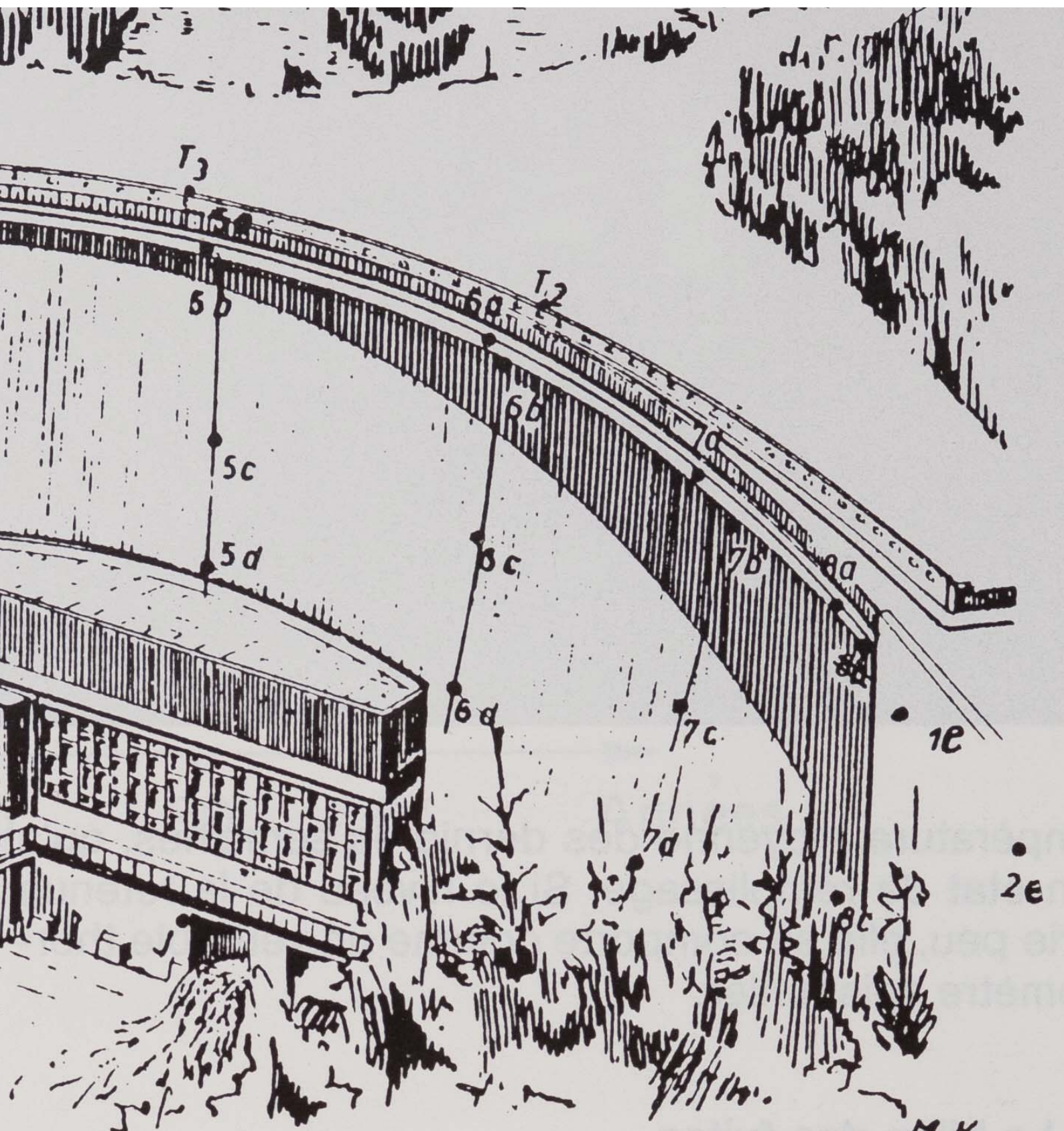


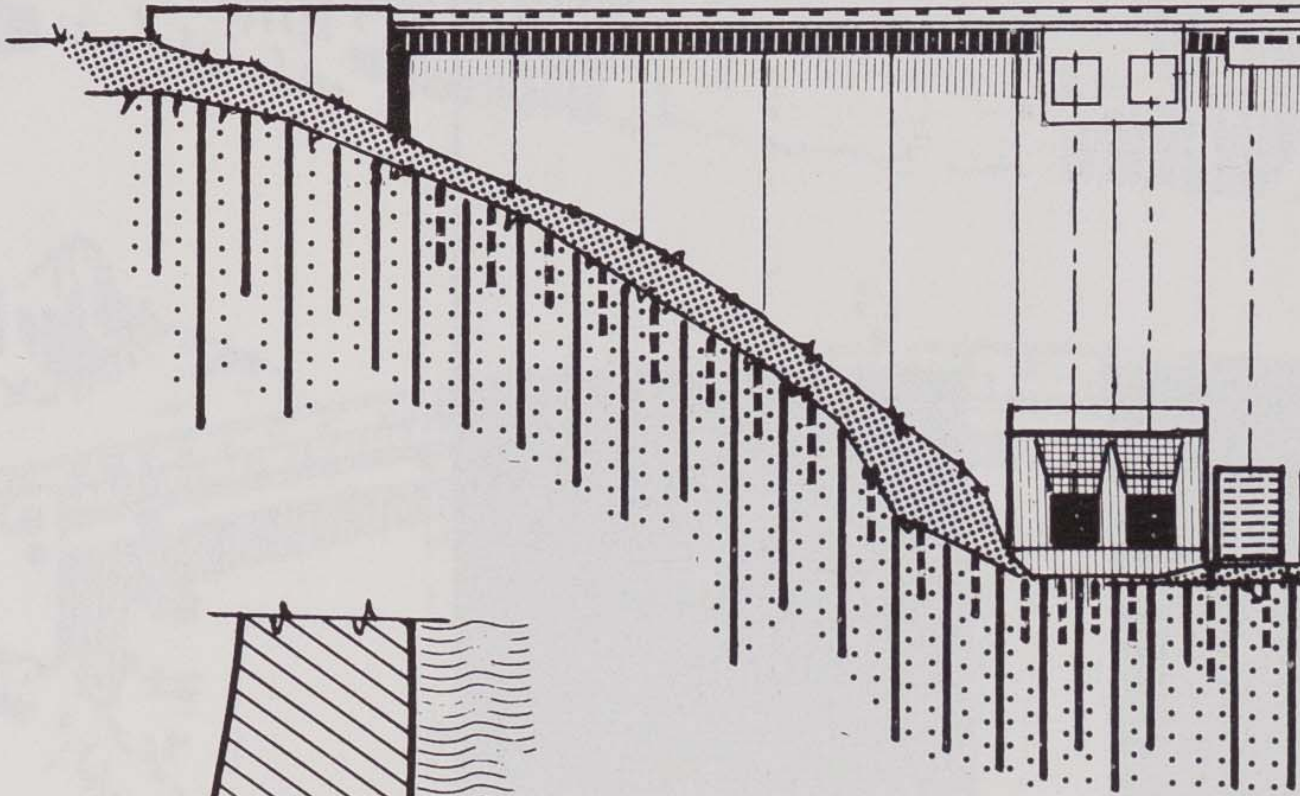


# OUVRAGES D'ART ROUTIERS + FLUVIAUX





Culée  
rive gauche

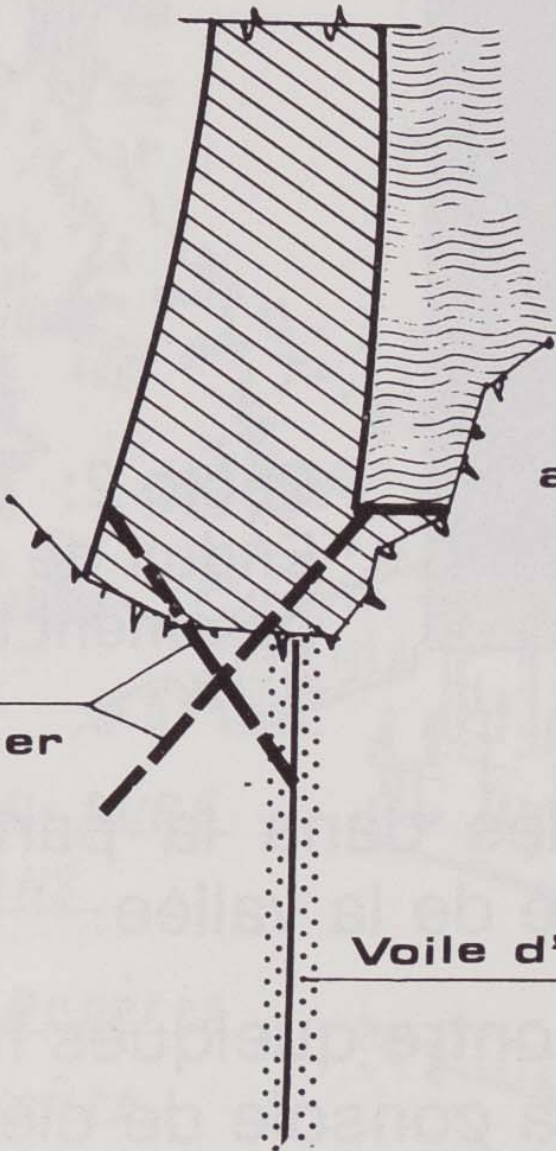


aval

amont

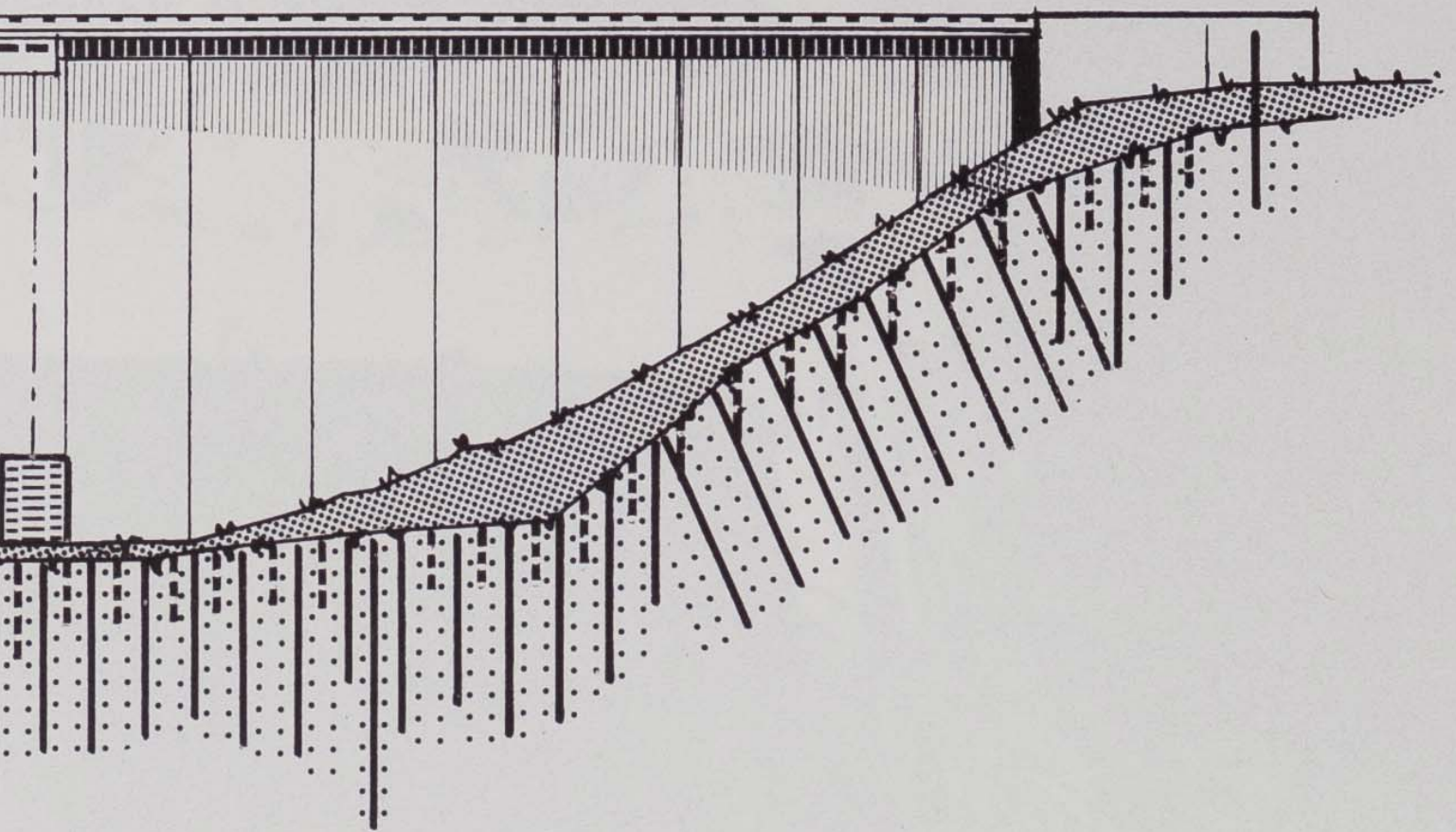
Liaison  
béton - rocher

Voile d'étanchéité



on amont

Culée  
rive droite

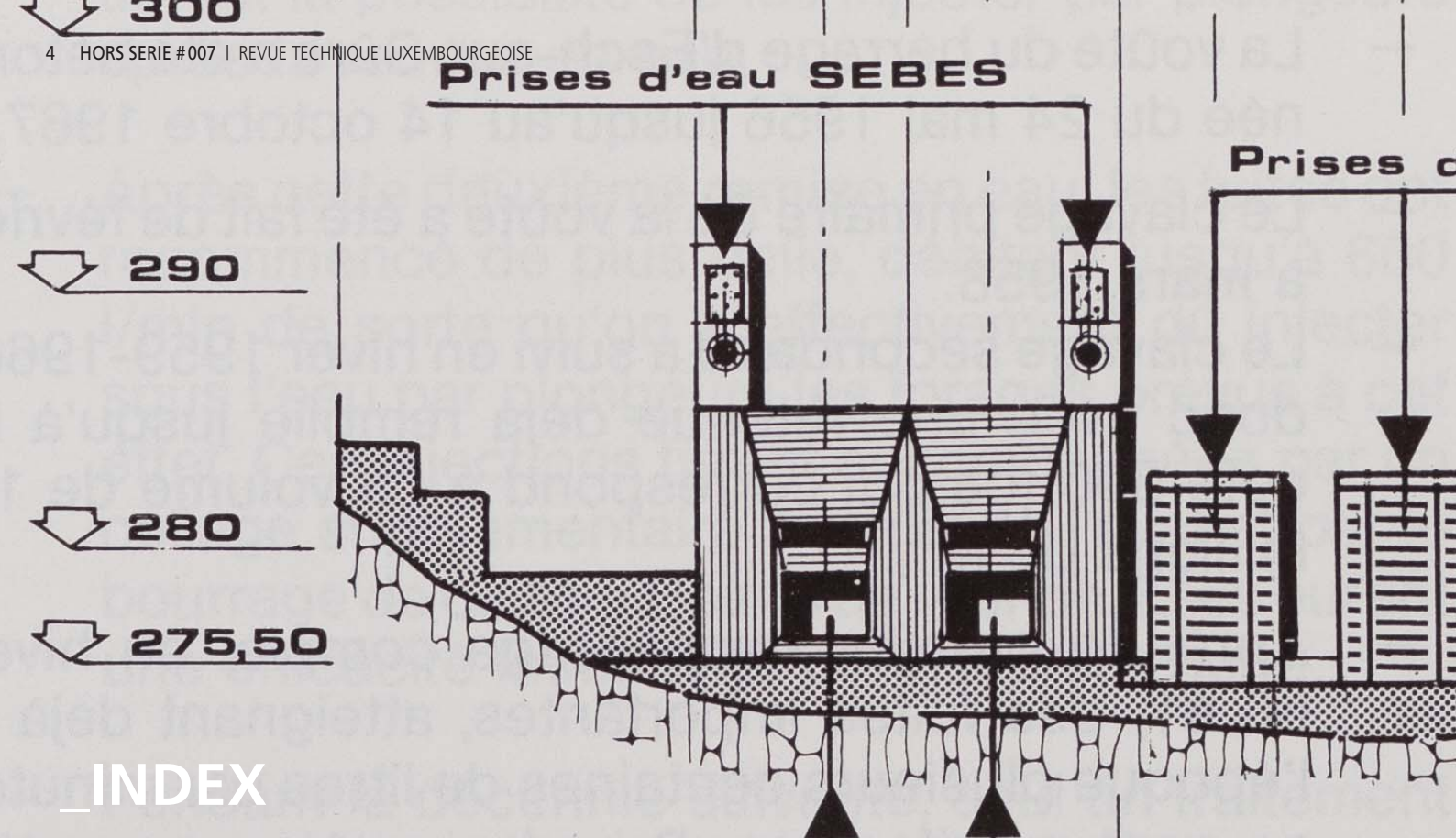


## Les Injections

1° le voile d'étanchéité : 

2° la liaison béton ~ rocher : 



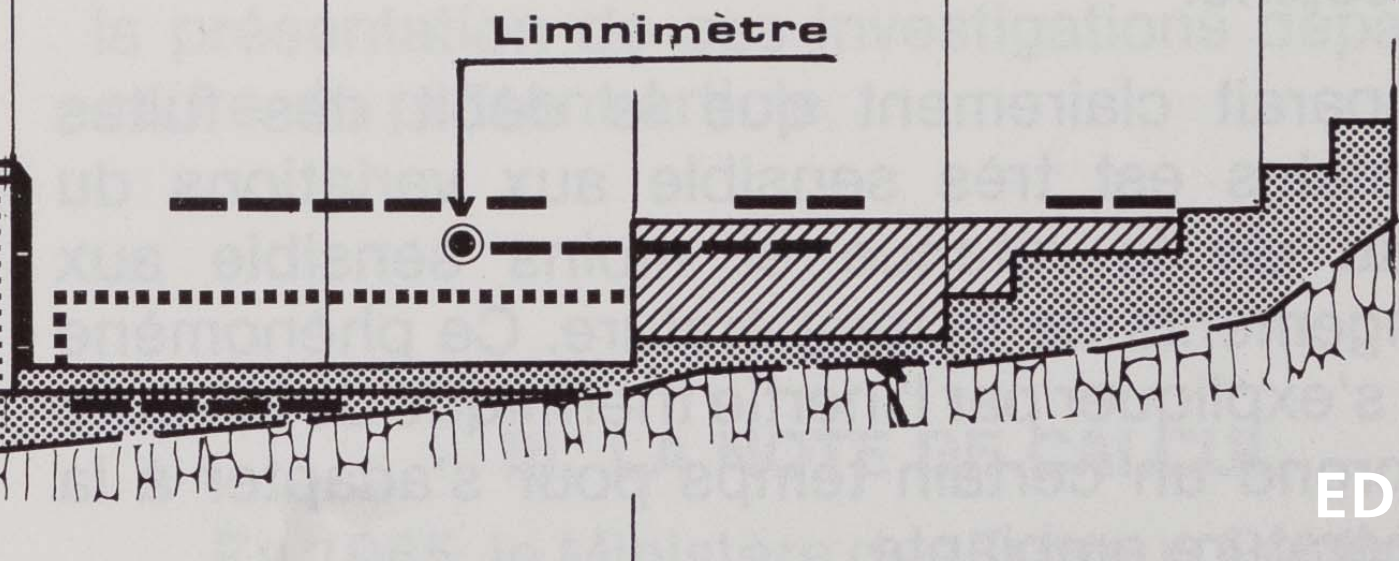


## \_INDEX

- 6\_ LE NOUVEAU PORT LUXEMBOURGEOIS DE MERTERT SUR LA MOSELLE  
par Ferd. Kinnen, Sous-directeur des Ponts et Chaussées de Grand-Duché de Luxembourg, RT N° 4/1965
- 18\_ LE BARAGE D'ECH-SUR-SURE  
par George Molitor, Ingénieur-chef de division de l'Administration des Ponts et Chaussées,  
Préposé à la Division des Eaux, RT N° 3/1987
- 36\_ L'EPANSION DES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DEPUIS 1839  
par Ferd. Kinnen, ing. EPF Zürich, Directeur hon. des Ponts et Chaussées, RT N° 2/1991
- 40\_ TUNNEL OF EHLERANGE  
par Fernand Hubert civil engineer Schroeder and partners, RT N° 1/1994
- 49\_ PONT SUR L'ALZETTE - PRÉSENTATION DU L'OUVRAGE  
par René Biwer, Ingénieur des Ponts et Chaussées, RT N° 3/1993
- 57\_ PONT SUR L'ALZETTE - ÉTUDES SPÉCIALES  
par J.-M. CREMER, V. de Ville de Goyet, RT N° 3/1993
- 79\_ LES HAUBANS  
par Fernand HUBERT Bureau d'Etudes Schroeder et Associés, RT N° 4/1994
- 88\_ SOLlicitATIONS ET DEFORMATIONS EN PHASE DE POUSSAGE  
par Daniel Van der Keelen, bureau de Contrôle Secolux, RT N° 4/1994



# l'eau USINE HYDRO-ELECT.



## EDITO\_

Chers lecteurs,

Après la publication en 2011 d'un premier numéro «hors-série» de la Revue Technique luxembourgeoise éditée par l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et consacrée à la construction et à la réhabilitation des ouvrages d'art du patrimoine des Ponts et Chaussées et en particulier à la Passerelle, au Pont Adolphe et au Pont Grande-Duchesse Charlotte, j'ai le plaisir de vous présenter un deuxième numéro «hors-série» traitant un autre domaine de compétence de l'Administration des Ponts et Chaussées, à savoir la construction et la surveillance des installations hydroélectriques appartenant à l'Etat, ainsi que l'entretien de la Moselle canalisée et du Port de Mertert et jusqu'en 1955 les réseaux d'alimentation en eau pour le compte des communes.

Un article est donc dédié à la vidange du lac du barrage d'Esch-sur-Sûre en 1991 (construit en 1956/57), à la construction du Port de Mertert mis en service 1966, ainsi qu'à l'expansion des réseaux d'eau potable.

Un autre article concerne le tunnel d'Ehlerange sur l'A13 (Collectrice du Sud) inauguré en 1994, qui est avec le tunnel de Howald le premier tunnel autoroutier luxembourgeois, suivi par la réalisation de nombreux tunnels sur la Liaison avec la Sarre et sur la Route du Nord.

Le dernier article est consacré au Pont de l'Alzette (Viaduc Victor Bodson) sur l'A1 mis en service en 1994 et qui est le premier pont routier haubané à Luxembourg et fut lors de son inauguration le plus long pont haubané à 4 voies, courbe et avec pilier central.

Je tiens à remercier Monsieur Michel Petit, rédacteur en chef de la Revue Technique, d'avoir mis à notre disposition la plate-forme de la Revue Technique pour la réédition de ces articles et à Madame Sonja Reichert, responsable de la Revue Technique, pour sa précieuse collaboration pour la réalisation de ce numéro spécial. Un grand merci également à la Bibliothèque Nationale pour la mise à disposition de ses collections et pour la reproduction des illustrations.

Je vous souhaite une agréable lecture.

René BIWER

*Directeur de l'Administration des Ponts et Chaussées*



386 [(443,8) + (434,2)]

# Le nouveau port luxembourgeois de Merttert sur la Moselle

par Ferd. KINNEN, Sous-directeur des Ponts et Chaussées du Grand-Duché de Luxembourg

## I. Historique

Le Grand-Duché de Luxembourg a été jusqu'ici le seul pays de l'Europe de l'Ouest dépourvu de toute liaison par voie d'eau avec les mers. Tous les pays environnants comme la France, l'Allemagne, la Belgique, la Hollande et l'Italie, pour ne citer que ceux de la Communauté économique européenne, ont leurs réseaux de voies navigables qui leur permettent de profiter d'un moyen de transport très économique et de communiquer directement avec les ports maritimes. Même la Suisse, située au centre de l'Europe, est reliée par le Rhin au réseau de navigation européen.

Cette situation a été à maintes reprises à l'origine de projets cherchant à créer une voie d'eau navigable pour nous mettre en communication avec celles des pays environnants. C'est dans ce but d'ailleurs que la Moselle avait été classée, depuis longtemps déjà, comme rivière navigable et flottable et était sujette à la législation y afférente. Elle ne permettait toutefois de naviguer qu'à des embarcations légères et cela seulement pendant les périodes où le niveau d'eau la rendait praticable. Afin de garantir le plus longtemps possible ce niveau d'eau, des mesures de régularisation avaient même été prises, sans toutefois permettre une navigation régulière. Ce fut dans ce but que le barrage de Coblenze avait été construit quelques années avant la dernière guerre. Un autre projet, qui avait vu un début d'exécution au XIX<sup>e</sup> siècle, prévoyait une liaison de notre territoire au bassin de la Meuse à l'aide d'un canal traversant notre pays du nord au sud.

C'est dire que l'intérêt ne faisait jamais défaut, mais des raisons d'ordre financier ou politique vinrent à l'encontre de toute réalisation.

Après la dernière guerre mondiale, le problème de la canalisation de la Moselle revenait à l'ordre du jour des débats entre les trois nations directement intéressées : la France, l'Allemagne et le Grand-Duché de Luxembourg. Le résultat de ces pourparlers fut concrétisé dans la convention franco-germano-luxembourgeoise du 27 octobre 1956 sur la canalisation de la Moselle. Les techniciens des trois pays en cause, qui attendaient avec impatience ce signal de départ leur permettant de démarrer avec les travaux, se mirent à l'oeuvre sans tarder et à la date du 26 mai 1964, c'est-à-dire sept ans et demi après la signature de la convention, le premier voyage officiel pouvait avoir lieu en présence des chefs d'Etat des trois pays signataires.

Le Grand-Duché de Luxembourg avait enfin une liaison avec la mer par voie d'eau.

## II. Projets

Dès la signature de la convention sur la canalisation de la Moselle, le gouvernement luxembourgeois, conscient des avantages que pouvait apporter cette canalisation aux industries du pays et à leur développement futur, avait chargé l'administration des Ponts et Chaussées de l'élaboration d'un avant-projet pour





Vue générale de l'aménagement du port de Mertert en septembre 1965

la construction d'un port. En même temps, différentes commissions, représentant toutes les instances intéressées du pays, furent mises sur pied, afin de déterminer les possibilités de réalisation et l'importance des installations à créer en fonction du trafic prévisible. Ce trafic pouvait être évalué à cette époque à un total de 2,5 millions de tonnes, pour la descente et la remonte. Cette estimation prenait en considération tout le transport utile pour le pays et pouvant passer par voie d'eau. Un avant-projet permettant un transbordement de cette importance pouvait donc être dressé. Il prévoyait deux darses parallèles en dehors du lit de la Moselle avec possibilité de construire une troisième darse, au cas où l'importance du trafic l'exigerait. Le projet comprenait en outre un quai le long de la Moselle pour le transbordement de produits pétroliers. Les longueurs des murs de quai des deux darses étaient de  $2 \times 1.150 + 2 \times 200 = 2.700$  m et le bassin prévu en cas d'extension avait  $2 \times 500 = 1.000$  m de quai.

Comme l'expérience des autres ports nous enseignait qu'il serait vain de s'attendre, dès l'ouverture du port, au maximum du tonnage de tous les produits susceptibles de pouvoir être transportés par bateau, mais qu'une période pouvant s'étendre sur 10 ans

et au-delà pourrait s'écouler avant que ce maximum fût atteint, il fut décidé de construire le port en plusieurs étapes successives. Cette manière de procéder était sans doute la plus rationnelle et la plus économique tout en nécessitant un capital de construction moins important. C'est donc sur une seule darse de 800 m de longueur que portait le premier projet définitif. Ce projet devait évidemment rendre possible toutes les extensions éventuelles décrites ci-dessus.

C'est sur la base de ces données que le bureau d'études **F. H. Kocks K. G.**, de Coblenz, fut chargé en décembre 1959 d'élaborer le projet définitif du port de Mertert.

En même temps, le gouvernement luxembourgeois préparait un projet de loi à soumettre au vote de la Chambre des Députés et autorisant la construction de ce port. Cette loi fut votée le 27 juin 1963 et stipule expressément que la réalisation est à faire en plusieurs étapes dont la première aura à réserver toutes possibilités d'extension suivant les besoins. Elle décida en outre que la construction et l'exploitation se feraient par une société de droit privé qui financerait les travaux à l'aide d'emprunts. Ces derniers seraient garantis et remboursés par l'Etat luxembourgeois.



### III. Situation du port

Sur le tronçon où la Moselle longe notre territoire, elle s'est creusée son lit partiellement dans une formation calcaire et partiellement dans des formations marneuses. Sur le tronçon où le lit est creusé dans les calcaires, la hauteur des rochers bordant la rivière va jusqu'à une centaine de mètres et la largeur de la vallée est assez réduite. Les flancs de coteau, plantés de vignobles, sont constitués le plus souvent d'éboulis de pente et de dépôts fluviaux. Deux glissements de terre vers la Moselle, dont un sur la rive allemande et l'autre sur le territoire luxembourgeois, se sont produits en décembre 1964 sur des versants constitués par des sous-sols marneux.

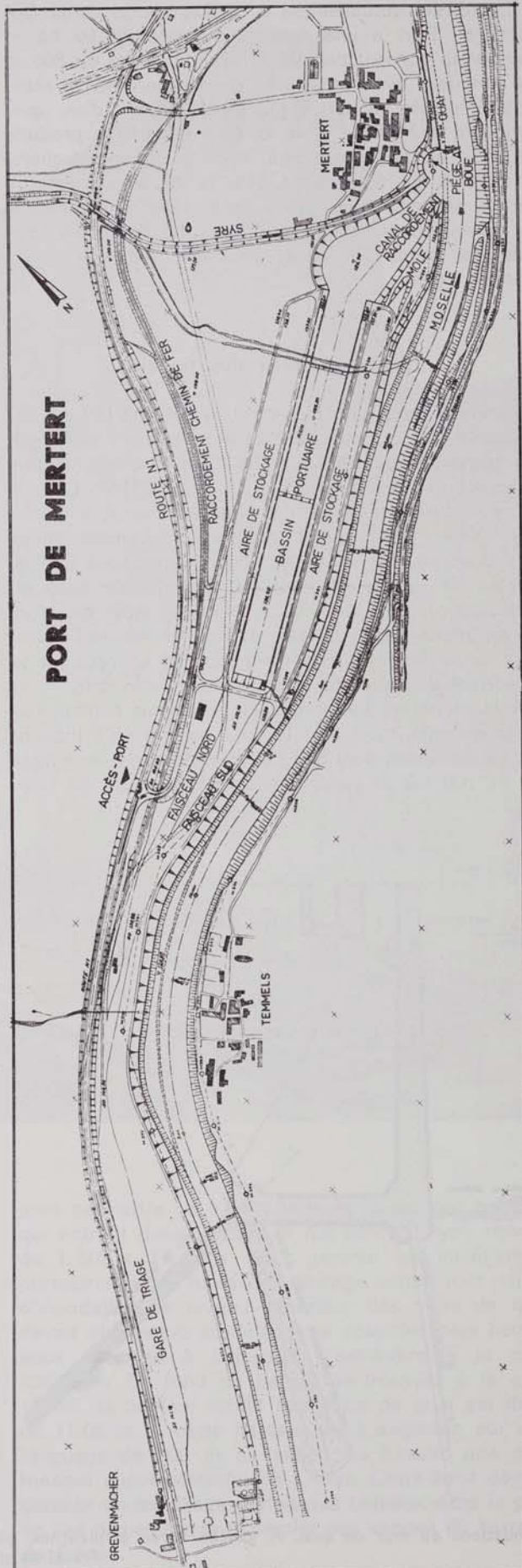
Bien que le paysage soit très pittoresque du point de vue touristique, il se prête mal à la construction d'un port avec toutes ses installations complémentaires. Le seul endroit où cette construction n'aurait pas trouvé de difficulté est malheureusement dépourvu de toute liaison au réseau de chemin de fer. Or notre port, qui servira pour une grande part au transbordement de produits laminés provenant de nos usines sidérurgiques, est inconcevable sans chemin de fer, même si les raccordements routiers sont excellents.

Le choix du terrain était donc réduit à un seul endroit qui est situé entre les localités de Mertert et de Grevenmacher.

Cet emplacement rend possible une liaison au grand réseau ferroviaire, puisqu'il longe la ligne de Luxembourg à Trèves et se trouve à 3 km à peine de la gare frontière de Wasserbillig. Le terrain disponible entre la Moselle et la route existante étant toutefois trop restreint pour les installations portuaires, un déplacement de cette route était inévitable.

Le projet de construction du port devait donc prévoir à la fois la construction de la darse, celle de la voie de raccordement à la gare de Wasserbillig et celle d'une route nouvelle longeant le port. En outre, les installations ferroviaires dans l'enceinte du port devaient rendre possible l'arrivée et le départ de trains complets, ainsi que l'équipement nécessaire pour la mise à disposition des wagons sur les quais. Le terrain n'ayant qu'une profondeur relativement limitée, il ne restait que la possibilité d'étirer toutes les constructions en longueur, ce qui fait que le port s'étendra de Mertert jusqu'à Grevenmacher, c'est-à-dire sur une longueur totale de 3,3 km.

En dehors de sujétions désavantageuses du point de vue financier, l'expropriation des terrains, qui sont loin d'être abondants dans cette région, n'a évidemment été ni facile à réaliser, ni bon marché. Il faut relever finalement que le terrain était traversé par une rivière qui devait être déplacée sur une longueur de 800 m.



Plan de situation du port de Mertert dont les installations s'étirent entre les deux localités de Mertert et de Grevenmacher



Le terrain actuellement à la disposition de la Société du Port a une superficie totale de 60 ha et permet la construction de la grande darse de 800 m de longueur avec possibilité d'extension par la réalisation ultérieure d'une seconde darse, d'un quai longeant la Moselle pour transbordement de produits en vrac et d'un autre quai pour produits pétroliers. Tous ces quais pourront être reliés au chemin de fer. Ils seront en outre tous accessibles aux camions, le réseau routier intérieur étant relié au réseau des grandes routes par un accès passant au-dessus du chemin de fer.

#### IV. Adjudication des travaux

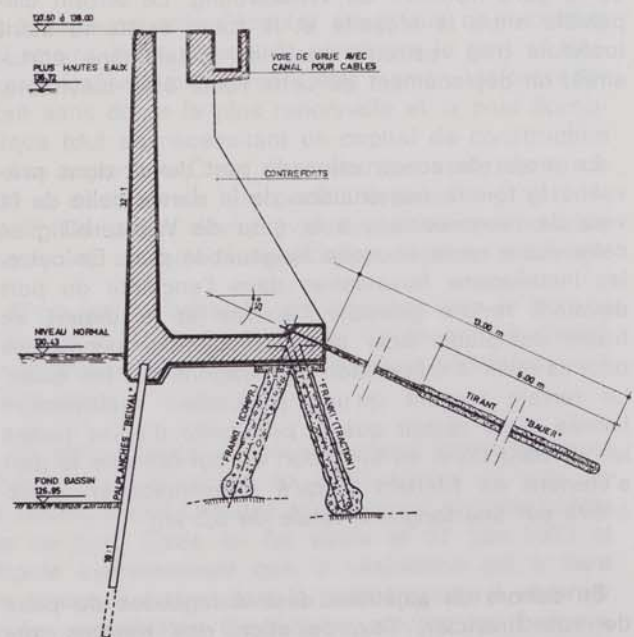
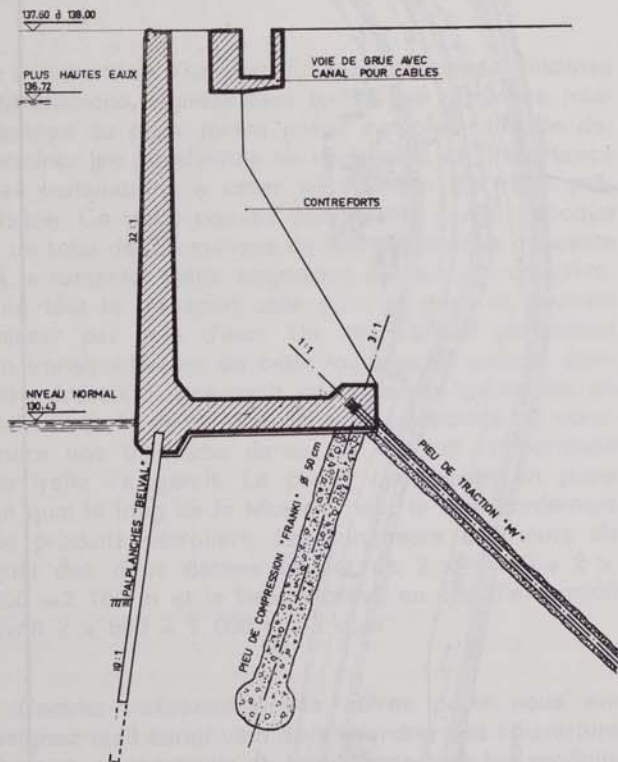
Comme il a été dit plus haut, le vote de la loi autorisant la construction du port a eu lieu en juin 1963. En prévision de ce vote, le dossier d'adjudication avait été préparé au courant de l'année 1962. Comme la procédure législative est sujette à certains délais, qui peuvent même être parfois relativement longs, le Gouvernement avait, en accord avec tous les associés de la nouvelle société, autorisé la mise en adjudication en été 1962. A cette époque, en effet, on connaissait déjà la date approximative de l'ouverture de la Moselle à la navigation et un retard trop important de l'ouverture du port sur cette date aurait été injustifiable. Le bordereau prévoyait comme travaux les plus importants le déplacement de 2 millions de m<sup>3</sup> de terres dont 530.000 m<sup>3</sup> de roche, le battage de 10.000 m<sup>2</sup> de palplanches, le bétonnage de 1.600

m de murs de quai fondés sur poutrelles, la construction de 3,5 km de routes nationales et de 5,0 km de routes intérieures avec deux ponts routiers et un pont de chemin de fer ainsi que le déplacement de la rivière sur une longueur de 800 m.

Les forages de reconnaissance avaient été réalisés sous la direction du service géologique de l'administration des Ponts et Chaussées. Les résultats en étaient joints au dossier de soumission et les échantillons prélevés de ces forages étaient à la disposition des concurrents.

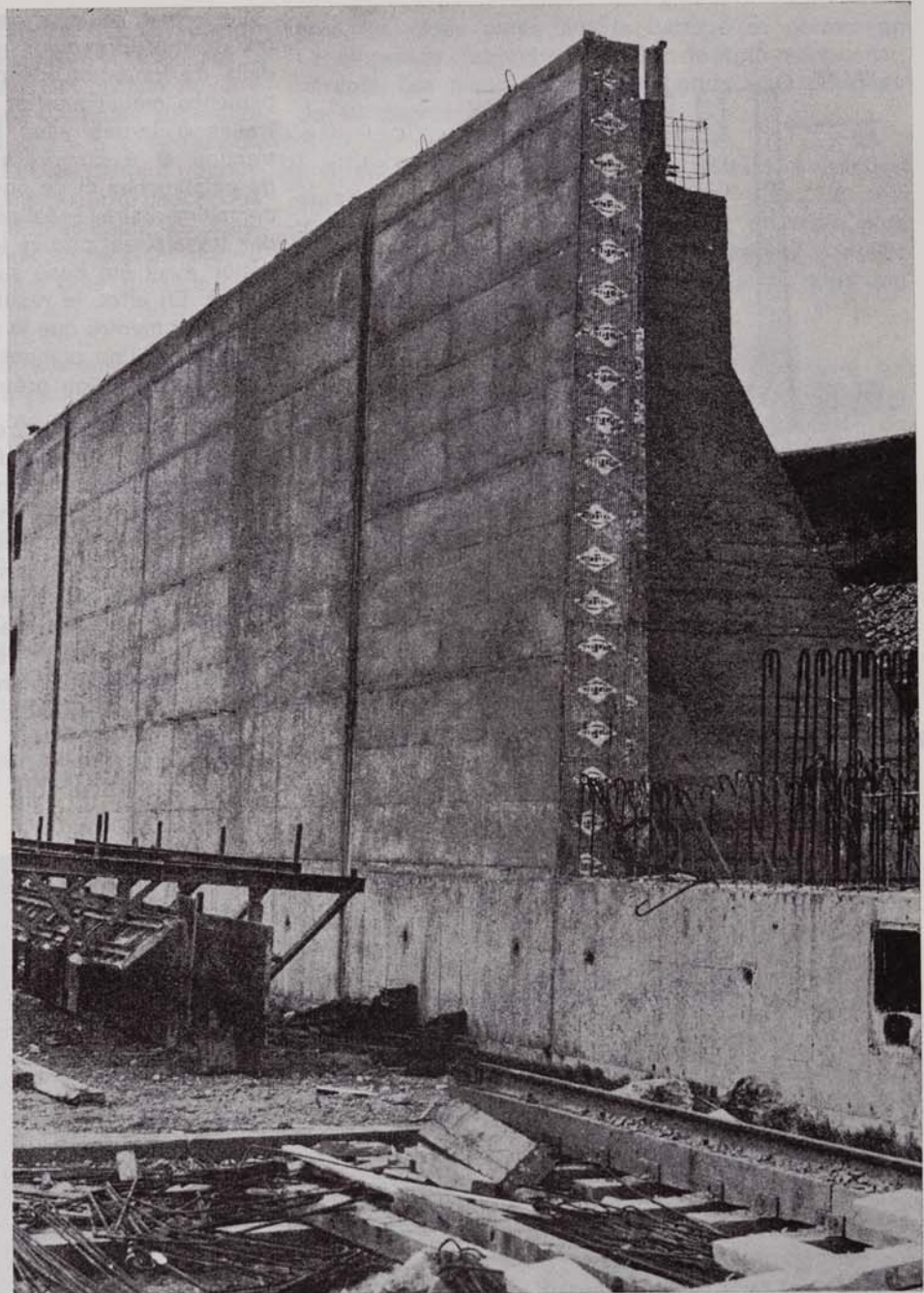
Après l'ouverture des soumissions qui eut lieu à la date du 1<sup>er</sup> octobre 1962, les travaux furent confiés à plusieurs entrepreneurs groupés en association momentanée et comprenant les firmes suivantes : **Compagnie Industrielle de Travaux (CITRA)**, Paris ; **Entreprise Léon Ballot**, Paris ; **Camille Diederich-Colas**, Luxembourg ; **Entreprise A. et E. Frank**, Luxembourg ; **Entreprise Luxembourgeoise de Travaux Publics et Privés (E. L. T. P. P.)**, Luxembourg ; **P. et F. Giorgetti**, Luxembourg, et **Jean Moia**, Esch/Alzette.

Ce groupement, qui comprend deux grandes entreprises françaises et cinq des firmes luxembourgeoises les plus importantes, donnait toutes les garanties pour que ce chantier d'envergure peu usuelle au Luxembourg puisse être mené à bonne fin et ceci dans un délai minimum. Ce délai avait été estimé à 24 mois et presque toutes les firmes ayant remis une offre — il y en avait 7 en tout — s'étaient engagées à le respecter.



Fondations du mur de quai. A gauche: avec palplanches, pieux Franki et pieux MV. A droite: avec palplanches, pieux Franki et tirants Bauer.





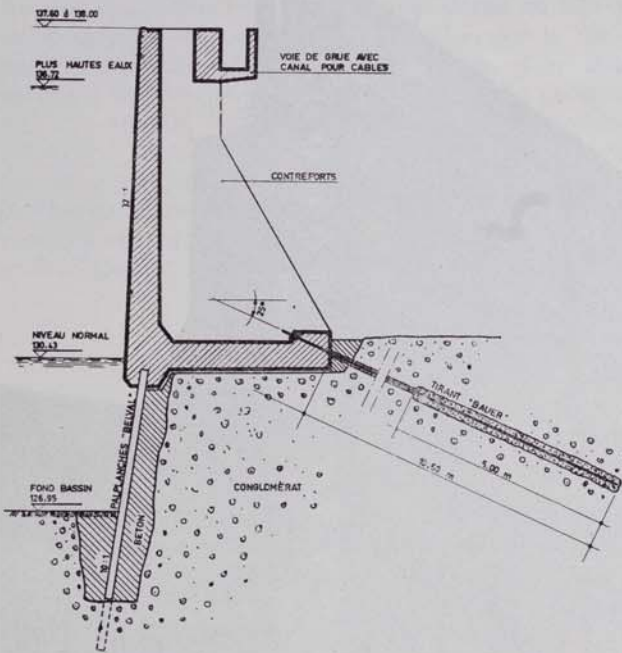
Mur de quai

### V. Construction

La situation du port n'était pas seulement difficile du point de vue de la configuration du terrain, mais également eu égard au niveau de l'eau de la Moselle. Il se trouve en effet à 13 km du prochain barrage aval, celui de Trèves, et à 4 km seulement du premier barrage amont qui est celui de Grevenmacher. Or, le tiers supérieur du bief de Trèves est sujet à des variations assez importantes du niveau d'eau, qui peut monter de la cote 130,43 en cas d'écoulement normal jusqu'à la cote 132,68 pour les plus hautes eaux navigables. A cette différence de niveau vient s'ajouter la profondeur de 3,50 m du bassin

pour permettre un mouillage sans risque des bateaux qui entrent dans le port et qui sont du type rhénan de 1.500 t. En plus, pour garantir les installations portuaires et les aires de stockage contre tout risque d'inondation, le niveau supérieur des murs de quai devait être prévu au-delà de la cote des plus hautes eaux connues à l'époque, c'est-à-dire à la cote 138,00 m. Le fond du bassin se trouvant à la cote 126,95, la hauteur totale des murs de quai est donc de 11,05 m. A cette hauteur vient s'ajouter, sur une longueur de 200 m au milieu du bassin, une profondeur supplémentaire de 1,45 m. Cette zone devrait garantir un mouillage parfait des bateaux dans le port en cas d'abaissement complet des vannes du barrage de Trèves.

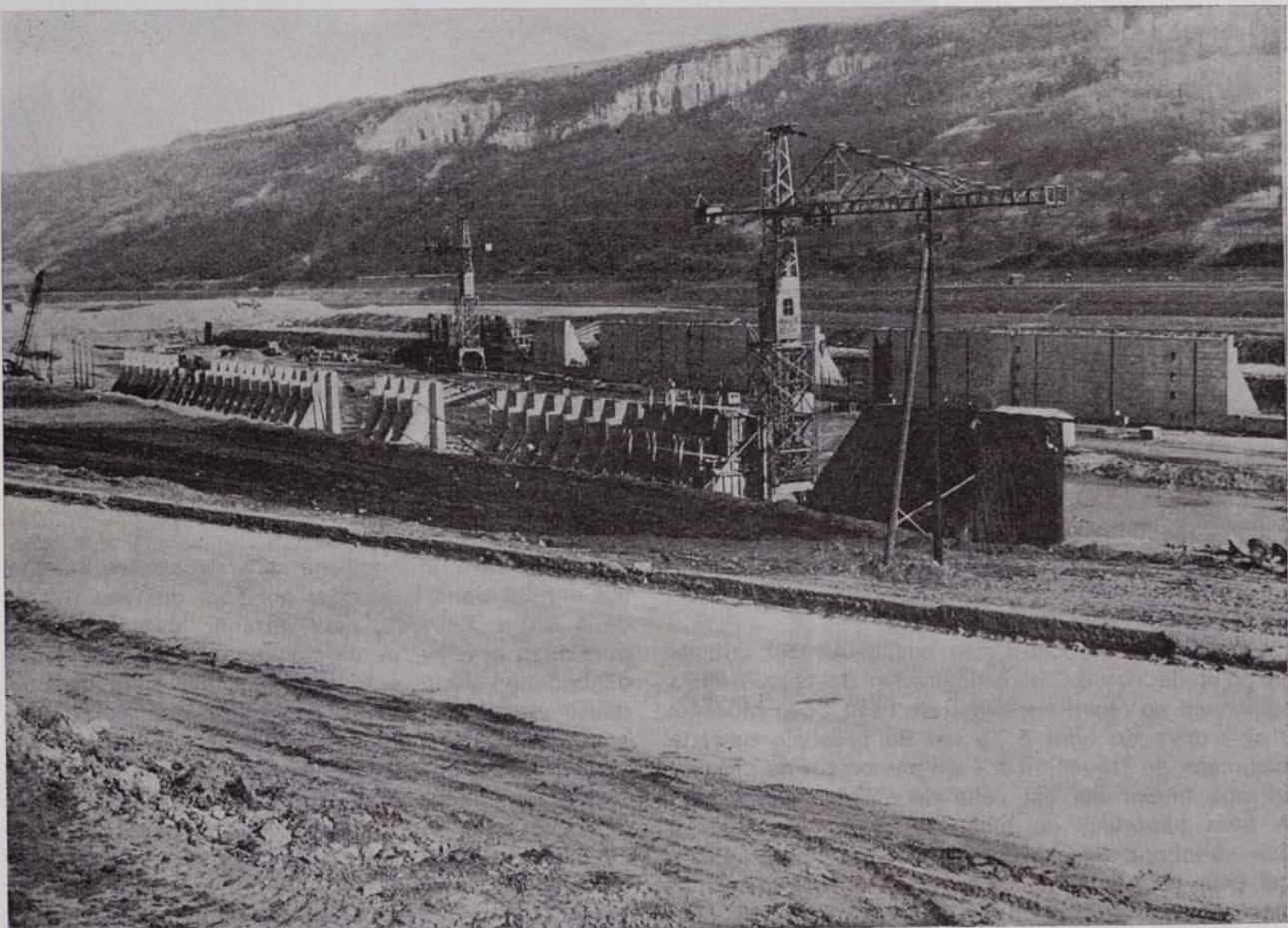




Fondations du mur de quai avec palanques et tirants Bauer

Le projet de mur de quai qui avait été mis en adjudication prévoyait un mur en béton armé dont la dalle de fondation s'appuyait d'un côté sur des palanques métalliques et de l'autre côté sur des poutrelles à larges ailes faisant fonction de pieux à traction et à compression. Des essais de battage de palanques et de poutrelles ainsi que des forages complémentaires réalisés avant le commencement des travaux ont prouvé toutefois que ce mode de fondation avait été basé sur des suppositions trop optimistes. En effet, le résultat des essais et surtout des forages a montré que le sous-sol rencontré était d'une qualité et d'une composition trop mauvaises pour le mode de fondation prévu.

La couche supérieure, dont l'épaisseur varie de 2 à 4 m, est constituée de limon et de sable limoneux. Les couches sous-jacentes sont successivement du gravier mélangé de limon argileux et des argiles feuilletées, altérées sur la partie supérieure. Les épaisseurs de ces couches sont également très variables, ce qui fait qu'en certains endroits les palanques et pieux ont dû être descendus jusqu'à une profondeur de 11 m. En d'autres endroits les graviers étaient cimentés en conglomérats d'une dureté telle que ni les palanques, ni les pieux n'ont réussi à les traverser.



Les murs de quai en construction



En présence de ces constatations, il a été décidé de recourir à un mode de fondation plus adapté à ce sous-sol peu classique. Après un certain nombre d'essais, une fondation à deux systèmes différents a été retenue finalement. Les pieux à compression ont été réalisés en pieux **Franki** et les pieux à traction en pieux **MV**, les premiers ayant pu être descendus jusqu'à la formation géologique présentant la résistance nécessaire et les seconds se laissant mettre en place avec l'inclinaison voulue pour garantir une résistance optima à la traction.

Il est inutile de décrire le système des pieux **Franki** qui sont universellement connus. Le diamètre des pieux mis en oeuvre est de 60 cm et ils sont inclinés de 18 degrés vers l'avant. Les pieux **MV** consistent en un assemblage par soudage de deux fers en U, munis à la partie inférieure d'un sabot en acier spécial. Les dimensions du sabot sont plus grandes que la tige du pieu, ce qui fait que, lors du battage de ce dernier, il se crée un vide entre le pieu et le terrain traversé. Après battage jusqu'à la profondeur voulue, ce vide est rempli de béton par injection sous forte pression. Le béton enrobe le pieu en acier et le protège contre toute corrosion. En plus, par le fait qu'il est chassé sous pression contre les terrains traversés par le pieu, il y remplit

tous les vides créés par le battage et permet en conséquence d'absorber un effort de frottement considérable. Les pieux **MV** ont été battus sous un angle de 45 degrés avec l'horizontale.

Il est évident que des pieux **Franki** à traction auraient permis de réaliser le même effet. En présence du sous-sol rencontré, il était toutefois plus économique de faire emploi du système **MV** dont les pieux se laissent facilement mettre en place sous une inclinaison beaucoup plus forte.

Comme sur une certaine partie du bassin le sol de fondation renferme des bancs de conglomérat qui ne se laissent défoncer par aucun système de pieux battus, il a fallu, pour cette zone, avoir recours au forage. C'est le système **Bauer** qui a été retenu pour garantir la stabilité du mur de quai en ces endroits.

Une troisième variante dans le mode de fondation a dû être appliquée dans la partie sud-ouest du bassin où le conglomérat se trouve directement en dessous de la semelle de fondation et où cette couche a une épaisseur suffisante pour supporter tous les efforts de compression. Il suffit d'y mettre en place des tirants pour faire face aux efforts de traction.



Situation des travaux d'aménagement du bassin en septembre 1965



Ces tirants, qui ne peuvent être enfoncés que par forage, sont aussi des ancrages du système **Bauer**. Comme il n'était pas non plus possible d'enfoncer des palplanches dans ce conglomérat, l'entrepreneur a été obligé de créer d'abord une sorte de fente artificielle dans cette formation géologique en disloquant celle-ci à l'aide d'explosifs.

Le mur de quai aura donc trois systèmes différents de fondation, ce qui, évidemment, n'a facilité ni la tâche de l'entrepreneur ni celle des dirigeants responsables. Du point de vue de l'ingénieur, par contre, cette diversité de construction présente des aspects très intéressants.

Le quai proprement dit est une construction en béton armé d'une épaisseur de 40 cm à l'arête supérieure. Des contreforts, distants de 312,5 cm d'axe en axe, transmettent les sollicitations aux pieux par l'intermédiaire de la semelle de fondation qui a une épaisseur de 65 cm. Dans le mur de quai, des escaliers espacés de 80 m permettent l'accès aux bateaux. Ces escaliers sont équipés en outre de prises d'eau et de courant électrique pour les besoins des équipages des bateaux.

A l'entrée de la darse, se trouve un bassin circulaire d'un diamètre de 120 m permettant aux bateaux de virer lors de l'entrée ou de la sortie. De plus, un

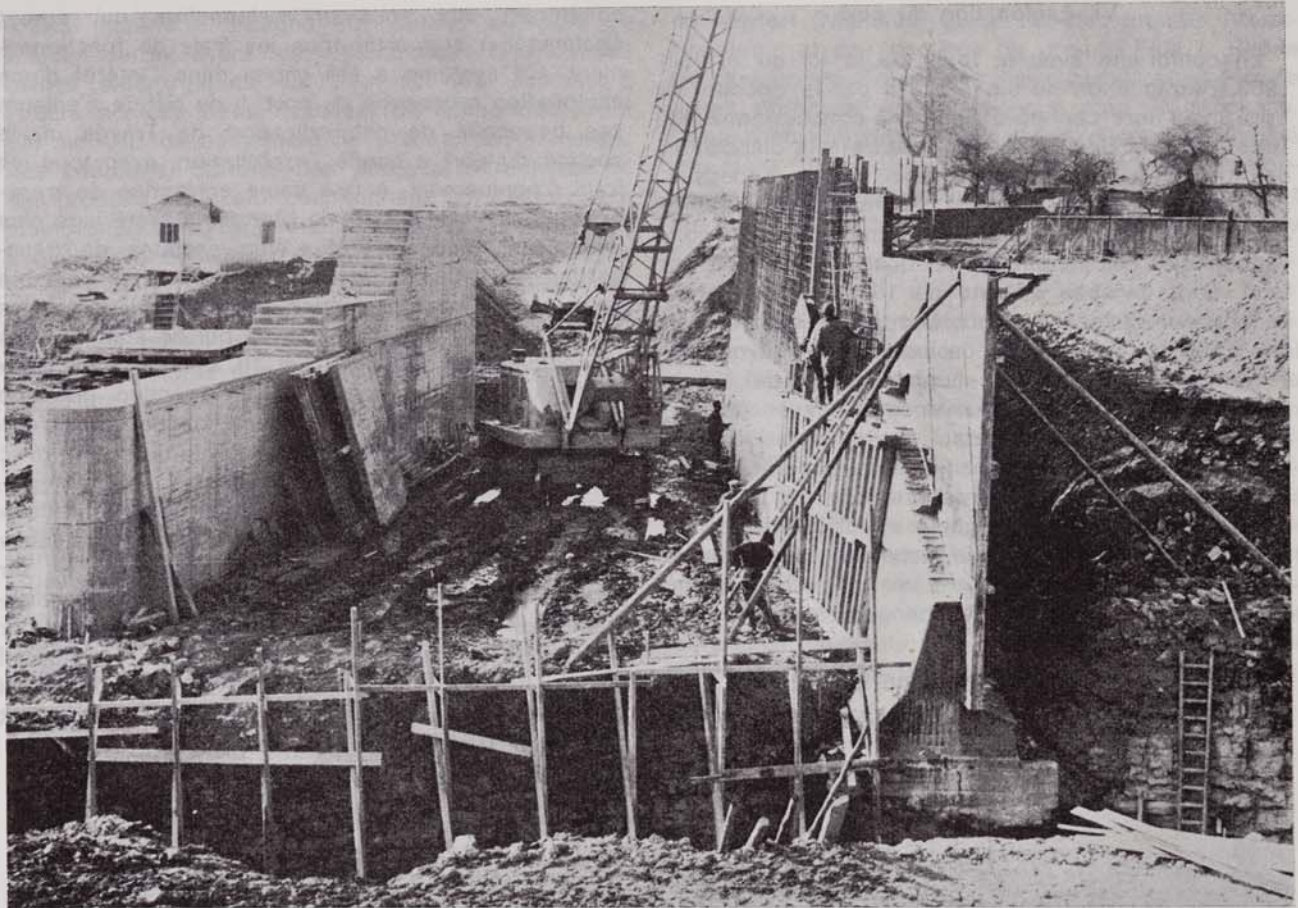
autre bassin servant de piège à gravier a été aménagé à l'endroit où le port communique avec la Moselle. Ce bassin, dont l'emplacement exact et les dimensions ont été déterminés par des essais sur modèle réduit au laboratoire d'hydraulique du service de Navigation de Karlsruhe, a pour mission de permettre le dépôt de tous les matériaux solides charriés par le courant de la Moselle. Se trouvant en dehors de la voie d'accès au port, les travaux de dragage de ces dépôts inévitables ne gêneront pas le passage des bateaux, permettant ainsi à ces derniers de naviguer toute l'année. Dans ce bassin se déverse également la rivière Syre déplacée qui, elle aussi, peut transporter des sables et graviers.

L'entrée du port est située à un endroit où la Moselle n'a qu'une largeur totale de 85 m en période d'étiage normal. Il sera donc difficile, sinon impossible, aux bateaux descendants de virer pour entrer dans le port. De même à la remonte, un remorqueur ou un pousseur avec deux unités doit laisser en attente un chaland devant l'entrée du port. A cet effet, un quai d'amarrage a été construit en aval du port. Les unités attendant l'entrée dans la darse pourront y être amarrées en dehors du chenal navigable, afin de ne pas gêner la navigation sur la Moselle. Ce quai d'attente, qui a une longueur de 200 m, est constitué de palplanches métalliques an-



Les travaux à l'entrée du port





La nouvelle embouchure de la Syre après le détournement de cette rivière

créées dans le rocher du lit de la Moselle. Il a été construit par l'entreprise **Léonard Moll**, de Munich, dont le matériel pour ce genre de travaux était sur place après avoir servi à d'autres chantiers de la canalisation de la Moselle. En attendant l'ouverture du port, ce quai sert depuis le 15 juillet de cette année au transbordement de marchandises de tous genres. On utilise à cet effet un portique mis en place provisoirement et qui sera installé plus tard sur les quais du port.

Les murs de quai sont longés de deux voies de chemin de fer, destinées à la desserte par wagons. Ces voies sont situées entre les rails de la grue. La prise de courant électrique pour les grues se fait dans un canal bétonné sous terre. La chaussée servant au trafic par camions se trouve entre les voies de chemin de fer et l'aire de stockage. Elle a une largeur de 9,00 m. La place réservée pour le stockage a une profondeur de 50 m sur le quai nord et de 40 m en moyenne sur le quai sud. Le terrain disponible du côté nord étant encore plus large, il reste la possibilité d'y autoriser la création d'établissements industriels et même de construire, en cas de nécessité, une deuxième darse pour le trafic portuaire.

Tous les quais sont accessibles par chemin de fer et par route. La desserte ferroviaire se fait à intervalles réguliers. En dehors de ces dessertes régulières, les intéressés peuvent faire déplacer les wagons contre paiement des frais. Chaque mur de quai est équipé d'une bascule pour le pesage des wagons.

A sa tête amont, le bassin est en communication avec la Moselle par l'intermédiaire d'une conduite en béton pouvant être ouverte ou fermée par des vannes. Cette conduite permet de renouveler les eaux dans la darse. Les installations portuaires sont en outre complétées par des canalisations d'eau potable, d'égouts et des conduites électriques.

Un poste d'aiguillage électrique assurera la manoeuvre des wagons. Les trains sont amenés au port par traction électrique, mais la desserte dans l'enceinte du port se fera par des locomotives Diesel.

L'administration du port sera installée dans un bâtiment situé à proximité de l'accès au réseau routier national et qui hébergera également le service des douanes ainsi qu'un service bancaire.

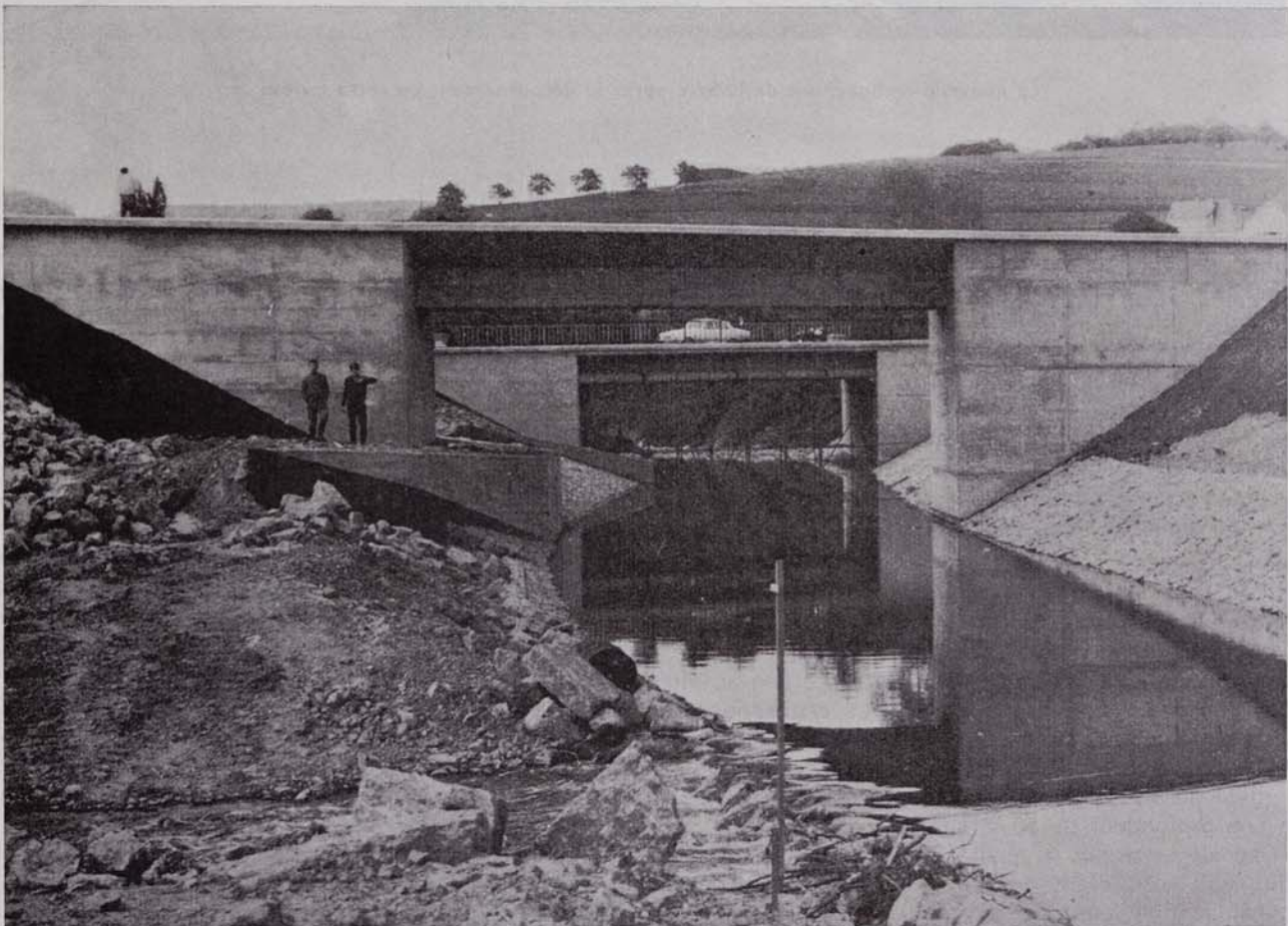


## VI. Exploitation du port

En conformité avec le texte de la loi du 27 juin 1963, l'exploitation ne se fera pas par la Société du Port, mais sera confiée à des sous-concessionnaires. A cet effet, la Société du Port mettra à la disposition des intéressés toute l'infrastructure décrite ci-dessus. Les conditions de location sont arrêtées par un cahier des charges et un contrat détermine les droits conventionnels. Les longueurs de quai, de 1.600 m au total, sont divisées en lots de 100 m représentant la longueur nécessaire pour l'amarrage d'un bateau de 1.500 t. Les sous-concessionnaires peuvent réserver pour leurs besoins autant de lots de 100 m qu'ils jugent utile. Les redevances à payer pour la location d'une partie de quai sont proportionnelles à la longueur de quai ainsi qu'à la superficie utile de l'aire de stockage. L'infrastructure du port, qui est propriété de l'Etat, ne peut en effet être cédée à des tiers. Elle est mise à la disposition des sociétés de transbordement moyennant un bail à long terme permettant d'y construire les hangars avec tous les équipements nécessaires.

La Société du Port n'aura donc à sa charge nuls frais pour les installations de transbordement ou les constructions de hangars. Toutes ces dépenses in-

comberont aux sous-concessionnaires qui auront également à supporter tous les frais de fonctionnement. Ce système a été choisi dans l'intérêt d'une exploitation rationnelle du port. Il ne diffère d'ailleurs pas beaucoup de celui du port de Trèves où la société du port a confié l'exploitation, avec tous les frais d'équipement, à une seule entreprise de transbordement. Pour le port de Mertert, il a été jugé plus intéressant d'admettre plusieurs sociétés de transbordement, afin de garantir une activité rentable compte tenu de sa situation géographique entre les ports de Thionville et de Trèves qui ne sont distants respectivement que de 61 et 19 km. La Société du Port s'occupera toutefois de la direction générale et de l'entretien de l'infrastructure, obligations qu'elle remplira en maintenant sur place un bureau avec le personnel nécessaire à cet effet. Le trafic ferroviaire ainsi que l'entretien de toutes les installations intéressant ce trafic seront placés sous la surveillance du personnel de la **Société des Chemins de fer luxembourgeois**. Puisque la majeure partie des marchandises passant par le port sera transportée par chemin de fer, les C.F.L. ont un intérêt primordial au bon fonctionnement de ce service. Les bénéfices qu'ils pourront en retirer dépendront donc largement de l'organisation du service ferroviaire.



Nouveaux pont-rail et pont-route sur le nouveau cours de la Syre

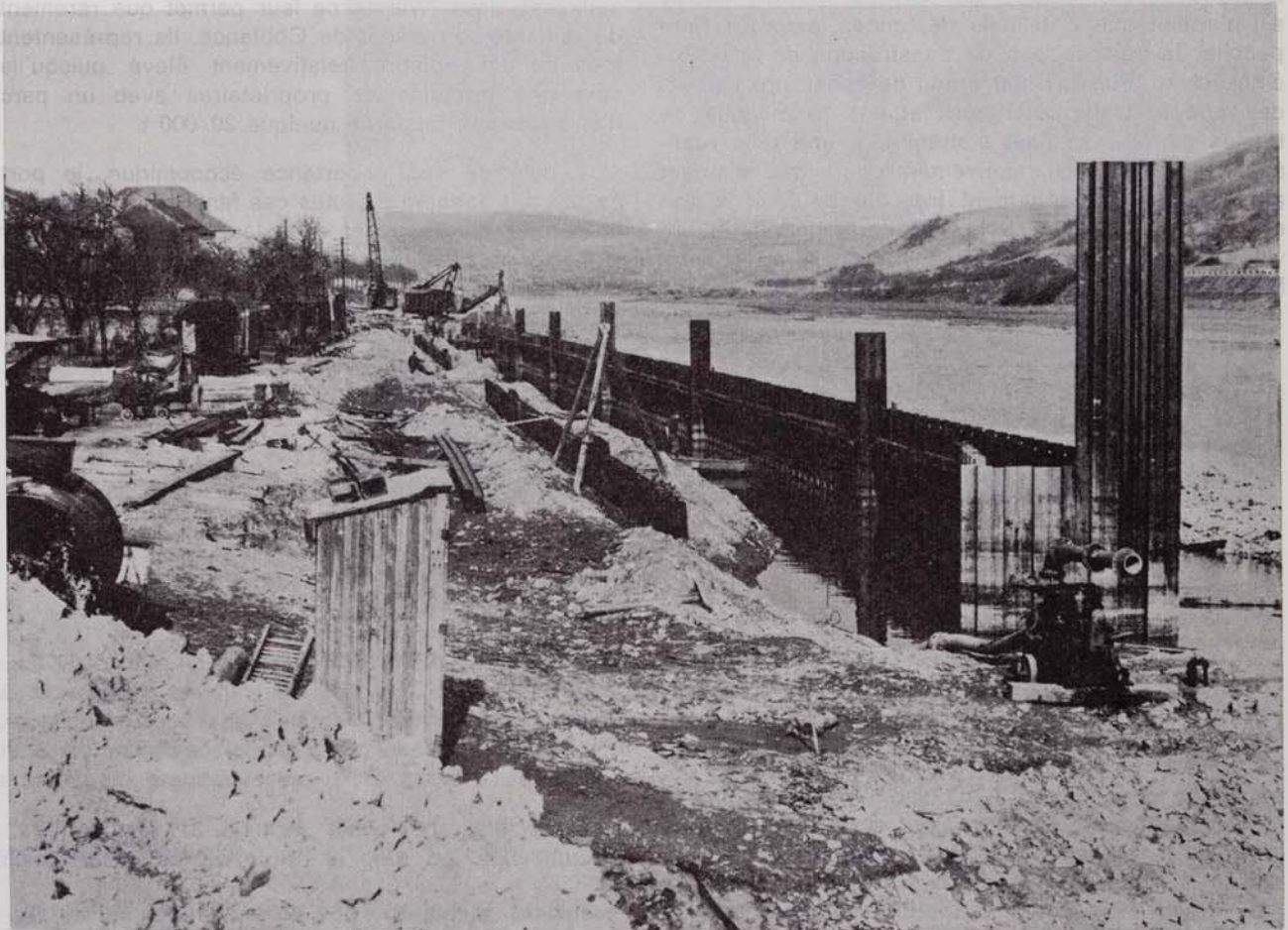


Les matériaux chargés sur bateau au port de Mertert seront avant tout des produits laminés des usines sidérurgiques. Ils peuvent être estimés à l'heure actuelle à un minimum de 500 à 600.000 t par an. Au déchargement, il y aura des minerais, des charbons, du blé, des produits réfractaires et des produits pétroliers. Leur tonnage sera sans doute moins important. Toutefois, au cas où les tarifs appliqués favoriseront le transport par bateau de coke et de minerai de fer, le tonnage au déchargement pourra augmenter considérablement. Une prévision du transport futur est aujourd'hui encore impossible, l'exemple d'autres ports ayant montré que bon nombre d'intéressés ne se manifestent qu'après la mise en service.

Dès à présent, deux sociétés ont décidé de s'installer au port de Mertert. La première, dénommée **Portlux**, est une société à capitaux germano-luxembourgeois, groupant des intéressés du Grand-Duché avec la **Westfälische Transport A. G.** de Dortmund. La seconde, à capitaux franco-luxembourgeois, est la **Société luxembourgeoise de Manutention du port**

**de Mertert (Manulux)** qui réunit des intérêts luxembourgeois et des sociétés du groupe **Rhin & Rhône** de Strasbourg. Toutes les deux seront équipées de grues portiques et de hangars pour le stockage. Dans l'immédiat, elles occuperont chacune la moitié des deux murs de quai. D'autres sous-concessionnaires pourront ultérieurement s'implanter également au port de Mertert dans le cas où l'importance du trafic l'exigerait.

Les produits pétroliers ne pourront pas être transvasés à l'intérieur de la darse. A cet effet, un quai spécial sera aménagé le long de la berge de la Moselle. Il ne sera pas nécessaire de construire un mur de quai, puisqu'il suffit d'amarrer les bateaux-citernes le long de cette berge au cours des opérations de transvasement. Les produits pétroliers pourront être conduits directement dans des wagons-citernes ou dans des réservoirs à construire à cet usage dans l'enceinte du port. L'amarrage des bateaux ne pouvant toutefois se faire qu'en dehors du chenal navigable, il a été nécessaire de procéder à des travaux de dragage dans le lit de la Moselle.



Le quai d'attente en Moselle pendant sa construction. Terminé depuis quelques mois, ce quai est actuellement utilisé pour le transbordement du trafic luxembourgeois, en attendant que le port lui-même soit mis en service



## VII. Conclusion

Le port de Mertert sera mis en service, selon les prévisions, au début de l'année 1966. Sa réalisation a été d'une nécessité absolue pour permettre à l'économie luxembourgeoise une adaptation à la nouvelle situation créée par la canalisation de la Moselle. D'aucuns pourraient dire que, situé entre les ports de Thionville et de Trèves, il est superflu et contraire à l'idée d'une coopération économique européenne. Toutefois le port de Thionville sert presque exclusivement les intérêts des industries sidérurgiques du bassin lorrain et le port public y est relativement petit pour un hinterland de l'importance de cette région. Le port de Trèves, de son côté, est distant de plus de 70 km du centre des industries sidérurgiques luxembourgeoises et ne saurait donc servir utilement leurs intérêts. D'ailleurs, le fait que la Moselle disposera dans son cours supérieur de trois ports sur une distance de 80 km ne pourra qu'accroître son trafic et par là-même justifier sa canalisation, puisqu'il est normal que chaque port voit augmenter constamment le tonnage transbordé. Comme le trafic global passant le long du trajet luxembourgeois, d'après les résultats du premier semestre de 1965, atteindra vraisemblablement 4 millions de tonnes pour cette année et cela pour les seuls ports français qui se trouvent en amont, le trafic supplémentaire du port de Mertert, même s'il n'atteint que 2 millions de tonnes, aidera à faire pencher la balance pour la construction de la deuxième écluse. Puisqu'il est prévu de construire celle-ci dès que le trafic total aura atteint 10 millions de tonnes par an, on peut s'attendre à une telle réalisation dans un délai relativement court, ceci d'autant plus que le Gouvernement français poursuit à son compte la canalisation de la Moselle au-delà de Thionville, en passant par Metz jusqu'à Frouard et Neuves-Maisons.

Le port de Mertert présente un avantage supplémentaire pour la Moselle canalisée. Le texte de la convention franco-germano-luxembourgeoise prévoit la construction simultanée de certains ports de refuge pour la sécurité des bateaux en période de crues ou de gel prolongé. Pour son cours supérieur, la Moselle dispose d'un port de refuge officiel à Thionville et à Trèves. Comme les crues de la rivière sur cette partie de son cours sont parfois très brutales, les bateliers ne pourront que se féliciter de disposer d'une possibilité supplémentaire pour mettre leurs unités à l'abri. Le port de Mertert, quoique n'étant pas un port de refuge officiel, ne pourra en effet refuser l'entrée à un bateau en difficulté pour autant que la place disponible le permettra.

Quand, au début de l'année 1966, le port de Mertert ouvrira sa darse, il ne rendra pas seulement service à l'industrie nationale et à l'économie européenne, mais il jouera en même temps un rôle du point de vue humanitaire. Il deviendra en effet le port d'attache de tous les bateliers luxembourgeois qui naviguent actuellement sur les canaux et rivières européens sans avoir eu l'occasion d'accoster leur pays d'origine. Ce sont les descendants des familles luxembourgeoises propriétaires de bateaux aux temps où la Moselle et la Sûre servaient la navigation à échelle réduite. Ils sont restés fidèles au métier de leurs ancêtres, quoique le régime des eaux des deux rivières ne leur permet que rarement de remonter en amont de Coblenze. Ils représentent toujours un nombre relativement élevé puisqu'ils sont une trentaine de propriétaires avec un parc d'une capacité totale de quelque 20.000 t.

Au-delà de son importance économique, le port de Mertert donnera à toutes ces familles la possibilité de rentrer plus souvent dans leur pays natal et par là-même de resserrer davantage les frontières de la communauté européenne.



Editée par  
l'Association Lux. des Ingénieurs et Industriels  
Luxembourg - 4 Bd G.-D. Charlotte - Tél. 2 33 39

Publication de  
l'Association Lux. des Ingénieurs et Industriels  
l'Association Lux. des Ingénieurs  
l'Ordre des Architectes Luxembourg, a. s. b. l.

# REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE

juillet - septembre 1987

3

## LE BARRAGE D'ESCH-SUR-SÛRE

Les raisons de la vidange du Lac et les travaux d'assainissement du Barrage

par Monsieur Georges MOLITOR,  
ingénieur-chef de division de l'Administration des Ponts et Chaussées, Préposé à la Division des Eaux

### I. INTRODUCTION

En 1989 le Ministère des Travaux Publics va procéder à la vidange complète du barrage d'Esch-sur-Sûre, pour pouvoir faire certains travaux de réparation sur la voûte de l'ouvrage. Le présent article essaie d'expliquer les raisons qui ont amené les responsables à décider cette mesure exceptionnelle, et présente les travaux nécessaires pour assainir le barrage d'une façon définitive.

### II. PRESENTATION DU BARRAGE

Le barrage de la Haute-Sûre se situe au nord du pays à 1,2 km en amont de la localité d'Esch-sur-Sûre. Son bassin versant, situé entièrement dans les roches primaires des Ardennes, a une superficie de 428 km<sup>2</sup>, dont 64% se trouvent en Belgique et seulement 36% en territoire luxembourgeois.

Remplie jusqu'à la cote maximale de 322, la retenue a une capacité d'emménagement de 60 millions de m<sup>3</sup>; son plan d'eau s'étend sur 19 km et inonde 380 ha de terrains.

Le mur du barrage est du type à voûte mince à double courbure. En coupe verticale, il se présente avec un surplomb vers l'aval; en plan horizontal, il a un rayon de courbure de 80 mètres (Figure 1). En clé de la voûte, l'épaisseur est de seulement 1,50 mètre en haut et s'élargit jusqu'à 4,30 mètres à son pied.

A chaque extrémité la voûte s'appuie sur des culées massives d'un poids de ca 6 000 tonnes cha-

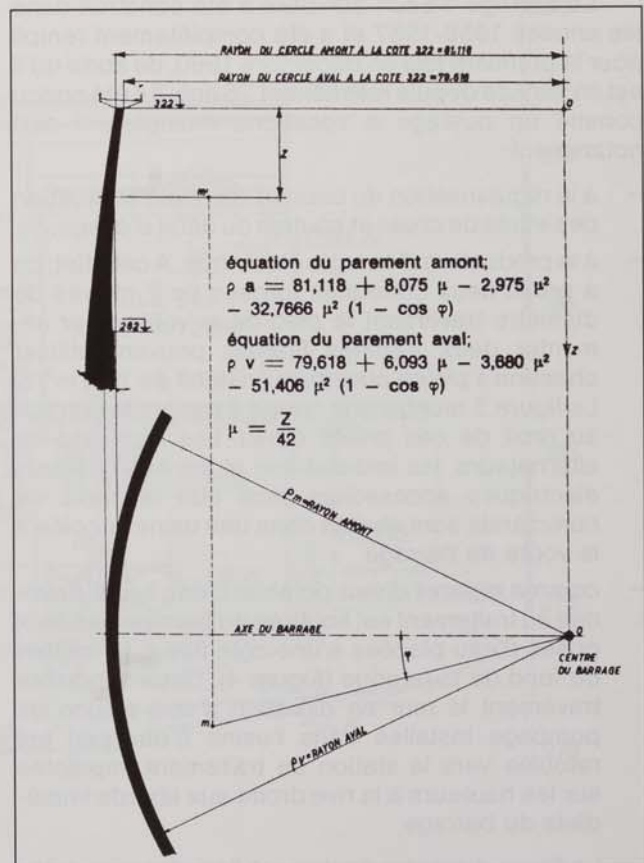


Figure 1: Eléments géométriques du barrage.



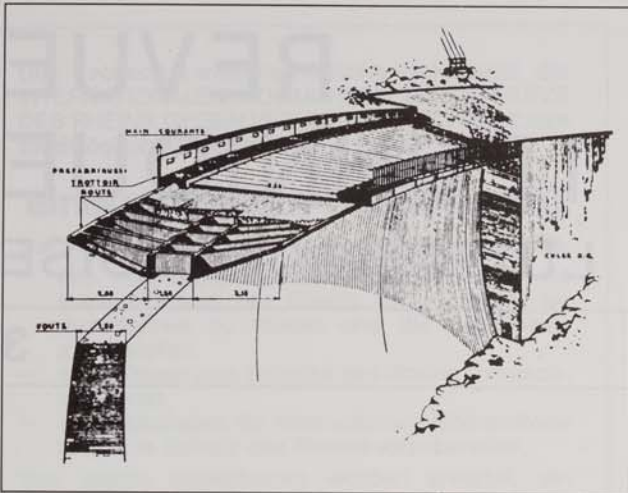


Figure 2: Couronnement du barrage.

cune. Au couronnement, entre les culées, le développement de la voûte est de 168 mètres, et en bas de la voûte, il est toujours de 75 mètres, de sorte qu'on est en présence d'une vallée à fond plat.

Sur la crête du barrage, une route à deux voies de circulation, bordée de deux trottoirs, le tout d'une largeur de huit mètres, traverse la vallée. Cette construction a été réalisée à l'aide d'éléments préfabriqués, placés sur le haut de la voûte, large de seulement 1,50 mètre, et ancrés à cette dernière par des armatures descendant jusqu'à neuf mètres (Figure 2).

Le barrage d'Esch-sur-Sûre a été construit dans les années 1956-1957 et a été complètement rempli pour la première fois en décembre 1960, de sorte qu'il est en service depuis maintenant 26 ans. Il a été conçu comme un ouvrage à vocations multiples. Il sert notamment:

- à la régularisation du cours d'eau avec atténuation des effets de crues et soutien du débit d'étiage,
- à la production d'énergie électrique. A cet effet, on a prévu deux conduites forcées de 2 mètres de diamètre traversant le pied de la voûte pour alimenter deux turbines Francis pouvant utiliser chacune à pleine ouverture un débit de 13,0 m<sup>3</sup>/s. La figure 3 montre une coupe à travers le barrage au droit de ces prises d'eau. Les turbines, les alternateurs, les installations et les équipements électriques accessoires ainsi que le poste de commande sont abrités dans une usine accolée à la voûte du barrage.
- comme réserve d'eau potable. L'eau brute destinée au traitement est soutirée du barrage par deux prises d'eau placées à une cote fixe à 16 mètres du fond de la retenue (Figure 4). Deux conduites traversent le mur en direction d'une station de pompage installée dans l'usine d'où l'eau est refoulée vers la station de traitement implantée sur les hauteurs à la rive droite aux abords immédiats du barrage.

La figure 4 montre également l'emplacement des vannes secteurs dans les pertuis de vidange qui

servent à évacuer les hautes eaux. A pleine charge et à pleine ouverture, leur capacité d'évacuation est de 225 m<sup>3</sup>/s chacune. L'évacuation maximale, turbines comprises, s'élève donc à plus de 500 m<sup>3</sup>/s, ce qui, avec un bassin tributaire de 428 km<sup>2</sup>, suffit largement, même pour évacuer une crue exceptionnelle.

Le mur du barrage d'Esch-sur-Sûre a deux fonctions à remplir:

- il doit transférer jusqu'à la fondation la poussée hydrostatique de la retenue.
- il doit assurer l'étanchéité de l'ouvrage.

Les problèmes qu'on connaît actuellement sur le barrage proviennent de certains défauts dans le système d'étanchéité, qui trouvent eux-mêmes leur origine dans la façon de travailler typique à un barrage-voûte. En effet, certaines reprises de bétonnage se sont fissurées sous l'action de contraintes de traction existant dans le pied amont de la voûte et leur ouverture s'est accentuée par le jeu des déformations saisonnières. A cela s'ajoute que l'écran d'étanchéité du sous-sol n'a pas résisté aux sollicitations de décompression du rocher et s'est ouvert. On assiste alors chaque hiver, pendant les quelques mois les plus froids de l'année, lorsque le barrage est insensiblement basculé vers l'aval, à la réapparition de fuites gênantes au pied de la voûte.

Pour mieux comprendre ces phénomènes, il est intéressant de se rappeler les principes de fonctionnement d'un barrage-voûte et de revoir le traitement des joints de reprise ainsi que la réalisation de l'écran d'étanchéité du sous-sol lors de la construction du barrage.

### 1) Fonctionnement d'un barrage-voûte

En règle générale, un barrage voûte est réalisé en béton non armé, car le béton travaille essentiellement en compression. Les lignes de force préférentielles d'un barrage voûte sont horizontales, donc dans la direction des arcs par opposition aux barrages poids où les efforts sont transmis en principe vers le bas.

Jusqu'à ces dernières années, et sans que la méthode soit tombée en complète désuétude, les barrages voûte ont été calculés par une méthode d'origine américaine qui consiste à étudier le barrage sur des coupes particulières, à savoir:

- les coupes horizontales correspondant aux arcs et
- les coupes verticales correspondant aux consoles.

Théoriquement, on pourrait s'imaginer le barrage réalisé en arcs indépendants posés l'un sur l'autre sans liaison aucune. Or, la ligne de déformation théorique pour ce cas diffère de la déformation réelle, prouvant qu'il doit y avoir tout de même interaction entre les arcs et les consoles (Figure 5).

Le principe de la méthode de calcul réside dans le fait de partager la pression hydrostatique poussant sur le mur de façon que la partie agissant sur les arcs déforme ceux-ci de la même façon que la partie agis-



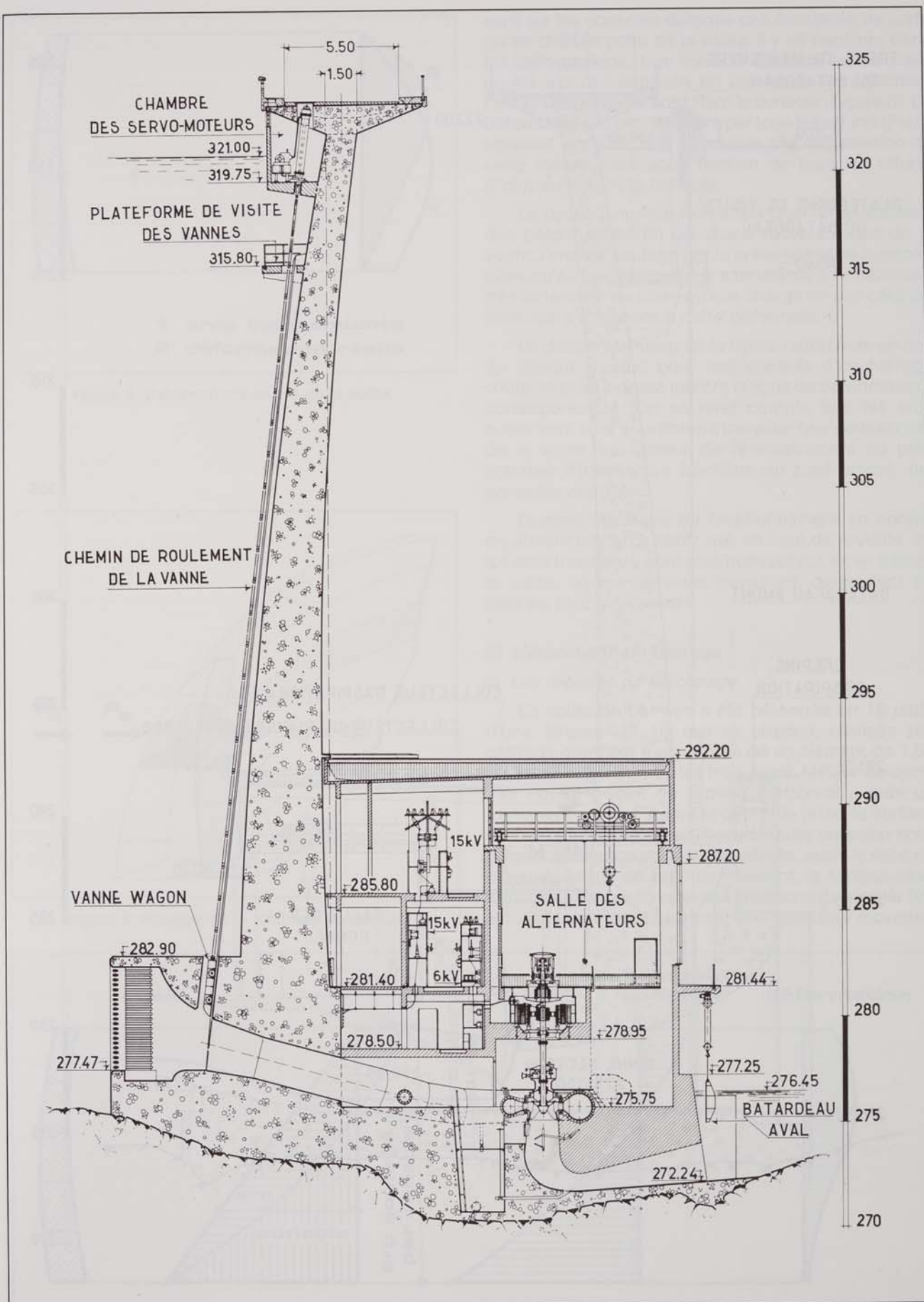


Figure 3: Coupe par le barrage, une prise d'eau et un groupe.



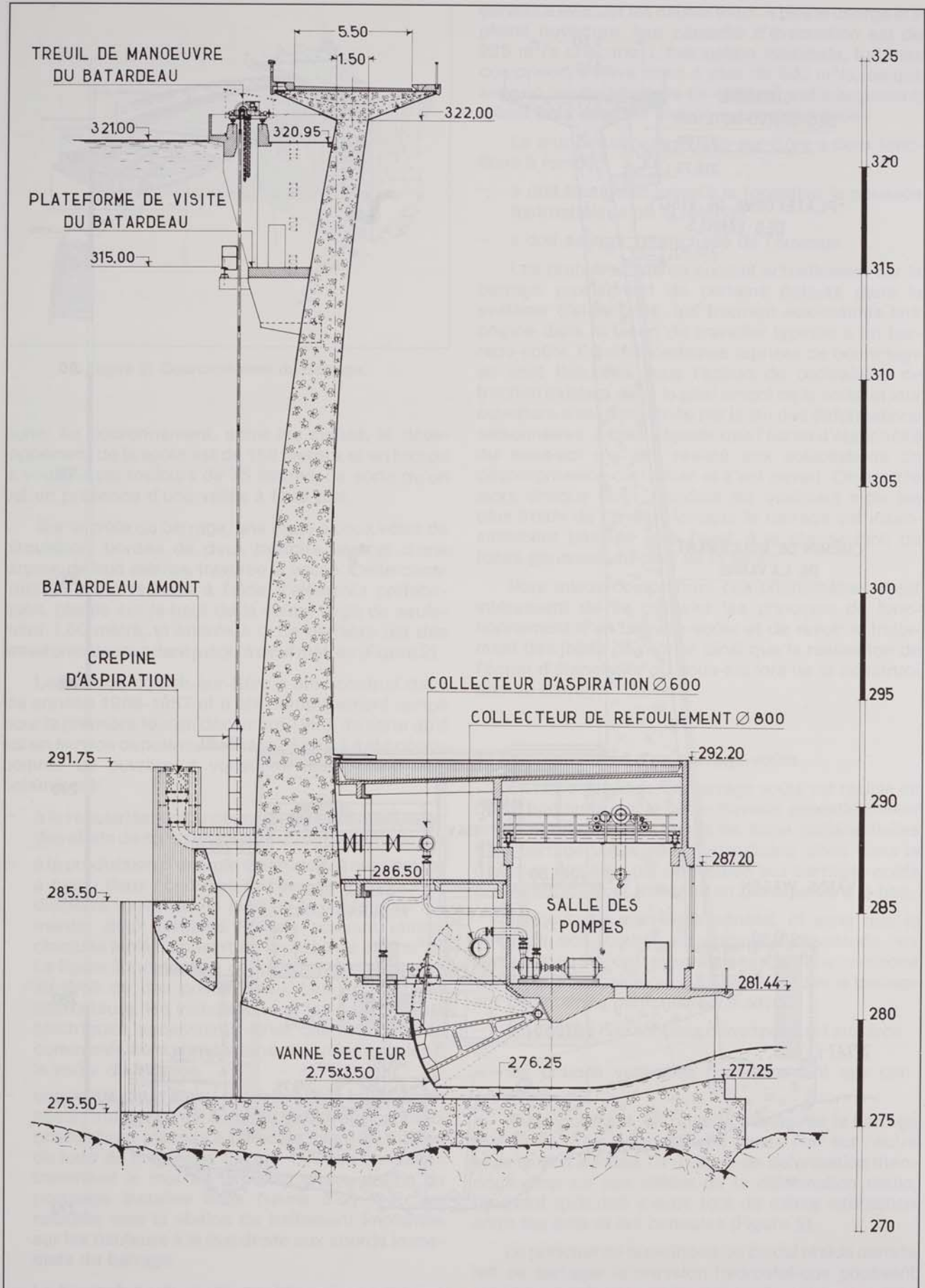


Figure 4: Coupe par le barrage, un évacuateur de crues et la salle des pompes.



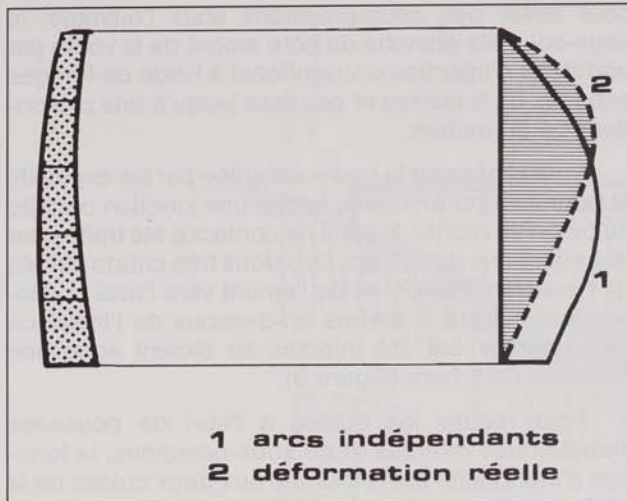


Figure 5: Déformations en clé de la voûte.

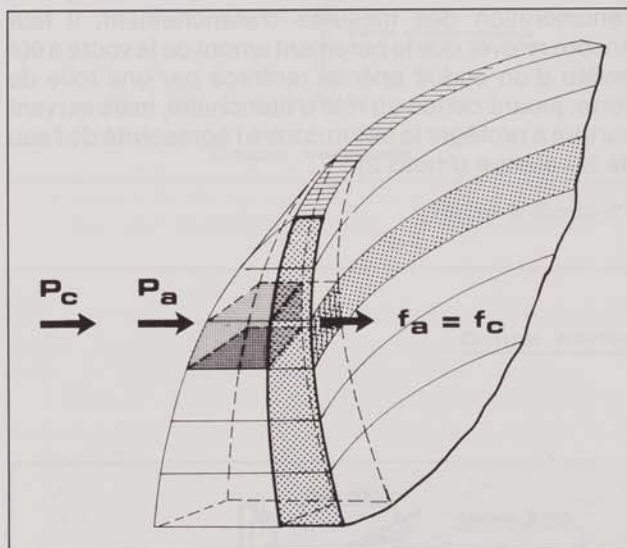


Figure 6: Principe de la méthode de calcul.

sant sur les consoles déforme ces dernières, de sorte qu'en chaque point de la voûte, il y ait équilibre dans les déformations. Une force  $P$  agissant en un point donné est décomposée en une force  $P_a$  sollicitant l'arc et une force  $P_c$  sollicitant la console (Figure 6). La déformation du plot hachuré par tous les efforts ( $P_a(i)$ ) agissant sur l'arc, doit être égale à la déformation de cette même zone sous l'action de tous les efforts ( $P_c(j)$ ) sollicitant la console.

La figure 7 montre le résultat d'un tel ajustement des déformations en clé d'une voûte. En bas de la voûte, l'arc est soulagé par la présence de la console, alors qu'en haut, la console a tendance à se déformer très fortement, de sorte qu'elle charge de son côté les arcs, qui s'opposent à cette déformation.

Le dessin au milieu de la figure représente un cas de charge typique pour une console d'un barrage voûte, et celui à droite montre la ligne de déformation y correspondante. On se rend compte que les arcs supérieurs sont plus libres à travailler que ceux du bas de la voûte. La raideur de l'encastrement du pied entraîne d'inévitables tractions au pied amont des consoles centrales.

Comme résultane du fonctionnement en coque, on obtient des arcs actifs qui, en haut de la voûte, où les arcs travaillent, sont plus horizontaux et, en bas de la voûte, où les consoles travaillent, deviennent de plus en plus plongeants.

## 2) L'étanchéité du barrage

### a) Les reprises de bétonnage

La voûte du barrage a été bétonnée en 16 plots d'une largeur de 10 mètres chacun, réalisés par coffrage grim pant à un rythme de un élément de 1,50 mètre de hauteur tous les trois jours. Malgré ce cycle très court, le joint de reprise horizontal a subi un traitement spécial. Après le début de prise, la surface du béton fut lavée au jet d'eau à haute pression pour enlever la laitance entre les granulats; avant la mise en place du béton de l'élément suivant, la surface ainsi nettoyée a été recouverte d'une couche de mortier 0/6 à dosage de ciment élevé sur une épaisseur moyenne

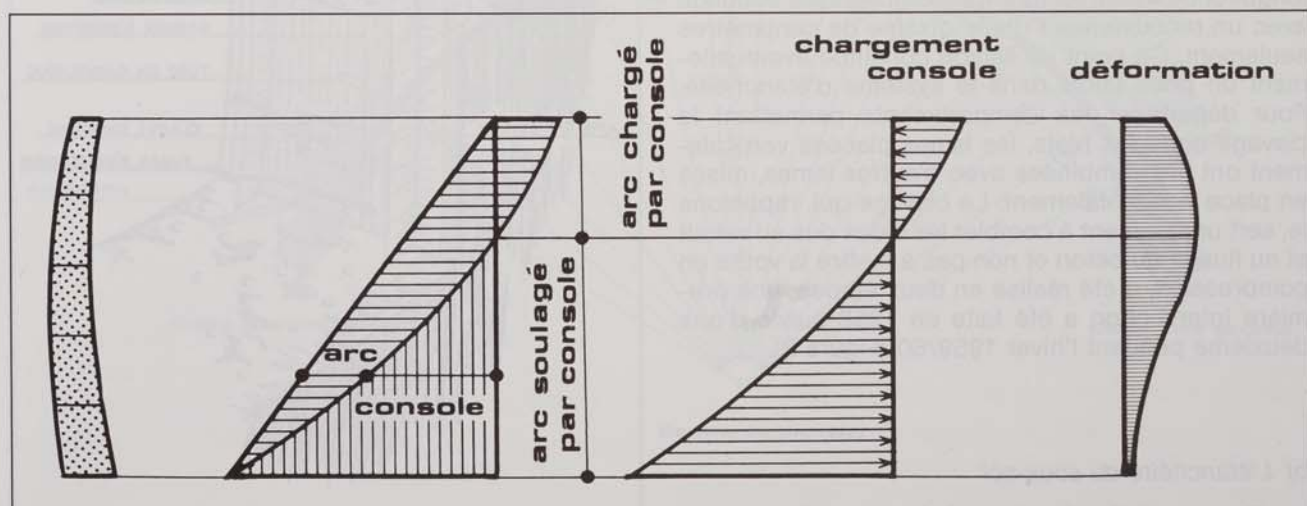


Figure 7: Résultat d'un ajustement des déformations en clé d'une voûte.





Photo 1: Bétonnage de la voûte.

de 3 cm. Cette façon de procéder permettait d'avoir assez de constituants fins au droit du joint de reprise pour en garantir l'étanchéité (Photo 1).

L'étanchéité du joint vertical entre deux consoles adjacentes a été réalisée à l'aide de lames métalliques en forme de Z ancrées de part et d'autre dans le béton. Sur la face amont, cette lame est en cuivre et sur la face aval, elle est en tôle. Ces lames, qui avaient une longueur de 4 mètres, furent assemblées par soudage avec un recouvrement d'une dizaine de centimètres seulement. Ce point de liaison constitue éventuellement un point faible dans le système d'étanchéité. Pour départager les compartiments permettant le clavage entre les plots, les lames placées verticalement ont été combinées avec d'autres lames, mises en place horizontalement. Le clavage qui, rappelons le, sert uniquement à combler les vides dus au retrait et au fluage du béton et non pas à mettre la voûte en compression, a été réalisé en deux étapes: une première intervention a été faite en 1958 suivie d'une deuxième pendant l'hiver 1959/60 (Figure 8).

#### b) L'étanchéité du sous-sol

Pour empêcher les eaux du barrage de contourner le mur par le rocher de fondation, mais également

pour éviter des sous-pressions sous l'ouvrage, le sous-sol a été étanché du côté amont de la voûte par un rideau d'injection conventionnel à l'aide de forages espacés de 5 mètres et poussés jusqu'à une profondeur de 30 mètres.

Pour régénérer la roche ébranlée par les explosifs et pour assurer en même temps une jonction parfaite du béton au rocher, la zone de contact a été traitée par des injections de collage. Des trous très courts dirigés de l'aval vers l'amont et de l'amont vers l'aval et descendant jusqu'à 5 mètres en-dessous de l'interface béton-rocher ont été injectés au ciment sous une pression de 5 bars (Figure 9).

Pour mettre les culées à l'abri de poussées hydrauliques directes et de sous-pressions, la fonction d'étanchéité est retournée aux deux culées de la voûte vers les rives par des murs en aile (Figure 10).

#### c) La protection de la voûte

Pour terminer ce chapitre et pour compléter l'énumération des mesures d'étanchement, il faut encore relever que le parement amont de la voûte a été revêtu d'un enduit spécial renforcé par une toile de verre, jouant certes un rôle d'étanchéité, mais servant surtout à protéger le béton contre l'agressivité de l'eau de la retenue (Photo 2).

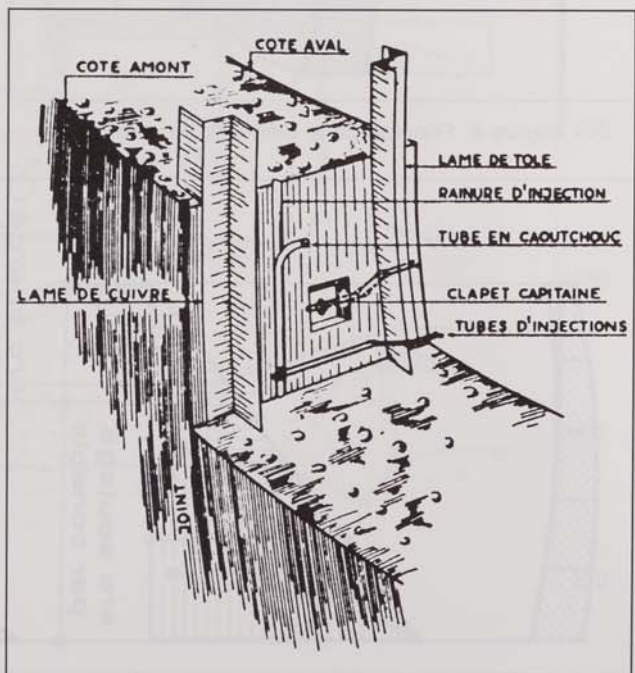


Figure 8: L'étanchéité des joints verticaux.



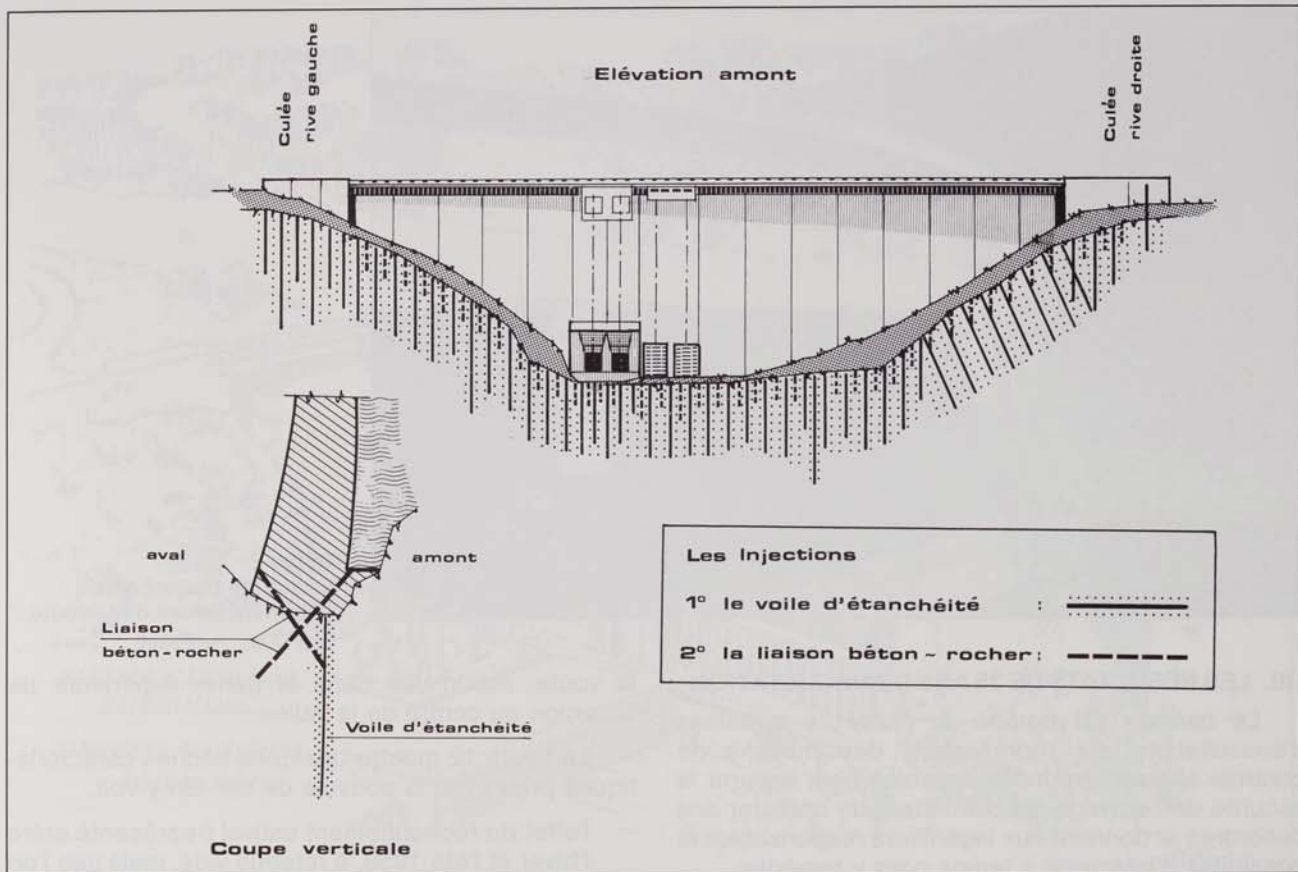


Figure 9: Ecran d'étanchéité du sous-sol.

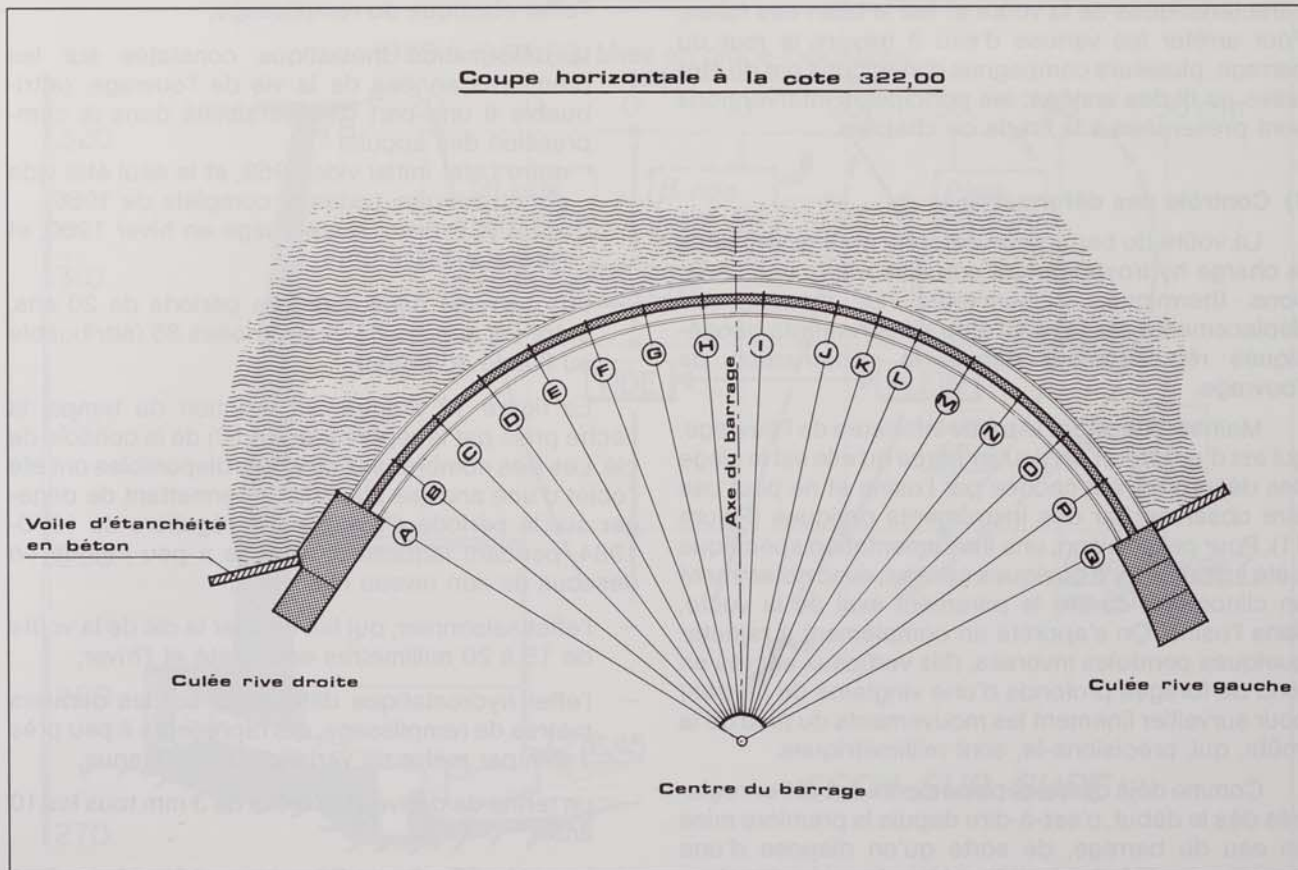


Figure 10: Voile d'étanchéité des culées.



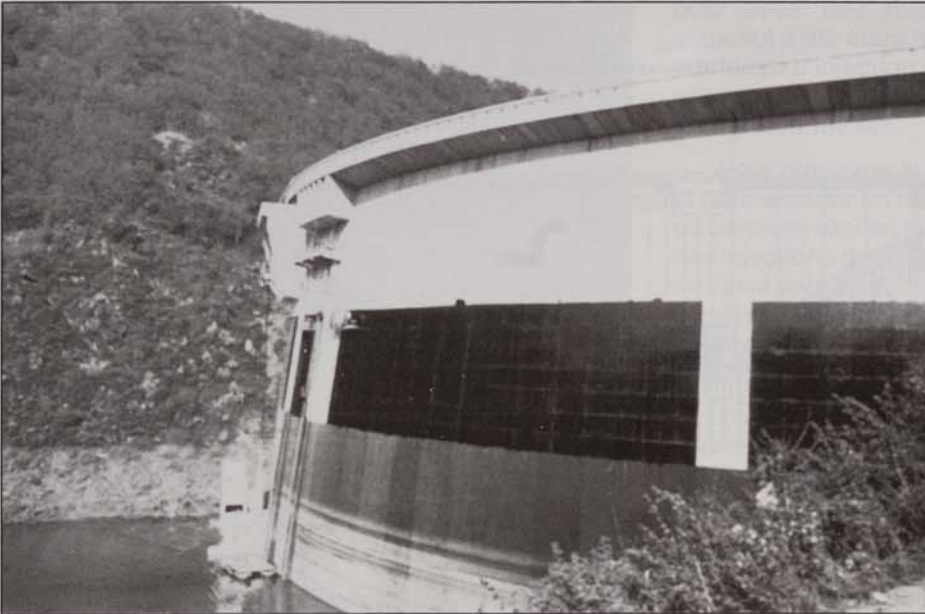


Photo 2:  
Enduit de protection du  
parement amont de la voûte.

### III. LES RESULTATS DE 25 ANS D'AUSCULTATION

Le barrage est équipé de plusieurs systèmes d'auscultation, qui représentent des moyens de contrôle absolument indispensables pour assurer la sécurité de l'ouvrage. Ils permettent de détecter des désordres et donnent aux ingénieurs responsables la possibilité d'intervenir à temps pour y remédier.

Si on dit auscultation, on dit déformation, fuites et pressions d'eau. Ce chapitre montre les déformations caractéristiques de la voûte et fait le bilan des fuites. Pour arrêter les venues d'eau à travers le mur du barrage, plusieurs compagnes d'injections ont dû être faites au fil des années; les principales interventions sont présentées à la fin de ce chapitre.

#### 1) Contrôle des déformations

La voûte du barrage se déforme notamment sous la charge hydrostatique et sous les effets des variations thermiques saisonnières. La mesure des déplacements est faite à l'aide d'instruments géodésiques régulièrement depuis la construction de l'ouvrage.

Malheureusement la partie inférieure de l'ouvrage, qui est d'un intérêt particulier parce qu'elle est le siège des désordres, est cachée par l'usine et ne peut pas être observée par des instruments optiques (Figure 11). Pour cette raison, une instrumentation spécifique a été installée il y a quelques années, avec notamment un clinomètre contre le parement aval de la voûte, dans l'usine. On s'apprête en complément à rajouter quelques pendules inversés, (fils verticaux ancrés en fond de forages profonds d'une vingtaine de mètres) pour surveiller finement les mouvements du pied de la voûte, qui, précisons-le, sont millimétriques.

Comme déjà dit les déplacements ont été enregistrés dès le début, c'est-à-dire depuis la première mise en eau du barrage, de sorte qu'on dispose d'une grande quantité de données. L'analyse de ces données met en évidence des déformations normales de

la voûte, maximales dans la partie supérieure de l'ouvrage au centre de la vallée.

La figure 12 montre quelques flèches caractéristiques prises par la console de clé. On y voit:

- l'effet du réchauffement estival (représenté entre l'hiver et l'été 1959, à retenue vide, mais que l'on retrouve systématiquement les années suivantes, à retenue pleine, avec une amplitude équivalente),
- l'effet élastique du remplissage,
- la déformation inélastique constatée sur les premières années de la vie de l'ouvrage, (attribuable à une part d'irréversibilité dans la compression des appuis)
  - entre l'état initial vide 1959, et le seul état vide connu ensuite, (vidange complète de 1966)
  - entre le premier remplissage en hiver 1960, et l'état de l'hiver 1965,
- une certaine dérive sur une période de 20 ans, entre les années 65 et les années 85 (attribuable au fluage du béton).

La figure 13 montre, en fonction du temps, la flèche prise par le repère médian (C) de la console de clé. Les très nombreuses mesures disponibles ont été l'objet d'une analyse statistique permettant de dégager sur la période d'exploitation régulière de 1970-1984, pendant laquelle la retenue a peu fluctué en dessous de son niveau maximum,

- l'effet saisonnier, qui fait osciller la clé de la voûte de 15 à 20 millimètres entre l'été et l'hiver,
- l'effet hydrostatique différentiel sur les derniers mètres de remplissage, qui représente à peu près 1 mm par mètre de variation de la retenue,
- un terme de dérive, de l'ordre de 3 mm tous les 10 ans.

La voûte d'Esch-sur-Sûre, comme tous les autres ouvrages de ce type, est presque autant sensible à la



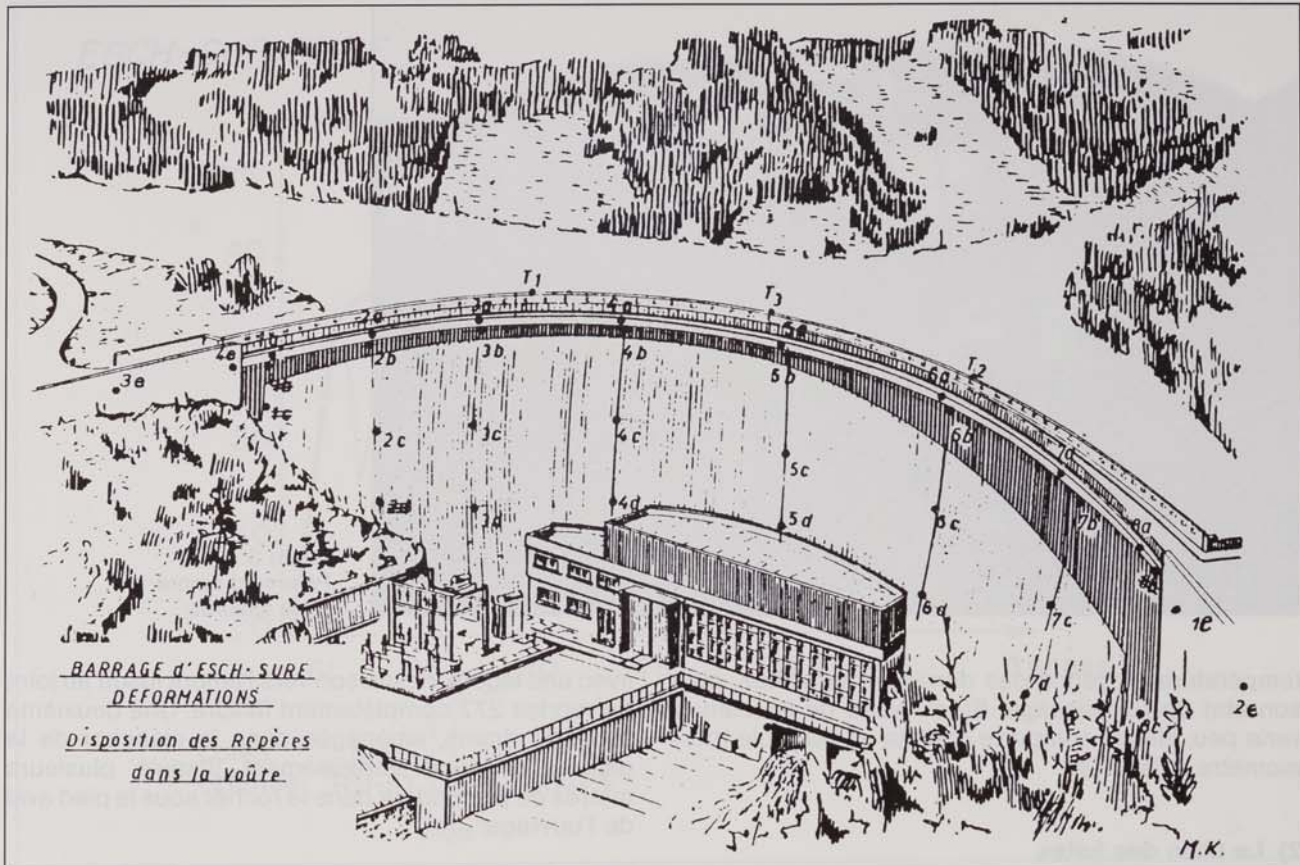


Figure 11: Position des repères sur la voûte.

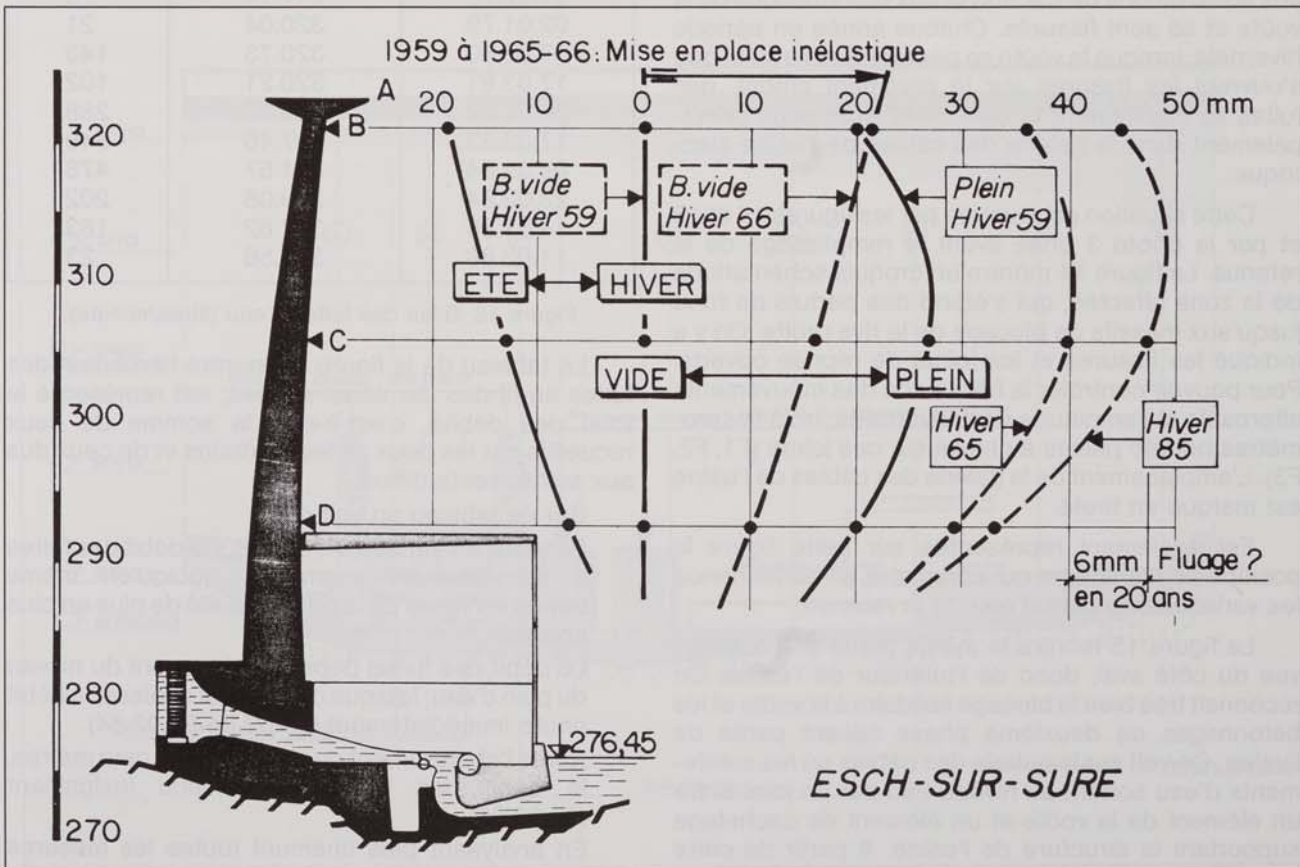


Figure 12: Lignes de déformation de la console de clé.





Photo 3:  
Parement amont:  
zone fissurée.

température moyenne des dernières semaines, qu'à son état de remplissage. Si le niveau de la retenue varie peu, elle se comporte comme un véritable thermomètre saisonnier.

## 2) Le bilan des fuites

Au pied de la voûte, au droit des plots centraux F-G-H-I, certains joints de reprise n'ont pas résisté aux sollicitations de traction et aux déformations de la voûte et se sont fissurés. Chaque année en période hivernale, lorsque la voûte se penche vers l'aval et que s'ouvrent les fissures sur le parement amont, des fuites se manifestent et déversent leurs eaux principalement dans la galerie des câbles de l'usine électrique.

Cette situation est illustrée par les figures 14 et 15 et par la photo 3 prise avant le remplissage de la retenue. La figure 14 montre un croquis schématique de la zone affectée, qui s'étend des pertuis de fond jusqu'aux massifs de blocage de la rive droite. On y a indiqué les fissures et les joints de reprise ouverts. Pour pouvoir contrôler la fréquence des mouvements alternatifs et l'amplitude des ouvertures, trois fissuromètres ont été placés à cheval sur ces joints (F1, F2, F3). L'emplacement de la galerie des câbles de l'usine est marqué en tireté.

Est également représentée sur cette figure la position du limnimètre qui enregistre en permanence les variations du plan d'eau de la retenue.

La figure 15 montre la même partie de l'ouvrage vue du côté aval, donc de l'intérieur de l'usine. On reconnaît très bien le blocage solidaire à la voûte et les bétonnages de deuxième phase faisant partie de l'usine. On voit sur la galerie des câbles où les suintements d'eau sortent au niveau 280 par un joint entre un élément de la voûte et un élément de cachetage supportant la structure de l'usine. A partir de cette galerie des câbles, deux séries de drains furent aménagées. Une première, placée dans le coin, descend

avec une légère inclinaison vers l'amont jusqu'au joint de reprise 277 complètement fissuré. Une deuxième série de drains, aménagée dans le plancher de la galerie, descend verticalement jusqu'à plusieurs mètres de profondeur dans le rocher sous le pied aval de l'ouvrage.

Date	Plan d'eau	Débit
01.03.78	317.14	8
02.01.79	320.04	21
07.02.80	320.73	143
17.03.81	320.21	102
26.02.82	318.87	288
17.02.83	317.46	540
09.02.84	321.57	478
23.02.84	319.08	202
14.01.85	317.62	163
11.02.86	315.56	23

Figure 16: Bilan des fuites d'eau (litres/minute).

Le tableau de la figure 16 montre l'évolution des fuites au fil des dernières années; est représenté le total des débits, c'est-à-dire la somme de ceux recueillis par les deux séries de drains et de ceux dus aux suintements diffus.

Sur ce tableau on voit que:

- Pendant les années 81, 82 et 83, le débit des fuites a sensiblement augmenté, quoiqu'en même temps le niveau de la retenue a été de plus en plus abaissé.
- Le débit des fuites dépend notamment du niveau du plan d'eau; lorsque celui-ci est abaissé, le débit chute immédiatement (09.02.84-23.02.84).
- Après l'abaissement du plan d'eau de cinq mètres, le débit des fuites est devenu insignifiant (11.02.86).

En analysant plus finement toutes les mesures faites jusqu'à présent, les conclusions suivantes se laissent dégager:



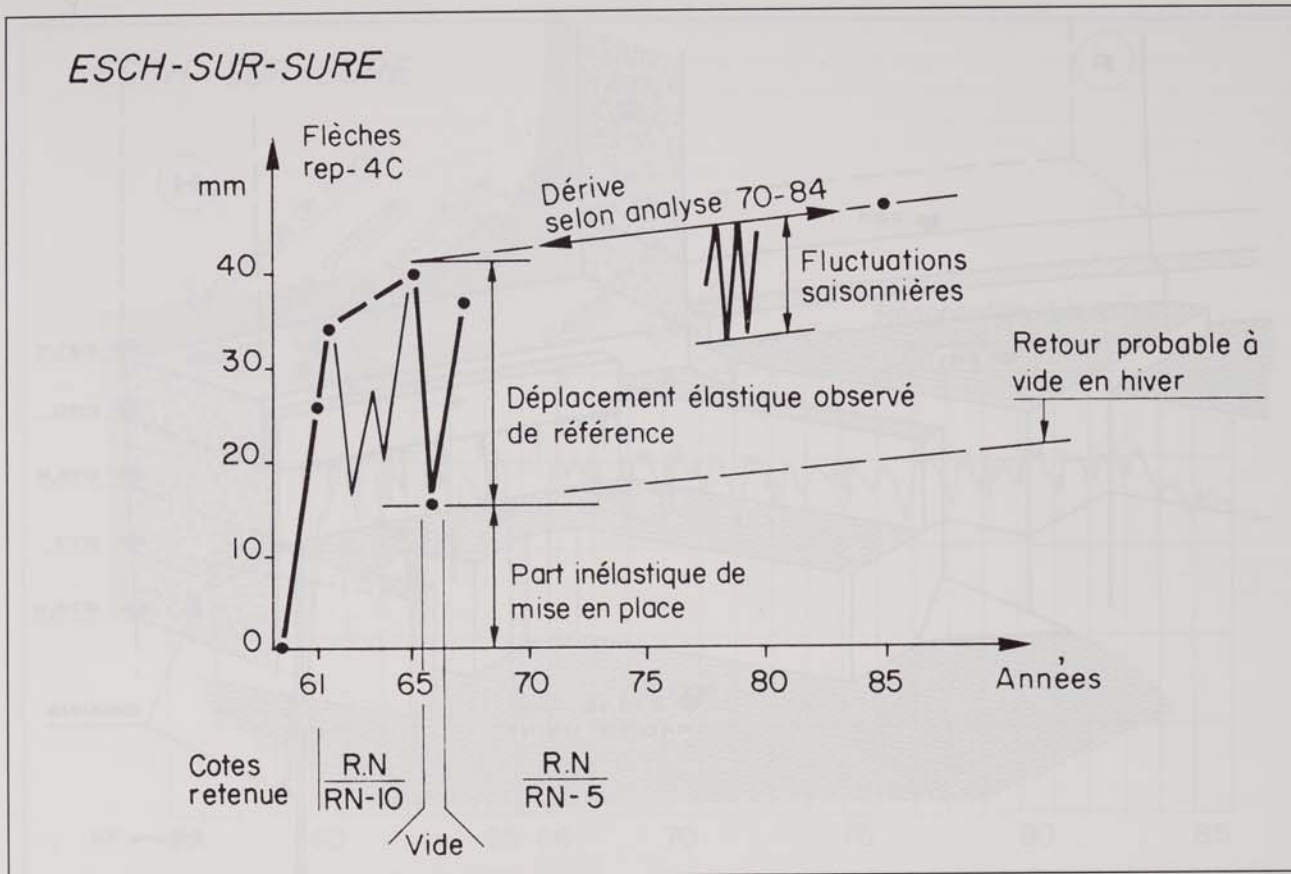


Figure 13: Déformation du repère 4C dans le temps.

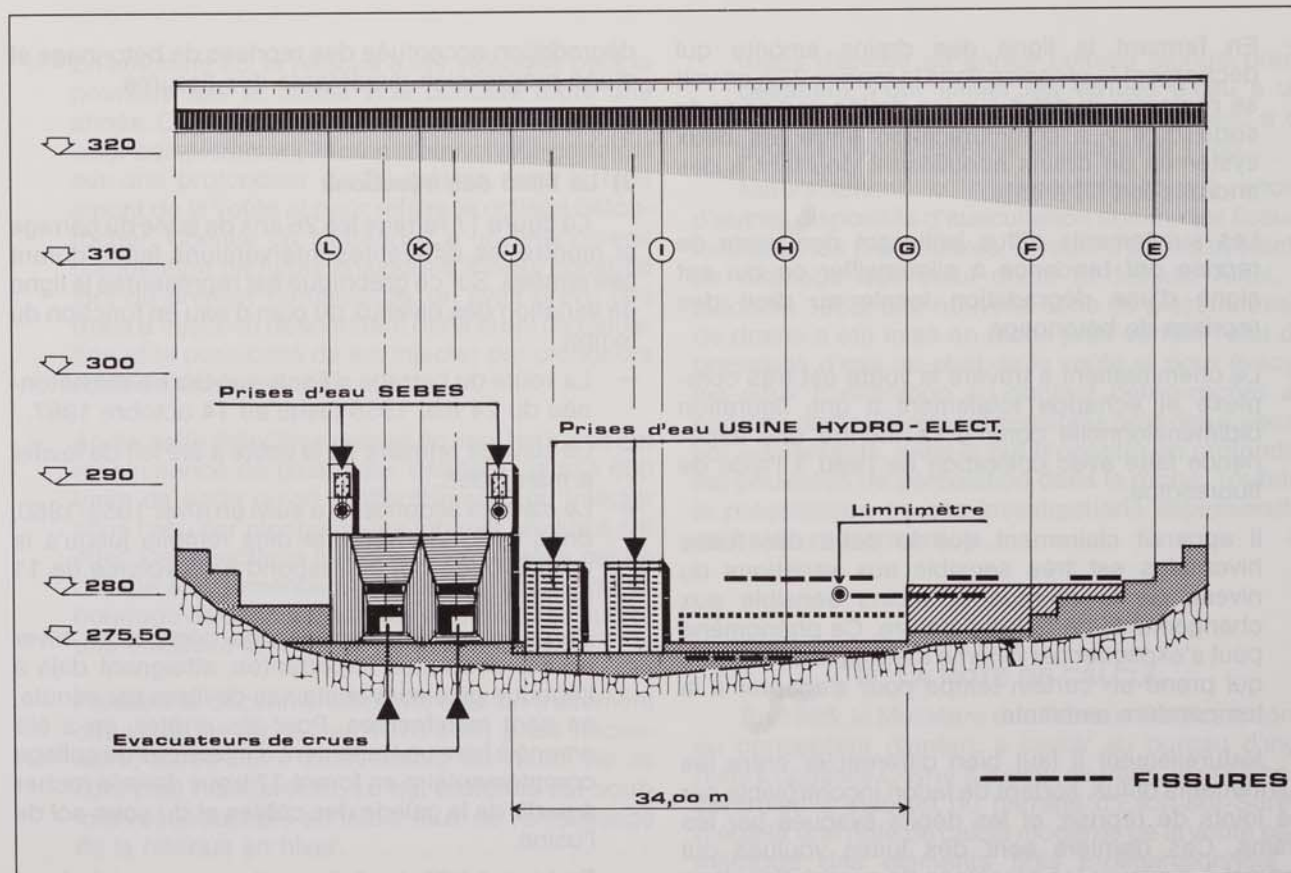


Figure 14: Parement amont: repérage des fissures.



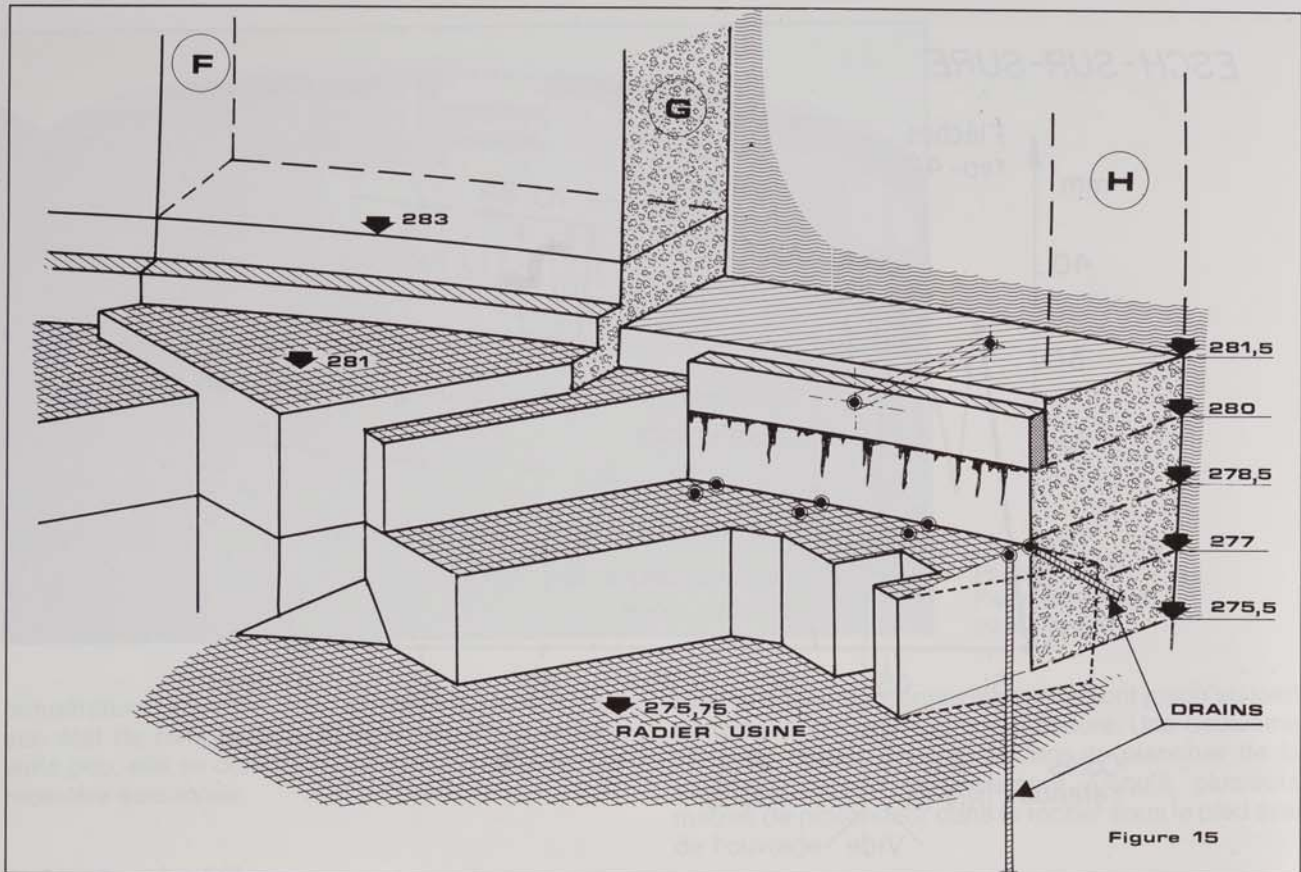


Figure 15: Structure intérieure de l'usine.

- En fermant la ligne des drains amonts qui déchargent la pression dans la reprise 277, on voit se renforcer le débit sur les drains verticaux de sorte qu'il y a communication entre les deux systèmes de drains aboutissant pourtant à des endroits fort différents.
- Les suintements diffus jaillissant des joints de reprise ont tendance à s'intensifier ce qui est signe d'une dégradation locale au droit des reprises de bétonnage.
- Le cheminement à travers la voûte est très complexe et échappe totalement à une figuration bidimensionnelle comme l'a montré une expérience faite avec coloration de l'eau à l'aide de fluorescine.
- Il apparaît clairement que le débit des fuites hivernales est très sensible aux variations du niveau de la retenue et moins sensible aux changements de la température. Ce phénomène peut s'expliquer par l'inertie thermique de la voûte qui prend un certain temps pour s'adapter à la température ambiante.

Naturellement il faut bien différencier entre les suintements diffus, sortant de façon incontrôlable par les joints de reprise, et les débits évacués par les drains. Ces derniers sont des fuites voulues qui servent à diminuer les pressions de percolation dans l'ouvrage, alors que les premiers sont signe d'une

dégradation accentuée des reprises de bétonnage et d'une progression inquiétante des fissures.

### 3) Le bilan des injections

La figure 17 retrace les 26 ans de la vie du barrage et montre les différentes interventions faites durant ces années. Sur ce graphique est représentée la ligne de variation des niveaux du plan d'eau en fonction du temps.

- La voûte du barrage d'Esch-sur-Sûre a été bétonnée du 24 mai 1956 jusqu'au 14 octobre 1967.
- Le clavage primaire de la voûte a été fait de février à mars 1958.
- Le clavage secondaire a suivi en hiver 1959-1960, donc avec une retenue déjà remplie jusqu'à la cote 300 (ce qui correspond à un volume de 11 millions de m<sup>3</sup>).
- Après le premier remplissage complet en hiver 60/61, des fuites importantes, atteignant déjà à l'époque plusieurs centaines de litres par minute, se sont manifestées. Pour les arrêter, on a été amené à faire un traitement d'injections de collage complémentaire en forant 37 trous dans le rocher à partir de la galerie des câbles et du sous-sol de l'usine.
- En hiver 64/65, les fuites ont recommencé et ont dépassé le seuil de 200 l/min.



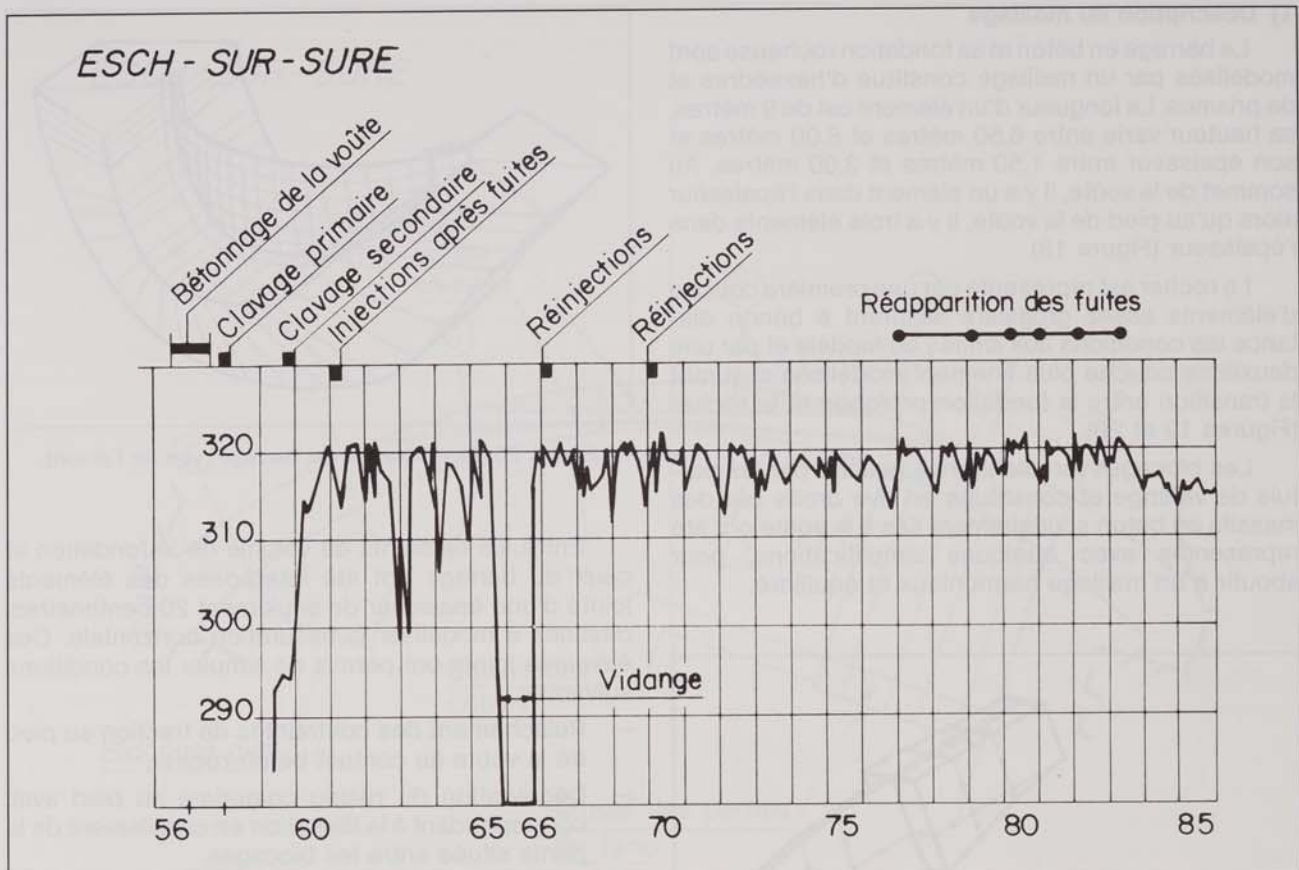


Figure 17: Le bilan des injections.

- En automne 65, la retenue a été vidangée pour la première fois et restait vide pendant toute une année. On profitait de cette occasion pour renouveler complètement l'écran d'étanchéité principal sur une profondeur de 20 mètres sous la face amont de la voûte et pour refaire le collage béton-rocher. Comme on s'attendait à un phénomène d'apparition de fuites analogues à celui constaté lors du premier remplissage, on avait prévu des trous d'injection descendant dans le sol de fondation et la possibilité de les injecter par plongeurs après la remise en eau.
- Après cette deuxième remise en eau, les fuites ont recommencé de plus belle, débitant jusqu'à 600 l/min de sorte qu'on a effectivement dû injecter sous l'eau par plongeurs les forages prévus à cet effet. Ces injections furent accompagnées par un collage supplémentaire à partir de l'aval et par le bourrage de certains joints de reprise. Elles eurent une efficacité immédiate parfaitement nette.
- Pendant la décennie suivante, seul un traitement des joints de reprise en 1970 s'est avéré nécessaire; après cette intervention, les fuites ne se sont plus manifestées, ce qui toutefois est surtout reconductible au faible taux de remplissage de la retenue en hiver.
- A partir de 1977, les joints de reprise se sont de nouveau mis à débiter et les fuites se sont accen-

tuées d'année en année comme montré précédemment. Pour limiter les venues d'eau à une valeur acceptable, le niveau du plan d'eau a été abaissé de cinq mètres en automne 1985.

Naturellement le barrage est équipé encore d'autres dispositifs d'auscultation comme les fissuromètres et les piézomètres, et muni d'autres systèmes de drainage que celui décrit ci-dessus. Ainsi, en automne 1985, une nouvelle série de piézomètres et de drains a été mise en place pour vérifier l'état des pressions d'eau au pied de la voûte et pour évacuer les eaux d'infiltration au contact béton-rocher aux endroits particulièrement sensibles près des culées et sur les versants, dans le but d'orienter en profondeur les poussées de percolation dans la roche. Toutefois la présentation de ces investigations dépasserait le cadre du présent article.

### III. LA NOTE DE CALCUL

En 1985, le Ministère des Travaux Publics a confié au concepteur d'antan, à savoir au bureau d'ingénieurs conseils Coyne & Bellier de Paris, la mission de contrôler la stabilité du barrage d'Esch-sur-Sûre et d'établir une note de calcul moderne de la voûte par la méthode des éléments finis tridimensionnels en comportement non linéaire, qui est présentée dans ce chapitre.



### 1) Description du maillage

Le barrage en béton et sa fondation rocheuse sont modélisés par un maillage constitué d'hexaédres et de prismes. La longueur d'un élément est de 9 mètres, sa hauteur varie entre 6,50 mètres et 8,00 mètres et son épaisseur entre 1,50 mètres et 3,00 mètres. Au sommet de la voûte, il y a un élément dans l'épaisseur alors qu'au pied de la voûte, il y a trois éléments dans l'épaisseur (Figure 18).

Le rocher est représenté par une première couche d'éléments assez grossiers assurant à bonne distance les conditions aux limites du modèle et par une deuxième couche plus finement modélisée assurant la transition entre la fondation profonde et le rocher (Figures 19 et 20).

Les blocages formés en rive gauche par les puits de vidange et constitués en rive droite par des massifs en béton solidairement liés à la voûte ont été représentés avec quelques simplifications, pour aboutir à un maillage harmonieux et équilibré.

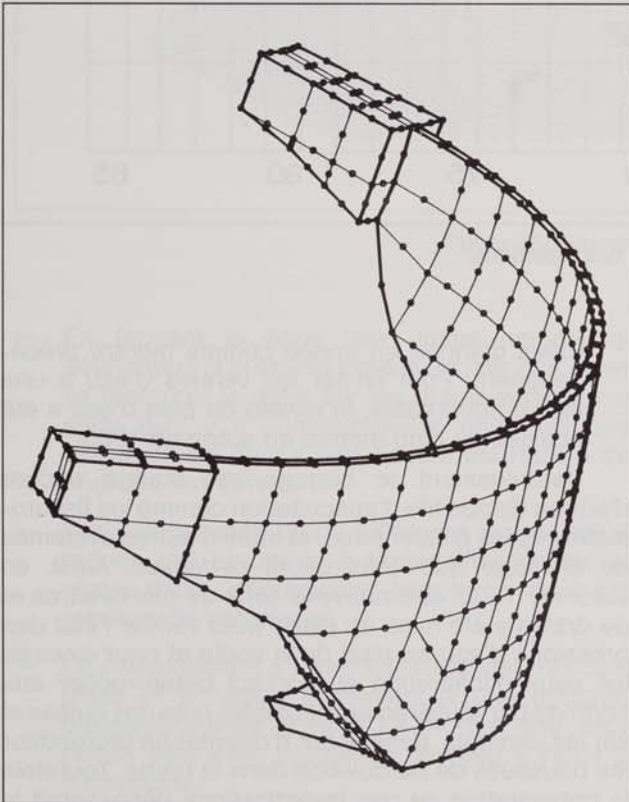


Figure 18: Le maillage du modèle mathématique.

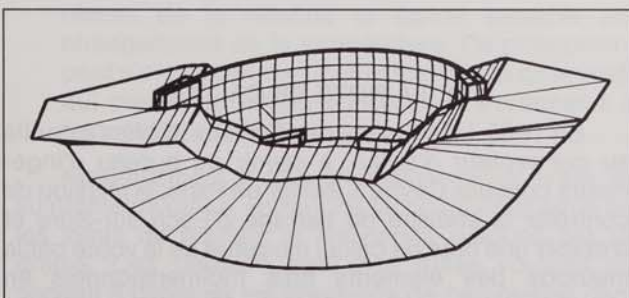


Figure 19: Modélisation du barrage: vue de l'aval.

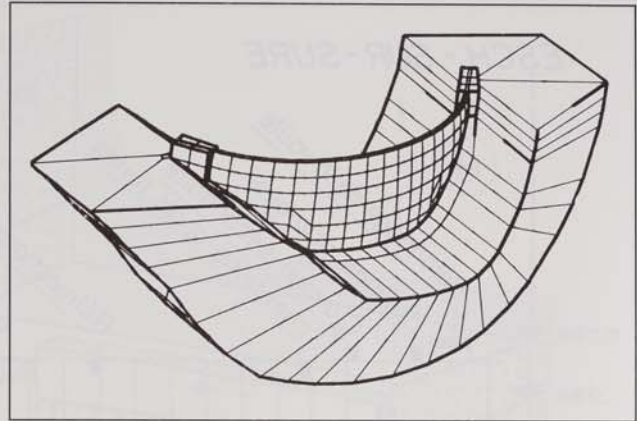


Figure 20: Modélisation du barrage: vue de l'amont.

Entre les éléments de volume de la fondation et ceux du barrage ont été interposés des éléments joints d'une épaisseur de seulement 20 centimètres, destinés à modéliser la fissuration horizontale. Ces éléments joints ont permis de simuler les conditions suivantes:

- Relâchement des contraintes de traction au pied de la voûte au contact béton-rocher.
- Dégradation du résidu comprimé au pied aval, correspondant à la libération en cisaillement de la partie située entre les blocages.
- Libération complémentaire de la résistance résiduelle dans le pied aval comprimé, en y faisant disparaître toute résistance à la compression.

### 2) Les cas de charge étudiés

- Le poids propre de la voûte.
- La pression hydrostatique.
- Les sous-pressions sous la voûte.
- Le cas de charge thermique avec notamment les variations saisonnières.

### 3) Le tarage du modèle de calcul

Le tarage du modèle de calcul consiste à ajuster les paramètres de raideur, c'est-à-dire les modules élastiques du béton et du rocher, afin de retrouver les déformations observées. Comme déjà dit, les déformations de la voûte sont mesurées et interprétées tous les mois de sorte qu'on dispose d'un grand nombre de données.

On fait en quelque sorte un calcul à rebours. En effet on détermine d'abord les déformations et on cherche à obtenir une bonne concordance entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées. Après ce calage du modèle mathématique, on détermine les contraintes dans la voûte et puis, dans une dernière étape, on calcule les efforts exercés par l'ouvrage sur le rocher de fondation.

### 4) Les résultats du calcul

Le résultat principal est le fait que la stabilité générale de l'ouvrage n'est pas menacée. Il suffit



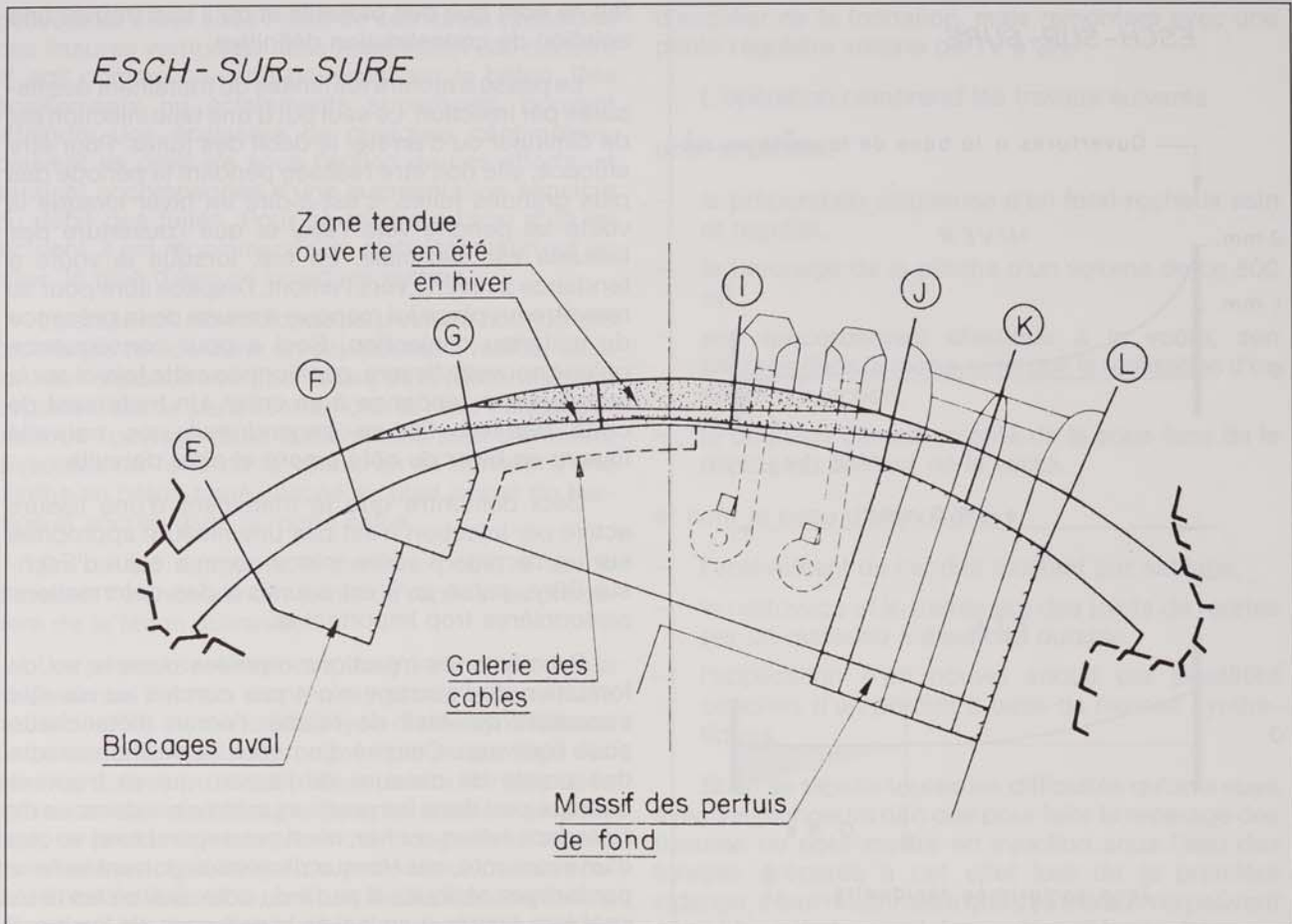


Figure 21: Résultat de la note de calcul: étendue horizontale de la zone tendue.

d'assainir la zone de charnière du barrage constituée par le bas de la voûte et les premiers mètres de rocher sous l'ouvrage pour se mettre à l'abri d'instabilités locales.

En analysant plus en détail les résultats de la note de calcul, on remarque qu'on a affaire avec une voûte qui en hiver travaille avec 70 bars de traction au pied amont, ce qui veut dire que dès sa conception, l'ouverture de fissures a été acceptée d'avance. On sait en effet que le béton ne tolère pas de telles tractions, mises en évidence par le calcul effectué en régime élastique. Ce n'est que dans les toutes dernières années qu'on est parvenu à prendre en considération dans les calculs la non-résistance à la traction du béton; ceci est fait par le biais de calculs itératifs relativement longs, qui permettent de simuler l'ouverture des zones tendues. Après relâchement des tractions, la section comprimée au pied de la voûte se réduit au dixième de l'épaisseur: les fissures ouvertes du côté amont sont presque traversantes, et atteignent localement 90% de l'épaisseur du barrage.

On s'est naturellement posé la question si, et de combien cette fissuration se referme en été lors du réchauffement de la voûte et de son basculement vers l'amont. Le calcul a montré que l'ouverture en été n'atteint plus que 60% contre les 90% constatés pour l'hiver. En ce qui concerne l'étendue en plan de la

zone ouverte, elle se rétrécit et reste localisée entre les joints J et G. Le volume de l'ouverture, pouvant atteindre une amplitude de 2 mm en hiver, descend en dessous de 1 mm en été (Figures 21 et 22).

En poursuivant le calcul et en libérant le joint en cisaillements et en déplacements, on a testé la capacité d'adaptation de la voûte face à une éventuelle dégradation complète de son pied fissuré. Il apparaît qu'un déplacement vers l'aval du pied de la voûte de seulement 2,0 mm suffit pour réorganiser complètement le travail d'ensemble de la voûte. Les efforts s'organisent en arcs comprimés horizontalement et aucun efforts ne descend plus par les consoles. Dans ces conditions, les contraintes dans le béton restent encore fort admissibles et ne dépassent pas 86 bars en compression à la face amont en clé des arcs les plus chargés.

Dans un complément de calcul, l'effet des sous-pressions au pied de la voûte a été analysé. On pourrait effectivement s'imaginer que l'eau, qui pénètre dans les reprises de bétonnage ou au contact béton-rocher, agit comme un vérin plat déchargeant la voûte d'une partie de son poids propre.

Les vérifications ont cependant montré que l'influence des sous-pressions sur les résultats du calcul est marginale et négligeable, ce qui est bien compréhensible pour un ouvrage mince.



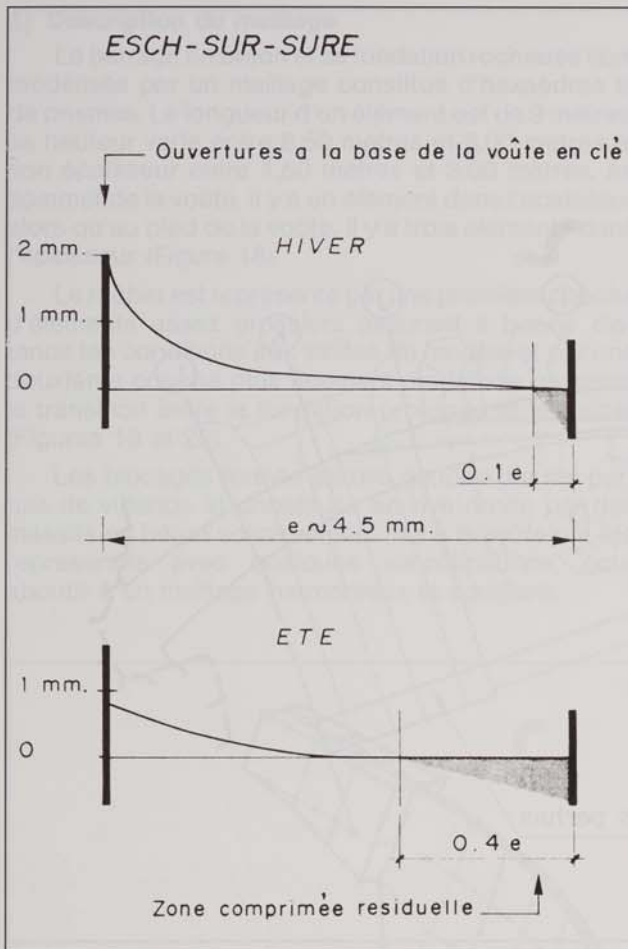


Figure 22: Résultat de la note de calcul: coupe verticale de la zone tendue.

#### IV. TRAVAUX DE CONSOLIDATION DE LA VOÛTE

Après la présentation de la note de calcul, il faut trouver une réponse aux deux questions qui font l'objet du présent article, à savoir:

Quelles sont les raisons qui ont amené les responsables à décider la vidange du lac?

Quels travaux faut-il entreprendre pour assainir la voûte?

Comme conclusion de la note de calcul, on peut retenir que certes la stabilité générale de la voûte n'est pas mise en doute, mais qu'il faut toutefois envisager des travaux de réparation à court terme pour pallier à des dégradations locales. Pour supprimer les infiltrations des eaux de percolation à travers le pied de l'ouvrage et le sol de fondation, il faut étancher la voûte et rétablir le rideau d'injection du sous-sol.

Ces problèmes ne sont pas nouveaux, mais bien au contraire, l'histoire pathologique du barrage a commencé à être écrite dès la première mise en eau, et on est toujours à la recherche de la thérapie appropriée. Aujourd'hui, après 26 ans d'exploitation, il faut toutefois reconnaître qu'on est arrivé au bout des possibilités d'interventions conventionnelles, qui en

fait ne sont que des palliatifs et qu'il faut trouver une solution de consolidation définitive.

Le passé a montré les limites du traitement des fissures par injection. Le seul but d'une telle injection est de diminuer ou d'arrêter le débit des fuites. Pour être efficace, elle doit être réalisée pendant la période des plus grandes fuites, c'est-à-dire en hiver lorsque la voûte se penche vers l'aval et que l'ouverture des fissures est maximale. En été, lorsque la voûte a tendance à revenir vers l'amont, l'espace libre pour se remettre en place lui manque à cause de la présence du matériau d'injection. Ceci a pour conséquence qu'une nouvelle fissure, positionnée cette fois-ci sur la face aval, a tendance à se créer. Un traitement de cette dernière fissure engendrerait une nouvelle fissure en hiver du côté amont et ainsi de suite.

Ceci démontre que le traitement d'une fissure active par injection n'est pas une mesure appropriée sur un barrage à voûte mince comme celui d'Esch-sur-Sûre, parce qu'il est soumis à des déformations saisonnières trop importantes.

De même les injections répétées dans le sol de fondation de l'ouvrage n'ont pas conduit au résultat escompté qui était de rétablir l'écran d'étanchéité sous l'ouvrage. Comme d'un côté, la position exacte des points de cassure de l'écran, qui se trouvent quelque part dans les premiers mètres en-dessous de l'interface béton-rocher, n'est pas repérable et vu que d'un autre côté, ces travaux d'injection doivent se faire par forages obliques à partir du côté aval où les lieux sont très limités à cause de la présence de l'usine, il faut reconnaître qu'il s'agit d'une opération difficile à réussir (Figure 23).

Pour trouver une solution valable et durable au problème énoncé, il faut considérer encore une fois ce qui se passe au pied de la voûte dans la partie centrale de l'ouvrage:

Comme on sait de la note de calcul, la zone comprimée est réduite en hiver à seulement 10% de la section. Si les efforts peuvent se réorganiser en faisant travailler davantage les arcs, l'étanchéité doit toutefois être garantie par la zone comprimée restante, fortement sollicitée. Dans cette zone résiduelle

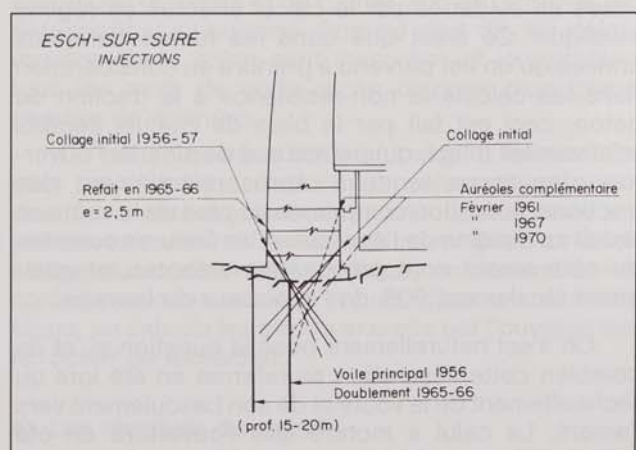


Figure 23: Campagnes d'injections.



peuvent se créer sous l'effet de ces fortes pressions des fissures verticales, dans lesquelles l'eau pénètre et agit comme un vérin poussant sur le béton. Des écailllements ou éclatements superficiels, pouvant atteindre une épaisseur de quelques centimètres, peuvent se produire sous l'action de ces efforts, et seraient accompagnés d'une augmentation sensible du débit des fuites. Pour se mettre à l'abri d'un tel incident, il est recommandable d'abaisser, surtout en hiver, le plan d'eau de quelques mètres.

La seule solution efficace pour venir à bout de ces problèmes réside dans un déplacement radical de la fonction d'étanchéité. Pour le bas de la voûte, elle sera déplacée sur le parement amont et pour l'encastrement de l'ouvrage dans la roche, elle sera carrément dissociée du fond de la voûte, en se servant qu'une plinthe en béton armé, placée au pied amont du barrage et ancrée dans la roche saine.

En ce qui concerne le premier point, à savoir d'assurer l'étanchéité des joints de reprise, on procédera de la façon suivante:

Les premiers mètres comptés à partir du pied de la voûte seront revêtus d'une peau étanche constituée probablement d'un enduit du type résine synthétique. Cette mesure sera accompagnée par un pontage des fissures actives ou susceptibles de s'ouvrir lors de la remise en eau du barrage. Comme solution de pontage, on peut imaginer soit un colmatage des fissures sur plusieurs centimètres de profondeur par un produit à élasticité durable, soit une feuille étanche fixée à cheval sur les deux bords de la fissure avec assez de jeu pour pouvoir suivre le mouvement cyclique annuel d'ouverture et de fermeture.

Le deuxième volet de la solution consiste à réaliser une plinthe en béton armé à placer au pied amont de la voûte (Figure 24). Cette plinthe ne sera pas fixée au barrage, mais rendue solidaire de la roche de fondation à l'aide de barres d'ancrage. Sur le contour amont de ce tapis, on placera un écran d'étanchéité constitué d'un voile d'injection. Cet écran sera combiné avec un drainage compartimenté de la sous-face de la plinthe aboutissant dans l'ancienne galerie des câbles qui sera transformée en galerie d'inspection comprenant également un caniveau d'évacuation des eaux. L'efficacité de ces mesures sera surveillée par des piézomètres mesurant la pression de l'eau sous la plinthe.

La plinthe aura une largeur maximale de 10 mètres et sera reliée à la voûte par un joint souple. Sur le versant de la rive droite, elle ne suivra pas les marches

d'escalier de la fondation, mais remontera avec une pente régulière voisine de 1V à 3H.

L'opération comprend les travaux suivants

pour la plinthe:

- la préparation soignée d'un fond rocheux sain et régulier,
- le bétonnage de la plinthe d'un volume de ca 800 m<sup>3</sup>,
- son raccordement élastique à la voûte, son ancrage dans la roche, ainsi que la réalisation d'un écran d'injection,
- le drainage compartimenté de la sous-face de la plinthe au contact de la voûte.

et pour la peau d'étanchéité:

- l'enlèvement de l'enduit existant par sablage,
- le nettoyage et le traitement des joints de reprise par un matériau à élasticité durable,
- l'application d'un nouvel enduit par plusieurs couches d'un produit à base de résines synthétiques.

Si on se rappelle toutes les difficultés qu'on a eues avec les plongeurs rien que pour faire le repérage des fissures ou pour mettre en injection sous l'eau des forages préparés à cet effet lors de la première vidange, il faut reconnaître que ces travaux ne peuvent pas se faire à retenue pleine, mais qu'il faudra faire une vidange complète pour réussir cette intervention. Il importe également de savoir que, pour une retenue pleine, c'est-à-dire pour une profondeur d'eau de 46 mètres, le temps d'intervention d'un plongeur se limite à ca une demie heure de travail effectif par plongée. Par ailleurs, il faut considérer que l'étanchement de la voûte se fera avec des produits chimiques très sensibles à l'humidité, de sorte que même avec une retenue complètement vide, il faut travailler avec beaucoup de précautions et de soins et, espérons-le, avoir quelques mois de beau temps pour réussir l'exécution des travaux.

Actuellement la vidange est prévue pour la saison 1989. L'abaissement du plan d'eau commencera au mois de mars et sera achevé jusqu'au premier mai. La remise en eau est prévue à partir du premier octobre de sorte qu'ils resteront cinq mois pour l'exécution des travaux de consolidation de la voûte présentés ci-dessus.



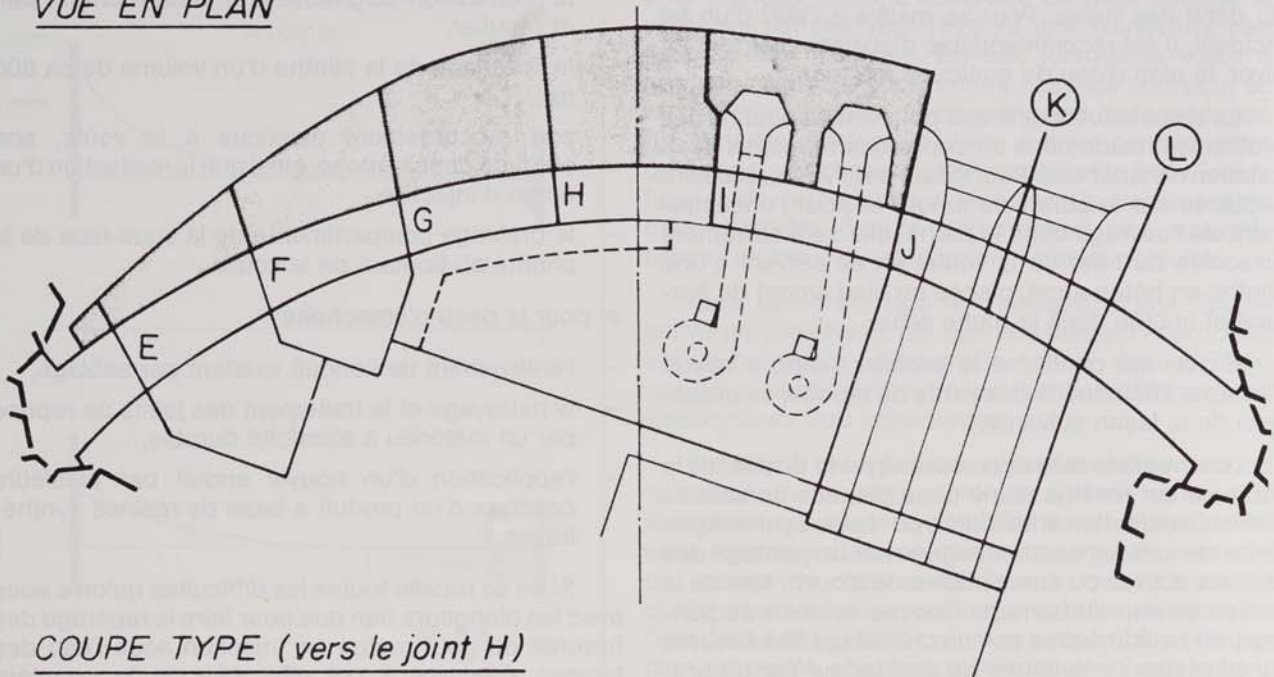
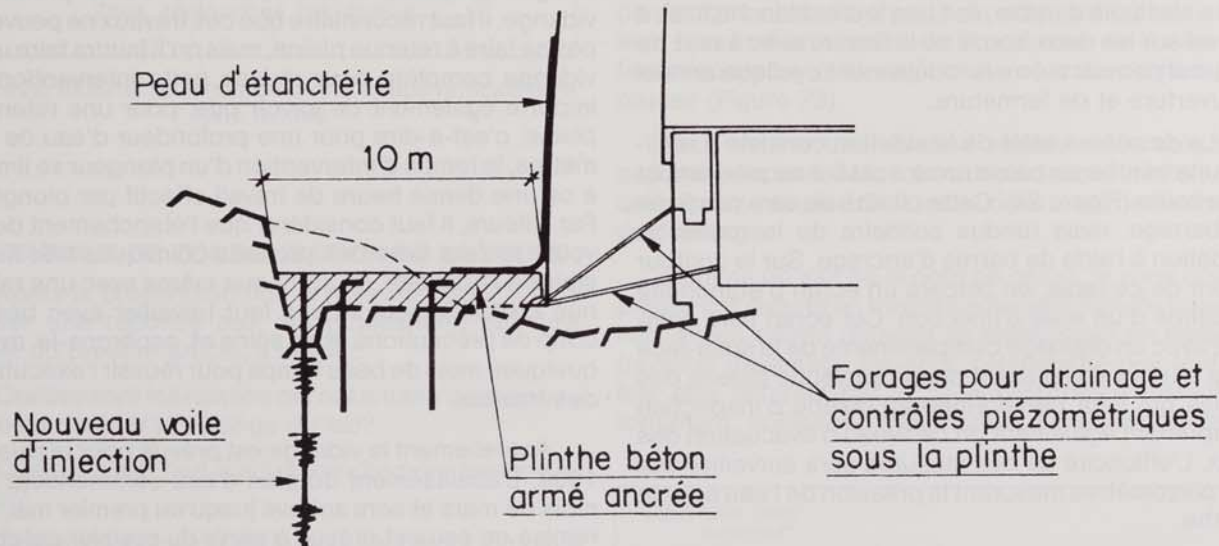
**ESCH-SUR-SÛRE****MODERNISATION DE L'ÉTANCHEÏTE AU PIED AMONT**VUE EN PLANCOUPE TYPE (vers le joint H)

Figure 24: Modernisation de l'étanchéité du pied amont de la voûte.

**BIBLIOGRAPHIE:**

- (1) «L'aménagement hydro-électrique de la Haute-Sûre» par M. René Heinerscheid.
- (2) «L'alimentation en eau potable du pays à partir du barrage d'Esch-sur-Sûre», extrait d'une publication du SEBES, par M. René Heinerscheid.
- (3) Rapports techniques du bureau d'études Coyne & Bellier



# L'expansion des réseaux de distribution d'eau potable depuis 1839

Ferd. KINNEN, ing. EPF Zürich, Directeur hon. des Ponts et Chaussées

L'action fécondante de l'eau sur la terre ne pouvait échapper à l'observation de l'homme primitif. Aussi le culte des eaux se retrouve-t-il dans les plus antiques mythologies. Conscients de ce que sans cette eau qui tombe du ciel aucune vie n'est possible, nos ancêtres n'ont pas manqué de la mettre à leur service. Les archéologues ont découvert des installations de conduite d'eau, évidemment très primitives, datant de 3.000 ans avant notre ère. De date plus récente, et encore visibles, sont les constructions réalisées plusieurs siècles avant Jésus-Christ par les Romains.

Tout le Moyen Age oublia cette civilisation de l'eau et se contenta de se servir de l'eau des sources, des cours d'eau et des puits. Il faut attendre la Renaissance pour assister à un regain extraordinaire de considération pour la valeur de l'eau et les multiples possibilités qu'elle offre. C'est à partir de cette période que l'eau commence à devenir de plus en plus un bien de consommation courante.

Il est difficile de décrire en détail l'évolution de la construction de distribution d'eau dans notre pays. Toujours est-il que des traces de conduites très anciennes en bois ont été trouvées dans les régions de Koerich, Schieren, Buschdorf, Brouch et Colmar. Les premières indications précises datent du 19<sup>e</sup> siècle.

Jusqu'en 1866 par exemple, la Ville de Luxembourg n'avait que 4 puits descendant à 60 mètres de profondeur jusqu'à la base du grès de Luxembourg. La ville basse avait les sources de la porte d'Eich, du Thewesbour et du Hondhaus issues du même niveau. En 1866, la Ville, de concert avec le Gouvernement militaire, décide d'amener par un tunnel les sources de la porte d'Eich vers le puits de la Porte-Neuve.

Des stations élévatoires sont construites dans la rue des Bains et plus tard à proximité de la porte d'Eich. En 1884, les anciens réservoirs logés dans les réduits de la forteresse ne présentant plus les garanties hygiéniques nécessaires, la Ville fut amenée à construire un grand réservoir d'une capacité de 1.600 m<sup>3</sup> au Limpertsberg.

Après l'épidémie de typhoïde de 1892 on abandonna les sources de l'ancien puits de la Porte-Neuve et on chercha de nouvelles possibilités d'approvisionnement. A cet effet, on réalisa en 1901 et 1902 le cap-

tage de 28 sources dans la vallée de la Mamer près de Kopstal. Cette eau fut refoulée jusqu'à Bridel dans un réservoir en maçonnerie d'une capacité de 1.100 m<sup>3</sup>. De ce réservoir, on alimentait la zone supérieure de la Ville ainsi que le réservoir des villages de Kirchberg et de Neudorf et, par l'intermédiaire du réservoir de Limpertsberg, les zones basses et moyennes de la Ville.

Au cours de la même période de la fin du 19<sup>e</sup> siècle et au début du 20<sup>e</sup> siècle, des efforts sont faits pour faire profiter la population tant des villes que des villages en pleine campagne des bienfaits d'une eau potable pour améliorer les conditions d'hygiène et de salubrité publique du pays.

Nous trouvons notamment dans les archives de l'administration des Services Agricoles des documents prouvant que dans la période entre 1853 et 1899, au total 46 projets de distribution d'eau ont vu leur exécution et que dans les années 1900 à 1917, 210 localités ont été raccordées à un réseau d'alimentation en eau potable. Une autre statistique, établie par l'Administration des Ponts et Chaussées, nous fait connaître que le développement de la longueur des réseaux de distribution d'eau augmentait de 440 km en 1905 jusqu'à 1.430 km en 1938. Entre les années 1915 et 1925, on constate un net ralentissement des investissements, dû aux effets et aux suites de la première guerre mondiale.

Dans les cantons du Bon-Pays, les réserves en eau étaient importantes grâce à la présence du grès de Luxembourg qui constitue une nappe aquifère considérable pour l'alimentation en eau potable de qualité excellente. Par contre les conditions géologiques de l'Oesling empêchent la formation de nappes d'eau souterraines d'une certaine importance. Ce furent surtout les cantons de Vianden, Clervaux, Wiltz et Redange où la qualité des eaux de source et les difficultés d'un approvisionnement des localités éparses ne rendaient pas possible une alimentation économiquement supportable pour les habitants.

Jusqu'en 1925, ces quatre cantons disposaient de réseaux locaux d'une longueur totale de 59 km alors que les autres 8 cantons du pays étaient desservis par un réseau long de 1.035 km.





Réservoir d'eau à Wasserbillig — 1906

Réservoir d'eau à Berbourg





Les responsables communaux de l'Oesling, ensemble avec les autorités gouvernementales, conscients des désavantages d'un manque d'eau potable pour la santé de la population et le développement économique de cette région, mettaient tout en oeuvre pour remédier à cette situation. Devant l'impossibilité de pourvoir à une alimentation en eau autonome pour chaque commune ou village, il ne restait que la possibilité d'attaquer le problème par la voie d'un syndicat de communes. Comme d'un autre côté, les réserves en eau potable de l'Oesling n'auraient jamais pu servir à l'alimentation de toute sa population, il fallait avoir recours aux sources du Bon Pays.

Après la création du Syndicat de Distribution d'Eau des Ardennes (DEA) les travaux furent entamés en 1926. L'eau de source du Bon Pays est refoulée par une station élévatrice installée à Useldange dans les réservoirs construits en différents endroits de l'Oesling, d'où elle est distribuée dans les réseaux communaux. Toutes ces réalisations étaient achevées avant la deuxième guerre mondiale. Cette belle oeuvre de collaboration a été complétée dans les années d'après-guerre par l'ajout de nombreux réservoirs et châteaux d'eau supplémentaires de façon à pouvoir fournir à toute la population des quatre cantons en cause une eau de consommation d'une qualité pure et saine. La réalisation de cette oeuvre de portée nationale a pu être menée à bonne fin grâce à la participation gouvernementale à raison de 50 % de la dépense.

Une autre région du pays pour ainsi dire déshéritée du point de vue de l'alimentation en eau de bonne qualité, était le bassin minier avec les cantons d'Esch-sur-Alzette et de Capellen. Cette situation a donné lieu à la création d'un syndicat ayant pour but l'alimentation en eau potable de ces deux cantons en 1908. Les premières réalisations ont pris naissance entre 1909 et 1911. Actuellement toutes les communes du canton d'Esch-sur-Alzette, la plus grande partie des communes du canton de Capellen, ainsi que la commune de Bertrange sont desservies par le Syndicat des Eaux du Sud (S.E.S.).

En dehors de ces deux grands syndicats intercommunaux, il existe des syndicats de plus petite envergure tel que celui de la distribution d'Eau du Sud-Est, celui de la distribution d'Eau de l'Est, ainsi que ceux de Remich, de Grevenmacher et de Wormeldange. Tous ces syndicats intercommunaux alimentent en eau potable la région de la Moselle où les formations calcaires et marneuses ne peuvent fournir que des eaux caractérisées par un degré de minéralisation très élevé, exigeant un traitement préalable. C'est la raison pour laquelle toute cette région mosellane s'alimente en eau potable à partir des sources jaillissant du grès de Luxembourg.

Aujourd'hui tous ces syndicats sont raccordés au réseau de SEBES (Syndicat des Eaux du Barrage d'Esch-sur-Sûre) ce qui garantit aux consommateurs une eau de bonne qualité en quantité suffisante pour tous les besoins.

Réservoir d'eau à Ellange et Château d'eau à Elvange





En 1905 il restait encore une population de quelque 86.000 habitants dépourvus d'une distribution d'eau centrale. Ce nombre s'était réduit jusqu'en 1950 à 14.000 personnes. Dans le but de faire profiter tout le monde d'un raccordement à une conduite d'eau, le Gouvernement fit voter la loi du 08.07.1950 lui permettant de participer jusqu'à 50% dans les frais de construction des réseaux de distribution d'eau supplémentaires.

Dès avant la construction du barrage d'Esch-sur-Sûre, à l'exception de quelques rares maisons isolées, toutes les habitations du pays étaient raccordées à un réseau d'alimentation en eau potable. Bien que cette situation fût du point de vue qualité de vie très remarquable, elle avait le désavantage d'avoir des répercussions fâcheuses sur le régime des sources et des ruisseaux nourris par les eaux de la puissante sédimentation du grès de Luxembourg. Comme la consommation d'eau par tête d'habitant ne cesse de s'accroître, il fallait trouver un moyen d'alimentation supplémentaire en eau potable. La construction du barrage d'Esch-sur-Sûre permettait de résoudre ce problème notamment en l'équipant à la fois comme producteur d'énergie électrique et comme réservoir pour le renforcement de l'alimentation en eau potable du pays.

La loi du 24 juin 1953 autorisa le Gouvernement à réaliser l'aménagement hydroélectrique de la Haute-Sûre en amont d'Esch-sur-Sûre. Les travaux sur le terrain commencèrent en 1955 et, à partir du 15 février 1960 la centrale entra en activité.

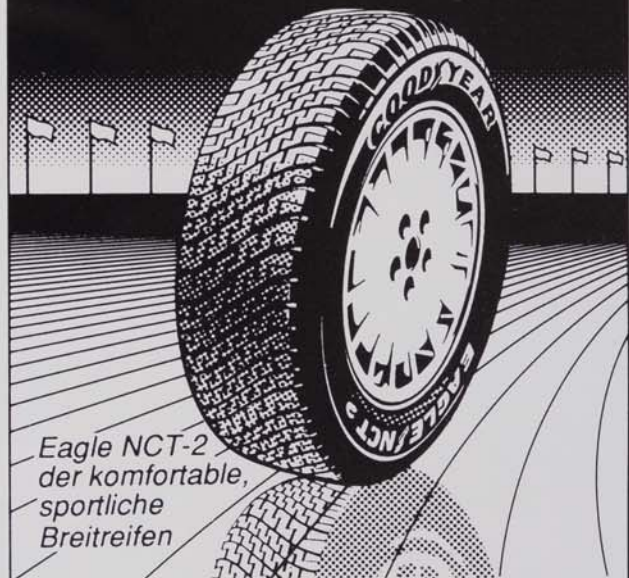
La construction du barrage prévoyait l'installation d'une usine de pompage à son pied pour refouler les eaux brutes jusqu'à la station de traitement d'où elles peuvent être pompées après filtrage dans un grand réservoir situé sur un point culminant près du village d'Eschdorf. De là les eaux s'écoulent par gravité vers les réservoirs de la Ville de Luxembourg et du Syndicat des Eaux du Sud et sont pompées vers le réseau de distribution des Ardennes. Le raccordement de la région Est du pays était également prévu.

Par les lois du 31 juillet 1962 et du 3 mai 1966, le Gouvernement fut autorisé à réaliser ces projets par l'intermédiaire d'un syndicat intercommunal pour l'établissement, l'entretien et l'exploitation de tous les ouvrages, installations mécaniques et canalisations destinés à l'utilisation des eaux puisées dans le lac d'Esch-sur-Sûre. L'Etat devait supporter la moitié des dépenses résultant de l'exécution de ces travaux.

Les premiers membres de ce syndicat ont été l'Etat, la Ville de Luxembourg, le SES et la DEA. A l'heure actuelle d'autres petits syndicats se sont joints au SEBES de sorte qu'aujourd'hui la majeure partie de la population du Grand-Duché peut bénéficier d'une eau potable de bonne qualité et en quantité suffisante.

La politique gouvernementale au cours de ce 20<sup>e</sup> siècle a donc porté ses fruits et nous pouvons dire sans exagération que dans ce domaine le Luxembourgeois se trouve dans une situation privilégiée vis-à-vis des autres membres de la Communauté Européenne, et que l'eau, qui dans l'Antiquité n'était que le privilège de la classe dirigeante, est devenue un bien de consommation à la disposition de chaque citoyen qui peut en jouir à sa guise dans l'intérêt de la santé, de l'hygiène et des loisirs.

PSSST...  
**GOODYEAR EAGLE NCT-2**  
**DIE LEISE REVOLUTION**



*Eagle NCT-2  
der komfortable,  
sportliche  
Breitreifen*

**GOODYEAR**  
TAKE ME HOME

**GOODYEAR S.A.**  
**LUXEMBOURG**

Téléphone: 8199-1  
COLMAR-BERG  
Télex: GDYR LU 2523



---

Editée par  
l'Association Lux. des Ingénieurs, Architectes et Industriels  
Luxembourg - 4 Bd G.-D. Charlotte - Tel. 451354  
Publication de  
l'Association Lux. des Ingénieurs, Architectes et Industriels  
l'Association Lux. des Ingénieurs

# REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE

---

janvier-mars 1994

1

## TUNNEL OF EHLERANGE

Fernand HUBERT civil engineer SCHROEDER AND PARTNERS

### Contents

For the construction of the new South Motorway in Luxembourg steel sheet piles have been widely used as a construction element for tunnels, bridges, retaining walls etc. The total length of this highway section, which will later be connected to the Belgian, German and French highway system is about 20 km and includes 3 tunnels, 11 bridge constructions and 3 pedestrian crossings. Geological conditions showing very hard clay with cemented calcareous layers and a groundwater level close to the surface were encountered over the whole layout line. One typical example was the Ehlerange tunnel where sheet piling had to face the triple challenge of extremely hard driving conditions, high vertical load bearing capacity added to the horizontal loading and perfect watertightness against hydrostatic pressure. Environmental aspects and tough administration regulations had their part in the difficulties. A detailed description of these and other supplementary problems and how adequate solutions have been worked out, will be given in this paper.



## **Introduction**

The "Collectrice du Sud" covers the most densely and the most industrialized region of Luxemburg. The main aim of this construction is to, as the name says, collect the interregional traffic, notably that of trucks whose pourcentage is considerable, and lead it to the highway net so as to soothe the traffic in agglomeration centers.

However, in three cases, it was impossible to bypass the habitation zones. The tunnel of Ehlerange is one of these cases, in which we have managed to lead the traffic underground.

The tunnel of Ehlerange passes under a habitated interurban road and a brooklet, almost inexistant except in spring - and autumn-time where it floods the surrounding meadows. Furthermore, an open canalisation, leading superficial waters from the highway to Luxemburg City, skirts the construction.



The bordering houses, of which the first few are only 20 meters away from the projected highway axis, are in maconary work and thus incapable to support important differential deformations.

The tunnel must be traversable for heavy construction vehicles, 12 months after the beginning of the construction. For administrative reasons, not due to the construction site, that deadline was prolonged to further three months.

## **Geology**

The popular countryside-names cannot describe it better: we are in the middle of the marshlands. Geological explorations, which for several reasons were only possible for half of the sites, were undertaken before the establishment of the tender. Thus the tender-specifications imposed a partial delay on the execution of the bored piles with the result to define in detail the order of the sheet piles later on.



The pressiometric profiles of the geotechnical study as well as the boring profiles enable us to distinguish three different mechanical behaviour zones that are layered in the following order:

- an alteration zone of approximately 4 to 5 m, in which the pressiometric deformation modulus  $E$  is inferior to 100 bars and the pressure limit  $p_l$  is inferior to 10 bars. The soil layers are silty clay, muddy at the surface and water-logged.
- a transition zone which ends at an approximate depth of 8 to 9 m and where the mechanical characteristics improve.  $E$  can increase to 1000 bars and  $p_l$  to 50 bars. The soils are a kind of weathered grey-yellow marl.
- a zone with considerable mechanical values in the stratified grey-black marl and the micaceous and sandy limestone, which become evident through the more or less rapid augmentation of the pressiometric values between 8 and 10 m.

If we consider the transition zone as a saturated complement, the substratum is composed of alternative dry and permeable layers of calcareous respectively marly nature.

The waterflow in the boreholes, from the bottom of the tubed pipe walls (rising at 60 cm/hr) was particularly strong in the strata of fossilified limestone at the level of the projected highway. This is due to the fact that the water pressure in the different bancs can be assimilated to the hydrostatic pressure of the corresponding levels.

### Description of the tunnel

The mode of construction and the structure should take into consideration the following subjections:

- impact on the natural environment and the bordering habitations. It was important to avoid any decrease of the groundwater level which would have severe ecological consequences; the shrinking of the muddy clay leading to differential settlements and

irreparable damages to the adjoining agglomeration.

- provisory deviations of the road and the brooklet. The traffic road had to stay in service during the whole construction period.

We thus had recourse to a construction method which is set up by preliminary processing of the structural elements, the concreting of the cover plate, the excavation and the finishing of the tunnel underground. This procedure is described in literature as "Méthode milanaise" (1).

In such a construction, the most costly elements, the lateral tunnel walls, must fulfill the following functions:

- transmit the vertical loads of the carried cover plate (earth, road, etc...).
- seal the tunnel against ground-water.

To accomplish this, three different types of elements were analysed :

- sheet piles
- diaphragm walls
- bored-pile walls

The predimensionning and the cost estimation gave the following results :

- sensible economical advantages for the " sheet pile solution " in comparison to the " diaphragm wall variant ";
- impossibility to carry out the variant " bored-pile wall " in the imposed delay;
- esthetic advantages of the variant " sheet pile " the variants " diaphragm wall " and "bored-pile wall " needed either important planning works of which the results seemed uncertain or they needed the construction of a supplementary bulkhead;
- the certainty to be able to seal the walls by simple welding of the sheet pile elements.

A typical example is the " Rhein-alleetunnel Düsseldorf " constructed during 1967/1968 (2).

The tunnel of Ehlerange has a total length of approximately 600 m, of which 370 m are for the access and exit ramps and 230 meters are covered. The width, composed of two lateral sidewalks, four (2 x 2) traffic lanes of 4,50 m each and of a central separating part, is 21,00 m in the tunnel and 23,60 m in the approaching zones. The profile inside the tunnel is 5,00 m.

The phasing of the construction, imposed by the tender-specifications, was the following:

- a) Construction of a clean and compact platform, constituted of 50 cm of calibrated blastfurnace scoria 0/50, the superior level of the platform being the level of the projected overlap.
- b) Boring of a row of central piles, interdistant of 7,50 m and informing the construction supervising authority of the gradual progress of the boring profiles.
- c) Detailed order of the sheet piles; the rolling being foreseen for precise dates and the confection of the curtain guaranteed by two workshops working in parallel.
- d) Control of the refusal followed by the concreting of the anchor webbing and the bearing of the cover plate.
- e) Setting up the prestressed anchor ties in the approaching zones.
- f) Provisory deviations of roads, networks and waterways on the already completed cover plate.
- g) Continuation of the construction works sub. c) etc.
- h) Putting back into place the infrastructure that was provisionally deviated.
- i) Excavation after the control of the bearing-capacity of the anchor ties.
- j) Underground finishing.



As the tunnel constitutes a low point of the highway, a system of pumping stations collecting the superficial waters and leading them to the draining system had to be foreseen.

## Bored piles

A row of bored piles, diameter 100 cm, interdistant of 7,50 m constitutes the central bearing of the cover plate. Each pile had to be dimensionned to support 7500 KN.

The bearing capacity force at the rupture  $q_l$  is related to the pressiometric limit  $p_l$  of the site by a linear function:

$$q_l - q_0 = k (p_l - p_0)$$

This formula, with the results of the pressiometric soil investigations, proved to be particularly reliable for the calculation of diverse types of foundations, deep or shallow along the "Collectrice du Sud" for a similar substratum.

$k$  = bearing factor (3) varying from 0,8 to 9 according to the restraint, the form of the foundation and the nature of the soil.

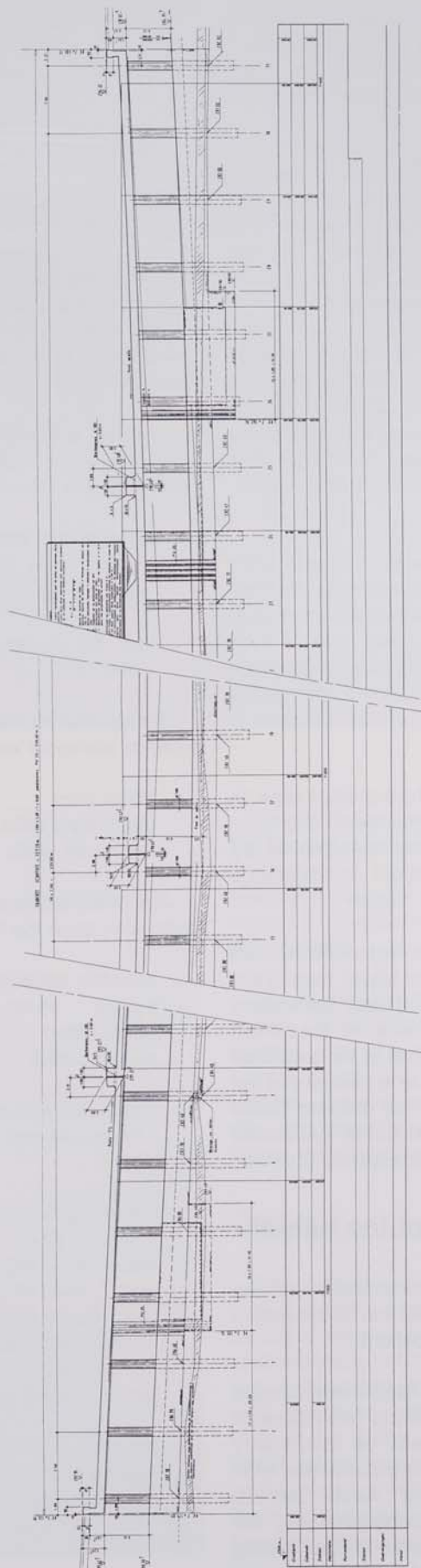
$q_0$  = vertical pressure at rest of the soil at the level of the base on its perimeter after construction.

$p_0$  = horizontal pressure at rest of the soil at the investigation level (moment of investigation).

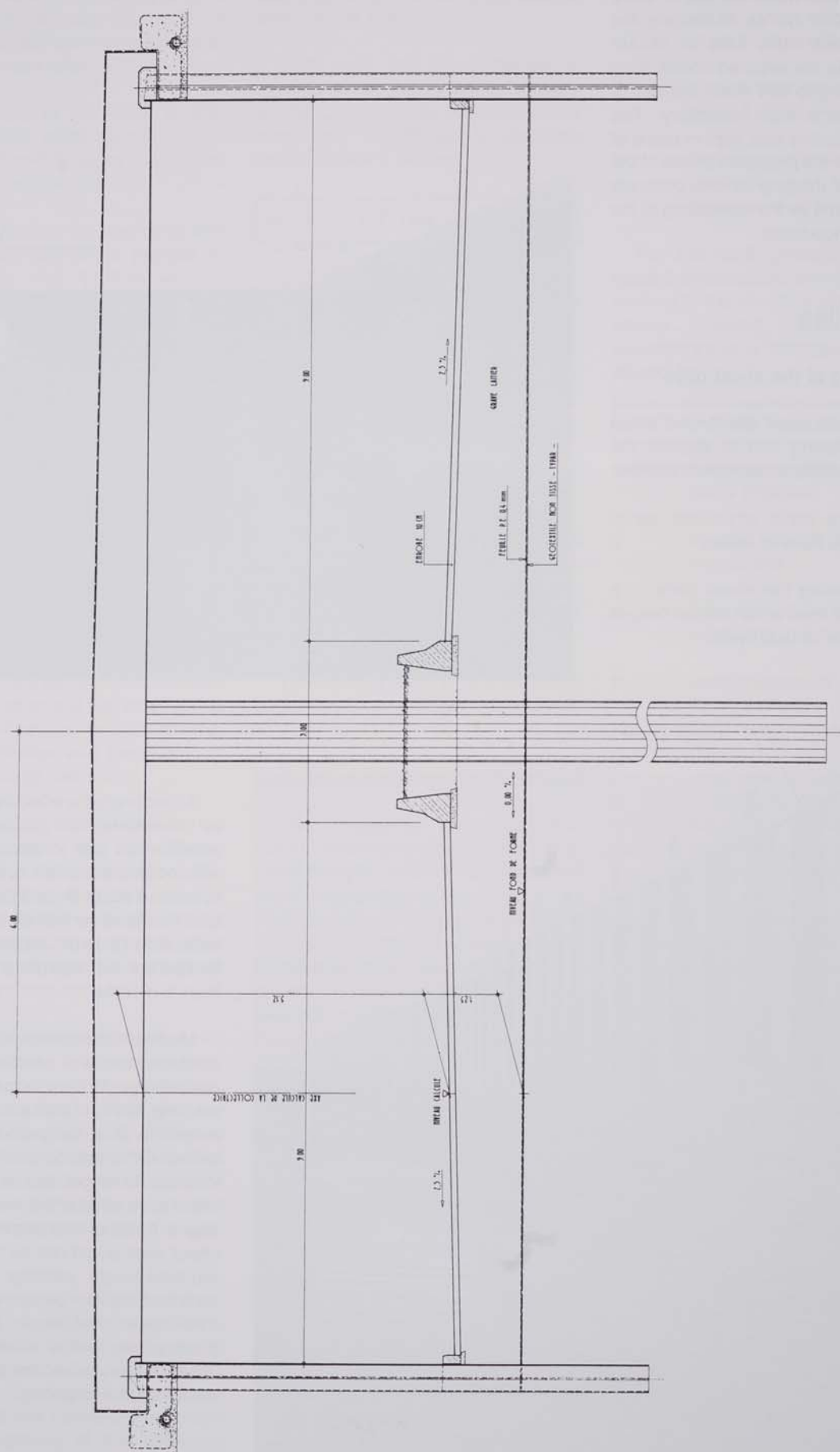
$p_l$  = limit pressure corresponding to the limiting state of failure of the soil, when put under increasing uniform pressure on a wall of a cylindrical cavity.

In this manner, the lengths of the piles were calculated, starting at the level of the platform and going to 15 m. In order to limit the deformations only to the elastic deformations of the piles, lateral frictions were not taken into consideration.

Provisory tubing, forestalling the excavation, were imposed by the tender-specifications. Because one had to do the concreting underwater, the use of well tubes penetrating at least









50 cm in the fresh concrete were indispensable. So as to reduce the water-cement ratio and to obtain nevertheless the required consistency K3, according to DIN 1045, the use of superfluificants was necessary. The provisory coating was kept in place at the height of the projected profile of the tunnel. The integrity of the concrete was controlled by the monitoring of the constant impedance.

## Sheet piles

### Processing of the sheet piles

The construction site for the sheet piles processing had to respect the impositions of the tender-specifications:

- limit the sonic emissions, so to say, the level of noise;
- penetrating the sheet piles to a minimal level which can be deeper than the refusal level.



According to the effective regulations in Luxemburg, the noise level of a construction site in an urban district with moderate circulation, is not allowed to exceed 60 db (A) at daytime. For the site, this level cannot be exceeded by more than 15 db (A), with the restriction that the construction doesn't last longer than 6 months.

Modern vibro-drivers, adapted to the circumstances, satisfy these restrictions. Where a pile hammer, emitting 100 to 115 db and of which the reduction is a logarithmic function between the source and the place of interest, no longer can be applied to a site of such an extension near habitation zones. It was of course evident that the sheet piles could not be driven to the required levels, passing calcareous layers with a limit pressure superior to 100 bars, without preliminary dislocations. After several vain or unsatisfactory trials, the solution held back was the following:



- preliminary dislocations by tangent preboring, diameter 60 cm, so as to completely enrobe the perimeter of the sheet piles;
- exchange of the soils in situ particularly inapt almost cohesif with vibro-driving by calibrated blastfurnace scoria 0/50;
- factory filling of the interlocks, with a plastical bituminous product, to diminish the friction in the interlocks;
- driving of the sheet piles in different steps, so as to reduce to a maximum the contact surface creating eccentricities, being particularly negative for the correct efficiency and procedure.

If to increase the efficiency of the processing, there were better solutions than that of the blastfurnace scoria 0/50 eg : river gravel - it is evident that such a procedure way created a formidable draining - by bypassing or traversing the interlocks towards the interior part of the tunnel. The calibration of the substitution soil had as effect: its dynamic compaction by vibro-driving, its latent hydration and the closing of the void by case hardening.

The preboring descendent to the calculated levels, the vibro-driving executed until complete refusal, the overlength being foreseen for this effect. The required verticality, 1% of the bored length, was accomplished without any problems. No damage on the interlocks was stated.

The most important properties of a vibro-driver are the number of rotations, the rotation moment, the centrifugal force, the amplitude and the acceleration of the eccentricity. The latter is usually situated between 10 to 30 g. The amplitude and the centrifugal force that are required for a given substratum are in relation with the searched driving-depth.

A reliable mechanical theory of vibro-driving has not yet been elaborated. Thus one had to take recourse to investigations done in similar soils, see preliminary testings. Under these conditions, it was particularly important that the frequency of the apparatus

was adjustable so as to be able to adapt to the site.

Until now, the phenomenon of induced vibrations to the substratum by this procedure is not theoretically admissible. The diffusion to bordering constructions is defined by:

$$A2 = A1 \cdot [X1/X2]^{1/2} \cdot \exp[-k \cdot f(X2 - X1)/C]$$

A1,2 : amplitude of the vibratory movement at the sites X1,2

f : vertical frequency of the induced deformation

K,C : factors according to (4) depending on the nature of the soil

Effected measurements at different places near the houses did not show any excessive vibratory speeds. No damage was stated, nor any reclamation were made.

The anxiety that a human being could feel is more or less subjective.

#### Calculation and control of the refusal

The consideration of the interaction construction-soil continuous, that considerably reduces the required sections of an arched structure can be neglected for a rectangular structure flushing the surface. The static system of the sheet piles could be put on as a girder on two elastically restrained bearings in a substratum of which the maximum deformation is defined by:

$$\sigma_{max} = \frac{\max M}{W} + \frac{P}{A} + \frac{P \cdot f}{W} \leq \sigma_{zul}$$

$\sigma_{max}$  : maximum sollicitation

$\sigma_{zul}$  : limit sollicitation following EAU (5) or EAB (6) according to load case

A : section of the sheet pile profil

W : section modulus of the sheet pile profil as function of the interlocks

f : cumulated exentricity of the elastic deformations and the imperfections of the execution

P : vertical sollicitation due to the beared loads

M : bending moment due to earth pressure and hydrostatic pressure resp. hydrodynamic

For the earth pressure, the calculated deformations as well as a virtual rotation of the structure at the bearing points, allowed us to take into consideration a triangular loading defined by:

$$eah = \gamma' \cdot kah \cdot h - 2 \cdot c' \cdot kach$$

eah : horizontal component of the earth pressure

$\gamma'$  : specific wheigt of the water-logged soil

c' : cohesion of the drained soil according to EAU (5)

h : level in question

$$Kah = \cos^2 \varphi' / [1 + [\sin(\varphi' + \delta a) \sin \varphi' / \cos \delta a]^{1/2}] \quad (7)$$

$$Kach = \cos \varphi' \cdot \cos a / [1 + \sin(\varphi' + \delta a)] \quad (7)$$

$\varphi'$ : friction angle of the water-logged soil

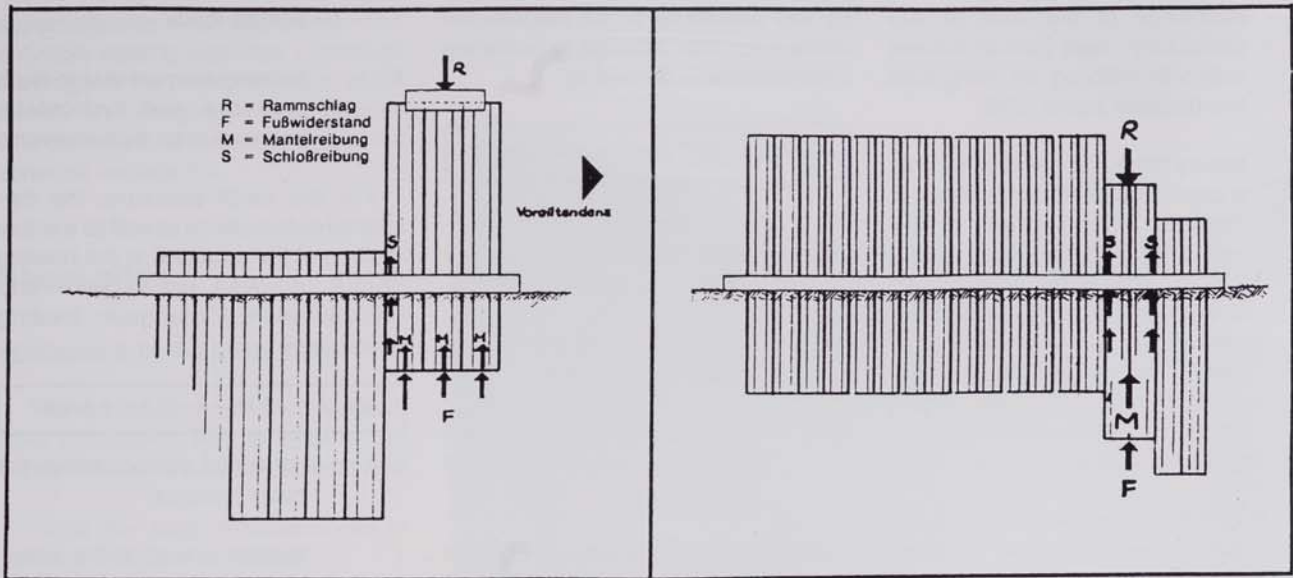
$\delta a$ : inclination of the sollicitations referred to the horizontal plan

The ractions of the soil at the bottom of the excavation were calculated according to (8)

In function with the relative sheet pile-substratum movement and following the considered phases - of construction or of service - the factor "da" could be inverted, thus having a considerable influence on the Kah and Kph.

Whereas in functional state, the waterproofness of the tunnel justifying the application of a hydrostatic pressure on the walls, in the phase of construction, the flows bypassing the curtain could not be excluded. Such hydrodynamic effects amplify the pressure and diminish considerably the resistance of thrust of the soil (5.6 and 7)





Eccentricities due to contact surface

Driving in different steps



Relative sheet pile - substratum movement following the considered phases



Furthermore the security at blow should be guaranteed (5).

Thus the fixed depth of the sheet piles in the substratum is defined by: the depth of the refusal, the fixing in a impermeable strata, and by the required height due to the thrust and the hydraulic effects. The minimal depth was 1,50 m under excavation level, the excavating phase seemed to be the most critical one. So as to increase the security, one decided that the earth fill on the tunnel could only be put in place after the confection of the substructure of the highway and that the last meter of the earthwork could only be done in phases.

The sheet piles had to be dimensioned to support 550 kN/m. The bearing load and the refusal level were determined by the application of the equation (3). The preboring method and the substitution of the soil as well as the lateral friction induced to the curtain by the insitu soil during the control were unknown factors, which were difficult to take account of. The first controls with a hydraulic hammer were nevertheless reassuring; after ten blows and a set recording of some millimeters, the complete refusal was reached.

The bearing capacity after the excavation had to be constituted by the pivot resistance. A control with the diverse pile formulae would have been particularly inapt. In case of doubtful results, one would have to take recourse to the CASE method, as described by Kolymbas (9).

## Finishing

Pumping stations being installed to collect the rainwater, the search of the perfect waterproofness of the bottom of the tunnel would have entailed considerable expenses that couldn't be justified.

Thus a surface draining at the bottom of the excavation collecting the eventual groundwater, leading it to the pump pits, was foreseen. Its quantity wasn't important in comparison with the rainwater flows. The thickness of the substructure consisting of blastfurnace crushed gravel with the addition of

cement is related to the security at the blow as described before.

The presence of the plastic product in the interlocks does not permit to weld end to end. The sealing work was executed by welding the steel angles onto the interlinks.

The corrosion protection of the sheet piles on the tunnelside - on the soilside the groundwaters did not contain corrosive particles - was executed by a projection of abrasive DS 3 and by an application of a primary zinc epoxy coating, thickness 40 mm, of an intermediate coating of iron oxide epoxy, thickness 100 mm and of a finish coating in polyurethane, thickness 40 mm.

## Coverplate

The cover flat slab has a thickness of 90 cm. The preponderant dimension factor was the punching effect in the zone of the bearing piles. Considering the difference of the coefficient of the thermal extension of steel and concrete, one had to separate the two materials by cuttings, by inserted slipcuttings.

Such a smooth structure is particularly insensible to eventual differential settlements. The muddy substructure did not permit to bear the deadweight of the concrete in one time. The formwork of the slab consisted of shuttering boards laid down on the ground. The concreting was done in two phases, firstly with a thickness of 30 cm which constituted a kind of precast floor. In the second phase, the rest 60 cm were concreted.

Note that the projected slipping joint at two points in the slab wasn't justified. This joint constitutes a possible failure point, it is expansive and it slows considerably the continuity of the construction. This could be avoided by technical improvements.

## Conclusion

The construction ended at the imposed deadline and within the preevaluated limits of the cost estimation. The impact on the environment was minimal. The global aspect of the engineering structure is a success. A similar construction method will soon be applied to build an underground pedestrian passage under a railroad track and also for a downtown underground parking lot.

Scientific research projects will be necessary to provide more theoretical background for the application of vibro-driving.

- 1) Veder, Chr.: Ausführung moderner Gründungen. Der Bauingenieur (1966), H.6.
- 2) Tamms, F., Beyer, E., Pause, H. und Witteler, H.G.: Die Kniebrücke in Düsseldorf. Bau des Rheinalleetunnels. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf
- 3) La pressiométrie de Louis Ménard, Note générale.
- 4) Schulze V.E., Simmer K.: Grundbau (Band 2). Teubner 1978
- 5) Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" EAU 1985. Ernst u. Sohn.
- 6) Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" EAB. Ernst u. Sohn.
- 7) Taschenbuch für den Tunnelbau 1984, "Baugruben" Verlag Glückauf GmbH.
- 8) Taschenbuch für den Tunnelbau 1985, "Baugruben" Verlag Glückauf GmbH.
- 9) Kolymbas D.: Pfahlgründungen Springer-Verlag



PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

**PONT sur l'ALZETTE**





## **PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE**

- I. INTRODUCTION
- II. DESCRIPTION GÉNÉRALE
- III. LE MONTAGE

# PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

par

**René BIWER**

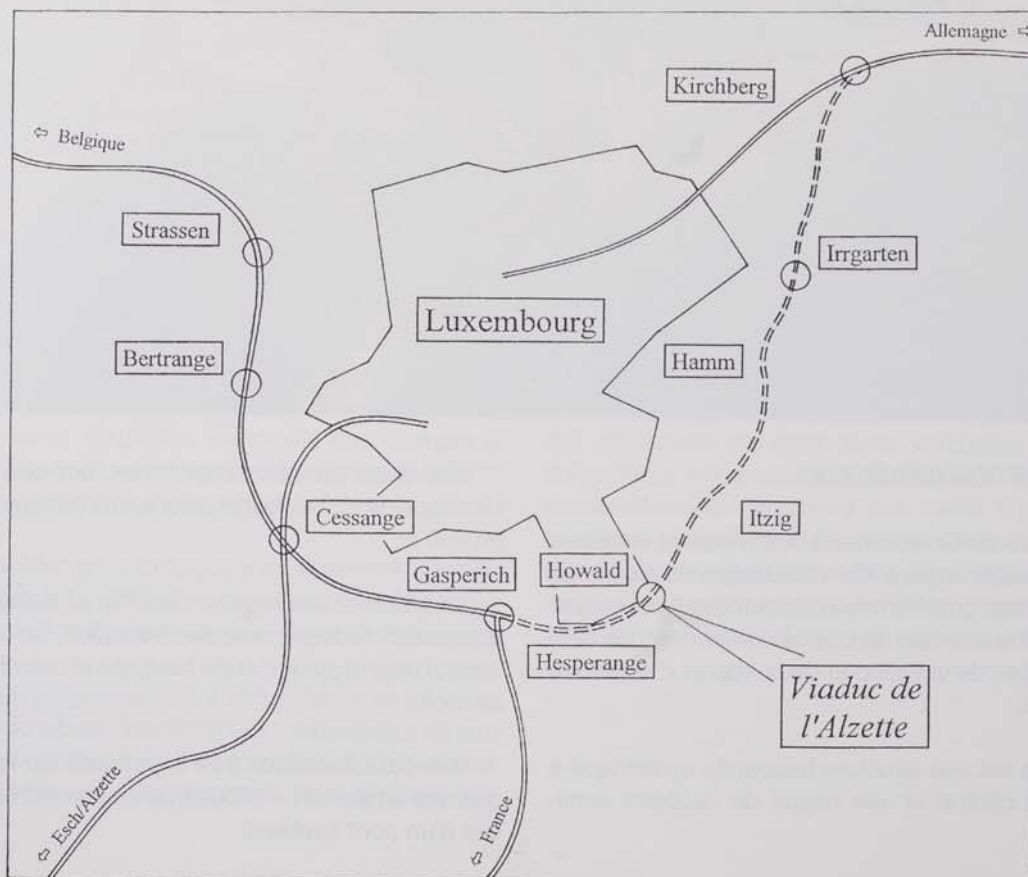
Ingénieur des Ponts et Chaussées

## I. INTRODUCTION

Le pont de l'ALZETTE se situe sur le Contournement Sud-Est de la Ville de Luxembourg, qui relie les autoroutes vers la Belgique et vers la France avec celle joignant l'Allemagne à l'Est de la Ville de Luxembourg.

Le Contournement de la Ville de Luxembourg a une longueur totale de quelque 17 km, dont la partie Ouest,

reliant les autoroutes d'Arlon, d'Esch-sur-Alzette et de Thionville est en service depuis 1978. La décision de la construction du tronçon Sud-Est a été prise par arrêté gouvernemental du 22.05.1987 pour la partie allant de la Croix de Gasperich au Rond-Point de l'Irrgarten, tandis que la partie Nord jusqu'au Kirchberg ne fut approuvée que le 30 novembre 1990. Les travaux ont commencé en avril 1989 avec la construction du Viaduc de la Drosbach.





La partie Sud-Est du Contournement de la Ville de Luxembourg est caractérisée par sa multitude d'ouvrages, à savoir:

- le Viaduc de la Drosbach d'une longueur de 224 m,
- le Tunnel de Howald long de 471 m pour le tube amont resp. 433,5 m pour le tube aval,
- le Pont sur l'Alzette d'une longueur de 260 m,
- le Viaduc d'Itzig d'une longueur de 154 m,
- le Viaduc de Hamm d'une longueur de 196 m,
- le Tunnel du Cents, tranchée couverte longue de 310 m,
- les Viaducs de Neudorf de longueurs de 126 resp. 252 m.

Le plus prestigieux de ces ouvrages est certainement celui de l'Alzette, puisqu'il s'agit d'un pont haubané, les autres ouvrages étant des ponts à poutres continues soit à section mixte acier-béton, soit en béton précontraint pour les Viaducs de Neudorf.

C'est en date du 20 juillet 1990 que le Conseil de Gouvernement a approuvé, sur le vu d'une maquette sur l'implantation topographique, la construction d'un pont haubané à Hesperange sur le Contournement de la Ville de Luxembourg.



## II. DESCRIPTION GÉNÉRALE

L'autoroute du Contournement traverse la vallée de l'Alzette à Hesperange, à 40 m au-dessus du niveau de la rivière. La topographie très accidentée et l'occupation du site ont imposé une structure comportant un seul appui au milieu de la vallée et deux appuis d'extrémité sur les flancs.

L'ouvrage est une structure haubanée symétrique à un seul mât central et une nappe de haubans semi-radiaux.

Les deux travées suspendues ont une longueur identique de 130 m, la longueur totale de l'ouvrage étant de 260 m.

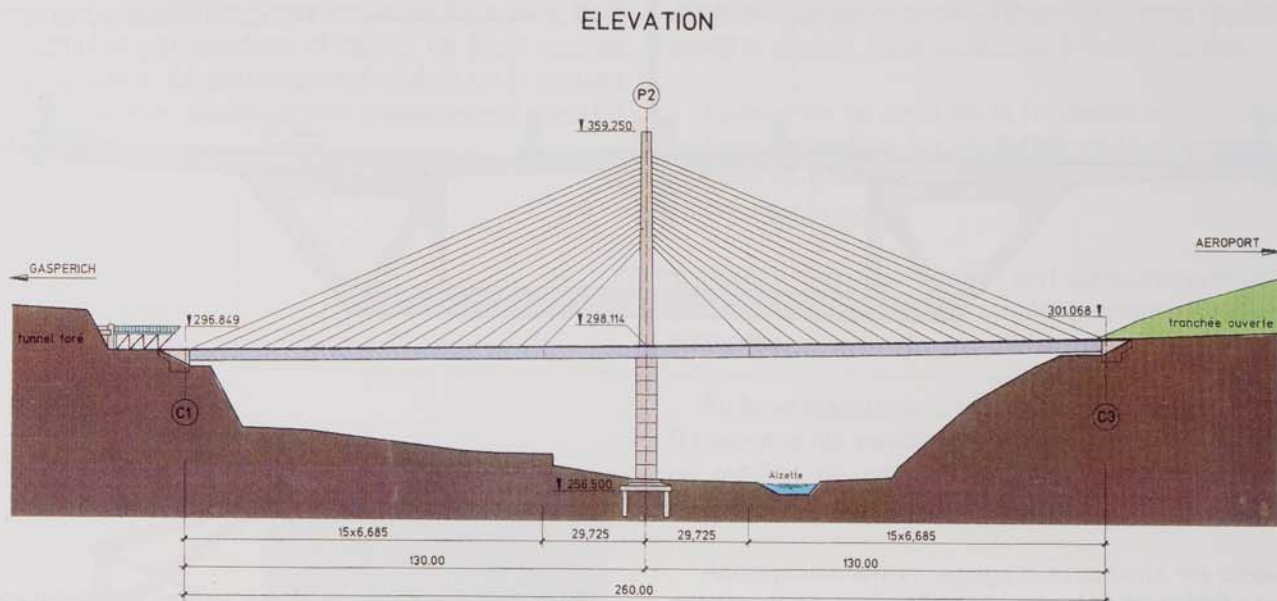
Le tablier a une largeur de 27 m et comporte deux chaussées à deux voies de circulation, un séparateur central pour le pylône et les haubans et deux trottoirs de service.

Une caractéristique très importante est la courbure de tracé en plan ( $R = 1750$  m), chose assez rare dans le cas d'un pont haubané.



La qualité du grès de Luxembourg qui affleure au niveau des culées d'extrémité permet une fondation directe. Les culées en béton armé sont essentiellement

composées d'un radier de 2,50 m d'épaisseur, de 5,50 m de profondeur et de 26,40 m de largeur, d'un mur garde-grève et de murs en retour.



La pile principale supportant le pylône est située sur la rive gauche de l'Alzette. Elle a une hauteur de 45 m. Sa semelle de fondation de 15 m de diamètre et de 3,50 m d'épaisseur s'appuie sur 24 pieux forés de 1,50 m de diamètre, ancrés dans le substratum rocheux à quelque 10 m sous le niveau du terrain naturel.

La pile en béton armé dont les dimensions extérieures sont de 6,0 x 6,0 m, présente un vide intérieur dissymétrique de telle manière à rapprocher son centre de gravité de la résultante vectorielle des charges à supporter. Trois des voiles ont une épaisseur de 0,55 m alors que le quatrième a une épaisseur de 2 m.

Sous le tablier la pile s'élargit transversalement jusqu'à 7 m pour former un chevêtre support où sont encastrés à la fois le pylône et les deux caissons métalliques.

Le pylône proprement dit a une hauteur de 61,25 m au-dessus du tablier. Ses dimensions extérieures varient de 4 x 4 m au pied jusqu'à 3 x 3 m en tête. Il contient une structure métallique d'accrochage des haubans sur 26,75 m.

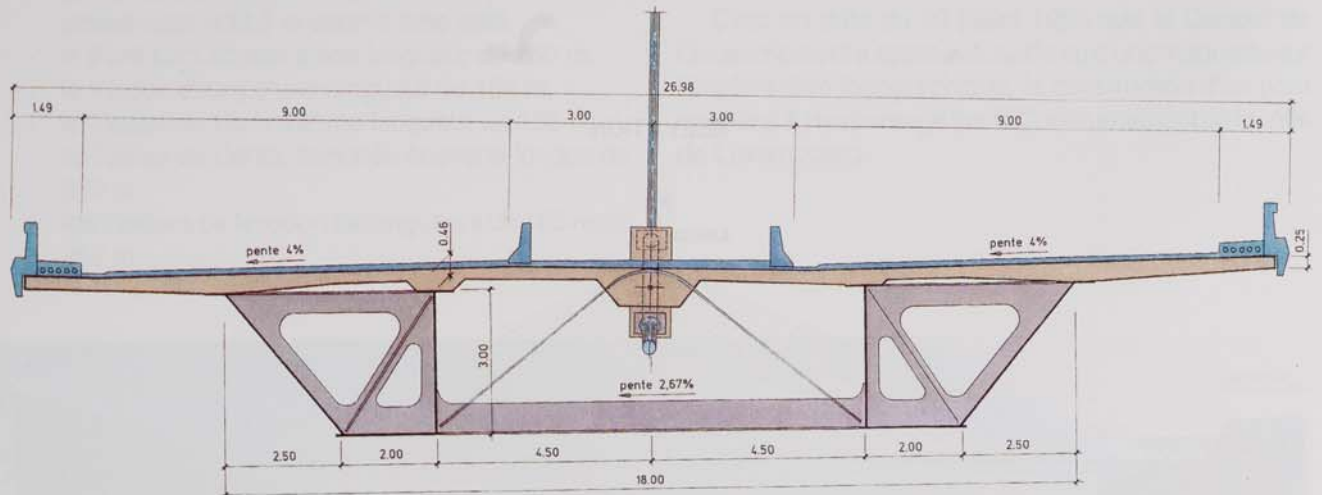
Il est en béton précontraint et la partie basse sous la zone d'accrochage des haubans a une section avec vide intérieur dissymétrique pour déplacer son centre de gravité vers l'intérieur de la courbe de l'ouvrage en plan. Une précontrainte verticale de 18 câbles 19T/15 équilibre les moments fléchissants dus à la courbure du pont et assure une bonne verticalité sous les charges permanentes.

La structure métallique d'accrochage des haubans est composée de deux tôles verticales de 20 mm d'épaisseur sur lesquelles sont soudés des éléments transversaux qui reçoivent des culots d'ancrage des haubans. L'équilibrage des composantes horizontales des efforts se fait directement par les tôles métalliques tandis que les composantes verticales sont transmises au béton par l'intermédiaire de goujons connecteurs.



3 - 1993

## COUPE TRANSVERSALE



Le tablier est du type mixte acier-béton et se compose de deux caissons métalliques trapézoïdaux avec cadres d'entrecroisement et une dalle en béton armé d'épaisseur variable.

Les deux caissons métalliques ouverts en U (une âme droite et une âme inclinée) ont une hauteur de 3 m. Les semelles supérieures de chaque caisson, entredistantes de 4,50 m, ont 800 mm de largeur et une épaisseur constante de 25 mm.

L'âme droite a une épaisseur variant de 20 à 33 mm tandis que pour l'âme inclinée, l'épaisseur varie de 22 à 40 mm. La largeur du fond de caisson est de 2 m et la tôle a une largeur de 2300 mm avec une épaisseur variant de 20 à 100 mm. Dans la zone du pylône une tôle à épaisseur uniformément variable est utilisée.

Les deux caissons sont distants de 9 m entre âmes intérieures. Les tôles constitutives ne sont pas raidies longitudinalement, excepté localement pour le poussage.

Les diaphragmes en tôle de 20 mm espacés tous les 6,685 m assurent l'indéformabilité de la section et permettent de faire passer de l'âme extérieure vers le centre les efforts à supporter par les haubans.

Entre les deux caissons des cadres triangulaires métalliques entredistants de 6,685 m amènent aux haubans les charges transmises par chacun des deux caissons métalliques. Ils reprennent donc la composante verticale des efforts des haubans. Ces éléments sont constitués de plats et profils en T reconstitués, dont les épaisseurs varient de 20 à 60 mm. Aux culées d'extrémité, ces cadres sont dédoublés pour résister au surcroît d'effort provoqué par la transmission aux appuis des moments de torsion. Longitudinalement, s'appuyant sur les éléments transversaux, une passerelle est prévue de manière à faciliter la surveillance et la maintenance de la structure métallique et plus particulièrement des culots d'ancrage inférieurs des haubans. Des échelles intérieures permettent l'accès aux culots d'ancrage des haubans et jusqu'à la tête du pylône.

La dalle de platelage en béton a une largeur de 27 m et une épaisseur variable de 25 à 46 cm.

Elle fléchit transversalement en s'appuyant sur cinq appuis, à savoir les quatre âmes des caissons métalliques et le renfort central.

Elle comporte dans son axe les bossages d'appui des culots de haubans et reprend ainsi la composante horizontale des efforts de la suspension.

### III. LE MONTAGE

Le pont est mis en place par lancement à partir de la culée côté Itzig.

Pour permettre ce montage quatre palées provisoires sont installées dans la vallée.

Les caissons métalliques, qui sont amenées au chantier avec des longueurs variant de 9,5 à 28 m, sont assemblés par soudure et munis de leurs cadres transversaux. Le poussage est réalisé en 8 phases différentes avec des longueurs d'avancement allant de 23 à 53 m.

Le déplacement se fait sur des appuis glissants en néoprène-teflon-inox, l'effort de poussage étant appliqué à la structure par deux blocs de vérins hydrauliques d'une capacité de 50 tonnes chacune.

L'accostage sur les appuis et la reprise de la flèche du porte-à-faux qui peut atteindre 1,20 m se fait au moyen de deux béquilles installées à l'avant de la structure et s'appuyant sur les palées provisoires. Elles sont manoeuvrées par deux treuils électriques d'une capacité de 60 to chacun, fixés également à l'avant du pont.

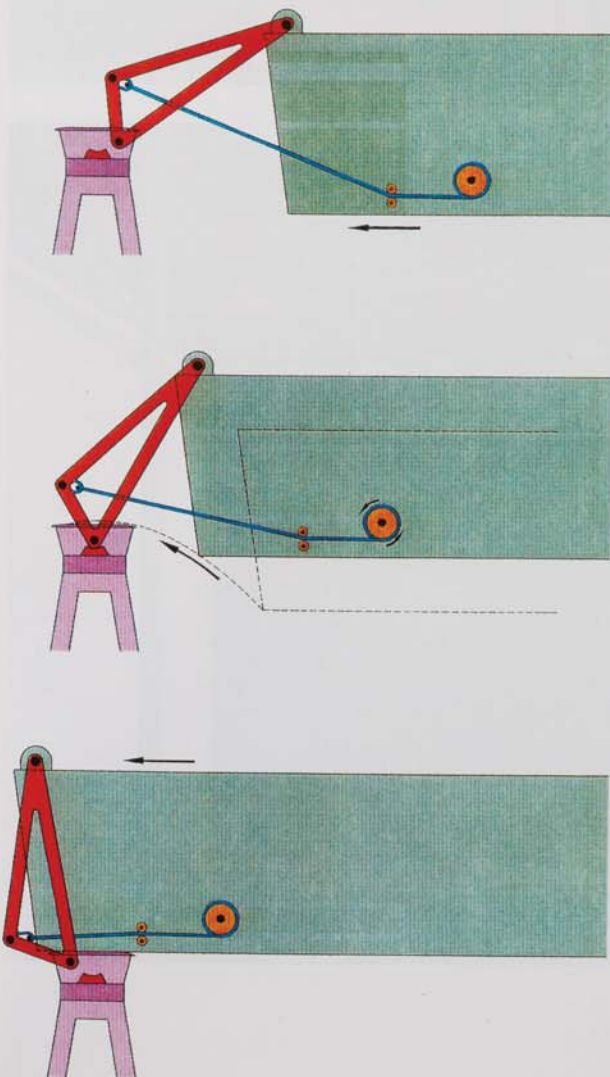
Après mise en place de la charpente métallique et réglage des niveaux, la dalle est bétonnée moyennant 2 chariots de bétonnage avançant symétriquement des culées vers le pylône.

Après bétonnage du tablier, les haubans peuvent être mis en place, en travaillant symétriquement par rapport au pylône.

Au fur et mesure de la mise en traction des haubans, la précontrainte verticale du pylône est installée et mise en tension de manière à éviter des sollicitations transversales trop importantes dans le pylône.

Après placement et réglage des haubans, les palées provisoires sous le tablier sont enlevées. L'ouvrage peut être muni de ses équipements de sécurité, des chapes d'étanchéité et des revêtements après la mise en place d'un minimum de 2 x 8 haubans.

Avant la mise en service, les haubans sont réglés définitivement et la structure doit subir un essai de chargement pour contrôler son bon comportement.







## INTRODUCTION

# ÉTUDES SPÉCIALES

J.-M. CREMER, V. de VILLE de GOYET



## ÉTUDES SPÉCIALES

### **1. Introduction**

- Description des études réalisées
- Description du programme de calcul

### **2. Phases de construction**

2.1 Comportement spatial de l'ensemble caissons métalliques et contreventement.

2.1.1 Hypothèses

2.1.2 Résultats

- Considération générales  
(la statique du problème)
- Comportement de la structure réelle

2.2 Le phénomène de patch loading

2.2.1 Buts de l'étude

2.2.2 Hypothèses

2.2.3 Résultats des simulations numériques

2.2.4 Description de l'essai in situ

### **3. En service**

3.1. Descrétisation spatiale de la structure

3.2. Effets dynamiques

3.2.1 Modes de vibration

3.2.2 Instabilités aérodynamiques

3.3 Effets de second ordre

3.3.1 Modes d'instabilité

3.3.2 Comportement non linéaire pas à pas

## 1. INTRODUCTION

Une structure telle que ce pont haubané à tablier mixte acier-béton avec un tracé en plan courbe demande des études spéciales particulièrement poussées. Il s'est avéré nécessaire d'examiner en détail le comportement du pont tant lors de ses phases de construction que lors de sa mise en service.

Comme il a été expliqué en détail ci-dessus, les deux caissons métalliques ont été mis en place par poussage avant bétonnage de la dalle. Lors de cette étape, les deux caissons étaient solidarités au droit de chaque diaphragme, au niveau de leur semelle inférieure, par une poutrelle en té définitive et, en semelle supérieure, par un tube circulaire provisoire. Ce dispositif était complété par les deux tirants métalliques qui, en service, permettent de transmettre les efforts des haubans vers les fonds de caissons.

Deux problèmes ont dû être étudiés avec soin:

- Le comportement spatial de chaque caisson qui, au vu de leur dissymétrie, et de la courbure en plan étaient sollicités en torsion pour entre autre obtenir la répartition des efforts dans le té et le tube circulaire;
- Le phénomène de patch loading dans chacune des parois du caisson afin de vérifier que, lors du passage au droit des palées provisoires et des appuis définitifs, la sécurité était suffisante vis-à-vis du poinçonnement. En service, un pont haubané peut présenter divers phénomènes d'instabilité. Tout d'abord, il faut vérifier que le vent ne risque pas de provoquer des instabilités aéroélastiques susceptibles d'engendrer:
  - soit des désagréments d'ordre physiologique telle que des vibrations perceptibles par l'homme ce qui entraînent un sentiment d'insécurité.
  - soit des ruptures prématurées, par fatigue, d'éléments structuraux tels que les haubans.
  - soit une ruine de la structure générée par une entrée en résonance du tablier s'il apparaît un couplage entre le mode des vibrations en flexion et en torsion.

Enfin, dans un pont haubané, l'ensemble des éléments porteurs, hormis les haubans, sont sollicités essentiellement en compression. Il est donc primordial d'évaluer les premières charges critiques et de vérifier

son comportement non linéaire au cours de sa mise en charge. Ce dernier calcul permet d'estimer l'importance des effets du second ordre pour éventuellement affiner le dimensionnement qui, lui, a été réalisé à partir de la théorie du premier ordre.

L'ensemble de ces études spéciales ont été entreprises par le programme de calcul, non linéaire, FINELG, basé sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel, développé initialement à l'occasion de plusieurs thèses du doctorat dans le département M.S.M. (Mécanique des matériaux, Stabilité des constructions et Mécanique des structures) de l'Université de Liège, a fait l'objet d'un important programme de recherches européen de trois ans et demi (projet BRITE) co-financé par la Communauté Européenne et trois partenaires industriels dont le Bureau d'Etudes GREISCH.

Ce programme permet d'obtenir trois types de résultats:

- les charges critiques et les ondes d'instabilité de la structure;
- les fréquences propres de vibration de la structure avec ou sans prise en compte des efforts intérieurs.
- le comportement réel de la structure en cours de chargement avec la prise en compte des grands déplacements, des phénomènes d'instabilité (flambement pur, flambement par flexion et torsion, déversement des poutres, voilement des tôles, ...), des lois constitutives non linéaires du matériau (lois élasto-plastique pour l'acier, le béton, l'aluminium,...), des contraintes résiduelles provoquées par le laminage, le soudage, d'une déformée initiale, etc...

Il offre la possibilité de simuler le comportement de la plupart des structures de génie civil qu'elles soient composées d'éléments tels que des câbles, des haubans, des barres de treillis, des poutres, des plaques, des coques, que leurs modes d'assemblage soient rigides ou semi-rigides et que leur conditions soient unilatérales ou non.

En outre, le travail de l'ingénieur est facilité

- lors de la préparation des données, d'une part, par sa connexion avec un catalogue de profilés qu'ils soient laminés ou pliés et d'autre part, grâce à un préprocesseur interactif et graphique, EMAIL;



- lors de l'interprétation des résultats, grâce à son postprocesseur graphique, DESFIN, qui permet de visualiser, par exemple, la déformée, les diagrammes d'éléments de réduction, les croix de contraintes principales, les courbes de niveau de contraintes ou de déplacements, les schéma de plastification,....

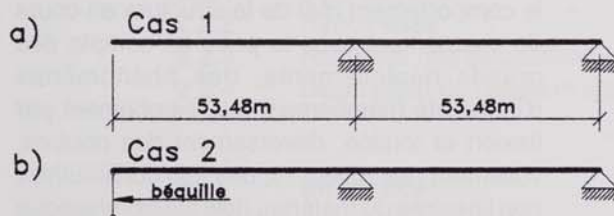
## 2. PHASES DE CONSTRUCTION

### 2.1. Comportement spatial de l'ensemble caissons métalliques et contreventements

#### 2.1.1. Hypothèses

Le but de l'étude est d'évaluer les déformations des caissons et les efforts dans le contreventement durant les opérations de poussage sous l'effet du seul poids de l'acier. Les principales configurations retenues sont les suivantes:

- encorbellement maximum de 53,48 m (fig. 1.a)
- accostage des caissons sur une palée par l'intermédiaire des béquilles (fig. 1.b).



- la section des caissons est supposée indéformable suite à la présence des diagrammes;
- le gauchissement des caissons (ou phénomène de bi-flexion) est considéré grâce à la théorie de VLASSOV;
- les tirants métalliques sont négligés;
- le matériau est élastique linéaire;
- le chargement est représenté par une charge répartie et constante, le poids de l'acier majoré de 35%, appliqué en G, le centre de gravité d'un caisson.
- les caractéristiques statiques principales de chaque caisson sont les suivantes:

$A = 0,3289 \text{ m}^2$	Dans les axes $X_R, Y_R$
$I_x = 0,3415 \text{ m}^4$	position de G: $X = 2,722 \text{ m}$
$I_y = 0,9671 \text{ m}^4$	$Y = 1,336 \text{ m}$
$C_t = 0,1136 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$	Angle $\alpha = 19,58 \text{ deg}$
$I_w = 0,1376 \text{ m}^6$	position C: $X = 3,889 \text{ m}$
	de $Y = 1,036 \text{ m}$

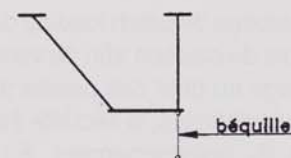


Figure 1

Au cours du poussage, des vérins d'équilibrage assurent l'égalité des réactions au droit de chaque âme. Leur résultante passe donc par le point A (fig. 2).

Chaque caisson (fig.2) est discrétisé par des éléments fins de type poutre dont l'axe de référence est PP. Ce point P est situé à la verticale de A et à l'horizontale du point B, centre de gravité des deux poutres constituant le contreventement.

Chaque contreventement est lui modélisé par deux poutres dont les axes de références passent par B.

Les éléments AP et PB sont des éléments très raides pour schématiser les diaphragmes à l'intérieur des caissons. Les hypothèses sont donc les suivantes:

### 2.1.2. Résultats

#### 2.1.2.1. Statique du problème

Le centre de torsion C, (fig.2), est situé entre l'âme verticale et le centre de gravité G, point d'application de la charge. La sollicitation a donc pour effet de faire basculer les deux caissons vers l'extérieur. Cette rotation autour de C va alors provoquer un déplacement horizontal du point P et B, (fig. 2), également vers l'extérieur. En réalité, ce mouvement est empêché au droit de chaque contreventement. Pour rétablir cette continuité, il apparaît en travée, un effort normal de traction (et un moment de flexion, négligé en première approche) dans les deux barres du contreventement. Si l'on effectue maintenant une coupe suivant l'axe longitudinal du pont et que l'on vérifie l'équilibre horizontal, on constate que si en travée,

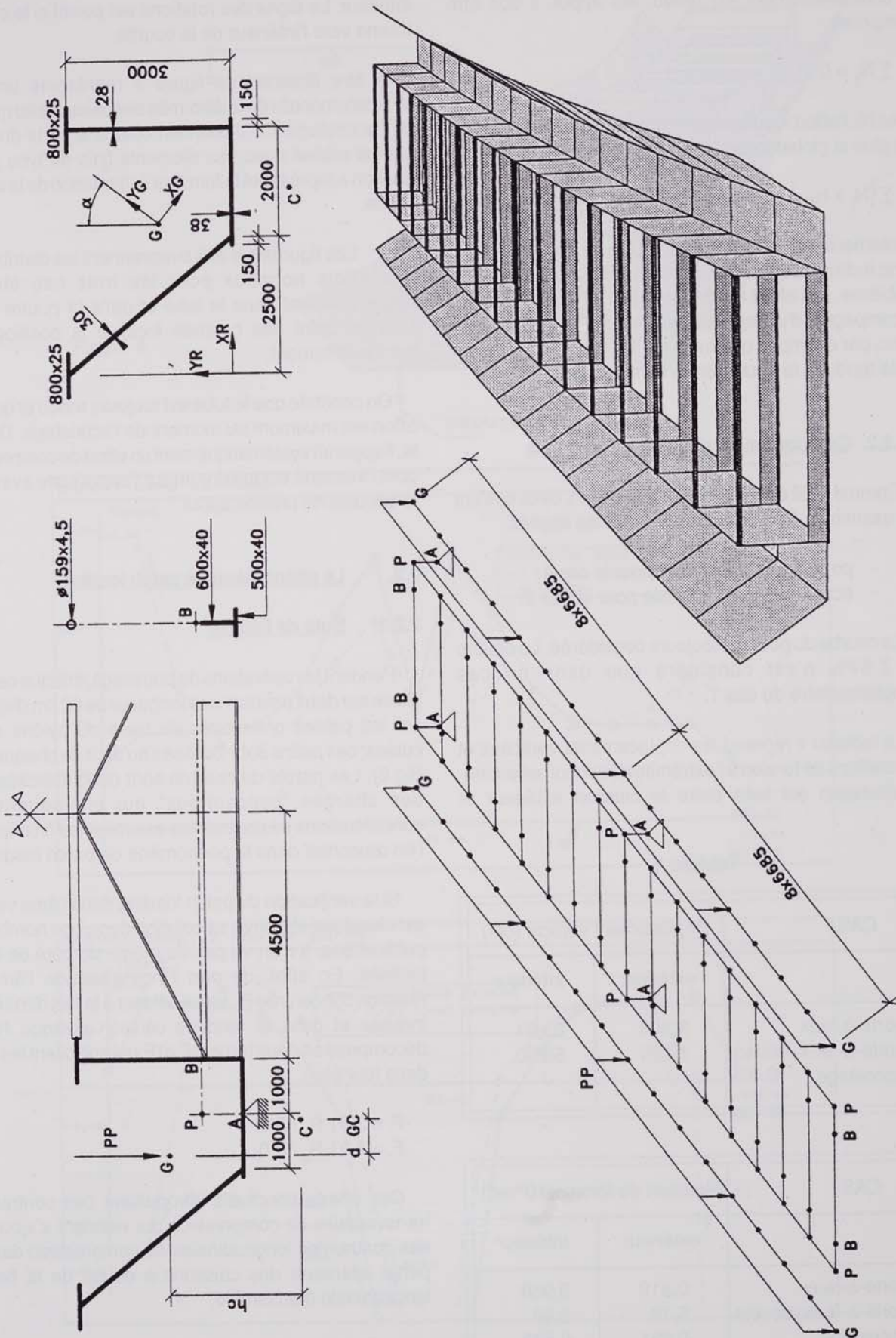


Figure 2



le contreventement est tendu, sur appui, il doit être comprimé:

$$\sum N_i = 0$$

avec  $N_i$ , l'effort résultant dans chaque contreventement. De plus si globalement l'équilibre en torsion est vérifié,

$$\sum (N_i \times h_C) = \sum (pp \times 6,685m \times d_{GC}),$$

localement ce n'est pas correct. Une étude spatiale est donc indispensable pour appréhender correctement le problème. Cet effort normal résultant,  $N_i$ , est évidemment accompagné d'un moment de flexion. On constatera donc, par exemple, que même si  $N_i$  est négatif, le tube reste tendu et la poutre en té comprimée.

### 2.1.2.2. Comportement de la structure réelle

Comme il est expliqué au § 2.1.1. (fig. 1), deux cas ont été examinés. On les distinguera par les libellés

- porte à faux maximum pour le cas 1,
- accostage avec béquille pour le cas 2.

La courbe du pont est toujours considérée. Le dévers de 2,67% n'est considéré que dans un cas complémentaire du cas 1.

Le tableau 1 reprend les déplacements verticaux et les rotations de torsion à l'extrémité de l'encorbellement. La dilatation est faite entre le caisson extérieur et

Tableau 1

CAS	Déplacement vertical (cm)	
	extérieur	intérieur
- porte-à-faux	82,03	83,01
- porte-à-faux+devers	79,20	58,90
- accostage	/	/

CAS	Rotation de torsion(10 <sup>-3</sup> rad)	
	extérieur	intérieur
- porte-à-faux	0,819	0,939
- porte-à-faux+devers	5,78	3,96
- accostage	-0,891	0,822

intérieur. Le signe des rotations est positif si le caisson tourne vers l'intérieur de la courbe.

A titre illustratif, la figure 4 représente une vue tridimensionnelle de la déformée des caissons au moment de l'accostage. Ce dessin est obtenu à partir du calcul spatial réalisé avec des éléments finis de type poutre dont on a représenté la forme et l'orientation de la section droite.

Les figures 5.a et 5.b reprennent les distributions des effets normaux pour les trois cas étudiés, respectivement dans le tube et dans la poutre en té. Chaque point des courbes localise la position d'un contreventement.

On constate que le tube est toujours tendu et que son effort est maximum au moment de l'accostage. Dans le té, il apparaît systématiquement un effort de compression dont l'intensité est maximum sur l'appui juste avant que la béquille ne prenne appui.

## 2.2. Le phénomène de patch loading

### 2.2.1. Buts de l'étude

Pendant les opérations de poussage, chaque caisson glisse sur deux patins d'une longueur de 80 cm disposés sur les palées provisoires, la base du pylône et les culées; ces patins sont localisés au droit de chaque âme (fig.6). Les parois du caisson sont donc sollicitées par des charges "concentrées" qui provoquent des concentrations de contraintes assimilables à celles que l'on rencontre dans le phénomène de patch loading.

Si la vérification du patch loading dans l'âme vertical est classique et trouve sa solution dans bon nombre de publications, il n'en va pas de même du côté de l'âme inclinée. En effet, de part l'inclinaison de l'âme, la réaction concentrée  $R_{pi}$  va se diffuser à la fois dans l'âme inclinée et dans le fond de caisson puisque  $R_{pi}$  se décompose en deux forces,  $F_i$  et  $F_r$ , qui sollicitent les tôles dans leur plan.

$$F_i = 3,91 R_{pi} / 3,0$$

$$F_r = 3,91 R_{pi} / 3,0$$

Ces efforts ponctuels introduisent des contraintes transversales de compression qui viennent s'ajouter à des contraintes longitudinales de compression dans la partie inférieure des caissons à cause de la flexion longitudinale d'ensemble.

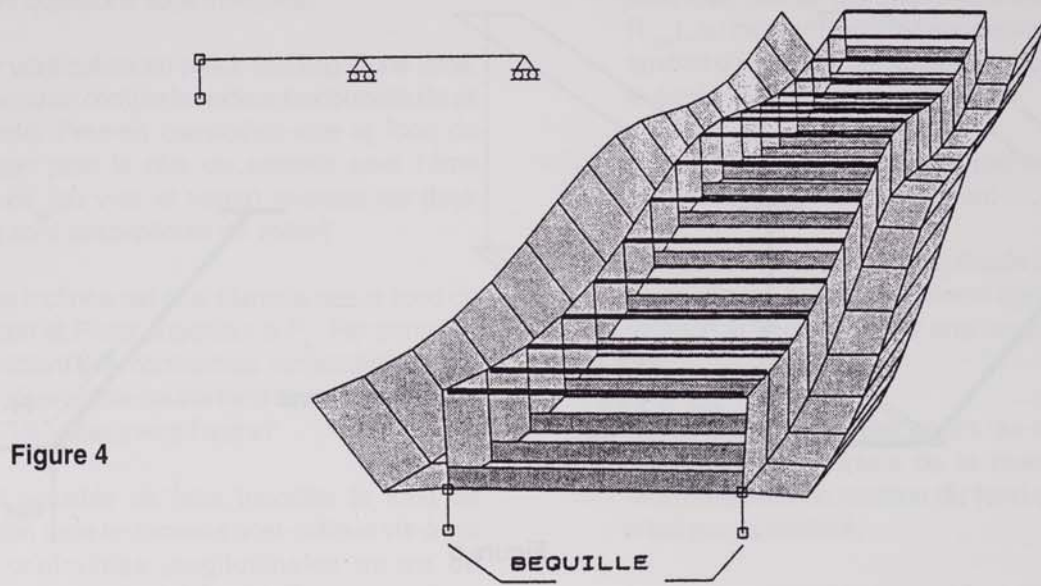


Figure 4

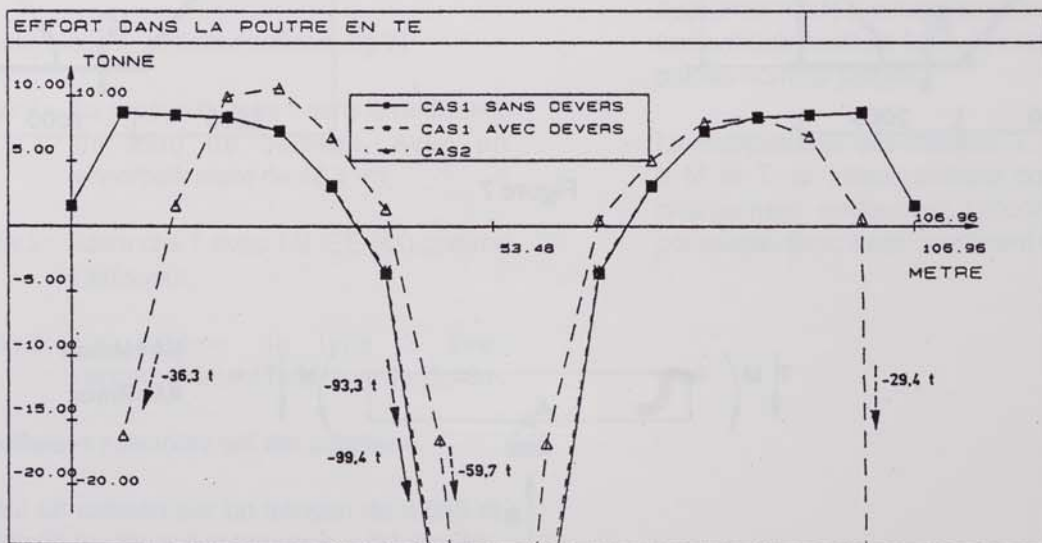
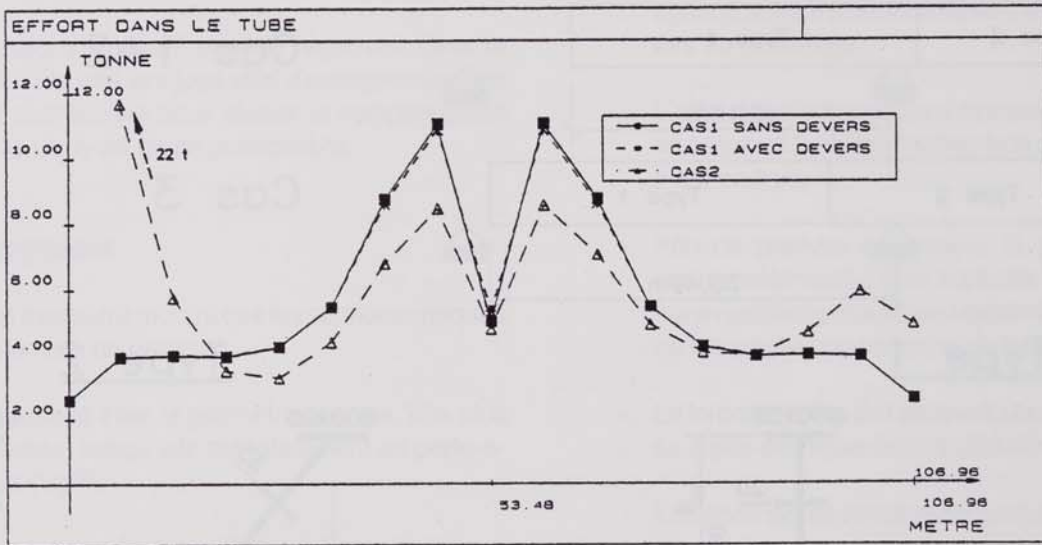


Figure 5



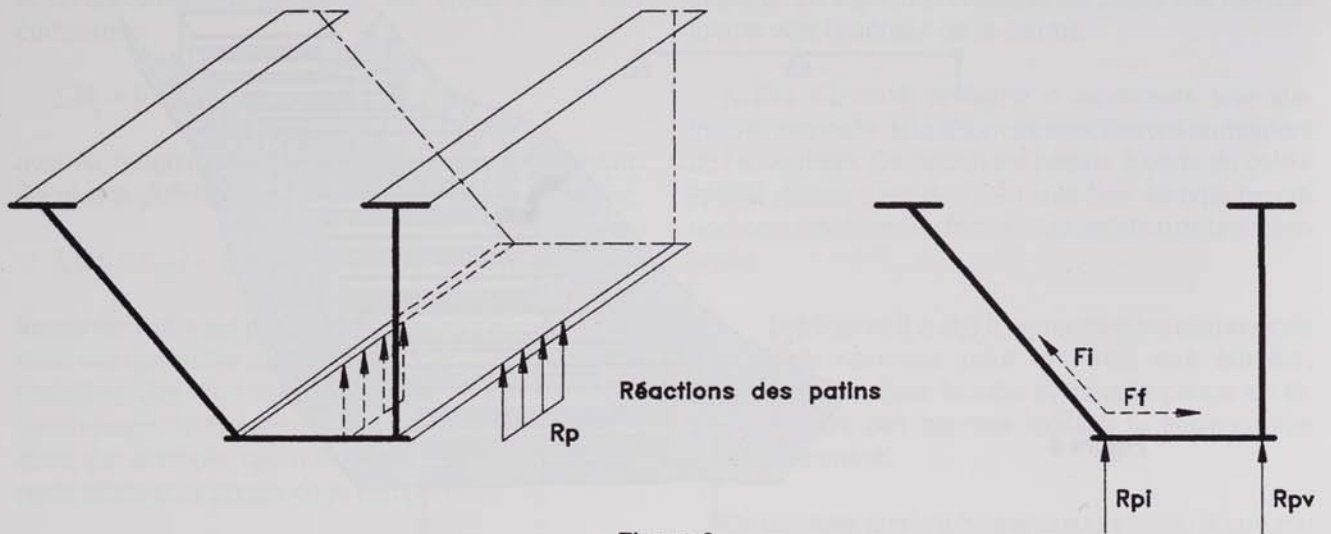


Figure 6

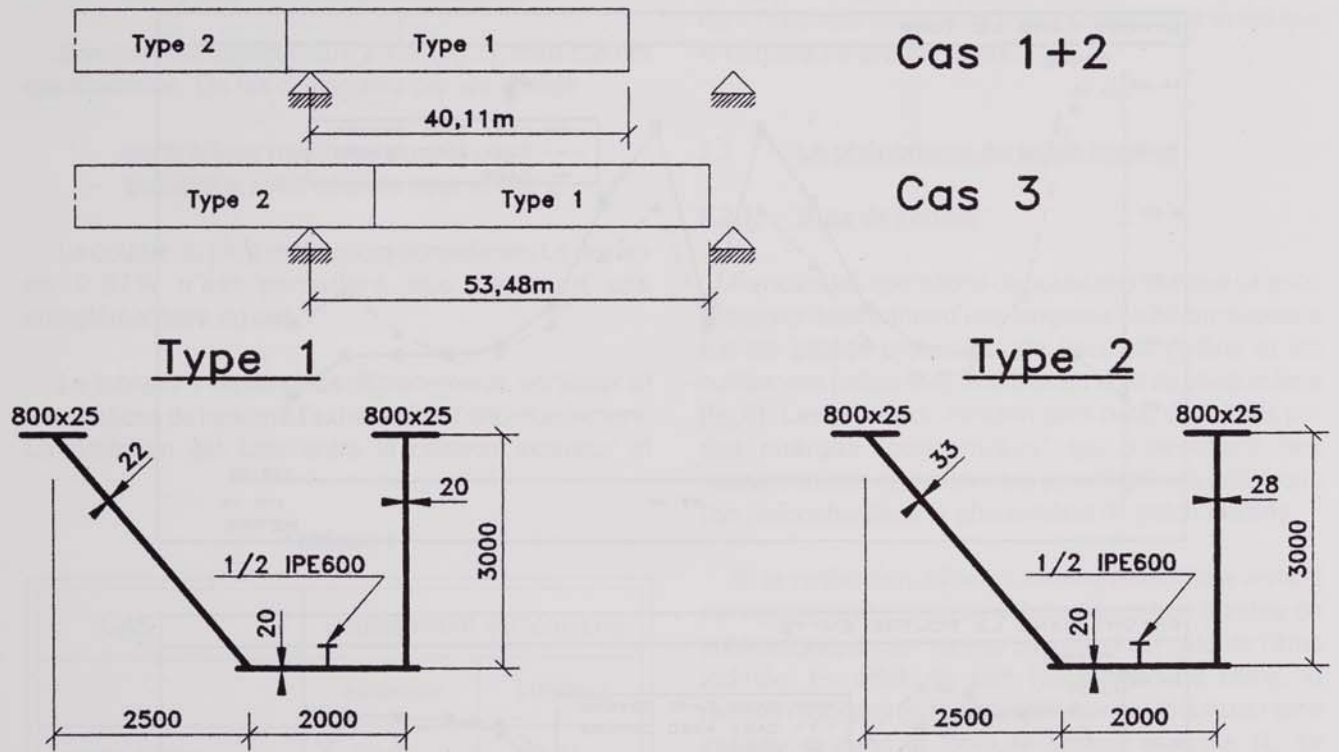


Figure 7

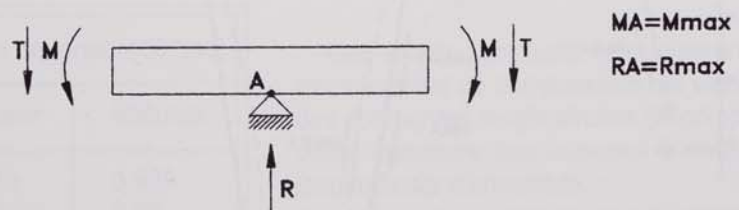


Figure 8

MA=Mmax  
RA=Rmax

Dés lors les questions sont multiples:

- Pour vérification du patch loading d'une âme, on prend en compte la raideur flexionnelle de sa semelle. Peut-on considérer que le fond de caisson joue le rôle de semelle pour l'âme inclinée (ou vice et versa) puisque les deux tôles sont susceptibles de voiler?
- L'âme inclinée est plus élancée que le fond de caisson et  $F_i$  est supérieur à  $F_p$ . Par contre la répartition des contraintes longitudinales est plus défavorable pour le fond de caisson. Quelle paroi va voiler avant l'autre?
- Est-il possible de faire travailler le fond de caisson dans le domaine post-critique vis-à-vis des contraintes longitudinales au vu du phénomène de patch loading?

Ces questions trouvent peu de réponses dans la littérature. Il a été dès lors jugé utile d'entreprendre des simulations numériques pour vérifier le comportement des caissons vis-à-vis de ce phénomène.

### 2.2.2. Hypothèses

Un rapide examen a montré que les sections critiques étaient au nombre de deux:

- La section avec la géométrie de type 1 (la plus élancée) lorsqu'elle est totalement en porte-à-faux (fig.7);
- la section de type 2 pour le porte-à-faux maximum (fig.7).

Trois configurations ont été étudiées (fig.7)

- Cas 1: La section de type 1 sans le raidisseur de fond de caisson, avec un encorbellement de 40,11m;
- Cas 2: Idem cas 1 avec 1/2 IPE 600 comme raidisseur;
- Cas 3: La section de type 2 avec l'encorbellement maximum de 53,48m.

Les hypothèses suivantes ont été adoptées:

- Seul un caisson sur un tronçon de 6,685 m, délimité par deux diaphragmes a été simulé;

- Bien que l'on ait les efforts maximum, ( $M_{max}$ ,  $R_{max}$ ), au moment où un diaphragme se trouve au droit d'un appui, on étudie le tronçon suivant le schéma statique suivant (fig.8):
- L'effort tranchant est appliqué au droit du centre de torsion pour éviter la torsion;
- La réaction des patins est appliquée sous forme d'une charge linéaire constante appliquée à la jonction âme-semelle sur une longueur de 80 cm;
- L'effet de la largeur des patins qui assure une répartition transversale de la réaction et un empêchement de rotation du fond de caisson n'est pas considéré;
- La réaction au droit de chaque âme est supposée égale grâce à la présence de vérins d'équilibrage lors du poussage.
- L'effet des diaphragmes d'extrémité est simulé en assurant l'indéformabilité de la section droite à cet endroit;
- Afin de prendre en compte la présence du contreventement, l'âme verticale est appuyée transversalement aux deux extrémités au niveau de la semelle supérieure et du fond de caisson;
- La loi constitutive de l'acier est élasto-plastique, sa limite élastique fixée à 350 N/mm<sup>2</sup>;
- Les contraintes résiduelles sont négligées;
- La déformée initiale est supposée homothétique au premier mode d'instabilité avec une amplitude transversale limitée à 4 mm, la tolérance admise par les normes belges;
- Le multiplicateur des charges,  $\lambda$ , est appliqué à M et T; la valeur unitaire correspond au chargement réellement rencontré lors du poussage, donc sans coefficient de sécurité.



### 2.2.3. Résultats des simulations numériques

Chaque configuration a été étudiée en deux temps:

- Calcul du multiplicateur critique et du mode d'instabilité associé pour le caisson sans déformée initiale;
- Calcul non linéaire pas à pas jusqu'à la ruine de la structure imparfaite.

Le tableau 2 reprend les principaux résultats, avec pour notations:

A, la section

$I_x, I_y$ , les inerties dans les axes principaux centraux

$I_{xx}$ , l'inertie autour de l'axe horizontal passant par G

$M_A, R_A$ , le moment de flexion dans la section d'appui A et la réaction totale en A

$\sigma_1, \sigma_2$ , les contraintes (1<sup>er</sup> ordre) en fibre supérieure et inférieure sous  $M_A$

$\lambda_{cr}$ , le multiplicateur critique des charges

$\lambda_{pl}$ , le multiplicateur pour lequel la première plastification apparaît

$\lambda_r$ , le multiplicateur de ruine.

Les figures 9 et 10 fournissent respectivement:

- pour le cas 1 le mode d'instabilité, 3 courbes caractéristiques des déplacements transversaux des parois dans la section des patins, le mode de ruine et le schéma de plastification à la ruine (une zone est d'autant plus foncée que la plastification est importante sur l'épaisseur de la tôle).
- Pour le cas 2, le mode d'instabilité et le mode de ruine

L'examen des résultats permet d'effectuer les constatations suivantes.

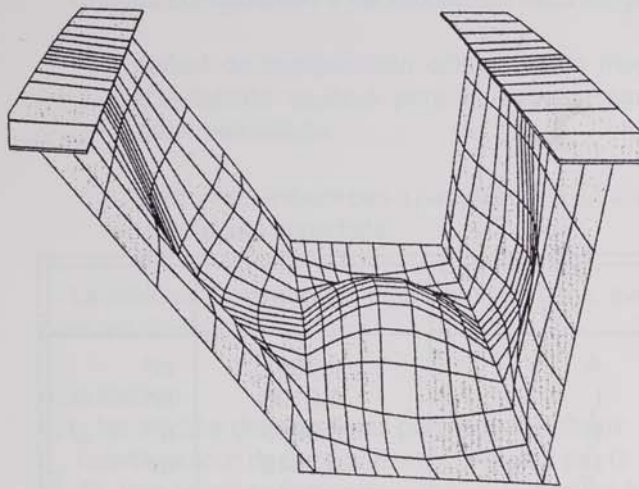
Tableau 2

	CAS 1	
A	0,2319	m <sup>2</sup>
$I_x$	0,2590	m <sup>4</sup>
$I_y$	0,7258	m <sup>4</sup>
$I_{xx}$	0,3026	m <sup>4</sup>
$M_A$	271,8	tm
$R_A$	264,0	t
$\sigma_1$ ) $\lambda = 1,0$	116,1	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_2$ ) $\lambda = 1,0$	-110,2	N/mm <sup>2</sup>
<b>Instabilité</b>		
$\lambda_{cr}$	= 0,658	
mode d'instabilité	fond de caisson + âme inclinée	
<b>Non-linéaire</b>		
<u>1<sup>er</sup> plastification</u>		
$\lambda_{pl}$	= 1,0	
localisation	débordantexter. près âme inclinée	
<u>ruine</u>		
$\lambda_r$	= 1,19	
mode ruine	plastification au droit des appuis combinée avec voilement fond de de caisson et âme inclinée	
<u>Déplacement transversaux pour <math>\lambda = \lambda_{cr}</math>:</u>		
fond de caisson	55	mm
âme inclinée	75	mm
âme verticale	40	mm

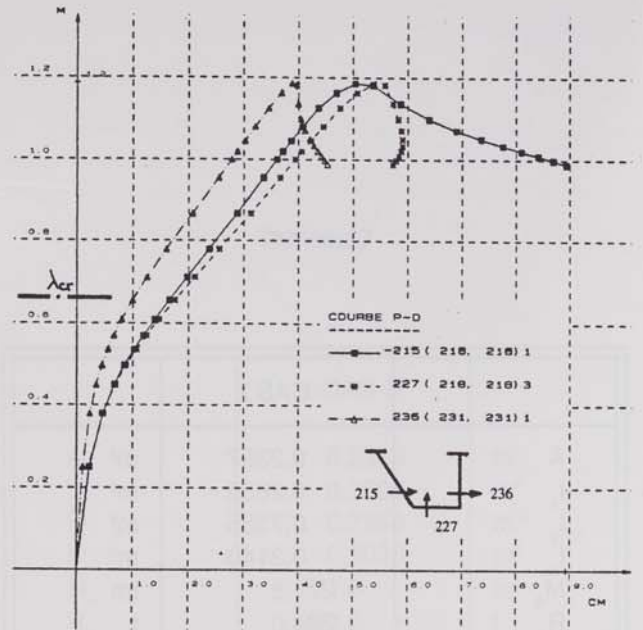
	CAS 2	
A	0,2397	m <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	0,2655	m <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	0,7355	m <sup>4</sup>
I <sub>xx</sub>	0,3140	m <sup>4</sup>
M <sub>A</sub>	271,8	tm
R <sub>A</sub>	264,0	t
σ <sub>1</sub> ) λ = 1,0	115,7	N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>2</sub> ) λ = 1,0	-104,3	N/mm <sup>2</sup>
<b>Instabilité</b> λ <sub>cr</sub> mode d'instabilité	= 0,969 âme inclinée seule	
<b>Non-linéaire</b> <u>1e plastification</u> λ <sub>pl</sub> localisation	= 1,40 idem	
<u>ruine</u> λ <sub>r</sub> mode ruine	= 1,64 plastification au droit des appuis combinée avec voilement fond de de caisson et âme inclinée	
<u>Déplacement transversaux pour λ = λ<sub>cr</sub>:</u> fond de caisson âme inclinée âme verticale	10 45 22	mm mm mm

	CAS 3	
A	0,3067	m <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	0,3126	m <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	0,9293	m <sup>4</sup>
I <sub>xx</sub>	0,3646	m <sup>4</sup>
M <sub>A</sub>	389,8	tm
R <sub>A</sub>	326,0	t
σ <sub>1</sub> ) λ = 1,0	143,9	N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>2</sub> ) λ = 1,0	-132,6	N/mm <sup>2</sup>
<b>Instabilité</b> λ <sub>cr</sub> mode d'instabilité	= 1,57 flambement flexion-torsion raidisseur	
<b>Non-linéaire</b> <u>1e plastification</u> λ <sub>pl</sub> localisation	= 1,54 idem	
<u>ruine</u> λ <sub>r</sub> mode ruine	> 1,64 instabilité du raidisseur et voilement âme inclinée	
<u>Déplacement transversaux pour λ = λ<sub>cr</sub>:</u> fond de caisson âme inclinée âme verticale	> 3 > 9 > 0,7	mm mm mm

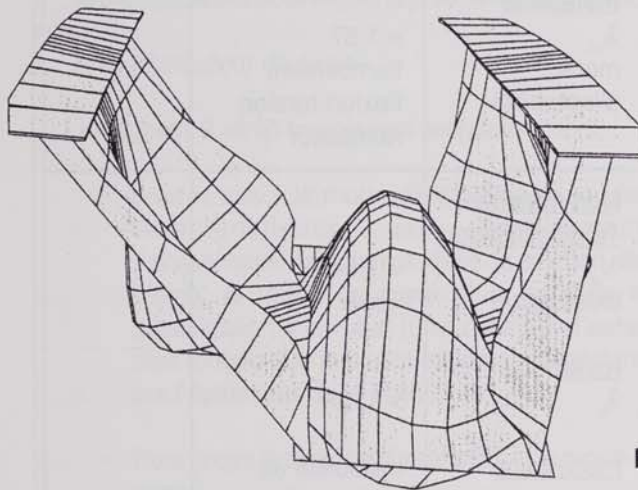




Mode d'instabilité



Déplacements transversaux



Mode de ruine

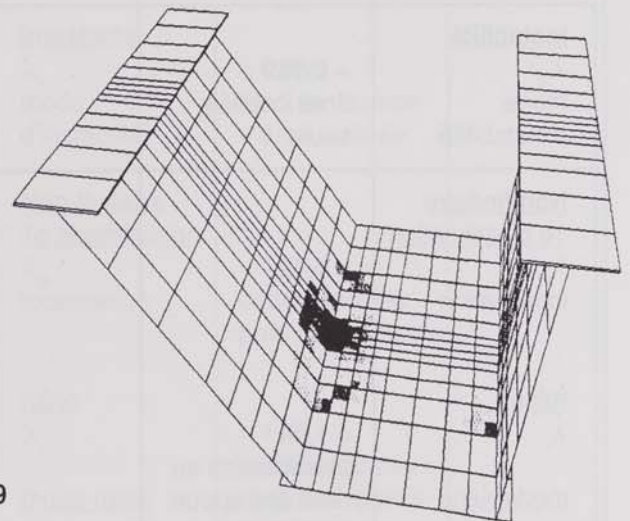
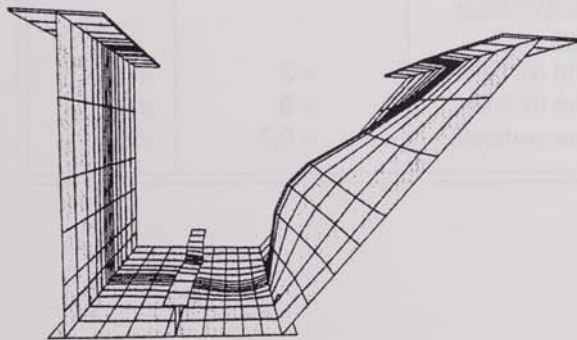
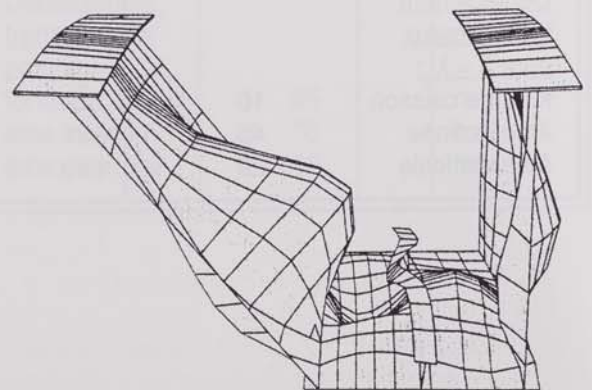


Schéma de plastification

Figure 9



Mode d'instabilité



Mode de ruine 10

Figure 10

Cas 1 (fig. 9).

- Le mode ruine correspond au mode d'instabilité;
- Les courbes flèches-charges s'incurvent au niveau de la charge critique;
- Les concentrations de contraintes apparaissent logiquement aux jonctions âme-fond de caisson au droit des patins;
- La première plastification apparaît pour  $\lambda = 1,0$  à la fibre extrême du côté de l'âme inclinée par un excès de compression due, d'une part, à  $M_A$  et d'autre part, à une flexion locale dans le plan du fond de caisson introduite par l'effort  $F_1$  (fig. 6).
- A la ruine, deux zones bien distinctes sont plastifiées; la première au droit du patin par excès de compression et la seconde (fig. 11), de part et d'autre du patin, par combinaison d'une compression longitudinale et d'une traction transversale provoquée par une bielle de traction.
- La sécurité vis-à-vis de la ruine (19%) est faible en raison de la combinaison de deux facteurs;
  1.  $\lambda_{cr}$  (0,658) est inférieur à l'unité: pendant le poussage on se situe donc dans le domaine post-critique et la répartition des contraintes longitudinales dans le fond de caisson n'est plus constante (fig. 12).

Au droit de la liaison âme-fond de caisson, on a une forte augmentation de la contrainte longitudinale due au voilement de la tôle.

2. A ces contraintes, viennent s'ajouter les contraintes transversales du patch loading du fond de caisson.

Cas 2

La dernière remarque à propos du cas 1 permet d'augmenter facilement la sécurité en raidissant le fond de caisson pour éviter son voilement sous les contraintes longitudinales. Les résultats le montrent. Lors du poussage ( $\lambda = 1,0$ ), on entre juste dans le domaine post-critique ( $\lambda_{cr} = 0,969$ ) et la répartition des contraintes est encore quasi constante. La plastification et la ruine sont alors fortement retardées.

Cas 3

La ruine apparaît pratiquement au niveau de la charge critique. Le comportement post-critique des tôles n'a pu être développé à cause de l'instabilité par flexion et torsion du raidisseur. Il est probable qu'un raidisseur fermé aurait permis de monter d'avantage en charge.

2.2.4. Description de l'essai in situ

Il faut souligner que lors des opérations de poussage, aucun désordre particulier n'a été constaté. Les déplacements transversaux mesurés au moyen d'une latte métallique n'ont jamais excédé une dizaine de millimètres dans le cas 1 pour un niveau de charge de l'ordre de  $\lambda = 0,75$ .

Dans la mesure où la mise en place des caissons se déroulait comme prévu et où ce phénomène de double patch loading est très mal connu, il a été jugé utile de réaliser un essai in situ alors que les caissons étaient immobiles. Le but était d'effectuer des mesures précises des déformées transversales des parois afin de les confronter aux simulations numériques. La mise en charge de la structure ainsi que les mesures ont été réalisées par le laboratoire d'Essais de Structures du département MSM de l'Université de Liège, familier de ce genre d'opérations. L'essai a été entrepris avant la dernière opération de poussage (fig. 13).

L'opération consiste à:

- placer des vérins (V1, V2, V3, V4, - fig. 13) à proximité de la culée C3.
- les mettre en charge afin d'assurer le décollement complet des caissons au droit de la culée C3, tout en assurant leur équilibrage,  $V1 = V2 = V3 = V4 = 95$  tonnes.

Ensuite pour l'essai de patch loading de l'âme verticale,

- à fermer l'alimentation de V3, V4 et V2;
- à mettre en charge V1 de telle sorte que  $V3 = V4 = \text{constante}$   
 $V1 + V2 = \text{constante}$   
 $V1 > \text{jusqu'à } V1 = 180$  tonnes et  $V2 = 10$  tonnes



Enfin pour l'essai de patch loading de l'âme inclinée

- à fermer l'alimentation de V3, V4 et V1;
- à mettre en charge V2 de telle sorte que  
V3 = V4 = constante  
V1 + V2 = constante  
V2 > jusque V2 = 180 tonnes et V1 = 180 tonnes

Ce double essai a donc permis,

- de faire la réaction au droit de chaque âme de 0 à 180 tonnes;
- de réaliser ce chargement de façon indépendante pour chaque âme et donc en toute sécurité puisque la réaction ne pouvait pas dépasser 190 tonnes dans V2 ou V1 avec une valeur nulle dans V1 ou V2.
- de mettre parfaitement au point la séquence d'essai en chargeant tout d'abord l'âme verticale pour laquelle tout risque de patch loading était inexistant;

Pour des raisons d'ordre pratique, les réactions étaient appliquées sur une longueur de 50 cm par l'intermédiaire d'une plaque de répartition. Afin d'éviter que celle-ci ne réalise un encastrement du fond de caisson au droit des âmes, une règle de 4 cm<sup>2</sup> a été placée entre la dite plaque et le caisson (fig. 14).

Alors que les caissons reposaient sur des appuis provisoires, le laboratoire du département MSM a relevé la déformée initiale en trois points pour chaque paroi et ce dans cinq sections (fig. 15).

Pendant l'essai, un ordinateur portable installé dans le caisson assurait l'enregistrement automatique des mesures effectuées par les capteurs de charges et de déformées. Les rampes, situées dans la section 4 étaient fixes pour vérifier en continu les déplacements transversaux, tandis que trois autres rampes mobiles permettaient de réaliser les mesures dans les autres sections pour différents niveaux de charge.

Le premier essai n'est guère intéressant à analyser, les déplacements sont restés faibles.

Pour l'essai au droit de l'âme inclinée, deux décharges ont été effectuées pour vérifier que le retour était bien élastique.

La figure 16 visualise, pour la section chargée, respectivement la déformée initiale et la déformée pour

le niveau de charge maximum atteint.

Les observations sur le site et une première analyse des résultats a permis de montrer, d'une part, grâce à une simulation numérique réalisée avant l'essai,

- que la première plastification n'apparaissait pas avant 174,1 to dans V1 (le retour élastique a été complet à la fin de l'essai);
- que, pour le fond de caisson, les déplacements maximum calculés et mesurés étaient égaux respectivement à 34 mm et 38 mm; la concordance est satisfaisante;

d'autre part, pendant l'essai,

- que c'était bien le fond de caisson qui était le plus sensible au voilement;
- que c'est lui qui a entraîné l'âme inclinée à revenir vers l'intérieur pour respecter la continuité âme-fond de caisson;
- que les deux tôles, travaillant dans le domaine post-critique, avaient acquis une raideur transversale très faible; tout déplacement dans le caisson provoquait de légères vibrations des parois;
- que, au moment où l'âme inclinée est repassée par son plan, (position d'équilibrage instable), le déplacement d'un technicien a provoqué un phénomène de snap-through dynamique vers l'intérieur; il en résulte des vibrations pendant 5 à 10 secondes.

La figure 17 illustre les enregistrements de la déformée transversale de l'âme inclinée pendant l'essai, au droit de la section chargée.

Une recherche est en cours pour affiner les résultats.

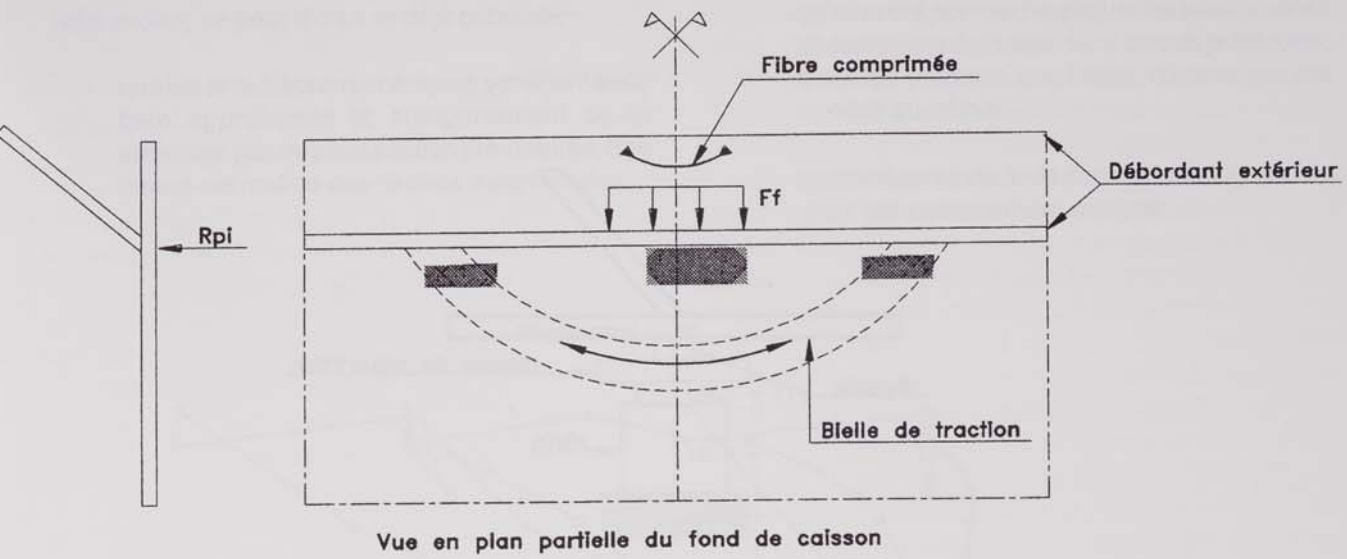


Figure 11

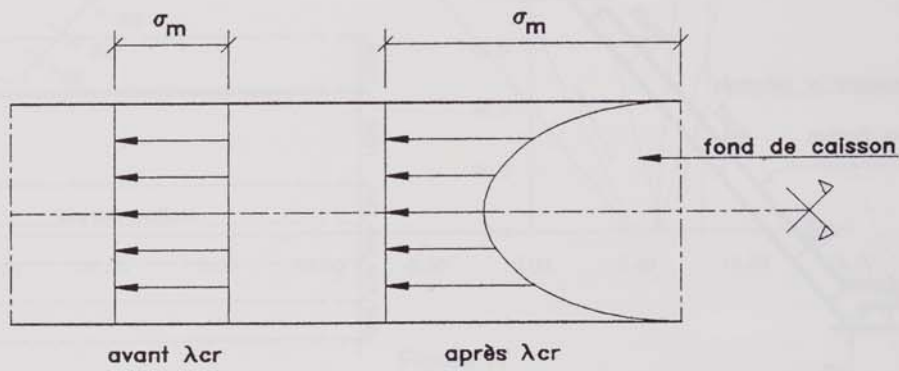


Figure 12

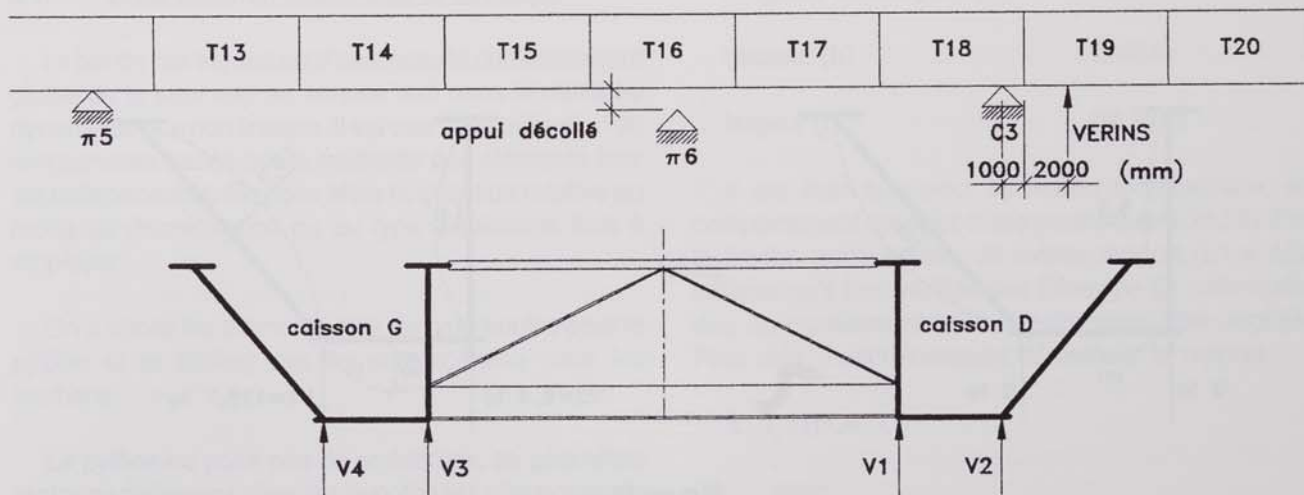


Figure 13



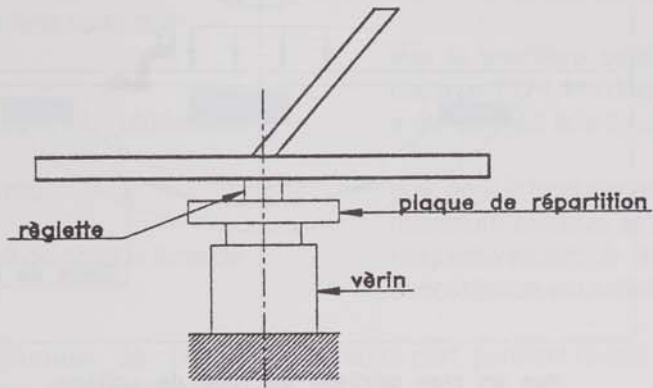


Figure 14

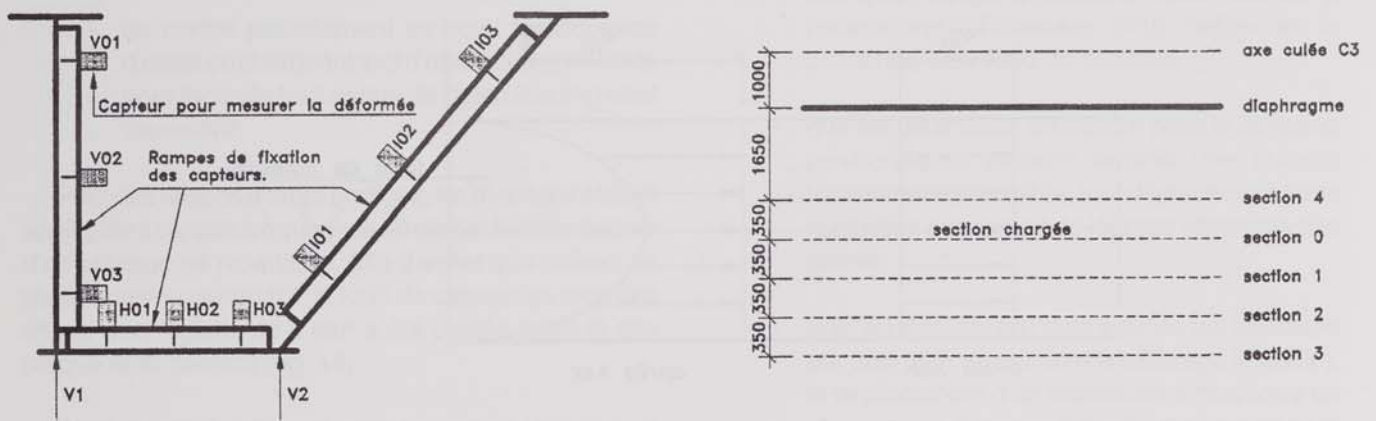


Figure 15

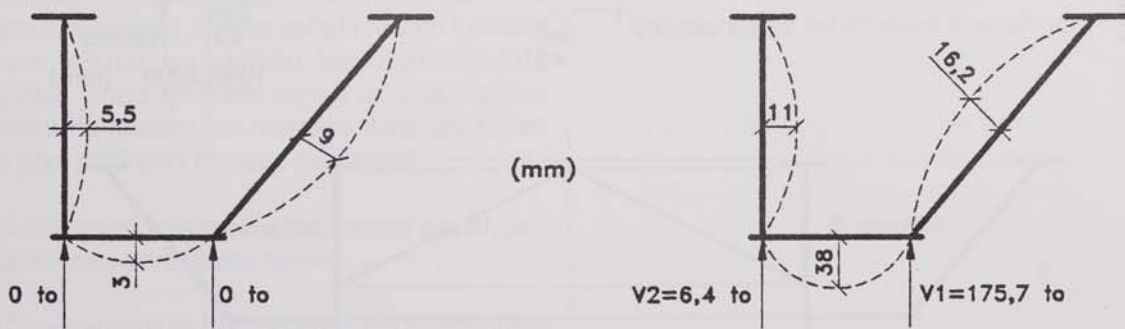


Figure 16

Néanmoins, on peut d'ores et déjà conclure:

- que les simulations numériques semblent avoir bien appréhendé le comportement de la structure: pas de plastification prématurée, très bonne estimation des flèches transversales;

- qu'elles ont permis d'expliquer les phénomènes observés lors de l'essai: sans calculs préalables, il est fort probable que l'essai n'aurait pas été conduit aussi loin;
- que la sécurité vis-à-vis du patch loading semble avoir été correctement évaluée.

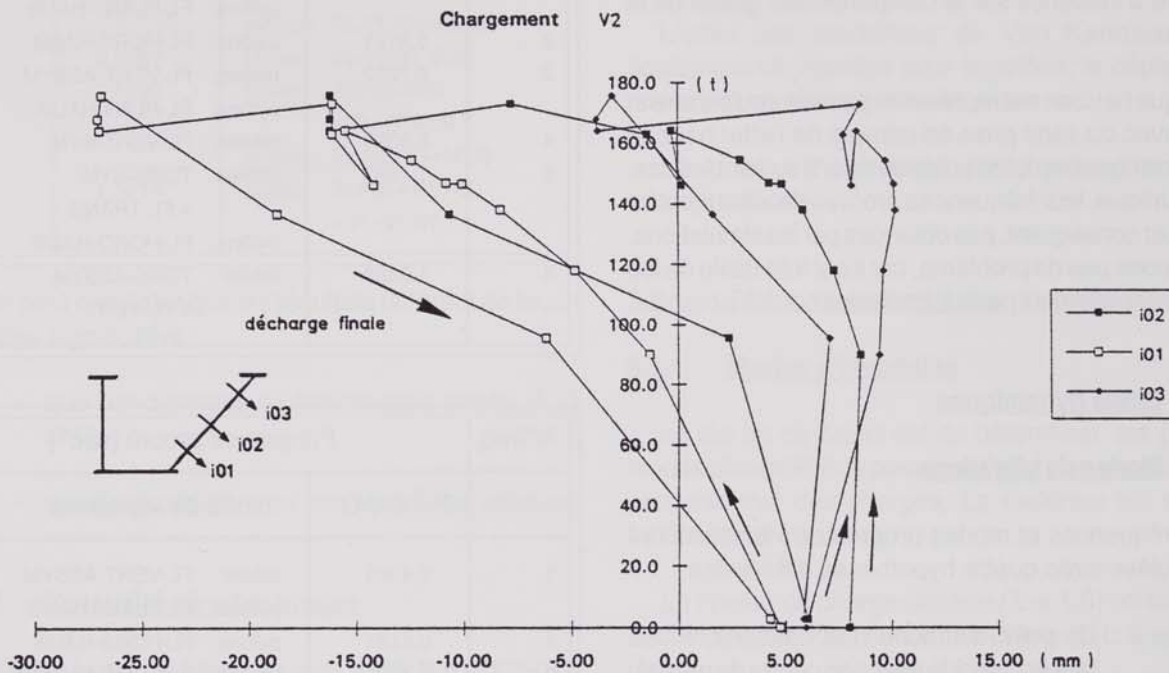


Figure 17

### 3. En service

#### 3.1. Discrétisation spatiale de la structure

Le but de ces études est d'examiner le comportement global de la structure en service tant dans le domaine dynamique que non linéaire. Il est clair que l'utilisation de programmes basés sur la méthode des éléments finis est indispensable. Se pose alors la question relative au mode de discrétisation ou au type d'éléments finis à employer.

On a choisi les éléments finis de type poutre pour le pylône et le tablier, des barres de treillis pour les haubans.

Le pylône ne pose pas de problèmes, sa géométrie rentre parfaitement dans les hypothèses classiques de poutre.

Le tablier est plus délicat à traiter. Ses dimensions géométriques sont:

- longueur entre appui (L) : 130 m
- hauteur (h) : 3,40 m
- largeur (l) : 26,98 m

Il est clair que pour la flexion longitudinale, son comportement est celui d'une poutre ( $L/h = 38,23$ ). Pour la flexion transversale, ce même rapport ( $L/l = 4,82$ ) indique qu'il faut vérifier que l'énergie de déformation due au cisaillement peut effectivement être négligée. Pour cela, il est nécessaire de calculer le rapport.

$$E \cdot I_z / (G \cdot A' \cdot L^2)$$

avec

- E, G, les modules de Young et de glissement,
- $I_z$ , l'inertie transversale,
- A', la section réduite dans le plan horizontal.



Pour le tablier, ce rapport vaut 0,011. Il est donc très petit par rapport à 1. Pour la flexion transversale, l'effet du cisaillement ne doit pas être considéré et l'hypothèse de poutre convient. Pour la torsion, la flexion anti-métrique des deux caissons est prise en compte dans l'élément poutre grâce à la théorie de VLASSOV. Il reste l'effet de la flexion locale de la dalle entre les caissons. Il n'est évidemment pas considéré avec l'hypothèse de poutre. Il a été négligé dans la mesure où ce phénomène n'a guère d'influence sur le comportement global de la structure.

Chaque hauban est représenté par une seule barre et treillis, avec ou sans prise en compte de l'effet hauban (module tangent variable suivant l'effort) suivant les cas. En dynamique, leur fréquences propres de vibrations ne seront, par conséquent, pas obtenues par les simulations. Ceci ne pose pas de problème, car il est très facile de les obtenir manuellement par la formule des cordes vibrantes.

### 3.2. Effets dynamiques

#### 3.2.1. Modes de vibrations

Les fréquences et modes propres de vibrations ont été calculées avec quatre hypothèses différentes:

Cas 1 : Le point d'attache des haubans, P, au tablier coïncide avec son centre de gravité, G, et le centre de torsion, C ( $P = G = C$ )

Cas 2 :  $P = C \neq G$

Cas 3 :  $P \neq C \neq G$

Cas 4 : idem cas 3 avec prise en compte des efforts internes en service et du module tangent réel des haubans.

avec

P, situé en fibre supérieure de la dalle,

C; situé aux environs de sa fibre moyenne,

G, situé à 30-40 cm en dessous de sa fibre inférieure

Le tableau 3 reprend les résultats relatifs aux six premiers modes de vibrations.

avec comme libellés: FL = flexion, TORS = Torsion, VERT = verticale, TRANS = transversale, ASSYM = asymétrique, SYM = symétrique, PLAN (HORS) HAUB = dans le plan (hors plan) des haubans.

La figure 18 illustre trois modes propres de vibrations. Afin de mieux les comprendre, la simple représentation des axes des poutres a été remplacée par le dessin tridimensionnel du tablier, grâce au postprocesseur DESFIN.

Tableau 3

N°fréq.	Fréquence propre [sec <sup>-1</sup> ]	
	P = C = G	mode de vibrations
1	0,4289	tablier: FL-VERT-ASSYM- pylône: FL-PLAN - HAUB
2	0,5191	pylône: FL-HORS-HAUB
3	0,7232	tablier: FL-VERT-ASSYM pylône: PL-PLAN-HAUB
4	0,8398	tablier: FL-VERT-SYM
5	1,1683	tablier: TORS-SYN + FL-TRANS pylône: FL-HORD-HAUB
6	1,3288	tablier: TORS-ASSYM + FL-VERT

N°fréq.	Fréquence propre [sec <sup>-1</sup> ]	
	P = C ≠ G	mode de vibrations
1	0,4345	tablier: FL-VERT-ASSYM- pylône: FL-PLAN - HAUB
2	0,5191	pylône: FL-HORS-HAUB
3	0,7330	tablier: FL-VERT-ASSYM pylône: PL-PLAN-HAUB
4	0,8476	tablier: FL-VERT-SYM
5	1,1682	tablier: TORS-SYN + FL-TRANS pylône: FL-HORD-HAUB
6	1,3288	tablier: TORS-ASSYM + FL-VERT

N°fréq.	Fréquence propre [sec <sup>-1</sup> ]	
	P ≠ C ≠ G	mode de vibrations
1	0,4318	tablier: FL-VERT-ASSYM- pylône: FL-PLAN - HAUB
2	0,5191	pylône: FL-HORS-HAUB
3	0,7294	tablier: FL-VERT-ASSYM pylône: PL-PLAN-HAUB
4	0,8451	tablier: FL-VERT-SYM
5	1,1682	tablier: TORS-SYN + FL-TRANS pylône: FL-HORD-HAUB
6	1,3288	tablier: TORS-ASSYM + FL-VERT

N°fréq.	Fréquence propre [sec <sup>-1</sup> ]	
	P ≠ C ≠ G + efforts	mode de vibrations
1	0,4241	tablier: FL-VERT-ASSYM- pylône: FL-PLAN - HAUB
2	0,5200	pylône: FL-HORS-HAUB
3	0,7227	tablier: FL-VERT-ASSYM pylône: PL-PLAN-HAUB
4	0,8381	tablier: FL-VERT-SYM
5	1,1559	tablier: TORS-SYN + FL-TRANS
6	1,3219	pylône: FL-HORD-HAUB tablier: TORS-ASSYM + FL-VERT

On peut constater que les résultats diffèrent de façon très peu significative:

- que l'on distingue ou non les trois points, P, G et C;
- que l'on considère ou non les efforts internes.

### 3.2.2 Instabilité aérodynamique

Suivant la norme belge au vent (NBN B 03-002-01), la classe III (zone urbanisée, industrielle ou forestière) a été choisie pour définir les sollicitations dues au vent.

La vitesse critique de formation des tourbillons de Von Karman ( $V_{ck} = 37,4$  m/sec) est supérieure à la vitesse du vent susceptible d'exciter le premier mode de vibration en flexion ( $V_{f1} = 12,8$  m/sec). Cependant, il a été vérifié que les vibrations induites ne provoqueraient pas des déplacements supérieures à 8 cm et que les accélérateurs se situeraient dans le "domaine difficilement perceptible".

Les instabilités aéroélastiques ne sont pas inquiétantes puisque les vitesses critiques du vent correspondant

- à l'instabilité en flexion pure (galop), est égale à 164,3 m/sec,
- à l'instabilité en torsion pure, à 166,1 m/sec,
- à l'instabilité avec couplage en flexion et torsion (flutter), à 146 m/sec.

La première fréquence propre des haubans est comprise entre 0,93 sec<sup>-1</sup> et 3,12 sec<sup>-1</sup> en fonction de leur

longueur et de leur effort.

Si elle est très proche d'un multiple d'une fréquence du tablier, une vibration très faible de ce dernier peut entraîner des mouvements considérables du câble. Dans le cas du hauban le plus long, la borne supérieure de ces oscillations pourrait être de l'ordre de 59 cm, ce qui lui laisse néanmoins une espérance de vie, (sur le plan de la fatigue) de 3460 ans!.

L'effet des tourbillons de Von Karman restent également négligeable pour le pylône; le déplacement maximum serait de l'ordre de 4 cm.

Le pont ne présente donc pas d'instabilité aérodynamique.

### 3.3. Effets du second ordre

#### 3.3.1. Modes d'instabilité

Le but de ce calcul est de déterminer les premiers modes d'instabilité du pont sous l'effet d'un accroissement proportionnel des charges. Le matériau est supposé indéfiniment élastique.

Le niveau de charge unitaire ( $\lambda = 1,0$ ) correspond à la combinaison de l'état limite ultime (E.L.U.), c'est-à-dire,

- les charges permanentes, y compris les effets de précontrainte du pylône et du réglage des haubans;
- la surcharge uniforme répartie;
- le vent transversal;
- un gradient thermique transversal de 5°C dans le pylône,

ces charges étant affectées de leur coefficient de pondération habituel.

Le tableau 4 reprend les résultats correspondant aux trois premiers modes d'instabilité.

La figure 19 montre les deux premiers modes d'instabilité du pont.



3 - 1993

Tableau 4

N°	Multiplicateur critique ( $\lambda$ )	Mode d'instabilité
1	2,658	instabilité hors plan de pylône
2	6,912	instabilité du pylône dans le plan des haubans avec flexion antimétrique du tablier
3	10,570	instabilité hors plan du pylône

### 3.3.2. Comportement non linéaire pas à pas

Le but de ce calcul est d'estimer les effets du second ordre essentiellement sur les efforts internes. Le cas échéant, il est alors nécessaire de "corriger" le dimensionnement réalisé au moyen d'un calcul linéaire.

Les conditions de chargement sont identiques à celles du calcul d'instabilité (voir paragraphe précédent) et le matériau est considéré comme étant indéfiniment élastique. La déformée initiale choisie est homothétique au premier mode d'instabilité avec hors-plomb maximum en tête de pylône égal à 3,1 cm soit  $h/2000$ .

Deux simulations ont été entreprises. Elles se distinguent par le type de comportement des haubans.

hypothèse treillis: leur module tangent est constant (valeur en service) et ils peuvent reprendre un effort de compression;

hypothèse hauban: leur module tangent varie en fonction de l'effort et ils ne travaillent qu'en traction.

Les courbes des figures 20 et 21 permettent de comparer dans les deux cas, respectivement, les déplacements en tête de pylône et les efforts dans le hauban le plus long et le plus court.

L'examen des résultats montre que:

- à l'E.L.U. ( $\lambda = 1,0$ ), les deux cas donnent des résultats identiques et les non linéarités négligeables;

- pour le multiplicateur  $\lambda = 3,0$ , la comparaison, entre l'hypothèse hauban et l'hypothèse treillis, donne:

- \* pour le déplacement transversal,  $d$ , en tête de pylône  $\Delta d = + 27,3\%$ ;

- \* pour le déplacement vertical du tablier,  $v$ , à mi-travée,  $\Delta v = + 1,9\%$ ;

- \* pour la réaction en culée,  $R$ ,  $\Delta R = + 0,6\%$ ;

- \* pour le moment de flexion transversal,  $M$ , à la base de la partie supérieure du pylône,  $\Delta M = + 19,0\%$ ;

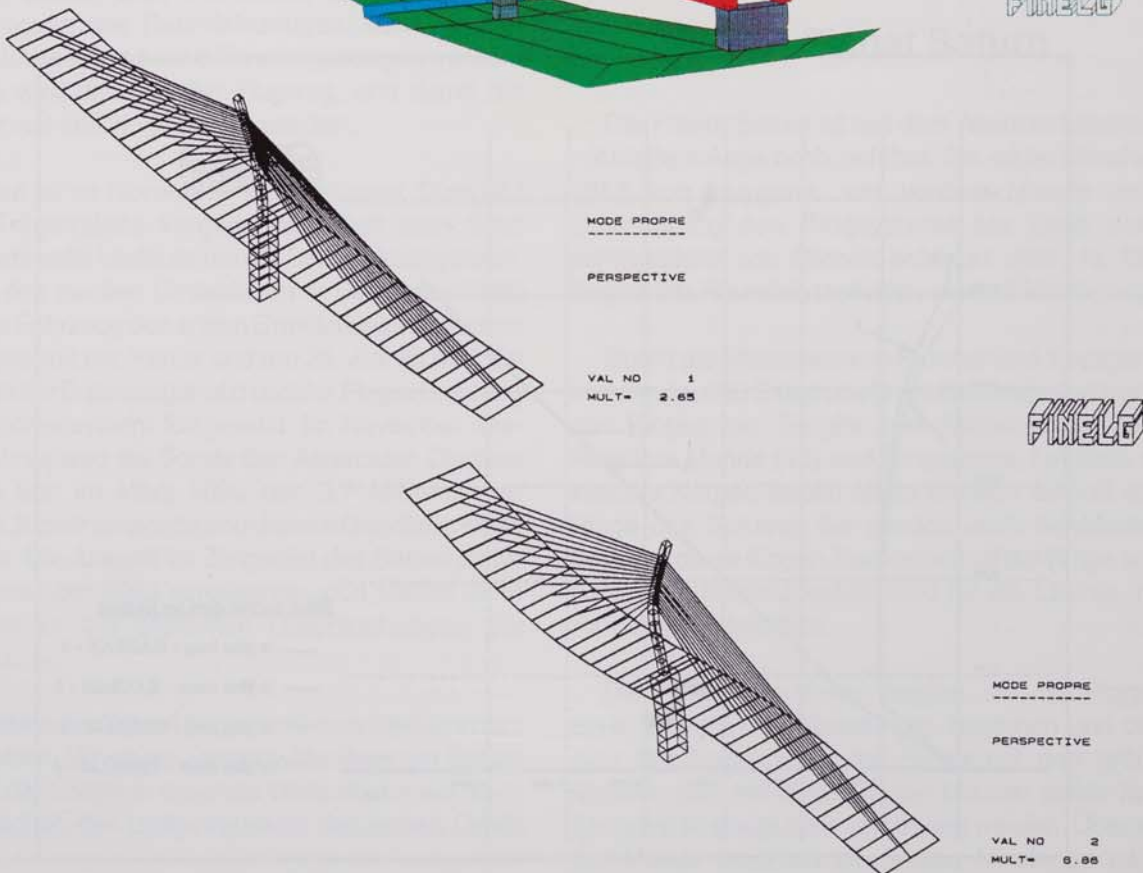
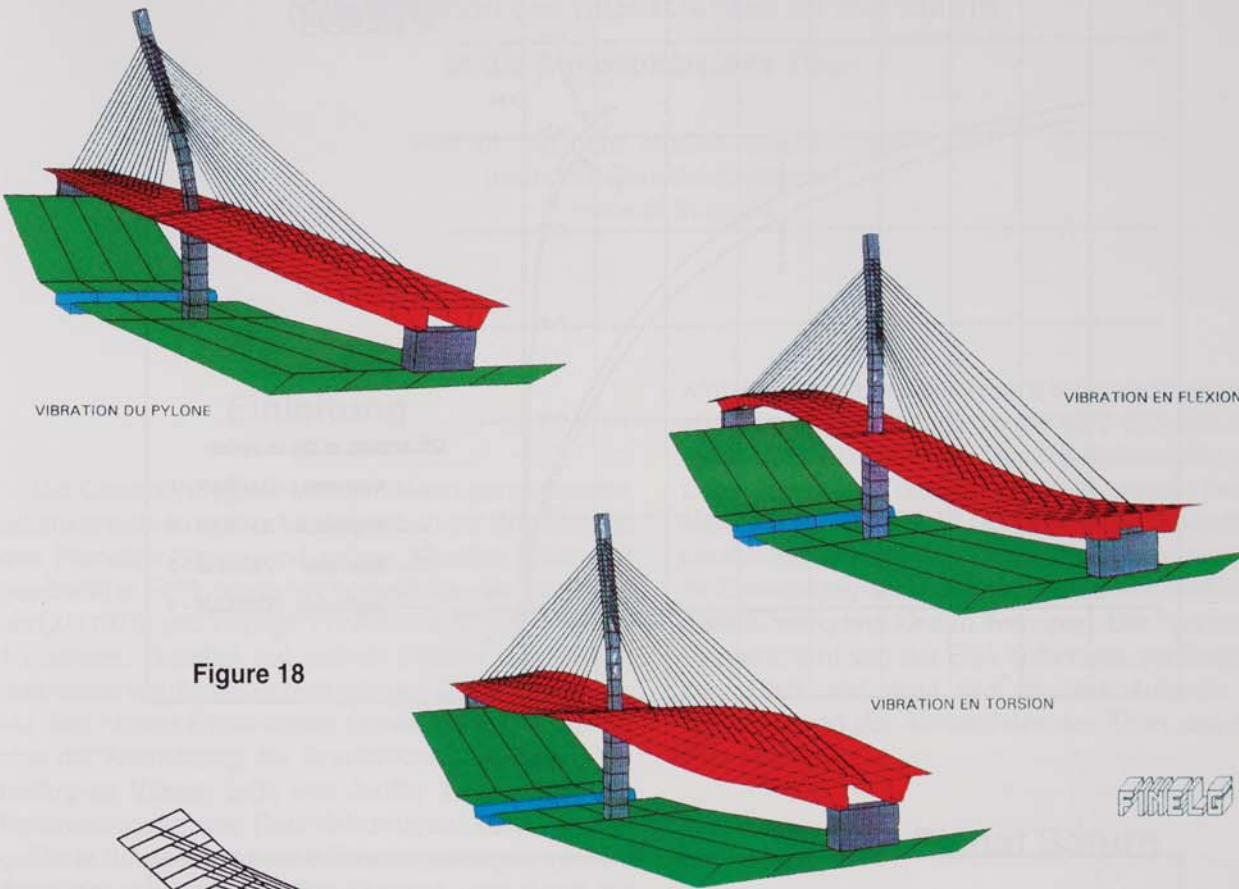
- \* pour le moment,  $M$ , en travée dans le tablier,  $\Delta M = + 1,6\%$ ;

- \* pour les efforts,  $N$ , dans les haubans,  $\Delta N = \pm 0,2\%$  à  $\pm 2\%$ .

- pour un multiplicateur proche de 5,0, l'effort tend vers la valeur nulle sans l'atteindre dans l'hypothèse hauban.

En conclusion, pour l'E.L.U., il n'est pas nécessaire de considérer les effets du second ordre dans le tablier et les haubans. Pour les pylône, ceux-ci ne dépassent pas 2 à 3%. L'effet hauban peut être également négligé pour le dimensionnement.

ETUDE DYNAMIQUE





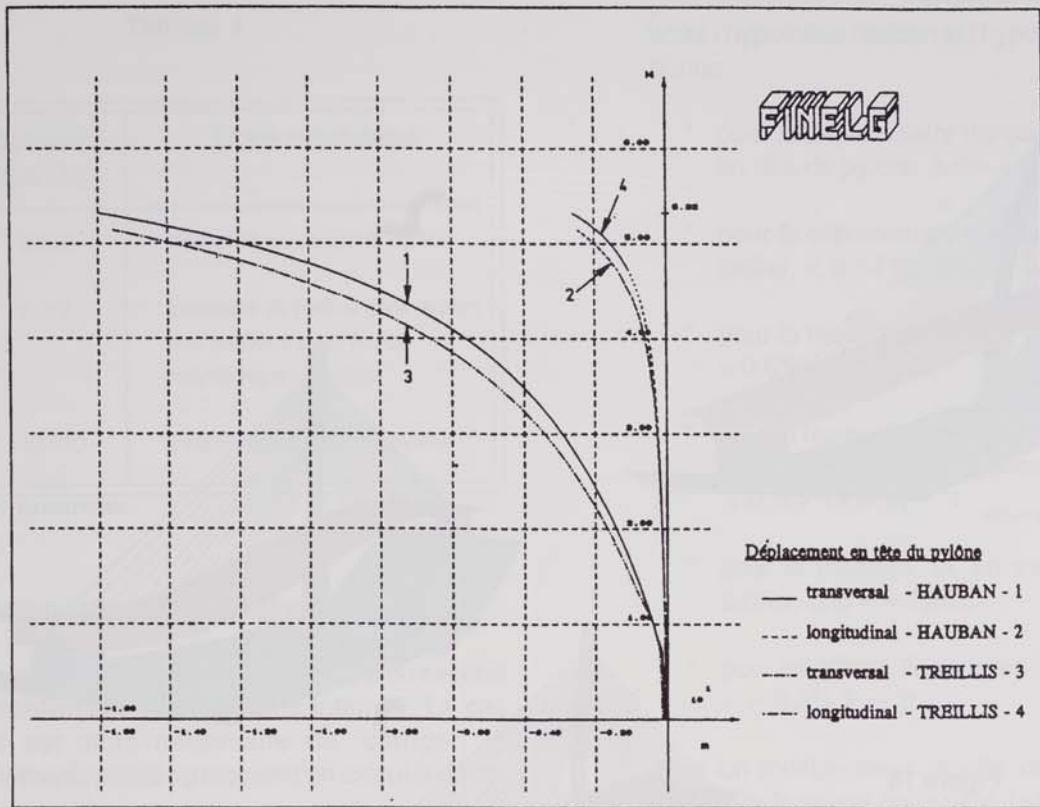


Figure 20

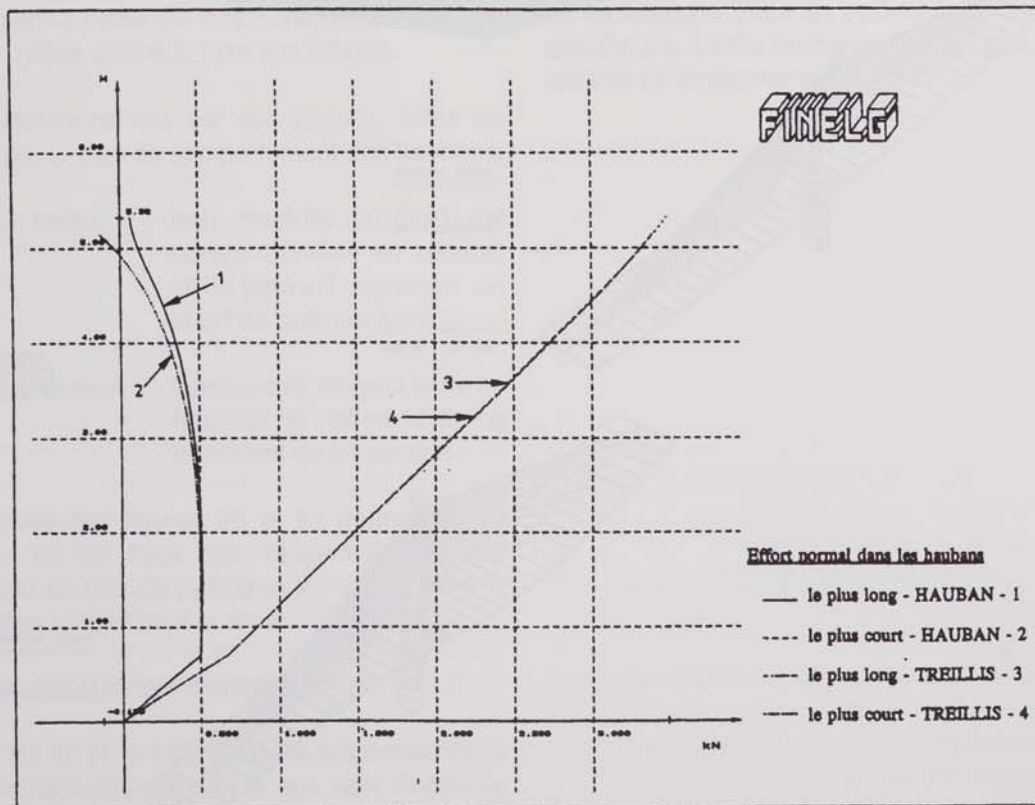


Figure 21

# LES HAUBANS

par

**FERNAND HUBERT**

Bureau d'Etudes Schroeder et Associés

## I. RAPPEL DES CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU PONT DE L'ALZETTE

Le pont de l'ALZETTE est un pont haubané à pylône central d'une longueur totale de 260 m. Les deux grandes travées de 130 m au-dessus de la vallée de l'Alzette sont chacune suspendues à 16 haubans distants de 6,685 m au niveau du tablier. La suspension est du type axial avec une configuration en semi-harpe.

Les haubans retenus par l'adjudicataire sont du type CINEC. L'ouvrage comporte 3 sections différentes de haubans composées respectivement de 55, 61 et 91 torons de longueurs comprises entre 42 et 141,7 m.

## II. LES PRESCRIPTIONS DU CAHIER DES CHARGES

Les prescriptions du Cahier Particulier des Charges en matière de haubans à torons parallèles sont issues de l'expérience et des enseignements acquis lors de la construction du pont haubané de WANDRE et des doutes à l'égard de la protection classique des câbles et torons parallèles en acier clair injectés au coulis de ciment et ce principalement à la suite:

- de la constatation sur certains ouvrages d'un faïençage du coulis de ciment;
- de la découverte du phénomène d'usure et de fatigue des torons à la suite de très faibles mouvements relatifs contre le coulis.

Des observations faites en Allemagne sur de nombreux ouvrages à câbles clos montrent que la galvanisation des fils constitue la meilleure protection de base des haubans.

Sur ces bases, il est décidé d'imposer, comme pour les câbles clos que tous les torons soient galvanisés et que le coulis de ciment d'injection soit remplacé par un produit souple, adhérent et compatible avec la galvanisation et le polyéthylène des gaines.

La cire pétrolière INJECTELF, mise au point pour la circonstance et ce genre d'utilisation, est testée et agréée pour la première fois pour la confection des haubans du pont de l'ALZETTE.

Les principales caractéristiques de cette cire pétrolière sont:

- densité = 0,9 gr/cm<sup>3</sup>;
- compatibilité avec l'acier galvanisé et avec la gaine PEHD;
- bonne adhérence sous eau;
- bonne adhérence sur l'acier galvanisé;
- viscosité très faible et donc forte pénétration au moment de l'injection;
- bonne résistance chimique.

Outre les impositions relatives à la protection anticorrosion des haubans qui se résument par:

- la galvanisation de tous les torons;
- la mise sous gaine enveloppe PEHD;
- l'injection complète de la cire pétrolière,

le Cahier Particulier des Charges impose également:

- l'ancrage de tous les haubans dans une cage métallique en tête du pylône - afin de garantir des conditions favorables d'entretien et d'inspection et d'éviter les selles d'appui où les sollicitations et la protection des câbles sont incertaines;

- réglage aisé de tous les haubans;
- la mise en place de tubes antivandalisme en acier inoxydable pour protéger les gaines PEHD sur les premiers deux mètres cinquante à la verticale au-dessus du tablier;
- la mise en place de dispositifs antivibrations afin de limiter les sollicitations aux ancrages.

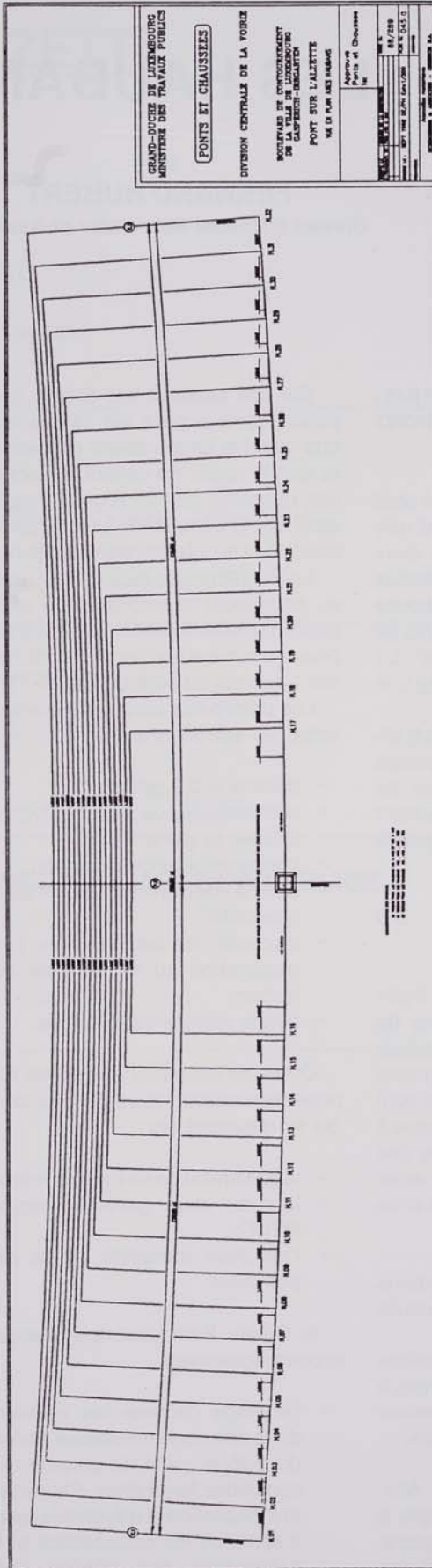
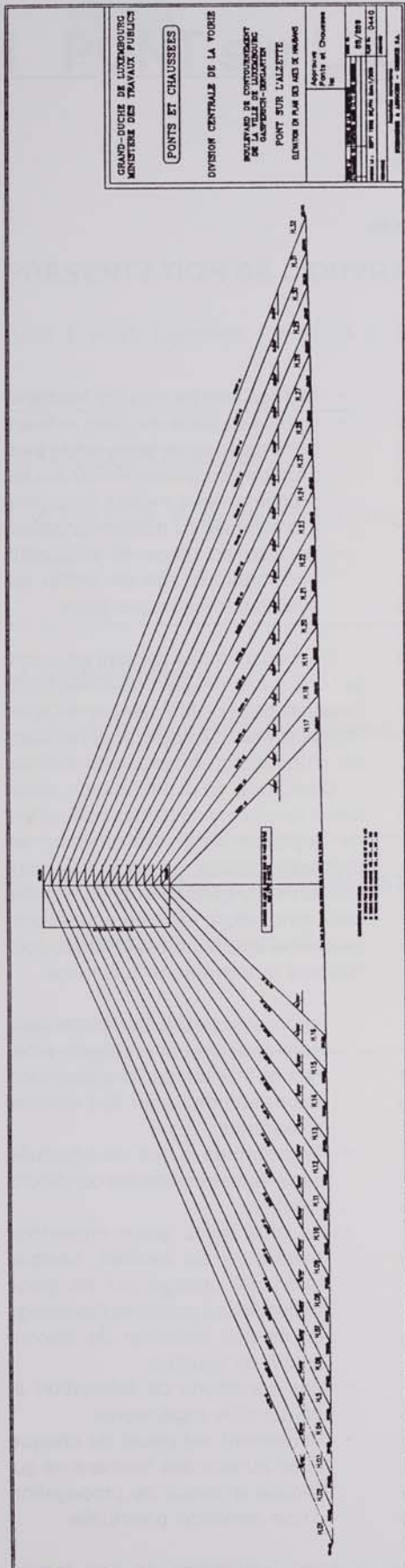
L'application directement en usine, sur chaque toron galvanisé, des barrières anticorrosion prévues par le Cahier Particulier des Charges pour l'ensemble d'un hauban est prescrite d'office.

Comparée à la fabrication antérieure qui nécessitait la mise en oeuvre de l'injection en fin de chantier, en plusieurs phases et dans des conditions in-situ généralement délicates, cette innovation, réalisée pour la première fois au pont de WANDRE, conduit aux améliorations suivantes:

- les torons constitutifs des haubans sont directement protégés, amenés et montés sur chantier sans exposition de l'acier aux sources d'oxydation;
- l'injection de la cire est effectuée sans reprise et dans les conditions idéales;
- en plus de la gaine protectrice extérieure du hauban, chaque toron est protégé par sa gaine extrudée qui présente l'avantage de ne pas posséder de discontinuité de soudure;
- des conditions de fabrication et de contrôle supérieures;
- l'isolement individuel de chaque toron au sein des haubans ce qui élimine le risque de propagation d'une corrosion ponctuelle.

Avec l'utilisation de ces torons préprotégés, seules sont injectées sur





chantier les zones d'ancrage ou les torons sont dénudés pour le clavetage.

Malgré la mise en oeuvre de gaines sur chaque toron, la gaine enveloppe des haubans est toutefois maintenue. Elle est formée par une gaine en acier inoxydable de 2 mm d'épaisseur.

Ce choix est fondé sur plusieurs critères:

- la situation de l'ouvrage en zone urbaine;
- l'absence de coûts d'entretien des gaines en acier inoxydable;
- l'esthétique supérieure de ces dernières;
- la mise en évidence du haubannage lors de l'éclairage du pont par réflexion de la lumière sur les gaines.

### III. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS

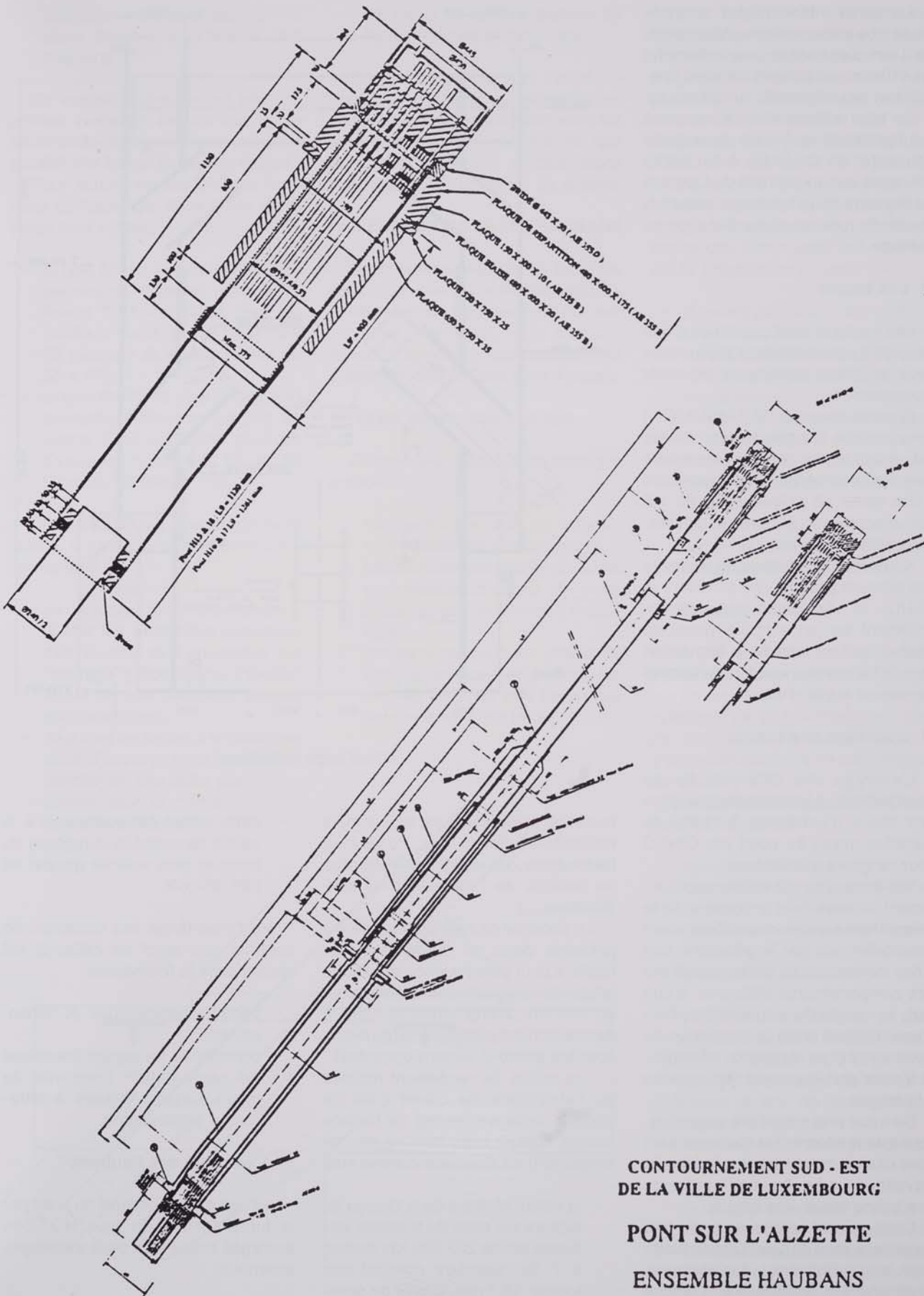
#### 1) La gaine enveloppe

Elle est en acier inoxydable, brossé d'une manière uniforme avec du papier de verre au grain 220, de qualité AISI 304 L pour ce qui est situé à plus de 12 m au dessus du tablier. La partie inférieure, y compris le tube antivandalisme, exposée aux projections des sels de déverglaçage est de qualité AISI 316 L.

La gaine courante a un diamètre de 219 mm et une épaisseur de 2 mm sauf pour les 4 gros haubans où le diamètre est porté à 240 mm.

La gaine est constituée de sections de 12 m de longueur assemblées sur place par soudure bout à bout.

La gaine inoxydable courante comporte à ses deux extrémités des tronçons renforcés de 5 mm d'épaisseur. A la partie supérieure le tronçon renforcé est terminé par un épaulement qui permet de suspendre l'ensemble de la gaine a un tube d'ancrage en acier galvanisé fixé sur le culot.





La partie inférieure est terminée par le tube antivandalisme démontable de 4 mm d'épaisseur dont le diamètre de 440 mm est compatible avec l'installation des dispositifs amortisseurs.

Le tube antivandalisme est serré sur l'extrémité renforcée de la gaine courante et coulisse à la partie inférieure sur un élément du tube fixé au bossage en béton ce qui assure la liberté de rotation et de dilatation au gainage.

## 2) Les torons

Les haubans sont constitués d'une série de torons parallèles rassemblés sous la gaine enveloppe en acier inoxydable.

Chaque toron (FONTAINUNION) constitué de fils galvanisés, tréfilés est enduit de cire pétrolière en même temps qu'il est recouvert par extrusion d'une gaine en polyéthylène de 1,5 mm d'épaisseur (protection entièrement réalisée en usine).

Après réception technique préalable des produits (torons, cire pétrolière et PEHD), la vérification porte essentiellement sur un contrôle visuel du produit fini tant lors de la fabrication chez le fournisseur que lors de la mise en oeuvre sur le chantier.

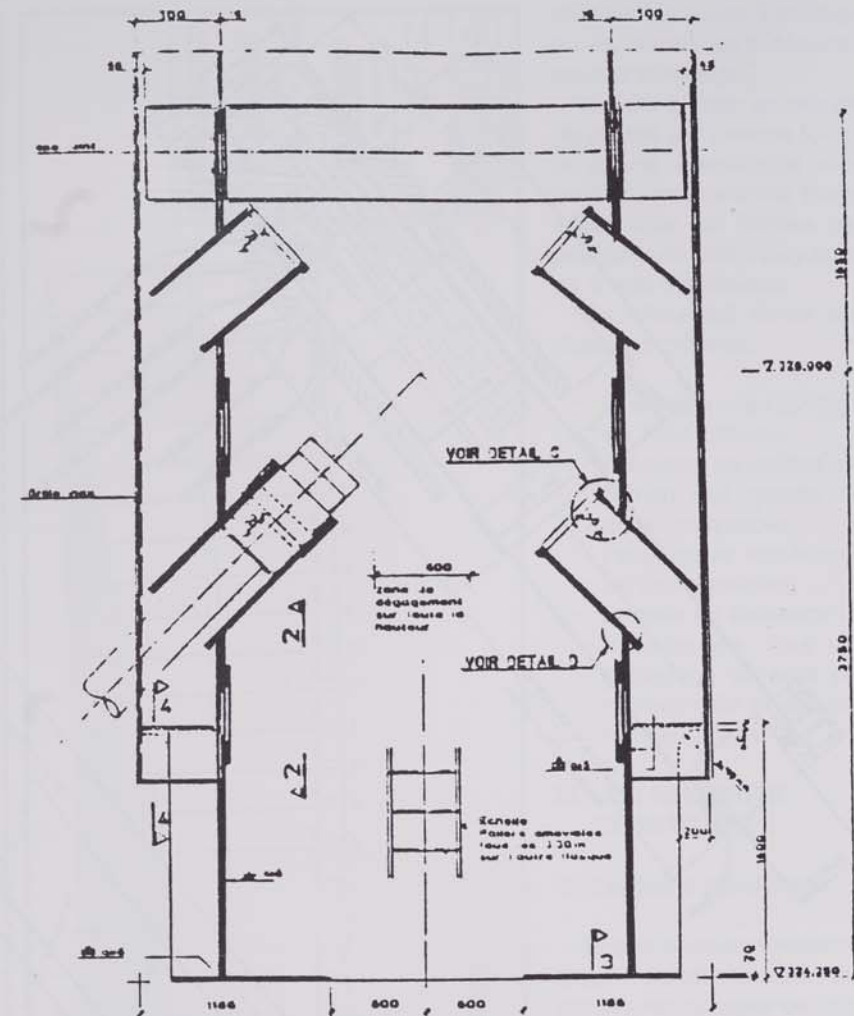
## 3) L'ancrage des torons

L'ancrage des différents torons constitutifs du hauban s'effectue dans des blocs d'extrémité à l'aide de clavettes mises au point par CINEC pour ce genre d'utilisation.

Vis-à-vis des clavettes habituellement utilisées dans le domaine de la précontrainte, celles-ci se différencient essentiellement par la géométrie des stries intérieures; ce qui se traduit par des comportements différents, d'une part, au niveau du rendement de l'ancrage (rapport entre la résistance du toron ancré et sa résistance effective), et d'autre part, au niveau de la tenue à la fatigue.

Bien que présentant des caractéristiques de rendement et d'allongement sous charge maximum plus faibles, la clavette du type "hauban" présente une bonne tenue à la fatigue.

Cette caractéristique est jugée très importante dans ce type d'assemblage pour lequel l'influence des éléments déterminant la résistance à la fatigue (variation de contrainte et nombre de



Détail cage métallique

cycles de sollicitation) est difficilement maîtrisable (effet du trafic, du vent sur les haubans, des vibrations éventuelles de ceux-ci, de l'interaction hauban-structure,...).

Le choix de ce type de clavette qui présente donc un rendement plus faible, a pour conséquence de réduire le taux de travail admissible des torons, et, dès lors, d'augmenter le nombre de ces derniers par haubans (du moins pour les sections dimensionnantes).

Les essais de rendement réalisés au Laboratoire de Génie Civil de Louvain-la-Neuve (essais de traction jusqu'à rupture avec mesure de l'allongement) se résument comme suit:

- la valeur statique de la charge de rupture sur base de 9 essais statiques est de 232,305 KN (torons à 7 fils, diamètre nominal des torons: 15,7 mm, classe de résistance nominale: 1860 N/mm<sup>2</sup>);

- cette valeur est supérieure à la valeur de calcul (à la rupture) du toron le plus sollicité qui est de 225,927 KN.

Vu l'importance des clavettes, un contrôle très strict de celles-ci est réalisé avec le fournisseur:

- contrôle géométrique et dimensionnel;
- contrôle du traitement thermique de cémentation (mesures de micro-duretés Vickers à différentes profondeurs).

## 4) L'ancrage des haubans

Il s'agit d'ancrages mis au point par la firme CINEC du type HD. Ces ancrages présentent deux avantages essentiels:

- compacité (encombrement réduit);



- déviation minimale des torons dans la zone d'extrémité des haubans.

Ce second avantage est très important lorsqu'on sait qu'une faible déviation des torons est primordiale pour garantir une bonne tenue à la fatigue.

Pour couvrir l'ensemble des haubans de l'ouvrage, deux types d'ancrage sont utilisés:

- le type 61 HD 15 (fixe et réglable) permettant d'ancrer jusqu'à 61 torons T 15 est utilisé pour les haubans numéros 1 à 14 et 19 à 32 (nombre de torons variant de 55 à 61);
- le type 91 HD 15 (fixe et réglable) permettant d'ancrer jusqu'à 91 torons T 15 est utilisé pour les haubans numéros 15 à 18 (nombre de torons: 75).

Ces deux types d'ancrage sont munis d'une série d'accessoires permettant:

- de protéger contre la corrosion à la fois les extrémités dénudées des torons et l'ensemble de l'ancrage grâce à une injection locale de cire pétrolière (capot-presse-étoupe);
- de guider les torons à la sortie des blocs d'ancrage et de les rassembler en une botte plus serrée pour la partie courante du hauban (collier déviateur);

- de régler la tension globale du hauban (écrou et bloc fileté).

Toutes les pièces font l'objet de nombreux contrôles de réception; en particulier les pièces pour lesquelles les caractéristiques tant mécaniques que dimensionnelles sont strictes: blocs d'ancrage, tubes et écrous de réglage.

#### IV. LES ESSAIS SUR LES HAUBANS

Complémentaire à tous les essais de mise au point des produits et de réception des matières (torons, clavettes, ancrages,...) le comportement d'ensemble des haubans fait également l'objet d'une série d'essais.

##### 1) Essai de traction statique

Compte tenu de ce que les ancrages proposés:

- réalisent l'ancrage de chaque toron isolément par clavettes;
- fonctionnent principalement avec transmission d'efforts de compression sur les pièces métallique;
- ont démontré que les essais de rupture statique donnaient les mêmes résultats que les essais de rendement sur toron,

on peut valablement considérer que les essais sur torons isolés sont représentatifs du comportement de l'ancrage global. En conséquence, l'essai global sur un câble complet (ne fournissant des informations que sur le rendement des premières ruptures, c'est-à-dire sur les 2 ou 3 premiers torons, avec en plus l'imprécision de la valeur exacte due à la grande difficulté d'équilibrer les efforts sur des torons très courts) est remplacé par le programme suivant:

- 9 essais préalables sur torons de production équivalente prélevés au départ de 3 bobines différentes (soit 3 essais par bobine). Chaque monotoron est muni d'un ancrage 1 HD 15 avec clavettes "hauban" à une extrémité et d'un manchon fileté FU 15 D à l'autre extrémité prise dans les mors de la machine de traction;
- 9 essais en cours de livraison des torons sur 3 bobines différentes (soit 3 essais par bobine).

##### 2) Essais de fatigue

Le Cahier Particulier des Charges prévoit un essai de tenue à la fatigue sur un système câble - ancrage - système de protection - système de culottage en tenant compte d'une éventuelle zone de déviation du câble.

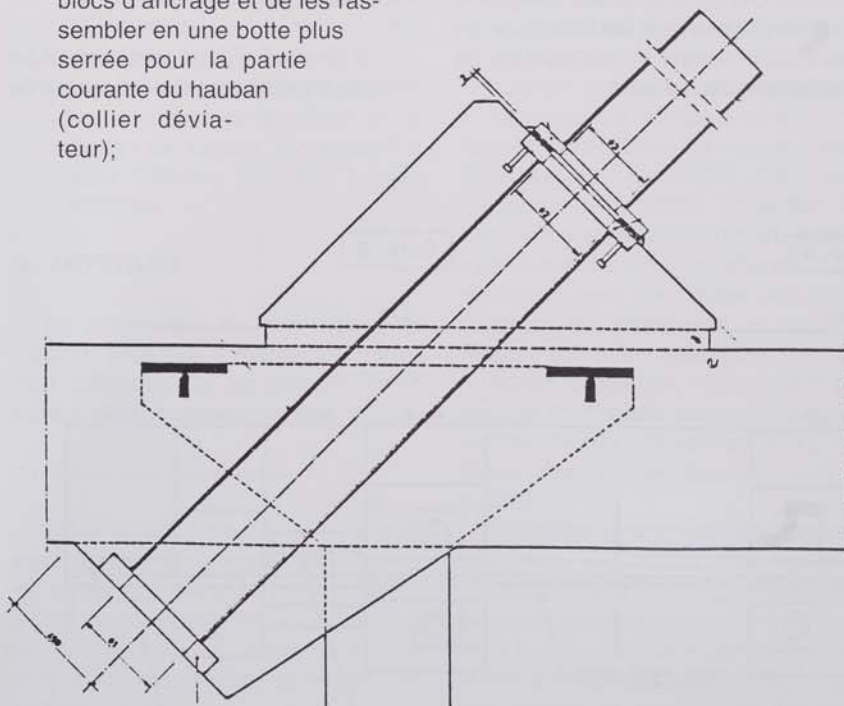
Les caractéristiques de cet essai sont les suivantes:

- tension maximale: 45% de la tension de calcul admise par les torons;
- une variation de tension égale à  $150 \text{ N/mm}^2$ ;
- 2.000.000 cycles.

Après l'essai de fatigue, le câble d'essai est soumis à traction jusqu'à rupture. L'essai de fatigue est concluant si la perte de résistance est inférieure à 8% de la résistance théorique à la rupture.

Compte tenu de l'ancrage individuel de chaque toron et vu:

- la quasi impossibilité pratique de réaliser de façon sûre l'essai pour un câble complet (risque de déserrage des clavettes lors du transfert du hauban de la machine de fatigue vers la machine de traction);



Détail bloc d'about



- le peu d'information que l'on risque de retirer de cet essai (pour un hauban constitué de 61 torons, la «faiblesse» d'un seul de ceux-ci met un terme à l'essai);
- le manque de représentativité de l'essai par rapport à la situation réelle (la variation de contrainte imposée - 150 N/mm<sup>2</sup> est nettement plus élevée que la variation réelle due aux surcharges mobiles; cette valeur «couvre» en fait une série d'inconnues dont la variation de la déviation angulaire lors des mouvements du hauban),

il a été décidé de remplacer cet essai par les différents essais suivants:

a) *Essai de fatigue par traction pulsée*

Cet essai est réalisé sur des ensembles de 3 torons ancrés et disposés de façon analogue aux torons dans les haubans de l'ouvrage. Les caractéristiques de l'essai sont:

- $F_{max} = 313,612 \text{ KN}$ ;
- $F_{min} = 246,112 \text{ KN}$ ;
- déviation des torons à la sortie des clavettes: 2,15%.

Après l'essai de fatigue, l'ensemble composé des 3 torons est soumis, sur la même machine, à une traction statique jusqu'à rupture. Compte tenu de la chute de résistance (8%) admise après l'essai de fatigue, l'effort minimal à obtenir à la rupture est de:

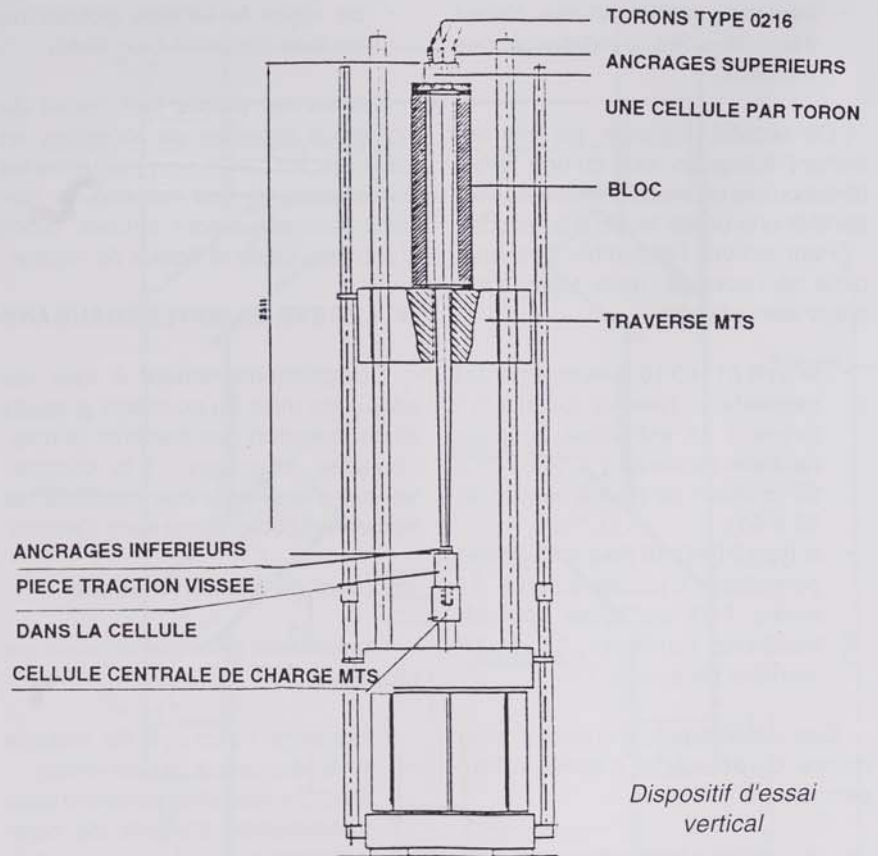
$$0,92 \times 232,305 = 213,72 \text{ KN.}$$

Trois essais préalables (fatigue + traction statique) ont été effectués sur des lots de torons et de clavettes de production équivalente.

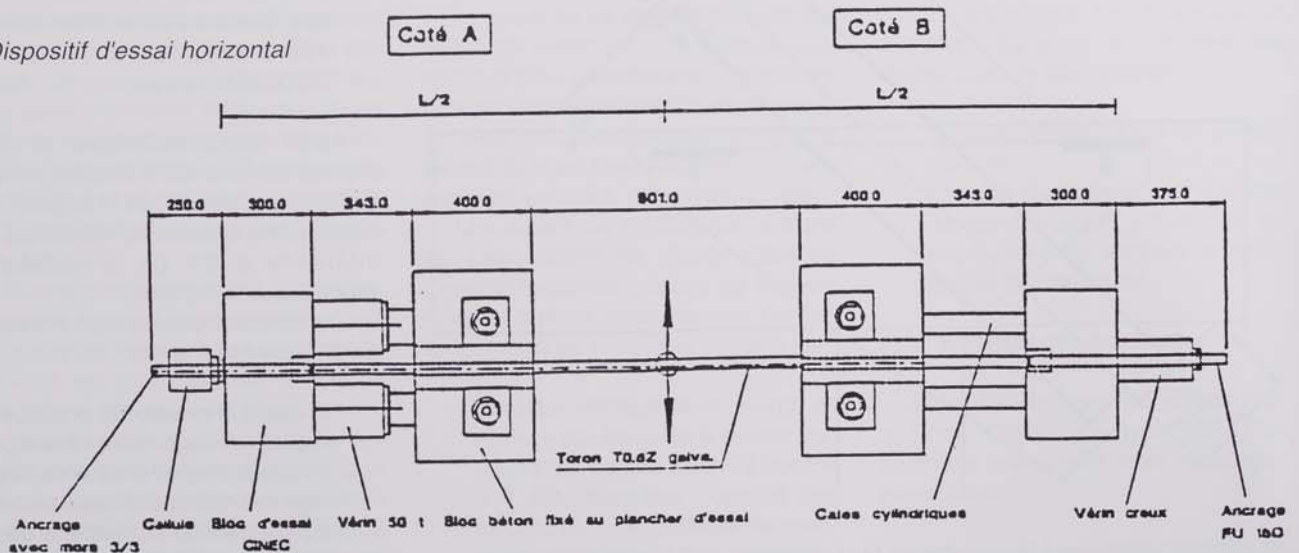
Résultats des essais:

\* essais de fatigue:

Il ne s'est produit aucune rupture de fils après les  $2 \cdot 10^6$  cycles de



Dispositif d'essai horizontal





sollicitations; de même, aucune dégradation de la gaine extérieure des torons en PEHD n'a été constatée.

\* essais de traction statique:

Les essais de fatigue ne provoquent pas de chute de la valeur de la charge de rupture par rapport à celle obtenue lors des essais statiques.

b) *Essai de fatigue en flexion*

Cet essai est réalisé en complément aux essais précédents et dans le but de simuler le comportement des torons au droit des ancrages lors des mouvements transversaux des haubans.

Il s'agit avant tout de mettre au point un dispositif d'essai tel que, en soumettant le toron à un mouvement transversal, qu'il soit à la fois soumis à une variation de contrainte axiale et à une variation de sa déviation.

Trois essais ont été effectués en cours de livraison sur des lots bien définis et réceptionnés de torons et de clavettes.

*Résultats des essais:*

- \* Les torons ont parfaitement résisté aux  $2 \cdot 10^6$  variations de contrainte et d'angle, aucune dégradation apparente n'a été constatée.
- \* Les essais de fatigue ne provoquent pas de chute de la valeur de la charge de rupture par rapport à celle obtenue lors des essais statiques.

## V. MONTAGE

Le processus de montage d'un hauban sous gaine métallique mince non autoportante, se déroule selon l'ordre des phases suivantes:

### 1) Pose des ancrages

Dans le cas présent, ceux-ci sont complètement prémontés en usine; ils comprennent les trois plaques d'ancrage avec les clavettes emprisonnées et les accessoires, notamment ceux prévus pour permettre et limiter l'injection in-situ.

Ces ancrages sont posés et maintenus en position par des vis de fixation.

Sur l'ancrage fixe supérieur en tête du pylône est ajusté un tube d'ancrage en acier galvanisé d'environ 3 m de longueur. Ce tube réalisé en deux éléments raboutés par vis permet de disposer d'une fenêtre de travail pour l'enfilage des torons. Le tube est terminé par un épaulement interne auquel est suspendue la gaine en acier inoxydable.

L'ancrage inférieur est, quant à lui, prolongé par un tube en polyéthylène jusqu'à la sortie du bossage. Le niveau d'injection interne est grâce à ce tube prolongé jusqu'au dessus du niveau du tablier afin de permettre l'évacuation des eaux de condensation et éventuellement d'infiltration.

### 2) Montage de la gaine

La gaine en acier inoxydable de 2 mm d'épaisseur est livrée en longueurs de 12 m sous emballage plastique.

Le montage a nécessité la mise en place préalable de torons galvanisés à l'extérieur de la gaine afin de réaliser un chemin de glissement pour des berceaux en acier galvanisé revêtus de téflon. Ces berceaux, reliés eux par des chaînes, assurent le lissage et le maintien provisoire de la gaine vide.

Les éléments de gaine sont assemblés bout à bout par soudures réalisées par procédé TIG (Tungstène Inert Gaz) sous argon avec un métal d'apport de nuance identique à la nuance des pièces à assembler.

Le travail est réalisé sous enceinte fermée (tente d'abri montée sur tour) étanche aux courants d'air afin d'assurer une bonne protection du bain de fusion et de garantir une qualité satisfaisante des soudures. Ces dernières sont contrôlées par radiographies RX effectuées au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Après réalisation, nettoyage et polissage de chaque soudure, la gaine est hissée par séquences de 12 m à l'aide d'un tirefor disposé dans le pylône.

La gaine inoxydable comporte à ses deux extrémités des tronçons renforcés de 5 mm d'épaisseur. La partie supérieure qui est montée avec et à travers la 2ème partie du tube d'ancrage comporte un collier soudé qui assure la suspension de l'ensemble de la gaine. Un anneau isolant en polyéthylène évite le contact entre

l'acier inoxydable et l'acier galvanisé sur l'épaulement du tube d'ancrage.

### 3) Enfilage et premier réglage des torons

Les torons préprotégés sont livrés sur chantier en bobines de  $\pm 2.000$  m.

Tous les torons d'un hauban sont ensuite déroulés et alignés dans une goulotte afin de procéder à une coupe à longueur unique de l'ensemble de ceux-ci. Pour s'affranchir des effets de température, les mesures sont repérées par rapport à un toron témoin lequel a été étalonné lors du nivellement zéro du pont juste avant le montage des haubans (donc dans les mêmes conditions de température et avec les mêmes opérations et appareils).

La précision des mesures lors de ce nivellement zéro, donc lors de la détermination de la distance réelle entre les plaques d'appui des différents haubans et lors de la coupe à longueur des torons est essentielle; elle permet de baser la mise en tension de tous les haubans sur la plus simple des consignes; à savoir, la mesure de l'allongement des torons.

Après la coupe à longueur, il est procédé au dénudage des extrémités des torons (dégagement de la gaine PEHD et de la cire pétrolière dans les zones de clavetage). Cette opération est réalisée par immersion dans un solvant. Les longueurs à dénuder sont de  $\pm 0,35$  m côté ancrage fixe et de 2 à 3 m suivant les haubans pour l'extrémité où s'opère la mise en tension.

Il est ensuite procédé sur chaque toron à un façonnage des deux extrémités afin de dégager le fil central sur  $\pm 8$  cm de longueur.

Les torons sont enfilés un à un de bas en haut dans la gaine en acier inoxydable en les tirant au moyen d'un câble fin. Un dispositif traîneau est disposé à l'avant du toron afin d'assurer le parallélisme dans la gaine. Arrivé à la fenêtre supérieure, à l'entrée du pylône, l'extrémité du toron est prise en charge par un fil pilote traversant l'ancrage par l'orifice de clavetage désigné. Ce fil pilote prend le toron par l'extrémité façonnée grâce à l'interposition d'un coupleur et l'amène dans sa clavette. Par traction vers le bas, le toron est automatiquement ancré.

Le toron est enfilé de la même façon dans le tube d'ancrage et le



culot inférieurs et aussitôt mis en tension à l'aide d'un vérin monotoron. Ce dernier est équipé d'un long nez profilé qui permet l'accès à tous les torons qui forment finalement une botte serrée à l'arrière de l'ancrage type HD.

L'ordre de mise en place des torons est du haut vers le bas afin de dégager dès la mise en tension, la partie inférieure de la gaine pour l'enfilage des torons suivants.

La première mise en tension de la plupart des haubans (les délais à respecter, le phasage des travaux et les conditions climatiques imposaient des réglages intermédiaires différents notamment sur les quatre premiers haubans de part et d'autre du pylône) est opérée à 70% de réglage final (70% de l'allongement final à obtenir). Ce réglage a lieu par mesure de l'allongement. Une fois tous les torons tendus, il est procédé à la

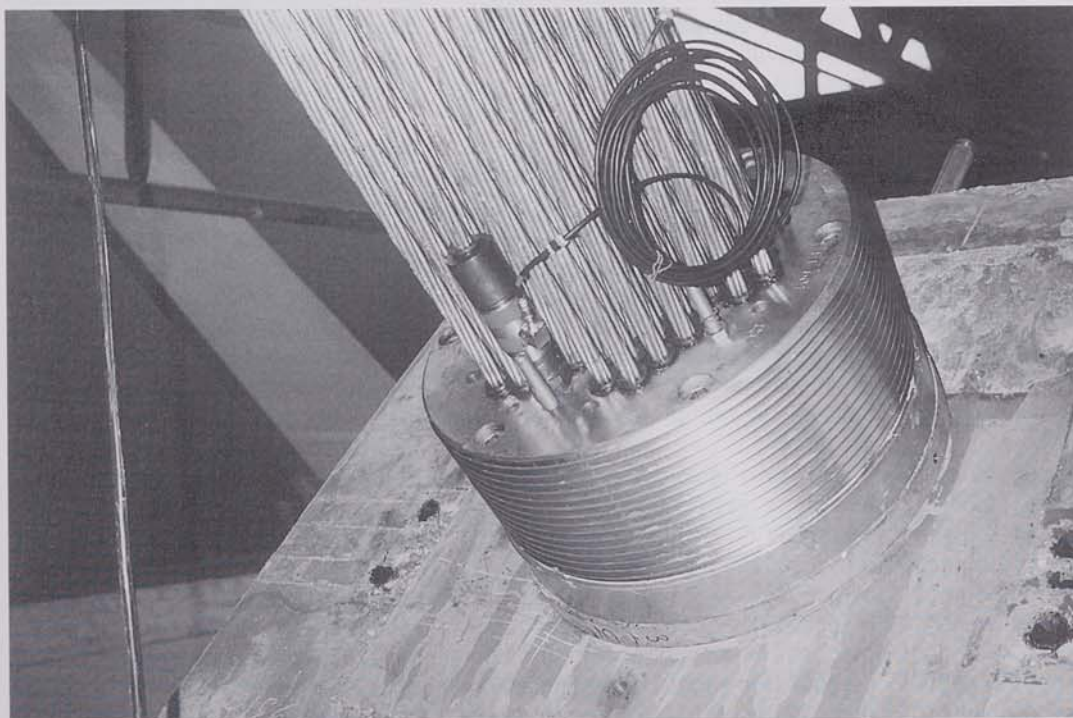
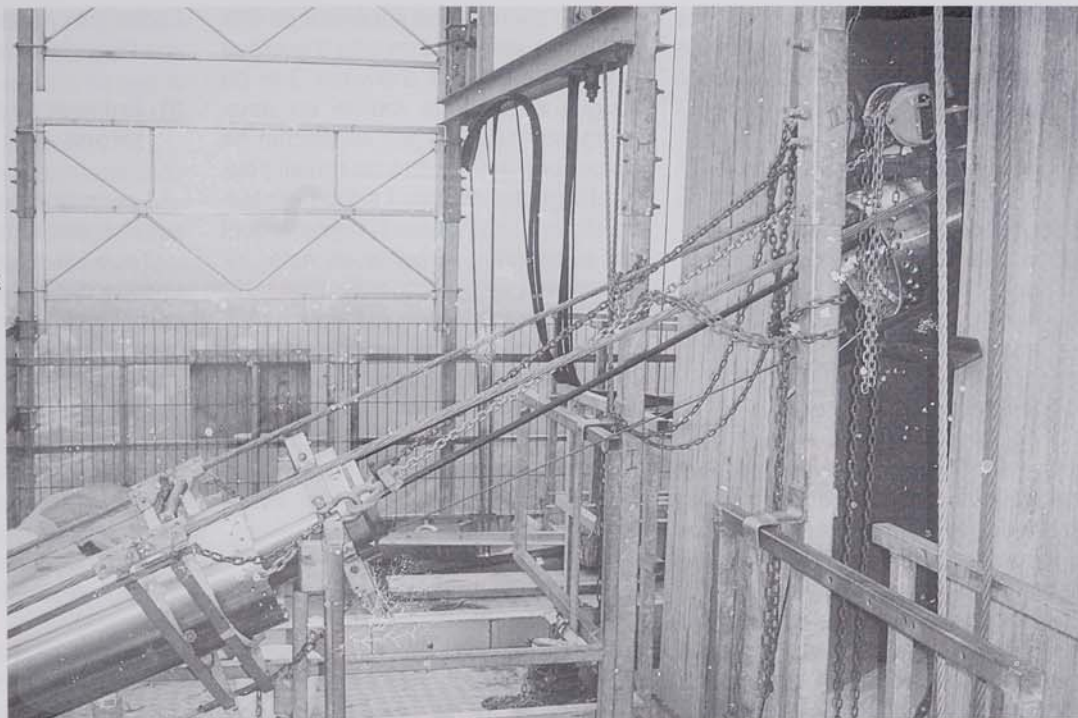
pesée de 6 torons choisis de façon aléatoire (enregistrement de la pression de déclavetage). Ce pesage constitue un premier contrôle de l'effort appliqué; il permet en plus de vérifier l'uniformité de l'effort entre les différents torons. En pratique, on a constaté un écart maximum de 5% entre les pressions de déclavetage extrêmes.

Cet écart est tout à fait logique au vu des tolérances relevées sur le module de déformation des torons (190 à 202 KN/mm<sup>2</sup>) et sur leur section (149 mm<sup>2</sup> à 151 mm<sup>2</sup>) (valeurs extrêmes).

#### 4) Réglage définitif des haubans

A ce stade, le choix est toujours possible entre deux méthodes de réglage, à savoir:

1. la mise en tension à l'aide du gros vérin agissant directement sur l'ancrage inférieur pour tendre simultanément tous les torons. Cette méthode nécessite la mise en place de fourrures sous l'écrou et l'utilisation de la course de ce dernier pour l'ajustage;
2. la mise en tension toron par toron avec le vérin monotoron.





Cette seconde méthode a été retenue:

- parce que le matériel était déjà en place;
- parce que ce matériel léger est très souple d'emploi et qu'il permet d'obtenir un bon rendement (2 hommes pour le réglage de 2 à 3 haubans par jour);
- parce qu'il préserve les possibilités maximales de réglage dans le temps en évitant d'utiliser la course de l'écrou (course moyenne: 10 cm dont un tiers est réservé au réglage négatif éventuel (détente) et 2/3 pour le réglage positif).

Aucun relâchement (avec le vérin monotoron) n'étant possible avec des ancrages à 3 étages, le réglage de l'allongement a d'abord été effectué à 90% du réglage final sur quelques câbles. La très bonne concordance des efforts mesurés avec les valeurs calculées a alors permis d'éviter cette phase intermédiaire et d'appliquer directement le réglage total pour le reste des haubans.

## 5) Equipement et finitions

Dès que tous les torons d'un hauban sont enfilés, il est procédé au placement des déviateurs haut et bas. Ces déviateurs sont des colliers métalliques recouverts d'une feuille de néoprène collé, qui confèrent à la botte de torons la forme hexagonale qui s'inscrit le mieux dans la section circulaire des slips de raccordement des tronçons de gaine. En pratique, il n'y a donc pas de possibilité de mouvement de lacet de la gaine enveloppe autour de la botte de torons.

L'injection à la cire pétrolière des ancrages fixes supérieurs est alors réalisée après pose des capots d'injection à l'arrière des culots.

L'injection des ancrages inférieurs a lieu après contrôle et ajustage de la géométrie de l'ouvrage et des efforts dans tous les haubans. Cette injection qui couvre la partie dénudée des torons est prolongée sur 3 à 4 m afin:

- de permettre l'évacuation au niveau de la chaussée de toute forme d'humidité-ruiselante le long des torons;

- de garantir le monolithisme de la section du hauban dans la zone de mise en oeuvre des dispositifs amortisseurs.

Le montage des haubans se termine par la mise en oeuvre des dispositifs antivibratoires et des dispositifs amortisseurs qui font l'objet du chapitre VI. ci-après. Les fenêtres de travail dans le gainage des haubans sont alors fermées:

- en haut, par la mise en place et le vissage sur le premier élément de la deuxième partie du tube d'ancrage restée en arrière sur la gaine inox;
- en bas, par la pose des tubes antivandalisme constitués de deux demi cylindres également en acier inoxydable assemblés par vis (démontage pour la maintenance des dispositifs amortisseurs).

## VI. MESURE DES EFFORTS, OSCILLATIONS ET AMORTISSEMENT DES HAUBANS

Le chapitre sera traité dans la prochaine Revue Technique. □





# SOLLICITATIONS ET DEFORMATIONS EN PHASE DE POUSSAGE

par

**Monsieur Daniel VAN DER KEELLEN**

Bureau de Contrôle SECOLUX

La technique de mise en place de la partie métallique d'un pont mixte par poussage est bien connue et a d'ailleurs été utilisée sans problème lors de la construction de trois viaducs du Contournement Sud-Est de la Ville de Luxembourg.

Elle consiste à amener au flanc de la vallée, un premier tronçon du pont puis un deuxième que l'on relie au premier. On fait glisser cet ensemble vers la vallée de manière à dégager la place pour un troisième tronçon. Les différents tronçons sont ainsi reliés aux précédents et poussés jusqu'à achèvement de la partie métallique de l'ouvrage.

Dans de très nombreux cas, on peut se passer d'appuis provisoires dans la vallée et les travées sont de longueurs sensiblement constantes. Lors des différentes phases de poussage, les enveloppes des sollicitations présentent des maxima dans les travées d'extrémité et des valeurs à peu près constantes dans le reste de l'ouvrage. Les portées lors du poussage étant du même ordre de grandeur que les portées définitives et les charges beaucoup plus faibles, il est rare que les contraintes obtenues soient déterminantes pour le dimensionnement. Par ailleurs, sauf lors des phases d'accostage, les réactions aux piles varient peu.

Pour le cas du Pont sur l'Alzette, par contre les sollicitations en service sont très différentes de celles subies par l'ouvrage au poussage. En effet, en phase définitive le réglage des haubans permet de compenser la majeure partie des sollicitations dues aux charges permanentes. Les sollici-

tations relatives aux charges mobiles sont principalement des moments "fibre inférieure tendue" dans des zones d'environ 100 m à partir des culées et des moments "fibre supérieure tendue" dans les 60 m proches du pylône. Cette répartition des efforts a conduit à prévoir des tôles minces près des culées. Ainsi sur les 40 premiers mètres la tôle inférieure n'a que 20 mm d'épaisseur. Il y a donc lieu de s'assurer que ces tôles restent suffisantes dans les stades provisoires.

Une autre caractéristique du pont est l'influence des contreflèches nécessaires pour obtenir en service un profil en long correct.

Dans le cas de ponts habituels à portées sensiblement constantes, ces contreflèches sont pratiquement identiques dans toutes les travées. Il en résulte que lors des différentes phases de poussage, le pont monte et descend de manière semblable à tous les appuis et ne subit donc que peu d'efforts supplémentaires.

Dans le cas du Pont de l'Alzette, la situation est très différente. Les contreflèches atteignent 275 mm vers le milieu des portées définitives et ne correspondent en rien à la répartition des appuis provisoires de poussage. Il était donc impératif d'en tenir compte lors de la vérification des sollicitations du pont. Pour celle-ci on a considéré plus de 100 positions. L'influence d'une différence de température entre les parties supérieures et inférieures des poutres a été considérée ainsi que celle d'écart entre les niveaux réels des appuis et les niveaux prévus aux plans. Il faut noter à ce propos, qu'une dilatation de 10 degrés de la palée de

35 m se traduit par une dénivellation de 3.5 mm rendant illusoire des calculs ne tenant pas compte de ces effets secondaires.

On peut trouver en figure 1, l'évolution des réactions des divers appuis. Les ressauts importants correspondent aux accostages des divers appuis. La réaction maximale est de l'ordre de 330 T pour une poutre.

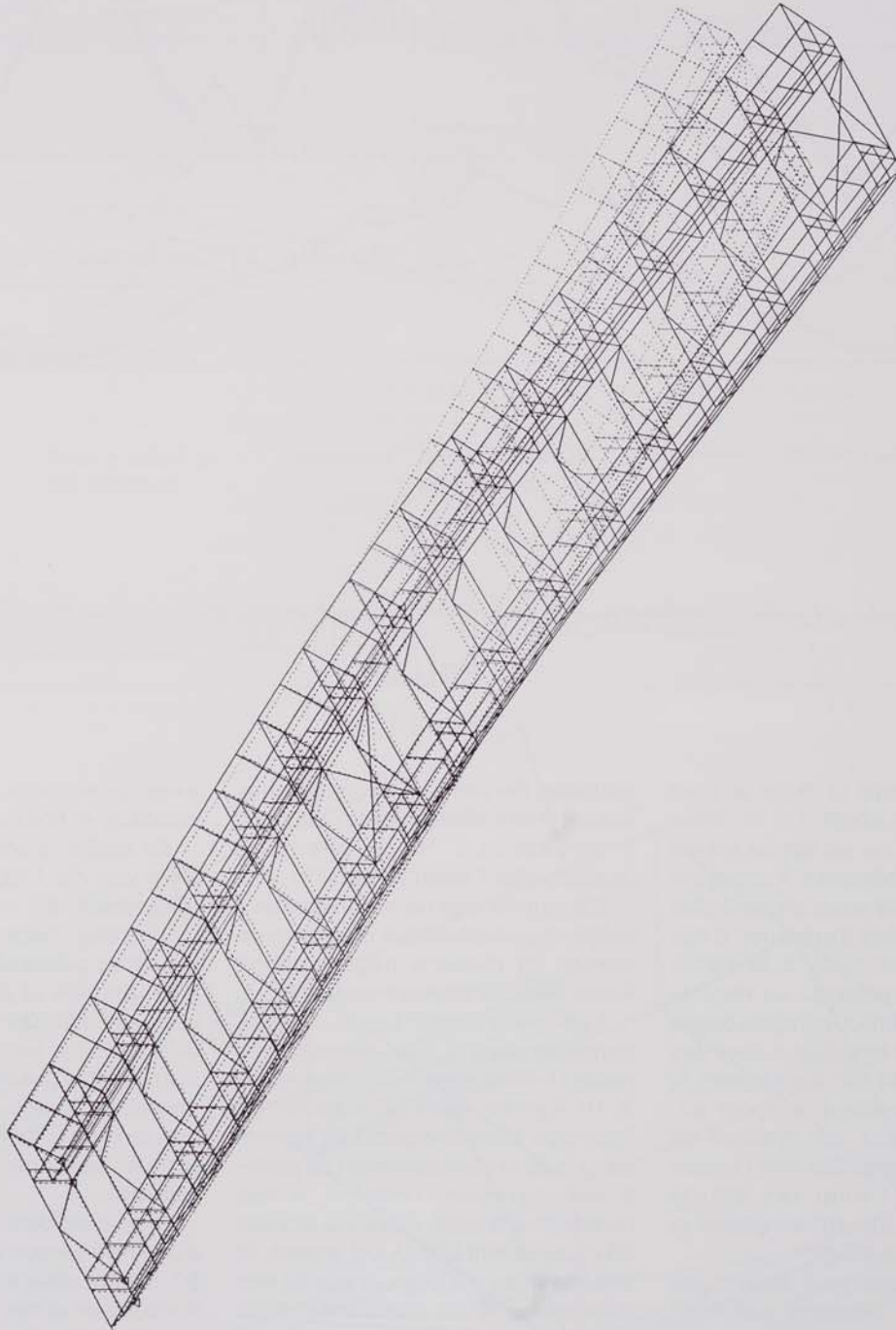
Dans les ponts poussés habituels, la réaction est maximum juste avant l'accostage de l'appui suivant, puis se stabilise à une valeur proche du poids moyen multiplié par la portée. Ici, on constate également des valeurs importantes avant accostage, des valeurs très faibles jusqu'à l'accostage suivant puis une augmentation très importante lors du passage sur l'appui des tronçons lourds de la zone centrale du pont.

Les valeurs très faibles peuvent même s'annuler et le pont peut décoller de plusieurs centimètres. Ces variations de réactions sont en grande partie dues aux contreflèches, elles sont de l'ordre de 120 T par poutre pour la plupart des appuis. Elles atteignent 160 T à la première palée provisoire.

L'effet du gradient thermique se traduit par des différences de réactions de l'ordre de 10 T, celui d'erreurs de niveau de 2 mm des appuis est également de l'ordre de 10 T.

Sur la même figure se trouve l'effort de poussage nécessaire pour vaincre un frottement de 3% sur les palées ainsi que l'effort de retenue dans le cas où le pont se raccourcissait thermiquement. Vue la pente générale du pont, l'effort de poussage reste très faible (de l'ordre de 10 T pour une poutre).

# Alzette : Poussage ( Membranes )



Deplacement maximum = .9477  
Poids mort ( = 21.15 T par diaphragme )

Ju1 8 17:22





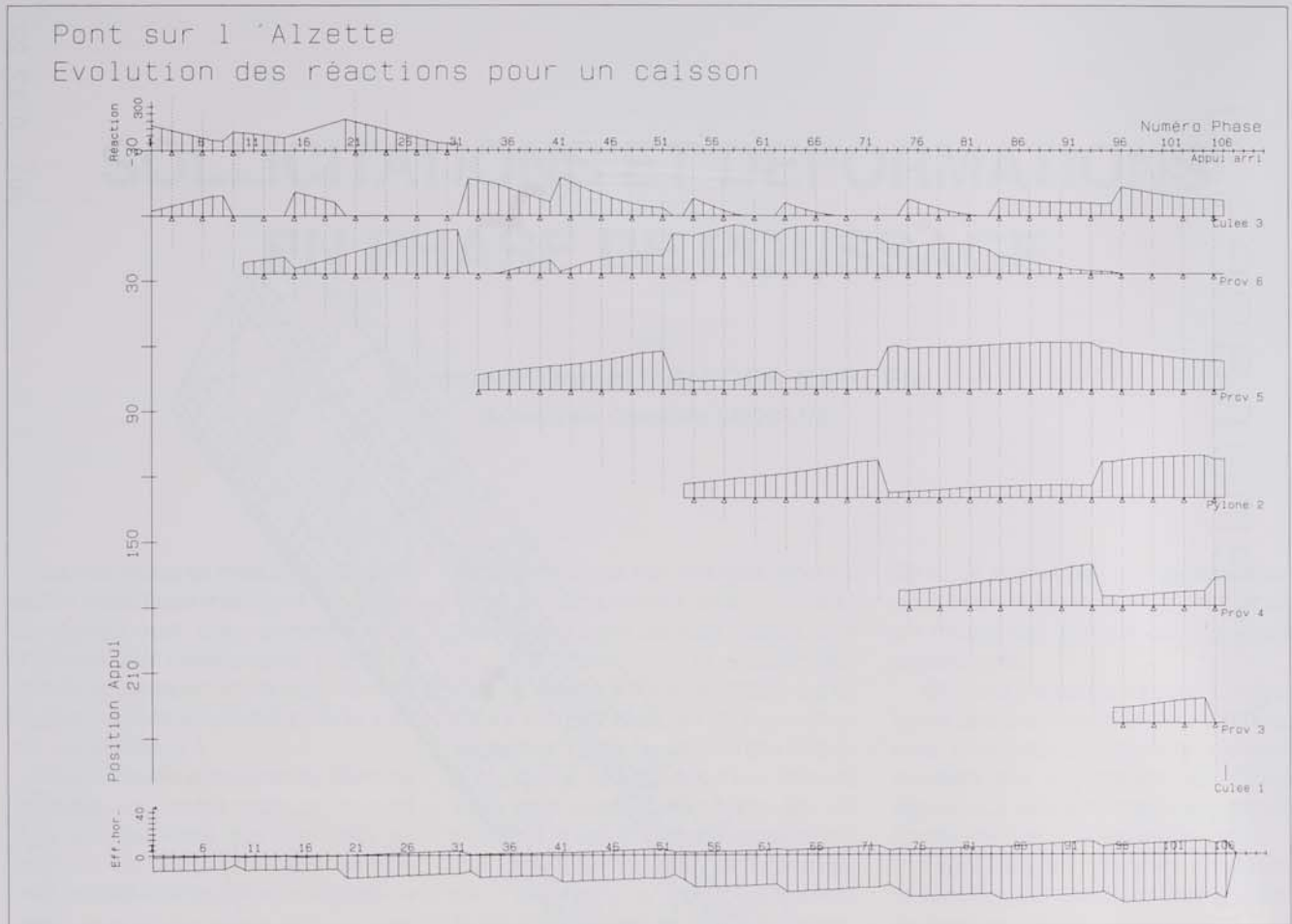


Figure 1

Avant accostage, la flèche en bout de porte-à-faux atteint 1,2 m. Pour remonter le pont sur les appuis, il a été fait usage de béquilles s'appuyant d'une part sur des axes situés à côté des appuis et fixées d'autre part à des axes de rotation fixés à la partie supérieure des poutres. Le mouvement d'avancement du pont provoquait une rotation des béquilles autour des axes inférieurs et par conséquent la remontée automatique du pont au-dessus des appuis. Un système de treuils tirant les béquilles vers l'arrière permettait de limiter les efforts horizontaux à la fois sur les palées et aux vérins de poussage.

En figure 2, on peut trouver les enveloppes des moments positifs et négatifs de chaque section, en tenant compte ou non du gradient de température et d'écart sur les niveaux d'appuis. On a indiqué également les diagrammes que l'on aurait obtenus si le pont avait été construit sans contreflèches. On peut constater que l'influence de la température et des appuis

est faible. Par contre, les contreflèches induisent des différences de moments, principalement "fibre inférieure tendue", allant jusqu'à 1000 Tm.

Certaines sections présentent même la caractéristique étonnante de garder un moment négatif même lorsqu'elles se trouvent en travée.

Les contraintes longitudinales correspondant à ces diagrammes restent faibles, elles restent inférieures à 10 kg/mm<sup>2</sup> dans la majorité de l'ouvrage. Elles atteignent 16 kg/mm<sup>2</sup> dans la zone correspondant au porte-à-faux maximum. Toutefois, il faut constater une zone critique à environ 35 m de l'avant bec. A cet endroit, la tôle inférieure n'a toujours que 20 mm d'épaisseur et est comprimée. Pour se prémunir contre les problèmes d'instabilité, un raidisseur longitudinal a été ajouté dans cette zone.

Les diagrammes et commentaires précédents sont basés sur une étude du poussage qui modélisait une des deux poutres du pont en la considérant comme droite et en supposant que les

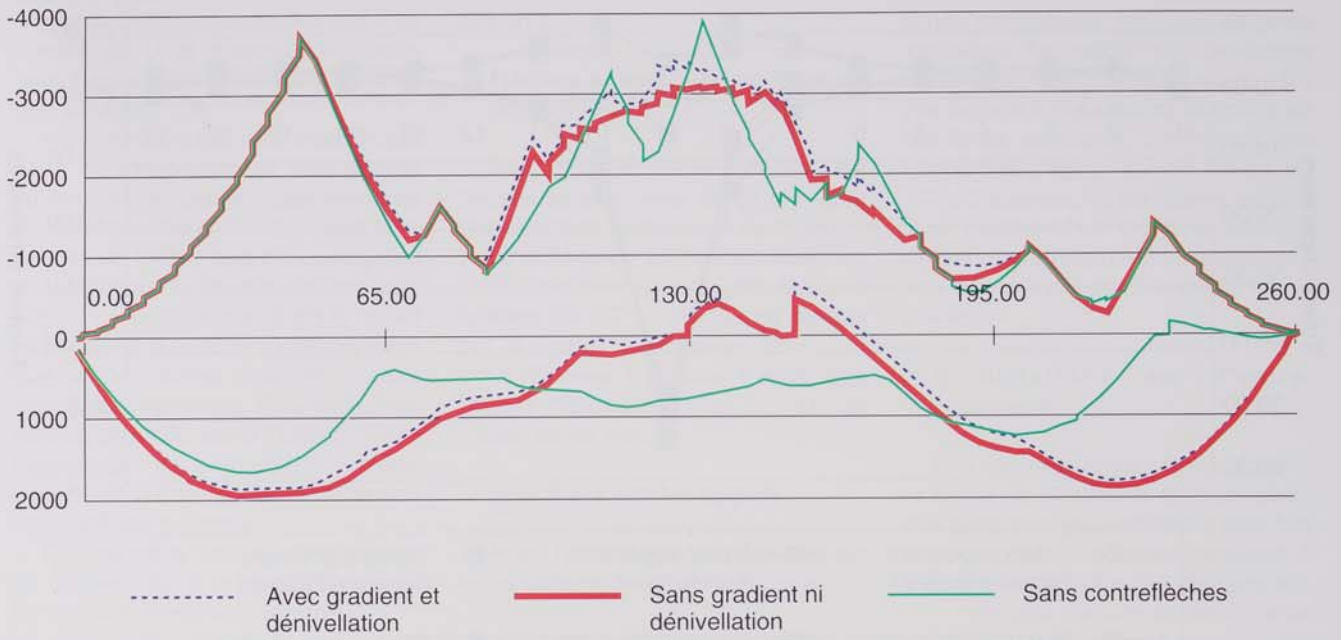
axes principaux d'inertie étaient verticaux et horizontaux.

En réalité, le pont est courbe avec un rayon de 1750 m et la section transversale est en dévers de 2,6%. De plus chacune des 2 poutres formant le pont se présente sous forme d'une âme verticale et d'une âme inclinée liées par une tôle inférieure. Il s'agit donc d'une section ouverte ne présentant pratiquement aucune rigidité en torsion, où les centres de gravité et de torsion ne coïncident pas et où les axes principaux d'inertie sont inclinés.

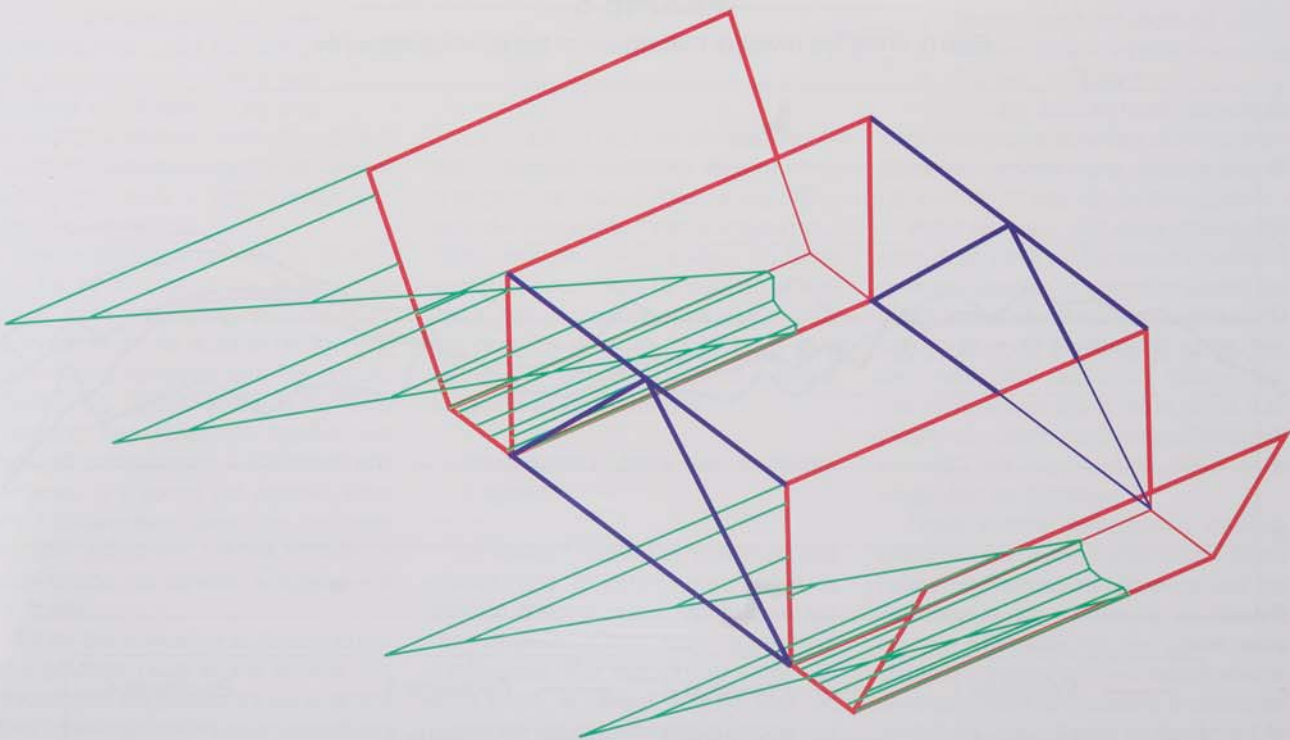
Si on considère une poutre formée d'une telle section en porte-à-faux sur 50 m, on obtient des déformations horizontales et des rotations énormes, incompatibles d'ailleurs avec le calcul de 1er ordre ayant servi à les déterminer.

Il est donc tout-à-fait évident qu'il y a lieu de considérer dans le calcul la liaison entre les deux caissons. Cette liaison est formée tous les 6,85 m de tubes provisoires à la partie supérieure

**FIGURE 2**  
 Enveloppe des moments lors des poussages



**FIGURE 3**



Contraintes longitudinales sur piles lors du poussage





des poutres et de la triangulation destinée en stade définitif à reporter les efforts des haubans aux poutres, soit une poutre en T inversé et des bracons. Quelques contreventements formés de U et disposés en croix, relie également les parties inférieures des poutres.

Il y avait donc lieu de s'assurer que cette liaison présentait une rigidité suffisante pour pouvoir admettre que les deux poutres se comportaient bien comme un tout et que les contraintes du pont courbe ne s'écartaient pas trop de celles obtenues dans le calcul en pont droit. Il fallait vérifier également que les contraintes dans les liaisons restaient acceptables. Pour faire cette vérification, le Bureau d'Etudes a utilisé un programme permettant de tenir compte du comportement à la torsion des sections ouvertes.

Comme nous ne disposons pas de ce programme, il a paru intéressant de faire une étude comparative en modélisant l'ensemble des 2 poutres et de leurs liaisons sur une longueur de 107 m, à l'aide d'éléments "membrane" travaillant dans leur plan. Les mêmes hypothèses simplificatrices que le Bureau d'Etudes, sections transversales constantes, contreflèches négligées etc..., ont été adoptées de manière à obtenir des résultats semblables. Les cas de charges étudiés correspondaient au porte-à-faux maximum avant accostage, puis à l'accostage sur béquilles lui-même.

Une autre inconnue était la répartition de la charge entre les appuis situés sous les âmes verticales et inclinées. Pour en étudier l'influence, nous avons supposé que les appuis soient fixes, soient réglés de manière à obtenir des réactions égales. Un maillage comprenant 4 éléments par panneau, a d'abord été adopté, puis une comparaison avec un maillage simplifié, effectuée. Le cas fictif de la suppression du dévers a également été traité.

En ce qui concerne la liaison entre les 2 poutres, nous avons estimé que les jonctions prévues entre les bracons et les tubes supérieurs ne présentaient pas une rigidité suffisante pour pouvoir considérer la liaison entre poutres comme triangulée et nous avons adopté l'hypothèse pessimiste d'un

transfert d'efforts verticaux de poutre à poutre uniquement par effort tranchant dans le butant inférieur.

Les principaux résultats sont les suivants:

#### Flèches et rotations en bout de porte-à-faux:

Pour tous modèles utilisés, les flèches sont voisines de 87 cm, et le déplacement transversal de 1 cm.

La différence de niveau entre les âmes verticales atteint 6 cm, soit une rotation de 0,7%. En cas de dévers nul, la rotation se limite à 0,2%.

Le Bureau d'Etudes trouve des flèches légèrement plus faibles, de l'ordre de 82 cm.

#### Réactions sur les appuis

Avant l'accostage, les réactions sur les appuis ne sont pas identiques:

Côté Intrados		Côté Extrados		
Ame incl.	Ame vert.	Ame incl.	Ame vert.	
192.4	192.4	167.2	167.2	Appuis équilibrés
219.9	160.4	164.1	174.7	Appuis fixes

La courbure du pont charge plus le côté intrados, la forme des poutres charge plus l'appui situé sous l'âme inclinée. Les effets s'additionnent pour l'âme inclinée côté intrados, où dans le cas d'appuis fixes la réaction atteint 131% de la réaction moyenne. Ce phénomène justifie l'adoption d'un système de vérins couplés de manière à équilibrer les réactions.

#### Contraintes dans les sections d'appuis

La figure 3 montre la répartition des contraintes longitudinales dans la section d'appui. Les hypothèses sur les appuis n'ont que très peu d'influence. Par rapport au calcul en pont droit, le calcul détaillé met en évidence un supplément d'efforts sur la poutre côté intrados. Les écarts atteignent 16% mais n'ont pas d'incidence sur le dimensionnement des sections.

#### Répartition des efforts tranchants entre les 4 âmes

Un calcul en pont droit conduirait à une répartition de l'effort à 45% sur les âmes verticales et 55% sur les âmes inclinées. Le calcul en membrane montre des écarts allant jusqu'à 45% par rapport à ces valeurs, surtout pour les âmes verticales. L'influence des conditions d'appui est de l'ordre de 15%. Toutefois, vu les faibles valeurs des contraintes de cisaillement (inférieures à 2 kg/mm<sup>2</sup> au poussage), ces écarts n'ont pas d'importance en pratique.

#### Sollicitations sur l'entretoisement

En l'absence de cet entretoisement, la forme de la section et l'inclinaison des axes principaux d'inertie sont tels que les poutres auraient tendance à s'écarter sous l'effet des charges verticales. Dans la partie courante, les liaisons entre les caissons doivent donc être en traction. Compte tenu de l'équilibre d'ensemble, il faut donc qu'elles soient en compression au voisinage des appuis. La figure 4 suit bien ce raisonnement. Elle montre en outre une très bonne concordance du calcul en membrane avec le calcul du Bureau d'Etudes.

Les sollicitations obtenues sont inférieures à celles obtenues en stade de service ou au bétonnage et ne sont donc pas dimensionnantes.

Pour résumer, les deux études en pont droit, celle du Bureau d'Etudes et celle de Secolux ont conduit toutes les deux à des résultats semblables. En outre, deux vérifications, menées par des méthodes tout-à-fait différentes, ont montré que les erreurs dues à la théorie simplifiée du pont droit restaient limitées et pouvaient donc être négligées en pratique.

Nous avons néanmoins encore effectué une ultime vérification par un calcul en membrane du pont lors de l'accostage au pylône et en tenant compte des sections, des poids réels et des contreflèches. Les déformations obtenues sont semblables à celles du pont droit, mise à part évidemment la rotation transversale qui ne pouvait être estimée dans le modèle droit.

Le dernier point à vérifier pour pouvoir procéder au poussage sans



## Géométrie après le 4ème poussage

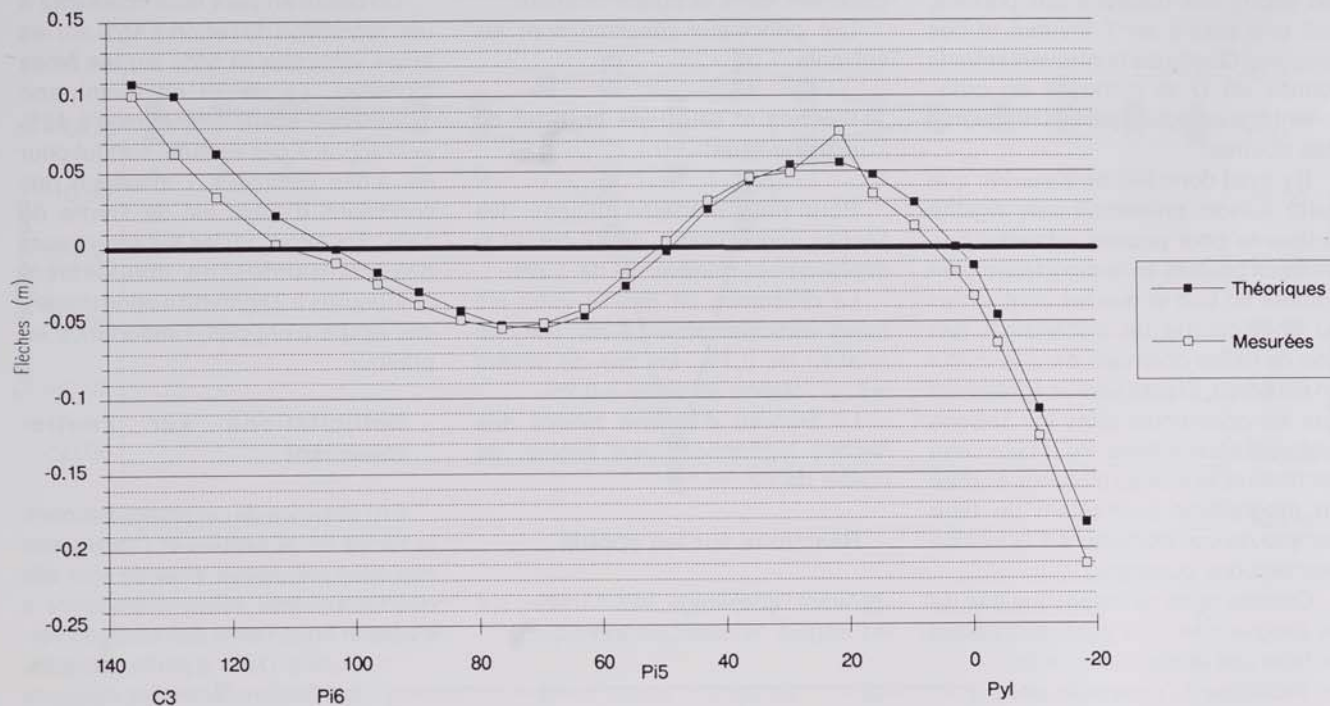


Figure 6

inquiétude était la résistance des âmes et du fond de caisson soumis à la charge localisée des appuis. Cette vérification est présentée dans l'article des études spéciales.

Le pont a été poussé en 8 phases de mai à octobre 1992. Afin de vérifier si le comportement de l'ouvrage suivait bien les prévisions, un nivellement était effectué après chaque poussage. En figure 5, sont donnés les écarts entre les niveaux calculés et mesurés. La concordance est très bonne: pour des

portées de 50 m, les différences sont généralement inférieures au centimètres. Les plus grands écarts se marquent dans les phases en porte-à-faux. Ils peuvent s'expliquer d'une part par une sous estimation des charges près de l'avant bec, et d'autre part par l'arrêt des opérations de poussage en des positions différentes de celles calculées.

Lors des contrôles de niveau, une seule anomalie nécessitant une correction a été décelée: les appuis en culée 1 ont apparemment été disposés

trop bas. Comme cette erreur n'intervenait qu'après l'ultime phase de poussage, elle n'a eu aucune incidence sur le bon déroulement des opérations.

En conclusion, malgré des inquiétudes au début de l'étude sur le fonctionnement de l'ouvrage, on peut estimer que les opérations de poussage se sont très bien déroulées. (Il reste à trouver un nouvel ouvrage encore plus audacieux qui permettrait à tous les participants de profiter de l'expérience acquise au Pont de l'Alzette). □

#### HORS SERIES DE LA REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE

- #001 Inauguration Forum da Vinci
- #002 40 years of DELPHI in Luxembourg
- #003 100+1 Administration des bâtiments publics
- #004 Ouvrages d'art - ponts - Administration des ponts et chaussées
- #005 Deuxième l'Ecole européenne et Centre polyvalent de l'Enfance
- #006 Concours Construction Belvédère
- #007 Ouvrages d'art - routiers+ fluviaux - Administration des ponts et chaussées

#### **REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE**

[www.revue-technique.lu](http://www.revue-technique.lu)

éditée par

L'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs, Architectes et Industriels

Rédacteur en Chef Michel Petit

Responsable Revue Technique Sonja Reichert

tel 26 73 99 email [s.reichert@revue-technique.lu](mailto:s.reichert@revue-technique.lu)

Graphisme Bohumil Kostohryz

Impression 1.000 exemplaires

imprimerie HENGEN

14, rue Robert Stumper L- 1018 Luxembourg

Les photographies sont réalisées par la BnL

BnL © tous droits réservés

Nous remercions la Bibliothèque nationale de Luxembourg pour la mise à disposition de ses collections et pour la reproduction des illustrations de ce recueil.



**Bibliothèque nationale de Luxembourg**

revue imprimée sur du papier\_



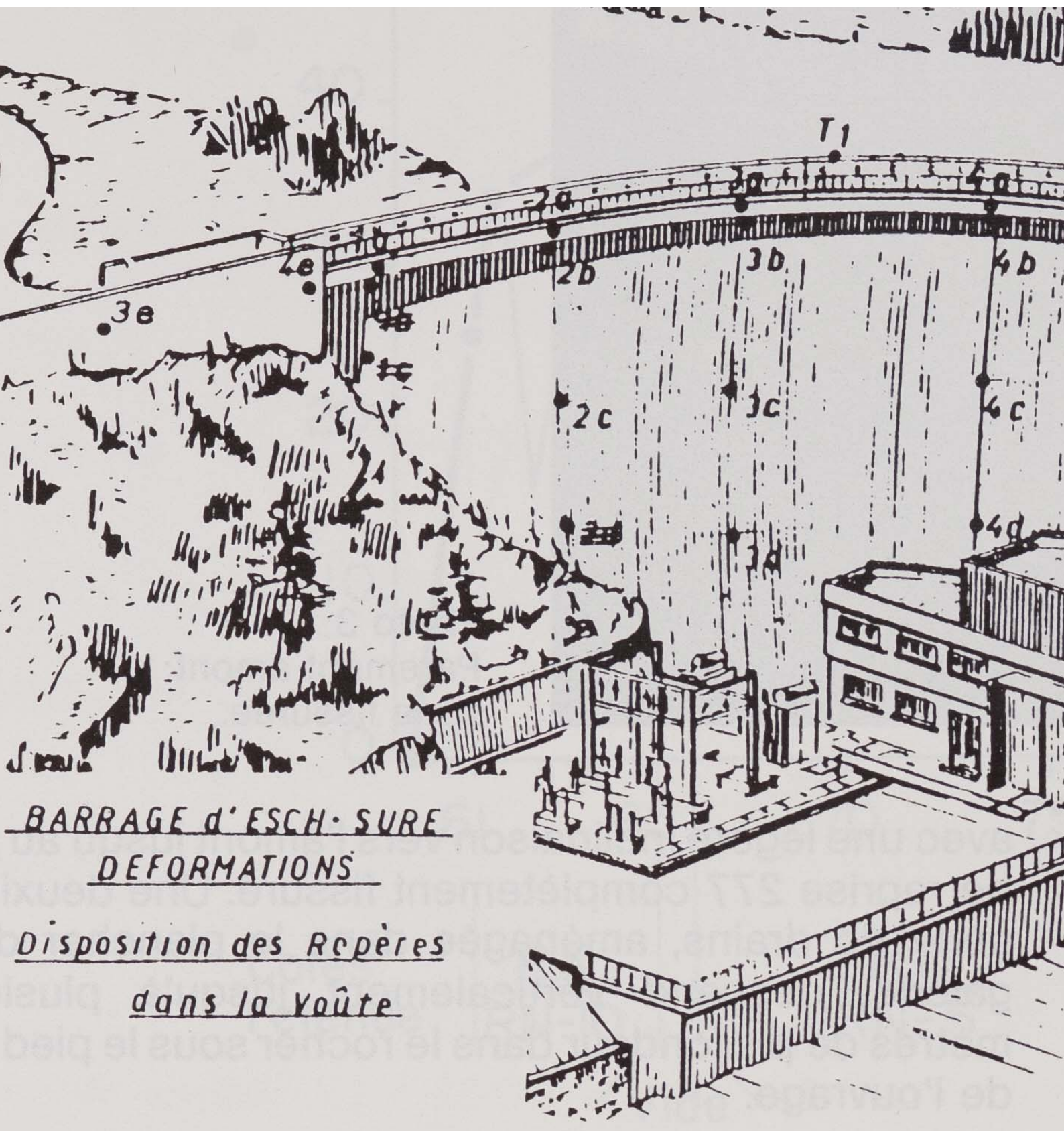


# HORS SERIE

# REVUE TECHNIQUE

# LUXEMBOURGEOISE

HORS SERIE DE LA REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE # 007



BARRAGE d'ESCH-SURE  
DEFORMATIONS

Disposition des Repères  
dans la Voûte