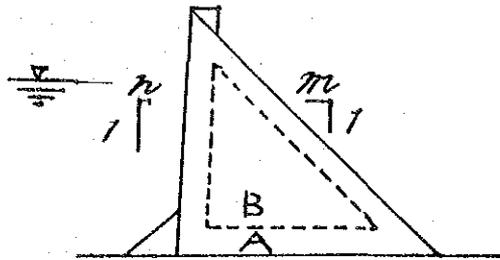


3.7. Profil du barrage

3.7.1 Barrage-poids

(1) Barrage-poids en béton

(a) Profil



La déclivité du profil de la digue dépend entre autre de l'importance de facteurs tels que les fondations, la hauteur de digue et le sismicité.

En principe on a *

Aval $m = 0,8 \sim 1,0$

Amont $m = 0 \sim 0,2$

Lors de la conception du barrage, il est utile de prévoir une base large. Pour que dans cas la digue ne soit pas trop importante, le plus économique est de placer un masque du côté amont.

On distingue deux sortes de profils de digue : les zones en béton de type A et les zones en béton de type B. Le rapport ciment sur eau ($W/C = C/E$) et les volumes de ciment C sont :

Béton de type A	$W/C = 50 \sim 55 \%$	$C = 200 \text{ kg/cm}^3$
Béton de type B	$W/C = 60 \%$	$C = 160 \text{ kg/m}^3$

Les bétons de type A sont posés en extérieur car ils permettent l'étanchéité et la résistance aux frottements. Les bétons maigres de la catégorie B (avec peu de ciment), sont utilisés sur les parties internes car ils permettent de réduire les dégagements thermiques qui peuvent facilement provoquer des fissures.

L'épaisseur du béton de la catégorie A est définie par rapport à la facilité de réalisation. Elle pourra être de 2,5 m environ pour les applications à la machine (barrages moyens) et de 1 m environ pour l'application à la main (petits barrages et lacs collinaires).

(b) Agrégats

(i) Agrégats fins

Les agrégats ont un effet déterminant sur la maniabilité du béton. Il est donc extrêmement important de les choisir de bonne qualité et économiques, en particulier lorsque la teneur en ciment est moindre, comme cela est le cas pour les bétons utilisés sur les barrages. En cas d'utilisation de grès étant donné qu'il est possible d'avoir des matériaux plats ou allongés selon le type de roche et de broyeurs, il faudra également être attentif au choix de ces derniers.

La granulométrie des agrégats fins est très importante pour la structure du béton. Le choix d'une granulométrie correcte est un facteur d'économie.

Nous indiquons ci-après le tableau des normes de granulométries applicables aux agrégats utilisés pour les barrages.

Agrégats fins								
Qualité standard	grains propres, durs, résistants, sans impuretés, boues et matières organiques et autres éléments nocifs							
Granulométrie	pourcentage du poids des éléments qui passent dans le crible							
	φ du criblage	10	5	2,5	1,2	0,6	0,3	0,15
	pourcentage du φ de grain	0~8	5~20	10~25	10~30	15~30	12~20	3~10

Les grains de 0,3 ~0,6 mm de diamètre favorisent la formation de bulles d'air dans le béton avec entraîneur d'air. Il vaut mieux que les agrégats contiennent des grains de moins de 0,15 mm pour réduire l'aération et qu'ils soient plus faciles à travailler. Il faudra faire attention à la maintenir la régularité des grains pour éviter le manque d'homogénéité. Lorsque l'assortiment des grains fluctue de plus de 0,20 par rapport au pourcentage des grains adoptés il faudra corriger la granulométrie ou corriger l'assortiment.

ii) Agrégats grossiers

La qualité requise pour les agrégats grossiers est en principe la même que celle des agrégats fins, sauf qu'il faudra éviter les pierres qui se brisent trop facilement.

Pour les barrages-poids en béton, bien souvent ils sont d'autant plus avantageux que la densité est élevée. Il est donc souhaitable d'effectuer des essais de béton même sur les agrégats qui ont une densité inférieure à 2,60 ou sur les agrégats qui ont un taux d'absorption supérieur à 3 % et de décider de leur utilisation après avoir fait la synthèse des différents éléments.

La taille maximum des agrégats grossiers utilisés pour les barrages en béton est souvent de 150 mm, quelquefois de 180 mm.

Une taille maximum plus grande a l'avantage de permettre de réduire le poids d'eau bien que si l'on veut obtenir une certaine résistance il ne soit pas tellement possible de réduire le poids de ciment. La forme des agrégats grossiers influence le travail du béton mais si les pierres concassées sont de bonne qualité on pourra utiliser le sable de rivière. Si le mélange contient un grand nombre d'éléments plats, il en résulte que le poids d'eau nécessaire est plus important. Par conséquent, il faudra limiter la teneur en éléments qui présentent une longueur trois fois supérieure à la largeur à 25 %.

(c) Divers

(i) Joint en long

Les joints en llong ont la fonction importante d'arrêter l'eau. L'espacement des joints, d'après l'expérience, doit être de $L = 12 \sim 15$ m.

(ii) BCR

On utilise la méthode BCR pour réduire les coûts du ciment et augmenter la vitesse de travail pour les grands volumes de bétonnage (ceci se fait également au Maroc). Il faut prévoir une grande assez surface de travail pour régulariser et serrer le béton à la machine. Pour le transport du béton il faut un grand nombre de route provisoire pour faciliter le passage des camions. Ainsi, du point de vue de l'exécution et étant données les charges imposées par les

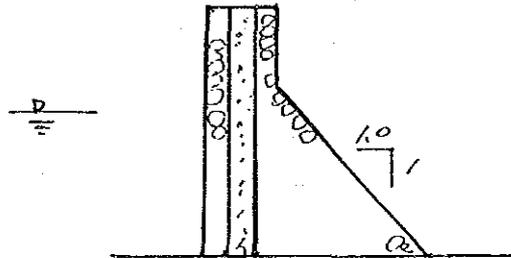
travaux provisoires, le BCR n'est pas une solution économique pour les petits barrages et les lacs collinaires. Par conséquent nous estimons qu'il est applicable sur les barrages moyens dont la hauteur de digue est supérieure à 50 m. Actuellement lorsque la méthode BCR est choisie au Maroc, il faut faire être vigilant sur les points suivants :

- Tendances à utiliser effectivement les sédimentations de gravier des oueds comme agrégats. Dans ce cas, on ne trouve pas d'éléments qui puissent donner une bonne granulométrie uniforme. Si on utilise ces agrégats directement sans régulariser leur granulométrie il est souvent impossible de réduire les cimentations si on veut que le béton reste facile à travailler.
- Des graviers altérés, du limon et de l'argile sont mélangés dans de grandes proportions dans les graviers naturels, et c'est pourquoi on n'obtient souvent que des bétons maigres de qualité inférieure. Lorsque le béton est uniformément pauvre il est possible de couvrir le profil du barrage mais lorsque le béton est disproportionné (déséquilibré) les charges (l'effort, les contraintes) se concentrent sur les parties faibles et le barrage présente une grande insécurité.

Par conséquent en présence d'agrégats médiocres il faut être extrêmement vigilant au niveau de la qualité. (bien gérer la qualité)....

(2) Barrages-poids en maçonnerie

(a) Profil



Ce schéma représente le profil général d'un barrage en maçonnerie avec agencement manuel de pierres. Ce type de barrages est envisageable pour les lacs collinaires et les petits barrages. Pour les barrages moyens il est beaucoup moins intéressant que les barrages en béton du fait du volume important des travaux qu'il engendre et qui font que leur rendement est médiocre et qu'ils sont peu économiques.

Il est difficile d'étanchéiser parfaitement la partie maçonnerie même si la mise en place des pierres est soignée. Il faut donc construire des parements en béton d'étanchéité. L'étanchéité du béton consistera à réaliser un joint longitudinal de 15 m environ. En principe l'épaisseur du parement de béton est de 1 m.

(b) Roches

Les pierres ou moellons doivent être de qualité identique ou supérieure à la qualité des agrégats fins du béton.

3.7.2 Barrages en remblai

Nous avons indiqué les différents types de barrages en remblai au chapitre 3.2.1 «Types d'ouvrages ». Nous aborderons ici la planification des barrages de type homogène et les barrages avec noyau central, les plus fréquents dans ce cas.

(1) Barrages de type homogène

Les remblais sont constitués de matériaux de qualité et de perméabilité homogènes sur l'ensemble de l'ouvrage. La teneur en particules fines étant importante, la résistance est faible et donc ce type de barrage est souvent conçu pour des ouvrages de faible hauteur. La hauteur de digue de ces types de barrages ne devra pas dépasser 50 m et sera en général inférieure à 30 m.

La classification unifiée des matériaux de construction des parements des digues permet de tracer le tableau suivant :

Matériaux	Parement amont	Parement aval
GC, GM, SC, SM	1:2,5	1:2,0
CL, ML	1:2,8	1:2,3
CH, MH	1:3,2	1:2,5

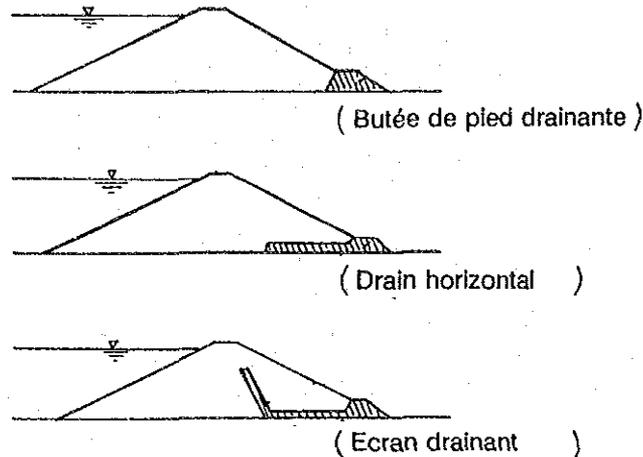
L'emplacement du drain qui servira à supprimer les xxxx à l'intérieur de la digue est tout à fait important. Si le drain ne fonctionne pas correctement, la ligne de saturation de la digue débouche sur le parement aval ce qui entrave la sécurité de l'ouvrage au glissement.

Les types de drains le plus souvent conçus sont :

- (i) Butée de pied drainante
Drain situé sur l'extrémité du parement aval. Est souvent utilisé pour les digues basses (entre 5 et 7 m par exemple).
- (ii) Drain horizontal
C'est un drain en forme de support et poser à la verticale. Est souvent utilisé pour des digues basses (de moins de 10 m de hauteur par exemple).
- (iii) Ecran drainant (drain vertical)
Est formé d'un drain horizontal et d'un drain vertical. Est utilisé pour les ouvrages hauts (de plus de 10 m par exemple).

L'écran drainant (III) est la forme de drain de loin la plus efficace. Par conséquent il est toujours souhaitable d'avoir recours au drain vertical même pour les petits barrages si on peut se procurer à bon marché les matériaux nécessaires.

Nous indiquons ci-dessous des exemples de structure à titre de référence.



(2) Ouvrages en terre zoné avec noyau central

Constitué d'une partie centrale ou noyau réalisée avec des matériaux imperméables et d'une succession de recharges de matériaux grossiers.

Etant donné que les matériaux qui offrent une résistance au cisaillement médiocre sont placés vers l'intérieur, c'est un type d'ouvrage très performant au niveau du glissement, de la déformation et à l'intensité sismique. Cependant la classification des zones rend leur réalisation compliquée, de sorte qu'ils conviennent pour les petits et moyens barrages pour lesquels des surfaces de travail importantes sont disponibles.

Sur la zone la plus proche des parements de la digue on utilise des matériaux fins avec une bonne résistance au cisaillement ; souvent il n'est pas utile d'avoir des pentes de talus de digue particulièrement faibles même si la hauteur de digue est importante. Variable en fonction des zones et des types de matériaux entrant dans la confection de la digue, la pente du talus est souvent de 1:2,5~3,0 sur le parement amont et de 1:2,0~2,5 sur le parement aval.

Pour assurer sa fonction étanche, le noyau doit absolument être constitué de matériaux de qualité uniforme et imperméables. Il faudra sélectionner des matériaux dont le coefficient de perméabilité après rechargement des remblais est inférieur à 1×10^{-5} cm/s (essais en laboratoire inférieurs à 1×10^{-6} cm/s). Les matériaux GC, SC, SM, CL, ML, MM qui correspondent à la classification unifiée seront adoptés. Lorsque la digue est haute et qu'il faut faire attention aux problèmes de déformation on optera plus volontier pour les matériaux GC et SC.

Une largeur du noyau égale à 30~50 % de la hauteur d'eau suffit en général. Elle peut être ramenée à 15~20 % si la conception et la réalisation sont particulièrement soignées.

Le noyau devra être muni d'un drain pour éliminer les fuites d'eau à l'intérieur de la digue. On choisira l'écran drainant d'une épaisseur minimum de 1 m adaptée aux méthodes de travail utilisées et à la grosseur des matériaux.

Lorsque l'écran drainant sera constitué d'une seule catégorie de graviers, leur grosseur sera considérée par rapport à l'efficacité du filtre. Les matériaux utilisés pour le drain sont appelés ici matériaux de filtre.

(i) $F_{15}/B_{15} > 5$

F_{15} : diamètre des grains de 15 % du matériau de filtre
 B_{15} > diamètre des grains de 15 % des matériaux du noyau
 On prendra de préférence des diamètres de 25 mm maximum.

(ii) $F_{15}B_{15} < 5$

(iii) Il est souhaitable que la courbe de gradation soit parallèle à celle de F.

(iv) F ne doit pas contenir plus de 5 % de matériaux plus fins que le limon.

Les matériaux à plasticité élevée peuvent être des matériaux de composition médiocre.

La pose de matériaux en terre semi-perméables et de roches perméables sur la partie extérieure du noyau maintient la sécurité de l'ensemble de l'ouvrage. En principe il sera plus efficace d'utiliser les matériaux que l'on trouve dans les environs de l'ouvrage. Les travaux de construction de l'évacuateur de crues entraînent en général des excavations importantes de terre et de pierres qui pourront être utilisées pour réduire les coûts.

On utilise souvent des matériaux rocheux pour leur résistance élevée. Par conséquent les matériaux qui ont une résistance médiocre aux altérations et les roches dont le diamètre est facilement xxx ne conviennent pas particulièrement. Nous indiquons ci-après et à titre de référence les matériaux les plus appropriés.

Appropriés	Moins appropriés
Roches plutoniques (granites, diorites, gabbro) Roches hypabissales (porphyry, porphyrite, diabase) Roches volcaniques (rhyolite, andésite, basalte) roches sédimentaires du pré-mésozoïque (grès, calcaire, chart)	Roches ultrabasiques (serpentine) Roches métamorphiques (gneiss, schiste cristallin) Roches volcaniques (tuff tendre) Roches sédimentaires (schiste argileux, ardoise)

Les roches de qualité inférieure qui doivent faire l'objet d'une attention particulière sont quand même utilisables si elles sont bien compactées et planifiées dans les parties intérieures.

3.8 Calcul de la stabilité des barrages

La rupture d'un barrage provoque des dommages considérables en aval du bassin. Il faut donc impérativement et coûte que coûte assurer la sécurité de l'ouvrage. L'analyse du glissement et du basculement ainsi que de la résistance à la traction (dans le cas des barrages poids) est capitale pour la stabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de stabilité au glissement des fondations et de la digue qui nécessitent une grande résistance au cisaillement théorique, est déterminé à partir des résultats obtenus aux essais de cisaillement courants. De nombreux calculs de stabilité sont donc effectués à l'étape de l'étude préliminaire qui comprend un grand nombre d'investigations et de tests. En général ces calculs sont effectués à l'étape du plan de réalisation où les nombreuses données des investigations et des tests sont regroupées. L'importance des calculs sera adaptée à l'envergure des ouvrages selon le type de fondations.

Lacs collinaires Les calculs de sécurité peuvent être omis
 Petits et moyens barrages Les calculs de sécurité sont impératifs

Cependant lorsque les lacs collinaires ont une fondation constituée de matériaux meubles, ou que le profil de l'ouvrage ou les matériaux de construction sont particuliers, il faudra tout de même effectuer les calculs de stabilité.

Nous indiquons ci-après les calculs de stabilité devant être effectués pour chaque type de barrage.

3.8.1 Barrage en remblai

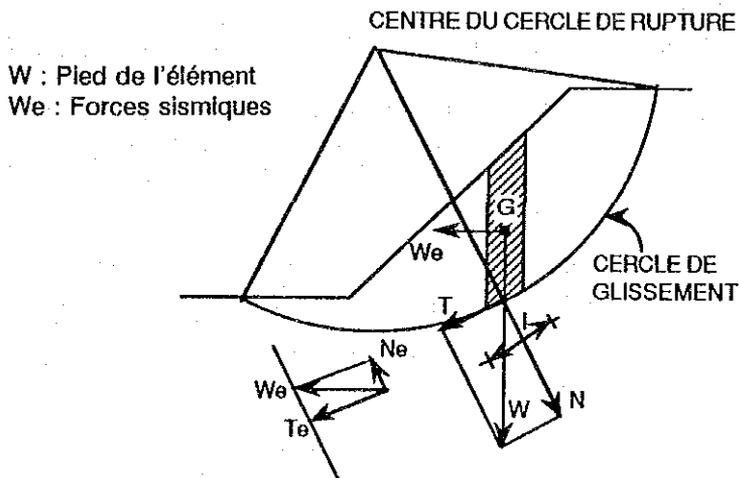
(1) Méthode de calcul

Le calcul de sécurité au glissement par la méthode du cercle de glissement donne de bons résultats et est très fiable. La formule de calcul est la suivante :

$$F = \frac{\sum (C' \cdot l + (N - Ne - P) \tan \sigma')}{\sum (T + Te)}$$

où :

F	:	Coefficient de sécurité
l	:	Longueur de l'élément
N	:	Composante normale
Ne	:	Composante normale des forces sismiques
T	:	Composante tangentielle
te	:	Composante tangentielle des forces sismiques
P	:	Pression hydrostatique intérieure
σ'	:	Angle de frottement (contrainte effective)
c'	:	Cohésion (contrainte effective)



Pour les chiffres de résistance au cisaillement théoriques ϕ' , c' il est bon d'utiliser les résultats des essais de compression triaxiale effectués en condition non consolidés et drainés et en condition consolidés drainés.

(2) Indice de stabilité minimum toléré

Les normes suivantes seront appliqués comme indices de stabilité minimum tolérés selon la retenue et la digue en construction :

Hypothèse	Indice de stabilité minimum admis	Résumé
Fin de construction, retenue vide	1,50	Pas de tremblement de terre
Vidange rapide de la retenue	1,50	Pas de tremblement de terre
Retenue normale	1,50	Avec tremblement de terre

- Référence -

Au Japon on doit obligatoirement calculer l'indice de stabilité avec la méthode du cercle de glissement pour les barrages de plus de 15 m de haut et l'indice minimum toléré est fixé à 1,20 quelles que soient les conditions. Par ailleurs on tient toujours compte des foces sismiques, sauf en cas de crue théorique. Cependant, pour les cas de retenue vide en fin de construction ou de vidange rapide, on réduit les forces sismiques de 50 % par rapport à la normale.

3.8.2 Barrages-poids (rigides)

(a) Méthode de calcul

Pour les barrages poids on effectue le calcul de stabilité au glissement et au cisaillement, le calcul de basculement, et le tiers central (pour que la digue ne soit pas soumise à des efforts de traction).

La formule de calcul proposée par Henny est la suivante :

$$F = \frac{f(V - P) + \tau_0 \cdot l}{H}$$

Où

- F : Coefficient de sécurité
- l : longueur tenant compte de la résistance au cisaillement
- V : Effort de cisaillement dans le sens vertical (poids propre de la structure, poids de l'eau sur le parement aval et poids des sédiments)
- H : Effort de cisaillement dans le sens horizontal (charges résultant de la poussée hydrostatique, de la poussée des sédiments, et de la poussée hydrodynamique et effet des secousses sismiques sur le propre poids de l'ouvrage)
- P : Sous-pression
- f : Indice de frottement (normalement $f = 0,8 \sim 0,85$)
- τ_0 : Résistance au cisaillement (valeur infime pour la résistance des fondations et du béton ou des surfaces qui les touchent directement).
- k : Coefficient sismique

(b) Indice de stabilité minimum toléré

Les indices de stabilité minimum admissibles sont les suivants :

Cas	Indice minimum	Résumé
Retenue vide	4,0	Avec tremblements de terre
Niveau normal		Avec tremblements de terre
Retenue normale		Sans tremblement de terre

En principe, le calcul sous condition de niveau normal de la retenue devient critique.

(2) Calcul du basculement et du tiers central

On calcule les moments des forces appliquées par le propre poids de l'ouvrage et par chaque forces au point d'extrémité des fondations du barrage. Le moment des forces résistantes (M_s) dépend des charges verticales, et le moment des forces de renversement (M_r) dépend des charges horizontales. Nous analysons la stabilité telle que ci-dessous :

$M_r > M_s$ Stabilité au renversement

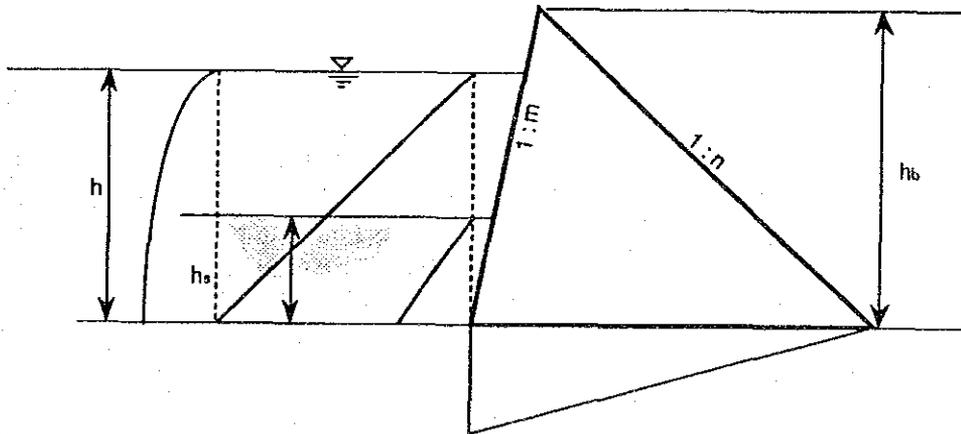
$$\frac{M_s - M_r}{V - P} = l_1$$

$$-\frac{l}{6} < (\frac{l}{2} - l_1) < \frac{l}{6} \dots \text{ tiers central}$$

Où
 V-P : Charge verticale avec sous-pression déduite
 l : Largeur des fondations de la digue

(3) Méthode de calcul

Nous indiquons ci-dessous la formule de calcul des moments et des charges nécessaires pour le calcul de stabilité des barrages poids avec xxx triangulaire.



où
 h : Niveau normal
 h_b : Hauteur de la digue
 h_s : Hauteur de sédimentation
 m,n : Pente des talus en amont et en aval de la digue

Moments des forces internes et externes

	Charges	Sym-bôle	Forces externes	distance extr. amont/ point utilisation	Moment des forces externes
Forces horizontales	Pression de l'eau	H_w	$1/2W_w h^2$	$1/3h$	$1/6W_w h^3$
	Poussée des sédiments			$1/3h$	$1/6W_s C_e h_s^3$
	Force d'inertie des secousses sismiques sur le propre poids de l'ouvrage				$1/6(m+n)W_c k h_b^3$
	Poussée hydrodynamique				$7/30W_w k h^3$
	Poids de l'eau en amont				$1/6m^2 W_w h^3$
	Poids des sédiments				$1/6m^2 W_s h_s^3$
	Poids propre de l'ouvrage				$1/6m+n)(2m+n)W_c h_b^3$
	Sous-pression				$-1/6(m+n)^2 U_p W_w h^3$

- W_c = Poids unitaire de la digue (= 2,3 t/m³)
 W_w = poids unitaire de l'eau (= 1,0 t/m³)
 W_s = poids unitaire des sédiments dans l'eau (= 1,1 ~ 1,2 t/m³)
 k = Forces sismiques
 U_p = Coefficient de sous-pression
 C_e = coefficient de poussée des sédiments (= 0,5)

Cependant

poussée des sédiments $P_e = C_e W_s h_s$

poussée hydrodynamique $P_o = 7/8 W_w k \sqrt{H} h$ (valeur proche de Westergard)

avec

H : hauteur maximale de l'eau

h : hauteur de profil d'étude

3.9 Protection de la digue

Les talus et la surface de crête de la digue subissent une dégradation causée par la variation du côté du plan d'eau, les vagues, les pluies et la sécheresse. Le barrage en béton, le barrage en maçonnerie ou le barrage en rochement est construit avec des matériaux durables et la surface de leur digue est bien protégée. Mais dans le cas du barrage construit avec des terres et des sables sensibles à l'érosion ou à la dilatation d'absorption, il est nécessaire de prévenir une protection de la surface. On explique ci-après un blindage extérieur d'un barrage en terre.

3.9.1. Protection du talus en amont

(1) Procédé

Il y a plusieurs procédés pour la protection du talus du côté amont : riprap, revêtement en pierres, en bloc de béton, en dalles de béton armé, etc. En tous cas, il est important d'aménager une couche de filtre sur le fond.

En général, le riprap est la meilleure solution pour les raisons suivantes :

(i) Le riprap répond bien à la déformation de la digue et les pierres se stabilisent par la force des flots.

(ii) Le riprap ayant une grande force de brisement des flots permet de restreindre des vagues grimpantes.

(iii) Les travaux sont faciles et peu coûteux.

Il est à noter que les pierres doivent être dures pour supporter la dégradation et le brisement (par exemple, le poids spécifique de plus de 2,5, le taux d'absorption de moins de 3%, la résistance à la compression de plus de 500 kg/cm²).

En principe, les pierres ayant la qualité acceptable pour des agrégats sont souhaitables à utiliser, mais la qualité des pierres sera déterminée en considération de la taille du barrage, de la situation de la production des pierres, etc.

(2) Diamètre et épaisseur du riprap

Pour que les pierres ne bougent pas sous l'effet des flots, on peut proposer les dimensions du riprap suivantes comme standard :

Hauteur des vagues	φ moyen du riprap	Ep. min. du riprap	Epaisseur min du filtre
0~0,6	25	30	15
0,6~1,2	30	45	15
1,2~1,8	38	60	23
1,8~2,4	45	75	23
2,4~3,0	52	90	30

Pour la mise en pratique du tableau ci-dessus, il faut tenir compte des points suivants :

(i) L'épaisseur minimale du riprap doit être supérieure au diamètre maximal du particule et à D50 x 1,5.

(ii) Les matériaux de riprap dont le diamètre maximal du particule sera de D50 x 1,5 doivent avoir une bonne granularité contenant des particules jusqu'à 2,5 cm. Dans le cas des matériaux de roche de qualité inférieur, il faut prévoir plus de tolérance pour l'épaisseur du riprap.

(iii) Puisque le tableau ci-dessus est basé sur le cas où les matériaux de la digue ont une bonne granularité avec de l'argile jusqu'aux grosses particules, dans le cas où ils contiennent du limon, la couche de filtre doit être plus épaisse.

(iv) Lorsque les matériaux de riprap risquent d'absorber la couche de filtre en raison du diamètre homogène de leurs particules, il faut aménager une couche de petit gravier entre ces couches.

(v) Si le gradient de talus du côté amont est moins de 1:5,0, l'épaisseur pourra être plus petite que celles indiquées au tableau ci-dessus. Dans le cas où le gradient de pente est moins de 1:10, il sera suffisant d'aménager sur la partie inférieure une couche de 30 cm d'épaisseur construite avec les matériaux de bonne granularité dont le diamètre moyen du riprap est de 15 cm.

3.9.2 Protection du talus du côté aval

Les conditions pour le talus du côté aval ne sont pas si dures que celles pour le talus amont. Il faut prévoir principalement des mesures pour la prévention de l'érosion par la pluie et pour la protection de belle vue.

En général, la protection est effectuée avec le pierré, la plantation ou le semis des gazons ou des herbes, etc. La plantation des arbres doit être évitée, car l'ébranlement des arbres causé par le vent fort qui se propage aux racines pourra donner lieu à une détente de la surface de la digue.

Pour la prévention de l'érosion, l'aménagement des risbermes avec l'évacuation par fossé est bien efficace et il vaut mieux utiliser cette mesure avec la protection superficielle sus-mentionnée. La distance des risbermes est en général de 10 m de différence en altitude.

3.9.3 Crête de la digue

Il faut prévoir une protection sur la crête de la digue contre l'amollissement ou le dégât causé par le rejaillissement des flots ou l'eau de pluie.

Pour la prévention de l'amollissement par le rejaillissement des flots ou l'eau de pluie, le gravier sera placé sur la couche d'argile mélangé avec du gravier et cette couche devra être bien compactée. L'épaisseur de ce revêtement peut varier en fonction de la situation de l'utilisation de la crête et des conditions climatiques, mais dans la plupart des cas, une couche de sol imperméable de 20 à 30 cm d'épaisseur est placée pour la protection.

La pente transversale nécessaire est aménagée sur la crête pour l'évacuation des eaux (2 - 5%).

Pour l'évacuation des eaux sur la crête de la digue, un fossé de drainage est construit au sommet des talus amont et aval pour évacuer des eaux une fois collectées dans la retenue ou en dehors de la digue. Dans le cas du dévers, la crête est inclinée vers la retenue.

On pourra placer du côté de l'amont un parapet ou des gabions en tenant compte du rejaillissement des flots au moment de la tempête ou de la remontée anormale du plan d'eau causée par un glissement imprévu. Dans le cas des lacs collinaires, les gabions pourront être inclus dans la revanche nécessaire de la digue. Dans ce cas, les gabions étant considérés comme une mesure contre le rejaillissement plutôt que comme une mesure contre la remontée anormale du plan d'eau, ils ne seront pas en pierres, mais en maçonnerie.

3.10 Conception de traitement des fondations

Pour la conception de base de la digue, il faut prendre en considération la résistance suffisante à la déformation, au cisaillement, à la fuite d'eau et de la limitation de fuite au-dessous de la tolérance. La méthode de conception étant différente pour le barrage-poids rigide et pour le barrage en remblai déformable, l'explication est donnée ci-après pour chaque type de barrage.

3.10.1 Conception de traitement des fondations

(1) Fouille

Le barrage-poids en béton ou en maçonnerie est un corps rigide de grand module d'élasticité (environ 200.000 km/cm²). Bien que la déformation des fondations soit petite, la contrainte de traction ou la force de cisaillement locale nuisible à la digue peut se concentrer sur les fondations. Il est donc nécessaire de fouiller jusqu'au fond rocheux pour les fondations. Bien que la profondeur des fouilles dépende de la taille du barrage, normalement on enlève des sols et du gravier alluviaux et diluviaux pour fouiller jusqu'au fond rocheux dur. Les critères technologiques sont les suivants :

- La résistance à la compression simple des roches est plus de 10 fois celle de la charge de digue.

- La force de cisaillement du fond rocheux est plus de la valeur de calcul.

Cependant, pour les fondations sus-mentionnées, il faut prévoir une marge avec l'augmentation de la profondeur des fouilles ou l'aménagement des tranchées de clé.

- dans le cas où la structure de stratification du fond rocheux est composée à l'angle faible par rapport à l'axe horizontal (en particulier dans le cas où cette structure est inclinée doucement vers le côté amont)
- dans le cas où le fond rocheux contient une faille inclinée.
- dans le cas où le changement géologique du fond rocheux est grand.

(2) Mesures d'étanchéité

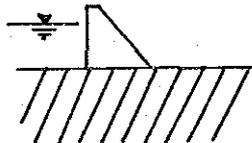
Etant donné que les fondations du barrage-poids sont normalement un fond rocheux, on se soucie rarement de leur destruction due à la fuite d'eau des renards. Mais, la sous-pression produite par la fuite exerce un effet sur la face des fondations de la digue et elle pourra causer un cisaillement, un glissement ou un basculement de la digue. Il est donc souvent prévu une injection sur les fondations. L'injection est mise en pratique normalement pour les barrages de petite taille et plus. Et le traitement par injection est exigé si les fondations ont une perméabilité suivante :

Petit barrage : plus de 3 - 5 lougeons

Barrage moyen : plus de 2 - 3 lougeons

On applique en général le procédé d'injection en descendant qui consiste en injection du lait de ciment. Plusieurs lignes de coulis ont plus d'imperméabilité qu'une ligne simple. La profondeur du coulis est fonction de la présence de la zone perméable. S'il n'existe pas de zone perméable, la profondeur du coulis est normalement deux tiers de la hauteur des eaux profondes. Mais pour les cas suivants, il faudra avoir plus de profondeur ;

- lorsque la stratification ou la fissure des fondations se propage dans le sens ascendant avec inclinaison vers l'aval et que la sous-pression exerce un effet relativement grand sur la digue
- lorsque la zone de haute perméabilité située au profond a une grande possibilité de se relier avec la retenue
- lorsque le niveau de la surface de la nappe phréatique se trouve au profond



3.10.2 Conception de traitement des fondations pour le barrage en remblai

(1) Fouille des fondations de la digue (fouille du lit de la digue)

La fouille du lit de la digue se divise, selon les buts, en fouille des fondations de la zone noyau (fouille du lit du noyau) et en fouille des autres lits de la digue.

(a) Fouille du lit du noyau

Le but principal de la fouille du lit de noyau est de mettre en contact le remblai du noyau avec les fondations imperméables (assise graveleuse ou fond rocheux). La fouille du lit du noyau est en général plus profonde que la fouille du lit de la digue. Il est nécessaire de noter bien les points ci-après pour ne pas détériorer le contact entre le remblai du noyau et les fondations par le tassement irrégulier ou la déformation.

- En principe, il faut fouiller jusqu'aux fondations de coefficient de déformation plus grand que celui du remblai du noyau.

Dans la classe de barrages moyens, la profondeur des fouilles est approximativement de $100 \text{ kg/cm}^2 \times \text{hauteur de la digue (m)}$ pour avoir des fondations d'appui suffisantes.

- La tranchée du noyau fouillé doit avoir dans la mesure du possible une coupe longitudinale en forme de creux. Et il n'est pas prévu une partie de la pente abrupte (plus de 70°).

- Il faut éviter une fouille profonde avec la pente abrupte pouvant mettre en état suspendu le remblai à l'intérieur de la tranchée de noyau.

La largeur du fond de la tranchée de noyau est plus efficace pour la fuite d'eau et les renards si elle est plus grande. Mais la largeur extrêmement grande est peu économique car les frais des fouilles et les frais du remblayage sont plus exigés. La largeur minimale nécessaire pour la construction est d'abord limitée et la largeur finale est déterminée en considération de la profondeur de la retenue, de la qualité des matériaux de remblai, de la difficulté des travaux. Les critères sont les suivants :

- dans le cas des matériaux du noyau de faible plasticité (matériaux SM, ML, CL)
Largeur du fond $B \geq 30\%$ de la profondeur de la retenue

- dans le cas des matériaux du noyau de moyenne et forte plasticité
Largeur du fond $B \geq 15 - 20\%$ de la profondeur de la retenue

- dans le cas de la fouille et le remblayage au moyen des engins de construction
 $B \geq 4 \text{ m}$

- dans le cas de la fouille et le remblayage manuels
 $B \geq 2 \text{ m}$

(2) Fouille du lit de la digue

Les conditions pour la fouille des autres lits de la digue ne sont pas si dures que celles pour le lit du noyau. Lorsque la construction d'un barrage est prévue sans traitement particulier, il convient d'enlever des couches expliquées ci-après :

- une couche où il y aura des vides pouvant causer un tassement, un glissement ou un renard (sol superficiel contenant des végétaux et des poils absorbants, sol organique par exemple)

- une couche fragile donnant l'effet sur le glissement de la digue (dépôt alluvial, couche de glissement par exemple)

- sable fin ou limon peu résistant aux renards (lit de la digue en aval en particulier)

Il faudra également enlever des couches géologiques de résistance au cisaillement plus faible que celle du remblai de la digue si la distribution de ces couches est faible.

(2) Mesures contre la fuite d'eau

Pour la prévention de la fuite d'eau des fondations d'un barrage en remblai, il existe deux procédés : mise en étanchéité par injection et affaiblissement du gradient hydraulique par l'agrandissement de la largeur du barrage. Le procédé sera déterminé en considération des caractéristiques géologiques des fondations, des facteurs économiques et de la sécurité.

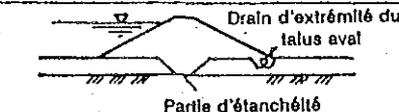
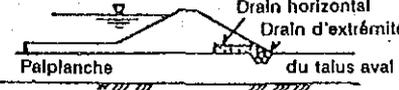
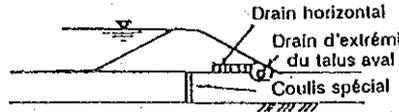
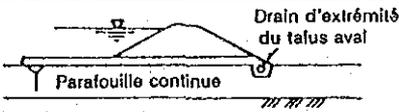
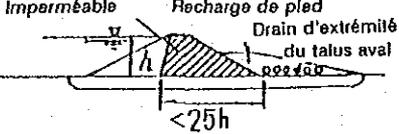
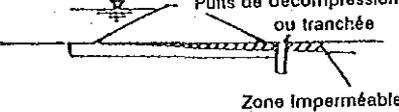
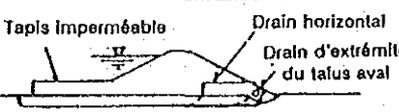
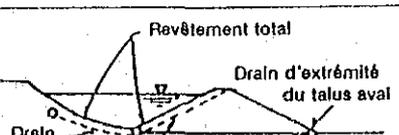
(a) Fondation de rocher

Pour la fondation de rocher, de même que dans le cas du barrage-poids, on applique en général la mise en étanchéité par injection ou l'aménagement de tranchée du parafouille. Le barrage en remblai est plus sûr que le barrage-poids en ce qui concerne la sous-pression due à la fuite et la pression de l'eau interstitielle. Si $L_u = 5 - 10$ longueurs, le traitement de mise en étanchéité ne sera normalement pas nécessaire.

(b) Fondation graveleuse

La construction d'un barrage en remblai est très souvent conçue sur la fondation graveleuse. On montre dans le tableau ci-après des exemples de procédés contre la fuite. En tenant compte des facteurs économiques et de la facilité des travaux, on adopte normalement une mise en place des tranchées d'étanchéité ou des tapis imperméables.

Mesures contre la fuite pour la fondation graveleuse

Epaisseur de la zone perméable	Méthode de conception	Esquisse	Remarque
Faible	Tranchée large d'étanchéité		Efficacité d'étanchéité parfaite. L'épaisseur de la zone perméable doit être dans la limite de 1/3 de la hauteur de la digue (au-dessus du terrain naturel).
Moyenne	Palplanche		Efficacité d'étanchéité imparfaite. Inapproprié à la couche mélangée de cailloux roulés. Efficace et approprié à la couche de limon et de sable fin.
	Coullis spécial		La confiance excessive en efficacité d'étanchéité est dangereuse.
	Parafouille continue		Parfaitement efficace en étanchéité mais coûteux
Forte	Recharge de pied		Appliqué pour limiter la sous-pression. Approprié dans le cas où le volume de fuite d'eau toléré est grand.
	Puits de décompression		Efficace si les couches perméables et imperméables se superposent.
	Tapis imperméable		Efficace pour la prévention des renards
	Revêtement total		Si la sous-pression et l'air sont complètement éliminés, ce procédé peut être efficace en fonction du choix des matériaux.

3.11 Conception des ouvrages annexes

3.11.1 Conception des évacuateurs de crue

(1) Type d'évacuateur de crue

Un évacuateur de crue est composé de la partie d'entrée, de la partie de guidage et du dissipateur. Le type d'évacuateur est déterminé en considération de la sécurité, des facteurs économiques, de la méthode d'exploitation et d'entretien de même que du type et de la structure du barrage.

Composantes d'évacuateur de crue

Partie d'entrée	Partie guideau	Dissipateur d'énergie
Type de déversement : à crête droite à crête en courbe à déversoir latéral en tulipe	Coursier Tunnel	Type de ressaut hydraulique : à tapis de réception horizontal à tapis de réception en pente à cuillère de dissipation à ressaut hydraulique forcé
Type à orifice		Type de saut de ski Type de nappe libre

(a) Barrages-poids

Dans le cas de l'évacuateur de crue de barrage-poids, on adopte le type de déversement à crête droite pour la partie d'entrée et le type à coursier sur le talus aval pour la partie de guidage. En ce qui concerne le dissipateur d'énergie, on prend le type de ressaut hydraulique ou le type de saut de ski en fonction des conditions topographiques. Si ces conditions sont favorables, il convient de choisir le type de saut de ski qui permettra de réduire le volume des travaux.

Pour le barrage-poids, la partie d'entrée est aménagée sur la digue. Plus le déversoir est plus grande, l'eau courant au moment de déversement est moins profonde et cela nous permettra de réduire le volume du barrage. Il est donc souhaitable d'élargir la partie d'entrée dans la mesure du possible en considération de la largeur de la vallée et de celle du lit de la rivière, des conditions géologiques, etc. s'il n'y a pas de problèmes sur le plan hydraulique.

(b) Barrage en remblai

Au moment de la détermination des emplacements d'évacuateur de crue, il est nécessaire de tenir compte d'abord des facteurs topographiques et géologiques. Il faudra également prendre en considération les rapports avec les autres ouvrages annexes et la disponibilité des matériaux de fouille pour établir un plan de la construction des évacuateurs de crue du point de vue global.

Pour les barrages visés dans le présent Manuel, on prend généralement divers types de déversement sauf celui d'évacuateur en tulipe pour la partie d'entrée, le type de coursier pour la partie de guidage et le type de ressaut hydraulique pour le dissipateur.

Dans le cas du barrage en remblai, l'évacuateur est situé sur un rocher en place. Si le seuil de la partie d'entrée est plus longue, la hauteur de la digue pourra être réduite bien que les frais des fouilles et la quantité de béton pour la partie d'entrée augmentent. Dans le cas contraire, la hauteur de la digue devra être plus grande. Il est donc souhaitable de déterminer la longueur

du seuil avantageuse sur le plan économique après avoir fait la comparaison des frais des travaux de chaque classe de taille.

(2) Hydraulique des évacuateurs

(a) Partie d'entrée

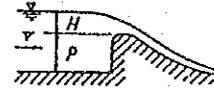
(i) Chenal d'entrée

On appelle une voie entre la retenue et le déversoir le chenal d'entrée. Les conditions ci-après sont données pour que l'eau court doucement avec peu de variation de la surface dans ce chenal.

$$P \geq H/5$$

$$V \leq 4 \text{ m/s}$$

Hauteur de l'eau dans le chenal d'entrée



Cette situation est exprimée avec le nombre Froude comme suit :

$$F_r = Q/\sqrt{g(H+P)^3} < 0,4$$

où

q : débit par largeur unitaire (m³/s/m)

H : hauteur de l'eau déversée de calcul (m)

P : hauteur de l'eau entrante au-dessous de la crête du déversoir (m)

V : vitesse de l'eau d'approche (m/s)

(ii) Déversoir

Le critère de base pour la conception de la coupe du déversoir consiste à maintenir le grand coefficient de déversement sous les conditions de déversement libre et à éviter la production de la pression négative dangereuse à la surface de la crête.

La forme du seuil est généralement celle de standard Harrold.

$$X1,85 = 2Hd0,85Y...$$

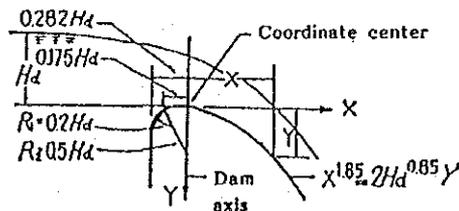
où

Hd : charge de calcul

X : distance horizontale de la crête du déversoir

Y : distance verticale de la crête du déversoir

Centre des coordonnées
Axe de barrage



Dans le cas de la forme sus-mentionnée, le coefficient de déversement est exprimé par la formule suivante :

$$C_d = 2,200 - 0,0416 (H_d / P)^{0,990}$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a\left(\frac{H}{H_d}\right)}{1 + a\left(\frac{H}{H_d}\right)}$$

où

H : charge de déversement au-dessus de la crête

H_d : charge de calcul

P : hauteur du déversoir

a : constant

C : coefficient de déversement

C_d : coefficient de déversement à (H=H_d)

On peut considérer de façon commode : C = 2,0

Si le seuil n'a pas de surface régulière comme le barrage en maçonnerie, le coefficient de déversement pour le seuil large peut être estimé : C = 1,6 - 1,8

(iii) Calcul du débit déversant

La formule suivante est utilisée pour le calcul du débit déversant du seuil

$$Q = CL H^{3/2}$$

où

Q : déversement (m³/s)

C : coefficient de déversement

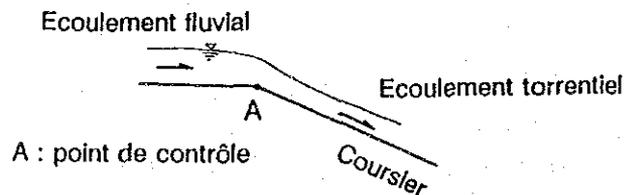
L : Longueur utile du déversoir

H : charge totale au-dessus de la crête (y compris la charge de la vitesse de l'eau d'approche)

(b) Partie de guidage

(1) Conditions hydrauliques du point de contrôle

Il existe souvent un coursier dans la partie de guidage. Le point de commencement du coursier est un point de contrôle pour le calcul hydraulique.



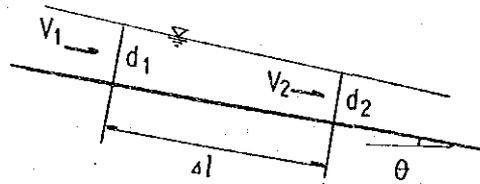
Les conditions hydrauliques du point de contrôle sont montrées ci-dessous :

où :
 d_c : profondeur critique (m)
 V_c : vitesse critique (m/sec)
 I_c : gradient critique
 R_c : rayon hydraulique en d_c (m)
 Q : crue de projet (m³/sec)
 b : largeur du coursier

$$\left. \begin{aligned} d_c &= \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^3}} \\ V_c &= \frac{Q}{d_c \cdot b} \\ R_c &= \frac{d_c \cdot b}{b + 2 d_c} \\ I_c &= \left(\frac{n \cdot V_c}{R_c^{2/3}} \right)^2 \end{aligned} \right\}$$

(ii) Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique est effectué dans la direction de l'amont depuis le point de contrôle pour l'écoulement fluvial et dans la direction de l'aval depuis le point de contrôle pour l'écoulement torrentiel. La formule de calcul est basée sur la théorie de Bernoulli ci-après.



$$d_1 \cdot \cos \theta + \frac{V_1^2}{2g} + H_2 = d_2 \cdot \cos \theta + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

où :
 d_1, d_2 : hauteur d'eau (à l'angle droit par rapport au fond)
 V_1, V_2 : vitesse de l'eau
 Δl : longueur de la section
 θ : pente du fond
 h_s : différence en altitude du fond
 h_f : charge des pertes par frottement

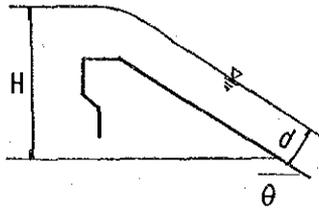
$$h_f = \frac{n^2 \cdot V_m^2 \cdot \Delta l}{R_m^{\frac{4}{3}}}$$

où :
 n : coefficient de rugosité
 V : vitesse moyenne

$$R_m : \text{rayon hydraulique moyen} \quad \frac{R_1 + R_2}{2} \quad V : \text{vitesse moyenne} \quad \frac{V_1 + V_2}{2}$$

(iii) Calcul simple du coursier

Si l'on suppose que la charge des pertes par frottement soit 10% de la charge totale dans le coursier, on obtient une formule simple sur la base de la formule Bernoulli.



où :

H : charge totale

hf : charge des pertes par frottement

d : hauteur d'eau (à l'angle droit par rapport au fond)

q : débit par largeur unitaire (Q/B, B: largeur du coursier)

g : 9,8 m/sec²

On peut donc faire un calcul d'essai pour obtenir la hauteur d'eau d'un point.

(iv) Revanche

La revanche est obtenue avec la formule suivante :

$$F_b = 0,6 + 0,37V^{1/3}$$

où :

F_b : revanche (m)

V : vitesse de l'eau (m/sec)

d : hauteur d'eau (à l'angle droit par rapport au fond (m))

La hauteur du mur du côté du coursier doit satisfaire à l'exigence par la formule suivante :

$$H = (d + F_b) \cdot \frac{1}{\cos \theta}$$

où :

θ : pente du coursier

(c) Dissipateur d'énergie

(i) Type et sélection des dissipateurs à ressaut hydraulique

Pour la conception du bassin à ressaut hydraulique, les points suivants doivent être respectés :

1. Le bassin aura une section rectangulaire droite et uniforme.
2. La vitesse de l'eau entrante et la hauteur d'eau seront uniformes.
3. Lors de la détermination de la position d'un ressaut, il faudra tenir compte du fait que la position du ressaut change facilement en fonction de la variation faible du niveau d'eau en aval.
4. Il sera nécessaire d'étudier la dissipation d'énergie du bassin pour les divers débits.

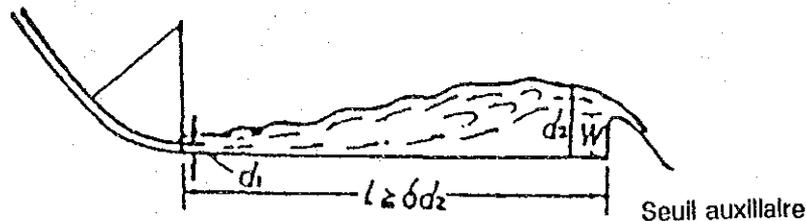
Le type de dissipateur d'énergie sera déterminé après avoir examiné de façon globale les facteurs géologiques, les conditions d'acquisition d'un terrain, la situation du niveau d'eau fluviale et les conditions économiques.

Lorsque les conditions géologiques ne sont pas favorables sur le site envisagé du dissipateur ou qu'il est nécessaire d'éviter une érosion possible aux alentours en raison du terrain limité, il convient de choisir le type de dissipateur à ressaut hydraulique forcé. Dans le cas où le niveau

de la rivière est bas, on adopte souvent le type de dissipateur à tapis de réception avec seuil auxiliaire ou le type de dissipateur à ressaut hydraulique forcé.

(ii) Type de dissipateur à tapis de réception horizontal avec seuil auxiliaire

Le seuil auxiliaire sert à maintenir de façon artificielle la hauteur de ressaut séquentiel par rapport à la hauteur de l'écoulement torrentiel et la hauteur d'eau du côté amont du seuil est ajusté à la hauteur de ressaut (d_2). La hauteur du seuil auxiliaire peut être calculée avec la formule Iwasaki.



où :

W : hauteur du seuil auxiliaire

F1 : nombre Froude avant ressaut

d_1 : hauteur d'eau avant ressaut

v_1 : vitesse de l'eau avant ressaut

La distance entre le pont de commencement du tapis de réception et le seuil auxiliaire devra être plus large que $(6d_2)$ en cas du type de ressaut naturel. Si elle est moins large, le ressaut stable ne sera pas obtenu quelle que soit la hauteur du seuil auxiliaire.

Un des défauts de ce type est que l'installation d'un dissipateur supplémentaire devra être envisagé selon les conditions de la rivière en aval parce que l'écoulement déversant peut avoir une énergie considérable de vitesse.

(iii) Type de dissipateur à tapis de réception Incliné

Les points de commencement et de fin du ressaut hydraulique se produisent dans le bassin incliné si le gradient de la pente est de 1:4 ou moins. La hauteur conjuguée (d_2) dans le bassin pour la hauteur de l'écoulement torrentiel (d_1) avant ressaut est calculée avec la formule suivante :

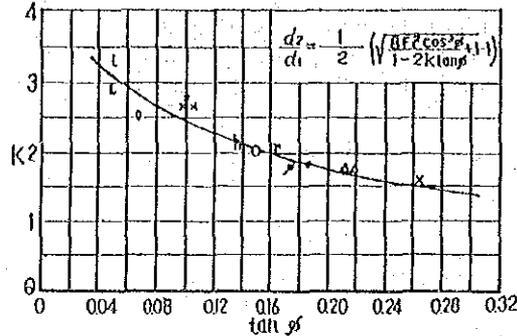
$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{\frac{8F_1^2 \cos^3 \phi}{1 - 2K \tan \phi} + 1} - 1 \right\} \dots$$

où :

F_1 : (nombre Froude)

ϕ : Angle du fond du chenal Incliné par rapport au plan horizontal

K : coefficient de correction exprimé par la fonction de $\tan \phi$



Pour la conception du bassin de dissipation Incliné, il faudra tenir compte des points suivants:

1. Le bassin de dissipation devra être situé de façon que le commencement du ressaut hydraulique puisse se produire au bout d'amont du bassin au moment de la hauteur maximale de l'eau aval.

2. La pente du chenal d'entrée donne aucune influence sur le ressaut hydraulique quand la vitesse et la hauteur de l'eau sont uniformes au commencement du ressaut hydraulique.

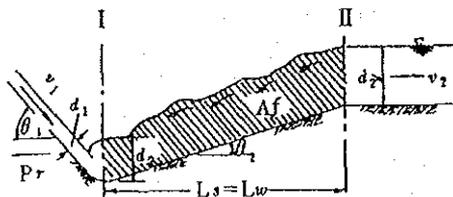
3. Le seuil triangulaire incliné vers l'amont est nécessaire au bout du bassin de dissipation. La hauteur du seuil est de 5 - 10 % de la distance entre le lit de la rivière au commencement du ressaut hydraulique et la hauteur d'eau conjuguée d'aval, et une pente de 1:3 - 1:2 est souhaitable.

(iv) Type de dissipateur en pente inversée

Ce type de bassin a une pente ascendante vers l'aval pour la dissipation d'énergie par le poids de l'eau sûtée comme indiqué ci-dessous. Ce type peut être utilisé lorsque la hauteur d'eau d'aval est faible. Cependant, l'augmentation du montant d'excavation pour l'installation du bassin au bout de la pente en aval du barrage pourra affecter le coût de construction.

Avec ce type, l'écoulement torrentiel pourra dépasser la pente Inversée vers l'aval lorsque la hauteur d'eau en aval est légèrement basse. Il est donc nécessaire d'étudier des contre-mesures adéquates sur la base de l'essai de modèle hydraulique. L'installation d'un seuil auxillaire au bout en aval de la section de ressaut hydraulique est efficace comme contre-mesure.

Le chenal en pente Inversée de ressaut hydraulique est exprimé par la formule ci-après.



$\tan \theta_1$	m	n	lw/d_2
1/6	1.08	0.79	4.75
1/5	1.13	0.87	4.67
1/4	1.23	0.91	4.90

Les valeurs de m , n et $lw/2$ sont déterminées suivant les 3 types de ??? à condition que $\theta_1 = \tan^{-1} 1/0,77$.

$$\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^3 - \left\{ \frac{2mF_1^2(1 - \cos\theta_1) + 2F_1^2 \cos\theta_1 + 1}{n \cdot \frac{lw}{d_2} \sin 2\theta_2 + 1} \right\} \left(\frac{d_2}{d_1}\right) + \frac{2F_1^2 \cos\theta_2}{n \cdot \frac{lw}{d_2} \sin 2\theta_2 + 1} = 0$$

où :

d_1, d_2 : hauteur d'eau avant et après ressaut hydraulique

m :

n :

θ_1 : angle du lit de chenal d'entrée par rapport au plan horizontal

Pr : composante horizontale de la force due au changement du moment agissant sur le lit en courbe du bout en amont du bassin

ρ : densité de l'eau

q : débit unitaire

v_1 : vitesse de l'eau entrant

Af : zone d'écoulement dans le bassin après ressaut hydraulique

F_1 :

lw : longueur du ressaut hydraulique

(de même que la longueur horizontale du lit en pente Inversée)

(v) Type de dissipateur à ressaut hydraulique forcé

Il existe trois variétés de ce type et les caractéristiques de ces variétés sont les suivantes :

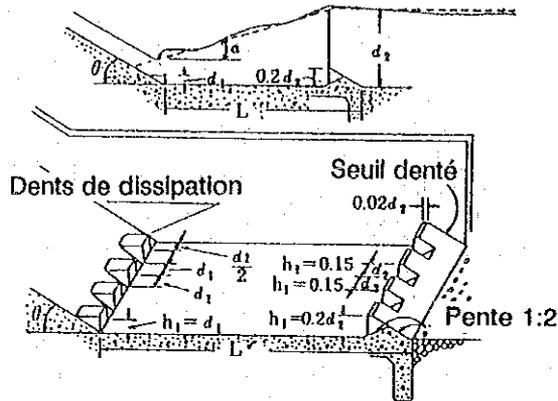
Variété	Débit visé	F_1	Structure
A	Charge haute (plus de 60 m)	Plus de 4,5	Dents de dissipation au commencement du ressaut Longueur du bassin de dissipation $L_a = 4,5 d_2$
B	Charge basse, petit débit ($q =$ plus de 18,5 m ³ /s/m)	Vitesse de moins de 18 m/s $F_1 =$ plus de 4,5	Dents de dissipation au commencement du ressaut Pile brise-charge au milieu du bassin de dissipation Seuil auxiliaire au bout du bassin de dissipation Longueur du bassin de dissipation $L_b = 3d_2$
C	Charge basse Grand débit	$F_1 = 2,5 - 4,5$	Dents de dissipation au commencement du ressaut Seuil auxiliaire au bout du bassin de dissipation Longueur du bassin de dissipation $L_c = 6d_2$

q : Débit par largeur unitaire

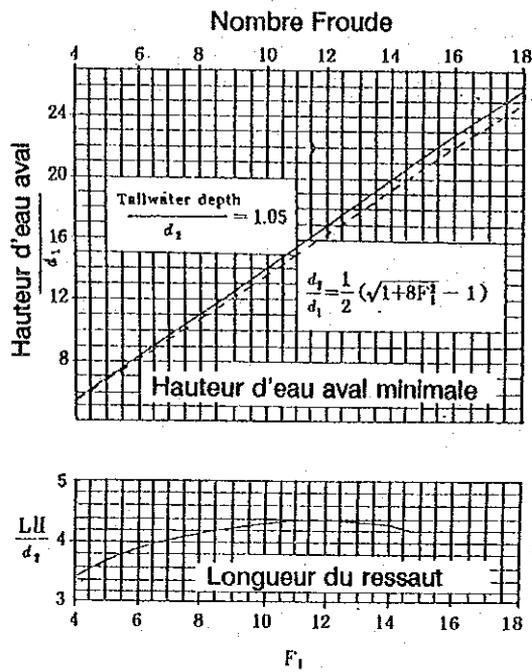
F_1 : Nombre Froude de la nappe entrante

Le schéma de calcul hydraulique pour chaque variété sus-mentionnée est comme suit.

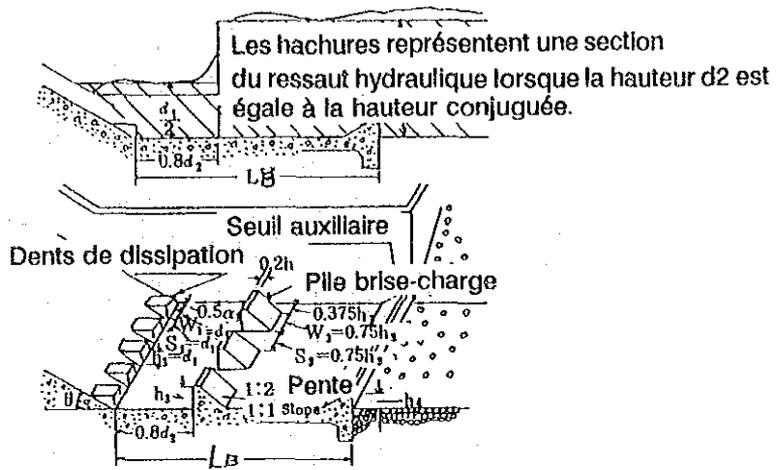
Hauteur conjuguée du profil de pression



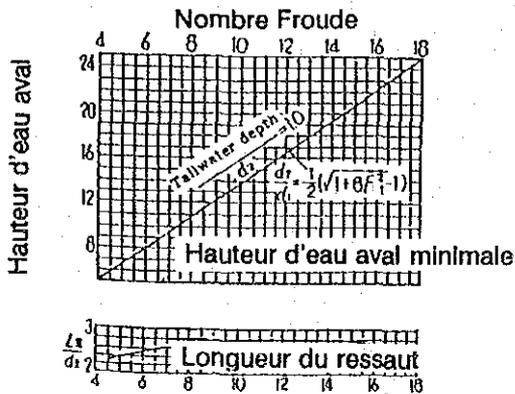
Bassin de type A



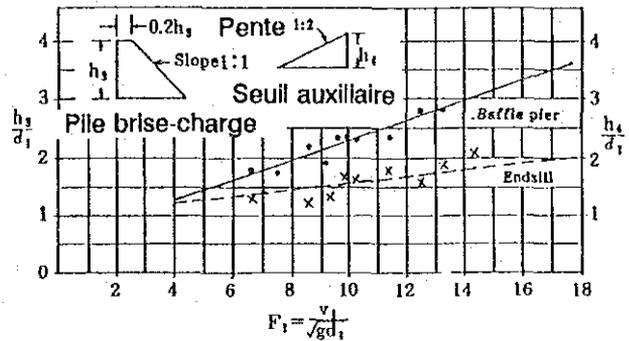
Courbe de projet et proportion du bassin de type A



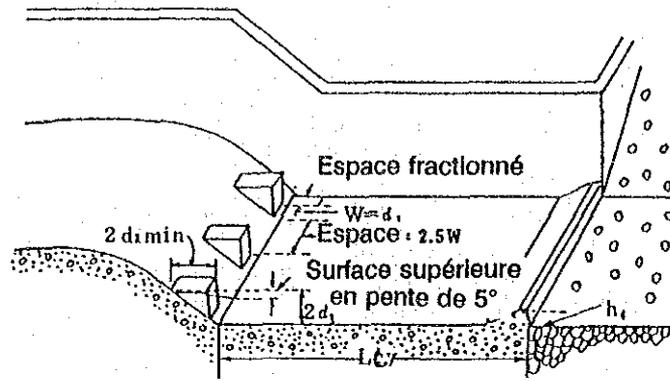
Bassin de type B



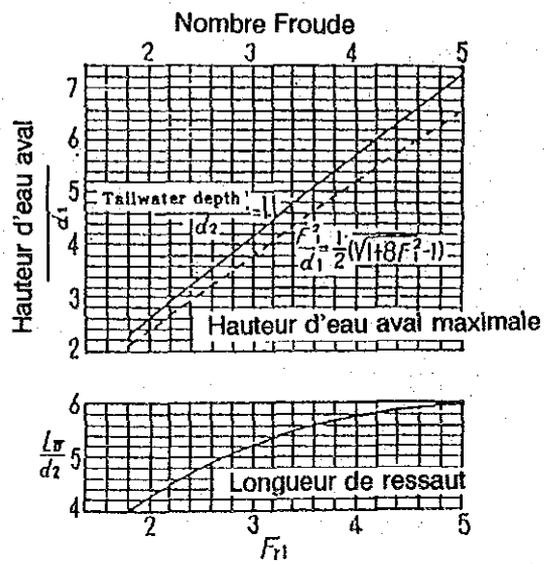
Courbe de projet et proportion du bassin de type B



Hauteurs de la pile brise-charge et du seuil pour le bassin de type B



Bassin de type C



Courbe de projet et proportion du bassin de type C

La revanche pour le bassin de dissipation est généralement prévue de façon que les vagues, les embruns et le mouvement ondulatoire générés par la turbulence de ressaut ne puissent pas dépasser les murs du bassin de dissipation. La formule suivante donne les valeurs qui sont prouvées satisfaites pour la plupart des bassins.

$$f_t = 0,1 (KV_1 + d_2)$$

où :

f_t : revanche (m)

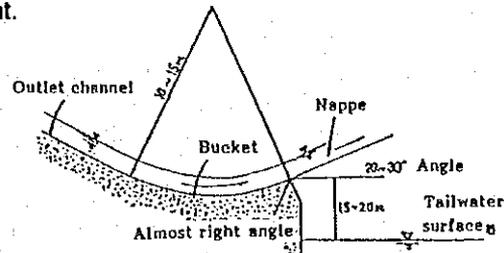
V_1 : vitesse de l'eau entrante (m/s)

d_2 : hauteur d'eau devant le chenal de déversement au bout en aval du bassin de dissipation (m)

$$K = 1$$

(vi) Dissipateurs à saut de ski

Avec ce type de dissipateurs, l'écoulement devient un jet d'eau à l'extrémité des ouvrages de sortie. L'eau est donc déversée en l'air et tombe sur le rocher en place de la rivière ou dans le bassin en aval. Le choc et la turbulence ainsi produits servent à dissiper l'énergie de l'écoulement.



Ce type de dissipateurs est extrêmement économique pour le coût de construction, mais il est moins efficace que les autres types et l'écoulement du dissipateur est turbulent. Par conséquent, lorsque ce type de dissipateurs est utilisé, il faut que le point sur lequel le jet d'eau déversée tombe soit composé de roche de base dure et que les terrains d'habitation ou ceux des cultures aux environs du dissipateur ne soient pas dérangés ou endommagés par l'écoulement turbulent.

3.11.2 Planification des ouvrages de prise et de vidange

(1) Conduites et types

On planifiera les conduites pour l'eau d'irrigation, l'eau potable et le désensablement à partir de la retenue. Pour les barrages poids, les cheminements les plus courts et les plus économiques consistent à faire passer les ouvrages de vidange à l'intérieur de la digue. Cependant dans le cas des barrages en remblai, on évitera de faire traverser les canalisations dans la digue à cause des risques d'endommagement de l'ouvrage par les fuites de la retenue le long des canalisations et du fait que les canalisations bougent sous l'effet des charges du barrage. Nous préconisons ici les solutions suivantes, pour des raisons de sécurité et d'économie

Taille de barrage en remblai	Cheminement de la conduite
- Moyen	Dans l'appui n'affectant pas la structure du barrage. En cas de l'intérieur de fondation du barrage, dans le fond rocheux dur. Absolument impossible dans le remblai.
- Petit	De même que le barrage moyen. Cependant, en cas de l'intérieur de la fondation du barrage, l'installation dans la roche dure souhaitable.
- Lac collinaire	L'installation dans le remblai est en principe à éviter. Si l'installation dans le remblai est inévitable, la conception et l'exécution des travaux avec soin seront exigées.

Pour les ouvrages de prise, il existe en général trois types : type de prise à tour, de prise à cuve oblique et de prise abaissante. On adopte souvent le type de prise abaissante à moins que l'eau ne soit prise à une profondeur déterminée.

Le régularisation du volume de l'eau est économique lorsqu'il est effectué par la vanne de prise en aval du barrage. Cette vanne est installée à l'extrémité amont du côté aval pour faciliter l'inspection et la réparation de la conduite.

(2) Diamètre de conduite

Le diamètre de conduite minimal est comme suit :

Barrage moyen : 800 mm
Petit barrage : 600 mm
Lac collinaire : 300 mm

Si le diamètre est supérieur à 600 mm, le passage des hommes est possible pour la surveillance éventuelle de l'intérieur de la conduite. Mais pour les lacs collinaires, puisque la retenue est facilement vidée par la pompe en cas d'urgence, il est possible de choisir le petit diamètre. S'il est souhaitable d'assurer plus de sécurité, il convient d'installer deux conduites de 300 mm de diamètre.

Le calcul hydraulique pour la conduite est comme suit dans le cas de l'écoulement à l'intérieur de la conduite.

$$Q = \frac{1}{\sqrt{\sum \frac{f_i}{A_i}}} \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

où :

Q : débit (m³/s)

g : accélération de la pesanteur 9,8 m/sec²

H : charge totale (m)

f : coefficient de diverses pertes de charge

A_i : section de l'eau écoulée (m²)

IV. Construction

4.1 Généralités

4.1.1. Reconnaissances et vérification des éléments de base

L'entrepreneur devra construire des ouvrages économiques et sûrs en respectant le plan de l'architecte. Il est donc nécessaire que l'entrepreneur (responsable et administrateur de l'exécution des travaux) prenne bien connaissance des documents de projet, des plans, des rapports d'études, etc. avant le commencement des travaux.

Il est surtout important d'étudier à fond les cahiers des charges de construction qui spécifient le but de la construction et la qualité des matériaux, les valeurs de repère ainsi que les moyens et les conditions de construction pour atteindre ce but.

Il faut également faire des reconnaissances suffisantes des conditions topographiques et géologiques du site de barrage et de ses alentours parce que ces conditions exercent une grande influence sur la construction du barrage et des ouvrages annexes de même que l'aménagement de la route destinée au transport de divers matériaux, bien qu'en fonction de la taille de barrage, les travaux de construction du barrage nécessitent en général une durée relativement longue, plus d'un an par exemple. Il est donc absolument nécessaire d'étudier les conditions du climat et du site de barrage, la situation fluviale, la source des eaux pour les travaux, les conditions d'acquisition du terrain, les moyens de transport, la fourniture de l'énergie, etc.

4.1.2 Gestion de la sécurité

Dans les travaux de la construction de barrage, on utilise de grands véhicules et des engins de construction et on construit également des installations temporaires. Le trafic devient donc intense dans le site et à ses environs. La gestion de la sécurité est exigée surtout pour les points suivants :

- Aménagement de la route de service et établissement des règles de circulation
- Protection des talus fouillis
- Gestion des produits dangereux
- Etablissement d'un réseau de communication avec les autorités régionales
- Mise en place des facilités de communication d'urgence et de leur réseau
- Sensibilisation des travailleurs à l'importance de la discipline et de la sécurité

4.1.3 Protection de l'environnement

Etant donné que les travaux de construction de barrage sont d'une importance plus grande que les travaux de génie civil ordinaires, ils exercent certaine influence sur l'environnement social et naturel. Il faudra tenir compte de la conservation de l'environnement pour ne pas causer de nuisances ou destruction de la nature.

Pollution de l'eau : Mélange des eaux boueuses et des produits toxiques
Eaux usées dérivées de la vie des travailleurs
Abaissement du niveau de la nappe phréatique en saison sèche

Destruction du milieu naturel : Fouille des terrains herbeux et forestiers
Formation de talus dus à la fouille
Création de dépôts de déblais
Changement des tracés de courant d'eau naturel et ravinement accéléré

Pour éviter ces inconvénients, il est souhaitable de prévoir des contre mesures et une certaine somme du budget après avoir suffisamment discuté ces problèmes avec les autorités concernées et le maître de l'ouvrage.

4.2 Barrages en remblai

4.2.1 Fouilles

(1) Seuil noyé de la digue

La fondation du seuil noyé de la digue devra avoir une résistance suffisante à la force portante, au cisaillement, aux renards, etc. Si elle ne satisfait pas à cette exigence, elle sera en principe enlevée.

Il faut enlever de la terre superficielle mélangée des matières organiques telles que racines des plantes dont la résistance au cisaillement pourra être baissée avec leur décomposition, de l'argile et du limon qui ne donnent pas la résistance au cisaillement requise et du sable peu dense trouvé dans les fissures et les creux du rocher qui causent des renards, excepté le cas où l'on prévoit une structure de calcul permettant de laisser ces matériaux sur la base de l'étude minutieuse du fond rocheux, de l'essai géologique et de l'examen de la stabilité lorsque la fouille complète de ces matériaux est coûteuse en raison de leur grand volume.

En général, le gravier du lit de la rivière ou les roches tendres peuvent être utilisés comme fondation. Mais il y a des cas où la solution d'enlèvement de ces matières est moins coûteuse si l'on tient compte de la taille de barrage et des caractéristiques mécaniques de la fondation. Dans ce cas, on examine la nécessité de l'enlèvement en effectuant les essais de cisaillement et de la force portante.

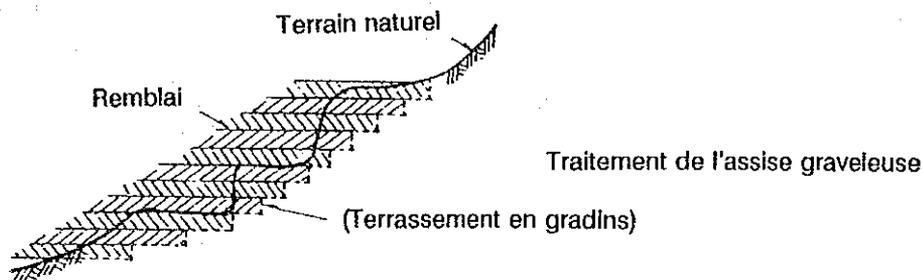
Lorsqu'il existe une grande différence en composition granulométrique entre la fondation et les matériaux de digue ou que la fondation ayant nombreuses fissures touche aux matériaux de fines particules, un tassement différentiel peut se produire à cause de la perte des fines particules emportées par la pluie ou par la variation du plan d'eau de la retenue. De plus, le remblai avec les matériaux graveleux sur la fondation en forme d'escalier, de creux ou de surplomb peut donner lieu à un tassement différentiel ayant pour résultat des dégâts de la digue. Il est donc nécessaire de prendre les mesures suivantes pour les fondations sus-mentionnées :

- 1) Lorsque la composition granulométrique est extrêmement différente, les matériaux de digue seront enlevés ou une zone de granulométrie adéquate sera aménagée. L'une des deux solutions sera sélectionnée après la comparaison de leurs facteurs économiques et de leur sécurité.
- 2) Pour la fondation ayant de nombreuses fissures, il faudra remplir ces fissures avec du sable, des fragments de pierres concassées ou des pierres concassées selon les dimensions des fissures afin de prévenir la perte des petites particules à travers les fissures.

En général, on n'attache pas d'importance à cette sorte de traitement, mais dans le cas du barrage en remblai homogène, il ne faudra pas oublier ce traitement parce que les sols fins peuvent être emportés en dehors de la digue à travers les fissures par l'eau concentrée de pluie ou de percolation.

- 3) Dans le cas du remblai avec des matériaux de grosses particules sur la fondation en forme d'escalier, de creux ou de surplomb, il n'existe pratiquement pas de problèmes. Cependant, si c'est avec les matériaux de fines particules, un tassement différentiel pourront certainement se produire. Si la fondation avec la forme susmentionnée est un fond rocheux, on fouille et on enlève une partie bombée ou on fait le remblayage de la partie creuse avec du béton ou du mortier comme indiqué à la figure ci-dessous.

Lorsque la fondation de ce type est une assise graveleuse, il est nécessaire de terrasser en gradins le terrain naturel de hauteur égale à une couche de terre répandue et on superpose des couches de terre le long des gradins pour que ces couches puissent se coller l'une à l'autre.



(2) Fouille du fond

La fouille du fond est effectuée jusqu'à la profondeur qui nous permettra d'obtenir l'étanchéité et la résistance au cisaillement requises et d'exécuter le traitement des fondations. Il faut enlever des débris et des roches instables de la surface du fond fouillé, régulariser son inégalité et évacuer l'eau de pluie ou de source pour adhérer la digue à la fondation. Etant donné qu'il est difficile d'observer à l'oeil nu la surface de fouille ou d'y effectuer un traitement supplémentaire après le commencement des travaux, il faut bien vérifier la sécurité de la surface de fouille en consultant le plus d'experts possible en plus de l'obtention de l'approbation du responsable.

Il est souhaitable que la section longitudinale de la fouille de fond ait une inclinaison douce au commencement de la digue des deux rives. Même si l'inclinaison douce y est impossible en raison des conditions topographiques, la section doit être en forme de creux dans l'ensemble et il vaut mieux éviter d'avoir des parties bombées. Lorsque le commencement de la digue se forme en bombé, les fissures dues au tassement différentiel pourront se produire aux environs du point de courbe de l'inclinaison. Si l'on

ne peut éviter l'inclinaison de forme bombée à cause des conditions topographiques et géologiques, les matériaux de bonne qualité seront utilisés pour le remblai et ils seront bien compactés. Il ne faut absolument pas avoir une partie de pente descendante vers le côté de la montagne.

S'il y a des parties de cette sorte, il faut les enlever par la fouille. Mais, la partie bombée étant localisée et difficile à régulariser par la fouille, la régularisation avec du béton est acceptable.

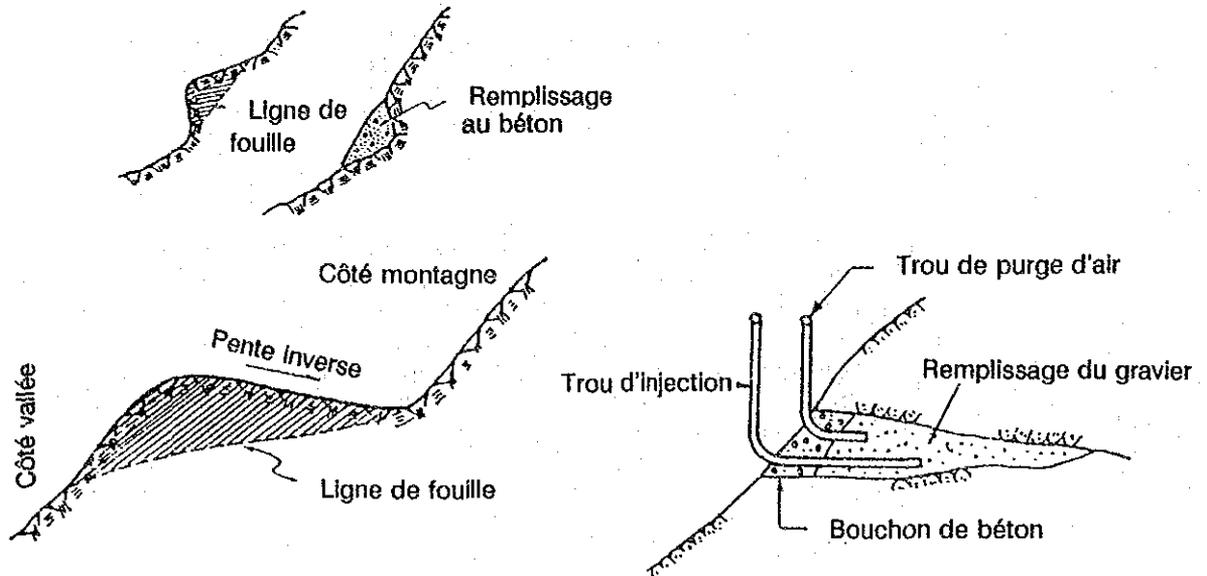


Figure - Méthode de régularisation de l'appui latéral

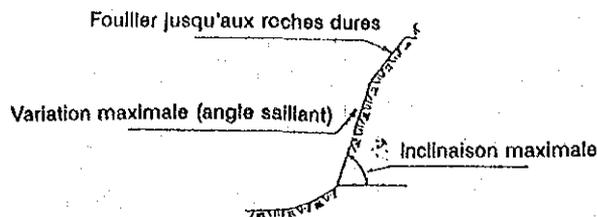
Figure - Traitement des fissures

En principe, la partie en surplomb doit être fouillée et enlevée. Cependant, si cette partie est petite et difficile à enlever, il est acceptable de la régulariser par le remplissage du béton.

Pour les grandes fissures, après le remplissage du gravier, les tuyaux destinés à l'injection et à la purge d'air y sont insérés et le bouchon de béton est mis en place pour effectuer le traitement d'injection de basse pression.

En ce qui concerne la section transversale du fond de fouille, la pente descendante vers l'aval est souhaitable parce qu'on peut espérer avoir un effet de compaction sur la partie d'étanchéité par la pression de la retenue.

L'inclinaison maximale de la fouille de régularisation de la pente est de :



1. Le fond rocheux vertical ou presque vertical est fouillé jusqu'à ce que l'inclinaison maximale soit de 70 degrés.
2. La régularisation et la fouille sont effectuées jusqu'à ce que l'inclinaison due à la variation de l'inclinaison de la partie bombée soit dans la limite de 20 degrés.

(3) Surface de finition de la fouille de fond

Même si les inégalités existent sur la surface du fond après la fouille, il n'y aura pas de problèmes. La tolérance d'inégalité est en principe de 50 - 100 cm pour la partie de fond et de 30 - 50 cm pour la partie de commencement de la digue.

Les débris, des poussières, etc. restant sur la surface du rocher doivent être débarrassés par l'air comprimé ou le jet d'air et les fissures et les creux sont remplis de béton projeté, de mortier ou de sol argileux sans gravier.

Dans le cas de la fondation en rocher, sensible à la dégradation tel que schiste argileux, glaise, etc., la finition définitive de la surface est effectuée juste avant le remblayage ou les mesures contre la dégradation avec du béton projeté ou de l'asphalte pulvérisé sont prises sur la surface définitivement finie.

4.2.2 Travaux de la digue

(1) Prise des matériaux

(a) Matériaux d'emprunt

Après le traitement de la terre superficielle, il est nécessaire de prélever des matériaux d'emprunt contenant peu de matières organiques qui ont la teneur en eau et la granulométrie requises pour les matériaux de remblai. Cependant, si les matériaux prélevés dans la zone d'emprunt en état naturel ne satisfont pas aux conditions requises et nécessitent un ajustement, on devra tenir compte des points suivants pour l'ajustement de la teneur en eau.

La méthode suivante est généralement appliquée pour l'ajustement de la teneur en eau du côté humide :

- i) Un fossé de bas-côté est aménagé autour de la zone d'emprunt pour empêcher l'écoulement entrant de l'eau superficielle.
- (ii) Un fossé de drainage est aménagé pour l'abaissement du niveau de la nappe phréatique.
- iii) Les matériaux sont remués au moyen du rake dozer ou de la défonceuse pour le séchage par l'aéragé ou l'aération.

L'eau est ajoutée pour augmenter la teneur en eau du côté sec. L'addition de l'eau est effectuée au lieu de chargement, en cours de transport ou au site de remblai. Le jet d'eau, le tourniquet d'arrosage et le camion d'arrosage sont les moyens utilisables pour l'addition de l'eau.

En ce qui concerne l'ajustement de la granulométrie, il y a des cas où les matériaux prélevés d'une seule zone d'emprunt étant composés de trop de fines particules ou de grosses particules, on doit les mélanger avec des matériaux prélevés d'autres zones pour avoir des matériaux de bonne qualité. Dans ce cas, il convient de créer un stockage des matériaux d'emprunt pour l'ajustement de la granulométrie en respectant les points suivants.

- i) La couche de matériaux est la plus mince possible dans la limite inférieure où les matériaux de fines particules puissent s'étendre de façon égale. C'est pour assurer l'ajustement précis de la granulométrie, la vitesse d'infiltration et l'enlèvement des impuretés organiques et des particules de grosse dimension.
- ii) La fondation et la surface de la terre sont inclinées pour l'évacuation d'eau.
- iii) La hauteur du stockage est de 3 - 5 m qui est convenable pour la tracto-pelle.

(b) Matériaux graveleux

Les matériaux graveleux sans galets sont faciles à fouiller par excavateur ordinaire et peuvent être utilisés comme matériaux rocheux ou d'emprunt qui ne demandent pas l'usage d'explosifs. Ils nous permettent donc de réduire le coût de prise des matériaux.

Cependant, on ne peut pas utiliser les matériaux graveleux contenant du limon sans traitement parce qu'ils sont déposés sur le lit de la rivière et leur teneur en eau est relativement élevée. Il est donc nécessaire de prendre au moment de leur prise diverses mesures pour le séchage : le changement du courant d'eau, l'abaissement du niveau de l'eau, l'évacuation de l'eau par le stockage temporaire.

De plus, lorsque la distribution granulométrique des matériaux ne satisfait pas les conditions de calcul, l'ajustement granulométrique doit être effectué avec la grille à barreaux ou l'installation de criblage.

(c) Matériaux rocheux

La défonceuse est généralement utilisée pour le prélèvement des roches tendres et dures, des roches bien stratifiées. Le poids de la défonceuse et le nombre de griffes sont ajustés en fonction de la dureté des roches : en général, 30 - 30 tonnes et 1 - 3 griffes.

Pour les roches dures et tendres sans stratification, leur prélèvement est effectué par torpillage. Il existe plusieurs procédés, la coupe en gradins, le torpillage et autres mais en général on adopte la coupe en gradins qui permet de prélever des pierres de grosseur relativement homogène.

(2) Remblai

(a) Compacteur

Pour le compactage des matériaux graveleux, on utilise le rouleau sur pneus, le rouleau dameur à taillant ondulé, le rouleau dameur, le rouleau vibrant, le compacteur vibrant, la dame ou la dameuse à air. Selon la nécessité, on utilise également le bulldozer, le camion à benne basculante ou le rouleau à jantes.

En ce qui concerne le compactage des matériaux rocheux, il y a une méthode de remblai par lancement de pierres au lieu du compactage au rouleau.

En tous les cas, il est difficile de déterminer de façon précise la sorte de compacteur, l'épaisseur des matériaux répandus, le nombre de roulages, etc. qui satisfont les valeurs de calcul données. Ces éléments seront donc fixés après avoir effectué suffisamment d'essais de remblai.

On montre les sortes de matériaux d'emprunt et les espèces de rouleau qui sont jugés appropriés à ces matériaux dans le tableau ci-dessous.

Rouleau /sol	appla-nisseur	sur pneu	à grille	dameur	ondulé	vibrant	compac-teur	dame	tracteur
GW	○	○				○	○	○	
GC		○		○	○	○	○	○	
GP	○	○				○	○	○	
GM	○	○		○	○	○	○	○	
SW	○	○	○			○	○	○	○
SC	○	○	○			○	○	○	
SP	○	○	○			○	○	○	○
SM	○	○	○	○	○	○	○	○	
ML		○	○	○	○				
CL		○	○	○	○				
OL		○	○	○	○				
MH		○	○	○	○				
CH		○	○	○	○				

(b) Exécution des travaux avec les matériaux d'emprunt

(i) Inspection de l'épaisseur des matériaux répandus

L'épaisseur des matériaux répandus est vérifiée chaque jour avec la superficie répandue et le nombre de véhicules utilisés. La hauteur du remblai réalisé de chaque mois est mesurée avec le nivellement. En divisant cette hauteur par le nombre de couches superposées de ce mois, on peut vérifier l'épaisseur des matériaux répandus par couche.

(ii) Direction de la mise en place des matériaux

La mise en place des matériaux d'étanchéité et ceux d'emprunt sont effectuées en principe parallèlement à l'axe du barrage. Mais dans les travaux pour le remblai tout-venant, etc., il n'est pas nécessaire de spécifier la direction de la mise en place des matériaux. Il est recommandé cependant que les matériaux de raccordement ou ceux rocheux composés de grosses particules soient répandus à partir de la partie d'étanchéité dans les directions amont et aval.

(iii) Elimination des particules de dimension excessive

La dimension excessive est variable de 1/3 à 2/3 de l'épaisseur des matériaux répandus selon les circonstances de chaque barrage, mais 1/2 est standard. Les particules de dimension excessive sont éliminées normalement dans la zone d'emprunt avec le rake dozer ou l'installation de criblage tandis que les matériaux de roches tendres sont répandus après le concassage sur la surface du remblai où les travailleurs les éliminent manuellement.

(iv) Compactage au rouleau

Il est important de fixer d'avance la vitesse de véhicule de compactage. Le nombre de compactage est vérifié avec le calcul de la superficie du bloc compacté, de la largeur de compactage du véhicule, de la vitesse et des heures de compactage. Le compactage doit être répété sur la largeur de 30 - 50 cm de la partie déjà compactée. Sur la limite des zones, le véhicule de compactage de chaque zone fait le compactage sur la largeur de 20 cm de la zone adjacente. Pour la partie de

raccordement avec le terrain naturel, il faut faire suffisamment de compactage même en faisant entrer le véhicule sur le terrain naturel.

De même que dans le cas des matériaux répandus, le compactage au rouleau doit s'effectuer parallèlement à l'axe du barrage. Dans le cas de l'utilisation d'un rouleau sur pneus, il faut éviter dans la mesure du possible le compactage dans les directions amont et aval. Cependant, il y a des cas où on doit faire le compactage dans les directions amont et aval pour la partie touchant à l'appui latéral. Dans ces cas-là, avant la mise en place d'une autre couche de matériaux, la surface compactée est rendue suffisamment inégale pour que les couches adhèrent mieux l'une à l'autre.

(c) Travaux de drainage

Il existe deux types de drain, le drain singulier et le drain multiple. On explique ci-après l'exécution des travaux pour le drain singulier.

Le drain est installé dans la digue de façon oblique, verticale ou horizontale. Il y a deux méthodes d'installation : l'installation en même temps que les travaux de remblai et l'installation par fouille après le remblai. Dans le cas de l'installation par fouille, au moment où la surface du remblai est à la hauteur de 1,5 m, on fouille une tranchée de drainage au moyen de la pelle hydraulique et on y répand les matériaux requis et fait le compactage. Mais au moment de la fouille, il se peut que la contrainte de traction excessive générée à l'intérieur de la digue donne lieu à des fissures des matériaux visqueux. Il est donc nécessaire de prendre des précautions telles que la réduction de la profondeur de fouille à moins de 1 m. On fouille la surface du drain déjà aménagé d'une profondeur de 10 - 20 cm et on enlève les matériaux de remblai à la main. Dans ce cas, il n'est pas préférable de revêtir la surface du drain de plaques d'acier ou de nattes de paille.

Dans le cas de l'installation en même temps que le remblai, il existe deux procédés : l'utilisation des coffrages et le remblayage de drain et de remblai l'un après l'autre. Le procédé avec les coffrages a des difficultés à contrôler ; le compactage est difficile sur la limite entre le remblai et le drain lorsque leur niveau n'est pas égal ; la surface de la limite entre le remblai et le drain devient détendue au moment de l'enlèvement des coffrages. Par contre, le deuxième procédé a des avantages ; bien que la limite en zigzag demande plus de matériaux de drain, on peut effectuer des travaux avec les machines et faire suffisamment de compactage.

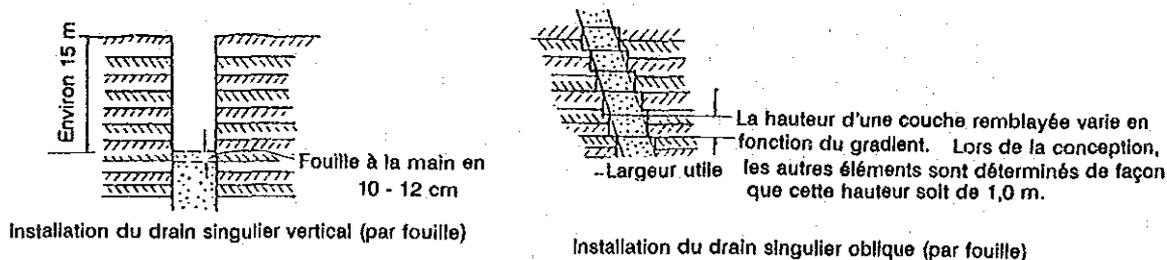


Figure Installation du drain singulier

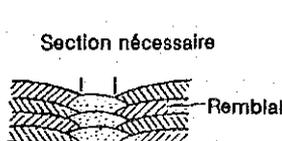


Figure Installation du drain vertical

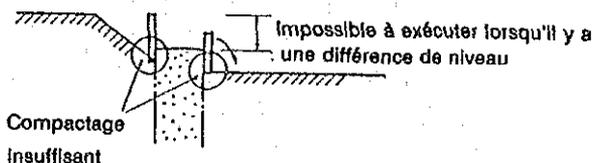


Figure Installation du drain singulier vertical (avec coffrages)

(d) Travaux pour la zone rocheuse

(i) Mise en place des matériaux

L'épaisseur d'une couche de matériaux rocheux répandus est de 1,1 - 2,0 fois plus grande que le diamètre maximal des particules avec le compactage. On adopte généralement l'épaisseur de 1,3 fois plus grande. Dans le cas du lancement des pierres, une seule couche remblayée n'est pas souhaitable et l'épaisseur d'une couche est de 5 fois plus grande que le diamètre maximal des particules.

Au cours de l'exécution des travaux, il y a des cas où la surface de chaque couche remblayée est nivelée avec le bulldozer ou éventuellement elle est aplanie par le remplissage des joints de morceaux de roches pour faciliter la circulation des véhicules de transport des matériaux rocheux. Et il y en a d'autres où le phénomène de concassage peut apparaître sur la surface de la couche remblayée à cause du compactage ou de la circulation des engins lourds. Dans ces cas-là, pour assurer l'étanchéité et la résistance au cisaillement et prévenir le tassement après le remplissage d'eau, les fines particules seront débarrassées par des jets d'eau dans les interstices des matériaux rocheux ou la surface de la couche est grattée par la défonceuse.

(ii) Compactage

Ce procédé consiste à mettre en place des matériaux sur une certaine épaisseur jusqu'où l'action de compactage se transmet et à compacter ces matériaux avec les engins particuliers au compactage. On emploie souvent le bulldozer de plus de 20 t, le rouleau sur pneus de 50 t, le rouleau vibrant à jantes pleines ou le rouleau vibrant sur pneus de 5 - 13 t.

Le rouleau sur pneus est convenable pour les matériaux de particules relativement fines mais son action se transmet en profondeur relativement faible tandis que le rouleau vibrant est efficace pour les matériaux de grosses particules également et il exerce un effet sur la profondeur de 2 m. Cependant, il est à remarquer que lorsqu'il s'agit de compacter les matériaux contenant beaucoup de particules fines, les particules fines remontent vers la surface pour former une couche fragile.

Bien que l'épaisseur d'une couche élevée varie selon les matériaux et les engins utilisés, elle est généralement de 1 - 2 fois plus grande que le diamètre des particules. Selon les engins elle est de moins de 60 cm pour le rouleau sur pneus, d'environ 1 m pour le bulldozer lourd et de 0,5 - 2 m pour le rouleau vibrant. Cette variation relativement grande est due à la différence de poids du rouleau vibrant.

4.2.3 Contrôle de la qualité

Les valeurs de repère de contrôle des travaux sont déterminées pour que la digue ait l'étanchéité, la résistance et la densité requises et le contrôle de la qualité est effectué suivant ces valeurs.

(1) Valeurs de repère de contrôle

On détermine souvent les valeurs de repère de contrôle ci-dessous en vue de réaliser les valeurs de calcul de la digue.

(a) Matériaux d'emprunt

Densité

La densité des matériaux d'emprunt est un élément indispensable pour le contrôle parce qu'elle a une grande relation avec l'étanchéité et la résistance au cisaillement de la digue. Les indices de contrôle sont les suivants. Le contrôle de la valeur D est généralement effectué.

Valeur D : Proportion de la densité apparente sèche du remblai sur la densité apparente sèche maximale des matériaux à l'essai de compactage Proctor (γ_d max), soit

$$\text{Valeur D (\%)} = \text{Densité sèche des remblais} / \gamma_d \text{ masse} \times 100$$

En général, la valeur de contrôle est déterminée dans la limite de 90 - 95 % de la valeur D.

valeur C : proportion de la densité apparente sèche du remblai sur la densité de compactage Proctor en teneur en eau sur place (γ_d), soit

$$\text{valeur C (\%)} = \frac{\text{densité apparente sèche du remblai}}{\gamma_d \text{ mass}} \times 100$$

En général, la valeur de contrôle est déterminée dans la limite de 97 - 98 % de la valeur C.

Autres : La densité apparente sèche du remblai est simplement fixée à une certaine valeur.

Coefficient de perméabilité

Moins de 1×10^{-5} cm/s à la partie remblayée du noyau

Moins de 1×10^{-6} cm/s à l'essai des matériaux d'emprunt au laboratoire

Teneur en eau

La teneur en eau a une grande relation avec l'étanchéité, la résistance et la faisabilité des travaux pour les matériaux d'emprunt.

Pour le noyau en particulier, c'est un élément indispensable à contrôler.

La valeur de contrôle est souvent déterminée dans la limite de quelques pourcentages de plus de la teneur en eau optimale.

Divers

Pourcentage de graviers, taux de saturation, granulométrie, etc.

(b) Matériaux graveleux et rocheux

Densité

La densité a une grande relation avec la résistance au cisaillement des matériaux.

En général, les valeurs de contrôle sont établies pour l'indice des vides, la densité relative et le poids volumique.

Granulométrie

La gamme granulométrique est établie pour obtenir la perméabilité et la résistance au cisaillement adéquates.

Poids spécifique et teneur en eau des roches

C'est un élément à contrôler pour vérifier la durabilité des matériaux.

Divers

Teneur en limon et en argile, résistance à la compression simple

(2) **Éléments à contrôler et fréquence**

Le tableau ci-après montre les éléments à contrôler et la fréquence du contrôle suivant la taille du barrage.

(a) **Matériaux d'emprunt**

Contrôle	Barrage		
	lac	petit	moyen
Zone d'emprunt Essai de teneur en eau Analyse granulométrique Proctor Perméabilité*	1 fois/jour En cas de changement de zone d'emprunt	idem idem	2 fois/jour 1 fois tous les 2 jours " 1 fois/mois
Remblai (compacté) Densité in situ Teneur en eau Analyse de granulométrie Proctor Perméabilité in situ*	1 fois/jour	1 fois/jour 1 fois/mois	1 fois/jour 2 fois/jour 1 fois/semaine 1 fois/semaine 1 fois/mois

* Uniquement sur les cones

(b) **Matériaux graveleux et rocheux**

	Barrage	
	Lac	Moyen
Zone d'emprunt poids spécifique et taux d'absorption du gravier compression axiale		1 fois/jour en cas de changement de matériaux
Site de remblai densité poids spécifique et absorption du gravier compression axiale criblage		2 /3 fois en tout 1 à 10 fois 1 fois/mois 3 /6 fois en tout

4.3 Barrage-poids

4.3.1 Fouille du seuil noyé de la digue

(1) Fouille

La fouille est effectuée avec le procédé convenable pour obtenir la résistance requise sur la surface de contact entre la digue et l'assise de fondation et pour éviter l'abaissement de la résistance de l'assise elle-même.

La ligne de fouille de projet est essentiellement déterminée sur la base des résultats de l'étude pédologique et des caractéristiques mécaniques examinées et évaluées par les essais sur chantier. Et elle est ajustée finalement en considération de la forme de l'assise après fouille et du plan de traitement des parties détériorées telle que la faille, etc. Mais il est difficile, au moment de la conception, de comprendre de façon précise la distribution des rochers en place par classe, la position, l'importance et la situation des failles et des zones fracturées. Bien que cela dépende de la précision des études, il est bien possible de rencontrer des failles ou des zones de mauvaises conditions imprévues après le commencement de la fouille. Il est donc important, lors de la mise en fouille, d'effectuer suffisamment d'études de base et de prévoir la profondeur de la fouille des terres superficielles et du fond rocheux ainsi que le volume de fouille pour établir un plan de fouille. De plus, il est nécessaire d'examiner si l'on doit modifier le plan de fouille et celui du traitement des failles par la vérification minutieuse des conditions géologiques effectuée tout de suite après l'achèvement de la fouille des terres superficielles.

Le barrage-poids est généralement conçu de façon que la stabilité bidimensionnelle soit assurée sur les faces perpendiculaires à l'axe de la digue. Il est donc suffisant d'avoir un fond rocheux qui peut supporter une charge variant en fonction de la hauteur de la digue au-dessus de la surface de fouille. L'inégalité relativement faible de la surface de fouille ne pose pas de problèmes, mais il faut tenir compte des points suivants :

- 1) Dans le cas de la fouille extrêmement descendante vers l'aval, il est nécessaire de prévoir une tolérance suffisante contre le cisaillement.
- 2) La ligne de fouille dans le sens de l'axe ne doit pas croiser le joint latéral de la digue à angle aigu.

(2) Finition de la fouille

La surface finale de la fondation est régularisée pour ne pas se présenter une inégalité forte.

La surface de la fondation doit être bien nettoyée avant le coulage du béton.

Le fond rocheux de base a souvent une surface irrégulière à cause de la fouille supplémentaire de la mauvaise partie. L'inégalité remarquable étant une des causes de la concentration des contraintes, la partie de surface irrégulière doit être régularisée de façon convenable. Pour que l'adhésion soit complète entre le fond rocheux et le béton, la surface du fond rocheux de base est lavée à plusieurs reprises par des jets d'eau, les blocs détachés, les débris de roches, la boue et les fragments d'arbres sont soigneusement enlevés et l'eau restante est essuyée.

Il est préférable de finir la surface de base en pente ascendante vers l'aval dans la mesure du possible.

Si l'on laisse la surface finie pendant une longue période, elle sera détendue en raison de la dégradation, etc. Il est donc nécessaire d'effectuer des travaux de finition suivant le calendrier du coulage de béton.

Lorsque l'eau surgit du fond rocheux, on doit prendre des mesures adéquates pour résoudre ce problème : évacuation temporaire de l'eau surgissante en dehors de la surface de base ou arrêt complet d'eau. Les critères de l'accomplissement de la fouille de finition consistent à savoir si l'on a un fond rocheux de base qui satisfait à la résistance de fond rocheux de calcul et s'il existe une partie irrégulière qui pourra causer la concentration des contraintes sur le profilé fouillé. Ce jugement dépend beaucoup de l'inspection à l'oeil et des expériences de coulage. Il est donc souhaitable de consulter des experts.

4.3.2 Bétonnage

(1) Malaxage de béton

On pèse le poids des matériaux de béton au dosage sur chantier pour chaque malaxage.

La granulométrie et l'eau de surface des granulats produits sur chantier sont généralement variables. On doit donc effectuer sur chantier des essais des granulats et le dosage inscrit est révisé pour avoir le dosage sur chantier sur la base des résultats de ces essais.

Le malaxage est continué jusqu'à ce que le béton obtienne une qualité homogène.

Il est préférable de déterminer le volume et le temps d'une fois de malaxage après avoir terminé l'essai de performance de malaxage. Le volume d'une fois de malaxage doit être inférieur à la capacité nominale. Pour le malaxage, on commence par mettre de l'eau et on doit finir par mettre d'autres matériaux avant l'accomplissement de l'injection d'eau.

Pour le temps de malaxage minimal compté à partir de l'accomplissement de l'injection du ciment et de granulats, on se réfère au tableau suivant.

Le malaxage d'une durée excessivement longue pouvant causer une perte de la consistance requise, il ne faut pas effectuer le malaxage pendant plus de trois fois du temps donné.

Tableau	
Temps de malaxage	
Capacité de malaxeur (m ³)	Temps de malaxage (min.)
3 ~ 2	2.5
2 ~ 1.5	2.0
1.5 ~	1.5

(2) Exécution des travaux

(a) Préparation des joints de reprise de bétonnage

Etant donné que l'homogénéité du barrage dépend largement des travaux de reprise du bétonnage, il faut que le béton déjà durci et le béton coulé adhèrent parfaitement bien. Au moment de l'exécution, on doit respecter les points suivants.

Préparation de la surface du fond rocheux

Lorsqu'on coule du béton sur la surface du fond rocheux, on enlève des blocs détachés, des débris de roches, de la boue et des détritiques et on ôte également des matières attachées qui empêchent l'adhésion du béton avec le fond rocheux telles que résidus de coulis, incrustation, huile, etc. au moyen d'une brosse métallique ou d'un marteau pour les laver avec des jets d'eau. L'eau restant dans le creux du fond rocheux est essuyée avec des chiffons ou des éponges, mais l'état humide doit être gardé sur la surface du fond rocheux.

Après avoir fini le nettoyage de la surface, on y répand du mortier et on coule du béton sur une couche de mortier répandu. Le mortier de reprise ayant la même qualité du mortier contenu dans le béton est répandu sur une épaisseur de 2,0 cm et on le fait pénétrer dans les parties creuses avec un balai de bambou, etc.

Préparation de la surface des joints horizontaux de bétonnage

La préparation de joints horizontaux de bétonnage qui est extrêmement importante pour donner de façon cohérente la résistance au cisaillement à l'ensemble du barrage doit être effectuée en respectant les points suivants.

- i) Le nettoyage des joints horizontaux de bétonnage tel que l'enlèvement de laitance, etc. est effectué avec des jets d'eau. Bien que le temps de commencement du décapage de béton frais soit en fonction de la température, de l'ensoleillement, du vent et du dosage de béton, il est généralement de 4 - 6 heures après le coulage en été et de 8 - 10 heures après le coulage au printemps et en automne. Cependant, il faudra déterminer ce temps suivant les conditions sur chantier pour chaque barrage.
 - ii) Puisque la qualité des joints horizontaux de bétonnage dépend des conditions de la surface de reprise, de la situation du décapage de béton frais et des conditions du mortier de reprise réalisé, il faut faire attention pour décaper complètement le béton frais et pour ne pas créer une inégalité. Il vaut mieux effectuer plusieurs fois le décapage du béton frais avec les directions de jets d'eau différents.
 - iii) Etant donné que les blocs laissés pendant longtemps pour lesquels le décapage de béton frais n'est pas effectué ont une couche fragile près de la surface, il est nécessaire de préparer soigneusement la surface des joints de reprise au moyen d'un jet de sable humide. Dans ce cas, il vaut mieux éviter le burinage avec un grand marteau parce qu'il risque de desserrer les gros granulats dans le béton. Lorsqu'on est obligé d'effectuer le burinage, on nettoie avec soin la surface des joints et on aplanit le mortier de reprise.
 - iv) Lorsqu'on met du béton frais sur les joints horizontaux, on doit d'abord répandre du mortier sur une épaisseur de 1,5 cm, et ensuite on coule du béton sur cette couche de mortier.
- (b) Processus de bétonnage

Le béton est coulé suivant la hauteur de couche déterminée en considération de la capacité d'exécution et de la restriction de la température. Cette hauteur est en général de 1,5 m.

- Lorsque le refroidissement n'est pas en pratique, la vitesse d'élévation doit être limitée à 30 cm par jour du fait de la restriction de la température. Il est donc nécessaire de mettre 5 jours pour avoir la hauteur de couche de 1,5 m.

Pour la reprise de béton sur le fond rocheux ou sur le béton laissé longtemps sans reprise, en vue d'éviter de produire des fissures dues au gradient de température abrupt et aux fortes contraintes, la hauteur de couche est limitée à la moitié de la hauteur normale jusqu'à la 2ème ou 3ème couche. La demie-hauteur de couche sans glissement des coffrages nécessite 3 jours pour le coulage.

Dans la mesure où il n'y a pas de problèmes du point de vue de la restriction de la température, il est préférable de raccourcir le temps nécessaire au coulage autant que possible.

Le coulage de béton pour le couloir d'inspection et le canal temporaire d'évacuation d'eau situés dans la digue et pour la cage d'ascenseur demande plus de temps en raison de l'assemblage des coffrages et de l'armature supplémentaires. Il est donc nécessaire de prévoir 7 jours pour la partie comprenant le couloir d'inspection, etc. Dans le cas où l'injection de consolidation est effectuée de la surface de la couche élevée, on met également plus de temps au coulage. Lorsqu'on assemble et/ou installe une conduite de vidange dans la digue et des vannes à haute pression sur les blocs, on est obligés de suspendre le coulage pendant une durée relativement longue. Il est difficile d'élaborer un programme du coulage de béton efficace sans suffisamment examiner le processus de l'assemblage. Etant donné que la résistance du béton n'est obtenue que de façon retardataire et que les coffrages sont laissés pendant une durée plus longue surtout en période froide, il vaut mieux prévoir un temps nécessaire au coulage relativement long.

- Capacité de l'équipement

Le volume de coulage maximal potentiel par jour est déterminé par la capacité de l'équipement de bétonnage. Cependant, il est difficile d'exploiter toute la capacité de l'équipement pour une longue période du fait que les machines ont naturellement une limite du taux de service et qu'elles sont utilisées pour les autres travaux. Il faut donc prévoir une marge de la capacité de l'équipement pour calculer un volume de bétonnage moyen.

- Différence de la hauteur de couche des blocs

Si les joints verticaux hauts sont laissés longtemps exposés, la différence de la température et du degré de contraction entre les nouveaux blocs et les blocs précédents pourront causer des fissures. Il est donc préférable de rendre la différence des hauteurs des blocs voisins la plus petite possible. Cependant, lorsque le coulage de béton est longtemps suspendu pour l'installation de la conduite de vidange dans la digue, etc., l'affectation de cette suspension donne lieu à l'arrêt de tout bétonnage qui a pour résultat de produire des inconvénients sur le processus. De plus, afin de protéger les ouvrages de restitution en cours de construction contre les crues, on est souvent obligé de mettre une différence en hauteur de couche des blocs qui permettra de laisser écouler la crue en toute sécurité. En général, la différence en hauteur de couche des blocs voisins est déterminée dans la limite de 4 couches élevées dans les directions aval et amont et de 8 couches élevées dans le sens de l'axe.

4.3.3 Contrôle de qualité

(1) Mise en oeuvre du contrôle de qualité

Le contrôle de qualité doit être effectué pour assurer la qualité homogène du béton.

La qualité du béton dépendant des matériaux, du coulage, de la cure, etc., sa variation est inévitable. Il est donc nécessaire de mettre en oeuvre le contrôle de qualité pour minimiser cette variation dans la mesure du possible et obtenir le béton homogène. Suivant les résultats du contrôle de qualité, il est possible de réduire le prix de revient du béton.

Les facteurs liés à la qualité du béton sont : qualité des matériaux, précision du dosage, conditions du malaxage, celles du coulage et celles de la cure. En faisant des essais et des examens de ces facteurs, on doit maintenir la variation de ces facteurs dans la limite de contrôle visée. Lorsque le béton produit est hors de la limite de contrôle, on en cherche des causes et apporte une amélioration sur les travaux. Le contrôle de qualité est nécessaire pour produire le béton homogène.

Le coefficient de variation dérivé de la résistance à la compression est généralement utilisé pour exprimer quantitativement l'homogénéité de la qualité du béton. C'est parce que la résistance à la compression est un moyen relativement simple de contrôle et qu'elle représente en même temps d'autres natures de béton telles que la durabilité.

(2) Contrôle de qualité des matériaux

Il faut contrôler la qualité du ciment, la granulométrie des agrégats et la variation du volume de l'humidité superficielle.

Puisque la variation de la qualité du ciment exerce une grande influence sur la qualité du béton, il est souhaitable d'effectuer le contrôle de qualité avec l'établissement des limites de contrôle pour la finesse, la résistance et la chaleur d'hydratation du ciment.

Pour la variation de la granulométrie des agrégats fins et celle du volume de l'humidité superficielle qui exercent une grande influence sur la qualité du béton, on fait le contrôle de qualité pour pouvoir utiliser les agrégats de variation la plus petite possible durant toute la période des travaux.

Les agrégats grossiers sont finis avec 2 - 4 sortes de crible en fonction de la taille de barrage. Il est donc préférable de maintenir la teneur en particules excessivement grosses et petites pour chaque granulométrie à la proportion constante. Au stade initial des travaux, il est souhaitable d'effectuer l'essai de la granulométrie des agrégats fins et celui du volume de l'humidité superficielle une fois par heure et l'essai de la granulométrie des gros agrégats une fois par jour.

Il faut effectuer des essais pour les autres matériaux selon la nécessité.

Le nombre d'essais et la grandeur de lots varient suivant la situation de variation.

Contrôle des appareils

Les appareils utilisés pour le bétonnage doivent être examinés périodiquement en vue de vérifier le changement de leur performance, et en cas de besoin, le réglage doit être effectué. En particulier, il est important de régler le crible, le malaxeur, la bascule de pesage et le vibreur.

Essai de béton

Il faut effectuer des essais de béton à un intervalle approprié pour connaître le changement de la qualité. A cet effet, la mesure et l'essai du béton sont exécutés au moins pour les points suivants :

- 1) Température
- 2) Affaissement
- 3) Volume de l'air
- 4) Résistance à la compression

V EXPLOITATION ET ENTRETIEN

Dans ce chapitre, on explique l'exploitation et l'entretien des barrages moyens.

5.1 Généralités

Installation des équipements et des facilités d'exploitation et d'entretien

Les équipements et les facilités ci-dessous sont à installer dans un barrage moyen pour l'exploitation et l'entretien.

- 1) Appareils de mesure tels que pluviomètre, enregistreur de niveau d'eau, débitmètre, etc. nécessaires pour l'exploitation efficace du barrage.
- 2) Système de communication pour le rapport immédiat et précis du développement anormal, des résultats de mesure ou des conditions d'exploitation du barrage.
- 3) Système d'alarme pour avertir le public des crues en cas de nécessité.
- 4) Autres facilités requises pour la sécurité, l'exploitation et l'entretien du barrage.

5.2 Retenue

5.2.1 Appareils de mesure

(1) Pluviomètre

- 1) Installation des stations de pluviomètre

Le pluviomètre sera le type enregistreur. Les stations de pluviomètre installées durant l'investigation seront utilisées aussi longtemps que possible.

(2) Appareils de mesure de niveau d'eau

- 1) Enregistreur de niveau d'eau

L'enregistreur de niveau d'eau sera sélectionné sur la base de l'échelle et de la précision de mesure, de l'emplacement, des buts de mesure, etc. Il est recommandé d'installer un enregistreur automatique de niveau d'eau dans la retenue pour mesurer le plan d'eau de la retenue.

- 2) Emplacement de l'enregistreur de niveau d'eau

Retenue

L'enregistreur sera placé à au moins 30 m de la vanne d'évacuateur de crue afin d'éviter l'influence de celle-ci. L'enregistreur sera situé là où le niveau d'eau ne sera pas influencé par le vent ou par les conditions topographiques.

Amont de barrage

L'appareil de mesure du débit entrant dans le barrage sera placé là où le niveau d'eau amont ne sera pas affecté par le plan d'eau de la retenue durant la crue.

Aval de barrage

Les appareils de mesure seront installés aux endroits où la mesure du niveau d'eau sera requise pour le contrôle des crues et l'alimentation en eau.

3) Installations de mesure de la qualité de l'eau

La mesure de la qualité de l'eau sera effectuée selon la nécessité. Les qualités de l'écoulement entrant, de l'eau retenue et de l'écoulement déversant seront contrôlées aux endroits déterminés avec les appareils de mesure appropriés.

4) Observation du volume de sédimentation

Lorsqu'un barrage destiné à l'irrigation et au contrôle des crues est construit à travers la rivière, la sédimentation se produira dans la partie amont de la retenue en raison du changement de la configuration fluviale. Cette sédimentation pourra être avantageuse pour le contrôle de l'érosion de la zone et l'utilisation de sable. Mais le volume de l'eau retenue sera réduite à cause de cette sédimentation. Si la sédimentation continue, certaines structures pourront se limiter pour leur fonctionnement. De ce fait, lorsque le plan d'eau est baissé, il est préférable d'effectuer le levé dans la retenue pour connaître la situation du volume de sédimentation. Il est souhaitable d'exécuter cette observation pour les petits barrages et les lacs collinaires.

5) Conservation du terrain naturel

Conditions et préservation du terrain naturel autour de la retenue

Lorsqu'une vallée est creusée par l'érosion au point que la route située sur la formation rocheuse supérieure est enlevée, diverses formes d'énergie de déformation accumulée sur le terrain seront relâchées de façon à avoir pour résultat de redistribuer l'effort et de produire par conséquent des fentes et des fissures. Les différents types d'altération superficielle pénètrent le long des fissures et se propagent dans la zone rocheuse intérieure. Dans le terrain autour de la retenue, il existe beaucoup d'endroits sensibles à l'altération et des places instables du fait de l'action constante du cisaillement de la pente abrupte généré par le poids de la pente. De plus, le terrain naturel autour de la retenue est influencé de façon différente par l'eau retenue, les routes remplacées, les canaux et d'autres travaux de construction. Les travaux de protection sont effectués dans les zones où la stabilité à long terme ne pourra pas être assurée en raison du glissement prévu après l'accomplissement de la retenue et où les résultats de l'analyse montrent la difficulté des modifications de route.

(3) Inspection

Il est important d'effectuer des inspections régulières ou temporaires afin d'observer les conditions du corps de barrage, du terrain naturel autour de l'appui et des ouvrages de restitution.

5.3 Barrage et structures annexes

5.3.1 Exploitation et entretien de barrage

Pour assurer la sécurité du barrage, le contrôle approprié est nécessaire pour les structures du barrage, la retenue et le terrain naturel périphérique.

En ce qui concerne le contrôle des structures, la surveillance et la vérification doivent être exécutées et les mesures nécessaires seront prises en cas d'anomalie.

(1) Surveillance

Les points à contrôler sont les suivants pour la surveillance du comportement et des conditions du barrage.

1) Critères d'installation des appareils de mesure

- Les appareils de mesure ne sont pas nécessaires pour les petits barrages et les lacs collinaires.
- Il est souhaitable d'installer les appareils de mesure ci-après pour les barrages moyens.

Barrage	Volume de fuite	Déformation	Pression	sous-pression	contraintes
Remblai	•	•	○	-	Δ
Poids en béton	•	•	-	•	Δ
Voûte en béton	•	•	-	•	○

- Indispensable
- relativement important
- Δ Souhaitable

2) Fréquence de la mesure

Du point de vue de la sécurité du barrage, il est nécessaire d'effectuer avec soin les mesures surtout au moment du remplissage initial de la retenue. Durant cette période, l'exécution des mesures doit être bien fréquente. Il est admis de réduire les points de mesure lorsque la stabilité du barrage est reconnue plusieurs années après la mise en eau.

Classification de la durée de contrôle suivant le Standard du Contrôle des Structures de Barrage et fréquence de mesure y correspondant

Durées	définition	fréquence			
		fuites	sous-pression	ligne de percolation	déformation
1ère phase	Entre le début de la mise en eau et le terme du temps de remplissage complet de la retenue (3 ans minimum)	1 fois par jour	1 fois /semaine	1 fois /semaine	1 fois /semaine
2ème phase	Entre la fin de la 1ère phase et la stabilisation du comportement du barrage (3 ans minimum)	1 fois par semaine	1 fois /mois	1 fois /mois	1 fois /mois
3ème phase	Après la deuxième phase	1 fois /mois	1 fois /trimestre	1 fois /trimestre	1 fois /trimestre

3) Appareils de mesure pour le barrage en béton

a) Appareil de mesure pour la quantité de l'eau fuite

La fuite d'eau est générée par la pénétration de l'eau depuis la retenue et le terrain naturel et la quantité de la fuite doit être bien observée du fait de sa relation avec la sous-pression. On mesure la quantité de l'eau écoulée de chaque drain ou on mesure par le déversoir triangulaire l'eau collectée à un droit à travers des drains.

b) Mesure de la déformation extérieure du barrage

La déformation du corps de barrage est en fonction du plan d'eau, de la température atmosphérique, de la température de la digue et de la température de l'eau. Il est donc important de connaître le comportement du barrage sous l'influence des forces extérieures après l'achèvement du barrage pour examiner la sécurité du corps de barrage. La déformation extérieure du barrage-poids en béton sera facilement mesurée avec le pendule installé dans la digue. Il existe une autre méthode de mesure de la déformation extérieure du barrage : le levé topographique depuis le point de contrôle situé près du barrage au moyen du théodolite ou du niveau de haute précision. Dans ce cas, il est nécessaire de mesurer de façon répétitive le point de canevas sur la surface du barrage depuis au moins 2 points de contrôle.

c) Indicateur de sous-pression

Cet appareil est installé dans le but de mesurer la sous-pression à la surface du fond rocheux ou dans le fond rocheux. En général, plusieurs appareils seront mis en place de l'extrémité d'amont à celle d'aval de la partie de la digue adhérent au fond rocheux pour connaître la distribution des sous-pressions.

d) Indicateur de contrainte

Pour connaître la contrainte générée de l'intérieur de la digue, il existe deux méthodes : calculer la contrainte sur la base de la valeur lue avec l'indicateur de déformation ou mesurer directement la contrainte. Avec la méthode de calcul indirect de la contrainte, il est assez difficile de convertir la valeur lue avec l'indicateur de déformation, car le module d'élasticité de béton varie selon l'âge, le dosage, la durée de charge, la contrainte initiale, etc. Il est donc préférable de mesurer directement la contrainte ou de trouver une corrélation entre la valeur d'indicateur de contrainte et celle d'indicateur de déformation qui sont toutes les deux installées en nombre approprié.

2) Appareils de mesure pour les barrages en remblai

a) Appareil de mesure de la fuite d'eau

Une caisse en béton avec un déversoir triangulaire est installée à un endroit où l'on pourra collecter l'eau fuite de la digue du côté aval et du terrain naturel dans le but de mesurer la quantité d'eau fuite et d'observer sa turbidité. Il est souhaitable d'enregistrer de façon automatique la charge de la partie juste en amont du déversoir triangulaire par le limnimètre.

Lorsque les passages d'eau en fissures et renards sont produits dans la digue ou dans le fond rocheux à cause de la déformation anormale ou de la fissuration hydraulique de la digue ou du fond rocheux, il peut arriver que l'eau fuite augmente et elle se trouble en même temps. L'observation de la fuite d'eau occupe une place

très importante pour connaître l'anomalie du barrage. Il est donc nécessaire d'installer cette sorte d'appareils dans tous les barrages. Cependant, il est difficile de mesurer la quantité réelle de l'eau fuite de la digue parce que la valeur mesurée est beaucoup influencée par la quantité d'eau de pluie ; l'eau de pluie qui tombe sur la pente en aval du barrage et aux environs du barrage est conduite à travers le drain horizontal d'évacuation dans la caisse qui est un instrument de mesure de la quantité de l'eau fuite. De plus, la caisse de réception d'eau étant souvent située au niveau le plus bas en altitude de l'assise en aval du barrage (sur le lit de la rivière en général), les eaux superficielles et la nappe phréatique peu profonde sont retenues dans cette caisse. Ce fait est aussi une des raisons pour lesquelles la quantité réelle de l'eau fuite est rendue imprécise. Il est donc nécessaire, même durant la période du commencement de la construction à la mise en eau après l'achèvement du barrage, de mesurer les précipitations et la fuite d'eau, d'étudier le débit de base sans pluie et de collecter dans la mesure du possible des données de base permettant de connaître de façon précise l'augmentation de la quantité de l'eau fuite par la rétention d'eau.

b) Appareil de mesure de la déformation

Etant donné que la digue et la fondation du barrage en remblai se déforment bien sûr en cours de construction et également après l'achèvement de la construction de digue à cause du poids mort du barrage et de la pression de la retenue, il faut mesurer la déformation dans tous les barrages pour assurer leur sécurité.

Les appareils de mesure de la déformation du barrage en remblai et de sa fondation ci-après sont généralement utilisés.

Appareils de mesure du déplacement vertical de la digue (du tassement)

Points de contrôle pour mesure du déplacement (par le levé topographique)
Indicateur de tassement Cross arm

Fondation (y compris le fond rocheux de l'appui)
Déplacement vertical
Indicateur de déplacement du fond rocheux

c) Appareil de mesure de la pression de l'eau interstitielle

Il se produit souvent une pression excessive de l'eau interstitielle dans la digue lors de la construction. Et après le remplissage d'eau, il se produit une pression interstitielle dans la digue et dans l'assise par l'eau d'infiltration.

La mesure de la pression interstitielle générée par la pression de la percolation et l'établissement d'un réseau d'écoulement sur la base de ces résultats sont utiles pour trouver de façon précoce des fissures et des renards causés par le tassement différentiel dans la digue.

5.3.2 Exploitation et entretien des structures

(1) Communication
Radio multiplex

(2) Alarme
. Sirène ou avertisseurs pour prévenir des dégâts du barrage causés par le débit de crue exceptionnel.

. Tableaux de signal d'alarme installés dans un endroit bien visible.

(3) Facilités d'exploitation et d'entretien

1) Facilités pour l'exploitation

1. Commande à distance pour la vanne d'évacuateur de crue

Il est recommandé de contrôler la vanne d'évacuateur de crue depuis la salle de commande parce qu'il est difficile et même dangereux de le faire à l'extérieur durant la tempête.

2. Vannes de prise

Pour la manoeuvre des vannes de prise, le système de commande locale sera appliqué pour assurer la prise précise d'eau. Cependant, pour effectuer des opérations de prise plus efficaces et mieux systématiser la gestion des eaux du réseau d'irrigation global, le système de commande automatique sera utilisé avec le système de commande locale sus-mentionné.

2) Equipements électriques

Les équipements électriques sont les suivants.

Système de réception et de distribution de l'énergie électrique

- Génératrice de secours
- Eclairage et conditionnement de l'air

3) Bâtiments de bureau

Le bureau joue un rôle important pour l'exploitation du barrage. L'emplacement, la taille et les dispositions des bâtiments de bureau seront déterminés afin d'assurer l'exécution de tous les travaux d'exploitation et d'entretien.

Les facilités d'alimentation en eau, les facilités de conditionnement de l'air et l'installation de traitement des eaux usées seront déterminées en considération de divers facteurs tels que le cadre de vie pour le personnel, l'entretien des fonctions d'équipement et la protection de l'environnement.

VI. ETUDES D'AMENAGEMENT D'IRRIGATION AVAL DES BARRAGES & LACS COLLINAIRES

6.1 Introduction

Il s'agit de mentionner l'objet de l'étude d'aménagement ainsi que les objectifs susceptibles d'être atteints après réalisation du projet.

6.2 Données de base

Il s'agit d'établir les données de base nécessaires pour l'étude d'aménagement aval et de dégager les potentialités et contraintes du développement hydro-agricole. Ces données contribueront largement à fixer le cadre du projet, et aident à bien saisir le but et l'intérêt de l'aménagement proposé.

Les données à dégager se rapportent aux aspects suivants :

1) Données sur la zone du projet :

- . Localisation administrative
- . Situation géographique (notamment les voies d'accès au périmètre et distances par rapport aux principales agglomérations proches et aux structures d'intervention : siège DPA ou ORMVA, Agence Equipement, CT ou CMV)
- . Délimitation sur carte de la zone du périmètre d'irrigation à l'échelle 1/50.000e
- . Population et main d'oeuvre : on indiquera l'importance de la population active agricole, le nombre de foyers
- . Structure foncière : terre melk, collectif etc.
- . Cultures pratiquées et productions en bour et irrigué
- . Topographie
- . Pédologie : sur la base des études éventuellement existantes et des reconnaissances de terrain, il sera procédé à la description sommaire des sols rencontrés dans la zone du périmètre, de leur principales caractéristiques physiques et chimiques, des contraintes éventuelles à l'irrigation (drainage, salinité) et des aptitudes des sols aux cultures principales
- . Caractéristiques du climat :
 - Les précipitations mensuelles et annuelles
 - Les températures moyennes mensuelles
 - Le taux d'évaporation annuel
- . Cheptel : les renseignements à mettre en relief sont ceux susceptibles d'aider à estimer les besoins en eau du cheptel
- . Aménagements existants : on présentera la situation d'occupation agricole actuelle des terres. Il sera précisé les cultures en irrigué et en bour ainsi que les aménagements existants.

2) Conception de l'aménagement

- . Choix de la zone à irriguer : aptitudes des terres à irriguer, situation par rapport au site du lac et des ouvrages et réseau d'irrigation et l'ajustement des propositions de développement agricole avec les disponibilités en eau d'irrigation.
- . Système de cultures préconisées, les besoins en eau d'irrigation et la détermination de la superficie à irriguer
- . Justification des principales dispositions du projet : mode d'irrigation, adduction par conduites ou canaux, etc.
- . Choix du tracé du réseau

3) Ressources en eau

Les ressources en eau seront constituées par les eaux fournies par le lac collinaire. Il y a lieu de rappeler les données de base à savoir :

- Apport moyen annuel
- Apport moyen solide annuel
- Cote du niveau normal
- Superficie au niveau normal : SN
- Volume au niveau normal : Vn
- Cote des plus hautes eaux
- Cote sortie de la conduite de vidange de fond
- Volume de la tranche morte : VTM

6.3 Description du projet

6.3.1 Données de base

(1) Besoins en eau des cultures :

Pour une irrigation d'appoint (cas des céréales), on utilisera les besoins bruts (Bb) indiqués dans le tableau suivant :

ZONE CLIMATIQUE	BESOINS BRUTS (m ³ /ha)
Nord	1.900
Orientale	2.625
Centre	2.250
Sud	2.625

(2) Besoins en eau du cheptel :

Déterminer les besoins globaux journaliers (Bgj) en fonction du nombre de cheptels pour une situation future correspondant à une durée de vie de 20 ans, et un taux de croissance de 20 %, et les dotations journalières selon ce qui suit :

Espèce	Nombre (l/)/tête)	Dotation journalière
Bovins	Nb	50
Equidés	Ne	50
Ovins	No	10
Caprins	Nc	10

Bgj (l/)) est donné par l'expression :

$$Bgj = 50 (Nb + Ne) + 10 (No + Nc)$$

En termes de volume annuel (m³/an), les besoins globaux en eau du cheptel sont donnés par :

$$Vch = 365 \times 10^{-3} \times Bgj$$

(3) Demande en eau climatique :

Le volume évaporé V_e (m³/an) est donné par l'expression suivante :

$$V_e = 10 \times k \times E_v \times S$$

S (ha) représente la surface du lac au niveau normal

E_v (mm/an) représente le taux annuel d'évaporation

k est un coefficient de réduction tenant compte de la variation de la surface du lac au cours de l'année. k pourrait être pris égal à 0,5.

(4) Besoins en eau potable :

Sur la base d'une dotation journalière de 60 l/j, le volume V_p (m³/an) destiné aux besoins de la population en eau potable est donné par :

$$V_p = 60 \times 10^{-3} \times 365 \times N_p$$

N_p étant le nombre de la population (Situation future)

(5) Volume de la tranche morte :

La tranche morte est une fonction de la cote de calage de la vidange de fond. Le volume de la tranche morte V_{TM} (m³/an) est déterminé à partir de la courbe hauteur-volume de la retenue.

(6) Volume infiltré :

Le volume infiltré V_i (m³/an) sera approximativement pris égal à 10 % du volume correspondant à la capacité normale.

(7) Besoins d'eau utile à l'irrigation :

Le volume utile V_u (m³/an) destiné annuellement à l'irrigation est donné par :

$$V_u = V_n - (V_{ch} + V_p + V_e + V_i + V_{TM})$$

(8) Superficie irrigable :

La superficie irrigable S_i (ha), compte tenu du volume disponible (V_u), et des besoins bruts à l'hectare (B_b), est déterminée comme suit :

$$S_i = \frac{V_u}{B_b}$$

(9) Débit fictif de pointe :

Le débit fictif continue de pointe q (l/s/ha) est donné par ce qui suit, en supposant une irrigation pendant 24 jours et durant 18 heures par jour.

$$Q = \frac{B_m \cdot p \times 1.000}{E_g \times 24 \times 18 \times 3.600}$$

Bm.p étant le besoin mensuel de pointe (m³/ha)

Eg représente l'efficacité globale du réseau. Elle est généralement prise égale à 0,63.

Bm.p pourrait être déterminé suivant la procédure définie ci-après :

* déterminer mensuellement l'évapotranspiration maximale ETM (mm) en utilisant la formule de Blaney-Criddle.

$$ETM = p \times Kc \times Kt (0,457 \times T + 8,128)$$

p : durée d'éclairement en % de la durée totale annuelle

Kc : coefficient cultural

Kt : coefficient climatique en fonction de la température

T : température moyenne mensuelle en degrés Celsius.

* déterminer les pluies efficaces mensuelles Pe (mm)

* calculer pour chaque mois les besoins en eau nets

$$Bn \text{ (mm) donnés par : } Bn = ETM - Pe$$

* Bm.p représentera la valeur maximale de Bn.

(10) Débit d'équipement :

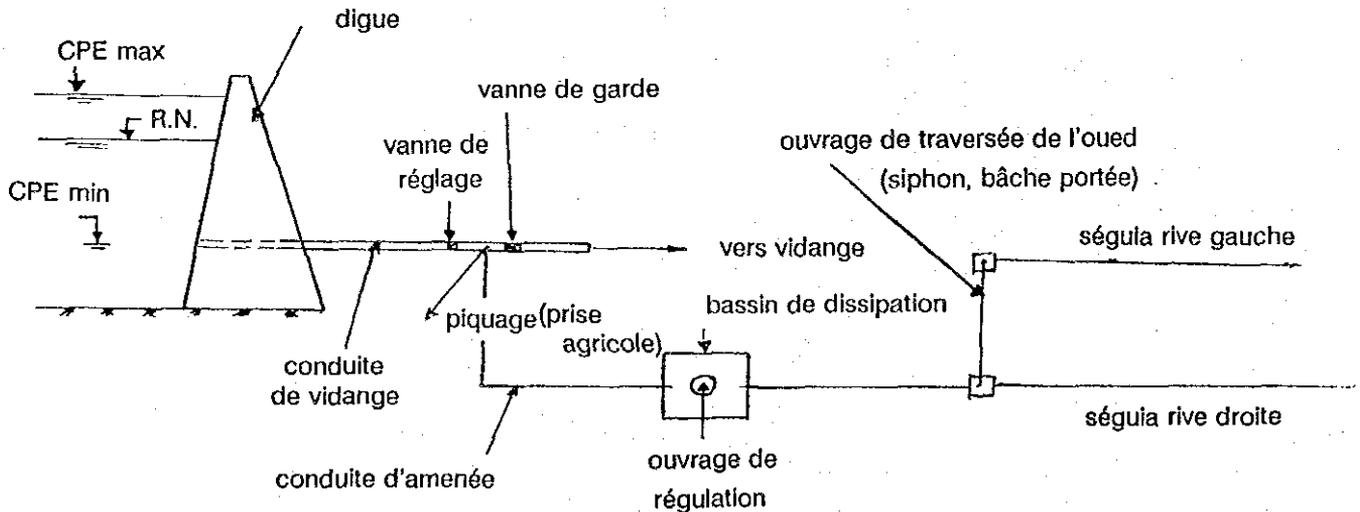
Compte tenu de la taille de la superficie à irriguer (Si), le débit d'équipement Q (l/s) est donné par :

$$Q = q \times Si$$

6.3.2 Dimensionnement du réseau d'irrigation

Un réseau d'irrigation alimenté par une retenue collinaire comporte les ouvrages suivants : (Voir schéma ci-dessous)

- * une conduite d'amenée
- * un bassin de dissipation muni d'un ouvrage de régulation
- * des seguias principales pour l'alimentation du périmètre
- * des ouvrages d'art : siphons, partiteurs, chutes, etc ...



(1) Ouvrages de tête :

a. Conduite d'amenée

Au départ du barrage, le piquage de la conduite sera prévu au niveau de la conduite de vidange de fond entre les deux vannes à savoir : la vanne de garde et la vanne de réglage.

Le matériau choisi sera en général l'amiante-ciment, mais si les conditions topographiques l'exigeaient, l'utilisation d'autres matériaux pourrait être envisageable.

Pour la classe, elle est définie comme étant le double de la pression caractéristique des conduites, qui est égale à la pression statique dans le lac augmentée de la surpression correspondant aux coups de bélier. En général, on peut adopter une classe inférieure ou égale à 20.

Pour le choix du diamètre ϕ , on utilisera la formule :

$$Q = V \times S = V \times \frac{\pi}{4} \times \phi^2 \quad Q = V \times S = V \times \pi / 4 \phi^2$$

Q : le débit en m³/s

S : la section de la conduite (m²)

V : la vitesse d'écoulement (m/s). V est comprise entre 1 et 2 m/s.

b. Bassin de dissipation

Le but de l'ouvrage est la dissipation de l'énergie cinétique des eaux véhiculées par la conduite d'amenée.

Les dimensions du bassin seront déterminées à partir du volume nécessaire à la dissipation d'énergie. Pour le dimensionnement, le paramètre utilisé est le nombre de chevaux dissipés par mètre cube d'eau contenu dans ce bassin.

Pour le dimensionnement du bassin, la procédure ci-dessous est à suivre :

(i) Calculer la puissance maximale (en chevaux) à dissiper par les expressions suivantes:

$$P = \frac{Q (H_{\max} - \Delta H_t)}{75} \quad \text{si } \Delta H_t \leq \frac{H_{\max}}{3}$$

$$P = \frac{Q \times H_{\max}}{195 \sqrt{\frac{\Delta H_t}{H_{\max}}}} \quad \text{si } \Delta H_t > \frac{H_{\max}}{3}$$

Les paramètres figurés dans les deux expressions sont définis comme suit :

- Q : le débit véhiculé en l/s

- Hmax : la charge statique maximale (m). Elle est donnée par :

$$H_{\max} = CPE_{\max} - CPE_{\text{nom}}$$

. CPEmax représente la cote du plan d'eau maximum dans la retenue

. CPEnom représente la cote du plan d'eau nominale dans le bassin de dissipation

- ΔH_t : la perte de charge totale (m)

$$\Delta H_t = \Sigma \Delta H_L + \Sigma \Delta H_s$$

. ΔH_L représente la somme des pertes de charge linéaires dans le tronçon de la conduite de vidange allant jusqu'au piquage, et dans celui de la conduite d'amenée.

La perte de charge linéaire dans un tronçon de conduite de longueur L est donnée par:

$$\Delta H_L = J \times L$$

J étant la perte de charge unitaire (m/m). J est déterminée à partir des abaques, ou en utilisant les formules suivantes :

$$Q = 48,3 \cdot \phi^{2,68} \cdot J^{0,69} \text{ (Amiante-ciment)}$$

$$Q = 52,6 \cdot \phi^{2,752} \cdot J^{0,54} \text{ (Acier galvanisé)}$$

. Q étant le débit en m³/s

. ϕ étant le diamètre de la conduite en m

. J étant la perte de charge en m/m

. $\Sigma \Delta H_s$ représente la somme des pertes de charge singulière depuis le départ de la conduite de vidange jusqu'à la sortie de la conduite d'amenée dans le bassin de dissipation. Ces pertes de charges sont calculées dans le cas de singularités suivantes :

. entrée de la conduite de vidange

. vanne de garde sur la conduite de vidange

. départ de la conduite d'irrigation

. cône de divergence ou de convergence

. coudes

. robinets-vannes sur la conduite d'irrigation

. extrémité de la conduite d'amenée (raccordement avec ouvrage de régulation)

ΔH_s est donnée par l'expression suivante :

$$\Delta H_s = k \frac{V^2}{2g}$$

. k représente un coefficient dépendant de la nature de singularité

. V est la vitesse d'écoulement (m/s)

. g est l'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

(ii) Déterminer le volume du bassin de dissipation (m³), sur la base d'un paramètre de dissipation pris égal à 2 chevaux par mètre cube.

$$\text{D'où } V = P/2$$

(iii) Déterminer les dimensions du bassin à savoir : la longueur L(m), la largeur l(m) et la profondeur H(m), à partir du volume V. En général, on peut adopter les dimensions suivantes :

$$1 \text{ m} \leq h \leq 1,5 \text{ m}$$

$$3 \leq L/l \leq 6$$

c. Ouvrage de régulation

L'ouvrage de régulation préconisé sera la bouche à débit constant. Cet ouvrage est installé à l'extrémité de la conduite d'amenée, et permet de restituer à surface libre un débit constant, indépendamment des variations de la pression statique dans la retenue.

Quelques caractéristiques de cet ouvrage sont mentionnées dans le tableau ci-dessous:

Raccordement sur brides	D.Nom. 10 l/s	D.Nom 15 l/s	D.Nom 30 l/s	D.Nom. 60 l/s
DN 150	2 à 50 mCE	2 à 72 mCE	9 à 72 mCE	-
DN 200	-	2 à 120 mCE	2 à 50 mCE	5,9 à 70 mCE
DN 300	-	-	2 à 11 mCE	2 à 47 mCE

Le type de l'appareil sera choisi en fonction du débit nominal, de la plage de variation de pression amont et du diamètre de raccordement.

(2) Segulas principales :

La formule utilisée pour le dimensionnement sera celle de Manning-Strickler. Elle est donnée par l'expression suivante:

$$Q = \frac{1}{\eta} R^{2/3} I^{1/2} S$$

- $1/\eta$: coefficient de Manning-Strickler pris égal à 60 (revêtement en béton).
- R : rayon hydraulique (m). Il est donné par le rapport entre la section mouillée S (m²) et le périmètre mouillé X (m).

$S = b \times h$ et $X = b + 2h$ (Cas de section rectangulaire)

. b (m) étant la largeur du radier

. h (m) étant le tirant d'eau

- I : pente du radier
- S : section mouillée (m²)

Q peut être exprimé en fonction de b et h par :

$$Q = \frac{1}{\eta} \left(\frac{b \times h}{b + 2h} \right)^{2/3} I^{1/2} b h = \frac{1}{\eta} \frac{(bh)^{5/3}}{(b+2h)^{2/3}}$$

Connaissant Q, $1/\eta$, b et I, on déterminera h. En tenant compte d'une revanche r comprise entre 5 cm et 10 cm, la hauteur des berges H (m) sera égale à (h + r).

(3) Ouvrages sur réseau d'irrigation :

1) Siphons de traversée (voir schéma)

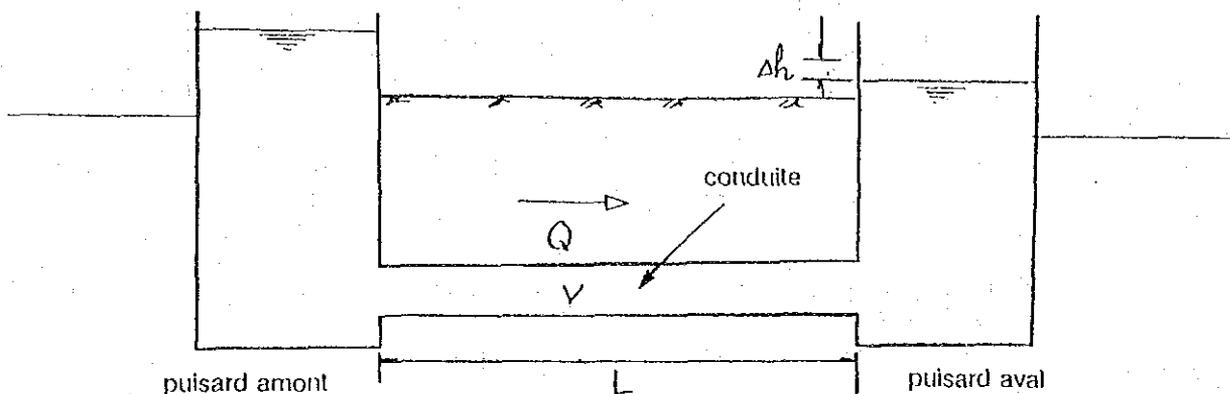
Cet ouvrage est généralement utilisé pour la traversée des oueds, pistes etc... L'ouvrage comporte deux puisards amont et aval rellés par une conduite.

La perte de charge Δh (m) (différence entre le plan d'eau dans le puisard amont et le plan d'eau dans le puisard aval) est donné par l'expression suivante :

$$\Delta h = 1,5 \frac{V^2}{rg} + JL$$

- J : perte de charge unitaire (m/m)
- L : longueur de la conduite (m)
- V : vitesse dans la conduite

Pour déterminer J, on suivra la même procédure décrite au chapitre III.2.

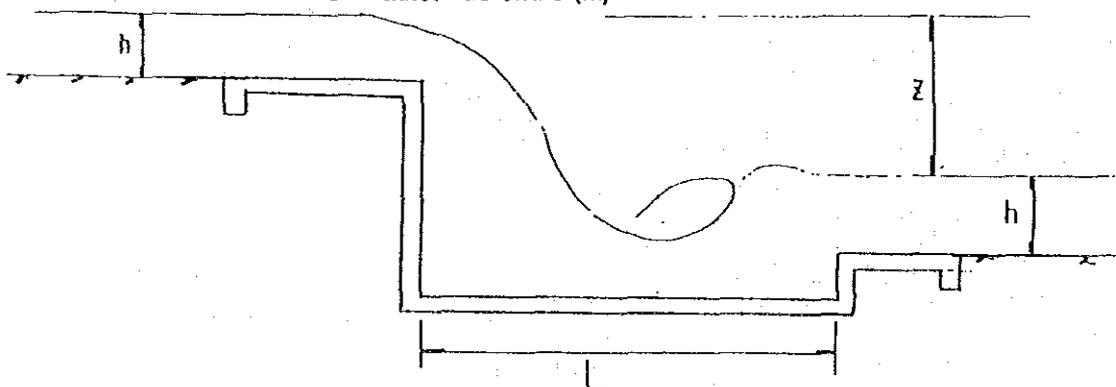


2) Chutes (voir schéma)

Les ouvrages de chute sont nécessaires pour réduire les vitesses d'écoulement dans les seguias dans le cas où la pente du terrain naturel est trop forte. Pour le dimensionnement du bassin de tranquillisation dans la chute, on utilisera le principe de dissipation de l'énergie cinétique de l'eau. Pour ce faire, on adoptera la formule suivante :

$$V = \frac{Q \times Z}{150}$$

- V : volume du bassin d'amortissement (m³)
- Q : débit en l/s
- Z : hauteur de chute (m)



Pour le dimensionnement de la chute, on suivra la procédure suivante :

- (i) Calculer le volume du bassin V (m³)
- (ii) Calculer la longueur du bassin L (m) donnée par :
 $L = 1,5 \times Z$
- (iii) Calculer la section du bassin S (m²) dans l'axe du canal, donnée par :
 $S = (p + h) L$

- p (m) étant la profondeur du bassin d'amortissement (0,10 m ≤ p ≤ 0,3m)
- h (m) étant le tirant d'eau dans la seguia

- (iv) Déterminer la largeur du bassin l (m) par :
- $$l = V/S$$

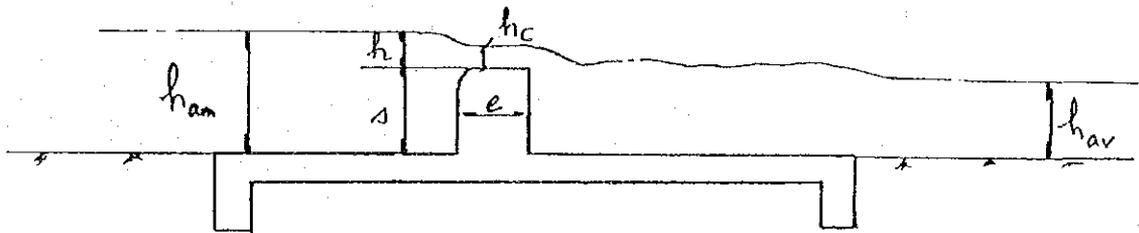
3) Partiteurs (voir schéma)

Les partiteurs sont des ouvrages destinés à partager automatiquement, dans un rapport constant, le débit d'un canal entre deux ou plusieurs canaux dérivés.

Pour le calcul hydraulique, on utilisera la formule suivante :

$$Q = ml\sqrt{2g} h^{3/2}$$

- m : coefficient compris entre 0,38 et 0,41
- l : longueur du seuil déversant (m)
- h : charge au-dessus du seuil (m)



La procédure du calage est comme suit :

- (i) Déterminer h (m) par :

$$h = \left(\frac{Q}{ml\sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

- (ii) Calculer la hauteur critique hc (m) par :
- $$hc = 2/3 h$$

- (iii) Calculer la hauteur du seuil s (m) par :
- $$s = 1,5 hc$$

- (iv) Déterminer l'épaisseur du seuil e (m) par :
- $$e = 3,5 hc$$

4) Prises d'irrigation

Elles sont constituées par des vannettes métalliques placées le long des seguias pour alimenter les parcelles à irriguer. On utilisera des prises TOR permettant de dériver la totalité du débit de la seguia dans l'arroiseur.

Les pertes de charge engendrées par chacune des vannettes des prises ne doivent pas dépasser 2 cm.

5) Dalots

Le dalot est un tronçon de canal rectangulaire couvert d'une dalle en béton armé. Il est utilisé comme ouvrage de franchissement dans le cas de collecteurs de drainage, pistes, passages et dépressions naturelles.

Le calcul hydraulique du dalot est basé sur la formule de Manning-Strickler. La section mouillée du dalot doit être 1,5 à 2,5 fois plus petite que celle de la segua, en vue d'obtenir une vitesse plus grande que celle dans la segua et éviter ainsi les dépôts dans l'ouvrage.

6.3.3 Tracé du réseau

a. Conduite d'amenée :

La conduite d'amenée raccorde la prise agricole prévue sur la conduite de vidange à l'ouvrage à l'origine du réseau d'irrigation qui est le bassin de dissipation.

Le tracé adopté devra être le plus court possible et suivra au maximum la ligne droite (éviter les courbures).

b. Réseau de seguias :

Dans la conception du réseau d'irrigation, on se limitera uniquement aux seguias principales. Le tracé d'une segua principale suivra les lignes de courbes de niveau, et se fera de telle manière à dominer la majorité des terres à irriguer par les eaux de la retenue.

6.3.4 Profils en long

a. Conduite d'amenée :

- Le profil en long épousera au maximum le terrain naturel
- La pente minimale ascendante est de 2 ‰ et la pente minimale descendante est de 4 ‰.
- Les points bas seront équipés d'ouvrages de vidange et les points hauts seront équipés de ventouses.

b. Réseau de seguias :

- La segua principale longera la limite haute du périmètre
- La pente adoptée devra satisfaire les critères économiques et les conditions limites de vitesse. En général, on adoptera les pentes et les vitesses satisfaisant les conditions suivantes :

$$2 \leq I (\text{‰}) \leq 7$$

et

$$0,5 \leq V (\text{m/s}) \leq 1,5$$

6.3.5 Profils en travers

a. Conduites d'amenée :

La profondeur de la tranchée sera déterminée par le profil en long. La largeur de la tranchée sera adaptée au diamètre de la conduite et devra être supérieure à 0,60 m afin de faciliter sa manipulation au fond de la fouille.

La hauteur minimale de remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est de 0,80 m.

Les seguias principales :

La section adoptée sera en général rectangulaire. Les dimensions de la segula seront déterminées en fonction du débit à véhiculer Q (m³/s) et la pente I .

La hauteur de la berge sera déterminée à partir du tirant d'eau h (m), auquel on ajoutera une revanche comprise entre 5 et 10 cm.

6.3.6 Consistance des pièces dessinées

a. Profils en long :

- Le profil en long doit au minimum contenir les indications suivantes :
 - . numéros des piquets
 - . cotes T.N.
 - . cotes projet : pour les conduites, il s'agit des cotes de la génératrice inférieure. Dans le cas des seguias, ce sont les cotes du radier et celles du plan d'eau.
 - . distances partielles et cumulées
 - . caractéristiques hydrauliques à savoir : les débits, les vitesses, les largeurs du radier, les tirants d'eau, les diamètres et les pentes
 - . alignements et courbes

- Le profil en long doit également faire apparaître l'emplacement des ouvrages tels que : partiteurs, prises d'irrigation, chutes, siphons, dalots, etc...

- Le profil en long doit indiquer :

(i) pour les conduites enterrées : le tracé de la ligne piézométrique

A rappeler que les points constituant cette ligne sont déterminés à partir de l'expression $(P/\rho g + Z)$ dans laquelle :

- $P/\rho g$ représente la pression exprimée en mIE
- Z représente les cotes de l'axe de la conduite par rapport à un plan horizontal de référence

(ii) pour les seguias : le tracé de la ligne d'eau qui est déterminée par les cotes du plan d'eau dans la seguia. Pour tracer la ligne d'eau, on tiendra compte des pertes de charge singulières engendrées par les ouvrages du réseau d'irrigation à savoir :

- raccordement de la seguia avec le bassin de dissipation
- raccordement avec les chutes
- partiteurs
- prises d'irrigation
- dalots
- ouvrages d'angle etc...

Pour les partiteurs et les prises TOR, on admettra respectivement les pertes de charge de 5 cm et 2 cm.

b. Profils en travers :

Il y a lieu d'établir les profils en travers types pour la conduite d'aménée, les seguias, les ouvrages de traversée, etc...

c. Plans types des ouvrages :

**Ces plans doivent être établis pour les ouvrages tels que :
partiteurs, prises d'irrigation, chutes, dalots, siphons, ouvrages d'angles, etc...
Pour les détails concernant le ferrailage, on adoptera l'échelle 1/20.**

