Évolution dans la conception et la construction des ponts mixtes acier-béton en Suisse

Autor(en): **Petignat, Jean / Dauner, Hans-Gerhard**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **92 (1974)**

Heft 5: **SIA-Heft, Nr. 1/1974: Stahlbau**

PDF erstellt am: **24.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-72255

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Évolution dans la conception et la construction des ponts mixtes acier-béton en Suisse

DK 624.7

Par **Jean Petignat** et **Hans-Gerhard Dauner**, Aigle

1. Introduction

Le critère économique est de plus en plus l'élément prédominant pour le choix et les dispositions constructives des ponts-routes. Les ponts mixtes acier-béton nécessitent à tous les stades une étroite collaboration entre les principaux partenaires qui sont l'entrepreneur en béton armé à qui incombent l'infrastructure et le tablier, le constructeur métallique fournisseur de la superstructure en acier et l'ingénieur responsable de la qualité de l'ensemble de l'ouvrage.

Les intérêts et soucis des partenaires sont les suivants:

- pour l'entrepreneur, rationaliser la mise en œuvre du béton par l'utilisation de coffrages glissants pour les palées et l'industrialisation des coffrages du tablier entre autres choses, de façon à limiter le plus possible la main-d'œuvre;
- pour le constructeur métallique qui a les mêmes problèmes de main-d'œuvre, réduire le nombre des éléments à fabriquer et à monter, éliminer autant que faire se peut raidisseurs, goussets et entretoises compliquées dont la fabrication peut difficilement être automatisée;
- pour l'ingénieur, dont la tâche est difficile, concevoir et dimensionner le pont en tenant compte des conditions géométriques, topographiques et géologiques mises à disposition par le maître de l'ouvrage, n'utiliser que le minimum de matériaux nécessaires tout en assurant un maximum de qualité à la construction.

Le succès de l'opération ne peut être obtenu que si la collaboration dont il est fait état plus haut a été correctement menée pour aboutir à l'optimum dans la combinaison des divers facteurs.

2. Conception

Par définition, l'ouvrage doit être apte à sa destination avec toutes les sécurités exigées par les normes. Parmi les nombreuses qualités requises, il en est deux qui nous paraissent essentielles dans le cas du pont-route: la rigidité et la durabilité.

Le problème de la *durabilité* ne pouvant être traité complètement dans le cadre de cet article, bornons-nous à donner un exemple: la qualité d'un tablier de pont en béton armé travaillant sur appuis dans le stade II selon les normes est satisfaisante à la condition que tous risques de corrosion des armatures soient exclus. Une étanchéité bien étudiée et efficace constitue une solution valable qui montre que les problèmes constructifs doivent être considérés dans leur ensemble.

Pour ce qui est de la *rigidité,* trois aspects doivent être examinés dans le cas des ponts-mixtes en particulier:

I. L'ensemble du système composé de tous les éléments entre deux joints de dilatation doit être longitudinalement et transversalement rigide. Les calculs de la stabilité de l'ensemble et de sa résistance selon la théorie du second ordre sont souvent indispensables.

II. La rigidité verticale de la superstructure mixte comprenant poutres et entretoises doit être satisfaisante.

III. La rigidité de la dalle de roulement entre ses lignes d'appui est à considérer tout particulièrement.

Considérons d'abord ce dernier point:

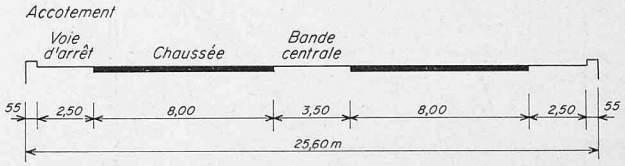
2.1 Le Tablier

Bien que limitée au cadre des routes nationales, l'analyse des coupes transversales types fait apparaître une certaine diversité (figure 1).

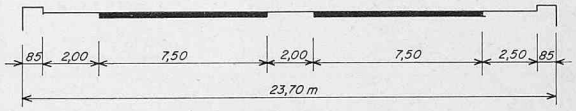
Le long de l'autoroute du Léman, tous les ouvrages sont constitués par deux ponts parallèles indépendants. Chaque tablier a une largeur de 13,20 m. Les nombreux calculs de dimensionnement effectués pour la dalle en béton et leur comparaison conduisent au rapport statiquement et économiquement optimal $a = 0{,}4b$ (figure 2).

Les tabliers sont constitués par une dalle pleine non précontrainte de 28 cm d'épaisseur moyenne. Leur rigidité est entièrement satisfaisante ainsi que des essais de charge avant la mise en service de certains ouvrages l'ont démontré.

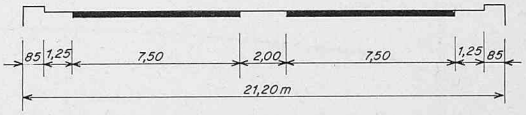
Pour les ponts de la N 12, le choix est généralement laissé au projeteur qui peut prévoir soit un seul tablier, soit deux ouvrages indépendants. Dans le cas du tablier unique dont la largeur est supérieure à 20 m et dans l'hypothèse selon laquelle l'ouvrage ne comporte que deux poutres maîtresses, les calculs démontrent qu'une dalle pleine n'offre pas la rigidité requise. La préférence est donc donnée à des dalles nervurées et éven-



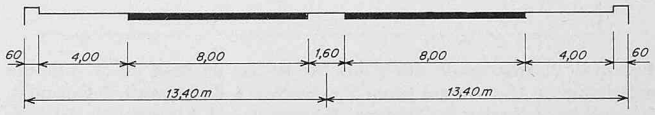
N 9, pont sur la Chandelard (2 ponts obligatoirement), longueur approximative 250 m



N 12, pont de Gérignoz (1 ou 2 ponts à choix), longueur approximative 300 m



N 12, viaduc de Rossens, Gruyère (1 ou 2 ponts à choix), longueur approximative 2000 m



N 1, viaduc sur la Sarine à Gümmenen (1 ou 2 ponts à choix), longueur approximative 800 m

Figure 1. Routes nationales, coupes transversales types

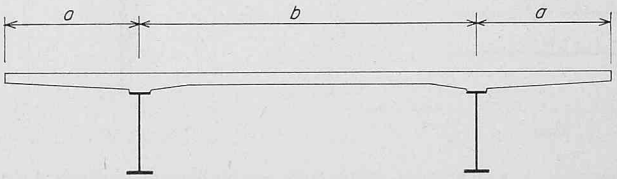


Figure 2. Ponts parallèles indépendants le long de l'autoroute du Léman, coupe schématique

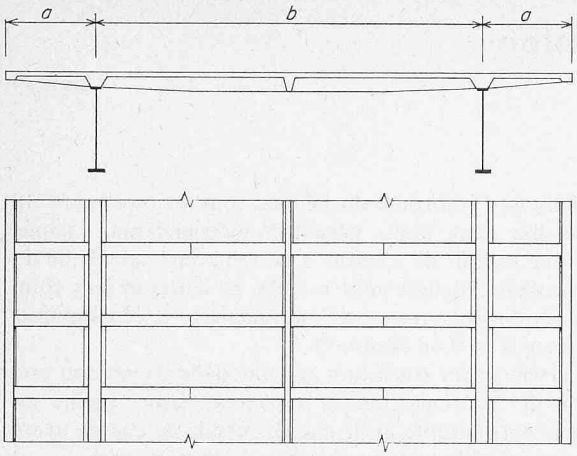


Figure 3. Ponts de la N 12, tablier unique dont la largeur est supérieure à 20 m, coupe et plan schématique

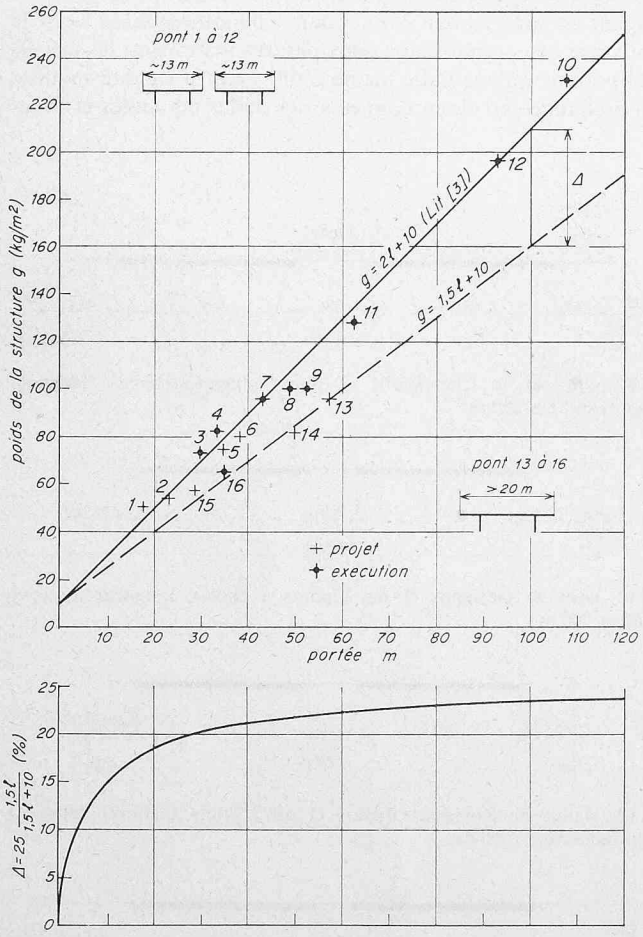


Figure 4. Comparaison des poids par m² (g) de pont de la structure métallique de 16 ouvrages (dont 9 exécutés). 1 Richterswil, 2 Curnilles, 3 Salenche, 4 Sugiez, 5 Chenaux, 6 Cornallaz, 7 Lützelmurg, 8 Chandelard, 9 Baye de Montreux, 10 Veveyse, 11 Glâne, 12 Sarine, 13 Gümmenen, 14 Gruyère, 15 Gérignoz, 16 Sorge

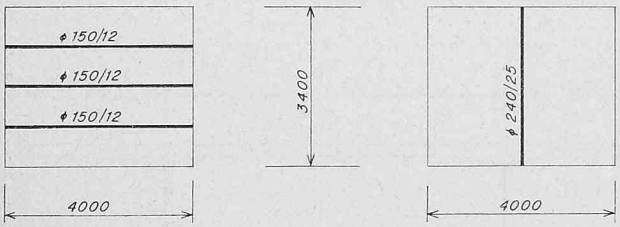


Figure 5. A gauche sont représentés les raidisseurs auxquels l'ingénieur est conduit par la théorie classique; à droite la solution selon la méthode post-critique

tuellement précontraintes qui, elles, permettent de respecter les qualités et principalement la rigidité requise (figure 3; $a < 0{,}4b$).

2.2 Structure en acier

Le calcul et les résultats d'essais ont montré que pour des tabliers d'une largeur de l'ordre de 13 m, une structure essentiellement composée de deux poutres maîtresses constituant avec la dalle un profil mixte acier-béton garantissait une bonne rigidité de flexion si la règle suivante est utilisée pour la hauteur de chaque poutre métallique

$h = {}^1/_{20}$ portée moyenne

Cette hauteur est par ailleurs intéressante parce que l'expérience a démontré qu'elle conduit à une distribution équilibrée des aciers dans les poutres maîtresses. Mentionnons à ce sujet que les dimensions de la semelle supérieure en travées sont dans la plupart des cas imposées par la vérification des contraintes dans le stade provisoire du bétonnage du tablier. Pour cette semelle comprimée et susceptible de flamber latéralement puisqu'elle n'est maintenue ponctuellement que par les entretoises ou un contreventement, il est recommandé d'utiliser de l'acier 37, de façon à limiter l'élancement de la barre.

Pour des tabliers dont la largeur est égale à 20 m ou davantage, la hauteur optimum des 2 poutres maîtresses métalliques est ainsi déterminée:

$h = {}^1/_{15}$ portée moyenne

En ce qui concerne la rigidité transversale, appelée aussi parfois torsionnelle, deux possibilités sont offertes à l'ingénieur:

a) constituer un caisson dont la partie supérieure est la dalle en béton et l'inférieure un contreventement par ailleurs très utile lors du montage. La section transversale ainsi constituée est très rigide pour reprendre la torsion due à la courbure du pont ou aux charges dissymétriques (formule de *Bredt*). Il est très rarement économique de substituer au contreventement une tôle pour réaliser un caisson fermé. En effet, la section de cette tôle devrait être presque toujours trop largement dimensionnée à cause d'impératifs constructifs (épaisseur minimum, flexion sous son poids propre).

b) écarter le plus possible les deux poutres maîtresses afin d'obtenir un grand bras de levier interne. L'ingénieur considère ici la torsion non uniforme, c'est-à-dire la rigidité à la flexion des poutres principales et du disque que constitue le tablier.

Du point de vue constructif pour l'entrepreneur en métal, le cas a) est moins intéressant que le cas b). Il nécessite plus d'entretoises, de barres de contreventements, et par conséquent davantage d'attaches dont la réalisation nécessite beaucoup de temps. Ce système n'est à recommander que pour des ponts étroits et courbes.

Dans le cas de ponts larges (20 m ou plus) respectant les grands rayons de courbure du réseau autoroutier, le cas b) conduit à des rigidités suffisantes pour des portées allant jusqu'à 100 m.

La comparaison des poids par m² (g) de pont de la structure de 16 ouvrages (dont 9 exécutés) démontre qu'une économie de l'ordre de 25 % en poids d'acier peut être réalisée en construisant un seul pont large avec 2 poutres maîtresses plutôt que 2 ponts étroits et indépendants (figure 4).

Cette économie de poids est d'autant plus intéressante qu'elle s'accompagne d'une économie de main-d'œuvre pratiquement réduite de moitié puisqu'il n'est plus nécessaire de fabriquer et monter que 2 poutres au lieu de 4.

Voilement de l'âme des poutres maîtresses

Des recherches scientifiques développées aux USA ont conduit des ingénieurs à reconsidérer leur façon de tenir compte

de l'instabilité par voilement de poutres à âme mince. Le mode de construire des poutres maîtresses de pont par soudure implique inévitablement des déformations de l'âme hors de son plan. De nombreux essais ont prouvé que ces déformations initiales n'avaient que peu d'influence sur la charge ultime de la poutre. Ces expériences et l'exploitation de leurs résultats ont conduit à un abandon partiel de la théorie classique du voilement, dite théorie linéaire des plaques minces avec bifurcation de la charge. Les théories nouvelles qui tendent à s'y substituer sont appliquées depuis longtemps par les Américains dans l'industrie aéronautique.

Ces méthodes faisant intervenir la résistance post-critique de l'âme ont été développées (voir [1] et [4]) et publiées en Suisse pour être mises à portée des ingénieurs civils.

L'exemple en figure 5 se rapporte au mode de raidir un champ se trouvant dans la zone des moments négatifs de la poutre.

A gauche de la figure 5 sont représentés les raidisseurs auxquels l'ingénieur est conduit par la théorie classique (voir [2]); à droite la solution selon la méthode post-critique (voir [1]). Précisons que dans ce cas la fatigue n'est pas déterminante parce que le quotient $\sigma_{min}/\sigma_{max}$ ne nécessite aucune réduction des contraintes admissibles.

La comparaison de main-d'œuvre entre les deux solutions, qui comprend le débitage, l'assemblage, la soudure des raidisseurs ainsi que le redressage de l'âme s'établit comme suit:

- avec la théorie classique: 590 min.
- avec la théorie post-critique: 215 min.

En introduisant encore le prix de la matière des raidissements, on aboutit pour le raidissage du champ considéré à une économie de l'ordre de 45 % en faveur de la solution de droite.

2.3 Infrastructure

Le choix de la section transversale conditionne la forme et les dimensions des piles (figures 6, 7 et 8).

3. Exécution

3.1 Qualité des aciers et traitement anti-corrosion

Les calculs comparatifs de dimensionnement font apparaître que l'utilisation d'aciers à haute limite élastique conduit à des coûts globaux plus intéressants que celle d'aciers doux ordinaires (acier 37/24 par exemple), quelle que soit la portée de l'ouvrage. A l'exception des semelles supérieures en travée, la quasi totalité du tonnage de la structure métallique d'un pont-mixte est ainsi presque toujours constituée avec des aciers dont les caractéristiques sont celles de l'acier 52/36 ou supérieures. Or, il se trouve que depuis quelques années les aciéries européennes sont à même d'élaborer et de fournir des aciers patinables, aciers alliés à grain fin dont les caractéristiques mécaniques (limite élastique et résilience en particulier) sont identiques, voire supérieures à celles de l'acier 52–3 définies par la norme allemande DIN 17100. Alors même que des éléments comme le cuivre, le chrome, le nickel, le phosphore ou le nobium entrent dans la composition de ces aciers, ces derniers sont aussi aisés à travailler qu'un acier 52–3. De par leurs propriétés de résistance à la corrosion maintenant bien connues, ces aciers rendent toute protection par peinture superflue. Ce fait présente les avantages suivants:

Économie

L'utilisation d'aciers patinables conduit à des économies très sensibles. Référons-nous au tableau ci-contre, tableau dans lequel les prix unitaires sont valables en fin d'année 1973. Les différents chiffres sont des valeurs moyennes susceptibles d'évoluer au cours du temps sans que leurs diverses relativités se modifient suffisamment pour infirmer les conclusions auxquelles nous aboutirons (tableau 1).

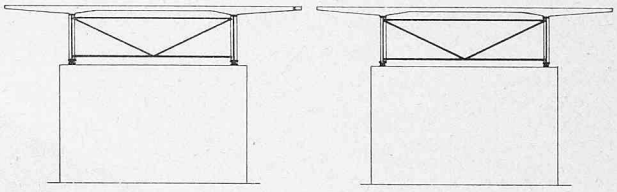


Figure 6. Ponts avec deux tabliers séparés (type N 9)

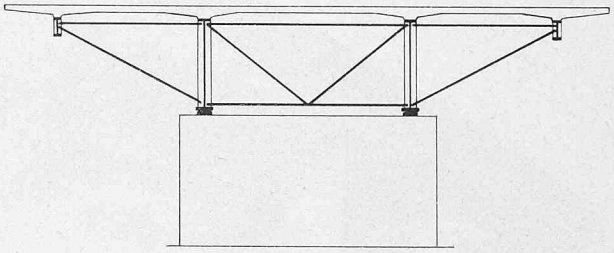


Figure 7. Pont avec un tablier appuyé sur quatre poutres, dont deux forment un caisson

Ce genre de pont conduit à une infrastructure économique. Toutefois, et sauf dans des cas spéciaux (piles très hautes), l'augmentation du coût de l'ensemble de la superstructure est telle que globalement ce système n'est pas compétitif

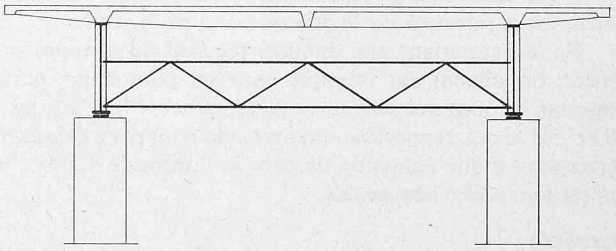


Figure 8. Pont avec un tablier à nervures appuyé sur deux poutres

Ce système permet l'adaptation des dimensions des piles en fonction de leur hauteur et des charges à supporter. Il conduit généralement à une infrastructure dont le coût est inférieur à celle du système fig. 6

Tableau 1. Comparaison des prix unitaires entre la solution classique et la salution avce aciers patinables grenaillés en atelier

Solution classique avec utilisation d'aciers ordinaires. Protection efficace consistant en un sablage à blanc en atelier et l'application de 3 couches de peinture à base de poudre de zinc dont la peinture est effectuée au chantier (épaisseur totale environ 120 μ m)	Fr./t	Solution avec aciers patinables grenaillés en atelier, y compris retouches par sablage après montage des parties apparents des poutres Fr./t
– Prix effectif à l'achat de l'acier	950	1010
– Déchets, frais généraux et icha dont le coût de l'acier est à grever	150	160
– Sablage en atelier	90	60 [1]
– Application de la peinture, y compris retouches (env. 15 m²/t à 24 Fr./m²)	360	
– Sablage au chantier		30
– Capitalisation d'une somme dont l'intérêt devrait permettre les réfections ultérieures et partielles du traitement (env. 15 m²/t à 4 Fr./m²)	60	
Total	1610	1260
Différence en Fr./t	1610–1260 =	350 Fr./t ou 0,35 Fr./kg

[1]) Le prix du sablage pour l'acier patinable est inférieur à celui de l'acier normal, d'abord parce que les exigences en ce qui concerne l'état des surfaces à obtenir ne sont pas les mêmes, et ensuite parce qu'il peut s'effectuer avant l'assemblage des poutres, ce qui fait qu'il peut être automatisé et nécessiter des manutentions moins importantes.

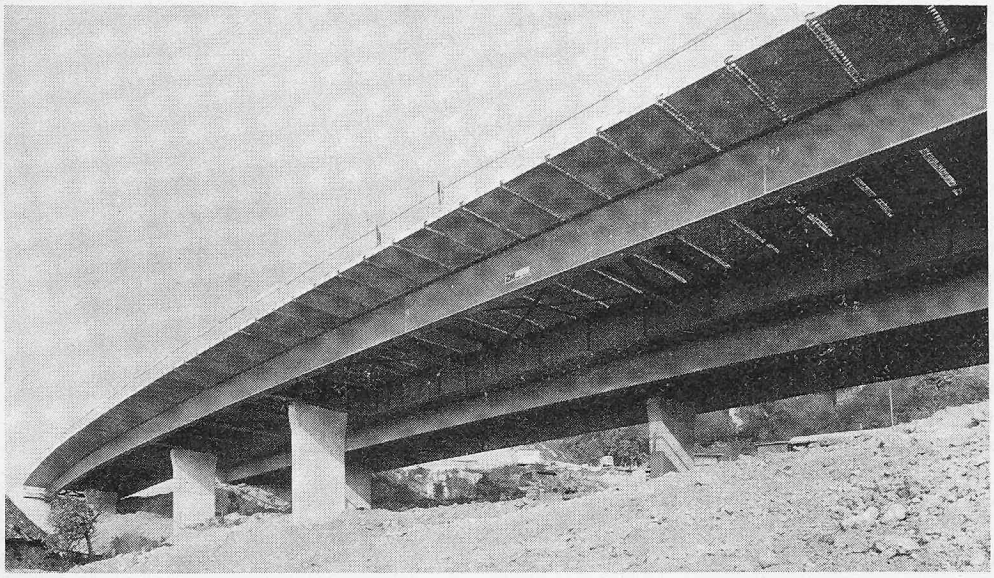


Figure 9. Pont de la Salenche

En admettant, ce qui est presque exact, que les autres prestations, soit main-d'œuvre en atelier et au chantier, transports et installations soient les mêmes dans les deux cas, cette différence se retrouve sur le prix de vente de la structure.

En se rapportant aux données figurant au chapitre précédent, on obtient par exemple pour un pont d'une portée moyenne de 50m une économie de 85kg/m² × 0,35 Fr./kg = 30 Fr./m² ce qui, rapporté au prix total du pont par mètre carré, correspond à une réduction de prix de l'ordre de 4 à 5 %, ce qui est loin d'être négligeable.

Durabilité

Pour les ponts mixtes en acier normal, les entreprises spécialisées dans le traitement des surfaces métalliques donnent des garanties valables 10, exceptionnellement 15 ans.

Quant aux ouvrages en aciers patinables, leur durée est pratiquement illimitée. En effet, l'acier patinable qui n'est couramment utilisé en Suisse que depuis 3 ou 4 ans a été inventé sous le nom d'acier COR-TEN par la US Steel Company aux USA en 1930 déjà. Utilisé d'abord et essentiellement pour la construction de wagons et de pylônes, il l'est depuis une vingtaine d'années couramment pour la construction de squelettes de bâtiments, de tôles de façades et de ponts sans qu'aucun désagrément sérieux n'ait jamais été enregistré, et ceci dans des contrées où l'atmosphère est souvent beaucoup plus agressive qu'en Suisse.

Plus de 500 ponts en acier COR-TEN ont été jusqu'à ce jour construits aux USA, la raison essentielle du choix du matériau étant que l'acier patinable ne nécessite aucun entretien. Les services compétents sont ainsi délivrés des soucis d'inspections périodiques et d'éventuelles réfections avec les perturbations de trafic qu'elles sont à même de provoquer. Enfin, en cas de divers travaux comme le calage ou le remplacement d'appareils d'appuis, des griffures de la surface de l'acier ne sont pas gênantes, l'acier patinable étant de par sa composition chimique autocicatrisant.

Esthétique

Les visites d'ouvrages à l'étranger ainsi que les nombreuses photos publiées dans les revues spécialisées, américaines notamment, montrent que l'aspect des ponts en acier patinable est très satisfaisant, en tous cas pour ceux construits en dehors des agglomérations. Le sablage préconisé plus haut fait que dès les premiers mois les surfaces présentent un aspect homogène. Cette impression favorable est malheureusement quelquefois anihilée par les coulures d'oxyde de fer qui souillent l'infrastructure, et plus spécialement les piles en béton. Cet inconvénient dont les étrangers et surtout les Américains ne semblent pas se soucier peut être éliminé à peu de frais en adoptant lors de la construction les mesures adéquates suivantes:

- Si les piles et par conséquent leurs surfaces apparentes sont de faibles dimensions, il est possible de les protéger temporairement au moyen de toiles de plastique ou, ce qui est préférable de les traiter avec des peintures à base de silicone dont l'effet est de rendre le béton non poreux, lisse et donc très facile à nettoyer.
- Dans le cas de piles plus importantes, la meilleure solution consiste à prévoir le sommet de la pile en forme de cuvette au fond de laquelle un orifice permet d'évacuer les eaux teintées à l'intérieur des piles souvent creuses. Dans le cas contraire, un tuyau plastique largement dimensionné et noyé dans le béton remplit le même office.

3.2 Fabrication en atelier

Comme toutes les constructions métalliques, les structures de pont ont un caractère de préfabrication très marqué. Les poutres maîtresses en sont les éléments essentiels. Fabriquées à partir de tôles et larges-plats soudés entre eux, elles se prêtent bien à une rationalisation poussée du travail. La technique de la soudure, branche dans laquelle la quasi totalité des problèmes de qualité ont été résolus, est encore en pleine évolution. Des automates de plus en plus perfectionnés apparaissent sur le marché permettant de très sérieuses diminutions de main-d'œuvre et contribuant ainsi à rendre les hausses des prix beaucoup moins marquées que dans d'autres domaines. Par ailleurs, l'agrandissement des halles de fabrication et l'augmentation de la capacité des ponts-roulants qui les équipent conduisent à la fabrication et à l'assemblage en atelier d'éléments toujours plus grands et plus lourds, ce qui en réduit le nombre et est par conséquent source d'économie.

3.3 Montage

Les méthodes de montage des structures de ponts sont nombreuses et variées. Le choix est le plus souvent fonction de la topographie du terrain d'une part, de la géométrie de l'ouvrage d'autre part. A cet égard et contrairement à une opinion trop largement répandue, la topographie du terrain, la nature des obstacles à franchir et la géométrie de l'ouvrage constituent selon nous un critère plus important pour le choix du matériau que les espacements entre piles.

Les ponts mixtes sont en effet particulièrement compétitifs, lorsque la topographie du site est tourmentée et interdit un

montage à partir du sol au moyen de camions-grues ou lorsque la géométrie n'est pas simple excluant par la même la préfabrication dans des moules ou sur des coffrages identiques plusieurs fois réutilisables. A l'exception des cas où les accès sont particulièrement aisés, les deux méthodes qui ont actuellement la faveur des constructeurs sont le lancement et le montage à l'avancement au moyen de derricks roulants ou de poutres de lancement. Ces systèmes sont indépendants de la topographie et des caractéristiques géotechniques du sol. Elles ne nécessitent aucun déboisement ni aucune modification des conditions topographiques ou hydrologiques des terrains situés sous l'ouvrage à construire.

3.4 Mode d'exécution de la dalle

Ce problème est extrêmement important. Son influence sur le coût et la compétitivité de la solution mixte est souvent prépondérante. L'étude de la dalle béton d'un pont mixte, indissociable de celle de la structure métallique, doit être abordée au tout premier stade du projet, les exigences spécifiques des deux matériaux et leurs techniques de mise en œuvre se conditionnant mutuellement.

Plusieurs méthodes de mise en place du tablier en béton entrent généralement en considération. La liste non exhaustive de ces processus comprend quatre groupes de solutions:

a) La *dalle* est *coffrée* en une ou plusieurs étapes sur la *longueur totale de l'ouvrage,* les coffrages s'appuyant sur des traverses, généralement métalliques, suspendues aux poutres maîtresses en acier. Cette méthode, classique et la plus ancienne, n'est plus utilisée actuellement que pour de très petits ouvrages. Bien qu'elle permette un bétonnage par tranches qui, si l'ordre en est bien étudié, est de nature à limiter les fissures dans les zones sur piles, ce mode de faire pour un pont de grande surface est onéreux si la dalle est coffrée en une seule étape et lent en cas de récupération des coffrages en vue de leur réutilisation.

b) La *dalle* pleine ou à nervures, est *coulée sur un chariot de bétonnage* accroché à la structure métallique et qui se déplace sur des galets le long de cette derniére. Pour n'exiger qu'une quantité de main-d'œuvre raisonnable et assurer des délais convenables, l'investissement du coût du chariot est considérable. Il ne se justifie donc que pour des ponts ou viaducs de très grande surface. Bien étudiée, cette méthode convient à presque toutes les géométries possibles de tabliers. Se développant linéairement, le bétonnage conditionne le dimensionnement de la structure, le poids du béton frais et celui du chariot agissant entre une zone arrière de poutres mixtes acier-béton et une zone avant de poutres uniquement métalliques. Comme pour la dalle coffrée, la solidarisation acier-béton est réalisés par des goujons soudés en atelier électriquement et automatiquement sur les poutres maîtresses.

c) La *dalle* est faite *d'éléments préfabriqués.* La largeur des éléments varie entre 1,8 et 2,4 m; elle est conditionnée par la possibilité de transport et le poids de l'élément. Coulés dans une usine de préfabrication ou à proximité du chantier, les éléments sont posés au moyen d'élévateurs selon le processus de l'avancement. Le jointoyage constitue le problème le plus délicat de ce système. A moins de coffrer les joints et de permettre ainsi un recouvrement efficace des armatures, il est pratiquement très difficile d'aboutir à une solution vraiment satisfaisante en ce qui concerne la continuité longitudinale en flexion de la dalle. Les tolérances de la structure métallique et celles du béton préfabriqué ainsi que le fluage de ce dernier sont souvent sources de difficultés lorsque l'on considère les problèmes de l'assise des dalles et le monolithisme de la construction. Pour des raisons essentiellement pratiques, il est indispensable que, en plan, l'ouvrage soit rectiligne ou en arc de cercle, le dévers étant constant. Si ces conditions ne sont pas remplies, les coffrages sont difficilement réutilisables et le coût devient rapidement prohibitif. La solidarisation acier-béton est réalisés par des goujons soudés sur l'aile des poutres dans des évidements ménagés dans les dalles, évidements dont le bétonnage s'effectue en même temps que le jointoyage. Très largement répandu entre 1960 et 1970, le système des dalles préfabriquées a actuellement tendance à disparaître à la fois pour des raisons de coût et de durabilité, les joints même les mieux étudiés constituant des points faibles (figure 9).

d) La *dalle ripée* coffrée, ferraillée et coulée sur la première travée de l'ouvrage ou dans sa prolongation sur des profilés, l'est par tranches de 20 à 30 m de longueur. L'essentiel du processus consiste à décoffrer la tranche de dalle bétonnée et durcie, à la pousser longitudinalement pour libérer l'assise du coffrage et permettre ainsi le coulage du tronçon suivant. Un ruban monolithique de plus en plus long est ainsi constitué jusqu'à ce que la culée opposée soit atteinte. Une excellente continuité de la dalle est assurée par des armatures en attente prévues à l'arrière de chaque tronçon. Les efforts de poussée nécessités par le ripage sont développés par des vérins. Pour éviter d'exercer des poussées considérables nécessitant des vérins extraordinaires, des patins sont souvent prévus entre la semelle supérieure des poutres maîtresses et la dalle en béton. Les coefficients de glissement relatifs acier sur acier (ou mieux fonte sur acier) sont faibles et peuvent être encore considérablement réduits par une lubrification adéquate. L'aire de coffrage étant commune pour tous les tronçons, la méthode de la dalle ripée ne s'accomode que de certaines conditions géométriques pour le tablier. En plan, il doit être rectiligne ou en arc de

Figure 10. Guidage de la dalle

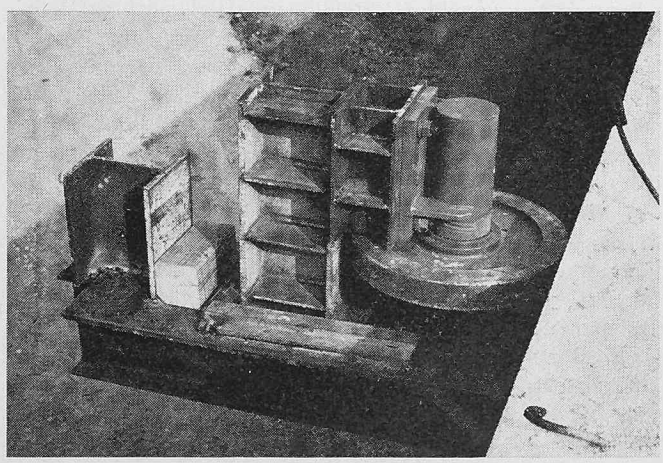
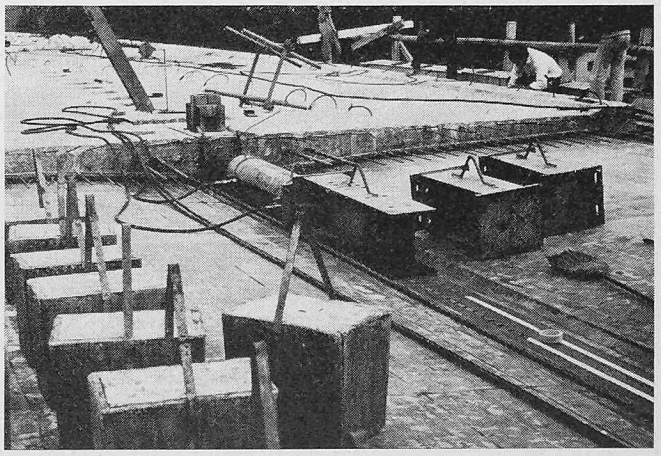


Figure 11. Installation de poussée



cercle. De plus, le dévers doit être constant. Bien que ce point n'ait jamais été clairement défini, la longueur maximum de la dalle ripée devrait être de l'ordre de 300 à 400 m, cela pour des questions de guidage latéral. Ce dernier problème ainsi que celui de la retenue en cas de pente longitudinale prononcée exigent des études approfondies. Le système de solidarisation acier-béton est le même que dans le cas de la dalle préfabriquée, mais les goujons ne peuvent être soudés qu'après le ripage, c'est-à-dire au chantier, ce qui constitue un inconvénient. De tous les systèmes décrits, celui de la dalle ripée est le seul qui autorise théoriquement et pratiquement une précontrainte longitudinale de la dalle par câbles. L'expérience a démontré que, lorsque les conditions le permettent, le système de la dalle ripée est économiquement le plus intéressant pour des ouvrages dont la surface totale est inférieure à 20000 m² (fig. 10 et 11).

4. Conclusions

La rapide évolution constatée dans la conception et la réalisation des ponts mixtes acier-béton est essentiellement due à trois facteurs:

- le développement de nouvelles méthodes de dimensionnement se rapportant aux problèmes de stabilité et de résistance ainsi que le recours de plus en plus fréquent à des ordinateurs toujours plus puissants qui permettent les calculs de systèmes hautement hyperstatiques compliqués et surtout trop longs pour qu'ils aient précédemment pu être menés à bien dans les délais impartis.
- l'élaboration et l'obtention d'aciers dont les caractéristiques chimiques, mécaniques et anti-corrosives sont en constante amélioration sans que leur coût ne croisse dans des proportions inacceptables.
- l'imagination dont les ingénieurs, les constructeurs métalliques et les entrepreneurs en béton armé ont fait preuve pour mettre au point des méthodes de construction à la fois hardies et efficaces.

Cette dernière raison n'est pas spécifique aux ponts mixtes. Les ponts en béton armé ou précontraint, coulés sur place ou préfabriqués ont eux aussi fait l'objet de recherches nombreuses et intéressantes pour que leurs coûts en soient compétitifs. Une comparaison entre l'évolution, ces dix dernières années, des prix de mètres carrés de ponts et celle de l'indice moyen de construction serait édifiante à cet égard.

La compétition entre les ponts en béton et les ponts mixtes a toujours été et reste très serrée. Toutefois, récemment, et malgré les prix de base élevés des tôles et larges plats en acier, les comparaisons objectives qui ont été faites soit dans les cas de mandats parallèles, soit dans ceux des concours d'idées entre projeteurs ou des concours-soumissions ont révélé que les ponts mixtes étaient très souvent en excellente position.

Le souci de compétitivité et le fait que la main-d'œuvre à disposition sur les chantiers se fait de plus en plus rare poussent les projeteurs et les constructeurs des ponts de tous les types vers des solutions qui nécessitent des installations mécaniques de plus en plus complexes, la mise en mouvement ou la manutention d'éléments dont les poids sont de plus en plus considérables. Ceci ne se fait pas sans risques et en cas d'accident, les dégâts sont souvent très importants. Bien que la fréquence des accidents sur les divers chantiers de ponts soit presque constante en Suisse, quelques-uns, survenus ces derniers mois, aussi regrettables que spectaculaires, ne doivent pas décourager les constructeurs mais au contraire les inciter à poursuivre en calculant mieux, en envisageant toutes les hypothèses les plus défavorables susceptibles de se présenter dans le stade de la construction d'un pont, stade très souvent beaucoup plus délicat que celui qui succède à la mise en exploitation de l'ouvrage. Par ailleurs, le contrôle de la conception, du calcul et des moyens de mise en œuvre d'un pont constitue un problème important qui devrait être sinon revu, tout au moins precisé.

[1] *K. Basler:* Vollwandträger, Berechnung im überkritischen Bereich. Schweizer Stahlbau-Vereinigung 1968.

[2] *Klöppel/Scheer:* Beulwerte ausgestreifter Rechteckplatten. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960

[3] *P. Dubas:* Développements suisses récents en matière de ponts mixtes acier-béton. Estratto dalla «Costruzioni Mettaliche» 1/69.

[4] *M. Herzog:* Die Traglast versteifter, dünnwandiger Blechträger unter seiner Biegung nach Versuchen. «Der Bauing.» 1973, S. 317.

[5] *Kalbermatten/Ryser:* Le pont sur la Chandelard. «Bulletin Technique de la Suisse Romande» No 9, p. 138.

Adresse des auteurs: *J. Petignat,* professeur à l'EPFL, ingénieur en chef, et *H.-G. Dauner,* docteur ès sciences techniques, chef du bureau d'études, tous deux chez Zwahlen & Mayr S. A., Aigle.

Wachtablösung bei der Schweizerischen Zentralstelle für Stahlbau

DK 061.2:624.94

Ende 1973 ist Dr. *Max Baeschlin* wegen Erreichung der Altersgrenze als Direktor der Schweizerischen Zentralstelle für Stahlbau zurückgetreten und hat die Leitung dieser Organisation seinem gewählten Nachfolger dipl. Bau-Ing. *Urs Wyss* übergeben.

Mit Max Baeschlin tritt ein Mann ins Glied zurück, der ein Vierteljahrhundert lang die Politik der schweizerischen Stahlbauindustrie entscheidend beeinflusst und mitgeprägt hat. Nach erfolgreich abgeschlossenem Doppelstudium als Kulturingenieur an der ETH und der politischen Wissenschaften an der Universität Zürich sowie nach mehrjähriger Tätigkeit in öffentlichen Verwaltungen übernahm er, theoretisch und praktisch bestens gerüstet, 1949 die Leitung des Branchenverbandes der schweizerischen Stahlbauindustrie. Mit viel persönlichem Mut und Geschick, Diplomatie und praktischem Sinn für das Mögliche hat es Dr. Baeschlin verstanden, die gegensätzlichen Interessen der Mitgliederfirmen auf gemeinsame Ziele auszurichten. Aus dem kartellistisch orientierten alten Verband der etablierten Firmen ist die umfassende Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau geworden, die ihren Mitgliedern volle Freiheit in der Preisbildung lässt und die Hauptaufgabe in der technischen und wirtschaftlichen Förderung der Stahlbauweise sieht. Durch eine entsprechende, auf sachliche Information ausgerichtete Propaganda und praxisnahe Forschungs- und Entwicklungsarbeiten der Technischen Kommission hat der Schweizer Stahlbau einen bemerkenswerten Aufschwung genommen. Gute persönliche Beziehungen zu unseren technischen Hochschulen haben sowohl der Stahlbaupraxis als auch der Lehrtätigkeit wertvolle Impulse vermittelt. Massgeblich war er 1955 auch an der Gründung der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände beteiligt, die sich um eine übernationale Koordinierung der Stahlbauforschung und des Normenwesens bemüht. Bis vor wenigen Jahren war er nebenamtlich Geschäftsführer dieser Organisation.

Mit grosser Befriedigung darf Dr. Baeschlin auf sein Lebenswerk zurückblicken. Er leistete einen massgeblichen Beitrag zum Ansehen, das der Schweizer Stahlbau heute im In- und Ausland geniesst. Viele persönliche Freundschaften begleiten den körperlich und geistig frischen Dr. Baeschlin ins Stöckli, von dem aus er mit seiner reichen Erfahrung der Zentralstelle weiterhin für Sonderaufgaben zur Verfügung steht.

R. Schlaginhaufen