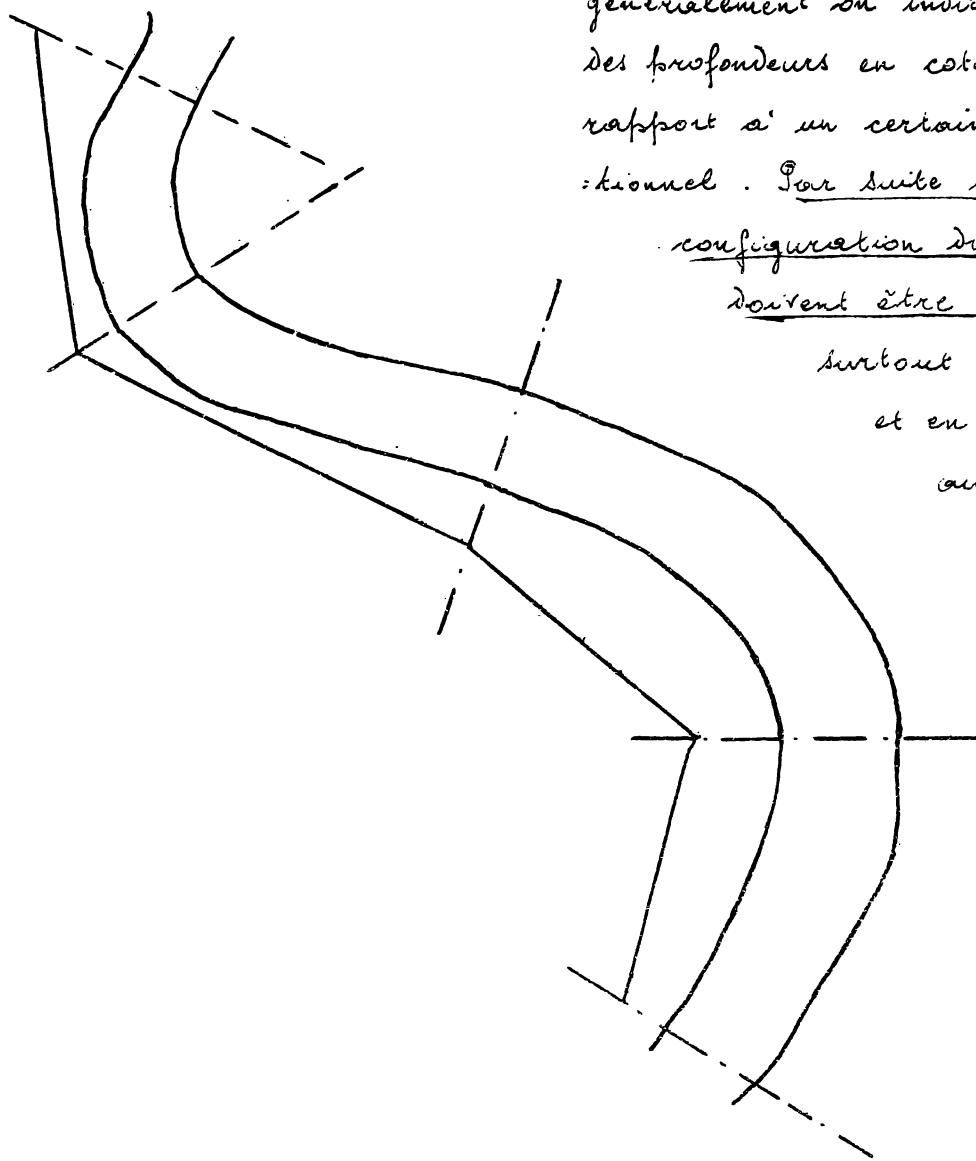
Les levés hydrographiques se distinguent en levés généraux, dont le but est de fournir une représentation d'ensemble du cours d'eau et en levés spéciaux ou limités, destinés à la préparation d'un travail déterminé.

Les levés généraux fournissent les plans ou cartes du cours d'eau et les profils en long. On peut aussi donner les profils en travers, mais plus généralement on indique les courbes de niveau des profondeurs en cotes absolues ou par rapport à un certain plan d'eau conventionnel. Par suite des variations de la configuration du lit, ces documents

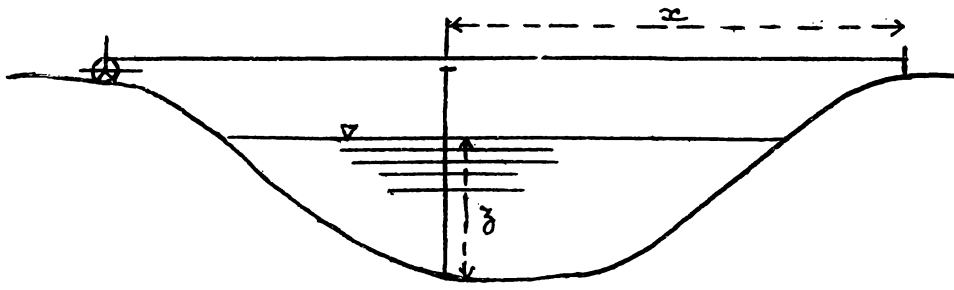
doivent être tenus à jour. C'est surtout les profils en long et en travers qui varient, aussi faut-il en relever spécialement pour chaque travail particulier intéressant le cours d'eau.

Les opérations topographiques en terre ferme se font par les méthodes ordinaires de la planimétrie et de l'altimétrie.

Les mesures hydrogra:

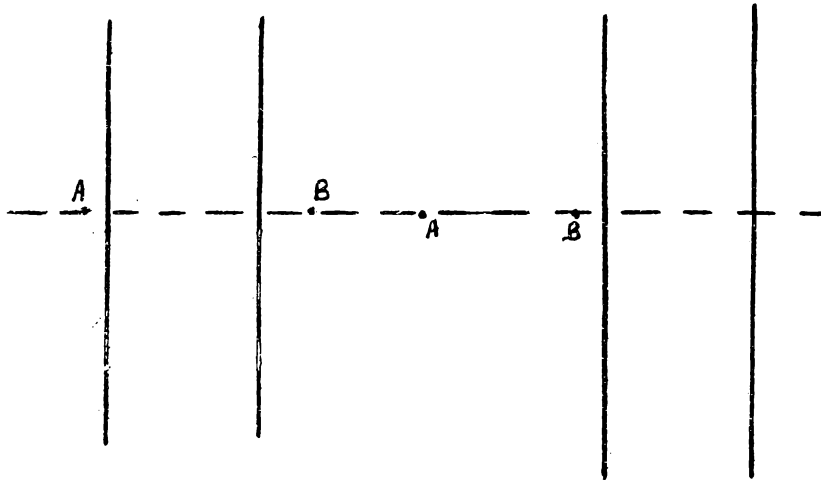


Hydrographiques consistent en mesures de profondeurs d'eau ou sondages, destinées à donner le tracé des profils en travers et profils en long. Si on peut



mettre le lit à sec, il n'y a que des opérations topographiques. On rattache les opérations topographiques et hydrographiques par

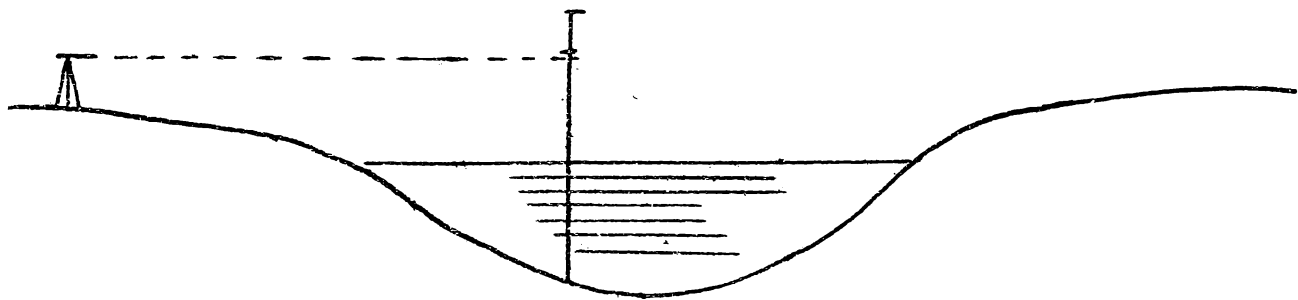
un réseau polygonal dont les sommets sont matérialisés le long des rives par des piquets ou repères. Ce réseau est rattaché à la triangulation et au nivellement générale. Les piquets déterminent des plans de sections trans-



versales du cours d'eau normale autant que possible à la direction générale du lit.

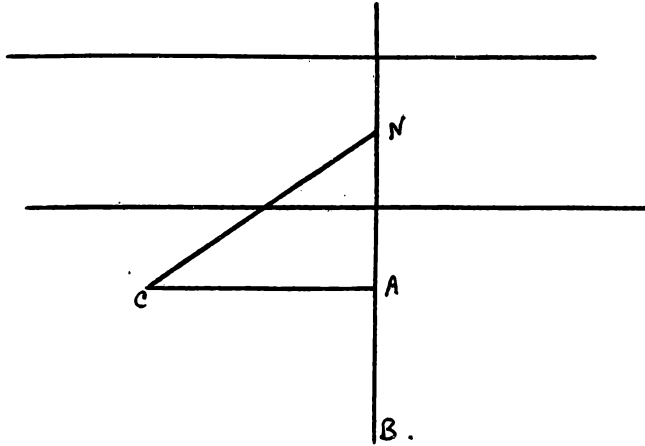
Cette section transversale est matérialisée par un câble tendu entre les rives, ou des jalons plantés sur les deux rives ou, en cas d'inaccessibi-

lité d'une rive, par un alignement jalonné sur une rive.



Les sondages se font alors au moyen d'une perche manœuvrée d'une manière et que l'on se doit de toujours placer dans l'alignement défini. Les profondeurs peuvent se mesurer au moyen d'un niveau placé à la rive, la perche étant graduée, ou bien par lecture de l'enfoncement de la perche. Cette seconde méthode est évidemment moins précise; les fluctuations du plan d'eau qui peuvent être sensibles dans l'espace de quelques heures (rivière

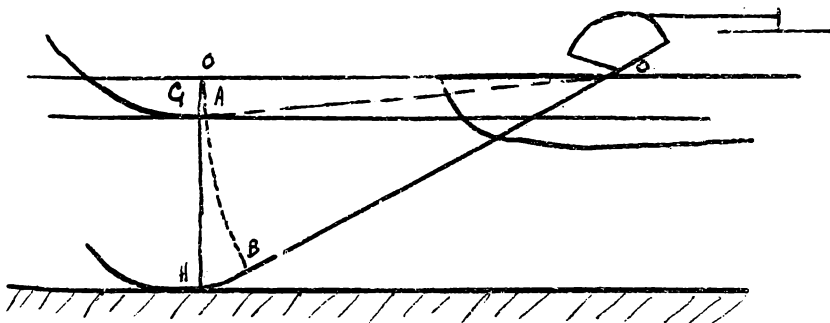
canalisée) peuvent donner des erreurs. Il faut en tout cas déterminer et contrôler la cote du plan d'eau par rapport au nivellement général, ce qui est encore une opération assez peu précise, à cause de l'agitation de surface. On peut mesurer le niveau dans un tube vertical, immergé. Pour les très grandes profondeurs et en mer, l'emploi de la perche et du niveau sont impossibles. On emploie des câbles métalliques fins lestés et on



mesure la longueur immergée ou, mieux, la pression par des manomètres, d'où on déduit la profondeur. Mais, s'il y a du courant, on a une erreur sur la verticale à cause de l'obliquité du câble. Les perches reposent sur le fond par une semelle. Elles sont souvent

à double semelle et double graduation inverse.

Voilà l'appareil enregistreur de sondage de Stoeber. Il se compose d'une tige inclinée sur la verticale fixée à l'axe horizontal d'un secteur fixe sur un bateau. Cette tige est prolongée par un arc de développante sur un cercle de rayon R égal à la longueur de la tige droite. La tige touche le fond en un point de l'axe de développante. Il en résulte que la profondeur $πG$ est égale à la longueur de l'arc AB de cercle de rayon R , c'est-à-dire de l'angle AOB . Donc, si sous un style qui suit les déplacements périphériques du secteur un papier se déplace proportionnellement au chemin

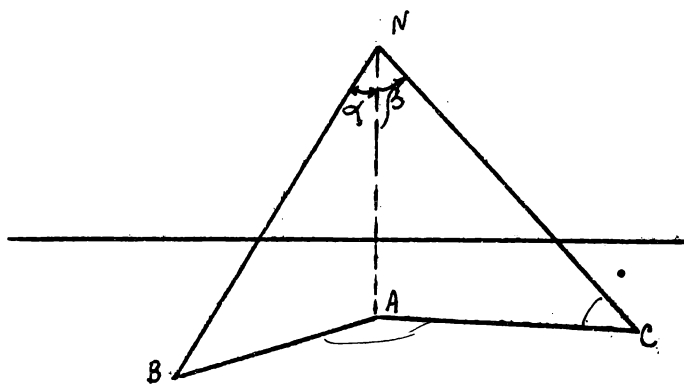


parcouru par le bateau, il trace la figure des variations de profondeur. Le niveau du plan d'eau se trace en faisant affleurer l'arc de développante.

Si on monte plusieurs sondes enregistreuses parallèles sur un ponton spécial, on peut ainsi relever les limites d'un chenal. Ce ponton est traîné par un remorqueur à vitesse aussi constante que possible, les papiers sont

mus d'un mouvement uniforme par des systèmes d'horlogerie. Ces appareils donnent satisfaction semble-t-il ; ce sont surtout des appareils de vérification pour la navigation pour des cours d'eau exposés à des envasements (Elbe).

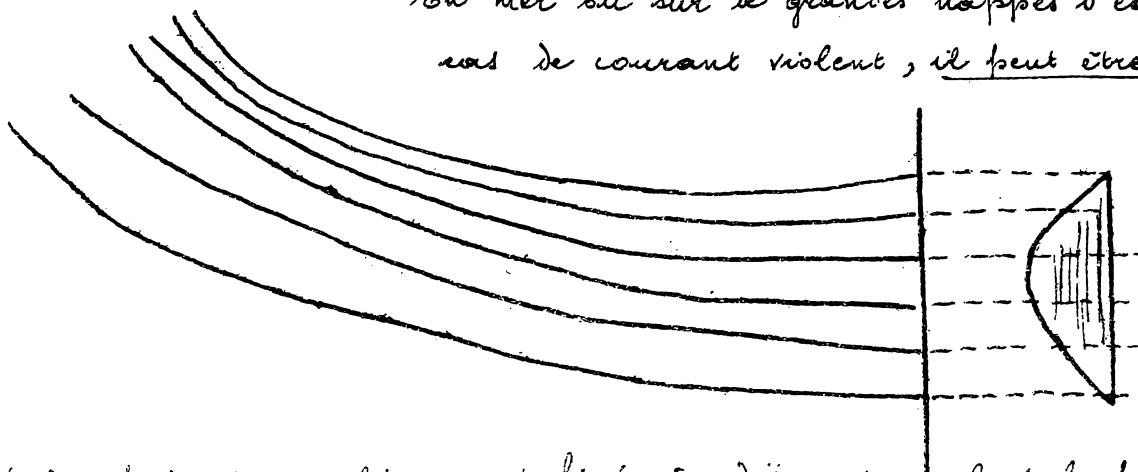
Les abscisses de sondages peuvent se mesurer par les distances selon la câble tendu entre les rives, à partir d'un point d'origine. Mais cette méthode ne convient qu'aux cours d'eau étroits ; pour les grands cours d'eau le câble entrave la navigation et prend trop de flèche, ce qui fausse les mesures.



On détermine alors sur la rive une base mesurée AC, normale ou presque à l'alignement AB. Une abscisse AN quelconque est déterminée par l'angle ACN mesuré au moyen d'un théodolite stationnaire en C ou l'angle ANC

au moyen d'un sextant sur la barque (sondages en mer, lacs ou fleuves très larges.) L'angle BAC doit être nécessairement mesuré aussi.

En mer ou sur de grandes nappes d'eau et en cas de courant violent, il peut être difficile



de sonder suivant un alignement fixe. On détermine alors la position de chaque sondage par deux angles déterminés par trois points fixes de la rive et mesurés au sextant.

On trace ainsi une série de profils en travers à des distances variables selon le but à atteindre. On en déduit le profil en long suivant le talweg, c'est-à-dire la ligne des plus grandes profondeurs, dont on peut reporter les abscisses en plan. Si on désire obtenir une représentation continue et

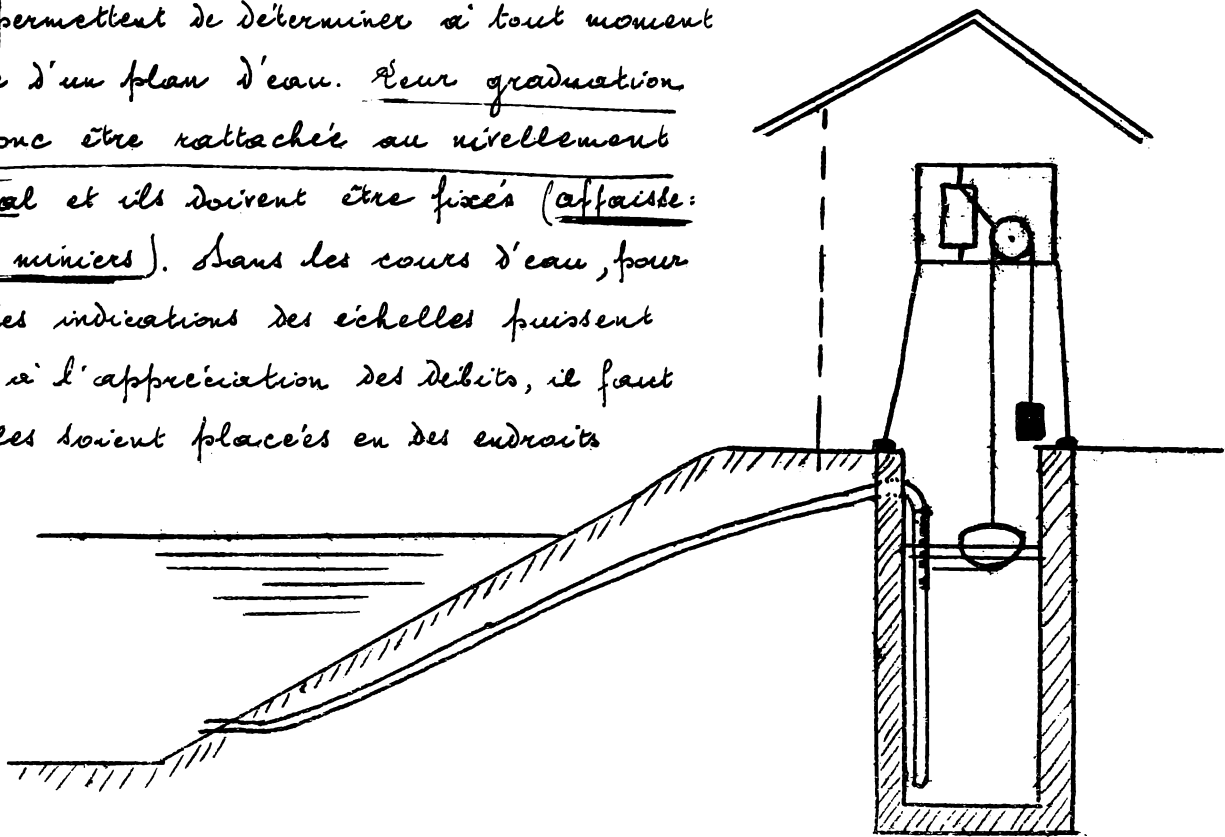
relever des profils intermédiaires par interpolation, ou tracer les courbes de niveau ou d'égalité de profondeur au moyen des sondages effectués. Si ce sont des courbes d'égalité de profondeurs, il faut bien contrôler et coter le plan d'eau de comparaison, qui peut n'être pas horizontal et avoir varié dans le cours des opérations. Il faut compenser les erreurs et rapporter les profondeurs à un plan d'eau conventionnel.

En même temps que le profil en long du fond, on établit la ligne d'eau, pour autant qu'elle n'ait pas subi de fluctuations pendant les opérations.

§ 2. Échelles, limnimètres, fluxigraphes, maregraphes.

Les mesures hydrométriques les plus élémentaires et les plus courantes sont les mesures de niveau des eaux, qui se font au moyen d'appareils portant des noms divers d'après l'application spéciale et qui sont à lecture directe ou indirecte ou enregistreurs.

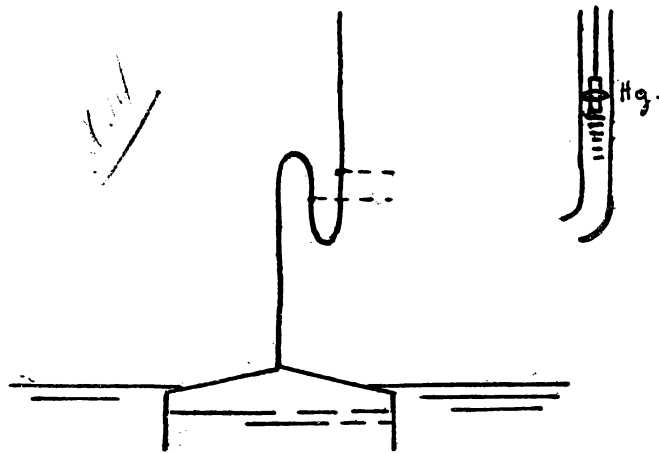
Ils permettent de déterminer à tout moment la cote d'un plan d'eau. Leur graduation doit donc être rattachée au nivellement général et ils doivent être fixés (affaissements miniers). Dans les cours d'eau, pour que les indications des échelles puissent servir à l'appréciation des débits, il faut qu'elles soient placées en des endroits



où le lit est très fixe, le cours aussi régulier que possible. Il faut que la lecture soit aisée ou possible en toutes circonstances. Le modèle le plus simple est l'échelle hydrométrique graduée à lecture directe.

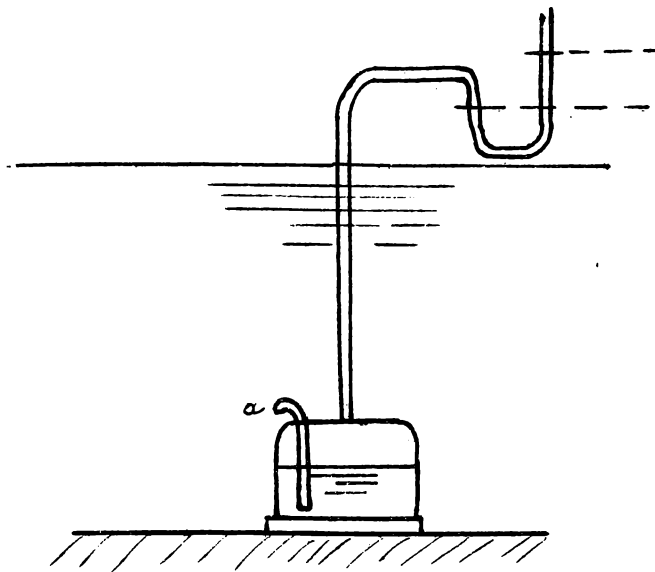
La lecture est grossière. L'appareil doit être placé autant que possible

en eau calme, souvent dans un retour de mur, chenal d'écluse etc..., pour réduire l'agitation. Ses lectures sont aussi plus précises sur les échelles inclinées disposées suivant le talus des rives. Ses appareils à flotteurs ou limnimètres sont plus délicats, plus compliqués, mais plus précis. Par une chaînaille ou un câble tendu ou enroulé sur une poulie de renvoi, ces flotteurs actionnent un index se déplaçant devant une échelle ou un cadran gradué ou déplacent un tambour gradué devant une fenêtre, pour les appareils devant être lus à grande distance; éventuellement avec interposition d'un servo-moteur. On peut au contraire réduire l'amplitude des mouvements du flotteur pour les enregistrer sur un tambour tournant (limnigraphes, fluviographes, mareographes).



Pour éviter l'action de l'agitation de surface sur le flotteur, on le place dans un tube immergé ou dans un puits en communication avec le cours d'eau par un canal ou mieux, un siphon, débouchant en dessous du niveau le plus bas et assez étroit pour amortir les pulsations.

Pour éviter les transmissions mécaniques et les grands flotteurs, qui donnent lieu à des frottements, à des erreurs et à de l'entretien, on peut employer des appareils pneumatiques, consistant en une cloche étanche prolongeant assez profondément dans l'eau et remplie d'air. Cette cloche est surmontée d'un tube comportant un coude en V rempli de mercure. Les dénivellations de l'eau modifient la pression d'air dans la cloche et le niveau du mercure, qui est enregistré par un petit flotteur et un mécanisme bien protégé. On peut donner à l'appareil la forme d'une boîte lestée immergée sur le fond, la communication avec l'eau environnante est réalisée par le tube a. Ses mesures sont à l'abri de l'agitation de surface sans nécessité de construire un puits. Ses variations de température sont faibles et pratiquement les déplacements du mercure sont



ou peut enregistrer les fluctuations de niveau. (par exemple pour étudier les relations réciproques entre les nappes souterraines et les cours d'eau.).

§3 - Mesure des vitesses -

La mesure des vitesses est également importante et c'est par ce moyen que s'effectuent généralement les faugeages importants.

Les appareils les plus simples, très peu précis et ne pouvant servir que pour les mesures grossières sont les flotteurs, dont les plus employés sont les flotteurs de surface, donnant les vitesses de surface. On observe les temps de passage en deux sections dont la distance est connue, on en déduit la vitesse. Il faut que les flotteurs soient aussi petits que possible, afin de ne pas donner prise au vent et autres circonstances perturbatrices et avoir le plus exactement possible la vitesse moyenne des filets de surface. Si on place un flotteur au milieu du courant, on peut considérer que l'on observe la vitesse maximum de surface. Au moyen de plusieurs flotteurs, on peut déterminer la vitesse moyenne de surface. On admet que :

$$u = \beta v_{0 \max} = \gamma v_{0 \text{m}} \quad (\text{voir valeurs ci-dessous})$$

D'après Fischer et les expériences sur les cours d'eau bavarois

pour les canaux recouverts d'osiers et herbages	$\beta = 0,81$	$\gamma = 3,55$
" de gros gravier ou de pierres	0,89	0,64
gravier ordinaire	0,92	0,71
sable et d'argile	0,95	0,74
en bois, béton ou pavage.	0,96	0,80

proportionnels à ceux du plan d'eau, on peut effectuer d'ailleurs des corrections. Certains fluviographes ou mareigraphes assurent la transmission électrique à distance des observations.

Le niveau des eaux souterraines se mesure dans un tube métallique perforé, analogue à un tube de puits abyssin. Si on place un flotteur,

Selon les observations de Siederke sur les cours d'eau autrichiens:

$$\text{lorsque } v_{0m} < 2 \text{ m/s} \quad \gamma = \sqrt[20]{\frac{h_m}{l}} \quad h_m = \frac{W}{l}$$

$$\text{" } v_{0m} > 2 \text{ m/s} \quad \gamma = \frac{0,4 + v_{0m}}{1,2 v_{0m}} \sqrt[20]{\frac{h_m}{l}}$$

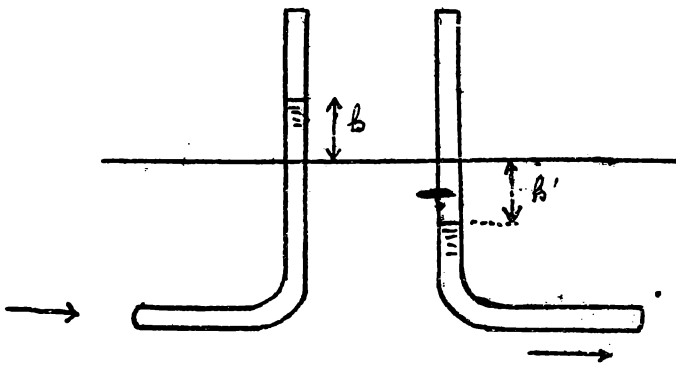
Ces formules ne sont valables que si $h_m < 0,80 \text{ m}$.

On peut aussi employer des flotteurs composés, composés d'un grand flotteur immergé et d'un petit flotteur de surface, ou bien le flotteur tubulaire lesté ou bâtonnet hydrométrique, dont la vitesse est théoriquement, dans certaines conditions, égale à la vitesse moyenne. Ces conditions ne peuvent qu'être réalisées dans un cours d'eau naturel, nous n'indiquerons donc pas la théorie de ces flotteurs complexes, non plus que ceux d'autres appareils élémentaires ou historiques du même genre. Nous exposerons sommairement le principe des appareils pratiquement utilisés.

§ 4. Hydromètres de Pitot. Darcy.

Le tube de Pitot est un tube qui présente une extrémité recourbée à angle droit; il est ouvert aux 2 bouts. On le plonge verticalement dans le courant, la branche recourbée étant au niveau où l'on veut mesurer la vitesse.

Si la branche horizontale est dirigée exactement en sens inverse du courant, l'eau s'élève dans le tube. Si la branche est dirigée exactement dans le sens du courant, l'eau se trouve dans le tube en dessous du niveau



du courant. Dans les positions intermédiaires, l'eau occupe dans le tube un niveau intermédiaire.

Les dénivellations sont proportionnelles à $\frac{v^2}{2g}$, c'est-à-dire à la charge correspondant à la vitesse, d'après l'équation de Bernoulli. D'une ma-

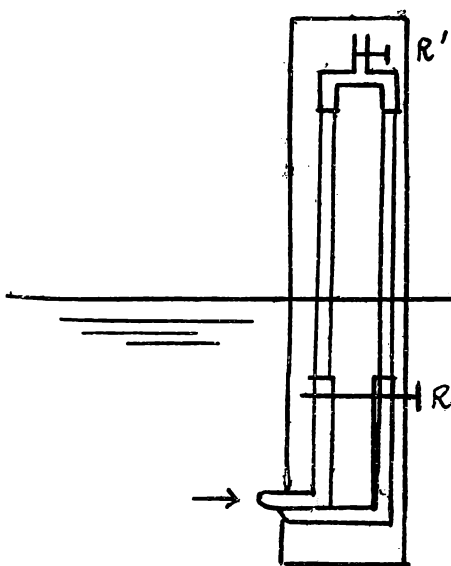
nière plus directe, on peut dire que lorsque le tube est opposé au courant, l'eau s'y élève pour équilibrer l'impulsion du choc des molécules liquides sur l'eau qu'il renferme et qui est proportionnelle à $\frac{v^2}{2g}$.

Si les tubes sont en verre et gradués, on peut lire les dénivellations et, l'appareil étant taré, en déduire la vitesse par les formules

$$h = \frac{v^2}{k} \quad h' = \frac{v^2}{k'} \quad h + h' = v^2 \left(\frac{1}{k} + \frac{1}{k'} \right) \quad v = K \sqrt{h + h'}$$

Sous cette forme d'appareil n'est pas pratique. Même pour des grandes vitesses, les dénivellations sont faibles, de l'ordre de 5 à 60 mm. Pour avoir une précision de 1%, il faudrait lire à une fraction de millimètre. Or les lectures sont très inconfortables près du niveau de l'eau, où les remous et l'agitation de surface se font sentir. Pour obvier à ces inconvénients, Sarcy a donné à l'appareil la forme suivante:

Les deux tubes sont assemblés dans un pied métallique courbé à angle droit, l'un est ouvert normalement et dirigé contre le courant, l'autre est percé de trous à la face inférieure. Un robinet R permet de fermer les 2 tubes dans le bas. Les deux tubes sont réunis à la partie supérieure par un U métallique portant un robinet R' et un raccord. Le tout est monté sur une planchette lestée et graduée en m pour indiquer les profondeurs. Les tubes portent une graduation millimétrique. Les ouvertures des tubes sont étroites, pour réduire les oscillations. La planchette est plongée dans le courant, parallèlement à la direction, à la profondeur voulue. On ferme le robinet R au moyen d'une chaîne, R' étant ouvert. On conserve ainsi les niveaux dans les tubes, on retire l'appareil et on fait la lecture hors de l'eau.



Si les vitesses sont fortes et que les ménisques dépassent le coude, on ferme R' avant d'introduire l'appareil dans l'eau. On établit ainsi une surpression, on ferme R avant de retirer de l'eau.

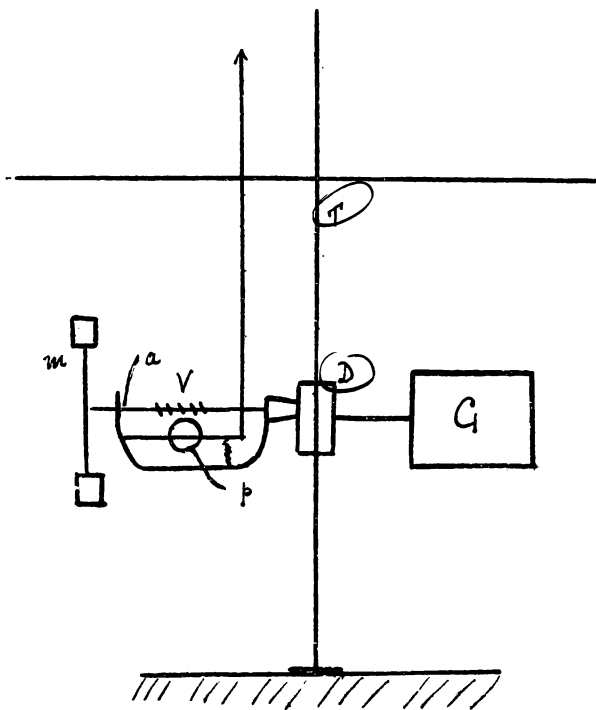
Si au contraire les vitesses étant faibles, les ménisques restaient dans le pied inférieur, on crée un vide dans les tubes en montant sur le raccord R' une pompe à main. Puis on ferme R' et R et on retire.

Il est difficile pour les mesures dans les cours d'eau d'être bien assuré que le tube soit vertical et dirigé exactement contre le courant. Le phénomène de capillarité rend les lectures difficiles et l'appareil est donc peu précis pour les mesures des vitesses généralement faibles des cours d'eau. D'autre part, il ne mesure pas les vitesses locales moyennes, mais instantanées, on n'élimine donc pas l'influence des variations instantanées ou pulsations de la vitesse.

Cet appareil convient mieux pour les conduites de liquides ou de fluides, où il est placé à demeure, pour les essais de laboratoire etc. (Les essais de M. G. Schlegel (R. V. M. 1^{er} février 1928) ont montré que pour les mesures des vitesses dans les conduites, le tube de Pitot-Sarcy laisse également à désirer au point de vue de la précision.) Pour augmenter la précision des lectures, on peut transformer la pression hydrostatique en pression pneumatique et mesurer celle-ci par un manomètre à liquides légers: huiles, essences, on augmente ainsi la grandeur de dénivellation à mesurer. On peut aussi se servir de tubes inclinés, les dénivellations se mesurant par la lecture de longueurs obliques plus grandes.

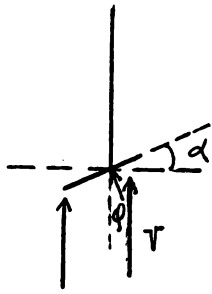
§ 5. Moulinets hydrométriques.

Le prototype est le moulinet de Woltmann. Il comporte une douille D



couissant à frottement doux sur une tige verticale T posant sur le fond. La douille porte un gouvernail qui oriente l'appareil dans la direction du courant. L'appareil proprement dit consiste en un axe horizontal portant une petite roue à palettes ou hélice, qui est mise en rotation par le choc normal de l'eau. Cet axe porte une vis sans fin contre laquelle on peut appliquer un petit pignon en relation avec un compteur de tours. On peut donc ainsi compter les révolutions du moulinet

pendant un temps donné. On peut du bateau ou de la passerelle de manoeuvre régler le niveau du moulinet par le cable de suspension et enclencher le pignon ou le déclencher par la commande spéciale.



Le choc sur une pale immobile est $Q_i = K \rho S (V \cos \alpha)^2$, normalement à sa direction. Sa composante dans le plan du moulinet (\perp à l'axe a) est $Q' = Q \sin \alpha$.

S'il y a n palettes, le mouvement de rotation est :

$$M = n Q r \sin \alpha$$

Le moulinet prend un mouvement de plus en plus rapide, en même temps

la vitesse du choc décroît et au bout d'un certain temps, le mouvement uniforme s'établit. Si w est la vitesse de rotation correspondante, la formule du choc devient

$$Q = K \rho S (V \cos \alpha - w r \sin \alpha)^2$$

en négligeant les frottements. Mais l'appareil offre des résistances passives.

Le moment résistant est : $M_2 = A + B n Q$.

Le terme indépendant provient des paliers, de l'engrenage etc. Le terme dépendant de Q tient compte des frottements dus à la poussée variable du moulinet.

Le mouvement uniforme correspond donc à $n Q r \sin \alpha = A + B n Q \rightarrow Q = \frac{A}{n r \sin \alpha - B n}$

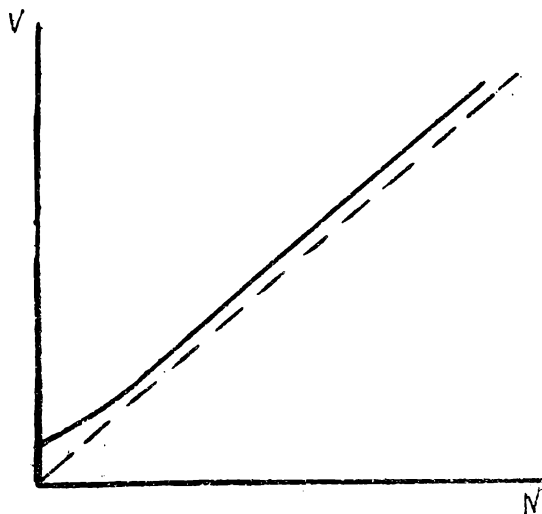
$$K \rho S (V \cos \alpha - w r \sin \alpha)^2 = \frac{A}{n r \sin \alpha - B n}$$

$$V \cos \alpha - w r \sin \alpha = A'$$

d'où $V = a N + b$.

N étant le nombre de tours par unité de temps.

Quand les vitesses sont élevées, le terme b est négligeable et $V = a N$.



Pour les petites vitesses par contre, la formule simple ne convient pas. Elle est selon W. Râteau, pour des valeurs de V inférieures à 0,50 ou 1,00 m/s

$$V = a N + b + \frac{c}{V}$$

Les auteurs allemands, qui ont beaucoup étudié et perfectionné les moulinets, proposent d'autres formules, mais la question présente peu d'intérêt. Les appareils

doivent en tous cas être tarés et sont accompagnés d'une courbe de tarage donnant la relation $V = f(N)$. L'allure générale de ces courbes est, entre les vitesses de 0,5 à 2,5 m par seconde, sensiblement une droite peu écartée de $V = \alpha N$. Pour les vitesses inférieures à 0,5 m//, la courbe se redresse et a une ordonnée positive V pour $N = 0$, ce qui donne la mesure des résistances passives. Vers les environs de 3,00 m// on observe souvent une autre discontinuité que l'on croit due à un mouvement ondulatoire, dû aux résistances opposés par l'appareil au mouvement de l'eau.

Cet appareil a reçu des perfectionnements de détail très importants et on peut considérer qu'il est parfaitement mis au point à l'heure actuelle. Les principaux perfectionnements concernent le guidage et la suspension de la douille, dont le réglage peut s'effectuer sans retirer l'appareil de l'eau, la réduction des résistances passives par des coussinets d'agate polis et la substitution d'un compte-tours électrique au compte-tours mécanique. (un petit tambour isolant porte 2 secteurs métalliques fermant le circuit électrique d'une pile par 2 balais frottants) Ce comptage électrique permet l'enregistrement du nombre de tours par inscription des ondes de courant sur une bandelette qui se déroule d'un mouvement continu. Un chronographe marque les secondes sur la même bande, on relève ainsi non seulement les vitesses moyennes, mais aussi les variations de vitesse. Tous ces principaux perfectionnements sont dus à Karlacher, professeur à Prague, auquel on doit aussi les mesures remarquables faites sur l'Elbe et le système de prévision des crues de ce cours d'eau, déduit de ces mesures.

Dans certains cas, la vitesse peut se renverser et certains appareils indiquent le sens de rotation. Un type très avantageux est le moulinet magnétique dans lequel le dispositif de comptage est enfermé dans une boîte étanche, éventuellement remplie d'huile. L'entraînement se fait magnétiquement. Cet appareil combiné avec un galvanomètre permet de mesurer les vitesses instantanées. On évite ainsi le dépôt de sables etc dans les mécanismes, les moulinets, s'employant aussi dans les eaux troubles. On fabrique enfin des moulinets à flotteurs pour enregistrer les vitesses à faible distance sous la surface.

Pour les cours d'eau profonds et, en cas de crue, pour les mesures faites du haut d'un pont par exemple, on emploie les moulinets à câble lestés. Tous les organes du moulinet sont montés sur une tige lestée, qui est fixée à un câble qui contient notamment les fils électriques. Cet appareil est moins précis que le moulinet à tige, car la position du moulinet est mal connue, à cause de la dérive et de l'obliquité du câble. Le moulinet peut aussi se placer obliquement par rapport à la section si la vitesse est oblique localement.

Les moulinets sont tarés dans de grands bassins ou canaux contenant une grande masse d'eau immobile et dans lesquels on déplace les moulinets à des vitesses connues. Ce sont les appareils les plus convenables pour les mesures de vitesses dans les cours d'eau naturels. Les services techniques des grands cours d'eau ont des pontons ou bateaux spécialement équipés pour les sondages et les mesures de vitesses. Pour les détails, je me réfère aux ouvrages spéciaux et revues techniques.

1 Note sur le batonnet hydrométrique.

Le batonnet hydrométrique semble susceptible de présenter encore un certain intérêt, concurremment avec les flotteurs de surface, pour les mesures sommaires de reconnaissance dans les colonnes etc. Ces appareils offrent en effet l'avantage de donner une mesure directe et de ne pas demander de tarage.

Considérons donc un batonnet lesté flottant verticalement dans un cours d'eau animé de vitesses variables. Au bout d'un temps suffisant, il prend une vitesse constante c , inférieure à la vitesse de surface et supérieure à la vitesse près du fond. Il subit donc des chocs accélérateurs vers le haut, retardateurs vers le bas et s'incline d'un angle α sur la verticale. Cette inclinaison est généralement faible. Soit h'' le niveau de l'extrémité du batonnet, h' celui du filet de vitesse c . A profondeur $h \leq h'$, le batonnet subit un choc élémentaire accélérateur $dq_1 = k \int D [(v-c) \cos \alpha]^2 dl$.
A profondeur $h'' - h > h'$, c'est un choc retardateur $dq_2 = k \int D [(c-v) \cos \alpha]^2 dl$

Les résultantes de ces chocs sont $Q_1 = \int_0^{h'} dQ_1$ et $Q_2 = \int_{h'}^{h''} dQ_2$.

Le batonnet est en équilibre sous l'effet de ces forces et du couple des forces verticales: poids et poussée, qui agissent sur lui. Donc Q_1 et Q_2 doivent former un couple et

$$\int_0^{h'} (v-c)^2 dh = \int_{h'}^{h''} (c-v)^2 dh.$$

Cette équation détermine h' , mais sa solution dépend de la relation que l'on adopte pour v et h . Écrivons $v = v_m - \alpha h^2$ (loi parabolique)

$$c = v_m - \alpha h'^2, \text{ donc } v-c = \alpha (h'^2 - h^2)$$

et l'équation devient

$$\int_0^{h'} (h'^2 - h^2)^2 dh = \int_{h'}^{h''} (h^2 - h'^2)^2 dh$$

Cette équation est du 5^e degré en h' et h'' et donne comme solution

$$\frac{h'}{h''} = 0,61$$

d'où

$$c = v_{\max} - 0,372 \alpha h''^2.$$

D'après la loi de variation parabolique des vitesses, la vitesse moyenne suivant la verticale est :

$$u = v_{\max} - 0,333 \alpha H^2.$$

Pour qu'il y ait identité entre c et u , il faut que :

$$0,372 h''^2 = 0,333 H^2.$$

d'où

$$\frac{h''}{H} = 0,946 \quad \text{ou} \quad \frac{l \cos \alpha}{H} = 0,946.$$

Comme $\cos \alpha$ n'est pas déterminé d'avance, on laisse tout à fait indéterminement de sorte que α soit négligeable et $\cos \alpha = 1$ et on donne comme longueur $l = 0,946 H$. Pour que le résultat soit exact et le mouvement non gêné, il faut que la profondeur soit sensiblement constante.

On effectue les mesures comme avec les flotteurs de surface, en chronométrant le passage en deux points dont la distance est connue. On unit le batonnet d'un signal émergent pour faciliter les observations, mais qui ne donne pas trop de prise au vent.

Chapitre VII

Jaugeages des cours d'eau.

§ 1. Généralités.

Les jaugeages ou mesures de débits ont des buts divers. Ils peuvent être destinés à mesurer d'une manière continue ou fréquente des débits dans des exploitations hydrauliques de force motrice ou d'irrigation etc.

D'autres ont pour but de mesurer certains débits isolés, notamment en vue du tarage des dispositifs de la catégorie précédente. Enfin certaines mesures, notamment de laboratoire, sont effectuées dans un but d'expérimentation ou de recherche.

Les dernières sont généralement les plus précises; une précision aussi grande que possible est désirable pour les secondes, quant aux premières, elles ne fixent le plus souvent qu'un ordre de grandeur.

Une grande précision est d'ailleurs presque impossible dans ces mesures, une erreur de 1% seulement est exceptionnelle et dans la pratique, les approximations à 5 ou 10% près sont normales, l'erreur est plus grande dans certaines circonstances.

Nous ne traiterons que du jaugeage des cours d'eau, non des conduites.

§ 2. Principes des différentes méthodes de jaugeage.

Les dispositifs destinés à permettre la mesure continue ou fréquente des débits doivent comporter des installations fixes ou semi-fixes permettant la mesure aisée d'un élément en relation avec le débit: généralement une dénivellation. Connaissant la relation qui lie cet élément au débit, par une formule ou une courbe, on en déduit le débit cherché. Éventuellement, on peut même mesurer l'élément au moyen d'une échelle graduée en débits.

Il s'agit donc de méthodes de mesure indirectes par déduction; c'est-à-dire

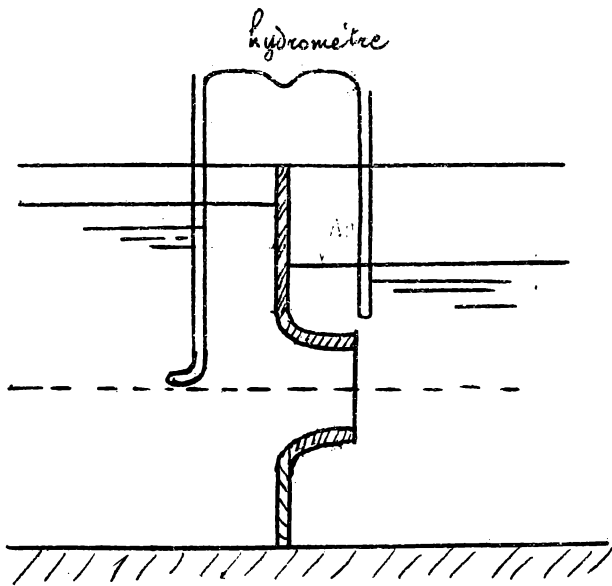
que l'on mesure la grandeur d'après un de ses effets. Elles présentent tous les défauts de ce genre de mesures: erreurs accidentelles et personnelles de la mesure de l'élément caractéristique; erreur systématique de la relation liant cet élément à la grandeur à mesurer.

Les deux causes d'erreur sont grandes. Les dénivellations à mesurer sont généralement faibles et difficiles à apprécier, surtout si ce sont des différences de niveau de plans d'eau libres au voisinage de discontinuités; l'agitation de surface est grande et produit de fortes erreurs relatives. Il semble indispensable d'effectuer des lectures dans des puits, à l'abri de l'agitation.

La cause d'erreur systématique est sensible également, car les relations d'hydraulique sont en somme empiriques et les coefficients arbitraires très mal connus. Généralement, on procède par tarage, mais ce tarage est discontinu, de telle sorte que l'erreur est probablement supérieure à celle du tarage. Nous verrons cependant que ces méthodes peuvent donner de bons résultats dans certains cas à cause de l'exactitude du tarage.

Les mesures plus précises de débits isolés, dont le degré de précision peut d'ailleurs être direct, se font aussi par des méthodes indirectes, mais analytiques: on détermine les éléments w et v du débit q que l'on obtient par leur produit. Il y a des erreurs fortuites qui entachent les mesures des surfaces et des vitesses et en fait, il y a aussi une erreur systématique dans la formule $q = wv$, car c'est en réalité $q = \int v dw$ qu'il faut écrire et il est impossible de déterminer expérimentalement cette intégrale. Les mesures ne peuvent permettre qu'une sommation; il en résulte que l'erreur systématique sera d'autant moindre que les éléments de la sommation seront plus nombreux.

Dans les mesures de laboratoire, on emploie selon le but à atteindre des méthodes analogues aux précédentes. La perfection des appareils et de leur tarage, le soin des mesures sont susceptibles de donner une précision assez grande. Pour les tarages, le contrôle ou les mesures



les plus précises, on doit avoir recours à la mesure directe ou absolue, qui consiste à mesurer le temps de remplissage d'un réservoir de capacité connue; parfois de remplissage partiel.

§ 3. Jaugeages par mesure de la dénivellation motrice.

Ce sont les jaugeages de la 1^{ère} catégorie définis ci-dessus ou jaugeages courants d'exploitation. On mesure la

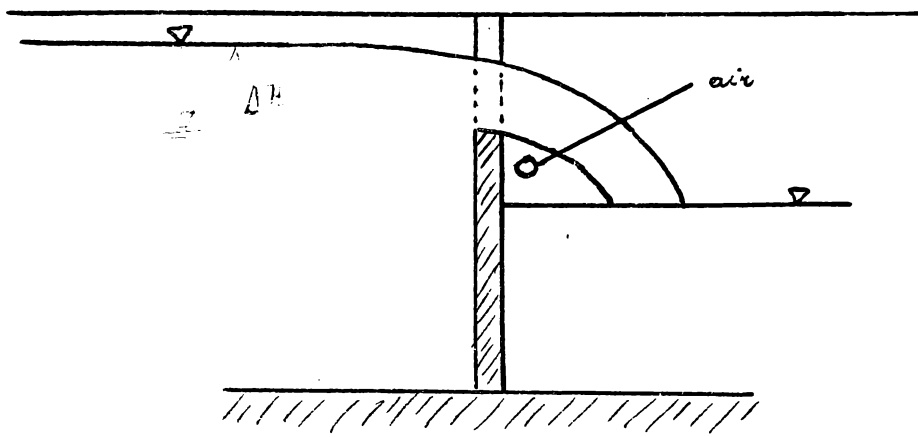
dénivellation motrice qu'il faut pour écouler le débit à mesurer à travers des orifices, des déversoirs, un tube de Venturi ou même simplement dans le lit du cours d'eau. Dans le système des orifices, on établit en travers du cours d'eau et normalement au courant une paroi percée d'orifices munis de très courts ajutages, profilés pour guider les filets et réduire la contraction. L'écoulement se fait à veine moyée. On mesure la différence ΔH des niveaux d'aval et d'amont et on écrit

$$Q = n \mu \Omega \sqrt{2g \Delta H}$$

n est le nombre d'orifices de section Ω en fonctionnement, μ le coefficient de dépense. M^{re} Râteau et ses collaborateurs ont établi des courbes de tarage et de correction pour des tuyères d'un profil déterminé, qui permettent d'obtenir avec cette méthode une précision qu'on doit considérer comme très élevée pour des jaugeages.

M^{re} Schlag a publié dans la R. U. M. du 15 janvier 1927 une méthode permettant de déduire des courbes de M. Râteau les coefficients de débit de tuyères de profil quelconque et en matériaux quelconques.

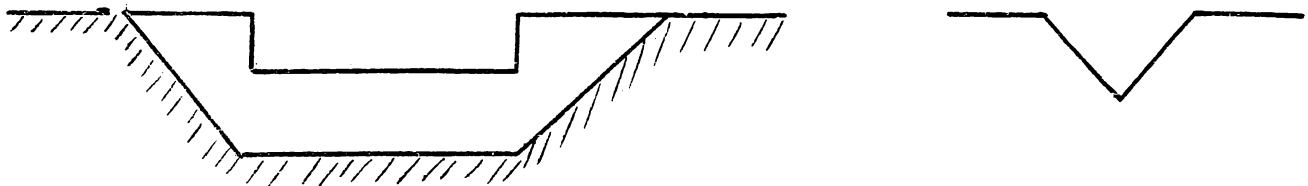
Si les débits sont variables, on peut obtenir certains orifices d'après le débit à mesurer. La mesure de ΔH peut être assez précise si elle se fait par des hydromètres dont les prises sont placées au niveau du centre des orifices en amont et en aval, en prenant des précautions pour éviter les zones de troubles. La paroi et les ajutages peuvent être faits en béton



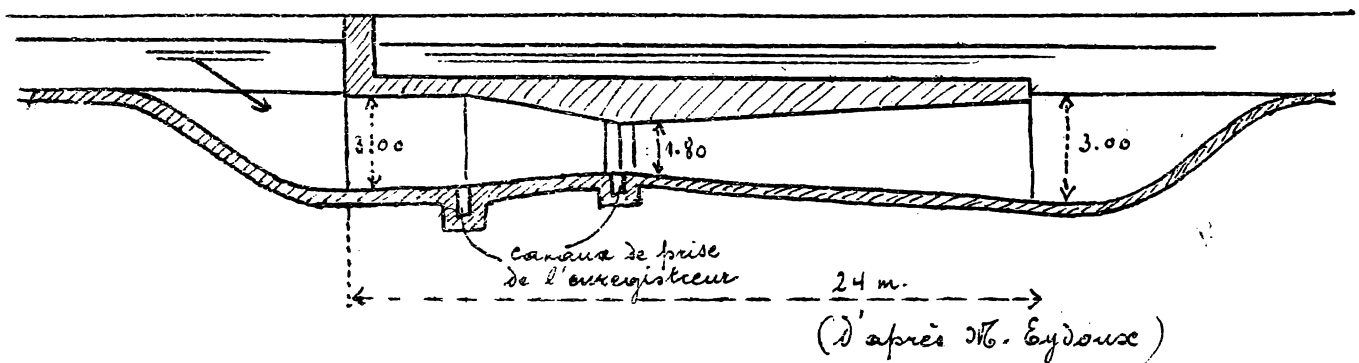
en métal.
 La méthode est assez simple et paraît assez avantageuse, parce que le cas d'écoulement réel, à charge constante, est l'un des plus simples et des plus théor.

iquement exacts. Les inscriptions des hydromètres peuvent être simplifiées ou enregistrées.

La méthode du déversoir est analogue. On l'établit en mince paroi biseautée en travers du cours d'eau et avec accès d'air en aval sous le seuil,



Afin que la veine soit libre, non adhérente. Pour éviter la perturbation des frottements à la rive, on limite aussi le déversoir à droite et à gauche dans la paroi. La section déversante est rectangulaire si les débits sont toujours assez grands; s'ils peuvent être faibles, on peut employer des sections triangulaires (déversoir de Thompson), qui donnent de plus fortes hauteurs motrices pour les faibles débits. Le coefficient de débit est déterminé par une formule appropriée ou par tarage au laboratoire (voir plus loin l'étude des laboratoires)



On applique les formules des déversoirs, beaucoup plus complexes. Les niveaux d'amont et d'aval se mesurent, à distances suffisantes des régions

troublés, par flotteurs ou hydromètres. Sa précision industrielle peut être de l'ordre de 2%.

Le tube de Venturi est constitué par une tuyère convergente divergente. que l'on peut construire par exemple en béton armé dans le lit d'un canal. On y fait passer tout le débit, qui se mesure par la dénivellation motrice entre la section d'amont de l'appareil et la section contractée

$$Q = K \Delta H.$$

Cette dénivellation est mesurée par un manomètre à liquide, amplificateur ou enregistreur. L'appareil doit être taré. Sa perte de charge est faible. L'appareil semble avoir reçu des applications concluantes à l'étranger (Angleterre, Égypte, Indes, France etc), la précision notamment serait satisfaisante.

Les dispositifs sommaires décrits ci-dessus, mais déjà assez coûteux et compliqués d'emploi, conviennent aux grandes exploitations hydrauliques rémunératrices : distributions d'eau et surtout aux usines hydroélectriques. L'installation de ces dispositifs est facilitée par le fait qu'ils se trouvent généralement dans des canaux d'amènée réguliers et bien calibrés, souvent bétonnés, et que les troubles sont réduits au minimum.

Pour des irrigations, dérivations, drainages, etc, il faut généralement moins de soins, et les circonstances rendent illusoire d'ailleurs des recherches de grande précision. On emploie alors, d'une manière plus grossière, les méthodes des orifices et déversoirs.

Pour les orifices, on les munit généralement de vannes et les débits s'apprécient par la levée de la vanne ou par des échelles. Les déversoirs sont munis d'échelles en amont et en aval.

Enfin, pour apprécier le débit des cours d'eau, nous avons indiqué précédemment que l'on établit une courbe ou formule limnimétrique des débits, ce qui présente quelque analogie avec la détermination des débits par la mesure de la dénivellation motrice. L'instrument de mesure est donc le limnimètre.

Dans ce procédé, comme dans les précédents, il faut un tarage, qui se fait par la méthode des vitesses généralement et ne peut se fa

par mesure directe que pour de faibles débits.

§ 4. Mesures par les vitesses.

Ce sont les seules qui conviennent pour les cours d'eau naturels très importants, ce sont les plus convenables pour les grands cours d'eau, à l'exception des torrents, ce sont aussi celles que l'on emploie pour les tarages importants, sauf les tuyères et déversoirs que l'on peut éventuellement tarer au laboratoire ou d'après des formules (voir précédemment).

La mesure des surfaces se fait par les levés hydrographiques, elle peut recevoir une précision suffisante, surtout dans des canaux calibrés d'exploitations. La mesure des vitesses peut être plus ou moins précise, selon les appareils employés.

Les flotteurs de surface sont peu précis, on en déduit la vitesse moyenne par une formule empirique indiquée précédemment, donc avec une forte erreur systématique. La méthode convient seulement pour des mesures grossières dans les cours d'eau naturels.

Dans les canaux très réguliers, de profondeur constante, où l'eau coule très tranquillement, il semble que le batonnet hydrométrique pourrait donner de bons résultats. En admettant la loi parabolique de répartition des vitesses suivant la verticale, la vitesse du batonnet est égale à la vitesse moyenne s'il est lesté suffisamment pour être approximativement vertical et s'il est immergé de $0,946 H$. Mais il ne donne la vitesse moyenne que sur une verticale et l'influence des parois latérales ne pourrait être négligée que si le canal est très large. En tout état de cause, l'emploi du moulinet est incontestablement préférable.

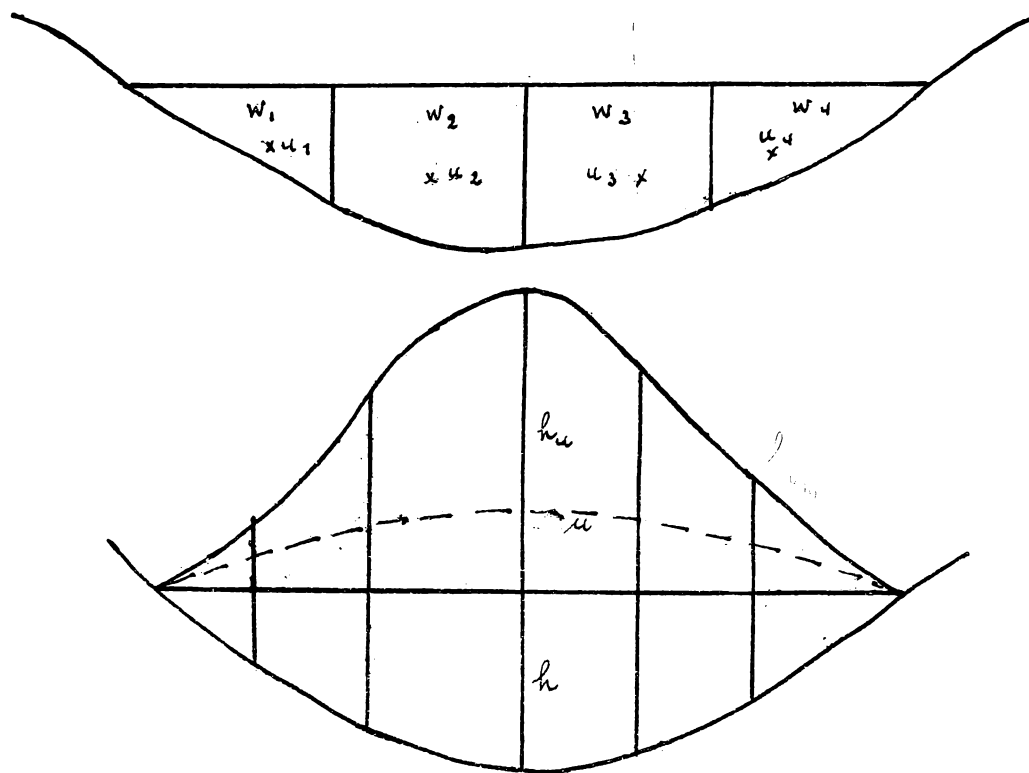
Pour éviter de nombreuses déterminations, dans un essai sommaire, on cherche à déterminer directement la vitesse moyenne. En admettant la loi des vitesses : $v = v_0 \sqrt{1 - \frac{z}{h}}$, on a $v_m = \frac{2}{1+n} v_0 = \frac{2}{3} v_0$ d'où $n = \frac{2}{1.5}$

si pour plusieurs valeurs de n , on trace les courbes de v/v_m en fonction de $\frac{z}{h}$, on obtient un faisceau ayant un point commun pour $\frac{z}{h} = 0,58$ et tel que $v_m = 0,99 v$.

Donc, on peut admettre que la vitesse moyenne v_m le produit à profondeur $z_m = 0,6 h$ sur chaque verticale. Si on trace un faisceau de courbe des valeurs de $\frac{v}{v_m}$ en fonction de z/h , telles que $v = \frac{v_z + v_{h-z}}{2}$, on obtient un faisceau ayant deux points communs pour $z = 0,18 h$ et $z = 0,82 h$ tels que $v_m = 0,499 (v_{0,18} + v_{0,82})$. Donc, on pourra mesurer les vitesses entre ces 2 profondeurs ou aux environs sur chaque verticale et écrire $v_m = 0,50 (v_{0,18} + v_{0,82})$.

Si on opère une seule mesure sur la verticale de profondeur et de vitesse maximale, on obtient $v_{m,max}$. On admet que $u = \frac{\beta}{8} v_{m,max} = \beta v_{0,max}$. En moyenne $\frac{\beta}{8} = 0,75$.

On obtient Q par le produit $w u$.



On obtiendra un résultat plus précis en divisant la section en un certain nombre de parties w_1, w_2 , par des verticales et en appréciant par mesure directe, à profondeur appropriée, les vitesses moyennes u_1, u_2 etc ces

pectives. On a $Q = \sum w_i u_i$.

Le résultat est d'autant plus exact que le nombre de parties est plus grand.

Rigoureusement $Q = \int u \, d w = \int u \, h \, d l$.

On peut obtenir approximativement cette intégrale par la méthode graphique de Harlacher.

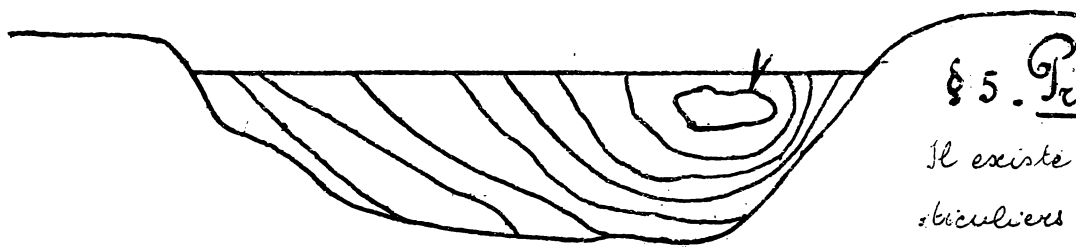
On détermine les vitesses moyennes sur un nombre assez grand de verticales. Sur ces verticales comme ordonnées, on figure sur un dessin les produits

ku, on a ainsi un polygone représentant une courbe approchée de (ku).
On procède à la quadrature de cette courbe, par exemple par intégration
graphique, ou par la formule de Simpson.

Pour mesurer ces vitesses moyennes, on peut effectuer un grand nombre
de mesures à diverses profondeurs. Pour les conduire systématiquement, on
divise la section en carrés par un quadrillage et on relève la vitesse au
centre de chaque carré. Les résultats obtenus permettent la détermination
des vitesses moyennes et l'application de la méthode de Harlaicher.

Elles permettent aussi d'obtenir le débit par la somme des produits des
aires de tous les carrés ou surfaces partielles par les vitesses centrales
correspondantes.

Enfin, elles permettent le tracé des courbes d'égale vitesse ou isodromes.
On détermine alors le débit par la somme des aires comprises entre les
isodromes multipliées par les vitesses moyennes applicables à ces aires.
Seulement, pour les grands cours d'eau, il faut un grand nombre de dé-
terminations successives, demandant beaucoup de temps, et il n'est pas
certain que des variations ne se produisent pas dans les vitesses et les
débits pendant ce temps. On réduit cette chance d'erreur en mettant en
ligne dans une section un grand nombre de moulinets dont on effectue
des lectures simultanées. Cette méthode est très coûteuse.



§ 5. Procédés spéciaux

Il existe des procédés par-
ticuliers qui conviennent
à des cas très spéciaux

et dont l'application est de ce fait délicate et demande une appréciation très
exacte, basée sur l'expérience.

On peut ainsi mesurer des vitesses moyennes et donc des débits par la durée
de propagation d'ondes colorées, cette méthode s'applique notamment aux
eaux souterraines, également aux conduites. Elle ne peut convenir que
pour les très petits cours d'eau.

Pour les torrents tumultueux, le jaugage chimique semble donner des

résultats remarquables. En tout cas, les résultats sont d'autant meilleurs que le brassage est plus énergique. et la méthode ne paraît pas convenir du tout pour les cours d'eau tranquille.

Elle consiste à verser dans le débit Q à mesurer un débit q assez faible d'une solution titrée concentrée de NaCl . Soit C_1 le titre initial.

On prélève du liquide un peu en aval et on détermine le titre C_2 du mélange.

$$\begin{aligned} \text{On a :} & \quad q C_1 = (Q + q) C_2 \\ \text{d'où} & \quad Q = q \left(\frac{C_1}{C_2} - 1 \right). \end{aligned}$$

Le principe de la méthode est donc intéressant, mais il semble bien que son application exige de l'entraînement et une sérieuse mise au point.

" . . . "

~ Deuxième partie ~

Correction des cours d'eau naturels ~

Chapitre I

~ Étude générale des corrections ~

§ 1. But des corrections.

Les travaux effectués aux cours d'eau naturels en vue d'améliorer leur cours s'appellent des corrections. Leurs buts peuvent être divers, les principales sont : la fixation du lit en vue de réduire la divagation, l'écoulement des crues, en vue de réduire les inondations et l'aménagement en vue de réaliser la navigabilité. Les deux premières espèces de corrections sont les plus anciennes ; elles ont pour but de mettre les populations à l'abri des fléaux provenant d'un fleuve puissant et capricieux, tels les grands fleuves chinois dont le lit divague dans de larges vallées d'alluvions marécageuses. La dernière catégorie, plus récente, englobe nécessairement dans une certaine mesure les deux autres et est beaucoup plus délicate, car elle doit apporter au cours du fleuve des modifications d'un ordre très précis. Or, nous avons vu qu'en tenant compte des débits solides et liquides et des actions réciproques du lit et du cours d'eau, les questions sont tellement complexes qu'elles échappent encore actuellement à une analyse rigoureuse. Il est donc difficile de prévoir exactement les effets d'une correction et les erreurs ont été fréquents. Même les expériences de laboratoires ne peuvent qu'à peine donner que des indications qualitatives, car il est en somme impossible de reproduire artificiellement d'une manière assez exacte, les conditions déterminant les réactions mutuelles du lit et de l'eau, l'influence des nappes souterraines etc.

Néanmoins, des études approfondies et notamment des observations coordonnées et des expériences peuvent donner des résultats satisfaisants.

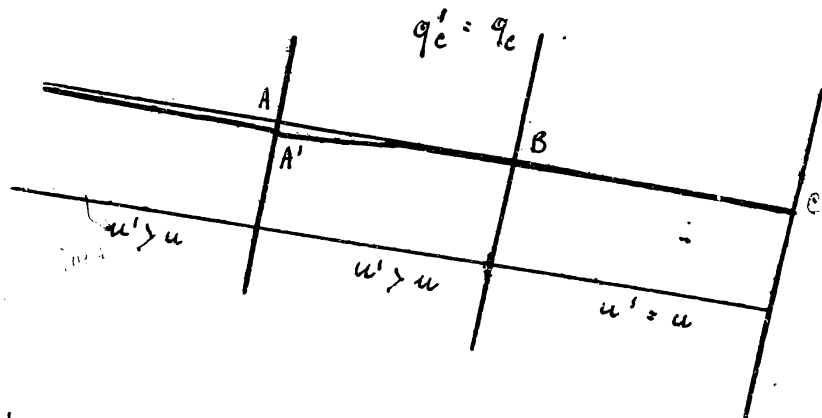
Les corrections peuvent être locales, c'est à dire de faible étendue, ou générales, c'est à dire intéresser un tronçon de grande longueur du cours.

§ 2. Effets généraux des corrections.

$$h' = h_0 + \frac{Q(u')^2}{2g} + \frac{(u_0 + u')^2}{2g} \frac{h_0}{C_{m'} K_{m'}}$$

Étudions d'abord les conséquences d'une correction dans un cours d'eau idéal à lit fixe. Il faut distinguer le régime d'étiage et le régime de crue. En étiage, les sources, les nappes souterraines, les affluents, donc toutes les dispositions alimentaires fonctionnent indépendamment du niveau du cours d'eau comme des réservoirs libres ou des orifices découverts virtuels, le débit est indépendant des circonstances d'aval. Il en résulte que les corrections ne peuvent exercer d'effets qu'en amont. Tu la médiocrité du débit, ces effets sont aussi peu sensibles.

En crue, les orifices virtuels sont plus ou moins noyés et le débit est variable et dépendant des circonstances d'aval, donc les corrections exercent aussi un effet en aval comme en amont.



Nous supposons toujours établi le régime permanent, sans considérer les ondes de changement de régime. Nous admettrons par hypothèse que les corrections ont pour but et effet de

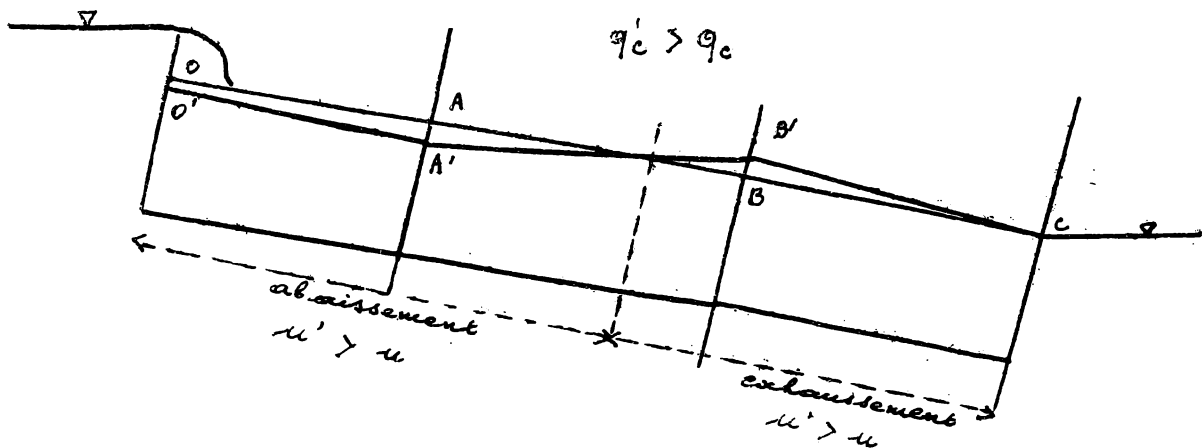
réduire les pertes de charge dans la zone corrigée AB; donc, pour un débit donné, d'y réduire la pente superficielle.

Cela étant, en régime d'étiage, la ligne d'eau primitive n'est pas modifiée par la correction en aval. Dans la zone corrigée, il y a abaissement, la ligne d'eau devient BA', A' étant en dessous de A. Or l'amont de A, il y a abaissement, l'axe nouveau est asymptotique à l'ancien vers l'amont.

En régime de crue, la correction influe sur le débit qui devient q'_c au lieu de q_c . Il faut nécessairement que $q'_c > q_c$, puisque l'axe

en amont de la correction est nécessairement plus bas que l'axe primitif, ce qui entraîne une augmentation du débit des orifices virtuels d'alimentation, donc de Q_c .

Il en résulte qu'en aval de la correction, il y a exhaussement; l'axe devient $B'C$, B' étant au dessus de B . En effet, le point C est fixe (réservoir d'aval) et, d'après l'équation du mouvement permanent, dans le cas d'un lit concave régulier, la hauteur d'eau croît à l'amont de ce point fixe lorsque le débit croît.



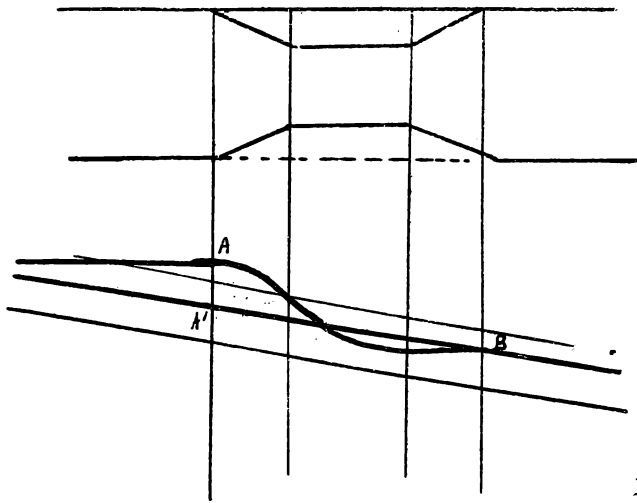
D'autre part, à l'amont de la correction, il y a abaissement. Le nouvel axe est $O'A'$ en dessous de OA et l'abaissement AA' est plus grand que OO' pour la raison que l'augmentation du débit entraîne celle de la pente superficielle. Sous la zone corrigée, l'axe doit relier A' et B' d'une manière qui dépend de la nature particulière des transformations. D'une manière générale, les vitesses sont augmentées. Dans la zone AB , les vitesses dépendent des transformations réalisées.

Donc et conformément à la conception physique des phénomènes d'écoulement, les corrections améliorent les conditions d'écoulement des crues à l'amont et les aggravent à l'aval; le débit de crue est augmenté. Il faut donc vérifier s'il ne naît pas un danger d'inondation à l'aval.

§ 3. Effets locaux des corrections.

Nous avons exposé dans l'étude de l'écoulement dans les cours d'eau naturels les effets des discontinuités ou irrégularités du lit. Leur sup-

pression produit en général les effets inverses.

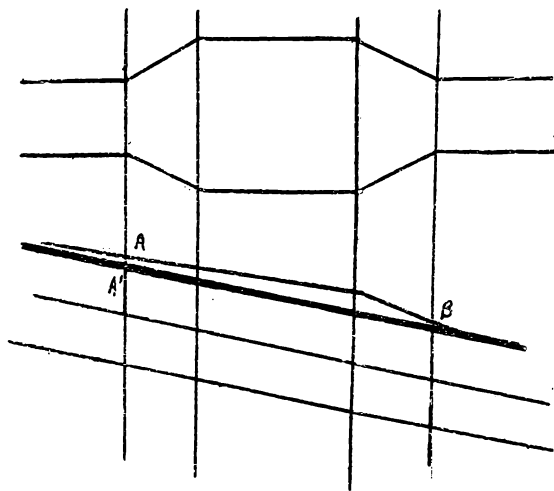


Des détroits donnent lieu à une forte résistance, dont résulte un relèvement du plan d'eau. L'élargissement de ces détroits entraîne donc bien l'abaissement en amont dont il est question dans le § précédent.

Des larges bassins locaux produisent aussi des relèvements en amont, leur rétrécissement produit donc aussi

l'abaissement en amont.

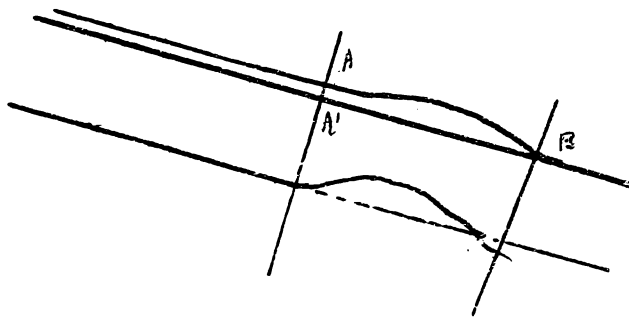
Des seuils agissent comme des barrages et relèvent l'axe, leur arasement qui approfondit le lit entraîne nécessairement l'abaissement en amont. Une correction assez fréquente consiste à barrer par des digues



submersibles à l'extrémité amont des faux bras, qui agissent comme un élargissement local, avec des pertes de charges supplémentaires dues à un plus grand périmètre mouillé et aux zones d'eau morte et tourbillonnaire. Ces barrages entraînent donc un abaissement en amont. Mais ils sont submergés lorsque le cours d'eau s'étale dans son lit majeur, car

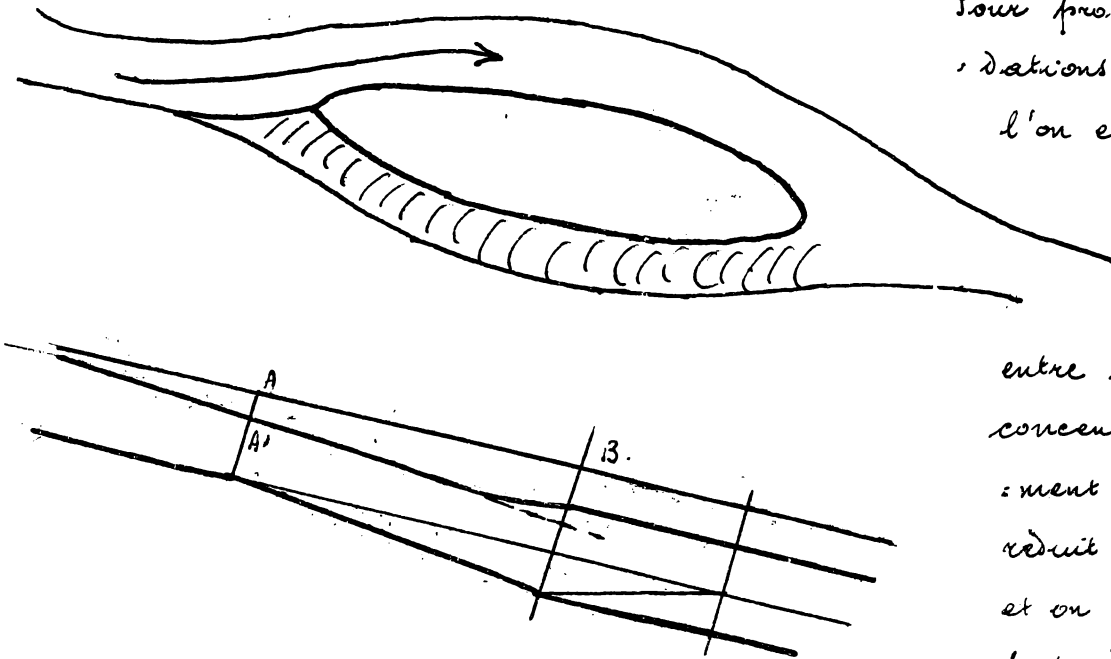
ils constitueraient sans cela un rétrécissement local du lit majeur et aggraveraient donc les conditions d'écoulement des crues en augmentant les inondations en amont.

Les corrections s'accompagnent souvent de redressements du cours, par:



fois de la suppression de méandres trop prononcés par des coupures plus ou moins courbes, mais entraînant toujours un raccourcissement du cours d'eau. Il en résulte donc une aug:

mentation de la pente du lit entre les points extrêmes fixes de la zone corrigée ; il en résulte aussi l'abaissement en amont.



Pour protéger des inondations, il arrive que l'on établisse des endiguements locaux dans le lit majeur, entre lesquelles on concentre l'écoulement des crues. On réduit donc la largeur et on supprime en sorte des élargissements

et des zones d'eau morte, on réduit le périmètre mouillé et les pertes de charge. On peut donc, en conservant bien entendu dans la zone corrigée une section suffisante d'écoulement, abaisser le plan d'eau en amont, mais les conditions d'écoulement des crues sont aggravées en aval de la zone corrigée ainsi que dans la partie aval de celle-ci. Mais il faut bien noter que si l'endiguement produit un réel rétrécissement de la section par rapport aux conditions normales d'écoulement, c'est un exhaussement en amont qui se produira et un abaissement en aval, par réduction de débit. Une telle opération ne peut être considérée comme une correction et est en principe désavantageuse. Le même résultat se produit par un resserrement généralisé. En période d'étiage, le débit étant indépendant, il y a exhaussement en amont et augmentation des vitesses dans la zone corrigée. En période de crue, il y a réduction du débit et exhaussement en amont si les digues ne sont pas submersibles.

§4. Effets de la mobilité du lit et du débit solide.

Tous avons envisagé jusqu'à présent un lit idéal fixe et un cours d'eau sans débit solide. La mobilité du lit et le débit solide peuvent

modifie profondément les conclusions précédentes. En effet, la correction influe sur les vitesses, surtout en période de crue, où elle influe sur le débit. Or, nous savons que ce sont les crues qui sont déterminantes pour les réactions mutuelles de l'eau et du lit. Nous savons notamment qu'un cours d'eau naturel possède ou tend vers un état d'équilibre du lit, qui résulte de la compensation de l'érosion et des apports et s'exprime par la relation :

$$hI = k v_e^2$$

v_e étant la vitesse d'équilibre près du fond.

La correction modifiant l'état du lit rompt donc l'équilibre établi ou en voie d'établissement, le travail d'érosion en amont et de dépôt en aval recommence, il en résulte donc une réduction générale de pente, à moins que l'érosion ne soit arrêtée en remontant par un seuil rocheux, tel que la barre d'Istein dans le Rhin. On y observe, par suite de la correction du Rhin, un approfondissement croissant en aval avec abaissement du plan d'eau, tandis que la fixité du seuil rocheux produit l'invariabilité des conditions en ce point. Il se produit sur le seuil un rapide de plus en plus dangereux. A partir de ce point agissant comme un niveau de base intermédiaire, l'érosion reprend vers l'amont et tend à réduire la pente. Mais sous réserve de ce cas particulier, il y a approfondissement à l'amont et abaissement consécutif du plan d'eau, l'inverse se produit en aval. Cet effet se produit dans toutes les corrections, aussi bien celles qui tendent à abaisser le plan d'eau en amont que les retenues qui tendent à l'exhausser. Les endiguements de grande étendue contre les inondations aggravent donc les conditions d'aval tout comme les autres corrections, mais en réduisant en outre le débit de crue. Les travaux de correction comportent souvent des dispositifs destinés à fixer plus ou moins le lit. Un tel lit n'a plus, dans la zone fixée, la faculté de se créer un nouvel état d'équilibre. Il peut y avoir notamment des apports solides d'amont qui ne sont pas compensés par l'érosion, d'où la nécessité d'enlever les dépôts par dragage. À vrai dire, une région fixée du lit se comporte par rapport à l'aval et l'amont comme un seuil rocheux.

D'une manière générale, il semble donc qu'il y a intérêt à respecter le plus possible l'état d'équilibre d'un cours d'eau, sauf enlèvement d'obstacles produisant des discontinuités dans cet état d'équilibre, et sauf variation trop fréquente de cet équilibre par le cheminement des formes. Il résulte notamment de l'écart de la mouille, ainsi que nous l'avons vu, une tendance au déplacement longitudinal du lit. En outre, l'alternance de l'étiage et des crues provoque des remaniements constants du fond qui se traduisent par un cheminement vers l'aval.

Ce phénomène est très caractéristique dans le cours d'eau à fond assez mobile et non fixe, notamment lorsque les vitesses sont accrues à la suite de corrections en aval; c'est le cas des bancs de gravier du Rhin dans le cours alsacien. Avec les rivières à fond fixe ou fixe, le phénomène est évidemment beaucoup moins sensible. Il est utile de relever ces mouvements par des sondages périodiques et de les comparer à ceux du plan d'eau.

§ 5. Navigabilité

La navigabilité exige la réalisation de diverses conditions auxquelles doivent satisfaire les eaux dites navigables. Il est inévitable que la navigation soit interrompue en temps de crue, au dessus des plus hautes eaux navigables, pendant un certain nombre de jours dont la moyenne annuelle dépend du régime du cours d'eau.

Il faut que en période d'étiage, le chenal présente partout une profondeur et une largeur suffisante pour la navigation, sans courants et remous dangereux. Il faut donc notamment que les chenaux se raccordent correctement aux points d'inflexion, sur les seuils et que les courbures et inclinaisons du chenal soient telles que les bateaux ne soient pas exposés à des courants et remous transversaux dangereux. Enfin, il faut que le chenal soit aussi fixe que possible. En hautes eaux, il faut que les bateaux puissent naviguer à la fois sans être exposés à des remous dangereux et en trouvant des profondeurs suffisantes sur la route.

La navigabilité dépend donc d'une conformation avantageuse ou

correcte du lit, notamment du tracé et de la continuité de ses rives, d'après les règles de Farquie. Mais les hauteurs d'eau pour un débit donné, notamment d'étiage, dépendent des pentes. C'est donc celles-ci qu'il faut régler en vue des profondeurs; le tracé des rives en découle comme nous avons vu.

Pour un débit Q
$$h^3 l^2 I = b Q^2.$$

Donc, à largeur constante, h varie en sens inverse de I et à pente constante en sens inverse de l . Donc on peut améliorer par réduction de pente ou par resserrement. On peut combiner les deux moyens, c'est même théoriquement nécessaire pour la stabilité du lit qui exige que $hI = k v_c^2 = c^{te}$, d'où $hl = c^{te}$ et $\frac{h}{l} = c^{te}$. D'après cela, on voit que les profondeurs nécessaires pour la navigation doivent résulter d'une manière générale et rationnelle d'une réduction de pente. D'ailleurs, c'est dans le cours inférieur que les cours d'eau présentent généralement le maximum de navigabilité.

La condition précédente n'est cependant compatible avec la navigabilité que si le débit est suffisant, condition qui est elle aussi réalisée le mieux dans le cours inférieur. Dans le cours supérieur ou moyen, il est fréquemment impossible de réaliser la navigabilité de la sorte, à cause de l'insuffisance du débit et des trop fortes pentes.

D'après le § précédent, les corrections des rivières à fond mobiles tendent toujours à réduire la pente. En supposant qu'elles n'aggravent pas les autres conditions de navigabilité et sous réserve d'autres effets éventuellement nuisibles, les corrections doivent donc être en général favorables à la navigation. Mais il ne suffit pas qu'elles soient favorables; elles doivent être encore en outre suffisantes. Ça se trouve le noeud très difficile de la question et il est permis de dire, d'une manière générale, que les corrections ne sont guère susceptibles d'améliorer les conditions de navigation que dans les cours d'eau dont les conditions naturelles de débit et de pente sont propres à la navigation, notamment les cours inférieurs des grands fleuves. Ce n'est que dans ces

conditions aussi que les effets nuisibles des correcteurs au point de vue de l'écoulement des crues pourront être éventuellement évités. Les reserrements aggraveront tout d'abord les conditions à l'amont, ultérieurement à l'aval. Les réductions de pente par régularisation (création de hauts fonds) aggraveront aussi les conditions en aval, d'une manière progressive. Mais dans les cours inférieurs, ces aggravations sont faibles par suite de la grande étendue des lits majeurs.

§6. Fixité du lit -

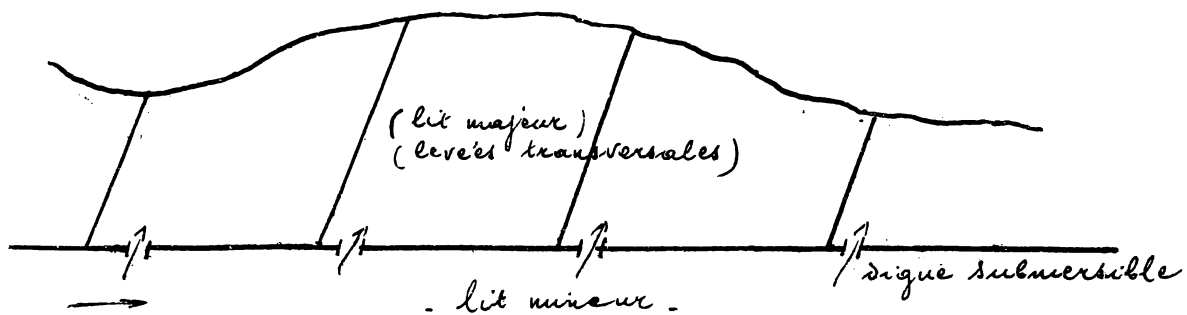
La fixité du lit est nécessaire à la navigabilité. Elle protège aussi les terres riveraines contre les dégâts de la divagation. Les dispositions prises visent même généralement à récupérer sur le fleuve des terres basses immergées lors des hautes eaux ordinaires, des bras secondaires etc, par colmatage au moyen des dépôts, principalement lors des crues. On emploie à cet effet des digues longitudinales et transversales et des seuils de fond.

Les digues longitudinales insubmersibles limitent le lit majeur, dont elles fixent les rives : elles ne sont pas en relation directe avec le lit mineur qui peut continuer à divaquer et éventuellement menacer ainsi les digues. Les digues submersibles peuvent être établies dans le lit majeur pour contenir les petites crues d'éte ; le plus souvent elles servent à fixer les rives du lit mineur, notamment d'après les tracés découlant des règles de Farque ; elles sont disposées suivant les rives concaves, qu'elles fixent solidement. Ces digues longitudinales basses sont accompagnées très souvent de digues transversales ou épis qui, partant des rives, s'avancent vers le chenal normalement à l'axe du cours d'eau, ou inclinés vers l'amont à 70° environ. Ils ont une action directrice du courant, qu'ils orientent à peu près perpendiculairement à leur axe. Construits en matériaux solides, ils retiennent les grèves du fond. On les dispose surtout le long des rives concaves entre les points d'inflexion ; ils sont donc disposés alternativement sur les 2 rives, qu'ils contribuent à fixer avec les digues basses. Ils favorisent et régularisent les atterrissements dans ces zones, suivant

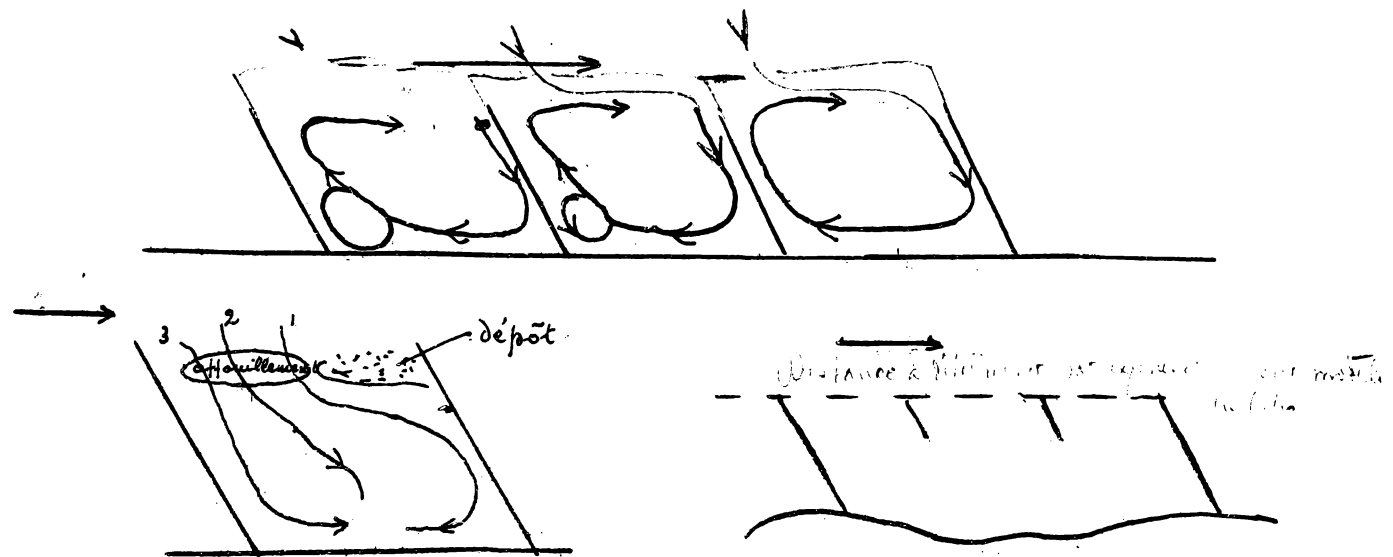
un profil et un tracé avantageux. De tels épis entre les rives et le chenal sont généralement plongeurs, c'est-à-dire de hauteur décroissante de la rive vers le chenal.

Mais on emploie aussi des épis saillants submersibles dans le lit majeur, dont les extrémités sont renforcées en forme de murs ou se retournant d'équerre en tronçon de digues basses longitudinales. Ils ont pour but de favoriser une fixation des rives du lit mineur par colmatage des terrains entre les épis. Actuellement les épis plongeurs, les digues basses plus ou moins continues et les épis saillants en œuvre sont souvent combinés en vue d'un résultat d'ensemble.

Il est d'ailleurs très recommandable de diviser les fonds derrière les digues basses en compartiments qui évitent l'érosion par des courants violents, mais favorisent au contraire le colmatage. Il est favorable d'ouvrir les digues basses aux extrémités amont des compartiments, en vue de permettre l'accès plus facile de l'eau limoneuse.



Les épis sont plus favorables au colmatage que les digues basses, surtout s'ils sont inclinés vers l'amont. L'inclinaison vers l'aval est défavorable, tant pour le colmatage que pour les rives. La distance des épis entre eux est égale à la largeur de régularisation (entre rives). En basses eaux, il se produit entre les épis un courant d'eau en circuit qui part de la face amont de l'épi aval, revient le long de la rive et par la face aval de l'épi amont, avec des tourbillons dans les angles des anciennes rives. Il se forme un affouillement en aval de la tête de l'épi amont et un dépôt immédiatement en aval, qui tend à reprendre la tête de l'épi aval. Cette disposition favorise



l'entrée des eaux de crue de crue qui se dirigent de l'ouverture ainsi créée vers l'ancienne rive en remplissant tout l'espace entre les épis et le colmatant. Le colmatage est donc actif et progressif. La forme des têtes semble exercer peu d'influence. Si les affouillements en terrain mobile sont possibles ; il faut protéger les têtes contre les affouillements. Si le fond du lit est fixé pour éviter les affouillements, il faut des épis plongeants pour faciliter le colmatage. Il n'est pas nécessaire que tous les épis aillent de la nouvelle rive à l'ancienne. L'observation a été faite que dans les rivières à grand débit solide qui colmatent facilement, on peut disposer entre 2 épis complets deux ou trois tronçons d'épis en arrière de la nouvelle rive ; ils forment le point de départ de dépôts progressifs. Leur distance et longueur doivent être convenablement déterminées par l'observation.

Les épis coûtent moins cher que les digues, colmatent plus vite et exigent donc moins d'entretien ; par contre ils produisent moins vite l'effet de régularisation et peuvent donner lieu entretemps à des effets défavorables de remous et courants transversaux. Ils conviennent surtout pour le colmatage.

Les digues basses régularisent plus vite, mais sont plus coûteuses et demandent un grand entretien. Elles conviennent surtout pour la navigation. Pratiquement, on combine presque toujours les deux systèmes combinés. Les seuils de fond servent à fixer le plafond du lit aux endroits exposés aux affouillements profonds et ne sont en somme que

des épis noyés très profonds; ils constituent souvent le prolongement d'épis plongeants. Nous en reparlerons plus loin.

§ 7. Écoulement des crues et protection contre les inondations.

En principe, il faut réserver à l'écoulement des crues, qui constituent des phénomènes naturels dont les causes échappent presque totalement à l'art humain, un lit majeur suffisant. Mais les vallées des grands fleuves traversant les régions peuplées ont généralement été encombrées, au cours des âges, de constructions édifiées par les riverains, à cause de tous les avantages que procure le voisinage d'un cours d'eau. Nous avons observé déjà que les crues sont variables et présentent des maxima exceptionnels, qui se produisent à des intervalles assez éloignés, correspondant à l'alternance séculaire des périodes sèches et humides. Ceci explique que des constructions ont été édifiées anciennement dans les lits majeurs jusqu'à la limite des crues ordinaires, et que les terrains repris sur le fleuve ont été inondés lors des grandes crues suivantes. D'autant plus, que, par rapport à l'état primitif, le lit majeur a subi un véritable resserrement et souvent un endiguement effectif. Or, nous avons déjà observé qu'il en résulte nécessairement une aggravation progressive des crues, ce qui explique que les plus hautes eaux d'un cours d'eau vont constamment en croissant, indépendamment des modifications apportées par l'industrie humaine au bassin hydrographique, qui peut accroître cet effet par accélération du ruissellement général.

Il faut donc distinguer entre les mesures propres à favoriser l'écoulement des crues et les protections contre les inondations. On voit, d'après ce qui précède qu'elles sont généralement antagonistes. Ce n'est que à la faveur de circonstances très propres que les deux buts peuvent techniquement ou économiquement se concilier. Néanmoins, il faut toujours s'imposer comme règle de les accorder de plus possible.

L'amélioration de l'écoulement des crues s'obtient par la réduction des

obstacles à l'écoulement, donc par la régularisation : suppression des seuils, détroits, bassins, bras morts, en général de toutes discontinuités quelconques du plan, du profil en long et des profils en travers. Il en résulte un accroissement du débit de crue, donc une moindre durée de la crue, une amélioration sensible en amont et une légère aggravation en aval, mais qui peut être rendue acceptable dans le cours inférieur, où la vallée s'élargit, par un calibrage convenable du lit majeur. Ces mesures ne peuvent donc généralement pas être considérées dans leur ensemble comme une protection contre les inondations, mais elles peuvent très sensiblement et avec une efficacité assez durable améliorer la situation d'une région riveraine exposée à des submersions calamiteuses, par des travaux en aval.

La protection contre les inondations étudiée sans tenir compte de l'écoulement des crues a généralement pour effet ou pour but de réduire l'écoulement des crues. Il aggrave donc nécessairement en amont et peut finir par aggraver en aval.

§ 8. Effets accessoires des corrections.

Nous avons vu que les corrections ont peu d'effet sur l'étiage si le débit est indépendant, par contre elles influent sur le débit des crues, sur le débit solide et sur l'état d'équilibre du fleuve. Ces influences ont été établies d'après la notion théorique des orifices virtuels d'alimentation ; qui supposent que des dispositifs d'alimentation sont en quelque sorte indépendants de l'état du cours d'eau. Mais en fait ces influences se compliquent du fait des réactions mutuelles des alimentateurs et du cours d'eau en période de crue. Dans certains cas, la dépendance est directe : les réactions mutuelles des cours d'eau et de leurs affluents ainsi que des nappes souterraines en période de crue est évidente.

Une augmentation du niveau des crues en réduit le débit, mais augmente le niveau des affluents et relève la nappe souterraine ; ce dernier effet au profit des eaux basses consécutives. L'inverse se produit en cas d'abaissement du niveau des crues. Il en résulte évidemment

que les variations des débits de crue sont plus grandes que celles qui se produiraient avec des alimentateurs indépendants. On voit également que l'alimentation indépendante exigerait des ouvrages régulateurs, par exemple du genre des déversoirs de décharge décrits dans le cours de barrages, tant aux confluentia qu'aux sources. Il est très difficile d'agir sur les nappes souterraines, elles ont d'ailleurs moins d'influence sur les crues, par suite de la lenteur des phénomènes de filtration et de la tendance au colmatage du lit par déversement du cours d'eau dans la nappe souterraine. L'influence des nappes souterraines est écartée si le lit est colmaté ou étanché. L'effet des corrections se répercute donc en quelque sorte sur tout le bassin ; il faut en tenir compte non seulement au point de vue de la correction même, mais des conséquences extérieures.

Il faut veiller à ne pas troubler profondément l'équilibre des nappes souterraines, à ne pas en empêcher l'écoulement et à ne pas provoquer la formation de marécages par exemple par colmatage imperméable des rives. Il en est de même pour les affluents divers ; il faut prévoir des ouvrages permettant le passage des eaux de ruissellement à travers les digues, mais évitant le reflux des crues dans la vallée à travers ces ouvrages. Il faut dans ce cas des dispositifs permettant une évacuation naturelle ou artificielle des eaux de ruissellement dans le cours d'eau principal au dessus du niveau des digues. Pour cela, on peut écouler directement dans le cours d'eau par gravité, en dérivation ou en conduite forcée, les eaux collectées à un niveau assez élevé ou éventuellement relevées par le moyen d'un barrage (protection de la ville d'Amboise sur la Loire). Les eaux dont le niveau est inférieur à celui des crues du fleuve y sont refoulées par pompage. Parmi ces eaux de ruissellement, il faut considérer dans les villes, les eaux des égouts, qui doivent toujours être refoulées par pompage (Ex. du Bassin de Liège). Les travaux d'endiguement insubmersibles doivent donc être toujours accompagnés de travaux de drainage et d'assainissement.

§ 9. Conclusions générales au sujet des corrections

Il résulte de ce qui précède que les corrections des cours d'eau naturels sont parmi les travaux les plus délicats des ingénieurs hydrauliciens, par suite de l'incertitude de leurs effets. Cela provient non pas d'un manque d'études, mais bien de la complexité considérable des phénomènes ainsi que de leur diversité. Les cours d'eau sont en somme une individualité ; les observations faites sur l'un ne peuvent être transposées sur un autre qu'en cas de grande analogie. Les deux cours d'eau et encore d'une manière relative seulement, mais pas du tout en cas de dissimilitude caractérisée. C'est ainsi que des méthodes différentes de correction ont été apportées aux fleuves très tranquilles des plaines allemandes et aux fleuves français du régime mixte.

L'hydraulique théorique se trouve en défaut et ne peut servir que d'auxiliaire. Même l'expérience sur modèles ne peut être utilisée qu'avec la plus grande circonspection pour l'étude qualitative de certains points généraux bien définis, car tout dépend des réactions multiples des cours d'eau et du lit, dont les caractères déterminants ne peuvent être reproduits, même approximativement. L'étude d'une correction est nécessairement de longue haleine - ce qui ne veut pas dire qu'elle doit être traînée en longueur. Elle doit être basée sur une documentation aussi étendue que possible. Sans cette question difficile, la connaissance est réellement la somme des efforts, des travaux, des expériences et des succès des innombrables hydrauliciens, souvent anonymes, du passé. Peu de questions, doivent autant que celle-ci inciter les ingénieurs à la modestie.

Elle doit être ensuite basée sur une connaissance parfaite du cours d'eau, au point de vue topographique, hydrographique, hydrométrique et hydrologique. Je n'entends pas par là une connaissance empirique basée sur une longue observation journalière, mais non coordonnée du fleuve, qui peut être utile pour des points de détail, mais non pour une conception d'ensemble. Cette connaissance doit être basée sur des levés complets du cours d'eau, des courbes de régime, des courbes limnimétriques des débits, des courbes de crue, des courbes pluviométriques

etc, c'est-à-dire une étude scientifique complète du fleuve.

Ces éléments indispensables à l'étude d'une correction existant, il faut chercher par des moyens théoriques et expérimentaux une méthode convenant au cours d'eau. Un principe fécond, qui limite à la fois les résultats mais aussi les succès et donne par le fait même, semble-t-il, le maximum qu'il soit possible d'obtenir, est celui qu'il faut corriger avec prudence, délicatesse presque, non modifier brutalement, profondément. Il faut tirer le meilleur parti possible de l'individualité du fleuve, non chercher à la modifier par contrainte. On peut ainsi espérer faire contribuer le cours d'eau à sa propre correction pour maintenir les nouvelles rives qui lui sont fixées, entretenir ses profondeurs, colmater ses rives basses et les faux bras. S'entretien est réduit au minimum. Au contraire, la modification trouble l'équilibre du fleuve et produit des réactions inévitables qui tendent à détruire ou réduire l'œuvre de l'homme. Il en résulte une vraie lutte très caractéristique dans les grands endiguements par exemple, et où le fleuve remporte très souvent de grandes victoires, qui sont pour l'homme des calamiteuses catastrophes.

En tous cas, il faut des travaux constants de perfectionnement et d'entretien, sans compter la réparation des dégâts dus aux catastrophes.

Le principe est dû principalement aux hydrauliciens français et on peut considérer comme type d'application exemplaire la correction de la Garonne par Farque, basé sur une étude patiente, théorique, expérimentale et observative. C'est de cette étude que sont déduites les règles de Farque, qui ont été parfois critiquées comme généralisations excessives par certains hydrauliciens, notamment en Allemagne. Il est possible en effet que les points les plus précis des règles de Farque ne conviennent peut-être que pour la Garonne, de l'étude du cours de laquelle ils ont été déduits. Mais ce fait ne diminue en rien la portée de ces règles et le mérite de Farque, il la généralise au contraire et incite à refaire, pour chaque cours d'eau dont on projette la correction, une étude scientifique, analogue, considérablement facilitée par les principes

généraux mis en lumière par Barque.

Cette étude montre notamment comment sont constitués les bons passages, comment les mauvais et la différence des deux. La correction doit tendre alors à transformer les mauvais passages en bons par une modification correlative de leurs dispositions. Cette opération doit être progressive, on peut ainsi éprouver à faibles frais l'efficacité des divers dispositifs de correction, dont le système définitif n'est arrêté qu'à bon es-sai. Les corrections doivent être conduites généralement d'aval en amont et être progressives.

Les principes s'appliquent surtout aux corrections étendues ou générales, et, selon l'esprit, aux améliorations locales ou à celles qui sont basées sur des dispositifs spéciaux, tels que des réservoirs etc.

Les règles générales paraissent évidentes et convenables, semble-t-il, pour toutes les questions quelconques; surtout les deux premières: documentation et étude précise. Cependant, elles ont été souvent négligées; cela provient de la grande importance des études préalables, dont on veut s'affranchir par hâte ou défaut d'énergie. L'insuccès en est la conséquence presque inévitable. Ce sont les expériences antérieures et surtout les insuccès qui ont démontré la nécessité des études précises et qui en ont fourni en même temps les premières bases. Dans tout pays industriel, des monographies fluviales complètes devraient exister, ainsi que des annales d'observations continues. La base indispensable à toute étude fluviale existerait ainsi d'avance, ce qui permettrait d'agir à coup sûr dans le minimum de temps.

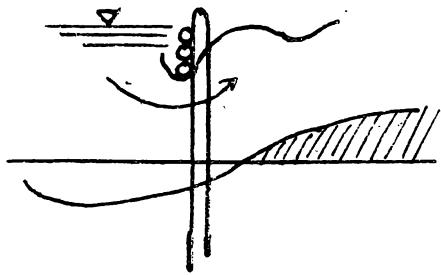
Chapitre II

Méthodes et travaux de correction

§ 1. Régularisation ou corrections locales.

D'après les règles de l'hydraulique théorique comme d'après celles de Farque, il faut enlever les discontinuités qui entravent l'écoulement des eaux. Ces régularisations, systematiques ou isolées, doivent donc établir la continuité telle que le fleuve tend à l'établir lui-même et, s'il n'y a pas urgence, par sa propre action.

Cette dernière méthode est applicable aux corrections de rives, aux resserrements locaux et à la suppression des fautes bras. Elle emploie des digues et des épis submersibles pour provoquer le colmatage des parties abandonnées du lit. Ces digues basses se construisent en enrochements dans les régions où les pierres abondent (cours supérieur et moyen, régime torrentiel et mixte, graviers et sables), en bois et fascinaiges, ce dernier système surtout dans les plaines basses (cours inférieur. Au lieu d'employer les digues submersibles, dont le fonctionnement est basé sur le déversement par la crête, suivi d'une perte de vitesse provoquant le



dépôt, on a employé avec succès des ouvrages perméables mobiles ou réglables. En principe ils comportent une file alignée de pieux ou piquets émergeant au dessus du niveau de l'eau et de préférence réunis par un cours de longrines. A cette construction sont

fixés des parois, qui, placés aux environs de la surface libre, obligent l'eau et les matières solides à passer entre elles et le fond. Il se crée aussi une dénivellation motrice si l'ouvrage est bien disposé par rapport au courant et si la section de passage est bien établie. Par suite de la mise en vitesse suivie d'une dissipation, le lit se creuse

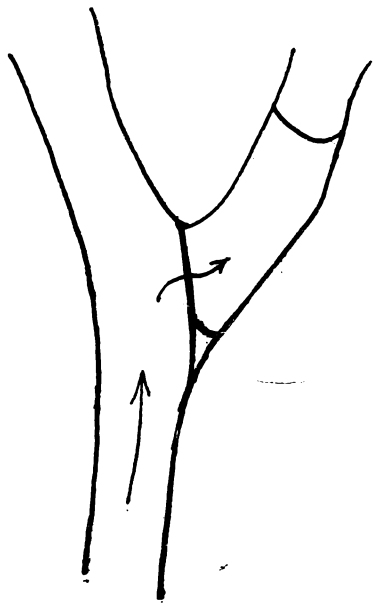
immédiatement en amont de ces ouvrages tandis que les grèves se déposent et se fixent en aval. Ce dispositif convient surtout comme diques longitudinales. Il a donné d'excellents résultats en Bavière avec le système Wolf, dans lequel les parois en fascines, ou branchages ou planches etc oscillent librement dans le sens du courant autour de la languette supérieure. Le réglage ne peut se faire que par ouverture ou fermeture de panneaux si la hauteur des parois n'a pas été bien choisie.

En Amérique, au Missouri, et en Europe, dans le Danube, la Drave, la Theiss, etc, on s'est servi de troncs et de branches d'arbres munis de nombreuses ramifications, dont on a fixé les pieds dans le fond par des ancrages, tandis que les têtes flottaient librement ou étaient soutenues par des pûts vides. (Système Brownlow-Weed des Indes britanniques) Ces dispositifs sont fixés à 3 ou 4 m. de distance des nouvelles rives projetées et parallèlement à celles-ci; les dépôts consistentes se forment rapidement derrière. Sur la Loire, on a employé avec succès les barrages réglables Audouin. Ses panneaux sont obturés par des vannes en bois dont on peut régler la levée.

Ces systèmes donnent des résultats excellents dans les cours d'eau à grand débit solide, surtout de gravier et de sable, donc en régime torrentiel et mixte. Le système Brownlow est le plus simple et le plus robuste. Le dispositif Audouin, construit avec de gros pieux à longue fiche, a résisté aux crues et glaces. Le système Wolf plus léger résiste aux crues ordinaires mais doit être enlevé avant l'hiver pour éviter la destruction par les glaces et les crues violentes; il ne convient donc qu'au réglage du lit des basses eaux et des eaux moyennes. Ils provoquent une régularisation très progressive et presque sans répercussion en amont, car il se produit en somme une déformation latérale de la section localisée aux environs des ouvrages et qui ne modifie pas très sensiblement les caractéristiques hydrauliques dans un lit assez large.

Ces resserments locaux peuvent être réalisés plus rapidement par

des digues plus ou moins insubmersibles, en enrochements, ou fascina-
ges, ou terres protégées par des revêtements. Le remblai peut se faire der-
rière dans la mesure possible au moyen de dé-
blais dragués dans le cours d'eau.



Le remblayage des faux bras se fait avan-
tagement de la même manière, par des
digues basses et de préférence laissant passer
un certain débit. Les fermetures complètes se
font lorsqu'en vue de la navigation, il faut
concentrer toutes les eaux dans le bras prin-
cipal. Lorsque le barrage sert de chemin
de halage, il est très oblique par rapport à
la rive droite de l'ancien bras, il faut dans

cet angle du barrage prévoir un ancrage spécial normal pour
éviter les affouillements et le déracinement du barrage en temps
de crue. Il est avantageux de multiplier les barrages dans l'an-
cien lit si l'on veut éviter les affouillements et par contre en hâter
le colmatage.

Les élargissements se font par les méthodes connues de terrassement ou
dragage. L'emploi du déblai par jet d'eau sous pression est à citer;
il a été employé aux travaux du Missouri; notamment pour le ré-
glage des nouveaux talus de berges.



Dans les courbes, les rives concaves
doivent être éventuellement
protégées par des revêtements ap-
propriés contre les effets de l'érosion.

Il faut éviter principalement l'affouil-
lement au pied des berges par approfondissement du lit. Il convient
donc de fixer en ces points les fonds trop mobiles par des seuils de
fond, en enrochements ou fascines, arasés un peu en dessous du
niveau que l'on veut réaliser (0,30 m. dans le Weser) Ils sont légers
et pas trop écartés (1/5^e de la largeur au plan

d'eau d'étiage env.) on réalise de la sorte, en même temps qu'une fixation du lit, une régularisation de la pente.

§ 2. Enlèvement des écueils et des seuils.

Les écueils isolés, qui constituent un danger pour les bateaux sont dragués ou retirés; s'ils sont très considérables, ils sont divisés par des explosifs. Les seuils sont de diverse nature: les seuils rocheux élevés sur le fond du lit par l'érosion remontante qu'ils arrêtent en formant des rapides; les seuils de dépôt fixes, provenant de la configuration du cours d'eau et les seuils accidentels, dus à des éboulements par exemple.

Les seuils de dépôt, qui se produisent en un point d'inflexion, en aval d'un confluent dans le cours d'eau principal ou en amont dans l'affluent proviennent de causes permanentes et ne peuvent donc être modifiés que par action sur ces causes. C'est donc une question de correction générale. Si cette correction ne peut donner des résultats satisfaisants et que l'on procède à des dragages, ceux-ci devront être repris périodiquement. On se contente de draguer un chenal.

Un seuil accidentel, dû à un éboulement de berges par exemple, s'enlève par dragage en tout ou partie.

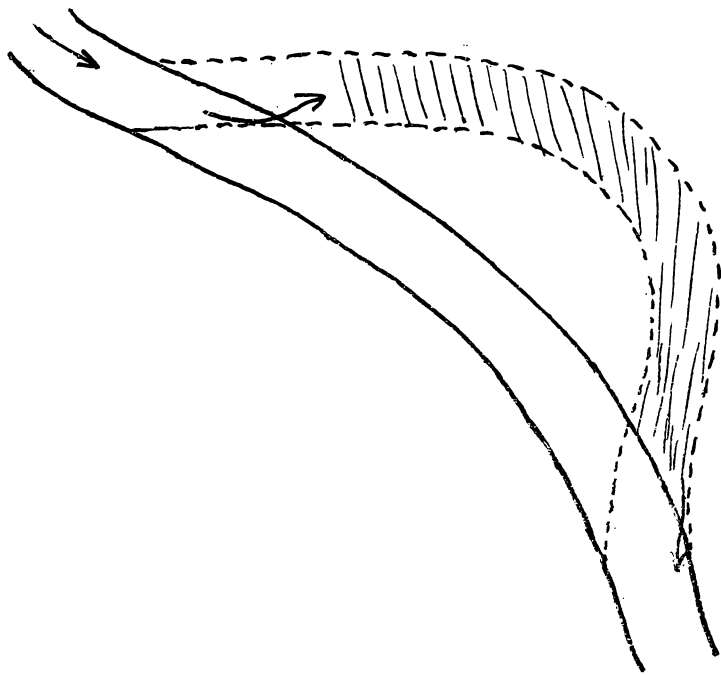
Les seuils rocheux constituent un problème très difficile, à cause de la très forte pente et des courants violents. S'ils sont très étendus, il est impossible de les arasés complètement par des explosifs, à cause de l'importance du travail. Il n'est d'ailleurs pas impossible, comme le prouve la barre d'Isterin dans le Rhin, que l'érosion remontante ne fasse renaître le seuil.

On se borne donc généralement à établir un chenal dans le seuil, en suivant le tracé qui se raccorde le mieux aux chenaux d'amont et d'aval et en évitant les courants trop violents dans les rapides. Ces travaux ne modifient pas beaucoup l'état du fleuve et ne peuvent avoir qu'une conséquence locale. Il faut d'ailleurs y veiller en limitant l'importance du chenal, de manière à éviter un

abaissement en amont. Ces travaux sont très aléatoires, car il n'est pas certain que l'on réalise dans la passe une profondeur suffisante et une vitesse assez faible, vu les fortes pentes. On doit aussi craindre des dépôts en aval, cependant à une certaine distance de l'issue de la passe, par suite de la vitesse acquise, de sorte que le raccordement au chenal d'aval peut être possible, si les circonstances sont favorables. On cite comme célèbres les travaux de la passe de Bingen, dans le Rhin et des Portes de fer, dans le Danube.

§ 3 - Coupures -

Les coupures, surtout rectilignes, étaient autrefois plus en honneur qu'actuellement. Par l'augmentation de pente et de vitesse qu'elles créent, elles troublent l'équilibre du cours d'eau, qui tend à réduire la pente, par abaissement en amont et exhaussement en aval.



D'autre part, il est très difficile de maintenir un chenal régulier dans un lit rectiligne à fond mobile; les dépôts s'y font sans l'action directrice qui existe dans les lits sinueux. Aussi les coupures s'établissent elles actuellement d'après les règles de Farquie. Elles doivent être convenablement calibrées et consolidées. On

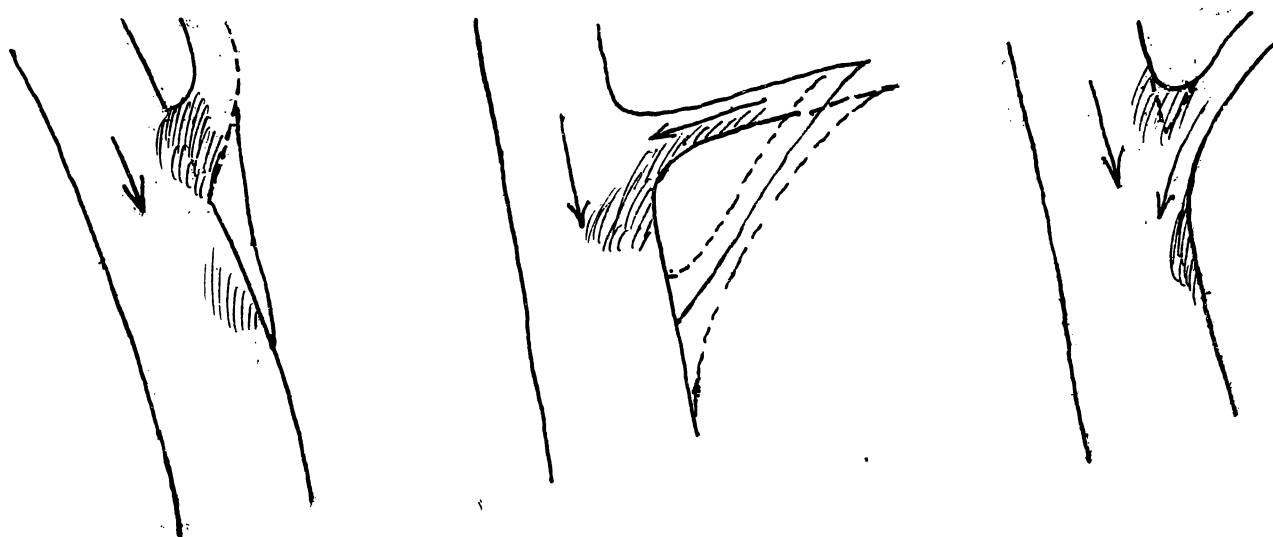
les construit d'aval en amont, soit sous eau par dragage, après enlèvement à sec de la crue superficielle et ouverture d'un chenal de dragage, ou à sec entre digues. Dans ce dernier cas, on perce d'abord complètement la digue d'aval, puis on ouvre la digue d'amont, le courant même en emporte la majeure partie; on régularise ensuite la drague. L'ouverture se fait de préférence

en basses eaux. L'ancien lit est ou non barre' en amont ; s'il est barre' on laisse une ouverture pour le colmatage comme pour la sup-pression des faux-bras. Une bonne disposition consiste à guider les eaux vers la coupure par une digue partant de la rive gauche et interrom- due avant d'arriver à l'ancienne rive droite.

§ 4 - Confluents -

Les confluents sont des points particuliers dont la configuration na- turelle n'est pas toujours favorable et dont les effets en aval sont sou- vent mauvais

D'une manière générale, les affluents ont un régime moins tran- quille que le cours d'eau principal et lui apportent des matières so- lides dans une mesure dépassant son point de saturation.



Il se forme donc des dépôts en aval, notamment des bancs très élevés de gravier immédiatement en aval du confluent, qui sont favorisés par l'élargissement qui y existe habituellement. Ses dispositions les plus défavorables à ce point de vue sont les dispositions tangentielles, à cause de la grande largeur, et la disposition normale, à cause du changement brusque de direction et des remous consécutifs. La dispo- sition la plus favorable est celle de la rencontre sous un angle ai- gu pas trop faible ; elle permet un colmatage convenable du lit en aval. Il est bon, pour favoriser la réunion tranquille des deux courants et régulariser le dépôt d'alluvions à la pointe du confluent, d'y établir

un ouvrage triangulaire plongeant formant diffuseur ; il doit être bien ancré à la pointe du confluent.

Mais des dépôts peuvent aussi se former dans l'affluent en amont du confluent, par suite du courant tourbillonnaire se développant par la réaction du courant du cours d'eau principal. La vitesse du courant affluent est donc réduite à la rive droite, il s'y forme un dépôt ; l'inverse se produit à la rive gauche. L'effet est d'autant plus marqué que l'angle des deux cours d'eau est plus grand et que les crues du cours d'eau principal sont plus importantes par rapport à celles de l'affluent. Car, dans ce cas, le cours d'eau principal forme un véritable barrage d'eau pour l'affluent.

Il peut donc y avoir intérêt à corriger une embouchure trop ou trop peu inclinée sur le cours d'eau principal. Le manque d'inclinaison peut de corriger facilement par des ouvrages noyés. L'excès d'inclinaison exige un détournement de l'embouchure vers l'aval ; il faut alors considérer soigneusement la question des pentes.

Outre ces effets locaux, que l'on peut corriger dans une certaine mesure, nous savons que les affluents à grand débit solide exhausseront le lit du cours d'eau principal sur une grande distance en aval. C'est le cas de la Meuse dans la traversée de Liège, à cause des dépôts de l'Ourthe. Les seuils étendus ne peuvent être enlevés que par des dragages, qui doivent être renouvelés constamment à cause de la permanence de la cause.

§ 5. Corrections étendues -

Les corrections étendues se composent en somme d'une série de corrections locales du genre de celles que nous venons d'étudier, mais exécutées d'une manière systématique successivement d'aval vers l'amont. Cette méthode satisfait au principe de progressivité.

La grande difficulté est d'obtenir une profondeur suffisante sur les seuils fixes. Sous les premières tentatives de correction, on a cru pouvoir atteindre ce résultat par le calibrage et le resserrement du lit. Cette méthode consistait à calculer la section et la pente du

du cours d'eau par les formules ordinaires d'hydraulique, comme pour un canal artificiel et de manière à obtenir une profondeur et une vitesse satisfaisante. On réalisait ensuite ces sections par des endiguements longitudinaux submersibles ou non. Très souvent, cette méthode était accompagnée de coupures, construites suivant le profil calibré et destinées à augmenter et régulariser la pente. L'erreur du principe de cette méthode était de considérer le fleuve comme un canal à fond fixe et sans débit solide. Les conséquences déjà exposées de cette erreur se sont toujours produites et d'autant plus que le régime était plus torrentiel.

L'emploi de digués basses submersibles a pu donner localement des résultats, surtout pour la fixation des rives concaves.

L'emploi d'épis, surtout plongeants, et de seuils de fond peut donner également des résultats satisfaisants. Ces constructions réalisent en somme la fixation du lit en aval sur une certaine longueur. Les premiers essais d'épis isolés et très distants ont été des échecs. Il est évident que la fixation du lit doit être continue; le principe de ce mode de correction est de fixer le lit autant que possible, sans modifier artificiellement les conditions d'écoulement. C'est le fleuve lui-même qui crée son nouveau lit fixe.

Cette méthode a été mise au point surtout en Allemagne; elle s'est révélée supérieure à la précédente, mais elle semble, peu apte à créer des profondeurs. Elle réalise une certaine stabilité du lit, une régularisation progressive du cours par le colmatage, qui fait récupérer sur le cours d'eau de grandes étendues de terrains bas que l'on met en culture.

Il est apparent que les deux méthodes précédentes se complètent en quelque sorte et que les digues longitudinales doivent présenter moins d'inconvénients dans un lit artificiellement fixé par des épis. De là l'idée du système mixte. Il se comporte essentiellement des digues basses longitudinales fixant les rives concaves et des épis fixant les rives convexes, ainsi que des seuils de fond dans les

courbes et pour orienter convenablement les marges près des points d'inflexion. Il doit être basé sur les règles de Farqua, d'une manière qui conviendrait au cours du fleuve et qui découle de l'observation. On peut de la sorte espérer fixer les seuils et y réaliser le plus grand mouillage possible, fixer et régulariser les rives et provoquer des atterrissements. La réduction progressive de la pente est empêchée par la fixation du lit. Ses profondeurs initiales sur les seuils sont éventuellement réalisées par dragages. Si des dépôts se produisent, il faut les enlever par dragages périodiques. Ces dépôts peuvent se produire du fait qu'une section à fond fixe joue par rapport à l'aval le rôle d'un seuil rocheux et entraîne donc une réduction de pente en amont et un engravement sur le seuil, tandis qu'en aval il y a éventuellement érosion. Il convient de préciser le rôle des dragages dans les corrections. On considère parfois les dragages seuls comme une méthode de correction, employée sur de grands fleuves comme le Volga, le Mississippi etc. Le dragage ne sert évidemment qu'à créer un chenal dans des cours d'eau trop larges pour faire l'objet d'une correction proprement dite. Il est évident aussi que les vitesses croîtront en ces points de profondeur maximum, phénomène que l'on appelle assez arbitrairement une concentration de courant.

Mais il en résulte évidemment l'accroissement d'érosion et des réactions transversales, dont l'effet ne peut être en général de maintenir les profondeurs, mais bien de les combler et de réduire les pentes. D'ailleurs et surtout, en période de crue, où l'approfondissement n'exerce plus qu'une influence sur le mouvement des eaux, les dépôts encombreront nécessairement le chenal dragué.

Mais les terres de dragage constituent des auxiliaires utiles et presque indispensables des corrections. Il est utile de créer les profondeurs initiales à la drague, laissant au cours d'eau corrigé le soin de les maintenir. L'efficacité des dragages est donc soutenue par la correction. Ensuite, le dragage est nécessaire pour l'enlèvement des dépôts qui peuvent se produire, comme nous l'avons vu, dans

le lit fixe.

§ 6. Protection contre les inondations.

La première idée qui vient à l'esprit, et qui fut appliquée pour protéger des endroits menacés, est la construction de digues insubmersibles. Nous en avons indiqué les conséquences générales qui sont une réduction de la pente et un abaissement à l'amont ainsi qu'un relèvement en aval. Mais il faut tenir compte en outre que la crue est un écoulement variable; la capacité d'emmagasinement du fleuve est réduite et l'écoulement de la crue est ralenti; il en résulte une élévation du niveau maximum. Les exemples fameux des digues du Po, de la Cheiss et de la Soire montrent l'obligation incessante dans laquelle on se trouve d'élever toujours davantage le couronnement des digues. Les conséquences d'une rupture deviennent toujours plus graves et il s'est réellement produit de grandes catastrophes.

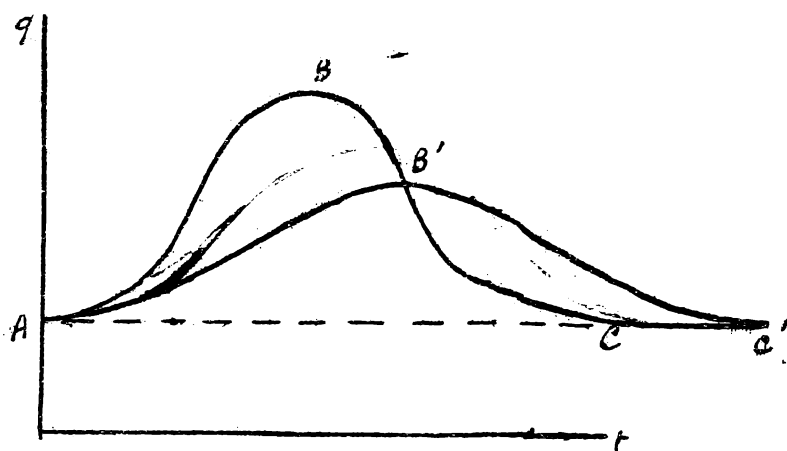
Enfin de réduire ainsi l'écoulement des crues, on peut le favoriser par enlèvement des obstacles du lit. - Suppression des seuils, naturels et artificiels (barrages), approfondissement du lit et régularisation de pente, élargissement du lit, suppression des sections rétrécies (ponts, barrages) redressements des courbes raides etc. Lorsque elle est applicable, cette méthode est généralement préférable; cependant elle peut aggraver la situation en aval d'une manière inadmissible, surtout si le maximum de la crue ainsi accélérée coïncide davantage avec le maximum de crue d'un affluent d'aval. Il faut donc être très circonspect et se baser sur les courbes de propagation et des débits des crues établies pendant de nombreuses années. Au point de vue de l'amélioration de l'écoulement des crues par le dragage du seuil de la Meuse dans la traversée de Liège, provenant des apports de l'Ourthe, la situation est favorable parce que sur un assez long cours à l'aval il n'y a plus d'affluents importants (vallée inférieure).

D'une manière générale, l'onde de crue ira en s'atténuant vers

l'aval d'autant plus que la capacité d'emmagasinement du lit majeur est plus élevée, ainsi que nous l'avons établi. Cette observation constitue le principe d'un autre système contre les inondations : la création de capacités d'emmagasinement des crues par le moyen de barrages de réservoirs. Il faut que les réservoirs de crues soient vides aux époques de crues possibles, afin de présenter le maximum de capacité. Leur vidange même doit être éventuellement assez rapide afin de pouvoir fonctionner pour une seconde crue suivant de près la première. Mais il faut de nouveau étudier attentivement les conséquences possibles de ce décalage des crues sur les inondations à l'aval, afin d'éviter des coïncidences de crues du cours d'eau principal et d'affluents.

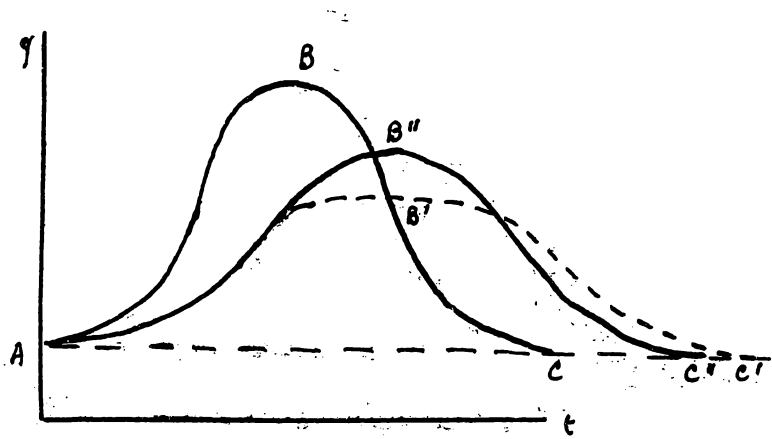
Je me réfère au sujet de l'influence des réservoirs de crue, naturels ou artificiels, à l'étude des ondes de crue au sujet de leur propagation et de leur emmagasinement ; ainsi qu'à l'étude du mouvement de l'eau dans les réservoirs dans les paragraphes suivants :

Une première catégorie de réservoirs est celle à pertuis libre, dont le type est le barrage de Pinay sur la Loire. Il barre une gorge d'une capacité naturelle de 93 000 000 m³ et l'augmente de 20.000 000 m³ lors des grandes crues ; il réduit le débit immédiatement en aval de $\frac{1}{4}$ et retarde le max. de 2 heures. C'est donc réellement une capacité d'emmagasinement libre, dont le débit de sortie dépend de la hauteur dans le réservoir et est réduit par l'étranglement que constitue le pertuis.



Si la capacité est assez grande, l'onde de crue est donc étalée et son maximum réduit. La capacité d'emmagasinement est proportionnelle à l'aire $AB B'$. Comme le débit d'aval est maximum en même temps que la hauteur, ils correspon-

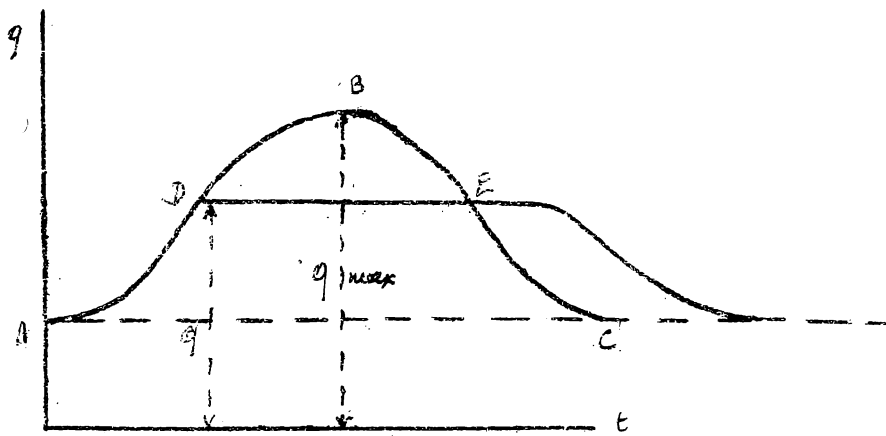
dent tous deux au point B' de rencontre des 2 courbes. Si la capacité



du réservoir n'est pas indéfinie, mais est limitée par un déversoir, l'action régulatrice est moindre uniformément au second schéma. Ces schémas sont tout à fait généraux; en partant d'une courbe connue des débits

d'amont, il faut déterminer exactement la courbe des débits d'aval d'après les volumes du déversoir et les propriétés hydrauliques de pertuis. Elle peut présenter des maxima secondaires du fait de l'évasement croissant des vallées avec la hauteur. Ces genres de barrages peuvent convenir dans les plaines basses, ce sont des digues transversales destinées à accroître la capacité d'enmagasinement du lit d'inondation. Mais il faut évidemment qu'il n'en résulte pas de dommages aux terres riveraines. On peut les constituer comme digues pleines non étanches dans les endroits où les inondations peuvent s'étaler sans dommage. Cette solution ne peut être que occasionnellement avantageuse. Elle a été expérimentée pour le Mississippi.

Une autre catégorie de réservoirs est celle des réservoirs à débit réglé par pertuis manoeuvré. En principe, on règle les vanes de sorte que le débit sortant soit constant et égal au débit maximum q' admissible en aval. Sa



capacité du réservoir doit être $> DBE$ et présenter donc une marge de sécurité, sinon le débit instantané sera supérieur à q' . Lors de la décharge

et au delà du point E on vide le volume DBE au temps qui est le plus favorable pour le cours d'aval.

Ce système a été appliqué au , émissaire du lac d'Annecy, ainsi que sur des émissaires de lacs alpins italiens. Il ne peut qu'être donner de résultats appréciables que pour de petits cours d'eau torrentiels ou dans les cours supérieurs des grands cours d'eau. Dans les cours moyens et inférieurs des grands cours d'eau, il faut des capacités formidables (environ $\frac{1}{2}$ milliard de m^3 pour la Loire).

Le prix de construction par m^3 enmagasiné varie de 0,30 à 0,60 fr. Les capacités d'enmagasinement ne se trouvent généralement que dans les vallées supérieures; leur effet dans le cours moyen et inférieur est fortement atténué par la distance et contrebalancé par la réduction de l'enmagasinement dans les plaines inondées.

La dépense d'établissement de telles capacités est hors de proportion avec les résultats obtenus et il semble qu'on obtiendrait à moindre prix un résultat plus satisfaisant en rétablissant un lit majeur suffisant dans les passages rétrécis, même dans la traversée de certaines villes.

On peut aussi envisager, pour protéger une région déterminée (grande ville) et lorsque les circonstances sont favorables, de détourner une partie du débit par une dérivation, qui peut être en même temps un canal de navigation ou de force motrice. On abaisse ainsi le niveau des crues dans le tronçon envisagé du cours d'eau. C'est ainsi que le canal de Charleroi à Bruxelles doit servir à l'évacuation des têtes de crue de la Sene en aval de Lembeq. C'est la principale disposition prévue par le projet Jadwin (1927) pour l'abaissement des crues du Mississippi. Il prévoit des décharges successives dans les rivières Boeuf et Atchafalaya et dans le lac Pontchartra en amont de Nouvelle-Orléans, par un déversoir maçonné d'une capacité de $100 m^3/s$. Pour la protection de Paris contre les inondations, on a aussi étudié une dérivation des eaux de la Marne aboutissant en Seine à l'aval de Paris.

Les crues calamiteuses provenant souvent de la coïncidence de crues du cours d'eau principal et d'affluents, on peut chercher, par des travaux, à accélérer l'écoulement de certains flots de manière

à éviter les coïncidences. Ces dispositions dépendront des caractères des différents bassins et des observations séculaires.

On a envisagé parfois de créer des tranchées absorbantes, afin d'accroître l'enneigement souterrain. Ces procédés paraissent peu efficaces et peuvent donner lieu à des jaillissements et à des pollutions de nappes souterraines etc.

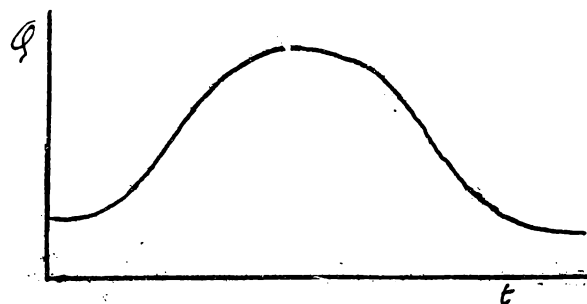
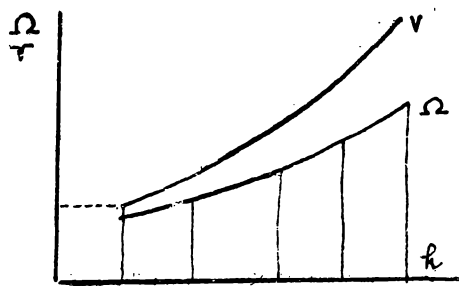
Le projet relatif au Mississippi prévoit en outre à certains endroits dans les digues des safety-plugs, c'est-à-dire des déversoirs éventuels disposés en des endroits où les submersions peuvent se produire avec les moindres inconvénients. Des déversoirs analogues existent dans les digues de la Loire et aux digues de certains canaux français dans la traversée des lits d'inondation (voir cours de voies navigables)

§ 7. Réservoirs régulateurs de débit d'étiage.

Nous avons indiqué précédemment que la navigabilité est parfois entravée par le manque de mouillage consécutif à une insuffisance de débit d'étiage. De là découle le principe d'enneigement les excédents de débit des hautes eaux pour soutenir le débit d'étiage, on allonge en même temps théoriquement la durée des hautes eaux navigables. L'idée est pratiquement réalisable quand le débit à ajouter est assez faible, notamment pour une navigation avec faible tirant d'eau (de l'ordre de 1.40). On peut réduire le cube à enmagasiner en ne faisant débiter le réservoir qu'aux heures réglementaires de navigation, donc pendant 10 à 12 heures par jour, d'après les saisons. La navigation avalante est favorisée par l'onde de propagation du débit. Il faut alors évidemment qu'il existe à des intervalles convenables des refuges où les bateaux trouvent les profondeurs voulues en dehors des heures de navigation. Le système n'est pas exempt d'écueils, notamment du danger d'interruption de navigation par avaries à la manœuvre d'alimentation. Il faut donc un dispositif sûr, éventuellement des pertuis de réserve. Il faut tenir compte des pertes du réservoir par évaporation et infiltration, qui peuvent être relativement fortes dans les années sèches. Le système a reçu jusqu'à présent peu d'application,

on lui préfère généralement la canalisation. Il est appliqué à certains fleuves allemands pour la raison que la correction du lit est insuffisante pour assurer un mouillage satisfaisant et qu'une canalisation est impossible sans noyer les terrains bas riverains. Le Weser supérieur reçoit du réservoir de Haldebeck (202 millions de m³), qui emmagasine des eaux de l'Eder, sous affluent du Weser par la Fulda, un débit pouvant atteindre jusqu'à 35 m³/s en période sèche. On réalise ainsi un mouillage minimum croissant de 1.10 à 1.55 de l'amont à l'aval ; une puissance hydroélectrique atteignant jusqu'à 5000 CV, une protection efficace contre les pointes de crue, l'irrigation des cultures riveraines et l'alimentation du canal Rhin-Hanovre qui croise le Weser à Moinden. Des réservoirs de capacité analogues sont projetés pour l'Elbe et pour l'Oder, à la suite des résultats satisfaisants de l'expérience du Weser. Les faibles pentes et le régime très tranquille de ces fleuves est très favorable à ce système dont l'application à des cours d'eau à régime plus turbulent est moins certain.

§ 8. Mouvement de l'eau dans les réservoirs.



On connaît généralement :

1°) la loi d'accroissement du volume $V = \int_{h_0}^h \Omega dh$ du réservoir en fonction de la hauteur d'eau et la courbe $V = v(h)$ qui la représente.

2°) la loi des débits d'amont alimentant le réservoir $Q = q(t)$

3°) la loi des débits d'aval sortant du réservoir, soit en fonction de h

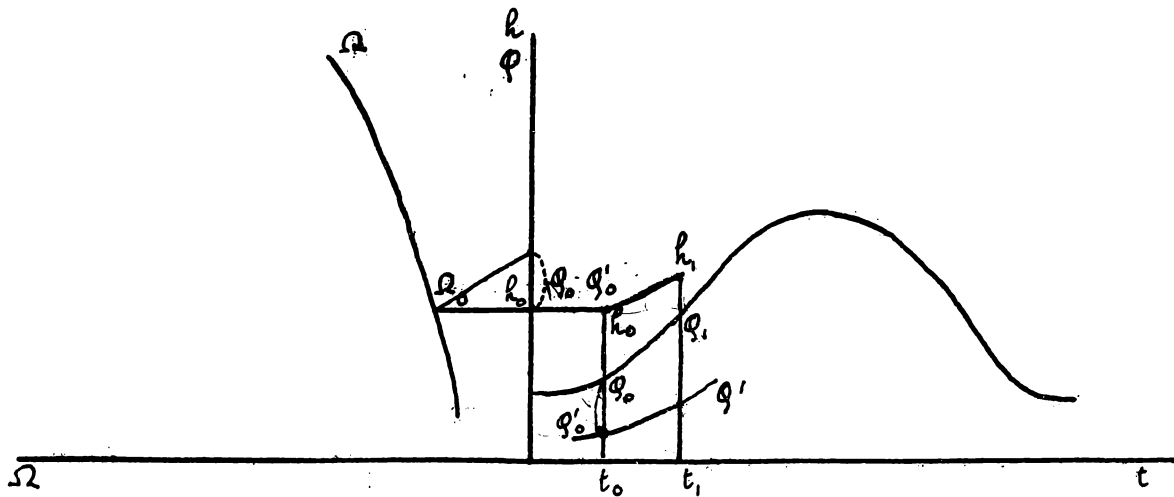
$$Q' = q'(h) \text{ si le pertuis est libre.}$$

ou en fonction du temps

$$Q' = q'(t) \text{ si le pertuis est manoeuvré.}$$

Il faut d'abord déterminer le niveau en fonction du temps $h = f(t)$
 et l'équation différentielle du mouvement est $(Q - Q') dt = dV = \Omega dh$

Donc
$$\frac{dh}{dt} = \frac{Q - Q'}{\Omega}$$



Cette équation n'est généralement pas intégrable, on procède par l'équation aux différences finies et de préférence par voie graphique, de la manière suivante. On trace le diagramme $Q = q(t)$ au moyen d'un axe des abscisses t et d'un axe des ordonnées Q . Le même axe des ordonnées h sert à un diagramme $\Omega = w(h)$ dont l'axe des abscisses Ω est le prolongement négatif de l'axe des t . Si l'on donne $Q' = q'(h)$, on part d'un état initial connu, Q_0, Q'_0, h_0 et t_0 . On connaît donc $Q_0 - Q'_0$ et Ω_0 . A partir du pied de l'abscisse Ω_0 on porte vers le haut sur l'axe des Q la longueur $Q_0 - Q'_0$. La droite joignant le point Ω_0 à l'extrémité de ce segment est $(\frac{dh}{dt})_0 = \frac{Q_0 - Q'_0}{\Omega_0}$; c'est la direction de la tangente au point initial de la courbe $h = f(t)$. On confond la courbe avec cette tangente dans un intervalle (t_0, t_1) , ce qui donne $h_1 = h_0 + (t_1 - t_0) \dots$, $Q_1 = q'(h_1)$ etc et on continue. On peut se rendre compte que les erreurs sont toujours modérées et tendent à se compenser. Car si h_1 est trop grand, Q_1 est trop grand, $\frac{dh}{dt}$ diminue et h diminue. C'est l'inverse si Q_1 est trop petit. On voit que l'on réalise au même temps la courbe $Q' = q'(t)$. On a :

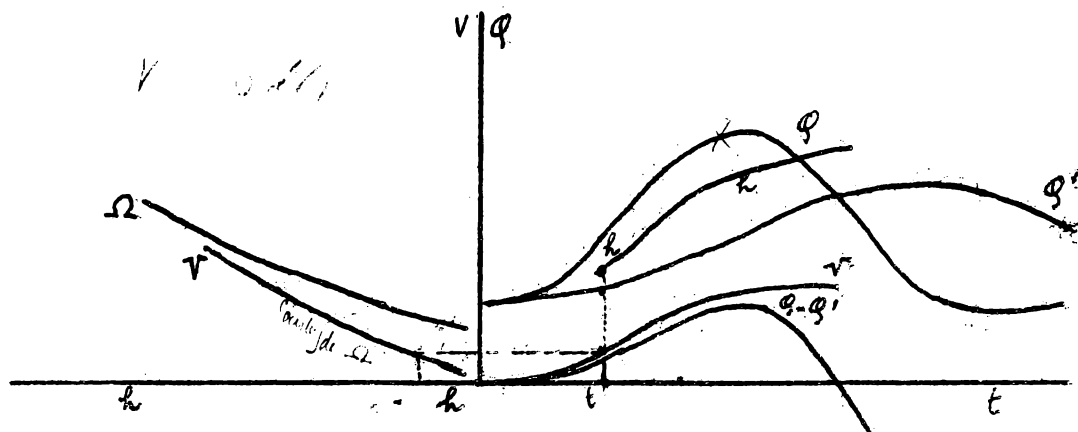
$$V = \int \Omega dh = \int (Q - Q') dt.$$

La différence des aires des courbes des débits représente le volume

emmagasine. On obtient la courbe des volumes en fonction de h par intégration de la courbe $\Omega = w(h)$; la courbe des débits cumulés en fonction de t par l'intégration de la courbe $Q = q(t)$. La courbe des débits cumulés différentiels représente les volumes en fonction du temps. La correspondance entre ces 2 courbes intégrales définit aussi la relation $h = f(t)$.

Lorsque c'est $Q' = q'(t)$ qui est connu, on doit opérer par les courbes de V et de $\int (Q - Q') dt$, qu'on obtient par intégration des courbes $\Omega = w(h)$ et $Q - Q' = q(t) - q'(t)$ tracés comme précédemment. Pour un temps donné t_1 , on a $\int_t^{t_1} (Q - Q') dt = V_1$, on en déduit h_1 .

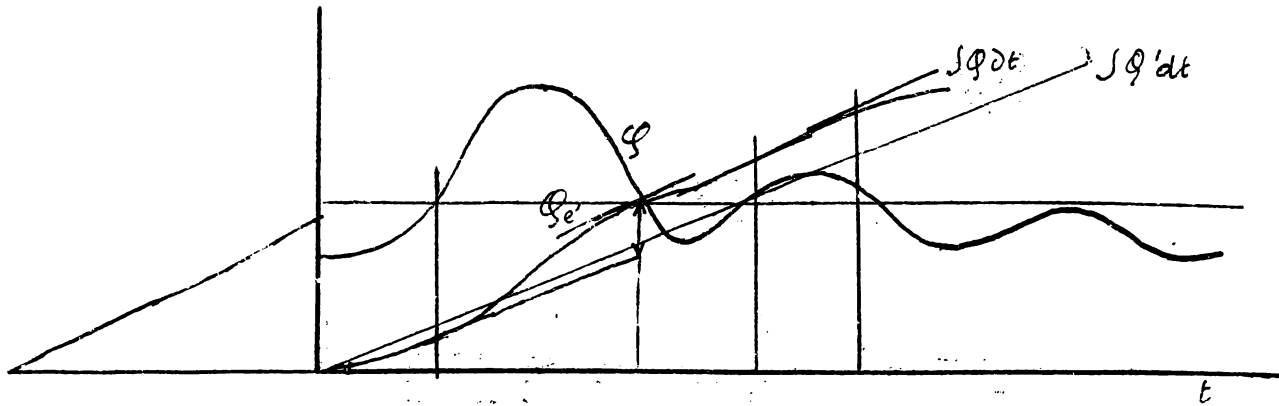
On peut donc tracer la courbe $h = f(t)$.



Il peut arriver, notamment pour les crues que Q soit l'élément inconnu. Les observations permettent toujours de déterminer la loi $h = f(t)$, ainsi que $Q' = q'(t)$, car elle est connue si le barrage est manoeuvré, ou se déduit de $Q' = q'(h)$ s'il est libre. On doit opérer en sens inverse et dériver au lieu d'intégrer; on a:

$$\frac{Q - Q'}{\Omega} = \frac{dh}{dt} \quad \text{d'où} \quad Q = Q' + \Omega \frac{dh}{dt}$$

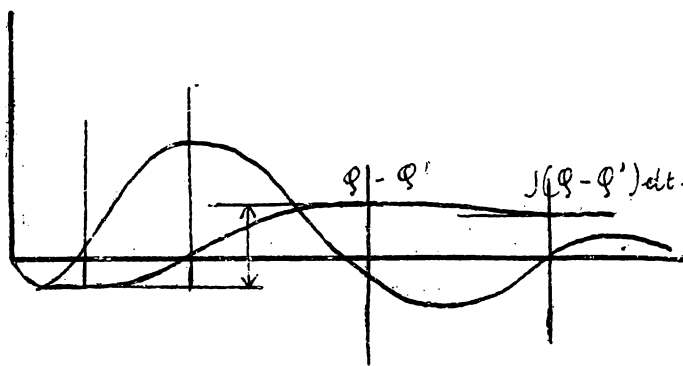
On peut donc par l'observation limnimétrique d'un barrage à orifice taré déterminer les débits d'amont, sous réserve des pentes qui doivent être assimilées à un débit sortant. L'étude d'un réservoir régulateur d'étiage doit se faire en se basant sur une courbe $Q = q(t)$ annuelle relevée pendant l'année d'observation la plus défavorable (sèche) dans les circonstances les plus simples,



on peut supposer l'envoi en aval en période d'étiage d'un débit constant Q' . La courbe des Q' est une // à l'axe des t , celle des $\int Q' dt$ une droite inclinée.

La différence $\int Q dt - \int Q' dt$ indique l'excès d'eau du volume d'écoulement total. La capacité maximum théoriquement nécessaire s'obtient en menant à l'intégrale de $Q dt$ les tangentes // à l'intégrale de $Q' dt$; elles correspondent aux points de rencontre des courbes Q et Q' . Elle est représentée par l'ordonnée positive la plus grande interceptée entre les tangentes // extrêmes.

On voit qu'on peut aussi considérer les tangentes // à l'axe des abscisses de la courbe $\int Q dt - \int Q' dt$, on détermine encore la plus grande ordonnée positive interceptée entre deux tangentes extrêmes, donc



entre le minimum le plus bas et le maximum le plus haut. Sous cette forme, la conclusion peut être généralisée pour une loi de variation quelconque de Q'

Il est prudent de prévoir une réserve supplémentaire dont il n'est d'ailleurs pas difficile de trouver un emploi fructueux, selon l'exemple du Weser.

Chapitre III

Canalisation des cours d'eau ~

§ 1. Principe et modes de canalisation.

La canalisation des cours d'eau est le moyen le plus efficace pour assurer la navigabilité. Il consiste à créer des profondeurs suffisantes pour la navigation en dehors des périodes de hautes eaux et d'une manière permanente ou intermittente par le moyen d'ouvrages de retenue. Ces ouvrages qui retiennent les eaux d'amont à un niveau voulu divisent le cours d'eau en biefs séparés par une chute, comme dans les canaux. Ces ouvrages doivent bien entendu permettre l'écoulement du débit.

Le système le plus naturel de canalisation consiste à franchir un rapide par le moyen d'une dérivation éclusée, qui constitue en somme un élément de canal latéral. C'est de ce dispositif que dérive le système proposé par M. Sechalas, de canalisation par barrages de soutène-ment ou seuils de fond pour les cours d'eau à forte pente. Il consiste à construire dans le lit des barrages noyés formant des seuils rocheux



artificiels. Ces barrages arrêtent l'érosion vers l'amont et provoquent donc la formation de véritables ra-

pidés, qui sont franchis par des dérivations éclusées. Entre ces barrages, la pente du lit se réduit et un état d'équilibre stable se crée. C'est en somme une extension de système de correction appliqué aux torrents. Le système ne semble pas avoir reçu d'applications intéressantes sous cette forme, mais la canalisation par barrages fixes émergents ou noyés, qui comporte très souvent des dérivations éclusées, lui est en principe identique. Ce système convient pour les petits cours d'eau à forte

peu et à faible navigation, tels que l'Ourthe.

Un autre système rudimentaire est celui de la canalisation à navigation intermittente par écluseés ou lâchures. Les biefs sont séparés par des barrages contenant des pertuis de navigation. Pour le passage des bateaux, ces pertuis sont ouverts. Le bateau franchit le pertuis avec l'onde d'écoulement et navigue vers l'aval favorisé par l'onde de propagation. La remonte est rendue pénible par la propagation de l'onde, et le franchissement du pertuis contre le courant est très difficile. Les chutes doivent être évidemment faibles et malgré cela le franchissement dangereux des pertuis n'est possible que pour des bateaux de petit tonnage. L'abaissement du plan d'eau d'amont lors de l'écluseé peut faire échouer les bateaux. Le système anciennement appliqué sur l'Yonne et la Seine supérieure n'est plus guère employé que pour le flottage des bois, par exemple sur les rivières canalisées tchèques. Slovaques.

Cependant cette idée a trouvé un regain de faveur en Allemagne, probablement tout théorique. Un projet de canalisation pour la Werra, petit cours d'eau à forte pente, a été établi d'après ce principe. Il prévoit une succession de biefs assez courts séparés par des portes. Les longueurs des biefs sont telles que la navigation en descente est presque continue, sans longs arrêts aux portes. Le bateau descend en somme de bief en bief avec l'écluseé. Et la remonte, la navigation est beaucoup plus difficile et le bateau est toujours exposé à s'échouer en cas d'écluseé à l'aval; il ne peut franchir un bief qu'à la faveur d'une écluseé d'amont. Enfin, en vue de supprimer la perte de temps due aux écluseés, on a proposé en Allemagne d'appliquer ce système aux dérivations contournant les barrages des rivières canalisées. Toute la dérivation devient en somme un grand sas fermé à l'amont et à l'aval par une porte simple. Le bateau s'engage sans chute dans la dérivation; la porte franchie se ferme derrière lui et celle vers laquelle il s'avance s'ouvre aussitôt. Le niveau s'établit à celui du bief vers lequel le bateau marche, en créant

un courant favorable en descente, défavorable en remonte. Sa longueur de la dérivation doit être calculée de telle sorte que le changement de niveau se produise en un temps légèrement plus court que celui qui est nécessaire au bateau pour franchir la dérivation à vitesse normale, sans qu'il se produise de courants excessifs. Il serait favorable de prévoir dans ces dérivation un moyen de traction spécial, par exemple le halage funiculaire, mû par l'énergie hydroélectrique de la chute.

Le système de canalisation perfectionné appliqué aux grandes voies d'eau comporte des biefs séparés par des barrages mobiles et réunis par des écluses de navigation.

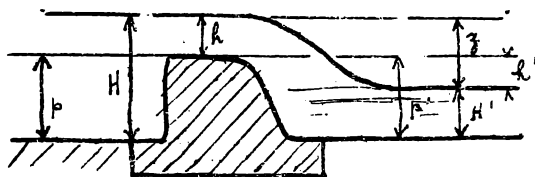
§ 2. Débit des barrages fixes ou déversoirs.

Le débit s'écoule par dessus le barrage fixe sous une certaine épaisseur qui est variable avec le débit et qui peut devenir très importante en crue. La flottaison des biefs n'est donc pas constante, mais variable avec le débit. C'est un grand inconvénient qu'il convient de réduire au minimum par une disposition judicieuse du barrage.

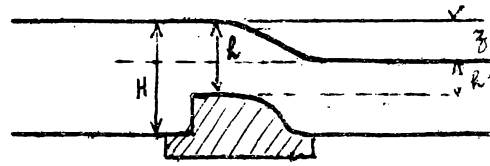
La formule générale des déversoirs non noyés est $Q = M l \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{\alpha u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{\alpha u^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$

Pour les déversoirs noyés, elle est en général

$$Q = l \sqrt{2g} \left\{ M_1 \left[\left(z + \frac{\alpha u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{\alpha u^2}{2g} \right)^{3/2} \right] + M_2 h' \sqrt{z + \frac{\alpha u^2}{2g}} \right\}$$



déversoir émergent



seuil noyé.

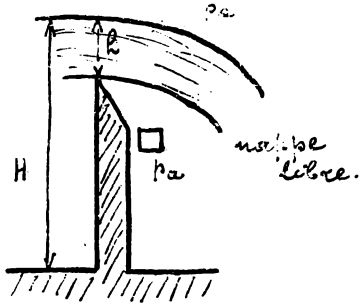
l étant la longueur du déversoir et u la vitesse d'amont $u = \frac{Q}{2H}$

Les expérimentateurs sont tous d'accord pour mettre ces formules sous une forme simple unique :

$$Q = m l \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (\text{Du Buat})$$

m étant le coefficient de débit variable d'après les conditions d'écoulement, dont les lois ont fait l'objet d'études expérimentales très complexes

Il est remarquable d'ailleurs que les recherches théoriques de M. Boussinesque ont donné des valeurs de M en accord complet avec celles déduites de l'expérience dans certains cas. Les résultats de M. Bazin font encore autorité et ont été en somme confirmés par les recherches allemandes ultérieures. Nous allons passer suc-

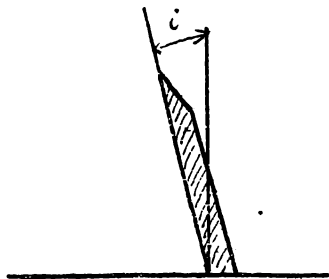


cessivement en revue les divers modes d'écoulement et les valeurs correspondantes de M .

Lorsque l'air a librement accès entre la nappe d'écoulement et la paroi aval du déversoir, la nappe est sur les deux faces en contact

avec l'air atmosphérique et est dite libre. Si le déversoir est en mince paroi, le coefficient de base de débit est $M = 0,403 + \frac{0,003}{h}$, à condition que $h > 10$ cm.

Si l'on tient compte des vitesses d'amoût, il faut multiplier par un module $m_v = (1 + 0,55 \frac{h^2}{H^2})$ de sorte que $m = m_v M$.



Si la paroi du déversoir en mince paroi est inclinée sur la verticale d'un angle i compté positivement vers l'amoût, on doit multiplier par un module

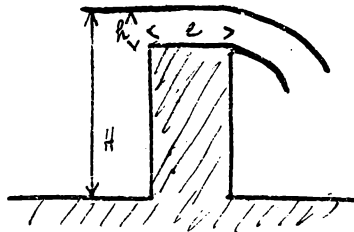
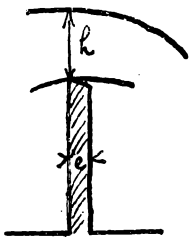
$$m_i = 1 - 0,39 \frac{i}{H}$$

$$m_i = 1 - 0,11 \cot i$$

d'après Boussinesque } pour les faibles inclinaisons.
" Bazin }

Les valeurs d'observations sont

$\cot i =$	1	0,66	0,33	-0,33	-0,66	-1	-2	-4
$m_i =$	0,93	0,94	0,96	1,04	1,07	1,10	1,12	1,09



Si le déversoir est à paroi épaisse, e étant l'épaisseur du seuil, la nappe est libre lorsque $\frac{h}{e} > 2$ et les formules des minces parois sont applicables lorsque $\frac{h}{e} < 1,50$,

la nappe est adhérente et il faut multiplier M par un module

$$m_e = 0,70 + 0,185 \frac{h}{e}$$

Si $2 > \frac{h}{e} > 1,50$, le régime est instable.

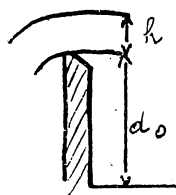
Amerikanische Versuche an Weiswehren

Proceedings of the American Society of Civil Engineers 1927. p. 1395

Z. V. D. I. 7 avril 1928.

Essais effectués de 1904 à 1920. par. de 1913 à 1916 à Cornell Univer.
sity, Ithaca. N. Y.

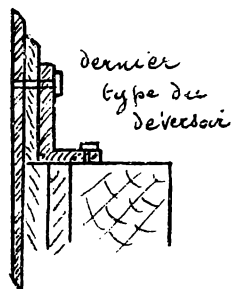
Déversois à mince paroi en biseau, sans contraction latérale et à
veine libre.



$$\alpha = 0 \quad \alpha = 2,950 \text{ m.} \quad h = 0,0037 \quad \alpha = 0,08382 \text{ m}$$

$$E = 1,2863, 0,61 \quad \text{et} \quad 0,273 \text{ m.}$$

Canal d'environ 10 m. arrivée d'eau sous une gaine,
 $\alpha = 7,427$ du déversoir. Radcau d'amortissement et grillages
en bois d'uniformisation des vitesses (ces dernières dans
certaines expériences seulement)



Mesure de h à 3,578 en amont du déversoir. Mesure des
vitesses moyennes dans le même axe longitudinal
que h . Formule de Subbat $Q = M \frac{2}{3} E h \sqrt{2g} h$

forme numérique de Francis $M = 0,623$

$$Q = 1,838 E h^{3/2}$$

Schoder a établi la formule:

$$Q = E \left[1,838 \left(h + \frac{v_a^2}{2g} \right)^{3/2} + 3,33 \frac{v_b^2}{2g} h \right] \text{ m}^3 \text{ kg.}$$

v_a = vitesse moyenne en amont du déversoir.

v_b = " " " aval " " (?)

Pour les très petites valeurs de h

$$Q = 1,838 E h^{3/2} + (0,000373 \text{ à } 0,001115) E \text{ en m}^3 \text{ kg.}$$

Imprecision par suite de l'adhérence de la nappe. Effet d'arrondis

rayon r	1	1	3,2	6,3	mm
h	0,1524	0,4114	0,1524	0,1524	m
ΔQ	+2%	+0,5%	+3%	+5,5%	

Augmentation de la rugosité par linage de la face amont jusqu'à
305 mm sous l'arête.

$$\Delta Q = +0,02 \text{ pour } h = 0,1524 \text{ m et } +0,01 \text{ pour } h = 0,4114 \text{ m}$$

La formule de Rehbock.

$$\mu = 0,605 + \frac{1}{1050h-3} + \frac{0,08h}{a_0} \text{ en m kg}$$

donne de bons résultats pour (écart < 0,5 %)

$h = 0,061$ à $0,61$,	$< 0,457$	$< 0,549$	$< 0,366$	$< 0,122$
pour $d_0 = 0,153$ à $0,305$,	$0,457$	$0,914$	$1,676$	$2,286$ m

pour $h > 0,457$ et $d = 0,457$ à $2,288$, écarts de 1 à 4%.

Donc la formule de Rehbock exige une répartition de vitesses uniformes. Elle paraît néanmoins recommandable.

Critique allemande.

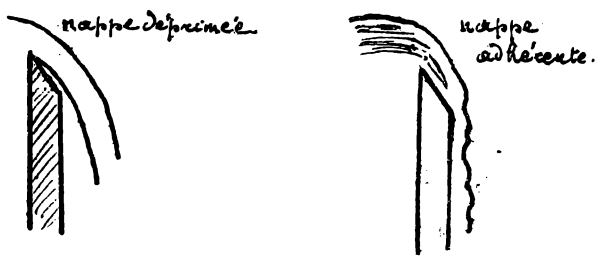
Indétermination de l'endroit de mesure de v_a , qui varie d'après le lieu et donne des écarts jusque 4,8 % dans certains essais, d'après le lieu de mesure.

Formule de Schoder néanmoins applicable lorsque les vitesses sont irrégulières.

D'après les Américains, les coefficients de correction de Bazin ne donnent pas de résultats satisfaisants.

Sous, pour un déversoir en mince paroi inclinée $m = m_i m_v M$;
 pour un déversoir à crête épaisse $m = m_e m_v M$.

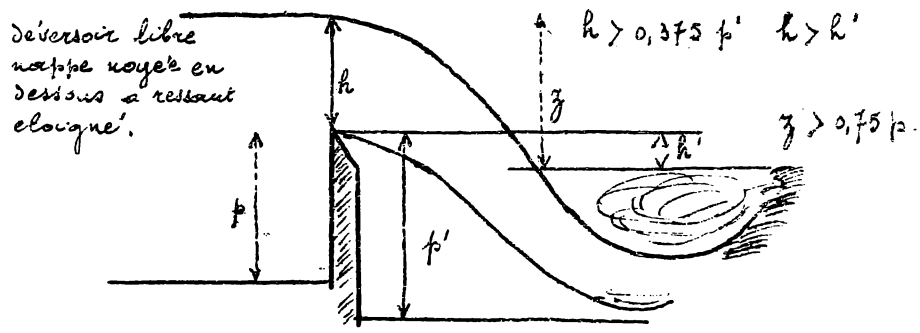
En outre, dans ce dernier cas, l'inclinaison des talus amont et aval pour un certain rôle, mais il est difficile de l'exprimer en formules. Nous reprendrons ce point plus loin.



Si l'air n'a pas accès sous la nappe, il se produit un entrainement d'air et une dépression; la nappe se rapproche de la paroi aval sous l'effet de la pression

atmosphérique et est dite déprimée. Le coefficient de débit est accru d'autant plus que la pression est plus réduite. L'augmentation peut atteindre jusque 10%. Cette forme n'est pas très stable. Lorsque le débit croît, la dépression augmente et finalement l'air disparaît, la nappe est adhérente, la pression est nulle sous la nappe. Il y correspond un module m_{ad} qui est supérieur à 1, croît avec la valeur absolue de h et dépend de la forme de l'arête du barrage en mince paroi. Pour $h = 0,25$ à $0,30$, $m_{ad} = 1,25$ env. et pour $h = 0,40$ à $0,45$, $m_{ad} = 1,30$ env. Cette forme peut être instable.

M. Boussinesq a établi par le calcul (voir cours d'hydraulique de M. Flamant) et Bazin a déduit de l'expérience (voir tables de Bazin) des modules en fonction du rapport a/h de la hauteur correspondante à la pression sous la nappe. Cette pression peut être déterminée par expérience pour un barrage existant, par le calcul pour un projet. L'occasion étant peu donnée de se servir de ces formules, je renvoie aux ouvrages précités.



Lorsque le débit augmente encore, par suite de l'élévation du niveau aval, la nappe se transforme et est dite noyée en dessous une zone d'eau morte s'établit entre

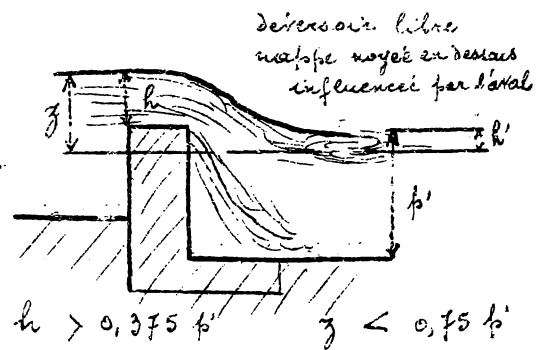
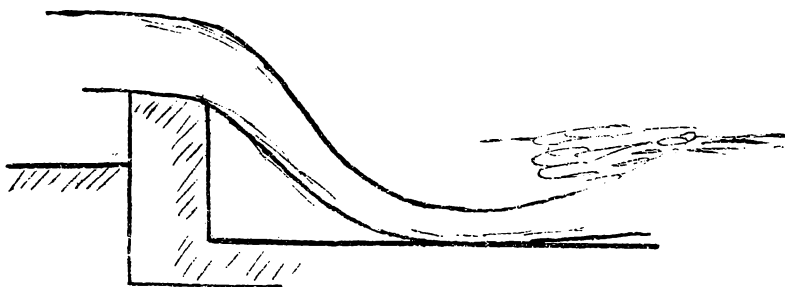
la nappe et la paroi aval du barrage, la pression y est négative.

Cette forme ne peut se produire que si $h > 0,375 p'$ et $h > h'$; au-dessous de ces valeurs la nappe est instable ou déprimée. Le coefficient de débit est augmenté par application d'un module

$$m_n = 0,845 + 0,176 \frac{p'}{h} - 0,016 \frac{p'^2}{h^2}$$

qui pour $2 > \frac{p'}{h} > 1$ peut s'écrire plus simplement $m_n = 0,878 + 0,128 \frac{p'}{h}$

Toutes les formules précédentes supposent que l'écoulement est indépendant du niveau d'aval, c'est-à-dire que la nappe est à ressaut éloigné. Il faut que $z > 0,75 p'$. Dans ce cas, par suite de la grande vitesse de la nappe lorsqu'elle arrive sur le lit en aval, surtout lorsqu'elle est guidée par un coursier, son épaisseur est inférieure à celle qui correspond à l'écoulement en aval à la vitesse correspondant à la pente du lit. La nappe se relève donc en ressaut à une certaine distance en aval du barrage. Le pied de la nappe est recouvert à l'endroit de ce ressaut par un tourbillon. Mais lorsque la profondeur d'eau en aval croît par rapport à la saillie p' du barrage, le ressaut se rapproche du pied du barrage et à partir d'une certaine profondeur, se produit au pied même du barrage. Le débit est alors influencé par le niveau d'aval et la nappe est dite influencée par l'aval.



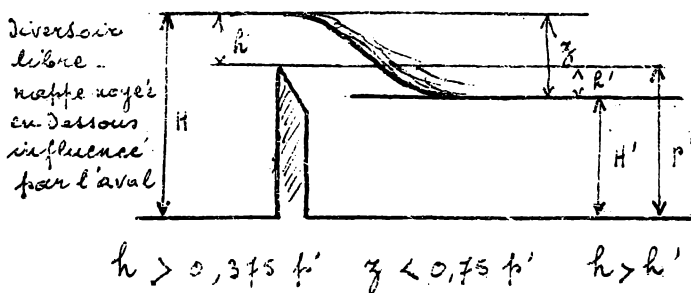
La nappe libre influencée par l'aval ne se présente qu'une pratiquement,

mais envisagerons la nappe noyée en dessous influencée par l'aval

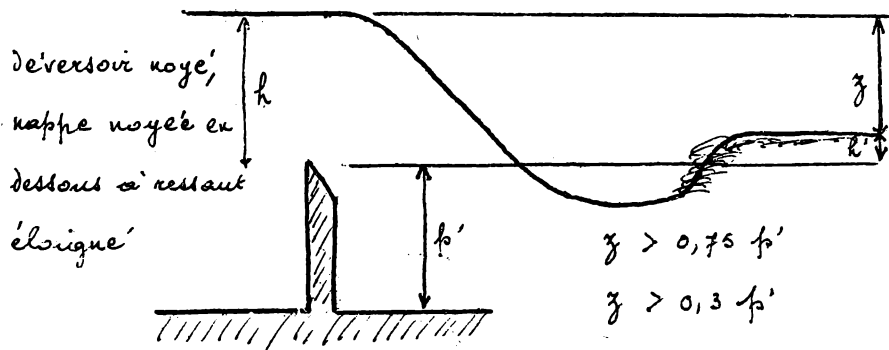
Elle se produit lorsque

$$z < 0,75 p'$$

Comme $z = h + h'$ et c'est que



$h > 0,375 p'$ pour que la nappe soit noyée en dessous, on voit que nécessairement $h > h'$ et, au lieu de m_n , il faut employer le module

$$m_{na} = 1,05 + 0,15 \frac{h'}{h}$$


$z > 0,75 p'$
 $z > 0,3 p'$

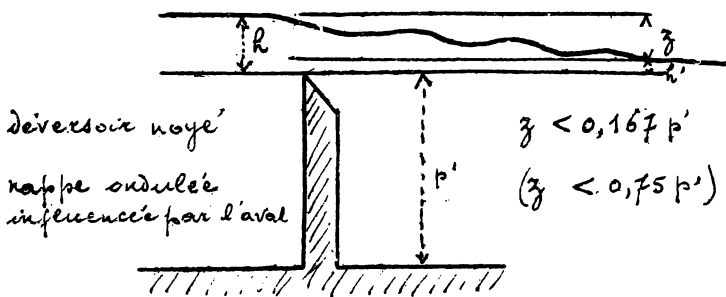
positivement depuis le niveau aval jusqu'à la crête du barrage et le barrage étant toujours émergent.

Si le niveau d'aval s'élève encore, le seuil est

noyé si $H' > p'$, h' se compte alors positivement depuis le seuil jusqu'au niveau d'aval. La nappe est noyée en dessous si $z = h - h' > 0,3 p'$

Elle est ondulée, si

$$z < 0,167 p'$$



$$z < 0,167 p'$$

$$(z < 0,75 p')$$

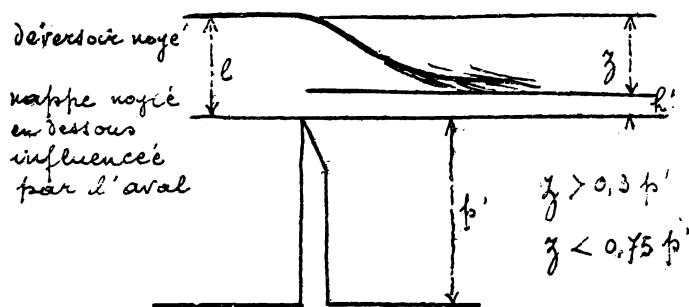
Si $0,3 p' > z > 0,167 p'$, le régime est instable

Si $z > 0,75 p'$, la nappe spatialement noyée est à restant

éloigné, même si le seuil est noyé et le module à employer reste m_n comme pour la nappe noyée en dessous avec seuil émergent.

Si $z < 0,75 p'$, la nappe spatialement noyée est influencée par l'aval, si elle est noyée en dessous, c'est-à-dire si $z > 0,3 p'$, le module est

$$m_{pna} = 1,05 \left(1 + \frac{1}{5} \frac{h'}{p'} \right) \sqrt[3]{\frac{z}{h}}$$



$$z > 0,3 p'$$

$$z < 0,75 p'$$

Ces formules peuvent suffire pour des projets. Pour de plus amples détails et notamment pour des valeurs précises en vue de tarages, je renvoie aux tables de Bazin.

S'il y a contraction latérale complète (en mince paroi), d'après les expériences de Francis, il faut réduire la longueur utile du déversoir de $\frac{h}{10}$ pour chaque paroi latérale donnant lieu à con-

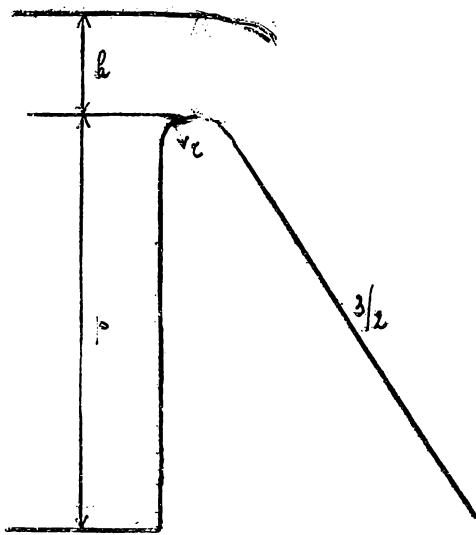
= traction, à condition que $l > 3$ à $4h$. Enfin, si le seuil est oblique par rapport au courant, en appelant α l'angle du barrage avec la normale au courant, on a :

Pour α :	15°	30°	45°	60°	75°	90°
m_α :	0,98	0,96	0,94	0,92	0,90	0,80 (probablement)

Toutes les données précédentes ont trait à des déversoirs en mince paroi ou à paroi épaisse à parements verticaux, comme par exemple un barrage à poutrelles. Pour les formes plus compliquées réalisées par les barrages épais à arrondis, talus et gradins construits en maçonnerie, pierres sèches ou charpentes, le nombre de paramètres influant sur le module est si grand qu'il n'est plus possible d'en donner des formules simples générales.

Bazin, Rafter, Rehbock et d'autres auteurs ont donné des formules ou des valeurs de m pour différents types, que l'on peut employer pour des déversoirs semblables, en vertu des lois de similitude. On constate d'une manière générale que m est favorablement influencé par l'inclinaison du parement amont, par les arrondis et par l'inclinaison du parement aval lorsqu'elle est inférieure à 45°. Il est défavorablement influencé par l'épaisseur de la crête, surtout de sa partie plane horizontale et par l'inclinaison du parement aval lorsqu'il est incliné de plus de 45° sur la verticale.

Pour une forme déterminée, m est une fonction complexe de h et de u , donc de Q , que l'on peut déduire d'essais sur modèles à échelle réduite. D'après les expériences de St. Escande publiées en 1928, la loi de similitude n'est cependant pas tout à fait rigoureuse. On constate d'une manière générale que m croît avec h jusqu'à une certaine limite et a un maximum qui est en général supérieur à 0,50 et peut atteindre 0,58 à 0,60 avec les barrages bien profilés. Au delà du maximum, la nappe est instable et agitée, les valeurs de m sont incertaines. On établit les barrages de préférence de telle manière que m soit maximum pour h_{max} , c'est à dire Q_{max} .



D'après Rehbock, pour les barrages à crête circulaire du type ci-contre

$$m = \frac{2}{3} \left[0,312 + \sqrt{0,30 - 0,01 \left(5 - \frac{h}{r} \right)^2 + 0,09 \cdot \frac{h}{p}} \right]$$

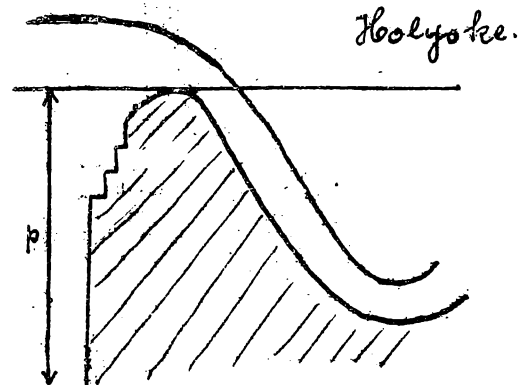
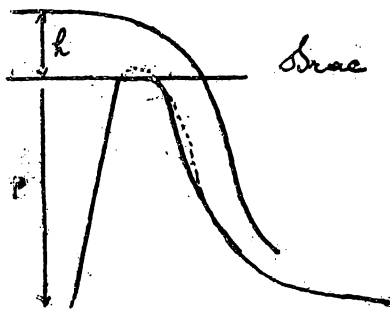
à condition que $p > r$,

$r \geq 0,20$ m et $h < r \left(6 - \frac{20r}{p+3r} \right)$
 m est max. lorsque

$$h = r \left(6 - \frac{20r}{p+3r} \right)$$

D'après Rehbock, cette formule est applicable d'une manière approxima-

tive à tous les déversoirs à crête complètement circulaire.



Des crêtes planes sans arrondis peuvent donner des valeurs très faibles. ainsi, pour le barrage sur le Drac à Arignounet, la lame se soulève par rapport à la crête aux fortes charges et le déversoir fonctionne comme un mince paroi. Rehbock a trouvé

$$m = \frac{2}{3} \left[0,79 - 0,6 \left(0,74 - \frac{h}{p} \right)^2 \right] \text{ pour } h \approx 0,1 p \text{ à } 0,9 p$$

Lorsque $\frac{h}{p}$ est faible on voit que $m_{\min} = 0,31$ env.

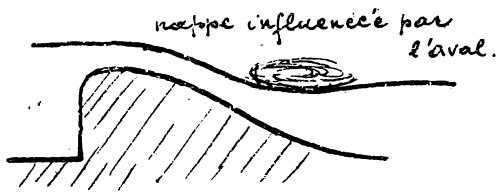
Un simple arrondi comme au barrage de Koolyokre améliore déjà beaucoup le résultat, Rehbock a trouvé:

$$m = \frac{2}{3} \left[0,87 - 0,5 \left(0,83 - \frac{h}{p} \right)^2 \right] ; h \approx 0,1 p \text{ à } 0,6 p$$

Le minimum est $> 0,35$.

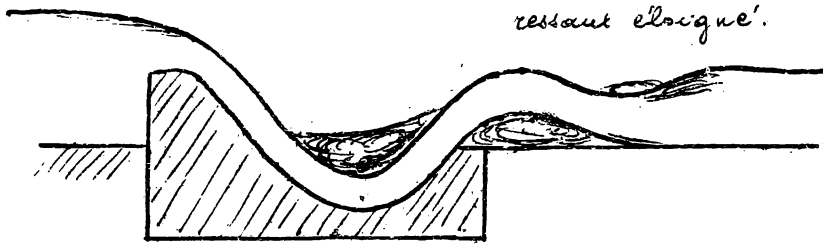
Les déversoirs à crête épaisse et à talus sont moins influencés par l'aval; d'autant plus que la crête est plus épaisse et les talus plus doux.

C'est ainsi qu'on peut avoir des barrages noyés à coursier avec ressaut éloigné. La distance du ressaut et du tourbillon dépend du débit et de la hauteur de chute et aussi du mouillage aval. Si le débit et la hauteur de chute sont relativement faibles par rapport au mouillage aval, la nappe est influencée par l'aval, son pied est recouvert par le tourbillon.



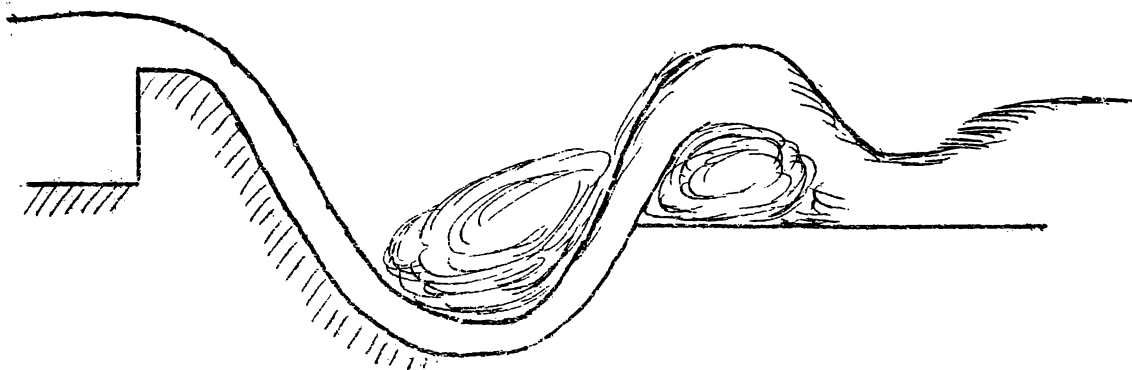
le pied est recouvert d'un tourbillon sous que la nappe soit influencée par l'aval. La nappe se redresse pour sortir de la cuvette et passe par

dessus un tourbillon inférieur pour fixer enfin par un ressaut avec éventuellement un troisième petit tourbillon supérieur.



chute est très forte, la saillie de la nappe au dessus du tourbillon inférieur peut être très forte; par la vitesse

elle entraîne la masse d'eau du tourbillon supérieur, puis déferle en arrière en reformant le tourbillon supérieur, etc. Le régime est instable. Ces tourbillons dissipent une grande partie de l'énergie de la chute, qui est $Q \sqrt{z}$ et qui doit être dissipée autant que possible dans l'étendue du radier pour éviter les affouillements en aval. Il suffit pour cela, d'après le prof. Rehbock,



que le volume du tourbillon de couverture soit comprise entre

$$3,6 Q \sqrt{\frac{z}{g}} \text{ et } 7,2 Q \sqrt{\frac{z}{g}}$$

Quand α ' la force verticale exercée sur le radier par l'impulsion de la chute, elle est $Q \pi \sqrt{\frac{2z}{g}}$. D'après le pr. Rehblock, la longueur du radier doit être comprise entre $1,5 p' + 6 h_{\max}$ à $2 p' + 8 h_{\max}$ pour les déversoirs à chute et entre $4 p' + 2 h_{\max}$ à $8 p' + 4 h_{\max}$ pour les déversoirs noyés. Les meilleures dispositions s'étudient par essais sur modèles réduits.

Les parois latérales exercent aussi une grande influence sur le coefficient de débit, surtout pour les seuils noyés. Pour les seuils noyés à forte charge, les formules de Bazin sont assez incertaines, on peut employer la formule de Bonnemare, qui tient compte de la contraction latérale.

$$Q = \mu l \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \left[\left(z + \frac{\alpha u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{\alpha u^2}{2g} \right)^{3/2} \right] + h' \sqrt{z + \frac{\alpha u^2}{2g}} \right\}$$

avec $\mu = 0,702 - 0,2225 \sqrt{\frac{z}{l}} + 0,1845 \frac{h-z}{h}$

Cette formule n'est qu'approximative et ne peut convenir que pour les projets. Pour les déversoirs, α qui est un coefficient de signification connue (voir précédemment) varie de 1,40 à 2,25 env.; on prend en moyenne $\frac{5}{3} = 1,666$.

§ 3. Forme en plan des barrages fixés.

La disposition la plus simple et la plus courante est normale ou peu oblique sur le courant. Pour réduire les variations du niveau avec le débit, il faut réduire h autant que possible en augmentant l . On dispose donc avantageusement les déversoirs en des endroits élargis, ou bien, pour allonger le crête on les dispose obliquement, en courbe, en chevron ou polygone et parfois parallèlement au courant. Le coefficient de débit est réduit, tant par suite de l'inclinaison qu'à cause de la faible épaisseur de la nappe. Il faut tourner la concavité vers l'aval, de la sorte le courant est concentré dans l'axe du cours d'eau et on évite à la fois les dégradations des rives et les remous pour les bateaux surtout éventuellement en aval de l'écluse accolée.

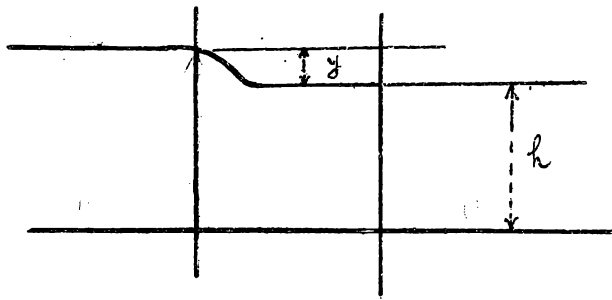
§ 4. Débit des barrages mobiles.

Les barrages mobiles permettent de régler le débit à niveau constant par des manœuvres assez simples pour pouvoir être effectuées en tous temps. Le réglage peut être éventuellement automatique. Le débit s'effectue par déversement ou par orifice libre, partiellement ou totalement noyé. Il comporte parfois des passes appelées passes déversoirs qui n'ont pas d'autre objet, leur seuil étant trop élevé pour permettre la navigation. Lorsque les eaux sont assez hautes, on peut ouvrir complètement certaines passes spéciales profondes (à seuil bas), dites passes navigables, les autres passes restant obturées. La navigation se fait alors sans éclusement. Le débit se fait par déversoir noyé dans la passe navigable et par le moyen habituel dans les autres passes. Outre le débit intermittent de l'écluse, il existe parfois des passes flottables à débit fixe ou intermittent (si elles sont fermées par une porte en amont). Pour éviter le réglage constant de la retenue, on dispose parfois, comme dans la Meuse canalisée, de très longs déversoirs fixes longitudinaux entre 2 barrages mobiles; les fluctuations de niveau correspondant aux variations de débit sont très faibles. Cette disposition très coûteuse et qui complique la surveillance et l'exploitation du barrage ne donne pas d'avantages suffisants en compensation et est périmée.

En temps de crue, le barrage est complètement effacé; le niveau n'est donc augmenté par rapport à la rivière libre que du remous qui se produit si le débouché du barrage réduit la section d'écoulement, ce qu'il faut éviter autant que possible. S'il y a un seul seuil surélevé et si l'on connaît le débit, on peut déduire la charge sur le seuil de la formule de Bonnenmann pour les calculs d'avant projet. S'il y a plusieurs pertuis avec des seuils de niveaux différents, il faut opérer par tâtonnements ou par établissement préalable d'une courbe des débits en fonction de la hauteur d'eau sur le seuil.

S'il n'y a pas de seuil saillant, mais une simple réduction du débouché, le problème qui se pose est celui qui est connu sous le

nom de remous sous les ponts et qui se pose plus généralement pour tous les rétrécissements locaux brusques sans seuil ni approfondissement. On peut considérer qu'il est le cas limite du seuil moyé pour



$p = p' = 0$ et appliquer la formule correspondante des déversoirs avec les notations modifiées comme suit: la chute devient le remous y ; la hauteur de la flottaison aval au dessus du seuil devient le mouillage

h. Soit:

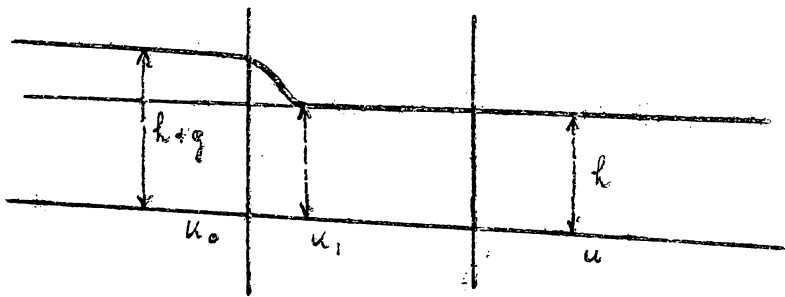
$$Q = l \sqrt{2g} \left\{ M_1 \left[\left(y + \frac{\alpha u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{\alpha u^2}{2g} \right)^{3/2} \right] + M_2 \sqrt{y + \frac{\alpha u^2}{2g}} h \right\}$$

Comme y est très petit vis à vis de h , on peut négliger le débit par déversement libre, et on écrit plus simplement

$$Q = M l h \sqrt{2g \left(y + \frac{\alpha u^2}{2g} \right)}$$

$$\text{d'où } y + \frac{\alpha u^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g M^2 l^2 h^2} = \frac{M^2}{2g} \frac{L^2}{M^2 l^2}$$

$$\text{et } y = \frac{u^2}{2g} \left[\frac{L^2}{M^2 l^2} - \alpha \right]$$



Cette formule est très peu différente de la première forme simplifiée de la formule de Gauthey, établie par M. Flamant et qui est:

$$y = \frac{\alpha u^2}{2g} \left[\frac{L^2}{M^2 l^2} - 1 \right]$$

La formule classique de Gauthey est établie dans l'hypothèse peu prouvée que le remous apparent (c'est à dire la dénivellation maximum immédiatement en aval de l'entrée du courant dans l'ouvrage) est égal au remous réel, différence entre la mise en en amont de la section rétrécie et celui qui existerait s'il n'y avait pas de rétrécissement.

D'après l'équation de Bernoulli, $y = \frac{\alpha}{2g} (u_1^2 - u_0^2)$, en négligeant les pertes de charge
 Mais $u_1 = u \frac{L}{\mu l}$ et $u_0 = u \frac{h}{h+y}$.

donc
$$y = \frac{\alpha u^2}{2g} \left[\frac{L^2}{\mu^2 l^2} - \frac{h^2}{(h+y)^2} \right].$$

Cette formule est du 3^e degré en y ; elle est entachée d'incertitude de tant ou cause de l'hypothèse faite sur les niveaux que de la négligence des pertes de charge, de la constance du coefficient α et du coefficient de contraction μ . On obtient la première forme simplifiée de Flamant citée ci-dessus en négligeant y par rapport à h . Sa quasi-identité avec la formule déduite de l'équation des déversements noyés plaide en faveur de la valeur de la formule de Gauthey qui donne en effet les résultats concordant le mieux avec l'observation.

La forme simplifiée de Flamant peut se simplifier encore en :

$$y = \frac{\alpha u^2}{g \mu^2} \left(\frac{L}{l} - \mu \right)$$

en admettant que $\frac{L}{l} + \mu = 2$ env.

et en prenant $\alpha = 1,10$, $y = \left(\frac{u}{3\mu} \right)^2 \left(\frac{L}{l} - \mu \right)$.

Le coefficient de débit μ dépend surtout de la contraction latérale, donc de la forme des piles. L'influence des profils affaînés et continus est considérable et donne des valeurs de μ très élevées par rapport aux formes obtuses. Il faut accorder une grande attention à ce point, éventuellement expérimenter les formes. Les grandes valeurs de μ réduisent le remous.

On peut admettre pour les avant-projets

Formules de Croizette
des Noyers.

- | | | |
|--|------|--|
| 1°) pour des piles à avant bec ogival bien profilé
ou angle aigu de 45° | 0,95 | $0,85 + 0,014 \sqrt{l}$ |
| 2°) " " " bec circulaire ou en trian.
côté équilatéral | 0,90 | $0,78 + 0,021 \sqrt{l}$ |
| 3°) " " terminées carrément | 0,80 | $0,70 + 0,029 \sqrt{l}$ |
| 4°) pour des piles terminées carrément avec
retombées noyées de voûtes | 0,70 | (l étant l'ouverture en m
entre 2 piles) |

Il se rapproche de l'unité avec des arcs bords profilés avec point d'inflexion selon la courbe d'épanouissement des verres liquides; ces formes sont réalisables avec le béton armé.

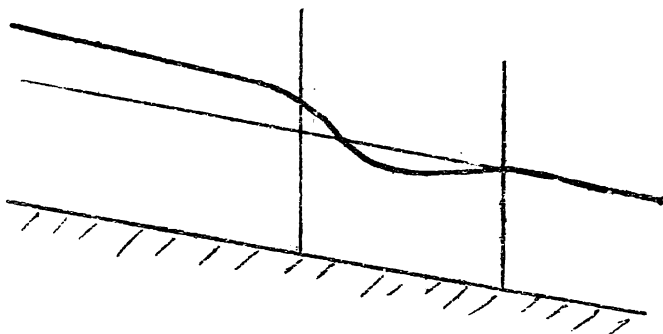
En réalité, le remous apparent est différent du remous réel. On peut appliquer les équations de Bernoulli comme dans le cas d'un rétrécissement brusque suivi d'un élargissement brusque; mais il faut alors procéder par tâtonnements.

§ 5. Étude d'un projet de canalisation.

Les levés topographiques et hydrographiques fournissent les profils en long du thalweg et des rives et les profils en travers. Les mesures hydrométriques donnent les courbes moyennes annuelles et limnimétriques des débits. À partir de l'origine aval de la canalisation on trace l'axe hydraulique correspondant au débit minimum et réalisant au droit du barrage d'aval la flottaison maximum. Cette flottaison est déterminée par la condition de laisser subsister une revanche suffisante des rives et de ne pas provoquer de relèvement de la nappe aquifère pouvant entraîner des submersions de terrains riverains. L'axe ainsi tracé assure un relèvement suffisant jusqu'au point en amont où la profondeur est égale au mouillage minimum. En ce point, il faut un nouveau barrage; pour lequel on recommence les mêmes opérations, et ainsi de suite en remontant le cours d'eau. En admettant pour les faibles débits que la ligne d'eau est horizontale, on a donc les relations :

$$h = Li \quad \text{et} \quad h = y - t - r$$

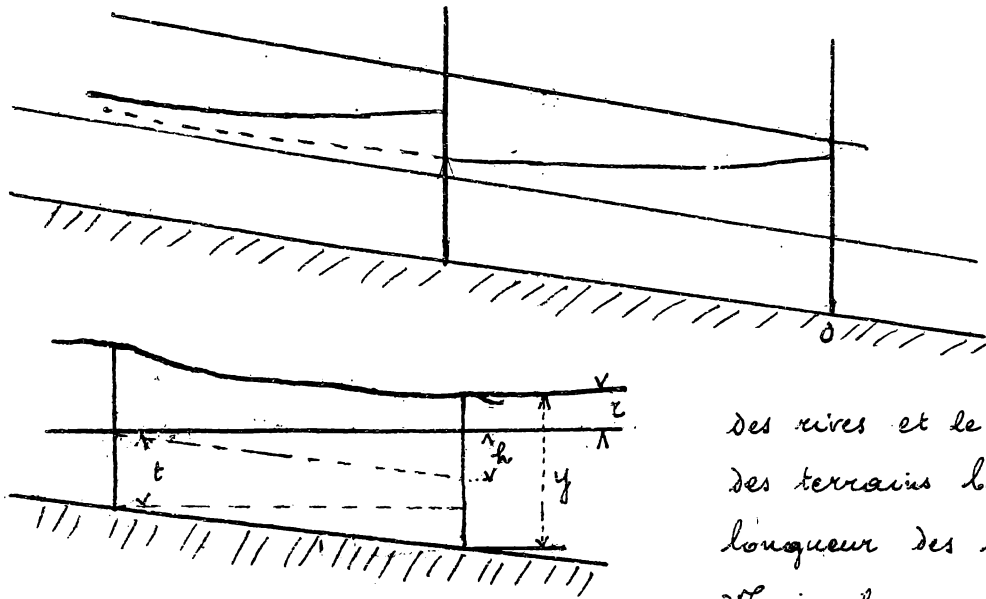
Donc
$$L = \frac{h}{i} = \frac{y - (t + r)}{i}$$



La longueur des biefs est donc inversement proportionnelle à la pente et croît avec la hauteur des rives au-dessus du fond du lit.

Il faut ensuite dans chaque bief

tracer l'axe hydraulique pour le plus fort débit avant effacement complet du barrage et vérifier si la revanche par rapport aux rives est partout suffisante, car il peut y avoir des points bas. L'examen de l'effet de relèvement éventuel sur les nappes souterraines et les ruisseaux affluents doit se faire jusqu'à la limite de relèvement possible sur les deux rives.



Il résulte de ceci que la chute dans la canalisation d'une rivière n'est pas arbitraire; elle est limitée par la hauteur

des rives et le danger d'inondation des terrains bas riverains; la longueur des biefs en découle.

Mais il y a évidemment intérêt

pour la navigation, pour l'économie et la récupération d'énergie hydroélectrique d'adopter les plus fortes chutes et les plus longs biefs possibles. On peut selon les circonstances, modifier cette répartition naturelle des biefs pour les allonger et augmenter la chute en approfondissant la rivière par dragage en amont et en s'élevant le plan d'eau au-dessus des rives en aval par le moyen de digues. Ces dispositions sont coûteuses, parfois aléatoires. Il faut envisager l'influence sur l'écoulement des crues et, en tous cas, drainer les terrains en contrebas des digues. La solution dépendra d'une étude comparative dans chaque cas concret.

Les travaux de canalisation s'accompagnent souvent de calibrages et régularisations. Les ouvrages doivent être établis de manière à produire le moindre remous possible lors de l'écoulement des crues.

§ 21. Emplacement des barrages et écluses.

Les emplacements à adopter pour les barrages découlent des consi-

derivations précédentes, mais demandent des levés précis et une étude attentive, car il faut tenir compte des accidents du fond et des rives, dont les discontinuités locales gênantes peuvent être corrigées. Il y a intérêt à établir les barrages en aval des seuils, de manière à avoir une hauteur de rive avantageuse et une profondeur suffisante sur le seuil. Les écluses sont accolées en rivière aux barrages ou bien placées dans des dérivations contournant les barrages. Je renvoie pour plus de détails au cours de voies navigables. Il faut tenir compte de la tendance au comblement derrière le barrage, surtout pour les barrages fixes. Pour les barrages mobiles, effacés en temps de crue, les dépôts ne peuvent être permanents.

Nous avons vu que la force d'entraînement du cours d'eau peut s'exprimer par m³ du lit par $E = \varepsilon w h I$

Pour une profondeur h' et une pente I', à débit égal

$$E' = \varepsilon w h' I'$$

Or nous avons vu que si la largeur du lit est peu variable et en admettant par approximation le mouvement uniforme dans les 2 cas

$$\frac{h^3}{h'^3} = \frac{I'}{I}$$

donc $\frac{E}{E'} = \frac{h'^2}{h^2}$ pour un lit rectangulaire

Pour un lit parabolique $\frac{E}{E'} = \frac{h'^3}{h^3}$
 triangulaire $\frac{E}{E'} = \frac{h'^4}{h^4}$ } par m² du lit (proj. horizontale)

Par mètre de longueur de courant, pour toute la largeur, il faut considérer le rapport des puissances d'entraînement $\frac{\varepsilon w Q I}{\varepsilon w Q I'} = \frac{I}{I'}$, qui vaut, pour des lits de forme

rectangulaire	parabolique	triangulaire
$\frac{h'^3}{h^3}$	$\frac{h'^4}{h^4}$	$\frac{h'^5}{h^5}$

La réduction de la puissance d'entraînement est la plus grande au début, à cause de la croissance de largeur avec h. Dans la suite, au fur et à mesure du comblement, la force d'entraînement varie par variation de h et de I avec tendance à un nouvel état

d'équilibre du fond.

§ 7. Passes flottables.

Sont constituées par des canaux rectangulaires, généralement ma-
:onnés, de faible largeur (12.00 m) et faible profondeur (0,60 m),
fermés généralement par une vanne levante à l'amont.

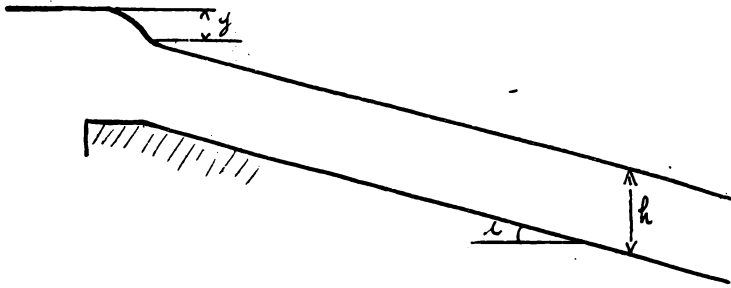
On considère que le mouvement uniforme s'y établit, donc :

$$v = c\sqrt{Ri}$$

et $Q = lh v$.

Sur le seuil à l'entrée, il faut une charge motrice y telle que :

$$Q = lh v = l\sqrt{2g} [M_1 y^{3/2} + M_2 h\sqrt{y}]$$



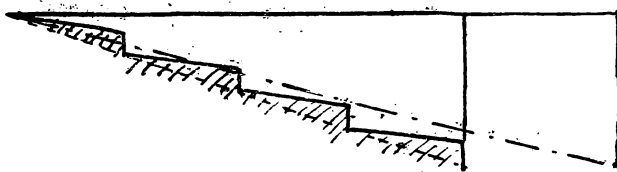
d'après la formule des seuils noyés en négligeant les vitesses d'amont.
En posant $M_1 = M_2$.

$$v = M\sqrt{2gy} \frac{h+y}{h}$$

donc $y \left(\frac{h+y}{h}\right)^2 = \frac{v^2}{2gM}$.

Généralement y est négligeable vis à vis de h et $y = \frac{v^2}{2gM}$.

D'après Engels $y = 1,32 \frac{v^2}{2g}$.



Si la chute est z , la longueur de la passe est $L = \frac{z-y}{i}$.

En établissant le fond de la passe en gradient de pente moyenne i ,

la vitesse est peu réduite. D'après Engels, on peut considérer une pente fictive.

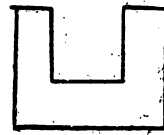
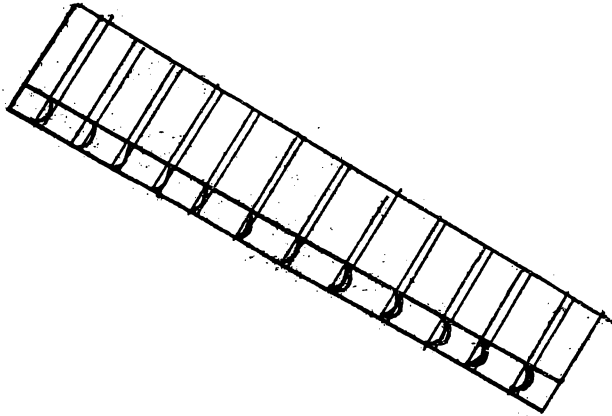
$$\frac{Li}{L+L_0} = \frac{i}{1+i}$$

on voit que l'effet est nécessairement peu sensible. On doit pouvoir obtenir par contre des réductions appréciables de vitesse et de débit en augmentant la rugosité du canal par des aubages du système seuil.

§ 8. Échelles à poissons.

Les échelles à poissons ont pour but de permettre aux poissons qui, à l'époque du frai remontent les cours d'eau, de franchir des

barrages. Il faut donc des dispositifs créant des chutes ou des vitesses qui soient franchissables par les poissons, et de dimensions strictement nécessaires pour ne pas avoir un trop gros débit et ne pas trop encombrer le lit. On emploie des échelles formant de petites cascades, des conduits avec chicanes etc. Un système des plus intéressants et basé sur une disposition dont les applications plus étendues ne paraissent pas impossibles; est celui des échelles Seuil.



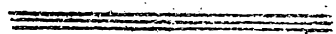
Elles comportent un canal étroit de forte inclinaison, de section presque carrée, dont le fond et les parois latérales

sont munis d'ambages profilés tournant leur concavité vers l'amont et dont la forme optimum est déterminée par l'expérience. Cette disposition produit une grande agitation tourbillonnaire, comparable à celle qui résulterait d'une rugosité très considérable des parois.

M^e Seuil emploie la formule de Bazin
$$v = \frac{87 \sqrt{R} i}{1 + \frac{\lambda}{\sqrt{R}}}$$

mais trouve pour λ la valeur $4,82 \sqrt{\frac{l}{0,60}}$.

l étant en mètres la dimension de la section libre carrée d'écoulement. Donc pour $l = 0,60$, $\lambda = 4,82$ et cette valeur croît avec l . Or, d'après les formules de Bazin, λ varie de 0,06 à 1,75 d'après la rugosité des parois des canaux ordinaires (ciment lisse ou lit en terre encombré de graviers et d'herbes). On voit donc l'efficacité considérable des ambages Seuil.



Chapitre IV Rivières à marée

§ 1) Marées fluviales. Les cours d'eau qui se jettent dans une mer à marée sont soumis, par suite de la fluctuation du niveau de base, au phénomène de la marée fluviale. Le caractère le plus apparent du phénomène est la variation continue et périodique du niveau de l'eau, entre un maximum et un minimum. L'enregistrement de ces fluctuations par des appareils inscripteurs, appelés marégraphes et établis suivant les mêmes principes que les fluviographes, révèle la périodicité du phénomène par des courbes d'allure sinusoïdale, appelés courbes locales.

La périodicité est la même que celle des marées maritimes, c'est-à-dire semi-diurne sur les côtes d'Europe (valeur moyenne de la période = sensiblement $12^h 25'$ = période lunaire). Le niveau le plus bas correspond à la basse mer, le plus haut, à la haute mer; leur différence constitue l'amplitude de la marée au point considéré.

Ces caractéristiques sont variables. On distingue les marées de vives cause (syzygies) et celles de mortes cause (quadratures); les premières sont des maxima, les secondes des minima. Des maxima et minima absolus se produisent aux fortes ou faibles marées d'équinoxe et déterminent les plus hautes marées et les plus basses marées observées, ainsi que la plus forte amplitude. Pour l'étude du régime du fleuve on se référera à une courbe locale moyenne de marée de vives-cause et à une courbe moyenne de marée de mortes-cause ou à une courbe de marée moyenne. Ces courbes sont déduites des courbes réelles d'une longue durée d'observation.

La partie ascendante d'une courbe correspond au gagnant, flot ou flux. La partie descendante le jasant, l'ébé, perdant ou reflux.

Les deux branches d'une courbe locale ne sont pas symétriques.

Elles le seraient théoriquement dans un canal horizontal sans débit d'amont. Mais dans une rivière en pente et ayant un débit d'amont, on voit qu'il y a nécessairement dissymétrie en faveur du jasant, dont la durée est plus longue que le flot, d'autant plus que l'importance relative du débit d'amont est plus grande. Il en résulte que les vitesses de montée de l'eau sont plus grandes que celles de descente.

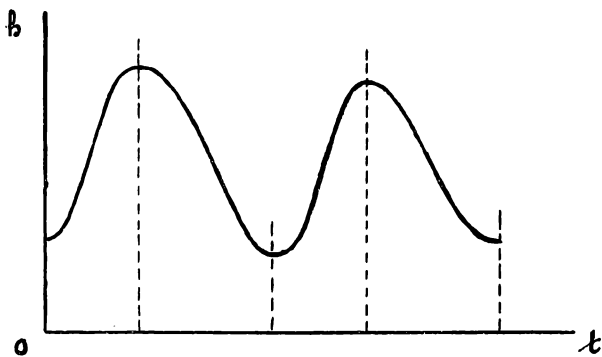
Si l'on établit des marégraphes en plusieurs points d'une rivière à marée à partir de son embouchure et dans l'étendue du domaine fluvio-maritime, on observe que les courbes locales ont des allures différentes et variant régulièrement d'aval en amont si le cours du fleuve est lui-même régulier. La différence du flot et du jasant s'accroît d'aval

en amont, ce qui correspond évidemment à une réduction de l'influence maritime et à un accroissement de l'influence fluviale (débit d'amont)

En même temps l'amplitude diminue généralement et finit pratiquement par s'annuler à la limite du domaine fluvio-maritime qui si elle est libre, n'est pas fixe, mais variable selon l'amplitude de la marée maritime et l'importance du débit d'amont. Elle est d'autant plus en amont que la marée est plus forte et le débit plus faible.

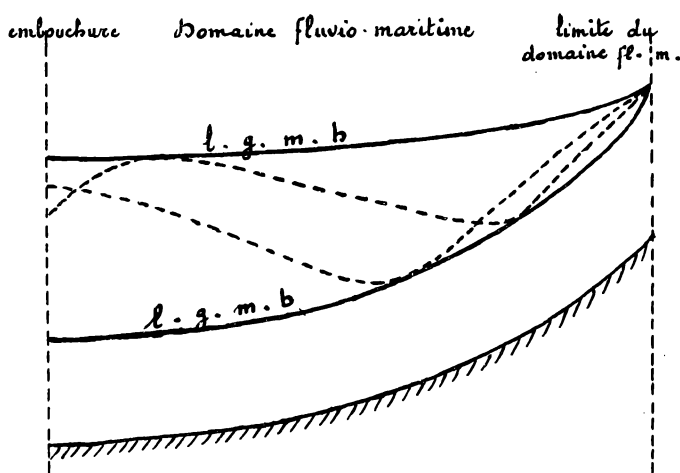
Comme ces deux éléments sont très variables, la limite peut aussi se déplacer fortement. Dans certains cours d'eau, elle a été fixée ou du moins limitée vers l'amont par des barrages; c'est le cas de l'Escaut maritime à Gand et de la Seine au barrage de Bartot. Un seuil naturel ou rapide peut réaliser le même effet.

Les courbes locales observées ou moyennes permettent l'étude complète du régime variable des marées fluviales, exactement comme pour l'étude des ondes de crue.



Si, sur un profil en long du fleuve, on reporte les profondeurs d'eau contemporaines relevées sur les courbes locales, on obtient les lignes d'eau instantanées dont l'ensemble donne une excellente représentation de la propagation de la marée fluviale, qui affecte la forme d'une ondulation se déplaçant d'aval en amont.

Si le domaine fluvio-maritime est très étendu, comme celui de l'Amazone (1000 Km) on observe des lignes d'eau à plusieurs ondulations successives, ayant la périodicité des ondes de la mer, mais dont les longueurs se réduisent d'aval en amont; la célérité est donc décroissante.

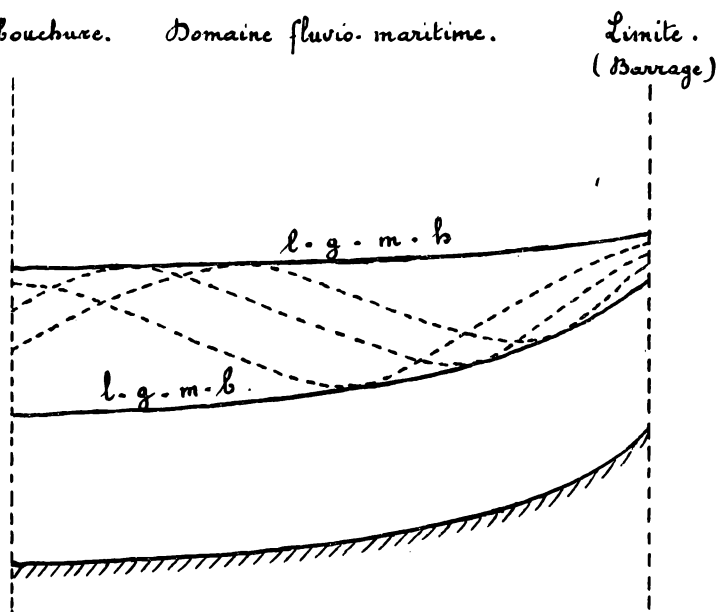


Les courbes nous permettent de déterminer les célérités, notamment du sommet et du creux de l'onde. Elles permettent aussi d'établir les lieux géométriques des marées hautes et des marées basses, enveloppes des lignes d'eau instantanées

dans l'étendue du domaine fluvio-maritime. Ces dernières courbes sont des caractéristiques importantes des rivières à marée, dont on considère les moyennes ou, mieux, les moyennes de vives eaux. Elles ont une allure

régulière si le cours d'eau est lui-même régulier, mais elles dépendent surtout des circonstances locales. Dans les grands fleuves maritimes à lit régulier, le lieu géométrique des hautes mers est généralement en légère pente vers l'amont à partir de son embouchure ou même sensiblement horizontal si le lit est large. Vers la limite du domaine fluvio-maritime, il se relève assez rapidement, moins vite cependant que le fond. Les irrégularités du lit se manifestent dans l'allure de la courbe par une augmentation de pente s'il y

embouchure. Domaine fluvio-maritime.



un resserrement, par une réduction ou même un renversement de la pente s'il y a un élargissement ou un affluent important. Le lieu géométrique des basses mers est sensiblement déterminé par l'allure du fond: il est en pente très faible sinon horizontal à l'aval et se relève ensuite assez rapidement vers la limite du domaine fluvio-maritime. Il semble même que ce lieu soit légèrement en contre-pente dans les bouches de l'Escaut, ce qui est conforme à la règle parfois

exprimée de la quasi-invariabilité du niveau moyen dans les embouchures, dont la ligne ne se relève d'une manière sensible et selon la pente du lit que dans la partie amont du domaine fluvio-maritime. Le segment d'ordonnée comprise entre les lieux géométriques de basse et haute mer représente l'amplitude, qui, dans la partie aval de l'embouchure, peut parfois croître d'aval en amont si le lit se rétrécit rapidement sans présenter d'obstacles entraînant une dissipation rapide de l'énergie de l'onde de marée. Mais elle va toujours diminuant dans la partie amont du domaine fluvio-maritime.

§ 2) Courants de marée et étales. Pendant ces fluctuations de niveau et de pente, les courants subissent également des variations notables, alternatives et périodiques. Pendant le gagnant, le courant s'établit d'aval en amont, suivant la pente de la ligne d'eau; c'est le courant de flot. Pendant le reflux; le courant a le sens naturel d'amont en aval, c'est le courant de jusant. Lors du renversement, le courant s'annule, ce qui constitue les étales. On distingue l'étale de flot qui marque la fin du courant de flot et l'étale du jusant qui marque la fin du courant du même nom. A vrai dire, le phénomène de renversement du courant n'est

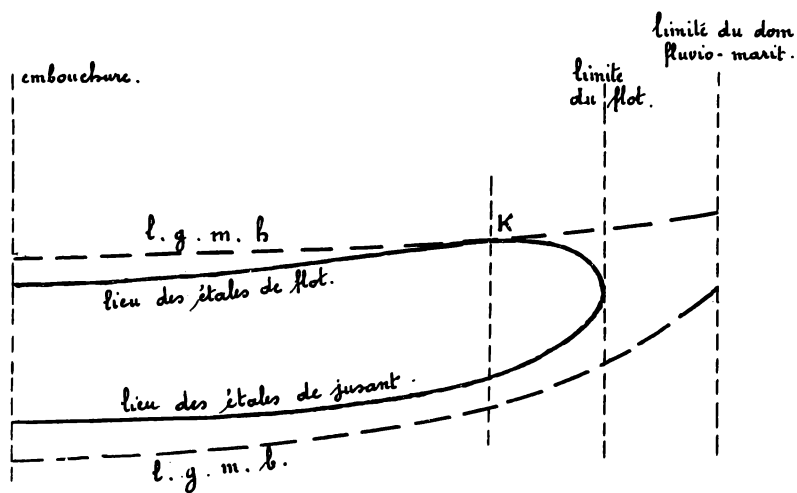
pas nettement défini et ne se produit pas instantanément dans le large lit d'un fleuve à marée. Physiquement, les étales correspondent donc à des périodes de transition d'une certaine durée, voisines des hautes et basses mers.

Mathématiquement, on peut définir les étales par les époques où les vitesses moyennes ou les débits moyens sont nuls dans les sections transversales considérées. Leur détermination exige une étude mathématique exposée ci-après et d'ailleurs approximative.

L'étales de jusant ainsi définie se produit généralement avec un retard sur la basse mer, retard variable d'après l'amplitude de la marée et le débit du fleuve. Il diminue avec la première et augmente avec le dernier. En étiage et marée de vives eaux, le retard peut être supprimé et même exceptionnellement renversé. Inversement en cas de forte crue du fleuve et de marée de mortes eaux, l'étales peut disparaître. C'est ainsi que lors des fortes crues de la Loire, le courant persiste en surface à St Nazaire tandis que l'eau de marée pénètre dans le fleuve vers l'amont.

(Voir Partiot, Recherches sur les rivières à marée) Il en est de même du fleuve Congo où, selon M^r Flamant, le courant à la surface ne se renverse jamais, tandis qu'un renversement de courant de durée variable se constate sur le fond. En situation normale, le retard varie peu d'aval en amont. Les petites différences sont dues surtout aux irrégularités locales. Toutefois, il croît rapidement vers la limite du domaine fluviomaritime, où l'étales disparaît. Le point à partir duquel il n'y a plus de courant de flot ou limite de flot est située à quelque distance en aval de la limite du domaine fluviomaritime. Sa position dépend également de l'importance relative de la marée et du débit d'amont.

C'est ainsi que pour une marée d'importance moyenne, la limite de flot est à 4. 7. 5 ou 25 Km en aval du barrage de Gand selon que le débit d'amont atteint 25 m³, 50 m³ ou le débit de crue exceptionnelle.

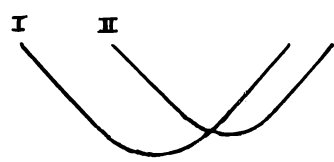


On peut déterminer de la manière que nous verrons le lieu géométrique des étales de jusant, qui se trouve nécessairement au dessus du lieu géométrique des basses mers de hauteurs correspondantes aux retards. Ce lieu d'étales n'a pas de signification très absolue, vu le caractère conventionnel de la notion et sa détermination approximative. Il présente des irrégularités

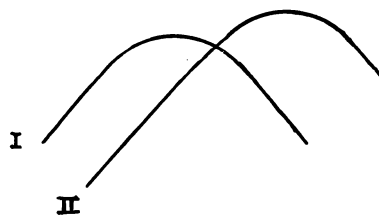
souvent plus accentuées que le lieu des basses mers, correspondant aux irrégularités du fleuve.

L'étale de flot se produit aussi en général avec un retard sur la marée haute, mais ce point n'a rien d'absolu et l'inverse peut se présenter, ainsi qu'on le constate dans la Seine et la Loire maritimes. Ce sont surtout les irrégularités locales qui entraînent ces anomalies et des variations dans le retard, qui s'annule nécessairement en un certain point à l'amont pour se transformer en avance rapidement croissante au voisinage de la limite de flot, où le courant est toujours de jusant. Le lieu géométrique des étales de flot donne lieu aux mêmes observations que celui des étales de jusant.

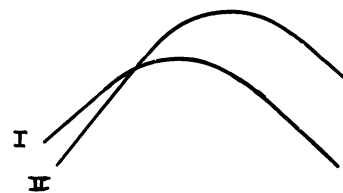
Les lieux des deux étales se raccordent nécessairement à la limite du flot, à quelque distance en aval de laquelle le lieu des étales de flot doit être tangent à celui des marées hautes (Point de changement du retard de l'étale en avance). Lors de l'étale, il doit y avoir théoriquement annulation de la pente. Donc l'étale correspond à l'intersection de deux courbes locales voisines



Retard de l'étale de
jusant en I



Retard de l'étale de
flot en I



Avance de l'étale
de flot en I

rapportés à un même axe des temps. Normalement, les points d'intersection d'une courbe locale par celle d'une station en amont doivent donc se produire en retard sur les basses et hautes mers (points les plus bas et les plus hauts des courbes) Ces caractères correspondent à la pénétration télescopique de la marée, ainsi appelée par M^r Dartiot. Les vitesses des courants étant moindres près des rives et du fond qu'au milieu, les renversements se produisent d'abord en ces endroits. Ils ne peuvent débiter en général qu'après la basse ou la haute mer, par conséquent le renversement total de courant ne peut avoir lieu qu'avec un certain retard sur la basse ou haute mer, d'autant moindre pour l'étale de jusant que la marée est plus forte et le débit d'amont plus faible. C'est l'inverse pour l'étale de flot. La durée du courant de flot est donc plus grande lorsque la marée est plus forte et le débit d'amont plus faible et vice-versa. C'est l'inverse pour le courant de jusant.

§ 3) Propagation des ondes - marées fluviales. Mascaret.

La marée fluviale apparaît comme ayant approximativement les caractères d'une onde de translation provoquée par l'oscillation du niveau de la mer. Ce caractère résulte notamment du fait que les étales correspondent sensiblement aux maxima et minima des ondes, comme dans les ondes de translation, alors que dans les ondes d'oscillation, ils correspondent aux points d'inflexion (niveau moyen).

Supposons la marée basse à l'embouchure. Lorsque le niveau commence à s'élever, une certaine quantité d'eau de mer pénètre dans le fleuve en remontant vers l'amont, sous forme d'une onde de translation élémentaire.

Le niveau continuant à s'élever, des ondes élémentaires de translation s'ajoutent d'une manière continue et forment l'onde de flot dont la tête s'avance en présentant un versant en pente vers l'amont.

Pour ce qui est de la célérité, on a essayé d'appliquer la formule

$$V = \sqrt{g(H+h)} - U$$

H étant la profondeur de la marée basse, h , la hauteur de l'eau au dessus de marée basse et U la vitesse de courant sur laquelle l'onde se propage.

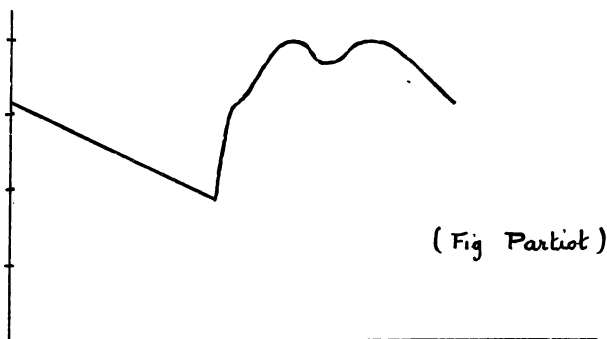
Cette formule donne assez bien la célérité de propagation de l'étale de jusant. V est alors la vitesse primitive de jusant. Mais pour l'onde de flot qui modifie complètement le cours du fleuve, on peut, selon M^{re} Partiot, négliger U .

Les observations de cet auteur sur la Garonne et la Gironde lui font préférer la formule plus complète de M^{re} Bousinesq (voir chapitre §) dépourvue du 3^e terme relatif à la courbure.

$$V = \sqrt{gH} \left(1 + \frac{3h}{H} \right)$$

Cependant, ceci suppose encore un lit assez régulier et dépourvu d'obstacles réduisant l'énergie de l'onde. Des observations faites sur certains cours d'eau, tels que l'embouchure du Saint Laurent, ont mis en évidence des anomalies considérables et inexplicables par rapport aux formules, de telle sorte que le caractère souvent prépondérant des circonstances locales

Courbe locale de marée en cas de mascaret.



dans ces phénomènes est montré une fois de plus par ce fait. Il en résulte que l'on doit toujours se reporter aux résultats d'observations et n'employer les formules que dans la mesure où ils les confirment.

Mais la conception exposée de la marée fluviale, due à M^{re} Bazin trouve sa confirmation dans l'explication qu'elle permet du phénomène

du mascaret, qui se présente caractéristiquement dans certains cours d'eau et dans certaines conditions (Seine. Gange. Amazone.)

Nous avons vu qu'une onde de translation se déforme en s'avancant, les parties supérieures avançant plus vite que le pied. Dans les marées fluviales, les ondes élémentaires successives avancent d'autant plus vite qu'elles sont plus élevées. Si le domaine fluvio-maritime est assez étendu, les ondes les plus élevées finissent par rattraper les premières et le flot s'avance alors sous forme d'une onde à front très raide, appelé mascaret.

Il a généralement une forme concave vers l'amont du fleuve et il est lisse, si la profondeur est assez grande. Si elle va en diminuant, le mascaret déferle, tandis qu'il s'atténue au contraire si la profondeur augmente. La hauteur peut atteindre 3 m sur les fleuves français, 5 à 6 m sur les plus grands fleuves (Gange)

Le mascaret ne se produit donc d'une manière accusée qu'à partir d'un certain point du fleuve, atteint quelque part en amont un maximum, puis s'éteint progressivement vers les limites du flot. Influencé par les circonstances locales, son importance dépend aussi de l'amplitude de la marée et est beaucoup moindre aux mortes eaux qu'aux vives eaux.

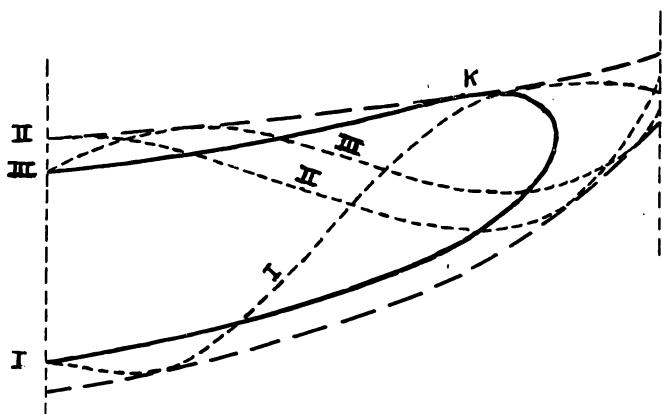
La tête du mascaret a une hauteur supérieure d'environ $\frac{1}{2}$ à l'intumescence allongée qui la suit, conformément à la disposition des ondes de translation allongée. Elle est suivie d'ondes secondaires, appelées éteules variables suivant les circonstances. En appelant H la profondeur avant le mascaret, h la surélévation en arrière de la tête de flot, v la célérité et v' la vitesse du courant de flot, on a $\frac{v'}{v} = \frac{h}{h+H}$, formule que

l'observation confirme. Le mascaret ne se produit que par une combinaison de circonstances bien déterminées : marée à élévation rapide, embouchure, forme et profondeur favorables du lit, notamment des profondeurs peu élevées. La formation continue du mascaret entraîne un abaissement du lieu géométrique des hautes mers, correspondant à une dissipation d'énergie à la tête de flot ou encore, selon l'interprétation de M^r Fartiot, à une dépense d'eau. Bien qu'il ne s'y produise pas de mascaret, l'Escaut maritime montre également une telle dépression du lieu géométrique des hautes marées en amont d'Anvers.

§ 4) Mouvement des eaux douces et salées.

Examinons les diverses phases d'une onde depuis l'étale de jusant à l'embouchure, qui se produit après marée basse. L'étale se déplace vers l'amont.

Toute l'onde située en amont ne contient que de l'eau douce, sauf mélange par diffusion et actions secondaires. Tout le volume de l'onde entre l'embouchure et le lieu des étals de jusant correspond à la rentrée



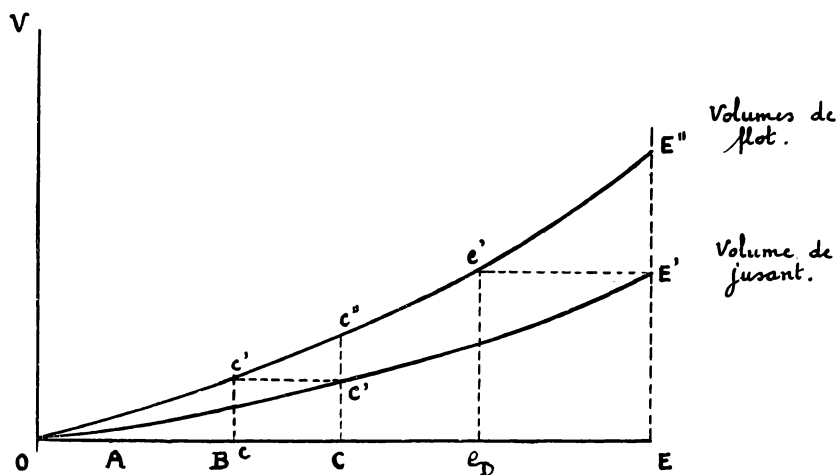
d'eau de mer et cela jusqu'à ce que l'étale de flot se réalise à l'embouchure, après la haute mer. Ceci détermine le volume maximum d'eau salée entrant dans le fleuve. Ultérieurement, le volume compris entre ces étales reste invariable, puisque les débits sont nuls dans les sections extrêmes, seulement les masses d'eau ne restent

pas identiques pendant le déplacement de l'ondulation. Après le passage de l'étale de flot à l'embouchure, l'eau salée rentre dans la mer pendant toute la durée du jusant. Comme celle-ci est supérieure à la durée du flot, l'eau déversée dans la mer est supérieure à celle qui est rentrée dans le fleuve.

La différence représente d'ailleurs le débit propre. Donc, après le passage de l'étale de flot à l'embouchure, l'accroissement du volume de l'onde n'est plus réalisé uniquement que par le débit d'amont, qui contribue d'ailleurs aussi constamment à cette alimentation à la limite de flot pendant la période de flot à l'embouchure.

Ce qui précède renseigne sur les volumes d'eau déplacés, mais non sur l'étendue de leur déplacement. Si nous faisons abstraction des phénomènes secondaires résultant de la pénétration télescopique, nous devons admettre que l'eau marine pénètre par toute la section du lit, qui est très supérieure à celle correspondant à l'oscillation de marée. L'avance de l'eau de mer dans le fleuve est donc sensiblement inférieure à la distance entre l'étale de flot à l'embouchure et l'étale de jusant en amont. On peut déterminer les déplacements de la manière suivante en première approximation

Représentons sur un axe $O.A.B.C...E$, à une certaine échelle, les positions d'une



série de profils en travers entre l'embouchure E et la limite O du domaine fluviomarine. Représentons en ordonnées, au droit de ces profils, les volumes d'eau compris entre eux et l'origine O lors des étales de flot et de jusant. S'il n'y a pas de débit d'amont ni de débit latéral, lors de l'entrée de la marée dans l'embouchure, le volume d'eau

EE' du lit fluvio-maritime est refoulé vers l'amont tandis que le volume $E'E''$ d'eau salée s'introduit dans le fleuve. Le volume refoulé produit l'onde de marée devant lui et se déplace jusqu'au point e ou le volume de flot $e e' = EE'$. La pénétration maximum de l'eau salée est donc Dd . Le déplacement vers l'amont des molécules d'eau d'un profil quelconque C est Cc qui s'obtient par la même construction. Régulièrement, le déplacement des particules d'eau par le flot diminue donc d'aval en amont. Dans les hypothèses considérées, lors du jusant, les particules d'eau subissent les mêmes déplacements en sens inverse.

Mais le phénomène se complique des apports du débit d'amont et des débits latéraux éventuels. Pendant le flot, il faut augmenter les ordonnées de la courbe des volumes de jusant des débits annulés pendant la durée du flot.

Il en résulte que les distances parcourues par les molécules d'eau vers l'amont et notamment la pénétration des eaux salées sont diminuées. Lors du jusant, les volumes de flot doivent être augmentés de même et les distances parcourues sont allongées. Donc les masses d'eau en mouvement s'avancent d'avantage pendant le jusant que pendant le flot, ce qui est d'ailleurs nécessaire pour l'écoulement du débit d'amont.

Sur l'Escaut maritime, on note les déplacements moyens ci-après.

	Embouchure (0)	Lillo (Km 63)	Anvers.	Wetteren.
Flot.	14,4 Km.	13,9 Km.	16 Km	9 Km.
Jusant.	14,5 Km.	14,6 Km.	17 Km.	8,4 Km

De nouveau on observe une anomalie à Anvers, due aux irrégularités du lit.

Si le phénomène se passait comme ci-dessus, sans actions secondaires, comme il sort plus d'eau douce qu'il n'entre d'eau salée, lors de l'étale de flot toute l'eau du fleuve serait douce. Or on constate en fait que la salure du fleuve décroît de l'embouchure vers l'amont mais reste sensiblement constante en chaque point, ce qui montre qu'il se produit des mélanges.

Soit s_0 la salure à l'embouchure (grammes par m^3) et s celle observée en un point déterminé en amont. Soit Q le débit total d'eau douce entrant pendant chaque marée entre le point considéré et celui où la salure devient nulle.

Puisque les volumes se reproduisent identiquement à peu de chose près, il sort par le profil considéré φm^3 d'eau salée, dont nous admettrons la salure moyenne $\frac{s}{2}$.

Cela exige qu'il se soit mélangé à l'eau douce un volume φ_0 d'eau de mer, tel que $\varphi_0 s_0 = \frac{\varphi s}{2}$ d'où $\varphi_0 = \frac{\varphi s}{2 s_0}$.

Ce volume d'eau de mer est toujours une fraction assez faible du volume total traversant le profil pendant une marée; il est d'ailleurs variable avec l'importance du débit d'amont.

§ Débits et vitesses. Pour obtenir les débits moyens par périodes en un profil donné du fleuve, on opère comme suit.

Par le moyen d'observations marégraphiques, on relève les courbes instantanées

d'une marée, à des intervalles de temps réguliers, par exemple de 15, 30 ou 60', dans toute l'étendue du domaine fluvi-maritime.

Ayant relevé les profils en travers du lit, on peut déterminer le volume compris entre deux lignes d'eau consécutives, depuis la limite du flot jusqu'aux divers profils successifs envisagés. Convenons de considérer comme positifs les débits de jusant et les volumes de vidange, comme négatifs les débits de flot et les volumes de remplissage. Si q est le débit d'amont, v le débit latéral éventuel correspondant au profil envisagé et ΔV l'accroissement de volume de l'onde pendant l'intervalle Δt considéré, le débit moyen pendant cet intervalle à travers le profil considéré est

$$Q = q + \frac{v}{\Delta t} + \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

On opère ainsi pour tous les intervalles Δt successifs de la marée et on trace le diagramme de Q en fonction du temps. On obtient ainsi une courbe de variation de Q dans le profil considéré, d'autant plus précise que les intervalles Δt sont plus petits. Cette courbe coupe l'axe des t à deux reprises dans la durée d'une marée. Ces points d'intersection définissent les étales de jusant et de flot. Entre ces étales, il se produit donc des maxima de débit de jusant et de flot, sensiblement vers les mi-marées.

Les vitesses moyennes de courant se déterminent en divisant le débit moyen par la section mouillée moyenne pendant l'intervalle de temps considéré.

On peut ainsi tracer les courbes des vitesses moyennes, qui s'annulent aux étales et présentent des maxima intermédiaires des deux sens.

En général, les vitesses moyennes maxima de flot varient peu dans l'étendue du lit, tandis que les vitesses moyennes minima de jusant croissent dans l'ensemble de l'amont vers l'aval.

À un instant donné, la vitesse n'est évidemment pas uniforme dans toute la section et égale à la vitesse moyenne. En principe, les variations de vitesse dans un profil doivent être plus grandes dans une rivière à marée que dans un courant permanent et sensiblement uniforme. Il en est ainsi caractéristiquement aux périodes d'étale: nous avons vu que le sens des vitesses n'est même pas uniforme. Mais vers la mi-marée, alors que les courants de jusant ou de flot sont bien établis et voisins de leurs maxima, donc peu variables, on peut avec une plus satisfaisante approximation appliquer au régime les formules du mouvement uniforme.

En appelant u la vitesse moyenne, v la vitesse maximum en surface et w la vitesse de fond. M^r Partiot recommande l'emploi des formules de M. Bazin

$$u = \frac{8 \sqrt{H I}}{1 + \frac{\delta}{\sqrt{H}}}, \quad v = u + 14 \sqrt{H I}, \quad w = u - 10 \sqrt{H I}$$

$$\text{d'où } w = u \left[1 - \frac{1}{8,7} \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{H}} \right) \right], \quad v = u \left[1 + \frac{1,4}{8,7} \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{H}} \right) \right]$$

L'élément de ces formules auxquelles on attache le plus d'importance est la vitesse de fond w , dont dépend l'équilibre du fond et le mouvement des alluvions.

D'après les observations de M^{re} Sainjon sur la Loire, les vitesses critiques d'entraînement des graviers sont

grosses	0,0025	0,01	0,04	0,10	0,17	0,38	0,67 m
vitesse w .	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	4,00 m/sec

La vitesse de fond minimum pour la mise en suspension et l'entraînement des sables de la Loire semble être 0,55 m/seconde. On doit donc procéder par observation directe pour chaque cours d'eau, afin de déterminer la vitesse critique correspondant aux alluvions. Elle est en général de l'ordre de 0,50 à 0,70 m/seconde. Un léger excès de vitesse a pour résultat une tendance au creusement, qui est favorable au maintien des profondeurs.

Des observations directes des vitesses instantanées dans un profil transversal de rivière à marée constituent, vu les circonstances, une impossibilité pratique.

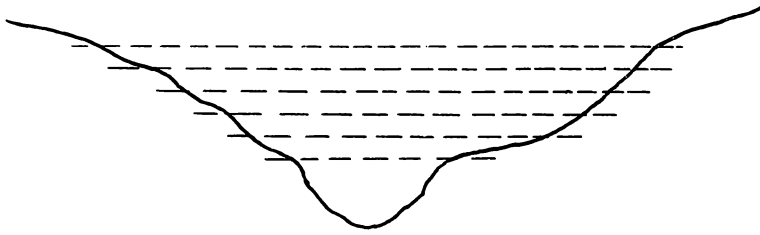
§ 6) Calcul des volumes d'onde de marée. Le calcul approximatif des volumes d'onde de marée, nécessaire

pour l'étude des débits et vitesses, ainsi que nous avons montré dans le § précédent, ne présente aucune difficulté de principe, mais est très fastidieuse en pratique. Il faut établir, dans l'étendue du domaine fluvi-maritime (qui dépasse souvent 100 Km) une série de stations d'observation assez rapprochées.

Pour l'Escaut maritime, il y en a plus de 900, espacées de 250 à 1000 m de l'amont à l'aval. Les observations étaient faites d'heure en heure pour une marée moyenne et un débit d'amont moyen. On pouvait ainsi tracer les courbes instantanées correspondant à des intervalles d'une heure. La cubature des volumes compris entre deux courbes instantanées successives se fait par la méthode de la moyenne des aires des profils en travers, suivant la convention de signes indiquée précédemment. On se rend compte que le nombre de volumes partiels à déterminer pour chaque intervalle de temps et, à plus forte raison, pour l'ensemble de la marée est considérable et exige, pour éviter des erreurs, la coordination des résultats en tableaux de cubage systématiques et bien dressés.

Pour le calcul des aires des profils en travers partiels, il faut posséder le tracé des relevés hydrographiques des sections transversales correspondantes à toutes les stations d'observation. On y reporte les tracés horizontales des plans d'eau correspondant aux diverses courbes instantanées; elles renferment entre elles et le contour du lit les aires partielles successives à considérer.

La méthode de mesure la plus pratique et, somme toute, la plus précise semble

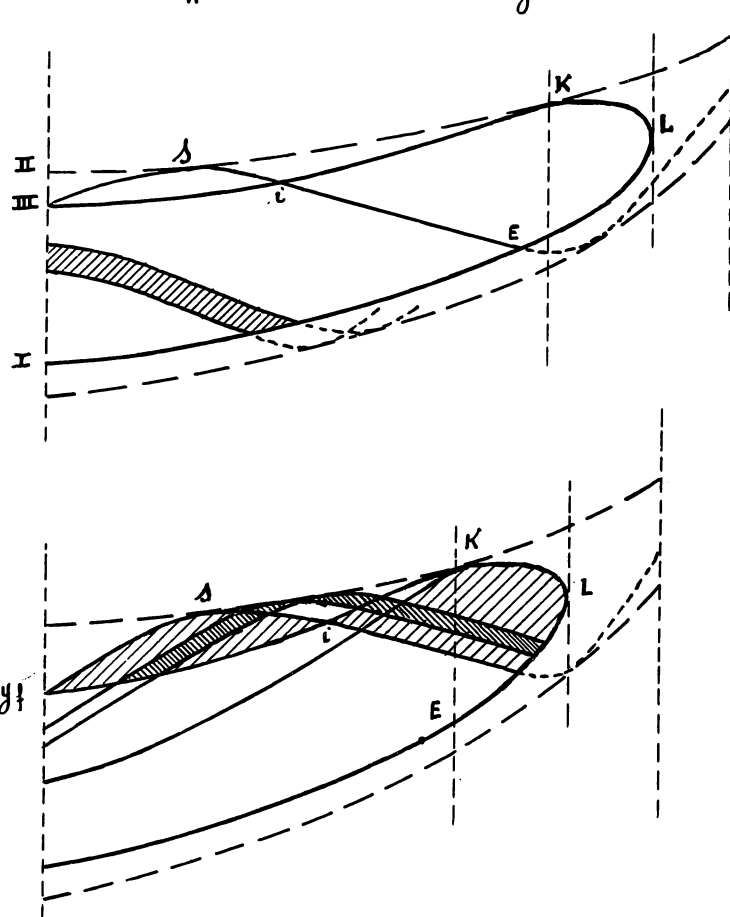


que l'on a opéré pour la Loire (M. Lechalas)

Cependant, vu la complication pratique de ces opérations, ne les répète-t-on pas fréquemment. On les effectue en nombre restreint pour servir de base, que l'on contrôle ensuite à intervalles réguliers, par des mesures simplifiées de débits totaux de marée.

Ces opérations consistent à déterminer pour chaque station le volume total de l'onde de flot ou de l'onde de jusant.

Nous avons déjà indiqué antérieurement que pour l'embouchure, comme d'ailleurs pour une section quelconque, le débit total de flot passé par la section est égal au volume délimité vers l'amont par la courbe instantanée correspondante à l'étale de flot dans la section considérée et le lieu des étales de jusant. En effet, ce débit est égal à la somme des volumes élémentaires compris



être celle du planimétrage.

Une telle opération permet, comme nous l'avons montré, une étude détaillée des débits et vitesses instantanées.

On pourrait l'effectuer pour des marées d'amplitudes diverses et débit d'amont divers, ainsi

pris entre 2 courbes instantanées infiniment voisines, le profil envisagé et le lieu des étales de jusant.

Puisqu'il n'y a en effet pas de débit passant par l'amont, en vertu de la loi de continuité, le débit passé par l'aval est égal à l'accroissement de volume de l'onde.

Le débit total de flot est la somme de ces volumes élémentaires entre les étales de jusant et de flot, ce qui démontre la proposition énoncée.

M^r Van Brabant a fait observer en 1908 dans les A.T.F. B. que ce volume est le même que celui qui est limité par les lieux des étales de jusant et

de flot, ce qui concorde du tracé des courbes instantanées.

Considérons à cet effet la courbe instantanée correspondant au point K ou les lieux des marées hautes et des étales de flot sont tangents et deux courbes intermédiaires entre celle-ci et celle de l'étale de flot dans la section considérée.

Tous les limitons aux deux lieux d'étales. Il en résulte que le volume compris entre ces deux courbes est nul, puisqu'il n'y a de débit ni en amont ni en aval. Par intégration entre les courbes extrêmes indiquées, on voit que le volume $yf.s.K.i$ = volume $s.E.L.K$. En retranchant la partie commune $i.s.K$, on voit que volume $yf.s.i$ = volume $i.E.L.K$. ce qui démontre la proposition.

La difficulté seulement est de connaître les lieux des étales qui ne peuvent être déterminés exactement, ainsi que nous l'avons vu, qu'à la suite de calcul détaillé des débits instantanés. Ceci nous conduit dans un cercle vicieux que nous ne pouvons rompre que par une approximation consistant à déduire approximativement les lieux d'étale de ceux de basse et haute marée par la connaissance des retards ou avances plus ou moins exactement supputés en raison des variations constantes de la marée étudiée.

L'erreur ne peut être très considérable. Elle est certes moindre que celle qui consisterait à substituer les lieux de marées hautes et basses aux lieux d'étales.

On peut aussi, si l'on ne désire connaître le débit total qu'à travers une section, déterminer le volume compris entre les ondes correspondant aux étales successifs dans cette section, le profil considéré et la limite de flot. La différence donne le débit total de la section d'aval, compte tenu du débit d'amont pendant l'intervalle des étales.

Il y a lieu d'observer que tout ce qui précède ne tient pas compte d'apports latéraux éventuels, ni d'affluents ou bassins à marée, qui doivent faire l'objet de calculs spéciales.

Chapitre V. Aménagement des fleuves à marées et des estuaires

§ 1. Formes du lit des rivières à marée. De même que pour les rivières non soumises à marée, les formes du lit des rivières à marée sont déterminées par les phénomènes hydrauliques qui s'y produisent. Ceux-ci sont caractérisés par l'entrée dans le fleuve, deux fois par jour, d'un volume plus ou moins important d'eau marine, accompagnée d'un refoulement vers l'amont des eaux fluviales.

En deux pulsations journalières également et pendant une durée totale peu supérieure à la moitié d'un jour, tout ce volume d'eau salée est refoulé à la mer en même temps que le débit journalier total d'eau douce de la rivière.

Il y a donc un double courant, vers l'amont pendant le flot, vers l'aval pen-

dant le jusant, avec prépondérance du jusant. Les débits moyens et maxima sont sensiblement plus grands que si le phénomène normal d'écoulement des eaux fluviales n'était pas trouble par la marée, d'autant plus que le volume d'eau marine pénétrant dans le fleuve est plus grand.

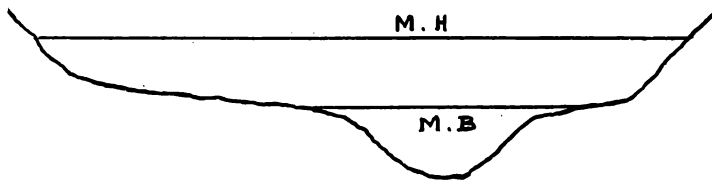
Il résulte tout d'abord de ces circonstances que la pente moyenne du lit des grandes rivières à marées, établi dans des alluvions très meubles, est très faible dans la majeure partie du domaine fluvio-maritime. Le fond se relève en général rapidement vers la limite de ce domaine. Evidemment, le fond présente des accidents locaux : fosses et seuils, ce d'autant plus que les phénomènes d'écoulement de l'eau et de déplacement des alluvions sont plus complexes.

Ces faibles pentes ne sont pas défavorables, au contraire.

Le caractère le plus recherché des rivières à marée est la réalisation et le maintien de grandes profondeurs. Or les faibles pentes favorisent la pénétration de la marée et par conséquent la production de grands débits et d'une grande puissance d'entraînement de curage. En outre, à débit égal, les faibles pentes exigent une plus grande hauteur d'écoulement.

En plan, les rivières à marée conservent généralement la forme sinueuse, mais de préférence à assez grandes boucles, d'ouverture fortement croissante vers l'amont, surtout dans l'estuaire proprement dit, quasi rectiligne. Certaines boucles très prononcées, telles qu'en possèdent la Seine et l'Escaut maritime, constituent de mauvais tracés. Si une transposition systématique des règles de Fargue aux rivières à marée semble inadmissible, il n'en est pas moins apparent que le principe de continuité de variation de la pente, de la courbure, de la profondeur et de la largeur reste favorable pour les rivières à marée et que le tracé sinusoïdal doit être conservé dans les rivières qui le présentent naturellement, à cause de l'action directrice de ce tracé sur les alluvions.

Les profils en travers des rivières à marée présentent souvent des irrégularités, surtout dans les très grandes largeurs. Dans les resserrments, ainsi que dans les courbes, les formes sont analogues à celles des rivières ordinaires.



On distingue toutefois le lit mineur ou de basse mer et le lit majeur ou de haute mer.

La situation relative de ces deux lits est à peu près la même que pour les rivières ordinaires ; le premier étroit et profond, le

second large et relativement peu profond. Si cette forme ne se réalise pas naturellement, on la réalise plus ou moins artificiellement pour les raisons suivantes. Pour une section d'écoulement et un volume d'emmagasinement déterminés, la profondeur maximum est la plus grande, surtout à marée

banc. Dans le lit mineur ainsi constitué, le courant de jusant se concentre avant l'étale en exerçant encore une action de curage sensible, tandis que la pénétration du flot se fait, ainsi que nous l'avons vu, par les confins du lit mineur et du lit majeur. Dans une rivière à marée dans lit mineur délimité, la période d'étale donnerait lieu à des divagations courants de faible profondeur, qui produirait nécessairement des atterrissements et des faux bras.

Ce danger de divagation accompagné de remous, de troubles, de colmatages et de ravinement subroste pour le lit majeur, il est très peu profond.

Il faut donc éviter des largeurs démesurées mais assurer un bon calibrage par des digues longitudinales insubmersibles. Les largeurs à réaliser s'étudient par la détermination des débits, vitesses moyennes et vitesse de fond, au moyen des formules élémentaires d'hydraulique fluviale.

Ces digues permettent le plus souvent de récupérer en bordure des estuaires des terrains bas ou polders qui, bien drainés et aménagés, peuvent être d'un grand rapport agricole.

Dans les courbes, le lit majeur est généralement reporté vers la grève convexe, tandis que le lit mineur se trouve à la rive concave, dûment consolidée par des revêtements ou des murs. C'est la disposition la plus favorable pour les grandes profondeurs et c'est ainsi que sont établis à Arvers les murs de quai profonds en rivière.

§ 2) Débit solide. Marche des alluvions. Dragages.

Par la limite du domaine fluvio-maritime, à l'amont, pénètrent dans la zone maritime les alluvions charriés par la rivière dans son cours moyen, généralement des sables plus ou moins fins, et qui peuvent être très abondants, comme dans la Loire et la Gironde. Lorsqu'ils sont arrivés dans la rivière à marée, principalement lors des crues, le processus de leur déplacement se modifie sensiblement. Les alluvions pourront être mis en suspension et en mouvement à chaque marée, lors des maxima de vitesse, et alternativement vers l'amont et l'aval. S'il est vrai que l'action de jusant est plus longue, ce sont généralement les vitesses maxima de flot qui sont les plus fortes.

Nous avons vu aussi que le gain du jusant sur le flot en distance parcourue n'est important qu'à la limite du flot mais diminue très rapidement vers l'aval. En conséquence, les sables fins pénétrant par l'amont sont soumis, dès qu'ils sont nettement dans la zone de flot, à un charriage alternatif produisant plus d'usure que de déplacement utile et entraînant la formation de vases. Les mouvements de ces vases sont vraisemblablement complexes et conditionnés surtout par des circonstances accidentelles ou locales, qui doivent faire l'objet d'études dans chaque cas concret.

Sauf circonstances très spéciales, il est très probable que dans les parties moyennes des rivières à marée, l'évacuation des alluvions est assez faible sauf en crue et

que les rivières qui ne s'invasent pas ou peu sont celles qui reçoivent peu de matières solides par l'amont. On peut envisager qu'un étale idéal serait réalisé si, par suite de la conformation favorable du lit, le jeu des courants tendait à conserver sinon à accroître les profondeurs du lit mineur, des légers dépôts s'effectuant éventuellement dans le lit majeur.

En toute hypothèse, des dragages d'entretien paraissent nécessaires. La manière de les effectuer n'est d'ailleurs pas indifférente et doit être judicieusement déterminée par l'expérience.

Nous envisagerons plus loin ce qui se passe dans les estuaires et aux embouchures, où des alluvions peuvent s'introduire en quantité considérable par l'aval.

§ 3) Principes de correction des rivières à marée.

Les parties inférieures et moyennes des rivières à marée sont souvent très importantes pour la navigation; on y trouve les plus grands ports maritimes.

Même des fleuves médiocres, tels que la Tamise et l'Escaut, peuvent acquérir de ce fait une notoriété considérable. Cette faveur des estuaires et rivières à marée provient de ce que le jeu de la marée et les courants qui en résultent peuvent créer et conserver de grandes profondeurs, idéales pour la constitution de ports en eaux calmes, accessibles aux grands navires et présentant les plus grandes commodités pour l'entrepôt et le transbordement.

Certains cours d'eau à marée présentent naturellement des conditions très ou assez favorables: Escaut, Meuse, Tamise, Gironde. D'autres sont dans des situations médiocres sinon franchement mauvaises: Seine, Loire etc...

Les aménagements et corrections ont pour objet d'assurer le maintien et même le perfectionnement des situations favorables et l'amélioration, aussi durable que possible, des médiocres ou mauvais. Les cours naturellement bien conformés servent nécessairement de guide. Or nous avons dit que ces profondeurs proviennent de l'action de la marée, donc c'est elle-ci qu'il faut amplifier et diriger. Le principe de tous les travaux de correction des rivières à marée est l'accroissement de la puissance hydraulique c'est à dire du volume et des courants de marée. Il importe encore en outre que les effets de cette puissance s'exercent favorablement, c'est-à-dire entretiennent les profondeurs par un curage constant. Il est clair que les meilleures conditions seront procurées par un lit à faible pente, à tracé très régulier, à lit mineur et lit majeur bien calibrés, permettant un grand emmagasinement de marée, mais assurant en même temps des conditions favorables de vitesses pour les courants de flot et de jusant et pour leur renversement.

Toutes les irrégularités accusées du lit constituent des résistances à l'introduction de marée et diminuent la puissance hydraulique.

Il en est évidemment ainsi des courbes très aiguës, des seuils, des rétrécisse-

ments. Les îles et les faux bras peuvent produire des différenciations de courants en vitesse et en direction, d'où des remous, tourbillons, contre-courants éventuels, accompagnés de dépôts. Les courants de flot et de jusant peuvent notamment se différencier ainsi vers l'étale de jusant et donner lieu, à marée montante, à des courants transversaux turbulents.

Ceci peut se produire dans des lits trop larges, généralement peu profonds et lagunaires. Ces lagunes sont très défavorables, elles produisent une diminution sensible de l'amplitude de marée et réduisent fortement la puissance hydraulique en amont. Les affluents peuvent produire des perturbations analogues et peuvent avoir des conséquences défavorables pour le régime de la rivière principale.

M^{re} Tartiot cite l'exemple d'une petite rivière à marée française, l'Odette, passant à Quimper, à 17 Km de l'embouchure. Le port de Quimper est à sec à marée basse. A trois Km en aval de Quimper se trouve un vaste épanouissement qui, avec quelques autres anses plus en aval, reçoit à chaque marée plus de 14.000.000 de m³. Il en résulte à l'aval des profondeurs à marée basse variant de 5 à 15 m près de l'embouchure.

Ceci montre clairement l'action d'un puissant enmagasinement sur le cours d'aval et la possibilité d'user de réservoirs d'accumulation, l'action de ces derniers étant toutefois au détriment de la propagation de marée vers l'a-^{mont}.

Les méthodes de correction à employer résultent des circonstances auxquelles elles doivent remédier, en regard aux considérations précédentes.

Nous avons suffisamment défini les déficiences que peut présenter un lit de rivière à marée et leurs conséquences, qui se reflètent d'ailleurs dans l'allure des courbes de marée. Il y a, comme toujours, lieu de distinguer entre les corrections locales et étendues, les dernières étant en somme constituées souvent de l'ensemble et de la coordination des premières. Les observations générales faites au sujet des corrections des cours d'eau ordinaires sont a fortiori applicables aux rivières à marée, la complexité des phénomènes dont celles-ci sont le siège étant encore plus grande. La progressivité est donc une règle absolue; des résultats favorables ne sont généralement obtenus qu'après de longues tentatives répétées. On ne peut énoncer que des principes, non des règles rigides. Les travaux d'aménagement d'une rivière à marée doivent être conduits d'après l'expérience acquise sur cette rivière et consignés dans les archives de son service. Seulement, une difficulté nouvelle surgit du fait de l'envergure et de la dépense toujours considérable des travaux, dont l'effet utile est souvent problématique.

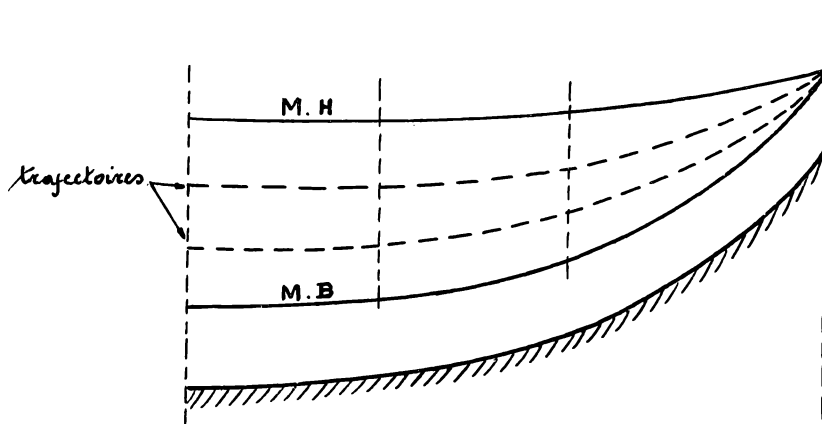
Il est donc naturel que l'on ait eu recours assez tôt aux expériences sur modèles réduits (Osborne Reynolds pour la Weser, Vernon-Harcourt pour la Weser et la Seine, Bengin-Lecoulx pour la Seine etc...)

Ces expériences sont très compliquées et on ne peut affirmer qu'elles aient donné des résultats très concluants quand il s'agit d'un problème aussi vaste qu'une correction d'ensemble.

Dans des questions de cette nature, des plus complexes qui soient, c'est trop demander d'un moyen d'investigation plus adéquat à l'étude de dispositions de détail.

On cherchera de se rendre compte autant que possible par le calcul des effets des corrections. On adoptera une certaine forme des lieux géométriques de haute et basse mer, selon l'effet attendu des corrections et qui ne différera d'ailleurs pas sensiblement des lieux avant correction. On en déduira les lieux des étals par la considération des retards. Tout ceci s'effectuera pour une marée déterminée à l'embauchure, définie par sa courbe locale.

Le problème nouveau consiste à en déduire les courbes locales dans toute l'étendue du domaine fluvio-maritime. Cette détermination est basée sur la notion assez arbitraire des trajectoires des ondes élémentaires de marée.



Considérons un point quelconque de la courbe locale initiale. Nous admettons que les points correspondants des autres courbes locales divisent les amplitudes correspondantes en segments proportionnels à ceux de l'amplitude initiale.

Ceci permet de tracer les trajectoires dans toute l'étendue du domaine fluvio-

maritime. Il reste à déterminer les temps par rapport à ceux de la marée initiale; on se sert pour cela des formules de célérité. On peut ainsi prédéterminer toutes les courbes locales et, dès lors, tracer les courbes instantanées et calculer les cubes, débits et vitesses. On vérifie si les résultats obtenus, comparés avec ceux des calculs avant correction, sont convenables et paraissent susceptible de réaliser les effets attendus.

§ 4) Travaux de correction des rivières à marée.

Les deux grands moyens de correction consistent en digues longitudinales et dragages. Les digues longitudinales servent à fixer des rives convenablement tracées et à calibrer le lit, tant mineur que majeur.

Dans les parties les plus basses des cours d'eau (estuaires), elles servent surtout à calibrer le lit mineur pour l'action du jusant.

Les dragages servent à créer systématiquement des profondeurs (dragages de

régime) et à les entretenir tant que de besoin (dragages d'entretien)

Les deux moyens sont susceptibles d'être combinés et de combiner leurs effets, l'un ou l'autre prédominant selon les circonstances. Il paraît excessif de vouloir les considérer comme des principes essentiellement différents, selon des conceptions systématiques anciennes. On envisageait que la méthode des endiguements s'appliquait aux lits à faible pente et assez larges, qui permettaient un calibrage aisé, dont on attendait ultérieurement un approfondissement.

Par contre, les dragages paraissent appropriés pour augmenter la puissance hydraulique des fleuves à marée et pente relativement forte et à lit ensermé.

En réalité, les deux moyens ont toujours été associés dans une mesure variable et il est clair notamment que l'action que l'on peut attendre des endiguements sera plus sûrement réalisée si on crée en même temps par dragage les profondeurs désirées que si on laisse au fleuve le soin de les créer, résultats problématiques certainement long à obtenir.

En fait, l'abondance des vases dans les rivières à marée exige des dragages d'entretien dans le lit inférieur et il y a lieu de noter que les dragages de régime, s'ils ont comporté parfois des cubes énormes, ont cependant toujours donné des résultats positifs. Les dragages doivent donc être, pour les rivières à marée, considérés comme un réel moyen de correction, ce qui tient à ce qu'ils influent directement sur les volumes de marée, donc sur les courants, débits et vitesses.

Les boucles seront corrigées par des courbes atténuées et progressives.

La querelle relative aux lits rectilignes ou sinueux peut être considérée maintenant comme apaisée. Les partisans des lits rectilignes, notamment l'ingénieur allemand Franzius, qui a fait la correction du Wésér, considèrent qu'ils opposent moins de résistance à l'introduction de la marée que les lits à tracé courbe. En fait on a presque toujours préféré les tracés à grandes courbes selon les règles de Farque, à cause de l'action directrice qu'ils exercent sur les courants et les alluvions.

Les seuils seront dragués, les usurements élargis si possible, sinon approfondis. Les fausse bras seront remblayés par les produits de dragage du bras conservé et aménagé, sinon barrés à l'amont, de manière à constituer un réservoir d'emmagasinement de marée.

Dans les parties larges, on aménagera le lit mineur par dragage; on le délimitera éventuellement par des digues basses. Le lit majeur sera ensuite calibré par des digues. Les travaux s'effectueront d'aval vers l'amont et consistera d'abord en la suppression des fausse bras, l'exécution des redressements et l'approfondissement du lit mineur. Il peut résulter de ces premiers travaux un approfondissement du chenal aménagé et un colmatage des parties abandonnées ou du lit majeur, que l'on aménage ultérieurement s'il y a lieu

et selon les indications des effets des premiers travaux.

§ 5) Estuaires et embauchures.

Le lit généralement large, évasé, immédiatement en amont de l'embouchure constitue un estuaire; l'aspect des eaux correspond à celui d'un bras de mer et le régime en est presque tout à fait maritime.

Cependant, le caractère fluvial subsiste par le débit et les alluvions d'amont.

La conformation des estuaires dépend des réactions de ces deux éléments, compte tenu de la nature géologique des terrains traversés.

L'action du débit d'amont et des matières solides charriées par le fleuve, consiste en un dépôt d'alluvions important si les courants de la mer ne les tiennent pas en suspension et les emportent. C'est l'origine des deltas qui se trouvent surtout dans les mers sans marées ou à faible amplitude de marée, dans lequel les eaux du fleuve divaguent par plusieurs bras.

Les dépôts qui se forment en avant des bras vers le large, à une distance qui dépend de la puissance du fleuve et de l'abondance du débit solide forment des hauts fonds appelés barres.

Les conditions les plus favorables sont 1°) un faible débit solide, 2°) un approfondissement rapide de la mer devant l'embouchure, 3°) des courants littoraux empêchant les alluvions de se déposer ou les entraînant.

Un cas assez particulier est celui des fleuves qui, tels que le Havel, traversent une espèce de mer intérieure immédiatement avant leur embouchure (Haffe). Les eaux du fleuve s'y décantent et les courants marins, de directions favorables, entretiennent les profondeurs du goulet d'embouchure.

Dans les mers à marée, les estuaires ont généralement une forme de large trompe évasée. Nous avons vu que l'action de la marée ne permet guère le dépôt des alluvions d'amont, sauf immédiatement à l'embouchure si les matières charriées sont très abondantes. Les envasements des estuaires ont souvent comme cause le dépôt d'alluvions amenés du large par les courants marins, principalement dûs aux marées et aux vents dominants.

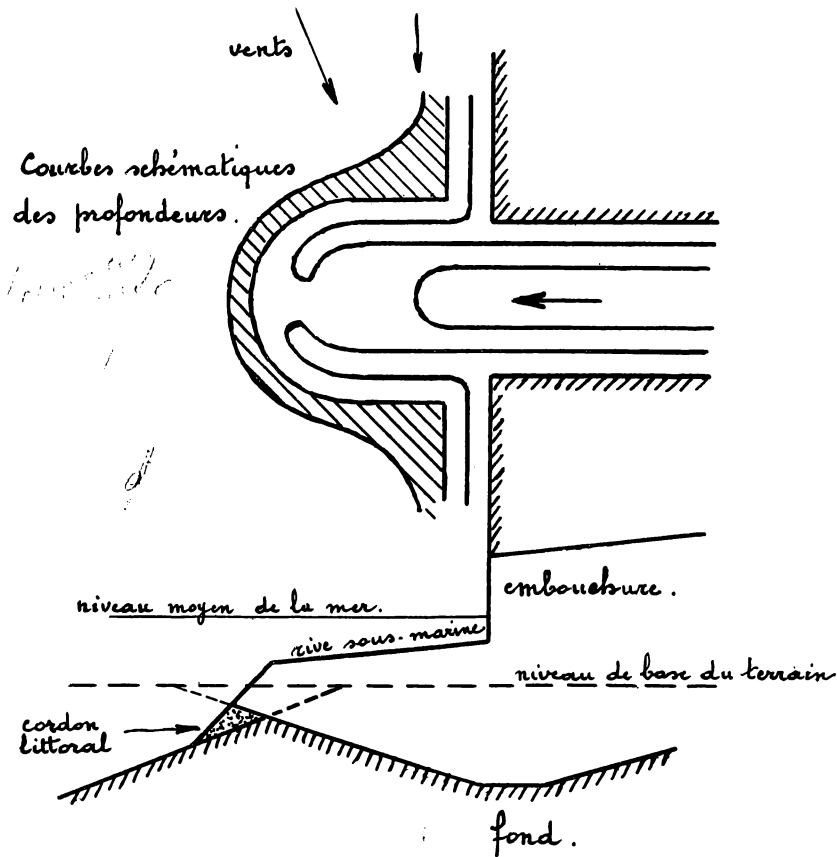
C'est ainsi que les dépôts constituant le banc de Seine à l'embouchure de ce fleuve proviennent d'alluvions amenés par le "courant du Calvados", venant de l'Ouest le long de côte et dû à l'onde de marée de l'Atlantique et à l'action des vents dominants.

Une autre onde, celle d'antifer, vient du Nord. Elle est dépourvue d'alluvions, mais sa célérité est plus grande, à cause des plus grandes profondeurs et de l'action des vents. La rencontre de ces deux ondes dans les passes de l'estuaire donne lieu à des remous et des pertes de vitesse des courants, provoquant le dépôt des alluvions provenant de l'érosion des côtes du Calvados. Ces dépôts ont, par le jeu des courants de flot favorisés par les vents

dominants, pénètre très loin dans l'embouchure. Cependant, sous l'action prépondérante du courant d'antifer, ils ont une tendance à s'accumuler surtout vers le sud-ouest de l'embouchure. Il résulte de ce fait que, après amé-lioration de l'estuaire et création de grandes profondeurs augmentant la puissance hydraulique et l'action de jusant, on peut espérer que le cou-rant d'antifer déportera les dépôts surtout au sud-ouest des passes en main-tenant celles-ci libres.

L'action de ces courants littoraux est caractéristique sur toutes les côtes frappées obliquement par les vents dominants. Les sables se déplacent dans le sens de la composante tangentielle des vents et forment les cordons litto-raux, qui peuvent transformer des baies en lagunes tout à fait isolées de la mer s'il ne s'y jette aucun cours d'eau ou restant en communica-tion avec la mer par un goulet dans le cas contraire. (Flaffe de la mer Baltique, étangs d'Arcachon et de Berre, etc...)

M^e Bartiot expose comme suit le régime d'une embouchure en plage de sable. Le chenal du cours d'eau se prolonge au delà de son embouchure, mais en s'étalant et en perdant de profondeur.



Il est bordé de deux rives sous-marines qui se rejoignent en avant pour former la barre.

Si cette cuvette devient trop resserée, le fleuve peut s'y frayer un chenal, suivant une ligne de moindre résistance généralement située dans la direc-tion générale du courant.

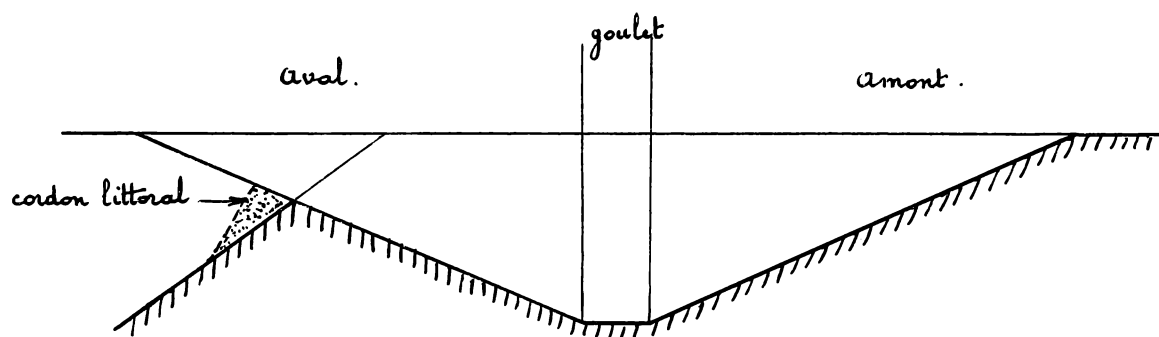
Mais le processus recommence et une barre se reforme vers l'avant. S'il y a un courant littoral chargé d'alluvions, il vient d'abord consolider le talus exté-rieur de la rive sous-marine exposée au courant, sous forme d'un banc triangulaire.

Lorsque ce banc est formé, le courant littoral est dévié de-vant la barre. Si la puissance du fleuve est faible, le courant

passé devant la barre, colmate l'angle mort de la rive sous-marine opposé et continue suivant la côte. Si les alluvions du courant littoral ne sont pas très abondantes et si le fleuve est assez puissant pour les reporter vers la haute mer, il se forme seulement le 1^{er} banc triangulaire, qui est pourtant très caractéristique. Ce régime suppose le courant littoral sensiblement perpendiculaire à l'embouchure et ne tient pas compte toutefois des apports marins qui peuvent se déposer, dans un estuaire largement évasé comme celui de la Seine lorsque les courants littoraux peuvent y pénétrer directement.

Sous ce rapport, les estuaires à goulets, que les Anglais appellent souvent estuaires préservés, sont supérieurs ainsi que le fait constater M^{re} Dartiot.

Profil du fond d'un estuaire à goulet.



Selon cet auteur, le régime d'embouchure qui vient d'être exposé est modifié en ce sens qu'un chenal de très grande profondeur se crée dans le goulet et se prolonge en amont et en aval dans une mesure proportionnelle aux puissances correspondantes. C'est à dire que, généralement long vers la mer, il ne l'est également vers l'amont que si le débit du cours d'eau est important. La puissance hydraulique de la marée concentrée par le goulet est toujours capable de creuser un long chenal en avant, tandis que le chenal d'amont est dû à la puissance hydraulique du fleuve.

D'après ce que nous avons vu, les apports littoraux vont constituer un banc triangulaire étendu bordant le chenal sous-marin et le protégeant.

L'extrémité du chenal étant loin en mer, la barre peut se perdre dans les grandes profondeurs ou être enlevée par les courants; de même l'influence du cordon littoral doit probablement s'y évanouir. La possibilité d'introduction de dépôts par la mer à travers le goulet est faible; ces dépôts se constitueraient d'ailleurs en dehors du chenal. Selon les observations de M^{re} Baudelles dans le baie de Lorient, rapportées par M^{re} Dartiot, ces dépôts marins peuvent se produire si la lagune en amont du goulet est trop vaste par rapport au débit d'amont.

Ils tendent vers un état d'équilibre défini par le régime des courants marins

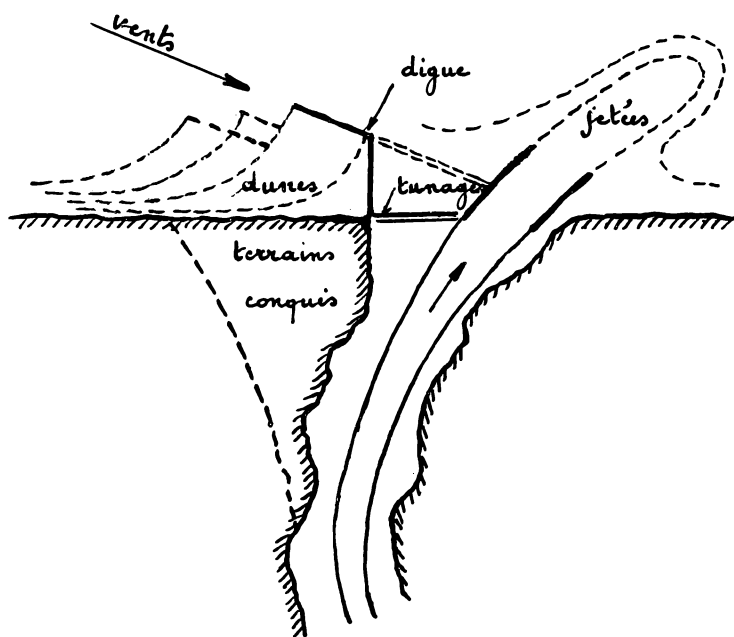
et celui du cours d'eau, qui constitue généralement la disposition la plus favorable possible et tend à se reformer si on l'altère artificiellement.

§ 6) Amélioration des estuaires.

Question des plus complexes, conditionnée par les circonstances locales et au sujet de laquelle il n'est guère possible d'énoncer de principes. L'accroissement de la puissance hydraulique de marée considérée comme condition d'amélioration du cours moyen des rivières à marée, doit certes encore être prise en considération, mais perd néanmoins sa signification absolue du fait des courants littoraux et des alluvions marines.

Les principaux moyens employés sont les dragages et les jetées longitudinales. Ces dernières servent en fait à constituer les rives sous-marines du chenal et cherchent en général à le pousser assez loin en mer pour que les courants qui y régissent ou les profondeurs qui y existent empêchent la formation d'une barre gênante. En fait, ces résultats ne sont atteints que si les circonstances y sont favorables et aux prix de travaux parfois énormes; des dragages d'entretien sont souvent nécessaires.

Les dragages peuvent éventuellement, à l'abri des bancs latéraux constitués par les courants littoraux, réaliser le prolongement du chenal naturel amélioré au delà de la barre et, moyennant de la continuité dans l'action, produire des améliorations notables. En cas d'insuccès des tentatives d'amélioration par les moyens précédents, on peut établir un canal latéral débouchant dans une passe profonde.



Tout les rivières se jetant dans une mer sans marée, on aménage généralement un bras reconnu comme le plus favorable.

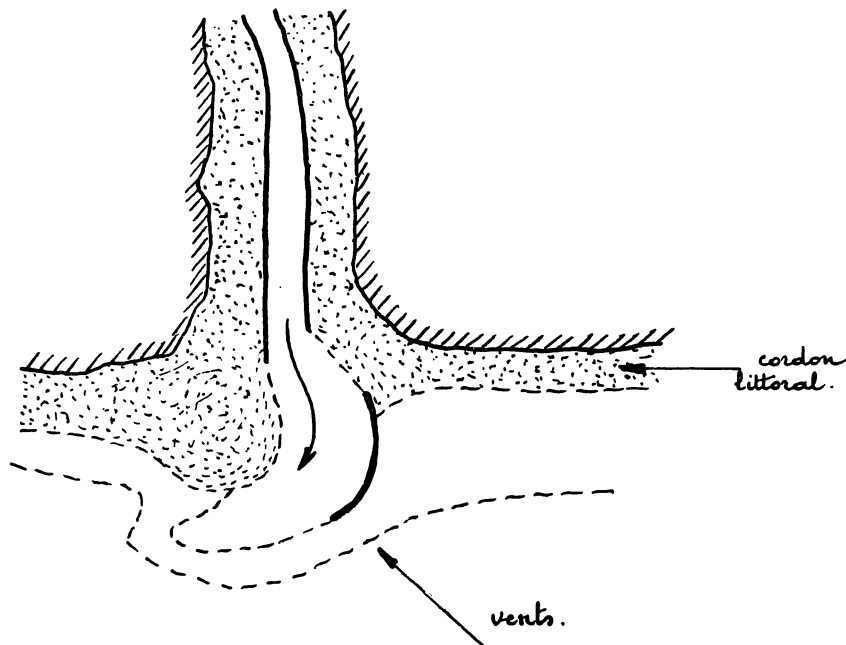
On l'approfondit par dragage et on le prolonge éventuellement en mer par des jetées parallèles. On peut chercher aussi, par des ouvrages noyés, à dévier les matières solides charriées sur le fond vers les bras secondaires, de manière à réduire le débit solide du bras principal et à éviter l'engraissement de la barre. On choisira autant que

possible le bras se dirigeant vers les plus grandes profondeurs de la mer et débouchant normalement aux vents et courants dominants.

Pour les rivières à marée, on cherchera surtout à les protéger des apports marins, en s'inspirant en quelque sorte des estuaires à goulets. Mais, vu l'étendue des estuaires, l'amélioration sera réalisée autant que possible par l'organisation des dépôts, accompagnée de dragages de régime et d'entretien.

Le chenal sera orienté perpendiculairement au courant littoral. On pourra disposer des digues en épis destinés à favoriser le comblement de l'estuaire et l'engraissement de l'estuaire sous le vent. On offre ainsi aux courants des éléments normale de rivage, qui arrêtent les sables dont les accumulations peuvent former des dunes. Il faut, par le moyen d'épis et ensuite de plantations, favoriser la formation et assurer la fixation de ces dunes.

Le chenal sera ainsi protégé graduellement contre les apports marins et peut se prolonger en même temps vers le large, deux éléments favorables.



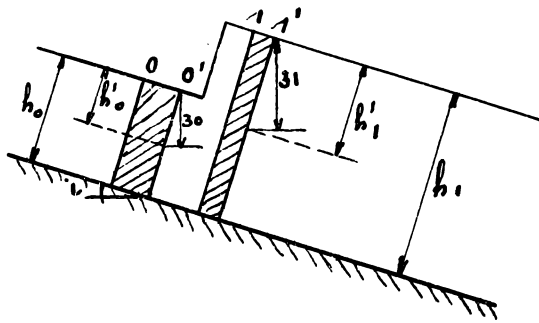
Si les apports littoraux sont très considérables, ils peuvent se déposer devant la barre où il faut les draguer. On a parfois proposé de draguer des fosses de garde destinées à recueillir les sables avant leur arrivée dans le chenal, solution qui est en somme une forme des dragages d'entretien, basée sur l'avantage économique des dragages en grandes masses.

Un ingénieur français, M^{re} Bouquet de la Grye a indiqué une disposition spéciale et économique de digues, basée sur l'action des courants fluviaux et littoraux. La rive opposée au courant littoral est prolongée par une digue légèrement concave, dirigée vers les vents dominants et normale à la côte. Les courants fluviaux fixent le chenal au pied de cette digue, les apports littoraux limitent le chenal sur la face opposée et engraisent cette rive. Plus au large, cette dernière face du chenal est bordée d'une jetée concave, recevant le courant qui lui est renvoyé de la digue précédente et le conduisant jusqu'au large à l'abri des apports. Cette digue est sensiblement normale aux vents dominants et faciliterait éventuellement le contournement de l'embouchure par les apports littoraux.

e 1-5-1935.

§ 16) Resaut superficiel. L'étude des lignes d'eau du mouvement permanent graduellement varié nous a montré que certaines formes peuvent s'incurver jusqu'à présenter une tangente verticale. Il est vrai que les arcs possèdent dans ces conditions des courbures incompatibles avec l'hypothèse des filets parallèles, ce qui fait que leurs propriétés géométriques établies d'après cette hypothèse deviennent illusoires dans la zone des fortes courbures.

Néanmoins, elles attirent l'attention sur la possibilité de dénivellations brusques dans un cours d'eau que l'on appelle resauts superficiels, dits positifs lorsqu'ils consistent en une surélévation brusque de l'aval par rapport à l'amont. Ce sont les seuls resauts que nous étudierons; les resauts négatifs provenant d'accidents du fond ou de l'écoulement qui leur donnent le caractère de nappes de déversement. Dans les consi-



dérations théoriques suivantes, nous supposons le lit prismatique.

Considérons un resaut superficiel idéal se produisant dans un lit de pente i . Soient deux sections 0 et 1 très voisines du resaut, se déplaçant en $0'$ et $1'$ pendant le temps dt .

Appliquons le théorème des quantités de mouvement projetées sur le fond

du lit. Nous admettons que la composante du poids équilibre les frottements résistants, nous n'envisagerons ni l'une ni les autres. L'action de la pression atmosphérique, qui s'exerce de toutes parts, est nulle globalement. Enfin, il est inutile de s'occuper de la partie commune $0'1'$ aux deux masses liquides 01 et $0'1'$. On a donc

$$(\overline{w} w_1 z_1 - \overline{w} w_0 z_0) dt = (1+\eta) \frac{\overline{w}}{g} (w_0 u_0^2 - w_1 u_1^2) dt.$$

$$\text{ou } \frac{1+\eta}{g} \frac{Q^2}{w_0} + w_0 z_0 = \frac{1+\eta}{g} \frac{Q^2}{w_1} + w_1 z_1$$

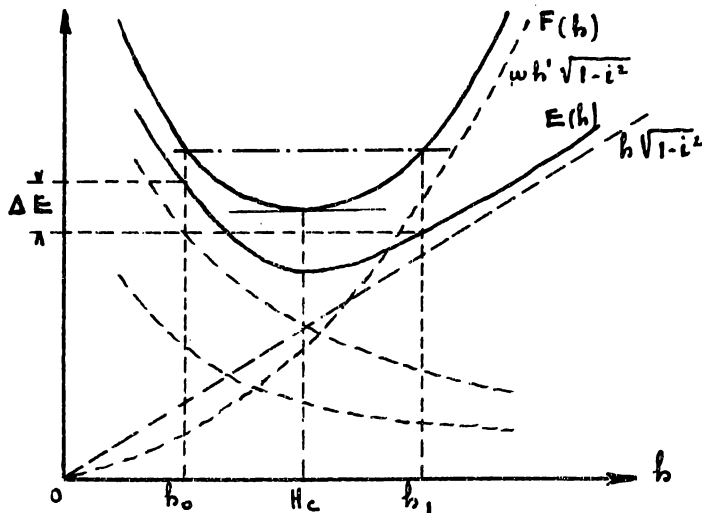
$$\text{Mais } z_0 = h_0 \sqrt{1-i^2} \quad \text{et } z_1 = h_1 \sqrt{1-i^2}$$

$$\text{Finalement } F(h) = \frac{1+\eta}{g} \frac{Q^2}{w} + w h \sqrt{1-i^2} = c h^2$$

La quantité $F(h)$ est ce qu'on peut appeler la quantité de mouvement par unité de longueur du courant. Elle se compose de deux termes dont la somme est représentée par une courbe asymptotique à l'axe des ordonnées et à la courbe de $w h \sqrt{1-i^2}$; elle présente un minimum intermédiaire. Considérons aussi l'énergie spécifique :

$$E_h = \frac{\alpha u^2}{2g} + h \sqrt{1-i^2} = \frac{\alpha Q^2}{2g w^2} + h \sqrt{1-i^2}.$$

Elle est représentée par une courbe asymptotique aussi à l'axe des ordonnées et à la droite $h \sqrt{1-i^2}$; elle présente aussi un minimum intermédiaire.



Le minimum de E correspond à $\frac{dE}{dh} = -\frac{\alpha}{2g} 2 \frac{Q^2}{w^3} l + \sqrt{1-i^2} = 0$
d'où $\sqrt{1-i^2} = \frac{\alpha Q^2 l}{g w^3}$, et $h = H_c$.

La hauteur critique correspond donc au minimum d'énergie totale de la veine d'écoulement de débit Q sous la pente donnée. Le minimum de F correspond à $\frac{dF}{dh} = -\frac{1+\eta}{g} \frac{Q^2}{w^2} l + \sqrt{1-i^2} w$

car la dérivée par rapport à h de $w h'$, moment statique de la section

mouillée par rapport à la ligne d'eau, est w , d'après les théories de la graphostatique.

$$\text{Donc } \sqrt{1-i^2} = \frac{1+\eta}{g} \frac{Q^2}{w^3} l.$$

Or $\alpha = 1 + 3\eta$ et η est généralement petit; on peut donc dire que les deux minima se produisent pour la même valeur H_c de h .

Grâce à ce diagramme, la possibilité du phénomène du ressaut superficiel et sa solution s'expliquent comme suit. À toute valeur $h_0 < H_c$ correspond une valeur $h_1 > H_c$ satisfaisant à l'équation du ressaut.

$$F(h_0) = F(h_1)$$

Les hauteurs h_0 et h_1 conjuguées correspondent aux points d'intersection de la courbe $F(h)$ avec une horizontale. Si $h \geq H_c$, il n'y a plus de ressaut possible.

La hauteur critique H_c ou la vitesse critique u_c constituent donc une séparation entre deux régimes bien distincts. Lorsque $u > u_c$, on peut considérer le régime comme turbulent (terme préférable à torrentiel) le ressaut peut se former. Lorsque $u < u_c$, le régime est tranquille; le ressaut est impossible. Les deux régimes sont donc bien distincts et ne peuvent notamment satisfaire à la similitude hydrodynamique, même approximative.

à la condition $h_0 < H_c$ correspond $u_0 > u_c$ et

$$u_c^2 = \sqrt{1-i^2} \frac{g}{\alpha} h_m \quad \text{ou} \quad u_c = \sqrt{\frac{\sqrt{1-i^2}}{\alpha}} \sqrt{g h_m}, \quad (h_m = \frac{w}{l})$$

On voit aussi, d'après l'allure des courbes F et E que si $F(h_0) = F(h_1)$

par contre $E(h_1) < E(h_0)$. En d'autres termes, le ressaut s'accompagne d'une perte d'énergie $\Delta E = \frac{\alpha Q^2}{2g} \left[\frac{1}{w_0^2} - \frac{1}{w_1^2} \right] - \sqrt{1-i^2} (h_1 - h_0)$

Il y a donc une perte d'énergie cinétique, partiellement compensée par l'accroissement d'énergie potentielle due au ressaut. L'énergie perdue est dissipée en tourbillons, agitation, etc.

Dans le cas d'un lit rectangulaire infiniment large, les formules se simplifient et l'on a par unité de longueur

$$F_h = \frac{1+\eta}{g} \frac{q^2}{h} + \frac{h^2}{2} \sqrt{1-i^2} = c^2$$

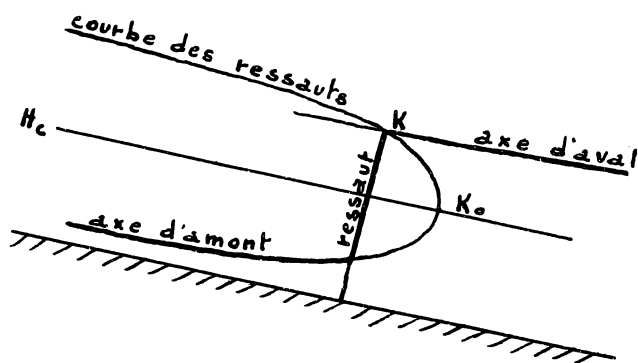
$$E_h = \frac{\alpha}{2g} \frac{q^2}{h^2} + h \sqrt{1-i^2}$$

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g \sqrt{1-i^2}}} \quad \text{et} \quad u_c = \sqrt{\frac{\sqrt{1-i^2}}{\alpha}} \sqrt{gh}$$

L'équation du ressaut peut s'écrire $\frac{1+\eta}{g} q^2 \left(\frac{1}{h_0} - \frac{1}{h_1} \right) = \frac{\sqrt{1-i^2}}{2} (h_1^2 - h_0^2)$

ou $\frac{2(1+\eta)}{g} \frac{q^2}{\sqrt{1-i^2}} = h_1 h_0 (h_1 + h_0)$, équation du 2^e degré en h_1 ou h_0

§ 17) Emplacements des ressauts. Asces composés. L'existence d'un ressaut implique un asce composé comportant une branche d'amont, située en dessous de la droite H_c et une branche d'aval, située au dessus. Supposons que, pour un débit donné, ces deux branches soient connues. Pour trouver l'emplacement du ressaut, on trace la courbe des ressauts, courbe conjuguée de la branche d'amont de l'axe par rapport à la droite H_c , c'est à dire ayant dans chaque section la hauteur h_1 du ressaut correspondant à la hauteur h_0 de l'axe d'amont dans la même section. On trace cette courbe des ressauts pointé par points, d'après l'équation du ressaut ou la courbe de $F(h)$ du § précédent. Cette courbe des ressauts a nécessairement une courbure inverse de celle de l'axe d'amont et elle s'élève lorsque l'axe d'amont s'abaisse ou vice versa.



Ces deux courbes se coupent sur la droite H_c . Si l'axe d'aval coupe la courbe des ressauts, ce point de rencontre détermine l'emplacement et la hauteur du ressaut.

Il résulte plusieurs conséquences

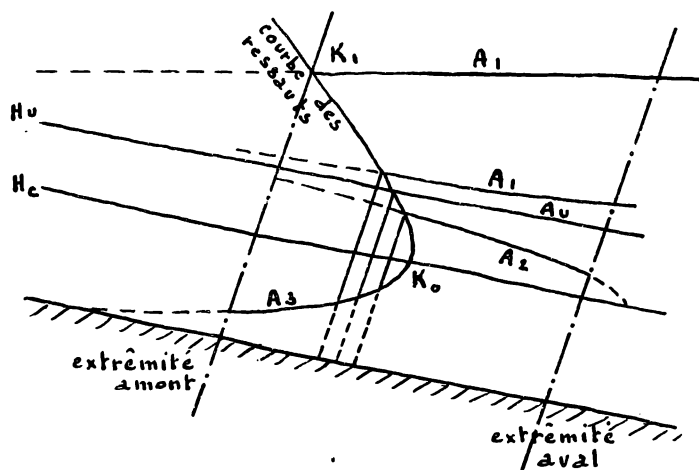
de cette construction. Tout d'abord, si les circonstances d'aval se modifient légèrement, l'axe d'aval se déplace sans changer de forme, tandis que l'axe d'amont est inchangé. Mais le point d'intersection K se déplace, ainsi que le ressaut. Donc, un ressaut empêche la propagation vers l'amont des perturbations d'aval, tant que le ressaut se produit dans l'étendue libre du lit bien entendu. C'est la raison pour laquelle un ressaut rend le débit indépendant des circonstances d'aval, à condition que le ressaut soit suffisamment éloigné du dispositif d'alimentation. C'est aussi la raison pour laquelle un axe susceptible de se relever en ressaut, c'est à dire situé sous la droite H_c , ne peut être un axe d'aval.

Il n'y a qu'un nombre restreint de combinaisons d'axes composés.

En cas de faible pente. $\frac{i}{\sqrt{1-i^2}} < \frac{x_u g}{C_u^2 \alpha l_u}$, l'axe d'amont doit être nécessairement de forme A_3 et l'axe d'aval peut être de formes A_1 , A_u et A_2 , selon les résistances d'aval. Si le lit est libre en aval, le ressaut correspond à A_u . Mais le ressaut peut même se produire en cas d'abaissement, tant que le lit s'étend en aval du point K_1 qui constitue la limite aval d'emplacement du ressaut.

Quant à la limite amont, elle ne peut pratiquement remonter jusqu'au point où l'axe A_3 rencontre le lit, mais elle est donnée par le point K_1 de la courbe des ressauts situé dans la section initiale d'amont.

Lorsque les résistances d'aval s'élèvent de telle sorte que K dépasse K_1 , vers l'amont, le ressaut disparaît et l'on a un axe simple d'aval, mais à débit dépendant, car l'axe influence maintenant directement sur le dispositif d'alimentation. Si un tel axe se produisait, on ne pourrait le construire que par tâtonnements, car on ne connaît que l'origine d'aval et le débit est inconnu. Le ressaut est d'autant plus rapproché



de l'extrémité d'amont que la hauteur h_0 y est plus voisine de H_c ou que les résistances d'aval sont plus grandes, sans dépasser la limite correspondant à K_1 .

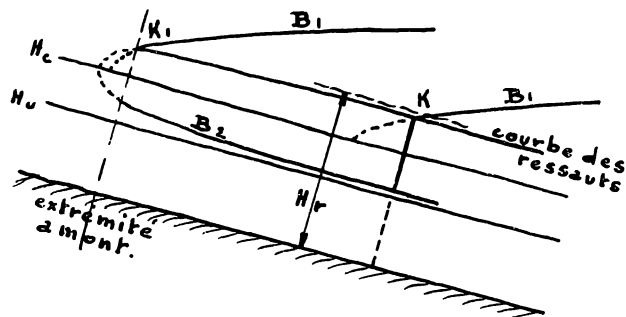
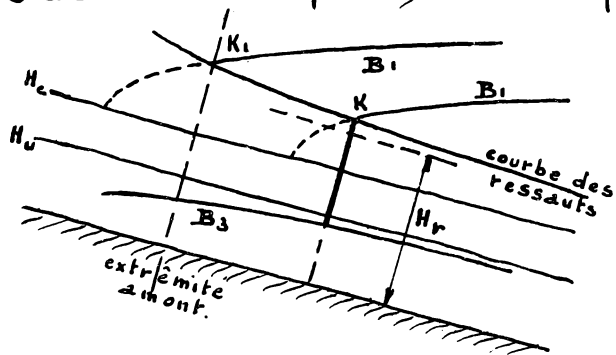
En conclusion, le ressaut se produit aisément lorsque $i < i_c$, pente critique, $h < H_c$, profondeur critique ou $u > u_c$ vitesse critique.

Si l'extrémité aval est en amont de K_0 et si le lit est libre, le ressaut disparaît et on a un axe A_3 .

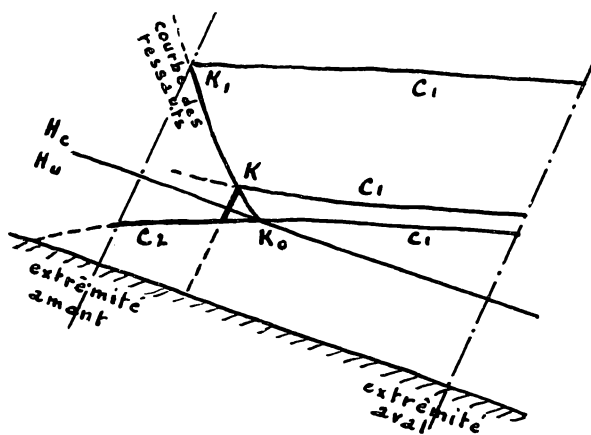
Ceci correspond à la réserve faite

au § 9 au sujet des axes A_3 et C_2 , qui peuvent être des axes simples d'amont dans des conditions très particulières et un lit de longueur très limitée.

Le ressaut se produit moins aisément dans un lit à forte pente, $i > i_c$ ou $\frac{i}{\sqrt{1-i^2}} > \frac{X_u g}{C_u^2 \alpha l_u}$. Il faut un axe d'aval B_1 , situé au dessus de la droite H_c , il faut toujours donc des résistances suffisantes en aval pour provoquer un exhaussement important. L'axe d'amont peut être de la forme B_3 ou B_2 (voir figures)



On remarque qu'il n'y a pas de limite aval K_0 de l'emplacement du ressaut, ce qui provient de ce que les axes B_3 et B_2 peuvent être des axes simples d'amont s'il n'y a pas de résistances supplémentaires provoquant la formation du ressaut. Par contre, il y a une limite pratique vers l'amont, constituée encore par la section d'alimentation. Si les résistances d'aval sont telles que le point K dépasse K_1 , on a un axe simple d'aval mais à débit dépendant. Ceci correspond à la réserve faite au § 9 au sujet des axes B_1 (et C_1). Ceux-ci peuvent être des axes simples d'aval, à débit dépendant, dans des conditions très particulières, notamment un très fort exhaussement initial et un lit très limité en étendue vers l'amont. Un tel axe se calcule également par tâtonnements, comme



dans un lit à faible pente. Dans le cas mixte $i = i_c$, les raisonnements sont sensiblement les mêmes, mais il y a une limite aval K_0 . Entre les limites K_0 K_1 , il y a axe composé $C_2 + C_1$, mais il peut y avoir axe simple d'amont C_2 ou axe simple d'aval C_1 à débit dépendant, selon les résistances d'aval et l'étendue du lit. Dans un cas très particulière, d'ailleurs

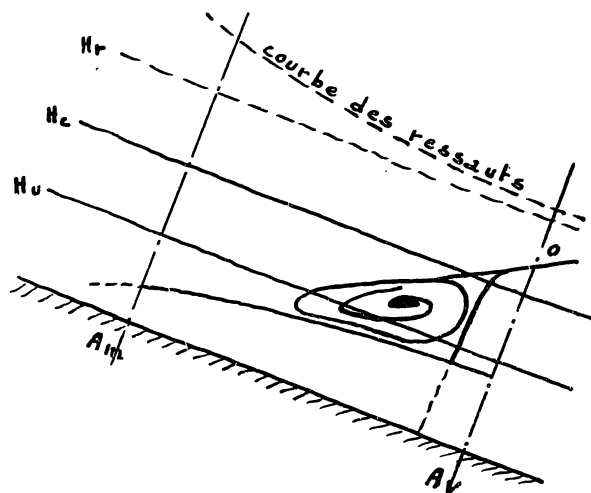
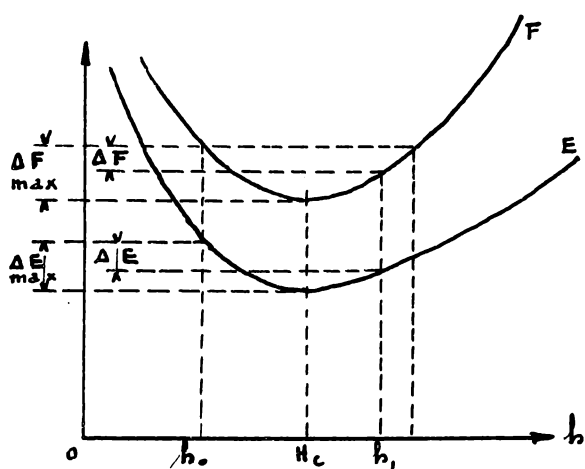
tout théorique et instable, il peut même y avoir un axe continu $C_2 + C_1$ sans ressaut, mais à inflexion, lorsque le point K est en K_0 .

Donc nous pouvons conclure tout d'abord que la formation du ressaut est plus difficile dans les lits à forte pente que dans les lits à faible pente, c'est à dire lorsque $i \geq i_c$. Il faut pour qu'il se produise non seulement les conditions propres au ressaut, à savoir $h_0 < H_c$ et $h_1 > H_c$, mais encore que l'échauffement initial d'aval soit supérieur à une certaine limite H_r , qui est la hauteur h_2 du ressaut correspondant à $h_0 = H_u$. On a donc $F(H_r) = F(H_u)$, ce qui définit H_r qui est $> H_u$, et aussi $> H_c$, alors que $H_u < H_c$.

§18) Ressauts imparfaits. Supposons $i \geq i_c$ et que les circonstances d'amont déterminent un axe B_3 . Supposons d'autre part que le niveau à l'extrémité aval soit tel que $h_1 < H_r$. Le ressaut superficiel théorique est impossible. Il doit nécessairement se former un ressaut imparfait. D'après les courbes de $F(h)$ et de $E(h)$, on voit que dans ce cas non seulement $E(h_1) < E(h_0)$ mais aussi $F(h_1) < F(h_0)$.

L'excès de quantité de mouvement en amont du ressaut n'est plus équilibré par l'impulsion des pressions en aval. Il en résulte un déséquilibre qui exige l'intervention d'une force résistante supplémentaire. Celle-ci ne peut résulter que d'un tourbillon de freinage couvrant le pied du ressaut et qui freine le courant en amont. D'après les courbes de F_h et E_h en fonction de h , on voit que si h_1 est $> H_c$, la perte d'énergie est supérieure à celle du ressaut complet. En effet, la dissipation d'énergie du tourbillon s'ajoute à celle du ressaut. Le maximum de dissipation d'énergie ΔE , comme le maximum de déséquilibre ΔF , se produisent lorsque $h_1 = H_c$. C'est donc cette situation qu'il faut réaliser lorsque l'on se propose de détruire le maximum de l'énergie d'un courant amont.

Si h_1 devient inférieur à H_c et même à H_u , ce qui est possible avec un axe B_3 et un lit très court, ΔF et ΔE diminuent et finalement s'annulent si



les conditions d'aval sont telles que $h_1 = h_0$. En d'ici, l'écoulement en aval est libre et on a un axe simple B2 ou B3.

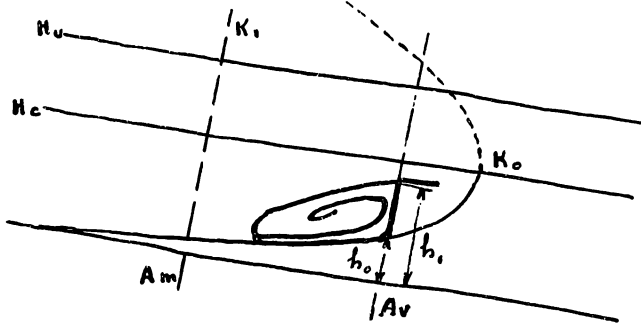
Il paraît très difficile de déterminer la position du ressaut et du tourbillon. On peut admettre que lorsque h_1 est $> H_c$, par suite de l'existence du maximum de déséquilibre pour $h = H_c$, un régime instable s'établira, caractérisé par des variations périodiques du niveau aval entre H_c et h_1 , avec des variations et déplacements consécutifs du ressaut et du tourbillon. (voir plus loin, canalisation des rivières) Lorsque $h_1 < H_c$, le ressaut et le tourbillon seront fixes et correspondront à $h = h_1$, ils se trouveront donc près de l'extrémité aval du lit.

Dans le cas $i = i_c$, l'axe C_2 peut se prolonger en aval par un tronçon de droite $H_u (= H_c)$, soit libre, soit suivi d'un élément d'axe C_1 , mais une telle ligne d'eau est nécessairement très instable.

Dans le cas des lits à faible pente, un ressaut imparfait ne peut se produire que si l'étendue du lit est inférieure à $K_1 K_0$ et que le niveau d'aval h_1 est supérieur à celui h_0 de l'axe en ce point.

Observons que $h_1 < H_u < H_c$; le déséquilibre est toujours faible et le tourbillon ainsi que le ressaut seront fixes et situés vers l'extrémité aval.

Mais par suite de la faible étendue $K_0 K_1$, le tourbillon peut éventuellement s'étendre jusqu'à l'amont. Ces ressauts imparfaits peuvent être réalisés par l'aboutissement



en aval dans un réservoir indéfini à retenue appropriée, mais le plus souvent par l'établissement à l'extrémité aval du lit d'un seuil ou barrage assez élevé. Le niveau d'aval est alors fixé par l'épaisseur de la nappe déversante sur le seuil, corres-

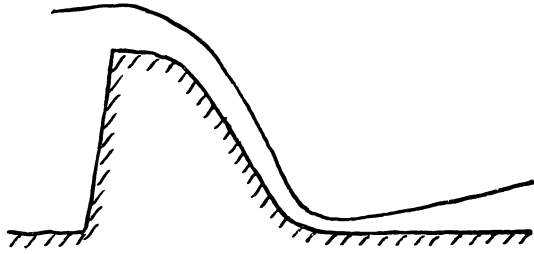
pondante au débit donné et compte tenu des vitesses d'amont.

En fait, un tel problème est trop complexe pour permettre une solution par l'analyse; l'étude ne peut s'en faire que par expérience, notamment sur modèles. Aussi le présent § n'a-t-il pour but que de montrer la possibilité, la signification et l'allure du phénomène.

§ 19) Conditions terminales d'alimentation. Nous avons vu que ces conditions influent sur les axes et sur les ressauts. Il importe donc de pouvoir distinguer et apprécier leurs effets.

L'alimentation peut se faire par déversement au dessus de la crête d'un barrage. Le débit est déterminé par l'épaisseur de la lame déversante sur la crête du déversoir et ne semble donc dépendre que

du niveau d'amont, c'est à dire être indépendant. Il en est en effet ainsi lorsque la hauteur du barrage et les conditions d'écoulement de



la nappe diversante sont telles que lorsque la veine arrive sur le fond du lit, sa vitesse dépasse sensiblement la vitesse critique et que les résistances d'aval sont telles qu'il n'y ait pas de ressaut (forte pente) ou un ressaut assez éloigné, dont la

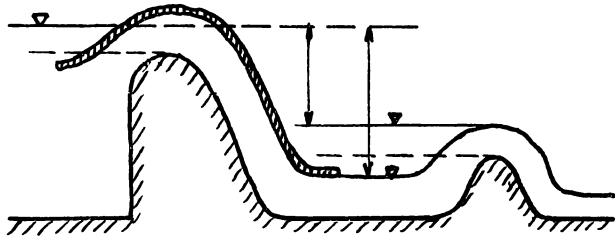
position peut d'ailleurs être fixée par un seuil de hauteur convenable.

Mais si le niveau d'aval est tenu à un niveau élevé par les résistances d'aval, il peut arriver qu'un ressaut imparfait se produise tout près du barrage et qu'un tourbillon couvre le pied de la nappe, qui est alors influencée par l'aval. Le coefficient de débit dépend alors du niveau d'aval; les formules correspondantes sont exposées dans le chapitre des rivières canalisées. Les phénomènes très complexes d'écoulement doivent être étudiés surtout par voie expérimentale.

Notons ici l'avantage que présente le ressaut assez éloigné lorsque le barrage constitue par exemple le diversoir de trop plein d'une usine hydro-électrique et que le canal de fuite de celle-ci débouche dans le chenal du diversoir en amont du ressaut. La hauteur du ressaut constitue un gain de chute et de puissance. Il faut toutefois vérifier s'il compense les frais supplémentaires de consolidation du chenal exigés éventuellement à cause de la grande vitesse du courant.

Une observation analogue peut être faite en ce qui concerne les siphons automatiques, souvent employés comme organe de décharge et qui sont en même temps des dispositifs d'alimentation pour l'aval. Pour l'automatisation de l'amorçage, il faut que l'entrée soit à un niveau inférieur à la crête du siphon et que la sortie soit noyée par l'établissement d'un seuil de retenue en aval. Mais si ce seuil est très près de la sortie du siphon, celle-ci sera noyée par le tourbillon de ouverture et la chute sera diminuée d'autant. Si le seuil est placé de telle sorte qu'un véritable ressaut se forme à distance suffisante en aval de la sortie, il y aura un gain de chute et de débit très appréciable, ce qui permettra de réduire les dimensions ou le nombre des siphons.

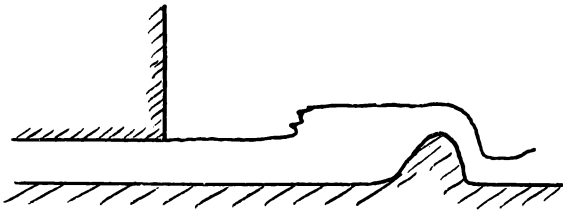
La décharge de l'alimentation par conduites forcées, peu répandues anciennement, à cause des difficultés techniques, sont en faveur actuellement, les progrès des matériaux et de la construction permettent d'assurer leur exécution, leur manoeuvre et leur maintenance dans les meilleures conditions.



Ces dispositifs ont l'avantage d'un moindre encombrement, l'écoulement se faisant sous forte charge. En outre les écoulements de fond permettent l'évacuation des dépôts solides, ce qui est un gros avantage. Mais il y a l'inconvénient de la force vive considérable de la nappe, qui

exige des revêtements spéciaux et qu'il faut amortir le plus possible. A cet effet, on se sert des propriétés des ressauts et des tourbillons. En aval des sorties des conduites, on établit un seuil produisant un ressaut et un tourbillon, qui dissipent une grande partie de l'énergie de la veine.

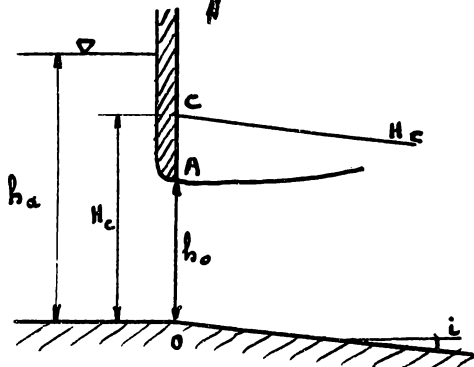
Si la disposition est telle qu'on réalise après le ressaut la hauteur critique H_c correspondant au canal de fuite, l'énergie devient minimum et la dissipation est maximum. Si l'eau entraîne des graviers, pour éviter l'engravement de la cuvette d'amortissement, on peut ajourner le seuil, qui est alors formé de blocs à claire voie. L'essentiel est que l'emplacement du seuil soit tel que le ressaut soit bien caractérisé et ne noie pas les extrémités des conduites.



Le dispositif classique d'alimentation dans l'étude des axes hydrauliques et d'ailleurs couramment employé est celui des orifices de fond obturés par vannes levantes. L'écoulement peut se

produire de diverses manières, selon les dispositions relatives des niveaux d'amont et d'aval par rapport à la levée du vannage.

Étudions d'abord l'écoulement à fleur d'eau, le niveau d'aval affleure au bord inférieur de la vanne. Le débit par unité de largeur est $q = \mu h_o \sqrt{2g(h_a - h_o)}$. Posons $h_o = n h_a$ $n < 1$.



$$\text{On en déduit } h_o = \sqrt[3]{\frac{\pi}{2(1-n)} \times \frac{q^2}{g \mu^2}}$$

$$\text{Or } H_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g \sqrt{1-i^2}}} \text{ et en considérant}$$

la hauteur verticale

$$H'_c = \frac{H_c}{\sqrt{1-i^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g(1-i^2)^2}}$$

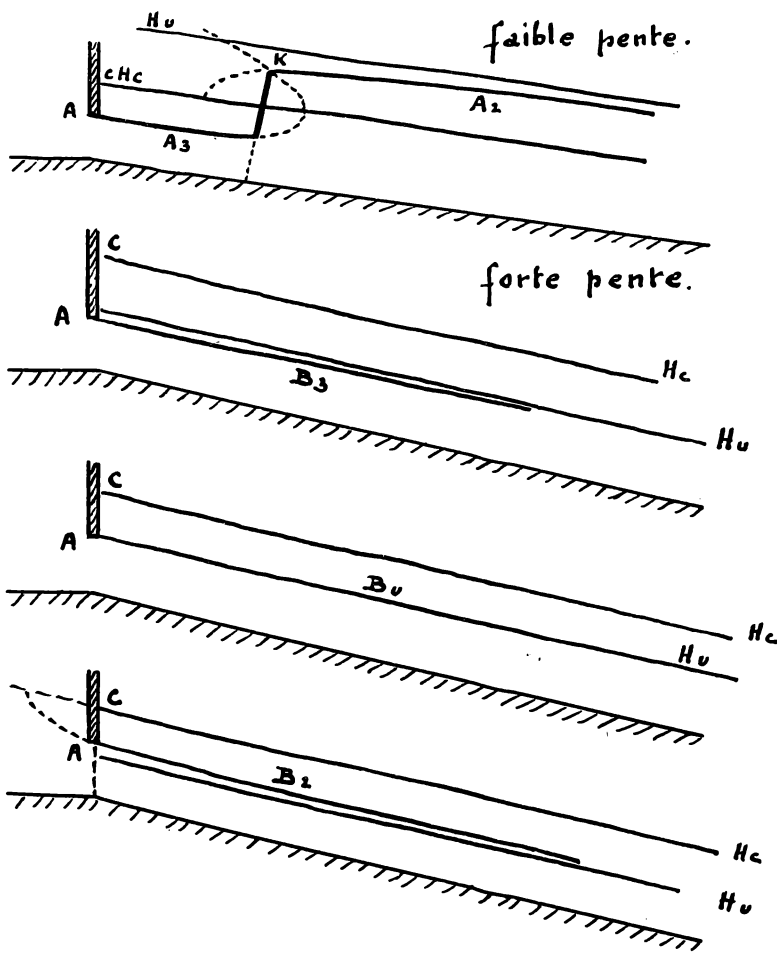
On voit donc que $h_o = k H'_c$ ou $H'_c = \frac{h_o}{k}$.

$$k = \sqrt[3]{\frac{n(1-i^2)^2}{2(1-n)\alpha M^2}}$$

Pour $n = 0$	$\frac{2\alpha M^2}{(1-i^2)^2 + 2\alpha M^2}$	1
$k = 0$	1	∞
$h_0 = 0$	$\frac{2\alpha M^2}{(1-i^2)^2 + 2\alpha M^2} h_a$	h_a
$H'_c = \infty$	h_0	0

Donc, le niveau d'amont étant invariable, lorsque l'on soulève progressivement la vanne, C descend et atteint le point A pour une valeur bien définie de la levée. Pour toutes les levées inférieures de la vanne, l'axe d'amont issu de A peut donc se relever en ressaut et l'écoulement à fleur d'eau est possible quel que soit la pente i , suivant un axe libre d'amont A_3 , B_2 ou B_3 ou C_2 (ou encore O_2 si le radier est horizontal)

Les résistances d'aval peuvent donner lieu à un ressaut et à un axe



composé pour autant qu'elles ne soient pas d'importance telle que l'orifice soit noyé.

La limite de n égale à $\frac{2\alpha M^2}{(1-i^2)^2 + 2\alpha M^2}$ est

voisine de $2/3$, valeur que l'on obtient en faisant $\alpha = M = 1$ et $i = 0$. Lorsque n atteint cette valeur, l'énergie de la veine est minimum par rapport à q et l'écoulement est à la limite de stabilité.

D'autre part, le maximum de q , obtenue en égalant $\frac{dq}{dh} = 0$ correspond à $h_0 = \frac{2}{3} h_a$, c'est à dire pratiquement à la limite de n précédemment considérée.

En admettant que le lit rectangulaire soit assez large pour que $\frac{w}{x} = h$, la hauteur du mouvement uniforme est donnée par

$$i = \frac{\varphi^2}{w_u^2 C_u^2} \frac{X_u}{w_u} = \frac{q^2}{H_u^3 C_u^2}$$

d'où $H_u = \sqrt[3]{\frac{q^2}{i C_u^2}} = \sqrt[3]{\frac{\sqrt{1-i^2} g}{i \propto C_u^2}} H_c = k' H_c$

et $H'_u = k' H'_c$.

Nous voyons que $k' > 1$ si $\frac{i}{\sqrt{1-i^2}} < \frac{g}{\propto C_u^2}$ (ce qui correspond à la

définition des faibles pentes, car pour le lit rectangulaire très large

$\frac{X_u}{L_u} = 1$) C'est l'inverse en cas de forte pente

Dans le cas de faible pente, puisque $H'_u > H'_c$, h_0 ne pourra être égal à H'_u et le mouvement être uniforme pour $n < \frac{2}{3}$.

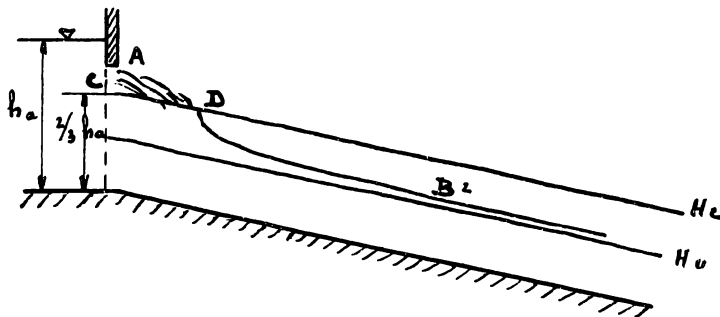
Dans le cas de forte pente, puisque $H'_u < H'_c$, il arrivera au contraire pour une valeur de $n < \frac{2}{3}$ que $h_0 = H'_u$ et il pourra se produire un axe B_u du mouvement uniforme. Il faudra donc $k = k'$.

Si $n > \frac{2}{3}$, le point C descend en dessous de A et l'axe devient un axe d'aval, c'est à dire que l'écoulement à fleur d'eau ne peut subsister que pour autant que les résistances d'aval soient précisément compatibles avec cet écoulement, ce qui serait purement fortuit et doit plutôt dépendre d'un réglage en aval. Dans ces conditions, on peut avoir des axes B_1, C_1, O_1 et A_1, A_2 et A_u .

Lorsque $n > \frac{2}{3}$, comme $H' > H'_c$ en cas de faible pente, h_0 pourra être égal à H'_u pour une certaine levée bien déterminée.

Il faut pour cela $k = k'$, d'où $\frac{n}{2(1-n)} = \frac{g M^2}{i(1-i^2)^{3/2} C_u^2}$.

Si $n > \frac{2}{3}$ et que le lit est libre, il ne peut se produire un axe d'aval. Or, comme C est sous A, il faut nécessairement que l'écoulement change de caractère et devienne à orifice partiellement découvert lorsque le lit est à forte pente. On aura alors un axe B_2 précédé d'une nappe de divarquement. Ce caractère subsiste en cas de levée complète de la



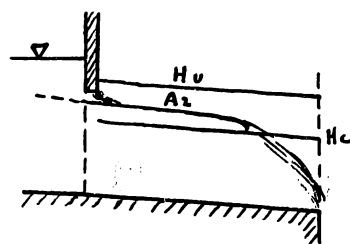
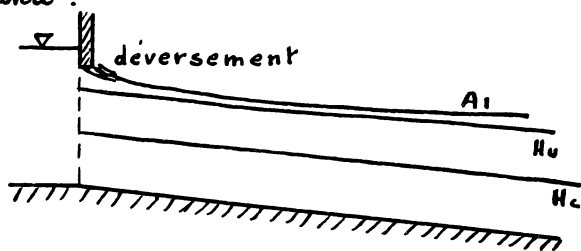
vanne. On a alors un véritable écoulement par déversoir noyé, dans lequel la différence $(h_0 - H_c)$ représente la charge motrice. On se rend compte qu'on se trouve en présence d'un cas d'application du

principe de Belanger ou du maximum de débit (Voir hydraulique théorique) d'où il résulte que $H_c = \frac{2}{3} h_a$ et $q = \mu \frac{2}{3} h_a \sqrt{\frac{2}{3} g h_a}$.

Donc le débit et H_c sont les mêmes que dans le cas limite d'écoulement à fleur d'eau $n = \frac{2}{3}$. Nous admettrons par conséquent que lorsque n varie de $\frac{2}{3}$ à 1 et en cas de forte pente, l'écoulement à orifice partiellement découvert se fait à débit constant et la position de la droite H_c est constante. En réalité, le phénomène est probablement plus complexe.

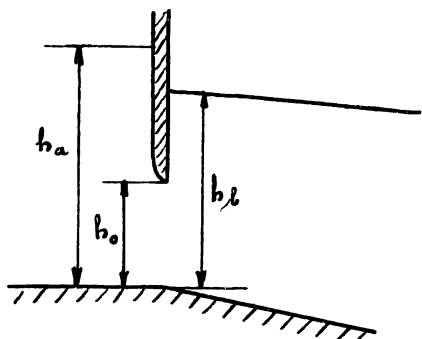
M. Negly a notamment observé qu'au moment où la vanne est sur le point de sortir de l'eau, il y a un abaissement brusque, mais faible du niveau amont, et inversement lors de la pénétration de la vanne dans l'eau (Voir Eydoue, Hydraulique théorique et pratique)

En cas de faible pente, et de lit indéfini l'écoulement ne peut être à orifice partiellement découvert qu'à partir de la position pour laquelle $h_o = H'u$, définie par $k = k'$. Lorsque la levée de vanne dépasse ce point, le déversement par orifice partiellement découvert peut se produire avec un axe A_u ou A_1 , selon les résistances d'aval. Il y a une nappe déversante.



Le déversement par orifice partiellement découvert peut se combiner avec un axe A_2 et théoriquement à partir de $n = \frac{2}{3}$, mais il faut alors que l'étendue du lit en aval soit très limitée et qu'il s'y produise un abaissement.

Au contraire du cas où les résistances d'aval sont faibles, nous avons vu que si elles sont suffisamment fortes, le remous d'aval peut noyer l'orifice, qui débite alors à veine noyée.



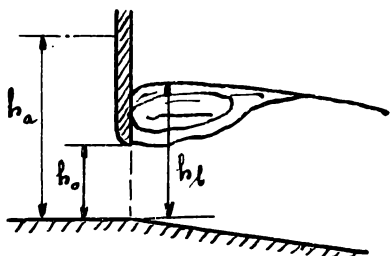
Cet écoulement résulte, par rapport à l'écoulement libre, de la remontée du ressaut vers l'amont, jusqu'à ce que son emplacement soit en amont du vannage. L'équation du débit est $q = \mu h_o \sqrt{2g(h_a - h_b)}$.

Le débit est dépendant et influencé par l'aval, puisque h_b dépend des circonstances d'aval. On a donc affaire à un axe d'aval à débit dépendant, qui ne peut être tracé que par tâtonnements.

Entre l'écoulement libre et l'écoulement à veine noyée,

qui exige des résistances très considérables en aval peut s'intercaler un cas intermédiaire très fréquent, celui du ressaut imparfait avec tourbillon. Il est en général engendré par des résistances situées peu en aval du vannage (seuil, rétrécissement), dont l'effet est suffisant pour empêcher l'existence d'un axe simple d'amont et insuffisant pour produire un ressaut parfait et un tronçon d'axe d'aval correspondant.

Ce tourbillon se produit souvent très près du vannage, de sorte que l'écoulement prend l'aspect d'une veine noyée. On peut donc appliquer la formule $q = M h_0 \sqrt{2g(h_a - h_b)}$.



Nous considérons à l'orifice la section fictive h_0 et nous y appliquons les raisonnements du § 16 (en négligeant la pente)

Cherchons la condition $F(h_0) = F(h_b)$

$$2(1+n)M^2 h_0 (h_a - h_b) + \frac{h_0^2}{2} = 2(1+n)M^2 \frac{h_0^2}{h_b} (h_a - h_b) + \frac{h_b^2}{2}$$

d'où
$$h_0 = \frac{h_b}{4(1+n)M^2 \frac{h_a - h_b}{h_b} - 1}$$

Comme par hypothèse $h_b > h_0$, on en déduit

$$h_b > \frac{h_b^2}{4(1+n)M^2 (h_a - h_b) - h_b}$$

d'où
$$h_b < \frac{2(1+n)M^2}{1 + 2(1+n)M^2} h_a$$

ce qui est pratiquement la même limite que celle de n de l'écoulement à fleur d'eau. D'ailleurs, en faisant $n=0$ et $M=1$, on trouve $h_b < \frac{2}{3} h_a$

Donc, pour qu'il puisse y avoir ressaut parfait ou imparfait au pied du vannage, il faut

$$h_b < \frac{2(1+n)M^2}{1 + 2(1+n)M^2} h_a = \infty \frac{2}{3} h_a.$$

Si
$$h_0 = \frac{h_b}{4(1+n)M^2 \frac{h_a - h_b}{h_b} - 1} = \frac{h_b^2}{4(1+n)M^2 (h_a - h_b) - h_b}.$$

il y a ressaut parfait. Si h_0 est supérieur à cette quantité, il y a ressaut imparfait. La limite supérieure de h_0 est h_b .

Donc, l'écoulement tourbillonnaire et turbulent ne peut se faire que tant que $h_b < \frac{2}{3} h_a$ et $h_0 > \frac{h_b}{4(1+n)M^2 \frac{h_a - h_b}{h_b} - 1}$

Lorsque $h < \frac{2}{3} h_a$ et que h_o est inférieur à la limite précédente, l'écoulement est néanmoins tranquille, car $F(h_b) > F(h_o)$, de sorte que l'eau est maintenue appliquée contre le vannage en aval. Lorsque $h_b > \frac{2}{3} h_a$, quelle que soit la levée de vanne, $F(h_b) > F(h_o)$ et l'écoulement est toujours tranquille. La position limite du ressaut parfait dans la section du vannage est $h_b = \frac{2}{3} h_a$ et $h_o = h_b$, ce qui correspond d'ailleurs au fait que $h_o = H'u$, de sorte que les conclusions de l'examen des divers cas d'écoulement se corroborent.

On remarquera que l'on doit avoir $E(h_b) > E(h_o)$

$$\text{En effet } \alpha M^2 (h_a - h_b) + h_o > \alpha M^2 \frac{h_a^2}{h_b^2} (h_a - h_b) + h_b.$$

$$\text{ou } \alpha M^2 \frac{(h_a - h_b)}{h_b^2} (h_o + h_b) > 1$$

$$\text{d'où } h_o > h_b \left[\frac{h_b}{\alpha M^2 (h_a - h_b)} - 1 \right], \text{ condition qui est toujours}$$

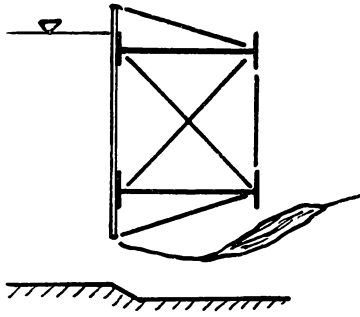
satisfaite lorsque h_o est supérieur à la limite précédemment déterminée et tant que $h_b < \frac{2}{3} h_a$.

Il est évident que lorsque l'on réalise les conditions de l'écoulement tranquille (h_b grand ou h_o petit), les considérations du § 16 cessent d'être applicables, sinon on trouverait $E(h_o) < E(h_b)$. Il faut noter d'ailleurs que ces considérations sont données plutôt à titre qualitatif que quantitatif. En fait, ces écoulements sont très complexes et seule l'expérience peut donner des résultats exacts.

Lorsque l'écoulement est turbulent, il peut en résulter des vibrations intenses dans les vannes, par effet direct sur les parties des vannes éventuellement noyées dans l'eau tumultueuse et par effet indirect, résultant de dépressions pulsatoires qui peuvent se produire sous et contre la vanne. Ces vibrations fatiguent beaucoup les vannes et leurs organes de suspension et produisent des vacarmes désagréables.

Il faut veiller par des dispositions appropriées des vannes et des radiers de fuite à réaliser une veine d'écoulement se détachant nettement de la vanne et produisant un ressaut et un tourbillon en dehors de l'espace occupé par celle-ci.

§ 20) Effets de la courbure des axes. Nous avons étudié les axes dans l'hypothèse des filets parallèles. Ceci est admissible tant que la courbure est faible, ce qui est généralement réalisé dans les axes pratiques.



Les formules précédentes sont illusoirs pour les parties à forte courbure. L'étude des axes en tenant compte de la courbure a été faite par M. Boussinesq; elle est très complexe.

M. Ch. De Keyser préconise une méthode basée sur l'étude des lignes de courant dans les écoulements à potentiel de vitesse; il admet notamment que ce sont des arcs d'hyperboles équilatères.

Il en résulte que les sections transversales ne sont pas planes, mais sont des fragments d'hyperboles équilatères orthogonales aux précédentes.

Il en résulte aussi que H_c n'est pas une constante pour un débit donné, mais décroît lorsque la courbe croît; il faut donc substituer une courbe H_c à la droite H_c . Toutefois, les différences dans les formules ne sont sensibles que pour les parties à forte courbure, qui ne se rencontrent guère en pratique et pour lesquelles les théories quelconques semblent toujours sujettes à caution. M. De Keyser n'envisage d'ailleurs que le

lit prismatique et un coefficient $b = \frac{1}{C^2}$ constant, ce qui restreint finalement beaucoup le portée et la valeur pratique de la théorie.

Les axes sont tous des arcs d'hyperboles, qui se tracent par la connaissance d'une asymptote (droite H_u), du point initial et de la tangente en ce point, calculée d'ailleurs par les formules établies pour le cas des filets rectilignes parallèles.