

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



**COURS
DU GENIE CIVIL**



BARRAGES

Notes publiées avec l'autorisation de Monsieur le Professeur CAMPUS

IMPRIMERIE LITHOGRAPHIE

AUG. PHOLIEN

57, RUE SUR LA FONTAINE, 57

LIÈGE

Ouvrages de retenue hydrauliques.

Chapitre I. - Barrages fixes.

§1. Généralités sur les ouvrages de retenue.

Les ouvrages de retenue hydrauliques, constituent des barrages ; ils prennent le nom d'écluses lorsqu'ils permettent la navigation. Ils sont destinés à créer une dénivellation dans un cours d'eau ou canal ou encore, à arrêter temporairement l'écoulement d'un cours d'eau. Mais des dispositifs spéciaux : écluses, prises d'eau ou aqueducs, déversoirs, etc., permettent nécessairement l'écoulement de l'eau retenue en amont vers l'aval.

Du point de vue de la stabilité, ces ouvrages sont soumis à la pression hydrostatique, à quoi ils doivent être capables de résister sans contraintes dangereuses, par leurs dimensions et formes, leur poids et leur assise sur le sol.

Dans le cas d'écoulement de l'eau, des actions dynamiques peuvent se produire. Il est en somme impossible de les déterminer et les coefficients de sécurité usuels permettent de n'en tenir pas compte à condition, bien entendu, de recourir à des dispositions constructives qui en réduisent l'effet autant que possible.

Le caractère principal des ouvrages de retenue est la tendance aux infiltrations que l'on doit combattre par la recherche de l'étanchéité pour des raisons multiples et d'importance variable selon les cas.

D'abord, les infiltrations donnent lieu aux sous-pressions dont il faut tenir compte dans les calculs et qui peuvent être dangereuses. On les réduit fortement par des drains en relation avec le niveau d'aval.

Un autre danger des infiltrations, c'est l'altération ou l'érosion des constructions. Les canaux d'infiltration peuvent s'agrandir sous l'effet de l'eau même et cette action augmente en rapide proportion ; au delà d'un certain degré, elle peut mettre l'ouvrage en danger. Ce phénomène se produit dans le sol de fondation, corrélatif à l'affouillement.

Enfin, les infiltrations peuvent donner lieu à des pertes d'eau; c'est là cependant généralement, un des moindres inconvénients, sauf si les infiltrations sont considérables, ce qui est exceptionnel.

Pour assurer l'étanchéité la meilleure, il faut rendre étanche le corps de la construction, c'est-à-dire réduire les joints et les pores. Cette condition est satisfaite le mieux aujourd'hui par l'emploi de béton d'un dosage convenable pour être étanche sous l'épaisseur d'emploi et l'emploi d'éléments métalliques. La maçonnerie de briques exige des briques non poreuses et a des joints très nombreux. Cependant ces joints peuvent être bien faits, comme aussi dans la maçonnerie de lièges et moellons.

Les grosses pierres de taille sont les plus désavantageuses, à cause des grands joints plans et de la difficulté de bien les remplir de mortier. Il est très fréquent de rencontrer des fuites importantes le long des appareils, de pierres de taille, et également par des joints de moellons et même de briques. Le bois possède l'inconvénient du retrait par les variations d'humidité; cependant il se resserre sous l'effet d'une humidité croissante.

Pour assurer l'étanchéité le long des joints, il faut les serrer autant que possible, surtout les allonger et les briser. La résistance aux infiltrations devient ainsi considérable et la vitesse d'infiltration trop faible pour produire l'érosion. Au contraire, cette faible vitesse peut provoquer le dépôt des matières tenues en suspension dans l'eau et provoquer l'à étanchement. Le principe à appliquer est donc d'empêcher l'eau d'acquies de la vitesse dans les joints. Dans les parties mobiles ou flexibles on cherche à réaliser des joints qui se ferment sous l'effet de la pression.

L'action mécanique des infiltrations est surtout à craindre pour sols de fondations affouillables; on doit prévoir pour ces ouvrages & fondations spéciales, munies de chicanes ou redents, de paraffouilles.

L'eau peut exercer des actions mécaniques encore plus intenses par les chocs et tourbillons qui se produisent avec abords immédiats des ouvrages en cas d'écoulement. Outre les paraffouilles, il faut généralement

des revêtements très solides appelés radiers pour le plafond et pierrés pour les berges sur d'assez longs espaces aux abords des ouvrages. Pour réduire l'importance de ces accessoires coûteux, on prévoit souvent des dispositifs spéciaux amortisseurs ou dissipateurs d'énergie.

Cependant, la dissipation d'énergie en pure perte est à éviter autant que possible. Comme un barrage constitue toujours un réservoir ou au moins une source d'énergie potentielle, la tendance moderne est de capter cette énergie dans tous les cas où c'est économiquement possible. Les limites de possibilité se sont très récemment étendues dans une large mesure, grâce à la construction de turbines à haut rendement pour les basses chutes jusqu'ici souvent négligées. Donc, en principe, un barrage de quelque importance doit comporter une usine hydro-électrique.

Les aspects de l'étude d'un barrage deviennent ainsi multiples. Il y a le problème d'hydraulique, le problème de stabilité, le problème d'énergie, le problème de construction et celui d'exploitation. Il y a nécessairement à ajouter l'étude des dispositifs spéciaux, de manœuvre, de réglage, etc... des dispositifs de navigation éventuellement, etc... Enfin, il y a encore l'aspect économique de la question. On peut donc considérer les ouvrages de retenue comme étant parmi les plus complexes de l'art de l'ingénieur.

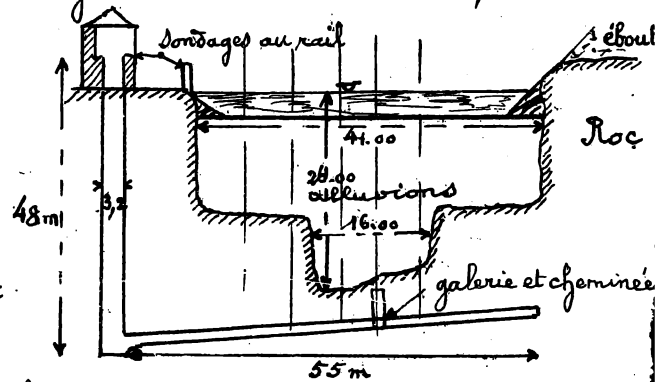
§ 2. Reconnaissance du terrain.

L'élément le plus délicat, vital dans un barrage, c'est la fondation. Il est donc nécessaire d'y apporter le maximum de soins et notamment de reconnaître parfaitement le sous-sol dans toute l'étendue d'assiette de l'ouvrage et aux abords. Un barrage étant établi toujours en travers d'un cours d'eau, les couches superficielles du terrain sont généralement mauvaises, souvent des alluvions perméables.

Il faut donc rechercher la profondeur et la nature du sous-sol primitif de la vallée, que l'on appelle généralement le bon terrain. Ces sondages se font à l'aide de forages s'il s'agit de reconnaître la nature des roches, ou de tiges d'acier (rails) s'il s'agit de déterminer la profondeur du roc à faible profondeur ou lorsque le régime du cours d'eau ne permet

pas l'exécution de forages. Ce dernier cas s'est présenté, notamment, sur le Haut-Rhône dans l'étude du barrage de Génissiat. Les sondages au rail ont été complétés par une reconnaissance du roc, sous les alluvions, par construction d'un puits dans les flancs de la vallée, d'où on a fait partir des galeries en dessous du fleuve. (Voir Koechlin).

En principe, on descend la fondation jusque sur le bon sol. Cependant si il est trop profond ou que le terrain est généralement mauvais, on s'écarte de cette règle moyennant des précautions spéciales. Dans les hautes vallées, il peut arriver que les alluvions d'origine glaciaire forment un terrain imperméable et assez résistant; on peut y fonder des ouvrages assez importants comme le prouve l'exemple du barrage d'Arignonet sur le Drac



§2. Barrages fixes. - Généralités sur les barrages fixes.

Cette dénomination est très générale et peut donc englober tous les barrages de cette nature, quelles que soient leurs dimensions, donc aussi les barrages de réservoirs. Mais ces derniers ouvrages forment un objet si important et sont d'une étude si développée que l'on en traite généralement sous la rubrique de barrages de réservoirs, en restreignant l'appellation de barrages fixes aux petits ouvrages de faible ou moyenne retenue construits dans les petites rivières, torrents et ruisseaux et formant déversoir sur toute leur longueur.

Dans le cours d'hydraulique appliquée, nous indiquons de quelle manière on fixe le lit d'un torrent en établissant un profil en lon à gradins en pente modérée, séparés par des petites chutes qui sont réalisées par de véritables petits barrages fixes.

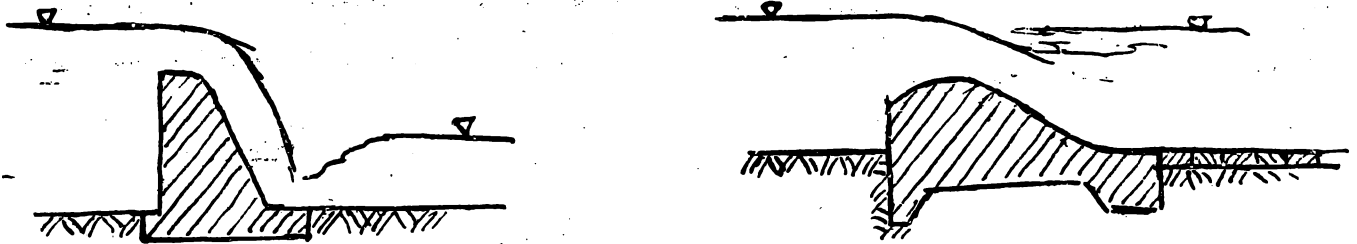
Dans les rivières ou ruisseaux, on peut construire des barrages fixes dans le même but de correction de la pente, en substituant une ou des chutes modérées à une section en pente trop forte. Cependant, il arrive que, indépendamment de ces conditions, on crée un barrage en vue de produire

remous utile à la navigation ou à un des usages : prise d'eau, moulin, etc.

À moins qu'une dérivation en amont ne prélève tout le débit du cours d'eau, ce qui ne pourrait d'ailleurs être qu'exceptionnel et temporaire, un certain débit s'écoule par dessus la crête du barrage, qui forme donc déversoir.

L'épaisseur de la lame déversante dépend du débit, de la longueur du déversoir et de sa forme ainsi que des conditions de l'écoulement. Je me réfère à l'étude des déversoirs dans le cours d'hydraulique. Un élément important est notamment le coefficient de débit ou de contraction μ qui, d'après les expériences de laboratoire, dépend non seulement de la forme, mais de l'épaisseur de la lame déversante et est donc variable avec le débit. Je me réfère au cours d'hydraulique appliquée, mais j'indique déjà l'utilité de procéder à des essais sur modèles à échelle réduite pour déterminer les conditions d'écoulement du débit.

On distingue les barrages émergents, dont la crête est au-dessus du niveau d'aval et les barrages noyés, dont la crête est sous ce niveau et qui sont donc à faible chute. On les appelle aussi seuils, barrages de fond ou de soutènement du lit. Au point de vue de la disposition en plan, la plus simple consiste à construire le barrage normal au cours d'eau.



Cependant, lorsque l'on désire allonger le déversoir pour réduire l'épaisseur de la lame déversante, on peut le disposer obliquement, en courbe, chevron ou polygone, ou même parallèlement à l'axe du fleuve, comme les déversoirs de la Meuse, entre 2 barrages mobiles. Les effets de ces dispositions sont étudiés dans le cours d'hydraulique appliquée.

Il est important pour la détermination des dispositions constructives des barrages de définir les effets de ces ouvrages dans les cours d'eau.

En amont, par suite du remous, la section mouillée croît, depuis l'origine du remous jus qu'au barrage, la vitesse et la pente superficielle décroissent, ainsi donc que la force d'entraînement. Des dépôts se forment en amont du barrage et finissent à la longue, pour un barrage fixe, ne permettant pas de chasse, par combler le lit jusque près de la crête. Les calculs d'hydraulique aussi bien que de stabilité doivent donc tenir compte de cette éventualité.

En aval, il se produit au contraire de l'érosion et des affouillements. L'érosion peut se produire naturellement dans les fleuves à forte pente n'ayant pas encore atteint un état d'équilibre ou dont l'équilibre de pente a été rompu par une correction. Ce phénomène a le caractère de l'érosion remontante.

Les affouillements proviennent de l'érosion du lit par la lame déversante. L'eau arrive au bas du déversoir avec une force vive considérable, qui se dissipe en chocs, tourbillons et affouillement du lit. Ce phénomène peut être très dangereux lorsqu'il s'étend à une profondeur telle que les fondations de l'ouvrage sont déchaussées; de nombreuses ruptures de barrage se produisent de cette manière. Les dispositions en vue d'éviter les affouillements sont donc essentiels dans un tel ouvrage. Ces affouillements ne se produisent pas seulement dans les terrains dits affouillables, c'est-à-dire meubles ou tendres, mais peuvent se produire même dans le roc. (Voir fig. 53. *Ab. des D. III II 1* page 118. Barrage de Holyoke dans le Connecticut, dans le grès et le schiste). Par suite de sa grande vitesse, l'eau déversante peut tenir en suspension des sables et graviers assez gros, dont le frottement à grande vitesse sur la roche produit une usure considérable. Les tourbillons tenant des galets en suspension peuvent à la longue creuser des excavations très importantes, telles que les « marmites de géants ». Le phénomène est simplement beaucoup plus lent que dans les terrains affouillables. Il faut noter que les corps flottants (pays forestiers, colonies) et les glaçons passant par dessus le déversoir contribuent sensiblement aux affouillements.

§4. Dispositions contre les affouillements.

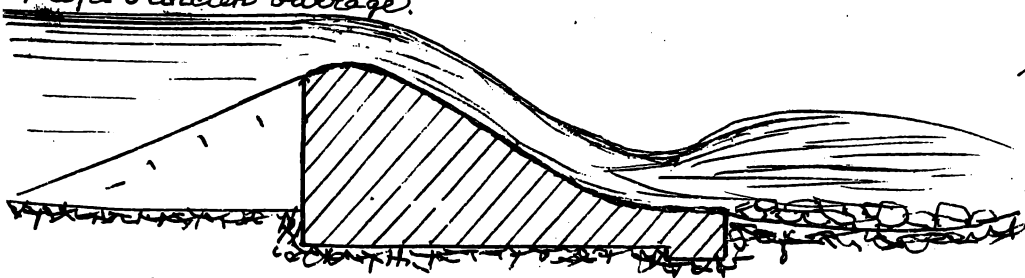
Les dispositions contre les affouillements sont de trois sortes :

- 1°) Réduction de la force vive de l'eau en vue de réduire l'attaque du sol.
- 2°) Protection du sol et du lit par des revêtements appropriés.
- 3°) Fondations à l'abri des affouillements.

Le premier moyen est un des plus intéressants, parce qu'il s'attaque à la cause des affouillements qu'il cherche à réduire. Il n'entraîne généralement pas de dépenses considérables et il permet de réduire les dépenses pour les autres mesures de protection et de précaution; en outre, il réduit les dépenses ultérieures d'entretien des ouvrages et de comblement des affouillements. C'est donc un point important de l'étude d'un barrage, cependant il est relativement récent et on ne lui accorde pas encore toujours l'attention qu'il mérite. Les conditions d'écoulement des barrages sont très diverses et on ne peut avoir aucune certitude en appliquant à un autre cas des dispositions qui ont été efficaces dans un cas concret. Les expériences faites sur les constructions réelles ne peuvent donc généralement pas donner d'indications particulières pour un autre ouvrage. Pour l'étude d'un projet, il faut procéder à des essais sur modèles réduits, qui sont consacrés déjà par la pratique dans d'autres pays, qui coûtent peu et peuvent, par suite des indications qu'ils donnent, faire économiser de grandes dépenses de construction et surtout d'entretien et de réparations ultérieures.

La réduction de la force vive ou dissipation d'énergie de la lame déversante s'obtient par un profil approprié du mur de chute et une disposition spéciale du radier de chute.

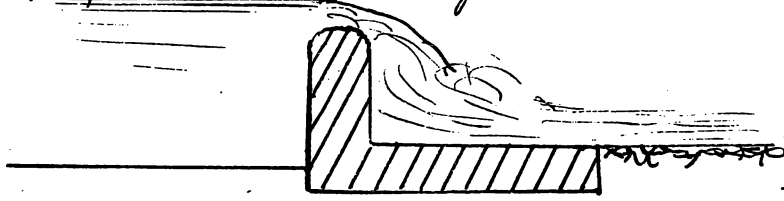
Profil d'ancien barrage.



Dans les anciens barrages, notamment en bois, charpente, pierres sèches, etc..., par suite

de la faible résistance des éléments, on constituait à l'aval de la crête du barrage un véritable coursier offrant le minimum de résistance

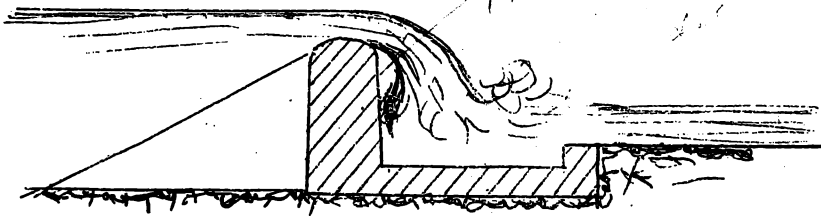
à l'écoulement de l'eau. La force vive était ainsi maximum et malgré les chutes généralement faibles de ces ouvrages, il fallait des radiers de fuite ou de protection du lit sur de très longues étendues pour éviter les affouillements. Dans les premiers barrages en maçonnerie, malgré profil de nouveau barrage.



que la résistance de ces matériaux eût permis d'autres dispositions, cette forme défavorable fut longtemps conservée.

Ultérieurement, on a cherché à dissiper la force vive de la lame déversante en augmentant la rugosité du parement de chute. Par exemple, sur le parement de fuite du barrage sur le Drac à Avignonet, on a disposé en quinconce de gros moellons en saillie, dont le but est de briser la lame déversante. Cependant comme l'épaisseur de la lame déversante atteint jusque 5 m. aux hautes eaux, on comprend que ce dispositif est peu efficace.

Une disposition plus appropriée consiste à incliner très fortement le parement de chute, qui peut ainsi devenir vertical à la limite. L'écoulement de la lame déversante se transforme donc en chute et une très grande partie de la force vive se dissipe par le choc et les tourbillons sur le radier de chute. Il est avantageux que ce radier de chute soit recouvert d'une couche d'eau assez épaisse, formant un matelas amortisseur. À cette fin, le radier est souvent approfondi en cuvette sur la surface du lit d'aval.

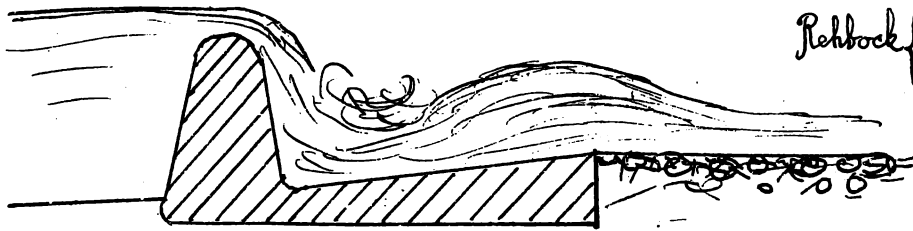


La lame d'eau, qui est ainsi débarrassée d'une sensible partie de sa force vive, se redresse et l'expérience prouve qu'elle conserve encore une énergie assez considérable pour produire des affouillements en aval. Il faut donc chercher à détruire ce restant de force vive en prolongeant le radier de chute et en créant des résistances supplémentaires.

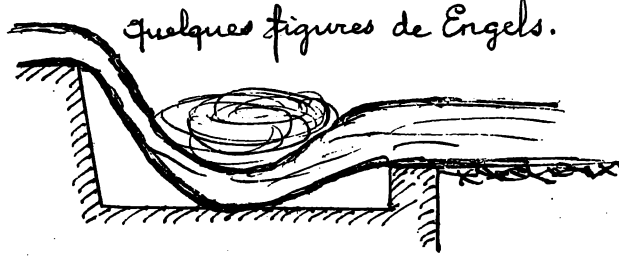
On a aussi essayé de réduire l'énergie avant l'arrivée sur le radier.

On a aussi essayé de réduire l'énergie avant l'arrivée sur le radier.

par exemple au moyen d'une grille horizontale placée dans le prolongement de la crête du barrage et qui brise le jet. Ces dispositifs sont abandonnés; il semble qu'il serait préférable de disposer la grille plus bas.



Rehbock } Radier en contre-pente
(Barrage d'Alvignonet sur le Rhodan)
Barrage de Bollshofen



quelques figures de Engels.

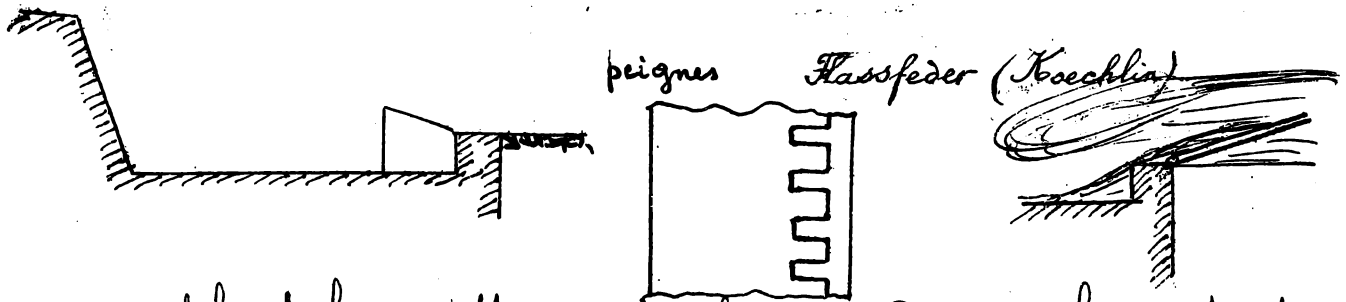
On emploie dans ce but divers dispositifs. Un des plus simples est d'allonger le radier, mais il est coûteux et il n'est pas certain que des affouillements ne se produisent pas. Un autre consiste à donner une

contre-pente au radier, pour relever la veine d'écoulement au-dessus du lit. Mais il peut se former sous cette veine, à l'extrémité du radier, un tourbillon qui affouille le lit et, d'autre part, la lame relevée s'incurve pour revenir en contact en aval avec le lit qu'elle affouille, avec un moindre danger pour l'ouvrage cependant.

Un dispositif généralement plus efficace semble être celui de la cuvette d'amortissement approfondie et terminée en aval par un muret abrupt. La lame déversante qui se colle tout d'abord au radier est obligée, par suite de la résistance du muret, de se redresser dans l'étendue du radier; le tourbillon inférieur se produit ainsi dans le radier et non dans le lit. Ce redressement de la veine provoque aussi la formation d'un tourbillon supérieur dans le creux; la dissipation d'énergie est donc considérable. D'autre part, par suite de la formation du tourbillon inférieur, les vitesses des filets inférieurs, qui viendront en contact avec le lit, sont fortement réduites, ce qui est précisément le but à atteindre pour réduire les affouillements. D'ailleurs, par suite de l'amortissement entre les deux tourbillons, la veine s'épanouit nécessairement à cause de la réduction des vitesses et l'écoulement est beaucoup plus calme en aval.

Mais il y a quelques observations à faire. D'abord, il est défavorable de terminer la cuvette par une paroi oblique ou courbe; la résistance

diminue, le tourbillon inférieur est reporté en aval et le supérieur est réduit. Au contraire, il y a intérêt dans certaines limites à augmenter la résistance, notamment en augmentant la rugosité du fond de la cuvette par des pierres à grands bossages ou même en saillie (Freeman Amérique), en disposant en amont de la paroi une rangée de grosses pierres ou blocs de béton en saillie. Ces redents régulièrement disposés constituent les seuls dents, d'origine germanique. On dispose parfois



aussi au delà de la cuvette un plancher ou radéau en charpente de bois, articulé par charnière à l'extrémité de la cuvette. Ce dispositif, connu en Allemagne sous le nom de « Flasfeder » assure un amortissement excellent, mais a de multiples inconvénients : complication, organe délicat et sujet à fréquentes avaries et à altération, etc.

16. B. Les chercheurs des pays de langue germanique déploient actuellement une très grande activité dans ce domaine. Une ferme suisse préconise par exemple un radier creux en charpente de bois, dont l'espace vide est soumis à un effet de succion à cause de la dépression existant au pied du barrage entre le mur et la veine. Par suite de cette succion, les matériaux solides entraînés par l'eau sont aspirés sous le radier et s'y coincent. Si un vide se forme dans ce colmatage, l'effet de succion renaît et l'avarie se répare d'elle-même. On doit attendre la sanction de ces dispositifs par la pratique. On peut cependant a priori se méfier des dispositifs employant du bois en superstructure. Le dispositif peut être réalisé en béton armé, mais on peut se demander si cette complication est bien utile.

Un second point très important est de dimensionner efficacement la cuvette. Un très grand approfondissement est coûteux et son efficacité peut même devenir moindre, si la veine liquide ne vient plus en contact avec le

radier. Un tel dispositif a cependant été réalisé aux Indes d'une manière particulière par la construction d'un barrage de garde en aval du barrage principal. Cette solution est coûteuse et exceptionnelle. La veine liquide suit le radier pendant quelque temps puis se redresse, en un point et d'une manière qui dépend de l'énergie restante et des résistances d'aval, donc de la longueur de la cuvette et de la forme ainsi que de la hauteur de sa paroi terminale. Fait assez paradoxal, mais dont l'évidence se reconnaît dans les essais sur modèles à échelle réduite, il existe généralement une longueur optimum pour un dispositif donné. Un allongement du radier au delà de cette dimension conduit à un accroissement des affouillements. L'explication de ces phénomènes est très complexe et dépend dans une très large mesure de la forme de la nappe déversante, analysée dans le cours d'hydraulique appliquée. Il se peut que la nappe redressée trop loin en amont de l'extrémité de la cuvette, est trop progressivement et par conséquent moins amortie, revient en contact avec le lit immédiatement en aval du radier en possédant encore une certaine vitesse. Dans les modèles, on constate, par exemple, qu'une cuvette trop longue donne des affouillements, qui cessent lors que l'on place un seuil en un certain point intermédiaire de la cuvette. Une cuvette divisée peut donc être aussi favorable, mais le même résultat est généralement atteint plus économiquement par une cuvette simple, éventuellement avec le fond en légère contre-pente (Engels). La complexité de ces questions et les résultats très nets des essais sur modèles réduits font que cette méthode peut être recommandée en tous cas.

La protection du lit est assurée immédiatement au pied du barrage par le radier et par les culées de l'ouvrage près des rives. Mais selon les circonstances, cette protection peut être prolongée en aval sur une longueur plus ou moins grande, selon la nature du terrain par le moyen d'avant-radriers, appelés parfois faux-radriers, et de perrés. Selon les conceptions actuelles, on a recours, de préférence, à un revêtement en béton. On peut aussi employer de la maçonnerie de briques dures, de pierres dures, les dernières éventuellement à sec. En terrain très meuble, on emploie parfois

des plateformes de fascinage recouvertes de libages ou enrochements, ou bien des planchers de madriers sur pieux, etc...

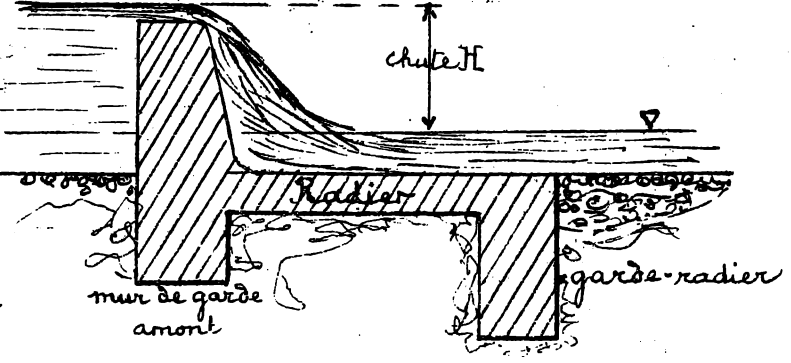
Si des affouillements se sont formés, on les comble au moyen d'enrochements, blocs de pierres de dimensions aussi grandes que possible tout en permettant une manutention aisée et de préférence anguleuse, de manière à bien s'enchevêtrer. Un dispositif avantageux consiste à envelopper des amas de grosses pierres dans du treillis métallique et d'immerger ces sortes de paquets.

Dans les très grandes excavations, on peut immerger des grandes caisses en béton armé que l'on amène par flottage et qu'on lesté de béton et d'enrochements. Ces blocs doivent d'ailleurs être posés sur des assises assez bien réglées d'enrochements et régulièrement disposés, essentiellement en gradins, de crainte qu'ils ne favorisent la formation de tourbillons défavorables.

Enfin, la fondation à l'abri des affouillements exige une fondation profonde à l'aval. On descend donc à grande profondeur dans le sol, un mur dit garde-radier, qui empêche l'affouillement éventuel de déchausser le radier et le barrage. En terrain très meuble, ce résultat est réalisé par les paraffouilles, parois de palplanches généralement jointives battues à grande profondeur dans le sol et soutenues par des rangées de pieux. En terrain rocheux fissuré, on peut injecter du ciment sous pression.

§5. Fondations.. En outre des dispositions précitées en vue de la protection contre les affouillements, la fondation doit encore assurer l'étanchéité et reporter sur le terrain les efforts auxquels est soumis le barrage.

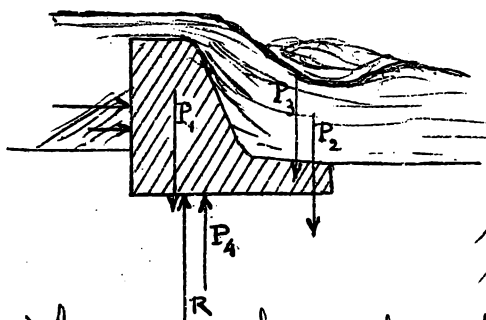
Le garde-radier, en rompant profondément l'assise de fondation, contribue à l'étanchéité d'une manière qui peut être



suffisante lorsque les infiltrations sont très peu à craindre, par exemple en terrain imperméable et compact. En général, il est recommandable d'approfondir la fondation à l'extrémité amont, sous le barrage proprement dit par un mur amont d'importance variable. Les profondeurs et dispositions des murs de garde dépendent de la nature des terrains et des dispositions des couches, ainsi que du type de barrage et de la chute. Les considérations relatives à la longueur du radier figurent au cours d'hydraulique fluviale.

Dans les terrains très meubles et affouillables, on reproduit généralement à l'amont le paraffouille de l'aval et on le complète, sur les côtés, de sorte que la fondation de l'ouvrage est complètement enveloppée d'un rideau étanche de palplanches. Ce dispositif a aussi l'avantage d'empêcher la propagation latérale des pressions du terrain et de faciliter la compression du sol; il favorise donc la résistance du terrain et permet d'éviter éventuellement la fondation sur pieux.

En général, par suite de la tendance au comblement, les barrages fixes ne comportent pas d'arrière-radier, sauf éventuellement une petite zone d'encrochements immédiatement à l'amont de l'ouvrage, dans le but de régulariser le lit et de protéger les parties basses de l'ouvrage lorsqu'elles sont en bois, contre les actions extérieures (chocs, frottements, etc.). Cependant, en cas de terrain très perméable, un arrière-radier étanche peut être utile.



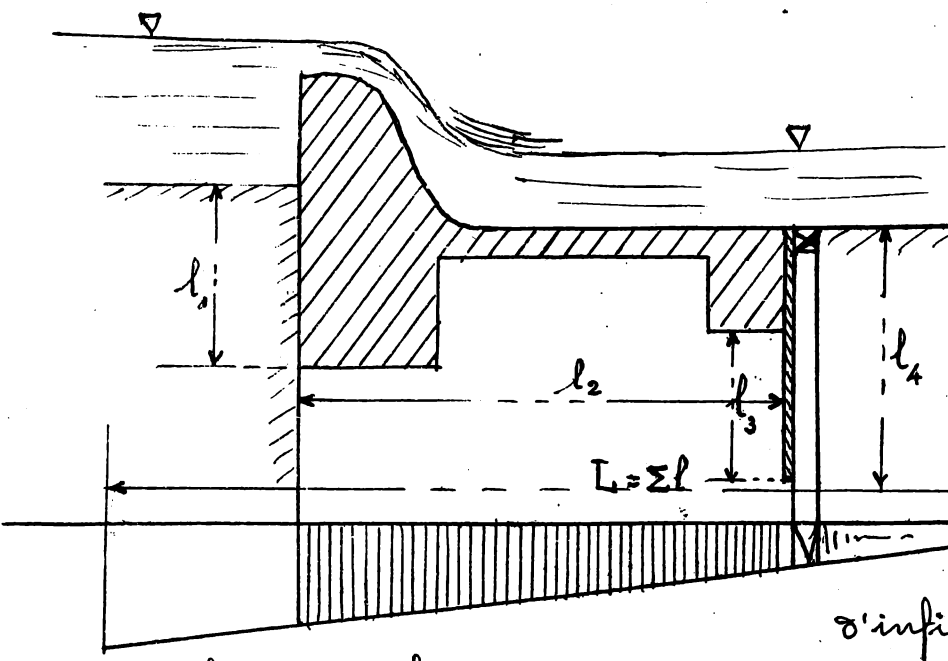
Les calculs statiques de la fondation ne présentent aucune difficulté. Nous n'envisageons tout d'abord que les actions verticales qui sont :

- 1) le poids du mur P_1 ; 2) le poids du radier P_2 ;
- 3) le poids de l'eau dans l'étendue de l'ouvrage P_3 ; 4) les sous-pressions P_4 ;
- 5) la réaction du sol R .

Les deux premières se calculent aisément et avec certitude; la 3^{me} est peu précise à cause de l'état dynamique et turbulent de l'eau; l'hypothèse la plus simple dans le cas des barrages à faible chute est d'av-

mettre la surface libre hydrostatique en aval et de négliger le poids de la nappe déversante. Pour des barrages de grande hauteur, le poids de l'eau est sans importance par rapport à celui de la maçonnerie

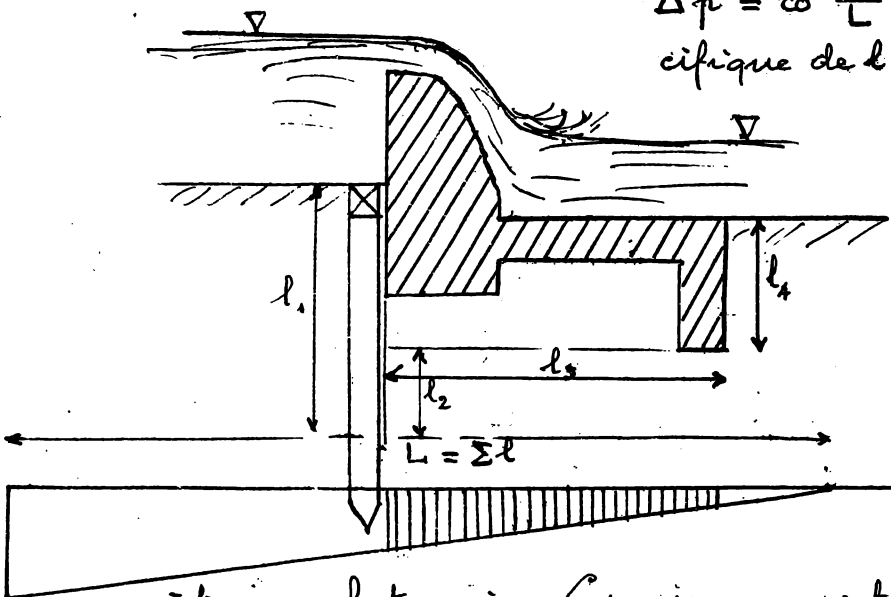
La détermination des sous-pressions est assez hypothétique. On peut se servir de la théorie du mouvement des liquides dans les milieux poreux, exposée dans le cours d'hydraulique fluviale. Par approximation



(méthode de Bligh), on peut admettre que la perte de charge d'infiltration varie suivant une loi linéaire. Si L est la longueur totale du chemin à parcourir par les eaux

d'infiltration et si h est la retenue de l'ouvrage, la perte de pression par unité de longueur est

$$\Delta p = \omega \frac{h}{L}, \omega \text{ étant le poids spécifique de l'eau.}$$



Pour la longueur L on peut admettre la somme des longueurs l_1, l_2, \dots, l_n segments verticaux, horizontaux ou inclinés du chemin le plus court entre l'amont et l'aval

à travers le terrain. La pression varie tout le long de ce chemin de la pression d'amont à celle d'aval. On peut donc tracer le diagramme des sous-pressions. C'est un trapèze dont l'aire donne la résultante P_4 passant par son centre de gravité. La réaction du sol R est

égale et opposée à la résultante de P_1, P_2, P_3 et P_4 .

D'après ce qui précède, l'effet de réduction des sous-pressions est plus important pour un mur ou parafouille situé à l'amont qu'en aval, ce qui est d'ailleurs logique. Les expériences de laboratoire ont établi une plus grande efficacité des joints verticaux profonds que des joints horizontaux, et plus grande à l'amont qu'en aval. L'importance uniforme assignée dans la méthode de Bligh à toutes les parties du trajet quant à la perte de charge est tout-à-fait arbitraire et la détermination de L est sujette à caution. Dans les conditions réelles, l'efficacité des étanchements d'amont doit être encore supérieure à ce qu'indique l'hypothèse de Bligh. Il peut donc être avantageux d'établir un arrière-radier étanche, raccordé à des pierres étanches jus qu'au dessus de la flottaison maximum et limité par un parafouille profond et étanche (d'après l'ingénieur russe Mostovoi). Ce radier peut être mince, car il est appliqué sur le sol par la pleine charge d'amont, ce qui tend à augmenter l'étanchéité.

Certains auteurs allemands préconisent, quand il n'y a pas de parafouille profond à l'amont, d'admettre que la sous-pression varie de la pleine pression d'amont à la simple pression d'aval. Dans le cas où il n'y a pas de parafouille, qu'en aval, ils admettent la pression d'amont sous toute l'étendue du radier. Ces hypothèses sont très défavorables pour le radier, mais elles sont assez plausibles, notamment la dernière, en terrain rocheux plus ou moins perméable (fissures).

Les expériences de laboratoire ne sont pas concluantes dans cette étude, car elles ne peuvent reproduire l'état naturel du terrain, dont les infiltrations dépendent principalement. La question devrait être étudiée sur des ouvrages réels, au moyen de piézomètres disposés dans l'assise de fondation.

L'effet des sous-pressions importantes est d'uniformiser les réactions sous le radier, alors que la répartition des poids est loin d'être uniforme. Il en résulte des flexions importantes dans le radier s'il est long et la nécessité de lui donner une grande épaisseur et de l'armer. On évite cet inconvé-

vérient en ne solidarisant qu'un court tronçon du radier de chute, avec corps du barrage; le restant du radier en est séparé par des joints et ne peut être étanche, sinon les sous-pressions tendraient à le soulever et à le disloquer. C'est une raison de plus, de reporter le radier et les paraffouilles étanches l'amont.

Il n'y a pas seulement lieu de réduire les sous-pressions pour la stabilité du radier. Il faut encore que la charge motrice unitaire soit assez faible pour ne pas produire de vitesses d'infiltration excessives et des érosions dangereuses dans le terrain. Donc, la longueur minimum d'infiltration doit être d'autant plus longue que le terrain est plus meuble et plus affouillable. Selon l'ingénieur canadien Bligh, il faut $\Delta p = \frac{1}{10}$ pour le limon avec sable fin (Nil), $\Delta p = \frac{1}{5}$ pour le sable fin, $\Delta p = \frac{1}{4}$ pour le sable ordinaire à gros grains, $\Delta p = \frac{1}{9}$ pour les graviers et sable, $\Delta p = \frac{1}{6}$ à $\frac{1}{4}$ pour les galets avec gravier et sable.

On voit donc que la question d'ensemble de la fondation d'un barrage est un problème assez complexe, qui demande de la réflexion et une étude parfaite des conditions, notamment du terrain. Il faut tâcher, en outre de déterminer la longueur du radier et la profondeur de fondation qui satisfont le plus économiquement possible à toutes les conditions.

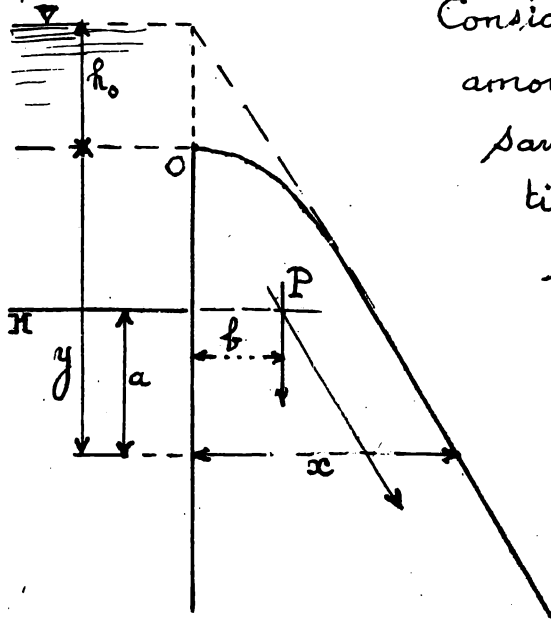
Le barrage est encore soumis à une force horizontale, différence des résultantes des pressions d'amont et d'aval. En cas de comblement, il faut tenir compte de la poussée des terres en amont. Cette action est contrebalancée par le frottement de la fondation sur le sol. Dans les barrages assez élevés, il peut être utile d'établir la fondation en dents de scie opposées à l'obliquité de la réaction totale du sol.

§ 6) Stabilité du mur de barrage proprement dit.

cette étude ne présente aucune difficulté particulière. On envisage le poids propre et la pression d'eau d'amont; on néglige l'effet de la nappe de crête et, en général, on conserve les mêmes hypothèses de calcul jusqu'à la base, donc en négligeant la pression d'eau d'aval. On exige que les tensions élastiques soient des compressions dans toute l'étendue des sections horizontales. Donc, à la limite, la ligne des pressions passe de

tiers aval de ces sections. Cette condition de stabilité n'est toutefois suffisante que pour des barrages de faible hauteur ou pour des barrages de hauteur moyenne construits en béton homogène et compact, sans joints horizontaux.

Tous verrons que, pour les grands murs de barrage, on impose des conditions plus sévères en ce qui concerne la compression dans la partie amont des actions horizontales, afin d'éviter des pressions hydrostatiques de renversement dans les joints ou fissures. Ou bien, on annihile ces pressions par des dispositifs spéciaux de drainage.



Considérons une section de barrage à parement amont vertical, surmontée d'une lame d'épaisseur h_0 et considérons une section à profondeur y sous la crête du barrage. Soit x l'épaisseur correspondante du mur. Appelons π le poids spécifique de la maçonnerie et ω celui de l'eau.

Le poids de la maçonnerie située en dessus de y est $P = \pi \int_0^y x dy$, il agit à une distance de parement

égale à $b = \frac{\int_0^y \frac{x^2 dy}{2}}{\int_0^y x dy}$. La pression de l'eau est :

$$H = \omega y \left(\frac{y}{2} + h_0 \right);$$

elle agit à une hauteur au dessus de la section égale à : $a = \frac{y^2 + 3yh_0}{3y + 6h_0}$.

La condition limite de stabilité est $\frac{P}{H} = \frac{a}{\frac{2}{3}x - b}$ et s'écrit :

$$\frac{\pi \int_0^y x dy}{\omega y \left(\frac{y}{2} + h_0 \right)} = \frac{y^2 + 3yh_0}{6 \left(\frac{y}{2} + h_0 \right)} \frac{\int_0^y x dy}{\frac{2}{3} x \int_0^y x dy - \int_0^y \frac{x^2}{2} dy}$$

Après transformation et réduction :

$$4x \int_0^y x dy - 3 \int_0^y x^2 dy - \frac{\omega}{\pi} (y^3 + 3y^2 h_0) = 0$$

Par double dérivation :

1^{re} dérivation :

$$4x^2 - 4 \frac{dx}{dy} \int_0^y x dy - 3x^2 - 3 \frac{\omega}{\pi} (y^2 + 2yh_0) = 0,$$

$$x^2 - \frac{3\omega}{\pi} (y^2 + 2yh_0) + 4 \frac{dx}{dy} \int_0^y x dy = 0.$$

2^e dérivation.

$$2x \frac{dx}{dy} - 6 \frac{\omega}{\pi} (y+h_0) + 4 \frac{d^2x}{dy^2} \int_0^y x dy + 4x \frac{d\omega}{dy} = 0.$$

Où,

$$\int_0^y x dy = \frac{3 \frac{\omega}{\pi} (y^2 + 2yh_0) - x^2}{4 \frac{d\omega}{dy}}$$

Donc

$$\left[\frac{3 \frac{\omega}{\pi} (y^2 + 2yh_0) - x^2}{\frac{d\omega}{dy}} \right] \frac{d^2x}{dy^2} + 6x \frac{dx}{dy} - 6 \frac{\omega}{\pi} (y+h_0) = 0,$$

on obtient :

$$\left[3 \frac{\omega}{\pi} (y^2 + 2yh_0) - x^2 \right] \frac{d^2x}{dy^2} + 6x \left(\frac{dx}{dy} \right)^2 - 6 \frac{\omega}{\pi} (y+h_0) \frac{d\omega}{dy} = 0.$$

Cette équation n'est généralement pas intégrable.

Si $h_0 = 0$, il n'y a pas de déversement, mais l'eau affleure à la crête du barrage.

L'équation devient :

$$(3 \frac{\omega}{\pi} y^2 - x^2) \frac{d^2x}{dy^2} + 6 \frac{d\omega}{dy} \left(x \frac{dx}{dy} - \frac{\omega}{\pi} y \right) = 0$$

Elle admet comme solution particulière

$$x \frac{d\omega}{dy} = \frac{\omega}{\pi} y \quad \text{et} \quad \frac{d^2y}{dx^2} = 0, \quad \text{d'où} \quad \frac{dy}{dx} = c.$$

Donc

$$x = \frac{y}{c} \frac{\omega}{\pi} \quad \text{et} \quad \frac{dx}{dy} = \frac{\omega}{\pi c} = c, \quad \text{donc} \quad c = \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}.$$

Finalement :

$$x = y \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}$$

Le profil d'équilibre limite, lorsque $h_0 = 0$ est un angle, dont l'ouverture α est donnée par $\tan \alpha = \frac{x}{y} = \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}$

Pour $\frac{\pi}{\omega} = 2$, $\alpha = 35^{\circ}16'$; pour $\frac{\pi}{\omega} = 3$, $\alpha = 30^{\circ}$.

$\frac{\pi}{\omega}$ est toujours compris entre 2 et 3. Lorsque l'eau affleure à la crête du mur, le profil d'équilibre limite ne dépend que de $\frac{\pi}{\omega}$.

On remarque que l'équation différentielle générale, en cas de déversement, ne se modifie pas si l'on y remplace les variables y et x par $\frac{y}{h_0}$ et $\frac{x}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}}$.

Donc, si nous écrivons $\frac{x}{h_0} = \beta \sqrt{\frac{\pi}{\omega}}$, d'où $\beta = \frac{x}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}}$, β n'est

fonction que de $\frac{y}{h_0}$.

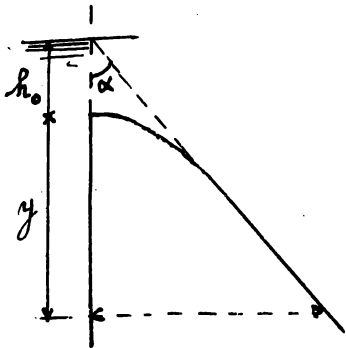
Les profils d'équilibre limite sont donc homologues.

Par résolution de l'équation différentielle, on obtient les valeurs β en fonction de β .

Profils de stabilité minima des barrages-déversoirs.

I. Profil théorique. $\beta = \frac{x}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}}$ ($\frac{\pi}{\omega}$ = densité de la maçonnerie).

Tableau des valeurs de β en fonction de $\frac{y}{h_0}$.

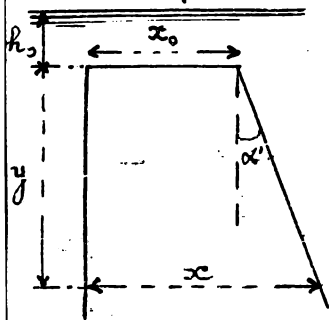


$\frac{y}{h_0} =$	0,01	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
$\beta =$	0,13	0,37	0,52	0,72	0,92	1,08	1,23	1,37	1,50
$\frac{y}{h_0} =$	0,80	0,90	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,50
$\beta =$	1,62	1,75	1,87	2,10	2,32	2,54	2,75	2,96	3,48
$\frac{y}{h_0} =$	3	4	5	6	7	8	9	10	, etc..
$\beta =$	4,00	5,02	6,03	7,03	8,04	9,04	10,03	11,03	

Lorsque $\frac{y}{h_0} \equiv \infty$ ($h_0 = 0$) et, pratiquement, lorsque $\frac{y}{h_0} > 2$,

$$\frac{x}{y+h_0} = \text{tg } \alpha = \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}$$

II Profil trapézoïde.



Lorsque la stabilité limite est réalisée à la profondeur verticale y sous la crête

$$\text{tg } \alpha' = \pi \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}$$

$$\pi = \frac{\sqrt{5 \left(\frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}} \right)^2 + 4 \frac{y}{h_0} \left(\frac{y}{h_0} + 3 \right) - 3 \frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}}}{2 \frac{y}{h_0}}$$

Table des valeurs de n .

$\frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}} =$	0	0,5	1	2	3	4	5
$\frac{y}{h_0} =$	0	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$
0,5	2,65	1,37	0,46	-0,80	-1,8	-2,7	-3,5
1	2	1,325	0,79	0	-0,60	-1,10	-1,65
2	1,58	1,225	0,925	0,44	+0,055	-0,275	-0,575
3	1,42	1,175	0,96	0,60	0,30	+0,05	-0,16
4	1,33	1,135	0,975	0,69	0,45	0,23	+0,05
5	1,27	1,12	0,985	0,74	0,53	0,35	0,19
10	1,14	1,065	0,990	0,86	0,735	0,625	0,52
∞	1	1	1	1	1	1	1

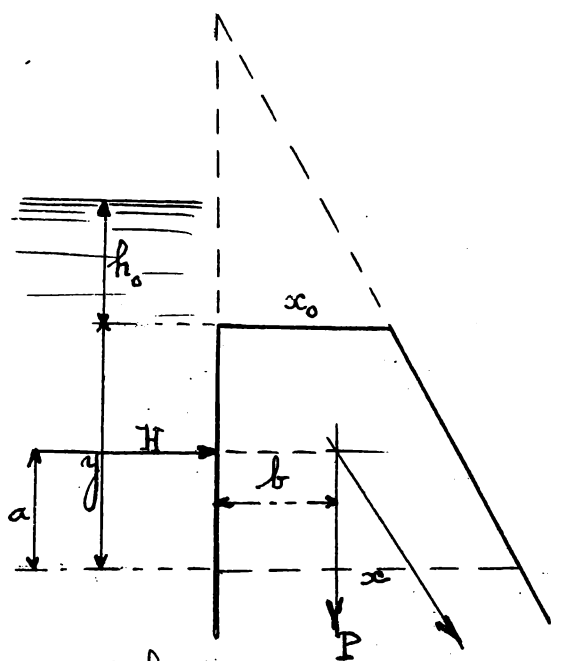
Donc, lorsque $\frac{y}{h_0} > 2$, on a très approximativement,

$$\beta = \frac{y}{h_0} + 1 \quad \text{et} \quad x = (y + h_0) \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}$$

ce qui est l'équation du profil triangulaire précédent.

Donc, lorsqu'il y a déversement, le profil limite d'équilibre aaval

reste pratiquement une droite, donc l'inclinaison ne dépend que de $\frac{\omega}{\pi}$, à partir d'une profondeur sous la crête égale au double de l'épaisseur de la lame déversante. La partie supérieure est courbe. Si le rapport $\frac{y}{h_0}$ est grand, on adoptera un tel profil, renforcé à la partie supérieure pour que le déversoir ait une épaisseur suffisante pour résister aux chocs éventuels des corps flottants, glaçons, etc... Par suite de la grande hauteur relative, l'influence de cette modification est peu sensible et s'atténue à mesure que la distance au couronnement croît; on peut donc tout de même adopter comme inclinaison limite $\text{tg } \alpha = \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}$.



Pour des murs de faible hauteur ou pour les parties supérieures de murs élevés, l'épaisseur minimum x_0 en crête exerce une influence très sensible sur les conditions de stabilité. On emploie généralement le profil en trapèze. Il n'est plus possible de réaliser dans toutes les sections la condition de stabilité limite, qui exige que la résultante passe par le tiers aval.

Exprimons la condition pour qu'elle soit réalisée à une certaine profondeur y sous la crête, dans l'hypothèse du déversement et en supposant le parement amont vertical.

On a :
$$P = \pi \frac{x + x_0}{2} y$$

$$H = \omega y \left(\frac{y}{2} + h_0 \right)$$

$$b = \frac{x^2 + x x_0 + x_0^2}{3(x + x_0)}$$

$$a = \frac{y}{3} \frac{y + 3h_0}{y + 2h_0}$$

La condition d'équilibre est
$$\frac{P}{\pi} = \frac{2}{3} x - b$$

ou
$$\frac{\pi y \frac{x + x_0}{2}}{\omega y \left(\frac{y}{2} + h_0 \right)} = \frac{\frac{y}{3} \frac{y + 3h_0}{y + 2h_0}}{\frac{2}{3} x - \frac{x^2 + x x_0 + x_0^2}{3(x + x_0)}}$$

Après réduction, on obtient l'équation :

$$x^2 + x x_0 - x_0^2 = y(y + 3h_0) \frac{\omega}{\pi} ;$$

on en déduit :
$$x = -\frac{x_0}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{x_0^2 + 4 \left[x_0^2 + y(y + 3h_0) \frac{\omega}{\pi} \right]}$$

$$\text{tg } \alpha' = \frac{x - x_0}{y} = \frac{\sqrt{5 x_0^2 + 4 y(y + 3h_0) \frac{\omega}{\pi}} - 3 x_0}{2 y}$$

$$\operatorname{tg} \alpha' = \frac{\sqrt{5 \left(\frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}} \right)^2 + 4 \frac{y}{h_0} \left(\frac{y}{h_0} + 3 \right) - 3 \frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}}}}{2 \frac{y}{h_0}} \sqrt{\frac{\omega}{\pi}} = n \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}$$

$$n = \frac{\sqrt{5 \left(\frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}} \right)^2 + 4 \frac{y}{h_0} \left(\frac{y}{h_0} + 3 \right) - 3 \frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}}}}{2 \frac{y}{h_0}}$$

On voit que, quand $\frac{y}{h_0}$ devient très grand, n tend vers 1 et $\operatorname{tg} \alpha' \equiv \operatorname{tg} \alpha$.
Le tableau suivant donne les valeurs de n .

M. le prof. Rehbock de Karlsruhe donne un tableau différent de valeurs de n , basé sur une relation arbitraire entre h_0 et la hauteur au-dessus de la crête du point de concours des 2 parements. Cet élément non constructif n'apporte aucun avantage; au contraire, les conclusions qu'on déduit de cette méthode sont moins satisfaisantes.

$\frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}} =$	0	0,5	1	2	3	4	5
0	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$	$-\infty$
0,5	2,65	1,37	0,46	-1,80	-1,8	-2,7	-3,5
1	2	1,325	0,79	0	-0,60	-1,10	-1,65
2	1,58	1,225	0,925	0,44	+0,055	-0,275	-0,575
3	1,42	1,175	0,96	0,60	0,30	+0,05	-0,16
4	1,33	1,135	0,975	0,69	0,45	0,23	+0,05
5	1,27	1,12	0,985	0,74	0,53	0,35	+0,19
10	1,14	1,065	0,990	0,86	0,735	0,625	+0,52
∞	1	1	1	1	1	1	1

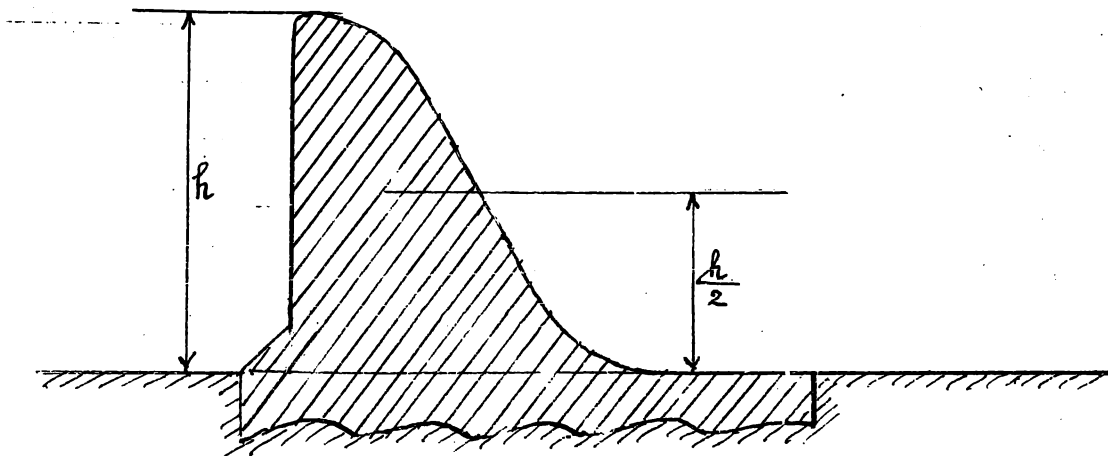
Donc, lorsque la hauteur du barrage est grande, $\operatorname{tg} \alpha'$ tend vers $\operatorname{tg} \alpha$.
Mais $\operatorname{tg} \alpha'$ peut être supérieur à $\operatorname{tg} \alpha$, pour les petites valeurs de $\frac{x_0}{h_0}$; alors $\operatorname{tg} \alpha'$ décroît lorsque $\frac{y}{h_0}$ croît. Cela correspond à la partie courbe du profil précédent. Il en résulte que, si l'on satisfait à la condition de stabilité dans une section, pour $\operatorname{tg} \alpha' = n \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}$, $\operatorname{tg} \alpha'$ est trop petit pour toutes les sections supérieures. Donc le profil trapèze ne convient pas lorsque l'épaisseur de la nappe déversante est grande par rapport à la largeur en crête ou encore, on voit que, pour la partie supérieure trapézoïdale d'un barrage déversoir, l'épaisseur en crête doit être telle que $\frac{x_0}{h_0} \sqrt{\frac{\pi}{\omega}} \geq 1$.
Pour $\frac{y}{h_0} > 2$, on emploiera généralement n voisin de 1.

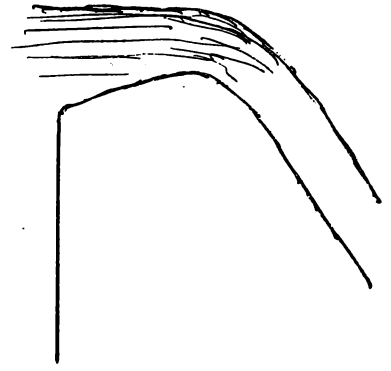
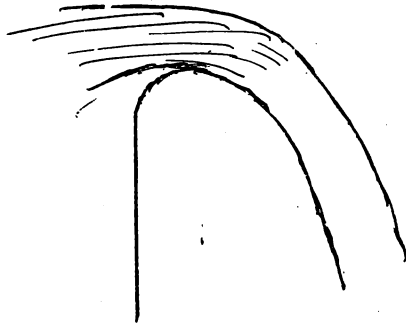
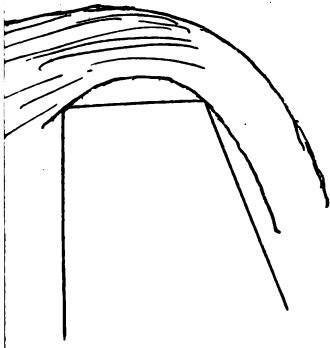
Les deux tableaux précédents permettent, connaissant les éléments du

problème, de déterminer dans chaque cas, les grandes lignes du profil de stabilité limite, en forme de trapèze ou de triangle, à couronnement trapézoïdal.

Le profil en trapèze schématique doit être légèrement approprié. On profile généralement la crête, suivant un arc de cercle, se raccordant avec le parement de chute. La nappe se colle alors au déversoir, tandis qu'en cas d'angle vif, elle se soulève. C'est ainsi qu'au barrage d'Arignonnet sur le Drac, il en résulte une surélévation de 0,50 m du plan d'amont lorsque l'épaisseur de la lame déversante atteint 5,00. Cette surélévation n'est généralement pas désirable. Au contraire, dans les cours d'eau de plaine il est nécessaire de réduire autant que possible le remous de crue. Un déversoir profilé augmente la valeur du coefficient de débit et réduit donc encore l'épaisseur de déversement. De même, on profile l'arête amont du déversoir ou on établit sa face supérieure en faible pente vers l'amont. Ce dispositif améliore le coefficient de débit et facilite le passage des glaces et des corps flottants. Enfin, on raccorde parfois par un congé circulaire le talus aval avec le radier, surtout lorsque le barrage est en maçonnerie ou revêtu de pierres dures. Cette disposition n'est cependant pas indispensable et ne s'exécute pas toujours pour les barrages en béton, à cause de la complication des coffrages.

Lorsque le profil définitif du mur est ainsi établi, on procède par les méthodes ordinaires à une vérification finale de la stabilité. À cause de la possibilité du comblement derrière le barrage, il faut vérifier sa stabilité sous l'effet de la poussée des terres.





7) Barrages en bois, terres, encochements et mixtes.

Ces dispositions, très employées anciennement, ne le sont plus aujourd'hui pour des ouvrages permanents de quelque importance, mais bien pour des petits ouvrages subordonnés, ou provisoires, ou bien dans les colonies et les exploitations.

Les barrages en bois seul sont généralement des petits seuils noyés en terrain meuble. Soit une file de pieux jointifs, solidarisés ou non par des chapeaux ou moises, ou de parois de palplanches jointives avec files de pieux ou encore des poutrelles horizontales superposées appuyées contre des pieux ou chevalets. La protection du fond se fait par encochement, en pavage ou plancher, éventuellement sur pilot et avec paraffouille.

Les barrages en encochement peuvent encore rendre des services appréciables; ils sont rustiques, durables et faciles à construire; ils sont économiques si les pierres sont abondantes au calibre voulu. Ils composent généralement un noyau d'encochements mêlés recouvert d'un pavage en matériaux triés, de dimensions uniformes et de bonne qualité. Ces barrages ont une section allongée, généralement un talus amont à $\frac{1}{2}$, une crête arrondie ou assez large puis un long coursier concave, qu'il est avantageux de terminer en contre pente pour réduire les affouillements. Il faut des avant-radiers assez considérables, en pavages ou encochements. En terrain rocheux ou inaffouillable, la fondation se fait directement sur le rocher. En terrain affouillable, on bat généralement des pilotis de bois en quinconce dans le barrage, parfois des parois de palplanches et même éventuellement un plancher de support. Tout au moins relie-t-on les pieux des files longitudinales par des chapeaux ou moises.

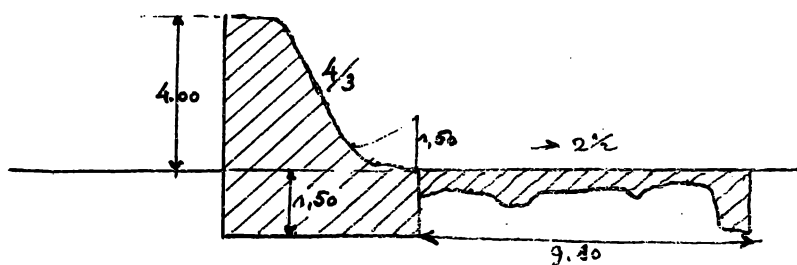
On peut établir des petits barrages de fortune au moyen de grosses pierres rangées à sec en forme de mur ou mieux au moyen de paquets de poutres enlignés de treillis métallique. On donne une section carrée ou mieux en triangle équilatéral. Ces barrages ne sont pas étanches, on peut essayer de les colmater par du gravier, du sable et de l'argile. Dans certains cas, on dispose une paroi de béton dans le centre du barrage. (Barrage de Robertson dans la Colonie du Cap)

Très souvent aussi, notamment en Amérique, on construit des caissons en bois composés de poutres entrecroisées et éventuellement assemblés les uns avec des pierres. On les dispose parfois en gradins, pour amortir la force vive de l'eau; les radiers de chute sont recouverts de planches jointives ou de tôles d'acier. La fondation est éventuellement sur pilotis et des parois de planches ou de vannage peuvent rendre ces barrages à peu près étanches.

Des dispositions analogues peuvent être réalisées au moyen de fascines ou de plateformes de fascines lestées. Une disposition appropriée pour les bambous et rondins est la section en éventail. Les graviers et les rondins s'y enchevêtrent, les rendent très solides.

Les barrages en terre s'accompagnent généralement de charpentes en bois. La terre imperméable, généralement de l'argile, est dammée en des parois de palplanches ou de vannages, retenues par des files de poutres et solidarités transversalement par des lambourdes ou tirants. Souvent le barrage est disposé en gradins.

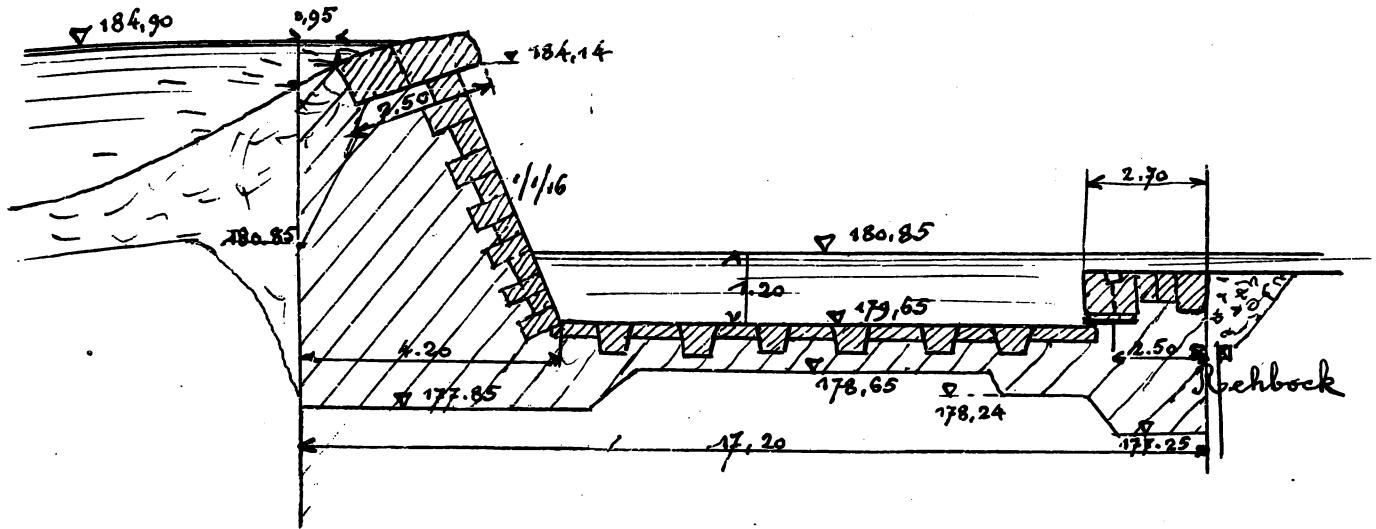
§ 8. Barrages massifs en maçonnerie.



Le dessin ci-contre du barrage sur la Sitter près de Gall (Suisse) est le type de barrage moderne en béton en terrain rocheux très précis.

Le talus du parement aval est $\frac{4}{3}$. Toutes les faces sont revêtues d'une couche de mortier de ciment riche. Le radier de 9 m. de longueur est formé d'un pavage en maellons de hauteur variable (0,50 à 1,80 m) selon le profil du sol et est limité par une bordure en béton de 1,50 m de hauteur et 1

de largeur. Par suite du front élevé du parement aval et des arrondis, la nappe reste adhérente. La force vive est peu débruitée mais le coefficient de débit est élevé.



Le barrage de Belmer sur la Moldau près de Prague, représente un barrage particulièrement bien étudié en vue d'éviter les affouillements. C'est le premier barrage pour lequel des essais importants sur modèles réduits ont été effectués. Un barrage profilé à nappe adhérente aurait donné lieu dans le terrain rocheux très tendre, et affouillable, à de profonds affouillements. Ces essais ont fait adopter le dispositif du déversoir de chute, avec cuvette d'amortissement et contre-mur. Le parement aval est à $\frac{6}{1}$. La crête du déversoir est légèrement inclinée vers l'amont et à peine profilée. L'angle du mur et du radier n'est pas arrondi. Le mur et le radier sont en béton, la fondation est avec mur amont et garde radier. Le parement aval et le radier sont recouverts de dalles de granit.

Le barrage sur le Drac à Arignonet est en béton recouvert sur le parement aval et une partie du parement amont ainsi que la crête de calcaire dur. Il est suivi d'un radier en béton armé en contre-pente, assis sur des murets. Il est construit dans les gorges rocheuses du Drac, mais les sondages ont établi que le fond de la vallée est formé d'alluvions sur une très grande profondeur et que le roc ne peut être atteint. Mais on a constaté aussi que ces alluvions sont totalement imperméables. On n'a donc pas fondé profondément, mais on a établi un mur amont et un garde-radier à grande profondeur. Malgré le radier, il s'est produit des affouillements dans le lit

très tendre en aval; on y a porté remède au moyen d'enracinements.

En terrain très affouillable, on établit souvent les fondations entre parois étanches de palplanches (Déversoirs de superficie de la Meuse belge). Exceptionnellement, on fonde sur pieux.

§9) Barrages en béton armé.

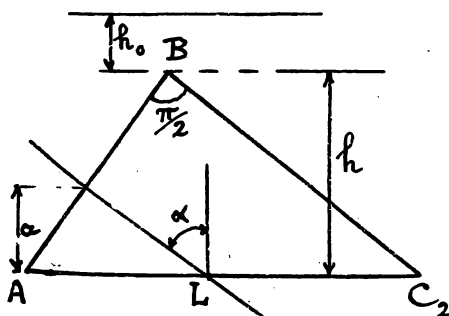
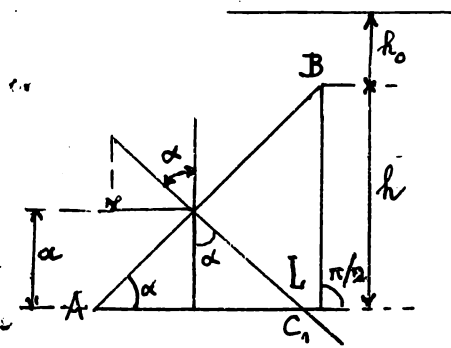
Les barrages en béton armé peuvent avoir des formes analogues à celles des barrages en maçonnerie ordinaire, les dimensions étant réduites. On peut aussi faire de petits barrages en palplanches jointives en béton, soutenues par des pieux obliques en béton formant chevalets.

Mais le vrai type du barrage en béton est le barrage évidé (système Ambussen), à parement amont constitué par une paroi très inclinée, supportée par des piles ou parois transversales étroites, ou bien en forme de toit, c'est-à-dire à deux parois inclinées, en amont et en aval. L'évidement peut servir à de multiples fins, notamment d'aqueduc, de pont ou passerelle, de pont-canal, d'usine hydro-électrique, etc. En terrain faible, il y a un radier complet. Le calcul d'ensemble ne présente pas de difficultés. Les piles se calculent comme les sections courantes des barrages pleins; les parois comme des plaques fléchies; le radier de la même manière s'il en existe. Les réactions sur le sol se calculent comme pour des barrages pleins. Mais le poids de l'ouvrage est généralement très réduit et, à cause de la nature de ces ouvrages, les fondations n'ont pas toujours été établies avec le soin voulu, notamment celui du barrage de Pittsfield, où un renard de 6 à 7 m. de profondeur et de 16 m. de largeur s'est produit sous le barrage qui est resté suspendu au-dessus du ruisseau avec de légers dégâts seulement. En tous cas, à cause du faible poids, il est indispensable d'éliminer les sous-pressions en ajourant le radier.

Lorsque le barrage n'a que la paroi amont, le déversoir est à chute libre avec ou sans dispositif amortisseur. On a proposé de dévier la nappe vers l'intérieur du barrage, qui forme ainsi chambre d'amortissement. Pour éviter les dépressions sur la paroi aval, on dispose à son sommet et à sa base des trous d'aération.

Lorsqu'il y a une paroi aval, elle forme coursier et la nappe est adhérente. Il faut donc prendre garde aux affouillements et éventuellement établir un radier en aval avec matelas d'eau. Il est nécessaire, en terrain affouillable, d'établir des parois de palplanches en amont et en aval. On peut augmenter la stabilité par le poids, en remplissant totalement ou partiellement l'évidement au moyen d'enrochements. Pour réduire la pression hydrostatique, il est recommandable de laisser le niveau d'aval s'établir dans l'intérieur du barrage; le poids de l'eau stabilise en outre la construction.

On a d'ailleurs préconisé des sections de barrages analogues à celles des murs de soutènement en équerre; mais pratiquement le type Ambursen est le plus répandu. Nous examinerons sommairement la stabilité d'ensemble d'un tel barrage.



Soit AB la paroi amont inclinée d'un angle α sur l'horizontale. Pour la face aval des piles ou du parement aval, nous envisageons 2 hypothèses extrêmes, soit BC_1 verticale ou BC_2 perpendiculaire à AB. Soit h la hauteur du barrage, h_0 celle de la lame déversante. Nous négligeons le poids du barrage par rapport aux pressions. La pression horizontale est:

$$H = \frac{h^2 + 2hh_0}{2} \omega,$$

en appelant ω le poids spécifique de l'eau.

La pression verticale est:

$$V = \frac{h^2 + 2hh_0}{2 \operatorname{tg} \alpha} \omega$$

Les deux composantes agissent en un même point de la paroi amont, à hauteur

$$a = \frac{h}{3} \frac{h + 3h_0}{h + 2h_0}, \text{ au dessus de la base.}$$

C'est un point de la ligne d'action de la résultante $R = \frac{h^2 + 2hh_0}{2 \sin \alpha} \omega$, qui rencontre la section de base en un point L tel que

$$AL = c = \frac{a}{\sin \alpha \cos \alpha} = \frac{h}{3 \sin \alpha \cos \alpha} \frac{h + 3h_0}{h + 2h_0}.$$

Si la base est AC_1 , sa largeur est $b_1 = h \operatorname{cotg} \alpha$.

Il faut que

$$c \leq \frac{2}{3} b_1.$$

À l'égalité correspond :

$$\cos \alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \frac{h+3h_0}{h+2h_0}},$$

ce qui donne

$\frac{h_0}{h} =$	0	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	∞
$\frac{h+3h_0}{h+2h_0} =$	1	$\frac{11}{10}$	$\frac{7}{6}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{3}{2}$
$\alpha =$	45°	$42^\circ 8'$	$42^\circ 12'$	$37^\circ 46'$	$35^\circ 16'$	30°

Donc, pratiquement, α sera compris entre 45° et 40° .

Si la base est AC_2 , on voit que le rapport $\frac{c}{b_2} = \frac{AL}{AC_2} = \frac{1}{3} \frac{h+3h_0}{h+2h_0}$ est indépendant de α et ne dépend que de $\frac{h_0}{h}$.

$\frac{h_0}{h} =$	0	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	∞
$\frac{c}{b_2} =$	0,333	0,3667	0,3889	0,4167	0,4444	0,5000.

Donc, la condition $c \leq \frac{2}{3} b_2$ est toujours satisfaite.

L'angle α doit être déterminé par la condition de ne pas avoir un effort horizontal trop considérable, qui pourrait compromettre la stabilité de glissement de l'ouvrage. Pour cette raison, $\alpha = 45^\circ$ est encore la solution la plus convenable. Elle correspond au minimum de développement des parois et de la base. En l'absence de sous pressions et en tenant compte du poids de l'ouvrage, la résultante totale réelle fait avec la base de fondation un angle ρ environ 60° , ce qui assure une stabilité de glissement suffisamment élevée.

En tenant compte du poids de l'ouvrage et du lest ou autres charges verticales éventuelles, on peut évidemment réduire un peu α , mais, en principe, ces barrages en béton armé ont donc un parement amont très incliné sur la verticale, une large base et un faible poids. Certains considèrent que l'inclinaison du parement amont réduit la poussée des glaçons, qui peuvent le graver sous l'effet de la poussée. Cependant, le béton ne convient guère dans les climats très froids s'il est tour à tour noyé et émergent.

§10. Modes d'exécution des barrages fixes.

barrages fixes s'exécutent :

1°) à sec, s'ils sont établis dans un lit rectifié ou bien si on peut détourner provisoirement le cours d'eau pendant les travaux.

2°) à l'abri de batardeaux, en période d'étiage, en laissant toujours une partie du lit pour l'écoulement des eaux. La fouille doit être épuisée évidemment.

3°) en terrain rocheux, on peut couler la fondation en béton sous eau, puis établir des caissons non forcés ou parois étanches raccordées aux parties déjà construites. C'est une modalité de la méthode précédente.

4°) Les barrages en pieux, palplanches, peuvent être battus au moyen de pontons et récupérés au niveau voulu.

5°) Les barrages en enrochements, caissons en béton ou bois lestés de pierres ou de terre, fascines lestées, etc..., sont construits par immersion, le fond ayant été éventuellement dressé ou curé par dragages, etc...

6°) Dans certains cas, si le débit d'étiage est très faible (barrage d'Avignonnet) ou bien si la fermeture ultérieure est aisée (barrages en béton), on réserve, pendant la construction, des ouvertures ou pertuis pour l'écoulement des eaux, que l'on ferme en période de basses eaux lors de l'achèvement.

§ 10. Avantages et inconvénients des barrages fixes en rivière. Les barrages fixes ont les avantages de l'économie de construction, d'entretien et d'exploitation. Ils ne comportent pas d'organes délicats, sont très sûrs et n'exigent pas de personnel de surveillance et de manœuvre.

Ils ont l'inconvénient d'introduire un obstacle dans le lit et d'avoir une retenue variable dans le débit; le remous de crue peut notamment être considérable. Ces barrages ne conviennent donc qu'en dans les rivières, à forte pente, pour corriger la pente de fond par des gradins et stabiliser le profil en long. Il faut que les inondations ne soient pas à craindre. Cependant, on a pu proposer pour les rivières à pente moyenne un aménagement par barrages noyés ou de sautènement du lit, créant une série de petits gradins ayant pour but de fixer le lit et de permettre la navigation dans le remous des barrages, qui pourraient être franchis éventuellement par des dérives éclusées.

Chapitre II.

* Barrages de réservoirs. Théories générales.

§1) Généralités et conditions générales d'établissement des barrages de réservoirs.

Les barrages de réservoirs, dont il existe de très anciens spécimens, se multiplient depuis quelques décades en même temps que leurs dimensions et les dispositions subissent des progrès marqués. Leur destination est de créer des réserves d'eau très importantes en vue d'objets multiples : irrigations, alimentation en eau potable, alimentation de canaux de navigation, régularisation du débit des cours d'eau en vue de la navigation ou de la réduction des crues, usines hydro-électriques, etc...

Ces ouvrages se distinguent généralement par leur importance et par les grandes précautions de sécurité qu'il convient d'employer dans leur construction et qui sont justifiées par la gravité exceptionnelle de l'accident que constitue la rupture d'un barrage. L'écoulement d'une masse d'eau de plusieurs millions de m^3 sous une charge de plusieurs dizaines de mètres cause des ravages énormes et étendus. De pareils accidents se sont produits à plusieurs reprises et encore récemment. Aussi des garanties particulières sont-elles imposées par les pouvoirs publics dans tous les pays à administration développée.

Les barrages de réservoir se distinguent des autres en ce sens qu'ils servent pas tant à créer une dénivellation qu'à emmagasiner des volumes importants d'eau; la hauteur considérable donnée aux ouvrages sert, en tout à augmenter ce volume, car, à cause du profil évasé des vallées sont les tranches horizontales supérieures du réservoir qui ont le plus grand volume, à égalité de hauteur. Je me réfère au cours d'hydraulique appliquée pour l'étude des réservoirs au point de vue hydraulique; il en résulte notamment que la réserve utile est fournie par le cube emmagasiné dans la partie supérieure du réservoir. Les pertes doivent donc être réduites autant que possible et l'étanchéité est une qualité essentielle d'un barrage.

de réservoir, d'abord au point de vue de son objet et également au point de vue de sa stabilité.

Les deux conditions de la création d'un grand volume d'emmagasinement et d'étanchéité maintient que le choix de l'emplacement est primordial dans l'établissement d'un barrage.

Cet emplacement doit en effet permettre d'emmagasiner un volume d'eau aussi grand que possible et de le retenir. Il doit donc topographiquement se trouver à l'aval d'une vaste cuvette, dont le sous-sol doit être imperméable jusqu'à un niveau assez élevé. Il faut en outre que l'importance du barrage, donc aussi son prix, soient aussi réduits que possible par rapport à la réserve utile. Les emplacements les plus favorables sont donc des gorges étroites ou des sections rétrécies de vallées à l'aval d'une cuvette répondant à la condition précédemment définie.

Enfin, il est avantageux que l'étendue en amont du barrage projeté, qui doit être noyée, soit dénuée le plus possible d'habitations, de cultures, d'exploitations, de voies de communication, etc, qui, par suite de reconstructions ou interruptions exigées, peuvent grever lourdement le prix de l'entreprise. Il est désirable que la même situation existe en aval sur une distance assez considérable ou que, tout au moins, les premières agglomérations soient assez loin pour être à l'abri des accidents de rupture de barrage, tant pour réduire les conséquences éventuelles d'un tel accident que pour éviter les conséquences de l'inquiétude et de l'opposition que le projet peut faire naître dans les populations.

Enfin, le réservoir doit aussi être alimenté par un bassin hydrographique assez étendu et assez humide pour qu'il puisse être rempli d'eau. L'imperméabilité du sous-sol s'étendra donc favorablement à tout le bassin, de manière que le réservoir recueille tout le ruissellement. Les couches perméables supérieures peuvent aussi l'alimenter par des sources, mais toujours avec un important retard et avec une certaine perte. Surtout, les précipitations doivent être suffisantes.

Il résulte de tout cela que généralement les emplacements favorables à la construction de barrages de réservoirs se trouvent dans les vallées su-

périeures, où toutes les conditions précédentes peuvent être le mieux et le plus complètement réalisées.

La principale condition pour la sécurité et l'étanchéité est la qualité du terrain. Les roches dures éruptives, les quartzites, les grès d'une manière générale, les roches dures sans fissures étendues, les conglomérats étanchés, les marnes et argiles compactes, les argiles glaciaires à moraines, etc., conviennent généralement bien. Les fissures peu étendues de certaines roches par exemple des grès, peuvent être obturées par des injections de ciment sous forte pression (5 à 6 atm), jusqu'à 50 atm. (Barrage de Wäggetal Suisse - Voir Gruner). Les schistes, surtout friables, les calcaires à grandes fissures et naturellement les terres pulvérulentes perméables : graviers, sables, etc., ne conviennent pas.

Le terrain d'implantation du barrage et le terrain du réservoir doivent donc faire l'objet d'une reconnaissance géologique très consciencieuse. Il faut procéder à de très nombreux forages complétés de préférence par quelques sondages par puits. Il faut que la cuvette imperméable s'étende en solution de continuité jusqu'à un niveau suffisant au dessus du fond de la vallée, ce niveau constituant la limite de la retenue possible. A l'emplacement du barrage, il faut que dans le fond et dans les versants de la vallée, les couches imperméables compactes et d'épaisseur suffisante ne soient pas à trop grande distance du terrain naturel, afin que l'encastrement inférieur et latéral du barrage dans ces couches puisse se faire sans travaux et dépenses exagérés.

Les considérations générales relatives à l'étanchéité énoncées dans le chapitre précédent sont valables, notamment en ce qui concerne l'étanchéité à la jonction du barrage et du terrain. Le mur de garde qui cède dans le sol sous le plan de fondation et les ancrages qui prolongent latéralement le barrage dans les flancs des coteaux, sont établis en vue de réaliser cette étanchéité par allongement et brisure des joints. Il faut donc leur faire que ce mur de garde et ces ancrages pénètrent dans le terrain imperméable en recoupant toutes les couches perméables affleurant dans l'étendue du réservoir. Les fissures éventuelles du roc, sont bouchées par des injections de ciment sous pression.

Malgré tous ces soins, l'étanchéité absolue n'est pas réalisable. Des dispositions peuvent être prises, que nous étudierons plus loin, pour parer aux infiltrations. La condition nécessaire et suffisante est que les infiltrations qui se produisent ne puissent donner lieu à des corrosions et à des altérations du terrain qui donnent au phénomène une allure croissante et peuvent mettre l'ouvrage en danger.

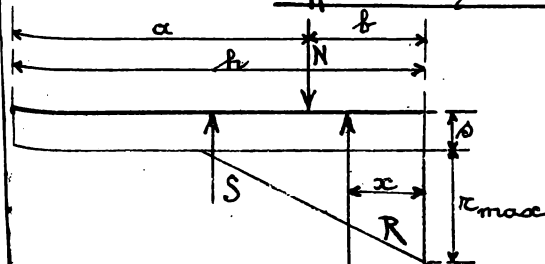
Le comblement progressif du réservoir en amont du mur peut se réaliser et doit être à partir d'un certain niveau contrecarré par des dragages. L'affouillement en aval est par contre peu à craindre parce que généralement les barrages de réservoir ne sont pas à déversement libre, disposition qu'il faut éviter autant que possible pour les ouvrages de grande hauteur. Les barrages sont généralement munis de dispositifs spéciaux de prise d'eau et de déversoirs spéciaux de trop plein, qui doivent mettre le barrage proprement dit à l'abri d'une submersion.

§2) Etude générale de la stabilité d'un barrage de réservoir en maçonnerie à gravité.

Elle n'est pas, en principe, différente de celle des barrages fixes en maçonnerie effectuée dans le chapitre précédent et qui est applicable aux barrages de hauteur modérée, qui font parfois aussi office de déversoir (Ex : le barrage d'Avignonnet sur le Drac, qui est, en somme, un barrage de réservoir de hauteur moyenne).

Cependant les conditions de stabilité sont généralement plus rigoureuses, d'autant plus que l'ouvrage est plus élevé. Il ne suffit plus en tous cas que le développement de tensions de traction dans le massif soit impossible. A la suite d'accidents, Monsieur Maurice Lévy a énoncé plusieurs conditions qui sont connues sous son nom.

Effet des sous-pressions dans un joint



$$S = h_0 \quad R x + \frac{S h}{2} = N b \quad R = N - S \quad S < N$$

$$(N - S) x = N b - \frac{h^2 s}{2} \quad N b > \frac{h^2 s}{2}$$

$$x = \frac{N b - \frac{s h^2}{2}}{N - h_0}$$

$$\sigma_{max} = \frac{2 R}{3 x}$$

$$r_{max} = \frac{2(N - h_0)^2}{3(Nb - \frac{h^2_0}{2})} = \frac{4}{3} \rho \frac{(\frac{N}{h_0} - 1)^2}{(\frac{2Nb}{h^2_0} - 1)}$$

$$r_{max} = \rho + \frac{2(N - h_0)^2}{3(Nb - \frac{h^2_0}{2})}$$

$$\frac{r_{max}}{\rho} = 1 + \frac{4}{3} \frac{(\frac{N}{h_0} - 1)^2}{(\frac{2Nb}{h^2_0} - 1)}$$

Pour éviter toute possibilité de sous-pressions dans les joints de maçonneries, il faut que, le réservoir étant plein, la compression de la maçonnerie au parement amont soit partout supérieure à la pression hydrostatique. Lorsque le réservoir est vide, il suffit qu'il ne se développe pas de tractions au parement aval.

Dans les deux cas, il faut que la compression maximum qui naît dans la maçonnerie ne soit pas supérieure à une contrainte limite assurant une sécurité élevée. Mais cette compression maximum doit être déterminée exactement, c'est-à-dire que, comme les parements sont généralement inclinés par rapport à la verticale, elle ne correspond pas aux fatigues calculées dans les joints hypothétiques horizontaux, mais à la tension principale maximum agissant sur une section élémentaire normale au parement.

Enfin, il faut aussi limiter les contraintes de cisaillement et vérifier la sécurité de l'équilibre de glissement sur la base de fondation.

Pour la stabilité de glissement du mur sur sa base de fondation, il n'y a rien de très particulier à dire. En appelant N la composante normale, T " " tangentielle, de la réaction sur le sol de fondation en tenant compte des sous-pressions et f le coefficient de frottement il faut que

$$\frac{Nf}{T} \geq \rho$$

ρ = coefficient de sécurité égal à 2 ou 3.

En fait, à cause de l'encastrement profond des murs, barrages, il existe toujours une butée de terres qui contribue très efficacement à se opposer à un glissement éventuel. On peut en tenir compte, mais il est recommandable de ne l'envisager que partiellement, notamment à cause de l'incertitude des calculs de butée et parce que la sécurité est généralement

surabondante. Les nécessités de la fondation et la recherche de l'étanchéité font que la base est souvent irrégulière ou contrariée ou bien comporte des re-dents sensiblement normaux à la réaction sur le sol, dispositions qui contribuent toutes à empêcher des glissements et sont très recommandables.

Pour ce qui est des compressions sur le sol de fondation, on les calcule d'après les règles ordinaires de la résistance des matériaux, donc suivant la loi du trapèze. Cette hypothèse revient en somme à attribuer au terrain les mêmes propriétés élastiques qu'au mur, ce qui est plausible en égard à la qualité des terrains de fondation et au faible taux de travail. En général, la fondation ne comporte pas de dispositifs destinés à réduire d'une manière très sensible les pressions normales sur la base de fondation. Contrairement à ce qui se passe pour les murs de soutènement, elles sont donc du même ordre que les contraintes du mur barrage même. Les barrages à gravité ne s'emploient que dans des terrains rocheux très résistants. La règle de Maurice Lévy relative à la compression minimum peut alors s'appliquer à la fondation, de sorte que les sous-pressions ne sont pas à considérer dans la fondation si cette condition est réalisée.

Mais l'application de cette première règle de M. M. Lévy est aujourd'hui devenue moins étroite, les progrès de la construction ayant permis de réduire le danger des sous-pressions. C'est tout d'abord l'emploi pour la construction des barrages de béton homogène et compact, spécialement composé, en vue de l'étanchéité. Ensuite, le drainage du parement amont empêche les infiltrations profondes et donc aussi les sous-pressions.

En désignant par θ le rapport $\frac{\sigma_m}{p}$ de la compression principale dans la maçonnerie au parement amont à la pression hydrostatique, la condition de M. M. Lévy s'exprime par $\theta \geq 1$. Comme nous le verrons plus loin, elle se confond avec la condition $\sigma \leq R$ pour les murs triangulaires de très grandes hauteurs, mais pour les élévations moindres, à la condition $\sigma = R$ correspondant des valeurs de θ inférieures à 1. En d'autres termes, pour les murs de très grande hauteur, la 1^{ère} condition de M. M. Lévy est réalisée tout en utilisant économiquement la maçonnerie tandis que pour des hauteurs plus réduites, elle exige un excès de maçonnerie sans stricte

nécessité pour la stabilité. Dans ce cas et pour éviter cet inconvénient, on admet actuellement des valeurs de $\theta < 1$, sous la double réserve que la stabilité élastique soit largement assurée et que les précautions utiles soient prises en vue d'éviter les sous-pressions. La valeur limite est $\theta = 0$; elle correspond à des compressions nulles au parement amont. En deçà, il se développe des tractions, ce qui est en tous cas inadmissible. La circulaire ministérielle française du 19 octobre 1923, remarquable document dont les prescriptions font autorité, impose que l'on réalise au moins la condition - limite $\theta = 0$ et recommande, pour augmenter la sécurité, d'avoir en outre "au voisinage du parement amont, en charge, de légers efforts de compression, efforts dont la valeur dépendra de la situation et de l'importance du barrage." Donc $\theta > 0$. Monsieur Hœschlin recommande d'avoir au moins $\theta = 0,5$; le cube de maçonnerie supplémentaire par rapport à $\theta = 0$ est insignifiant.

Lorsque θ est < 1 , il peut y avoir des sous-pressions sous la fondation. S'il n'y a pas de drainage, on admet qu'elle varie d'une valeur $\theta' \propto H$ du côté amont à 0 du côté aval, H étant la hauteur d'eau, ρ le poids spécifique de l'eau et θ' un coefficient de réduction. D'après les hypothèses faites pour le calcul, qui correspondent à une sorte de continuité entre le mur-barrage et l'assiette de fondation, il est très désirable que l'on ait l'égalité $\theta = \theta'$. Mais θ' dépend dans une large mesure de la nature de l'assiette de fondation, de sorte que l'on arrive ainsi à faire dépendre θ de la dite assiette, ce qui est d'ailleurs raisonnable. La sécurité doit être d'autant plus grande que les conditions de fondation sont moins favorables.

On impose, en Italie, pour θ' les normes suivantes :

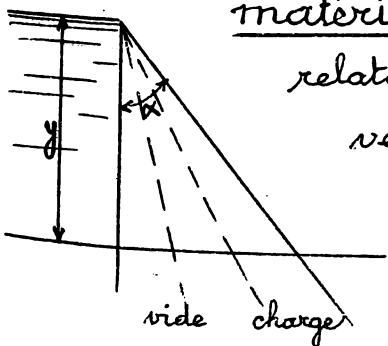
Nature du terrain	Hauteur des murs-barrages		
	< 25 m.	25 à 30 m.	> 50 m.
Roches ayant des qualités exceptionnelles d'homogénéité, de compacité et d'imperméabilité.	$\theta' = 0$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$
Roches bien conditionnées mais ayant de légères déficiences	$\theta' = \frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$	1
Roches médiocres et défectueuses, les déficiences étant corrigées par des injections de ciment.	$\theta' = 1$	1	

La stabilité doit être vérifiée en charge et à vide. On considère le niveau de l'eau comme affleurant à la crête du déversoir, mais on n'envisage généralement pas le débordement, contre quoi il faut protéger le mur par un déversoir suffisant. Il faut tenir compte aussi éventuellement de la poussée des glaces, qui, selon le règlement italien, peut varier de 5 à 25 Tonnes par m. courant. D'après les observations faites, les poussées de la glace sont peu à craindre dans les réservoirs à eau tranquille parce que la masse d'eau régularise la température de la glace, qui est protégée par la neige contre les variations de la température extérieure. Si, par suite des vents, la glace n'est pas couverte de neige, les refroidissements peuvent produire des fentes qui se regèlent et le réchauffement provoque alors des dilatations et des poussées. Donc, la poussée des glaces n'est qu'à craindre que là où le vent empêche la neige de recouvrir la glace. Son action n'est sensible que dans la partie supérieure du mur, où il existe toujours un excès de maçonnerie.

Enfin, il faut envisager la poussée des terres éventuelles au bas du mur en cas de comblement du fond du réservoir. Dans les barrages du type allemand, on établit même lors de la construction un remblai argileux derrière le pied amont du mur, en vue de l'étanchéité et de réduire les variations de fatigue en cas de mise à sec. (Intze).

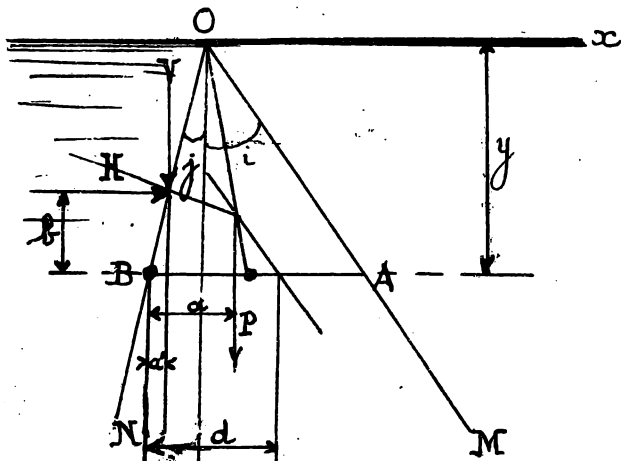
Cette disposition qui ne s'est pas répandue hors d'Allemagne paraît peu avantageuse. La mise à sec des réservoirs doit être, en effet, exceptionnelle; elle peut, d'ailleurs, déranger le remblai et donner lieu alors à des sollicitations imprévues. La circulaire ministérielle française de 1919 ne recommande pas cette disposition.

§ 3) Étude des sections des murs de barrage par la résistance des matériaux.



Nous avons démontré dans le chapitre précédent relatif aux barrages fixes que, si le parement amont est vertical et que le niveau amont affleure à la crête du mur, un profil triangulaire dont l'angle α à la crête est défini par $\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{\frac{\sigma}{\pi}}$, réalise dans toutes les sections horizontales la condition $\theta = 0$.

La courbe des pressions en charge est donc une droite issue du sommet, et passant par le tiers aval de toutes les sections. Et vide, comme en charge, la comp. mas. dans les joints horizontaux est πy . Cette propriété n'est qu'un cas particulier d'une propriété plus générale, selon laquelle un massif triangulaire homogène soumis à l'action de son poids vertical et de poussées s'exerçant sur les parements suivant la loi hydrostatique et nulles au sommet a comme ligne des pressions une droite passant par le sommet; les valeurs de θ sont constantes pour chaque parement.



$$\alpha = \left[\frac{m+n}{2} - \frac{1}{3} \left(m - \frac{m+n}{2} \right) \right] y = \left[\frac{2(m+n)}{3} - \frac{m}{3} \right] y = \frac{m+2n}{3} y.$$

Considérons un mur triangulaire de cette espèce, de sommet O

Le parement aval OM est incliné de i sur la verticale et d'équation

$$\frac{x}{y} = m \quad (m = \operatorname{tg} i)$$

Le parement amont ON est incliné de $-j$ sur la verticale et d'équation

$$\frac{x}{y} = -n \quad (n = \operatorname{tg} j)$$

Le niveau de la retenue affleure en O. Les poids spécifiques de l'eau

et de la maçonnerie sont ω et π .

Soit une section AB de profondeur y sous le niveau de l'eau.

Le poids de la partie supérieure est $P = \frac{\pi y^2 (m+n)}{2}$,

et agit à distance du parement amont égale à $\alpha = y \frac{m+2n}{3}$.

La poussée de l'eau a une composante verticale $V = \frac{\omega y^2 n}{2}$, agissant à distance de B égale à $\alpha' = \frac{y n}{3}$.

La composante horizontale H est $H = \frac{\omega y^2}{2}$

et agit à la hauteur b au-dessus de AB $b = \frac{y}{3}$.

Le point de percée de la résultante de toutes ces forces dans AB est tel que le moment des composantes soit nul par rapport à ce point. Soit d cette distance

$$\frac{\omega y^2}{2} \frac{y}{3} - \frac{\omega y^2 n}{2} \left(d - \frac{y n}{3} \right) - \frac{\pi y^2 (m+n)}{2} \left(d - y \frac{m+2n}{3} \right) = 0,$$

d'où :

$$d = \frac{y}{3} \frac{1 + n^2 + \frac{\pi}{\omega} (m+n)(m+2n)}{n + \frac{\pi}{\omega} (m+n)}$$

Donc d est une fonction linéaire de y et le lieu des points de percée, c'est-à-dire la ligne des pressions est une droite issue de O .

Pour connaître la compression en B , il suffit de diviser par le module de flexion $\frac{y^2 (m+n)^2}{6}$ le moment de la résultante des actions extérieures verticales considérée comme agissant au point de percée de la résultante totale par rapport au tiers aval de la section.

$$\text{Donc } \sigma_B = \frac{\left[\pi y^2 \frac{m+n}{2} + \omega y^2 \frac{h}{2} \right] \left[\frac{2}{3} y (m+n) - d \right]}{\frac{y^2 (m+n)^2}{6}}$$

$$\sigma_B = \frac{[\pi (m+n) + \omega n] [2y (m+n) - 3d]}{(m+n)^2} = Ky \quad (\text{car } d \text{ est fonction de } y)$$

C'est une fonction linéaire de y , donc les tensions croissent linéairement avec la distance au sommet.

La pression p est égale à ωy ; le rapport $\frac{\sigma_B}{p}$ est donc constant.

θ est à vrai dire le rapport de la compression principale à p . D'après les théories de l'élasticité, p est une action principale et la seconde agit donc parallèlement au parement sur une facette perpendiculaire au parement. Cette compression principale est :

$$\sigma_B m = \frac{\sigma_B}{\cos^2 j} - p \operatorname{tg}^2 j = \sigma_B (1 + \operatorname{tg}^2 j) - \omega y n^2 = \sigma_B (1 + n^2) - \omega y n^2.$$

$$n_1 = a \cos^2 \omega + b \sin^2 \omega$$

$$\sigma_B = \sigma_{Bm} \cos^2 j + p \sin^2 j$$

$$\sigma_B = \frac{\sigma_B}{\cos^2 j} - p \operatorname{tg}^2 j \quad (\text{voir cours de 2^e année})$$

Donc, finalement :

$$\theta = \frac{(1 + n^2) [\pi (m+n) + \omega n] [2y (m+n) - 3d]}{\omega y (m+n)^2} - n^2$$

Après réduction, il vient :

$$\theta = \frac{\frac{\pi}{\omega} (1 + n^2) (m+n) m - (1 - mn)^2}{(m+n)^2} = \text{const}^{\frac{1}{2}}$$

Donc θ est entièrement déterminé par le rapport $\frac{\pi}{\omega}$ et par m et n , c'est-à-dire par la densité de la maçonnerie et les inclinaisons des parements du mur. Comme $\sigma_{Bm} = \theta p = \theta \omega y$, on voit que σ_{Bm} (et aussi σ_B) est complètement déterminé par les mêmes éléments et varie linéairement en fonction de y .

Il en est de même de σ_a et de σ_{am} qui sont proportionnels à σ_B .

$$\text{En effet : } \sigma_a = \frac{\left[\pi y^2 \frac{m+n}{2} + \omega y^2 \frac{n}{2} \right] \left[x - \frac{y}{3} (m+n) \right]}{\frac{y^2 (m+n)^2}{6}}$$

ou
$$\sigma_a = \omega y \frac{\frac{\pi}{\omega} (m+n)n + 1 - mn}{(m+n)^2}$$

Mais
$$\sigma_{am} = \frac{\sigma_a}{\cos^2 i} = \sigma_a (1+m^2)$$

donc
$$\sigma_{am} = \omega y \frac{(1+m^2)}{(m+n)^2} \left[\frac{\pi}{\omega} (m+n)n + 1 - mn \right] = \rho \rho.$$

La condition de stabilité est

$$\sigma_{am} \leq R,$$

donc $\rho \leq \frac{R}{\pi}$ ou $\rho \leq \frac{R}{\omega y}$ ou $y \leq \frac{R}{\omega \rho}$.

Donc, pour des valeurs données de $\frac{\pi}{\omega}$, de m et de n, la compression maximum près du parement aval du mur en charge est une fonction linéaire de la distance verticale à la crête. Il existe pour un tel profil une hauteur limite, qui dépend de la valeur de la contrainte maximum autorisée R, au delà de laquelle la condition de stabilité élastique n'est plus satisfaite. Pour un mur de hauteur donnée et des matériaux donnés, ce qui détermine $\frac{\pi}{\omega}$, m et n doivent être tels que ρ satisfasse à la condition de stabilité ci-dessus; ces valeurs déterminent aussi θ .

Nous avons à déterminer deux quantités m et n pour fixer le profil. En supposant les valeurs de θ et de ρ , on obtient deux équations qui permettent de déterminer m et n.

Ce n'est cependant pas ainsi que l'on procède d'habitude.

Tout d'abord, n doit être toujours positif, la construction en surplomb n'étant pas possible et donnant des tractions à l'aval à vide.

Ensuite, n doit être tel que les efforts de compression maxima à vide soient inférieurs à R. Ces efforts se produisent au parement aval.

On a:
$$\sigma_f = \pi y^2 \frac{(m+n)}{2} \left[\frac{2}{3} y (m+n) - y \frac{m+2n}{3} \right] \frac{6}{y^2 (m^2+n^2)}$$

$$\sigma_f = \pi y \frac{m}{m+n} \quad \text{et} \quad \sigma_{f \max} = \pi y \frac{m}{m+n} (1+n^2)$$

On peut donc réduire σ_f et $\sigma_{f \max}$ en augmentant n. Pratiquement il n'y a cependant pas d'utilité à donner à n une valeur très différente de

Pour $n=0$, le parement amont est vertical et $\sigma_{fm} = \sigma_f = \pi y$ (à vide la compression au parement amont du barrage vide est la même que si le mur était rectangulaire et est indépendante de l'inclinaison du talus)

Etant données les valeurs usuelles de π (2300 kg/m²) et de R (généralement $>$ ou voisin de 23 kg/cm²), on voit que, avec $n=0$, la stabilité à vide est satisfaite, indépendamment de l'inclinaison du talus aval, pour des hauteurs atteignant jusqu'à près de 100 m, qui ne sont qu'exceptionnellement dépassées.

Enfin, en vue de l'économie, il faut que $n+m$ soit minimum.

Si l'on s'impose la condition de M. Lévy $\theta=1$, il en résulte que

$$\frac{\pi}{\omega} (m+n) m - (1+m^2) = 0. \quad (\text{Formule de M. Lévy})$$

Le minimum de $(m+n)$ correspond à celui de $\frac{1+m^2}{m}$ ou $\frac{1}{m} + m$, qui s'obtient pour $m=1$. Il en résulte que $n = 2 - \frac{\pi}{\omega}$.

Or, $\frac{\pi}{\omega} > 2$, donc $n < 0$, ce qui est inadmissible.

On prendra donc le plus avantageusement $n=0$ ou bien, si pour des raisons de construction, on prend $n > 0$, il y a avantage à conserver cependant des valeurs aussi petites que possible.

Si $n=0$, (parement amont vertical), les équations se simplifient et

$$\theta = \frac{\pi}{\omega} - \frac{1}{m^2}.$$

$$\sigma_{am} = \frac{1+m^2}{m^2} \omega y \quad (\text{en charge})$$

$$\sigma_{i\max} = \pi y \quad (\text{à vide}).$$

Donc, la valeur de m détermine complètement θ et σ_{am} et inversement, la valeur de θ détermine m et σ_{am} ou, pour une hauteur donnée, $\sigma_{am} = R$ détermine m et θ .

Selon les idées actuelles, le profil d'un mur de réservoir s'établit de la manière suivante : On choisit un parement amont vertical ou peu incliné. D'après le terrain, la hauteur, les matériaux employés, on se donne θ et R , on en déduit m et on vérifie si les valeurs de σ_{am} et de θ sont convenables. La forme triangulaire ainsi définie est recommandée par la circulaire ministérielle française comme la plus favorable ; le profil est formé de 2 droites se coupant au niveau le plus haut que peuvent atteindre les eaux. Il faut compléter ce profil par un couronnement assez large, assurant une revanche de sécurité contre le débordement, l'action des vagues (vent) et la résistance à la poussée des glaces, corps flottants, etc..

L'épaisseur varie d'après les circonstances, 3,00 m. semble un minimum

pour un barrage à gravité. On utilise le plus souvent le couronnement du barrage pour établir une route dont une partie peut reposer sur le parement aval par des piliers ou arcades. Éventuellement, on modifie aussi le profil à la base en vue du raccordement au terrain, bien entendu par élargissement.

Le poids du couronnement et des charges qui y circulent modifient les fatigues de l'ouvrage, dans un sens favorable en charge et défavorable à vide. La poussée des glaces modifie aussi les fatigues, dans un sens défavorable (en charge). Ces modifications ne sont cependant très sensibles qu'au voisinage du couronnement même, et vont en s'atténuant avec la profondeur; elles ne sont donc qu'accessoires dans les très grands barrages. Elles ont plus d'importance dans les petits.

On peut procéder de deux manières. On bien déterminer par les méthodes ordinaires de la résistance des matériaux les fatigues dues au couronnement et aux glaces et les ajouter à celles calculées pour le profil triangulaire théorique. (Principe de superposition des effets).

On bien, considérer le profil réel et y appliquer les méthodes ordinaires de résistance des matériaux, en tenant compte de toutes les actions extérieures possibles et tracer les lignes des pressions dans diverses hypothèses. Cette méthode permet de vérifier, en même temps, l'équilibre de glissement dans le plan de fondation. Les tensions principales maxima au voisinage d'un parement libre ou maillé se déterminent comme il a été montré précédemment. (Méthode rigoureuse seulement pour le profil triangulaire et très approximative pour les autres).

Dans le profil triangulaire, les compressions vont en croissant linéairement; elles sont donc faibles dans la majeure partie de l'ouvrage. Anciennement, on a fréquemment employé des profils à parement aval courbe, parfois les deux parements courbes, en vue d'obtenir des compressions plus uniformes le long des parements, donc en quelque sorte des profils d'égal résistance. D'après ce qui précède, on conçoit que ces profils vont en s'évasant. On peut les établir par polygones dont les côtés sont tracés de proche en proche, en partant du couronnement et en substituant

ensuite aux polygones des courbes ex-inscrites. Mais les compressions principales maxima augmentent avec l'inclinaison. Dans le cas du profil triangulaire, si R est assez faible et la hauteur élevée et que l'on ne veuille pas adopter une valeur trop élevée de m , qui permettrait le profil triangulaire simple, on peut adopter le profil triangulaire sur une certaine hauteur jusqu'à ce que $\bar{\sigma}_{am} = R$ et en dessous briser le parement aval suivant une inclinaison plus forte, éventuellement aussi le parement amont de manière à conserver à la base du mur $\bar{\sigma}_{am} \leq R$. La partie supérieure du mur doit alors être vérifiée par les méthodes ordinaires de la résistance des matériaux, vérification qu'il est recommandable d'effectuer pour toute la section.

§4) Etude du profil triangulaire par la méthode de l'élasticité, d'après M. G. Tigeaud.

La circulaire ministérielle française déjà citée (19-10-23), recommande le calcul des barrages triangulaires par une méthode basée sur la théorie de l'élasticité plutôt que par la méthode ordinaire de la résistance des matériaux. Cette méthode n'est à vrai dire relativement facile que pour les barrages triangulaires grâce aux propriétés d'homothétie du triangle; pour d'autres profils elle serait extrêmement compliquée. Elle confirme d'ailleurs pour le mur triangulaire les résultats et conclusions obtenus d'une manière plus simple dans le § précédent. Mais elle a l'avantage de procurer une véritable représentation du mode de résistance du barrage par le tracé des lignes isostatiques et de glissement et à ce point de vue, elle est très intuitive et aussi utile en vue de la sécurité.

M^r Tigeaud a établi cette théorie dans son Cours de résistance des matériaux de l'École nationale des Ponts et Chaussées. Elle est développée, en vue de l'application pratique, dans l'ouvrage de M. M. Koechlin. L'exposé qui suit est simplifié en se basant sur l'étude du § précédent.

M^r Tigeaud observe que d'après les hypothèses faites pour la sollicitation du massif triangulaire, deux points situés sur une droite issue du sommet ne diffèrent que par leurs distances à ce sommet et leurs propriétés

respectives sont dans le rapport de ces distances. En d'autres termes, il y a homothétie et les propriétés d'un point P étant connues, on peut en déduire celles de tous les autres points situés sur la droite joignant le premier point P au sommet O . Si ρ est la distance OP et α l'angle de OP avec la verticale, toute fonction relative à un élément plan d'orientation donnée aura une expression de la forme $F = \rho f(\alpha)$.

Dans la théorie de l'élasticité on considère des corps sans contrainte à l'état naturel et on étudie les efforts intérieurs et les déformations résultant de l'action de forces extérieures. Cette hypothèse correspond approximativement à la situation de la plupart des constructions, notamment des pièces fléchies, parce que le mode de construction est tel qu'elles sont établies sans contraintes ou avec de faibles contraintes que l'on peut, sans erreur considérable, calculer sur la base d'un état initial sans contraintes.

Pour un massif de maçonnerie tel qu'un barrage, la situation est différente; il n'existe pas d'état naturel non contraint. La contrainte principale, provenant de la gravité, se développe avec la construction du mur et dépend des dispositions de sa construction. On peut, notamment agir par le mode de construction sur la répartition des pressions sur le sol d'appui; nous en donnerons des exemples ailleurs. Il arrive fréquemment que, au lieu d'exécuter une construction monolithique, on divise la fondation. Les diverses parties peuvent alors se tasser indépendamment. Après coup, on établit des liaisons par remplissage des joints. Mais il est bien certain que la répartition des pressions est toute différente de celle qui se serait produite dans la construction monolithique. Il faut donc envisager dans l'étude des massifs de maçonnerie ce que M^r Digeaux appelle l'élément historique. L'application de la théorie de l'élasticité suppose la conception d'un état fictif non contraint, qui doit être compatible avec l'état réel de la construction. Dans le cas du mur barrage triangulaire en maçonnerie homogène, cette application est possible sous la seule réserve que le massif étant considéré comme indéfini, on admet que les propriétés élastiques du sol de fondation sont identiques à celles de la maçonnerie.

du mur et, partant, que la répartition des pressions sur ce sol ne dépend que de la répartition des tensions dans le mur au lieu qu'inversement, la distribution des fatigues dans le mur soit influencée par la fondation.

Dans ces conditions, nous pouvons appliquer au système élastique à deux dimensions, les relations générales de l'élasticité. Notamment l'équilibre du rectangle élémentaire dont les côtés sont parallèles aux axes, dont les facettes sont soumises aux tensions normales n_1 et n_2 et à l'action tangentielle t . Si X_0 et Y_0 représentent les actions extérieures par unité de volume, suivant les axes coordonnés, on a :

$$\frac{dn_1}{dx} + \frac{dt}{dy} + X_0 = 0,$$

$$\frac{dt}{dx} + \frac{dn_2}{dy} + Y_0 = 0.$$

Puis que nous appliquons les hypothèses de l'élasticité, nous avons une troisième relation : $\frac{d^2(n_1+n_2)}{dx^2} + \frac{d^2(n_1+n_2)}{dy^2} = 0$, qui exprime que la dilatation cubique est une fonction linéaire des coordonnées du point, propriété qui dérive directement de l'hypothèse que les tensions intérieures sont des fonctions linéaires des déformations. Par suite de l'homothétie, il en résulte nécessairement que

$$n_1 + n_2 = Ax + By$$

et il n'y a pas de terme constant. On peut d'ailleurs déduire de $n_1 + n_2 = \rho f(x)$ une démonstration rigoureuse (voir cours de M. Pigeaux).

D'autre part, $X_0 = 0$ et $Y_0 = -\pi$ (poids spécifique de la maçonnerie). En différentiant la 1^{ère} équation par rapport à x , la seconde par rapport à y et retranchant, on a :

$$\frac{d^2 n_1}{dx^2} - \frac{d^2 n_2}{dy^2} = 0.$$

Or,

$$2n_1 = (n_1 + n_2) + (n_1 - n_2)$$

$$2n_2 = (n_1 + n_2) - (n_1 - n_2)$$

Donc

$$\frac{d^2(n_1 - n_2)}{dx^2} + \frac{d^2(n_1 - n_2)}{dy^2} = \frac{d^2(n_1 + n_2)}{dx^2} + \frac{d^2(n_1 + n_2)}{dy^2}$$

Les 2 dérivées secondes de $(n_1 + n_2)$ sont nulles, donc le premier membre est nul et, à cause de l'homothétie, $n_1 - n_2$ est aussi une fonction linéaire homogène de x et y ; il en est donc de même de n_1 et n_2 séparément.

Il en est de même de t , car en dérivant les 2 équations indéfinies par

rapport à y et x et les additionnant, il vient

$$-\frac{d^2t}{dx^2} - \frac{d^2t}{dy^2} = \frac{d^2(n_1 + n_2)}{dx dy} = 0$$

Donc :

$$n_1 = a_1 x + b_1 y$$

$$n_2 = a_2 x + b_2 y$$

$$t = (\pi - b_2)x - a_1 y$$

(Les coefficients de t étant déterminés pour satisfaire aux conditions d'équilibre). Ces conclusions sont identiques, dans une forme plus générale, à celles de l'étude du § précédent.

Les coefficients se déterminent par les conditions à la surface. Au parement aval, la surface est toujours libre. Les équations d'équilibre interne auprès du parement libre, pour lequel $b=0$, est perpendiculaire au parement, donnent :

$$\left. \begin{array}{l} n_2 \sin i - t \cos i = 0, \text{ d'où } n_2 \operatorname{tg} i - t = 0 \text{ ou } \underline{n_2 m - t = 0} \\ n_1 \cos i - t \sin i = 0, \text{ d'où } n_1 = t \operatorname{tg} i = n_2 \operatorname{tg}^2 i \text{ ou } \underline{n_1 - n_2 m^2 = 0} \end{array} \right\} (1)$$

On en déduit, en tenant compte de ce que $x = my$:

$$\left. \begin{array}{l} a_1 + a_2 m^2 + 2 b_2 m = \pi m \\ a_1 m + b_1 - (a_2 m + b_2) m^2 = 0 \end{array} \right\} \text{ I}$$

Pour le parement amont, s'il est libre, c'est-à-dire si le réservoir est vide, nous aurons les mêmes relations, il suffit de substituer $-n$ à m . Si le réservoir est plein, il y a une pression d'eau ωy normale au parement. Les équations de surface, déduites de l'équilibre du triangle rectangle élémentaire, s'écrivent :

$$\text{ou } \left. \begin{array}{l} \omega y \cos j = n_1 \cos j + t \sin j, \\ \omega y \sin j = t \cos j + n_2 \sin j, \\ t = (\omega y - n_2) n \\ n_1 = \omega y - (\omega y - n_2) n^2 \end{array} \right\} (2)$$

En observant que $x = -ny$, il vient

$$\left. \begin{array}{l} a_1 + a_2 n^2 - 2 b_2 n = -\pi n - \omega n \\ -a_1 n + b_1 - (-a_2 n + b_2) n^2 = \omega (1 - n^2) \end{array} \right\} \text{ (II)}$$

Les systèmes d'équations I et II ne sont pas difficiles à résoudre par éliminations successives, on obtient :

$$a_1 = \frac{\pi}{(m+n)^2} mn(m-n) + \frac{\omega}{(m+n)^3} mn(mn - m^2 - 2)$$

$$b_1 = \frac{\pi}{(m+n)^2} 2m^2n^2 - \frac{\omega}{(m+n)^3} m^2(2mn^2 - 3n - m)$$

$$a_2 = \frac{\pi}{(m+n)^2} (m-n) - \frac{\omega}{(m+n)^3} (n^2 + 3mn - 2)$$

$$b_2 = \frac{\pi}{(m+n)^2} (m^2 + n^2) - \frac{\omega}{(m+n)^3} (m-n - 2m^2n)$$

En faisant $\omega = 0$, on obtient les coefficients relatifs au réservoir vide. On peut donc déterminer les tensions n_1 , n_2 et t en un point quelconque, notamment sur les parements, où il suffit de déterminer n_2 , dont on peut déduire n_1 et t par les relations 1 ou 2, selon que le parement est libre ou mouillé. On en peut déduire aussi les compressions principales; dans le cas du parement libre, c'est

$$\bar{\sigma}_{a \text{ max}} = n_{2a} (1 + m^2).$$

Dans le cas du parement en charge, $\bar{\sigma}_{b m} = n_{2f} (1 + n^2) - \omega y n^2$.

Cette dernière compression est maximum si $\bar{\sigma}_{b m} > \omega y$, c'est-à-dire si $\theta > 1$, sinon elle est minimum et ωy est la compression principale maximum.

Dans le cas du réservoir vide, on a $\bar{\sigma}_{b \text{ max}} = n_{2f} (1 + n^2)$.

On retrouverait identiquement les mêmes formules que dans le § précédent. On établit aisément que dans le cas du réservoir vide, il ne peut naître dans le massif que des compressions.

En effet, les formules générales sont, pour le parement aval

$$n_{2a} = y(a_2 m + b_2) = y \left[\frac{\pi n}{m+n} + \omega \frac{(1-mn)}{(m+n)^2} \right],$$

pour le parement amont

$$n_{2f} = y(-a_2 n + b_2) = y \left\{ \frac{\pi m}{m+n} + \omega \left[1 - \frac{1+m^2}{(m+n)^2} \right] \right\}$$

Dans le cas du réservoir vide, $\omega = 0$ et

$$n_{2a} = \pi y \frac{n}{m+n} > 0$$

$$n_{1a} = n_{2a} m^2 > 0$$

$$n_{2f} = \pi y \frac{m}{m+n} > 0$$

$$n_{2f} = n_{2f} n^2 > 0$$

Donc n_{1a} , n_{2a} , n_{1f} et n_{2f} sont > 0 et comme la variation des tensions est linéaire, n_1 et n_2 sont > 0 dans toute l'étendue du massif.

Dans le cas du réservoir plein, pourqu'il y ait partout compression, il

faut que l'on ait $\sigma_m \geq 0$ ou $n_2 t \geq \omega y \frac{n^2}{1+n^2}$
l'égalité correspondant à $\theta = 0$.

Si on impose une valeur de θ $\sigma_{fm} = \theta \omega y$, d'où $n_2 t = \omega y \frac{\theta + n^2}{1+n^2}$.

La condition de M. M. Lévy est $\theta = 1$, donc $\sigma_{fm} = \omega y = n_2 t$;

on en déduit $\pi - m(m+n) - \omega(1+m^2) = 0$, formule connue.

Si la production de traction est impossible au parement amont, elle est a fortiori impossible en aval, les conditions ci-dessus sont suffisantes.

§ 5. Courbes d'égales fatigues maxima.

Le grand avantage de la méthode est de permettre de donner une représentation continue de la contrainte du barrage, de la manière que nous allons exposer. Appelons a et b les tensions principales en un point quelconque; lorsque les compressions sont toujours positives, la compression maximum en un point $P(x, y)$ est, en vertu de l'équilibre des actions intérieures :

$$\sigma_{max} = a = \frac{n_1 + n_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4t^2}$$

En égalant cette expression à une constante R , on obtient une courbe des points d'égales compressions maxima.

Comme n_1, n_2 et t sont des fonctions linéaires homogènes de x et y , on voit que

$$\sigma_{max} = R,$$

est une équation du 2^d degré et représente une conique. Le développement de l'équation montrerait qu'elle est du genre hyperbole.

En pratique, on trace la courbe par points. Par une demi-droite OP définie par son angle α dont la tangente est posée égale à p , on a :

$$x = py$$

d'où

$$n_1 = y(a_1 p + b_1) = y n'_1,$$

$$n_2 = y(a_2 p + b_2) = y n'_2,$$

$$t = y[(a - b_2)p - a_1] = y t'.$$

Il en résulte que la valeur de y est fournie par

$$2\sigma_{max} = 2a = y [n'_1 + n'_2 + \sqrt{(n'_1 - n'_2)^2 + 4t'^2}] = 2R.$$

On voit que la valeur de y est toujours positive, la courbe traverse tout le massif de parement à parement. Les intersections avec les parements

seront obtenus en égalant à R les expressions de σ_{max} et σ_{max} .

Si le réservoir est vide, on aura pour le parement amont l'équation

$$\sigma_{\text{f.m}} = \pi y \frac{m(1+n^2)}{m+n} = R ;$$

pour le parement aval une équation semblable en permutant m et n . Si le réservoir est plein, on aura pour le parement aval, l'équation

$$\sigma_{\text{am}} = y \left[\frac{\pi n}{m+n} + \omega \frac{1-mn}{(m+n)^2} \right] (1+n^2) = R$$

Pour le parement d'amont :

$$\sigma_{\text{f.m}} = y \left[\frac{\pi m(1+n^2)}{m+n} - \omega \frac{(1-mn)^2}{(m+n)^2} \right] = R$$

Ayant fait le tracé pour une valeur arbitraire de R , on peut en déduire par homothétie les courbes pour toutes les autres valeurs de R , notamment le taux de travail limite. Pour que le profil satisfasse, il faut que la courbe correspondant au taux de travail limite soit en dehors des limites du massif.

Observons que l'ensemble des courbes d'égalité compressions maxima ne dépend que de m , n et du rapport $\frac{\pi}{\omega}$. Il en résulte aussi que pour des valeurs données de $\frac{\pi}{\omega}$ et de n (par exemple $n=0$), ces courbes sont entièrement déterminées par la valeur de θ , qui détermine m . L'observation est générale et s'applique à toutes les courbes définies ci-après.

Dans le cas particulier en $\theta=1$, les courbes d'égalité compressions max. sont des droites. Pour que ces courbes soient des droites, il faut et il suffit que $(n_1 - n_2)^2 + 4t^2$ soit toujours un carré parfait. Or, l'expression développée de cette fonction est

$$x^2 [(a_1 - a_2)^2 + 4(\pi - b_2)^2] + y^2 [(b_1 - b_2)^2 + 4a_1^2] + 2xy [(a_1 - a_2)(b_1 - b_2) - 4(\pi - b_2)a_1].$$

Il faut donc que

$$[(a_1 - a_2)(b_1 - b_2) - 4(\pi - b_2)a_1]^2 = [(a_1 - a_2)^2 + 4(\pi - b_2)^2][(b_1 - b_2)^2 + 4a_1^2],$$

ce qui se réduit à $a_1(a_1 - a_2) + (\pi - b_2)(b_1 - b_2) = 0$.

Or, dans le cas où $\theta=1$, on a au parement amont $n_1 = n_2$ et $t=0$, $x = -ny$, d'où

$$-a_1 n + b_1 = -a_2 n + b_2,$$

$$-(\pi - b_2)n - a_1 = 0,$$

d'où $n = \frac{-a_1}{\pi - b_2} = \frac{b_1 - b_2}{a_1 - a_2}$ et $a_1(a_1 - a_2) + (\pi - b_2)(b_1 - b_2) = 0$.

Donc la condition pour que les courbes d'égalité compressions maxima soient des droites est réalisée quand $\theta=1$.

Lorsque le réservoir est vide, la condition devient

$$\frac{n^2 m n}{(m+n)^2} (mn-1) = 0$$

et ne pourrait être réalisée que si $n=0$, les conditions $m=0$ et $mn=1$ étant incompatibles avec les dimensions des barrages en maçonnerie.

Comme n est toujours en pratique très peu supérieur à 0, on voit que les courbes d'égalles compressions maxima sont quasi des droites.

En un point $P(x, y)$ le cisaillement max a pour valeur

$$\tau = \frac{a-b}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4t^2}$$
 (il est dirigé, suivant les bissectrices des directions principales)

En égalant cette expression à une constante C , on aura l'équation d'une courbe d'égal cisaillement maximum; les autres s'en déduisent par homothétie. Ce sont, en général, des axes d'ellipse, lorsque $\theta=1$, ce sont des droites. Si le danger de rupture provient du cisaillement, la courbe relative au cisaillement limite doit être en dehors du massif.

Mais cette condition est excessive, selon l'observation de M. M. Lévy. Il n'y a, en effet, jamais de cisaillement simple, mais les efforts tangentiels sont toujours accompagnés de pressions, qui développent des frottements antagonistes dans les surfaces de glissement. Ce qu'il faut limiter, c'est ce que l'on peut appeler le cisaillement effectif, soit $t = nt \cos \varphi$, φ étant l'angle de frottement des matériaux sur eux-mêmes.

La valeur max du cisaillement effectif est

$$\frac{1}{2 \cos \varphi} [(a-b) - (a+b) \sin \varphi] = \frac{1}{2 \cos \varphi} [\sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4t^2} - (n_1 + n_2) \sin \varphi].$$

Elle agit sur une facette dont la direction fait un angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ avec la plus grande a des 2 actions principales. En égalant l'expression du cisaillement effectif max à une constante C , on obtient l'équation d'une courbe d'égaux cisaillements effectifs maxima; les autres s'en déduisent par homothétie. Ce sont des coniques du genre hyperbole, qu'on peut tracer point par point. Lorsque $\theta=1$, ce sont des droites. Mais le signe de la parenthèse que forme le coefficient de y pour une direction donnée $x = py$ peut varier et il n'est donc pas certain que pour une direction quelconque tracé dans l'intérieur du massif, on obtienne un y

positif. Les courbes d'égaux cisaillements effectifs maxima peuvent donc ne pas traverser le massif de parement à parement. Ces courbes limites sont des droites issues de 0 correspondant à $C=0$ et dont les coefficients angulaires sont les valeurs de p qui rendent nul le coefficient de y . Il peut y en avoir 2. L'équation de ces courbes peut se mettre sous la forme :

$$a - b \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}.$$

En comparant à $a = R$,

équation des courbes d'égaux compressions maxima, on voit que dans leurs branches utiles, les courbes de cisaillement effectif sont situées en dessous des courbes de compressions totales pour lesquelles $R = \frac{2 C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$, les points sur les parements libres étant communs, puisqu'en ces points $b=0$. Or, pour les maçonneries, les valeurs limites de R et de C satisfont généralement à $R < \frac{2 C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$.

Donc la stabilité au cisaillement effectif est assurée si celle à la compression l'est. Pour $\text{tg } \varphi = 0,75$, valeur moyenne, on trouve $R = 4C$.

§ 6) Lignes de propagation des fatigues maxima.

Les courbes d'égaux fatigues maxima définies dans le § précédent donnent une représentation continue de l'état de contrainte du barrage et permettent de vérifier sa stabilité. Il est utile cependant de les compléter par le tracé des lignes de propagation des fatigues maxima, qui sont les enveloppes de ces tensions maxima et qui donnent une représentation continue de la propagation des contraintes et des modes de rupture possibles de l'ouvrage.

En effet, selon l'observation de M. Figeaud, la rupture éventuelle ne se produira pas suivant une courbe d'égaux fatigues maxima, pour la raison qu'elle doit commencer en un point correspondant à une moindre résistance ou à une contrainte supérieure locale. Cette rupture élémentaire modifie l'état de contrainte au voisinage et modifie donc les lignes d'égaux contraintes maxima. La rupture élémentaire ou tendance à la rupture est liée à la direction de la contrainte maximum qui la provoque. La conception physique du phénomène, corroborée par l'expérience et les

études photoélastométriques, indique que les nouvelles contraintes maxima locales se succèdent de proche en proche suivant leurs directions antérieures; en d'autres termes, que les ruptures se produiront suivant des lignes de propagation ou enveloppes des fatigues maxima.

Correspondantes aux courbes du § précédent, on distingue:

1°) Les lignes enveloppes des tensions principales ou lignes isostatiques qui forment 2 familles orthogonales. Celles relatives aux tensions principales maxima sont dites de la 1^{ère} espèce, les autres de la 2^e espèce.

2°) Les lignes de cisaillement ou glissement sont les enveloppes des tensions tangentielles maxima, elles forment 2 familles orthogonales, coupant à 45° les lignes isostatiques.

3°) Les lignes de cisaillement ou glissement effectif, enveloppes des actions maxima de cisaillement effectif, forment 2 familles de courbes inclinées de $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ sur les lignes isostatiques de 1^{ère} catégorie.

Les deux dernières espèces de lignes se déduisent donc très simplement des premières par la considération des angles; nous n'étudierons donc que les propriétés des lignes isostatiques.

L'angle ω de la tension principale σ avec la direction OX horizontale est donné par

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{\sigma_2 - \sigma_1 + \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4t^2}}{2t}$$

L'équation différentielle des lignes isostatiques est $\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \omega$.

Cette équation est intégrable. Je me réfère à ce propos à l'ouvrage de M. Tigeaut, sans entrer dans les développements qui sont sans utilité pour la suite. Nous pouvons déduire plusieurs conclusions intéressantes de l'équation différentielle même.

Lorsque le massif est à l'abri des sous-pressions ($\theta > 1$), ou bien à vide, les tensions principales maxima aux parements leur sont parallèles. Donc les 2 parements sont des lignes isostatiques de première espèce. Il résulte de ce fait par homothétie, que toutes les courbes de cette espèce doivent se rencontrer au sommet. En outre, elles doivent y avoir une tangente commune OT. Soit α son angle avec la verticale; son équation est

$$x = y \operatorname{tg} \alpha = py.$$

En chacun des points, on a :

$$\omega = \frac{\pi}{2} - \alpha,$$

Donc

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{2t}{r^2 - 1}.$$

Or,

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{2t}{r_1 - r_2} = \frac{2[(\pi - b_2)r - a_1]}{(a_1 - a_2)r + (b_1 - b_2)},$$

Donc

$$\frac{r}{r^2 - 1} = \frac{(\pi - b_2)r - a_1}{(a_1 - a_2)r + (b_1 - b_2)}.$$

Cette équation est du 3^{me} degré ; on en connaît 2 racines : $r = m$ et $r = -n$. La troisième s'obtient alors aisément, on trouve :

$$r = \frac{\pi(m-n)(m+n) + \omega(mn - m^2 - 2)}{2\pi(m+n)mn + \omega(m-n - 2m^2n)}.$$

Donc, lorsque $\theta > 1$ ou à vide, les lignes isostatiques de 1^{ère} espèce ont la forme d'arcs analogues à des hyperboles, tangents à OT et asymptotiques aux 2 parements. Les courbes isostatiques de seconde espèce sont perpendiculaires aux premières et traversent donc tout le massif en aboutissant normalement aux parements.

Les lignes de glissement max. traversent donc aussi tout le massif. Elles forment deux familles orthogonales de courbes inclinées à 45° sur les lignes isostatiques et aboutissent donc aux parements sous des angles de 45°.

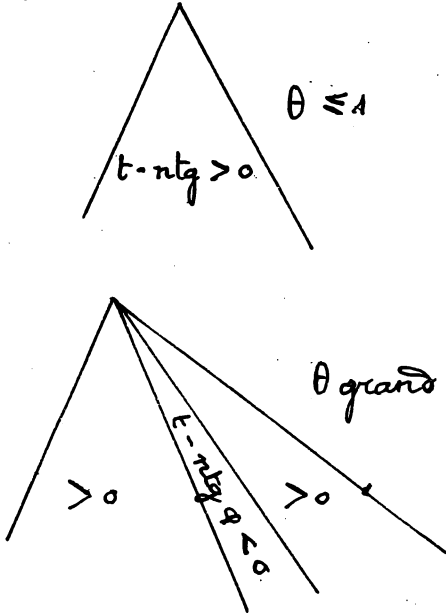
Les lignes de cisaillement effectif traversent théoriquement tout le massif et forment 2 familles de courbes inclinées de $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ sur les lignes isostatiques de 1^{ère} espèce. Elles aboutissent donc aux parements sous des angles égaux à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Mais elles ne sont réelles que si $t - n \operatorname{tg} \varphi > 0$, donc dans l'angle positif des deux droites $C = 0$.

En dehors de cette zone, elles sont fictives, $t - n \operatorname{tg} \varphi$ étant négatif. La disposition de cette zone dépend du cas de charge et des valeurs de m , n et $\frac{\omega}{\pi}$, donc de θ , ainsi que de la valeur de φ , qui ne dépend que de la nature des matériaux. Les zones de glissement effectif négatif sont naturellement d'autant plus grandes que φ est plus grand.

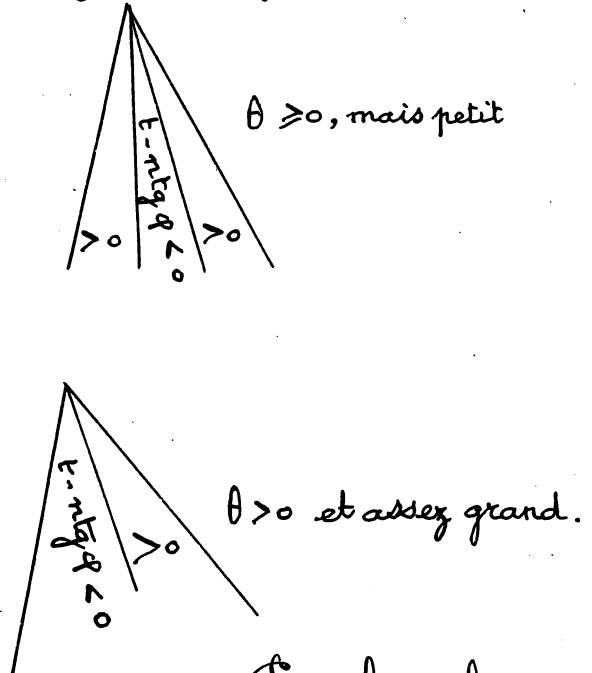
Dans le cas du réservoir vide, pour les valeurs nouvelles de φ et de $\frac{\omega}{\pi}$, cette zone ne peut exister dans l'intérieur du massif que pour des valeurs de θ sensiblement supérieures à 1, donc inusitées.

Dans le cas du mur en charge, cette zone est totalement dans l'intérieur

Réservoir vide



Mur en charge.



Du mur pour des valeurs de θ peu supérieures à 0. Pour les valeurs de θ assez supérieures à 0, une des droites $C=0$ sort du mur vers l'amont et la région des $t - ntg \varphi$ négatifs s'étend du parement amont vers l'aval sur une étendue d'autant plus grande que θ est plus grand. C'est notamment le cas pour $\theta = 1$. Mais le parement aval est toujours en dehors de la zone négative car, en tout point d'un parement libre $b=0$, donc

$$(t - ntg \varphi)_{\text{max}} = \frac{a}{2 \cos \varphi} (1 - \sin \varphi) > 0.$$

Quoique les lignes isostatiques, et partant aussi les lignes de glissement, soient des droites, il faut que ω soit constant, donc aussi

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{2t}{\pi_1 - \pi_2} = \frac{2(\pi - b_2)x - a_1 y}{(a_1 - a_2)x + (b_1 - b_2)y} = c^t$$

ce qui exige que

$$\frac{\pi - b_2}{a_1 - a_2} = - \frac{a_1}{b_1 - b_2},$$

condition qui est réalisée, ainsi que nous l'avons vu, lorsque $\theta = 1$ en charge. La valeur constante de ω pour les lignes de première espèce est nécessairement égale à i , angle d'inclinaison du parement aval, qui appartient à la famille. Le parement amont n'en fait pas partie, c'est une ligne singulière, en chaque point de laquelle toutes les tensions de compression sont égales. Le tracé des lignes isostatiques de 2^e espèce et des lignes de glissement s'en déduit immédiatement.

Quoique $\theta < 1$, le parement aval reste toujours une ligne isostatique de

première espèce ; les lignes isostatiques de 2^{de} espèce y aboutissent normalement. Mais, au parement amont, la pression principale maximum est la pression hydrostatique. Donc le parement amont est une ligne isostatique de 2^{de} espèce et les lignes de 1^{re} espèce y aboutissent normalement. Donc les lignes isostatiques forment 2 familles de courbes orthogonales. Celles de 1^{re} espèce partent normalement du parement amont et sont asymptotiques au parement aval. Inversement, celles de 2^{de} espèce partent normalement du parement aval et sont asymptotiques au parement amont. Les lignes de propagation des fatigues maxima et les courbes d'égales fatigues maxima forment un réseau qui donne une représentation très figurative du mode de résistance du barrage. Les observations photoélastométriques confirment le tracé purement rationnel qui vient d'être étudié. A la suite des recommandations de la circulaire française, le tracé de ces lignes est devenu habituel dans l'étude des barrages. Il n'est cependant pas indispensable, car nous avons montré que les méthodes ordinaires de la résistance des matériaux permettent une vérification suffisante de la stabilité des murs de barrages.

Mais l'étude élastique est très intuitive ; elle donne une base sûre et digne de confiance aux calculs de stabilité et, en outre, des renseignements précieux pour l'exécution de la construction. Par exemple, il est recommandable d'établir la fondation suivant des pentes normales aux lignes isostatiques de 1^{re} espèce. Dans l'exécution, il faut établir des joints de reprise orientés suivant les lignes isostatiques de 2^{de} espèce et d'éviter les directions de glissement. Suivant la décroissance des fatigues, on peut réduire la résistance du béton, donc le dosage vers la partie supérieure. On est renseigné sur les résistances requises par les lignes d'égales compressions maxima, etc...

Enfin, dans le cas d'exhaussement de barrages, de renforcements de barrages insuffisants ou d'accident, les lignes d'égales fatigues maxima et de propagation de ces fatigues constituent des éléments d'appréciation tout-à-fait sûrs.

§7) Méthode graphique de tracé des courbes.

M. G. Eigeart préconise le tracé par points des diverses courbes; leurs coordonnées étant déterminées par le calcul. Il suffit d'ailleurs de tracer une seule courbe de chaque espèce; les autres s'en déduisent par homothétie.

L'ouvrage de M. Koehlin contient des exemples de ces calculs. On les dispose en tableaux; ils sont néanmoins relativement compliqués, comme il résulte d'ailleurs des formules des § précédents.

Je pense qu'il est plus simple d'employer une méthode graphique basée sur l'identité des résultats de la méthode élastique et de la méthode ordinaire de la résistance des matériaux, dans le cas du profil triangulaire.

Dans une section horizontale quelconque, la méthode de la résistance des matériaux permet de déterminer facilement la loi de n_2 (loi du trapèze, en général), à vide et en charge.

Je puis en déduire les lois de n_1 et de t pour tous les points de la même section. Nous savons, d'après la théorie de l'élasticité, que ces lois sont linéaires et je puis, d'après les mêmes théories, en déterminer les valeurs pour des parements.

En effet, près du parement aval, toujours libre :

$$n_1 = n_2 m^2$$
$$t = n_2 m.$$

Les mêmes formules s'appliquent au parement amont, s'il est libre; il suffit de substituer $-n$ à m .

Si le parement amont est en charge,

$$n_1 = \omega y + (n_2 - \omega y) n^2,$$
$$t = (\omega y - n_2) n.$$

Il est important de considérer les tensions avec leurs signes exacts, notamment les tensions tangentielles, dont le signe est conventionnel.

Près du parement aval, les tensions tangentielles exercées par la partie supérieure du mur sur la partie inférieure sont toujours dirigées vers l'aval. Près du parement amont, il en est de même lorsque $\omega y > n_2$ et inversement lorsque le réservoir est vide ou que $\omega y < n_2$, donc $\theta < 1$.

En chaque point d'une section horizontale, nous pouvons donc connaître

n_1, n_2 et t . Nous pouvons donc déterminer en grandeur et direction

- 1) Les compressions principales.
- 2) Les tensions tangentielles maxima.
- 3) Les cisaillements effectifs maxima.

Donc, nous déterminons ainsi en chaque point de la section :

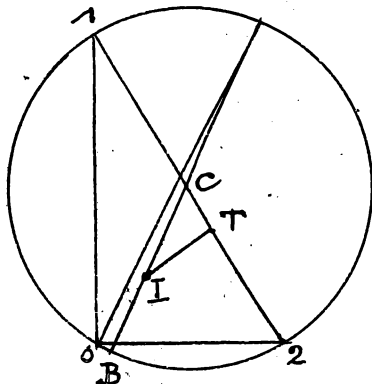
- 1°) Un point σ d'une courbe d'égale compression maxima de valeur connue ;
- 2°) une tangente à chacune des lignes isostatiques passant par ce point ;
- 3°) un point σ d'une courbe σ d'égales tensions tangentielles maxima, de valeur connue ;
- 4°) une tangente à chacune des lignes de glissement maximum passant par ce point ;
- 5°) un point σ d'une courbe σ d'égale cisaillement effectif maximum ;
- 6°) une tangente à chacune des lignes de cisaillement effectif passant par ce point.

Ces éléments sont établis pour les deux points des parements et quelques points intermédiaires. Par suite des propriétés d'homothétie, on peut en déduire tous les points ou tangentes que l'on désire sur les demi-droites issues du sommet et passant par les points de la section horizontale ; on peut donc tracer les réseaux des courbes.

On pourrait effectuer toutes les opérations en chaque point de la section horizontale par le calcul. Cette manière de procéder est plus simple que celle de calculer les équations des courbes. Dans le cas où $\theta = 1$, le mur étant en charge, il suffit de calculer quelques tensions près des parements pour pouvoir tracer toutes les familles de droites.

Dans un cas quelconque, le procédé graphique exposé ci-après est plus simple et plus rapide. L'imprécision relative des méthodes graphiques est sans importance, puis que les courbes ont surtout un but qualitatif.

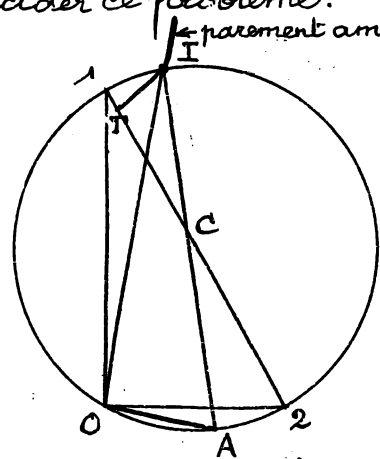
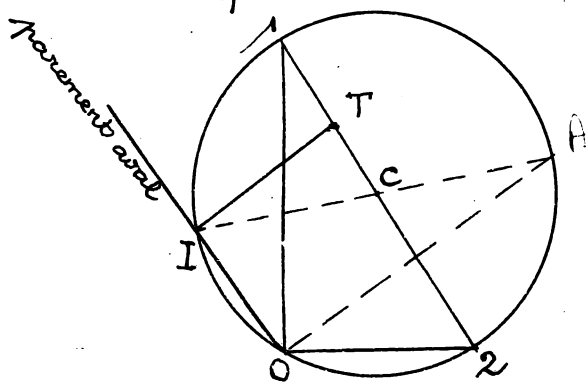
Connaissant en un point les tensions n_1, n_2 et t , nous pouvons déterminer aisément tous les éléments de la sollicitation plane par le diagramme du cercle (voir cours de terrassements de 2^e année).



On trace un cercle de rayon égal à $\frac{n_1 + n_2}{2}$, de centre C. Par un point O quelconque, on mène deux cordes, l'une horizontale O2, l'autre verticale O1. Sur le diamètre O1C on détermine le point T tel que $\frac{1}{T_2} = \frac{n_1}{n_2}$. On élève une perpendiculaire TI à ce diamètre et on y porte $TI = t$. Le point I est le centre d'involution des tensions

conjuguées et permet de déterminer, en grandeur et direction les tensions principales, le glissement effectif maximum, etc... Le seul point délicat est de déterminer dans quel sens il faut porter TI sur la perpendiculaire à partir de T. Les observations faites sur le sens des tensions tangentielles dans le § précédent permettent d'éclaircir ce problème.

parement aval libre



parement amont libre

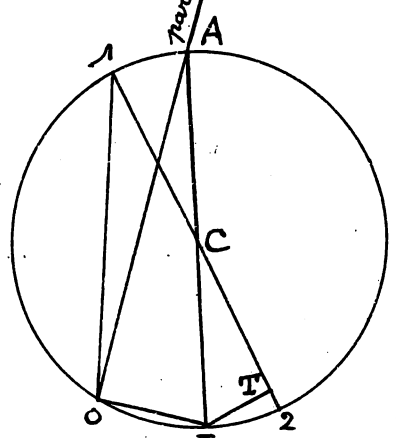
Une autre manière de procéder est d'opérer d'abord aux 2 parements, où l'ambiguïté est facile à lever. On observe de quelle manière le diagramme du cercle s'est modifié d'un parement à l'autre, et on en déduit, par continuité, quelle est la position convenable du centre d'involution I pour les diagrammes intermédiaires.

Partant d'un parement libre, par exemple celui d'aval, qui est toujours libre, la forme du diagramme est particulièrement simple. On connaît la direction de a confondue avec celle du parement et on sait que $b = 0$, donc I est sur le cercle.

On détermine donc le point T comme précédemment. On trace une corde OA perpendiculaire à la direction du parement et le diamètre CA, dont l'autre extrémité sur le cercle est le centre d'involution I. Comme

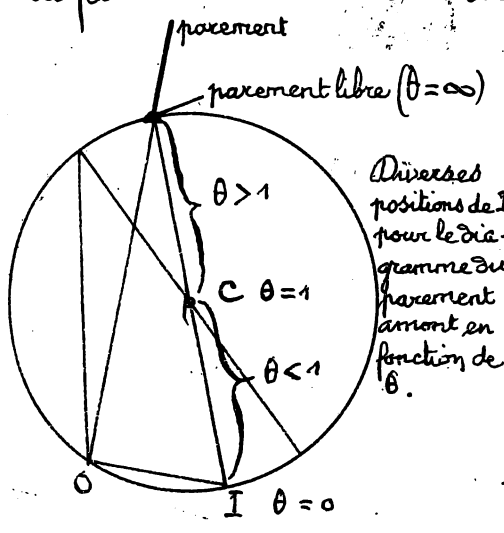
vérification, IT doit être perpendiculaire à $2C_1$; OI est parallèle au parement.

Parement amont en charge. $\theta = 0$



La même construction s'effectue au parement amont, s'il est libre. Si le parement amont est en charge, la position de I est complètement déterminée par la valeur de θ . Si $\theta = 0$, on a $b = 0$, $a = \infty$ et est perpendiculaire au parement. Donc, par O on mène une parallèle OA au parement et I se trouve à l'extrémité opposée du ϕ ACI. La même vérification graphique doit se présenter pour la perpendicularité de TI sur $2C_1$. I est donc sur le cercle.

Si $\theta > 0$, I est à l'intérieur du cercle et occupe le centre du cercle lorsque $\theta = 1$. Donc alors, toutes les tensions sont purement normales près du parement amont lorsque $\theta = 1$.



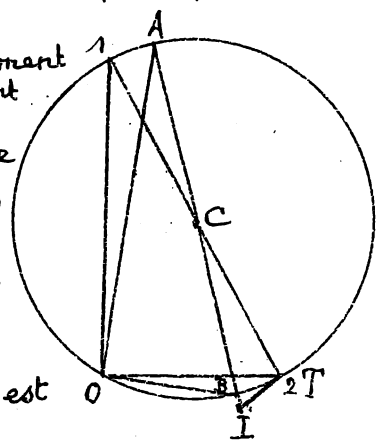
Diverses positions de I pour le diagramme du parement amont en fonction de m et θ .

Observons qu'au parement amont, les tensions principales sont toujours parallèles et perpendiculaires au parement, donc lorsque θ varie, I se déplace toujours sur le même diamètre sous-tendant l'angle droit de son sommet O dont les côtés sont parallèles et perpendiculaires au parement. On en déduit les positions correspondantes de T et l'on voit que le sens de IT change suivant que θ est

$<$ ou $>$ 1. On voit que ce diagramme et celui du parement aval toujours libre montrent très nettement dans quel sens il faut porter IT pour un point intermédiaire entre les deux parements.

Le diagramme du cercle montre que la condition ancienne de stabilité suffisante, qui était satisfaite par la loi du triangle pour n_2 , est dangereuse. En effet, si au parement amont $n_2 = 0$, cela signifie que T est sur le cercle, donc I est

Parement amont en charge $n_2 = 0$



en dehors du cercle et il naît des extensions et des tensions purement rasantes, dont l'une d'elles agit d'ailleurs suivant la direction horizontale. Toutefois, si le parement est vertical, alors I est sur le cercle.

Enfin, une petite difficulté peut naître lorsque l'une des valeurs de n_1 , n_2 ou t est très faible. Le dessin peut être alors imprécis. On calculera alors l'angle ω de la tension principale α avec la direction OX horizontale par la formule

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{n_2 - n_1 + \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4t^2}}{2t} \quad \text{ou} \quad \operatorname{tg} 2\omega = \frac{2t}{n_1 - n_2} \quad \text{selon les cas,}$$

et on tracera cet angle, ce qui détermine complètement le diagramme.

Les glissements effectifs maxima se déterminent par les segments capables de φ tracés sur CI, selon la théorie du diagramme du cercle.

§ 8. Application à la stabilité des digues en terre.

Le profil des digues en terre est le plus souvent sensiblement triangulaire. On peut étendre à ces digues les méthodes précédemment exposées pour les murs en maçonnerie. Cependant, les inclinaisons des talus sont déterminées par les conditions d'équilibre particulières, qui limitent leur pente. Il en résulte que m et n sont toujours > 1 et que les digues en terre sont largement à l'abri des sous-pressions. Cette conclusion n'est toutefois valable que pour une terre imperméable et compacte. Elle est réalisée dans les meilleures conditions par un corroi de composition convenable et bien comprimé. Le tracé des différentes courbes d'efforts internes maxima et de propagation de ces efforts s'effectue de la manière indiquée précédemment. Toutefois, pour les digues en terre, on peut se borner au tracé des courbes relatives au cisaillement effectif, ce qui correspond à la règle de Coulomb pour l'équilibre des terres $n \operatorname{tg} \varphi + C > t$. On a, en effet, pour les terres

$C = 2 \text{ à } 3 \pi$, $\varphi = 15^\circ$ en moyenne; donc $\frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 5,20 \text{ à } 7,80 \pi < R$.
 R est de l'ordre de $> 10 \pi$. La stabilité se détermine donc par la limitation des glissements effectifs maxima. Mais nous avons indiqué que l'application de la théorie de l'élasticité aux massifs en maçonnerie est assez hypothétique; a fortiori donc, son application aux terres. \square

faut être circonspect dans l'emploi de la méthode, la limiter aux seules terres cohérentes et contrôler toujours, soigneusement, par exemple, par comparaison avec les ouvrages établis, le caractère plausible des résultats.

Pour les terres pulvérulentes, l'application pure et simple de cette méthode ne convient pas. Il faut s'inspirer des considérations émises dans le cours de terrassements au sujet de l'équilibre des massifs de terre dépourvus de cohésion, notamment au sujet des massifs triangulaires. On aura notamment recours aux surfaces de discontinuité. Par exemple, pour le massif triangulaire, on considère les deux talus comme des portions de massifs plans indéfinis, limités aux surfaces de rupture correspondantes passant par la crête. Leur équilibre s'exprime par trois conditions à la surface et $\theta = \varphi$ à la surface de rupture. Entre les 2 surfaces de rupture subsiste un 3^e massif dont l'équilibre est aussi complètement déterminé. Cette considération de surfaces de discontinuité est physiquement justifiée par le fait qu'elle correspond à des ruptures externes qui peuvent se produire par le tassement.

Chapitre III

Construction des barrages de réservoirs.

§1. Barrages en maçonnerie. Ils sont de types divers, dont le plus répandu est celui du mur à gravité. Une question importante est celle des matériaux à mettre en œuvre, tant en vue de la résistance que de l'étanchéité. D'une manière générale, on peut dire qu'il faut des matériaux durs et compacts et du mortier de ciment résistant et étanche. Enfin, il faut tenir compte des sujétions provenant de la mise en œuvre de cubes énormes de matériaux dans des vallées abruptes et d'accès souvent difficile.

Le béton répond actuellement le mieux à tous ces desiderata. Il est résistant, homogène, étanche en grande masse. Sa confection et sa mise en œuvre sont faciles, notamment la mise en place par la gravité du béton

fluide, qui commence à se répandre d'après la pratique américaine. On peut y noyer un cube assez important de gros moellons provenant de la fouille, par exemple.

Pour de tels ouvrages, qui contiennent des milliers de mètres cubes de béton, il est indispensable de faire des études précises sur les qualités des constituants du béton, sur sa résistance et son étanchéité en fonction du dosage et de la consistance. La fluidité est évidemment désavantageuse au point de vue de la résistance, mais on peut compenser cet inconvénient dans une certaine mesure par une étude sérieuse du dosage granulométrique minéral. Ce point est notamment très important pour les bétons coulés, afin d'éviter la séparation des constituants. Le béton présente cependant quelques inconvénients. Les énormes parements uniformes sont très vilains; le travail superficiel du béton ne peut corriger cette impression pour de si grandes surfaces. Une disposition avantageuse consiste à revêtir le parement aval en maçonnerie cyclopienne, qui forme coffrage pour le béton fluide en cours d'exécution.

Un autre inconvénient du béton est celui du retrait, qui crée le danger de grandes tensions internes et de fissures. On y pare par des joints de contraction pendant la construction. Cette contraction est d'ailleurs tempérée dans l'intérieur de la masse par la chaleur de prise, qui élève la température de 20 à 30°. Elle est surtout sensible dans les parties les plus minces, c'est-à-dire jusqu'à une vingtaine de mètres sous le couronnement. Ces joints peuvent aussi servir aux dilatations thermiques. Mais là encore, il faut observer que les variations sont surtout superficielles et n'affectent guère l'intérieur dans les parties épaisses. Certains ingénieurs considèrent donc que les joints ne doivent pas descendre à plus d'une vingtaine de mètres sous le couronnement. Cependant, la plupart des ouvrages français et italiens ont des joints sur presque toute la hauteur. Ces joints sont verticaux et présentent des chicanes. Après le retrait ou après des fissurations thermiques, on les obture d'ailleurs à l'aide de ciment ou de mortier liquide. Dans certains cas on laisse les joints ouverts et on y place des dispositifs spéciaux d'étanchéité appliqués par la pression

de l'eau : barre d'étanchement en béton armé, joint d'asphalte, etc.. Souvent, immédiatement en aval de ce dispositif, on établit un conduit de drainage recueillant les eaux d'infiltration et les écoulant au pied du barrage.

Enfin, il faut être très circonspect dans l'emploi de béton sous de faibles épaisseurs dans les pays à climat très rigoureux, à cause de l'action du gel. Il peut être bon de protéger la partie supérieure, qui peut être mise à sec, par un revêtement de pierres dures.

§ 2. Bouillages à gravité. - Le parement amont a toujours une inclinaison très faible et voisine de la verticale. Il est parfois revêtu, cela ne paraît cependant utile qu'à la partie supérieure dans les conditions précitées. Le parement aval a une inclinaison variant de 0,7 à 0,1 généralement. Il peut être revêtu pour les raisons précitées.

La fondation et les ouvrages sont faits dans les conditions indiquées; il y a intérêt à approfondir la fondation surtout en amont, tant au point de vue des sous-pressions que des glissements.

En plan, la forme est rectiligne ou légèrement en courbe concave vers l'amont. La courbure doit d'ailleurs être très faible, afin que les conditions de stabilité du mur, étudié comme rectiligne, ne soient pas sensiblement altérées. Cette courbure semble favorable pour réduire le danger de fissures thermiques. On prend généralement le rayon égal à la corde ou supérieur. L'épaisseur du couronnement augmente généralement avec l'importance de l'ouvrage, bien qu'elle en soit, en principe, indépendante.. 3 m. semble un minimum; 5 m. est une valeur moyenne. Les dimensions du couronnement dépendent évidemment des circonstances, mais on peut s'inspirer des formules ci-après de Rehbock:

$$\text{largeur } b = \frac{H}{15} + 1,80, \quad (H = \text{hauteur d'eau})$$

$$\text{revanche } h = \frac{H}{15} + 0,30,$$

de telle sorte que $b = h + 1,50$. Le couronnement de la digue est toujours utilisé pour la circulation, au moins de service. Mais on y établit fréquemment une route publique. On peut, pour ne pas exagérer la largeur

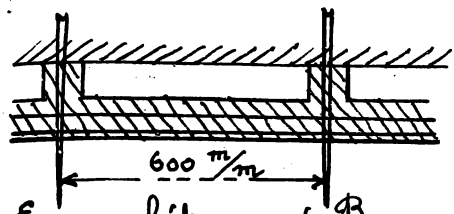
du mur en crête, établir la chaussée en partie sur des arcades, vers l'aval, qui prennent appui par des piles en forme de nervures sur le parement aval. Cette disposition donne un couronnement satisfaisant pour l'aspect du parement su.

Le déversoir doit être établi de manière à éviter toute submersion du mur, d'après les calculs hydrauliques du réservoir. Il est généralement unique et se place latéralement; la continuité de la voie, sur le couronnement étant assurée par une voûte en maçonnerie ou un pont en béton armé. Le déversoir doit être constitué de telle sorte que l'énergie que l'eau posséderait encore au bas de la chute ne puisse être nuisible à l'ouvrage. Il suffit pour cela que le déversoir aboutisse à une certaine distance en aval du pied du mur. Il peut être établi parfois en partie sur le versant rocheux de la vallée, même en souterrain.

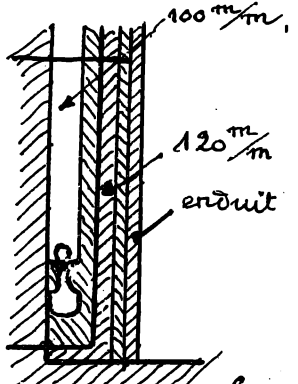
Les appareils de prise d'eau sont décrits plus loin.

Un point important est celui du drainage. En vue de pouvoir réaliser en toute sûreté $\theta < 1$, mais même pour des valeurs assez élevées de θ , en vue de la conservation de la maçonnerie, on dispose en arrière et à proximité du parement amont des puits et des galeries de drainage, accessibles par des échelles et des escaliers, de manière à pouvoir être visités et entretenus. Une grande galerie de base sert de collecteur, d'où l'eau s'écoule vers l'aval par une conduite spéciale. De cette manière, les sous-pressions sont pratiquement annulées à quelque distance du parement. D'autre part, le débit des drains renseigne sur l'état du parement amont et permet de localiser des dérangements sans mise à sec. Il n'est pas permis d'affirmer un avantage certain de ces dispositifs, mais ils semblent constituer, en tous cas, une utile précaution et sont recommandés à ce titre par la circulaire ministérielle française.

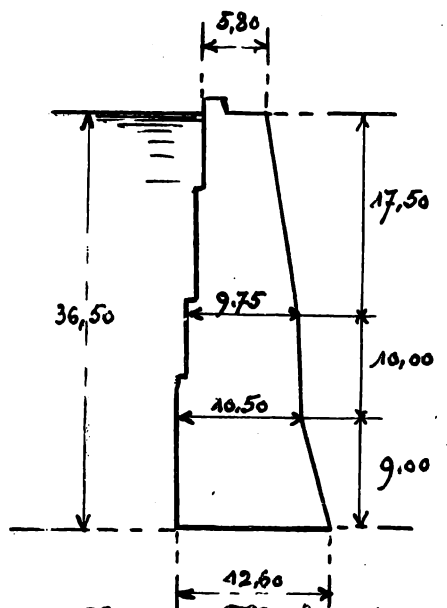
Ce drainage est dérivé du masque protecteur imaginé par M. M. ^{de} et qui consiste à établir en avant du parement amont et prenant appui sur lui, une paroi complète formée de voûtes accolées à axes verticaux presque, de faible ouverture. Elle réserve donc entre elle et le parement, un série de vides réunis à la base par un aqueduc collecteur. Ce masque per



Ecran en béton armé. Barrage de La Mouche près de Langres (Fg.)



être établi après coup pour la protection d'anciens murs, mais rien n'empêche d'employer ce dispositif pour de nouveaux murs; il a l'avantage de protéger le parement des actions directes et de réduire le dan-



Mur de Echolonet.

ger et les conséquences de fissures quelconques. Cet écran peut être aussi en béton armé. Enfin ce drainage peut s'étendre jusqu'au joint de fondation, il permet alors de compter avec assez de certitude sur l'absence de sous-pressions dans le joint de fondation.

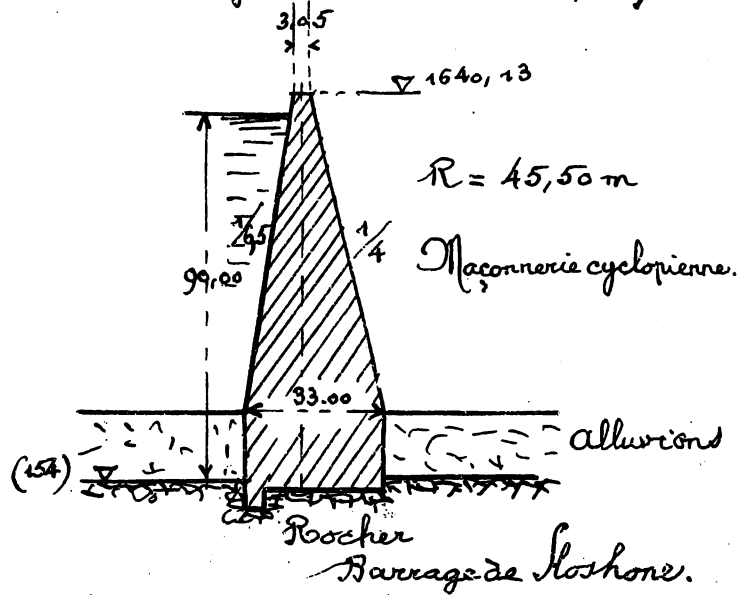
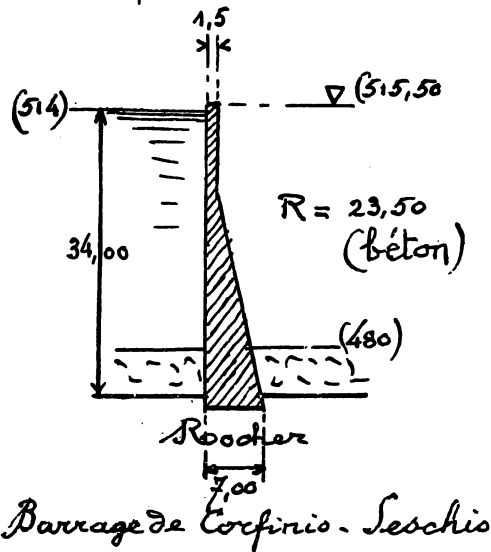
§ 3. Barrages-voûtes.

Lorsque la vallée à barrer est très étroite, de largeur inférieure à la hauteur, l'idée se présente naturellement de construire le barrage comme une voûte à axe vertical ou très incliné prenant appui sur les versants abrupts de la vallée. Le premier ouvrage de ce genre fut construit en Provence, en 1830, par l'ingénieur Fola, à Echolonet. La hauteur est de 36,50 m; le rayon de 48 m. De nombreux autres ont été réalisés dans la suite.

Les dimensions transversales de ces ouvrages sont beaucoup plus réduites; ils sont donc beaucoup plus économiques. Le parement amont est généralement vertical et le parement aval beaucoup moins incliné que dans les barrages à gravité. Les contraintes dues au poids propre sont à peu près les mêmes. En charge, il s'y ajoute les fatigues dues à l'action de la voûte. Par suite de la grande étendue transversale de la voûte et de la sollicitation non uniforme de la pression hydrostatique, le calcul s'effectue d'une manière particulière d'après la méthode générale

applicable aux ouvrages composés.

On considère qu'en charge, les déformations de la voûte exercent des effets tant longitudinaux que transversaux et correspondent donc à une certaine répartition de la charge totale entre les tranches horizontales agissant comme voûtes et les tranches verticales agissant comme un mur à gravité. Il est certain que l'effet voûte est prédominant quand l'épaisseur du mur et le rayon de courbure sont faibles et d'autant plus que le rapport de cette épaisseur au rayon de courbure est plus faible.



Inversement, l'effet de la gravité l'emporte si les épaisseurs et le rayon sont élevés. Pratiquement, on peut le considérer seul dès que l'épaisseur dépasse $\frac{1}{6}$ à $\frac{1}{5}$ du rayon d'extrados. Un tel mur reçoit en crête une épaisseur minimum et qui augmente vers la base. Il en résulte que le rapport de l'effet-voûte à l'effet gravité décroît du sommet à la base du mur.

Pour le calcul, on considère les tranches verticales du barrage comme des poutres droites encastrees à la base et fléchies sous l'action d'une pression normale x , p étant la pression hydrostatique totale et $p-x$ la part de cette pression supportée par l'effet-voûte.

Le déplacement horizontal suivant l'alignement d'une force X quelconque est d'après le théorème de Castigliano :

$$\eta = \int_0^y \frac{M}{EI} \frac{dM}{dx} dy = \int_0^M \frac{M}{EI} \frac{dM}{x}$$

Ce déplacement doit être égal à la flèche que présente au même point

la voûte supportant une charge unitaire $(p-x)$. On doit donc exprimer les déformations de la voûte en fonction de $(p-x)$ en la considérant comme un arc élastique encastré. Il en résulte que la déformation de la voûte est plus petite aux naissances qu'à la clef; le calcul se complique encore par le fait que α est variable de la clef aux naissances pour une même branche de voûte.

Mais observons, que les pressions sont normales; l'axe de la voûte doit donc être rationnellement circulaire. Pour un calcul d'avant-projet, on peut considérer la voûte comme d'épaisseur constante et uniformément sollicitée

Par raison de symétrie :

$$P_A = P_B = P = \frac{(p-x)l}{2} \frac{1}{\sin \alpha}$$

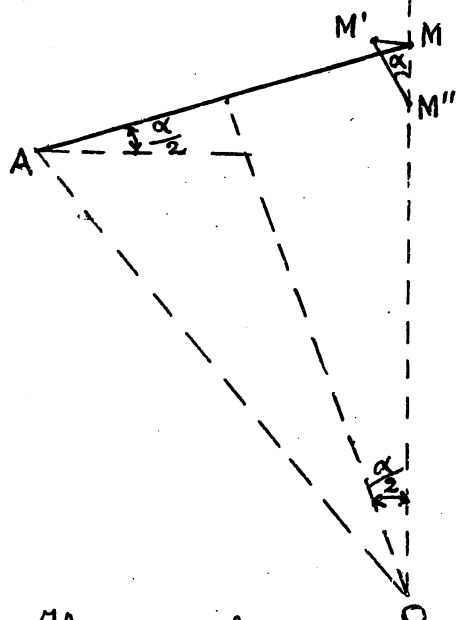
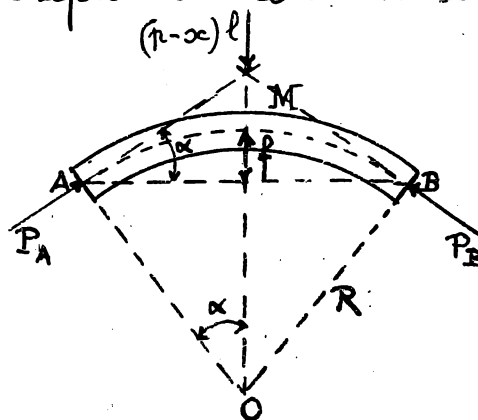
$$P = (p-x)R$$

d'où $e\sigma = (p-x)R$

ou $e = \frac{(p-x)R}{\sigma}$

La flèche de déformation au milieu est

$\eta = \frac{(p-x)R \cdot \delta}{2eE} \cotg \frac{\alpha}{2}$, R étant le rayon, δ la longueur de l'axe circulaire et α la moitié de l'ouverture angulaire de la voûte.



Le raccourcissement du demi-arc est $\frac{(p-x)R}{eE} \frac{\delta}{2} = M'M$ suivant l'horizontale. Mais la voûte est continue, le point M doit rester sur le rayon MO, donc il vient en M'' en tournant d'un angle élémentaire autour de A.

Donc $\eta = MM''$ et $\widehat{MM''M'} = \frac{\alpha}{2}$,
 donc $\eta = \frac{MM'}{\tg \frac{\alpha}{2}} = MM' \cotg \frac{\alpha}{2}$,
 $\eta = \frac{(p-x)R \cdot \delta}{2eE} \cotg \frac{\alpha}{2}$.

Il en résulte que cette théorie sommaire est erronée car il se produit donc une rotation de la section en A. Or, d'après les hypothèses faites, le moment est nul dans toutes les sections, Ainsi donc que leurs rotations. Rigoureusement, il faut donc employer la théorie des arcs.

En égalant les deux expressions de η , on obtient une équation en α indépendante de E , donc de la nature des matériaux, mais dépendante de R , e et H , c'est-à-dire de la section verticale du mur et de sa courbure.

Donc si R est constant et si α est peu important, l'épaisseur du barrage varie linéairement. A cause du couronnement, le profil est trapézoïdal.

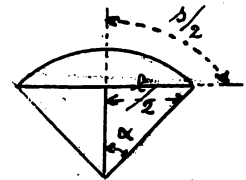
Comme $\eta = \frac{e}{E} \frac{d}{2} \cotg \frac{\alpha}{2}$ et que l'effet sera d'autant plus marqué que η est plus petit, il faudra rendre $\frac{d}{2} \cotg \frac{\alpha}{2}$ aussi petit que possible.

Pour une ouverture donnée l $\left\{ \begin{array}{l} R = \frac{l}{2 \sin \alpha}, \quad \frac{d}{2} = \alpha R = \frac{\alpha}{2} \frac{l}{\sin \alpha} = \frac{\alpha}{2} \frac{l}{2 \sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2}} \\ \frac{d}{2} \cotg \frac{\alpha}{2} = \frac{\alpha l}{2 \sin^2 \frac{\alpha}{2}} \end{array} \right.$

Pour $\frac{\alpha}{2} = \frac{\pi}{6}$, $\frac{1}{2} \cotg \frac{\alpha}{2} = \frac{\pi}{3} l$

" $\alpha = \frac{\pi}{4}$, $\frac{1}{2} \cotg \frac{\alpha}{2} = \frac{\pi}{4} l$

" $\alpha = \frac{\pi}{12}$, on a environ $\frac{1}{2} \cotg \frac{\alpha}{2} = \frac{\pi}{1,6} l$



Il convient donc de choisir α entre 60° et 90° , c'est-à-dire l'ouverture de la voûte de 120° à 180° et, par conséquent, comme le préconise l'ingénieur M. A. Forti, de faire décroître le rayon de courbure depuis le haut jusqu'au bas du mur. L'effet de voûte est ainsi renforcé au bas du mur; le rayon et l'épaisseur de maçonnerie y sont réduits.

Mais ces calculs sommaires ne peuvent suffire pour une étude complète. Il faut tenir compte aussi du retrait du béton et des dilatations thermiques qui sont sensibles à cause de la faible épaisseur des maçonneries et qui influent sensiblement sur la contrainte des ouvrages de ce genre. Dans les parties supérieures très minces, il peut être utile d'armer le béton pour éviter les fissures dues aux contractions thermiques.

§4. Barrages à voûtes multiples.

On a cherché à étendre aux vallées larges les avantages des murs-voûtes, à cause des masses considérables de maçonnerie qu'exigent les barrages à gravité. A cet effet, on constitue les murs par une succession de voûtes verticales ou inclinées contigües, s'appuyant sur des piles parallèles à l'axe de la vallée, entrecroisées de 15 à 50 m., d'après l'importance de la retenue.

La disposition convergente des piles, donnant un plan général courbe du mur n'a pas de justification et serait même plutôt désavantageuse.

Le calcul de tels barrages est d'une complexité qui défie le calcul exact. La réduction du cube de maçonnerie permet d'adopter des coefficients de sécurité élevés, destinés à compenser l'imperfection théorique des méthodes de calcul. Les piles se calculent comme les murs à gravité. Elles doivent être très massives pour donner aux voûtes un appui pratiquement indéformable.

Le calcul des voûtes est assez douteux et il semble difficile de tenir compte de la continuité, surtout en l'absence d'extensions. Il est plus désirable de tenir compte des déformations des piles, mais ce calcul aussi semble très précaire.

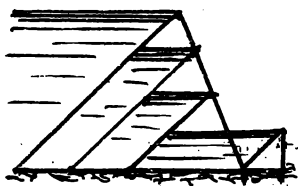
Si l'on considère la stabilité de l'ensemble, on doit tenir compte de la réduction du poids par rapport au barrage à gravité. Il en résulte que les caractères de ces barrages à voûtes multiples se rapprochent de ceux des barrages en béton armé. Pour les mêmes raisons, les constructeurs ont été conduits à incliner fortement leurs voûtes, l'inclinaison la plus économique paraissant voisine de 45° , comme pour le béton armé. Dans ces conditions, l'entredistance la plus favorable des piles paraît voisine de 20 m.

Ces digues permettent de réduire la pression sur le sol et dans les maçonneries ; il faut toutefois prendre garde aux sous-pressions et surtout aux infiltrations. Le radier ne peut être étanche ; il doit être ajouré. Si le radier est général, il faut qu'il soit percé d'ouvertures nombreuses, en vue d'éviter les sous-pressions. Cette précaution n'avait pas été prise au barrage de Gleno (Lombardie), qui s'est rompu en 1923, produisant ainsi une grande catastrophe. Cette circonstance et d'autres témoignent d'une exécution peu soignée ont favorisé l'accident, qui peut résulter d'un glissement. L'entredistance des piles était de 8,00 m ; celle du barrage de Eirco (Sardaigne) environ 16,50.

Un autre inconvénient de ces digues est que, par suite des faibles épaisseurs, elles sont très exposées aux actions thermiques, qui sont très défa-

variables surtout pour le béton. Par suite des faibles épaisseurs de maçonnerie, il faut considérer que les parois sont toujours imbibées d'eau d'infiltration. Le gel peut donc exercer des effets néfastes sur les parements libres d'aval. (Eng. News Record, 2 et 30 juillet 1925. - Proceedings, Sept. 1925). Ces inconvénients peuvent être réduits par la fermeture du barrage à l'aval par un parement également voûté. L'espace intérieur entre les piles reste libre.

Un type de barrage en béton armé, à voûtes multiples est dérivé des constructions précédentes. Les piles sont très minces; l'entre-distance réduite (de l'ordre de grandeur de 5,00, comme dans les barrages en béton armé à parement amont plan). Les voûtes en béton armé sont en plein centre. Cette disposition a pour avantage par rapport aux parements plans, que le béton est toujours comprimé, il ne peut naître de fissures (Ex. Barrage de la Selune, en France).



Les piles sont éventuellement contresentées. Il est bon de revêtir le parement amont d'une chape étanche: enduit de ciment, asphalte ou jute asphalé, plomb, etc...

§ 5. Barrages en béton armé. Ils ont été décrits dans le chapitre des barrages fixes; ils sont en somme analogues aux barrages à voûtes multiples. L'entre-distance des nervures ou piles est de 5.00 m. environ; elles sont entretoisées. La dalle est discontinue, les joints sont rendus étanches au moyen d'asphalte.

L'ingénieur Butemberg de Milan a proposé un barrage en béton armé à charge fractionnée, analogue aux murs de soutènement-(clo), qui réduisent la charge effective à une fraction de sa valeur totale par le moyen de plusieurs parois étagées. Ce système semble plus ingénieux que pratique.

§ 6. Barrages en terre. Les barrages en terre sont moins perfectionnés, d'autant plus que les études des dernières décades, notamment M^r J. Résal ont appris à connaître mieux les conditions d'équilibre de

ouvrages. Ils conviennent bien pour les vallées larges à sol meuble, ce qui correspond généralement à des retenues faibles ou moyennes, jusqu'à 20 ou 30 m. Exceptionnellement, on a construit des digues en terre plus élevées (Nacac au Mexique, 50 m; jusqu'à 90 m. aux États-Unis.)

Tout la stabilité de ces ouvrages, je me réfère aux considérations du chapitre précédent et à l'étude de l'équilibre des massifs de terre dans le cours des terrassements. 62

Lorsque le réservoir est rempli, la pression hydrostatique contribue à l'équilibre du talus amont. Il en résulte que les éboulements au talus amont se produisent en cas de vidanges, l'accident ne peut donc avoir de conséquences graves. D'une manière générale, la rupture d'un barrage en terre est moins violente que celle d'un barrage en maçonnerie. On donne parfois au talus amont une inclinaison moindre qu'au talus aval, surtout s'il est revêtu d'une couverture pondéreuse et sinon étanche, protégeant du moins contre l'action directe de l'eau. Cependant, en tenant compte de l'action de l'eau au parement amont, de la possibilité que ce parement soit libre par vidange du réservoir et paraît préférable, en tenant compte de la notion de hauteur dangereuse des talus, de donner des inclinaisons peu différentes aux deux talus. D'après la théorie de la hauteur dangereuse, il est favorable d'utiliser des talus concaves ou en gradins, ces derniers ayant l'avantage de réduire les ravissements par la pluie.

Comme dernière condition, il reste à augmenter le plus possible la hauteur dangereuse, ce qui dépend des matériaux. A cet effet, il y a lieu d'augmenter la cohésion d'une manière aussi permanente que possible, ce qui, d'après les expériences et études françaises, notamment de M. Jacquinet, est obtenu par le carroyage de terres argileuses et sableuses, dont la proportion de gros sable (1 à 2 mm) est essentielle. M. Jacquinet estime que la hauteur dangereuse d'un talus $\frac{3}{2}$ peut être considérée égale, en permanence, à :

15 "	_____	35%	_____
13 "	_____	12%	_____
8 "	_____	6%	_____

Donc un bon corroi contiendra en moyenne $\frac{1}{3}$ de sable, dont la majeure partie de gros. Il est recommandable de forcer la proportion de gros sable près des talus et surfaces libres.

Pour l'exécution du corroyage, je me réfère à l'étude des digues de canaux, dans le cours des voies navigables. En suite de l'importance des cubes mis en œuvre et de l'étendue des chantiers, le matériel est important, de préférence mécanique et l'organisation doit être bien faite. L'inclinaison moyenne du talus est toujours supérieure à $1,5/1$, généralement voisine de $2/1$. Dans des conditions particulières, il peut être avantageux de construire les digues par remblayage hydraulique. Ce procédé est assez employé en Amérique (digue de Cutum du canal de Panama, digues mexicaines). Sous l'effet de l'entraînement et de la pression de l'eau, ces remblais sont parfaitement incompressibles. Si les terres sont sèches, la quantité d'eau nécessaire pour les délayer est variable d'après les circonstances et semble être, en moyenne, de 8 à 10 m³ par m³ de terre. Toutefois, d'après les ingénieurs américains, elle s'élève parfois à 15 et même 30 m³, ce qui paraît exceptionnel. La construction est assez délicate et donne assez souvent lieu à des accidents si le travail est mal soigné.

Si les terres contiennent assez d'argile (environ 30%), les remblais peuvent être en outre étanches. On dispose généralement aux talus des cordons assez épais en enrochements, entre lesquels on déverse les terres délayées. Ces terres colmatent les enrochements, les particules les plus fines d'argile assurant une bonne étanchéité. Il est bon que le déversement soit continu et varié pour éviter des joints ou strates régulières pouvant créer des chemins d'infiltrations. Les inclinaisons des talus sont de préférence un peu plus fortes que celles des digues corroyés ($2/1$ à $3/1$). Les enrochements forment un revêtement continu des talus établis dans de bonnes conditions.

La fondation des digues est un point important, surtout au point de vue des infiltrations. La fatigue du sol n'est jamais très considérable. Pour exemple, pour une digue symétrique de 30 m., si les terres pèsent 1800 kg la compression verticale sur la fondation ne dépassera guère $2,7 \text{ kg/cm}^2$ et est toujours inférieure à $5,4 \text{ kg/cm}^2$. Elle n'est pas réduite par les poids-propre

mais le grand danger de celles-ci réside dans les infiltrations qui peuvent produire des érosions, des fentes importantes ou renardes qui peuvent mettre l'ouvrage en grand danger. Il est bon de contrarier l'assise de fondation et surtout d'établir des obstacles à l'infiltration en amont, ce qui réduit le mieux les sous-pressions. Comme les bariages s'établissent toujours en terrain compact, on enfonce profondément dans le sol, en amont du talus-arront, un mur de garde en maçonnerie, argile ou corraï imperméable. La solution la plus favorable consiste à le construire en béton, en forme de double coin et à feuille vive, tout au moins à la partie inférieure. La partie supérieure de la feuille, si elle est ouverte, est remplie de corraï, de manière à assurer une liaison aussi parfaite et étanche que possible, surtout dans les joints. Il est bon notamment de constituer en aval du mur de garde un long et profond ancrage en corraï, afin que l'épaisseur de corraï normale au talus ne soit pas trop faible, ne constitue pas une ligne de moindre étanchéité et ne soit, en tout cas, pas inférieure à $\frac{1}{3}$ de la charge. Le serrage des terres contre les maçonneries se fait de préférence, avec des palettes métalliques. Dans les versants de la vallée, le mur de garde se continue par les ancrages, établis dans les mêmes conditions ou parfois par le moyen de quils jointifs en maçonnerie, pour assurer l'adhérence au terrain. Quand ces murs sont importants, il est bon d'y réserver des galeries accessibles, qui permettent de se rendre compte de leur état, de l'importance des suintements et permettent éventuellement de drainer la fondation ou de prolonger les murs latéralement en cas de nécessité.

Ces ancrages ne s'encastrant qu'à faible profondeur dans le roc, dont on préfère toujours obturer les fissures par injections de ciment, pour éviter les coups de mine.

Les glissements de la fondation sont peu à craindre; le mur de garde, les ancrages, chicanes, etc., les rendent impossibles.

Il est recommandable de conserver, le plus possible, l'homogénéité des digues; les joints étant toujours des amorces à infiltrations. Cependant, pour réduire les dangers de glissement du talus amont, il arrive que l'on établisse des contreforts maçonnés, prenant appui sur le mur de garde, et intéressant seule-

ment le pied du talus ou bien s'élevant plus haut. Le rôle de ces contreforts dans la stabilité des talus a été exposé dans le cours de terrassement. Pour les barrages aussi, selon l'observation générale qui a été faite, ces contreforts conviennent surtout pour les réfections aux talus qui se sont éboulés; non pour assurer la stabilité préalable.

Si l'on craint les dangers d'éboulements de pied, on peut établir des massifs de butée, à l'amont en enrochements, en aval en terres quelconques, mais pas trop compressibles. La butée en amont peut être assurée par un mur en surélévation du mur de garde; nous arrivons ainsi aux barrages mixtes.

La revanche du couronnement se détermine comme pour les murs en maçonnerie; la largeur doit être plus grande, au moins égale, à 5 ou 6 m. et davantage si le barrage porte une route. Le risque de submersion doit être absolument écarté, car c'est une des plus graves causes de rupture.

Il suffit que le talus aval soit revêtu d'herbages ou de plantations. Le talus amont doit être protégé d'une manière soignée, d'après les méthodes employées pour les talus maillés. Les enrochements ou pierres secs peuvent convenir, mais ils doivent être posés sur couche filtrante de gravier et gros sable. Le profil en gradins est généralement revêtu de dalles de béton non armé, de 20 cm d'épaisseur, dont les joints horizontaux correspondent aux ruptures de pente et les joints verticaux en décaupe ont une entre-distance telle qu'une dalle puisse être confectionnée avant commencement de prise pour éviter les fissures. Les joints sont latis à l'argile, cependant il est bon de laisser des petits drains en béton poreux pour éviter les sous-pressions. Il faut veiller à éviter les glissements, éventuellement par des ergots d'ancrage dans le corroi. Le revêtement est posé sur le corroi compact à vif; la couche superficielle mal comprimée étant enlignée.

Les gradins des talus facilitent la visite et l'accès. D'une manière générale, il faut rendre accessible, par puits ou galerie, les éléments essentiels ou caractéristiques des barrages, afin de pouvoir contrôler leur tenue. Ce contrôle doit être surtout vigilant lors de la mise en eau, qui doit être effectuée avec prudence.

L'étanchéité des digues en corroi et des digues argileuses remblayées hydrauliquement est assurée sans autre artifice. Les infiltrations sont impossibles.

On construit aussi des digues en terres comprimées par couches ou remblayées hydrauliquement, qui sont simplement incompressibles mais non étanches. L'étanchéité doit être alors assurée par des éléments étrangers au barrage en terre, ce qui semble en principe défectueux.

Des types assez recommandables, cependant, semblent être les digues remblayées hydrauliquement en sable et recouvertes sur le talus amont d'un revêtement continu en béton épais ou de profondeur en béton armé, recouvert d'une chape en ciment, en plomb ou feutre asphaltique, protégé à son tour par de la maçonnerie. Ce revêtement étanche est posé sur une couche filtrante ou sur des tubes drains, dont les eaux sont recueillies dans un grand collecteur de base accessible. La base du revêtement reçoit généralement d'ailleurs des dimensions importantes et forme mur de garde. Pour des digues de faible hauteur, on peut établir un revêtement superficiel étanche en corroi (réservoirs journaliers et horaires), pénétrant assez profondément dans le sol comme un vrai mur de garde.

Il y a une tendance à généraliser ce type qui, pour des hauteurs moyennes, (20m), dérive directement de la digue homogène en corroi contributive à l'aval par un remblai en terre ordinaire. Mais il faut de fortes épaisseurs de corroi, des remblais incompressibles et des surfaces de discontinuité telles que des glissements et tassements ne soient pas à craindre.

Le système précédent paraît, en tous cas, préférable au système anglais du noyau médian en argile comprimée, en forme de double coin et de faible largeur ($\frac{1}{3}$ de la charge) ou du système allemand et américain de masque central mince en béton. L'impossibilité de localiser les fuites éventuelles; les grands risques de fissuration du masque par réversement et tassement des terres; la réduction de la longueur des joints étanches constituent de grandes objections à ces dispositions, dont les avantages économiques sont insignifiants par rapport aux digues en corroi.

Un perfectionnement du noyau en argile consiste à leur donner une largeur telle qu'il soit stable par lui-même. Le rideau étanche en béton a subi un perfectionnement important par le système Ambursin qui consiste à la former de 2 parois en béton armé formant un masque dont l'intérieur

est accessible. Mais on voit que les dispositifs d'étanchéité prennent une importance telle qu'ils sont presque susceptibles de former le barrage tout seuls.

Il est bon d'établir un drain en aval du barrage pour recueillir les eaux d'infiltration. Le couronnement est en pente ou en dos d'âne pour éviter les infiltrations superficielles ; il est parfois revêtu d'une manière étanche. Enfin des banquettes ou parapets couronnent l'ouvrage ; ils doivent être solidement établis. En plan, les digues sont rectilignes ; la digue de Villeguon, toutefois est concave vers l'amont, pour aboutir normalement aux flancs de la vallée. Cette disposition augmente la capacité utile et ne présente pas d'inconvénients, les digues en terre n'étant pas susceptibles d'agir comme voûtes sous l'effet des variations thermiques ou de la pression hydrostatique.

§7 Barrages en encochements. Assez anciens en Amérique, ils commencent à être appréciés en Europe, surtout, aux altitudes élevées, à cause de leur indépendance des variations thermiques et de la facilité de construction, ainsi que de leur grande sécurité. Ils sont, à vrai dire, indestructibles, même par les tremblements de terre. L'étanchement peut se faire par paroi interne ou par revêtement superficiel ; ce dernier système est le plus général et peut être prolongé dans le bon terrain comme mur de garde. Il est en maçonnerie ; de préférence en béton ou même béton armé.

On peut cependant aussi assurer l'étanchéité par un corroi fort, ou bien (suivant un principe général susceptible de dispositions particulières) par un colmatage constitué par un vrai filtre de matériaux meubles de calibre décroissant (M. Loppin, de Liège, a imaginé un tel dispositif.)

Les sous-pressions ne peuvent exister dans une telle digue ; une avarie au dispositif d'étanchement donne lieu à des pertes modérées.

On dispose souvent la partie amont et la base en libages posés à la main et régulièrement, la partie aval étant en encochements pile-mêl

§ 8) Barrages mixtes. - Les progrès des barrages en terre, en enrochements et en maçonnerie ont conduit à des types mixtes dont certains sont très avantageux.

Le plus convenable est celui du barrage en terre corroyé ou remblayé hydrauliquement, soutenu à l'amont et à l'aval par des murs en maçonnerie ou pierres sèches. Il est très favorable de constituer le mur d'amont comme élévation du mur de garde. Ces murs peuvent être encore contrebutés par des massifs en terre ordinaire. Cette disposition est cependant inutile si les massifs de butée sont deux massifs triangulaires stables en enrochement, formant à vrai dire des digues partielles. Celle d'amont peut d'ailleurs constituer une protection précieuse du chantier en cas de crue. On évite de la sorte les parties à faible épaisseur des talus de corroi, où le corroi est mal utilisé. La hauteur de ces digues peut être accrue par rapport à celles en terre homogènes (50 à 60 m). Entre les enrochements et le corroi, il faut des couches filtrantes en gravier et sable.

D'ailleurs, les digues en enrochements et les types de digues en terre cités à la fin du § 6 constituent en somme plus ou moins des digues mixtes, l'un ou l'autre élément étant prépondérant.

On peut aussi considérer comme digues mixtes les digues dièdres en béton armé lestés au moyen d'enrochements. On peut encore considérer comme barrages mixtes des barrages en maçonnerie à gravité contrebutés des 2 côtés à la base par des remblais comprimés (Ex. - Digue de Kensis-jacquet, p. 331). - Les digues allemandes sont contrebutées en amont.

§ 9) Organes hydrauliques des barrages.

Les déversoirs sont dans certains cas constitués par le barrage lui-même, mais c'est peu fréquent. En général, un déversoir spécial doit protéger le barrage contre toute possibilité de submersion. Les calculs d'hydraulique doivent établir le débit max. à évacuer, qui peut être important pour des cours d'eau à crues importantes et soutenues.

Comme les fluctuations de niveau ne peuvent être très importantes, les déversoirs de superficie ne conviennent que pour les débits assez faibles.

Pour des débits, plus importants, il est préférable d'avoir des vannes équilibrées automatiques, par exemple à segment, qui, en cas d'augmentation de débit augmentent l'épaisseur de la nappe déversante par abaissement de l'arête du déversoir, sans élévation du niveau. Ces vannes, automatiques ou non, peuvent être disposées sur des déversoirs en crête du mur ou au sommet des tours de prise d'eau dans les digues en terre, comme dans la digue de Vingeanne à Nilleguisien (Canal de la Saône à la Marne) et d'autres digues françaises, ce qui donne une grande largeur de déversement dans un petit espace.

Un appareil qui commence à se répandre pour l'évacuation des débits en excès, est le siphon. Il a l'avantage d'être simple, automatique, sans dispositions mécaniques et de donner de grands débits avec de faibles variations du plan d'eau, parce que sa charge motrice est supérieure à l'épaisseur d'une lame déversante. Il faut des dispositions spéciales pour faciliter l'amorçage et le désamorçage. Le type le plus répandu actuellement est le siphon Gregotti, en béton armé. Ils sont généralement accolés par groupes. Ceux du barrage de la Baduna (Italie) au nombre de 6 de $1,90 \times 1,90$ de section évacuent $90 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une charge voisine de 6 m. Ces siphons conviennent pour les barrages de réservoir de tous types. Les déversoirs et siphons sont à protéger par des grilles pour arrêter les corps flottants.

La descente se fait par chute dans la tour de prise d'eau ou le plus souvent par un canal de fuite, qui est à protéger contre l'érosion et est souvent disposé en gradins, parfois à cuvettes, pour amortir la force vive de l'eau. Il faut alors de petits drains pour permettre à l'eau du fond des cuvettes de se vider en cas d'arrêt du déversement, pour éviter des infiltrations et l'action du gel. Il arrive que le déversoir soit établi dans le versant de la vallée, en canal ou en galerie, pour aboutir en aval du barrage. Le déversement par dessus la crête même du barrage a donné lieu à d'importants affouillements et à des consolidations considérables au barrage d'Orignone.

Les ouvrages de prise d'eau se trouvent généralement à une certaine hauteur au dessus du fond du réservoir, au niveau du plan intérieur de la crête

utile. Dans le cas des faibles débits ou de manœuvres à main, surtout pour l'alimentation en eau, on établit des prises à divers niveaux, afin de réduire la charge motrice sur les orifices à une valeur moyenne. Les prises d'eau peuvent se faire dans les barrages ou dans les parois du réservoir en galerie. Cette dernière disposition est fréquemment préférée en terrain rocheux et pour les usines hydroélectriques, les organes de prise d'eau étant défavorables pour les barrages, surtout à cause des joints. Nous examinerons certaines dispositions en hydraulique industrielle.

Dans les barrages en maçonnerie, les prises d'eau sont formées de tubes métalliques, formés de viroles rivées. Les assemblages des viroles se fait par manchons en cornières, qui ancrent le tube dans la maçonnerie et brisent les joints. Le même dispositif s'emploie pour l'aqueduc de vidange ou de fond. Les orifices doivent toujours être protégés par des grilles s'ils peuvent être dénoyés. Les vannes de manœuvre peuvent être disposées à l'amont du mur; elles doivent alors être manœuvrées du haut du couronnement. Si on les dispose à l'aval, elles peuvent être disposées dans une cabine de manœuvre accessible.

Il faut prévoir des dispositifs permettant une fermeture de secours par vannes ou poutrelles pour le cas de dérangement ou de réparation aux vannes et afin de permettre l'accès aux aqueducs. Ces dispositifs doivent toujours se trouver en amont de la vanne de manœuvre et à la face amont du mur. Il faut établir un dispositif permettant l'équilibrage de la pression sur ces vannes, en vue de pouvoir les enlever sans grand effort.

Des dispositifs analogues s'emploient pour les barrages en enrochements ou en béton armé. Toutefois, les aqueducs sont en béton ou maçonnerie lorsqu'ils ne sont pas protégés du contact extérieur de l'eau.

Dans les digues en terre ou mixtes, les aqueducs sont aussi généralement maçonnés. La traversée de la digue est un point très délicat. L'aqueduc, le plus souvent double, doit être très solidement fondé et autant que possible en dessous de l'assiette de fondation du barrage, afin de ne pas gêner le corroyage. Il est maçonné à feuille vive et enterré dans le corroi

bien pilonné. Le joint des terres et de l'aqueduc est brisé par des oreilles d'ancrage formant des chicanes complètes. Les formes des surfaces de contact sont toujours telles qu'il y a tendance au serrage des joints, donc en forme de croix.

Dans une telle disposition d'aqueduc et si l'on désire des vannes étagées, il faut établir à l'extrémité amont de l'aqueduc une tour de prise d'eau en maçonnerie ou béton, dont le sommet, relié à la digue par une passerelle, porte les crics de manoeuvre. Des orifices, obturés par des vannes, se trouvent à divers niveaux. Dans le fond du puits, il y a un puisard destiné à créer un matelas d'eau amortisseur du déversement. Pour le cas d'accident aux vannes, il est bon de prévoir une vanne de garde, à l'extrémité amont de l'aqueduc même.

Dans les digues à étanchement superficiel ou central en corroi, les joints des aqueducs de prise d'eau sont très dangereux à cause de leur faible longueur. Il est préférable d'établir les prises d'eau en dehors des digues, dans les versants de la vallée.

Cependant, pour les digues pas très élevées, bien étanches et en cas de prise d'eau unique, on peut l'établir dans le corps de la digue. On emploie un aqueduc en béton muni d'oreilles extérieures. Un petit mur de tête avec murs en ailes permet la disposition de la grille, de la vanne et du dispositif de fermeture de secours. Une passerelle partant de la crête permet la manoeuvre.

§ 10.) Conclusions.

Les barrages en terre conviennent pour les ouvrages longs, de faible hauteur, surtout sur terrain meuble. Le type mixte avec enrochements permet des hauteurs plus fortes (jusque 50 m environ). Les fatigues sont peu élevées, les dangers de rupture minimes. L'étanchement est essentiel et doit donner toutes garanties.

Les barrages en enrochements conviennent dans les mêmes conditions, ainsi qu'aux altitudes très élevées. Ils sont économiques et donnent une sûreté complète. L'étanchement est délicat.

Les types mixtes se recommandant plus ou moins selon les circonstances.

et l'élément prédominant de leur construction.

Les barrages en béton armé et les barrages élevés ou à voûtes multiples en maçonnerie conviennent en terrain peu résistant, mais il faut prendre garde aux infiltrations et sous-pressions ; la fondation est délicate. Il faut prendre garde aussi à l'action du gel sur les maçonneries humides. Lorsqu'ils sont bien établis, ces ouvrages peuvent être très avantageux, surtout pour les barrages de grande longueur et de hauteur moyenne. Le taux de travail de la maçonnerie des voûtes peut atteindre 15 kg/cm^2 ; celui des piles est analogue à celui des murs à gravité.

Les murs à gravité conviennent pour les barrages élevés sur terrain dur, lorsque la vallée est trop large pour compter sur l'effet de voûte. Le taux de travail dépend de la hauteur, il atteint jusqu'à 35 kg/cm^2 au barrage armé américain d'Arrow-Rock, de 107 m. de hauteur. Généralement, on limite R aux environs de 20 kg/cm^2 , ce qui correspond à une hauteur de 90 m. environ. Avec du béton de chaux, comme on l'emploie encore en Italie, on compte $10-12 \text{ kg/cm}^2$. Un grand écueil est celui des effets thermiques, notamment par suite de l'échauffement du béton dans la prise. Il faut surveiller les températures et ne bétonner entre deux joints de contraction que lorsque la température des massifs voisins est redevenue normale. L'importance est moindre avec le mortier ou béton de chaux, dont la prise est plus lente et sans échauffement. Les variations diurnes et annuelles de température provoquent des différentiations des températures internes, selon les distances aux parements, d'où naissent des tensions internes importantes. Dans les pays tropicaux comme aux altitudes élevées, il peut en résulter des désordres.

Les barrages-voûtes s'emploient pour des hauteurs quelconques, dans les gorges étroites et donc rocheuses. Les tensions sont plus élevées que dans les barrages-poids, à cause de la superposition des fatigues dues au poids et de celles dues au serrage de la voûte. La maçonnerie doit être soignée, mais par suite des faibles épaisseurs, les effets thermiques sont beaucoup moins dangereux. Ils conviennent donc en montagne. L'ingénieur milanais A. Forti a tracé un diagramme montrant les limites économiques d'emploi

Des deux types de barrages en maçonnerie d'après la hauteur et la longueur. On voit que les barrages voûtés sont assez distants de la limite, ce qui paraît convenable, la limite théorique étant établie assez arbitrairement.

Chapitre IV

Barrages mobiles. Organes de bouchure.

§1) Généralités. Dans les cours d'eau importants et navigables, la construction de barrages fixes est inadmissible, parce que le niveau de la retenue varie sensiblement avec le débit. Il en résulte une gêne pour la navigation (mouillage insuffisant en basses eaux, tirant d'eau insuffisant sous les ponts en hautes eaux) et pour les riverains (fluctuation du niveau des eaux des eaux et des fosses souterraines) et surtout une aggravation inadmissible des crues.

Pour ces raisons, on construit des barrages mobiles, permettant de régler le niveau de la retenue, notamment d'assurer sa constance pratique malgré les fluctuations du débit et de s'effacer presque totalement en cas de crue, pour constituer le moindre obstacle possible à l'écoulement. Ils comportent le minimum d'éléments fixes en rivière, réservant entre eux des pertuis dont la fermeture est réalisée par les organes de bouchure.

Dans des cas spéciaux : prises d'eau ou décharges, il s'agit au contraire de régler des débits pour des niveaux variables, ce qui s'effectue d'une manière analogue. Ces ouvrages, généralement moins importants, portent plus particulièrement le nom de déversoirs.

§2. Conditions d'établissement. Fondations.

Les conditions générales d'établissement sont les mêmes que pour les barrages fixes. En outre, à cause des nécessités de manœuvre et d'entretien, il faut que l'emplacement permette un accès facile du barrage. Les barrages mobiles sont normaux à l'axe du cours d'eau, pour réduire la longueur et éviter les courants obliques. Ils portent généralement une passerelle ou un pont

Les précautions à prendre pour la fondation ont été exposées; leur importance dépend de la retenue et de la nature du terrain. Les retenues sont devenues de plus en plus importantes; la raison en est la réduction du nombre des ouvrages (économie et meilleure navigation) et la récupération plus favorable de l'énergie hydroélectrique. On atteint et dépasse 16 m.

Le sol est généralement mauvais dans les couches supérieures, puisque l'ouvrage est implanté en rivière. Il faut donc autant que possible descendre les fondations jusqu'au bon sol en dessous des couches d'alluvion. Si cela n'était pas possible, ou trop coûteux ou en terrain généralement mauvais, il faut allonger et compliquer le chemin des infiltrations de manière à empêcher qu'elles soient dangereuses et même les rendre constantes.

La construction d'un barrage mobile exige donc aussi une reconnaissance complète du sous-sol.

La fondation comporte en principe les mêmes parties que pour un barrage fixe :

- 1°) Le mur de garde ou mur amont, essentiel pour réduire les infiltrations et sous-pressions.
- 2°) Le radier, qui sert à recevoir l'action directe de l'eau déversée.
- 3°) Le garde-radier qui sert surtout à protéger le radier contre les affouillements.

Les deux murs sont descendus jusqu'au bon terrain, éventuellement au moyen de caissons à air comprimé ou par rabattement de la nappe aquifère. Le mur aval ne descend éventuellement que jusqu'à la limite d'affouillement, mais il faut prendre garde aux tassements inégaux et éventuellement réparer le mur du radier par un joint. D'une manière générale, il est favorable de diviser la fondation pour éviter des flexions du radier.

Si le terrain est mauvais à grande profondeur, on enferme le sous-sol dans une enceinte complète de palplanches en bois, métal ou béton avec parafouilles bétonnés comme murs. On peut aussi employer des caissons allongés ou des puits en béton forcés jointivement. Dans l'intérieur de l'enceinte, on peut battre des pieux de support ou de compression.

Si l'on veut éviter des infiltrations latérales, il faut pousser des murs d'ancrage dans les rives.

§ 3) Superstructure fixe.

À l'extrémité amont du radier se trouve le seuil fixe du barrage, qui forme la crête lorsque la partie mobile est effacée. Il sert généralement d'appui à la partie mobile. Il doit être le moins possible en saillie sur le fond de la rivière, pour ne pas gêner l'écoulement des crues. Une légère saillie est favorable cependant pour éviter l'ensablement.

En aval du seuil se trouve le radier, qui exerce le même office que dans les barrages fixes. Il peut être sensiblement au même niveau que le seuil, mais il est préférable de l'établir en contrebas de quelques mètres en vue de l'amortissement de l'énergie.

Dans les barrages mobiles, l'écoulement peut se faire par déversement supérieur; la lame tombe alors en chute libre sur le matelas d'eau à l'aval et y perd une grande partie de sa force vive.

Mais dans certains dispositifs, le déversement se fait par orifice de fond, la vitesse de l'eau est très grande à la sortie de l'orifice dans la direction du radier. La destruction de cette énergie est difficile. Ce mode d'écoulement doit être évité. Cependant il se réalise nécessairement lorsque le barrage est effacé, mais les vitesses de fond ne sont dangereuses que lorsque le remous du barrage est élevé à cause de la restriction excessive du débouché.

C'est surtout pour l'écoulement par le fond qu'il convient d'abaisser le radier par rapport au seuil; de la sorte, le jet horizontal s'incurve, il y a chute et possibilité de formation des tourbillons destructeurs d'énergie, surtout du tourbillon supérieur le plus important. La conformation des radiers: niveau, longueur, dispositif d'extrémité, répond aux principes exposés pour les barrages fixes et s'étudie de préférence par expériences sur modèles. Enfin, en aval du radier, l'avant-radier consiste en protection superficielle du lit par pavages, enrochements, dans la mesure nécessaire. Généralement, il y a un arrière-radier, qui est recommandable en terrain meuble et qu'il faut faire étanche pour contribuer à la réduction des infiltrations et des sous-pressions. Nous avons vu que les parois verticales étanches d'amont ont une grande efficacité sous ce rapport; on peut donc utilement les établir à l'extrémité de l'arrière-radier et les multiplier,

tout au moins en établir une aussi, à l'extrémité amont du radier. Moyennant des précautions, on peut drainer sous le radier sans former appel d'eau et la paroi des palplanches d'aval ne doit donc pas être étanche. Généralement, le seuil et le radier sont en béton revêtus de pierres dures : granite, basalte, porphyre, grès dur.

En élévation, le barrage comporte les culées de raccordement aux rives, avec murs en retour pouvant former ancrages, et les piles.

Elles ont généralement la longueur du radier, ce qui n'est cependant pas indispensable.

Un point essentiel est l'étude de leur profil, qui influence sur le coefficient de débit, donc sur le remous de l'ouvrage en crue. Il faut éviter les angles vifs, profiler les arêtes, donner aux piles des formes effilées. Ces formes sont possibles grâce au béton, éventuellement armé. On peut les expérimenter au laboratoire, sur modèles. Ces formes ont l'avantage de constituer brise-glace à l'amont ; il faut consolider les arêtes ou les protéger éventuellement contre le choc des glaçons.

Les culées et piles reçoivent les rainures ou enclaves nécessaires pour la disposition ou la manœuvre des dispositifs mobiles de bouchure et des dispositifs de secours.

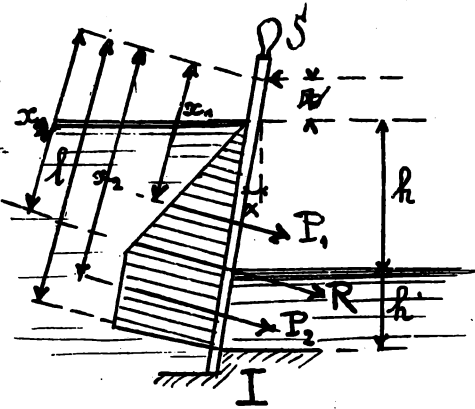
La résistance des piles est envisagée plus loin.

On les exécute surtout en béton aujourd'hui, ou en maçonnerie au ciment parementée en pierres dures. Aux abords de l'ouvrage, surtout en aval, les rives sont revêtues en maçonnerie ou pavage. Le radier étanche en amont doit être accompagné de perrés étanches, sinon les infiltrations se produiraient latéralement.

Contre quelques élévations d'ouvrages modernes importants et d'ouvrages plus anciens (Planches)

§ 4) Dispositifs principaux de bouchure. Aiguilles.

Dans les barrages à aiguilles, la bouchure est réalisée par des aiguilles, c'est-à-dire des poutrelles de section carrée assez faible, disposées verticalement ou sous une faible inclinaison vers l'aval. Elles



prennent appui au bas sur un seuil en saillie et sont retenues à la partie supérieure par un dispositif approprié : câble tendu, tige, poutrelle. Placés jointivement, les aiguilles forment une paroi plus ou moins étanche. Les aiguilles sont soumises à la pression hydrostatique depuis le niveau amont jusqu'au niveau aval suivant la loi du triangle.

La pression à profondeur y sous le niveau amont est ωy .

La résultante correspondante est $P_{a1} = \omega \frac{h^2}{2} \frac{a}{\cos \alpha}$,

a étant la largeur constante de l'aiguille (pour l'étanchéité), α l'inclinaison de l'aiguille sur la verticale, h la chute totale.

Le point d'action est au tiers inférieur de la chute

En dessous du niveau d'aval jusqu'au seuil, la pression est constante et égale à ωh , la résultante correspondante est $P_2 = \omega h h' \frac{a}{\cos \alpha}$, h' étant la profondeur du seuil sous le niveau aval.

D'après les notations de la figure, l'aiguille constitue donc une pièce droite sur 2 appuis I et S, de longueur $l = \frac{(a+h+h')}{\cos \alpha}$, fléchie sous l'effet de charges continues suivant la loi indiquée sur la figure, dont les deux résultantes partielles P_1 et P_2 agissent à des distances de S égales à

$$x_1 = \frac{a + \frac{2}{3}h}{\cos \alpha}$$

$$x_2 = \frac{a + h + \frac{1}{2}h'}{\cos \alpha}$$

La résultante totale est P_{1+2}

$$R = \frac{\omega h a}{\cos \alpha} \left(\frac{h}{2} + h' \right),$$

agissant à distance de S égale à :

$$x_R = \left(a + h + \frac{h'^2 - \frac{1}{3}h^2}{h + 2h'} \right) \frac{1}{\cos \alpha},$$

$$x_R = \left[a + h + h' - \frac{h'(h+h') + \frac{1}{3}h^2}{h + 2h'} \right] \frac{1}{\cos \alpha},$$

les réactions d'appui sont :

$$R_i = \frac{R x_R}{l} = \frac{\omega h a}{\cos \alpha} \left[\left(\frac{h'}{2} + \frac{h}{2} \right) - \frac{h'(h+h') + \frac{1}{3}h^2}{2(a+h+h')} \right],$$

$$R_p = \frac{\omega h a}{\cos \alpha} \frac{h'(h+h') + \frac{1}{3}h^2}{2(a+h+h')}.$$

Le moment fléchissant maximum se produit en un point situé sous le niveau aval, à condition que $\frac{h}{2} < \frac{h'(h+h') + \frac{1}{3}h^2}{2(r+h+h')}$.

En négligeant r , qui est toujours très petit, on trouve $h < 1,23 h'$ condition qui est réalisable dans les barrages à aiguilles, la chute h étant faible et la profondeur en aval devant être assez grande pour permettre la navigation.

Le moment maximum est alors

$$M_{\max} = \frac{\omega h a}{2 \cos^2 \alpha} \left[h' + \frac{h}{2} - \frac{h'(h+h') + \frac{1}{3}h^2}{2(r+h+h')} \right]^2$$

Ce cas est cependant désavantageux car, comme la longueur des aiguilles est limitée, il correspond à de faibles chutes. Pour augmenter la hauteur de chute, il faut élever le seuil, si le régime du cours d'eau le permet. h' est réduit et $h > 1,23 h'$, le moment maximum se produit au-dessus du niveau d'aval et vaut alors :

$$M_{\max} = \frac{\omega a h}{6 \cos^2 \alpha} \frac{h'(h+h') + \frac{1}{3}h^2}{r+h+h'} \left[2 \sqrt{h \frac{h'(h+h') + \frac{1}{3}h^2}{r+h+h'}} + 3r \right]$$

Si r est négligeable,

$$M_{\max} = \frac{1}{3} \frac{\omega a h^{\frac{3}{2}}}{\cos^2 \alpha} \left[\frac{h'(h+h') + \frac{1}{3}h^2}{r+h+h'} \right]^{\frac{3}{2}}$$

Ces formules permettent de déterminer l'équarissage pour un matériau donné. La section est généralement carrée pour les aiguilles en bois, parce qu'elle facilite la pose, assure la stabilité latérale de l'aiguille (rabattement) et donne la meilleure étanchéité. Cependant, pour les aiguilles de grande longueur, en vue de réduire le poids, on leur donne une largeur constante, mais l'épaisseur variable d'après une loi d'égal résistance est approchante. La section est alors carrée aux endroits de plus grande épaisseur. On emploie du bois léger et résistant, qui doit être d'excellente qualité. Généralement, c'est du sapin exotique. Le taux de travail à la flexion peut être d'une manière permanente, supérieur à 80 kg/cm^2 . Mais il faut envisager les cas exceptionnels où le bief aval peut être en chômage et h' minimum, éventuellement nul, si le seuil est assez haut.

Si $h' = 0$, toute la loi de répartition des pressions est triangulaire et le moment max devient, en négligeant r

$$M_{\max} = \frac{\omega a h^3}{9\sqrt{3} \cos^2 \alpha} = \frac{\omega a l^3}{9\sqrt{3}} \cos \alpha$$

La contrainte maximum est $\sigma_m = \frac{6 M_{max}}{a^3} = \frac{2}{3\sqrt{3}} \frac{\omega l^3}{a^2} \cos \alpha$.

d'où

$$a = \sqrt[3]{\frac{2}{3\sqrt{3}} \frac{\omega l^3}{\sigma_m} \cos \alpha} = k \sqrt[3]{l^3}$$

k dépend de σ_m et de $\cos \alpha$. Il y a intérêt à donner à α la plus petite valeur possible compatible avec une manœuvre sisee. $\text{tg } \alpha$ est compris entre $\frac{1}{4}$ et $\frac{1}{10}$. A la plus petite valeur correspond $\cos \alpha = 0,97$, à la seconde $\cos \alpha = 0,99$. Si h' est toujours nul ou très faible, $\sigma_m = 80 \text{ kg/cm}^2$.

Si h' est exceptionnellement nul $\sigma_m = 100 \text{ kg/cm}^2$.

On a alors :

	$\sigma_m = 80 \text{ kg/cm}^2$	100 kg/cm^2 ,
$\text{tg } \alpha = \frac{1}{10}$	$\cos \alpha = 0,99$	$a = 2,18 \sqrt[3]{l^3}$
$\text{tg } \alpha = \frac{1}{4}$	$\cos \alpha = 0,97$	$a = 2,16 \sqrt[3]{l^3}$
		$a = 1,95 \sqrt[3]{l^3}$,
		$a = 1,93 \sqrt[3]{l^3}$,

formules dans lesquelles a est en cm, l en mètres et $\omega = 1000 \text{ kg/m}^3$.

On voit que dans les limites indiquées, l'inclinaison a peu d'importance, celle du taux de travail est sensible, au contraire, d'autant plus que le poids est, en règle générale, proportionnel à a^2 , c'est-à-dire inversement proportionnel à σ_m .

En appliquant ces formules aux barrages existants, notamment à ceux de la Meuse belge ($l = 3,25 \text{ m. env.}$, $a_{max} = 12,1 \text{ cm}$ et $\text{tg } \alpha$ voisin de $0,10$, d'où $\sigma_m = 87 \text{ kg/cm}^2$), on trouve que les taux de travail sont généralement très élevés. Il faut envisager en outre des éléments dont on n'a pas tenu compte dans le calcul, savoir : le poids propre dont les effets, même résultant de l'inclinaison, sont très faibles ; l'effet des vagues, dont on peut tenir compte par une légère élévation du niveau amont ($\leq 20 \text{ cm}$) ; les actions dynamiques sur les aiguilles situées au voisinage ou même dans un panneau débouché, dans lequel l'eau s'écoule avec grande vitesse. Dans cette situation, la pression peut être éventuellement augmentée ; en outre, il peut se produire des chocs de corps flottants, heureusement près de l'appui supérieur. Enfin, par suite de l'écoulement constant de l'eau, et de la masse généralement faible des supports, les barrages à aiguilles sont en état de vibration ce qui rend plus dangereuse l'état de contrainte. Ces vibrations sont heureusement de courte période.

Mais pour les aiguilles manœuvrées à la main, qui forment la règle

on cherche surtout à réduire le poids. Les ruptures d'aiguilles ne sont pas rares, mais sont sans conséquences par suite des faibles dimensions et réduisent à peine l'avantage de la facilité de pose. Le problème changerait d'aspect, s'il s'agissait d'aiguilles lourdes pour hautes chutes. Des moyens mécaniques devant nécessairement intervenir dans la manœuvre, on peut donner de plus fortes dimensions aux aiguilles et une plus grande largeur. Dans ces conditions, une rupture d'aiguille présente plus d'inconvénients et il convient d'adopter un plus grand coefficient de sécurité.

L'emploi de bois exotiques spéciaux, légers et résistants, n'est pas répandu, sans doute à cause des difficultés d'approvisionnement.

L'effort de soulèvement statique vertical d'une aiguille est $\pi + R_i f$, f étant le coefficient de frottement de l'aiguille sur le seuil et π le poids de l'aiguille, diminué éventuellement de la pression sur la base qui agit dès le moindre soulèvement.

§ 5) Poutrelles.. Un autre dispositif élémentaire de bouchure consiste en poutrelles, c'est-à-dire en pièces superposées horizontalement et appuyées latéralement sur des culées ou piles. Pour assurer l'étanchéité, elles sont d'épaisseur constante, mais leur largeur peut varier, par ex., selon un profil se rapprochant d'un profil d'égale résistance.

Les poutrelles pour les petites et moyennes portées (< 6 à 8 m.), sont généralement parallépipédiques et en bois. Mais les poutrelles ont été employées récemment pour de très grandes portées, comme fermeture de secours de barrages et écluses à larges débouchés. Elles sont alors le plus souvent métalliques et constituées par des poutres de hauteur variable, souvent en treillis.

Considérons une poutrelle de portée l , de hauteur h et d'épaisseur p , dont l'axe est soumis à une pression d'eau ωh . Le moment fléchissant maximum correspondant est $M_{max} = \frac{\omega h b l^2}{8}$.

Les réactions d'appui sont égales toutes deux à $R = \frac{\omega h b l}{2}$.

Le taux de travail maximum est $\sigma_m = \frac{6 M_{max}}{b p^2} = \frac{3}{4} \omega h \frac{l^2}{p^2}$.

d'où
$$p = l \sqrt{\frac{3}{4} \frac{\omega h}{\sigma_m}} = k l \sqrt{h}$$

Les dimensions des poutrelles croissent donc beaucoup plus rapidement avec la largeur des pertuis qu'avec la profondeur. Les poutrelles conviennent donc pour les pertuis étroits et profonds, les aiguilles, au contraire, pour les passes larges et peu profondes.

Les poutrelles ont une plus grande masse et sont moins exposées aux fatigues secondaires que les aiguilles; par contre une rupture de poutrelle est plus défavorable qu'une rupture d'aiguille. On emploie généralement du bois fort, par exemple du chêne, du hêtre injecté, du pitchpin et à la rigueur du pin. Pour les trois premiers bois, on peut admettre $\sigma_m = 100$ à 120 kg/cm^2 , pour le dernier $60 \approx 80$ kg/cm^2 . Il faut tenir compte dans la valeur de h des surélévations possibles par suite du vent et des vapeurs et du niveau minimum extrême possible en aval. Ces deux observations sont générales pour tous les systèmes.

Pour $\sigma_m = 100$ kg/cm^2 et $\omega = 1000$ kg/m^3 , on a $p = 2,74 l \sqrt{h}$, p étant en cm et l et h en mètres.

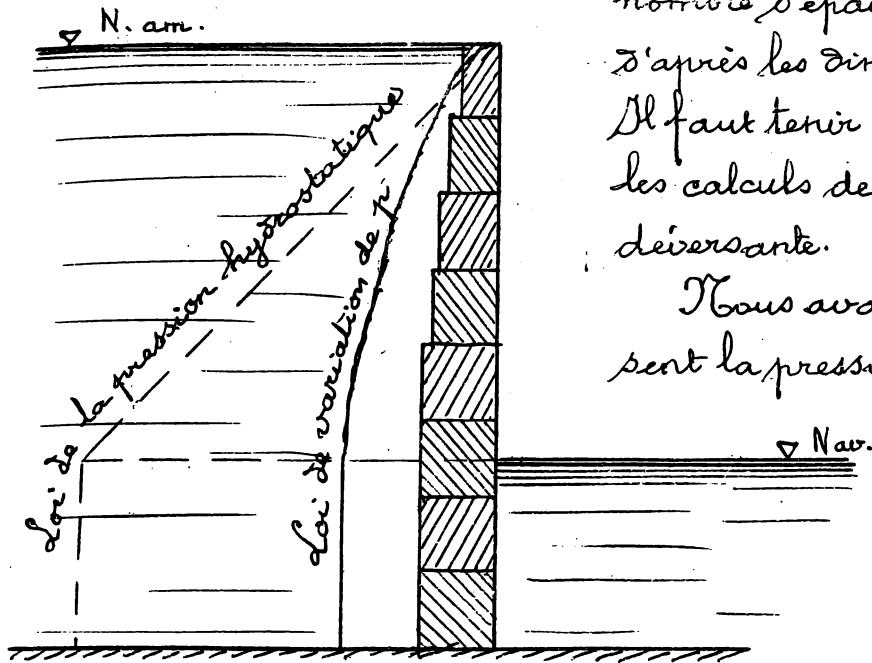
Pour 6 m. de largeur, $p = 16,44 \sqrt{h}$; on se rend donc compte des dimensions des poutrelles.

Remarquons que par suite de la variation de pression entre le niveau amont et le niveau aval, il est rationnel de faire varier p avec la profondeur.

La loi de variation continue de p en fonction de h est

$$\text{épaisseur} \quad p = l \sqrt{\frac{3}{4} \frac{\omega}{\sigma_m}} \sqrt{h},$$

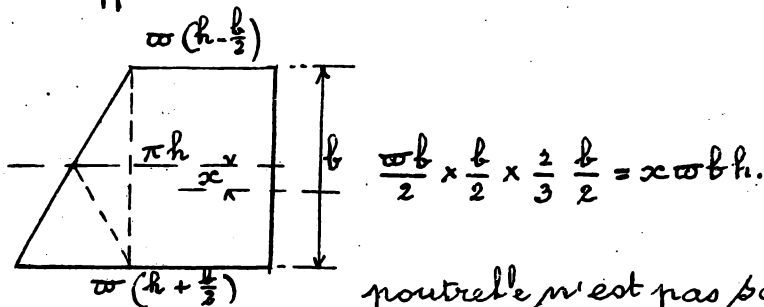
c'est donc une parabole du second degré à axe vertical et dont le sommet est au niveau d'amont. Ce profil n'est d'égal résistance que pour une paroi formée d'un empilage de lamelles élémentaires indépendantes les unes des autres, c'est-à-dire sans continuité dans le sens vertical. Un barrage à poutrelles ne peut être constitué que par un profil en gradient extérieur à la parabole. Cela entraîne un double inconvénient: c'est que les poutrelles ne sont pas interchangeables et que l'on s'écarte des dimensions usuelles. Pour les poutrelles en bois, de faible portée, il n'y a pas un intérêt considérable à faire varier l'épaisseur d'une manière graduelle, d'autant plus que les différences ne sont importantes que pour les poutrelles supérieures. Éventuellement, on emploiera des poutrelles d'un petit



nombre d'épaisseurs différentes (2 ou 3), d'après les dimensions du commerce. Il faut tenir compte évidemment dans les calculs de l'épaisseur de la lame déversante.

Nous avons considéré jusqu'à présent la pression moyenne sur l'axe de la poutrelle. En réalité, la pression varie sur la hauteur d'une poutrelle et les pressions résultantes n'agissent

pas dans le plan axial, mais excentriquement, c'est-à-dire qu'il y a un effet à torsion.



b étant la hauteur de la poutrelle et h la profondeur de l'axe de la poutrelle sous le niveau amont, tant que la

poutrelle n'est pas sous le niveau aval, la pression varie suivant sa hauteur, de $\omega (h - \frac{b}{2})$ à $\omega (h + \frac{b}{2})$ et la pression résultante $\omega b h$ agit à une distance $x = \frac{b^2}{12h}$ en dessous de l'axe de la poutrelle.

Elle est d'autant plus grande que la poutrelle est plus haute et diminue en raison inverse de h . Sa valeur la plus élevée possible correspond à $h = \frac{b}{2}$, d'où $x = \frac{b}{6}$. Négligeable pour les petites poutrelles en bois, elle atteint 16,6 cm pour des grandes poutrelles de 1.00 m. de hauteur et davantage, qui sont de vraies vanes très basses. Il est vrai que cet écart maximum correspond aux faibles pressions. Par exemple, pour une poutrelle de 1 m. de hauteur, à 8,33 m. de profondeur moyenne, $x = 0,01$. Donc, d'une manière générale, la variation des pressions a peu d'importance pour les poutrelles.

Cette petite excentricité a cependant une conséquence, c'est que sur les faces d'appui continues d'un rideau de poutrelles, la réaction continue

varie suivant une loi proportionnelle, à la pression hydrostatique. Ensuite la tendance au basculement des poutrelles doit produire, si le contact est parfait, un serrage des joints favorable à l'étanchéité.

L'effort de soulèvement statique vertical d'une poutrelle est $\pi + f_1 \omega b h l$, π étant le poids et f_1 le coefficient de frottement de la poutrelle sur l'appui ou des galets sur le chemin de roulement.

On admet comme valeurs moyennes de f_1 :

Bois sur bois ou pierre dressée	0,50
Fer sur fer	0,30
Fer sur bronze	0,20
Galets d'acier sur fer	0,01

Les inégalités des surfaces de contact, surtout des supports mobiles peuvent augmenter ces valeurs.

Comme les poutrelles se retirent nécessairement les unes après les autres, h est toujours faible au moment du relevage et égal à $\frac{1}{2}$ + l'épaisseur de la lame déversante. La pression p s'annule rapidement dès qu'on soulève la poutrelle et le poids se réduit de la sous-pression.

§ 5'. Rideau Carré. On peut assimiler à un rideau de poutrelles les rideaux Carré, qui sont formés de pièces de bois de petit équarissage (analogue à celui des aiguilles), assemblés par charnières en bronze et formant un dispositif souple comme un volet à jalousie. Ils peuvent notamment être enroulés (position d'ouverture). Pour fermer le barrage, on les laisse dérouler par leur poids; ils sont entraînés par un cylindre creux en fonte, qui est fixé à la base et forme en même temps mandrin d'enroulement. L'enroulement se fait nécessairement vers l'amont. Les baguettes sont en bois fort (pitch pur) et leur équarissage croît de haut en bas. La portée est faible (1,00 à 1,25m), mais les rideaux recouvrent généralement deux panneaux contigus (3 appuis). On peut disposer sur la face amont un tissu imperméable pour améliorer l'étanchéité (Voir planches).

§ 6. Vannes planes levantes. Les vannes planes levantes sont toujours verticales ^{$\alpha=0$} ; elles constituent une plaque obturant un orifice en prenant appui au moins sur les 2 côtés latéraux, parfois en outre sur un seuil inférieur et même sur un masque supérieur. Mais cet appui multiple n'est pas désirable; non seulement il rend les calculs incertains, mais il est même pratiquement impossible à réaliser pour des vannes de dimensions respectables, parce que cela exigerait une précision de construction et de montage impossibles à réaliser et un réglage qui ne peut être durable. L'étanchéité ne serait donc nullement assurée et il est devenu une règle générale d'assurer l'étanchéité par des moyens spéciaux indépendants des appuis.

On n'appuiera donc les vannes que sur les côtés latéraux. Encore cet appui, qui doit être continu ou être réparti entre de nombreux points, est-il difficile à réaliser, mais peut l'être cependant d'une manière satisfaisante. Il en résulte que les formules établies pour les poutrelles sont applicables pour de telles vannes, notamment d'une manière générale les formules du moment maximum, des réactions d'appui, de la loi de répartition des pressions et de l'excentricité de la poussée totale, qui prend une grande importance par suite de la grande valeur de $\frac{b}{h}$ par rapport à h , hauteur de charge moyenne.

On se rapporte, pour l'emploi de ces formules, à la charge moyenne, qui s'établit facilement par les lois de pressions hydrostatiques du triangle, du trapèze, du rectangle ou mixtes.

Dans le cas de la loi mixte « triangle et rectangle », on peut appliquer les formules établies pour la poussée résultante R d'une aiguille et son alignement toutefois en faisant $\cos \alpha = 1$ et $a = l$, largeur de la vanne; $\alpha = 0$, $h + h' = b$, hauteur de la vanne. Le moment fléchissant total, les réactions d'appui et leur répartition s'en déduisent aisément.

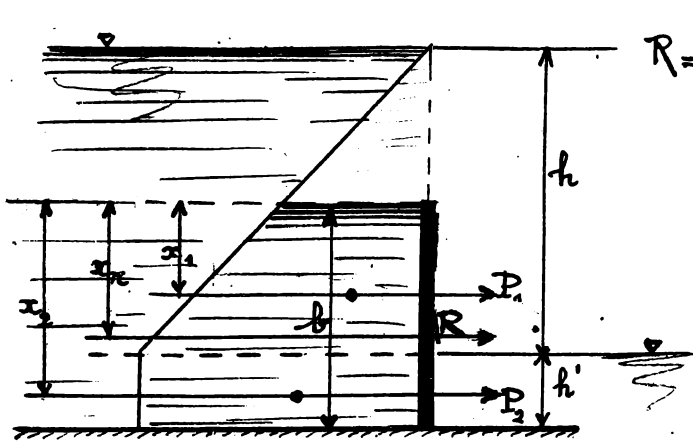
S'il y a déversement par dessus la vanne ou bien pour des vannes fractionnées, la loi peut être celle du trapèze et du rectangle. On établit facilement, pour ce cas, les formules suivantes :

$$P_1 = \omega (b-h') \left(h - \frac{b-h'}{2} \right) \cdot l$$

$$P_2 = \omega h h' l$$

$$x_1 = \frac{b-h'}{3} \frac{3h - (b-h')}{2h - (b-h')}$$

$$x_2 = b - \frac{h'}{2}$$



$$R = \omega l \left[bh - \frac{(b-h')^2}{2} \right]; x_2 = \frac{1}{3} \frac{3b^2h - (b-h')^3}{2bh - (b-h')^2}$$

Dans le cas de la loi mixte, « triangle et rectangle », $b-h' = h$
 $R = \omega l h \left[b - \frac{h}{2} \right]$ $x_2 = \frac{h}{3} \frac{3b-h}{2b-h}$

Dans le cas de la loi « trapèze simple », $h' = 0$ et
 $R = \omega l b \left(h - \frac{b}{2} \right); x_2 = \frac{b}{3} \frac{3h-b}{2h-b}$

Les appuis latéraux ne supportent que les charges résultant de la pression de l'eau. Le poids est supporté par le seuil intérieur, par simple appui vertical, mais qui n'intervient dans la flexion que par les frottements, dont on ne tient pas compte. Le poids est d'ailleurs réduit par les sous-pressions et parfois par l'action du contrepois, que l'on n'emploie cependant plus toujours à l'heure actuelle.

La formule de l'effort statique est la même que pour les poutrelles, le poids doit être réduit des sous-pressions éventuelles et de l'action du contrepois.

$$P = \omega l b l$$

§7) Vannes en bois et plaques métalliques.

Les vannes en bois les plus simples se composent de madriers horizontaux assemblés d'une manière aussi étanche que possible, p. ex., avec joints à rainure et languette ou à mi-bois calfatés et braiés. C'est le système qui se rapproche pratiquement le plus du mode simple de sollicitation envisagé à propos des barrages à poutrelles. Cependant, les assemblages produisent déjà une certaine solidarité transversale et par suite des flexions inégales suivant les verticales, la répartition des contraintes ne correspond déjà plus identiquement à celle des pressions. Les parties supérieures les moins chargées et les moins fléchies déchargent par effet de continuité les éléments inférieurs. Néanmoins, comme il en résulte un supplément de sécurité, on n'en tient pas compte et on applique

aux divers matériaux la formule d'épaisseur des poutrelles. Pour des raisons pratiques, on conserve l'épaisseur constante, elle est déterminée par l'épaisseur du matériau le plus bas.

Pour de plus grandes portées, en vue d'assurer une plus grande résistance et plus d'étanchéité, on constitue la vanne d'une double couche de matériaux avec joints en découpe et disposés en opposition de coupe, de manière que les matériaux des 2 couches aient une tendance à glisser en sens inverse. L'ensemble est solidarisé par des chevilles en bois enfoncées à frottement dur et par des ferrures, qui sont décrites plus loin. Si les chevilles assurent une résistance suffisante aux efforts rasants (à vérifier), on peut considérer les 2 couches comme travaillant solidaiement. Dans ces conditions, le dispositif se rapproche beaucoup d'une plaque homogène.

On s'en rapproche encore davantage dans la construction des vannes en bois des déversoirs de l'arrière-port de Nieuport. Deux couches extérieures de matériaux horizontaux contiennent entre elles une couche de matériaux verticaux; l'ensemble est solidarisé par chevilles et ferrures. Les matériaux verticaux réalisent une continuité verticale notable, bien qu'encore imparfaite. L'épaisseur est nécessairement constante et on la détermine généralement par la formule simple établie pour les poutrelles. Le taux de travail peut être élevé. On pourrait se proposer de décomposer le système en 2 réseaux orthogonaux de pièces fléchies solidaires et établir sur cette base un calcul plus exact. Mais ces calculs sont d'une complication que ne justifie pas l'importance de la question. On ne connaît pas de formules spéciales et un supplément de sécurité est très désirable dans ces organes.

Les vannes en bois sont solidarisées par des triangles en bois ou des ferrures verticales qui sont généralement réunies en fourche à la tige de levage. Dans les vannes à plusieurs couches, les ferrures sont toujours symétriquement disposées sur les 2 faces. Dans les petites vannes à une couche, bien que ce ne soit pas théoriquement recommandable, elles sont généralement simples. Enfin, il est utile ou, pour les vannes à plusieurs couches, nécessaire, d'ensemer les côtés latéraux dans des ferrures en U

ou caennières. Les fermetures sont fixées par écrous et boulons.
 Les vannes métalliques en forme de plaques simples sont nécessairement de petites dimensions et ne se rencontrent guère dans les barrages à cause de leur poids et de leur oxydabilité, ainsi que de leur grande fragilité au choc. Dans les aqueducs, déversoirs, prises d'eau et autres orifices de petite section, on peut cependant les rencontrer. Dans la position de fermeture, on peut admettre que, par suite de leur faible rigidité, elles sont appuyées sur tout le pourtour. Il faut donc établir leurs dimensions par les formules des plaques simplement appuyées sur les bords. Cependant, dès qu'elles sont légèrement déchargées, elles ne sont plus appuyées que sur 2 bords parallèles. La théorie générale des plaques permet d'étudier la sollicitation d'un tel système, qui n'est en somme pas autre chose qu'une pièce fléchie dont les dimensions transversales sont importantes et dont les charges extérieures sont excentrées par rapport à l'axe.

On peut aussi faire l'hypothèse que si l'on donne à la plaque un profil transversal d'égal flexion correspondant à la loi de répartition des pressions, le calcul des tensions peut se faire indépendamment de la continuité transversale. Cette hypothèse n'est peut-être pas rigoureuse, car la section transversale n'est plus symétrique et les formules de la flexion plane simple ne lui sont plus applicables dans l'ensemble. Car la flèche est proportionnelle à q et inversement proportionnelle à r^3 . L'égal flexion exige donc que $\frac{q}{r^3}$ soit une constante ou

$$r = k \sqrt[3]{q} = K \sqrt[3]{h}$$

Donc le profil serait une parabole cubique dont le point d'inflexion à tangente horizontale est au niveau amont.

Où,

$$M = aq = Ah,$$

et

$$\frac{I}{r} = \frac{br^2}{6} = Bh^{\frac{2}{3}},$$

donc

$$\sigma_m = \frac{M}{\frac{I}{r}} = \frac{Ah}{Bh^{\frac{2}{3}}} = Ch^{\frac{1}{3}} = Dq.$$

Les contraintes sont proportionnelles à l'épaisseur de la plaque et sont donc décroissant du bas au haut de la plaque. L'épaisseur maximum correspond au bord inférieur de la plaque et à la contrainte maximum admissible. La plaque est plus épaisse que la plaque d'égal résistance apparente.

rente, telle qu'elle a été calculée sans continuité. (Voir poutrelles). Mais, en réalité, ce profil n'est pas d'égal résistance pour une plaque continue et doit même, par suite de la continuité, donner des fatigues supérieures à la contrainte admise. Les flexions seront en effet plus fortes dans le haut que dans le bas et les fatigues iront croissant du haut en bas de la plaque. Il faut donc se méfier du profil d'égal résistance approximatif. Comme d'autre part, le profil d'égal flexion est une parabole cubique, on voit que le gain de matière par rapport à la plaque d'épaisseur constante est insignifiant. Il n'en est pas de même lorsqu'il s'agit du calcul d'une grande dalle fixe, en béton armé, par exemple. On peut alors réaliser le profil en parabole cubique partiellement ou ce qui est plus simple et satisfaisant tant pour l'économie que pour l'aspect, le profil droit suivant la tangente à l'extrémité de la parabole cubique. Donc l'épaisseur au niveau amont est égale aux $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur au niveau aval, sous le niveau aval, elle est constante.

Le profil d'égal résistance dans le sens horizontal est parabolique. Il peut s'employer par exemple, pour des vannes en bois d'assez grande portée qui seraient formées de fortes poutres superposées et assemblées. Il faut cependant observer que l'avantage de la réduction de poids est accompagné de l'inconvénient d'une plus grande flexibilité, qui peut entraîner des dégradations d'appuis et d'abouts et des difficultés de levage; enfin, la résistance au choc est moindre.

§ 8). Vannes en charpente métallique.

Les vannes en charpente métallique, qui ont permis d'accroître considérablement les dimensions de ces organes sont, d'après la disposition générale de ce mode de construction, formées d'éléments auxquels on assigne des fonctions diverses, mais dérivant l'une de l'autre.

A tout prendre, en considérant que la sollicitation principale de la vanne provient de la pression de l'eau et lui est normale, une vanne métallique est très analogue à un tablier métallique étanche et comporte également des poutres principales, des traverses et contretraverses et un tablier continu.

Les organes prépondérants sont les poutres principales, qui sont horizontales et sont sollicitées à la manière des poutrelles. Leurs dispositions sont variables d'après la portée et la hauteur.

Pour les moyennes portées, inférieures à 10 m, on peut employer un assez grand nombre de poutres principales. On admet que la répartition des pressions se fait entre ces poutres comme dans un barrage à poutrelles indépendantes. L'espacement des poutres, qui ont généralement même hauteur d'âme, décroît depuis le haut jusqu'au bas, ce qui n'empêche pas que l'on peut augmenter aussi la résistance des poutres inférieures par des plats additionnels.

Lorsque ces vannes sont étroites, on réunit les poutres aux extrémités par des montants formant cadres avec les longerons extrêmes et on rive sur le tout un bordage étanche en tôle à la face amont, qui dispense d'un contreventement transversal. Pour éviter de fatiguer le bordage, la suspension de levage doit être reportée sur les montants latéraux.

Pour des vannes plus larges, de l'ordre de grandeur de 5 m., on peut trouver plus expédient de mettre un double bordage pour solidariser les poutres principales, au lieu de traverses verticales et de contreventements. Cette disposition facilite l'entretien extérieur, mais ne permet pas de vérifier l'état des éléments principaux, qui sont à l'intérieur, inaccessibles et qui peuvent être corrodés par des infiltrations ou l'humidité ambiante. Enfin, pour ne pas fatiguer les bordages au levage, la suspension doit être reportée sur les montants latéraux ou des tirants verticaux rivés sur les bordages pour transmettre les efforts à l'ensemble des poutres et autant que possible symétriquement sur les 2 faces.

Pour toutes ces raisons, il semble toujours préférable de réunir les poutres principales, à des entretoises égales, par des traverses ou montants, qui sont discontinus, et forment avec les poutres principales un quadrillage sur lequel se rive le bordage unique à l'amont.

Dans les vannes de grande portée, par suite des hauteurs considérables des poutres principales et pour éviter des flexions transversales secondaires, ces montants font partie de cadres transversaux verticaux d'indéformabilité.

Enfin, pour éviter les déformations longitudinales, on ajoute encore un contreventement longitudinal au moins partiel entre les poutres principales.

Dans les barrages modernes de grande portée, on emploie généralement des vannes divisées en raison de leurs avantages qui sont exposés plus loin. La hauteur des vannes devient alors relativement faible par rapport à la portée et on réduit généralement le nombre de poutres principales à 2, parfois 3. En outre, on ne les dispose pas aux bords supérieurs et inférieurs de la vanne, mais vers l'intérieur, de sorte que les montants transversaux sont en porte-à-faux en dessous et au-dessus, davantage vers le haut d'ailleurs. Le bordage recouvre toute la face amont et toute la charpente est accessible à l'aval. Tant pour réduire le nombre de poutres, que pour la légèreté, on augmente la hauteur des poutres qui, de $\frac{L}{12}$ pour les petites portées, atteint $\frac{L}{10}$ et même $\frac{L}{8}$ pour les grandes. Les poutres principales ont généralement la forme trapèze ou bow-string. Dans les petites vannes, toutes les poutrelles et montants sont à érie pleine; dans les grandes, ces éléments sont tous en treillis.

L'entre-distance des montants est généralement voisine de celle des poutres principales.

Ces éléments se calculent d'après les règles ordinaires des charpentes métalliques.

La tôle de bordage est rivée sur la face amont par des rivures d'étanchéité. Son épaisseur se calcule par les formules spéciales des plaques minces rectangulaires encastées sur le pourtour. Parfois on emploie des tôles bouclées ou cintrées, pour lesquelles on emploie des formules empiriques spéciales ou l'on se base sur les résistances garanties par les usines.

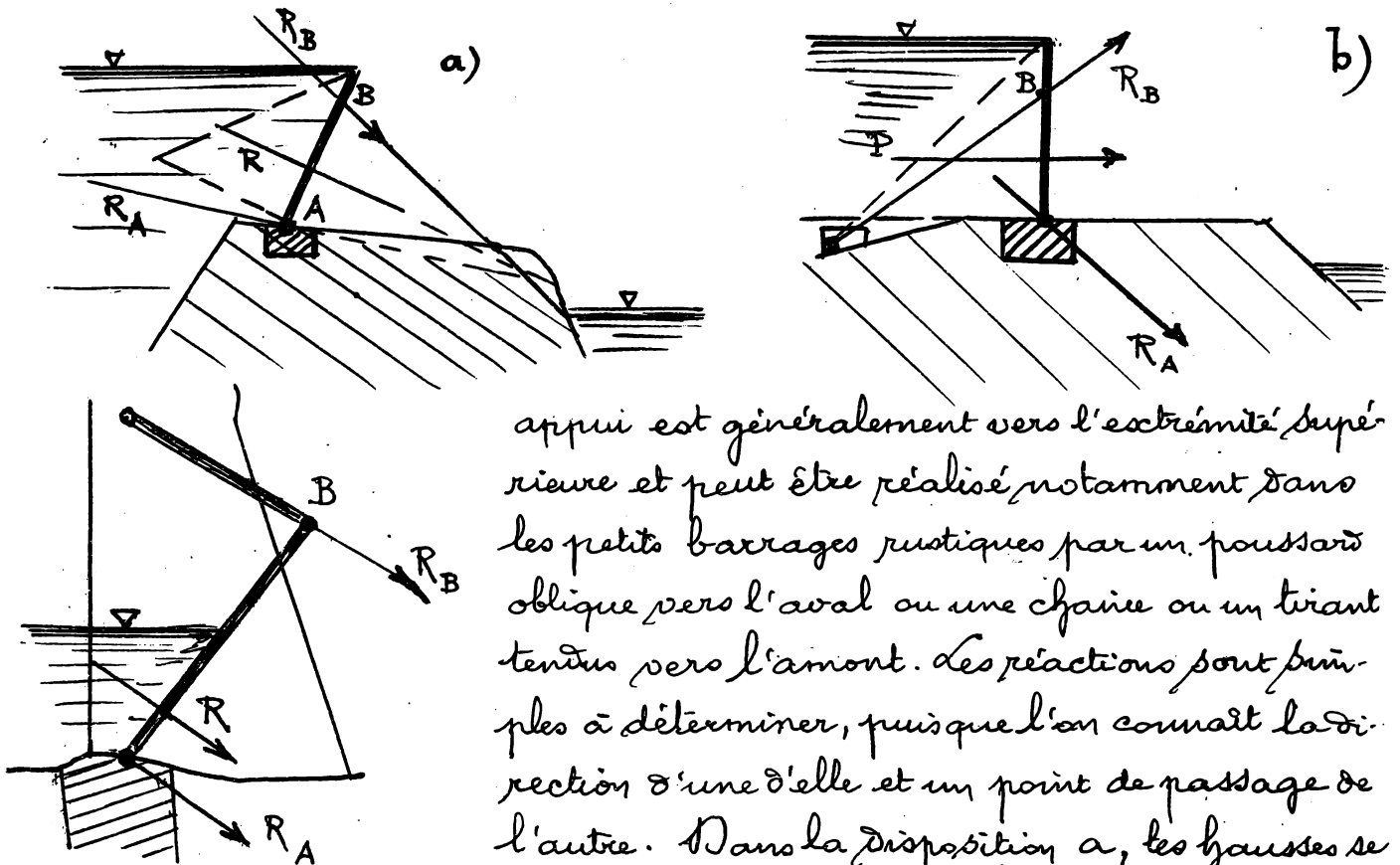
Nous étudierons ailleurs les dispositifs d'étanchéité et de manœuvre. On pourrait construire des vannes en béton armé d'après les mêmes principes.

§9) Vannes pivotantes en hausses. (cont.)

Ce sont des vannes planes, généralement de dimensions modérées et

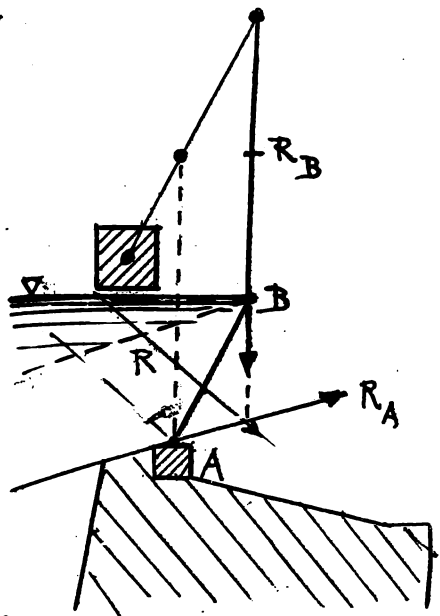
ne convenant en tous cas que pour des retenues modérées, dont la manœuvre s'effectue par rotation autour d'un axe horizontal, qui sert en même temps de support. Il n'y a donc pas d'appuis latéraux, mais rien que des appuis horizontaux, comme dans les barrages à aiguilles. Pour déterminer les pressions résultantes et leurs alignements, on peut employer les formules établies au § 6. pour les vanes levantes, en divisant les distances verticales par $\cos \alpha$ si α est l'angle d'inclinaison de la hausse sur la verticale. Ces efforts étant connus, les réactions sur les appuis peuvent être déterminés dans tous les systèmes divers par les règles de la statique ou par la graphostatique.

Les hausses mobiles pivotantes sont des panneaux tournant autour d'une charnière horizontale inférieure qui constitue un des appuis. L'autre



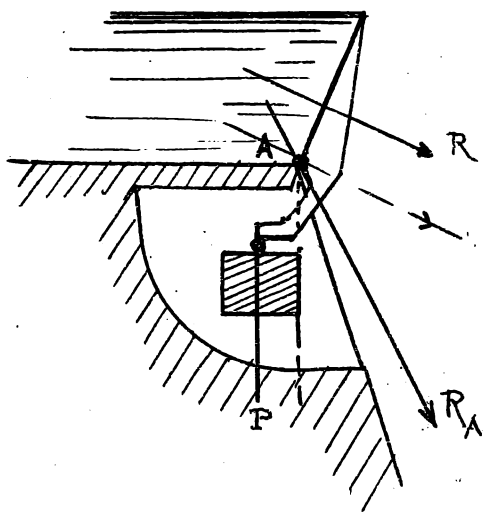
appui est généralement vers l'extrémité supérieure et peut être réalisé, notamment dans les petits barrages rustiques par un poussoir oblique vers l'aval ou une chaîne ou un tirant tendus vers l'amont. Les réactions sont simples à déterminer, puisque l'on connaît la direction d'une d'elle et un point de passage de l'autre. Dans la disposition a, les hausses se

ferment par la pression, mais sont difficiles à dresser. Dans la disposition b, elles se dressent d'elles-mêmes, mais sont difficiles à abattre. En les combinant, c'est-à-dire en mettant à l'amont d'une vane du type a, une vane de secours du type b, les manœuvres deviennent très faciles. Ce dispositif est connu sous le nom de barrage Chénard.



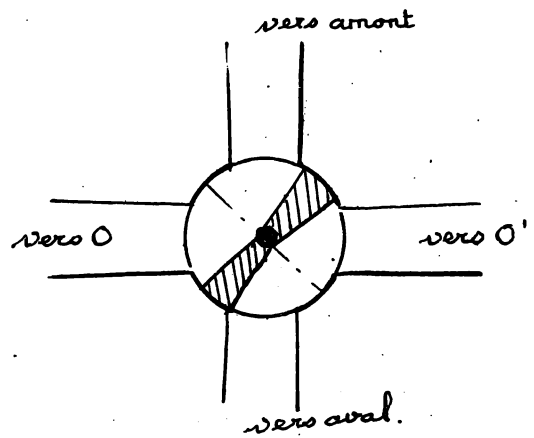
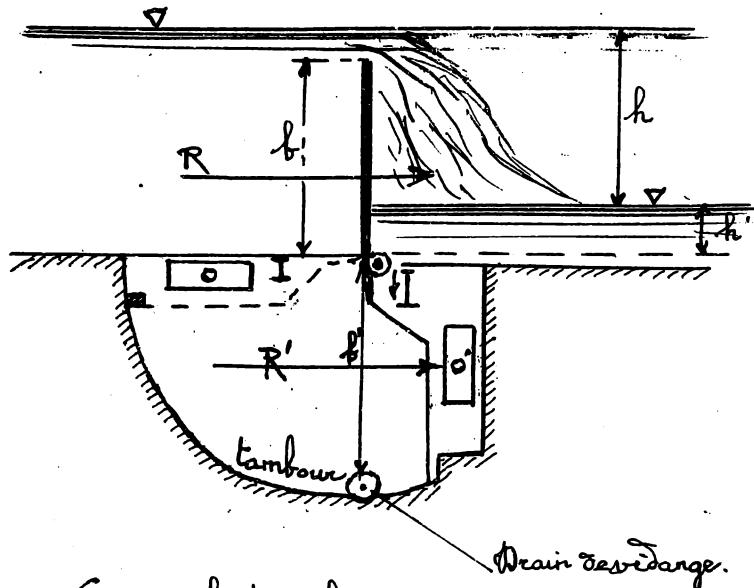
Les hausses mobiles auto-régulatrices forment généralement un côté d'un parallélogramme articulé et sont suspendues par leur extrémité supérieure à 1 tige, formant un 2^e côté, et qui est réunie par l'autre extrémité à un balancier à contrepoids. La valeur de l'effort de soulèvement R_B est constante, donc à un débit donné, qui correspond à une certaine épaisseur de lame déversante correspond une position d'équilibre bien déterminée. Pour la constitution de l'appui A, il faut tracer le diagramme de variation de R_A , en tenant compte aussi du poids de la hausse. Dans le cas où le niveau d'aval est très bas, la vanne peut être prolongée sous la charnière par une culasse à contrepoids. Dans ce système, la charnière supporte seule toutes les charges : poids propre, pression de l'eau et contrepoids.

Ces hausses pivotantes, automatiques ou non, conviennent surtout pour les déversoirs superficiels réglables.



Un ancien type de barrage automoteur à hausses pivotantes, qui convient en eau claire est le barrage à tambour type Louiche-Defontaines. Il est analogue au dernier système précédent, mais l'équilibrage de la pression sur la volée n'est pas réalisé par un contrepoids, mais par la pression d'arrêt agissant sur la culasse qui constitue elle aussi une vanne étanche. Cette culasse se meut

dans un refoulement cylindrique ou tambour fermé à la partie supérieure et divisée transversalement par des cloisons en fonte correspondant à la division des hausses. Deux aques débouchent dans ce refoulement : l'un O vers le haut peut être mis en communication avec l'amont ou l'aval ; l'autre O' vers le côté aval est généralement en communication avec l'aval.



Lorsque le tambour est mis par O en communication avec l'amont, toute la pression d'amont agit sur la culasse et maintient la volet levier. Pour abaisser le barrage, il suffit de mettre O en communication avec l'aval, il peut être utile pour le rabatement complet de mettre O' en communication avec l'amont. La manœuvre peut se faire par une vanne unique à deux voies. Elle peut être rendue aussi automatique par une disposition automatique de la vanne de commande.

La condition de fonctionnement, d'après les notations de la figure et en supposant que le pied de la vanne est noyé à l'aval est :

$$\frac{1}{3} \left[bh - \frac{(b-h')^2}{2} \right] \frac{3b^2h - (b-h')^3}{2bh - (b-h')^2} < k \frac{b'^2h}{2}$$

Le facteur k est destiné à tenir compte des pertes de pression dans le tambour par les fuites ; il est d'environ 0,80 dans les types bien exécutés. Il n'y a que deux positions extrêmes d'équilibre.

Pour le calcul de résistance, on admettra cependant la pleine pression k sur la culasse.

Un autre type de barrage automoteur est le barrage en toit, à deux hausses arc-boutées, appelé aussi beav-trap, du nom américain. La hausse amont, inclinée sur la verticale d'environ 30° en position de fermeture est appuyée à son extrémité supérieure sur une contre-hausse articulée au pied vers l'aval. La contre-hausse appuie sur la hausse par l'intermédiaire d'un galet ; la hausse porte d'autre part un taquet qui empêche les 2 hausses

de se séparer. Sous les 2 hausses, il existe dans le radier un refouillement dans lequel les 2 hausses peuvent s'effacer et qui peut être mis par un aqueduc en communication avec le niveau amont en aval. Lorsque la communication est faite avec l'amont, la pression soulève la contre-hausse jusqu'à l'extrémité de course, elle archoute ainsi la hausse amont et le barrage est en position de fermeture. Si le niveau aval est mis en relation avec l'intérieur du toit, les 2 hausses s'abattent, celle d'amont au-dessus de celle d'aval. La vanne de manoeuvre de l'aqueduc peut être rendue automatique. En position de fermeture, la contre-hausse est presque normale à la hausse.

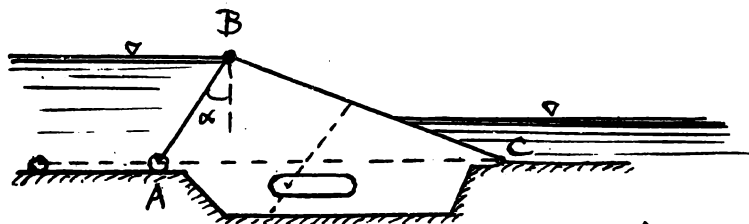
Il n'est pas difficile de déterminer les efforts maxima dans les différentes parties de ces barrages.

Ces barrages automoteurs exigent un léger remous initial d'amont pour fonctionner, principalement le bear-trap, à cause du poids à soulever. Ce remous se réalise en plaçant le barrage sur un seuil légèrement en saillie à l'amont ou bien en le combinant avec un barrage partiellement fixe ou comportant un autre système de bouchure et qui soit fermé. Il suffit d'ailleurs de quelques centimètres seulement pour le bear-trap, comme on peut en faire le calcul.

L'effort de levage à vaincre est d'ailleurs maximum au début; généralement il y a donc à l'intérieur du bear-trap un excès de pression. S'il n'y avait pas d'excès de pression, l'équilibre serait instable, car toute surcharge d'aval tendrait à baisser le barrage, ce qui réduit encore la pression intérieure et accroît le déséquilibre. La pression intérieure d'équilibre strict croît quand le barrage s'abaisse.

Les ingénieurs américains Du Bois et français Carro ont préconisé une disposition légèrement différente qui facilite le relevage, la pression d'amont agissant sur une plus grande surface, parce que les hausses ne se recouvrent pas en position abattue. La contre-hausse est articulée au pied et à la tête avec la hausse d'amont; celle-ci repose au pied sur des chemins de roulement latéraux par des galets. Le refouillement et l'aqueduc existent comme dans le bear-trap ordinaire. Le barrage étant abattu, pour le relever, on met l'aqueduc en communication avec l'amont. L'effet

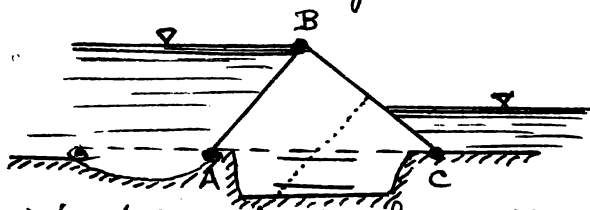
de soulèvement s'exerce sur les 2 vantaux; il est plus puissant que dans le batardeau ordinaire. En position fermée, c'est la pression intérieure sur la contre-hausse qui maintient le barrage levé. Pour abattre, on met l'aqueduc en communication avec l'aval. La pression est nulle sur le vantail aval, la pression d'amont agit sur le vantail amont. Il faut que la réaction exercée sur les galets de pied soit dirigée vers l'arrière de sorte que, en tenant compte des résistances, le barrage s'abatte. Cette condition dépend des angles du triangle formé par le barrage levé et de la forme de la voie de roulement. Pour une voie horizontale, il faut $\alpha = 30^\circ$ environ et $\widehat{ABC} = 120^\circ$ environ. Lorsque \widehat{ABC} se rapproche de 90° , il suffit d'établir la voie de roulement en cuvette.



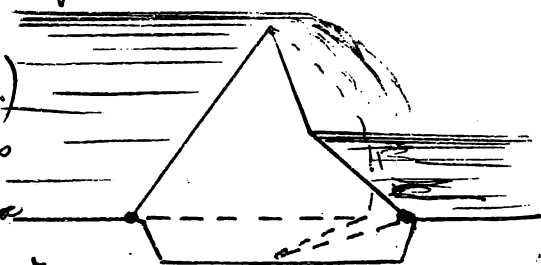
et $\widehat{ABC} = 120^\circ$ environ. Lorsque \widehat{ABC} se rapproche de 90° , il suffit d'établir la voie de roulement en cuvette.

Pour limiter la course vers le haut, il faut un arrêt dans la voie de roulement ou mieux encore, une chaîne retenant la contre-hausse.

Presque simultanément, les ingénieurs français Gérard, belge Maus et américain Parker préconisaient une disposition à articulations fixes, la hausse d'aval étant divisée et se repliant à la manière d'un livre en position fermée. L'avantage est d'avoir moins de parties mobiles, moins d'encombrement et plus d'étanchéité.



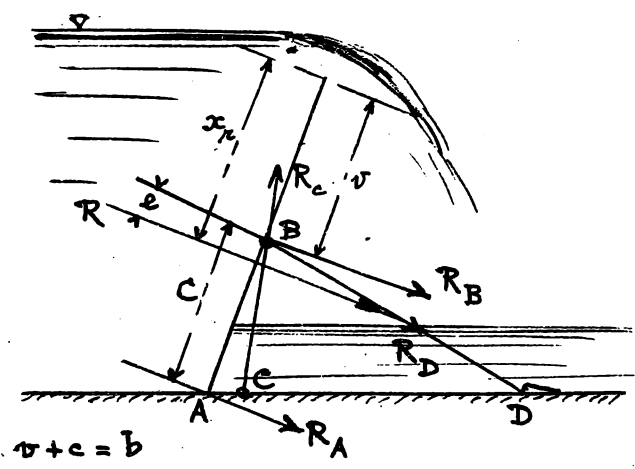
Le problème principal dans ces types de barrages, est d'assurer la manoeuvre automatique en tous cas, ce qui dépend du choix convenable des dimensions et des angles. Certains types importants sont équilibrés par contrepoids (Lockport, Ill.) Des ingénieurs ont préconisé des dispositions diverses, consistant généralement en panneaux divisés par des articulations ou à recouvrement, dans le but de satisfaire à la condition ci-dessus et de protéger les organes mobiles contre les alluvions et corps flottants.



Les hausses Chanoine consistent en panneaux rectangulaires pivotant autour d'un axe horizontal placé vers le niveau de la résultante

des pressions hydrostatiques correspondant au niveau de la retenue normale. Cet axe est supporté par un chevalet-trépied, d'ailleurs mobile, dont la disposition est décrite plus loin. Il comporte du côté amont 2 montants retenus vers l'aval par une jambe de force.

Ces hausses constituent généralement des déversoirs. La résultante des pressions passe à distance $e = x_n - v$ de l'axe de rotation B. Cette distance ne dépend que du niveau amont. Pour une certaine épaisseur de lame déversante, correspondant à un certain débit et au niveau maximum théorique $x_n = v$ et $e = 0$. La hausse est en équilibre instable.



Si la retenue est moindre, $x_n > v$, $e > 0$ et l'équilibre est stable sous l'effet prépondérant de la pression sur la culasse. Mais si la retenue est plus forte, c'est l'inverse qui se produit, e est négatif et la hausse bascule vers l'aval sous l'effet de la pression prépondérante sur la volée. La hausse Chanoine est donc

automatique pour un débit donné maximum; elle est aussi en quelque sorte automatique, car au relevage, elle se redresse théoriquement seule dès que la culasse est inclinée sous l'horizon (bien entendu si $e > 0$).

Pratiquement, cet automatisme n'est pas aussi parfait, par suite de l'inertie et surtout du frottement; d'autre part, le choc des corps flottants peut entraîner des basculements intempestifs. En fait, le fonctionnement du barrage est généralement commandé. Il y aurait d'ailleurs un inconvénient à ce que toutes les vannes basculent automatiquement pour un niveau donné, car il n'y aurait aucune marge de réglage du niveau.

Les réactions sur les appuis se déterminent aisément comme il est montré ci-dessus. La jambe de force est comprimée, mais une traction s'exerce sur le montant BC qui doit donc être scellé dans le radier. Le moment fléchissant maximum de la hausse se produit en B et correspond à la pression sur la volée en porte-à-faux.

§10. Constitution des hausses. Les barrages à hausse couronne

généralement des déversoirs et ont généralement une faible retenue. Elles sont généralement divisées en panneaux contigus dont la longueur dépend des circonstances et du système. Qu'elles soient en bois ou métal, les éléments principaux de résistance se trouvent dans des plans verticaux et se calculent comme des aiguilles. Au point de vue constructif, elles comportent donc généralement un bordage étanche supporté par des montants équidistants appuyés sur des pièces horizontales continues retenant tout le long des appuis horizontaux fixes ou mobiles. Dans les hausses en bois de petites dimensions, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont confondues. Dans les hausses métalliques, de grandes dimensions, de certains beaux traps, les montants sont entrelacés et contresentés.

Les hausses simples ou du système Chénard ne conviennent que pour les petites chutes : elles sont généralement en bois. Si elles sont en métal, elles consistent simplement en tôles rivées sur des montants en fer laminé de faible section.

Les hausses autorégulabiles et les hausses à tambour sont constituées aussi de cette dernière manière. La largeur des panneaux est limitée par la condition de flexion des appuis, elle varie donc en sens inverse de la hauteur. Pour les hauteurs moyennes, les largeurs leur sont égales. Elles peuvent aller jusqu'au double et davantage pour les petites hausses de déversoirs. Pour les hausses Chanoine, dont la hauteur est souvent plus grande (> 3 m), la largeur dépasse peu 1 m. Elles sont généralement constituées par un cadre à montants verticaux très solides fermé par un bordage à éléments horizontaux.

Les beaux traps, primitivement en bois, ont été ensuite construits, en plus grandes dimensions, en charpente métallique ou mixte. Les hausses obturent d'un seul tenant des pertuis atteignant jusque 50 m. Je renvoie, pour plus de détails, aux ouvrages spéciaux.

§ 11. Barrages cylindriques à axes horizontaux. Dans ces barrages, la paroi d'obturation plane verticale ou peu inclinée est remplacée par une surface cylindrique généralement circulaire à génératrices

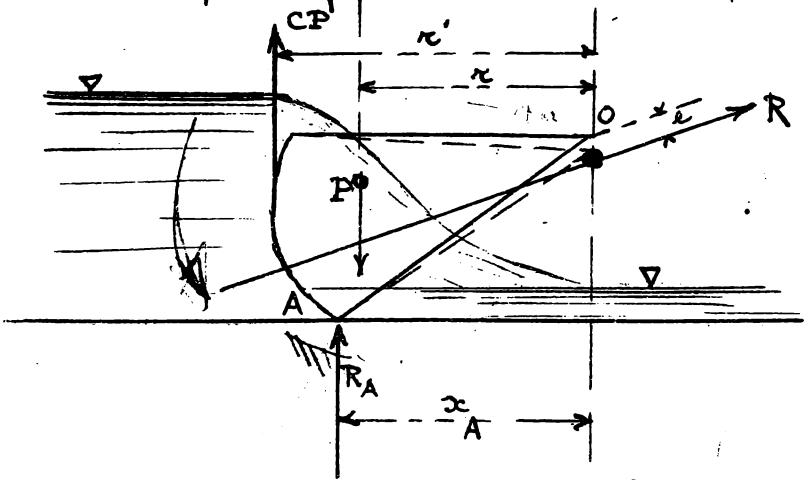
horizontales. Le mouvement d'ouverture ou de fermeture du barrage s'effectue par rotation autour d'un axe généralement confondu avec l'axe géométrique du cylindre. De la sorte, la pression hydrostatique résultante passe par l'axe de rotation et n'intervient dans le travail d'ouverture que par le frottement des saucissons.

Ces barrages s'exécutent sous trois formes principales.

Dans les barrages à segments, il n'y a qu'une paroi étanche cylindrique à l'amont. Généralement, l'axe est situé au-dessus du niveau d'aval et la vanne est levante. Il en résulte que la poussée d'amont a une composante verticale dirigée vers le haut, qui réduit la réaction sur le bord inférieur de la vanne. Or, en vue de l'étanchéité, il est nécessaire que cette réaction conserve une valeur suffisante. On ne peut donc équilibrer que partiellement le poids de la partie mobile, ou bien employer un contrepois dont on peut supprimer l'action en position de fermeture. Selon les vues modernes, par analogie avec ce qui se fait pour les grandes vannes, on emploie moins les contrepois, à cause de l'encombrement, de la charge et des dépenses supplémentaires. Les appareils de levage doivent être plus puissants. Si l'on veut équilibrer notablement en vue de la facilité de manoeuvre et réaliser un serrage de la vanne sur le seuil par la pression, il suffit de disposer l'axe de rotation au-dessus de l'axe géométrique du cylindre. La résultante des pressions produit alors un moment de serrage. Le même résultat peut être obtenu en substituant à la génératrice circulaire du cylindre une autre courbe, ou une droite. Ce moment est à vaincre au moment initial du levage, mais se réduit et disparaît au fur et à mesure de l'ouverture. Cette disposition est avantageuse pour l'étanchéité et pour la manoeuvre, mais elle fatigue davantage la charpente. Il existe aussi une disposition dans laquelle l'axe est au niveau du radier; la vanne est baissante et rentre dans un refouillement en relation avec le niveau aval. Il est apparent que l'étanchéité à la base de la vanne est très difficile à réaliser et que la fosse est exposée à l'ensablement.

Dans cette disposition, un équilibrage surabondant est désirable, de manière à réaliser une pression de bras en haut au contact des dispositifs

d'étanchéité et de butée du bord interne supérieur du refouillement et du bord externe inférieur de la vanne. Le contre poids consiste en des masses mobiles autour de l'axe de rotation à l'opposé de la vanne et telles que sous leur effet la vanne tend à être toujours fermée. L'ouverture de la vanne s'effectue par levage des contre poids



Considérons d'abord la vanne levante dans le cas le plus général d'une excentricité e de la résultante R des pressions par rapport à l'axe de rotation et équilibrée par un contre poids CP agissant du même côté de

l'axe que le poids P . En position fermée, la réaction en A est :

$$R_A = \frac{P r + R e - C P r'}{x_a}$$

x_a étant le bras de levier de l'alignement par rapport à O . Pour que R_A soit le plus grand possible, sans modifier P et e , il faut réduire x_a , c'est-à-dire incliner la réaction vers l'aval en rendant la surface de contact en A inclinée d'amont en aval. On est limité dans cette voie par les difficultés de réglage et le danger de coincement. La disposition la plus simple consiste à rendre R_A verticale. Comme R_A doit être positif, il faut que

$$P r + R e - C P r' > 0 \text{ ou } C P < \frac{P r + R e}{r'}$$

La réaction sur l'axe O en position fermée s'obtient par une composition et décomposition de forces, connaissant R_A . Mais il est plus intéressant de déterminer la réaction S sur l'axe au début du levage, le contact en A venant d'être supprimé. Alors

$$\vec{S} = \vec{R} + \vec{P} + \vec{C P}$$

La résistance statique initiale au levage, exprimée en moment est :

$$P r + R e + S f \rho - C P r'$$

ρ étant le rayon de tourillons et f le coefficient de frottement des coussinets.

On établirait aisément les formules analogues dans le cas où le contre poids serait à l'opposé de P .

Examinons le cas général de la vanne baissante avec contrepoids à l'opposé de P.

La réaction verticale R_A est $R_A = \frac{-P_r + R_e + CP r'}{x_A}$.

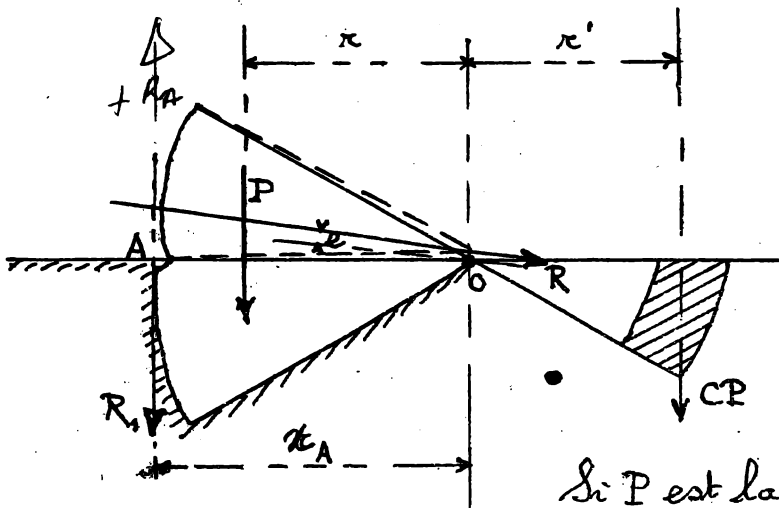
Elle doit être ^{positive} positive, donc $P_r - R_e - CP r' > 0$.

L'expression de S_{max} est comme précédemment $S = \overline{R} + \overline{P} + \overline{CP}$, mais sa valeur est plus considérable parce que P et CP s'ajoutent.

La résistance statique initiale au levage est, en moment :

$$CP r' + R_e - P r + S f \rho.$$

$f = 0,10 \text{ à } 0,05$ pour de l'acier pur ou bronze, d'après le degré de graissage qui doit être toujours assuré.



Les pressions doivent satisfaire aux limites imposées pour les coussinets graissés.

Les paliers à billes ou à rouleaux réduisent beaucoup les résistances des tourillons.

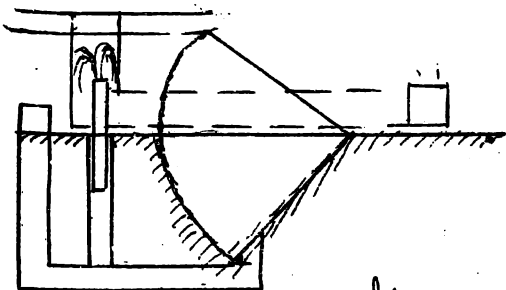
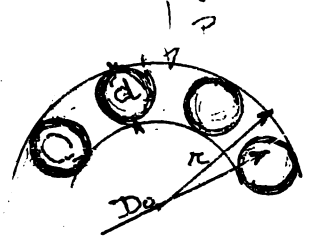
Calcul des paliers à billes,
d'après Stribeck:

Si P est la charge totale et qu'il y ait n billes, la charge sur chaque bille en rouleau est :

$$P_0 = \frac{5P}{n},$$

n étant compris entre 10 et 20. La somme de toutes les charges isolées des billes est, dans ces conditions, $S = 1,2P$. Le coefficient de frottement f du palier est déterminé par la relation

$$\mu P r = S f \frac{D_0}{d} \quad \text{ou} \quad f = \mu r \frac{d}{D_0} \frac{P}{S} = \frac{\mu r d}{1,2 D_0}$$



En moyenne, pour les billes fortement chargées et bien huilées $\mu = 0,0015$.

En général, f est inférieur à 0,01.

Dans les vannes levantes à segment, l'appui de l'axe ne peut se faire que dans deux tou-

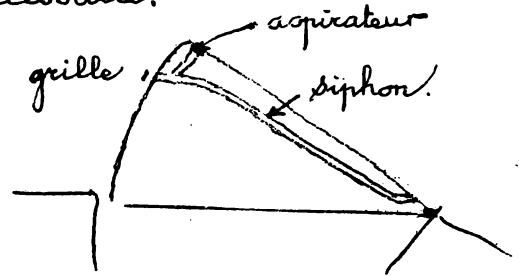
raillons latéraux ; il en résulte une flexion latérale importante et une sollicitation défavorable qui limite leur largeur aux environs d'une vingtaine de mètres. Les vannes baissantes peuvent recevoir des appuis multiples pour leur axe au niveau du radier et pourraient donc être plus larges ; mais les portées réalisées sont inférieures à celles des vannes levantes, par suite des inconvénients inhérents à ce système. Dans certaines applications, (portes de garde), les vannes à segments peuvent recevoir la pression dans l'un ou l'autre sens.

Dans les vannes à secteur, la paroi cylindrique d'amont et la paroi plane radiale d'aval sont étanches. L'axe est au niveau du radier, la vanne est baissante et s'efface dans un refouillement de forme appropriée. Dans le fond de ce refouillement débouche un aqueduc qui est en communication constante avec le niveau d'amont et sur lequel est greffé une vanne cylindrique verticale télescopique, dont le bord supérieur déverse les eaux dans un puits en communication avec l'aval. La pression d'eau qui règne dans l'intérieur de la vanne est celle qui correspond au niveau de déversement par le cylindre télescopique ; on peut la faire varier de la pression d'amont à celle d'aval par simple déplacement vertical du tube. De cette manière, on peut faire occuper à la vanne toutes les positions intermédiaires entre celle de fermeture complète et d'ouverture. Mais, comme dans le bear trap, il faut augmenter la pression quand le barrage s'abaisse. Pour que l'équilibre soit stable, sans surpression, il faut, en outre, que le réglage soit automatique, de telle sorte que, à tout abaissement du barrage corresponde aussitôt une surpression qui tende à l'arrêter, sinon l'abaissement s'accroît sans arrêt. Il n'y a presque pas de flexion transversale ; la vanne est identique à elle-même dans toute sa largeur et le poids de chaque section élémentaire est équilibré par la poussée de l'eau. La résultante des pressions de l'eau est toujours horizontale, elle est supportée entièrement par l'axe, mais il est possible de l'appuyer en des points très rapprochés, même sur toute sa longueur d'une

manière continue par un coussinet à rotule, comme dans le barrage du Meser à Brême, dont les pertuis sont à 4 m. de longueur pour 4,60 m. de retenue maximum. De cette manière, l'axe assure une étanchéité parfaite en même temps qu'il est lubrifié par l'eau sous pression.

Une certaine pression initiale est nécessaire pour le levage. Pour la produire, il faut donc que le barrage ne s'efface jamais complètement et réalise une dénivellation initiale. Dans l'ouvrage de Brême, le levage initial se fait par insufflation d'air comprimé (50 cm. d'eau). Cela suffit pour créer la dénivellation motrice nécessaire.

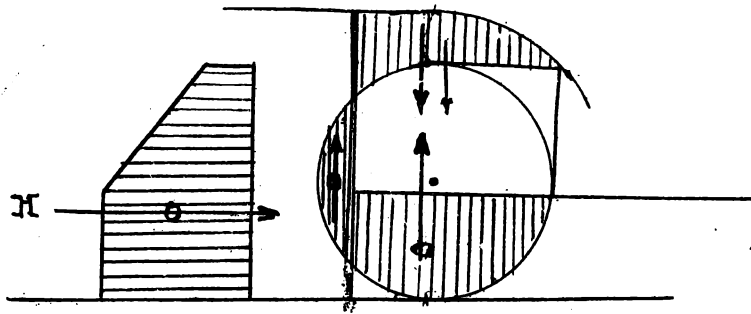
Un siphon aspirant expulse ensuite l'air de l'intérieur du barrage. Cette disposition est utile pour la rapidité de commande car, lorsque le secteur est plein d'eau, le déplacement de la vanne télescopique de commande se traduit immédiatement par une différence de l'état de pression de l'eau dans le secteur, tandis que s'il y a un espace d'air, il faut d'abord que l'eau s'écoule jus qu'au niveau nouveau d'équilibre. En dehors de ces points principaux, l'ouvrage de Brême, qui est remarquable, présente encore beaucoup de détails ingénieux pour lesquels je renvoie aux monographies spéciales. Citons seulement, que l'air comprimé y est employé pour activer les curages du tambour par chasses d'eau. On a récemment construit des barrages de ce genre en béton armé.



Le barrage à cylindre proprement dit consiste en un cylindre fermé en tôle, à axe horizontal reposant sur le radier en travers du pertuis à fermer, sur les côtés duquel il prend appui. Au point de vue d'ensemble, c'est donc une gigantesque poutrelle. Le levage se fait par rotation des extrémités, qui sont garnies de couronnes dentées, sur des crémaillères obliques disposées dans les appuis latéraux. L'effort statique maximum de levage suivant le chemin de roulement est donc égal à la composante tangentielle du poids plus la résistance au roulement, soit

$$P \sin i + f_r P \cos i.$$

Cet effort se produit après la complète immersion du cylindre; au début du levage, l'effort est réduit par la poussée de l'eau. Pour déterminer cette poussée dans le cas d'un segment quelconque, on détermine d'après



les croquis ci-contre, séparément, les résultantes des pressions verticales et horizontales, par la surface des diagrammes des pressions correspondantes. Leur composition donne la résultante, qui passe, d'ailleurs

par l'axe du cylindre.

Dans les cylindres complètement immergés, cette poussée est considérable et tend à soulever le cylindre sur sa voie de roulement inclinée à 45° . Pour éviter cela, on incurve la voie de roulement dans le bas jusqu'à près de la verticale. De la sorte, la réaction totale passe toujours sous le point de contact et ne peut soulever le cylindre. Il faut alors calculer l'effort initial de levage et vérifier s'il n'est plus grand que $P \sin i + f P \cos i$, ce qu'il faut éviter.

On réalise une réduction de la poussée et une construction plus économique pour les retenues élevées en substituant au cylindre fermé un pan de charpente cylindrique terminé par des couronnes dentées et portant à l'amont un segment de fermeture cylindrique ou plan.

Cet ensemble pouvant être très rigide, permet de réaliser de très longues portées. On peut aussi descendre le cylindre au moins partiellement dans un refoulement pour permettre de régler le débit par abaissement.

§12.. Constitution des barrages cylindriques.

Dans les barrages à segment, le bordage d'amont est soumis à la pleine pression. Il est supporté par des éléments de charpente verticaux équidistants, travaillant à la manière des aiguilles et qui transmettent à leur tour les efforts à des éléments de charpente radiaux formant portées principales. Celles-ci transmettent, à leur tour, les réactions aux pivots par des pans transversaux en forme de secteur aboutissant à l'axe.

Dans les types plus récents, il n'y a que des pans d'about, qui forment avec les poutres principales de vrais portiques. Cependant, comme les 2 touillons se comportent comme des appuis à glissement, le système est isostatique et il ne peut se produire de poussée.

Lorsque le rayon est petit et l'ouverture angulaire grande (45° à 60°), les abouts ont la forme de secteurs triangulés, rigidement assemblés à deux poutres principales situées dans les plans radiaux extérieurs. Pour la sollicitation des traverses, il serait favorable de leur faire dépasser les poutres principales aux deux extrémités. La disposition qui a été essayée de disposer une seule poutre principale dans le plan d'action de la résultante des pressions, les aiguilles étant en porte-à-faux de part et d'autre, a donné de mauvais résultats, l'ensemble manquant de rigidité.

Dans le cas de segments de grand rayon et de faible ouverture angulaire, dont l'axe de rotation est situé au-dessus du niveau amont et dont la culasse se meut au-dessus du couronnement de l'ouvrage, les béquilles ont la forme de treillis composé, à 2 ou 4 membrures sensiblement parallèles, assemblées rigidement aux 2 parties principales parallèles, sur lesquelles le bouchier étanche déborde de part et d'autre. On a proposé une disposition de poutre principale de section triangulaire à trois membrures parallèles. On ne voit pas les avantages particuliers de cette disposition qui rend les calculs incertains.

Dans les vannes à segments, les efforts principaux sont supportés par le bordage radial d'aval. Il est supporté par des poutres transversales internes qui travaillent à la manière des aiguilles et qui, dans les grandes vannes, sont réunies par des traverses et contreventées. La paroi cylindrique supporte de moindres efforts, ses poutres transversales sont moins fortes. Dans l'ensemble, la vanne comporte donc une série de secteurs équidistants et parallèles en charpente, comportant une membrure radiale et une membrure courbe triangulés et rigidement assemblés entre elles à angle droit, une triangulation à grandes mailles réunit ces membrures dans leur plan. Les secteurs voisins sont solidarisés par entretoises et diagonales d'indéformabilité.

Les barrages à cylindre peuvent être composés dans les modèles de faible portée d'un simple cylindre creux. Cependant, il y a généralement, des raidisseurs transversaux et dans les cylindres de quelque importance des poutres longitudinales pour augmenter la rigidité. Il peut y avoir une, suivant un plan diamétral ou bien trois formant un prisme droit triangulaire inscrit. Il existe alors des contreventements transversaux et longitudinaux. Dans le cas d'un bouclier distinct, il est fixé à des charpentes transversales triangulées. Les charpentes transversales d'about sont renforcées. Comme généralement, une seule extrémité est unie, le cylindre est soumis à la torsion.

§ 13) Barrages divers. Je ne citerai que pour mémoire des types spéciaux de barrages d'application très restreinte. Les vannes à déplacement latéral ou chariot-barrage, se déplaçant sur des rails de roulement perpendiculairement à l'axe du pertuis, sont analogues en principe aux portes roulantes des écluses, qui constituent les seules applications importantes du système.

On peut faire la même observation au sujet des vannes flottantes ou bateaux-portes. Cependant, il existe des vannes levantes à lest variable d'eau et, d'autre part, on peut employer des bateaux-portes comme fermeture de secours pour les pertuis fermés par des vannes levantes ou à segments, etc...

Un dispositif plus intéressant, bien qu'il soit employé surtout dans les écluses, est celui des vannes planes verticales à axe vertical, qui sont donc de vraies portes à un ou deux vantaux. Tous les étudiants à propos des écluses. Elles s'emploient surtout dans les canaux de drainage et d'irrigation, donc pour de petits pertuis, souvent avec poteaux-palets. En position fermée, elles sont sollicitées comme des vannes à appuis latéraux.

Il existe en Amérique sur le canal de drainage de Chicago, une porte tournante symétrique à axe de rotation vertical médian (2 pertuis de 24,4 m., profondeur d'eau max. en amont 9,15 m.).

Chapitre ~~X~~

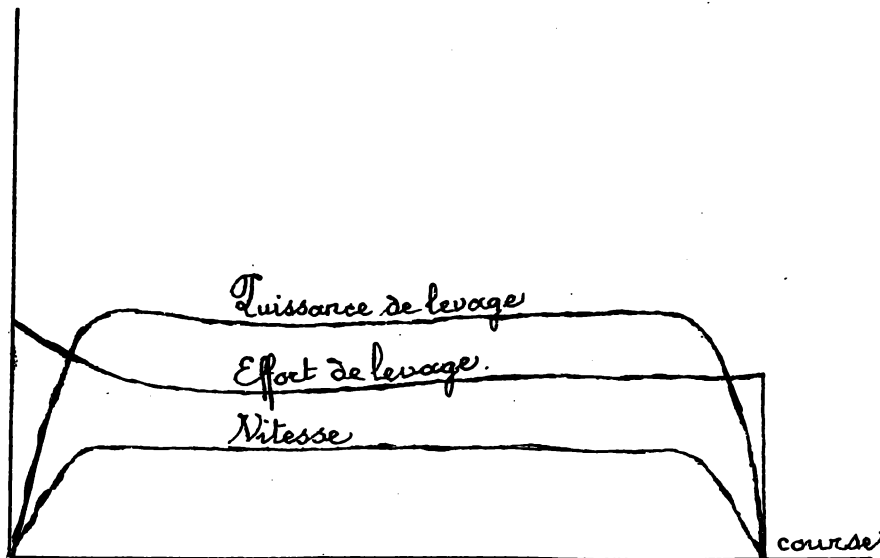
* Bavocages mobiles. Organes de manœuvre et appuis.

§1. Étude dynamique de la manœuvre. Dispositions d'ensemble. — Dans presque tous les cas où des dispositifs mécaniques doivent être employés pour la manœuvre, l'effort à exercer est un effort de soulèvement qui comprend plusieurs termes statiques :

- 1°) Un provenant du poids des éléments à soulever, éventuellement réduit par équilibrage;
- 2°) un couple ou effort provenant de la pression hydrostatique;
- 3°) un effort ou couple de frottement sur les appuis provenant des termes précédents.

En exerçant l'effort correspondant à la somme de ces trois termes, l'appareil de levage est sur le point de faire mouvoir le dispositif de bouchure, mais pour produire le mouvement, il faut, au début du moins, un effort supplémentaire pour la mise en vitesse, c'est-à-dire pour l'accélération. Ce terme est de la forme $\frac{P}{g} \frac{dv}{dt}$ (force) en cas de translation ou $\frac{P}{g} k^2 \frac{d\omega}{dt}$ (moment) en cas de rotation, k étant le rayon d'inertie. Il est généralement faible, à cause des faibles vitesses de levage. La puissance instantanée utile est égale au produit de l'effort par la vitesse de déplacement de son point d'application; la puissance motrice totale s'obtient en divisant la précédente par le rendement des mécanismes et du moteur. La puissance est donc variable, car les trois derniers termes de l'effort dynamique varient nécessairement pendant la manœuvre d'ouverture. La vitesse varie également, puisqu'elle est nulle au commencement et à la fin et qu'elle possède entre ces périodes une valeur déterminée et généralement constante, de l'ordre de grandeur de 0,10 à 0,30 m/' pour les grandes vannes, selon le poids. Les éléments qui déterminent le problème sont, outre les efforts statiques, le temps minimum de la manœuvre et les caractéristiques du moteur. Ils donnent les relations nécessaires entre les efforts, les vitesses et les temps.

Généralement, l'effort est maximum au décollage, à cause de la pression



hydrostatique et des frottements correspondants; les efforts d'inertie de démarrage sont faibles. La puissance correspondante est faible, à cause des petites vitesses. Puis la vitesse croît, l'effort décroît, la puissance passe par un maximum pour res-

ter ensuite sensiblement constante. Après l'émergence, l'effort, la vitesse et la puissance sont constants. En fin de manœuvre, la puissance et la vitesse décroissent pour s'annuler finalement.

Cette allure de variation des efforts ou couples, vitesses et puissances est caractéristique des appareils de levage. Les appareils de manœuvre des barrages ne sont que des appareils de levage à buts spéciaux. Il en résulte que les moteurs les plus convenables sont ceux qui conviennent aux appareils de levage : moteur à vapeur à piston et à admission variable, moteurs hydrauliques ou à huile, moteurs électriques série à courant continu ou asynchrones à résistances de démarrage, ou encore moteurs d'induction série à collecteurs. Pratiquement, on emploie presque exclusivement la manœuvre électrique. Les dispositions les plus simples sont les meilleures. Pour les ouvrages très importants, on emploie éventuellement des dispositifs plus complexes de tamponnement : moteurs multiples continus à couplage variable ou asynchrones en cascade ; survolteurs-dévolteurs, batteries-tampon, groupe Ward-Léonard, convertisseur, etc...

Lors de la fermeture, le poids est généralement moteur ; les autres efforts sont résistants ainsi que les contrepoids. Si l'on veut que la fermeture s'effectue sans effort moteur et qu'une certaine pression soit exercée sur le seuil en position fermée, pour l'étanchéité, il faut que l'action du poids soit supérieure à celle des autres efforts. L'équilibrage total est alors exclu. Les brins de levage peuvent être flexibles. L'effort de levage moyen est beaucoup plus

élevé, mais les variations sont moindres. Ce dispositif est, au total, avantageux. Mais au début de la fermeture, l'action motrice du poids est très élevée. La descente doit être nécessairement freinée. Le freinage par récupération n'est pas intéressant, à cause de la rareté des manœuvres. Il n'est d'ailleurs pas très sûr. Or, à cause des masses énormes, il faut une grande sûreté. On emploie des freins à friction à contrepoids, électro-magnétiques, à commande automatique et indépendante. Un dispositif plus sûr est encore de disposer entre le moteur et le dispositif de levage, un mécanisme de transmission irréversible. L'inconvénient de la réduction du rendement et de la consommation d'énergie à la fermeture est faible, vu la rareté des manœuvres. La sécurité à la descente est parfaite. Le couple moteur à développer à la descente est faible, ce qui est un inconvénient pour les moteurs péris de levage.

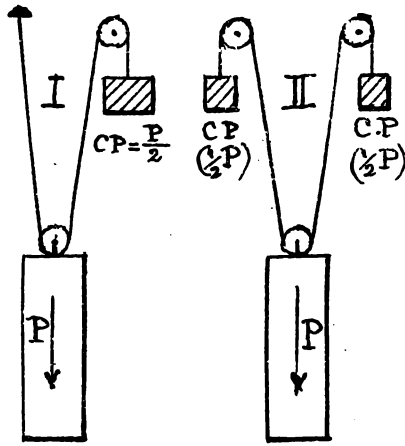
Les freins automatiques ou le mécanisme irréversible assurent la sécurité en cas d'arrêt au levage. La faible vitesse de levée rend peu probable l'envoi à molettes des vannes; néanmoins, il est nécessaire d'établir des limiteurs automatiques de course dans les deux sens.

Lorsqu'il y a plusieurs vannes accolées de dimensions moyennes, il est avantageux de monter le moteur électrique sur un truck se déplaçant sur la passerelle de manœuvre. Pour lever, on accouple successivement les divers arbres de commande au moteur par bouts carrés ou manchons à greffes.

Le moteur et les réducteurs de vitesse à engrenages et vis sont souvent réunis par un accouplement élastique ou à friction, pour protéger le moteur des chocs. Le levage se fait par un pignon attaquant une crémaillère ou une chaîne Galle; plus rarement par tambour d'enroulement et câble ou par tige et écrous filetés. Parfois, on commande directement l'axe de rotation d'une vanne à segment par couronne dentée et pignon.

Le levage est toujours guidé, soit par les glissières ou par l'axe de rotation. Pour s'assurer contre les accidents, il importe d'employer pour tous les organes du dispositif de levage un coefficient de sécurité élevé. Il est utile de prévoir un dispositif automatique de suspension des vannes en position ouverte, facile à dégager pour la descente. On peut aussi disposer des ta-

quets parachute. Au point de vue dynamique, les contrepoids, en réduisant le couple moyen de levage, augmentent le rapport du couple de démarrage au couple minimum, ce qui est défavorable pour le rendement d'ensemble, par suite des pertes dans les résistances de réglage ou le dispositif de tamponnement et restreint le choix des moteurs. Le travail gagné au levage doit être effectué à la descente et correspond en fin de compte à des pertes supplémentaires dans les mécanismes. En outre, il faut tenir compte de la puissance absorbée par l'accélération du contrepoids, toujours faible, mais double de celle de la vanne même lorsque, selon la disposition I ci-contre, le contrepoids a un



pois moitié mais une vitesse double de celle de la vanne. On peut employer la suspension à deux brins à deux contrepoids, pour réduire l'encombrement et la fatigue des axes. Par contre, l'équilibrage dispense de l'irréversibilité des mécanismes. Les freins automatiques électro-magnétiques précédemment indiqués suffisent, ou bien des freins à récupération pour des vannes moy-

ennes à manœuvre fréquente.

Les appareils de levage à air comprimé ou hydraulique sont peu employés. Les appareils à main se rencontrent beaucoup, soit seuls pour les petits ouvrages, soit comme manœuvre de secours pour les grandes installations.

Les appareils exclusivement manuels comportent une manivelle ou levier dont l'axe porte un pignon attaquant un train réducteur d'engrenages dont le coefficient de réduction dépend des efforts à exercer. La sécurité de la manœuvre de levage est assurée par un encliquetage, mais elle fait défaut à la descente. Pour les vannes moyennes, l'équilibrage est donc très utile, tant pour la facilité et rapidité de manœuvre que pour la sécurité et il ne présente pas les mêmes inconvénients que dans les installations mécaniques importantes.

Les masses sont moins encombrantes, la variation de l'effort moteur a moins d'inconvénient. Pour les petites vannes, le danger est moindre par

suite de la décroissance de l'effort moteur, à la descente, dès l'immersion de la poutre; il faut une manœuvre attentive.

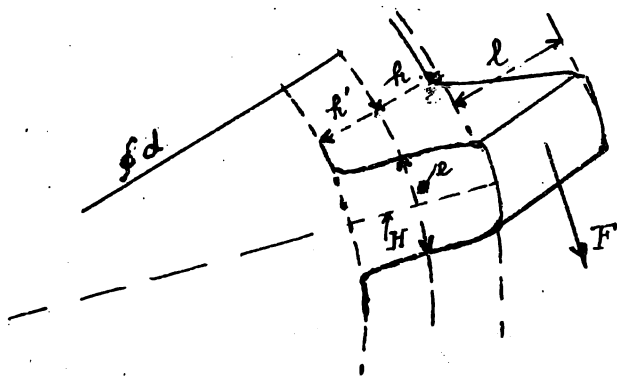
Les appareils manuels de secours agissent par l'intermédiaire d'un embrayage à griffes sur l'axe du pignon du réducteur de vitesse par une nouvelle réduction à engrenages interposée. La manœuvre s'effectue donc avec les sécurités ordinaires. Les appareils à main sont conditionnés par l'effort maximum qu'un homme peut exercer sur la poignée d'une manivelle, qui est d'environ 20 à 25 kg, et l'effort moyen correspondant, qui est de 8 à 12 kg en produisant un travail de 6,6 kgm/". L'effort maximum ne peut être exercé que pendant peu de temps. Un homme peut exercer sur la chaîne verticale d'un palan un effort moyen de 12 à 15 kg et maximum de 30 kg env.; cependant, en se suspendant, il peut faire agir tout son poids. Le travail correspondant à l'effort moyen est d'environ 7,5 kgm/". Si plusieurs hommes travaillent ensemble sur un même appareil, on ne peut compter pour chacun d'eux que l'effort moyen. Les efforts maxima et moyens exercés à l'extrémité d'un levier ou bras de poussée de manœuvre sont du même ordre de grandeur.

§ 2. Mécanismes de manœuvre à engrenages. Les détails constructifs des mécanismes de manœuvre sont du domaine de l'ingénieur mécanicien-électricien. Mais l'ingénieur des constructions civiles doit être en mesure de fournir au constructeur un schéma complet de principe des appareils, même coté en dimensions essentielles. Je rappelle ci-après, en vue de leur application aux appareils de manœuvre courants, les notions enseignées au cours de mécanique.

L'étude dynamique des manœuvres détermine l'effort ou le couple maxima de levage, en vue desquels les mécanismes doivent être construits. Le couple moteur maximum sur l'axe de la manivelle ou sur le plateau d'accouplement du moteur déterminent le coefficient de réduction minimum. Le choix du moteur résulte de l'étude dynamique et de l'examen des séries commerciales des moteurs du type demandé. Dans le cas de manœuvre à main, l'effort maximum est connu. Le rayon de manivelle favorable est

de 350 à 400 $\frac{m}{m}$, ce qui détermine le couple moteur maximum. La position la plus favorable de l'axe de manivelle est d'environ 1,00 m au-dessus du sol.

Pour les engrenages, on commence le calcul par celui du pignon le plus chargé. On doit préférer le tracé épicycloïdal des dents, car il assure un meilleur engrènement des petits pignons et permet de réduire le nombre de dents jusqu'à 11. On adoptera comme minimum 12, exceptionnellement 10. Le tracé en développante exige une denture corrigée pour les petits pignons qui s'obtient sans outils spéciaux par la fraise hélicoïdale. A cause du grand coefficient de réduction des mécanismes, il faut les pignons les plus petits possibles pour réduire l'encombrement des appareils.



Un engrenage est caractérisé par son module m exprimé en millimètres. Si le nombre de dents est n , le diamètre du cercle primitif est $d = mn$. Le pas de la denture sur le cercle primitif est $e = \frac{p}{2} = \frac{\pi m}{2}$. La hauteur totale de la dent est $H = 2,16 m$. pour

toutes les roues dont $h = m$ pour la saillie et $h' = 1,16 m$ pour le creux pour les roues normales. La largeur de la dent est $l = k p$ ou $k \pi m$. Il y a intérêt, dans les limites compatibles avec un bon engrènement et une bonne taille, d'augmenter l en vue de réduire le ϕ des roues. On ne dépassera qu'à 4 ou 5 p , normalement 2 à 3 p .

Pour déterminer les dimensions d'une dent, on suppose l'effort tangentiel maximum F appliqué au sommet de la dent, qui est considéré comme encastree à la base, où son épaisseur est supposée égale à e . Elle est en réalité supérieure dans le tracé en développante, corrigé ou non et dans le tracé en épicycloïde.

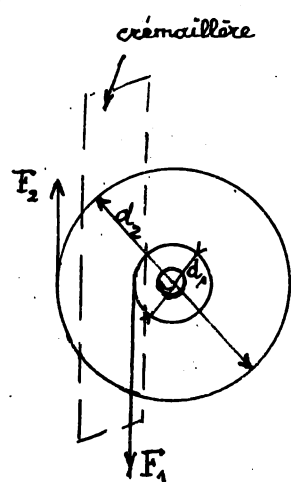
Les hypothèses de calcul sont donc très défavorables et on pourra adopter le plein taux de travail de l'acier forgé, malgré la variation des efforts en grandeur, leur sens étant invariable. Les vibrations et chocs sont peu à craindre avec des engrenages bien taillés et travaillant rarement, donc peu fatigués.

On adoptera, par exemple: $R = 12 \text{ kg/mm}^2$.

On a donc:
$$R = \frac{F \times 2,16 m}{\frac{k \pi m \times \pi^2 m^2}{24}} = \frac{F}{k} \frac{1,67}{m^2}$$

d'où
$$m = \sqrt{\frac{1,67 F}{k R}}$$

En fixant à $n_1 = 12$ le nombre de dents du premier pignon, son diamètre primitif est $d_1 = n_1 m_1 = n_1 \sqrt{\frac{1,67 F_1}{k R}}$.



Cette relation permet de déterminer k pour obtenir une valeur convenable de d_1 , qui ne rende pas le mécanisme trop encombrant.

Sur l'axe de ce pignon est montée une roue d'un nombre de dents $n_2 > n_1$, dont le module est m_2 . On a:

$$F_1 n_1 m_1 = F_2 n_2 m_2$$

R étant constant, on voit que :

$$\frac{m_2^2}{m_1^2} = \frac{F_2}{F_1}, \text{ d'où } \frac{m_2^3}{m_1^3} = \frac{n_1}{n_2}$$

donc :

$$m_2 = m_1 \sqrt[3]{\frac{n_1}{n_2}}$$

Donc le module décroît d'un train à l'autre, en même temps que l'effort tangentiel.

La seconde roue engrène un troisième pignon, qui a nécessairement même module et un nombre de dents $n_3 = 12$. Sur l'axe de ce pignon est montée une quatrième roue d'un nombre de dents $n_4 > n_3$. Son module est $m_4 = m_3 \sqrt[3]{\frac{n_3}{n_4}}$

Elle engrène avec un cinquième pignon, de même module et ayant $n_5 = 12$ dents, etc... Supposons qu'il n'y ait que ces engrenages de 1 à 5, le premier attaquant une crémaillère, le dernier étant monté sur l'axe de la manivelle.

Le moment résistant sur le 1^{er} axe est $\frac{F_1 m_1 n_1}{2}$.

Le coefficient de réduction total est $\frac{n_5}{n_4} \times \frac{n_3}{n_2} = \frac{1}{N}$.

Le moment sur l'axe de la manivelle est $\frac{F_1 m_1 n_1}{2 N \rho} = M_m$, ρ étant le rayon de manivelle, l'effort maximum à la poignée est $\frac{M_m}{r}$.

De la sorte, toutes les dimensions principales sont déterminées.

Le rendement des 2 engrenages en prise est $\frac{1}{1 + f \pi \left(\frac{1}{n} + \frac{1}{n'} \right)}$, f étant

le coefficient de frottement au contact, environ 0,1 à 0,3 pour des roues d'acier d'après le graissage. On peut admettre 0,96 pour les roues taillées graissées et 0,98 pour les roues taillées, dans un carter à bain d'huile. Pour les roues coulées 0,95. Le rendement des paliers est 0,94 pour les paliers sans coussinets peu graissés.



- 0,97 pour les paliers à coussinets rodés et graissés,
- 0,98 " " " à bagues de graissage,
- 0,99 " " " à billes.

Le rendement total du mécanisme est égal au produit des divers rendements partiels. Ainsi, pour le mécanisme précédent, il y a 3 prises d'engrenages taillées dans bain d'huile et 3 axes à coussinets graissés; le rendement total peut être évalué à

$$0,98^3 \times 0,97^3 = 0,86.$$

Par suite de la pression oblique sur les dents, la crémaillère tend à s'écartier du premier pignon. On la maintient en prise par un galet fou monté sur l'un des axes. L'angle de frottement étant $\varphi = 17^\circ$ ($f = 0,3$) et l'angle de pression 15° (valeur usuelle pour le tracé en développante), la pression sur le galet est $F_1 \times \text{tg } 32^\circ = 0,625 F_1$.

Il faut ensuite dimensionner les axes, qui sont soumis à la flexion plane simple et à la torsion, il faut donc déterminer les moments résultants et idéaux

$$M_i = 0,35 M_{fx} + 0,65 \sqrt{M_{fx}^2 + M_t^2},$$

et ensuite les tensions de flexion idéales dans les diverses sections dangereuses, les pressions dans les paliers, etc...

Pour les axes en acier forgé demi-dur, on limitera les tensions idéales ou réelles à 6 ou 8 kg/cm², pour tenir compte des alternances de fatigue (sécurité 10 environ). Les coussinets étant en bronze et les tourillons en acier non trempé, la pression diamétrale sur les coussinets ne devrait pas dépasser 60 kg/cm², mais on peut augmenter de 25% par suite de la rareté des manœuvres, des faibles vitesses et du fait que l'effort maximum est exceptionnel. Pour le contact d'acier sur acier, (pas de coussinets), on peut aller jusqu'à 150 kg/cm².

Pressions admissibles dans les coussinets :

Acier trempé sur acier trempé	150 kg/cm ² .
" " " bronze	90 "
" non trempé " "	60 "
Fer doux poli " "	40 "
Fonte " "	30 "
Fer sur fonte	25 "
Fer sur gaïac (lubrifié à l'eau)	25 "

Les pignons sont taillés dans les axes ; les roues dentées sont en acier coulé et clavées sur les axes. La crémaillère pleine en fer forge est sollicitée excentriquement et est très lourde. Il vaut mieux la constituer au moyen de deux fers plats parallèles (ou d'un U) réunis par des broches de tracé du pignon, se fait alors spécialement par roulette.

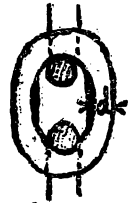
§ 3. Chaînes et câbles.

Au lieu d'une crémaillère, le pignon peut entraîner une chaîne Galle, dont le brin porteur doit être tendu en enroulé d'une manière quelconque. Les chaînes se fabriquent par les usines spéciales pour des charges données. Le poids par mètre courant est d'environ 4‰ de la charge. Pour les charges modérées, on peut employer des roues à empreintes et des chaînes à maillons soudés en fer forgé.

Si d est le \varnothing des maillons en cm, la charge admissible est de 500 à $625 d^2$ en kg, pour une sécurité supérieure à 8, afin d'éviter les déformations. La hauteur des maillons est généralement $4,6$ ou $5,5 \times d$, leur largeur $3,5 d$. Les maillons étagés ont comme hauteur $6 d$. Le poids des chaînes est $2,25 d^2$ kg/m, soit environ $4,5‰$ de la charge. Le diamètre primitif d'une roue de n empreintes est :

$$2r = \sqrt{\left(l \cotg \frac{\pi}{2n} - d \operatorname{tg} \frac{\pi}{2n}\right)^2 + (l+d)^2} \geq 20 d,$$

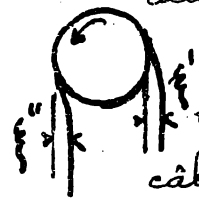
l étant la hauteur des maillons.



Les câbles sont simplement ou doublement toronnés et à âme de chanvre. Ils sont construits en fil d'acier de 160 à 200 kg/cm² de résistance max. de rupture. On les calcule au moyen d'un coefficient de sécurité d'au

moins 8 par la formule $w = \frac{Q}{R}$. Le nombre de fils est élevé, de 72 à 296. Leur ϕ est faible, de 0,4 à 1,6 mm, en vue de la souplesse. Le diamètre minimum d'enroulement des poulies en tambours varie de 500 à 1000 le ϕ du fil entre les caractéristiques extrêmes, en moyenne 600 fois. L'enroulement provoque en effet des tensions secondaires maxima de $\frac{E d}{2D}$, d étant l'épaisseur du fil, D le ϕ d'enroulement et $E = 2.150.000 \text{ kg/cm}^2$. Le poids des câbles est d'environ 0,5% de la charge, par m. et des câbles présentent donc de grands avantages, mais les difficultés d'attache sont inconnues, ainsi que la nécessité d'une surveillance et d'un entretien plus soignés. Ils s'allongent beaucoup et n'assurent donc pas l'identité de déplacement dans une suspension à plusieurs brins indépendants. En mouvement la tension du brin conducteur est $T = Q e^{\theta}$. Pour les petits angles d'enroulement, on peut généralement négliger l'accroissement de tension. La force centrifuge est aussi négligeable. Il n'en est pas de même de l'effet de raideur des câbles, qui donne, pour les 2 brins, un moment résistant

$$Q (\xi' + \xi'') = Q \xi$$



D'après Coulomb, $\xi = 0,006 \text{ à } 0,0125 d^2$ (en mm), d étant le ϕ du câble, pour le chanvre souple ou usagé.

$\xi = 0,018 d^2$, (en mm), pour les câbles en chanvre raides ou neufs.

Pour les chaînes à maillons, on emploie la même formule avec $\xi = 0,3 \text{ à } 0,4 d$, d étant le diamètre en mm. des chaînons (ou des chevilles d'une chaîne Galle). On améliore le rendement en graissant les chaînes.

Pour les câbles métalliques, on peut employer la formule suivante de Weisbach:

$$\xi = \frac{\pi}{10} \frac{1 + \frac{120}{Q}}{2\pi - 10} \text{ (kg et cm)},$$

Q étant la charge et r le rayon de la poulie d'enroulement.

Le tableau ci-après résume les caractères de ces moyens de levage.

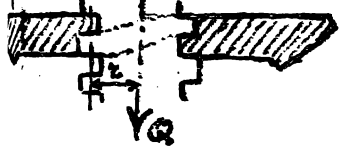
	Câbles en chanvre	Chaînes	Câbles métalliques.
d (en mm)	16 à 52	5 à 50	8 à 26
r (rayon poulie) >	5 d	10 d	15 d
ρ (rayon axe) >	0,4 d	1,5 d	2 d
rendement moyen η	0,92 à 0,97	0,94 à 0,96	0,96
ϕ	0,8 d^2	5 d^2	6 à 8 $d^2 \text{ kg}$

§4. Mécanismes à vis. - La tige filetée constitue une suspension légère, parce qu'elle est soumise à traction simple. La charge est $Q = 2,40 d^2$ (d étant le ϕ total (Q en kgr., d en mm). Il faut que le filet soit toujours bien propre et lubrifié. Le rendement de la vis à filet carré et de l'écran est médiocre, il est théoriquement égal à $\frac{tg \alpha}{tg(\alpha + \varphi)}$, α étant l'inclinaison de l'hélice moyenne et φ l'angle de frottement. La condition d'irréversibilité est $\alpha < \varphi$. φ varie de 6° (surfaces très abondamment graissées) à 17° (surfaces non graissées). Pour $\alpha = \varphi$, le rendement est $\frac{1 - tg^2 \alpha}{2}$; il est compris entre 0,50 et 0,45. Le maximum de rendement est $tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$; pour $\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$, il est égal à 0,81 (pour $\varphi = 6^\circ$, mais le mécanisme est alors réversible).

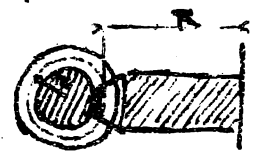
A une vitesse de rotation de l'écran de N tours / correspond une vitesse de translation de la vis de $0,105 \pi r tg \alpha$ m/s, r étant le rayon moyen de la tige filetée. La relation entre l'effort de levage Q et le moment sur l'écran est $M = Q r tg(\alpha + \varphi)$.

La vis intervient aussi dans les mécanismes réducteurs de vitesse à une et vis sans fin, dont le rendement est approximativement $\rho = \frac{tg \alpha}{(1 + \varphi) tg(\alpha + \varphi)}$, α et φ ont les mêmes significations que ci-dessus;

ψ est destiné à tenir compte du frottement des touillons et vaut:



- 0,13 pour des couffrets ordinaires graissés,
- 0,10 ——— id ——— à baques de graissage,
- 0,02 ——— id ——— à billes ou rouleaux.



La condition d'irréversibilité est encore $\alpha < \varphi$. Le coefficient de réduction est $N = \frac{2 \pi R}{p}$, R étant le rayon du cercle primitif de la roue et p le pas sur tour de la vis. Ce pas par tour est égal au pas de 2 filets voisins selon une génératrice, multiplié par le nombre de filets distincts. Si r est le rayon de la vis à filet simple,

$$p = 2 \pi r tg \alpha, \text{ donc } N = \frac{R}{r tg \alpha};$$

sur une vis irréversible $N = \frac{R}{0,102} = 10 \frac{R}{2} \quad (tg \alpha = 0,10)$

Le couple transmis à la roue est $M = \rho N C$, C étant le couple moteur.

La poussée axiale sur la vis est :

$$Q = \frac{M}{(1 + \varphi) r tg(\alpha + \varphi)}$$

§ 5. Appuis. Piles fixes. Les piles fixes constituent dans les barrages mobiles des éléments qui doivent être réduits le plus possible, car ils restreignent le débouché utile et le coefficient d'écoulement. Ils augmentent la largeur totale des ouvrages. Il faut donc augmenter autant que possible l'écartement des piles et autant que possible réduire leur largeur. Le dernier desideratum se réalise maintenant facilement par les piles en béton ou béton armé, parfois en charpente métallique remplie de béton. Le grand écartement des piles s'obtient par l'obturation au moyen de grands éléments : barrages à cylindres, à secteurs, à vanes levantes, à segments, bear-traps.

On bien, de petits éléments n'exigeant pas d'appuis intermédiaires proprement dits : hausses, barrages à tambours, ou des appuis légers, indépendants et amovibles, que l'on appelle des fermettes. Les piles n'ont alors qu'un but accessoire de réduire la largeur continue des passes pour faciliter le réglage et la manœuvre et constituer des points fixes dans l'ensemble peu rigide du barrage.

Enfin, les grandes piles peuvent servir d'appui à un pont supérieur de grande portée, qui sert à son tour d'appui à des montants intermédiaires amovibles sur lesquels reposent les éléments de banchure, ou qui sert simplement de pont de manœuvre.

Aux rives, l'ouvrage est toujours terminé par des culées ayant la longueur du radier.

Les piles sont soumises à des efforts verticaux et horizontaux. Les premiers sont :

- 1°) Le poids propre ;
- 2°) le poids des appareils de manœuvre ;
- 3°) le poids des vanes levés, plus éventuellement celui des contrepoids ;
- 4°) les réactions d'appui verticales des ponts ou passerelles de manœuvre ;
- 5°) les efforts additionnels verticaux de manœuvre (souvent faibles).

Ces efforts sont connus ainsi que leurs points d'action.

Les efforts horizontaux sont :

- 1°) La poussée de l'eau sur la pile même ;
- 2°) les réactions horizontales des vanes ;

- 3°) les réactions horizontales des ponts et passerelles de manœuvre,
 4°) les efforts additionnels horizontaux de manœuvre (souvent faibles).

Les efforts horizontaux du n° 2, se transmettent dans le cas des vannes levantes sur la feuille d'appui suivant la loi hydrostatique ou par réactions isolées sur les galets de roulement. Les vannes à segments transmettent leurs réactions par les tourillons d'appui vers le haut de la pile, qui est donc fortement sollicitée. De même les ponts supérieurs transmettent aux sommets des piles, des efforts horizontaux considérables du 3°. Ces 2 derniers cas constituent des sollicitations très défavorables pour les piles, dans l'ensemble et localement. Il faut des ancrages soignés des appareils d'appui, afin de bien répartir ces considérables forces concentrées et il faut donner une grande longueur aux piles en vue d'éviter des extensions et un danger de sous-pression à l'amont. On voit que dans ces cas de sollicitation, le béton armé ou les piles en charpente métallique triangulée remplies de maçonnerie (barrage de la Sarre à Fribourg) présentent des avantages considérables au point de vue de la résistance.

Pour les culées, il faut tenir compte de la poussée des terres.

La fondation des piles dépend de la nature du sol et de la sollicitation extérieure. Sur sol très résistant et pratiquement incompressible, le béton de fondation de la pile est continu avec le radier. En terrain compressible, cette disposition donnerait lieu à des épaisseurs énormes de radiers ou à des dislocations; il est préférable de fonder les piles profondément sur le bon terrain et de construire le radier comme un revêtement séparé. Cependant, en terrain très compressible de grande profondeur, la fondation se fait par un radier général sur pieux, le nombre des pieux étant renforcé sous les piles.

La stabilité de compression et de cisaillement effectif s'étudie par les méthodes ordinaires de la résistance des matériaux, suivant les conditions de sécurité définies d'une manière générale pour tous les ouvrages de retenue. Lorsque les pertuis de portée moyenne sont fermés par des grands éléments non automoteurs: vannes levantes ou à segments, les piles reçoivent en amont et parfois en aval des rainures ou feuilles pour une fermeture

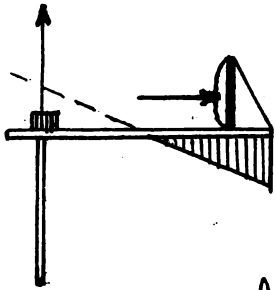
De secours par poutres ou bateaux-portes. Ces dispositifs sont prévus pour le cas d'avarie aux vannes. Ces systèmes présentent, de ce fait, un grand avantage de sécurité, notamment pour les usines hydroélectriques, par rapport aux barrages automoteurs à grands éléments (vannes à secteurs, bear-traps), dont la construction économique demande de grands pertuis excluant une fermeture de secours. On peut cependant établir en amont un barrage auxiliaire indépendant, comme dans le Mississipi à St-Paul, le Weser à Brême, (barrages principaux à tambour) et dans les canaux d'amenée d'usines hydroélectriques. Ce sont des barrages à fermettes ou à hausses, de chute souvent réduite.

Sauf dans le cas des barrages à fermettes ou automoteurs de faible longueur, un barrage comporte donc toujours des piles. Il est souvent avantageux de s'en servir pour établir un pont pour route. Dans les pays, à froids rigoureux, en vue des embâcles, il faut des pertuis de grande ouverture et des piles munies de brise-glaces à l'amont, comme pour les ponts. (Voir Cours de ponts en maçonnerie).

§ 5. Pont supérieur et montants articulés.

Un pont métallique de grandes dimensions prend appui sur des culées et piles en rivière. Trois de la membrure inférieure d'aval s'articulent des montants métalliques qui peuvent être en position levée, disposés horizontalement vers l'amont sous le pont et qui, en position de fermeture, sont suspendus presque verticalement sous le pont et prennent appui à la partie inférieure sur un seuil du radier. Sur ces montants s'appuient vers l'amont les dispositifs de bouchure dont les plus appropriés sont les rideaux articulés Camié et les vannettes, notamment les vannettes à galets, dites vannes Boulé, du nom de leur inventeur. Les éléments de bouchure travaillent donc à la manière de poutrelles et les montants à la manière d'aiguilles. Ils transmettent une réaction principale au seuil, une autre au pont supérieur, d'autant plus réduite que le pont est plus haut. Enfin, le pont transmet ces efforts horizontaux aux piles par des appuis spéciaux à réaction horizontale. Il faut qu'ils soient placés

autant que possible au niveau des articulations, pour éviter les torsions, qu'on ne peut d'ailleurs éviter complètement, s'il y a des contreventements supérieurs. Le pont est soumis aux charges verticales de son poids propre, du poids des appareils de manœuvre, des efforts de manœuvre, du poids des montants et des éléments de bouchure disposés sur le tablier. Comme efforts horizontaux, il y a la poussée de l'eau et l'action du vent. Ces sollicitations ne sont pas toutes simultanées. Il faut pour chaque élément du pont établir la fatigue maximum en combinant ces diverses actions.



Le point le plus particulier est l'appui horizontal au sommet des piles. Les appareils d'appui des très grandes piles peuvent faire travailler la partie supérieure de la pile au cisaillement effectif, d'autant plus que pour éviter des extensions en amont, la pile peut s'étendre assez loin en aval. Cependant, en vue de réduire la maçonnerie, il est préférable d'ancrer verticalement la plaque d'appui. L'étendue de la plaque d'appui et la tension des ancrages se calculent comme une section de béton armé. L'appui peut être reporté vers l'aval.

Malgré que le poids du pont stabilise la poussée horizontale au sommet des piles, elles ont toujours de grandes dimensions, par suite de la largeur du pont et de la nécessité de disposer sous le pont de l'espace nécessaire pour relever les montants.

Le pont est généralement en treillis, les portées étant considérables. Les montants sont généralement à âmes pleines. Ils ne sont pas isolés mais solidarisés par passes au moyen d'entretoises, de manière à former des panneaux. Les varnettes principales prennent appui sur les montants d'un panneau; d'autres sur les montants de deux panneaux voisins. Dans le cas de fermeture par rideaux, il est préférable d'établir des panneaux à trois montants, pour réduire la flexion des rideaux. (Bouchure mixte à rideaux et varnettes).

Les montants se relèvent généralement vers l'amont. Il en existe qui se relèvent vers l'aval, ce qui exige un calage mobile au pied dans le radier. Ce dernier point est un inconvénient. Le dispositif a pour but

de permettre une ouverture rapide, il ne convient qu'aux petits barrages. (Barrage de Mühlendam en Allemagne)

Ce type de barrage a reçu des applications importantes en France (où il fut créé), en Tchéco-Slovaquie, Suisse, Amérique, etc... Une application intéressante en a été faite en Amérique aux barrages de sûreté des grandes écluses du canal de Sault-S^t-Marie et du canal de Panama. Le pont supérieur est un pont tournant, symétrique, pour ne pas entraver la navigation en temps ordinaire.

Enfin, en Tchéco-Slovaquie on a construit des barrages à pont supérieur levant, permettant un dégagement rapide du cours d'eau en cas de crue, avant débouchure totale.

Le repli de la bouche s'achève après levage. (Voir Klier, Congrès du (air)
Le premier dispositif de ce genre a été construit à Creil sur l'Oise canalisée. Il comporte un pont fixe situé au-dessus des plus hautes eaux, d'où l'on manœuvre un pont levant qui sert d'appui aux montants retenant les vannettes.

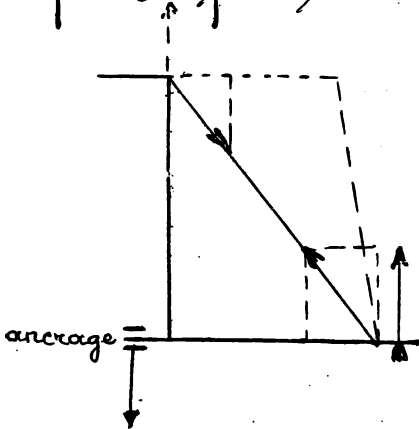
La fermeture par aiguilles est possible, les panneaux portant des éléments de passerelle au niveau des têtes des aiguilles; mais ce système ne convient guère au barrage à pont supérieur.

On peut rattacher aux barrages à pont supérieur des barrages à vannes ou à poutrelles de faible longueur comportant des montants fixes métalliques, scellés dans le radier et prenant appui à la partie supérieure sur une poutre horizontale formant passerelle. La seule particularité est que les montants se calculent comme des poutres encastées à l'une extrémité et ayant à l'autre un appui élastique simple ou encasté. (Calcul par les th. de Castigliano et de Maxwell).

§6. Barrages à fermettes. Les fermettes sont de petites palées métalliques, placées parallèlement à l'axe de la rivière, à des entredistances égales et généralement voisines de 1,00 à 1,50 m. Cependant, dans les ouvrages les plus récents, ces entredistances ont été dépassées, on en rencontre de 3,00 sur l'Elbe et même de 6,10 m. en Amérique. Elles peu-

vent être fixes, disposition qui est peu fréquente et ne convient plus que dans les petits cours d'eau ou pour les dériviés. Elles sont presque toujours mobiles autour de leur base inférieure et peuvent donc se rabattre latéralement dans un refouillement du radier, de sorte que, en position d'ouverture, le pertuis est complètement dégagé. Quand elles sont dressées, elles sont solidarisées par une traverse qui réunit les têtes amont des fermettes et qui sert d'appui aux aiguilles lorsqu'on a recours à ce moyen de bouchure. Elles portent une passerelle de circulation et de manœuvre, qui peut être constituée d'éléments en tronçons amovibles (anciennement des madriers). Il faut que ces éléments soient à la fois facilement détachables pour l'abatage du barrage, mais soient cependant appuyés sur les traverses supérieures d'une manière stable et qui assure une solidarité latérale efficace des fermettes, qui n'est pas suffisamment réalisée par les seules traverses d'appui, dont la fonction est surtout de supporter les aiguilles. Il faut aussi rendre impossible un soulèvement accidentel par des corps flottants. Lorsque l'écartement est faible, les éléments de passerelles sont généralement formés de plaques de tôle striée, renforcées par de petites cornières et fixées par des charnières à la traverse supérieure de la fermette; l'autre bord s'appuie sur la traverse de la fermette voisine. Un assemblage simple et robuste en ce point peut être réalisé par des mâchoires fixées à la plaque et embrassant la traverse; elles sont fixées par des goupilles.

La bouchure s'effectue par aiguilles, rideaux articulés et vannettes. Dans le 1^{er} cas, la pression de l'eau ne donne qu'un effort concentré au sommet de la fermette, à l'appui de l'entretoise de support des aiguilles. La fermette peut se composer simplement d'un montant amont tendu, d'un pousard oblique aval comprimé et d'une traverse horizontale inférieure tendue. Aucun des éléments n'est fléchi. Pour le support de la passerelle, on dispose le plus souvent un montant aval et une traverse supérieure. Parfois, dans les grandes fermettes, on établit une poutre de support de passerelle en porte faux vers l'aval. Pour la légèreté,



il y a intérêt à établir des traverses ou une triangulation intérieure pour réduire la longueur de flambage du bracon, dont la dimension de plus grande rigidité doit donc être transversale.

Si la bouchure est faite par rideaux ou vannes, le montant amorti reçoit sur toute sa hauteur des pressions variant suivant la loi hydrostatique. Il en résulte que cette barre est fléchi. D'autre part, une triangulation intermédiaire réduit les effets de flexion et assure une répartition plus graduée des tensions. Mais dans les 2 cas, le calcul des fermettes ne donne lieu à aucune difficulté.

Au point de vue de la construction, il faut rendre l'ensemble aussi léger que possible en assurant une rigidité latérale suffisante, notamment pour éviter le flambage latéral du bracon et les voilements lors de l'abattage. D'autre part, il faut éviter les très faibles épaisseurs du métal, à cause de la corrosion par l'eau.

Dans les fermettes anciennes, on a cherché à réaliser ces conditions en les constituant au moyen de barres carrées assemblées par soudage à la forge, avec le minimum de rivures pour éviter les déformations et les gouffets, qui aboutissent et introduisent des éléments de faible épaisseur. Ce système a donné satisfaction pour les petits modèles, mais ne pourrait convenir pour des dimensions plus grandes, à cause du manque de rigidité et de la difficulté du soudage à la forge. On préfère aujourd'hui reprendre les sections profilées, en I, T, L ou U, même en +, avec des épaisseurs de métal suffisantes et les assembler par rivures. Pour ce genre de constructions, les progrès de la soudure autogène, notamment électrique, sont intéressants à suivre, car ils donneraient une solution très avantageuse pour les assemblages. Ils permettraient aussi d'employer un métal un peu plus dur, subissant moins la corrosion par l'eau.

La traverse inférieure est terminée par 2 touillons forgés dans la barre ou rapportés. Celui d'amont est retenu par un anneau ou une busclure fixés contre la paroi amont du refouillement et solidement ancrés dans le radier. Celui d'aval doit simplement pénétrer dans un sabot ouvert à la partie supérieure et dont le fond constitue un demi-coussinet. Dans cette

disposition, classique en France, ce sabot est encastré dans la paroi aval du refouillement. Actuellement, pour réduire les difficultés de pose, on préfère des colliers libres, non encastrés, qui conviennent mieux aux radiers en béton. Ces colliers sont généralement à fourche, les extrémités des montants y pénètrent et sont traversés par un goujon rapporté. Ce système est préférable pour le montage, pour l'entretien et pour la sollicitation bien centrée des montants. Pour faciliter cette disposition, on retrouve l'entrait, ce qui réduit la superposition des fermettes en position abattue et surtout dans le cas des grandes entre-distances, permet de réduire la profondeur du refouillement.

Il est bon d'avoir un garde-corps, qui s'obtient par prolongement du montant aval. La lisse peut être formée de tronçons articulés aux extrémités des montants.

On emploie parfois des fermettes mobiles analogues comme simples supports de passerelles de manœuvre, notamment pour les barrages à fausses. Pour la canalisation des rivières tchéco-slovaques, on a employé pour les barrages à vannettes des fermettes Schwarzer caractérisées par le fait que la longrine supérieure de jonction des fermettes voisines est articulée à chaque fermette et avec 2 montants amont intermédiaires par rapport à la fermette voisine. De la sorte, le système formé d'une fermette, 2 montants et la longrine, articulés en parallélogrammes, s'abat et se redresse comme un ensemble. On peut ainsi accroître la distance des fermettes sans charger trop les vannettes; on obtient une sérieuse économie de métal.

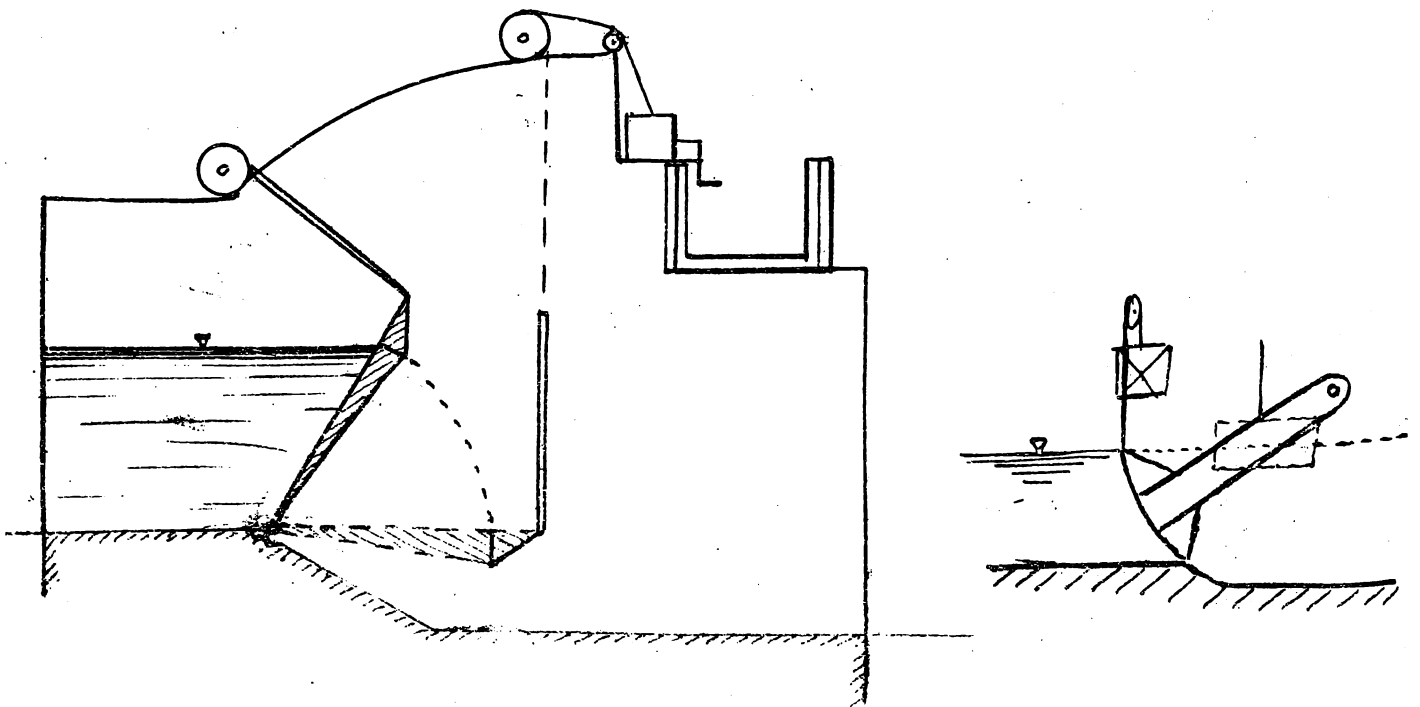
Un type dérivé du barrage à fermettes est le barrage à chevalot (Thomas, d'origine américaine). Il est formé de chevalots en V renversés, disposés parallèlement à l'axe du courant et articulés à la base comme des fermettes. En position dressée, ils sont jointifs et forment un rideau plus ou moins étanche. En position abattue, ils s'effacent dans un refouillement en s'emboîtant sans se superposer. Les éléments ont une largeur voisine de 1,00, de telle sorte que le nombre de pivots n'est pas beaucoup supérieur à celui des barrages à fermettes de faible écartement. Le sommet des

chevalets forme passerelle, les éléments contigus étant solidarisés par des crochets. L'inconvénient principal du système par rapport aux fermettes est qu'il ne permet pas de réglage.

§7). Déversoirs de superficie et de fond.

Nous avons déjà fait observer que l'inconvénient des déversoirs de superficie fixes réside dans la fluctuation des niveaux avec les débits. D'où l'idée de couronner les déversoirs d'un barrage mobile permettant de régler le niveau ou le débit. On peut employer des barrages à aiguilles, à portées, à vannes, à hausses, à segments. Les deux derniers types sont facilement rendus automatiques et conviennent particulièrement pour ces dispositions.

Une disposition intéressante de hausse automatique existe en Suisse. Un contrepoids constitué par un cylindre en tôle lesté roule sur des chemins de roulement parallèles en enjambant le pertuis. Ces chemins de roulement sont courbes. En position fermée du barrage, le cylindre est au point bas. Deux câbles partant des bords de la hausse sont enroulés sur le cylindre de telle sorte que, lorsque la pression sur la hausse augmente, le câble se détouille et fait remonter le cylindre. On observe que le profil du chemin de roulement est analogue à une développante de cercle.



Le contrepoids peut, d'autre part, servir à la manœuvre à main du barrage par le moyen de câbles enroulés sur le cylindre et enroulés ou déroulés sur des tambours de treuils. L'ensemble est moins encombrant que les hausses équilibrées par balanciers.

L'automatisme des hausses à segment est assuré par des contrepoids et des flotteurs. Les premiers équilibrent le poids de la vanne. Les seconds se meuvent dans des puits en relation avec le niveau d'arrêt et sont réunis par des bielles rigides avec une traverse solidaire de la charpente de la vanne. La vanne étant équilibrée, l'enfoncement des flotteurs est constant, donc la vanne doit suivre les fluctuations du niveau d'arrêt. Si celui-ci s'élève, la vanne se soulève automatiquement.

Nous avons montré déjà que pour réduire les fluctuations du niveau avec le débit, et réduire les dimensions des déversoirs, il faut augmenter la charge d'écoulement, c'est-à-dire substituer des orifices moyés aux déversoirs superficiels. Les siphons donnent une solution excellente et automatique pour les barrages de déversoirs. Lorsque l'automatisme n'est pas nécessaire, comme dans les déversoirs de drainage, d'irrigation, de décharge des canaux, des crues, etc., on emploie des ouvrages avec orifices de fond obturés par des vannes levantes ou à segments, des portes à axes verticaux ou des poutrelles, etc... Les orifices de fond conviennent surtout pour les eaux limoneuses et, d'une manière générale, pour l'évacuation des matières solides charriées.

Un des plus célèbres ouvrages de ce genre est le barrage d'Assouan sur le Nil, créé pour les irrigations de la Basse-Egypte. Il comporte 130 pertuis de 2,00 de largeur de 7,00 et 3,50 m. de hauteur, fermés par des vannes levantes Stoney équilibrées; la pression d'eau max. est 18,60 m. C'est aussi le type des déversoirs du canal de Charleroi à Bruxelles pour l'évacuation des crues de la Sambre et celui des déversoirs d'évacuation des eaux de la plaine maritime de l'Yser dans l'arrière-port de Newport. Ces ouvrages belges, à faible pression maximum (env. 7 m. à Newport) sont constitués par des pertuis accolés de 2,00 à 2,50 qui sont séparés par des piles de 1,00 à 1,50. Les espaces entre les piles sont généralement couverts

par des voûtes qui forment pont ou passerelles. Des vannes levantes en bois se déplacent dans les rainures des piles à l'extérieur des tympans. Par raison de sécurité, on peut disposer des vannes à l'amont et à l'aval. Ce type d'ouvrage est robuste et sûr, mais lourd, encombrant et coûteux. Pour des pressions de cet ordre, l'emploi de vannes métalliques, et de maçonnerie de béton ou de béton armé permettrait d'alléger et de raccourcir l'ouvrage, tout en améliorant les conditions d'écoulement.

Des pertuis élargis (4 à 8 m) seraient séparés par des piles en béton relativement minces portant un pont ou passerelle en béton ou béton armé, selon la hauteur disponible. La partie supérieure du barrage peut être formée par des masques en béton armé, sollicités à la manière d'une vanne et auxquels s'appliquent les considérations relatives au profil vertical des vannes. On leur donnera notamment le profil dérivé de la parabole cubique, c'est-à-dire le trapèze dont le rapport des bases est 3 à 2.

+ Chapitre VI

Barrages mobiles. Dispositions spéciales et d'ensemble. Comparaison.

I. - Barrages à pertuis étroits. - Sont employés pour les petits ouvrages à débit faible ou limité. Les piles supportent une passerelle de manœuvre en bois, béton armé ou acier, selon le caractère de l'ouvrage, parfois un pont. Si le tympan du pont, en maçonnerie ou béton armé, comporte un masque descendant sous le niveau d'amont, l'ouvrage constitue un déversoir à orifice moyé tel que décrit dans le § précédent. Les appareils de manœuvre sont établis en bordure de la passerelle ou du pont et varient d'après la bouchure. Les éléments de fermeture sont disposés sur la passerelle. Les poutrelles conviennent pour ces barrages. Elles ne sont pas très étanches. Pratiquement, la meilleure étanchéité est obtenue par un bon contact des poutrelles. Pour l'assurer, on emploie des poutrelles-dames, c'est-à-dire des poutrelles lestées par des masses métalliques (fortes)

et qu'on laisse tomber sur les poutrelles en place pour les servir par le choc. Le frottement sur la feuillure d'appui maintient ensuite les poutrelles dans leur situation malgré les sous-pressions. Les feuillures sont, de préférence, garnies de bois. Les dispositifs de manoeuvre sont variables d'après les dimensions: chaînes fixées aux poutrelles ou perche à crochet que l'on engage dans des anneaux des poutrelles pour les petites dimensions. Pour les dimensions plus fortes, on peut enrouler les chaînes fixées aux poutrelles sur des tambours d'enroulement à manivelle, éventuellement avec engrenages réducteurs. Pour éviter l'inconvénient des chaînes fixées à demeure, on peut munir les poutrelles de crochets ou d'anneaux placés dans des renfoncements de la face supérieure, de sorte que l'étanchéité ne soit pas réduite. L'accrochage peut se faire automatiquement par des crochets fixés à des traverses-guides.

Pour réduire les efforts de levage, on peut fixer sur la face aval des poutrelles, des galets roulant sur leurs feuillures. Mais l'étanchéité assurée par le contact des poutrelles sur les feuillures disparaît. On applique alors sur les extrémités des poutrelles, à l'amont, un madrier vertical bien jointif avec la paroi de la pile.

Un moyen d'ouverture rapide sans levage, qui convient bien aux petits ouvrages est le poteau-valet . On substitue à une des feuillures d'appui un poteau rond, attaché par des colliers à la maçonnerie, mais pouvant tourner autour de son axe. Son profil est tel (demi-rond ou sailli) que l'appui des poutrelles disparaît lorsqu'on fait tourner le poteau de 90°. La pression de l'eau rompt le barrage de poutrelles; celles-ci sont repêchées en aval, à moins qu'elles ne soient attachées aux piles par des chaînes; il suffit de les relever de l'eau par halage. Le poteau-valet peut être aussi un poteau vertical articulé, à charnière sur le radier et pouvant basculer vers l'aval, mais ce dispositif est moins favorable. Le poteau-valet convient bien aussi aux portes à axe vertical à simple vantail, de dimensions moyennes. On en rencontre dans les ouvrages de drainage des Folders.

On emploie aussi comme bouchures des pertuis étroits des vannes levantes,

généralement en bois, parfois métalliques. La manœuvre se fait par perches ou levier pour les petits modèles, cric à crémaillère ou treuil à chaîne pour les plus grands. La chaîne ne convient toutefois que si le poids de la vanne est suffisant pour assurer sa fermeture totale, ce qui suppose une ~~vanne~~ vanne métallique. Les vannes ayant toute la hauteur de la retenue ont un inconvénient, c'est que le réglage du débit ne peut se faire que par le fond, en soulevant toute la vanne. Ce dispositif permet d'évacuer bien les graviers et les dépôts, mais risque d'affouiller considérablement en aval. En terrain meuble, on préfère le déversement superficiel. Pour cette raison, on a établi les vannettes divisées superposées. Pour la manœuvre, elles portent sur la face aval des anneaux ou crochets, dans lesquels on engage la tige de levage. Le soulèvement des petites vannes est plus facile que celui des grandes, l'importance des appareils de manœuvre est réduite et peut consister en un petit treuil ou que mobile. Pour faciliter le levage, et substituer la résistance de roulement à celle de glissement, les vannes et vannettes modernes sont munies de galets roulant sur billes, qui portent le nom de vannes Boulé, du nom de leur inventeur. Cette disposition appliquée d'abord aux vannes en bois, l'a été ensuite aux vannes métalliques, dont elle a favorisé l'essor. La résistance au levage est réduite à 0,02 de la pression, ce qui facilite et active les manœuvres et réduit les appareils de levage. On peut aussi employer des saignées prenant appui sur la passerelle de manœuvre. Pour déboucher rapidement, on peut donner comme appui une poutre pivotant autour d'un axe vertical ou bien lever par des treuils placés sur une passerelle recouvrant le pertuis.

§2. Barrages à grands pertuis.

La boucheure se fait par des vannes levantes, à segments ou cylindriques. La passerelle de manœuvre prend ici, par suite de l'importance des pertuis, le caractère d'un pont et se fait en métal, béton armé ou même maçonnerie. Par suite de la hauteur nécessaire pour le levage, ces ponts ne peuvent être utilisables pour la circulation publique qu'à condition

d'établir des viaducs d'approche ou des rampes d'accès assez élevés.

La hauteur de levage doit être telle que les crues puissent passer librement. Dans certains cas, pour réduire cette hauteur, les vanes sont relevées horizontalement sous le pont au moyen de chaînes enroulées sur des treuils placés du côté amont du pont. Ou bien les vanes à galets roulent sur un chemin de roulement qui, d'abord vertical, s'incline pour devenir ensuite horizontal; elles ne peuvent avoir que 2 galets pour pouvoir suivre une telle trajectoire (voir planches).

Il arrive que, pour la facilité du service, on dispose en aval une passerelle de circulation au niveau des berges. Les appareils de manœuvre sont placés sur le pont qui, pour cette raison, est avantageusement couvert et prend l'aspect d'une cabine, disposition générale en Allemagne. Ces engins de manœuvre deviennent très importants dans les grands ouvrages, par suite des grandes masses à soulever, de la division des vanes et des opérations accessoires à réaliser: réglage du déversoir, pont roulant pour la mise en place des poutrelles de secours, etc... La manœuvre est généralement électrique. Je renvoie pour des descriptions aux ouvrages spéciaux.

A cause des grandes résistances de levage, les vanes glissantes ont rapidement cédé la place aux vanes roulantes à galets fixés sur la vane dans les types les plus simples. Mais des vanes plus perfectionnées encore sont celles dénommées vanes Storey, du nom de leur inventeur. La vane roule sur un train de galets fixés dans un châssis et interposé entre la vane et la feuille. On voit que le mouvement relatif de la vane et de la feuille est double de celui du train de galets par rapport à la feuille. Il en résulte que la suspension du train de galets peut se faire à un câble ou une chaîne à deux brins dont une extrémité fixe attachée au pont de manœuvre, l'autre étant fixée à la vane même. La pression de la vane est directement transmise par les galets sur les feuilles, les axes des galets ne sont pas chargés. Il en résulte une réduction sensible de la résistance au roulement. Elle devient théoriquement $\frac{dP}{r}$, P étant la pression, r le rayon des galets et d le coefficient de Coulomb, 0,055 cm.

En réalité, au bout de quelque temps de fonctionnement, les résistances sont supérieures et on peut généralement compter sur un coefficient $f_1 = 0,01$ pour des installations bien faites et entretenues. Deux points importants dans ces vannes sont l'appui sur les rouleaux et l'étanchéité. L'appui sur les rouleaux doit permettre la flexion de la vanne sans charge excentrique des rouleaux. Pour cette raison, les longerons de la vanne sont fixés par un axe vertical sur les sabots d'appui dans la construction originale de Stoney, ou par de véritables rotules (dispositions allemandes ou suisses). Pour réduire l'excentricité des réactions sur les piles, on a proposé d'établir la feuillure légèrement inclinée vers l'aval, mais il faut alors un parfait guidage latéral.

L'étanchéité s'obtient assez simplement en fixant d'une part à la paroi de la pile, d'autre part à la paroi de la vanne et vers l'amont & montant, métalliques, en regard, ménageant entre eux une section de passage assez étroite en forme de coin dont le sommet est vers l'aval. Dans cette fente verticale, on glisse une tige verticale en bois. L'étanchéité peut être assurée à la partie inférieure d'une manière analogue par une longue tige en bois pouvant s'appliquer par la pression.

Plus simplement, mais plus imparfaitement, l'étanchéité peut être assurée par des fourures latérales et inférieures fixes en bois, ou par des tôles assez minces et flexibles, qui s'appliquent par la pression.

Lorsque l'on lève la vanne, le train de galets reçoit le choc de l'eau et est soumis à une forte corrosion par les eaux de fond chargées de sable. Dans ce cas, on les protège des tourbillons par des bouchiers métalliques dont ceux d'amont font partie du dispositif d'étanchéité.

Les premières vannes étaient simples, actuellement on les divise ce qui permet de plus grandes portées et hauteurs, un calcul plus rigoureux, un levage plus facile et un meilleur réglage de la retenue, notamment par déversement superficiel. Il arrive que, pour le bon réglage de la retenue, on couronne la vanne supérieure par un déversoir à hausse pivotante, éventuellement automatique. Les ingénieurs tchéco-slovaques ont aussi proposé des vannes non fractionnées baissantes pour le réglage de la retenue (Voir Ilis, C. du C.)

Une disposition intéressante de vannes doubles est celle de la firme allemande M. A. H., dont la disposition est telle que la vanne supérieure peut s'effacer complètement dans l'inférieure, en réduisant au minimum l'encombrement de la vanne fermée ou levée, tout en permettant le réglage de la retenue par abaissement de la vanne supérieure. L'étanchement au joint des 2 vannes est aussi facilité. La disposition présente encore d'autres avantages constructifs.

Pour la manœuvre, les vannes sont suspendues par câbles (Angleterre) ou chaînes Galle (continent). Le 2^o dispositif est préférable pour le synchronisme. Pour les vannes de faible hauteur, on emploie aussi les crémaillères. La suspension des vannes se fait aux 2 extrémités par brin double ou plus fréquemment à l'heure actuelle par brin simple. La suspension par brin double convient en cas d'équilibrage, dont elle réduit la masse. L'équilibrage varie d'après l'importance de la vanne et ne doit pas dépasser 80 à 85% du poids des plus grandes.

Dans les barrages à segments, la manœuvre se fait aussi généralement d'une passerelle spéciale, comme pour les vannes. Le levage se fait par câbles ou chaînes Galle. L'équilibrage peut être plus complet, car on peut, par l'excentricité de la vanne, assurer une pression de la traverse inférieure sur le seuil, proportionnelle à la charge.

Les tourillons sont généralement au-dessus du niveau amont et établis dans les parties supérieures des piles. Les contrepoids peuvent agir comme dans les vannes levantes sur les brins de levage, c'est la disposition la plus avantageuse lorsqu'il y a une passerelle. Ils peuvent être aussi fixés sur les tourillons à l'opposé de la vanne. Ils surchargent les paliers. Ils se meuvent alors dans des tambours ménagés dans les piles et qui les déforcent. C'est le principal inconvénient de cette disposition, d'autant plus que ces tambours sont généralement sous le niveau amont et contiennent de l'eau. Cette disposition convient dans le cas de pertuis unique et n'est appliquée que dans ce cas. Par exemple, les portes de sûreté du canal Dortmund-Ems. Les tourillons sont au sommet des culées. En position fermée, les contrepoids sont au-dessus du terre-plein; en position ouverte, la vanne est

complètement élevée au-dessus du terre-plein. La manœuvre se fait par attaque directe d'un secteur denté fixé sur un des tourillons.

Les vannes baissantes Brasil des passes de flottage de la Moldau canalisée ont les contrepoids fixés sur les axes. Ils se meuvent dans des chambres à l'intérieur des piles. La manœuvre se fait par des chaînes agissant sur un des contrepoids. Le tambour de la vanne est partiellement fermé à la partie supérieure par des tôles. Des aqueducs permettent de faire des chasses dans les tambours de la vanne et des contrepoids.

L'étanchéité est réalisée à la partie inférieure des vannes levantes à segments par des fourures d'étanchéité en bois, fixées à la vanne, et parfois aussi au radier. On la réalise par des tôles ou cornières en contact dans le cas de la vanne baissante. L'étanchéité latérale est réalisée par des garnitures latérales en bois, éventuellement en caoutchouc fixées sur la vanne et qui viennent s'appliquer contre des garnitures métalliques ayant même profil et appliquées sur les parois des piles. Il faut donc un montage et un réglage exacts pour assurer un bon contact, favorisé par une légère excentricité.

Pour le réglage de la retenue, on dispose parfois une housse pivotante à la partie supérieure du segment. On a aussi proposé des vannes à segment baissantes pour le réglage du déversement superficiel et levantes pour l'ouverture totale.

Le grand avantage de la vanne à segment est la facilité d'ouverture et de manœuvre et la réduction des organes de manœuvre en cas de pertuis unique. En cas d'équilibrage complet, la résistance n'est que le couple Sfp des tourillons, très faible. Il faut réduire f le plus possible, ce qui s'obtient par des coussinets de bronze. Pour les coussinets rayés, il faut assurer un graissage sous pression.

Pour les barrages à cylindres, une passerelle n'est pas indispensable; le pertuis est généralement unique et une seule des extrémités est rive. La commande peut donc très bien se faire par câble; elle se fait cependant généralement par chaîne Gallo. À l'une des rives se trouvent les mécanismes de manœuvre, treuil à main ou électrique, couvert ou non selon l'importance. Les crémaillères de roulement sont dans des niches établies dans

les parois latérales des culées. Les dispositifs d'étanchéité sont tout-à-fait analogues à ceux des barrages à segments. Parfois aussi les cylindres portent à leurs extrémités des écrans en tôle \perp à l'axe du cylindre et qui frottent sur les parois latérales des culées, contre lesquelles les applique la pression d'eau. En règle générale, il n'y a pas d'équilibrage. On a cependant construit en France un ouvrage de ce genre avec contrepoids. (St. Michel de Maurienne).

Pour permettre le réglage de la retenue par déversement, on peut prévoir que le cylindre puisse être abaissé d'une certaine hauteur par rapport à son niveau normal, par une forme appropriée du radier.

§ 3. Barrages à fermettes. — La bouche se fait par aiguilles, rideaux Caméré ou vannettes. En Europe, les aiguilles, de petites dimensions, sont presque toujours posées et retirées à la main. On peut, pour le retrait, s'aider d'un petit cric circulant sur la passerelle des fermettes. En Amérique, où l'on a des fermettes de grandes dimensions et très écartées, on emploie une bique flottante en amont pour retirer les aiguilles, les traverses de support des aiguilles et les éléments de passerelles.

La manœuvre du retrait manuel des aiguilles est pénible et dangereuse, divers dispositifs ont été imaginés pour la faciliter. Sur la Meuse belge, on emploie l'échappement Roumer. Les traverses d'appui sont mobiles autour d'un axe vertical à l'une extrémité; l'autre est en position fermée retenue par un mandrin échancré qui fonctionne d'après le principe du poteau valet. Une clef permet de tourner ce mandrin, la traverse se dérobe et les aiguilles qui s'y appuyaient dérivent vers l'aval où on les recueille, à moins qu'elles ne soient retenues par une chaînette. Les aiguilles à crochet Guillemin portent à la face aval un crochet qui embrasse la traverse d'appui. Ce dispositif facilite la pose et le retrait parce que le barragiste n'a jamais d'effort horizontal à supporter; elle permet le soulèvement de l'aiguille par un petit cric, sans danger qu'elle s'échappe. Enfin, le bec de cygne, d'origine allemande, est un dispositif

mobile, destiné à écarter l'aiguille de sa traverse supérieure en vue de régler le débit sans devoir retirer les aiguilles, ce que permettent aussi les aiguilles Guillemin à crochets.

Les vannettes Boulé peuvent être retirées au moyen de perches à crochets à la main, par suite des faibles résistances. Cependant, il est plus expédient d'employer une petite queue mobile; les vannettes sont déposées sur des wagonnets et conduites à la rive sur les rails établis sur la passerelle.

Pour les rideaux Carré, l'enroulement se fait par un petit treuil mobile. Le rideau est fixé à un châssis assemblé aux têtes de fermettes et qui se transporte sur wagonnets avec le rideau. Entre 2 rideaux successifs, l'étanchéité peut être réalisée par une aiguille. Les rideaux sont plus encombrants que les dispositions précédentes.

Nous avons vu que les fermettes sont mobiles autour d'un axe inférieur. En cas de danger de crue, les éléments de bouchure sont retirés, portés à la rive, puis les fermettes sont abattues successivement en partant d'une extrémité. A cette extrémité, il faut que la pile ou culée contienne une niche pour lixer passage à la première fermette. A la partie supérieure de cette niche doit se trouver un dispositif assurant les fonctions de la fermette pour l'appui de la passerelle et de la traverse supérieure. (Fausse fermettes de la Meuse belge). Les fermettes se rabattent l'une sur l'autre, elles sont réunies par des tronçons de chaînes. Pour le relevage, il s'effectue en partant de l'autre bout, par fermettes successives, au moyen de chaînes. L'effort de relevage peut être assez considérable pour exiger le secours d'un treuil. La meilleure disposition est celle d'un petit treuil mobile à montants en V renversé. Les montants d'avant s'appuient sur la tête de la dernière fermette levée, ceux d'arrière sont accrochés à la tête de l'avant dernière. Dans les barrages à chevalets Thomas, la partie supérieure assez large forme passerelle. L'abattage et le relevement se fait comme pour les fermettes par une chaîne continue passant sur des poulies placés dans les têtes des chevalets.

§4. Barrages à pont supérieur. Ne comportent pas beau

coup d'éléments spéciaux en dehors de ceux déjà décrits. Les modes de bouchure appropriés sont les vannettes Boulié et les rideaux Carrère; la faveur de ceux-ci a cependant disparu. On emploie actuellement surtout des vannettes métalliques à galets, dont le levage se fait par un petit treuil mobile avec flèche de manutention. Le relevage des montants indépendants se fait généralement aussi par un treuil mobile, successivement. Chaque montant est maintenu levé par un crochet fixe de suspension. Une petite passerelle, formée d'éléments, est accrochée aux montants au dessus du niveau amont.

Pour les fleuves à crues rapides, il faut pouvoir déboucher rapidement. Le levage de tout le pont constitue évidemment une solution radicale; elle a de sérieux inconvénients qui ne sont compensés que par la réduction possible de hauteur des montants. Il se peut que l'on obtienne une solution satisfaisante par un débouchage plus rapide, portant sur un grand nombre de panneaux.

§ 5. Barrages à hausses. Ne présentent qu'une série d'éléments spéciaux en dehors de ceux déjà décrits, si ce n'est les dispositifs d'abatage des jambes de force, que l'on emploie dans les barrages à hausses ordinaires (genre Echéard) et pour les hausses Chanoine. Ces dispositifs comportent une barre à talons longitudinale, métallique, disposée sur le radier en aval des hausses et supportée par des petits galets équidistants. Elle porte des saillies ou talons embrassant les pieds des jambes de force qui retiennent les hausses. Les pieds des hausses butent contre des heurtoirs en saillie sur le radier, qui appartiennent à des plaques de fonte scellées dans le radier. Ces saillies sont de faible largeur et voisines de coulisses réservées dans la même plaque. À l'extrémité de la barre à talon se trouve une crémaillère qui peut recevoir un déplacement par des trains d'engrenages, ou bien une presse hydraulique. En imprimant un déplacement longitudinal à la barre, les pieds des jambes de force sont déplacés latéralement, quittent les heurtoirs et glissent dans la coulisse en abattant la hausse. La coulisse guide les pieds des jambes de force dans

l'axe des heurtails. Pour redresser, il suffit d'accrocher les hausses avec une gaffe, les jambes de force retournent d'elles-mêmes devant le heurtail. C'est le dispositif des barrages Chanoine.

La barre à talon constitue le point faible du système, sa manœuvre est précaire, car elle est complètement immergée.

Elle est supprimée dans la coulisse Pasqueau à 2 crans. Le cran supérieur en aval forme heurtail. Le cran inférieur en amont est à paroi latérale oblique vers la coulisse. Pour abattre la hausse, il faut la tirer vers l'amont au moyen d'une perche; le pied de la jambe de force tombe du cran supérieur dans le cran inférieur et glisse dans la coulisse.

Les barrages à hausse exigent pour leur manœuvre une nacelle ou de préférence une passerelle, que l'on peut établir en amont sur fermettes mobiles. Le basculement des hausses Chanoine et l'abattage par la coulisse Pasqueau se fait par des hommes munis de gaffes à crochets qui se trouvent sur la nacelle ou sur la passerelle. La nacelle manœuvre au moyen de câbles fixés aux 2 rives.

§ 6. Barrages automoteurs.

Ces barrages obtiennent généralement des pertuis très larges à chute réduite, parfois ils comportent en amont un barrage auxiliaire pour produire la charge initiale de relevage et qui peut aussi servir de fermeture de secours. Il arrive qu'une passerelle, même un vrai pont, soit établi au-dessus du barrage (comme pour le barrage à secteur de Prénne); cette disposition est notamment nécessaire si le barrage est divisé en pertuis. Dans les bear-traps, l'étanchéité peut s'obtenir comme dans les barrages à vanes, par des garnitures et des tiges d'étanchement; dans les barrages à secteurs comme dans les barrages à segments. Dans les barrages à tambours et hausses, généralement par des tôles en contact.

Le point essentiel dans ces barrages consiste dans la conformation des tambours, leur couverture, les aqueducs de manœuvre et leurs vanes. Des dispositifs de chasse sont prévus pour le nettoyage des tambours, essentiellement, on peut avoir accès à l'intérieur (Prénne). Parmi les dispositifs

spéciaux, signalons le chauffage des niches latérales à Brême pour permettre la manœuvre par temps de gel.

Le barrage à secteur de Brême peut être accroché en position levée et on peut alors épuiser le tambour pour le visiter, le réparer, etc...

§ 7. Exécution des barrages. Les moyens sont les mêmes que pour les barrages fixes, principalement les batardeaux et l'air comprimé; éventuellement le rabattement des nappes aquifères, qui intervient surtout si le barrage est construit en dehors du lit à l'occasion d'une rectification du cours de la rivière. A cause de la profondeur, on fonde souvent les piles, les culées et les murs de garde au moyen de caissons à l'air comprimé, le radier étant construit, à sec, à l'air libre. On emploie aussi le système des puits ou caissons jointifs en béton foncé par lavage.

Le béton coulé sous eau ainsi que les caissons, ne peuvent plus guère convenir que lorsqu'il faut recourir à des moyens sommaires (colonies) ou pour de petits ouvrages.

§ 8. Comparaison des différents systèmes de barrages mobiles. Un très grand nombre de points interviennent dans le choix du système de barrage mobile, ce sont les conditions d'ordre hydraulique

- 1) la hauteur de retenue;
 - 2) la largeur totale ou le débouché;
 - 3) l'importance et la rapidité des variations de débit, notamment des crues ainsi que la fréquence; l'amplitude des crues et le niveau des hautes eaux navigables;
 - 4) l'importance du débit solide et sa nature;
 - 5) la nature du sol;
 - 6) la récupération d'énergie hydraulique;
 - 7) l'importance des embâcles;
- et les conditions intrinsèques du barrage :

- 1) rapidité de manœuvre;

2) facilité de réglage ;

3) mode de déversement et évacuation des glaçons ;

4) étanchéité ;

5) possibilité de navigation à travers le barrage aux hautes eaux ;

6) sécurité ;

7) prix, non seulement de construction, mais aussi d'entretien et d'exploitation.

Pour les hautes chutes conviennent surtout les vannes levantes et les barrages à ponts supérieurs et vannettes, éventuellement les barrages à segments. Les barrages à segments, à secteurs, à cylindres, bear-traps, les barrages à fermettes conviennent pour les chutes moyennes ; les hautes pour les petites chutes, p. ex., les déversoirs de superficie.

Pour les barrages de faible débouché, les poutrelles et les vannes conviennent bien, ainsi que les segments, qui présentent pour les pertuis uniques le grand avantage d'un minimum de superstructure.

Pour les débouchés larges, les vannes et segments exigent la division en pertuis multiples par des piles, la construction de passerelles de manœuvre. Il en est de même des poutrelles, qui, dans ce cas, conviennent surtout comme fermeture de secours. Il en résulte l'augmentation du développement de l'ouvrage, un mauvais coefficient de débit, une augmentation de dépense.

Les barrages à fermettes, à hausses, à secteur, à cylindres, bear-traps, à pont supérieur conviennent pour les grands débouchés.

L'allure et la fréquence des fluctuations de débit et la récupération de l'énergie hydraulique sont déterminants pour la rapidité de manœuvre, la facilité de réglage et l'étanchéité.

Les vannes levantes et à segments ainsi que les cylindres sont hors de pair pour la rapidité de manœuvre ; les vannes à segment sont d'une manœuvre très facile, par suite des faibles résistances. Toutes ces vannes à soulèvement ne donnent pas une très grande facilité de réglage sous leurs formes les plus simples. Il faut diviser les vannes ou les couronner par une hausse mobile ou les rendre baissantes. L'étanchéité

est très grande. Les barrages automoteurs à tambours : hausses pivotantes, bear-traps, barrages à secteur ont aussi une grande rapidité de manœuvre, surtout d'effacement. Par contre, ils n'ont aucune faculté propre de réglage ; mais on peut y suppléer par des dispositifs spéciaux, par exemple des presses hydrauliques agissant sur la crête du bear-trap comme dans certains barrages américains, ou bien comme dans le barrage à secteur de Brême, la variation de la pression intérieure. Le dispositif qui crée cette variation de pression a été décrit ; ce qui est particulier, c'est que la pression doit être accrue en cas d'abaissement du barrage par suite de l'augmentation du débit, car le moment du poids propre et le poids de la lame diversante augmentent et tendent à abattre le barrage. En d'autres termes, l'équilibre est instable à moins qu'il n'y ait un excès de pression, ce qui exclut le réglage sans l'intervention de dispositifs qui font automatiquement monter la pression intérieure lorsque la vanne s'abaisse, c'est-à-dire quand le niveau amont monte. Le réglage du barrage est, dans ce cas, automatique. Ce dispositif est applicable aux bear-traps. On peut aussi établir dans le barrage un pertuis de réglage avec bouchure permettant un réglage facile. L'étanchéité est grande.

Les barrages à hausses s'abattent rapidement, le relevage demande plus de temps. Le réglage est assez facile et peut être automatique, comme nous avons vu précédemment. Mais l'étanchéité est faible à cause de la grande division des hausses. Le barrage pivotant à tambour n'est réglable que par abatement partiel ; c'est d'ailleurs le mode de réglage courant des barrages à hausses multiples.

Le barrage à pont supérieur donne un réglage facile et précis, mais sa manœuvre est assez longue, à moins que le pont ne soit levé ou que l'appui du pied des montants puisse être effacé. La fermeture du barrage est longue également ; l'étanchéité est relativement faible par suite du mode de bouchure très divisé. Les vannettes métalliques peuvent donner cependant une grande étanchéité. Les barrages à fermettes sont laborieux et lents à abattre et à relever ; l'étanchéité est faible. Le réglage est facile comme dans le type précédent. La meilleure bouchure consiste en vannettes assez étanches.

D'une manière générale, les petits éléments : aiguilles, poutrelles, hausses, vannettes donnent les meilleures réglages, mais ont peu d'étanchéité. Les grands éléments permettent les manoeuvres rapides et donnent le plus d'étanchéité. Pour ces dernières raisons et à cause de l'importance des chutes, les barrages d'usines hydro-électriques sont presque toujours à grands éléments : vannes, segments, cylindres.

L'importance du débit solide, la nature du sol commandent le mode de déversement. Un débit solide important exige un écoulement de fond par vannes levantes, segments ou cylindres. C'est la bouche obligatoire des cours d'eau torrentiels ainsi que des pertuis spéciaux pour l'évacuation des dépôts. L'écoulement de fond exige un terrain dur ou des consolidations importantes du lit d'aval.

Si le terrain est mauvais, il faut préférer le déversement par surface. Les vannes qui ne conviennent pas pour ce mode : vannes levantes, à segments ou à cylindres doivent être déversées, ou couronnées par une hausse pivotante formant déversoir ou bien être rendues baissantes, d'après les dispositions des ingénieurs tchéco-slovaques. L'évacuation des glaces se fait le mieux par déversement superficiel à lame déversante épaisse. Donc les dispositifs baissants conviennent le mieux, les dispositifs levants présentent un certain danger si la levée est lente trop tard et rendue impossible par les glaces. Les barrages amovibles à petits éléments conviennent bien aussi, mais dans les barrages à pont supérieur, le relevage des montants peut être empêché. Les fermettes et hausses conviennent bien, mais doivent aussi être abattues à temps.

L'importance du débit solide et la nature du sol influent encore sur la choix du barrage d'après l'importance des parties immergées lors de l'abatement, et des cavités existant par rapport au lit.

Les barrages à vannes levantes, à segments, à cylindres, à pont supérieur, à poutrelles dégagent complètement les pertuis, sauf un seuil dans certains cas. Ils conviennent pour les forts débits solides.

Les barrages à hausses ordinaires et à fermettes sont en totalité ou partie couchés sur le fond, dans une cavité, en position abattue. Cette cavité est exposée à l'ensablement et les parties immergées à la corrosion chimique et mécanique. Les parties les plus voisines du fond peuvent être notamment usées par le sable entraîné par les fuites de fond. Ces dispositifs ne conviennent que pour les cours d'eau ayant un débit solide faible ou moyen, ou bien pour couronner des déversoirs fixes situés au-dessus de la zone d'engorgement.

Les barrages à tambours et baissants sont très exposés à l'ensablement, qui peut compromettre leur manoeuvre. Ils ne conviennent donc aussi que là où les dangers d'ensablement sont réduits au minimum. Des aqueducs spéciaux permettent d'effectuer des chasses de nettoyage; éventuellement, on peut accéder à l'intérieur (barr. à secteur de Brême). Si l'amplitude des crues est très forte, les barrages levants à vannes, segments, cylindres ou à pont supérieur exigent une très grande hauteur. Il en est de même lorsqu'on veut la navigation doit être possible au travers du barrage avec les plus hautes eaux navigables; il faut un tirant d'air suffisant ainsi que le mouillage nécessaire. Pour de telles passes, les fermettes ou les barrages bear-traps ou à secteur conviennent le mieux.

La sécurité est assez grande dans les barrages dont les pertuis, petits ou moyens permettent une fermeture de sécurité ou de secours aisée. Cependant, les grands éléments ont l'inconvénient de donner lieu à de grands dégâts. Elle l'est relativement dans les barrages à petits éléments : hausses, fermettes, même barrages à ponts supérieurs, par la localisation des dégâts éventuels et la facilité du remplacement des éléments.

Les barrages automoteurs donnent en principe la moindre sécurité, par suite de la grande largeur des pertuis et de l'impossibilité de toute manoeuvre en cas d'avarie grave. Aussi est-il bon de prévoir une fermeture de secours spéciale, à hausses ordinaires ou à fermettes.

Les dépenses de construction, d'entretien, et d'exploitation sont très variables d'après les circonstances.

En général, les barrages à petits éléments sont économiques de construction, assez avantageux d'entretien, et chers d'exploitation. Les barrages à grands éléments et à manoeuvre mécanique sont coûteux de construction, souvent aussi d'entretien, mais avantageux d'exploitation. L'importance du facteur économique dépend évidemment de la destination du barrage et est influencée par les conditions précédentes. Il résulte de ceci que le choix judicieux d'un type de barrage, mobile, peut être souvent difficile et demande de l'intelligence et de la décision.