

09872

EDITORIAL

Organisation pour la Mise en Valeur  
du Fleuve Sénégal (OMVS)  
Haut Commissariat  
Centre Régional de Documentation  
Sécurité - Louis

De très nombreux barrages, de tailles très diverses allant de la digue collinaire au grand réservoir à buts multiples, ont été construits, sont en cours de construction ou vont être construits en Afrique. Si les risques encourus en cas de rupture de ces ouvrages sont moins aigus sur ce continent à faible densité d'habitat que dans des régions plus peuplées, il n'en reste pas moins que des dommages importants en comparaison des ressources des Etats concernés sont provoqués par la ruine des ouvrages, comme l'ont montré certains exemples. Il est donc essentiel d'assurer la diffusion des connaissances en matière de sécurité de barrages auprès de tous les intervenants en matière d'aménagements hydrauliques.

C'est le but de ce bulletin, qui est fondé sur une communication très complète et très détaillée présentée sur ce sujet au Conseil Général du Génie Rural, des Eaux et des Forêts à Paris. Des aspects techniques plus particuliers concernant les barrages sont ensuite abordés : ouvrages compactés au rouleau, étanchéité par géomembranes, développement des géotextiles. Enfin, en matière de conception des périmètres irrigués, la notion d'aménagement intermédiaire est introduite à partir d'un exemple sur le fleuve Sénégal.

Ces thèmes s'inscrivent dans la structure d'objectifs adoptée par le 14ème Conseil des Ministres du CIEH en Février 1988, où figurent notamment la gestion et maintenance des ouvrages, l'amélioration des techniques et de réduction des coûts des barrages, la conception des périmètres irrigués. Le CIEH espère ainsi mettre à la disposition de ses lecteurs les informations correspondant aux besoins de ses Etats membres exprimés lors de ce Conseil des Ministres.

Le Secrétaire Général

LA SECURITE DES BARRAGES

**Exposé présenté à la 5ème Section du Conseil Général du G.R.E.F. par M.J. DUNGLAS - I.C.G.R.E.F. - Directeur Scientifique du CEMAGREF (1)**

-xx-

**I - LA SECURITE DES BARRAGES : UNE DOCTRINE EN EVOLUTION**

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) définit comme barrage, toute barrière, tout remblai (y compris les barrages de stériles miniers) ou tout ouvrage qui retient ou peut retenir de l'eau, y compris les ouvrages annexes, la fondation et les appuis ainsi que l'équipement électrique et mécanique indépendamment de la destination de l'eau stockée. Pour la CIGB tout ouvrage mesurant plus de 15 m de haut par rapport à sa fondation la plus basse est un "grand barrage".

Il est clair que l'irrigation, les besoins humains, industriels, agricoles, la production d'énergie, la protection contre les crues, et de façon plus générale la régulation des débits des cours d'eau prennent une importance croissante et deviennent des éléments essentiels du développement social et économique de la plupart des nations.

Le nombre, l'importance, la sophistication technique des ouvrages augmentent au fil des années. Des sites de plus en plus difficiles sont exploités. Dans ces conditions, la rupture d'un barrage et l'onde de submersion qui en résulte prend toujours l'allure d'une catastrophe. Même si les désordres n'aboutissent pas à une rupture, la simple indisponibilité des ouvrages peut avoir des conséquences économiques très graves et entraîner une déterioration importante de l'environnement.

**L'étude de la sécurité nécessite une approche à deux niveaux : celui du risque, et celui de la sûreté des ouvrages.**

**1. La notion de risque.** Elle est elle-même complexe et en évolution.

Dans le langage des assureurs, le risque est une probabilité d'occurrence d'un événement aléatoire pouvant provoquer certains dommages ; c'est parallèlement l'intensité du dommage causé par cet incident. Intuitivement le risque est une combinaison des deux et très souvent il est quantifié sous la forme du produit d'une probabilité par l'expression numérique (en monnaie, en vies humaines ...) du dommage.

Dans l'histoire des assurances, les accidents naturels ou résultant de l'activité humaine étaient autrefois considérés comme ayant un caractère de fatalité et étaient surnommés "Acts of God".

Depuis une quarantaine d'années, une évolution irréversible des mentalités conduit à considérer tout accident ou toute catastrophe comme inacceptable. Chacun de ces événements fait maintenant systématiquement l'objet de protestations et d'accusations visant une entreprise, la société ou les pouvoirs publics. Pour le citoyen moyen et maintenant pour la justice il y a toujours un "responsable".

Au niveau individuel, il est d'observation courante que chacun pris isolément se croit volontiers plus adroit et plus chanceux que la moyenne vis à vis du risque. L'exemple le plus évident de ce comportement est celui de l'automobiliste.

(1) Reproduit dans le bulletin du C.I.E.H. avec l'aimable autorisation du Conseil Général du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, 30 Rue Las Cases - 75007 PARIS, France.

Au niveau collectif la notion de prévention est trop souvent négligée surtout lorsqu'elle coûte cher. Néanmoins, quand le poids en retombe sur le gouvernement ou une entreprise publique, beaucoup réclament une sécurité "absolue" sans se rendre compte qu'un tel concept est hors de portée puisque d'un prix "infini".

Notons également que dans cette psychologie, l'assurance qui agit seulement sur la compensation des effets, joue un rôle pervers lorsqu'elle tend à réduire la prévention, coûteuse à priori, alors que les dommages résultant de l'accident sont bien remboursés.

Une notion émerge peu à peu chez les professionnels : celle du sentiment subjectif du risque. Disons sur ce point que les faibles probabilités, comme les très grandes sont très mal appréhendées.

Dans ce fil de pensées, on peut très bien appliquer aux barrages ce que le Pr. TELLER disait des risques nucléaires : "Le produit d'une probabilité très faible par un dommage potentiel très grand, tous deux mal connus, peut donner n'importe quelle quantité".

Les études récentes de risque les plus approfondies ont été réalisées aux USA par la Commission dirigée par le Pr. RASMUSSEN sur les réacteurs nucléaires à eau. Elles ont eu le mérite d'y intégrer (dans une certaine mesure) les défaillances humaines. Les risques nucléaires (en grande partie évalués à partir de calculs) y sont comparés systématiquement avec d'autres types de catastrophes d'origine naturelle ou artificielle.

Les courbes fréquences des accidents (Nombre par an) entraînant un nombre de décès supérieur à N, correspondant, sont reproduites dans les figures 1 et 2. Elles sont, bien entendu, susceptibles d'être critiquées. Elles ont toutefois le mérite de situer les ordres de grandeur.

On y voit que les risques liés aux barrages se situent pour un nombre de victimes potentielles inférieur à 100 nettement en-dessous de ceux dus aux incendies, aux explosions et aux catastrophes aériennes. Par contre la courbe est relativement peu plongeante quand le nombre de victimes augmente.

A titre de comparaison rappelons simplement qu'un européen a, en un an, une probabilité d'être tué par un accident individuel (essentiellement du fait des accidents d'automobiles) d'environ 3 à 4/10.000. La probabilité liée à l'ensemble des accidents collectifs (en y incluant les barrages) est de l'ordre de  $10^{-6}$  pour un an.

Néanmoins et pour des raisons psychologiques variées, dans la plupart des esprits, la catastrophe est beaucoup plus crainte que l'accident individuel.

Toutefois, dans le cas des barrages (comme dans celui de n'importe quelle autre installation technique) le problème doit être analysé plus finement et, au cas par cas. Seule une faible fraction de la population est menacée directement par la rupture d'un barrage ; le risque qu'elle court ainsi est donc sensiblement plus élevé. Ce sentiment est assez fortement ressenti dans les agglomérations situées à l'aval immédiat des ouvrages.

.../...

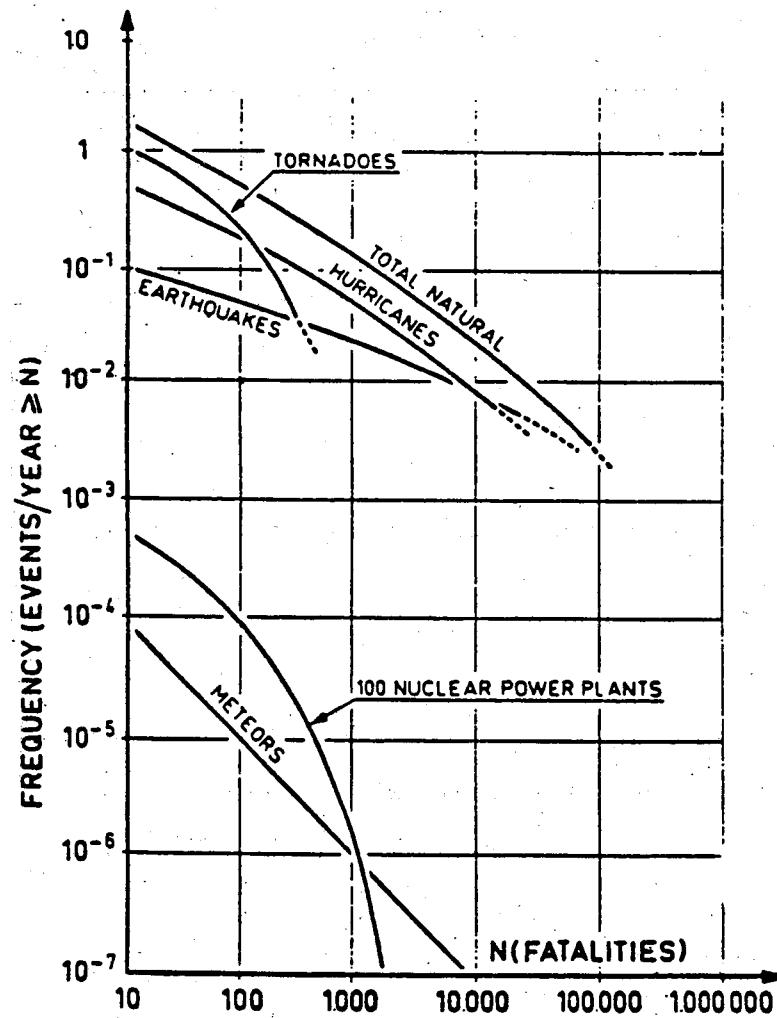


Fig. 1 - Fréquence des accidents d'origine naturelle entraînant un nombre de décès supérieur à  $N$ .

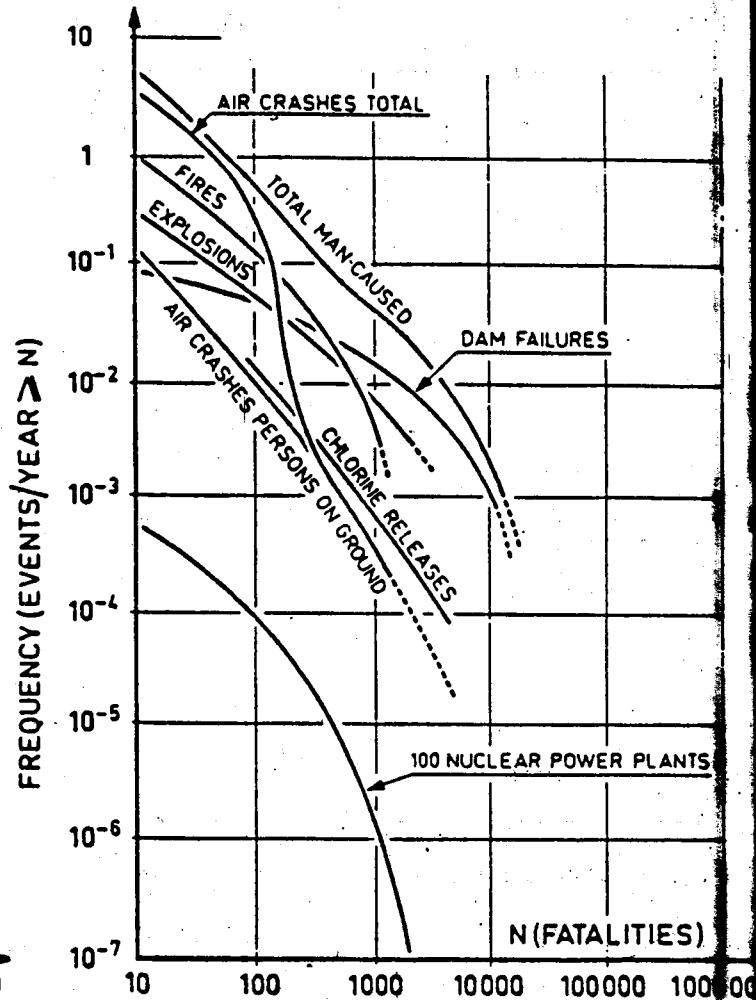


Fig. 2 - Fréquence des accidents d'origine humaine entraînant un nombre de décès supérieur à  $N$ .

.../...

La répartition suivant la hauteur est la suivante :

$15 < h < 30$	$30 < h < 60$	$60 < h < 100$	$100 < h < 150$	$150 < h < 200$	$< h > 200$
27.813	5.537	1.095	276	53	24
80 %	16 %	3 %	0,8 %	0,15 %	0,07

La répartition par type pour chaque tranche de hauteur est donnée dans le tableau ci-dessous.

Type	15-30m	30-60m	60-100m	100-150m	150-200m	200m
Terre-Enrochement	88.32%	66.05%	43.56%	42.03%	39.62%	25.00%
Béton Poids	7.99%	23.37%	32.97%	23.55%	15.09%	16.67%
Béton Voûte	2.79%	7.73%	18.63%	30.07%	45.29%	54.17%
Béton Contreforts	0.63%	1.97%	3.65%	4.35%	0.00%	0.00%
Béton Voûtes multiples	0.27%	0.87%	1.19%	0.00%	0.00%	4.16%
Total	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%

.../...

Un des principaux éléments d'une politique de la sécurité est la gestion du risque. Plusieurs stratégies sont ainsi possibles : minimiser les pertes en vie humaine, minimiser les coûts, tenir compte des risques dits irréductibles (c'est-à-dire de ce qui se produirait de toutes façons, même en l'absence de barrage). La question est alors : dans le cadre d'un budget déterminé de sécurité quelle stratégie choisir, pour rendre le risque minimum ?

## 2. La notion de sûreté

Elle recouvre l'ensemble des dispositions de conception, de construction, d'exploitation et de surveillance prise pour protéger les zones menacées avec leur population, l'ouvrage et les personnels d'exploitation, et éviter tous les inconvénients liés à un arrêt de fonctionnement.

Une politique de sûreté commence au niveau des études, des spécifications. Elle se poursuit par les contrôles de construction, les essais de qualification et de réception. Elle intègre les essais de mise en eau. Elle conduit à analyser non seulement un fonctionnement normal mais aussi un fonctionnement perturbé en circonstances exceptionnelles. Elle amène à imaginer divers types d'incidents et d'accidents et divers types d'agressions (naturelles et artificielles). Une analyse des risques de sabotage s'avère indispensable. Certains types d'ouvrages y sont beaucoup plus sensibles que d'autres.

## II - LES RUPTURES DE BARRAGES ET LEUR STATISTIQUE

### 1. Nombre total d'ouvrages

Le registre mondial des barrages donnait pour 1982 un total d'ouvrages de hauteur supérieure à 15 m de 34.798 pour l'ensemble du monde y compris la Chine (ce pays représentant à lui seul 18.595 barrages).

La répartition dans le reste du monde était de :

Etats Unis	:	5.338
Japon	:	2.142
Europe	:	3.800
Reste du monde (Chine exclue)	:	<u>4.923</u>
16.203		

.../...

## 2. Recensement et statistiques des ruptures

M. GOUBET, Président du Comité Technique Permanent des Barrages, a réalisé en 1979 une étude très complète sur les ruptures basée sur les publications de la Commission Internationale des Grands Barrages et sur des éléments d'informations complémentaires venant en particulier d'E.D.F.

L'essentiel des tableaux ci-dessous proviennent de cette étude.

Par ailleurs, la CIGB a publié en décembre 1983 un ouvrage extrêmement détaillé de 360 pages sur les détériorations et ruptures.

M. GOUBET a recensé 125 ruptures sur un échantillon de 15.000 ouvrages (hors Chine), soit un pourcentage d'environ 0,8 %. D'après la CIGB les cas de ruptures représentent environ 10 % des détériorations graves constatées.

L'étude de M. GOUBET donne finalement les statistiques suivantes :

2.1. Il y a en moyenne, et très approximativement 1,5 rupture par an sur l'échantillonnage de 15.000 ouvrages considérés. La fréquence de l'événement "rupture d'un barrage dans l'ensemble mondial des ouvrages" est donc de  $10^{-4}$ /an. En fait de nombreux paramètres jouent.

2.2. L'âge des ouvrages accidentés et leur date de construction sont déterminants.

Fréquence exprimée en $10^{-4}$							
Année de mise en service	Pendant la construction	Nombre d'années entre la mise en service et la rupture					
		0 à 5	6 à 10	11 à 20	21 à 40	41 à 60	> 60
< 1900	30	23	8	5	4	1	1
1900 à 09	0	37	10	3	0	1	
1910 à 19	33	31	3	3	1	4	
1920 à 29	10	23	0	3	0,5		
1930 à 39	20	2	0	0	0		
1940 à 49	20	8	0	1	1		
1950 à 59	0	4	1	2			
1960 à 69	11	4	0	2			
1970 à 78	7	0,7					
<b>Total</b>		<b>11</b>	<b>9</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>2</b>

L'examen du tableau permet de constater que :

- les ruptures en cours de construction sont sensiblement moins fréquentes sur les barrages récents. On prend maintenant beaucoup plus de précautions durant cette période ;
- les risques les plus importants se situent pendant les cinq premières années. Le premier remplissage est vraiment une période critique ;
- la fiabilité globale est largement supérieure sur les barrages récents ;
- les barrages anciens, bien conçus sont sûrs.

Toutefois il faut se rappeler qu'un barrage vieillit et que certains de ses organes doivent être revus (en particulier les évacuateurs de crues).

### 2.3. La statistique des ruptures varie également beaucoup suivant la zone géographique.

Le tableau ci-dessus donne le nombre de ruptures sur des ouvrages construits depuis 1900.

	Barrages mis en service entre 1900 et 1974	Ruptures correspondantes
U S A	3.407	46 à 48
Japon	1.464	4
Europe	2.177	6
Reste du Monde (Chine exclue)	3.776	25 à 28

Les Etats Unis y apparaissent comme particulièrement exposés. La raison essentielle est que beaucoup de barrages y ont été construits dans des régions peu peuplées, là où une construction soignée ne s'imposait pas, et dans le cadre de connaissances hydrologiques plus que succinctes.

L'Europe et le Japon présentent des densités de population beaucoup plus fortes et les crues surtout et depuis plus longtemps, y étaient beaucoup mieux connues. Les techniques de construction y ont donc été plus élaborées.

.../...

## 2.4. Influence du type de barrages

On peut, très globalement, diviser les barrages en deux grands types :

- Remblai (terre, enrochements)
- Maçonnerie et Béton (poids, voûtes, contreforts).

Les mécanismes de rupture sont radicalement différents dans les deux cas, les premiers étant plus sensibles aux submersions (déversement) et à l'apparition des renards.

Le tableau du nombre des ruptures montre néanmoins que les fréquences ne sont pas très dissemblables dans les deux types.

	Barrages mis en service entre 1900 et 1974			Ruptures correspondantes		
	Remblai	Maçonnerie	Divers	Remblai	Maçonnerie	Divers ou non précisée
U S A	2.537	608	262	38 ou 39	8 ou 9	3
Japon	851	613	-	3	1	-
Europe	715	1.462	-	1	5	-
	4.103	2.683	262	42 ou 43	14 ou 15	3

## 2.5. Les 3 grands types de ruptures

Les ruptures peuvent se classer en 3 grandes catégories :

2.5.1. Les ruptures au 1er remplissage. Elles représentent 37 % des ruptures constatées après construction. Elles ont lieu en général avant 3 ans mais parfois le remplissage prend beaucoup plus de temps (12 ans). En fait les 2/3 de ces ruptures sont intervenues avant 1929. Sur les 12 ruptures constatées depuis, 10 ont touché des barrages en remblai.

### 2.5.2. Les ruptures par submersion.

Elles représentent également 37 % du total.

La moitié de ces accidents est intervenue avant 1930 et pour la moitié de ceux-ci il s'agissait de barrages jeunes de moins de 10 ans ce qui indique une méconnaissance certaine de l'hydrologie.

.../...

Près de la moitié de ces ruptures ont eu lieu aux Etats Unis.

Cette cause de rupture a très sensiblement diminué pour les barrages récents.

### 2.5.3. Ruptures en exploitation.

Elles représentent 26 % du total et sauf dans deux cas ont touché presque uniquement des barrages en remblai.

Près de la moitié de ces ruptures concernent des barrages américains construits avant 1930, avec des matériaux vieillissant facilement et souvent dimensionnés au plus juste.

Dans les autres cas, la cause de l'accident réside dans le manque d'entretien et de surveillance.

Il faut remarquer qu'à ce stade seuls 2 barrages en béton se sont rompus, en exploitation, depuis 50 ans (pour un total d'environ 100.000 années barrages). Pendant la même période 13 barrages en remblai ont cédé mais 2 seulement pour l'ensemble Europe-Japon auquel il faut faire correspondre environ 150.000 années barrages.

Au total, toutes causes confondues, pour cet ensemble Europe-Japon, la fréquence globale est de l'ordre de 1 pour 50.000 années-barrages.

Pour la France, cela donnerait une fréquence d'en moyenne une rupture tous les 100 à 200 ans.

### 3. Principales catastrophes récentes

1864	Dale Dyke (G.B.)	Terre -29 m (glissement du talus)	250 morts
1868	Iruka (Japon)	Terre	1200 morts
1892	Puentes (Espagne)	Maçonnerie Poids 69 m (Renard)	608 morts
1895	Bouzey (France)	Maçonnerie Poids 15 m	86 à 100 morts
1889	South Fork River (U.S.A.)	Terre 21,9 m (submersion)	2000 à 4000 morts
1911	Austin (U.S.A.)	Maçonnerie Poids 14 m	100 à 700 morts
1923	Gleno (Italie)	Béton Contreforts 22 m (rupture de fondation)	100 à 600 morts

.../...

1928	Saint Francis (U.S.A.)	Béton Poids 62 m (rupture des appuis)	400 à 2000 morts
1959	Vega de Terra (Espagne)	Contreforts 34 m (cisaillage des contreforts)	144 à 400 morts
1959	Malpasset (France)	Voute mince 66 m (rupture de fondation)	421 morts
1960	Oros (Brésil)	Terre 36 m construction (submersion)	1000 morts
1961	Hyokiri (Corée)	non répertorié h < 15 m	250 morts
1961	Babü Yar (U.R.S.S.)	h < 15 m	145 morts
1963	Variont (Italie)	Voûte 262 m (glissement de terrain dans la réserve)	1925 morts
1967	Nanaksagar (Inde)	Terre 15,6 m (renard)	100 morts
1967	Sempor (Indonésie)	Enrochements 53,6 m chantier	200 morts
1976	Del Monte (Colombie)	(rupture d'une vanne)	80 morts
1976	Santos Thomas (Philippines)	Terre (crue - typhon submersion chantier)	80 morts
1976	Teton (U.S.A.)	Terre 93 m (renard)	11 morts
1979	Machhu II (Inde)	Béton et Terre 26 m (submersion)	2000 morts
1985	Tesero (Italie)	Terre 20 m - Stériles (rupture de talus)	200 morts

### III - DESCRIPTION DE 4 ACCIDENTS IMPORTANTS

1. MALPASSET (2.12.1959). Ce barrage était une voûte mince à double courbure de 66 m de haut construite sur le Reyran rivière cotière proche de Fréjus (Var), formant un réservoir de  $60.10^6 m^3$ .

La fondation était un gneiss légèrement fissuré et altéré. Le barrage avait été construit en accord avec les règles de l'époque en particulier au niveau des taux de contraintes et de la résistance du béton.

La rupture qui a eu lieu en pleine nuit a été quasiment instantanée et n'a laissé que quelques vestiges de béton en rive droite. Le barrage s'est rompu sur toute sa hauteur comme une porte qui s'ouvre.

Malpasset est la seule voûte accidentée en service normal ce qui n'a pas facilité les investigations.

La première explication donnée a été le glissement le long d'une faille existant sous la rive gauche et apparaissant en surface à l'aval.

L'explication a été complétée un peu plus tard par la considération de pressions hydrauliques.

Sous la rive gauche, la poussée de l'arc pratiquement parallèle au feuilletage du gneiss n'a pu se dissiper dans l'appui : elle est restée concentrée jusqu'à la faille. La poussée s'accroissant le gneiss est devenu de plus en plus imperméable créant une sorte de barrage souterrain supportant une pression hydraulique interstitielle au moins égale à celle du niveau du réservoir (et peut être supérieure compte tenu de la saturation du massif due aux pluies). Il en est résulté une poussée vers le haut qui a fait finalement sauter une partie de la fondation inférieure R.G. (Fig. 3).

La fondation n'était pas drainée (aucun barrage voûte à l'époque n'avait de drainage) mais il n'est pas certain qu'un drainage eut évité l'accident.

Les propriétés particulières de perméabilité et de compressibilité du gneiss ont joué un rôle important dans cette catastrophe. Son étude a permis de mettre au point une méthode de calcul de stabilité d'un massif rocheux de fondation fissurée soumis à des pressions hydrostatiques. Les programmes de calcul actuels permettent d'intégrer cette circonstance et de tenir compte de modules d'élasticité très variables du rocher.

## 2. VAIONT (9.10.1963)

Le barrage était une haute voûte de 262 m sur la rivière Vajont affluent de la Piave dans la partie sud des Dolomites (Italie du Nord). Le volume du réservoir était de  $169 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

L'accident a été provoqué par un énorme glissement de terrain mobilisant  $200 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  de roc et de terre. Le glissement a commencé assez tôt à la mise en eau. A certains moments la vitesse a atteint 8 à 10 cm par jour.

La géométrie générale du glissement a été très complexe. Le premier diagnostic a eu lieu 4 ans et demi avant et 2 an 1/2 avant la catastrophe on savait qu'il s'agissait d'un glissement important. Toutefois ni son importance, ni sa cinématique n'avaient été soupçonnées. Le jour de la rupture la vitesse de déplacement a atteint 25 cm/s.

.../...

pressure on the underground dam

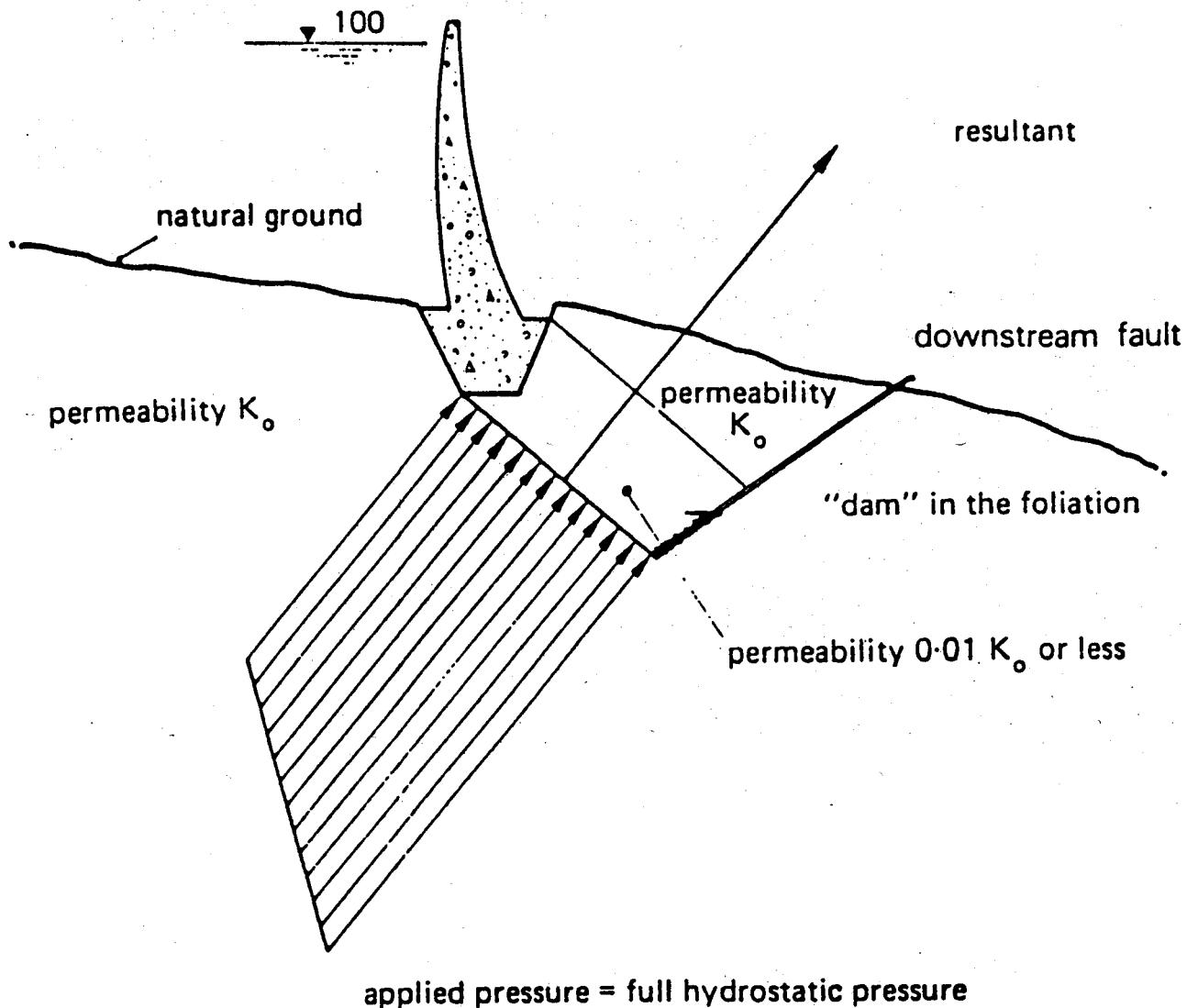


Fig. 3

Système de forces d'origine hydraulique sous la fondation du barrage de MALPASSET.

Extrait de l'exposé de M. LONDE au "International Workshop on Dam Failures" Purdue University LAFAYETTE INDIANA - Août 1985  
Publié par WATER POWER and DAM CONSTRUCTION - Novembre 1985

.../...

En fait il s'est agi de la réactivation d'un très ancien glissement par le fait de la mise en eau. Le jour de l'accident le niveau avait été abaissé à 23 m en-dessous du niveau des plus hautes eaux.

La masse de roc est arrivée à 160 m au-dessus du barrage à peu près 50 m à l'amont de celui-ci avant de tomber dans la retenue.

Un volume d'eau d'environ  $115.10^6$  m<sup>3</sup> d'eau fut déplacé. A l'amont l'eau monta de plus de 260 m. A l'aval elle déferla par dessus la crête du barrage qui fut emportée sur une hauteur de quelques mètres. Le flot s'écoula ensuite dans la vallée ; Il y eut 1925 victimes.

Le barrage lui-même supporta plusieurs fois sa charge nominale sans se rompre, seules quelques craquelures apparaissant au niveau des appuis.

Le problème posé par Vajont est avant tout celui de la gestion d'une catastrophe en évolution lente.

### 3. TETON (5.6.1976)

Le barrage de TETON est un barrage en terre à zones sur la Teton River à 21 km de la Ville de Rexburg dans l'Idaho (U.S.A.). Il s'agissait d'un important ouvrage de 93 m de haut et de 525 m d'épaisseur en pied. Il était muni d'un noyau imperméable en silt éolien. La capacité de la retenue était de  $356.10^6$  m<sup>3</sup>.

La fondation est formée d'un tuf rhyolitique très fissuré et donc fortement perméable. Un rideau d'injection de grande ampleur avait été mis en place. Toutefois l'extrême perméabilité en rive droite avait conduit les concepteurs à prévoir une tranchée d'ancre de 21 m de profondeur remplie avec le matériau du noyau. Ce silt s'est révélé fortement érodable. Aucune liaison n'était prévue entre les différents matériaux ni entre le silt et le rocher.

La rupture s'est produite par un renard en rive droite au contact barrage-appui. Un premier écoulement a été remarqué d'environ 50 l/s à 40 m sous la crête du barrage à 7h du matin.

Une demi-heure plus tard une source d'eau chargée, de 400 à 600 l/s apparaît 50 m plus bas.

A 9h 10, les deux sources se développent et une gouttière d'érosion apparaît en rive droite. La source basse atteint 1,1 m<sup>3</sup>/s.

A 10h 30, la source haute atteint 0,5 m<sup>3</sup>/s, la gouttière d'érosion s'accroît.

A 10h 40, l'ordre d'évacuation est donné à l'aval. Un vortex apparaît dans la retenue à 11h. A 11h 50 le tunnel d'érosion atteint la crête qui s'effondra 5 mn plus tard. A 11h 57 la brèche est formée et le réservoir se vide. Le débit atteint alors 70.000 m<sup>3</sup>/s. La brèche a 350 m de large et représente 40 % du volume de la digue.

.../...

L'ampleur de la catastrophe (qui n'a toutefois fait que 11 morts) a entraîné des études approfondies. Celles-ci n'ont pas permis de dégager de façon certaine la cause du phénomène. Plusieurs mécanismes ont été proposés qui ont d'ailleurs pu jouer corrélativement :

- fuite à travers le rideau d'étanchéité au ras de la tranchée ;
- fracturation hydraulique et tassement différentiel dans la tranchée ;
- fuite à la jonction tranchée-fondation ;
- effondrement d'une couche mal compactée lors de l'humidification à la mise en eau ;
- existence d'une zone jointive, à la base, saturée d'eau à la construction (peu probable).

A noter que lors de l'excavation de la tranchée en rive droite, de larges fissures ont été mises en évidence. Elles n'ont malheureusement pas été traitées sur toute la hauteur.

D'importantes critiques ont été faites sur la conception, le choix des matériaux, le manque d'instruments de contrôle, le suivi de chantier.

Par contre il faut souligner la remarquable organisation de l'alerte et de l'évacuation des zones aval.

#### **4. TESERO (19.7.1985)**

Nous sommes ici en présence de 2 petits barrages en terre, d'environ 20 m de haut, le premier situé immédiatement à l'amont du second et retenant au total, un volume de boue de 300.000 m<sup>3</sup> (surmonté de 2 à 3 m d'eau). Il s'agissait en fait de bassins de décantation pour stériles miniers. La zone est située dans le nord de l'Italie dans la région de Trente.

Les barrages, de forme incurvée, reposaient sur les flancs d'une vallée couverte de moraines. Ils étaient probablement de construction assez frustre avec une pente aval de 1/1,5 très raide. Les digues étaient réhaussées au fur et à mesure du remplissage.

Un effondrement brutal par glissement du talus aval du barrage amont entraîna un déferlement de boue dans le réservoir aval qui cèda à son tour. Les 300.000 m<sup>3</sup> de boue envahirent alors la vallée sur 4 km, jusqu'à Tesero, tuant au moins 200 personnes.

Les investigations techniques donnent lieu encore à de très vives discussions. Il semble que la rupture soit due à la conjonction d'une structure insuffisante, de l'occurrence de très fortes pluies ayant pratiquement saturé tout l'ouvrage et d'un rythme trop rapide du remplissage n'ayant pas permis une consolidation suffisante du dépôt qui s'est d'ailleurs littéralement "liquéfié".

Ce cas très particulier met en évidence le danger potentiel de petits ouvrages exécutés sans étude sérieuse, non surveillés et probablement exploités sans une bonne connaissance des règles de l'art.

.../...

#### IV - LES PRINCIPALES CAUSES DE RUPTURE

Elles se révèlent, à partir des statistiques de la C.I.G.B., être les suivantes :

##### 1. Barrages en terre et en enrochements

- Submersion du barrage par une crue provenant soit d'une sous-estimation de la crue de projet, soit du mauvais fonctionnement des vannes ;
- Renard aux contacts barrage-fondations ou barrage-ouvrages annexes. Renards dus aux insuffisances des systèmes filtres-drains, à la présence d'argiles dispersives ou d'argiles qui se fissurent ;
- Ruptures et glissements dûs à des insuffisances de profil, ou à des excès de pression interstitielle ;
- Hétérogénéité ou insuffisance de fondation entraînant renards ou glissements ;
- Tassemements excessifs avec fissuration ;
- Liquéfaction d'éléments du remblai par des phénomènes mécaniques (séismes - vibrations) ou hydrauliques.

##### 2. Barrages en béton

- Insuffisance de résistance et discontinuité dans les fondations ;
- Sous-pression dans les fondations - absence ou insuffisance de drainage ;
- Défaut de stabilité dû à un profil insuffisant ;
- Renard dans les fondations ;
- Tassemement excessif ou différentiel des fondations ;
- Gonflement du béton (qui a été à l'origine d'incidents très sérieux sur des barrages anciens).

Dans un certain nombre de cas des erreurs humaines manifestes ont été commises tant au niveau des études, des reconnaissances, qu'à celui de la construction ou dans le cadre d'une mauvaise exploitation.

Une rupture est un phénomène ayant souvent des causes multiples et qui commence par l'apparition d'une anomalie non relevée.

Quelle que soit l'importance du barrage, la sûreté ne peut être assurée que par l'intervention d'ingénieurs compétents menant des études complètes et correctes, d'entrepreneurs efficaces maîtrisant parfaitement leur chantier et dans le cadre d'une exploitation attentive et d'un suivi scrupuleux.

.../...

### 3. Séismes

Contrairement à ce que l'on pourrait craindre les séismes ne représentent pas statistiquement un danger significatif. Les séismes ont causé de nombreux dégâts mineurs : tassements, déformations, fissures et parfois des détériorations très importantes (un fort séisme a sérieusement endommagé, en Californie, les deux barrages en terre "Upper" et "Lower" de San Fernando en février 1971. Son épicentre était à 15 km des réservoirs. Le même séisme a entraîné un important glissement de terrain dans la retenue des Pacoïma sans que le barrage voûte de 113 m de haut subisse de réels dégâts). Toutefois ils n'ont jamais entraîné directement une destruction totale (sauf, ponctuellement dans le cas de petits ouvrages en remblai). Néanmoins l'importance psychologique du risque sismique reste primordiale.

L'étude de la séismicité a fait d'énormes progrès depuis quelques décennies. De nombreuses observations ont pu être faites du comportement réels d'ouvrages aux séismes. Des progrès également très importants ont été réalisés au niveau des méthodes de calcul et des essais sur modèles.

Les barrages construits suivant ces méthodes sont incontestablement des ouvrages résistant bien aux secousses sismiques.

Un aspect non moins intéressant est celui des séismes induits par les grands barrages réservoirs. Un certain nombre de cas très précis ont pu être relevés à l'étranger (en particulier en Inde). En France sur 20 ouvrages de plus de 75 m de haut et plus de  $100.10^6$  m<sup>3</sup> de retenue, seul le barrage de MONTEYNARD (sur le Drac) semble avoir induit avec certitude un séisme ; une faible présomption existe pour VOUGLENS (sur l'Ain) et GRANDVAL (sur la Truyère).

## V - LA SURETÉ EST D'ABORD LE FAIT D'UN BON PROJET

La conception des projets de barrages représente une somme de méthodes et de techniques tout à fait considérable. L'ensemble des livres et publications qui les décrivent remplissent des bibliothèques. L'état de l'art est en constante évolution en particulier du fait de l'énorme augmentation de la puissance de calcul.

Il est évidemment impossible dans le cadre d'une note succincte d'aborder, ne serait-ce que par un simple survol l'ensemble de ces méthodes : on se contentera donc de quelques éléments de réflexion sur quelques points essentiels. On rappellera qu'un bon concepteur est un ingénieur ayant non seulement des connaissances techniques suffisantes mais également un jugement sûr basé sur l'expérience. Cette compétence et cette expérience doivent être non seulement entretenues mais élargies tout le long de la vie professionnelle. Cela ne peut se faire que par des contacts et des échanges d'information constants avec les entreprises chargées des travaux et les gestionnaires qui exploitent l'ouvrage.

On a vu que les erreurs humaines intervenaient fréquemment dans l'enchaînement des causes aboutissant aux catastrophes. La compétence des personnes et le sentiment qu'elles ont de leur niveau de responsabilité représentent ici l'élément essentiel de la sécurité.

.../...

Dans ce cadre il apparaît tout à fait évident que les études préalables ne devront jamais et sous aucun prétexte être rognées ou interrompues. Même si l'on fait jouer la loi du marché et la concurrence dans le choix d'un maître d'œuvre il faudra toujours placer au premier plan compétence expérience et potentiel scientifique et technique.

### **1. Etudes hydrologiques et hydrauliques**

La crue de projet est la crue maximale que l'on prend en compte pour calculer les organes d'évacuation.

Cette crue s'évalue à partir de données hydrologiques et pluviométriques, des caractéristiques du bassin versant et de la retenue.

Ce problème ne peut en aucun cas être considéré comme totalement dominé par l'ensemble des concepteurs dans toutes les régions du globe. L'accident récent de MACCHU II (1979) a été provoqué par l'occurrence d'une crue largement supérieure à celle prévue, quelques années après la fin de la construction du barrage.

Un débit de crue étant une grandeur aléatoire il est normal de la traiter par une approche probabiliste.

La simple extrapolation par une loi de type GUMBEL d'une série de débits (qui portent sur plusieurs dizaines d'années) est absolument insuffisante pour aboutir à des résultats corrects avec la probabilité de  $10^{-4}$  qui est maintenant à peu près admise, par tous (sans que ce choix qui est plutôt une "bonne pratique" ait des motivations exclusivement rationnelles).

Pour pallier cette défaillance, les hydrologues américains ont défini la "Précipitation Maximale Probable" et la "Crue Maximale Probable" mais beaucoup considèrent ces concepts comme délicats à manipuler et même illusoires.

Finalement, la statistique des pluies contenant beaucoup plus d'informations que celle des débits, il apparaît maintenant que seules les méthodes utilisant le gradex des pluies permet au projeteur de fixer de façon relativement précise les débits extrêmes correspondant à ces faibles probabilités.

On considère d'autre part que la prise en compte de l'amortissement dû à la retenue ne devrait être admis que dans les cas les plus favorables (barrage peu sensible, crue de projet calculable avec une bonne approximation).

En cas d'insuffisance de données on peut être amené à augmenter de façon sensible, par un coefficient de sécurité à discuter, la valeur calculée de la crue de projet. On peut aussi rendre le barrage capable de la supporter (en lui donnant une certaine capacité de déversement ou par un déversoir fusible).

Les calculs hydrauliques des ouvrages d'évacuation doivent toujours être effectués avec des valeurs "conservatrices". Les logiciels utilisés doivent être éprouvés ; il ne faut pas hésiter à utiliser en cas de besoin des modèles physiques. Pour les barrages en remblai on choisira plutôt des déversoirs à surface libre de préférence à des évacuateurs en galerie.

Le calcul de l'écoulement de la crue à l'aval fait partie du projet.

La conception des évacuateurs est un problème complexe. Pour les débits importants et les fortes charges les problèmes de dissipation d'énergie et d'érosion peuvent prendre d'énormes proportions et des erreurs même relativement minimes amener des dégâts gigantesques (accident de l'évacuateur du barrage de TARBELA sur l'Indus au Pakistan en Août 1974).

Les vannes, leur automatique, leur mise en oeuvre doivent faire l'objet de soins attentifs et doivent être manipulables avec efficacité dans les circonstances les plus défavorables.

Les déversoirs fusibles ne représentent pas forcément une panacée. Il arrive qu'ils ne cèdent pas ; ils peuvent créer des ondes de crues dangereuses.

## 2. Reconnaissance, étude et traitement des fondations

Un pourcentage important des ruptures est dû à l'inadéquation des fondations. L'étude géotechnique de la fondation et de la cuvette du réservoir est une partie très importante du projet.

La fondation doit supporter et diffuser dans le terrain les contraintes mécaniques induites par l'ouvrage. Elle doit également, moyennant imperméabilisation et drainage, dissiper les charges hydrauliques, limiter les pressions interstitielles et les fuites, empêcher la formation de renards.

L'application de la géologie et de la mécanique des roches aux barrages a fait dans les dernières années des progrès considérables. Il en est de même des méthodes de prospection géophysique, de la technique des sondages et de nombreux appareils de mesure et d'auscultation "in situ".

Les progrès de la mécanique des sols ont été plus grands encore.

Les techniques de traitement des massifs de fondation visant à les imperméabiliser et à les consolider donnent aux concepteurs des possibilités nouvelles très étendues.

## 3. Calcul et Conception des Structures

Le barrage poids en maçonnerie de BOUZEY s'est rompu en 1895 par défaut de stabilité (après un premier accident en 1884). Maurice LEVY en a, à l'époque, tiré une règle célèbre relative au profil de ce type de barrage ; cette rupture a montré parallèlement l'énorme importance des pressions hydrauliques internes et donc des drainages.

Les résistances mécaniques des différents matériaux utilisés se sont régulièrement améliorées, en particulier dans le domaine des bétons et des terres. De nouveaux matériaux sont apparus : les géotextiles, les géomembranes, les bétons compactés au rouleau ...

Parallèlement des progrès considérables ont été réalisés dans le domaine de la conception et des calculs.

.../...

Tout d'abord, la mise à la disposition des ingénieurs, d'ordinateurs extrêmement performants a permis de mettre en oeuvre des modèles numériques très puissants utilisant en particulier les méthodes par éléments finis représentant le comportement des structures tant en statique qu'en dynamique avec une précision et une fiabilité remarquables.

Mais parallèlement à l'apparition de ces outils, la stratégie de la conduite des études a profondément évolué. Une série de nouvelles règles très générales tendent maintenant à être systématiquement mises en pratique. Quoique paraissant relever du simple bon sens il est bon de les rappeler succinctement.

- Les études doivent être réalisées par un bureau d'études comportant une équipe de spécialistes dirigée par un ingénieur généraliste capable de discerner les lacunes éventuelles ;

- Tout concept, tout matériau et méthode nouveaux doivent avant d'être utilisés faire l'objet d'une étude attentive théorique et expérimentale ;

- Les exigences du projet doivent être totalement compatibles avec les méthodes de construction, les matériaux et les matériels employés sur le chantier ;

- Les zones critiques doivent être aménagées pour être surveillées et réparées facilement ;

- L'exploitation et l'entretien doivent être conçus aussi simplement que possible ;

- L'ensemble des travaux de conception et de calcul doit faire l'objet d'un dossier détaillé ;

- Aucun travail d'exécution ne doit être laissé au libre choix du personnel de chantier, de l'exploitant ou du propriétaire ;

- Toutes les charges, surcharges et même agressions éventuelles doivent être envisagées et les mesures de conception et de défense prises en conséquence. Dans les cas où la sécurité publique est en jeu, plusieurs lignes de défense, à l'intérieur de l'ouvrage, doivent être prévues.

- Les divers éléments de charges sont combinés de la façon la plus défavorable avec un coefficient de sécurité reconnu comme satisfaisant dans "l'état de l'art".

- L'effet des dispositifs réducteurs de charge, (par exemple les drainages) doivent être pris en compte avec des coefficients de sécurité reconnus convenables. L'influence éventuelle de leur vieillissement doit être intégrée dans les calculs.

- On aura toujours à l'esprit que les propriétés des matériaux tirés des essais de laboratoire ne concernent que des échantillons. On se rappellera en particulier, qu'au niveau des fondations, il faut relier ces propriétés à celles de la structure géologique prise dans sa totalité.

.../...

Il faut être très attentif aux cas où la situation apparaît, au moment des travaux, non conforme à celle envisagée durant les études et savoir alors adapter les mesures nécessaires d'adaptation.

- Calculs ou essais sur modèle doivent permettre de prévoir à l'avance la déformation de l'ouvrage. Cette prévision reste ensuite à confronter aux mesures réelles.

- La détérioration des matériaux doit être prévue et prise en compte.

- L'aspect résistance aux séismes (déjà abordé en IV) fera l'objet si nécessaire d'une étude approfondie. La prévision de la séismicité des zones d'implantation a beaucoup progressé grâce à l'ingénierie des centrales nucléaires. La résistance des structures à ces sollicitations a également fait des progrès considérables au niveau de la conception et des calculs. Certains projeteurs utilisent des modèles physiques.

Il ne faut pas oublier d'inclure dans ces calculs dynamiques le comportement de l'équipement essentiel d'exploitation.

- Une prévision théorique des débits de percolation doit toujours être effectuée. Les ouvrages seront toujours munis d'un dispositif de mesure des débits de fuite.

- L'étude de la stabilité des versants compte tenu des travaux et de la montée de l'eau et l'étude de l'alluvionnement de la retenue font partie intégrante du projet. Dans les zones à fort débit solide les ouvrages doivent être munis de dispositifs protecteurs et évacuateurs permettant de maîtriser les dépôts de matériaux charriés.

- Enfin les dispositifs d'auscultation et de surveillance devront être intégrés à l'ouvrage dès sa conception.

Cette liste qui n'a aucune prétention d'exhaustivité montre bien la complexité de la tâche du maître d'œuvre et de son chef projeteur pour maîtriser l'ensemble du problème de la sûreté.

Cette tâche est rendue encore plus délicate par le fait que, contrairement à d'autres réalisations technologiques (comme par exemple les réacteurs nucléaires), les barrages ne sont pas construits en série et dépendent étroitement dans leur conception comme dans leur réalisation des conditions locales d'implantation.

## VI - LA SURETÉ EST ÉGALEMENT LE FRUIT DE LA QUALITÉ DE LA CONSTRUCTION.

1. Ayons d'abord à l'esprit les progrès tout à fait considérables réalisés dans les toutes dernières années en matière de composition, de fabrication et de mise en place de bétons hydrauliques et de bétons bitumineux. Rappelons également les progrès enregistrés en matière d'équipement en matériels de chantier qui ont permis la réalisation à des prix acceptables des énormes barrages en remblai que l'on connaît.

.../...

2. La tenue des batardeaux et la protection du chantier contre une crue est une des préoccupations majeures des projeteurs. Durant la construction la capacité d'évacuation de crues est faible. Certes, la durée du chantier est l'a limitée mais le risque correspondant n'est pas négligeable comme l'ont montré un certain nombre d'accidents (par exemple OROS en 1960 indiqué en III).

### 3. Contacts, concepteurs - entrepreneurs

Ces contacts doivent être étroits même si le bureau d'études n'est pas chargé du contrôle des travaux.

La compatibilité des matériaux, matériels et techniques de construction avec les spécifications du projet doit être assurée et contrôlée.

Toute modification au projet initial décidée "in situ" pour quelque raison que ce soit doit être effectuée exclusivement par le concepteur.

### 4. Contrôle et inspection des travaux

Le contrôle doit être effectué sous la direction d'un ingénieur en barrages ayant une bonne expérience de généraliste, à la fois en matière d'études et de construction. Un contact étroit doit être maintenu avec le bureau d'études pendant toute la durée des travaux ; toute situation particulière, défectuosité, modification des conditions doit être immédiatement signalée. Il semble que dans le cas de la catastrophe de TETON cette règle n'ait pas été scrupuleusement suivie.

Il est évident que le contrôle en continu de la qualité des travaux et des matériaux et des structures géologiques découvertes par les fouilles est un élément essentiel pour la vie de l'ouvrage.

Ce contrôle s'accompagne d'un certain nombre de mesures de déformations, de pressions, de débits. Pour gérer tout cela le contrôleur doit être totalement indépendant de l'entrepreneur et disposer d'une organisation efficace et précise.

Bien entendu, les informations doivent être transmises dans les meilleurs délais au bureau d'étude.

Tout phénomène ou situation exceptionnels doivent entraîner une inspection spéciale. De telles situations peuvent résulter de sinistres naturels, d'états critiques dus aux travaux et menaçant des tiers, d'émeutes ou d'agressions criminelles. Elles nécessitent la préparation de plans d'urgence donnant lieu à instructions détaillées.

La surveillance des crues est un élément important du dispositif.

## VII - LA SURETÉ PAR L'AUSCULTATION, LA SURVEILLANCE ET LE PILOTAGE DES OUVRAGES.

1. Auscultation. La doctrine et la technologie de l'auscultation ont fait l'objet d'une énorme masse d'études, de publications, et d'un éventail très vaste de réalisations.

.../...

La sûreté des ouvrages dépend en effet essentiellement, en opération, du soin avec lequel leur comportement est suivi.

Il faut s'assurer constamment que le barrage réagit comme prévu, ou bien déceler et interpréter les écarts susceptibles de se manifester. Ce contrôle porte évidemment à la fois sur la structure et sur sa fondation.

La simple surveillance visuelle est à elle seule déjà un élément considérable (c'est ainsi qu'a été décelée la première apparition du renard qui a détruit TETON). L'inspection des parties immergées fait partie de cette surveillance.

L'examen des dispositifs de drainage et de décharge des sous-pressions, le contrôle de leurs débits sont également des mesures faciles à mettre en oeuvre.

La surveillance s'étend bien entendu à l'ensemble du matériel électrique et mécanique, ainsi qu'au matériel de transmission et aux générateurs d'énergie quand il existe un dispositif d'alerte.

La gamme des matériels d'auscultation est vaste. Les déplacements d'ensemble sont mesurées par des dispositifs topographiques. Les pendules, elongamètres, tassomètres, clinomètres, extensomètres, téléniveaux, sondes diverses ... permettent la mesure des déformations relatives. Les températures sont suivies au niveau de l'eau de la retenue, du corps des barrages, des eaux de percolation.

Un large choix de piézomètres permet le suivi des pressions interstitielles dans l'ouvrage et dans tous les types de fondations.

Les seismomètres mesurent la réponse des ouvrages aux tremblements de terre.

Il est souhaitable que le projeteur soit associé à l'auscultation et aux inspections. Le programme correspondant doit être mis au point avec son concours.

En France les procédures de surveillance et d'auscultation sont détaillées dans des textes réglementaires (cf. X 2).

## 2. Interprétation et suivi

Toutes ces mesures doivent être interprétées dans les meilleurs délais.

Depuis une vingtaine d'années les services de surveillance de E.D.F. ont mis en place un puissant outil informatique qui permet de contrôler la périodicité et la réversibilité des phénomènes observés et de détecter toute déviation par rapport au comportement prévu et normal.

A partir des mêmes principes de base et d'équations de comportement du même type le CEMAGREF a mis au point un logiciel dérivé de celui utilisé par EDF et qui fonctionne actuellement en surveillance d'une série de barrages dépendant des services extérieurs du Ministère de l'Agriculture.

.../...

Les systèmes informatiques ainsi mis au point qui sont de remarquables outils (d'ailleurs perfectibles) ne peuvent évidemment être efficaces que dans le cadre d'un service organisé, alimenté en données fiables au niveau de chaque ouvrage, et retournant ses interprétations à un gestionnaire capable de réagir immédiatement à toute situation critique.

### **3. Opérations, spécialement en période critique.**

L'essentiel des précautions à prendre et des conduites à tenir est détaillé dans les textes réglementaires français (cf. IX et X).

#### **3.1. Premier remplissage. C'est la phase critique par excellence.**

Le comportement de l'ouvrage y est suivi à tous niveaux avec une grande attention (en y incluant si besoin est les manifestations de séismicité induite).

#### **3.2. La vigilance est également particulièrement renforcée en cas de menace grave.**

En cas de danger imminent ou d'accident important, des actions sont à entreprendre immédiatement pour mettre en alerte et protéger les populations à l'aval.

Parallèlement, le pilotage du barrage pendant les périodes critiques doit faire l'objet d'une préparation intensive :

- mise en place de consignes claires diffusées à tous les niveaux ;
- formation continue du personnel d'exploitation ;
- entretien soigneux du matériel d'exploitation, d'auscultation, de surveillance, de transmission et des sources d'énergie (au moment de la catastrophe de MACCHU II, une vanne, sur dix, était hors d'état de fonctionnement et deux autres ont mal fonctionné).

Rappelons que même sans mener jusqu'à des ruptures, des manœuvres intempestives peuvent gravement endommager un ouvrage ou ses organes annexes.

## **VIII - LA SURETÉ PAR L'ENTRETIEN, LA REPRISE, LE RENFORCEMENT DES OUVRAGES.**

Il va de soi que l'entretien courant visant à maintenir dans un état pleinement opérationnel tous les organes du barrage est un élément essentiel de sa longévité et donc de sa sécurité.

.../...

La surveillance et l'auscultation peuvent évidemment amener à décider d'importantes réparations, voire des reprises complètes. Les progrès dans les méthodes de calcul peuvent également conduire à des modifications profondes en particulier au niveau des dispositifs évacuateurs de crue.

Ces réparations et reprises donnent lieu aux mêmes réflexions et considérations qu'une construction neuve.

Il est intéressant de rappeler que, dans les 30 dernières années, de graves désordres ont été constatés sur un certain nombre de grands barrages français et ont amené des réparations importantes. On peut citer, entre autres, les cas suivants :

- Barrage voûte de TOLLA en Corse qui s'est fissuré et a été très sérieusement renforcé ;
- Barrage de GRANDVAL où les contreforts ont été allongés par des plots supplémentaires ;
- Barrage voûte de HAUTEFAGE (sur un affluent de la Dordogne) qui s'est fissuré à la base des plots ; cette fissuration s'est stabilisée, conformément aux prévisions des calculs, et fait l'objet d'une surveillance approfondie ;
- Barrage voûte du GAGE (aménagement de Montpezat - Massif Central) où de nombreuses fissures sont apparues à la base des plots. Le barrage a été mis hors service et remplacé par un autre ouvrage ;
- Barrage en terre de GIFFAUMONT (élément du réservoir Marne) qui s'est fissuré en crête de digue et s'est déformé en pied. Il a été stabilisé par des recharges stabilisatrices contre le talus aval.

## IX - LE PLAN D'ALERTE - PRINCIPAUX ASPECTS TECHNIQUES.

Le plan d'alerte est une pièce essentielle du dispositif réglementaire français examiné plus loin.

L'un de ses éléments fondamentaux est la carte des zones d'inondation menacées par l'onde de submersion occasionnée par la rupture de l'ouvrage, avec les temps d'arrivée du front d'onde, les temps d'arrivée de la hauteur d'eau maximale et l'ampleur de celle-ci.

Il comprend également l'implantation du local de surveillance des ouvrages et les dispositifs techniques d'alerte aux populations.

### 1. Caractéristiques de l'onde de submersion.

Les ingénieurs disposent d'un ensemble de moyens pour les établir.

.../...

### 1.1. Calcul sur ordinateur

Le laboratoire de Chatou d'EDF ainsi que COYNE et BELIER, la SOGREAH et le CEMAGREF ont mis au point depuis quelques années des programmes de calcul (appelés maintenant le plus souvent "codes de calcul") des écoulements non permanents monodimensionnels ("filaires") des ondes de submersion dues aux ruptures de barrages. Ces calculs prennent en charge la description de l'onde depuis la rupture ainsi que les phénomènes produits par les diverses singularités rencontrées le long de la vallée.

Le démarrage de l'onde dépend directement du mode d'effacement de l'ouvrage.

On sait que la rupture d'un barrage provient d'un enchaînement de causes qui peuvent être en oeuvre pendant un temps plus ou moins long. Toutefois, la rupture proprement dite dépend du type de barrage. Les ouvrages en béton se rompent en général de façon quasi instantanée et libèrent l'eau en quelques secondes (parfois avec une sorte d'explosion). Les barrages en remblai s'effacent au contraire très progressivement par une érosion.

#### Conditions initiales en rupture instantanée

Il existe dans ce cas des solutions analytiques suivant l'état de la vallée à l'aval : fond sec, solution de RITTER ; fond mouillé, solution de STOKER.

#### Conditions initiales en rupture progressive

Le L.N.H. de Chatou a mis au point deux méthodes de calcul correspondant respectivement au cas du renard et à celui de la surverse.

Le calcul de l'évolution du renard part d'une galerie cylindrique traversant le remblai à sa base et entraînant un débit solide évalué à partir de la loi de MEYER-PETER. Ce calcul amène en général à une brèche d'une hauteur du même ordre de grandeur que la hauteur du barrage. La méthode a été corroborée par l'étude de cas réels.

Le cas de la surverse est traité en partant d'une submersion localisée ou générale, en utilisant la même loi mais en tenant compte du chargement dans l'écoulement aval. La méthode a également été mise au point par comparaison à certaines observations et à des modèles physiques.

Dans tous les cas la loi de débit est évidemment beaucoup plus amortie qu'en cas de rupture instantanée, le renard étant toutefois la circonstance la plus sévère.

#### Propagation dans la vallée

Le modèle le plus utilisé actuellement est monodimensionnel c'est-à-dire qu'il ne prend en compte qu'une vitesse moyenne dans la section droite. Les équations de base sont celles de BARRE de SAINT-VENANT, intégrées numériquement par une méthode classique avec un pas spatial de 100 m.

.../...

Le calcul peut être mené soit sur fond initialement sec, soit en superposition à une crue (mascaret). Un changement brutal des caractéristiques de la vallée peut conduire à l'apparition de ressauts.

Quand l'onde atteint un autre barrage à l'aval, l'hypothèse suivante est en général retenue :

- effacement des barrages en béton poids, contreforts, voûtes multiples et des ouvrages en remblai ;
- déversement par dessus les barrages-voûtes ;

Toutefois plusieurs comportements possibles de rupture après déversement sont disponibles dans le code de calcul.

Ce calcul de déversement est un des points les plus délicats de la méthode.

Les confluents sont traités de façon relativement simplifiée avec des débits latéraux extraits de la zone d'échange et injectés dans l'affluent.

Le modèle monodimensionnel peut être en défaut dans le cas d'une vallée large et plate, la vitesse en chaque point n'étant plus parallèle à la direction de la vallée. Il faut alors utiliser un système d'équations plus compliqué quoique négligeant encore les forces verticales de viscosité turbulente et les forces de CORIOLIS. La résolution est beaucoup plus laborieuse et est effectuée en décomposant le système en 3 grandes séries (convection - diffusion - propagation). Elle nécessite également la décomposition de la zone en une grille à mailles orthogonales. Il s'agit donc d'un calcul lourd nécessitant des moyens informatiques puissants et mis seulement en oeuvre dans les cas complexes ayant un caractère bidimensionnel marqué.

Malgré tous leur perfectionnements, ces calculs comportent d'importantes approximations physiques (topographiques, de coefficients de rugosité, dans les devers), et de calcul. Par ailleurs, compte tenu de l'ampleur des débits, il est difficile de les étalonner. Pour ces raisons les résultats en sont affectés de majorations forfaitaires des niveaux et de minoration des temps d'arrivée.

Les cartes d'inondations sont établies jusqu'à une zone où les niveaux correspondent à celui de la plus grande crue naturelle connue.

### 1.2. Modèles physiques

Quand la vallée est trop accidentée ou bien a une pente trop forte, les équations de BARRE de SAINT-VENANT ne sont plus représentatives et il faut réaliser un modèle physique en similitude de FROUDE sans distorsion (en général à l'échelle de 1/500). La loi de débit en fonction du temps est mesurée à l'aval et est réinjectée dans le modèle mathématique qui simule la suite de l'écoulement.

.../...

## 2. Local de surveillance.

Prévu par les textes réglementaires, son rôle est essentiel en cas de situation critique. Il doit évidemment se trouver hors d'atteinte de l'onde de submersion et permettre une vue directe sur le parement aval du barrage. Il est équipé de sources d'énergie, de batteries de projecteurs et du système de transmission de l'alerte. Le choix d'une implantation correcte se heurte assez souvent à des difficultés non négligeables.

## 3. Dispositif technique d'alerte.

Dans le règlement français (cf. X) ce dispositif est destiné à donner l'alerte :

- à la population dans la zone dite "du quart d'heure" ;
- à l'autorité préfectorale.

La zone dite du quart d'heure est la portion de vallée, immédiatement à l'aval du barrage, qui est balayée et inondée dans le quart d'heure suivant la rupture.

Dans cette zone de sécurité immédiate l'alerte est directement commandée depuis le local de surveillance du barrage. L'alerte est donnée par des sirènes judicieusement disposées et munies d'un système de télécommande très fiable. Elles sont alimentées par des bouteilles d'azote comprimé. Cette couverture sonore protège tous les lieux habités de la zone.

La zone du quart d'heure peut s'étendre suivant la topographie de la vallée jusqu'à 20 km à l'aval du barrage.

Au delà de cette zone, l'alerte est transmise par les autorités préfectorales qui engagent alors immédiatement le plan ORSEC correspondant.

Bien entendu les liaisons font l'objet d'un soin particulier et comportent en général 2 systèmes (ou plus) complètement redondants.

## 4. Consignes d'application

Dans la notification du plan d'alerte aux autorités, l'exploitant établit une consigne d'application. Cette consigne précise les modalités de l'application du plan et prévoit :

- les dispositions pratiques à prendre suivant les degrés de vigilance ;
- les modalités pratiques de l'utilisation des dispositifs d'alerte et de fin d'alerte ;
- les essais périodiques du dispositif et les opérations d'entretien ;
- l'inspection et le contrôle ;
- la périodicité et les modalités de mise à jour.

.../...

## X - LA LEGISLATION FRANCAISE EN MATIERE DE SECURITE DE BARRAGES

La rupture du barrage de MALRASSET a entraîné une prise de conscience des risques liés aux barrages et a amené les pouvoirs publics à reprendre complètement les textes antérieurs.

Les orientations prises forment un ensemble complet et très cohérent ; elles concernent 3 grands axes.

### 1. Le Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB)

Il a été créé par décret du 13 juin 1966 (J.O. du 17.6.1966) et son fonctionnement est décrit dans un arrêté en date du 30 décembre 1966 (J.O. du 7.1.1967). Les procédures de fonctionnement ont été précisées par des circulaires en 1967 et 1975.

Ce Comité est un organisme consultatif interministériel de huit membres comprenant :

- six fonctionnaires relevant des Ministères chargés de l'Industrie, de l'Aménagement du Territoire et de l'Equipment, et de l'Agriculture ;
- deux personnalités hautement qualifiées par leurs études et travaux en matière de barrages.

Le Comité est présidé par l'un des deux fonctionnaires relevant du Ministère chargé de l'Industrie.

Le Comité est d'abord appelé à donner son avis, à la demande du Ministre intéressé, sur les barrages à construire.

Le CTPB doit être obligatoirement consulté pour les ouvrages d'une hauteur au moins égale à 20 m au-dessus du point le plus bas du terrain naturel. Il peut être également consulté si les 3 critères suivants sont simultanément vérifiés : hauteur supérieure à 10 m, hauteur par rapport au point le plus bas des fondations au moins égale à 20 m, et incidence importante sur la sécurité publique.

La consultation intervient à deux stades : le dossier préliminaire qui correspond à l'avant projet sommaire et le dossier définitif qui reprend les études réalisées et une description détaillée, avec justifications, de l'ensemble de l'ouvrage. Au niveau de la conduite des travaux l'accent est mis sur la désignation de la personne physique chargée de la direction de la surveillance et du contrôle des travaux.

Toute modification importante ou tous problèmes techniques amènent obligatoirement à solliciter l'avis du Comité.

Le Comité est également informé des conditions de réalisation et de première mise en eau.

L'avis du Comité est transmis au Ministre intéressé qui le retransmet au service de l'Administration chargé du contrôle qui en fait assurer l'exécution par le Maître d'ouvrage.

.../...

Le CTPB est obligatoirement consulté sur les dispositions techniques contenues dans les projets de loi, les actes réglementaires et les instructions ministérielles concernant les barrages.

## **2. L'Inspection et la surveillance des barrages intéressant la sécurité publique**

Ce point a fait l'objet de la circulaire interministérielle n° 7015 du 14 Août 1970 (modifiée par la circulaire 8562 du 29 septembre 1983).

Elle s'applique à tous les barrages dont la rupture aurait des répercussions graves pour les personnes. Elle définit l'ensemble des opérations de surveillance et d'auscultation à effectuer lors de la première mise en eau et en cours d'exploitation. Elle précise la nature du dossier que doit tenir le service de contrôle et celui du propriétaire ou du concessionnaire.

Elle définit également les charges du directeur des travaux pendant le chantier et à la première mise en eau.

Cette première mise en eau étant une phase essentielle la vitesse de montée du plan d'eau doit être limitée en agissant sur les organes d'évacuation. Les mesures topographiques sont alors au minimum mensuelles et hebdomadaires pour les autres dispositifs.

La surveillance de l'ouvrage par l'exploitant est précisée à la fois en ce qui concerne la nature, la périodicité des mesures et leur interprétation. Les visites sont hebdomadaires, les mesures simples bimensuelles ou mensuelles, les mesures complexes au moins annuelles.

Tout barrage intéressant la santé publique doit faire l'objet de visites annuelles et décennales par le service de contrôle.

Enfin, la circulaire détaille la procédure à suivre pour les ouvrages anciens.

## **3. Protection des populations à l'aval des barrages**

Le décret du 16 mai 1968 et ses textes d'application décrivent les mesures de surveillance et d'alerte destinés à faciliter la protection des populations à l'aval de certains aménagements hydrauliques. Le décret du 31 Janvier 1980 traite du délai de mise en place des plans d'alerte.

Le plan d'alerte est imposé pour les barrages de plus de 20m de haut et d'une capacité de retenue de plus de  $15.10^6$  de m<sup>3</sup>.

Ce plan est en particulier destiné à renseigner les autorités civiles sur les caractéristiques de la submersion à redouter et à permettre à l'exploitant de donner l'alerte à ces autorités dans un certain nombre de cas précis.

On a vu en IX que dans la zone atteinte en moins d'un quart d'heure la population est directement alertée par des signaux sonores en même temps que les autorités.

.../...

Au-delà de cette zone la décision d'alerter la population, la charge de cette alerte et les modalités de protection et d'évaluation sont du ressort des autorités civiles.

Chaque plan d'alerte est dressé par le ou les préfets des départements menacés avec le concours de l'exploitant du service de contrôle, et de la Protection Civile. Le chapitre précédent a donné un certain nombre de détails sur les principaux éléments techniques.

Le plan comporte 3 dossiers :

Dossier A : - Alerter aux autorités et aux populations de la zone de sécurité immédiate.

1/ Enumération des cas d'alerte :

1er cas : Préoccupations sérieuses :

- anomalies dans le réseau d'auscultation s'interprétant comme un risque à venir ;
- annonce d'une crue exceptionnelle dépassant les possibilités de l'ouvrage ;

2ème cas : Danger imminent ;

3ème cas : Rupture partielle ou totale ;

2/ Désignation de la personne physique expressément chargée de donner l'alerte et de son suppléant ;

3/ Indication de l'autorité ou des autorités à prévenir suivant les cas d'alerte.

Dans les cas n° 2 et 3 l'alerte est donnée immédiatement à la population située dans la zone de quart d'heure.

Dossier B : - Dispositifs Techniques de Détection et de Surveillance du barrage

1/ Description du local de surveillance, des dispositifs d'éclairage du barrage et de leur alimentation électrique ;

2/ Description du régime de surveillance

- en période normale,
- en période de vigilance renforcée à savoir :

- a) durant la mise en service ;
- b) en cas de crue dangereuse pour la sécurité de l'ouvrage ;
- c) dans les cas d'insécurité prévus par les textes sur l'organisation de la défense ;
- d) en cas de constatation de faits anormaux susceptibles de compromettre la tenue de l'ouvrage.

.....

**3/ Description des moyens de transmission entre le local de surveillance et la personne physique chargée de donner l'alerte :**

- en exploitation normale ;
- en période de vigilance renforcée.

**4/ Les manoeuvres éventuelles à effectuer sur l'ouvrage décrites dans les consignes d'application et à mettre en oeuvre en cas de préoccupations sérieuses.**

**5/ Les caractéristiques de l'onde de submersion. Les résultats de l'étude apparaissant dans des tableaux et sur des cartes au 1/25.000 où sont portées les limites des zones submergées.**

Cette étude est soumise au CTPB qui donne son avis aux Ministres concernés.

**Dossier C : - moyens de transmission de l'alerte**

ils comprennent :

**1/ Les moyens de transmission de l'alerte aux autorités : une liaison spéciale et des liaisons de secours.**

**2/ Les moyens de transmission de l'alerte aux populations dans la zone du quart d'heure :**

- le point de commande
- le système de télécommande des sirènes
- les postes sirènes.

**XI - PEUX-T-ON FAIRE MIEUX ENCORE POUR LA SECURITE ?**

**1. Des objets soumis à des dangers aléatoires qu'il faut analyser comme tels.**

Les barrages sont des œuvres humaines. Chacun d'entre eux est un objet unique strictement adapté à son environnement. Dans leur conception, leur construction, leur exploitation ils sont soumis à des aléas qui résultent soit d'erreurs humaines ou de manque d'information, soit de phénomènes extérieurs, soit de défaillances structurelles ou d'équipements.

Il est évident pour les spécialistes que ces ouvrages ne sont pas éternels : ils ont une durée de vie limitée. Toutefois contrairement à d'autres objets technologiques cette durée n'est jamais précisée de façon claire (tout au moins au niveau de la structure).

Des progrès très importants ont été réalisés, surtout depuis une trentaine d'années, dans tous les domaines concernant ces ouvrages. Il existe néanmoins un parc considérable de barrages anciens qui n'en ont pas bénéficié. Même actuellement, sur beaucoup de barrages récents, pour des raisons évidentes tenant à la législation, l'économie, l'organisation administrative, toutes les techniques disponibles ne sont pas systématiquement mises en oeuvre en vue d'une sécurité maximale.

... | ...

Depuis dix à quinze ans, un effort de recherche considérable a été entrepris pour mettre au point et appliquer des méthodes d'analyses probabilistes. Il s'agit de définir les probabilités de ruptures, d'accidents, ou de mauvais fonctionnements. Les résultats de mesures en laboratoire et sur le terrain sont considérés comme des grandeurs aléatoires. Tant au niveau des calculs, qu'à celui de la construction et en cours d'opération, on peut établir des arbres de défaillance à partir d'une analyse cause-conséquences. On peut tirer de ces méthodes une évaluation des coefficients de sécurité (ou des probabilités de rupture) partiels affectés d'intervalles de confiance.

Une application intéressante de cette méthodologie concerne la submersion d'un barrage. Les Fig 4 et 5 montrent un arbre de défaillance simplifié relatif à cet événement et le rôle des erreurs humaines. La Fig 6 montre le diagramme causes - conséquences correspondant - Ces figures sont extraits de la communication "Analytical risk assessment for dams" de GRUETTER et SCHNITTER (Congrès CIGB Rio-de-Janeiro 1982).

Les méthodes de ce type se heurtent à une difficulté importante à savoir l'évaluation des probabilités partielles affectant chacun de ces événements qui est très délicate.

Toutefois, même si ces dernières sont quantifiées de façon excessivement subjective, la méthode présente l'avantage substantiel de conduire le concepteur à analyser en détail les séquences d'événements dangereux et donc à envisager les sauvegardes correspondantes. Malheureusement de telles procédures ne sont pas encore systématiquement appliquées.

## 2. Une prise de conscience universelle du problème

Dans beaucoup de pays, les pouvoirs publics se sont rendu compte de l'importance du risque et ont mis en place des systèmes réglementaires de contrôle et de surveillance.

Aux Etats Unis, cette prise de conscience s'est vraiment renforcée dans les années 1960. En 1972 la loi intitulée "National Dam Inspection Act" fut votée par le Congrès, elle demandait l'inventaire et l'inspection des barrages ne dépendant pas de l'Etat Fédéral. La catastrophe de TETON accéléra son application. 68.000 barrages furent inventoriés selon les dangers potentiels qu'ils représentaient. De 1977 à 1981 8.800 ouvrages qualifiés à haut potentiel de risque subirent une inspection : 33 % furent considérés comme non sûrs et parmi eux 4 % particulièrement dangereux et nécessitant une action immédiate (abaissement du niveau ou établissement d'une ouverture dans l'ouvrage). Il reste encore beaucoup de barrages à inspecter.

Cette prise de conscience, maintenant largement étendue, correspond à une inquiétude croissante. Il est intéressant de signaler que la loi sur la sécurité des barrages votée en Finlande en 1984 s'applique à tous les ouvrages de plus de 3m de haut.

Le système réglementaire français tel qu'il a été décrit en IX et X s'est révélé être un outil bien adapté et efficace. Il est à l'heure actuelle considéré dans beaucoup de pays comme un modèle. Toutefois il ne peut pas encore couvrir tous les cas à risques.

.../...

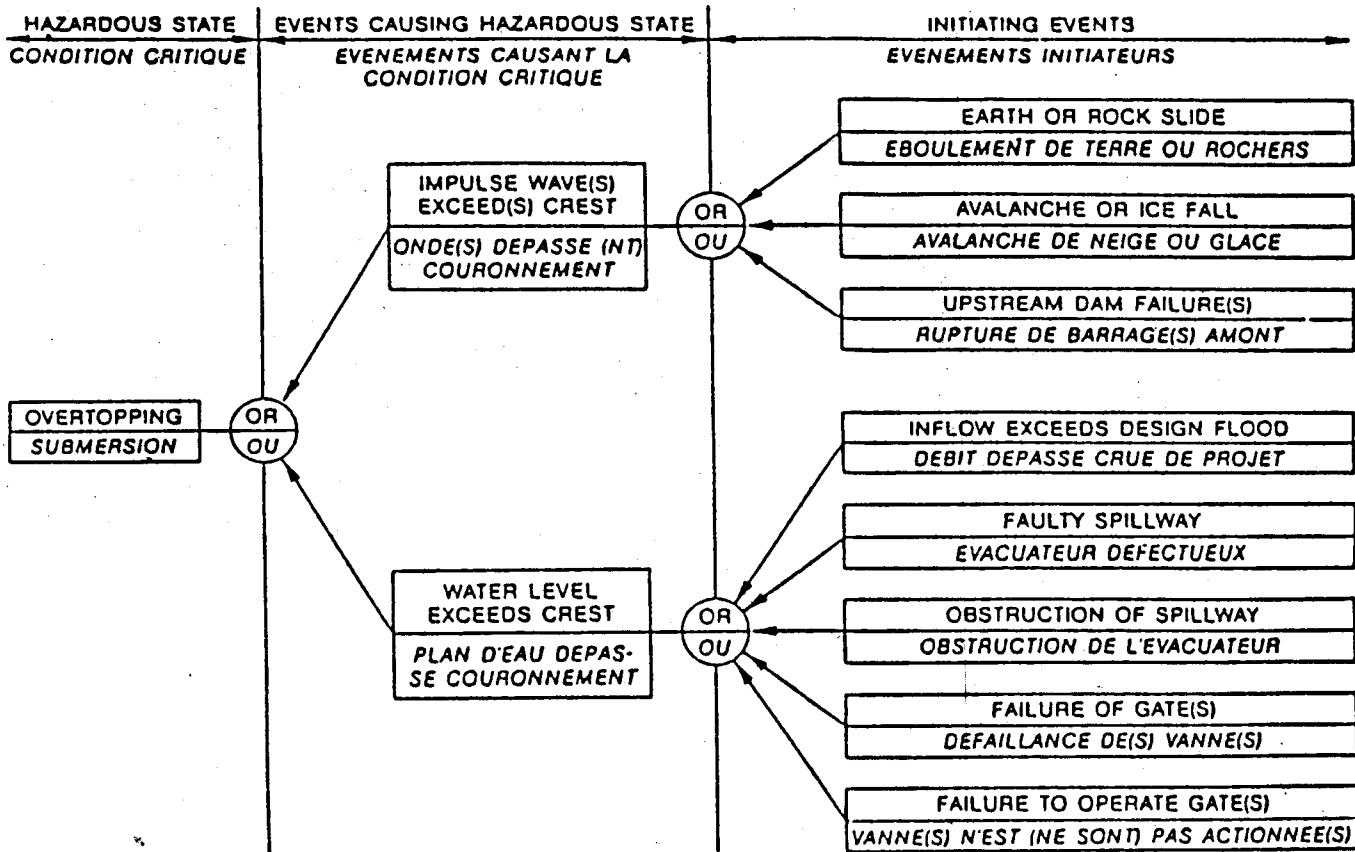


Fig. 4

Arbre de défaillance des causes possibles de la submersion d'un barrage  
(GRUETTER et SCHNITTER 1982)

Initiating Events	Possible Human Errors
Instability along bank of reservoir leading to earth or rock slide into it.	Insufficient observation and monitoring; misjudgement of situation; failure to lower reservoir water level to safe elevation.
Avalanche or ice fall (into reservoir)	Same as above.
Upstream dam failure(s)	Same as above.
Inflow exceeds design flood.	Underestimation of flood discharge and/or volume.
Faulty spillway.	Error(s) in design and/or construction.
Obstruction of spillway.	Insufficient surveillance; failure to remove obstruction in time.
Failure of gate(s)	Faulty design; insufficient maintenance and checking.
Failure of operate gate(s)	Misjudgement of situation: negligence.

Fig. 5

Erreurs humaines à l'origine des défaillances  
(GRUETTER et SCHNITTER 1982)

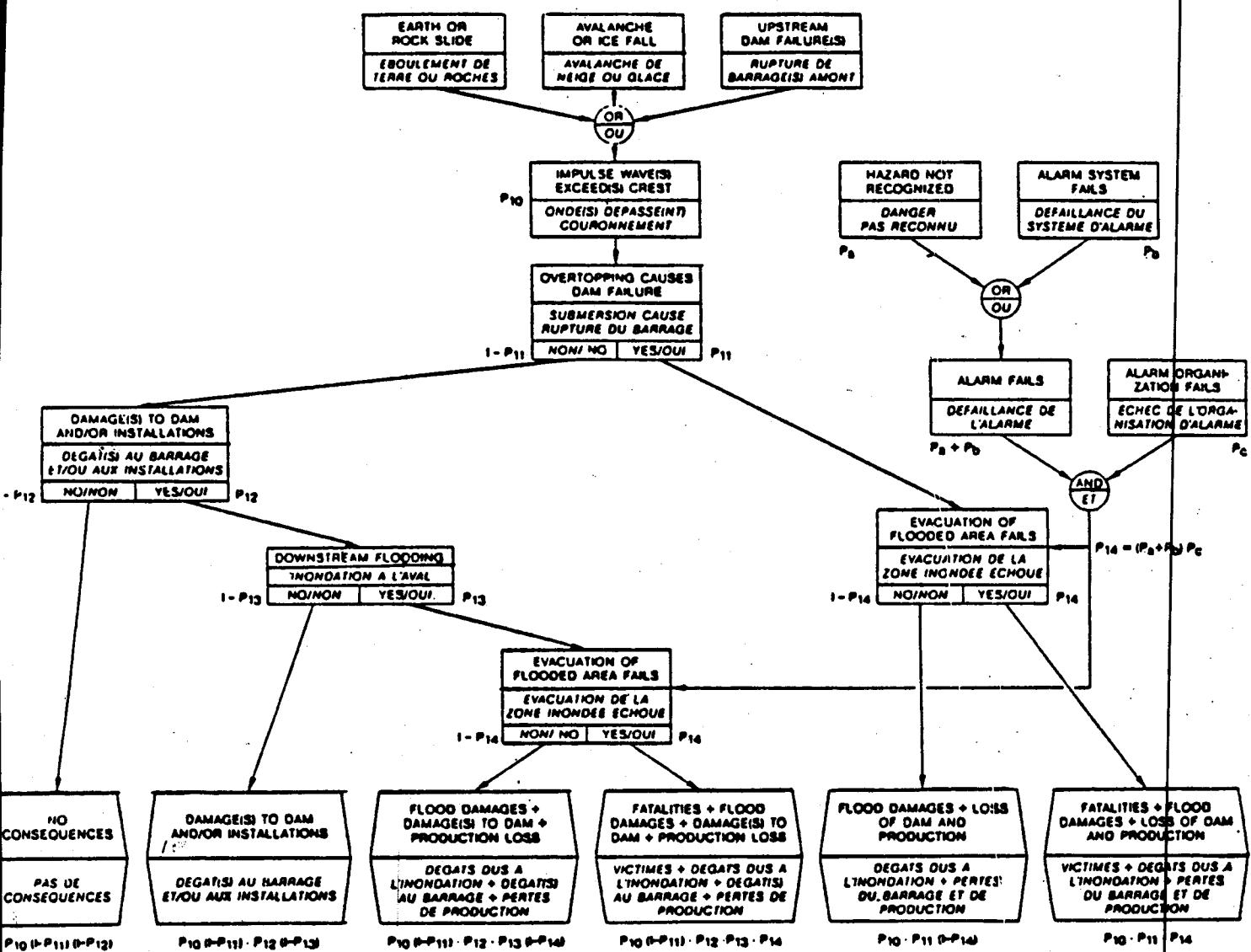


Fig. 6

Diagramme des causes et conséquences de la submersion continue d'un barrage  
(GRUETTER et SCHNITTER 1982)

### **3. Adapter encore mieux la réglementation à la réalité et veiller à son application.**

Il est clair que notre réglementation, en limitant aux hauteurs supérieures à 20 m le contrôle et les études de plan d'alerte, risque de laisser échapper un certain nombre de cas potentiellement dangereux.

Il est également évident que les instructions de la circulaire 7015 du 14 Août 1970 sur l'inspection et la surveillance ne sont appliquées ni avec la même rigueur ni avec la même puissance d'analyse sur tous les ouvrages "intéressant la sécurité publique" ; une définition plus complète de ces ouvrages est sans doute nécessaire. Un décret d'application de la loi de 1987 sur les risques majeurs est en cours de préparation. Il reprendra ces éléments sur une base juridique plus large.

Faut-il appliquer à des ouvrages plus petits la réglementation actuelle ? La question mérite d'être étudiée en faisant le bilan des risques encourus vis à vis du coût de l'opération en vue de proposer éventuellement des solutions alternatives.

Faut-il veiller de façon beaucoup plus stricte à l'application de la circulaire 7015 ? Cela représenterait sans aucun doute un progrès important vers plus de sûreté. Les techniques existent mais demanderaient pour être mise en oeuvre un minimum de moyens, et il serait préférable de ne pas trop attendre. Les ruptures de barrages de 20 m et moins peuvent entraîner des accidents très graves aux répercussions extrêmement nocives.

### **4. Gérer les catastrophes - un problème très difficile**

Le risque collectif n'est plus maintenant accepté qu'avec une extrême réticence.

Les effets socio-psychologiques d'accidents de ce type sont considérables. L'impact déstabilisateur sur les structures en cause peut être énorme. L'influence des médias, des groupes de pression amplifie tous ces mouvements de façon démesurée.

Fait plus grave, dans le cas d'une catastrophe de grande ampleur engendrant l'inondation de centaines de km de vallée, ces effets déstabilisateurs rendraient probablement encore plus difficile l'organisation de l'évacuation et des secours. Et qu'en serait-il en cas d'agression terroriste ou de sabotage ?

Le danger est considérable. L'amélioration des techniques et de la réglementation pour indispensables qu'elles soient, ne sont sans doute pas suffisantes pour y répondre.

Une réflexion approfondie sur chacun de ces points paraît indispensable. Saurions nous gérer efficacement le démarrage lent d'un accident de type VAIONT ? Saurions nous, face à une telle menace, envisager l'évacuation d'une grande ville ? Cette question, qui relève de la protection civile, interagit évidemment avec la décision d'alerte.

### **5. Utiliser au mieux nos moyens pour surveiller et contrôler**

L'étude des accidents et ruptures réels est un moyen efficace de progrès vers plus de sûreté. La CIGB a édité, dans cet esprit, des répertoires et des publications du plus grand intérêt. Des colloques ont élargi l'information des participants. Nous pensons néanmoins que des synthèses périodiques seraient nécessaires pour mieux éclairer les ingénieurs praticiens.

.../...

La diminution du nombre des chantiers et la concurrence internationale croissante font qu'actuellement le nombre des spécialistes, en France en particulier, diminue régulièrement.

Cette évolution est préoccupante car elle signifie qu'en parallèle notre faculté de conception et de contrôle diminue. Dans le même temps nos barrages vieillissent et donc deviennent plus sensibles.

Plutôt que de disperser les équipes, ne vaudrait-il pas mieux utiliser ces compétences à des tâches de surveillance, d'interprétation et de conseil aux administrations ?

Les dépenses d'une telle opération ne représenteraient probablement qu'une faible fraction du coût de la rupture d'un barrage de taille moyenne.

.../...

LA SECURITÉ DES BARRAGES

- Références -

**1 - BAUZIL V.**

Vulnérabilité des Barrages, dispositions prises pour assurer leur sécurité  
TRAVAUX - Paris Juillet-Août 1978

**2 - BENOIST G.**

Rupture progressive des barrages en terre  
Congrès de l'AIRH - Moscou Septembre 1983  
Note EDF - D.E.R. 1983

**3 - BUDWEG F.**

Dam Safety assessment by worldwide cooperation : a challenge to ICOLD  
CIGB 13ème Congrès des Grands Barrages  
New-Delhi 1979

**4 - BURY K.V. and KREUTZER H.**

Assessing the failure probability of gravity dams  
WATER POWER and DAM CONSTRUCTION  
November 1985

**5 - CARLIER M.**

La réglementation française en matière d'inspection et de surveillance des  
barrages.  
TRAVAUX - Paris Novembre 1974

**6 - CARTER L.J.**

Auburn Dam : Earthquake hazards imperil \$ 1 billion project  
SCIENCE - August 1977

**7 - C I G B**

Détérioration de barrages et réservoirs - Recueil et cas d'analyse  
CIGB - Paris Décembre 1983

**8 - C I G B**

Registre mondial des barrages  
CIGB - Paris 1984

**9 - C I G B**

The philosophy for selecting dam design criteria - Internal report  
CIGB Comité de la conception et des calculs des barrages  
Janvier 1987

.../...

10 - C I G B

Sécurité des barrages - Recommandations  
CIGB - Bulletin 59 - Paris 1987

11 - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES

Groupe de Travail  
Méthodes de détection des déteriorations de barrages  
CIGB - 13ème Congrès des grands barrages  
New-Delhi 1979

12 - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES

Groupe de Travail  
Seismicité des retenues des grands barrages  
CIGB - 13ème Congrès des grands barrages  
New-Delhi 1979

13 - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES

Groupe de Travail  
Paramètres significatifs du comportement des barrages et choix des  
appareils de mesures  
CIGB - 13ème Congrès des grands barrages  
New-Delhi 1979

14 - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES

Groupe de Travail  
Désordres graves constatés sur des barrages français  
CIGB - 13ème Congrès des grands barrages  
New-Delhi 1979

15 - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES

Groupe de Travail  
Bases techniques des plans d'alerte destinés à faciliter la protection des  
populations en aval des barrages  
CIGB - 14ème Congrès des grands barrages  
Rio-de-Janeiro 1982

16 - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES

Sécurité des barrages en service  
Colloque Technique - Paris Février 1982

17 - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES

Auscultation des barrages - Sécurité des barrages en service  
Colloque technique - Paris Avril 1985.

.../...

**18 - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES**

Développements récents dans les méthodes de détermination de la crue de projet et conception de la sécurité de fonctionnement des ouvrages d'évacuation définitifs des barrages

Colloque Technique

Paris Mars 1986

**19 - COMMITTEE ON FAILURE AND ACCIDENTS TO LARGE DAMS  
(U.S. Committee on large dams)**

Lessons from dam incidents U.S.A.  
A.S.C.E. - New York 1975

**20 - DA SILVEIRA A.F.**

Statistical analysis of deteriorations and failures of dams  
Proceedings of the international conference on safety of dams  
Coimbra (Portugal) April 1984

**21 - GAUVENET A.**

Les risques d'accidents et leurs conséquences  
E.D.F. Division Information sur l'Energie H 29  
Février 1977

**22 - GOUBET A.**

Risques associés aux barrages  
LA HOUILLE BLANCHE n° 8  
Paris 1979

**23 - GOUBET A.**

Propositions pour une meilleure protection des barrages européens contre les submersions  
Proceedings of the international conference on safety of dams  
Coimbra (Portugal) April 1984

**24 - GRUETTER F. and SCHNITTER N.J.**

Analytical risk assessment for dams  
CIGB 14ème Congrès des grands barrages  
Rio de Janeiro 1982

**25 - IDEL K.H., KNY H.J., RISSLER P.**

The influence from external loads and human insufficiency on the safety of an earth dam  
Proceedings of the international conference on safety of dams  
Coimbra (Portugal) April 1984

.../...

**26 - INTERNATIONAL WORKSHOP ON DAM FAILURES**

(Purdue University Lafayette Indiana USA)

Four major dam failures reexamined

WATER POWER AND DAM CONSTRUCTION November 1985

**27 - LE BEL et HAMON - COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES**

Incidents survenus au barrage de TARBELA  
lors de la mise en eau de la retenue

Colloque Technique décembre 1974

**28 - LE BRETON**

Les ruptures et accidents graves de barrages de 1964 à 1983  
LA HOUILLE BLANCHE 6/7 1985

**29 - LE MAY Y, NURY C, DOUILLET G, LEFEVRE**

Auscultation des barrages d'Electricité de France  
CIGB 15ème Congrès des grands barrages  
Lausanne 1985

**30 - LOUKOLA, KOUSISTO, REITER**

The finnish approach to dam safety

WATER POWER AND DAM CONSTRUCTION November 1985

**31 - MARAZIO A. BONALDI P. GIUSEPPETTI G.**

The safety of dams : costs and investments  
CIGB 15ème Congrès des grands barrages

Lausanne 1985

**32 - MARTIN J.**

A consulting engineer's view on dam safety

WATER POWER AND DAM CONSTRUCTION November 1985

**33 - MINEIRO A.J.C.**

Seismic safety criteria

Proceedings of the international conference on safety of dams  
Coimbra (Portugal) Avril 1984

**34 - POCHAT C., COLIN E..**

Calcul d'onde de submersion due à la rupture d'un barrage

Etude n° 25 CTGREF Antony Mars 1978

**35 - POCHAT R.**

Formation d'un renard et développement d'une onde de submersion lors de  
la rupture du barrage de TETON

Note interne CEMAGREF Juin 1981

.../...

**36 - SALEMPIER M., DUBOIS P., PINATEL R., RICARD C., DOUILLET G.**

Adaptation et évolution des dispositifs d'auscultation en cours  
d'exploitation des ouvrages. Utilisation d'appareils nouveaux  
CIGB 15ème Congrès des grands barrages - Lausanne 1985

**37 - VAN MARCKE E.**

Risk management to improve safety  
Proceedings of the international conference on safety of dams  
Coimbra (Portugal) April 1984

-----

**AUTRES DOCUMENTS SUR LA SECURITE DES BARRAGES SIGNALES A  
L'ATTENTION DES LECTEURS PAR LE CIEH**

Le CIEH attire l'attention des lecteurs de son Bulletin  
de Liaison sur deux articles parus dans le n° 1 - 1989  
de la Houille Blanche (48 Rue de la Procession, 75724  
PARIS CEDEX 15) :

- BENOIST G.

Les études d'onde de submersion des grands barrages  
d'EDF (p. 43 à 54).

- CARBALLADA L.

Dam break analysis on a river system.

## LES BARRAGES EN BETON COMPACTE AU ROULEAU

Exposé présenté à la 5ème Section du Conseil Général  
du G.R.E.F. par M. A. GOUBET, Ingénieur Général des  
Ponts et Chaussées, Président du Comité Technique  
Permanent des barrages (1)

- = 0 = -

Le premier barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR) a été mis en service en 1980 ; aujourd'hui une quarantaine d'ouvrages importants -plus de 15 m de haut- ont été réalisés dans une dizaine de pays ; certains spécialistes prophétisent que demain 60 % des barrages seront construits selon cette technique. Cette dernière estimation me paraît personnellement excessive mais a le mérite de souligner l'importance des perspectives offertes. C'est celles-ci que nous allons essayer de préciser après avoir d'abord rappelé ce qu'est le BCR et la façon dont il a été utilisé jusqu'à présent.

### I - BETON COMPACTE AU ROULEAU (B.C.R.)

Un béton est d'autant meilleur, toutes choses égales par ailleurs, qu'il contient peu d'eau et est énergiquement compacté. D'une façon classique on peut réduire la teneur en eau à l'aide de plastifiants et vibrer le béton à l'aide d'aiguilles.

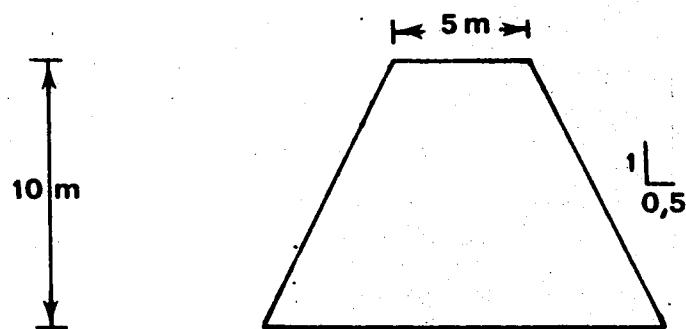
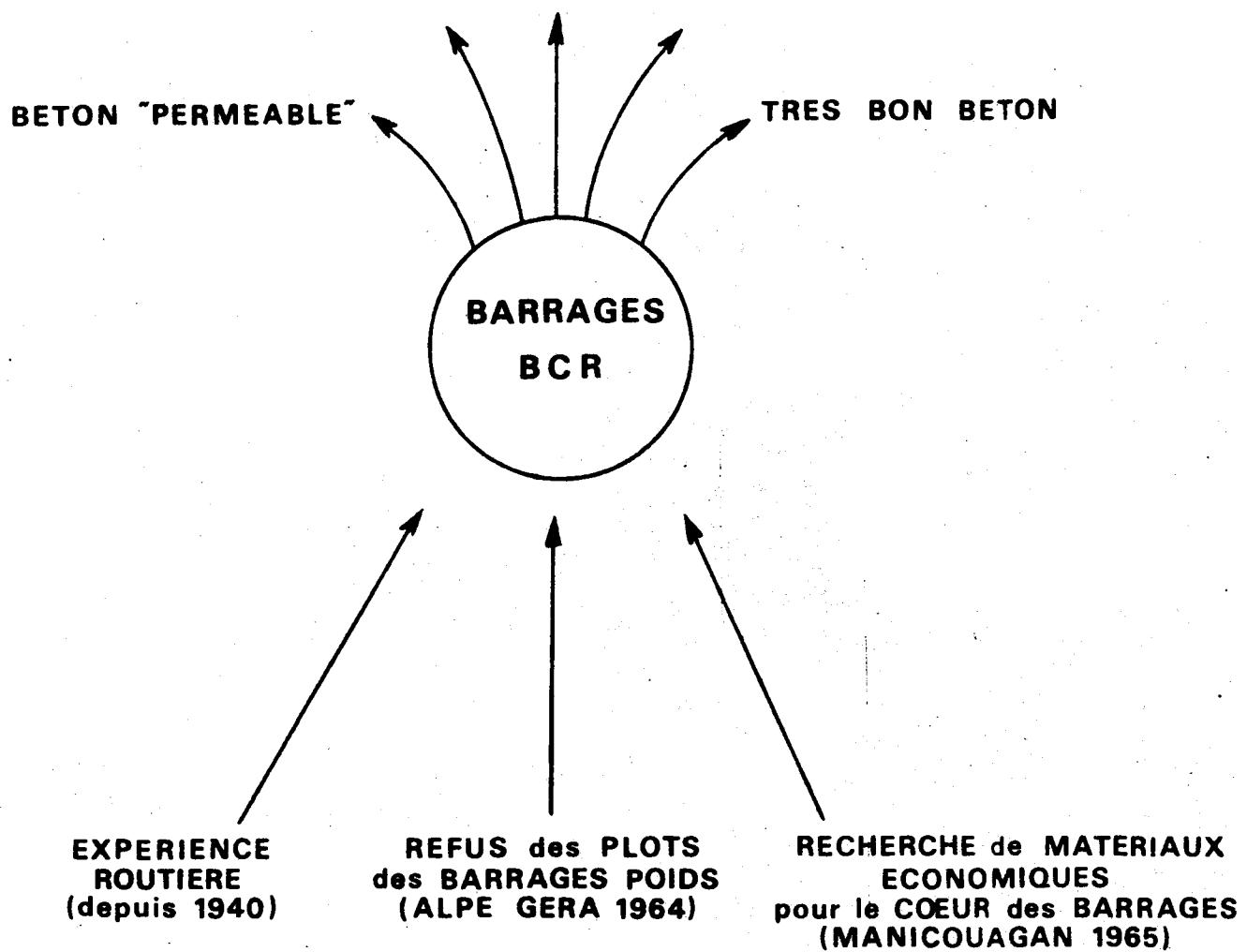
Mais si l'on fait passer un rouleau lisse vibrant sur une couche mince de béton, on obtient un compactage meilleur que celui fourni par les vibrateurs à aiguille ; de plus la teneur en eau est nécessairement très faible si l'on veut éviter l'enfoncement du rouleau. Tel est le principe de base du Béton Compacté au Rouleau.

Toutefois, si le BCR est, à caractéristiques égales des agrégats et du liant, meilleur que le béton classique, il n'est malheureusement mis en place qu'en couches de l'ordre de 0,5 m et les contacts entre couches constituent des points faibles.

Dès le début des années 40, des pistes de terrains d'aviation, dont l'Angleterre a dû se couvrir, ont été réalisées en BCR. Ensuite un certain nombre de chaussées routières ou d'aires de stockage ont fait appel à ce matériau, principalement dans les pays anglo-saxons.

---

(1) Reproduit dans le bulletin du C.I.E.H. avec l'aimable autorisation du Conseil Général du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, 30 Rue Las Cases, 75007 PARIS, France.



## II - LE BCR DANS LES BARRAGES

L'idée de barrages en BCR a progressivement pris forme entre 1960 et 1980, en partie sous l'aiguillon de la concurrence des barrages en remblai.

Jusque vers le milieu du XIX<sup>e</sup> siècle, l'essentiel des barrages a été réalisé en terres argileuses .... même si l'on peut faire remonter l'origine des barrages voûtes aux Romains. Ensuite les barrages-rigides, d'abord en maçonnerie puis en béton, connurent une large expansion, surtout dans les pays montagneux (hydroélectricité) et sous des formes diverses (poids, voûtes, voûtes multiples, contreforts...). Mais à partir du milieu de notre siècle les progrès des matériaux de travaux publics liés à la manutention des sols furent tels qu'il devint presque toujours moins coûteux de réaliser un ouvrage en remblais (terre ou enrochements) qu'un barrage en béton, sauf lorsque des débits très importants devaient être évacués. Dans le Monde -Chine exclue- 38 % des grands barrages existants en 1950 étaient en maçonnerie ou en béton ; ce pourcentage passe à 25 % pour les barrages construits entre 1951 et 1977 puis à 17 % pour ceux réalisés entre 1978 et 1982.

Pour les spécialistes des barrages en béton la recherche d'une diminution des coûts s'imposait et pouvait se rechercher dans deux voies :

- diminuer la coût du matériau mis en oeuvre : on a depuis longtemps cherché à réduire la teneur en liant de la partie centrale des barrages poids ; on gagne ainsi sur le prix, sur le dégagement de chaleur associé à la prise du ciment, tout en obtenant un matériau dont les caractéristiques dépassent encore très largement les valeurs nécessaires. A la fin des années 1960, Hydro Québec pousse à l'extrême les essais en ce sens et réalise un prototype sur l'aménagement de Manicouagan I (2 barrages latéraux de 18 m de haut) : un cœur en béton pauvre (120 kg/m<sup>3</sup> de liant dont moitié de cendres volantes ou pouzzolane) mis en place en couches minces continues sur toute l'emprise du barrage, sans précaution particulière entre couches est limité à l'amont par un parement chargé d'assurer l'étanchéité et muni de water stop (réalisé dans une première phase à l'aide de coffrages glissants) et à l'aval par un parement en blocs préfabriqués. Mais de rouleau point !
- diminuer le coût de la mise en oeuvre : les barrages poids sont traditionnellement réalisés en plots juxtaposés, d'une quinzaine de mètres de large, reliés entre eux par des water-stops ; un plot sur deux est coffré sur ses quatre faces et chaque plot est réalisé indépendamment de ses voisins, le béton étant apporté à la benne par voie aérienne (grue ou blondin) (1).

.../...

(1) au barrage de Villerest, en France, le béton avait été amené par un système original de tapis.

Au barrage de l'Alpe Gera (Italie) en 1964 on s'affranchit des plots : le béton est amené par dumper, regalé au bulldozer sur toute la surface du barrage ... mais toujours vibré à l'aiguille (les joints sont ensuite découpés dans le béton). Bien qu'il n'y ait toujours pas de rouleau, les différents éléments de la technique BCR sont presque tous présents dans cette réalisation : absence de plots, large appel aux matériels de travaux routiers traditionnels.

En 1974 le Gouvernement japonais met en place une Commission chargée d'examiner les conditions de réalisation des barrages poids en béton roulé. Une "technique japonaise" est ainsi établie qui permet la construction entre 1978 et 80 du barrage de Shimajigawa (89 m de haut, 317 000 m<sup>3</sup> de béton dont 165 000 m<sup>3</sup> de BCR) suivie de celle du barrage de Tamagawa (103 m de haut, 1 140 000 m<sup>3</sup> de béton dont 1 000 000 de BCR mis en place entre 1983 et 86). Ces réalisations font apparaître un souci évident d'obtenir un ouvrage aussi semblable que possible à un barrage classique : plots de largeur habituelle (le béton compacté est découpé), water stops classiques, faiblesse des joints entre couches successives de béton éliminé à grand frais.

Simultanément et tout à fait indépendamment, les ingénieurs anglo-saxons réfléchissaient aux possibilités d'utiliser les techniques routières mentionnées ci-dessus pour réaliser des barrages (communication de PATON au congrès de Montréal de la CIGB en 1970). Willow Creek était terminé aux Etats-Unis en 1982 (52 m de haut - 331 000 m<sup>3</sup> de béton) suivi d'une dizaine d'autres dont le plus important, Upper Stillwater se termine (82 m, 1 170 000 m<sup>3</sup> de béton dont 1 070 000 de BCR). Les Américains cherchent avant tout à diminuer les prix de revient en utilisant notamment des matériels aussi identiques que possible à ceux utilisés sur les chantiers de terrassement, quitte à s'écartier légèrement du barrage-poids traditionnel (suppression des plots, parement aval plus doux, perméabilité admise pour le corps du barrage ...).

Puis une dizaine d'autres pays suivent, en s'inspirant souvent étroitement de la technique américaine. En France, le barrage des Olivettes (36 m - 80 000 m<sup>3</sup> de béton) a été terminé en 1986 et avait été précédé par une petite digue à St Martin de Londres et par le batardeau du barrage de Pont de Veyrière. Il présente un certain nombre de caractères originaux dont quelques uns sont mentionnés plus loin.

.../...

### III - CARACTÈRE COMMUNS ET DIVERGENCES ENTRE LES RÉALISATIONS ACTUELLES

Tous les grands barrages (1) actuellement réalisés en BCR présentent un profil de barrage poids classique, un barrage voûte en BCR étant toutefois en construction en Chine et plusieurs envisagés en Afrique du Sud.

En dehors du compactage au rouleau d'un produit très sec, ces réalisations ne présentent guère qu'un point commun, les cadences de bétonnage sont toujours très élevées (2) : 4 460 m<sup>3</sup>/j à Willow Creek, près de 5 700 à Galesville (USA), 5 800 à Tamagawa et près de 10 000 prévus à Elk Creek.

En effet pour obtenir un minimum de liaison entre couches, chacune d'entre elles ne doit rester exposée que quelques heures à l'air libre. Trois couches de 30 cm par jour constituant une pratique usuelle aux USA où un travail posté de 20 à 24 h par jour, 7 jours par semaine (quand la législation de l'Etat l'autorise) permet assez classiquement de bétonner un barrage de 30 m en un mois. Il en découle une double source de gain :

- les intérêts intercalaires sont sensiblement réduits,
- on peut réaliser l'ouvrage pendant la période des basses eaux et se contenter de dérivations provisoires de capacité réduite.

Par ailleurs, tous les coeurs de barrages en BCR ont un dessin aussi simple que possible car l'expérience montre que tous les obstacles aux déplacements des engins de terrassement (galeries, ...) entraînent une chute importante des cadences. En particulier les conduites amont-aval (vidanges de fond, prises d'eau ...) sont rejetées sur les rives ou en fond de vallée.

.../...

(1) c'est-à-dire de plus de 15 m au dessus des fondations, selon la définition de la Commission Internationale des Grands Barrages.

(2) sauf au barrage des Olivettes.

Quant au reste, les divergences sont nombreuses. Quelques exemples suffiront à le mettre en évidence :

- épaisseur des couches variant de 25 cm (Afrique du Sud) à 1 m (Japon),
- dimension maximum des agrégats comprise entre 40 mm (Upper Stillwater) et 180 mm (Tamagawa),
- poids des rouleaux échelonné entre 7,5 et 15 t,
- teneur en liant (clinker + cendre volantes) comprise entre 100 (Willow Creek) et 300 kg/m<sup>3</sup> (Upper Stillwater),
- nature du liant, qui dépend évidemment des conditions locales : en général on utilise un mélange "CPA + cendres volantes", sauf quand l'absence de centrales à charbon à proximité constraint à n'utiliser que du Portland. Mais au barrage des Olivettes le liant était constitué uniquement d'un mélange de cendres volantes et de laitier de haut fourneau (1),
- technique de traitement des joints entre couches : les solutions adoptées sont très diverses : ne rien faire et admettre des fuites (Willow Creek, barrage de stockage de crues), mettre une couche de mortier de reprise sur toute la surface (Japon et Elk Creek aux USA), mortier de reprise uniquement à l'amont (nombreux barrages américains), BCR suffisamment riche pour que les joints présentent toutes les qualités requises sans traitement particulier (Upper Stillwater), parement amont suffisamment étanche pour que la perméabilité des joints ne présente aucun inconvénient (éléments préfabriqués doublés d'une géomembrane continue en PVC pour le parement amont du barrage de Winchester aux Etats-Unis),
- constitution ou non de plots par découpage de la masse du BCR (introduction de panneaux verticaux au Japon et en Australie mais à des intervalles très différents, éventuellement amorces de joints munis de waterstops dans certains barrages américains et aux Olivettes),
- parements amont et aval encore plus variés.

Cette énumération suffit à montrer qu'il reste rigoureusement impossible de donner une définition précise du barrage en BCR. On se trouve en fait devant un matériau qui, derrière quelques caractéristiques communes (faible teneur en eau, forte teneur en particules fines non plastiques, ...) peut présenter des divergences importantes d'une réalisation à l'autre et qui peut être mis en place de façon également diverse.

.../...

(1) j'ai déjà vu écrit que l'utilisation des cendres volantes était une caractéristique du BCR. C'est doublement faux : les cendres volantes sont largement employées dans les barrages en béton classique pour limiter les élévations de température et certains barrages en BCR n'ont recours qu'au Portland.

#### IV - "TOUT VENANT - CIMENT"

J'introduis cette expression, qui constitue peut être un néologisme, pour éviter d'utiliser celle de "sol-ciment" qui prête à confusion dans le cas présent.

De nombreux revêtements amont de barrages en terre ont été exécutés en sol-ciment dans des régions où il n'était pas possible de disposer de façon économique d'enrochements pour le rip-rap (1).

Par contre les barrages en BCR sont des ouvrages présentant une certaine rigidité donc fondés sur un sol rocheux plus ou moins altéré. Il pourra exister à proximité de tels sites des matériaux tout venant (alluvions ou carrières) susceptibles d'être utilisés pour construire des barrages mais qui ne seront pas pour autant des sols.

Par exemple en 1960, le noyau du batardeau du barrage de Shimen (Taiwan) est réalisé avec un gravier sableux enrichi en ciment et roulé, faute d'argile de qualité acceptable.

En 1970 aux Etats-Unis, Raphaël propose d'utiliser un "sol-ciment" roulé pour réaliser un ouvrage sensiblement plus plat que les barrages-poids mais sensiblement plus raide que les barrages en remblai et qui aurait conduit au prix de revient minimum.

De 1974 à 1979 à Tarbela (Pakistan) 2,3 millions de m<sup>3</sup> de rochers arrachés par l'érosion sont remplacés par du tout-venant enrichi de ciment et compacté au rouleau. De même près de 1 million de m<sup>3</sup> sont utilisés en 1983 au barrage de Mosul (Irak) pour constituer des fondations d'ouvrages annexes.

Mais jusqu'à présent aucun barrage proprement dit n'a été réalisé en "tout-venant - ciment" compacté au rouleau.

#### V - PERSPECTIVES D'AVENIR

De nouveaux projets apparaissent constamment dans le Monde. En France, après le barrage des Olivettes, trois grands barrages devraient être réalisés en BCR dans les toutes prochaines années.

Un ingénieur du Bureau of Reclamation américain disait "tout ouvrage en BCR réalisé dans les 10 prochaines années apportera vraisemblablement une innovation et constituera une approche nouvelle".

.../...

(1) cette technique a d'ailleurs fait l'objet d'une publication de la C.I.G.B.

Il a raison, même si le "tout" est peut-être excessif. Le BCR est à la fois une technique et un matériau nouveaux et encore mal définis, introduits dans les barrages par un petit nombre de spécialistes. Ceux-ci ont procédé à des essais de caractères variés mais sans trop s'éloigner des réalisations qu'ils connaissaient bien. Ceci explique les innovations diverses, et leur caractère parfois contradictoire souligné ci-dessus, mais en même temps aussi un certain "manque d'imagination" et une réticence à s'engager par exemple dans la direction esquissée il y a près de 10 ans par Raphaël (cf supra).

Pierre Londe, ancien Président du Comité Français des Grands Barrages, puis de la Commission Internationale, a présenté dans le n° 42 de la Revue Française de Géotechnique (1er trimestre 1988) un certain nombre de propositions s'écartant radicalement des réalisations actuelles : on ne chercherait plus à faire du massif en BCR un ensemble relativement étanche, avec une bonne cohésion entre couches, comme dans les barrages poids classiques, mais au contraire un massif aussi bon marché que possible dont l'étanchéité serait assurée par ailleurs (masques de différentes natures, ensembles composites en terre et BCR).

On peut observer que certains barrages en terre actuels ont vu leur parement amont protégé, dès leur réalisation, par une zone en sol-ciment tandis que pour d'autres on a supplié à la déficience du déversoir, constatée à posteriori, par une protection aval en BCR rendant la digue submersible : on ne se trouve plus très éloigné des schémas de Pierre Londe (mais rien ne prouve qu'une telle solution serait la meilleure pour un ouvrage neuf).

En matière de barrages en BCR, nous en sommes à peu près au stade où se trouvaient au début du siècle les premiers réalisateurs d'église en béton, copies quasi conformes des maisons de prières en pierres. A l'époque personne ne pouvait prévoir les vastes voûtes actuelles. Il est vraisemblable que le parcours a été jalonné de plus de suggestions mort-nées que d'idées ayant abouti mais seule une recherche constante permet le progrès.

C'est la conscience de cette nécessité qui vient de conduire en France l'ensemble de la Profession (entrepreneurs, bureaux d'études et maîtres d'œuvre) à mettre en place avec le Ministère de l'Equipment et du Logement un projet national "Béton Compacté au Rouleau". Son ambition n'est certes pas de définir la technique d'après demain mais d'analyser les réalisations actuelles et les résultats déjà obtenus puis de procéder aux essais complémentaires nécessaires avec l'espoir d'aboutir, dans un petit nombre d'années, à la formulation de Recommandations Techniques.

Celles-ci seront particulièrement utiles pour les ouvrages de faible importance qui ne peuvent supporter des coûts d'études élevés.

..../....

Mais dès à présent il convient, face à un projet de nouveau barrage, fut-il modeste, de penser "BCR" comme on pense "terre" ou "béton". L'exemple de la digue de St Martin de Londres montre que, même dans l'état actuel de la technique le BCR peut conduire à un moindre coût pour ce type d'ouvrage (1).

Par ailleurs l'amélioration de cette technique passe par la réalisation d'essais importants aisés à réaliser sur de petits ouvrages. Le Maître d'oeuvre d'un ouvrage en BCR est aujourd'hui certain, quelle que soit la dimension de celui-ci, que l'Entrepreneur y portera une attention et un soin tout particuliers. Le barrage sera certainement l'objet d'un volume de réflexions et d'études préalables qu'il n'est pas usuel de consacrer à de petits investissements. Alors, pourquoi ne pas "tenter le coup", quitte, si les études montrent que la solution BCR n'est pas la moins onéreuse, à retenir finalement un ouvrage classique : on peut espérer faire dans certains cas, 20 % d'économie.

=====

(1) un procédé breveté par l'entreprise qui a réalisé cette digue permettrait d'ailleurs de la refaire aujourd'hui avec des talus plus raides et donc d'une façon plus économique.

## ETANCHEITE DES BARRAGES EN REMBLAI PAR GEOMEMBRANES

**Exposé présenté à la 5ème Section du Conseil Général du G.R.E.F. par M. CORDA, I.G.G.R.E.F., Membre du Comité Technique permanent des barrages (1)**

--o--

Les techniques d'étanchéité des barrages ont progressivement fait appel à des matériaux minces et souples comme organes d'étanchéité principale du parement amont d'ouvrages en remblai. Ces matériaux ont aussi été employés soit en complément, soit pour la réparation de dispositifs traditionnels d'étanchéité ou encore pour assurer l'étanchéité de cuvettes de retenue. De tels matériaux sont actuellement appelés **géomembranes**.

La mise sur le marché de nouveaux produits de synthèse, une meilleure connaissance de leurs conditions d'emploi dans les applications hydrauliques, les résultats encourageants obtenus par les premières réalisations de faible importance et certaines données économiques ont entraîné un développement progressif de ces techniques.

L'étanchéité principale de barrages en remblai par géomembranes est jusqu'à présent intervenue en France et à l'étranger sur des ouvrages ne dépassant pas une hauteur de 30 mètres. Elle est actuellement envisagée sur des barrages plus conséquents.

### I - LES GEOMEMBRANES

La fabrication des géomembranes fait appel à différents produits : composants de base, additifs, éventuellement armatures et autres matériaux associés pour former notamment des membranes multicouches.

Les composants de base sont essentiellement constitués de polymères de synthèse, de caoutchoucs ou d'hydrocarbures de poids moléculaire élevé. Schématiquement, on utilise les produits suivants :

- **élastomères**, à comportement élastique. Leur allongement est fonction de la contrainte et la déformation disparaît avec la contrainte (exemple : caoutchouc butyl) ;
- **plastomères**, à comportement plastique. Leur déformation est partiellement irréversible après cessation de la contrainte (exemple : chlorure de polyvinyle P.V.C.) ;
- **bitumes**, à comportement visco-élastique. Leur déformation dépend de la charge, de sa durée d'application et de la température. L'allongement s'accompagne d'une relaxation de la contrainte ;

---

(1) Reproduit dans le bulletin du C.I.E.H. avec l'aimable autorisation du Conseil Général du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, 30 Rue Las Cases, 75007 PARIS, France.

- produits thermodurcissables (exemple : résine époxy)

- mélanges de ces différents produits

Les additifs aux composants de base sont nombreux : charges additionnelles, stabilisants, plastifiants, etc ...

Des armatures peuvent renforcer les géomembranes : fibres de polyester, de polyamide (nylon), de verre, ..... sous forme de grille, de feutres non tissés incorporés ou soudés à la membrane . Les caractéristiques du matériau en sont sensiblement modifiées .

L'épaisseur des membranes minces a moins de 2 mm et celle des membranes épaisses va généralement de 2 à 10 mm . Le terme de film est employé pour désigner les matériaux de moins de 0,5 mm d'épaisseur .

Il existe par ailleurs plus de cinquante appellations commerciales.

## II - CARACTERISTIQUES DES GEOMEMBRANES

Les caractéristiques du produit fini s'apprécient par différents essais de laboratoire dont certains sont normalisés au niveau international.

### 2.1. Caractéristiques mécaniques

La courbe contrainte-déformation renseigne sur la résistance, l'allongement à la rupture et le module de déformation dans des conditions normalisées (ISO R.291) . D'autres essais de résistance au déchirement, au poinçonnement, au cloquage, au cisaillement, de pelage, de déchirure, etc... sont également réalisés pour apprécier certaines caractéristiques sous l'effet de contraintes mécaniques et hydrauliques .

### 2.2. Caractéristiques physiques

On mesure habituellement la souplesse (durée shore), le coefficient de dilatation thermique, la densité, la porosité, la perméabilité à l'eau (ou la permittivité  $\frac{K}{\epsilon}$ ), etc ... La plupart des géomembranes synthétiques ont une perméabilité ( $K \sim 10^{-13}$  m/s) mille fois plus faible que le béton bitumineux ou l'argile ( $K \sim 10^{-10}$  m/s) .

Les mesures d'angle de frottement permettent de connaître la stabilité sur pente des géomembranes et de leur protection . Le CEMAGREF d'AIX-en-PROVENCE utilise dans ce but une boite de CASAGRANDE de 30 centimètres de côté .

Le coefficient de frottement varie avec la contrainte . Pour des contraintes faibles et pour une géomembrane ou pour un géotextile, ce coefficient peut être de 20 à 50 % inférieur au coefficient de frottement interne d'un sol grossier . Cela signifie que la pente assurant la stabilité de tels matériaux peut être plus faible que celle nécessaire à la stabilité du seul talus .

.../...

### 2.3. Comportement des géomembranes

Nombre d'essais permettent de préciser le comportement des géomembranes dans le milieu où elles peuvent être placées. Les principales données sont les suivantes :

**produits chimiques** : le comportement de la plupart des produits actuellement fabriqués est satisfaisant à l'égard des sols, des eaux de différentes origines et des bétons. Il convient s'il y a lieu de s'assurer de leur absence de toxicité pour les eaux d'alimentation et de leur résistance aux hydrocarbures dans le cas de plans d'eau sur lesquels la navigation à moteur est pratiquée.

**actions biologiques** : les produits récents résistent bien aux micro-organismes. Les anciens PVC devaient cassants par départ des plastifiants sous l'effet de différents facteurs.

**radiations, température et vieillissement** : l'altération des géomembranes sous l'effet des intempéries (U.V., I.R.,  $0^3$ , soleil, température, gel et dégel ...) s'est manifestée notamment pour les premières fabrications dont le comportement au vieillissement s'est amélioré pour les formulations récentes par l'adjonction de certains adjuvants.

Les températures élevées entraînent le flUAGE de plusieurs types de géomembranes, membranes bitumineuses et plastomères notamment. Certains produits deviennent cassants à froid, le module d'élasticité variant sensiblement en fonction de la température.

Le vieillissement du caoutchouc butyl (utilisé pour la confection des chambres à air) et d'autres produits est sensiblement accéléré sous l'effet de faibles tensions entraînant un allongement de la membrane.

**rongeurs, végétaux, vandalisme** : les fabrications actuelles n'intéressent pas les rongeurs. La résistance aux pousses et racines tout comme les actes de vandalisme sont à considérer dans chaque cas.

Il convient en conclusion de consulter soigneusement la fiche technique détaillée des produits que l'on se propose d'utiliser, d'en vérifier les références et de rester prudent quant au comportement à long terme des matériaux, surtout s'ils ne sont pas protégés extérieurement, compte tenu des risques encourus. Les garanties données par les fabricants ne dépassent pas actuellement 10 ans.

.../...

### III - EMPLOI DES GEOMEMBRANES POUR ASSURER L'ETANCHEITE PRINCIPALE DU PAREMENT AMONT DES BARRAGES EN REMBLAI

#### 3.1. Conception de la digue

Les digues doivent bien entendu être construites selon les règles de l'art habituelles. Leur tassement différentiel doit être pris en compte au droit des ouvrages en béton dont le profil sera conçu de manière à permettre le raccordement de la géomembrane. On aura toujours intérêt à réaliser une pente douce comprise entre 1/2 et 1/3,5 selon la nature du support. Nombre de difficultés peuvent se présenter au delà de  $y/x = 1/2$ , tant pour la mise en place et le comportement de la membrane et de son revêtement que pour la conduite du chantier. Un homme se déplace difficilement sur une pente plus forte, la pente limite étant de 1/3 pour un bouteur. Le prix unitaire de mise en place de l'étanchéité amont est par ailleurs souvent fonction de la pente des talus.

Tous les points singuliers doivent faire l'objet d'une attention particulière.

#### 3.2. Conception de l'étanchéité

Le dispositif d'étanchéité amont d'un ouvrage sérieux comporte normalement trois couches :

- la couche support, placé au contact du remblai et précédée le plus souvent d'une couche de forme qui sert de transition.

La stabilité aux sous pressions nécessite un système de drainage habituel à compléter parfois par un drainage de gaz. Le bon comportement de l'étanchéité dépend en grande partie de la qualité du support.

- la couche d'étanchéité, constituée par la géomembrane posée ou non sur un géotextile permettant notamment d'éviter les risques de poinçonnement.

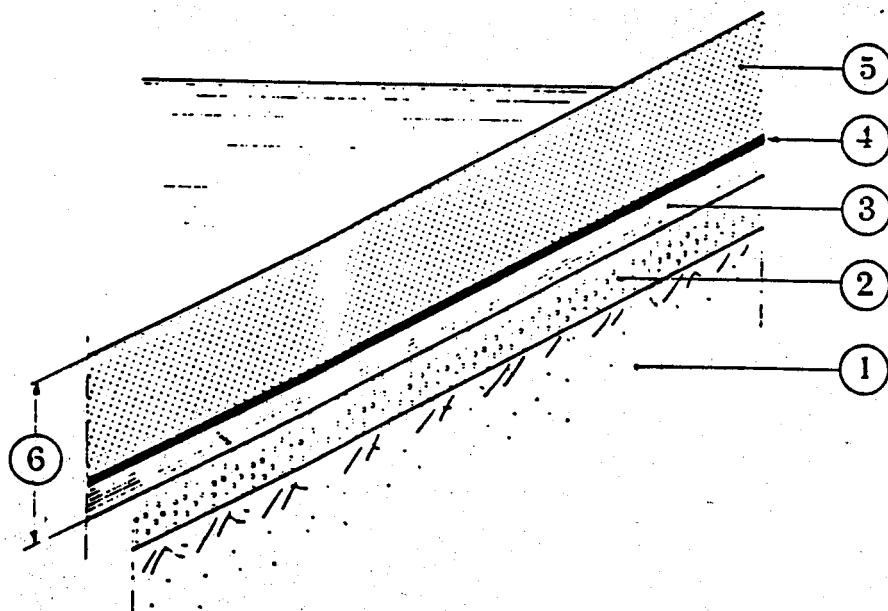
La stabilité au glissement demande une pente du talus inférieure à l'angle de frottement de la géomembrane sur son support.

- la couche de protection contre les chocs, le vieillissement, le rayonnement solaire, le vandalisme.

La stabilité de cette couche de protection doit être analysée. Sa présence accroît sensiblement la sécurité et la longévité des géomembranes mais rend plus difficile les réparations éventuelles. En l'état actuel des fabrications, la pose d'une membrane nue n'apparaît possible que pour des ouvrages provisoires, de faible importance ou lorsqu'il s'agit d'un complément ou d'une réparation d'étanchéité.

.../...

(croquis n° 1)



**Constitution du dispositif d'étanchéité**

- Corps de digue (1)
- Couche de forme (2)
- Couche support (3)
- Membrane d'étanchéité (4)
- Couche de protection (5)
- Dispositif d'étanchéité (6)

### 3.3. Mise en place des géomembranes

La mise en place des géomembranes soulève différents problèmes technologiques :

- **pose des géomembranes** : le chantier peut être approvisionné de rouleaux ou de nappes formés de lés soudés en usine, avec soudure éventuelle d'un géotextile le plus souvent constitué d'un feutre polyester de quelques millimètres d'épaisseur. Le soulèvement par le vent est à considérer lors de la mise en place du matériau et la membrane doit généralement être lestée par différents moyens (pneumatiques, sacs de sable, ....) en attendant la pose de sa protection .
- **soudure** : les lés ou nappes contigus sont soudés à chaud sur une largeur de plusieurs centimètres, soit à la main, soit à l'aide de machines tractées depuis la crête de la digue . Le contrôle des soudures est effectué en continu à l'aide d'un matériel approprié .
- **raccordement aux ouvrages annexes** : le raccordement de la géomembrane aux ouvrages annexes, principalement en béton, est réalisé essentiellement à l'aide de platines métalliques et par collage . Il s'agit là d'un point délicat .
- **ancrage de la géomembrane** : la géomembrane doit être ancrée en tête et en pied et raccordée éventuellement au parafouille ou au tapis étanche amont . Certains ancrages intermédiaires peuvent être éventuellement nécessaires .
- **protection extérieure** : différents types de protection sont utilisés : dalles en béton préfabriquées reposant sur un géotextile, enrochements reposant sur une couche de sable, dallettes autoblocantes posées sur géotextile, etc..
- **autres utilisations** : signalons, sans la développer, l'utilisation possible de géomembranes à l'intérieur de la digue, notamment pour assurer une double étanchéité . On accroît, par cette étanchéité interne, la sécurité obtenue par l'étanchéité extérieure .

### 3.4. Exemples de réalisation

Nous citerons quelques exemples en France :

#### 3.4.1. Les premières réalisations ont été modestes :

- . MIEL (Corrèze) - H = 15 m (1967)

Sur un corps de digue très perméable en tout venant, le dispositif d'étanchéité comporte un support filtrant de pente 1/2;5 et de 20 cm d'épaisseur (graviers roulés 5/30) sur lequel est placé un butyl de 0,1 cm recouvert de 70 cm d'enrochements posés sur 20 cm de sable (cf C.I.G.B. - MADRID 1973 - Q. 42 - R.27)

.../...

. NERIS (Allier) - H = 18 m (1968 ?)

Le corps de digue en enrochements a été reprofilé par un tout venant ( $y/x = 1/1,6$ ) . Le support comporte un enrobé ouvert ( $e = 4 \text{ cm}$ ) recouvert d'un butyl ( $e = 0,15 \text{ cm}$ ) protégé par des dallettes en béton ( $e = 4 \text{ cm}$ ) préfabriquées ( $80 \times 100 \text{ cm}$ ) perforées de 6 trous et posées sur un tissu de verre (cf C.I.G.B. - MADRID 1973 - Q.42 - R.27) .

Le comportement de ces deux ouvrages était satisfaisant en août 1988 .

3.42. Ces premières réalisations ont été suivies d'ouvrages de plus grande hauteur :

. L'OSPEDALE (Corse) : H = 25 m (1977)

Le corps de digue en enrochements granitiques a été reprofilé par un ballast compacté 25/120 ( $e = 200 \text{ cm} - y/x = 1/1,7$ ) . Le support drainant ( $e = 5 \text{ à } 10 \text{ cm}$ ) est constitué d'un ballast 25/50 imprégné d'une émulsion de bitume ( $5 \text{ kg/m}^2$ ) recouvert d'un enrobé à froid 5/6 ( $e = 4 \text{ à } 5 \text{ cm}$ ) . L'étanchéité est assurée par une membrane bitumineuse Colétanche ( $e = 0,5 \text{ cm}$ ) protégée de pavés autoblocants de  $20 \times 25 \text{ cm}$  ( $e = 8 \text{ cm}$ ) appuyés sur une longrine en béton .

Cette protection a connu certains désordres imputables à la pente relativement élevée du parement, à la longueur du rampant, à des défauts de planéité, à des tassements, à l'effet des vagues, etc ... (cf C.I.G.B. NEW DEHLI 1979 - C.11) .

. CODOLE (Corse) - H = 28 m (1982)

Les caractéristiques de l'ouvrage sont voisines de celles de L'OSPEDALE . L'étanchéité est assurée par une géomembrane en P.V.C. ( $e = 0,2 \text{ cm}$ ) posée sur un non tissé antipoinçonnement ( $e = 0,4 \text{ cm}$ ) . La protection est faite de dalles en béton de  $450 \times 500 \text{ cm}$  ( $e = 12 \text{ cm}$ ) posées sur un feutre antipoinçonnement. (cf C.I.G.B. - RIO DE JANEIRO 1982 - Q.55 - R.52) .

3.43. D'autres ouvrages plus conséquents sont actuellement prévus :

. FIGARI (Corse) - H = 35 m

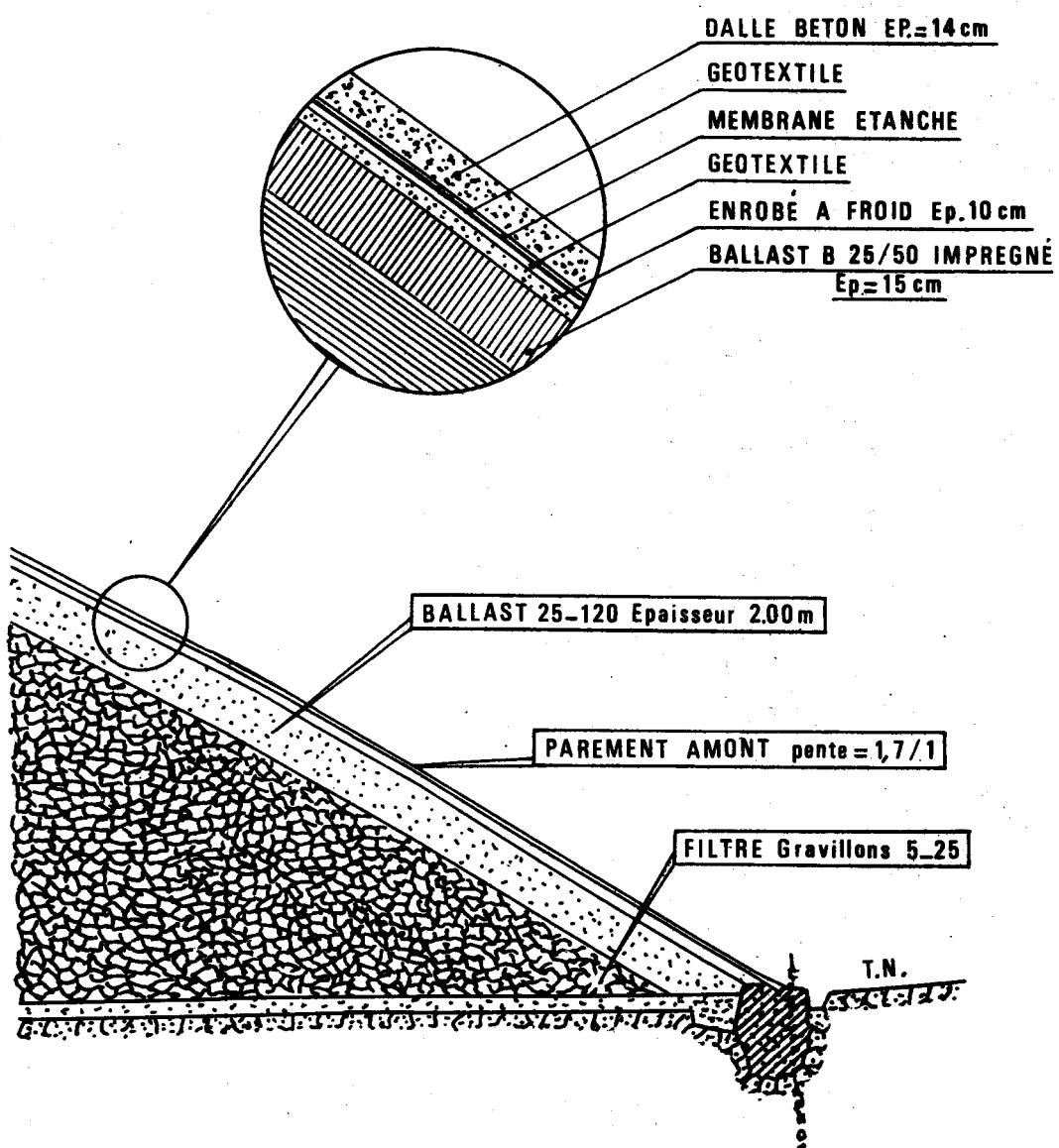
Les caractéristiques de ce barrage en projet sont semblables à celles du barrage de CODOLE, le type d'étanchéité n'étant toutefois pas encore définitivement arrêté .

Un grand nombre de réalisations sont également intervenues à l'étranger sans différence notable pour les gammes de hauteurs ci-dessus indiquées . La liste et les caractéristiques correspondantes figurent dans le bulletin n° 38 de la Commission Internationale des Grands Barrages intitulé : "Emploi des étanchéités minces sur les barrages en remblai" .

.../...

## BARRAGE DE FIGARI

Masque d'étanchéité (projet)



Si l'on tend actuellement à augmenter la hauteur des ouvrages de ce type, on ne peut évidemment se contenter d'extrapoler ce qui existe. Il y a un moment où les difficultés et les risques changent de dimension.

### 3.5. Coût de l'étanchéité

Les coûts des étanchéités par géomembranes sont compétitifs pour les ouvrages de petite taille ou présentant des difficultés particulières de chantier. Ils doivent être appréciés en comprenant la couche support, la géomembrane, la couche de protection, les divers raccordements, ancrages et sujétions. La protection extérieure grève fortement les coûts. La limite économique entre géomembrane et masque amont en béton bitumineux paraît actuellement se situer en France entre 1 000 et 1 500 m<sup>2</sup>.

## IV - EMPLOI DES GEOMEMBRANES EN COMPLEMENT D'UNE ETANCHEITE PRINCIPALE

En complément d'une étanchéité principale de barrages en remblai, les géomembranes ont été utilisées sur plusieurs ouvrages. Citons notamment:

- LOS CAMPITOS (Espagne) - H = 54 m

Sur ce barrage des îles Canaries, une géomembrane E.P.D.M. (éthylène, propylène, diène) d'une épaisseur de 0,2 cm a été utilisée pour le revêtement des flancs et en fond de vallée.

- LA COCHE (France) - H = 33 m

Une première étanchéité est assurée par un ensemble de dalles en béton armé (e = 30 cm) munies de waterstop et posées sur un béton drainant (e = 20 cm). Une étanchéité secondaire profonde comporte un P.V.C. (e = 0,1 cm) armé de polyester également placé sous toute la cuvette.

- TERZAGHI ou MISSION DAM (Canada) - H = 60 m

Le tapis d'argile placé sur le parement amont (H = 1/3,8) a été partiellement recouvert en 1960 par une membrane en P.V.C. dont le rôle consiste essentiellement à répartir la pression de l'eau en surface pour éviter l'aggravation des fissures qui pourraient se produire dans le tapis argileux.

Sur des supports rigides, la pose de géomembranes non revêtues a été préconisée pour compléter l'étanchéité du béton en particulier du béton compacté au rouleau. De tels revêtements peuvent être commodément surveillés et réparés.

## V - EMPLOI DES GÉOMEMBRANES POUR LA RÉPARATION D'UNE ÉTANCHÉITÉ PRINCIPALE

Pour la réparation d'une étanchéité principale, nous mentionnerons les emplois suivants de géomembranes :

### • PARAELA (Portugal) - H = 110 m

Sur ce barrage en enrochements construit en 1957, d'importants tassements atteignant 1,60 m ont entraîné des désordres sur le masque amont en béton armé. Les débits d'infiltration ont dépassé 3.000 l/s ce qui a nécessité différentes réparations des joints entre dalles et des fissures. Ce travail n'a toutefois permis que de réduire du tiers le chiffre qui précède.

Une étanchéité générale a donc été réalisée à l'aide d'une membrane RODIMPERM exécutée *in situ* en 1979 par imprégnation à froid d'un polyester aiguilleté à l'aide d'un polymère thermostable. Les joints et fissures avaient préalablement été refaçonnés, pontés et injectés. Le débit d'infiltration a été ramené de la sorte à 100 l/s, retenue pleine, en 1980.

### • Le ROUCHAIN (France) - H = 60 m

D'importantes infiltrations d'eau atteignant 300 litres/seconde ont été observées sur le masque amont en béton de ce barrage en enrochements construit en 1974 pour la ville de ROANNE (LOIRE). Ces passages d'eau ont été colmatés en 1983 à l'aide d'une membrane exécutée *in situ* par un procédé analogue à celui utilisé sur le barrage de PARAELA. La tour de l'évacuateur de crue qui pénètre le pied du parement amont a dû faire l'objet d'un traitement spécial à sa base. Les débits d'infiltration ont ainsi été ramenés à 13 l/sec.

### • HEIMBACH (R.F.A.)

Sur ce barrage en béton à parement amont vertical construit dans la RUHR, l'étanchéité amont a été restaurée à l'aide d'une membrane en P.V.C. de 3 mm d'épaisseur en 1974.

### • BARRAGES MOLATO, NERO, BARBELLINO (Italie)

Des panneaux en P.V.C. (appellation SIBELON) de 2 mm d'épaisseur thermosoudés à un géotextile et non protégés, ont été fixés à l'amont de ces anciens barrages multivoûtes (MOLATO), poids (NERO) et voûte (BARBELLINO) construits entre 1921 et 1931, ayant respectivement 55 m, 40 m et 69 m de hauteur. Les membranes, non adhérentes, ont été fixées sur des profilés spéciaux en acier inoxydable, soit horizontalement (MOLATO), soit verticalement (NERO et BARBELLINO), à des altitudes diverses atteignant 2.000 m.

## VI - CONCLUSION

Soulignons en conclusion que la géomembrane n'est que l'une des composantes d'un dispositif mince d'étanchéité comportant aussi une couche support ainsi qu'une couche de protection. Chacun de ces trois éléments doit être conçu avec la même attention et réalisé avec le même soin. La longévité du dispositif d'étanchéité en dépend et peut être compromise s'il n'en est pas ainsi.

L'emploi des géomembranes pour assurer l'étanchéité principale des barrages en remblai n'a théoriquement pas de limite. Mais il s'agit d'un organe fragile. Il convient donc d'étudier dans chaque cas les conséquences d'une défaillance ou d'une rupture accidentelle, notamment lorsque la sécurité publique est en jeu.

LE DEVELOPPEMENT DES GEOTEXTILES

par M. Claude BERNHARD (\*)

(article extrait de la revue le  
GENIE RURAL, 254, rue de Vaugirard,  
75740 PARIS CEDEX 15 et reproduit  
avec son aimable autorisation)

--o--

L'utilisation des textiles en génie civil connaît un fort développement. Forts de leurs qualités (stabilité, résistance, fiabilité...), les géotextiles sont passés d'un rôle d'accessoire provisoire à celui de composant essentiel de nombreux ouvrages permanents. S'ils ont mis près de vingt ans à tisser leur réputation, les géotextiles devraient très logiquement poursuivre une belle carrière à condition toutefois que la collaboration entre fabricants et géotechniciens s'amplifie pour une plus grande efficacité de la recherche.

Vers 1970 débutaient véritablement les premières fabrications à l'échelle industrielle des géotextiles, produits textiles utilisés en génie civil. Actuellement, le marché mondial dépasse 300 millions de mètres carrés par an, dont 120 millions pour l'Europe. Les géotextiles ont indiscutablement apporté un renouveau dans les techniques de génie civil que confirme le bilan de leur développement actuel.

**LES PRODUITS**

Pour le chimiste ou le textile, se pencher sur le développement des géotextiles revient à parler de la pénétration des polymères sous forme de fibres dans le monde du génie civil. Mais des fibres ou des produits naturels entrent aussi dans

la composition de certains géotextiles.

Les polymères utilisés se réduisent pour des raisons de coût et de performances au polyester, au polypropylène, au polyéthylène et au polyamide 66 (nylon).

Sans rentrer dans le détail des procédés de fabrication, il est possible de classer les géotextiles bidimensionnels suivant leur structure en :

- **tissés** : étoffe formée par des ensembles de fils ou bandelettes entrecroisées par tissage (fig. 1a) ;
- **non-tissés** : constitués de fibres ou filaments répartis aléatoirement ; la cohésion est obtenue par thermosoudage ou par aiguillage. On distingue entre les non-tissés de fibres coupées (20 à 80 mm de longueur) et les non-tissés de filaments continus (plus de 1 000 m de longueur) (fig. 1b) ;

- **grilles** : type de géotextiles constitués d'une superposition, d'un entrecroisement ou d'un liage de fils, filaments ou bandelettes et ►



Photos Cemagref

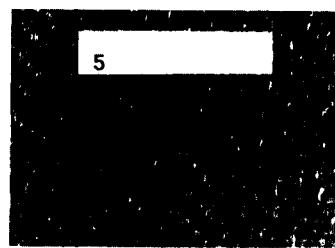


Fig. 1a.

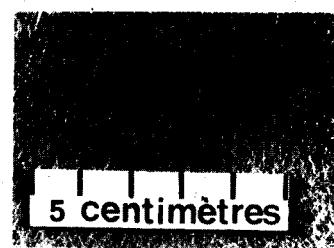


Fig. 1b.

(\*) Division mécanique des sols et génie civil - Cemagref Antony.

présentant une structure ouverte (fig. 1c) ;

— **composites** : complexes formés par l'assemblage de plusieurs produits dont au moins un géotextile. On assiste actuellement à un fort développement de composites drainants dont la figure 1d indique une structure possible. D'une manière générale, les composites répondent à des applications plus spécialisées (étanchéité, drainage, contrôle d'érosion...) que les géotextiles tissés ou non-tissés à vocation polyvalente.



Fig. 1c.

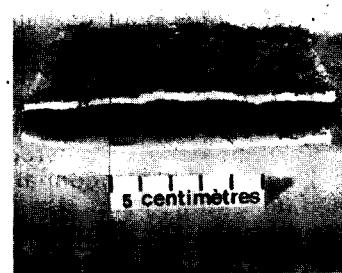


Fig. 1d.

A côté des géotextiles bidimensionnels existent des géotextiles tridimensionnels qui peuvent être :

— des enchevêtrements de fils thermoliés de plusieurs centimètres d'épaisseur destinés au drainage des eaux (fig. 2a) ;

— des structures alvéolaires en forme de nids d'abeille utilisées en contrôle d'érosion (structure souple à alvéoles larges en géotextile non-tissé (fig. 2b) ou en réalisation de remblais allégés (structure rigide à alvéoles étroites en matériau extrudé (fig. 2c) ;

— des enchevêtrements de sable et de fils continus réalisés *in situ*. Ce procédé (Texsol) est destiné à renforcer le matériau granulaire mais nécessite un appaillage spécifique pour la mise en place. Des produits tels les grilles

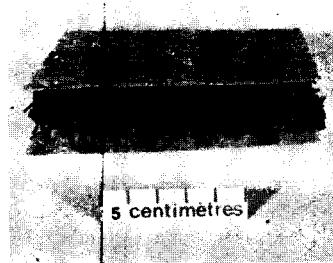


Fig. 2a.



Fig. 2b.

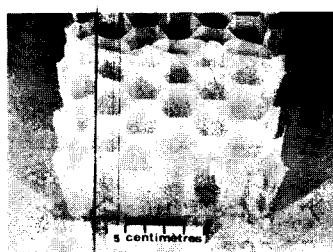


Fig. 2c.

ou les structures alvéolaires tridimensionnelles rigides sont à la limite de la définition des géotextiles (produits textiles utilisés en génie civil). Aussi, certains spécialistes introduisent le terme de « géosynthétiques » pour englober tous les produits synthétiques destinés au génie civil, en particulier les géomembranes.

Mais tous les géotextiles ne sont pas constitués de matériaux synthétiques ; il se développe une gamme de produits fabriqués à partir de déchets agricoles (paille, coton, coco, bois...), de chanvre et de lin. Ces « agrotextiles », peu onéreux, biodégradables et généralement préensemencés sont particulièrement adaptés au domaine du contrôle d'érosion, en végétalisation des pentes. La reconversion de certaines exploitations agricoles dans la production de chanvre et de lin pour alimenter le marché des agrotextiles est soutenue par des projets de la Cee, relayés en France par l'Anred et l'Anvar.

Ainsi, le terme géotextile dissimule une grande diversité de produits donnant au maître-d'œuvre des possibilités de conception sans cesse renouvelées.

## FONCTION ET APPLICATIONS DES GÉOTEXTILES

Les domaines principaux d'utilisation de géotextiles sont le drainage, le contrôle d'érosion, les voies de transport, le renforcement de sol et la protection de géomembranes.

Rares sont en fait à l'heure actuelle, les chantiers qui ne font pas intervenir au moins un géotextile, remplissant souvent plusieurs des quatre fonctions principales qui leur sont reconnues, à savoir :

— **séparation/anticontamination** (fig. 3a) : la nappe de

géotextile interposée entre deux couches de matériaux empêche l'interpénétration de ceux-ci même sous l'action de contraintes. Cette fonction, certainement la plus ancienne reconnue aux géotextiles, est utilisée par exemple pour séparer le fond de forme du corps d'une chaussée ou du ballast d'une voie ferrée. Ainsi les propriétés mécaniques des matériaux granulaires sont préservées. On déroule de même un géotextile anticontaminant sur les sols mous avant édification d'un remblais. Par ailleurs, un géotextile est souvent associé à une géomembrane afin de la séparer et de la préserver des agressions de la couche support (poinçonnement) ;

— **renforcement** (fig. 3b) : le géotextile confère une résistance à la traction au sol auquel il est incorporé. Des remblais pratiquement

Fig. 3a.

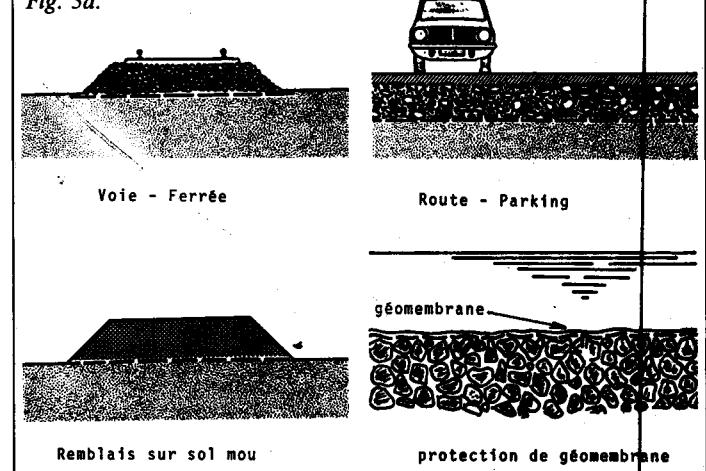
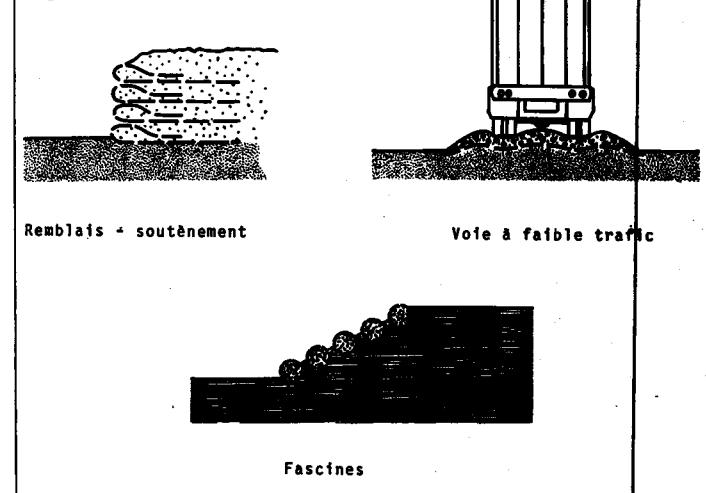


Fig. 3b.



verticaux peuvent ainsi être construits avec des sols de faibles caractéristiques mécaniques. Mais le nombre de tels ouvrages reste encore réduit malgré les progrès réalisés dans les méthodes de dimensionnement. Des fascines sont aussi réalisées en remplissant de sol des sacs en géotextile. En voirie, des géotextiles bidimensionnels ou tridimensionnels peuvent être utilisés comme renfort dans le cas de sols à faible portance ;

— **drainage** (fig. 3d) : l'eau et l'air du sol sont interceptés et véhiculés parallèlement au plan et dans l'épaisseur même du géotextile. Un filtre géotextile est en général associé au drain pour éviter le colmatage par entraînement du sol. Le drainage peut-être horizontal (consolidation de remblais...) ou vertical (drainage de fondations, drains plats verticaux pour consolider des sols de faible portance, drains cheminée dans un barrage en terre...).

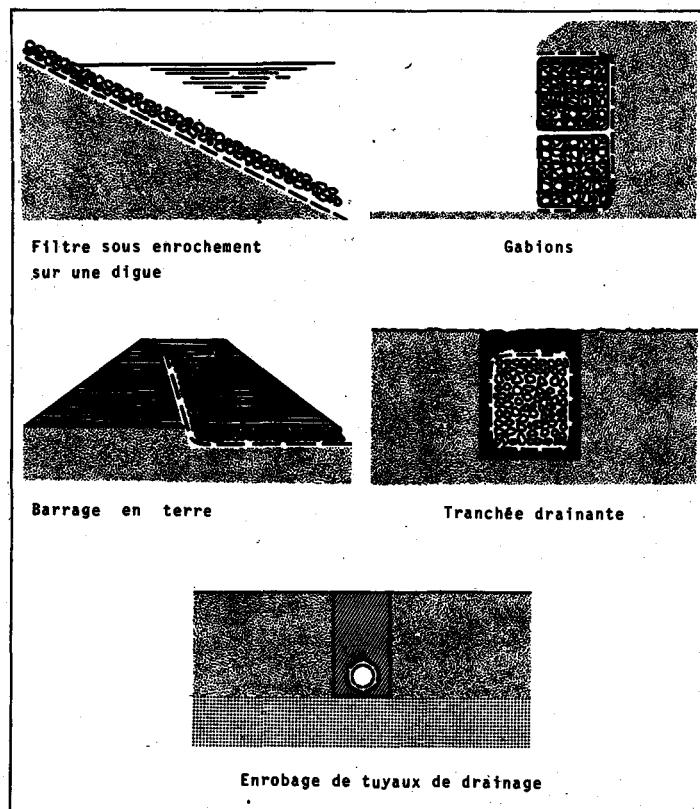


Fig. 3c.

— **filtration** (fig. 3c) : l'eau s'écoule perpendiculairement au plan du géotextile, celui-ci empêchant par ailleurs l'entraînement des particules fines du sol. Les filtres géotextiles se rencontrent dans de très nombreux ouvrages, par exemple en protection de berges, dans les ouvrages hydrauliques (filtres sous enrochement, filtres dans les barrages en terre) ou en association avec des drains (enrobage de drains agricoles, tranchées drainantes, drains cheminée ou drain de pied dans un barrage en terre...);

L'on rencontre aussi des géotextiles en tant que drains contre les parois de tunnels. Il y a une quinzaine d'années encore, le géotextile intervenait surtout dans des ouvrages provisoires (pistes de chantier) ou dans des applications où le risque lié à un mauvais fonctionnement du géotextile était faible. Cette situation a progressivement évolué et à l'heure actuelle l'on confie aux géotextiles des fonctions permanentes et aussi importantes que la filtration ou le drainage dans un barrage en terre.

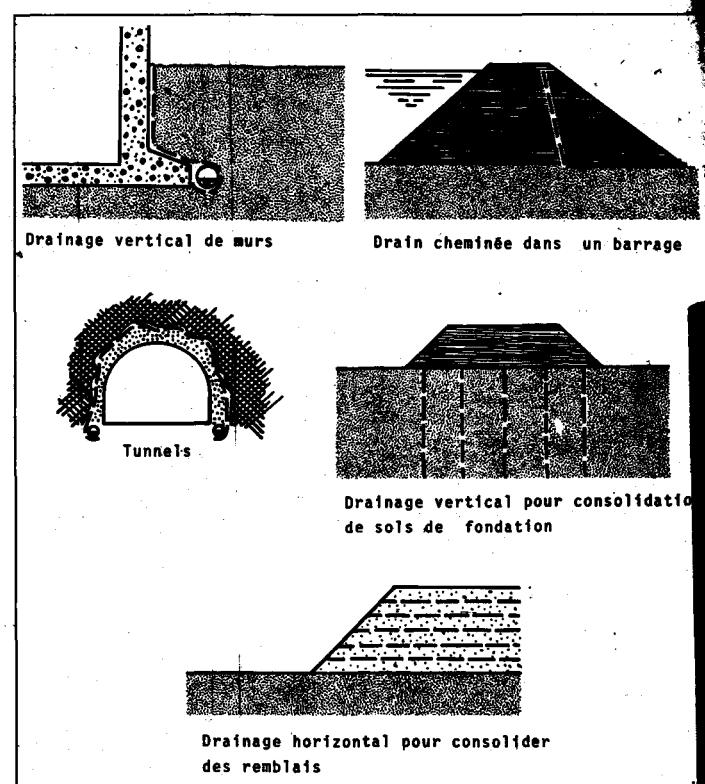


Fig. 3d.

## CARACTÉRISTIQUES ET ESSAIS

Les caractéristiques des géotextiles que l'on peut relier à leurs fonctions dans les ouvrages sont d'ordre chimique, physique, hydraulique et mécanique :

— **caractéristiques chimiques** : ce sont celles de leurs constituants de base. Les polymères utilisés sont très stables chimiquement et résistent à la plupart des agressions dont ils peuvent faire l'objet au contact de l'eau et du sol dans un ouvrage.

Le polyamide perd cependant une partie de sa résistance mécanique lorsqu'il est mouillé.

Le polyester est sensible aux pH supérieurs à 11 qui sont, il est vrai, rarement constatés dans les sols. Tous les produits se fragilisent lorsqu'ils sont exposés aux rayons UV. Il existe des traitements stabilisants, mais le problème peut être évité en prenant quelques précautions lors du stockage et de la pose des géotextiles.

— **caractéristiques physiques** : l'épaisseur et la masse surfacique d'un géotextile sont des caractéristiques

importantes pour certaines fonctions. Ainsi, le drainage devient significatif que pour des épaisseurs suffisantes sous la compression existant dans un ouvrage. L'action antipoinçonnante d'un géotextile utilisé en protection de géomembrane est en étroite relation avec sa masse surfacique et son épaisseur.

Pour la filtration, il est nécessaire de connaître l'ouverture de filtration du géotextile, c'est-à-dire le diamètre des plus grosses particules de sol que le géotextile laisse passer. Il existe de nombreuses méthodes conduisant en général à des

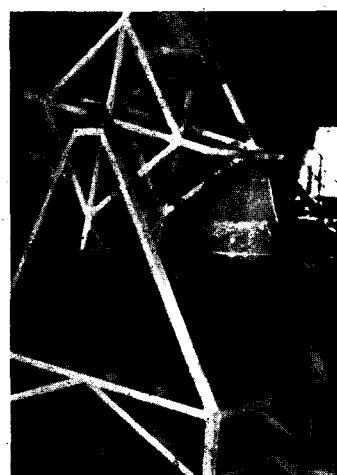


Fig. 4.

valeurs très différentes, pour déterminer cette caractéristique. En France, la norme Afnor NFG 38-017 reconnaît un essai de filtration hydrodynamique développé initialement par le Cemagref (fig. 4).

— **caractéristiques hydrauliques** : les géotextiles sont des produits perméables que l'on peut caractériser par deux mesures de perméabilité.

La première de ces mesures effectue perpendiculairement au plan du géotextile. La valeur est importante dans les dimensionnements de filtration, la perméabilité géotextile devant être supérieure à celle du sol à filtrer.

La deuxième mesure est réalisée parallèlement au plan du géotextile afin de caractériser son aptitude au drainage (mesure de transmissivité).

Certains géotextiles mis pour la première fois en contact avec l'eau se mouillent difficilement. Ce phénomène a entraîné de graves dégâts de fonctionnement pour des drains agricoles entourés de filtre géotextile.

Cemagref a participé activement à la mise au point de ces essais hydrauliques.

— **caractéristiques mécaniques** : l'essai de traction simple permet de déterminer la loi contrainte/déformation, les valeurs significatives étant le module à origine, la résistance et la formation à la rupture.

Les essais de flUAGE, de résistance au déchirement et de frottement avec des matériaux tels que le sol ou une membrane permettent d'appréhender les principales autres caractéristiques mécaniques des géotextiles.

## LES CAUSES DU DÉVELOPPEMENT DES GÉOTEXTILES

Le développement des géotextiles est incontestable au niveau de la création de produits différents, des surfaces utilisées et du nombre d'ouvrages concer-

nés qui dépasseraient 100 000 à travers le monde.

Ce succès provient des atouts techniques et économiques des géotextiles aliés à une quasi-absence d'inconvénients.

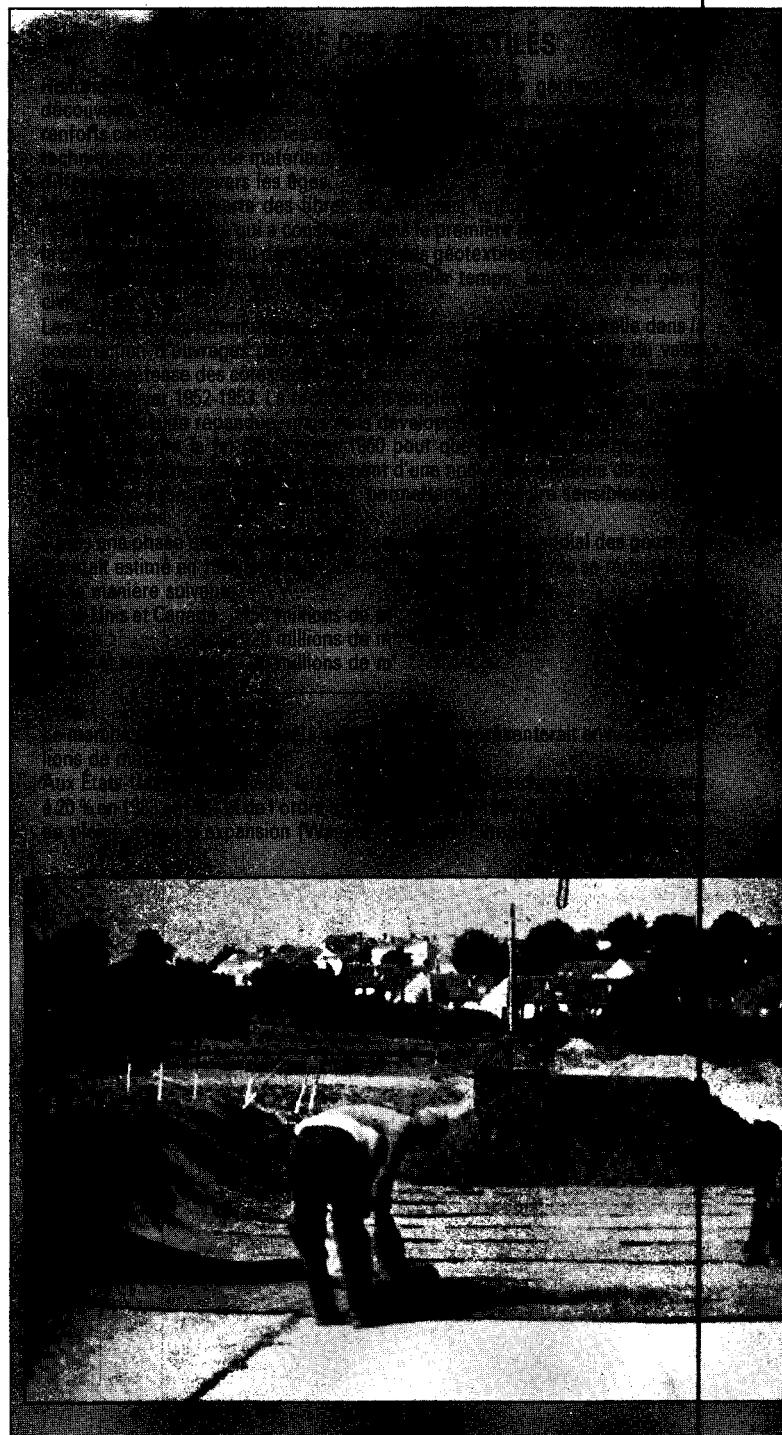
Sur le plan technique, cinq avantages principaux sont à signaler :

— **les performances des fibres synthétiques** : leurs stabilité chimique et résistance mécanique élevées ont permis d'allouer aux géotextiles des fonctions permanentes dans les ouvrages et en premier lieu le renforcement de sol. La grande porosité et perméabilité des géotextiles, de même que leur ouverture de filtration faible (50 à 300 µm), proviennent du diamètre très réduit des fibres (20 à 50 µm). Ainsi, les géotextiles sont aptes à exercer leurs principales fonctions grâce aux performances des fibres synthétiques ;

— **la compatibilité avec les déformations du sol** : les sols naturels sont souvent très déformables ce qui entraîne de nombreux problèmes au contact d'éléments rigides en acier ou en béton. Les géotextiles suivent au contraire les déformations du sol sans cesser de remplir leurs fonctions dans l'ouvrage ;

— **les possibilités de construction nouvelles** : certaines constructions seraient très difficiles sinon impossibles sans l'aide des géotextiles. Ainsi, seuls les géotextiles ont permis de construire dans de bonnes conditions des routes ou des remblais sur des fondations en tourbe ou en argile molle de grande épaisseur. La réalisation de filtres sous enrochement en protection de berges soumises à l'action des vagues constitue un autre exemple où les géotextiles sont pratiquement indispensables ;

— **la fiabilité** : en tant que produits industriels, les géotextiles ont des caractéristiques connues et constantes dans le temps au contraire des matériaux granulaires généralement hétérogènes. De plus, la qualité d'exécution peut facilement être contrôlée sur

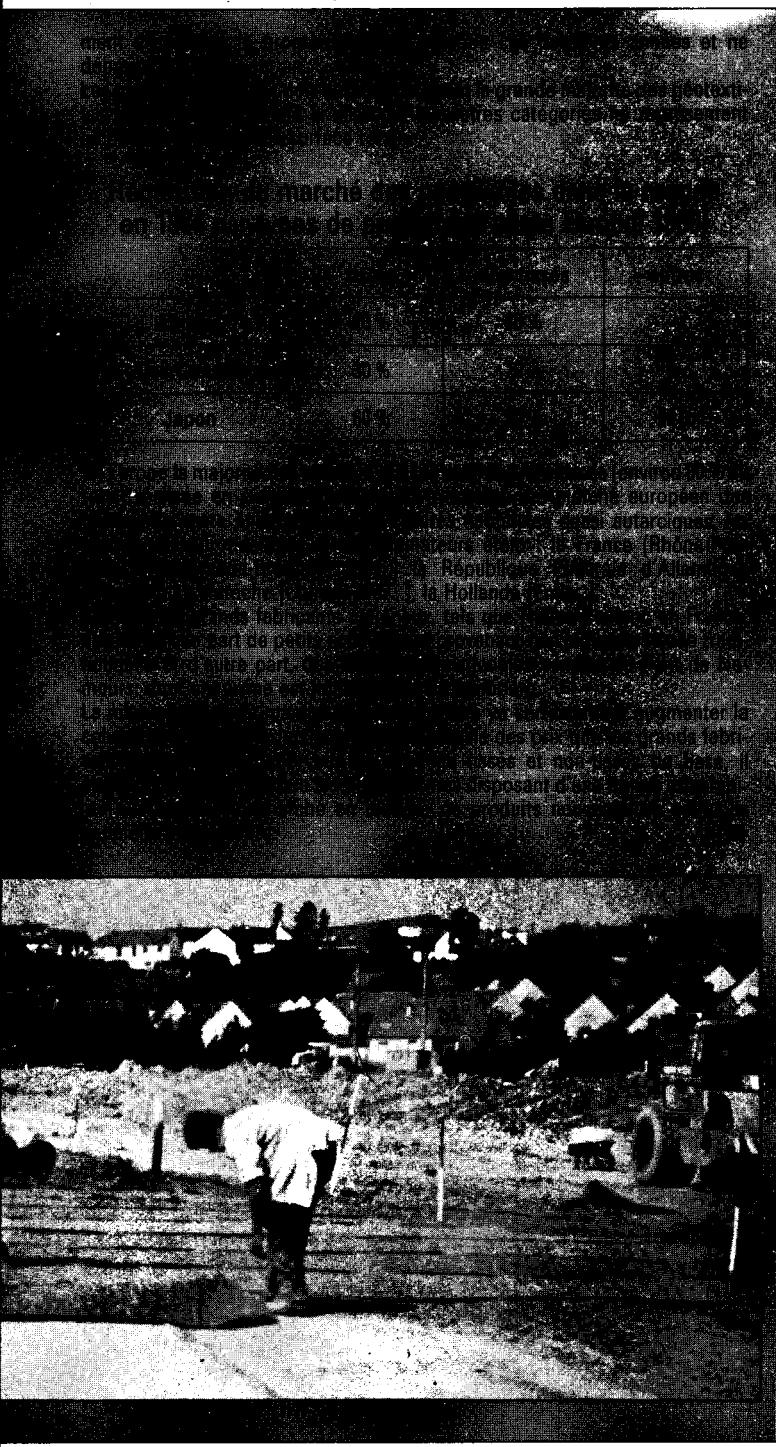


chantier. Le maître-d'œuvre a ainsi l'assurance que l'ouvrage sera conforme aux prescriptions du projet, à condition d'exercer toutefois un minimum de contrôles à la réception et à la pose ;

— **la facilité de mise en œuvre** : l'exécution du chantier est simplifiée par l'emploi de géotextiles dont la mise en œuvre ne présente guère de difficultés si quelques précautions élémentaires sont respectées.

Ces avantages techniques resteraient sans effet si les géotextiles n'étaient pas des matériaux de faible coût (5 à 15 F/m² pour les produits courants). Ils permettent par ailleurs de réaliser indirectement d'importantes économies par :

— **la réduction des frais de transports** : un géotextile de 300 g/m² peut remplacer un filtre en sable de 20 cm d'épaisseur représentant un poids d'environ 340 kg/m³. Les frais de transport pour



approvisionner le chantier en matériaux sont donc sans commune mesure. L'économie réalisée est d'autant plus forte que le matériau granulaire est plus éloigné :

— la diminution d'achat de matériau granulaire calibré : le coût des matériaux granulaires calibrés pour les filtres et les drains, indépendamment des frais de transport, est en général loin d'être négligeable ;

— l'utilisation du sol en

place : les géotextiles permettent souvent d'utiliser le sol en place comme matériau de construction même lorsqu'il présente de mauvaises caractéristiques. L'économie se situe au niveau du volume de terrassements, de l'achat et du transport de matériau d'apport ;

— la réduction du temps de travail rémunéré : les géotextiles permettent de réduire le volume donc la durée de terrassements, et le

temps de transport de matériaux granulaires ; ils sont faciles à mettre en œuvre et donnent la possibilité d'opérer par mauvaises conditions météorologiques. Par suite, la durée du travail nécessaire est diminuée.

L'ensemble de ces avantages techniques et économiques suffit à expliquer le développement des géotextiles, mais à côté de ces éléments objectifs interviennent certainement des facteurs comme le marketing agressif des fabricants et l'attrait de produits nouveaux dans les bureaux d'étude.

## LE COMPORTEMENT À LONG TERME

L'enthousiasme des utilisateurs des géotextiles est tempéré par l'interrogation sur le comportement à long

terme des produits dans les ouvrages. D'après les chimistes et les textiliens, les polymères de synthèse utilisés fournissent à priori toutes les garanties, mais la durée de service des ouvrages de génie civil est beaucoup plus longue que celle d'un vêtement, les sollicitations mécaniques peuvent être très importantes et l'environnement physico-chimique du sol est souvent défavorable (risque d'oxydation aux pH extrêmes d'hydrolyse).

Une réponse rassurante à ces inquiétudes est fournie par le constat du bon comportement des géotextiles dans la majorité des ouvrages actuellement en service, datant pour certains d'entre eux de plus de 15 ans. Des échantillons ont été prélevés et analysés après 5 à 10 années de fonctionnement réel sans qu'on puisse mettre en évidence

## NORMALISATION ET SPÉCIFICATIONS

Les géotextiles ont des avantages intrinsèques qui ont permis leur succès. Mais encore faut-il que leurs caractéristiques puissent être correctement exploitées par les maîtres-d'œuvre qui doivent ainsi disposer de données techniques sur les produits et sur les méthodes de dimensionnement des ouvrages.

Differents comités nationaux et internationaux, créés pour la promotion des géotextiles, ont mis au point des essais et des règles d'emploi. En France, le Comité français des Géotextiles (Cfsg) a vu le jour en 1978 ; il s'est transformé en 1983 en Comité français des Géotextiles et des Géomembranes (Cfgg) (\*), suite aux préoccupations exprimées au colloque sur l'étanchéité superficielle des bassins, barrages et canaux organisé par l'Engref et le Cemagref.

Le Cfgg possède le statut d'une association à but non lucratif type loi 1901 et regroupe les compétences des services publics, organismes d'enseignement et de recherche, bureaux d'études, grandes entreprises de travaux publics ainsi que les producteurs et distributeurs de géotextiles ou de géomembranes en France. Environ 40 % des 80 sociétés ou organismes membres proviennent du génie civil et 60 % du monde du textile ou des géomembranes.

Des groupes de travail composés des spécialistes intéressés mettent au point une terminologie commune, des essais et des recommandations d'emploi. Ce travail se concrétise par des propositions de normes d'essais à l'Afnor (9 essais normalisés et 2 en instance) et la publication de fascicules de recommandations pour l'emploi des géotextiles par types d'ouvrages (7 fascicules publiés).

Au niveau international, il faut surtout citer l'action de trois organisations :

- la Réunion internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherche pour les Matériaux et les Constructions (Rilem) a créé en 1978 une commission technique chargée d'étudier des essais sur les géotextiles et les géomembranes ;

- l'International Standard Organization (Iso) comprend depuis 1983 un comité « géotextile » dont le secrétariat est assuré par l'Afnor. Mais un accord est loin de se faire sur des protocoles d'essais reconnus au niveau international ;
- l'International Geotextile Society (igs) se charge depuis 1983 d'établir le contact entre les comités nationaux et organise régulièrement (tous les quatre ans) des congrès internationaux.

Ces différentes structures ont permis de coordonner et de faire progresser la technique et les connaissances sur les géotextiles, mais les approches des différents comités sont parfois contradictoires et les normes d'essais nationales tendent à jouer un rôle protectionniste.

(\*) Cfgg : siège social, 35, rue des Abondances, BP 79, 92105 Boulogne Billancourt Cedex. Tél. (1) 48.25.18.90.

dence une détérioration chimique ou physique des fibres.

Le problème de la durabilité se pose en fait en terme de sécurité dans les ouvrages comme un barrage en terre incluant des filtres, drains ou des renforts en géotextile. Le colmatage d'un filtre ou d'un drain est un phénomène pouvant s'étendre sur des années et qu'il est difficile d'appréhender par des essais accélérés en laboratoire.

Pour le renforcement par géotextile subsistent des inconnues quant au flUAGE et au vieillissement accéléré des matériaux sous contrainte.

Des recherches sont en cours pour préciser ces différents éléments.

## LES CONDITIONS DU DÉVELOPPEMENT FUTUR

Le rythme actuel du développement des géotextiles va-t-il se poursuivre ? Dans l'affirmative, les géotextiles vont passer à un certain moment du rang de matériaux mineurs à celui de composants essentiels dans les ouvrages.



Les avantages techniques et économiques inhérents aux géotextiles continueront à produire leurs effets dans le futur, mais le développement peut être ralenti

## RÉFÉRENCES

- Bommard C, Leclercq B. 1986. Utilisation des géotextiles en protection des fonds et des berges d'étangs. *Forêts, loisirs et équipements de plein air*. Institut pour le développement forestier. 2<sup>e</sup> édition, novembre 86, p. 46 à 48.
- Comagref. 1987. *Filtres et drains géotextiles en génie civil. Informations techniques* - Cahier N° 07, septembre 87, n° 3.
- Cfgg. 1984. Recommandations générales pour la réception et la mise en œuvre des géotextiles - Normes françaises d'essais.
- Giroud J.P. 1988. From geotextiles to geosynthetics : a revolution in geotechnical engineering. 3<sup>e</sup> colloque international sur les géotextiles - Vienne, Autriche - Comptes rendus, Volume 1, p. 1 à 18.
- Lefèuvre E. 1985. Geotextiles : their rationale and their future. *Geotextiles et géosynthétiques* - Volume 2, p. 23 à 30.
- Sotin M, Leclercq B. 1982. Les géotextiles et les tests de vieillissement accéléré. 2<sup>e</sup> colloque international sur les géotextiles. Las Vegas, Usa - Comptes rendus, Volume 2, p. 559 à 564.
- Wright S. 1986. Geotextile market growth below expectation. *Geotechnical Today Report*. Septembre/octobre 86, p. 30 à 32.

à tout moment par les fabricants, s'ils ne proposent pas des produits nouveaux performants et par les géotechniciens, s'ils ne cherchent pas à dominer et à étendre l'emploi des géotextiles.

Les deux conditions mettent en avant la nécessité de la recherche qui sera à l'évidence d'autant plus féconde que la collaboration entre les spécialistes du textile et les géotechniciens sera plus étroite : les fabricants doivent innover en intégrant les besoins des géotechniciens et ces derniers sont tributaires des produits pour réaliser des ouvrages plus audacieux.

Les recherches actuelles et leur coordination constituent donc les germes du développement futur. A cet égard, plusieurs indicateurs prouvent la vitalité des actions en cours et incitent à la confiance.

Les banques de données bibliographiques font état de plus de 2 300 articles scientifiques publiés sur les géotextiles depuis 1970 ; des ouvrages de référence ont vu le jour et chaque année se tiennent des colloques ou séminaires internationaux établissant le point sur les évolutions récentes des techniques et des produits.

La recherche qui était au départ concentrée surtout chez les fabricants des produits ou sponsorisée par eux est maintenant développée de manière indépendante par une quarantaine d'universités ou cen-

Les recherches en cours visent essentiellement à intégrer l'interaction sol/géotextile et la durabilité aux dimensionnements.

Mais la connaissance sur les caractéristiques des produits et sur les méthodes de dimensionnements de plus en plus sophistiquées ne doit pas rester confinée dans un cercle restreint de spécialistes sous peine de limiter l'expansion des géotextiles. Leur développement futur nécessite une large diffusion de l'information auprès des ingénieurs des bureaux d'études privés, des maîtres-d'œuvre publics, des entreprises et des maîtres de l'ouvrage. Un effort d'enseignement et d'information est donc nécessaire, mais celui-ci est rendu difficile par le rythme même d'expansion des possibilités des géotextiles. Sous cet angle, les géotextiles risquent d'être victimes de leur succès. ■

**ELEMENTS DE CONCEPTION POUR UN AMENAGEMENT INTERMEDIAIRE**  
**Le cas du fleuve Sénégal**

**Frans Huibers\***

—\*—

**INTRODUCTION**

L'irrigation dans la région du fleuve Sénégal devient de plus en plus importante. D'un côté, la baisse de la pluviométrie dans cette région et la croissance de la population obligent cette dernière à l'inclure dans leur système de production pour survivre. De l'autre les états riverains (le Sénégal, la Mauritanie et le Mali) considèrent la vallée comme un potentiel important en vue de pallier aux énormes importations vivrières.

La prévision de réaliser une production importante en irriguée est l'une des bases de la construction des barrages anti-sel de Diama (Sénégal) et de stockage de Manantali (Mali). Ces ouvrages doivent faciliter l'irrigation au premier lieu pour remplacer les superficies en cultures de décrue qui, dans une année moyenne, ne sont plus inondées à cause de la construction du barrage de Manantali. Après cela, les barrages faciliteront l'irrigation d'environ 375.000 hectares dans l'ensemble de trois pays riverains.

La réalisation de la plupart des aménagements qu'on trouve aujourd'hui au Sénégal et en Mauritanie est récente. À part quelques grands aménagements des années 60, qui, pour la plupart, n'ont jamais vraiment réussi, on peut constater un rythme d'aménagement important depuis les années 70. Dans le delta du fleuve Sénégal, cela concerne plutôt de grands aménagements, gérés par l'Etat et un grand aménagement de la Compagnie Sucrière Sénégalaise (CSS) à Richard Toll, Sénégal.

Dans la moyenne et haute vallée, on commençait à aménager des périmètres villageois dont la superficie est souvent d'environ une vingtaine d'hectares et équipés d'un Groupe Moto-Pompe (G.M.P.) qui prend l'eau directement du fleuve. L'initiative de ce développement était souvent paysanne et était fortement appuyée par divers bailleurs de fonds et par les sociétés de développement. Depuis le premier périmètre construit en 1970, on cultive maintenant à peu près 13.000 ha de "périmètres villageois" au Sénégal et 3.000 ha en Mauritanie.

\* Expert en irrigation et chef du projet Gestion de l'eau  
A.D.R.A.O. - B.P. 96 - Saint-Louis - Sénégal.

Cependant, un tel rythme d'aménagement ne suffit pas. Au niveau des villages, les cultivateurs-hommes cherchent des extensions pour augmenter leur superficie qui est souvent très petite (0,15 à 0,30 ha). Ils cherchent plus de sécurité alimentaire et une commercialisation pour pouvoir payer les coûts d'intrants qui sont maintenant pour la plupart payés à partir d'autres sources, dont les envois des émigrés. Les femmes, elles, ont besoin de leur propre parcelle irriguée pour faire le maraîchage, ce qui pourrait remplacer les revenus traditionnels des divers cultures pluviales. Au niveau des Etats, les investissements énormes dans les barrages et dans d'autres travaux dans la région les obligent à promouvoir l'irrigation sur une base commerciale, pour pouvoir rembourser les dettes et pour augmenter la production destinée aux zones urbaines.

Dans cette situation, les intervenants, qui sont les planificateurs, les bailleurs de fonds, les sociétés de développement, les aménagistes et les paysans, cherchent la meilleure voie pour le développement de l'irrigation. Les périmètres villageois, gérés par les cultivateurs et situés sur le territoire villageois, ont été une réussite, vu leur production par hectare, mais on y cultive peu pour le marché. Les grands aménagements, qui impliquent des investissements plus importants paraissent être difficiles à gérer et n'ont pas donné des résultats satisfaisants sur le plan de la production.

C'est fort de cette expérience que les planificateurs parlent de plus en plus "des aménagements d'une conception dite intermédiaire". Ils sont considérés comme des aménagements avec des superficies plus importantes que celles des périmètres villageois, tant au niveau d'aménagement qu'au niveau des exploitations individuelles, mais qui, parce que découpés en unités hydrauliques autonomes, peuvent être gérés par des groupements villageois. Les planificateurs cherchent un moyen pour combiner les avantages de l'organisation traditionnelle villageoise et les avantages d'échelle d'un grand aménagement.

Bien que cet approche semble logique, il faut indiquer que dans la réalité du terrain la définition d'une conception est souvent plus compliquée.

#### LE PERIMETRE VILLAGEOIS

Dans les périmètres villageois de la région du fleuve Sénégal le principe d'une autogestion par des exploitants est important. Cependant la structure chargée de la gestion a été implantée par les sociétés de développement, qui assurent d'un autre côté un appui technique et un encadrement. Le groupement des exploitants est responsable pour la distribution des parcelles, pour l'irrigation et l'entretien. A part cela ces périmètres peuvent être définis comme des aménagements :

- qui ont une superficie limitée, souvent environ 20 hectares,
- qui bénéficient à un nombre d'exploitants élevé, d'où des parcelles de l'ordre de 0.15 à 0.30 ha,
- qui sont construits sur le terrain villageois et souvent sur l'initiative des villageois,
- qui sont près du village et près de la source d'eau,
- où tous les exploitants sont originaires du village ou des villages alliés, ce qui facilite une gestion basée sur une organisation villageoise,
- qui sont construits pour une grande partie à la main par les cultivateurs,
- qui sont équipés d'ouvrages simples et dont les parcelles ne sont pas nivélées mécaniquement,
- qui ne sont pas couteuses en investissements et moyens de production,
- qui produisent primordialement pour l'autoconsommation.

Au Sénégal, comme en Mauritanie, les coûts de construction ne dépassent jamais le niveau d'un million de F CFA par hectare, tandis qu'on investit des montants beaucoup plus importants pour la construction des grands aménagements (Tableau 1). Par contre, la fiabilité technique des périmètres villageois est parfois limitée: le manque de planage, les problèmes sur les ouvrages d'art, les pertes d'eau dans des canaux sableux, etc. posent parfois des problèmes importants.

Cette situation est aggravée par le fait qu'il existe une séparation des responsabilités entre le niveau de la construction et celui de l'exploitation. Cela constitue la base d'un grand nombre des problèmes d'ordre technique et organisationnel. Souvent les cultivateurs sont obligés de corriger des erreurs d'aménagement, de s'en accommoder ou d'exécuter des travaux d'amélioration.

Tableau 1 : Indication des coûts de construction au Sénégal (en million FCFA/ha)

Grand aménagement	Périmètre villageois
3 - 6	0.5 - 1.2

Source : Seck (1986)

Le périmètre appartient au groupement d'exploitants. Ceci, ajouté au fait qu'ils peuvent le gérer comme ils l'entendent et y cultiver leurs céréales de subsistance, font que les groupements réussissent souvent à faire ces efforts. Mais il y a d'autres cas où les problèmes techniques paraissent insurmontables. Dans de telles situations la solidarité entre les cultivateurs ne réussit pas à résoudre les problèmes et les périmètres sont partiellement ou complètement abandonnés.

#### LE GRAND AMENAGEMENT

A part sa superficie, qui peut être quelques milliers d'hectares, il y a d'autres caractéristiques qui définissent un grand aménagement : l'initiative est étatique, comme le sont le financement et la construction. L'objectif est d'augmenter la production agricole dans une certaine région en partant du principe que l'irrigation donne les moyens les plus aptes pour l'atteindre.

La complexité d'un grand aménagement rend la gestion par les cultivateurs difficile. Une maximisation de la production nette est nécessaire pour compenser les investissements souvent énormes. Cela conduit les planificateurs à prévoir une agriculture dite moderne, avec une forte mécanisation et avec des techniques agronomiques avancées. Un tel niveau technique implique une organisation, une gestion et un encadrement centralisés.

Mais les résultats de production n'arrivent pas à atteindre le niveau des périmètres villageois (Tableau 2), alors que les coûts de production sont plus élevés. La non-réussite de ce type d'aménagement est souvent considérée comme liée à l'inexistence d'une organisation et d'une gestion adéquate et à "un manque de sérieux" au niveau des exploitants. Il serait plus juste de dire qu'il manque souvent une base de collaboration entre les exploitants de l'ensemble du périmètre et que l'exploitation des parcelles individuelles est difficile à insérer dans les autres activités du système de production sur place. Dans tous les cas, ce sont des problèmes socio-organisationnels et socio-culturels qui sont à la base de la non-réussite. Ces problèmes peuvent surgir parce qu'on n'en a pas tenu compte au moment de la planification.

**Tableau 2 : Rendement de paddy par type d'aménagement. Moyenne de huit années (1980-1987) rive gauche du fleuve Sénégal.**

Grand aménagement	Périmètre villageois
4.3 T/ha	4.7 T/ha

Source: OMVS (1980)

### **LA CONCEPTION DE L'IRRIGATION**

Le plus souvent cette expression renvoie aux caractéristiques physiques du réseau et aux objectifs de production. La conception détermine la voie la plus efficace pour construire et gérer l'aménagement.

La conception définit, parfois implicitement, les normes sur lesquelles les planificateurs et les techniciens se basent pour prendre des décisions. L'inclusion ou non d'une mécanisation, le choix de cultures, le niveau de production prévu, le taux de commercialisation, la fixation de tour d'eau, la double culture, etc., sont des aspects qui entrent dans la conception.

Une telle approche risque d'exclure les valeurs et la tradition des utilisateurs futurs et leur propre environnement. Ces valeurs sont indispensables pour le bon fonctionnement de n'importe quel système d'irrigation, ainsi qu'il a été souligné dans les recherches faites dans les périmètres villageois au Sénégal et en Mauritanie (ADRAO, 1985).

Quelques exemples illustrent bien que l'irrigation dite paysannale a ses propres caractéristiques :

En ce qui concerne l'attribution des parcelles, les exploitants dans le zone de Bakel au Sénégal préfèrent souvent attribuer les parcelles en forme de bandes, parfois d'une longueur de 600 à 800 mètres et quelques mètres de largeur. Ce mode de distribution est considéré comme le plus honnête. Elle attribue à chaque exploitant des parties de différente qualité, et provient de l'agriculture traditionnelle.

là et ailleurs les groupements des exploitants cherchent souvent à inclure une activité collective pour permettre de payer leur contribution dans les coûts de production sous forme de main d'œuvre au lieu de payer en espèce.

Une fois prise la décision de cultiver une campagne en commun, les exploitants paient leur cotisation indépendamment de la superficie exacte de leur parcelle et de la quantité d'eau à utiliser. Et malgré le fait qu'il existe (normalement) un tour d'eau bien fixé, la flexibilité dans la gestion d'un périmètre

villageois permet aux exploitants d'avoir, par exemple en cas d'absence, de perte d'eau ou de percolation excessive, des irrigations additionnelles au moment où le manque d'eau dans leur parcelle se fait sentir.

Ces exemples indiquent que le périmètre villageois permet une adaptation de cette nouvelle technique qu'est l'irrigation aux conditions des exploitants et de l'insérer dans leur autres préoccupations, y inclus leurs cultures traditionnelles.

De manière simple, un aménagement hydro-agricole pourrait être décrit à partir de son utilisation, de sa technique et de son échelle. Le tableau 3 donne la "conception" de chacun de ces aspects dans les situations extrêmes. Dans la réalité, un aménagement spécifique ne revêt jamais tous ces aspects dans les extrêmes. Une conception industrielle est surtout caractérisée par le choix d'une monoculture, une culture intensive et une orientation sur le marché. Au contraire, une conception paysannale cherche surtout une autosuffisance alimentaire, une baisse des risques de production et une diversification. Et tandis qu'un aménagement industriel forme une entité économique en soi, l'exploitation d'une parcelle paysannale en irriguée n'est qu'une activité entre plusieurs autres.

Souvent, on a l'impression que les orientations indiquées verticalement dans le tableau vont toujours ensemble. De ce point de vue, un aménagement industriel est nécessairement compliqué et toujours de grande échelle. D'un autre côté, les systèmes paysannaux sont des systèmes simples et à petite échelle. Ici nous disons que une conception dite paysannale ou industrielle concerne l'utilisation ou l'orientation de la production, pas nécessairement l'approche technique et l'échelle. Mais pour la simple raison que les aménagements ne peuvent pas toujours être définis dans ces extrêmes, nous préférions dégager des tendances. On peut, par exemple, bien avoir un système avec une utilisation de tendance industrielle, simple dans son approche technique et d'échelle moyenne.

Tableau 3 : L'irrigation et sa conception

CONCEPTION		
Utilisation	Paysannale	Industrielle
Approche technique	Simple	Compliquée
Echelle	Petite	Grande

### LES CONSEQUENCES DES CHOIX DANS LA CONCEPTION

Les exemples d'un périmètre villageois et d'un grand aménagement indiquent qu'on ne peut pas définir une conception seulement sur la base de sa superficie ou de son organisation ou de ses coûts d'aménagement.

Une conception est plutôt une traduction des idées et des intérêts que le décideur choisit en vue d'un aménagement à construire. Vice versa, une certaine conception retenue fixe en grande partie les variables liées à l'utilisation et à la gestion de l'aménagement.

Les intérêts des divers intervenants ne coïncident pas nécessairement. En conséquence, chacun des intervenants a sa propre conception de l'irrigation pour arriver à ce qu'on a défini comme objectif. Et encore, chacun a ses propres moyens, son propre environnement, sa propre connaissance et sa propre logistique et logique.

Le choix de l'échelle et la complexité du réseau définissent le niveau d'organisation requis. Une plus grande unité demande souvent un "management" spécifique et souvent sophistiqué, qui ne peut pas être trouvé au niveau des exploitants. Dans une conception industrielle, contrairement à un aménagement paysannal, le rôle des cultivateurs individuels est moins important. Beaucoup de décisions concernent l'ensemble de l'aménagement et à la limite les exploitants n'ont aucune influence sur certaines décisions.

Le choix d'une double culture ou non a son berceau dans la conception prévue. Plus qu'avec une seule culture, la double culture nécessite une bonne gestion, un meilleur suivi agronomique, plus de mécanisation, plus de moyens financiers ou de crédits, et une cohérence entre les cultivateurs. En même temps, elle conduit à une perte de la flexibilité au niveau du choix des variétés, et autres éléments agronomiques.

En résumé, la conception d'un aménagement détermine en grandes lignes :

- la situation de l'aménagement,
- l'origine des attributaires,
- le choix des cultures et sa diversification,
- le choix entre une culture simple ou une double culture,
- les critères pour estimer la rentabilité,
- le niveau de participation des exploitants aux décisions qui concernent l'ensemble du réseau,
- le niveau de mécanisation,
- les sources d'encadrement, crédit et appui technique,
- l'attribution des parcelles et de leurs tailles individuelles
- etc.

En bref, la conception détermine la place que l'irrigation est supposée occuper dans le système de production des exploitants

futurs et la place de l'irrigant dans l'aménagement.

#### La gestion de l'eau

Dans une conception industrielle, on exclura les terrains qui ne sont pas aptes à la culture prévue, sur la base de ses caractéristiques physiques. À l'autre extrême, dans les conceptions paysannes, on peut trouver des parcelles qui ne conviennent pas tout à fait à la spéculation prévue, mais qui sont incluses et utilisées pour d'autres raisons, par exemple pour satisfaire un besoin de superficie pour tous les ayant-droits.

Tandis qu'on ne choisit que des terrains homogènes pour aménager industriellement, ce n'est pas nécessairement le cas dans les périmètres villageois. Dans ces derniers, les besoins en eau diffèrent parfois d'une parcelle à l'autre, un des faits qui justifie que chaque cultivateur, quand il a son tour, peut prendre d'autant d'eau qu'il veut, comme observé dans les périmètres villageois de la région du fleuve Sénégal. Contrairement à un aménagement industriel où l'attribution de l'eau est fixé par parcelle, dans une conception paysannale, l'attribution concerne plutôt l'exploitant comme individu.

La qualité technique d'un aménagement contribue beaucoup à une juste attribution de l'eau et à une réduction des pertes. Dans les aménagements d'une conception industrielle (et commerciale) cela va sans dire. On n'y rencontre pas la séparation des responsabilités entre le niveau de la construction et celui de l'exploitation comme pour les périmètres villageois.

#### L'AMENAGEMENT INTERMEDIAIRE

Comme indiqué dans l'introduction, la construction des aménagements intermédiaires est envisagée comme un compromis entre les grands aménagements et les périmètres villageois. Construits dans les anciennes cuvettes de décrue, en remplacement de la culture traditionnelle, ils sont beaucoup plus chers que les périmètres villageois et exigent d'être cultivés d'une manière intensive et commerciale.

Les sites à aménager ont une histoire d'exploitation avec des ayants-droits qui viennent souvent de villages divers et avec une exploitation diversifiée (agriculture, pisciculture, élevage). Cela complique l'attribution des parcelles et la formation de groupements de producteurs. Dans une telle situation la composition d'un groupement et sa structure organisationnelle seront obligatoirement différente de celles des périmètres villageois.

Dans les aménagements intermédiaires, la superficie d'une unité de production semble être fixée plus souvent par la mécanisation prévue que par les possibilités données par le système de production sur place. En conséquence, les unités sont beaucoup plus grandes que dans le cas des périmètres villageois. Pour la même raison, les superficies des parcelles et par exploitant sont plus grandes. Avec la nécessité de pratiquer une double culture, l'agriculture irriguée devient aussitôt une activité très compliquée et demandera une organisation précise et une implication presque totale de l'exploitant.

Les aménagements intermédiaires vont inclure une dimension de commerciale plus importante. C'est le désir commun de l'Etat et des paysans. C'est aussi une nécessité économique vu les investissements importants et les coûts de production relativement élevés. Cette commercialisation pose des problèmes spécifiques, pas encore connus et maîtrisés par les cultivateurs.

#### L'exemple de la moyenne vallée

Une expérience significative au niveau de cette nouvelle conception peut être trouvé à la hauteur de Podor dans la moyenne vallée du fleuve Sénégal. Sur les deux rives du fleuve, un projet encadré par l'OMVS (Organisation de la Mise en Valeur du fleuve Sénégal) construit une vingtaine d'aménagements de chacun 50 hectares. A l'exception d'un cas, ces périmètres sont jumelés deux à deux, chacun avec son propre réseau. Du point de vue de la gestion, ces aménagements sont organisés comme les périmètres villageois avec une indépendance totale au niveau de la source d'eau (Groupe Moto-Pompe sur bac flottant) et la distribution de l'eau.

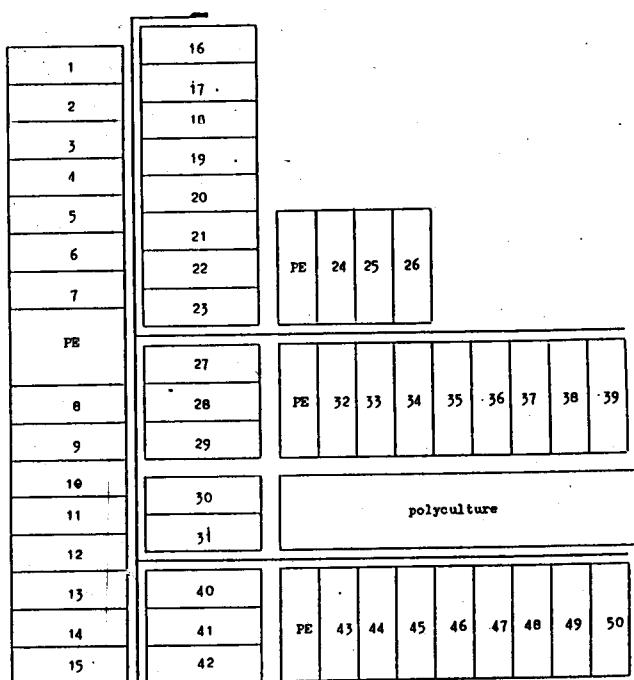
Ce qui nous amène à qualifier ces aménagements comme intermédiaires, ce ne sont pas leurs tailles, qui est 50 hectare par périmètre : il existe des périmètres villageois dépassant cette taille. L'aspect intermédiaire se trouve surtout au niveau de la conception de ces aménagements, ayant un caractère commercial. Pour les planificateurs, il s'agit surtout de construire un réseau dans lequel les exploitants ont les moyens techniques de cultiver d'une manière assez intensive et efficace. Une petite mécanisation doit les aider à cultiver des parcelles de 0,84 hectare en double riziculture. Les coûts de production, plus élevés que dans les périmètres villageois, doivent être couverts par la production, ce qui introduit déjà l'aspect commercial.

Sur plusieurs aspects, le projet a réussi à concrétiser la conception prévue. Les aménagements réalisés sont de haute qualité avec des parcelles bien nivelées à l'aide de laser. Un canal horizontal sert comme réservoir avec une capacité de 3.500 m<sup>3</sup>. L'irrigation se fait avec l'aide de siphons (parfois des buses), qui prennent l'eau directement du canal. Une seule personne est en mesure d'irriguer plusieurs parcelles en même

temps sans problèmes de surveillance. A part un ouvrage de tête, l'aménagement n'inclut pas d'ouvrages ce qui réduit les problèmes d'entretien (Figure 1). La capacité du réseau suffit largement et avec la technique d'irrigation simple et flexible, on évite des conflits au niveau de la distribution de l'eau. Perte d'eau et gaspillage sont minimaux, ce qui induit une consommation de gasoil par hectare qui concorde bien avec ce qu'on observe dans les périmètres villageois, tandis que la distribution de l'eau est plus adéquate (Tableau 4).

D'un autre côté, la conception des planificateurs a résulté de certaines hypothèses qui paraissent difficiles à réaliser sur le terrain. En outre, les planificateurs envisageaient, et l'ont posé comme condition de participation, que les exploitants laisseraient tomber d'autres activités en faveur de la culture dans le nouvel aménagement, notamment leurs activités dans les anciens périmètres villageois environnants. Dans la réalité, les exploitants continuent à les cultiver, parfois pour diversifier leur production. Au lieu de considérer les nouveaux aménagements comme un lieu de production commerciale, ils préfèrent les cultiver pour leur nourriture et adapter leur ancien périmètre vers une production commerciale avec des tomates. Les nouvelles parcelles sont d'abord orientées vers l'autoconsommation, comme l'étaient les périmètres villageois d'avant. Le riz n'est pas considéré comme un produit commercial, qui est encore très difficile à vendre.

Figure 1 : Exemple d'un schéma d'aménagement intermédiaire de 50 ha (Diatar, Sénégal).



**Tableau 4 : Consommation en gasoil pour une campagne de riz (l/ha)**

Aménagement	Saison*	Consommation	Hauteur pompage	Remarques
<b>Périmètres villageois</b>				
NGawlé	CSC83	155 l/ha	6,5 m	
Boki	CSC83	200 l/ha	7 m	déficit
Guia IV	CSC86	130 l/ha	5 m	
Donaye 3	CSC87	190 l/ha	?	
Ganki Andela	HIV83	80 l/ha	4,5 m	déficit
Medina Gaia	HIV86	115 l/ha	5 m	
M'Leiga	HIV86	155 l/ha	8 m	
<b>Aménagements intermédiaires</b>				
Donaye IT-1	CSC87	138 l/ha	6 m **	
Donaye IT-2	CSC87	148 l/ha	6 m **	
Donaye IT-1	HIV86	95 l/ha	4 m **	
Donaye IT-3	HIV87	92 l/ha	4 m **	
Diatar IT-1	HIV87	93 l/ha	4 m **	

\* CSC = Contre Saison Chaude ; HIV = Hivernage

\*\* Chiffres estimées

La situation est encore pire au niveau de certains villages où il n'existe pas assez de superficie en périmètres villageois pour satisfaire tous les intéressés. Dans tels villages, on trouve que les grandes parcelles, attribuées par les planificateurs à une seule personne sont distribuées au niveau de village pour satisfaire la demande de l'autoconsommation. La conséquence de cette fragmentation a ses effets au niveau de la commercialisation prévue. Les individus se retrouvent avec une parcelle de petite superficie comme dans les périmètres villageois, mais avec des frais de production plus élevés qui sont directement enlevés de la récolte par l'encadrement.

#### **SOMMAIRE**

Dans presque toutes ses caractéristiques l'agriculture irriguée comme pratiquée dans les aménagements villageois est différente de celle des grands aménagements. En définissant les aménagements intermédiaires, il est dangereux, bien que compréhensible, de les voir simplement comme grands aménagements avec une organisation villageoise.

Le manque d'une infrastructure appropriée d'appui (encadrement, appui technique) et de commercialisation (crédit, transport) va surtout se faire sentir.

Pour conserver l'aspect autogestion, il faut éviter la création d'un niveau d'intervention qui vient d'ailleurs. Cela veut dire que même dans un aménagement intermédiaire, il faut essayer de garantir une indépendance par secteur ou par unité : l'interférence d'une organisation extérieure (p.e. l'Etat), nécessaire pour gérer la totalité de l'aménagement ne doit pas se sentir au niveau du secteur, au moins pas dans les activités quotidiennes.

Pour arriver à une conception appropriée d'un aménagement intermédiaire, il faut des analyses techniques et socio-économiques bien intégrées déjà au niveau de la planification, en incluant des études sur le système de production en place pour comprendre les conditions d'insertion de l'irrigation.

C'est un des buts du projet Gestion de l'eau de l'ADRAO de développer une méthodologie pour l'exécution de ce type d'études. L'expérience du projet jusqu'ici a montré que la contribution des sciences sociales peut apporter une information décisive sur le choix du site à aménager et que la définition des groupements de producteurs (et la superficie attribuée à chacun) nécessite une approche différente, qui est basée sur des liens de production traditionnels plus que sur le lieu d'habitation.

#### Bibliographie

- A.D.R.A.O. (1985). Rapport de synthèse projet Gestion de l'eau, Phase préliminaire.
- D.M.V.S. (1988). Tableaux de synthèse de la banque de données hydr-agricole.
- eck, S.M. (1986). La maîtrise de l'eau et la restructuration sociale induite par l'organisation de la production irriguée dans la bassin du fleuve Sénégal. Dans : Recherche et Développement No. 12.

FICHE DE LECTURE

DOCUMENT-GUIDE POUR LA CONCEPTION ET L'INSTALLATION  
DE SYSTEMES D'OBSERVATION DES EAUX SOUTERRAINES DANS  
LES PAYS MEMBRES DU CIEH

par BRGM, rapport n° 88 AFO 228 3E  
CIEH, Décembre 1988

--o--

Considérant l'augmentation des besoins en eau et le développement de l'agriculture irriguée à partir des eaux souterraines, la plupart des pays membres du CIEH ont décidé de mettre en place des systèmes d'observation de manière à évaluer les ressources en eaux disponibles et les conditions de leur exploitation.

La présente étude fournit des éléments de réponse aux problèmes posés par l'installation de réseaux d'observation des eaux souterraines.

Conception des réseaux d'observation

- Les systèmes primaires

Ils doivent être limités aux bassins sédimentaires côtiers, aux nappes alluviales lorsqu'un développement de l'irrigation est prévisible et aux zones de socle. Ils doivent permettre une représentation satisfaisante des variations de niveau de la nappe à partir d'un nombre minimum de piézomètres.

- Les systèmes secondaires

Les systèmes secondaires sont mis en place pour le suivi localisé des perturbations provoquées dans un aquifère par sa mise en exploitation ou par des modifications apportées aux conditions naturelles d'écoulement et d'alimentation (barrage, irrigation, urbanisation, ...).

Installation et suivi des systèmes d'observation

Il est préférable de réaliser des forages spécialement réservés à l'observation des variations piézométriques naturelles représentatives de l'ensemble de la zone homogène.

La fréquence de mesure doit être adaptée à la variabilité dans le temps du phénomène observé et au degré de précision que l'on estime suffisant pour représenter ce phénomène. A titre indicatif, la fréquence de mesures piézométriques pour les systèmes primaires peut être mensuelle pour les zones de recharge et semestrielle pour les zones d'écoulement. Dans le cas des systèmes secondaires, les mesures piézométriques peuvent être effectuées une fois par semaine à l'intérieur des champs de captage et une fois par mois à l'extérieur.

Les différents matériels de mesure, de télétransmission et de traitement des données (sondes électriques, module d'acquisition de données MADO, système de télétransmission ARGOS, ...) sont présentés en annexe.

D'autre part, des tableaux récapitulent les éléments à prendre en compte pour l'estimation du coût d'installation et de suivi d'un système d'observation national.

Les données issues des réseaux primaire et secondaire seront présentées sous formes de tableaux et graphiques à l'intérieur d'annuaires pouvant servir de base à l'élaboration de synthèses régionales annuelles ou pluriannuelles.

#### Application : conception d'un système d'observation des eaux souterraines au Burkina Faso

La prise en compte de quatre facteurs : zone climatique, lithologie du substratum, présence d'une nappe dans le recouvrement, contexte morphologique, conduit à l'identification de 32 ensembles de facteurs homogènes parmi lesquels on sélectionne 18 ensembles jugés représentatifs du Burkina Faso correspondant aux stations du réseau d'observation primaire.

Les captages alimentant en eau potable une vingtaine de centres secondaires du pays sont accompagnés de plusieurs forages constituant un système d'observation secondaire. Considérant les volumes d'eau importants à prélever à proximité de Ouagadougou, un suivi strict des niveaux sur les 20 piézomètres mis en place dans les 3 champs de captage est nécessaire pour valider les hypothèses qui ont été retenues lors de l'évaluation des ressources disponibles.

L'estimation du coût total des investissements pour la réalisation du système d'observation primaire est de l'ordre de 125,5 M. F.CFA. Considérant une durée d'amortissement d'un peu plus d'une dizaine d'années, le coût annuel des investissements est estimé à 11,2 M. F.CFA. En ajoutant le coût annuel de fonctionnement (3,5 M. F.CFA), le coût annuel total du système primaire à prendre en charge sur le budget de l'Etat s'élève à 14,7 M. F.CFA.

L'estimation du coût du réseau secondaire à la charge de l'ONEA (\*) ne présente pas d'intérêt : la réalisation des piézomètres est intégrée dans l'étude hydrologique préalable et le mesure des niveaux et des débits est assurée par le technicien chargé du fonctionnement de la station de pompage. D'autre part ce coût est faible, de l'ordre de 2 % du coût de l'eau produite par un forage de 100 m<sup>3</sup>/j pour l'amortissement annuel d'un piézomètre.

L'état actuel des réseaux piézométriques dans les pays membres du CIEH est détaillé en annexe.

---

(\*) Office National de l'Eau et de l'Assainissement -  
Ministère de l'Eau.

**FICHE DE LECTURE**

**GUIDE METHODOLOGIQUE D'ETABLISSEMENT DES PERIMETRES**  
**DE PROTECTION DES CAPTAGES D'EAU SOUTERRAINE DESTINES**  
**A LA CONSOMMATION HUMAINE**

par A. LALLEMAND - BARRES,  
J-C. ROUX  
(Editions du BRGM)

---o---

En Afrique, l'alimentation en eau potable des populations se fait en priorité à partir d'eaux souterraines, chaque fois que cette ressource est disponible, ceci essentiellement pour des raisons de qualité de l'eau. Mais cette qualité demande à être préservée, notamment pour les points d'eau desservant des centres importants et menacés par la pollution, ce qui exige la définition de périmètres de protection par des hydrogéologues spécialisés en ce domaine.

Or, les hydrogéologues manquent en général d'une méthodologie et de références, qu'ils trouveront dans le présent guide, qui précise les critères à prendre en compte pour le dimensionnement des périmètres et la nature des études nécessaires pour acquérir les données de base. Ce document s'adresse aussi aux ingénieurs responsables de la réglementation, des projets de travaux et de la gestion des ouvrages afin de les informer de la consistance à donner à leur dossier technique en fonction des caractéristiques et contraintes locales.

L'ouvrage comporte deux parties principales :

- une première partie consistant le guide pratique et méthodologique proprement dit, qui contient :

- des données succinctes sur les eaux souterraines, leur mode de captage, les principales catégories de pollution, leurs origines, leurs mécanismes de propagation,
- le rappel de la législation française en vigueur actuellement,
- les critères de délimitation des périmètres et les connaissances nécessaires pour les définir,
- les moyens et méthodes utilisés pour délimiter les périmètres,
- les types de servitude à proposer en fonction des risques potentiels et de la vulnérabilité de l'aquifère capté,
- un modèle de rapport d'hydrogéologue agréé,
- les réseaux d'alerte, les alimentations de secours et plans d'intervention en cas de pollution accidentelle ;

- les chapitres constituant la seconde partie :

- présentent les données détaillées sur les principaux systèmes aquifères, la nature des polluants chimiques et bactériologiques, le transfert de polluants et les mécanismes d'épuration ainsi qu'un certain nombre d'exemples de contamination,
  - retracent l'évolution de la réglementation française et décrivent les diverses réglementations étrangères en les comparant,
  - abordent ensuite les aspects techniques, exposant dans le détail les méthodes utilisables pour le dimensionnement des zones de protection,
  - présentent des cas d'application concrète de ces types d'études préalables pour des captages choisis à travers toute la France et qui concernent des aquifères variés.
-

FICHE DE LECTURE

ETUDES D'ACCOMPAGNEMENT DE LA DEUXIÈME PHASE  
DU PROGRAMME D'HYDRAULIQUE VILLAGEOISE  
DU CONSEIL DE L'ENTENTE

--o--

Le Conseil de l'Entente a confié au Groupement CIEH/Géohydraulique la réalisation d'études d'accompagnement de son programme d'hydraulique villageoise. Sept thèmes prioritaires ont été retenus. La mise en application de ces études devrait permettre une meilleure programmation et exécution des opérations d'hydraulique villageoise.

L'ensemble de ces études a été édité au cours du premier trimestre 1988.

- THEME 1 : Critères pour le choix des villages à équiper. Etablissement d'une stratégie de développement tenant compte des contextes économique et socio-politique. Rappel des critères de choix actuels des villages dans les pays du Conseil de l'Entente. 38 pages, 2 tableaux, 2 figures, 3 fiches d'enquête.
- THEME 2 : Protocole de suivi des forages. Suivi des ressources sur le plan qualitatif et quantitatif. Suivi du bon fonctionnement, de l'entretien des ouvrages et de la participation villageoise. Valorisation des points d'eau. Détail de l'organisation actuelle des actions de suivi dans les pays du Conseil de l'Entente. Protocoles de suivi précédés par la mise en place d'un fichier informatisé. 119 pages, 2 fiches, 5 annexes, 1 figure, 5 tableaux.
- THEME 3 : Les dispositifs d'exhaure. Rappel des conditions d'utilisation et de la situation des ouvrages d'hydraulique villageoise et orientation de la politique de maintenance dans les pays membres du Conseil de l'Entente. Programmes d'expérimentation et projets de fabrication de pompes d'hydraulique villageoise. Propositions d'actions à entreprendre concernant l'uniformisation des pompes et la structuration des services pour le suivi des moyens d'exhaure ainsi que les possibilités de valorisation des ouvrages. 128 pages, 20 tableaux, 11 annexes.
- THEME 4 : Proposition pour une valorisation des produits de la zone franc. Examen de la gamme des produits nécessaires à la mise en oeuvre d'un programme d'hydraulique villageoise. Normes des ouvrages réalisés. Inventaire des marques de matériels les plus répandus et des fournisseurs établis en France ou dans la zone franc. Evaluation du marché

de l'hydraulique villageoise et proposition de répartition de ce marché par produits. Actions permettant de favoriser le développement des produits de la zone franc.  
90 pages, 1 figure, 13 tableaux, 6 annexes.

- THEME 5 : Valorisation économique du point d'eau. Utilisation de l'eau disponible pour l'agriculture ou autres domaines en plus des besoins de consommation. Définition d'une méthodologie d'étude par une première phase d'étude technique suivie par une deuxième phase plus approfondie en matière de faisabilité sociale sur les projets. Conditions d'installation de pompes manuelles ou de pompes motorisées. Développement d'une opération pilote.  
25 pages, 3 tableaux, 1 carte, 5 annexes.
  - THEME 6 : Crédit de petits ateliers de forage décentralisés. Développements d'ateliers de construction et d'entretien des superstructures des ouvrages de captage et de pose de pompes, d'ateliers d'entretien et de réhabilitation des points d'eau, d'ateliers de réparation de pompes et d'ateliers de forage décentralisés.  
55 pages, 11 tableaux, 6 annexes.
  - THEME 7 : Statut Socio-Juridique du point d'eau. Problèmes sur la notion de propriété de l'ouvrage d'hydraulique villageoise et de sa pompe, sur la formulation du contrat entre le village et l'Etat, sur l'organisation et la désignation des comités villageois et sur la gestion des fonds villageois. Proposition d'actions pour améliorer le cadre institutionnel de l'hydraulique villageoise.  
28 pages, 1 schéma, 6 annexes.
-

FICHE DE LECTURE

RESULTAT DU SUIVI POST-PROJET DE LA 1<sup>ERE</sup> PHASE  
DU PROGRAMME D'HYDRAULIQUE VILLAGEOISE DU CONSEIL  
DE L'ENTENTE  
(OUAGADOUGOU, MARS 1988)

--o--

Les récentes évaluations entreprises sur les programmes d'hydraulique villageoise ont insisté sur la nécessité des actions de suivi - évaluation à mettre en oeuvre après la phase d'exécution du programme. Dans ce cadre, le Fonds de Garantie des Emprunts du Conseil de l'Entente a confié, au CIEH, le suivi post-programme de la première phase du programme d'hydraulique villageoise au Burkina Faso.

Ce suivi a été réalisé sur la période de juin 1986 à juillet 1987 et a concerné un échantillon de trente forages. Orienté sur la ressource en eau et l'impact des ouvrages sur les populations bénéficiaires, ce suivi a abouti aux résultats suivants :

1. La recharge de la nappe a lieu de juin à octobre et varie entre 0,5 et 20,4 m pour une pluviométrie variant de 500 à 900 mm. Cette recharge se fait à partir d'un seuil de précipitation cumulée de l'ordre de 250 mm d'eau. Le temps de réaction de la nappe est voisin de 2 mois.
2. La consommation : la consommation moyenne mensuelle varie entre 38,2 et 322,7 m<sup>3</sup>, ce qui donne un débit moyen journalier par pompe variant entre 1,3 et 10,8 m<sup>3</sup>/j.
3. La qualité de l'eau : les analyses chimiques ont porté sur la teneur en azote, chlorures, sulfates, fer, sur le pH, la dureté et l'alcalinité. En considérant les normes de potabilité définies par l'OMS, seuls trois ouvrages dépassent ces limites d'admissibilité en nitrate. Deux ouvrages présentent des indices de pollution bactériologique.
4. Les pompes : 66,7 % des pompes ABI-MN ont subi au moins une panne pendant l'année de suivi. La tringlerie constitue l'élément le plus sensible. Néanmoins, le coût de la maintenance reste relativement faible (6.500 F.CFA/pompe/an) et à la portée des villageois. En ce qui concerne le débit des pompes, 30 % des pompes ont un débit inférieur au débit théorique annoncé par le fabricant. Cette constatation est certainement due à de forts rabattements dans les ouvrages.
5. La gestion du point d'eau : dans 76 % des cas la cotisation est régulière. La caisse contient en moyenne la somme de 50.000 F.CFA. Les villages semblent en mesure de réunir rapidement les sommes (jusqu'à 100.000 F.CFA) nécessaires aux réparations.

6. L'entretien du point d'eau : 57 % des ouvrages sont entretenus régulièrement. Ce pourcentage relativement faible aurait pu être amélioré par des séances périodiques de sensibilisation et animation des comités de points d'eau. Le rapport propose des actions à mener dans le cadre du volet suivi - évaluation des programmes d'hydraulique villageoise et notamment :

- l'aménagement sur au moins 10 % des ouvrages d'un programme d'hydraulique villageoise d'un regard de mesure permettant d'effectuer le suivi piézométrique de la ressource ;
- l'adoption de fiches standardisées de suivi (fiche technique et fiche d'enquête) conçues à partir de l'expérience de ce suivi post-programme.

45 pages, 4 annexes, 11 figures, 8 tableaux.

---

FICHE DE LECTURE

COMPTE RENDU SUR LE SEMINAIRE "ANIMATION ET MANUTENTION"  
DANS LES ZONES RURALES EN GUINEE BISSAU  
(DU 16 AU 24/04/1989)

====O====

Le séminaire organisé par la Direction Générale des Ressources Hydriques (DGRH) en Guinée Bissau et le projet hollandais "Projet d'Animation et de Manutention" avait pour but la définition d'une politique d'animation et de maintenance des points d'eau en zone rurale en Guinée Bissau.

Le taux de panne enregistré dans certaines zones montre que la situation est préoccupante : 80 % de panne constatées sur un échantillon de 60 pompes dans la province Nord.

Cette situation est aggravée par :

- des problèmes de pénétration de sable dans les forages provoquant une usure des pompes et un abandon de l'ouvrage ;
- l'agressivité des eaux sur les pompes ;
- le tarissement d'un grand nombre de puits (50 % des puits de la province Sud tarissent en fin de saison sèche).

Les principales orientations adoptées à l'issue de ce séminaire sont les suivantes :

- développer une politique de maintenance basée sur la participation villageoise, à travers la constitution de Comités de Point d'Eau, l'établissement d'un contrat entre le village et l'Administration et une participation accrue des femmes ;
- renforcer les actions d'animation - sensibilisation ;
- adopter des critères rigoureux de sélection de pompes. Les travaux en atelier ont permis de définir 9 critères principaux qui devront être appliqués pour la sélection des pompes ;
- limiter les types de pompes à installer en Guinée Bissau.
- veiller à une standardisation géographique des types de pompes afin de faciliter la maintenance ;
- créer un réseau de pièces détachées à partir des directions régionales des ressources hydriques, des structures étatiques existantes ou en faisant participer le secteur privé ;

- créer des conditions favorables à la mise en place d'une fabrication locale de pièces détachées ;
- rechercher des solutions au problème de l'ensablement des forages, du tarissement des puits et de la corrosion des pompes par les eaux agressives.

Le séminaire a montré l'importance qu'attache la DGRH au problème de la maintenance des ouvrages et notamment des pompes, jusqu'à présent entretenues par les projets. Les orientations adoptées à l'issue de ce séminaire sont conformes à l'option "Participation de la population". Si la sélection d'un type de pompe approprié ne doit pas poser de problèmes, il reste à résoudre ceux de la mise en place d'un réseau d'approvisionnement en pompes et en pièces détachées et de la prise en charge financière de l'entretien par les populations (paiement des pièces détachées et rémunération de l'artisan réparateur).

---

FICHE DE LECTURE

COMPTE RENDU SUR LE SEMINAIRE "NORMALISATION EN HYDRAULIQUE ET ASSAINISSEMENT EN ZONE RURALE EN REPUBLIQUE CENTRAFRICAINE"  
(DU 16 AU 19 MAI 1989)

====O====

Organisé par la Direction Générale de l'Hydraulique du Ministère de l'Energie, des Mines, de la Géologie et de l'Hydraulique, le séminaire national "Normalisation en Hydraulique et Assainissement en zone rurale" s'est tenu du 16 au 19 Mai 1989 à Bangui en République Centrafricaine.

Compte tenu des problèmes rencontrés en hydraulique rurale en RCA (différences de méthodologie, difficultés d'animation, insuffisance de coordination, manque de protection des points d'eau, difficultés de maintenance, etc.) quatre commissions ont formulé les principales recommandations suivantes :

- Intégrer systématiquement le volet "animation et assainissement" dans tous les projets d'hydraulique rurale ;
- Définir une méthodologie d'intervention commune à tous les projets en vue d'une meilleure harmonisation ;
- Faire participer les bénéficiaires à toutes les phases des projets ;
- Définir un schéma normalisé de prospection des eaux souterraines et de collecte des données ;
- Délimiter les périmètres de protection et procéder à la mise en place d'un réseau piézométrique de surveillance des ressources en eau souterraine ;
- Normaliser les paramètres de construction et de suivi des ouvrages et des équipements ;
- Mettre en place une commission de réflexion, sur la base des travaux déjà réalisés par les institutions spécialisées (CIEII, Banque Mondiale, etc.) pour déterminer les critères de choix d'un nombre limité de pompes adaptées aux conditions de la RCA et définir les conditions d'implantation d'un réseau de pièces détachées ;
- Faire prendre en charge les coûts de la maintenance par les bénéficiaires ;
- Créer un cadre officiel de circulation de l'information et établir une plateforme de concertation entre les différents intervenants du secteur.

Ce séminaire a montré l'importance qu'attache la République Centrafricaine à la mise en place d'une politique nationale d'hydraulique rurale et aux actions à entreprendre pour garantir la maintenance des moyens d'exhaure.

**FICHE DE LECTURE**

---

**GESTION DES EAUX**

**AUTOMATISATION - INFORMATISATION - TELEGESTION**

publié par les Presses de l'Ecole Nationale  
des Ponts et Chaussées

1 volume broché 17 x 24, 568 pages, 1988, Prix 490 F

--o--

Cet ouvrage est le troisième tome du Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées consacré à la gestion des eaux. Les deux premiers tomes parus respectivement en 1984 et 1985 sont intitulés :

- gestion des eaux : principes, moyens, structures
- gestion des eaux : alimentation en eau et assainissement.

Ce troisième tome concerne l'utilisation de l'automatisation, de l'informatisation, de la télégestion et de l'intelligence artificielle aussi bien pour l'eau dans la ville que pour la mobilisation des ressources.

Les points abordés dans ce troisième tome sont les suivants :

- Les différents moyens de l'informatique : saisie des données et fichiers / Les capteurs / Structures générales des automatismes / Transmission et regroupement des données / Matériels de traitement, configuration, logiciels, systèmes experts / Les modèles.
  - Gestion des ressources : les données des ressources et leur exploitation / Modèles de prévision et de planification / Simulation des systèmes complexes d'ouvrages / Un exemple pratique : la prévision des crues à Toulouse.
  - Gestion des services publics : les usines : les réseaux d'eau potable : les réseaux d'assainissement / Maintenance et entretien / Gestion administrative et financière / Problèmes d'organisation / Les systèmes de gestion en temps réel des réseaux d'assainissement / Présentation du projet respiromètre (Biosurveyor) / Un système expert pour l'entretien et la réhabilitation des réseaux d'assainissement / Présentation du projet "pilote".
  - Perspectives et conclusions : la politique d'informatisation du secteur de l'eau et ses contraintes / Perspective de développement et recherche.
-

FICHE DE LECTURE

THE INTERNATIONAL DRINKING WATER SUPPLY AND  
SANITATION DECADE DIRECTORY

Edition 3 - Compiled by WORLD WATER magazine in  
collaboration with the World Health Organisation

--o--

Ce répertoire est présenté en 2 volumes distincts  
pour en faciliter l'usage.

Volume I : Country guide

Donne des renseignements sur 156 pays du monde  
classés par ordre alphabétique. La quantité et la précision  
de ces renseignements sont variables selon les pays. La  
plupart d'entre eux sont présentés sur une page (minimum une  
demi page - maximum une page et demi). Pour chaque pays il  
y a généralement trois sections :

- 1 - des indicateurs de base tels que population, monnaie,  
langue officielle, PNB par habitant, espérance de vie,  
etc. ;
- 2 - les adresses des ministères et organismes responsables  
de l'eau potable et de l'assainissement et celle du  
représentant du PNUD ;
- 3 - une description sommaire du pays avec ses principales  
caractéristiques géographiques, climatiques et hydrolo-  
giques, la situation du pays en matière d'eau potable  
et d'assainissement en milieu urbain et rural. Pour  
certains pays des tableaux donnent quelques chiffres  
pour 1980, 1985 et 1990 (projet).

Volume II : Catalogue of external support and consultants  
directory

Ce second volume concerne essentiellement les  
sources de financement les plus importantes en matière d'eau  
potable et d'assainissement et les références d'un très grand  
nombre d'organismes publics et privés actifs dans ce domaine.  
Il est divisé en 6 sections pour les supports extérieurs :

- 1 - banques de développement et fonds
- 2 - Organismes bilatéraux de coopération et développement
- 3 - Organisations du système des Nations Unies
- 4 - Organisations Non Gouvernementales
- 5 - Centres de référence, de recherche et d'information
- 6 - Organisations de volontaires.

Il y a enfin une liste de 240 ingénieurs conseils  
classés par ordre alphabétique.

---

Published by Thomas Telford Ltd, 1 Heron Quay,  
LONDON E149 X F, England

Volume I : 213 pages, Nov. 1987 ISBN 0-7277-1311-6V.1

Volume II : 150 pages, Nov. 1987 ISBN 0-7277-1312-4V.2

NOUVELLES BREVES

LA VIE DU CIEH PENDANT LE 2<sup>EME</sup> TRIMESTRE 1989

A CONSTATE LE DEPART DE

- Monsieur François GILBERT, Ingénieur I.S.I.M. en Sciences et Techniques de l'Eau, qui a cessé ses fonctions le 31 mai 1989 aux départements d'hydrologie et d'hydraulique urbaine.
- Monsieur Tom ZEPPENFELDT, Ingénieur du Génie Rural de l'Université de Wageningen (Pays-Bas), qui a quitté le Burkina Faso le 30 juin et cessera définitivement le 1er septembre sa collaboration au projet de recherche sur les bas-fonds dans la région de la Comoé (département d'hydraulique agricole).

A CONSTATE L'ARRIVEE DE

- Monsieur Per Arnold LINDSKOG, Ph. D en Sociologie de l'Université de Linköping (Suède), qui a pris le 3 avril 1989 ses fonctions de sociologue au Service Technique.

A PARTICIPE AUX FORMATIONS SUIVANTES

- au Centre AGRHYMET de Niamey au Niger du 03 au 07/04/89, conférences à un cours de perfectionnement en hydrologie appliquée (J.P. TRIBOULET) ;
- à l'EIER à Ouagadougou pour la session de formation permanente "irrigation par aspersion", du 10/04 au 05/05/89, pour des conférences et l'animation technique du voyage d'études à Banfora du 18 au 22/04/89 (G. MOSSELMANS) ;
- à l'E.N.I.T.R.S. de Strasbourg en France du 08 au 12/05/89, conférences sur l'adduction d'eau en milieu rural africain et la maintenance des pompes (C. DI LUCA) ;
- au CEFIGRE à Sophia-Antipolis en France du 14 au 23/05/89, conférences sur la planification des eaux au Burkina Faso, au Cameroun, au Cap Vert, au Togo (G. MONCHALIN) ;
- à l'E.N.I.T.R.S. de Strasbourg en France du 15 au 19/05/89, conférences sur les aménagements hydroagricoles en Afrique (G. MOSSELMANS) ;
- au CREPA à Ouagadougou du 12 au 23/06/89, conférences à des formateurs pour l'utilisation du matériel didactique de la Banque Mondiale sur les technologies d'eau potable et d'assainissement à faible coût (K.L. ATIVON).

- les techniques innovantes sur barrages en terre avec une mission CEMAGREF à Yalogo, Tangin, Bidigo, Gogo, Nobili, Manga, Bazèga du 25 au 27/05/89 (G. MOSSELMANS) ;
- l'expertise de 30 hydropompes Vergnet dans la région de Ouahigouya les 16/06 et 23/06/89 (M. BARRY) ;
- diverses expertises : 30/05/89 (D. CHABI-GONNI, J.P. TRIBOULET), 5/06/89 (G. MOSSELMANS), 9/06 et 15/06/89 (J.P. TRIBOULET, P. TANKOANO), 22 et 23/06/89 (G. MOSSELMANS, D. CHABI-GONNI).

#### CONFERENCES, CONGRES, COURS

- Symposium International et Atelier sur les risques climatiques des cultures dans les zones tropicales semi-arides et subtropicales organisés en AUSTRALIE du 2 au 6 juillet 1990 (Symposium) et le 9 juillet 1990 (Atelier) par le CSIRO ; s'adresser à Mr. V.R. CATCHPOOLE, Symposium secretary, CSIRO, Division of tropical crops and pastures, Cunningham laboratory, 306 Carmody Road, St-Lucia, Queensland 4067, AUSTRALIE.
- Stages de formation continue sur le développement rural et agricole organisés par le CNEARC sur la période 1989-90 à Montpellier et Dijon en FRANCE ; s'adresser à A. MARAGNANI, CNEARC - Formation Continue - Agropolis - BP 5098 - 34033 Montpellier Cedex FRANCE - Télex 490549 F - Tél : 67-54-53-33.
- Atelier International sur les stratégies de développement et d'amélioration des périmètres irrigués gérés par les agriculteurs, Expériences du Nord de l'Afrique et de l'Afrique de l'Ouest, organisé au MAROC à Rabat à l'Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II, du 15 au 19 mai 1990, par l'Institut International pour le Management de l'Irrigation (I.I.M.I.) et la Direction de l'Equipement Rural (D.E.R.) du Ministère de l'Agriculture et de la Réforme Agraire (M.A.R.A.) ; inscription avant le 1er septembre 1989 auprès de Mr. Jean Claude LEGOUPIIL, Représentant-Résident de l'IIMI pour l'Afrique de l'Ouest. 01 BP 5373 - OUAGADOUGOU 01 - BURKINA FASO - Télex 5381 BF.
- International Seminar on Climatic Fluctuations and Water Management, organisé en EGYPTE au Caire du 11 au 14 décembre 1989 par le Centre de Recherches sur l'Eau du Ministère Egyptien des Travaux Publics et de l'Eau et par le Programme des Nations Unies pour l'Environnement (P.N.U.E.) ; s'adresser à Dr. Mahmoud Abu - Zeid, Chairman, Water Research Center, 22 El-Galaa St, EGYPTE, Télex 20275 WRC UN, Fax : 20-2-773678.
- 5ème Congrès de l'Union Africaine des Distributeurs d'Eau et Conférence régionale de l'Association Internationale des Distributions d'Eau (A.I.D.E.) sur le thème "Eau, vecteur de développement", organisée en COTE D'IVOIRE à Abidjan du 5 au 9 février 1990 ; s'adresser à l'Association Internationale des Distributions d'Eau, 1 Queen Anne's Gate, Londres SW 1 H 9 BT, Grande-Bretagne.

- International Conference on Calibration and Reliability in Groundwater Modelling, organisée aux PAYS-BAS à La Haye du 3 au 6 septembre 1990 ; s'adresser à Conference Secretariat Model CARE 90 c/o KI v I - P.O. Box 30424 -2500 GK - La Haye - Pays-Bas.
- Cours International post-universitaire de formation en hydrologie appliquée à la planification des ressources en eau, organisé en TCHECOSLOVAQUIE à Prague du 1er février au 31 juillet 1990, sous les auspices de l'UNESCO ; candidatures avant le 30 septembre 1989 à Prague Agricultural University, VSZ, Department of Water Resources - 165 - 21 - Praha 6 - Suchdol - Tchécoslovaquie ; Téléx 122 323 ; Tél : 32-36-41 à 49, 34-23-41 à 44.
- 4ème Conférence Internationale de l'Information Géoscientifique, organisée à Ottawa au CANADA du 24 au 29 juin 1990, portant sur 5 thèmes clés relatifs à l'information, sa manipulation par systèmes analogiques et numériques, la réalisation et la gestion de base de données, la gestion des collections et des archives, les stratégies d'amélioration de la communication ; s'adresser à Mr. David Reade, Secrétariat, Géoinfo IV, 601 rue Booth, Ottawa (Ontario), K1A 0E8, CANADA ; Tél : (613)-992-9550, Téléx : 0533117 EMAR-OTT, Télécax : (613)-996-9990.
- 1er Symposium Francophone sur l'irrigation et le drainage, organisé à Dakar au Sénégal du 4 au 9 décembre 1989, par l'Association Sénégalaise pour la Promotion des Irrigations et du Drainage (ASPID), sur le thème de l'apport de l'irrigation au développement avec 3 sous-thèmes :
  - développement des terroirs villageois par l'irrigation, aspects socioculturels de l'irrigation ;
  - les Sociétés régionales de développement et l'irrigation, la gestion et l'organisation des irrigations ;
  - le Secteur privé facteur de développement de l'irrigation, émergence d'une agriculture moderne dynamique.

LISTE DES NOUVELLES ACQUISITIONS DU C.D.I.

JUIN 1989

- 1288 SONED/SOCREAH - Etude de factibilité pour l'aménagement rizicole de la vallée de Soungrougrou (Sénégal). Etude 2ème phase : Projet de réalisation du casier pilote de Diango. Note technique, mémoire justificatif, avant-métré notre détail justificatif. Dakar, Sénégal. Ministère de l'Equipement, 1982 - 38 p + annexes, cartes, graph., tabl.
- 1289 SONED/SOGREAH - Etude de factibilité pour l'aménagement rizicole de la vallée de Soungrougrou (Sénégal) : Projet de réalisation du casier pilote de Diango. Etude de faisabilité économique. Dakar, Sénégal. Ministère de l'Equipement, 1982 - p. m. carte, tabl.
- 1290 SONED/SOGREAH - Etude de factibilité pour l'aménagement rizicole de la vallée de Soungrougrou (Sénégal). Etude des ressources en eau (Hydrogéologie). Dakar, Sénégal. Ministère de l'Equipement, 1980 - 22 p + 2 cartes h. t. + fig + graph + tabl.
- 1291 UNIGEO - Projet n° 5440.71.45.029 21 forages contre puits (Sénégal). Rapport final. Rome, UNIGEO/Sénégal. Ministère de l'Hydraulique, 1989, 59 p + carte + fig + graph, tabl.
- 1292 CIEPAC - Aménagement de la vallée de Bignona : étude socio-économique générale (phase 1) Sénégal. Dakar, CIEPAC/Sénégal. Ministère de l'Hydraulique, 1984. 190 p + annexe + cartes, fig, tabl, bibl.
- 1293 SONEES - Ville de Fatick : étude pour l'alimentation en eau potable du lotissement SOABI (Sénégal). Dakar, SONEES, 1979. 13 p + 2 plans, tabl.
- 1294 SONEES - Ville de Kolda. Etude pour l'alimentation en eau potable du lotissement SOABI (Sénégal). Dakar, SONEES, 1979. 13 p + 2 plans, tabl.
- 1295 SONEES - Ville de Tivaouane. Etude pour l'alimentation en eau potable du lotissement SOABI (Sénégal). Dakar, SONEES, 1979. 12 p + 2 pl, tabl.
- 1296 SONEES - Amélioration de l'alimentation en eau potable de la ville de Matam (Sénégal). Avant projet (évaluation des besoins, inventaire et diagnostic des installations existantes, recommandations de solutions) Dakar, SONEES, 1984. 44 p + 2 plans, tabl.
- 1297 SONEES - Etude pour l'amélioration de l'alimentation en eau potable de la ville de Kebemer (Sénégal) Dakar, SONEES, 1979. 15 p + 2 plans, tabl.

- 1298 LANDSYSTEM-COGE-TECNOSOL - Programme spécial d'urgence pour l'alimentation en eau potable des populations rurales dans les régions de Fatick et Kaolack. Phase études et projets, (s.l.) Sénégal. Ministère de l'Hydraulique, (1987 ?) 2 volumes, cartes, fig., graph., vol. 1 : Rapport final  
vol. 2 : Rapport géophysique.
- 1299 ORGANISATION ET ENVIRONNEMENT - Etude pédologique sur la vallée de Bignona en Casamance (Sénégal) Paris, Sénégal. Ministère de l'Hydraulique, 1986, 2 vol, fig, graph, phot, tabl, bibl.  
vol. 1 : Rapport définitif  
vol. 2 : cartes.
- 1301 NEDECO - Etablissement d'un plan directeur concernant la construction de systèmes d'approvisionnement en eau et d'égoûts d'eaux usées et d'eaux pluviales pour Dakar et ses environs. Etude technique préliminaire et étude de rentabilité. Tome 1 : Etudes techniques. Amerfoort, NEDECO/PNUD (s.d.). 2 volumes,  
vol. 1 : fig, plans, tabl  
vol. 2 : plans.
- 1302 WALTER KG - Programme d'Hydraulique Villageoise et Pastorale (Sénégal) Rapport final. Essen 1, WALTER KG/Sénégal, Ministère de l'Hydraulique, 1982. 107 p, tabl.
- 1303 WALTER INTERNATIONAL - Programme spécial de l'Hydraulique : Projet de surveillance des travaux d'hydraulique. Rapport final de synthèse. Essen, WALTER INTERNATIONAL/BID/Sénégal, Ministère de l'Hydraulique, 1987. volumes (avons vol.1, annexes 1, 2 et 3), carte, tabl.  
vol. 1 rapport  
vol. 2 annexe 1 : rapport d'exécution des forages  
vol. 3 annexe 2 : rapport de mission pour l'exécution des réseaux d'adduction  
vol. 3 annexe 6 : photos prises en cours d'exécution des ouvrages de captage.
- 1440 LOUIS BERGER INTERNATIONAL - Programme de développement de la vallée de Baila en Casamance (Sénégal) Rapport final. Dakar, Sénégal, Secrétariat International, 1981. 4 vol. cartes, graph, tabl.  
vol. 1 : rapport principal  
vol. 2 : ressources en eau  
vol. 3 : pedologie  
vol. 4 : socio-économie.
- 1441 BELFOURS - Projet d'hydraulique rurale, régions de Louga, Diourbel et Kolda (Sénégal). Rapport final sur les forages. Dakar, BELFOUR/Sénégal, Ministère de l'Hydraulique, 1987. p. carte, graph, tabl.
- 1448 BELLER CONSULT GMBH - Programme d'hydraulique rurale N° 11 (Sénégal). Rapport final. Dakar, Beller Consult/Sénégal. Ministère de l'Hydraulique 1987. 139 p + annexes + cartes, graph, tabl.

- 1449 NEDECO - Etablissement d'un plan directeur concernant la construction de systèmes d'approvisionnement en eau et d'égoûts d'eaux usées et d'eaux pluviales pour Dakar et ses environs (Sénégal). Plan directeur. Amerfoort, NEDECO/Sénégal/PNUD, (s.d.) vol. V et VII  
vol. V : systèmes d'égoûts d'eaux usées et d'eaux pluviales  
vol. VII : études d'organisation et de législation.
- 1451 BLANCHUT 8 BERTRAND - Ville de Joal (Sénégal). avant-projet d'alimentation en eau potable des centres urbains de l'intérieur. Dakar, Sénégal, Ministère du Développement Rural et de l'Hydraulique (1974) 2 parties  
partie 1 : installations existantes  
partie 2 : projet.
- 1453 SIR ALEXANDER GIBB 8 PARTNERS/ELECTRICITE DE FRANCE INTERNATIONAL/EUROCONSULT Etude de la gestion des ouvrages communs de l'OMVS, (s.l.) OMVS, 1987. Rapport phase, phase 2 et phase 3, cartes, tabl.  
- Rapport phase 1 - vol. 1D : actualisation de l'étude hydrologique. Rapport définitif  
- Rapport phase 1 - vol. 1D : actualisation de l'étude hydrologique. Annexe - données hydrologiques, volume 2  
- Rapport phase 2 - volume 2B - système de prévision des débits : rapport définitif  
- Rapport phase 2 - volume 2D - réflexions sur les systèmes de tarification - rapport définitif  
- Rapport phase 3 - mise au point des solutions retenues : rapport définitif.
- 1474 HOEPFFMER, M., DUBEE, G. et PEPIN, Y. - La Cuvette d'Agadez (Niger). Etude hydrologique, campagne 1979 (s.l.) ORSTOM/Niger Ministère des Mines et de l'Hydraulique, 1981. 24 p + 55 fig. cartes, graph., tabl.
- 1476 DUBEE, G. et GALLAIRE, R. - Assistance de l'ORSTOM au Service Hydrologique de la Direction des Ressources en Eau (Niger). Niamey, Mission Hydrologique ORSTOM au Niger/Ministère de l'Hydraulique (Niger), 1985. 12 p., tabl.
- 1477 ORSTOM - Convention d'assistance au Service Hydrologie (Niger) : campagne 1981 (s.l.) Niger, Ministère de l'Hydraulique, 1982. 7 p.
- 1478 GALLAIRE, R. - Assistance de l'ORSTOM au Service Hydrologique de la Direction des Ressources en Eau (Niger) en 1985 (s.l.) ORSTOM/Niger, Ministère de l'Hydraulique, 1986. n. p. graph., tabl.
- 1479 ORSTOM - Convention d'assistance au Service Hydrologique (Niger), campagne 1982 (s.l.) ORSTOM/Niger, Ministère de l'Hydraulique, 1983 : 9 p.

- 1481 GALLAIRE, M., GREARD, M. et GATHELIER, R. - Etude du  
1482 Kori Teloua, campagne 1986 (Niger). (s.l.) ORSTOM/  
Niger, Ministère de l'Hydraulique et de l'Environne-  
ment, 1987. 2 parties - cartes, graph., tabl.  
part. 1 : le haut bassin  
part. 2 : les stations en aval d'Azel.
- 1484 HOEPFFNER, M., Le GOULVEN, P. et DELFIEU, J.M. - La  
cuvette d'Agadez : étude hydrologique, campagne 1977  
(Niger). Niamey, ORSTOM/Niger, Ministère des Mines et  
de l'Hydraulique, 1980. 36 p + 23 graph + 15 tabl.
- 1533 JAPAN ENGINEERING CONSULTANTS - Etude de factibilité  
de l'aménagement hydroagricole de la cuvette de  
Kourani-Baria (arrondissement de Tillabery, Niger).  
Tokyo, Agence Japonaise de Coopération Internationa-  
le 1983. 3 vol : Rapport final et 2 annexes, cartes,  
graph., tabl.
- 1536 HOEPFFNER et autres - Les bassins versants d'Iferoua-  
ne et de Timia, campagne 1977 (Niger) Niamey, Mission  
ORSTOM au Niger/Ministère du Développement Rural,  
1978. 41 p + 54 fig + 12 tabl.
- 1534 BRODBECK, J.F. - L'Atlas des ressources hydrauliques  
du département de Niamey (Niger), zone-test "KOURE-  
BANTIANDOU", Niamey, Ministère de l'Hydraulique et  
de l'Environnement, 1986. 119' p, cartes, tabl.
- 1607 BCEOM/IRAT - Etude économique et technique du Barrage  
de Kamoberil (Sénégal), vols (s.l.) BCEOM/IRAT/Direc-  
tion de l'Equipement Rural (Sénégal) 1980.  
vol. II Hydroclimatologie (en deux parties)  
vol. III Hydrogéologie - géotechnique (en trois parties)  
vol. IV Agro-socio économie (en 3 parties)  
vol. V Note préliminaire au schéma d'aménagement  
(en deux parties).
- 1611 GOUDIABI, SÉNI - Mémoire de fin d'études : rapport de  
stage - contribution à l'organisation et à la gestion  
du réseau hydrométrique au Sénégal. Valbonne, CEFIGRE/  
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1978. p.m.  
carte, fig.
- 1614 BCEOM/ISRA - Projet de développement de la vallée de  
Baila en Casamance (Sénégal) (s.l.) BAD/Sénégal, Minis-  
tère de l'Hydraulique, 1987.  
Dossier III. Rapport technique  
vol. III.1 : géotechnique  
vol. III.2 : hydrologie  
vol. III.3 : pedologie  
vol. III.4 : avant projet détaillé.
- 1943 THANK, N.C. et HETTIARATCHI, J.P.A. - Surface water fil-  
tration for rural areas : guidelines for design, cons-  
truction and maintenance. Bangkok, EMSIC, 1982. fig.,  
tabl., bibl.

- 1939 FOREST, F. - Influence du régime pluviométrique sur le déficit hydrique et la production de canne à sucre : zone des hauts de Saint-Paul. Saint-Denis, IRAT, 1982. 80 p. carte, tabl., bibl.
- 1938 MARTINE, J.F. - Influence de l'alimentation hydrique sur le sucre canne : zone des hauts de Saint-Paul. Saint-Denis, IRAT, 1982. 31 p. graph., tabl.
- 1920 BRUK, S. - Méthode de calcul de la sédimentation dans les lacs et les réservoirs : Paris, UNESCO, 1986. 227 p. fig., tabl., bibl.
- 1925 DROUET, D. - L'Industrie de l'eau dans le monde. Paris, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1987. 133 p. tabl.
- 1624 BRGM - Programme CEAO complémentaire d'hydraulique villageoise et pastorale. Rapport sur l'exécution du programme "20 MFT". Orléans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1987. 36 p + annexes + cartes, fig., tabl., bibl.
- 1623 BRGM - Programme CEAO complémentaire d'hydraulique villageoise et pastorale. Rapport géophysique. Prospection électrique de la Mauritanie, campagne 1986-1987. Orléans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1987. 3 vol. cartes, graph., tabl., bibl.  
vol. 1 : rapport  
vol. 2 : annexe 1 : fiches d'implantation géophysique des forages  
vol. 3 : annexe 2 : fiches d'implantation géophysique des puits cimentés.
- 1625 GEOLOGIE-GEOPHYSIQUE/BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES GREGOIRE & BRAHIM - Etude piézométrique de la nappe des gres d'Ayoun - campagne 1987. Rapport final. Nouakchott, Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie/ BID 1988. 73 p. + annexes + 10 cartes en coul. + phot. en coul., graph., tabl., bibl.
- 1626 MILLON, R. - Programme CEAO d'hydraulique villageoise et pastorale. Prospection électrique dans le sud de la Mauritanie, campagne 1984-1985. Orléans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1984. 18 p + annexes + 2 cartes h.t., graph., tabl.
- 1627 BRGM - Programme CEAO complémentaire d'hydraulique villageoise et pastorale (Mauritanie). Rapport sur l'exécution du Programme "24 PC". Orléans/BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1987. 42 p. + 1 carte h.t., graph., tabl.
- 1628 BRGM - Programme CEAO complémentaire d'hydraulique villageoise et pastorale (Mauritanie). Rapport sur l'exécution du programme "24 MFT". Orléans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1987. 59 p. + annexes, cartes, graph., tabl., bibl.

- 1629 BRGM - Rapport sur l'exécution du programme "28 puits cimentés" et "14 réfections de puits (Mauritanie). Orléans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1987 + annexes, cartes, graph. tabl.
- 1630 BRGM - Rapport sur l'exécution du programme (CEAO) "16 FR" - Volet A (d'hydraulique villageoise en Mauritanie) Orléans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1986. 64 p + annexes. cartes; graph., tabl.
- 1631 BRGM - Rapport sur l'exécution du programme (CEAO) "37 F.C.P". (d'hydraulique villageoise en Mauritanie) Orleans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1986. 78 p. + annexes, cartes, graph., tabl.
- 1632 BRGM - Rapport sur l'exécution du programme (CEAO) "95 MFT" (d'hydraulique villageoise en Mauritanie) Orléans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1986. 78 + annexes, cartes, graph., tabl.
- 1633 BRGM - Rapport sur l'exécution du programme (CEAO) "82 P.C." (d'hydraulique villageoise en Mauritanie) Orléans, BRGM/ Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie, 1986. 48 p + annexes, cartes, fig., graph., tabl.
- 1634 BRGM - Rapport sur l'exécution du programme (CEAO) "92 MFT" (volet A) d'hydraulique villageoise en Mauritanie Orléans, BRGM/Mauritanie. Ministère de l'Hydraulique et de l'Energie (1987 ?) 86 p. cartes, fig., graph., tabl.
- 2099 MARGANE, A. et WAGNER, R. - contribution à la méthodologie de prospection des eaux souterraines dans les formations gréseuses d'Afrique de l'Ouest. Investigations au Mali (Tominian - Yorosso - Sikasse) Janvier-Mai 1987. Hannover, BGR/CIEH/Directionale de l'Hydraulique et de l'Energie du Mali, 1988. 99 p. + annexes, cartes, fig., graph., tabl., bibl.
- 2134 BRGM - Document-guide pour la conception et l'installation de systèmes d'observation des eaux souterraines dans les pays membres du CIEH. Orléans, BRGM/CIEH, 1988. 74 p. + annexes + 4 cartes en coul., graph., ill., tabl., bibl.
- OMS - Approvisionnements publics en eau : méthodes de collecte et de présentation des données : Genève, OMS, 1972. 27 p. (rapports techniques, OMS n° 490).
- 2043 OMS - Réduction, traitement et élimination des déchets solides. Genève, OMS, 1971. 38 p. (Rapport technique OMS n° 484).

- 2044 OMS - Eau potable et assainissement 1981-1990 : vers une meilleure santé. Genève, OMS, 1981. 59 p. tabl.
- 2049 LANOIX, J.N. et ROY, M.L. - Manuel du technicien sanitaire. Genève, OMS, 1976. 193 p. graph., ill., tabl., bibl.
- 1964 BURGEAP - La mise en valeur des eaux souterraines dans l'île de S. Nicolau. Paris, BURGEAP/CAP VERT Ministère.
- 1966 BASTEMEYER, T. et VISSCHER, J.T. - Maintenance systems for rural water supplies. Lahaye, CIR, 46 p., bibl. (IRC occasional paper series).
- 1950 OMS - Consultation internationale sur l'eau potable et l'assainissement. Interlaken, Genève 13-16 octobre 1987. Genève, OMS, 1987. 57 p.
- 1949 SIMIDEHIEV, D.A. - Compendium of lecture notes on meteorological instruments for training class III and class IV meteorological personnel. Genève, OMM, 1986. 625 p. en 2 volumes, fig., graph., tabl., bibl.
- 1947 TROUT, T.J. et KEMPER, W.D. - Mesures de l'eau sur l'exploitation agricole et évaluation sur le terrain des pertes des canaux : manuel d'amélioration des cours d'eau. Fort-Collins, Centre International de l'Irrigation, 1980. 101 p. fig., graph., tabl., bibl.
- 1946 LOWDERMILK, M.K. et autres - Procédé de développement pour l'amélioration de la gestion de l'eau d'irrigation dans les exploitations agricoles : manuel d'identification des problèmes. Fort Collins, Centre International de l'Irrigation, 1980. 236 p. fig., graph., tabl. (Rapport technique du CII n° 65 B).
- 1945 MILLER, A.J. - Shore erosion as a sediment source to the tidal potomac river. Washington, US. Gort. Peint. Office, 1987. 49 p. bibl.
- 1944 AGENCE DE L'EAU ARTOIS-PICARDIE - Alternatives à l'assainissement gravitaire. Paris, 1985. 58 p. fig., tabl., bibl.
- 2077 MARGAT, J. - Les ressources en eau dans les pays du Maghreb : les spécifications qui conditionnent sa connaissance, sa maîtrise et sa gestion. Orléans, BRGM, 1988. 18 p. carte, graph.
- 2078 MARGAT, J. - La ressource en eau souterraine revue de sa définition à son évaluation et à sa gestion. Orléans, BRGM, 1987. 32 p.
- 2079 VAUBOUR, P. - Expérimentation de la fracturation hydraulique sur forage d'eau au Burkina Faso : Phase 1. Orléans, BRGM, 1989. 30 p. carte en coul., graph., tabl.