Les Grands Aménagements Hydrauliques Transalpins

(6^{me} Article)

LA RUPTURE DU BARRAGE DU GLENO

Étude descriptive, critique et analytique.

(SUITE ET FIN)

Par J. BOUDET, *Ingénieur A. & M., Membre de la Société des Ingénieurs civils de France et de l'« Associazione Elettrotecnica Italiana » (Sez. di Torino).*

Au cours des deux précédents articles, parus ici-même (1), nous avons exposé l'économie générale de la conception de l'infortuné barrage du Gleno, de même que les principaux détails de son exécution ; nous avons ensuite analysé les circonstances qui, dans la matinée du 1^{er} décembre dernier, ont entouré ou accompagné sa rupture, de même que les constatations qui ont pu être faites sur les vestiges de l'ouvrage détruit, à l'effet d'aider,

peut-être, à l'établissement des causes et des responsabilités de cette rupture.

Nous nous proposons d'examiner, dans cette dernière partie de notre étude — et d'un point de vue à la fois critique et objectif —, les facteurs susceptibles d'avoir joué un rôle quelconque, sinon déterminant, dans la catastrophe qui endeuilla, voici près d'un an, l'industrielle petite vallée de Dezzo.

DEUXIÈME PARTIE — ÉTUDE CRITIQUE DES CAUSES POSSIBLES DE LA RUPTURE

I. Examen critique des conditions d'établissement, au point de vue géologique.

Avant de rechercher, parmi les causes possibles de la rupture, — statiques et dynamiques —, les facteurs qui ont bien pu déterminer la catastrophe, ou, pour le moins, y contribuer, il convient, comme toujours en pareille circonstance, de vérifier si, du point de vue géologique, l'ouvrage n'aurait pas été imprudemment implanté en un endroit irrationnellement choisi. Et, au Gleno, cette recherche — classique en elle-même — prend un caractère, au moins apparent, d'importance spéciale du fait de la formation du lac artificiel que retenait le barrage en un endroit qui, depuis plusieurs siècles, servait d'exutoire au glacier du Gleno et dont il est présumable que le sous-sol pouvait être inconsistant.

Cette circonstance n'a, du reste, point échappé à l'autorité judiciaire enquêteuse, qui en a fait l'objet d'une question spéciale adressée aux experts, lesquels se sont, pour y répondre, assuré le concours de l'éminent Professeur de Géologie Augusto Stella. Et c'est dans la relation de ce dernier, et dans son annexe, que nous trouvons les éléments de la critique à ce sujet.

Quelle relation peut-il — ou a-t-il pu — y avoir entre la rupture du barrage et le comportement du terrain d'établissement, eu égard à la retenue de l'eau emmagasinée et à la tenue des roches de fondations ?

La carte schématique ci-contre (Fig. 19), sur laquelle on peut suivre les déductions du Professeur Stella, montre que le bassin tout entier du Gleno est taillé dans une formation très ancienne de conglomérats et arénacés avec disques de porphyrite, au centre de laquelle se trouvait précisément situé le lac artificiel créé par le barrage, dans des conditions qui, très certainement, sont favorables à pareille création, tant par la nature des roches que par leur disposition (2).

En effet, la vallée du Gleno, bordée et fermée en amont par des roches bien liées, très dures et imperméables, présente, aux

« maisons » de même nom, une brusque rupture de pente due aux actions glaciaire et fluviale, par lesquelles le torrent s'est ouvert la voie à travers une importante « barre » rocheuse, alors qu'en amont de cette barre son lit s'élargit et son cours se développe sinueusement dans un faux-plat de la vallée à la fois tourbeux et marécageux. Et ce faux-plat est dominé, latéralement, par les redans des bancs conglomératiques ceinturés à leur pied par des lamelles détritiques de gros galets, alors qu'il est délimité, en aval, par la « barre » rocheuse précitée, disposée en travers de la vallée, comme un formidable barrage naturel (1).

Dès lors se pose l'inévitable question — classique en pareil cas — de savoir si le fond et les berges de la vallée étaient suffisamment étanches pour résister aux pressions et sous-pressions découlant du relèvement du plan d'eau dans le réservoir à un niveau très supérieur à celui de l'ancien lac naturel — ainsi qu'il est exposé au précédent renvoi (1) —, et si les roches de fondation de l'ouvrage étaient, de leur côté, assez homogènes et étanches pour supporter cette construction sans danger pour sa structure.

(1) Cette disposition caractéristique est très classique dans les vallées alpestres dont la morphologie est le résultat d'un travail préliminaire d'écrêtement, de la part des glaciers, suivi, du fait des eaux courantes, d'une incision et d'un délavement général tendant à modifier l'équilibre du fond des vallées par l'établissement de leur profil actuel.

Au Gleno, l'action glaciaire avait préparé l'ancien fond de vallée, constitué par la « barre » rocheuse arrondie présentant sa double pente : très accentuée vers l'aval, et adoucie en amont, où elle vient se raccorder avec les roches constituant le massif sous-jacent dans l'élargissement alluvionnaire de la vallée, sous ses dépôts argilo-tourbeux. Ces dépôts correspondent à cette phase de métamorphisme au cours de laquelle l'ancien glacier, une fois retiré, les eaux courantes commencèrent à s'accumuler dans ce fond de vallée, y formant une sorte de « conque » d'abord lacustre, puis marécageuse, qui se colmata progressivement par les apports d'alluvions, alors que le torrent commençait à se frayer un chemin à travers la « barre » rocheuse, où il entailla un premier « sillon », en rive droite (dépression accusée entre les contreforts Nos 15 et 19 pour, finalement, s'encaisser sur la rive gauche et s'établir à titre définitif à travers la gorge actuelle.

Ainsi se réalisait donc, dans cette partie de la vallée, la constitution naturelle normalement favorable à la création d'un réservoir artificiel au moyen d'un barrage permettant, en quelque sorte, de reconstituer l'antique lac disparu, avec, toutefois, un plan de retenue d'eau notablement plus élevé et étendu, ainsi qu'il

(1) Voir la *Houille Blanche*, Nos 87-88 et 93-94 de mars-avril et septembre-octobre 1924.

(2) Cette impression se dégage, tout aussi nettement, du rapport d'octobre 1920, du Professeur Taramelli, qui précéda la construction du barrage. Article publié par SHF and available at <http://www.shf-lhb.org> or <http://dx.doi.org/10.1081/lhb/1924034>

Il semble bien que l'on peut, sans hésiter, répondre affirmativement à cette double question, car, d'une part, le réservoir artificiel ainsi créé n'est autre chose, en réalité, qu'un énorme récipient rocheux partiellement revêtu, au fond et sur les flancs, par les alluvions dont il vient d'être parlé, et alors, ces matériaux une fois imbibés, l'eau est effectivement retenue par les roches du sous-sol, avec lesquelles elle est en contact, et qui sont pratiquement imperméables.

affleurement de porphyrite, qui se substitue aux bancs arénacés-conglomératiques, constituant ainsi l'assiette principale du barrage ; mais, pourtant, cette roche éruptive n'est ni moins homogène ni moins imperméable que les susdits bancs arénacés-conglomératiques, quoique présentant, çà et là, des traces évidentes de stratification subverticale et transversale à la vallée, rapidement fermées, il est vrai, vers l'amont, remplies et cimentées par des veines quartzo-sidérétiques.

Fig. 19. — Carte géologique de la région bergamasque, entre les fleuves Adda, Serio et Oglio, au centre de laquelle était établi le barrage du Gleno.

Par ailleurs, enfin, ces roches s'étendent, en aval, jusqu'à former l'extrême droite de la barre rocheuse sur laquelle est implanté l'ouvrage, dans la partie comprise entre le déversoir et le contrefort N° 8. De ce dernier point jusqu'à la culée de rive gauche, on constate bien dans la nature lithologique de la barre, un changement, dont atteste l'incurvation d'un grand

Du reste, la tenue de la barre rocheuse est confirmée par les observations faites relativement aux fuites d'eau, après mise en charge complète du réservoir, lesquelles ont permis de constater que ces fuites étaient dues aux infiltrations, à travers les bétons et maçonneries, et se manifestaient surtout le long des plans d'appui (liaisons) du barrage sur la barre

rocheuse, alors qu'il ne s'en manifestait point de sérieuses par ailleurs.

Ajoutons enfin, pour être complet, que le Professeur A. Stella — du reste, sur une autre requête, non moins précise, de l'autorité judiciaire —, s'est également préoccupé de savoir si des secousses sismiques n'auraient pas concouru à la provocation de la catastrophe. A cet effet, il a recherché, parmi les documents mis à sa disposition par les laboratoires de géodynamique de la région et jusqu'au delà du versant alpin intéressé les traces des moindres mouvements sismiques susceptibles d'avoir été enregistrés par les appareils de ces stations (1).

Ses recherches, complètement négatives en ce qui concerne la matinée du 1^{er} décembre, ont bien établi que l'Observatoire de Piacenza — le plus voisin de la région intéressée — avait enregistré durant le mois de novembre, en dehors des mouvements à peine perceptibles qui y sont presque quotidiens, une accentuation de sismicité aux dates des 5, 9, 20 et 27 du dit mois, ainsi qu'à celle du 30, veille de la catastrophe — dates auxquelles, du reste, furent observées des secousses correspondantes aux Observatoires du Righi (Tessin) de Rovereto (Haut-Adige) et de Domodossola. Mais les mouvements dont il s'agit, quoique nettement plus accentués que ceux constatés d'ordinaire dans ces régions, sont encore d'un ordre d'importance insuffisant pour pouvoir être dommageables aux constructions portées par l'écorce terrestre : la meilleure preuve en est, par exemple, dans le comportement des autres barrages existant dans les régions voisines de celle qui nous intéresse (2).

De ce qui précède se dégage donc la conclusion, formelle autant que le permettent nos connaissances de ces sciences spéciales, qu'aucune cause d'ordre géologique ou sismologique n'a pu, directement ou indirectement, occasionner la rupture de l'ouvrage. Mais toutefois, et en dehors de toute considération d'ordre géologique, le seul examen du plan altimétrique des lieux avant son implantation (Fig. 17) nous paraît attester surabondamment que cette implantation de l'ouvrage eût gagné à être effectuée davantage en amont, — de 20 à 25 mètres par exemple, — pour écarter le barrage de la gorge et l'appuyer sur le 2^e mamelon de rive droite, ce qui eût, en outre, permis d'économiser quelque peu de longueur.

II. Examen critique du projet d'ouvrage mis à exécution.

Les caractéristiques du projet exécuté ayant été exposées en détail dans la 1^{re} partie de cette étude, nous ne nous étendrons pas à les rappeler, mais renverrons nos lecteurs à cette première partie.

Il ne paraît pas superflu, toutefois, de dire, ici, quelques mots de l'« historique » de ce projet :

La concession gouvernementale de l'aménagement (comportant barrage, dérivation et chute) a été accordée sur présentation d'un projet de construction sorti des bureaux de l'Ingénieur allemand Gmürr, établi à Bergamo avant la guerre. Dans ce projet initial, l'ouvrage était constitué par un soubassement barrant la gorge, appelé à résister comme arc, et supportant le barrage proprement dit, prévu du type classique, à gravité, au-dessus des rives du précipice et en maçonnerie de chaux hydraulique (*).

(1) Etendus jusqu'à Zurich, d'une part ; jusqu'à Domodossola, d'autre part.

(2) Au nombre de 5 dans les seules vallées Bergamasques — contiguës à celle du Gleno — et d'une bonne quinzaine dans les vallées voisines, des provinces de Como, Sondrio, Brescia et Novara, limitrophes de celle de Bergamo, éprouvée par la catastrophe.

(*) Voir, à ce sujet, le mémoire commun — en date du 30 octobre dernier — des Ingénieurs Baroni, Granzotto, Kambo et Marzoli

Les travaux étaient en cours, sur la base de ce projet, et une partie des maçonneries du soubassement déjà exécutée, lorsque furent successivement envisagés : d'abord le remplacement de la structure inférieure à arc unique, par une autre, du même type, mais comportant 3 arches à génératrices verticales s'appuyant, entre rives, sur 2 contreforts ; ensuite, sur la proposition, et d'après le projet, de notre éminent collègue, l'ingénieur Santangelo, la substitution au barrage supérieur, à gravité, d'une structure à arches multiples, avec retour, pour le soubassement, à la conception initiale, ci-dessus exposée, d'un massif en arc du type à gravité.

Ces dispositions — on l'a vu dans la 1^{re} partie — furent, finalement, celles réalisées, avec, toutefois, — comme élévation de sa masse — la traversée du soubassement à gravité par la galerie de décharge et le rescindement des maçonneries déjà exécutées, en rive droite, pour former selon le nouveau projet, le socle des contreforts, arasé à l'altitude 1.521 m.

Le type d'ouvrage mixte ainsi exécuté n'est pas une innovation : il a déjà fait ses preuves et sa substitution au type classique à gravité, primitivement prévu, ne peut avoir eu comme conséquence que le surdimensionnement du massif de soubassement supportant la structure à arches multiples — surdimensionnement provenant exclusivement du fait que, pour une même hauteur, cette dernière structure est plus large, en base, que celle « à gravité », ce qui ne saurait évidemment nuire à sa résistance.

En somme, et nonobstant l'examen critique, qui va suivre, de ses conditions de stabilité, l'ouvrage, exécuté conformément à la description que nous en avons donnée, ne présente rien d'anormal dans sa conception ni dans son dimensionnement en général. La seule critique, légère, qui lui puisse être adressée — critique qui vient immédiatement à l'esprit, à simple examen des figures de la première partie, et sur laquelle nous aurons, du reste, l'occasion de revenir plus loin — est l'insuffisance des redans pratiqués dans le rocher (spécialement dans le sens de la vallée) pour la fondation des contreforts, et leur inclinaison défectueuse vers l'aval, plutôt favorable au glissement (1). Il ne semble toutefois pas que l'on doive chercher dans cette disposition, critiquable plutôt en elle-même que pour son influence sur la tenue de l'ouvrage, une des raisons déterminantes ou aggravantes du sinistre, car, si elle put bien n'y être pas étrangère, elle fut, en réalité, inexistante, ainsi qu'on va le voir, à côté des multiples autres, cent fois plus graves, que nous allons rencontrer.

III. Examen critique de la qualité des matériaux.

Dans l'ensemble, les résultats de l'examen des ruines de l'ouvrage, exposés dans la 2^e partie de cette étude, attestent que les matériaux mis en œuvre étaient de qualité plutôt variable avec les parties constitutives du barrage : bonne, au moins en apparence, dans les voûtes ; fort inégale dans les contreforts ; mauvaise en bien des points du soubassement. En présence de ces constatations troublantes, les experts ont donc cherché à établir rigoureusement quelles furent la qualité et les propriétés de résistance de ces matériaux.

Les témoignages recueillis à ce sujet sont d'ordre bien divers, et parfois divergents. Ils attestent, néanmoins, des pratiques défectueuses — légères et coupables — tant dans la préparation que dans la mise en œuvre de ces matériaux, tout spécialement à la partie supérieure des contreforts, où le remplacement des

(1) Ceci, malgré l'importance des fouilles de fondations, dont le cube total atteignit 15.700 mètres cubes — 7.400 en rocher et 8.300 en déblais de toute nature (alluvions).

gros blocs par de la pierraille ordinaire constituait un appauvrissement de l'amalgame résultant — déjà maigre par essence — en même temps qu'une fâcheuse hétérogénéisation de la structure.

Ils sont, par ailleurs, d'une concordance assez significative en ce qui concerne la chaux employée pour la préparation de ces matériaux : mortiers et bétons. Cette chaux était, en effet, sans marque d'origine : elle était fabriquée près de Vilminore, dans un four de circonstance ; cela aurait évidemment pu n'être pas un empêchement à l'obtention d'un bon produit (1), mais, si, d'une analyse faite par le Professeur Taramelli, il résulte qu'il s'agissait d'une sorte de chaux grasse à faible indice d'hydraulicité, alors que la plupart des témoins la déclarent des plus mauvaises (2), certains estiment, par contre, — et c'est à cet avis que se rangent les experts — que sa caractéristique dominante n'était pas tant la mauvaise qualité qu'une manipulation fâcheuse autant qu'inexpérimentée, constatée aussi bien dans son extinction que dans son emploi, spécialement pour celle utilisée en morceaux.

En dehors des témoignages recueillis par leurs soins, en toute indépendance juridique et technique, et stylés par le côté troublant de certains d'entre eux, les experts crurent devoir procéder à un certain nombre d'épreuves réglementaires de résistance, sur divers échantillons prélevés parmi les ruines.

A cet effet, une forte entaille fut pratiquée, au ciseau, dans la partie supérieure des parements de douelle des contreforts N^{os} 12 et 25, puis des échantillons y furent prélevés, ainsi que sur le parement amont du soubassement, dans la saillie du socle construit au-dessus pour supporter directement les contreforts (3) et enfin dans la voûte écroulée près du contrefort n^o 15.

Ces prélèvements révélèrent immédiatement le bien-fondé des témoignages recueillis : grosses pierres non liées, blocs de ciment et de chaux durcis, sans sable. A la surface, les bétons étaient encore quelque peu compacts, mais, à l'intérieur, ils étaient immédiatement plus maigres, au point qu'une première série de pétards, tirés dans le corps du contrefort n^o 3, demeura sans effet appréciable — soit mauvaise qualité de l'explosif, soit plutôt, à notre avis, la très faible réaction fournie par le matériau — alors qu'une seconde série de sondages, pratiquée avec des pétards sensiblement plus puissants, produisit un trou assez profond qui, ayant réduit les couches de parement, et fissuré l'intérieur de la masse, permit de découvrir, au milieu de cette dernière, un véritable « tas de pierres désagrégées ! »

Ces échantillons furent éprouvés au Polytechnicum de Milan et les épreuves donnèrent les résultats consignés au tableau ci-contre :

(1) Ceci, d'autant plus que la fabrication était conduite par un spécialiste, envoyé par la Maison Eccettuato Giovanni-Sisto, de Casale-Monferrato, également spécialiste en la matière, à laquelle fut confiée la construction du four.

(2) L'un des témoins, nommé Cattaneo, interrogé par les experts, déclare textuellement :

« De ma propre initiative, je prélevai, un jour, dans un charge-ment de chaux expédié par Viganò à la Maison Ghezza, de Dezzo-Azone, un échantillon du produit vendu ; je le fis dissoudre et en formai un petit prisme ; 15 jours après, quand elle fut sèche, je la mouillai de nouveau et vis qu'elle se dissolvait complètement... j'en conclus qu'elle était fort mauvaise. »

(3) Sur la masse résistante même du soubassement, construite en gros béton cyclopéen lié à la chaux sus-indiquée, il fut pratiquement impossible de prélever aucun échantillon ; mais dans cette partie de l'ouvrage ce prélèvement devenait inutile : sa seule vue étant parfaitement édifiante.

Numéros des échantillons éprouvés	Provenance des échantillons	Dimensions des éprouvettes d'essais	Poids spécifique constaté	Charge totale ayant déterminé la rupture	Pression spécifique de rupture
		(centimètres)		(kilogs)	(kilogs par cm ²)
1	Parement amont du soubassement ... (Partie inférieure)	35 × 35 (*) 35	2,150	55 000	45
2	Parement amont du soubassement ... (Partie supérieure)	13 × 13 13	2,150	17,800	165
3	Douelle du contrefort n ^o 25	40 × 40 (*) 45	2,300	80.000	50
4	Voûte n ^o 15	35 × 35 45	2,150	94.500	70

Comme on le voit, les résultats des épreuves effectuées sur les échantillons prélevés attestent des résistances plutôt faibles, découlant inéluctablement de la maigre teneur en liant, des matériaux éprouvés, au même titre, du reste, que de leur préparation, défectueuse tout comme leur mise en œuvre.

IV. Examen critique des conditions d'exécution des travaux.

Les conditions dans lesquelles a été conduite l'exécution des travaux, et susceptibles d'avoir joué un rôle — direct ou indirect — dans la provocation ou l'évolution de la catastrophe, sont bien diverses. On les peut, cependant, grouper en 4 catégories principales, que nous examinerons successivement parce que c'est là, pensons-nous, que se trouvent les raisons déterminantes de l'écroulement.

1) MODIFICATIONS APPORTÉES AU PROJET PENDANT L'EXÉCUTION DES TRAVAUX.

Avant d'aborder la question de l'exécution des travaux proprement dite, nous pensons qu'il n'est pas inopportun — ne fut-ce que pour souligner les vicissitudes par lesquelles sont passés l'ouvrage et son projet, avant l'événement — de dire quelques mots des modifications apportées à ce projet en cours de travaux.

Une première réimplantation de l'ouvrage sur ses vestiges (1), effectuée par les soins des experts, permit de constater que les directrices circulaires du soubassement n'étaient pas concentriques à celles de la partie centrale du barrage à arches multiples, et cette constatation fut, du reste, confirmée par l'auteur du projet, directeur des travaux. Or, la divergence existant entre ces 2 séries de directrices — du reste variable à chaque contrefort, et non point uniforme, ainsi qu'on l'aurait pu concevoir à la rigueur — était des plus appréciables puisqu'elle réduisait, par endroits, à quelques centimètres seulement (2) la retraite du socle des contreforts sur le soubassement, primitivement prévue à 2 m. 20 (Fig. 5 et 8-A), supprimant, de ce fait, le passage, sur le soubassement, du chemin de servitude reliant les 2 rives du torrent. Et n'a-t-on pas trouvé, parmi les papiers

(*) Les dimension de base figurent en numérateur, la hauteur en dénominateur.

(1) Sur lesquelles ont été rigoureusement reproduites, malgré leur réduction considérable, les moindres indications que comportaient les dessins du projet d'exécution.

(2) Exactement 10 centimètres au droit des contreforts N^o 20 et 22, d'après les dépositions Vita et Nosotti, recueillies par les experts judiciaires.

Cette excessive réduction de la retraite est également très visible sur la photo ci-contre (N^o 27).

saisis chez les constructeurs, le croquis d'exécution d'un mur, accolé au soubassement dans cette partie (Fig. 20), et destiné, semble-t-il, à remplir un triple but : dissimuler les défauts d'implantation de la partie médiane de l'ouvrage, signalés ci-dessus ; rétablir le passage du chemin susvisé — supprimé de par ces défauts d'implantation ; et enfin (on pourrait presque dire « surtout ») à dissimuler aussi les infiltrations, particulièrement importantes, ainsi qu'on le verra plus loin, dans cette partie de l'ouvrage ?

Par ailleurs, l'épaisseur du soubassement était prévue croissante de la base au sommet, suivant des fruits de 10 % (parement amont) et 20 % (parement aval). Or il est manifeste — les vestiges de l'ouvrage en témoignent — qu'au moins ce dernier fruit a été réduit au point de voisiner, par endroits, avec la verticale...

Fig. 20. — Croquis d'établissement du mur, accolé au soubassement en cours de travaux.

C'est assez dire que les constructeurs en prenaient à leur aise dans la mise à exécution d'un projet approuvé et dûment étudié, et aussi que la surveillance des travaux était à peu près inexistante, ainsi qu'il est surabondamment établi par la suite.

2) CONDUITE ET SURVEILLANCE DES TRAVAUX

Cette surveillance s'est révélée, en effet, à proprement parler, et au double sens du mot, à peu près nulle, autant, du reste, qu'inactive tant en ce qui concerne l'observation — cependant toute théorique — des règles professionnelles les plus élémentaires, qu'en ce qui avait trait à l'agrégation des matériaux, les dosages des mortiers et bétons, leur mise en œuvre, etc., car il est manifeste qu'entrepreneurs et tâcherons ont eu pour unique souci de faire œuvre de mercantis et non de techniciens.

Du reste, la technique de la plupart de ces gens-là est bien faite pour laisser rêveur, quand on pense qu'en haut lieu, au mépris de tous usages et de toute prudence — au risque de courir à un désastre, comme ce fut tristement le cas — l'Entreprise générale de travaux aussi délicats et importants était assumée non par un entrepreneur de profession, mais par les concessionnaires eux-mêmes qui en sous-traitaient les parties principales à des tâcherons aussi qualifiés qu'eux, cantiniers pour la plupart (1), et dont l'esprit de lucre n'avait d'égal que leur incom-

(1) Notre camarade Keller n'a-t-il pas rencontré là-bas, dans la peau d'un tâcheron du barrage, un individu qui, en 1910, lors de la construction de l'usine de Mazzuno, lui servait exclusivement de « sergent recruteur ».

pétence technique, que l'on doit, du reste, mettre sur pied d'égalité avec celle des surveillants, si l'on ne veut pas incriminer la complicité de ceux-ci dans le mercantilisme de ceux-là — les deux, à notre avis, ayant parfaitement pu marcher de pair sous les yeux d'une direction pour le moins indifférente, sinon complaisante !

C'est ainsi que sables et graviers étaient extraits des dépôts alluvionnaires voisins et employés directement, le plus souvent sans aucun lavage ; que le ciment prévu pour la préparation des mortiers était remplacé par de la chaux de mauvaise qualité ; qu'au mépris de toute technique les redans des fondations furent complètement négligés et l'ouvrage « posé » sur le rocher lisse (ainsi qu'en attestent les photographies) bien plutôt qu'encastré dans le terrain ainsi qu'il est d'usage rationnel ; qu'enfin — comme on va le voir — la désinvolture qui présidait à la préparation des mortiers et bétons était — s'il est possible — dépassée par celle qui présidait à leur mise en œuvre.

A supposer — ce qui n'est point prouvé — que ces négligences et ces malfaçons n'aient pas constitué la cause déterminante de la catastrophe, il est indubitable qu'elles en ont aggravé l'importance.

3) COMPOSITION, PRÉPARATION ET MISE EN ŒUVRE DES MORTIERS ET BÉTONS. — EXÉCUTION DES MAÇONNERIES.

Bétons du soubassement. — Dans le devis figurant au dossier du dernier projet de l'ouvrage présenté au Ministère des Travaux Publics, la maçonnerie et le béton du soubassement sont prévues hourdés au mortier de ciment. Mais il résulte de témoignages concordants que la chaux fut employée, comme liant, en lieu et place du ciment prévu, pour la plus grande partie, sinon pour la totalité du cube du soubassement...

A lui seul, le tâcheron Colombo Donato avoue avoir mis en œuvre environ 16.000 mètres cubes de béton, dont 6.000 seulement étaient liés au mortier de ciment et 10.000 au mortier de chaux ; encore la chaux hydraulique ne faisait-elle qu'acte de présence sur le chantier, et seule, — ou à peu près, — était employée en permanence la mauvaise chaux ordinaire dont il est question au chapitre précédent, fabriquée sur place et amenée à pied d'œuvre par téléphér (1). Particulièrement significative, à ce sujet, est encore la déposition du maçon Giovanni Tagliaferri, qui affirme avoir constaté, au cours de la démolition du soubassement primitif (2) des signes non équivoques de la mauvaise qualité des maçonneries : chaux sans prise, couches à sec, et qui ajoute, pour se faire mieux comprendre, qu'au cours de ce dérasement du premier soubassement « il avait l'impression très nette, de travailler sur de la terre et non sur de la maçonnerie » (sic)...

Bétons de la superstructure — Exécutée directement par les soins des entrepreneurs Vita et Nosotti (3), la structure du barrage à arches multiples devait, d'après le devis du projet, comporter les dosages suivants, en vue de l'obtention de mortiers « bâtards ».

(1) Le tâcheron général Pacani, soumissionnaire pour la totalité des travaux du soubassement, confirme non seulement l'emploi de cette mauvaise chaux en remplacement du ciment, mais révèle en outre l'emploi qui fut fait, de gros cailloux dans le béton des voûtes, prétendant, après 2 protestations écrites demeurées sans effet, avoir refusé de continuer le travail ainsi.

(2) Construite sur la base du projet initial, ainsi qu'on l'a vu chap. II ci-dessus.

(3) A cette époque, l'Entreprise Vita venait d'achever le barrage de la Scoltenna — dont nous aurons l'occasion de parler dans une prochaine étude —. Elle paraissait donc qualifiée pour assumer l'exécution de ces travaux spéciaux.

Voûtes : 100 kilogs de chaux hydraulique, mélangée à 150 kilogs de ciment.

Contreforts : 100 kilogs de chaux hydraulique, mélangée à 100 kilogs de ciment.

Or il résulte de l'enquête qu'en dehors de certains socles, dans lesquels fut bien observée cette répartition, le ciment fut exclusivement adopté dans le barrage à arches multiples ; mais, par ailleurs, les déclarations divergent encore en ce qui concerne les différents dosages employés : alors que l'auteur du projet — et directeur général des travaux — prétend avoir maintenu les dosages, respectivement, à 250 et 200 kilogs, les entrepreneurs avouent n'avoir employé que 150 et 200 kilogs, sous prétexte que la substitution de la chaux au ciment était susceptible de permettre une réduction des proportions de liant à mettre en œuvre.

Les témoignages reçus à ce sujet n'ont pu établir lequel des deux dosages ci-dessus fut appliqué, mais ils s'accordent à dire que la préparation du béton par les soins de l'Entreprise Vita était des plus sommaires, et le témoin Luigi Ramelli, tâcheron de la Maison Viganò (qui fournissait graviers et sable à l'entreprise) assure que les mélanges étaient faits « entièrement à l'œil » (*sic*)...

Béton cyclopéen. — Ainsi que nous l'avons dit dans la première partie de cette étude, le cahier des charges de l'Entreprise comportait, pour la construction des contreforts, et entre les tirants de ces derniers (1^{re} partie, fig. 5), l'emploi de béton cyclopéen comprenant un maximum de 50 % de blocs de grosseur supérieure ou égale à 1/50^e de mètre cube, constitué régulièrement comme suit : Tous les 2 wagonnets de béton, un wagonnet de pierre sèche, et, entre ces 3 wagonnets, disposition des blocs, avec distribution préférentielle du béton sur les parements et des pierres au centre (1).

Or, des témoignages recueillis, il résulte que cette maçonnerie cyclopéenne fut exécutée avec une légèreté inconcevable, et une inconscience que seul, dépassait en désinvolture aux yeux mêmes des ouvriers, un manque de surveillance écœurant. Non seulement — comme nous l'avons dit, les graviers et le sable employés étaient terreux (2), mais il fut fréquemment ajouté aux mélanges des wagonnets entiers de terre, voire de terreau !...

« Bien des fois, dit Berlinghieri Giovanni, il me fut commandé, « pour faire plus vite, de charger les wagonnets avec le sable et le ciment par dessus, puis de mouiller le tout, ainsi disposé, « avec des seaux d'eau... Il arrivait souvent que le ciment faisait « prise seul, à la partie supérieure, laissant le sable intact, au-dessous »... (*sic*). — On croit rêver en lisant pareilles dépositions.

Enfin, Vita et Nosotti, concessionnaires, déposent encore — comme incidents de l'exécution — qu'en 1922, et à partir de l'altitude 1.523 m., sable et graviers, qui, jusque-là, étaient extraits régulièrement des carrières du lac triés et employés en proportions normales, furent employés tout venant dans les contreforts, — sans plus aucun concassage pour les gros graviers — et le sable, réduit au minimum comme quantité, réservé pour les seules voûtes : les carrières ayant été submergées et l'extraction longtemps gênée, à la fin de 1921. Cette circonstance ayant

(1) A un certain moment, la pierre sèche fut remplacée par du caillou de concassage employé dans la même proportion et mélangé intimement au béton.

(2) « Lavés tout d'abord dans deux bassins, dit Berlinghieri Domenico, ils ne tardèrent guère, par ordre de l'Entrepreneur, « Viganò, à ne l'être plus que dans un seul d'où ils sortaient avec « beaucoup de terre et de sable et surtout, avec une très forte proportion d'argile n'offrant aucune prise. Par moments même, tout « lavage fut supprimé à l'extraction, pour fournir plus vite à la « mise en œuvre. »

malencontreusement coïncidé avec la substitution de la pierre aux blocs, qui fut faite entre les altitudes 1.523 et 1.537 m. suffit, semble-t-il, à expliquer la texture irr rationnellement poreuse — spongieuse même — du béton relevée, en différents points des contreforts (Voir 2^e partie, chap. II § B).

Préparation des mélanges. — Ajoutons encore qu'indépendamment de leur dosage « à l'œil », le mélange de ces matériaux était effectué entièrement à la main, aucune bétonnière ne parut jamais sur ces chantiers, ce qui n'était pas fait pour relever la qualité des produits mis en œuvre. Aussi, la résultante de cet ensemble de circonstances défavorables est-elle encore surabondamment imprimée sur les vestiges de l'ouvrage, qui témoignent de bétons sans consistance d'où émergent en maints endroits, de grandes longueurs d'aciers sans la moindre trace d'adhérence de mortier et aussi lisses qu'au sortir de la forge ; bétons mal préparés et mis en œuvre plus mal encore, dans lesquels on rencontre, à côté de vides nombreux, de véritables blocs de mortier sans aucune pierre, à côté de tas de pierres sans la moindre parcelle de mortier, et jusqu'à des plateaux et poteaux de bois entiers, laissés dans le béton au cours des transformations d'échafaudages et coffrages !

4) EXÉCUTION DES FOUILLES

Les témoins, constitués tant par l'ouverture de la brèche que par les vestiges de l'ouvrage demeurés debout, — semblant attester d'une méconnaissance — ou d'une inobservation — par trop scandaleuse des principes les plus élémentaires de la technique constructive, spécialement dans l'émergence des roches lisses sur lesquelles reposait le subsol, les experts ont, un instant, pour élucider ce point capital de l'assiette de l'ouvrage, pensé à faire démolir ce qui subsistait de manière à mettre à nu le terrain de fondation. Mais, les intempéries, permanentes en cette saison d'hiver, et aussi (surtout, devrait-on dire), la dépense à engager pour mener à bien cette opération, fort importante, conduisirent à lui en substituer une autre, beaucoup plus rapide et économique, quoique à peine moins précise.

En l'occurrence, cette opération consista à déterrer le pied des massifs reposant directement sur le terrain et à relever ensuite, aussi rigoureusement que possible, les affleurements de la maçonnerie demeurée en place, pour en pouvoir confronter les profils avec ceux du projet présenté au Génie civil.

Dans l'ensemble, cette confrontation montre que les dessins de ce projet représentaient assez exactement la situation de fait, créée par l'édification du barrage ; mais, par contre, l'enquête n'a pu recueillir aucune donnée bien précise touchant le caractère géométrique ou irrégulier, de l'assiette donnée aux fondations. Les déclarations sont imprécises ou divergentes, sauf toutefois en ce qui concerne le procédé de liaison de l'ouvrage à la roche constitué par un quadrillage de petits puits inégalement distants (de 1 à 2 mètres) et dimensionnés (diamètre : 0 m. 30 à 0 m. 50, profondeur : 0 m. 50 à 1 mètre), destinés, semble-t-il, autant à faciliter et activer la prise du ciment qu'à créer des sortes d'épis, ou chandelles, susceptibles de renforcer la liaison, en parant au glissement, et surtout à éviter de pratiquer les habituelles tranchées d'encastrement dans la roche (1).

(1) Pratiqués à l'aide de pétards et répartis, dit Angelo Aliprandi, « à la demande des aspérités et cavités de la roche » c'est-à-dire entièrement « à l'œil », et l'on sait ce que signifie cette expression sur des chantiers aussi dépourvus de surveillance que ceux dont il s'agit.

C'est dans ces puits qu'étaient scellées les broches de liaison encore visibles sur les photos (N° 21).

Quant au nettoyage et au décapage de la roche avant ces forages il a été des plus rudimentaires et « esquivé » en maints endroits. Le mineur Piccini Antonio dit textuellement : « Chargé « de pratiquer des sondages dans la partie inférieure du soubas- « sement, j'ai pu constater qu'en certains points l'ouvrage repo- « sait sur un lit d'argile et de sable... Je me souviens nettement « d'avoir sorti de dessous la maçonnerie des pelletées de sable « et de terre végétale ». Et Bendotti Lazzaro précise encore : « J'étais présent parmi l'équipe commandée pour préparer l'as- « siette de l'ouvrage dans le fond de la gorge. La roche fut net- « toyée et lavée. Pourtant, en certains endroits, cela fut impos- « sible, car nous rencontrâmes des poches assez profondes, « certaines remplies de terre végétale, les autres de boue. Des « sacs de ciment pur y furent jetés, mais aucune tranchée ne « fut ouverte au fond du thalweg ; c'est un peu plus haut, seule- « ment, que fut pratiquée, à la mine, un peu de décapage, de « profondeur généralement croissante avec l'altitude, mais jamais « bien profondément malgré tout. »

Ainsi, des dépositions des témoins, comme des relevés effectués et des constatations faites par les experts, il résulte que le soubassement de l'ouvrage reposait bien sur la roche saine en place, mais que la préparation de cette dernière avait été complètement insuffisante, tant en ce qui concerne son nettoyage que son dérasement en redans géométriques, qui n'a pu être établi.

Or, sur des fondations pareillement traitées, les ingénieurs Talenti et Balsamo affirment avoir vu exécuter les maçonneries suivant des plans inclinés vers l'aval... On peut donc affirmer dès maintenant qu'indépendamment des autres vices de construction ou de conception, qu'il pouvait présenter par ailleurs, l'ouvrage comportant un soubassement établi dans ces conditions manquait, pour le moins, de l'assiette irréprochable qu'exigent régulièrement les barrages à arches multiples (1) pour être économiques et sûrs.

V. Examen critique des conditions de stabilité.

Etant désormais établies les conditions dans lesquelles et selon lesquelles l'ouvrage a été conçu, édifié, et s'est rompu, il nous reste à étudier, maintenant, celles dans lesquelles il se devait trouver, au moment de sa rupture, d'après les précédentes conceptions et édification, eu égard à la résistance et à la stabilité qui en devaient ou auraient dû normalement découler.

Pour cela il faut nous reporter aux calculs du projet, déjà exposés dans la 1^{re} partie de cette étude, et bien souligner la distinction qui s'impose entre ses 3 principales parties consécutives : soubassement, contreforts et voûtes (2).

Voûtes. — Le calcul des voûtes, exposé précédemment (1^{re} partie, chap. III, § A) ne présente rien que de satisfaisant, même après substitution du poids spécifique au réel. Nous ne nous y arrêtons donc pas, étant, du reste, suffisamment établi que les conditions de ces dernières ne présentent qu'un intérêt secondaire, puisqu'il est avéré que les contreforts ont cédé les premiers.

Contreforts — A premier examen, l'épure de stabilité (fig. 14, 1^{re} partie), ne présente aucune particularité bien marquante : les compressions verticales étant relativement réduites et la courbe des pressions demeurant constamment dans le tiers central, avec une bonne marge pour les sous-pressions (3).

(1) Voir, à ce sujet, notre étude publiée dans ces colonnes (*La Houille Blanche*, N° 63-64).

(2) En adoptant, toutefois, pour densités, celles ci-dessus établies au cours des épreuves, c'est-à-dire, en chiffres ronds : 2.200 kilogs pour les contreforts et 2.300 kilogs pour les voûtes et le soubassement.

(3) D'ordinaire négligeables, de par le type même d'ouvrage.

Néanmoins, pour indispensable que soit cette épure, nous ne saurions affirmer — bien au contraire — qu'elle doit être tenue pour suffisante ; et, en tout état de cause, on peut affirmer qu'en pareil cas il est, pour le moins, désirable (opportun même) de déterminer, en plusieurs points, évidemment choisis parmi les plus importants, la valeur et le sens des efforts principaux y sollicitant l'ouvrage. C'est ce que nous avons essayé de faire, en nous aidant du cercle de Mohr (1).

Fig. 20 bis. — Cercle de Mohr

Sur le parement amont, cette détermination est facile puisqu'on connaît les éléments nécessaires pour tracer ce cercle, c'est-à-dire : les directions des efforts, la pression hydrostatique (rapportée à l'épaisseur du contrefort), et la compression verticale donnée par l'épure. La construction permet de constater que l'effort principal (σ) est une traction, qui se perpétue, du reste, sur près des 2/3 du parement.

(1) Cette construction, dont l'usage tend à se répandre, permet de représenter facilement les variations des efforts, normal et tangentiel, (O) et (O'), autour d'un point quelconque d'un solide considéré comme élastique, selon l'orientation de l'élément superficiel considéré, étant toujours entendu qu'il s'agit d'un équilibre plan.

(σ_1) et (σ_2) représentant les efforts principaux — de valeurs maximum et minimum — afférents au point considéré, si l'on appelle θ l'angle du plan de l'élément superficiel ($d\Omega$) considéré avec celui de la direction correspondant à (σ_1), on a :

$$(1) \begin{cases} \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cos 2\theta \\ \sigma' = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta \end{cases}$$

Si, sur 2 axes $A\sigma - A\sigma'$ (fig. 20 bis), on situe, pour chaque valeur de θ , le point P, de coordonnées (σ) et (σ'), les formules ci-dessus indiquent qu'aux variations de θ correspond un cercle, lieu du point P, dont le centre, O, est sur $A\sigma$, ayant pour abscisse $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ pour rayon $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$, et coupant l'axe $A\sigma$ aux points B et D d'abscisses respectives (σ_1) et (σ_2).

L'angle DOP étant égal à 2θ , si l'on prend pour axe des (σ') le demi-axe $D\eta$, de sens positif, comme $A\sigma'$ l'angle $PD\eta$, compté positivement dans le quadrant supérieur de droite, représente l'angle θ . Dès lors, la construction — dite « cercle de Mohr » — permet de déterminer facilement, en partant des efforts principaux (σ_1) et (σ_2), les valeurs algébriques des efforts $AC = \sigma$, $CP = \sigma'$, pour une orientation de plan, faisant, avec la direction principale maximum l'angle (θ). L'effort qui en résulte est représenté par $AP = \sigma + \sigma'$.

Observations. — Si, par hasard, il arrivait qu'un des 2 efforts principaux soit nul (soit σ_2) le point A serait ramené en D, et alors les triangles DPB et DPC donneraient :

En ce qui concerne le parement aval, bien que cette construction auxiliaire soit moins facile, on peut néanmoins, connaissant encore les directions principales, déterminer le cercle des actions moléculaires, mais, pour n'importe quel point de l'intérieur du contrefort, on doit, tout d'abord, déterminer la valeur des efforts (σ) et (σ') (1).

Enfin, lorsqu'en un point quelconque, 3 des efforts sont connus, les directions et valeurs des efforts principaux peuvent être facilement déterminées, et ce aussi bien analytiquement que

Fig. 21 — Stabilité d'un contrefort vérifiée au cercle de Mohr

LÉGENDE :

σ = Efforts de compression ou d'extension. φ = Angle de frottement, avec $\lg \varphi = 0.75$.
 c = Compressions. r = Cisaillement partiel, non compensé par le frottement.
 e = Extensions. s = Cisaillement complémentaire, partiel.

$$DP = BD \sin \widehat{PBD} = \sigma_1 \sin \theta$$

$$\sigma = DC = DP \sin \widehat{DPC} = DP \sin \theta = \sigma_1 \sin^2 \theta.$$

Enfin, il peut encore arriver qu'on ne connaisse pas les efforts (σ_1) — (σ_2). Il suffit alors, pour établir la construction, de connaître les 3 efforts (σ_x) — (σ_y) — (σ'_{xy}) relatifs à 2 directions orthogonales correspondant aux angles (θ) et $\theta' = \theta + \frac{\pi}{2}$. Les points déterminatifs de ces 2 directions = P (σ_x — σ'_{xy}) et P' (σ_y — σ'_{xy}) sont opposés sur un même diamètre car on doit avoir :

$$\widehat{P'D\eta} - \widehat{\eta DP} = \frac{\pi}{2};$$

et il s'ensuit que l'angle $\widehat{PDP'}$ est droit.

Ayant donc situé les points (M) et (M') — d'ordonnées connues —, en les joignant par la droite MM', l'intersection (O) de cette droite avec A σ déterminera le centre du cercle de Mohr, ayant pour rayon OP = OP'.

(1) σ = effort normal ;

σ' = effort tangentiel autour d'un point d'un solide élastique, suivant l'orientation de l'élément superficiel ($d\Omega$) considéré à l'entour.

Étant donné que la somme des efforts (σ') le long d'une section doit être égale à l'effort tranchant, et que (σ') est connu aux 2 extrémités, la règle de Simpson permet de déterminer les valeurs intermédiaires.

Pour les efforts (σ) les conditions d'équilibre d'un parallépipède de dimensions respectives horizontales et verticales (dx) et (dy) permettent d'écrire : $\frac{d\sigma'}{d\sigma} = \frac{dy}{dx}$, égalité d'où l'on tire, alors, toutes les valeurs désirées de (σ) en commençant par le parement.

graphiquement, au moyen du cercle de Mohr. C'est ce qui a été fait sur la figure ci-contre (fig. 21), en se basant sur l'hypothèse de Navier (1).

Ce graphique établit que, alors que sur le parement aval l'effort maximum de compression agit au pied du contrefort, parallèlement au dit parement, avec une valeur inférieure à 10 kgs/cm², le long du parement amont, cet effort agit normalement au parement avec, pour valeur, celle de la pression hydrostatique reportée sur le contrefort considéré par les deux demi-voutes qu'il supporte.

L'effort principal, de sens normal au précédent, est nul sur le parement aval, mais, le long de son opposé, il se traduit par une traction d'environ 2 kgs/cm². Cette constatation peut paraître bizarre, — étant établi surtout que la courbe des pressions ne sort pas du tiers central, — mais elle n'est pas faite, cependant, pour surprendre outre mesure, attendu que, si l'on envisageait des sections obliques — au lieu et place des sections horizontales habituelles — on s'apercevrait incontinent, que cette résultante passe en dehors de ce tiers central (2). Il s'ensuit, du côté de la surcharge des efforts de traction, dus au moment fléchissant qui en découle, mais qui peuvent, pourtant, être équilibrés par ceux de compression dus au poids propre de l'ouvrage : il suffit pour cela d'en redresser le parement amont.

Ces efforts principaux, de traction et de compression, ont été représentés graphiquement sur l'épure ci-dessous (fig. 22) pour les

Fig. 22. — Graphique des efforts principaux sollicitant les contreforts.

LÉGENDE :

= Efforts de compression ou d'extension. φ = Angle de frottement, avec $\lg \varphi = 0.75$.
 c = Compressions. r = Cisaillement partiel, non compensé par le frottement.
 e = Extensions. s = Cisaillement complémentaire, partiel.

2 sections de base de l'ouvrage. De la consultation de cette épure on peut déduire que le contrefort ne s'est pas rompu par écrasement, et que, pour anormaux qu'ils fussent, les efforts de trac-

(1) Pas absolument rigoureuse, ainsi qu'on le sait, pour des profils semblables, mais donnant néanmoins des résultats très suffisamment approchés pour être acceptables.

(2) Cette anomalie est surtout rendue tangible si l'on considère que le contrefort est soumis à une pression répartie tout le long du parement, et appuyé principalement au pied, en son extrémité aval.

tion étaient d'une valeur si faible qu'ils ne pouvaient matériellement pas provoquer la rupture, à eux seuls, au moins directement. Voyons maintenant quels ont bien pu être les effets des efforts de cisaillement.

L'épure ci-dessous (fig. 23), sur laquelle est représenté le cisaillement horizontal, qui ne dépasse pas 5 kgs/cm^2 , indique qu'une compression agit en même temps sur chaque section. Or, il est facile de se rendre compte que cette compression déterminerait un frottement susceptible de conférer à l'ouvrage une certaine résistance si l'on suppose seulement une simple fissure dans le plan qu'on envisage.

Fig. 23. — Etude du glissement des contreforts.

LÉGENDE :

$g-g_1$ = Surfaces probables de glissement.

$g-g_1$ = Glissement, suivant les directions $g-g_1$, non compensé par le frottement.

Il devient, par suite, opportun de rechercher dans quelles conditions le frottement pourrait être éventuellement équilibré par l'effort de cisaillement, et si l'on adopte un angle de frottement de $\tan \phi = 0,75$ (comme c'est le cas sur la figure 21) on peut à loisir, constater que le cisaillement non équilibré par le frottement est maximum dans un plan différent de celui où le cisaillement est maximum et incliné de 45° sur les directions principales : ces plans étant indiqués sur le graphique par leurs traces (g) — (g_1) (1).

Le cisaillement non équilibré par le frottement — donc « en excès » —, qui peut atteindre $2 \div 3 \text{ kgs/cm}^2$, croît avec la pénétration dans l'intérieur du cercle de Mohr de l'origine des efforts, ainsi que l'indiquent les graphiques ci-contre (fig. 24-25). Cela revient à dire que le cisaillement, qui croît avec la traction, peut être évité (fig. 25) si cette fatigue demeure de la compression ; d'où ressort l'intérêt capital qu'il y a à éviter tout effort de traction dans le contrefort plutôt qu'à le faire supporter par une armature spéciale, ainsi que la tentation y incite trop souvent (2).

(1) Avec un autre coefficient de frottement les plans de glissement probable pourront différer quelque peu des précédents, mais leur direction demeurera très sensiblement la même.

(2) Résultat qu'on obtient facilement en redressant le parement amont de l'ouvrage.

Dans le cas qui nous occupe, cet « excès » de $2 \div 3 \text{ kgs/cm}^2$ a certainement dépassé la limite de résistance d'un béton dont la mauvaise qualité est surabondamment établie et l'examen des photographies (spécialement de la photo N° 26, qui représente le contrefort N° 14, resté debout par miracle), atteste bien que la rupture s'est produite suivant l'un des 2 plans de glissement indiqués sur l'épure (fig. 23) pour différents points du contrefort par leurs traces (g) — (g_1) faisant entre eux un angle d'environ 50° (1).

Soubassement. — Etant rappelé l'excentricité des courbes d'implantation entre le couronnement et la base des contreforts (socles), de même que l'exactitude probable (déterminée par les relevés topographiques des vestiges de l'ouvrage) de la configuration du rocher indiquée par les profils en travers du projet d'exécution, la vérification du comportement statique du soubassement, sous l'influence des contreforts qu'il supportait, a été effectuée séparément pour chacune des sections verticales du massif situées au plus profond de la vallée, là où le danger pouvait être maximum, c'est-à-dire au droit des contreforts N°s 18, 19 et 20.

Contrefort N° 20. — La vérification a été faite de 2 façons différentes : d'abord en supposant le massif rocheux EFGHD (fig. 26 A) comme faisant partie intégrante du massif de soubassement, dont elle complète le profil normal ABCD.

La résultante (1) des pressions transmises au soubassement par le contrefort composée d'une part avec les pressions hydrostatiques agissant en (2) et (3), d'autre part avec le poids du massif (4) dans la section considérée, donne la résultante finale (5) qui, répartie triangulairement (à l'exclusion, toutefois, des efforts de traction) sur la base CO, du profil normal ABCD, donne une répartition de pressions représentée ci-dessus (fig. 26 A) et dont résulte que la pression maximum sur l'arête aval du socle est de $13,4 \text{ kgs/cm}^2$, si l'on néglige l'affaissement découlant de la galerie de vidange.

Fig. 24

Fig. 25

Fig. 24-25 — Analyse des efforts de cisaillement par le cercle de Mohr.

Maintenant, pour avoir une idée du degré de rationalité de l'hypothèse ci-dessus, séparons du profil normal théorique la partie AIHD et voyons au prix de quels efforts dans la section IH elle collabore avec la reste du massif.

Composant son poids propre (11) avec les pressions (2) (3) et (12) (*) on obtient la résultante (13) aussi inclinée qu'excentrique par rapport à la section IH et susceptible de tendre très facilement à provoquer un « décollement » entre les 2 parties, avec, en I, un lézardement probable, effets qui concorderaient avec

(1) Ces 2 directions dont la dernière (g_1) est sensiblement verticale, sont nettement reconnaissables sur la photo 26.

(*) Cette dernière n'étant autre que la résultante de la partie xy du diaphragme des réactions de base.

ceux dûs aux efforts de traction constatés sur le parement amont du contrefort. Il est donc, par conséquent, plus probable que corresponde à la réalité une vérification comportant rescindement de la partie AIHD formant « coin » ; et cette seconde vérification est également indiquée sur l'épure (fig. 26 A).

La résultante (1), provenant du contrefort, composée avec le poids propre (6) de la partie de soubassement IBHC qui subsiste après rescindement du « coin », donne la nouvelle résultante (7), peu différente de celle envisagée par considération de la pyramide de rupture et qui, répartie sur la base HC, produit, en C, la pression unitaire maximum de $15,6 \text{ kgs/cm}^2$, vraiment peu faite pour mettre à l'épreuve des maçonneries du genre de celles analysées ci-dessus... Mais d'autres circonstances encore, exposées ci-après, sont intervenues pour aggraver le régime statique

et sous l'influence des charges supportées, des tassements successifs qui ont rencontré sur l'émergence rocheuse EFG un obstacle des plus rigide — on pourrait même dire « absolu » — à leur transmission, il est indubitable qu'un des deux faits suivants doit être survenu :

Ou la maçonnerie a été suffisamment solide pour demeurer homogène malgré la concentration des réactions sur cet obstacle rocheux, et alors cette concentration a déplacé vers l'aval l'action normale des forces, accroissant fatalement, de ce chef, les pressions spécifiques dans le parement ;

Ou (plus probablement sans doute) la maçonnerie, très faiblement liée, ainsi qu'on l'a vu, a cédé et la section AIHD s'est séparée de la section normale (1).

Fig. 26 (A-B-C).— Vérification de la stabilité du soubassement sous les trois contreforts n°s 18, 19 et 20, situés au droit de la plus grande hauteur de l'ouvrage.

défavorable dans lequel se trouvait l'ouvrage, en son soubassement.

Parmi ces circonstances, on peut placer au 1^{er} rang l'existence de la galerie de vidange dans la partie analysée, existence qui a déterminé dans cette zone un élégissement de la maçonnerie accentuant l'inclinaison de la résultante et augmentant ainsi la pression spécifique sur la base, au droit des piédroits de la galerie ; avec, pour aggravation, la mise à nu, sous la voûte, du rocher lisse, constituant par endroits, à la galerie, des piédroits naturels mal liés aux parties maçonnées et nullement prémunis contre les éboulements éventuels pouvant provenir tant de l'excessive déclivité transversale de la roche que d'une concentration excessive de pressions sur ses « glissants ».

D'autre part, la masse du soubassement devant avoir subi, au moins autant qu'aucune autre maçonnerie du même type,

Enfin, conséquence inévitable des circonstances sus-exposées, sous l'influence des fortes pressions hydrostatiques supportées par ce massif l'eau s'est fatalement infiltrée dans le soubassement (2) et a trouvé un chemin particulièrement favorable le long du « glissant » rocheux FGH. Dès lors, si l'on imagine, agissant le long de cette surface de liaison, et avec une intensité égale à la pression hydrostatique agissant en X, une sous-pression représentée par les forces (8) et (9), cette sous-pression, com-

(1) La tendance aux fissurations, dont il a déjà été parlé, ayant évidemment constitué un important facteur adjuvant dans la réalisation de ce « décollement ».

(2) Témoin les pertes importantes recueillies en aval de l'ouvrage, et sur lesquelles nous aurons l'occasion de revenir au chapitre VI.

posée avec la résultante (7) des forces supérieures, donnerait la résultante d'ensemble (10) d'effet désastreux ! (1)

Contrefort N° 19. — Le raisonnement et les observations qui précèdent se peuvent appliquer, avec une parfaite identité au contrefort N° 19.

La section AEDB (fig. 26 B) étant encore considérée comme seule utile, on a — inclinée à environ 15° sur la verticale — la résultante (3) correspondant déjà à la pression spécifique de 18,6 kgs/cm² ; si l'on applique, sur CE, une quelconque sous-pression, la situation s'aggrave au point de devenir inquiétante. Enfin, si, comme tout à l'heure, on assigne à cette sous-pression (4) une valeur égale à celle de la pression hydrostatique en C, on obtient la résultante (5), qui, elle, sort carrément de la base !

Ici encore, la probabilité de « décollement » des 2 sections est démontrée par la seule considération de l'équilibre partiel de la première (ACFE) si l'on suppose que le profil théorique intégral (CBDF) concourt, solidairement, à la résistance.

En réalité, les forces (7), (8) et (9), qui agissent sur la section CBDF, se composent en une force unique (10) à laquelle s'ajoute la (6), résultante de la partie de réaction du fond à gauche du point E, et le système se réduit approximativement à un couple qui produirait, dans le voisinage de C, des efforts spécifiques de traction de l'ordre de 7 kgs/cm² ! (Encore, dans cette vérification n'a-t-il point été fait état de l'ensemble des pressions transmis par le pied du contrefort à la gauche de A, circonstance qui aggraverait, on le conçoit, une situation déjà alarmante).

Fig. 26 bis. — Calcul des pressions spécifiques.

Contrefort N° 18. — L'appui du soubassement sur le rocher, au droit de ce contrefort, a lieu suivant une surface beaucoup moins déclive que celle des « glissants » existant sous les 2 précédents. La vérification peut donc être faite directement sur ce plan de base incliné AB ; elle conduit à la résultante (3) (fig. 26 C). L'adjonction, comme précédemment, d'une sous pression triangulairement répartie sur toute la base et ayant pour valeur celle de la pression hydrostatique au point de pénétration amont conduirait à la résultante... (A*).

(1) Pour l'interprétation du raisonnement qui précède, il y a lieu de ne pas perdre de vue que sa traduction en chiffres ne prétend à aucune précision (impossible, du reste, à réaliser, tant avec la surface de liaison considérée — aussi irrégulière que fâcheusement inclinée en tous sens — qu'avec le matériau sur lequel il porte et qui est fort loin d'observer les lois de répartition des efforts internes dont il est fait application ci-dessus), mais vise seulement à estimer un « ordre de grandeur » susceptible de guider idées et déductions à travers la genèse et l'évolution d'un phénomène qui s'avère, *a priori*, horriblement complexe.

(A*) En général, les épures qui précèdent se suffisent à elles-mêmes, comme justifications, n'étant constituées, dans le plan de la section considérée, que de compositions élémentaires de forces classiques ayant, par surcroît, laissé leurs traces graphiques.

Il est, dès lors, facile de vérifier que la sous-pression, atteignant une intensité à peine supérieure à la moitié de celle supposée ci-dessus, le glissement et l'écrasement, tout à la fois, tendraient à provoquer la rupture.

EXPLICATION STATIQUE DE LA RUPTURE. — En possession des observations et déductions qui précèdent touchant le comportement statique du barrage, il devient possible d'affirmer :

1° Que le soubassement a été, tout à la fois, irrationnellement implanté sur des « glissants » rocheux inclinés vers l'aval et non dérasés en redans ; inconsidérément élagué (« coupé en 2 » pourrait-on dire) par la galerie de vidange ; chargé trop intensément et trop excentriquement (ou mal calculé, ce qui revient au même) ; mal construit, avec des matériaux de choix ou de fabrication défectueuse ; enfin, très fâcheusement tourmenté et sollicité par des infiltrations d'un débit inusité... Cet ensemble de circonstances défavorables suffit à expliquer les mouvements de secousses que perçut le gardien, comme un terrifiant avertissement, quelques instants avant l'éroulement de l'ouvrage : le soubassement cédait déjà et allait entraîner la ruine de la superstructure.

2° Que les contreforts, déjà sollicités à l'extrême au cours de leur construction et lors de la mise en eau de l'ouvrage, ont dû —

Seul, le calcul des pressions spécifiques peut appeler quelques précisions, non pour le contrefort, dont les sections horizontales sont rectangulaires et permettent une vérification à première vue, mais pour le soubassement, dont les sections, comprises entre 2 plans verticaux concentriques, sont trapézoïdales.

Soit Ω (fig. 26 bis) le centre de gravité de la section considérée si l'on pose :

$$\frac{l}{a} = \lambda \quad b = (a + \mu l) = a(1 + \mu\lambda)$$

on obtient : $m = \frac{(3 + \mu\lambda) \times l}{3(2 + \mu\lambda)}$; et pour le moment d'inertie par rapport à l'axe des x , l'expression :

$$J = \frac{a l^3}{3b} \left[3 + \mu\lambda + \frac{(1 + \mu\lambda)^2 - 1}{(2 + \mu\lambda)^2} \right],$$

alors que la surface de la section est de

$$\omega = \left(1 + \frac{\mu\lambda}{2} \right) a l.$$

Le carré du rayon d'inertie par rapport à l'axe (x) est :

$\rho^2 = \frac{J}{\omega}$; alors que les rayons, r_b et r_a , du tiers central ont pour valeurs respectives :

le premier : $r_b = \frac{\rho^2}{l - m}$; et l'autre : $r_a = \frac{\rho^2}{m}$.

Dans les cas où le centre de pression tombe à l'intérieur du $\frac{1}{3}$ central (ainsi qu'il est advenu pour le soubassement, sous les contreforts 19 et 20, en faisant résister exclusivement la maçonnerie d'aval, à l'exclusion du glissant) les experts ont adopté, pour le calcul de la pression spécifique maximum la formule :

$\sigma = \frac{P}{\omega} \left[1 + \frac{e(l - m)}{\rho^2} \right]$; (e) représentant l'excentricité de la composante normale (P) par rapport à Ω .

Dans les cas où P sort du tiers central, ils ont considéré comme réagissant la partie de la section qui admettait l'équilibre moyennant une distribution d'efforts de compression exclusivement.

Une longueur (l') plus courte, a donc été substituée à la longueur totale (l), de telle façon que la charge demeure appliquée à une des extrémités du tiers central de la section réduite ; et ainsi a été effectué le calcul des pressions sollicitant le soubassement sous les contreforts 19 et 20, dans l'hypothèse où l'entière section théorique (donc idéale) concourrait à la résistance.

Les formules ci-dessus ayant constamment été appliquées sans difficultés, avec, toujours :

$$\alpha = m \cdot 7,20$$

$$\mu = m \cdot 0,086.$$

au moins pour plusieurs d'entre eux — présenter, dès cette époque, des indices de glissement, non perçus par le gardien, et que, même sans la circonstance déterminante qui précède, il est probable — voire certain — que la rupture se serait produite quand même *par cisaillement des contreforts*, le jour où aurait été suffisante la désagrégation progressive du béton que nous avons observée (1).

Ainsi se peut reconstituer le processus et les conditions statiques de la rupture : Les contreforts que supportait le soubassement, dont l'équilibre était détruit après le traumatisme survenu dans cette partie de l'ouvrage, commencèrent à s'incliner (2) puis se fendirent suivant les lignes de rupture très certainement analogues à celles que présente encore le contrefort N° 14, demeuré miraculeusement debout (photo N° 26, fig. 27), et que le gardien vit débiter sur le contrefort N° 16 ; enfin croulèrent, ainsi dédoublés, entraînant avec eux, nonobstant la résistance

Fig. 27. — Lésions identifiées sur le contrefort n° 14

des voûtes, les contreforts adjacents, auxquels l'engouffrement, par la brèche initiale, de la trombe liquide asséna le coup de grâce, démolissant également, sous leurs pieds, le soubassement, et élargissant la brèche jusqu'à ce que s'amoindrit, puis cessât, le traumatisme, par rencontre — sur les flancs de la gorge — d'un appui plus résistant que la masse inconsistante et sabotée du soubassement.

A partir de cet instant, contreforts et voûtes demeurèrent régulièrement debout, malgré les malfaçons sus-exposées et des dosages dont on ne voudrait pas pour la moindre construction civile... Ainsi se trouve surabondamment démontré, pensons-nous, le rôle capital, déterminant, que jouèrent dans la catastrophe, et parmi de nombreux autres facteurs, la conception défectueuse ainsi que les coupables légèretés d'implantation et d'édification du soubassement.

(1) En somme, l'ouvrage s'est, pendant plus d'un mois, comporté de façon telle qu'on ne pouvait (au moins apparemment) soupçonner la gravité de son état, pourtant peu brillant.

(2) Et, presque certainement, ce mouvement provoqua la grande lézarde horizontale courant en haut des parties du soubassement demeurées en place — lézarde bien visible sur la photo n° 32 —, de même que la fissure courant à la base des voûtes indique que le renversement des contreforts sur l'aval est dû à un écrasement des fondations.

VI. Examen critique des effets possibles des infiltrations et de la crue.

Peu nombreuses sont, à notre connaissance, les études déjà publiées sur le sujet, et qui aient accordé à chacun des facteurs sus-énoncés : infiltrations et crue, l'attention qu'ils méritent. Nous essaierons de combler cette lacune.

Infiltrations. — L'identification des pertes d'eau constatées au fur et à mesure de la mise en eau du barrage (1), principalement de celles déterminées par la pleine charge, et surtout de leur débit, fut, on s'en doute un peu, très laborieuse. Toutefois, s'ils ne concordent pas quant à son estimation, les témoignages recueillis sur ce point par les experts attestent tous de l'importance de ces infiltrations et des véritables ruisselets qu'elles formèrent, de tout temps, en aval de l'ouvrage et dont le débit semblait aller croissant chaque jour.

Parmi ces témoignages, choisi entre les plus précis et intéressants, nous citerons : celui du charretier Panfilo Roberto qui se rendant au barrage dans la matinée du 25 octobre 1923, constata que « *tout le long* des parois du barrage, l'eau sortait en quantité notablement supérieure à celle qu'il avait constatée précédemment » ;

Celui du gardien Francesco Morzenti, qui déclare : « jusqu'alors (Novembre 21) les fuites se manifestèrent à la base de l'ouvrage, c'est-à-dire au travers de la maçonnerie de chaux, de même qu'entre la base de cette maçonnerie et le rocher de fondation » ; et qui assure qu'« en 1922, les infiltrations à la base augmentaient à la fois en nombre et en débit avec l'accroissement de la hauteur de retenue, au fur et à mesure de la mise en eau du réservoir, mais qu'en dehors de certaines fuites d'où l'eau jaillissait violemment (2), les principales étaient à la base de l'ouvrage, dans la maçonnerie de chaux ». Ce même gardien — après avoir relaté la vidange du réservoir (jusqu'à la retraite) à laquelle firent procéder les concessionnaires, en juin 23 — ajoute qu'« à la remise en eau on mesura (à l'aide d'un déversoir en planche de 50 cm. de largeur) une lame déversante de 10 cm. de hauteur, étalonnant ainsi un débit d'environ 30 litres-seconde, nonobstant celui de 75 litres établi par ailleurs, soit un total de 105 litres-seconde » ;

Enfin, ceux — parfaitement concordants — des gardiens et de l'électricien survivants de la Centrale des Moulins de Povo, qui affirment que « les pertes du réservoir suffisaient pour maintenir en marche, produisant environ 500 Kw., une des unités génératrices de la centrale à 1 degré 1/2 d'ouverture, c'est-à-dire absorbant environ 140 litres-seconde, débit qui — comme ordre de grandeur, — se recoupe, somme toute, assez bien avec celui ci-dessus, de 105 litres/seconde approximativement étalonné par le gardien Morzenti.

Faisant la part des contradictions pouvant exister entre certains des témoignages recueillis — et que nous ne pouvons évidemment rapporter tous ici — comme aussi de l'exagération qui peut entacher plusieurs d'entre eux, même parmi les meilleurs, il n'en demeure pas moins formellement établi que les infiltrations

(1) Cette mise en eau a été réalisée progressivement, en suivant l'avancement des travaux ainsi qu'en attestent les photos (N°s 6, 7, 8, 1^{re} partie) et n'a été complète, à l'altitude 1.548 m. (retenue normale), qu'en octobre 1923, soit à peine plus d'un mois avant l'accident.

(2) Achille Arrigoni a observé un de ces jets qui lançait l'eau, dit-il, à plus de 10 mètres de distance. De son côté, Berlinghieri Giovanni prétend que certains de ces jets avaient la grosseur du bras... (voir stalactites, sur la photo N° 24).

au travers de l'ouvrage atteignaient une importance inusitée dont les traces subsistent, du reste encore, dans ses parties demeurées debout (traînées couleur de rouille, un peu partout, en douelle, d'où pendaient de fameux stalactites de glace à l'époque des visites officielles. Photo N° 24).

Ces fuites étaient forcément inquiétantes ; mais il ne semble pas, cependant, qu'elles aient ému les dirigeants de l'Entreprise constructrice, pas plus, du reste, que les concessionnaires, puisque ces derniers se bornèrent — comme mesures de combat — à faire vider le réservoir et à aveugler, puérilement, au mortier, celles qui laissèrent les traces les plus apparentes après cette vidange (1).

Le mépris dans lequel paraît avoir été tenue leur perpétuation ne peut être qualifié que de folie criminelle, car c'est d'elle qu'est découlé le délavement du liant des maçonneries, déjà fort mauvaises et très faiblement dosées, délavement qui, en empêchant la prise de ces dernières, les maintint dans un état de porosité et d'hétérogénéité ayant pour conséquence l'inapplicabilité des théories de résistance, admises dans des calculs déjà entachés d'irrégularités et d'erreurs, conséquence qui, à elle seule, eût conduit au désastre.

Crue. — On sait — nous l'avons dit — que la rupture de l'ouvrage s'est produite à la suite des crues d'automne de 1923 qui, dans de vastes régions des Alpes, se manifestèrent à la fin de novembre. Ces crues purent-elles, dans la catastrophe, jouer un rôle, et lequel ? A ce jour encore, croyons-nous, cette question n'a été ni résolue, ni même posée. Elle mérite pourtant un examen sérieux.

D'une façon générale, il est clair qu'après une période de sécheresse, à laquelle correspond fatalement la vidange, le plus souvent partielle, mais parfois, cependant, quasi totale du réservoir, dans lequel ne subsiste alors que la maigre « réserve de fond », une crue subite, qui peut en quelques jours, et même en quelques heures (crues d'orage), non seulement remplir le réservoir mais encore déverser par dessus le barrage des millions de mètres cubes d'eau, soumet cet ouvrage, et avec lui les roches sur lesquelles il s'appuie, à des efforts très différents de ceux qui existaient avant la crue, lesquels, croissant immédiatement, atteignent leurs limites maxima dans le court laps de temps pendant lequel s'établit le régime de crue.

Or, avec le remplissage du réservoir, dont la rapidité, toujours impressionnante, peut devenir terrifiante et auquel correspond l'élévation du niveau de retenue du barrage, le centre de pression se rapprochant non moins rapidement de l'extrémité aval du tiers central, d'après la loi du trapèze, les efforts varient avec la même rapidité entre les 2 parements jusqu'à atteindre d'énormes valeurs voisinant souvent avec les charges de sécurité admises dans les calculs... ceci, après que roches et maçonneries sont demeurées pendant des mois entiers sollicitées au minimum. Il résulte indubitablement de cette « mise en charge forcée », terriblement rapide, de l'ouvrage, un état d'équilibre des forces le sollicitant, au moins momentanément, qui diffère par plus d'un côté de celui envisagé aux calculs du projet, et dont la complexité ne saurait certainement échapper. Si l'on ne peut aller jusqu'à conclure qu'étaient viciées les hypothèses faites quant à la crue, dans ces calculs, on peut admettre tout au moins qu'en pareille circonstance les charges de sécurité adoptées se trouvent altérées au

point qu'elles peuvent devenir subitement sous-estimées (1), surtout lorsqu'il s'agit d'ouvrages construits dans d'aussi piètres conditions que celui qui nous occupe.

Par ailleurs, si l'on assimile pour un instant tout barrage à une plaque « vibrante » encastrée ou appuyée sur différentes arêtes rocheuses, — assimilation d'autant plus rationnelle que l'ouvrage est plus haut et plus mince, — cas des barrages en arc et de ceux à arches multiples — il nous paraît que l'arrivée subite d'une crue dans le réservoir et l'élévation rapide du niveau de retenue qui en résulte, sont bien de nature à imprimer à l'ouvrage des mouvements vibratoires dangereux pour sa stabilité (2).

On dit bien, couramment, que la force vive du courant de crue est absorbée par la masse de l'eau contenue dans le réservoir et qui forme « volant » lors de son arrivée, et que, par suite, ses effets dynamiques sur l'ouvrage sont d'un ordre d'importance négligeable : les efforts dynamiques ne déterminant pas dans les fluides, contrairement à ce qui se passe pour les solides, d'effets vibratoires. Mais il n'en est pas moins vrai qu'en raison de la vitesse d'élévation du niveau de retenue sur le parement du barrage (laquelle peut atteindre jusqu'à 6 centimètres/seconde pour une crue de 200 m³/sec. arrivant à la vitesse de 6 mètres, dans un réservoir de 2 millions de mètres cubes : en réalité la propagation de la crue est constituée par une série de mouvements ondulatoires que transmet la masse d'eau à la paroi amont ; or l'importance de ces mouvements ne nous paraît pas susceptible d'être négligée.

En effet, ainsi que l'expose parfaitement notre éminent collègue Ruggiero dans l'*Industria* (3), de deux choses l'une :

Ou le mouvement demeure superficiel, ce qui revient à dire que la force vive des eaux affluentes est absorbée par la masse la plus superficielle de celle dans laquelle elle arrive, sans transmission possible au delà d'une certaine profondeur ; alors la masse absorbante est limitée et, par transmission, les vitesses, plus fortes, sollicitent l'ouvrage à son sommet, libre de vibrer ;

Ou il se transmet à la masse entière, et alors, dans les couches dont la profondeur dépasse celle (*h*) pour laquelle la pression hydrostatique unitaire de la masse de surcharge égale la poussée unitaire afférente à la vitesse d'arrivée des eaux de crue, et la masse du réservoir recevant la crue se comporte comme un liquide en récipient clos.

S'il en est ainsi la propagation des pressions devrait advenir très rapidement, selon le principe de Pascal, c'est-à-dire que les vitesses vibratoires d'arrivée se transmettaient presque intégralement, donc avec des effets beaucoup plus marqués et inquiétants que ceux admis à l'heure actuelle encore, en ce qu'ils rentrent dans la catégorie des efforts dynamiques vibratoires et intenses. Mais il y a plus, et les efforts vibratoires dans les masses profondes se peuvent admettre même si l'on suppose que les

(1) Dans des proportions impossibles à déterminer, en l'état actuel de nos connaissances, mais qui, apparemment, peuvent être très importantes.

(2) Du reste ces vibrations sont bien connues, spécialement dans les barrages en arc, et se manifestent tant pendant l'évacuation des crues par déversement que pendant la vidange par bonde de fond, ou galerie, pour ceux qui en sont pourvus. Rappelons, pour mémoire, qu'au barrage de la Jogue, de construction récente, on a dû, par prudence, renoncer à faire fonctionner la vidange, tant étaient fortes les vibrations qu'elle imprimait à l'ouvrage.

(3) « Alcune osservazioni sul calcolo delle dighe », *Industria*, Milano (vol. XXXVIII, N° 4).

(1) A noter qu'à cette époque (juin 1923), les infiltrations étaient relativement récentes et n'avaient pas dû laisser sur le parement amont des traces suffisantes pour en permettre une identification certaine et un aveuglement à coup sûr : les événements qui suivirent en sont une confirmation lumineuse.

forces vives des eaux de crue s'écoulent dans les couches superficielles, puisque le mouvement ondulatoire qui en est la conséquence détermine dans les pressions hydrostatiques des variations correspondant à celles des (*h*) aux différents points, sous l'influence des variations de la vague (1).

De ce qui précède il nous paraît devoir découler surabondamment que l'ouvrage qui nous occupe ne peut pas ne pas avoir été touché par les effets d'une crue aussi soudaine qu'importante et qui le maintint pendant plusieurs jours en pleine charge, après l'y avoir mis très rapidement, alors qu'avant la crue le réservoir était à moitié vide : les maçonneries travaillant alors à des taux relativement faibles. Construit dans les conditions déplorable que nous avons exposées, qui, à elles seules, eussent pu suffire pour expliquer une rupture, il est indubitable que la crue a constitué la circonstance déterminante du déséquilibre statique d'où découle la catastrophe, et auquel le prédisposait fâcheusement sa propre constitution qui, à vrai dire, eût certainement produit ce déséquilibre un jour ou l'autre, plus ou moins proche mais inéluctable, et cela sans que l'ouvrage soit en pleine charge, mais seulement lorsque l'état de désagrégation du béton eût été plus avancé.

VII. Résumé des causes de la rupture...

(Avis des Experts).

Après s'être entourés des multiples considérations qui précèdent et de différentes autres, moins importantes, dont le développement nous entraînerait trop loin, nos éminents collègues, rendant compte de leur mission au parquet de Bergamo, expriment sur les causes déterminantes de la rupture, tant à l'adresse de cette autorité judiciaire qu'à celle, autrement intéressante, de tous les techniciens, un certain nombre d'avis fort judicieux, qui, pour la plupart, cadrent entièrement avec les déductions que nous avons soulignées ici au fur et à mesure de l'avancement de la dissertation qui précède.

Cette dernière ayant dû forcément — malgré notre meilleure volonté — être un peu longue, pour être complète, nous croyons opportun de les résumer succinctement, ci-après, pour ceux de nos lecteurs qui ne nous auraient pas suivi jusqu'ici.

Elles établissent nettement, quant à présent,

1^o Que, sur la base du rapport géologique du Professeur Stella, et de ceux, non moins éminents, du regretté Professeur Taramelli, les terrains d'établissement, tant du barrage que du réservoir, ne sauraient aucunement être mis en cause dans les responsabilités de l'accident ;

2^o Que toute cause d'ordre sismologique est, pareillement, à exclure des raisons déterminantes de la catastrophe, certaines ou même, plus simplement, possibles ;

Mais que, par contre,

3^o Les causes déterminantes sont de 2 sortes, pouvant être réparties ainsi qu'il suit :

(1) Rappelons pour mémoire, à ce sujet, la tendance fâcheuse qui se fait jour depuis quelques années, de vouloir loger la centrale génératrice entre les contreforts des barrages à arches multiples, disposition qui ajoute aux sollicitations vibratoires dont il est question ci-dessus, les inévitables trépidations de la machinerie, et ce au préjudice de la résistance de l'ouvrage.

A. Causes fondamentales. — Ces causes, qu'on pourrait qualifier de foncières, ou rhédictoires, doivent être recherchées dans une conception et une implantation irrationnelles de l'ouvrage — tout spécialement dans sa partie centrale — autant que dans l'« insuffisance statique » des maçonneries, découlant des nombreuses et évidentes malfaçons sus-exposées, dans cette même partie centrale. Or, cette insuffisance statique est, tout à la fois, intrinsèque et de position : intrinsèque en ce que le dimensionnement et la résistance des « assemblages » de la structure étaient insuffisants pour résister aux efforts qui, directement ou indirectement, les sollicitaient ; de position, en ce que les surfaces d'appui douteuses, sur une roche fort déclive et non dérasée, autant que la solution de continuité créée par la galerie de décharge, ont modifié — et même, jusqu'à un certain point, annulé — les conditions d'équilibre dont l'ensemble constituait la résistance de cette structure centrale si fâcheusement appuyée, et sur lesquelles reposait la justification de sa conception.

B. Causes déterminantes ou aggravantes. — Indépendamment des malfaçons rappelées ci-dessus, ces causes sont pour le moins au nombre de deux, dont l'une, du reste, est la conséquence directe autant qu'évidente de ces malfaçons : nous entendons parler des infiltrations qui, de tout temps, furent d'un débit inusité autant qu'inquiétant et auxquelles on ne prit, cependant, pas garde... La seconde de ces causes réside, à notre avis, dans l'assaut qu'une crue soudaine, autant qu'importante, donna à une structure d'achèvement récent, donc peu éprouvée, défailante par essence même, et qui eut certainement péri « par ses propres moyens » — mais sans doute un peu plus tard — indépendamment de toute provocation spéciale.

Influence du type d'ouvrage. — Enfin, en relation avec les considérations qui précèdent, et les conclusions en découlant, il importe de souligner que le type d'ouvrage doit être mis complètement hors de cause, puisqu'il est établi surabondamment que, malgré des dosages plus que maigres et une « légèreté » d'exécution coupable, confinant de près aux malfaçons du soubassement, l'écroulement de l'ouvrage n'est nullement imputable à une défaillance de sa superstructure à arches multiples, mais, exclusivement, à une intensification progressive de ce que nous appelons, tout à l'heure, « l'insuffisance statique intrinsèque » du soubassement dans sa partie centrale, intensification dont la rapidité a rendu sensibles les défauts de son implantation au point qu'à un certain moment la résistance en fut affaiblie jusqu'à provoquer des affaissements, lesquels durent produire un « traumatisme » si profond que furent brusquement dépassées les positions d'équilibre caractérisant généralement les phases successives du phénomène dans la rupture des ouvrages en maçonnerie.

Cette constatation est particulièrement intéressante, autant qu'agréable, à souligner, parce que, loin de justifier les lamentations prématurées dont certains esprits chagrins ont saturé certaine presse technique, peu après la catastrophe, elle confirme à la fois la rationalité et l'excellente tenue d'un type d'ouvrage encore trop peu répandu — voire même trop peu connu — chez nous, malgré les inappréciables services qu'il peut rendre (1).

(1) Voir, à ce sujet, notre étude parue dans *La Vie Technique et Industrielle* (N^o de Décembre 1921) et résumée dans *La Houille Blanche* (N^o 63-64, de Mars-Avril 1922).