

Organisation du projet: reconstruction du pont sur la Reuss à Wassen

Autor(en): **Moretti, H.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **117 (1991)**

Heft 25

PDF erstellt am: **27.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-77696>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Organisation du projet

Reconstruction du pont sur la Reuss à Wassen

En matière d'organisation de projet, la reconstruction du pont sur la Reuss à Wassen présentait des conditions cadre tout à fait hors du commun. D'une part, il faut citer l'état de l'ouvrage, soit le danger d'effondrement encore présent au début, assorti des risques et incertitudes que cela entraînait. D'autre part, le concept de reconstruction était déjà connu dans ses grandes lignes au début de l'établissement du projet.

Pour reconstruire le pont sur la Reuss à Wassen, une équipe de projet chargée d'élaborer les bases des travaux de construction fut créée avec le concours de l'entreprise générale et les décisions

PAR H. MORETTI, EFFRETIKON

furent toujours prises à l'unanimité lors de la trentaine de séances tenues par cette équipe. Les problèmes statiques et l'élaboration des détails du concept de reconstruction déjà existant dans ses grandes lignes n'ont pu être surmontés, vu les conditions données, qu'en collaboration étroite avec l'expert et en même temps auteur du projet du pont sur la Reuss. Tous les travaux de construction annexes (échafaudage de levage, installations de levage, etc.) furent projetés et exécutés par l'entreprise générale ou par ses sous-traitants.

Nous décrivons ci-après quelques aspects essentiels du projet détaillé, élaboré dans des délais très contraignants, mais extrêmement intéressant.

Mesures de stabilisation

Dans une première intervention sur le chantier, à l'aide d'une grue sur pneus et d'une plate-forme de levage appuyée sur le mur de soutènement affouillé dans la zone de la pile J, l'on a mesuré l'emplacement et la largeur des fissures principales dans le tablier et la pile J. Dans le même temps, des témoins de verre furent apposés à la tête de la pile. L'évaluation statique entreprise par l'expert sur la base des déformations et de la position des fissures montra que le pont se trouvait dans un état extrêmement critique. Le travail le plus urgent consistait à renforcer le tablier affaibli par les fissures béantes. C'est pourquoi l'on procéda à la pose de profilés en acier et de tirants dans la zone des « articulations » apparues dans le béton. Après la pose, très risquée et réalisée en partie de nuit, du premier profilé, on constata une légère cassure près d'une suspension, apparue suite à un défaut d'horizontalité des appuis et à une position excentrique des tirants lors de la pose. Sur la base d'examen approfondis, l'on

décida d'enlever cette suspension qui posait des risques trop élevés. A cette fin, l'autoroute fut fermée pendant trois heures et les monteurs travaillant sur le pont durent être assurés par le biais d'une grue sur pneus de 67 m de portée, installée en terrain sûr. Lors de la mise en place du renforcement (entretoises inférieures), il fallut tenir compte de l'emplacement des vérins appelés à être disposés par la suite. Bien que la pile J se trouvât aussi dans un état de rupture, aucune autre mesure de renforcement ne pouvait être réalisée à un coût raisonnable. L'ouvrage fut cependant étroitement surveillé. Jusqu'au moment de la pose des vérins (appui provisoire), un risque latent d'effondrement a subsisté (fig. 2).

Examen de la situation

Surveillance géodésique / relevés

Dans le cadre de la surveillance de l'ouvrage, le géomètre cantonal a périodiquement mesuré les affaissements du tablier du pont de la voie descendante. La zone critique, près de la pile J, a en particulier fait l'objet d'un contrôle à intervalles relativement rapprochés. Pendant toute la période de surveillance (stabilisation, fondation de la pile J et mise en place de l'échafaudage), les affaissements ultérieurs du tablier demeurèrent limités à quelques millimètres. Quant au reste du pont, l'on put constater une légère déformation supplémentaire due au fluage. Afin d'obtenir une base solide pour l'étude du projet, le géomètre dut déterminer la position de la pile J déplacée avec son puits de fondation, ainsi que la géométrie du tablier affaissé et tordu. Dans une phase ultérieure, la position de toutes les piles et appuis fut vérifiée pour évaluer les contraintes présentes dans la structure porteuse.

Contrôle de l'état du tablier

Ce n'est qu'après la mise en place des mesures de renforcement mentionnées que le pont de la voie descendante put être inspecté en détail au moyen d'une installation permettant un contrôle par en dessous (type

MBS 200): montée sur le côté extérieur du pont de la voie montante, ses 24 m de portée assuraient l'accès simultané aux deux ponts et l'on put se rendre compte de l'étendue effective du sinistre (fig. 3).

Le contrôle de situation entrepris à l'automne 1987 porta notamment sur l'évaluation des atteintes statiques subies par le pont de la voie descendante, ainsi que sur une étude générale de l'état du pont de la voie montante. Pour avoir une vue d'ensemble aussi large que possible de l'état de l'ouvrage, l'on procéda :

- au contrôle visuel
- à la mesure de l'enrobage de béton à l'aide de Profomètre
- à la mesure de la profondeur de carbonatation
- à l'essai de la résistance du béton au moyen d'un scléromètre pour béton
- au contrôle de l'état technique des matériaux (LFEM/EMPA)
- à la détermination de la salification par le chlorure (LFEM/EMPA/LPM)
- au relevé des fissures
- à la vérification géodésique / nivellement
- à l'établissement de la documentation photographique.

D'entente avec le maître de l'ouvrage, l'on a renoncé à la mesure des champs électriques, technique encore au stade des essais (détermination non destructive de l'effet de la corrosion dans l'acier d'armature).

Contrôle visuel/relevé des fissures

Les défauts constatés lors du contrôle furent classés par genres et documentés dans le dossier photographique. Pour que la position des endroits endommagés puisse être reconstituée ultérieurement, les observations furent reportées sur un plan. Etant donné l'état critique du pont de la voie descendante, l'emplacement et l'importance de toutes les fissures furent également mesurés.

Examen du béton

Pour préparer les mesures reconstructives (renforcement, forages dans les entretoises, entrées de caissons élargies, accès aux culées, etc.), divers carottages durent être réalisés et une partie des carottes de béton ainsi obtenues furent examinées par le LFEM/EMPA. Au niveau de la tête de console, des carottes supplémentaires furent prélevées pour servir de base de décision pour l'assainissement.

Les essais suivants furent entrepris en laboratoire :

- résistance
- module d'élasticité
- porosité
- résistance au gel
- teneur en chlorure

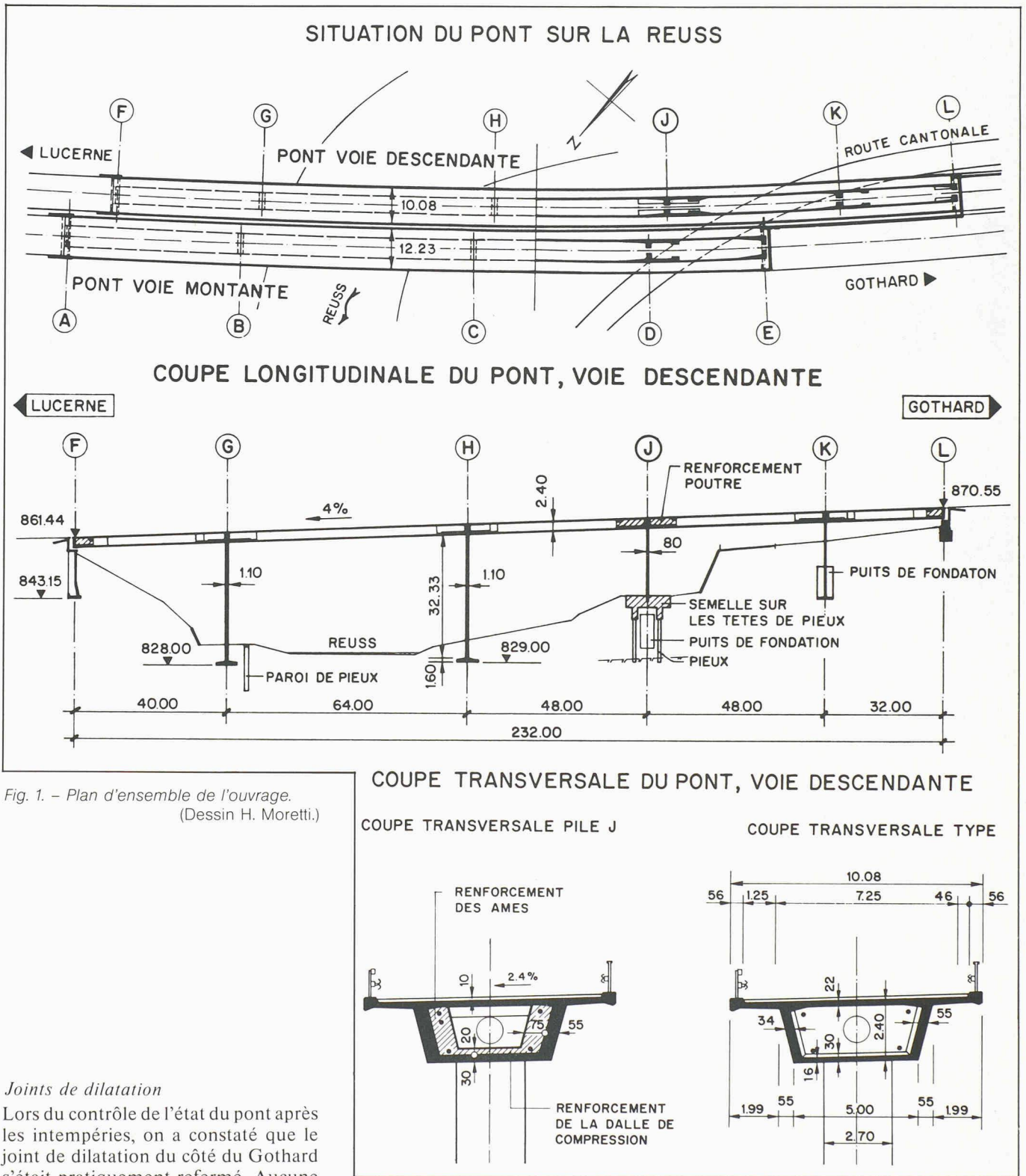


Fig. 1. - Plan d'ensemble de l'ouvrage.
(Dessin H. Moretti.)

Joint de dilatation

Lors du contrôle de l'état du pont après les intempéries, on a constaté que le joint de dilatation du côté du Gothard s'était pratiquement refermé. Aucune explication claire ne put tout d'abord être trouvée à cet état de choses, puisque théoriquement, l'on s'attendait à un raccourcissement du tablier d'environ 30 mm pour un affaissement de la pile J d'environ 1,2 m.

Avant le levage, le profilé d'étanchéité près de la culée sud fut enlevé pour obtenir une marge de manœuvre suffisante. Les mesures faites lors du levage confirmèrent alors l'hypothèse que la formation de fissures lors de l'affaissement avait provoqué un allongement de l'ouvrage, d'où un nouveau raccourcissement de près de 40 mm lors du levage (fermeture des fissures).

Appuis

Sur la base des observations faites au niveau des joints de dilatation, les positions des appuis (culées F et L, pile K) firent l'objet d'une surveillance permanente. Au début, on supposait que les appuis près de la pile K n'étaient plus en état de fonctionner en raison de l'inclinaison trop élevée (près de 2,9%), mais un contrôle effectué à plusieurs reprises par le fabricant ne révéla aucune diminution de leur aptitude au service.

Fissures du tablier

Malgré le spectaculaire affaissement de la pile, le comportement ductile du tablier s'avéra exceptionnellement bon, en dehors des fissures béantes (fig. 4) et en particulier près des piles H et K.

A l'exception des joints de couplage, des joints de bétonnage et des changements de section, la largeur des fissures mesurées sur la face inférieure de la dalle allait de 0,1 à 0,3 mm, aux endroits où les câbles passent dans la

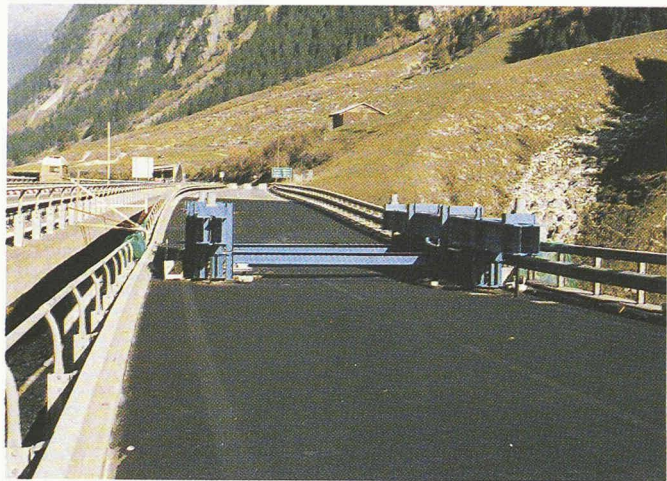


Fig. 2. – Consolidation de la superstructure. (Photo A. von Glutz.)



Fig. 3. – Equipement de contrôle «Moog» MBS 200 en action sous le tablier. (Photo A. von Glutz.)



Fig. 4. – Principale fissure de la superstructure dans la zone de la pile J. (Photo A. von Glutz.)

partie supérieure de la section. Dans la zone de l'armature longitudinale supérieure renforcée (de près de 12 m de longueur), la largeur des fissures était en règle générale inférieure à 0,5 mm. Au niveau de la pile K, surtout du côté sud, on constata des fissures plus importantes (force de précontrainte plus petite), la largeur de fissure maximale à proximité des piles H et K étant de 3,3 mm.

Evaluation de l'état du tablier

Le contrôle fit apparaître que pour le pont de la voie montante, construit en premier, des problèmes techniques d'exécution s'étaient posés lors du bétonnage (jonction dalle de compression/poutre longitudinale), notamment lors de la première étape de construction. Sur la voie montante elle-même, l'on peut ainsi suivre avec netteté les effets d'un important « processus d'apprentissage » parallèle à l'avancement des travaux. On peut donc s'attendre à ce que les joints de bétonnage de cette voie construite en premier constituent un problème à long terme et un assainissement ultérieur du pont devra tenir compte de ce point. Avant les intempéries, le pont de la voie descendante se trouvait dans un bien meilleur état que celui de la voie montante.

En résumé, on a pu constater en général une résistance à la compression élevée, mais avec une dispersion relativement grande. La résistance au gel d'après le LFEM/EMPA est moyenne à élevée. Tous les examens ont donné un résultat étonnamment bon en ce qui concerne la salification par le chlorure. Ainsi, pour la tête de console extrêmement sollicitée sur ce point, la teneur en chlorure à 3 cm sous le bord supérieur est de moins de 0,4% (par rapport au ciment).

L'enrobage de béton atteint en moyenne 28,2 mm (pont de la voie descendante) et 30,6 mm (pont de la voie montante). Pour ce qui est de la profondeur de carbonatation, des valeurs élevées furent ponctuellement constatées.

Le contrôle de l'état de l'ouvrage et les résultats des essais de matériaux ont montré que le projet avait été élaboré et exécuté avec soin.

Contrôle de l'état de l'ouvrage et évaluation de l'infrastructure (fig. 5)

Zone de la culée sud, pile J

L'érosion, active dans la zone de la pile J et du viaduc de la route cantonale directement menacé, mettait également en danger la pile K et la culée sud

du pont de la voie descendante, de même que la pile D et la culée sud du pont de la voie montante, si ses effets continuaient à progresser.

A titre d'unique mesure de stabilisation supplémentaire, l'on put, parallèlement aux travaux d'excavation près de la pile J, exécuter des pieux jettés et quelques tirants d'ancrage dans la zone du mur de soutènement de la route cantonale, ainsi qu'un mur-poids près de la pile D. Pour assurer la surveillance de la pente et détecter d'éventuels mouvements, un Trivec fut installé dans un forage près du viaduc.

Ajoutons encore que les photos prises après la crue près de la pile J permirent de constater une divergence entre les indications du plan et la profondeur effective, supérieure de 2,5 à 3 m, du puits de fondation.

Piles dans la rivière

Les piles B, C (voie montante), G et H (voie descendante) dans la rivière pouvaient encore tout juste résister à un affouillement profond. Les relevés géodésiques et les forages entrepris à travers les fondations ne révélèrent aucun tassement ni cavité sous les fondations. Près de la pile H, des fissures isolées furent constatées à la tête de pile du côté nord.

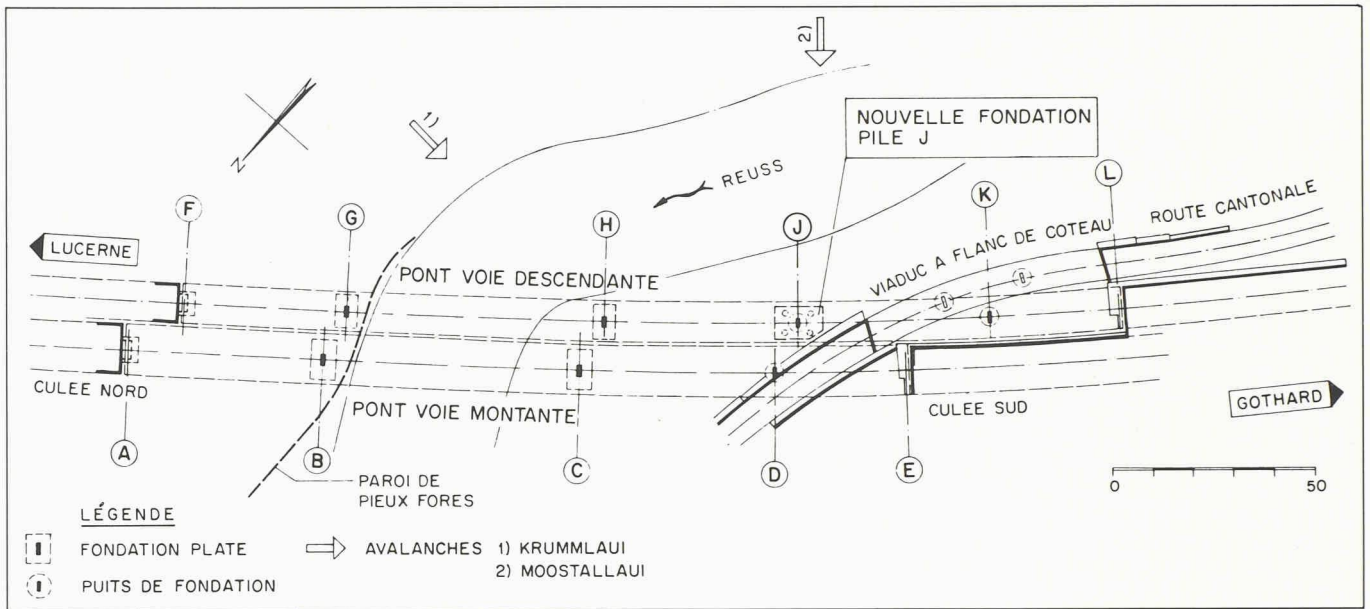


Fig. 5. - Vue d'ensemble de l'infrastructure, de la fondation des piles et des culées.

(Dessin H. Moretti.)

Culée nord

Cette culée, aux fondations relativement profondes dans le sol naturel et qui fut ensuite remblayée, put résister sans dommage à la forte érosion dans la zone des piles B et G.

Mesures d'assainissement

Classées par ordre de priorité, les mesures d'assainissement nécessaires firent l'objet d'un catalogue des travaux inséré dans le rapport sur l'état de l'ouvrage.

Découpage de la pile et levage du pont

Examens préliminaires

Conformément au projet de reconstruction décrit ailleurs, la pile J fut découpée en-dessous de la semelle sur pieux afin de permettre le soulèvement proprement dit du pont. Auparavant, d'importants examens préliminaires durent toutefois être effectués. A partir des données recueillies (géométrie, relevé des fissures), l'on procéda à une évaluation statique, puis le procédé fut défini et les travaux nécessaires déterminés, enfin, les résultats furent consignés dans un scénario. Dans le même temps, un concept métrologique fut élaboré.

Les relevés détaillés des fissures et la saisie exacte de la géométrie des piles et du tablier par le géomètre ont constitué la base de l'organisation de projet pour la fondation, l'emplacement de l'échafaudage de levage et des vérins ainsi que la conception du soulèvement du pont. Pour l'évaluation statique, les critères déterminants furent les suivants :

- géométrie de la pile J (déplacements x, y et z, déformée)
 - relevé des fissures, notamment à la tête et au pied de la pile ; profondeur du puits supposée d'après les prises de vue et la géologie
 - déroulement admis de l'affouillement de la pile J (solicitation excentrique au pied du puits, pression maximale au sol)
 - géométrie des piles voisines H et K
 - évaluation du tablier (torsion, excentricité de charge).
- Ces critères permirent de déterminer avec une grande probabilité la position des résultantes dans la pile J et les contraintes ainsi engendrées, afin d'ordonner les mesures nécessaires (fig. 6). Des calculs approfondis furent effectués pour le déchargement de la pile et

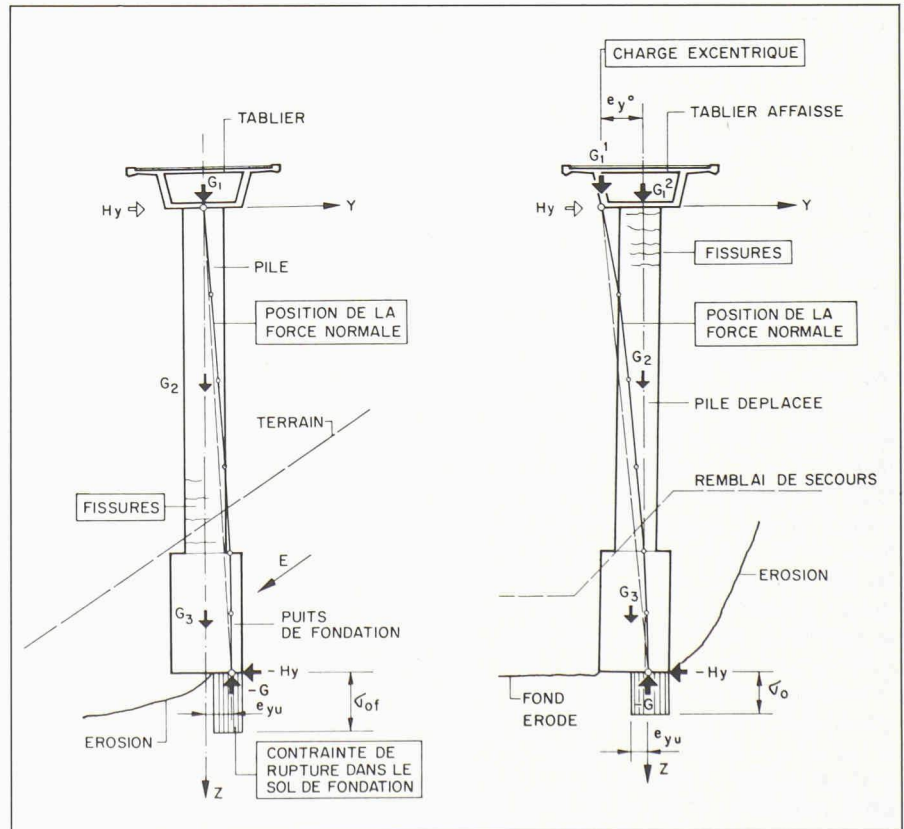


Fig. 6. - Sollicitation pendant l'érosion et après l'affaissement de la pile J.

(Dessin H. Moretti.)

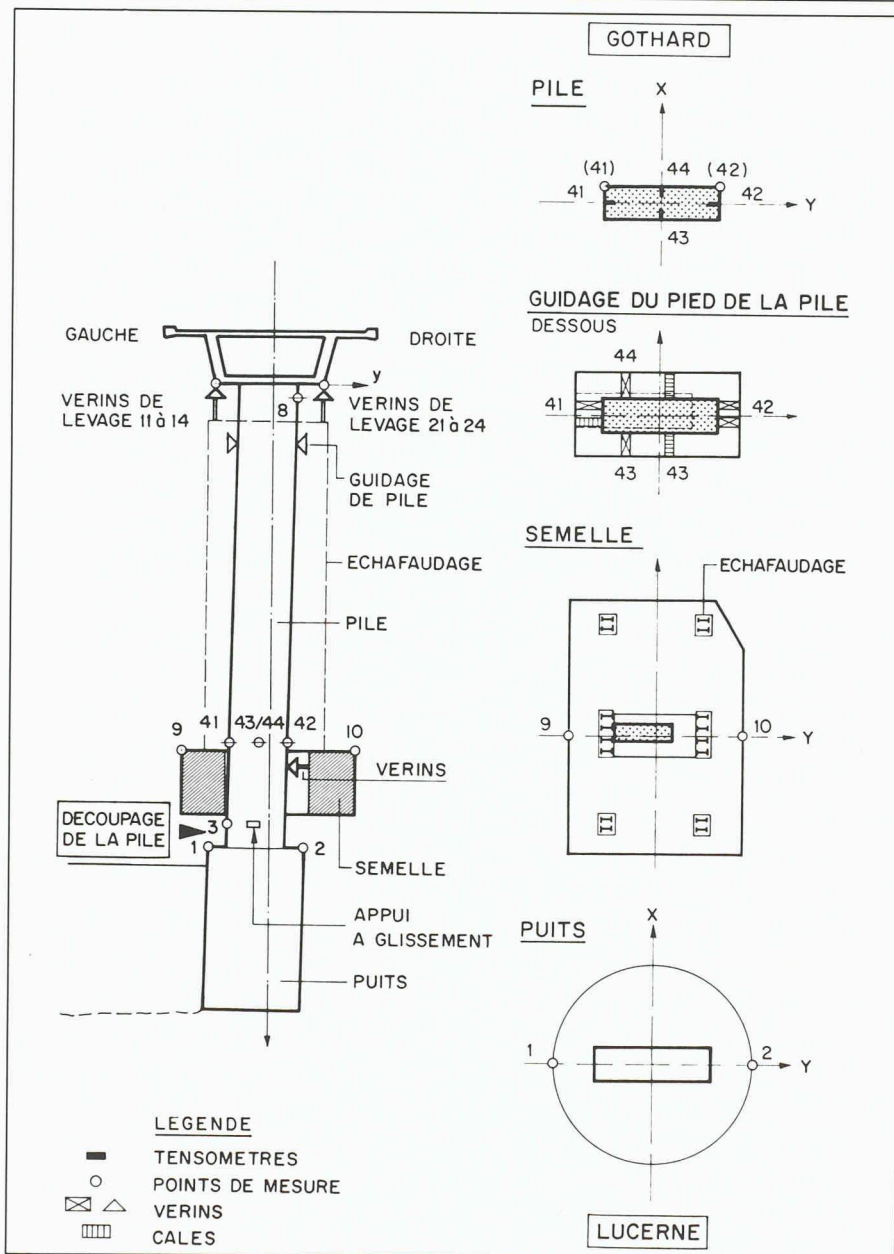


Fig. 7. - Mesures (phase 2); découpage de la pile.

(Dessin H. Moretti.)

le report de la charge de la pile sur un appui provisoire en blocs lastoflon (charge 7200 kN, déplacement 120 mm, mis en place avec 2% de pente) ou sur les vérins.

Scénario

Le découpage de la pile et le levage furent exécutés en 5 phases:

Phase 1: travaux préparatoires

Phase 2: découpage de la pile

Phase 3: redressement du tablier

Phase 4: levage avant scellement des fissures et renforcement du tablier

Phase 5: levage final.

Le tableau 1 présente les principales activités des phases 1 à 5. Les données détaillées relatives à chaque phase des opérations incluaient les pressions de vérins et les déplacements à prévoir ainsi que des indications sur les mesures à effectuer (fig. 7). Le scénario élaboré est le fruit d'une étroite collaboration entre l'expert, l'entrepreneur général et l'auteur du projet.

Evaluation des mesures prises

Découpage de la pile

Les mesures décidées permirent d'atteindre parfaitement l'objectif consistant, lors du découpage de la pile, à diminuer par étapes et sans conséquences néfastes pour la structure, les contraintes dues aux déformations imposées que l'on ne connaissait pas exactement (encastrement provisoire dans la semelle sur la tête des pieux et appui à l'aide de vérins horizontaux, appuis provisoires). A chaque étape, les équipements de mesure permirent d'évaluer avec précision l'état modifié de l'ouvrage. Le déplacement de 113 mm du pied de la pile se trouva correspondre quasi exactement aux valeurs attendues, mais les sollicitations des piles (contraintes des déformations imposées, charge verticale) se révélèrent inférieures aux valeurs calculées.

Redressement du tablier

Le redressement du tablier préconisé avant le levage proprement dit devait permettre d'éliminer les grandes variations d'angle survenant lors de ce processus de levage ainsi que leurs conséquences néfastes sur la stabilité, tant que l'on gardait une hauteur de cales aussi peu élevée que possible. Après quelques essais, la procédure ainsi prévue dans le scénario dut être modifiée pour des raisons statiques (augmentation trop grande des forces dans les vérins de levage entraînant une torsion inadmissible dans le tablier).

L'accroissement des forces dans les vérins de droite put être expliqué cinématiquement (sur la base de la géométrie du tablier après le sinistre).

Levage du pont

Le levage proprement dit fut effectué par étapes à raison d'environ 12 cm par jour et put être mené assez rondement et sans grandes difficultés au début. Près des fissures principales du tablier, le levage n'a pas posé de problèmes dans les zones critiques après l'élargissement des fissures et la découpe de fers d'armature isolés. De même, aucune fissure ne fut constatée dans les «fenêtres dans le revêtement» sur la dalle de chaussée. Au fur et à mesure que le levage, combiné à l'application d'une légère torsion, progressait, le tablier se redressait, mais pas totalement, en direction de la pente transversale initiale. Très souple, la commande des vérins était à même de s'adapter sans peine aux exigences du scénario, tout comme à certaines modifications des conditions pouvant survenir en cours d'exécution.

L'exploitation graphique des mesures montra toutefois rapidement que l'accroissement des forces dans les vérins ne se faisait pas proportionnellement au levage. Une évaluation approfondie des résultats des mesures et des études statiques supplémentaires révélèrent de nouvelles conditions limites quant à la somme des forces exercées dans les vérins pour la phase 4. Cette somme ne devait en aucun cas être dépassée, sous peine de voir s'ouvrir des fissures incontrôlées dans la dalle de compression (suite à une redistribution importante des moments et à une section faiblement armée) dans la zone des piles voisines H et K. Les zones critiques furent surveillées durant le levage à partir de l'installation de contrôle par en dessous à l'aide d'indicateurs et de contrôles complémentaires. Au cours de certaines phases de travail, il s'avéra en outre nécessaire de tenir compte de l'évolution quotidienne de la température.

Durant la phase 4, les vérins extérieurs, initialement prévus uniquement pour la stabilisation, durent parfois exercer des forces plus grandes que les vérins

intérieurs, afin que les « articulations » du béton ne soient pas sollicitées outre mesure. Grâce au généreux dimensionnement de l'échafaudage, des installations et de la semelle sur pieux, une telle modification put avoir lieu sans problème.

Début juin 1988, on prit la décision de fermer les fissures principales et de bétonner les renforcements du tablier. Bien que les fissures se fussent pratiquement refermées lors du levage, l'affaïssement résiduel de la pile J pouvait s'expliquer par le grand nombre de fissures et leur ouverture minimale résiduelle.

Il était donc clair que le profil initial de l'ouvrage ne pourrait plus être atteint dans la phase 5. Dans le même temps, l'aplomb des piles ne pouvait plus être obtenu même au moyen d'une charge supplémentaire horizontale au pied de la pile.

Aussi, après la conclusion provisoire de la phase 5 et contrairement au programme établi, l'ouvrage fut-il provisoirement ouvert à la circulation estivale de 1988, avant le bétonnage de la pile J et tandis qu'il demeurait soutenu par les vérins.

TABLEAU 1.

1. Travaux préparatoires	3. Redressement du tablier
1.1 Installation des vérins	3.1 Préparation du pilotage des vérins selon le schéma 0.30
1.2 Serrage des vérins	3.2 Activation des vérins
1.3 Elargissement des fissures principales	3.3 Mesures initiales
1.4 Branchement des installations de mesure	3.4 Correction éventuelle des forces des vérins
1.5 Vérification du fonctionnement	3.5 Préparation des vérins / cales
1.6 Démontage de la structure suspendue	3.6 Enclenchement du pilotage des vérins selon schéma 0.40
1.7 Installation des vérins / fixation des cales (2 ^e étape)	3.7 Décharge du pied de la pile
1.8 Montage de l'appui au pied de la pile	3.8 Redressement du tablier
1.9 Dégagement de l'armature côté traction (gauche)	3.9 Mesures finales
1.10 Installation du bouclier thermique	3.10 Stabilisation de l'ouvrage
2. Découpage de la pile	4. Levage avant scellement des fissures
2.1 Mesures initiales	4.1 Préparation du pilotage des vérins selon le schéma 0.40
2.2 Activation des vérins / pose des cales	4.2 Activation des vérins
2.3 Mesures opération 2	4.3 Mesures initiales
2.4 Découpage de l'armature de traction	4.4 Correction éventuelle des forces des vérins
2.5 Mesures opération 4 / évaluation	4.5 Préparation des vérins et des cales
2.6 Découpage / éventuellement oxy-coupage de la zone de traction	4.6 Enclenchement du pilotage des vérins selon le schéma 0.40
2.7 Mesures opération 6	4.7 Levage phase 4
2.8 Oxy-coupage de la zone comprimée	4.8 Mesures finales
2.9 Mesures opération 8	4.9 Stabilisation de l'ouvrage
2.10 Détente de la pile	5. Levage après scellement des fissures
2.11 Mesures finales	5.1 Pilotage des vérins selon le schéma 0.50
2.12 Correction des forces des vérins	5.2 Activation des vérins
2.13 Stabilisation de l'ouvrage	5.3 Mesures initiales
2.14 Découpage final de la zone de compression	5.4 Préparation des vérins et des cales
2.15 Déplacement de la plaque d'appui pour les cales de secours	5.5 Enclenchement du pilotage des vérins selon le schéma 0.50
	5.6 Levage phase 5
	5.7 Mesures finales
	5.8 Stabilisation de l'ouvrage

TABLEAU 2. - Valeurs mesurées au bord inférieur de la dalle de chaussée.

Pile	fil invar	Côté	
		Lucerne	Gothard
H	111/112 à gauche	0,91 ‰	0,66 ‰
K	121/122 à droite	0,80 ‰	1,62 ‰

Les travaux de levage furent dirigés par le chef de projet de l'entreprise générale, assisté de l'auteur du projet et de la direction locale des travaux, notamment pour des conseils et des mesures de contrôle.

Conception des mesures / relevés

Le mode de surveillance mis en place pour les phases délicates de la reconstruction (découpage de la pile et levage du pont) a remarquablement fait ses preuves. La combinaison choisie d'équipements permanents, de mesures géodésiques, d'observations aux endroits critiques et de mesures manuelles a constamment permis une parfaite évaluation de la situation. La conception, la programmation et l'exécution des mesures, dont plus de 100 furent journellement effectuées, docu-

mentées et mises en mémoire pendant 40 jours, ont requis des efforts énormes de la part de l'opérateur responsable. Les mesures effectuées furent les suivantes :

- forces dans les vérins
- déplacements le long des axes x, y et z, par fil à plomb au laser, fil invar, mesure géodésique ou mesure manuelle
- mesure de la pente φ_x, φ_y
- mouvement des fissures, au moyen d'indicateurs de déplacement ou de fil invar
- modification des tensions à l'aide du stressomètre.

Les données ainsi récoltées furent quotidiennement communiquées à tous les membres de l'équipe de projet. Au terme de la reconstruction, les points suivants feront encore l'objet de mesures :

- le système de pont dans le sens longitudinal, à l'aide d'indicateurs de déplacement
- les redistributions dues au fluage dans le tablier (piles H et K)
- la surveillance géodésique.

Allongements mesurés (mouvement des fissures) lors du levage du pont

Lors du levage du pont, les mouvements de fissures suivants dans le tablier furent mesurés dans la zone des piles H et K (tableau 2) :

Les mouvements des fissures sont moindres dans la zone des câbles de précontrainte. Si l'on suppose une perte de 15% de la force de précontrainte, un allongement supplémentaire d'environ 0,8 ‰ serait admissible. On ne peut cependant pas exclure qu'à certains endroits (joints de couplage, fissures béantes près de J et joints de bétonnage), un allongement supplémentaire des câbles de précontrainte ait eu lieu.

Projet détaillé

Fondation de la pile J (fig. 8 et 9)

La fondation existante de la pile, affouillée et déplacée, ne pouvant plus être utilisée, on décida que la nouvelle fondation par pieux devrait reprendre à la fois les charges engendrées par le levage du pont et celles de l'ouvrage lui-même dans son état final, tandis que les effets éventuels dus à la poussée des terres du talus seraient repris par des ancrages mis en place ultérieu-

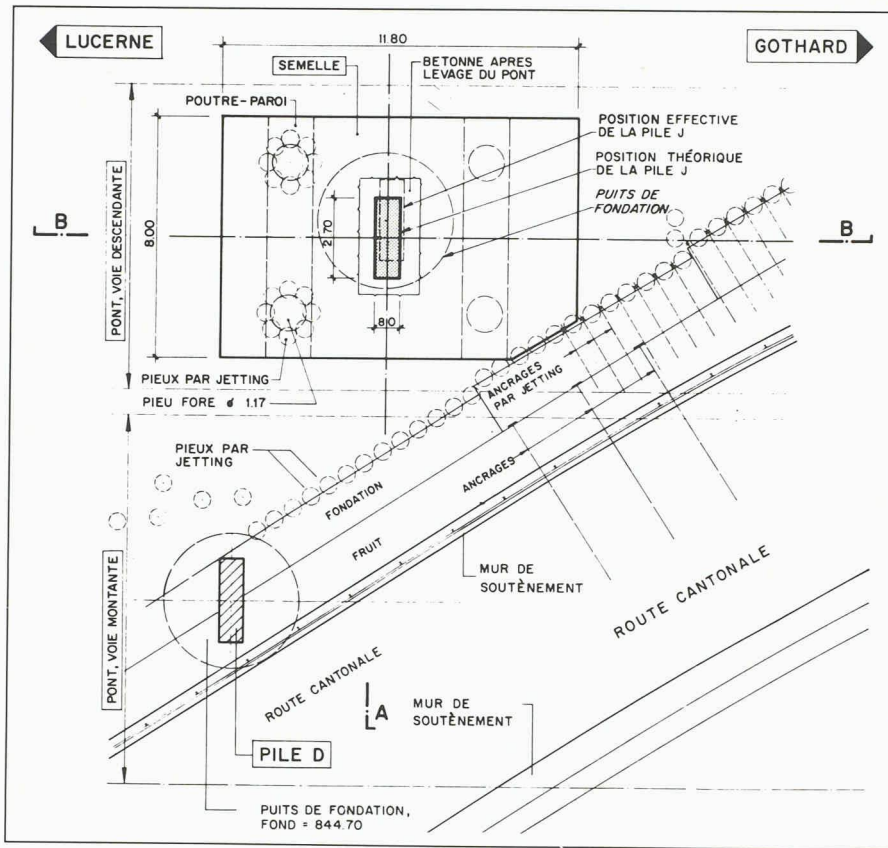


Fig. 8. - Vue en plan de la fondation de la pile J.

(Dessin H. Moretti.)

rement. Le projet de fondation par pieux fut relativement facile à établir, le diamètre des pieux étant donné par des contraintes techniques d'exécution, leur emplacement déterminé par celui de la fondation existante, et les pieux eux-mêmes devant être légèrement encastrés dans le rocher, situé relativement haut comme l'avaient révélé des sondages. La conception choisie pourrait résister temporairement à une éventuelle érosion future plus profonde.

L'emplacement des pieux, les dimensions de l'échafaudage de levage, l'application du guidage de la pile et le processus de découpage de celle-ci jouèrent un rôle déterminant pour la conception de la semelle sur pieux. Sur proposition de l'entrepreneur général, le découpage de la pile eut lieu dans ce qui fut appelé « la cave » au bord inférieur de la semelle. En combinaison avec le « refuge » aménagé au pied de la pile, la solution retenue a permis un accès relativement aisé et une exécution optimale des travaux nécessaires. La pile relevée put ainsi être encastree plus tard sans difficultés dans la semelle sur pieux.

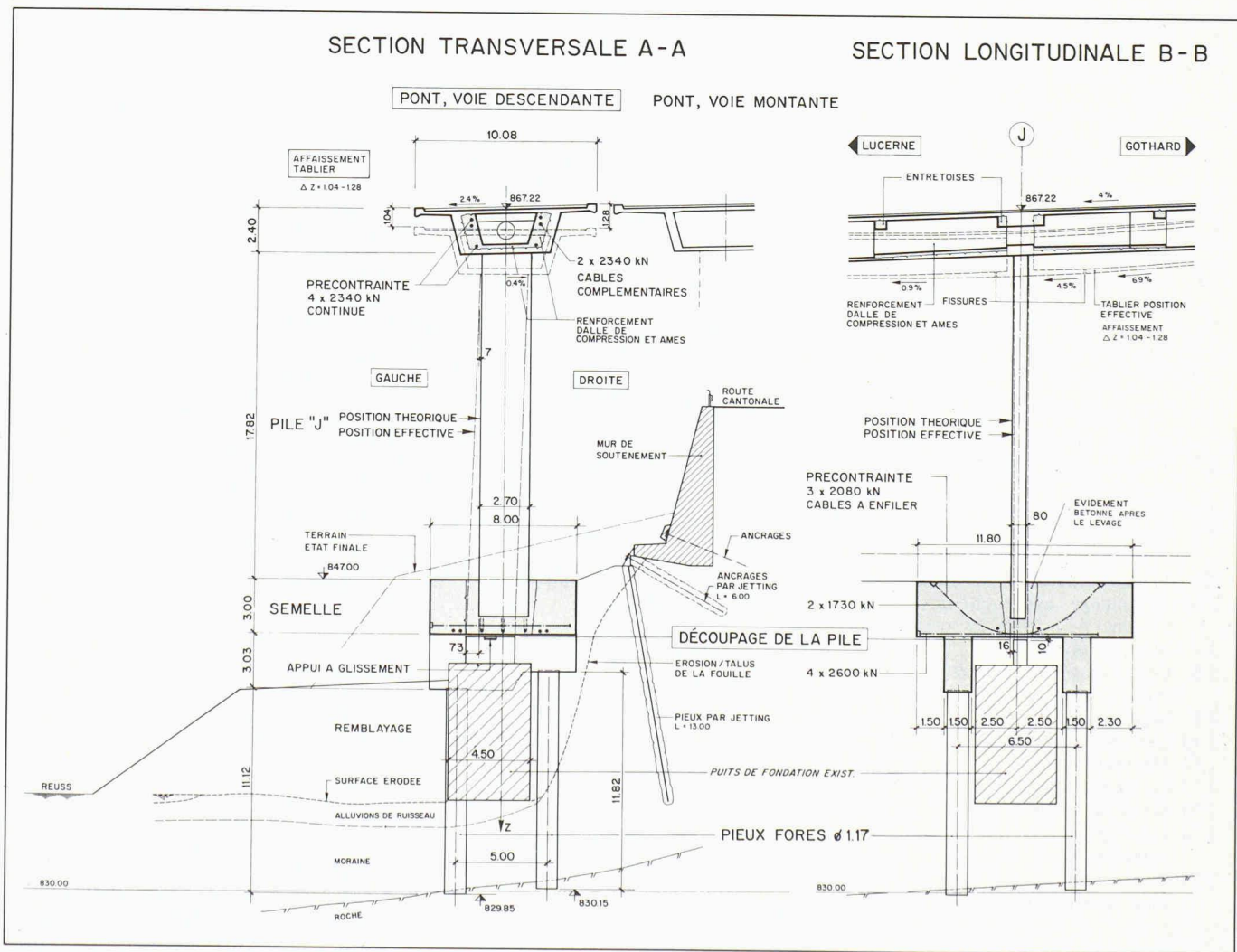


Fig. 9. - Sections transversale et longitudinale; fondation de la pile J.

(Dessin H. Moretti.)

Quant au dimensionnement de la structure porteuse, il fut d'une part déterminé par les charges de l'échafaudage, fondées sur des hypothèses pessimistes et dont l'effet n'était pas symétrique dans la phase de construction, d'autre part, par les dimensions de l'évidement pour la pile et les sollicitations de la pile dans l'état final. Enfin, le calcul des câbles de précontrainte et de l'armature (armature de traction et tirants) fut effectué sur la base de divers modèles de treillis (fig. 10 et 11).

Renforcements du tablier

Généralités

L'ouvrage initial avait été totalement précontraint selon la norme SIA 160/1956 pour les cas de charge « poids propre » et « charge utile ». Dans des circonstances normales, la résistance à la rupture était ainsi assurée, même sans tenir compte de l'armature passive. Il s'avéra toutefois que la dalle de compression, en particulier dans la zone des piles dans la rivière G/H et B/C, avait été dimensionnée de façon relativement faible. Cependant, en comptant l'armature passive dans la dalle de chaussée et les renforcements de la dalle de compression réalisés entre-temps (pont de la voie montante et descendante), une sécurité suffisante et un comportement ductile dans les zones critiques sont garantis même pour les nouvelles charges (poids supplémentaire dû aux renforcements, charge utile selon la norme SIA 160/1968).

Renforcements du béton

Dans la zone de la pile J, la dalle de compression fissurée ainsi que les âmes endommagées furent intégralement remplacées par un renforcement dans le caisson du pont. Pour des raisons statiques, les culées nécessitèrent également des renforcements pour l'introduction des forces de précontrainte. Les dalles de compression et les renforcements des âmes furent goujonnés à la structure porteuse initiale par quelque 2600 goujons d'ancrage adhésifs (fig. 12 et 13).

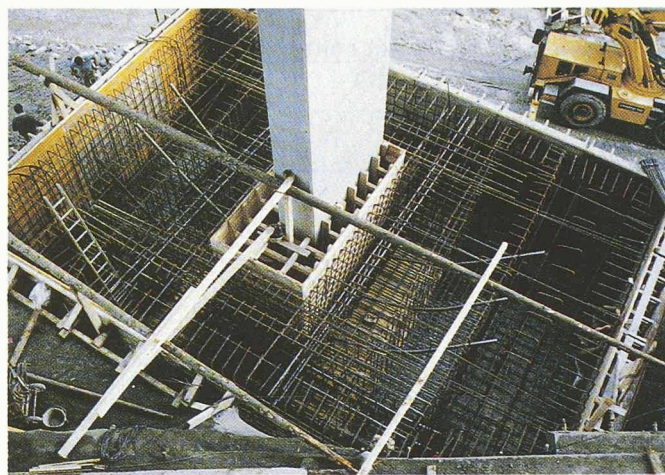


Fig. 10. – Semelle sur pieux de la pile J. Armature et précontrainte. (Photo A. von Glutz.)

Précontrainte longitudinale supplémentaire

La précontrainte longitudinale avait pour but de surcomprimer les fissures dues à la flexion, au cisaillement et à la torsion ainsi que de remplacer partiellement ou de renforcer les câbles de précontrainte existants, éventuellement légèrement affaiblis, dans la zone des piles H, J et K.

La disposition des câbles de précontrainte aux quatre angles du caisson, découle des conditions statiques, géométriques et de construction (armature des entretoises, renforcements, conduites de l'ouvrage). Les conduites en place dans l'ouvrage ont dû être déplacées.

En plan, l'ouvrage présente constamment une courbure d'un rayon minimal d'environ 1194 m et des clothoïdes de raccordement aux deux extrémités. Il a fallu tenir compte des renforcements intérieurs des poutres longitudinales et de la dalle de compression, déjà existants ou ajoutés par la suite. Comme le montre la figure 14, la précontrainte longitudinale totale se compose de 4 faisceaux de câbles d'une force de tension de 2340 kN chacun. Longitudinalement, les câbles sont subdivisés en trois sections :

- câbles de 16 m de long dans la zone de renforcement près de la pile J
- câbles de 72 m de long vers la culée sud

- câbles de 144 m de long vers la culée nord.

Dans le cas du système de précontrainte retenu, il fallait prévoir au moins un couplage pour des raisons techniques.

Les câbles BBRV se composent de 52 fils de 7 mm ϕ . Les faisceaux de fils se trouvent dans des gaines PE de 90/73,6 mm ϕ . Ces dernières sont raccordées de manière étanche aux blocs d'ancrage au moyen de gaines PE télescopiques et d'un tube d'acier. Les gaines furent remplies en usine par le produit anti-corrosion « Denso Jet » et les câbles livrés prêts à la pose.

Les câbles sont situés dans les quatre angles du caisson du pont. Les entretoises de piles ($B = 1,60$ m) furent perforées pour le passage des câbles, tout comme les entretoises aux extrémités pour la mise en place des gaines en trompette. Des gaines vides furent posées (gaine PE, 140/124 mm ϕ) dans les nervures bétonnées près de la pile J et près des culées pour permettre d'enfiler les câbles.

En raison de la courbure du pont, les câbles durent être déviés horizontalement. A cette fin, des tubes de déviation en acier, alésés en forme d'entonnoir à l'intérieur et d'un rayon de courbure de 5 m, furent scellés près des entretoises des piles. Des tubes de déviation supplémentaires furent montés sur des étrésillons en acier dans le

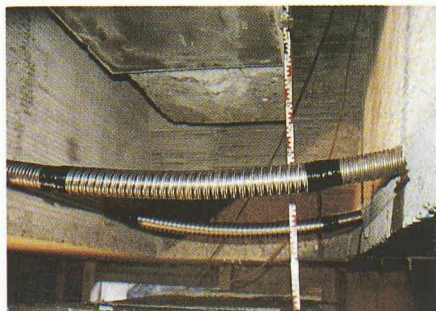


Fig. 11. – Semelle sur pieux: câble de précontrainte à enfiler. (Photo A. von Glutz.)

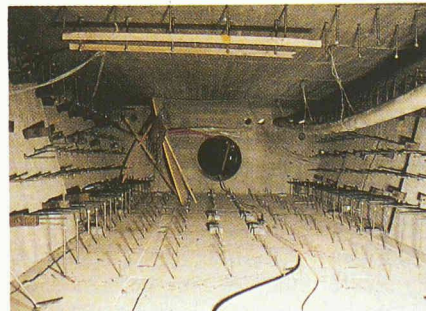


Fig. 12. – Renforcement de la superstructure: goujons d'ancrage adhésifs. (Photo A. von Glutz.)

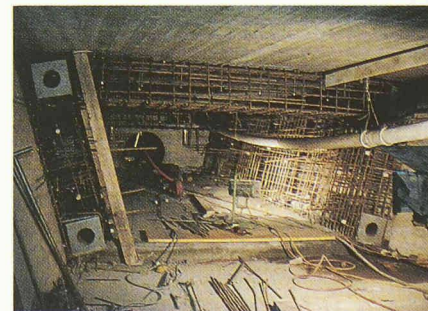


Fig. 13. – Renforcement de la superstructure: armature et précontrainte. (Photo A. von Glutz.)

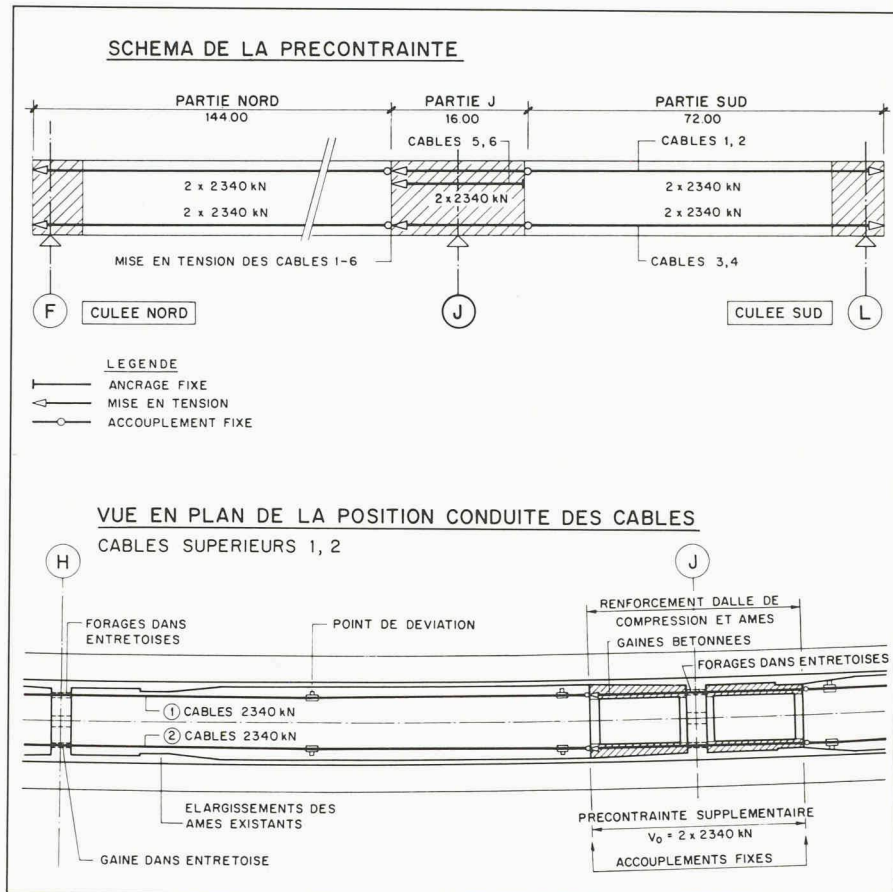


Fig. 14. – Précontrainte longitudinale, principe de la précontrainte. (Dessin H. Moretti.)

caisson du pont, en général au milieu de la travée (fig. 14).

Cette disposition des câbles, des points de déviation et des gaines vides dans les nervures de béton permet le remplacement des câbles, de même qu'un contrôle des forces de précontrainte à n'importe quel moment.

En guise de précontrainte supplémentaire, un câble de précontrainte de $V_0 = 2340$ kN fut posé dans chaque élargissement de l'âme près de la pile J, ainsi que 2 câbles de précontrainte transversale $V_0 = 700$ kN près de chaque culée.

Pour introduire les câbles dans le pont, on disposait d'une ouverture de 20 cm de diamètre dans la dalle de chaussée près de la culée nord (fig. 15 et 16).

Expérience faite, l'application, dans le cas présent, de la précontrainte longitudinale extérieure ou apparente put être parfaitement réalisée du fait que l'on disposait de suffisamment de place dans le caisson. Les seuls problèmes qui se sont posés ont eu trait à l'emplacement et à l'exécution des forages (le pont étant encore déformé) à travers les entretoises sur appui fortement armées, ainsi qu'à la détermination de la longueur des câbles et au bétonnage des renforcements.

Les mesures proposées, projetées et réalisées par l'entreprise spécialisée

dans la précontrainte en ce qui concerne la pose des gaines, la mise au point des déviations, etc. ont donné entière satisfaction. Des mesures en matière de sécurité, de contrôle et de durabilité sont encore en voie d'élaboration.

Bien qu'on ait, en Suisse, relativement peu d'expériences de la précontrainte extérieure, les travaux entrepris durant le levage du pont – alors que le tablier était encore déformé et fissuré – furent, grâce à d'importants moyens, menés dans les règles de l'art et en respectant les délais. Les résultats de l'essai de charge effectué ont démontré le comportement indubitablement élastique de l'ouvrage dans la fourchette de valeurs attendues.

Injection des fissures

Une fois achevée la phase de levage 4, les fissures principales élargies avant le levage dans la zone de la pile J furent scellées par un mortier spécial, tandis que les fissures importantes devenues inaccessibles en raison du renforcement étaient traitées par injection.

Quant à l'injection des fissures visibles de l'extérieur, elle fut effectuée au terme de la phase 5 à l'aide de l'installation de visualisation depuis le dessous. Les fissures près de la pile J furent injectées avant l'abaissement des

vérins, afin d'exclure des défauts subséquents (rotation du tablier) lors de la fermeture des fissures.

Enfin, dans la mesure où leur largeur le permettait, toutes les fissures de la dalle de chaussée furent injectées avant l'exécution des travaux d'assainissement à partir du caisson du pont.

Assainissement

Étanchéité et revêtement

Situation après le levage : pour des raisons statiques, le processus de levage dut être interrompu avant que la position théorique ne soit atteinte, de même que le redressement du tablier ne put être obtenu dans son intégralité. Il en est résulté un écart d'environ 12 cm (bord gauche), respectivement 20 cm (bord droit) par rapport au niveau théorique dans la zone de la pile J.

Tant le bord gauche que le bord droit furent donc légèrement relevés, et le dévers prescrit a été respecté dans le revêtement définitif. Les niveaux théoriques purent ainsi être atteints dans une large mesure.

Structure actuelle/état :

Revêtement : 6 cm AB 25U, couche d'égalisation 5 cm AB 16, couche d'usure

Étanchéité :

1^{re} couche 600 g/m² résine époxy au goudron

2^e couche 500 g/m² résine époxy au goudron

3^e couche 1 cm AB 4, revêtement spécial pour ponts.

Sur la base des travaux d'assainissement déjà réalisés, l'étanchéité existante se compose d'un matériau à très bonne adhérence, mais relativement friable, qui ne se laisse qu'assez difficilement enlever à l'aide de jets d'eau sous haute pression. L'évaluation provisoire d'un essai effectué avec une fraise légère semble permettre une exécution optimale (pas d'abrasion du béton ni d'endommagement du fond). Bien qu'un évidement correspondant ait été prévu à cet effet dans la tête de console, l'étanchement du pont n'a pas été remonté sur les bords de l'ouvrage. Les examens du béton n'ont cependant pas révélé de salification déterminante par le chlorure sur la chaussée. Nouvelle structure : suite aux fissures apparues lors de l'affaissement de la pile J, afin d'égaliser les niveaux dans la zone des piles H-J-K et, enfin, en vertu du remplacement auquel il aurait de toute façon fallu procéder à brève échéance, l'étanchéité et le revêtement firent l'objet d'un assainissement complet. En même temps, les bords du pont purent être adaptés aux exigences actuelles. Une étanchéité en PBD et un revêtement de près de 100 mm en asphalte coulé furent réalisés.

Bords du pont

Etat / concept d'assainissement : lors de l'affaissement de la pile J, les bords du pont et la dalle de chaussée furent très fortement sollicités dans cette zone par l'effort normal et par la courbure.

Près de la zone des piles voisines H et K en revanche, des fissures importantes sont apparues, qui demeurèrent cependant pour la plupart confinées dans une zone généralement restreinte et dont la largeur restait relativement modeste.

Sur la base de la mesure de l'enrobage de béton et d'un examen de la qualité du béton (résistance, porosité, résistance au gel), ainsi que de la salification au chlorure étonnamment faible, on a renoncé à la démolition locale initialement prévue pour entreprendre un assainissement de la tête de console. L'on put ainsi éliminer les points faibles potentiels (raccord de l'étanchéité, scellement des potelets des glissières de sécurité, salification au chlorure, etc.).

Selon les rapports nos 106 047/1 et /2 de l'EMPA, les résultats des essais furent les suivants :

- résistance à la compression : 82,2-84 N/mm²
- porosité : environ 12%
- résistance au gel : 1,3-1,4 < 1,5
- teneur en chlorure : < 0,4% à 3 cm de profondeur (par rapport au ciment).

Evacuation des eaux

Le système d'évacuation des eaux existant amenait l'essentiel de l'eau de surface directement dans la Reuss. Dans le cadre de l'assainissement, les grilles d'écoulement furent reconstruites et l'eau de pluie dirigée vers la culée nord par le biais d'une conduite longitudinale traversant l'ouvrage sur toute sa longueur. Dans la zone des grilles existantes, on s'était attendu à des dégâts locaux en raison de la salification, certaines indications le laissant supposer sur la face inférieure du pont. Les examens du béton effectués et les travaux d'assainissement en cours n'ont heureusement pas confirmé cette hypothèse.

L'assainissement du système d'évacuation des eaux put être réalisé de manière relativement avantageuse dans le cadre de l'assainissement de la tête de console.

Joints de dilatation

L'examen de l'état de l'ouvrage avait révélé le défaut d'étanchéité, ainsi que la corrosion et l'écrasement partiels des joints de dilatation. La construction en acier existante ne permettant pas un raccordement qualitativement irréprochable de la nouvelle étanchéité du pont, les joints de dilatation durent donc être remplacés.

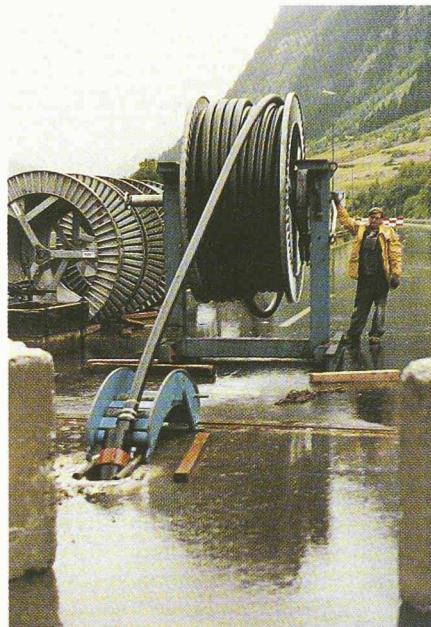


Fig. 15. - Précontrainte de la superstructure : introduction des câbles.

(Photo K. Lüpold, Stahlton SA.)

Infrastructure / protection contre les crues

Les mesures d'assainissement nécessaires touchant l'infrastructure sont étroitement liées aux mesures de protection prévues contre les crues de la Reuss. Le degré de protection contre les crues sera progressivement accru en trois étapes.

Les mesures nécessaires à cet effet furent élaborées sur la base de projets pilotes auprès du laboratoire de recherches hydrauliques, hydrologiques et glaciologiques (WAV) de l'EPFZ et de calculs de stabilité. Une modeste partie seulement des mesures de construction correspondantes sur la Reuss a été projetée par notre bureau.

Conclusion

La constitution d'une équipe de projet faisant intervenir l'entrepreneur général fut une caractéristique marquante de l'organisation du projet. La grande expérience de tous les intervenants leur permit ainsi d'apporter une contribution importante à la solution des ambitieux défis qui leur étaient posés. Quant au dispositif de mesure mis en place, il a fourni d'excellentes bases d'évaluation et de décision pendant le levage du pont.

Le concept de reconstruction du pont endommagé sur la Reuss à Wassen s'est fondamentalement avéré adéquat et n'a nécessité que des ajustements minimes en cours de travaux. Bien que le levage n'ait pas permis d'atteindre totalement la position théorique pour des raisons de statique, le nouveau niveau de la chaussée peut être considéré comme acceptable. Malgré les graves dégâts qu'il a subis par suite des intempéries, l'ouvrage

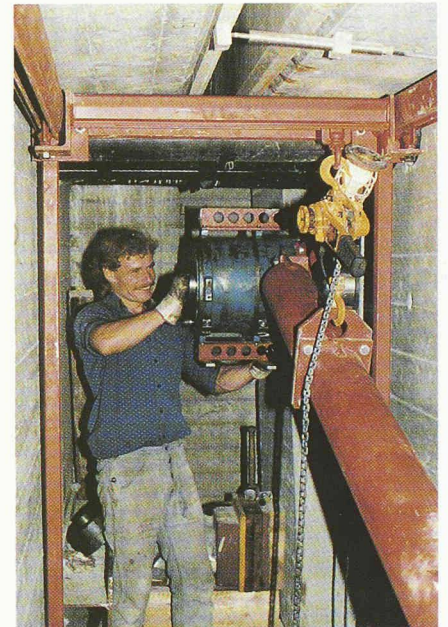


Fig. 16. - Précontrainte de la superstructure : mise en tension des câbles au droit des appuis.

(Photo K. Lüpold, Stahlton SA.)

reconstruit est en bon état. Lors de l'essai de charge, il a fait preuve d'un comportement irréprochable avec un chargement centré. Un nouvel essai de charge est prévu à l'issue des travaux d'assainissement en cours.

Le succès de la reconstruction est notamment dû aux travaux de stabilisation effectués juste après les intempéries, à l'exactitude de l'analyse faite par l'expert, à la procédure choisie et aux moyens mis à disposition, à la prévoyance manifestée dans la disposition des échafaudages et des installations nécessaires au levage, à une direction de projet en tous points compétente et débordant d'idées, ainsi qu'à l'excellent travail d'équipe de l'entreprise générale.

De même, la plus vive gratitude est due aux géomètres, à tous les ouvriers, spécialistes et cadres qui ont fourni des efforts considérables en travaillant constamment pressés par le temps et parfois au mépris d'un grand danger. Enfin, l'auteur du projet tient à remercier chaleureusement tant le maître de l'ouvrage de lui avoir confié cette mission et d'en avoir assumé la direction avec compétence, que l'expert de son soutien infatigable et actif, ainsi que tous les autres membres de l'équipe de projet de leur excellente et précieuse collaboration. Pour terminer, je tiens à remercier également mes collaborateurs de leur grand engagement.

Adresse de l'auteur :
H. Moretti,
ingénieur civil ETS
c/o bureau d'ingénieurs
E. Winkler + Partner SA,
Effretikon/Wassen