

**Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau**

**Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes**

**Dipartimento federale dei trasporti, delle comunicazioni e delle energie
Ufficio federale delle strade**

Le comportement dans le temps des ponts mixtes continus

Langzeitverhalten durchlaufender Verbundbrücken

**Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne
ICOM – Construction métallique
J.-P. Lebet, Dr sc. techn., ing. civil dipl. EPFL/SIA
J.-M. Ducret, ing. civil dipl. EPFL/SIA**

**Mandat de recherche 56/86 sur demande
du groupe de travail Recherche en matière de ponts**

Mai 1997

527

OFFICE FÉDÉRAL DES ROUTES

Mandat de recherche 56/86

LE COMPORTEMENT DANS LE TEMPS DES PONTS MIXTES CONTINUS

LANGZEITVERHALTEN DURCHLAUFENDER VERBUNDBRÜCKEN

Centre de recherche ICOM - Construction métallique, EPFL, Lausanne

Responsable du projet Jean-Paul Lebet, Dr sc. techn., ing. civil dipl. EPFL/SIA

Collaborateur Jean-Marc Ducret, ing. civil dipl. EPFL/SIA

Publication ICOM 351

Mai 1997

Le présent rapport n'engage que l'auteur mandaté par l'Office fédéral des routes.

Diffusion : Union des professionnels suisses de la route (VSS), Seefeldstrasse 9, 8008 Zurich

AVANT-PROPOS

Depuis plusieurs dizaines d'années que des ouvrages d'art existent sur le réseau routier suisse, il a été constaté que certains ouvrages se comportaient bien dans le temps alors que d'autres subissaient des dégradations plus ou moins importantes et plus ou moins rapides. Des interventions souvent onéreuses ont été décidées pour remettre en état les ouvrages défectueux afin de pouvoir maintenir le trafic.

Durant ces années, des nouveaux développements dans les matériaux ou leurs composants ont été effectués et appliqués à la construction des ponts en général; des nouvelles méthodes de calcul et des nouveaux concepts ont également été introduits. Cependant, aucune étude particulière n'a été entreprise pour suivre, de manière scientifique, le comportement de ces ouvrages en service afin prouver le bien-fondé des choix effectués.

La recherche que nous avons entreprise a pour but de combler ce vide pour les ponts mixtes acier-béton. Elle veut en particulier améliorer les connaissances sur le comportement des ouvrages mixtes sous charges réelles au travers d'observations et de mesures accompagnées de réflexions théoriques. Elle veut également établir un bilan de l'état de santé des ouvrages mixtes, relever les défauts constatés et commenter les avantages de certaines solutions afin de susciter la réflexion lors de la réparation des ouvrages ou lors de la conception de futurs ponts mixtes.

Nous tenons à remercier l'OFR pour la confiance qui nous a été manifestée en nous attribuant cette recherche ainsi que pour son soutien financier. Nous exprimons également notre reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué au bon déroulement de nos travaux, soit lors des essais effectués sur les ouvrages, soit lors de visites de ponts ou soit en ayant répondu à nos enquêtes.

Dr Jean-Paul Lebet

RÉSUMÉ

Buts et limites de la recherche

L'objectif général de cette recherche est de contribuer à améliorer les connaissances relatives au comportement des ponts mixtes acier-béton sous charges réelles ainsi que de celles relatives à l'évolution de ce comportement dans le temps. Cette recherche veut également dégager des enseignements pratiques et utiles pour maintenir la durabilité et la sécurité des ouvrages existants et pour mieux concevoir et dimensionner les futurs ouvrages.

Les questions que nous avons abordées se sont limitées aux trois suivantes:

- Quel est l'état actuel des ponts mixtes en service?
- Comment évolue le comportement des ouvrages mixtes au cours du temps?
- Quels sont les points importants auxquels il faut prêter une attention particulière lors de la conception et du dimensionnement compte tenu des constatations effectuées sur l'état des ouvrages et sur leur comportement?

Les ponts mixtes étudiés et observés sont les ouvrages typiques du réseau routier et autoroutier suisse. En particulier, il s'agit de ponts mixtes à deux poutres maîtresses ou en caisson dont les portées varient entre 30 et 100 mètres et dont la largeur de la dalle est de 13 mètres environ.

Démarche suivie

Pour atteindre les objectifs, nous avons recherché des données sur les ouvrages mixtes au moyen des trois actions suivantes:

- études et suivi détaillés du comportement de deux ponts mixtes à l'aide de mesures et d'inspections régulières; il s'agit du viaduc de Chêne situé sur l'autoroute A1 près de Chavornay et du viaduc du Bois de Rosset situé sur l'autoroute A1 près d'Avenches,
- enquête auprès des cantons membres de la CISO (Conférence des ingénieurs de la suisse occidentale responsables de la construction des routes nationales) sur l'état des ponts mixtes,
- visites et participations au contrôle de plusieurs ponts mixtes en service.

Résultats obtenus

Etat des ponts mixtes

D'une manière générale, même après plus de trente ans de service pour plusieurs d'entre-eux, l'état des ouvrages est très satisfaisant. Un certain nombre d'ouvrages ont dû subir des réparations de la dalle pour arrêter des dégradations provenant principalement de défauts de conception des bords de dalles, d'une couche d'étanchéité déficiente ou de joints de dilatation non étanches. Ces défauts, dont la principale conséquence est l'arrivée d'eau chargée de chlorure sur les éléments structurels, ne sont pas des défauts typiques des ouvrages mixtes mais relèvent plutôt d'une conception et d'une exécution hâtives des détails il y a plusieurs années.

On relèvera que les éléments de charpente métallique peints sont en général dans un bon état, à l'exception de certains endroits touchés par de l'eau salée qui ont nécessité des interventions. On notera également le bon état des structures métalliques en acier patinable dont l'aspect est généralement excellent.

Enfin, la liaison acier-béton, contrôlée sur plusieurs ouvrages âgés de plus de vingt ans, est en parfait état de conservation et aucun indice ne permet de supposer que cet état évoluera dans une mauvaise direction.

Comportement des ponts mixtes

Le comportement dans le temps des ponts mixtes a plus précisément été étudié sur deux ouvrages en service, les viaducs du Chêne et du Bois de Rosset.

Pour le viaduc du Chêne, l'étude particulière concernait l'observation de la dalle dont une partie (une travée et demie) n'est pas pourvue de précontrainte longitudinale. Pour l'ensemble de la dalle, on a constaté une faible fissuration longitudinale entre les deux poutres. Dans la partie sans précontrainte longitudinale, s'ajoute à cette fissuration longitudinale, quelques fissures inclinées à 45° par rapport à l'axe des poutres maîtresses. Ces fissures partent des poutres métalliques en direction du milieu de la dalle sur une distance de 2 m et sont écartées entre 1 et 2 m. L'ouverture de l'ensemble de ces fissures varie entre 0.1 et 0.3 mm et on ne constate aucune tâche de rouille, ni présence d'humidité. D'une manière générale, la dalle est en parfait état de même que la structure métallique en acier patinable.

Pour ce viaduc, actuellement, l'apparence de la dalle et sa durabilité ne semble pas être différente entre les zones avec précontrainte et sans précontrainte longitudinale. Certains dégâts constatés sur l'ouvrage (bordures, localement la couche d'étanchéité) ne sont pas influencés par la présence ou non de la précontrainte longitudinale. Globalement, le comportement de l'ouvrage est bon et il est difficile à ce jour d'affirmer que la zone sans précontrainte longitudinale se comporte moins bien.

Pour le viaduc du Bois de Rosset, l'étude particulière consistait en un suivi du comportement de la précontrainte extérieure, particularité de cet ouvrage. Après 7 ans d'existence, l'ouvrage est dans un excellent état, les quelques fissures transversales de la dalle observées après sa mise en place se sont refermées du fait de la précontrainte longitudinale et la dalle est parfaitement étanche.

On a pu mesurer sur cet ouvrage que la force dans les câbles de la précontrainte extérieure était restée pratiquement constante, après une faible perte initiale. Les sollicitations de la structure métallique ont faiblement évolué alors que les sollicitations de la dalle ont normalement diminué, du fait de l'effet du fluage principalement.

La conception particulière de cet ouvrage avec précontrainte extérieure lui fournit un potentiel de durabilité comparativement plus grand qu'il sera nécessaire de vérifier à l'avenir. Actuellement, le comportement de l'ouvrage est excellent et correspond aux attentes du maître de l'ouvrage.

Recommandations

Les principales recommandations à faire, suites à l'examen des ouvrages existants sont les suivantes:

- être attentif à la conception et à la réalisation des détails liés aux équipements de la dalle (en particulier: couche d'étanchéité, bordures de la dalle, joints de dilatation),
- prévoir une bonne conception et une surveillance du système d'évacuation de l'eau,
- lors de la conception d'ouvrages routiers avec dalles préfabriquées, une précontrainte longitudinale suffisante de la dalle devrait être prévue,
- pour les ouvrages sensibles à la fissuration transversale précoce lors de la prise du béton (coefficient β élevé, voir p. 7), prévoir des mesures susceptibles de diminuer cette sensibilité (par exemple: utilisation d'un béton à faible dégagement de chaleur, organiser les séquences de bétonnage pour réduire les sollicitations de traction dans la dalle ou prévoir une précontrainte longitudinale de la dalle) pour augmenter le potentiel de durabilité des ouvrages,
- l'utilisation d'aciers patinables, dont le bon comportement dans le temps a été constaté, nécessite de tenir compte de certaines règles d'utilisation propres à ce type d'acier, mais se révèle une solution économique, en particulier pour les ouvrages d'accès difficile à l'entretien.

ZUSAMMENFASSUNG

Ziele und Umfang der Studie

Das Ziel der vorliegenden Studie ist einen Beitrag zur Verbesserung der Kenntnisse bezüglich des Verhaltens von Verbundbrücken unter tatsächlichen Lasten sowie bezüglich der zeitlichen Entwicklung dieses Verhaltens zu leisten. Zudem sollen praktische Hinweise zur Erhaltung der Dauerhaftigkeit und Sicherheit bestehender Tragwerke geliefert werden, um eine bessere Planung und Berechnung zukünftiger Bauwerke zu ermöglichen.

Zum Erreichen dieser Ziele standen die drei folgenden Fragen im Vordergrund:

- In welchem aktuellen Zustand befinden sich die im Betrieb stehenden Verbundbrücken?
- Wie entwickelt sich das Verhalten von Verbundbrücken im Laufe der Zeit?
- Welche Punkte müssen unter Berücksichtigung des aktuellen Zustandes und des Verhaltens von Verbundbrücken bei der Planung und Berechnung genauer betrachtet werden?

Die Untersuchung betraf typische Bauwerke des Strassen- und Autobahnnetzes der Schweiz. Im Einzelnen handelt es sich um Verbundbrücken, die aus zwei Hauptträgern oder einem Kastenträger bestehen. Die Spannweiten der Brücken variieren zwischen 30 und 100 Meter, wobei alle Fahrbahnplatten ungefähr 13 Meter breit sind.

Vorgehen

Um die gesetzten Ziele zu erreichen, wurden mit Hilfe folgender Massnahmen die Charakteristiken der Bauwerke ermittelt:

- Detaillierte Untersuchung des Langzeitverhaltens von zwei Verbundbrücken des Neubauabschnittes der A1 zwischen Murten und Lausanne mit Hilfe von regelmässigen Messungen und Inspektionen; dabei handelt es sich um den "Viaduc du Chêne" in der Nähe von Chavornay und um den "Viaduc du Bois de Rosset" in der Nähe von Avenches,
- Befragung der Mitgliederkantone der CISO (Conférence des Ingénieurs de la Suisse Occidentale) über den Zustand der Verbundbrücken,
- Besuch und Teilnahme an Kontrollen mehrerer in Betrieb stehender Verbundbrücken.

Resultate

Zustand der Verbundbrücken

Im Allgemeinen ist der Zustand der Bauwerke, die teilweise seit über dreissig Jahren in Betrieb stehen, sehr zufriedenstellend. Bei einer gewissen Anzahl von Brücken waren Reparaturen der Fahrbahnplatte notwendig, um Schädigungen zu stoppen, die vorwiegend auf Entwurfsfehler und unsorgfältige Ausführung von Details (Konsolköpfe, schlechte Abdichtung oder undichte Fugen) zurückzuführen sind und deren Hauptkonsequenz die Zufuhr von chlorhaltigem Wasser ist.

Es ist hervorzuheben, dass die mit einem Schutzanstrich versehenen Elemente der Stahlkonstruktionen im Allgemeinen in gutem Zustand sind, mit Ausnahme einiger von Salzwasser angegriffener Stellen, die Reparaturmassnahmen erforderlich machten. Zudem ist der gute Zustand von Brücken aus wetterfestem Stahl zu betonen, deren Aussehen einwandfrei ist.

Schliesslich kann festgestellt werden, dass sich die Verdübelung, die bei mehreren, über zwanzig Jahre alten Bauwerken kontrolliert wurde, in ausgezeichnetem Zustand befindet und dass nichts auf eine negative Entwicklung ihrer Wirksamkeit schliessen lässt.

Verhalten von Verbundbrücken

Das Langzeitverhalten von Verbundbrücken wurde an zwei in Betrieb stehenden Bauwerken ("Viaduc du Chêne" und "Viaduc du Bois de Rosset") näher untersucht.

Beim "Viaduc du Chêne" betraf eine spezielle Studie das Verhalten der Fahrbahnplatte, die in einem Abschnitt keine Längsvorspannung aufweist. Auf der ganzen Fahrbahnplatte wurden kleine Längsrisse zwischen den beiden Hauptträgern festgestellt. Zusätzlich konnten im Teil ohne Längsvorspannung einige weitere Risse, die in einem Winkel von 45° zu den Hauptträgern verliefen, festgestellt werden. Diese Risse verlaufen von den Hauptträgern in Richtung Brückenmitte und enden nach ungefähr 2 m, wobei ihr Abstand zwischen 1.5 und 2 m beträgt. Die Rissöffnung variiert zwischen 0.1 und 0.3 mm. Bei Inspektionen konnten weder Rostflecken noch Feuchtigkeitsspuren entdeckt werden. Im Allgemeinen darf festgestellt werden, dass sich sowohl die Fahrbahnplatte wie auch der wetterfeste Stahl in ausgezeichnetem Zustand befinden.

Das Aussehen der Fahrbahnplatte und ihre Dauerhaftigkeit werden offensichtlich durch die Längsvorspannung nicht beeinflusst. Auf die am Bauwerk beobachteten Schädigungen (Konsolköpfe, Abdichtungen) hat die Längsvorspannung auf jeden Fall keinen Einfluss. Andererseits wäre es zum jetzigen Zeitpunkt noch verfrüht daraus zu schliessen, dass die Längsvorspannung das Verhalten von Verbundbrücken nicht verbessert.

Beim "Viaduc du Bois de Rosset" betraf eine spezielle Studie das Verhalten der äusseren Vorspannung, die eine Besonderheit dieses Bauwerkes darstellt. Sieben Jahre nach ihrer Fertigstellung ist die Brücke in einem hervorragenden Zustand. Die wenigen Querrisse, die nach dem Einbau der Fahrbahnplatte beobachtet wurden, haben sich infolge der Längsvorspannung wieder geschlossen, und die Fahrbahnplatte ist vollständig wasserundurchlässig.

Die Vorspannkraft in den Kabeln der äusseren Vorspannung ist - nach einem geringen anfänglichen Verlust - praktisch konstant geblieben. Die Beanspruchungen der Stahlkonstruktion haben sich nur sehr leicht verändert. Dagegen verringerten sich die Beanspruchungen der Fahrbahnplatte wie erwartet vor allem infolge Kriechen.

Der besondere Entwurf dieses Bauwerkes mit der äusseren Vorspannung verleiht ein grösseres Potential an Dauerhaftigkeit, das es in Zukunft noch nachzuweisen gilt. Zur Zeit ist sein Zustand ausgezeichnet und entspricht den Erwartungen des Bauherrn.

Empfehlungen

Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen ergeben sich folgende Empfehlungen:

- Besondere Aufmerksamkeit ist der Ausführung der Details der Fahrbahnplatte (im Speziellen: Abdichtungen, Konsolköpfe, Fugen) zu widmen;
- Eine sorgfältige Planung und Überwachung des Wasserableitungssystems ist zu gewährleisten;
- Beim Gebrauch von Fertigteilen für die Fahrbahnplatten sollte eine genügende Längsvorspannung vorgesehen werden;
- Für Bauwerke, bei denen während der Erhärtungsphase des Betons die Gefahr der Bildung von Querrissen besteht (grosses β , siehe S. 7), sind entsprechende Gegenmassnahmen zu planen (z.B.: Verwendung eines wenig wärmeabgebenden Betons, Planung des Betonierablaufes, um die Zugspannungen in der Fahrbahnplatte zu reduzieren oder Benutzung einer Vorspannung);
- Der Gebrauch von wetterfesten Stählen, deren gutes Langzeitverhalten beobachtet werden konnte, bedingt die Einhaltung gewisser Anwendungsregeln. Vor allem bei schwer zugänglichen Bauwerken liefern wetterfeste Stähle ökonomische Lösungen.

SUMMARY

Aims and scope of the research

The main aim of this research was to improve understanding of the behaviour of steel-concrete composite bridges in service as well as the evolution of this behaviour over time. The research was also for ensuring the durability and safety of existing bridges and to improve the design and detailing of new bridges.

The research was limited to answering the following three questions :

- What is the current condition of steel-concrete composite bridges in service ?
- How does the behaviour of steel-concrete composite bridges change over time ?
- Taking into account the answers to the first two questions, to which aspects of steel-concrete composite bridges should particular attention be paid during design ?

The steel-concrete composite bridges that have been studied and monitored are typical of those found on the Swiss highway network. In particular, the study considered bridges with twin main beams or a steel box girder, spans between 30 and 100 metres and a deck slab approximately 13 metres wide.

Approach

The aims of this study were achieved by carrying out the following:

- Survey of the current condition of steel-concrete composite bridges through contact with members of the CISO (Conference of engineers responsible for the construction of national highways in west Switzerland).
- Study and detailed monitoring through inspection and measurement at regular intervals of two steel-concrete composite bridges on the A1; the Viaduc de Chêne near Chavornay and the Viaduc du Bois de Rosset near to Avenches.
- Inspection of steel-concrete composite bridges in service and participation at hand-over inspections of new bridges.

Results

Condition of steel-concrete composite bridges

The condition of steel-concrete composite bridges is in general very good, even for those bridges that have been in service for more than 30 years. In some cases, deck slabs have been repaired in order to correct faults that are common to all types of bridge construction; poor construction and detailing of parapets, inadequate waterproofing and leaking expansion joints. The main consequence of these faults is that structural elements have been exposed to water bearing de-icing salts and have then deteriorated.

Steelwork that has been painted is generally in good condition, except where exposure to de-icing salts has necessitated repainting. The condition of weathering steel is in general excellent.

The connection between steelwork and concrete deck slab was inspected on a number of bridges and found to be in perfect condition with no indication of possible deterioration in the future.

Behaviour of steel-concrete composite bridges

The evolution of behaviour was studied in detail on two steel-concrete composite bridges; the Viaduc de Chêne and the Viaduc du Bois de Rosset.

The study of the Viaduc de Chêne consisted of monitoring the deck slab, which was prestressed longitudinally in all but one and a half spans. The slab contains fine longitudinal cracks between the twin main beams throughout the length of the bridge. Additional cracks have formed where the slab was not prestressed. These cracks are between 0.1 and 0.3 mm wide at intervals of between 1 and 2 m and extend 2 m from the main beams at an angle of 45 degrees towards the centre of the slab. There is no sign of rust or moisture in these cracks, and the deck and weathering steel beams are in perfect condition.

At the moment it would seem that the presence or absence of longitudinal prestressing does not influence the durability of the deck slab. The deterioration of the parapet and local failure of the waterproofing that has occurred is independent of the prestressing. Based on the current condition of the Viaduc de Chêne, it can be concluded that longitudinal prestressing does not improve the long-term behaviour of the deck slab.

The study of the Viaduc du Bois de Rosset involved monitoring the external prestressing and its influence on the behaviour of the bridge. Seven years after construction the bridge is in excellent condition. The post-tensioning of the external prestressing closed early transverse cracks in the deck slab, and the slab exhibits no signs of water ingress.

Measurements have shown that the prestress force has remained almost constant after a small initial loss. Stresses in the steelwork and concrete deck slab have slightly increased and decreased respectively due essentially to concrete creep. The use of external prestressing on this bridge has to this day ensured an excellent durability that should be monitored in the future. The owner is entirely satisfied with the excellent behaviour of this bridge.

Recommendations

The following recommendations can be made as a result of this research:

- Care must be taken in detailing the deck slab, in particular parapets, waterproofing and expansion joints.
- Drainage must be designed carefully and inspected regularly.
- Adequate longitudinal prestressing must be applied when prefabricated deck elements are used.
- The durability of steel-concrete composite bridges that may be susceptible to deck cracking (high β coefficient, see p.7) should be increased by adopting construction methods that reduce the possibility of crack formation (e.g. concrete with low heat cement, favourable concrete pouring sequence, longitudinal prestressing).
- It has been demonstrated that weathering steel has good durability when guidelines pertinent to its use are observed and that it is particularly economical, especially in cases where access for maintenance is restricted.

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	<i>i</i>
RÉSUMÉ	<i>ii</i>
ZUSAMMENFASSUNG	<i>iv</i>
SUMMARY	<i>vi</i>
TABLE DES MATIÈRES	<i>viii</i>
1 INTRODUCTION	1
1.1 MOTIVATIONS	1
1.2 BUTS, LIMITES ET DÉMARCHE DE LA RECHERCHE	1
1.3 CONTENU DU RAPPORT	2
2 ACTIONS RÉELLES	3
2.1 INTRODUCTION	3
2.2 TEMPÉRATURE	3
2.3 RETRAIT	4
2.3.1 Retrait de longue durée	5
2.3.2 Phénomènes thermiques du béton au jeune âge	7
2.4 SOLlicitATIONS DUES A LA MISE EN PLACE DE LA DALLE	9
2.5 CHARGES PERMANENTES ET FLUAGE	11
2.6 RÉSUMÉ DES EFFORTS	11
2.7 CONCLUSIONS	14
3 VIADUC DU CHÊNE	16
3.1 INTRODUCTION	16
3.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	16
3.3 RÉSULTATS DES ESSAIS DE CHARGES	17
3.3.1 Mesure des contraintes	17
3.3.2 Mesure du glissement acier-béton	18
3.3.3 Mesure des flèches	19
3.3.4 Conclusions sur les mesures et observations de 1982	19
3.4 OBSERVATIONS LORS DE L'INSPECTION DÉTAILLÉE DE 1993	20
3.5 CONCLUSIONS	21

4 VIADUC DU BOIS DE ROSSET	22
4.1 INTRODUCTION	22
4.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	22
4.3 COMPORTEMENT DANS LE TEMPS	23
4.4 OBSERVATIONS DE L'OUVRAGE	27
4.5 CONCLUSIONS	27
5 ÉTAT DES PONTS MIXTES EN SERVICE	29
5.1 INTRODUCTION	29
5.2 RÉSULTATS DE L'ENQUÊTE	29
5.2.1 Informations générales	29
5.2.2 Désordres et assainissements	31
5.3 RÉSULTATS DE NOS OBSERVATIONS	32
5.3.1 Liaison acier-béton	32
5.3.2 Aciers patinables	33
5.4 CONCLUSIONS	36
6 RECOMMANDATIONS	37
6.1 DALLE	37
6.2 STRUCTURE MÉTALLIQUE	38
7 RÉCAPITULATION	40
RÉFÉRENCES	42

1 INTRODUCTION

1.1 MOTIVATIONS

Les ouvrages d'art représentent un investissement financier important et sont des points sensibles du réseau routier et autoroutier. Par conséquent, ils doivent être surveillés et entretenus de manière à conserver un comportement en service suffisant et un degré de sécurité durable. Il est indéniable que les dégradations de ces ouvrages au cours du temps nécessitent et nécessiteront un coût d'entretien de plus en plus élevé d'une part parce que le volume des ouvrages construits augmente, d'autre part parce que les détériorations observées sur les ouvrages en général surviennent souvent rapidement.

Les ponts mixtes acier-béton existent sur le réseau suisse depuis plus de 30 ans et il est apparu intéressant de procéder à un premier bilan concernant leur comportement durant ces années d'existence. Ce bilan veut d'une part établir un constat sur l'état de ces ouvrages pour pouvoir porter un premier jugement sur les investissements effectués et, d'autre part, apporter des informations pratiques sur les moyens d'améliorer la conception et le dimensionnement de ce type de construction.

1.2 BUTS, LIMITES ET DÉMARCHE DE LA RECHERCHE

L'objectif général de cette recherche est de contribuer à améliorer les connaissances relatives au comportement des ponts mixtes acier-béton sous charges réelles ainsi que de celles relatives à l'évolution de ce comportement dans le temps. Cette recherche veut également dégager des enseignements pratiques et utiles pour maintenir la durabilité et la sécurité des ouvrages existants et pour mieux concevoir et dimensionner les futurs ouvrages.

Les questions particulières qui relèvent de cette recherche et auxquelles nous tentons de répondre sont les suivantes:

- Quel est l'état actuel des ponts mixtes en service?
- Comment évolue le comportement des ouvrages mixtes au cours du temps?
- Quels sont les points importants auxquels il faut prêter une attention particulière lors de la conception et du dimensionnement compte tenu des constatations effectuées sur l'état des ouvrages et sur leur comportement?

Les ponts mixtes étudiés et observés sont les ouvrages typiques du réseau routier et autoroutier suisse. En particulier, il s'agit de ponts mixtes à deux poutres maîtresses ou en caisson dont les portées varient entre 30 et 100 mètres et dont la largeur de la dalle est de 13 mètres environ.

Ce rapport constitue un résumé d'un ensemble de travaux effectués sur le sujet durant les 15 dernières années à l'ICOM - Construction métallique. Dans le cadre de cette recherche, nous avons entrepris en particulier les actions suivantes:

- études et suivi détaillés du comportement de deux ponts mixtes à l'aide de mesures et d'inspections régulières; il s'agit du viaduc de Chêne situé sur l'autoroute A1 près de Chavornay et du viaduc du Bois de Rosset situé sur l'autoroute A1 près d'Avenches,
- enquête auprès des cantons membres de la CISO (Conférence des ingénieurs de la suisse occidentale responsables de la construction des routes nationales) sur l'état des ponts mixtes dont ils ont la gestion,
- visites et participations au contrôle de plusieurs ponts mixtes en service.

Il est évident que les conclusions contenues dans ce rapport, concernant en particulier l'état des ponts mixtes, ne découlent pas d'une observation organisée et systématique de tous les ponts mixtes en service en Suisse, elles ne sont donc pas totalement exhaustives et complètes. Elles sont cependant suffisamment

documentée pour donner une image représentative et générale de l'état et du comportement des ponts mixtes de ce pays.

1.3 CONTENU DU RAPPORT

Le présent rapport final est présenté de manière à montrer les différents résultats de nos travaux conduisant à étayer les conclusions de la recherche. Il est structuré de la manière suivante:

- Chapitre 1 **Introduction**
Présentation de la motivation, des limites et de la démarche utilisée.
- Chapitre 2 **Actions réelles**
Description des actions réelles (à l'exclusion des charges de trafic) qui sollicitent un pont mixte au cours du temps ainsi que leurs effets sur ce type d'ouvrage.
- Chapitre 3 **Viaduc du Chêne**
Synthèse des observations et des résultats des mesures effectuées sur ce pont mixte à deux poutres maîtresses depuis sa construction en 1978.
- Chapitre 4 **Viaduc du Bois de Rosset**
Synthèse des mesures effectuées sur ce pont mixte en caisson avec précontrainte extérieure depuis sa construction en 1989 ainsi que réflexions théoriques sur l'évolution des effets de la précontrainte pour cet ouvrage.
- Chapitre 5 **Etat des ponts mixtes en service**
Résumé des résultats de l'enquête effectuée auprès des cantons membres de la CISO sur l'état des ponts mixtes en service ainsi que de nos propres observations faites sur différents ouvrages.
- Chapitre 6 **Recommandations**
Synthèses de quelques réflexions pour améliorer la conception et le comportement des ponts mixtes, réflexions basées sur les observations effectuées sur des ouvrages, sur les mesures et sur des approches théoriques.
- Chapitre 7 **Récapitulation**
Synthèses des principales conclusions de cette recherche concernant le comportement des poutres mixtes de ponts dans le temps.

2 ACTIONS RÉELLES

2.1 INTRODUCTION

Pour se prononcer sur le comportement dans le temps des poutres mixtes continues de ponts, il est d'abord nécessaire de procéder à l'évaluation des actions réelles qui sollicitent effectivement et couramment un pont mixte en cours d'exploitation. Concernant les sollicitations longitudinales des poutres mixtes, il faut bien reconnaître que les charges utiles (trafic) dans le cas d'un pont routier ou autoroutier, sauf situations très particulières sur le réseau, sont en général faibles par rapport aux charges de dimensionnement. De ce fait, les principales actions agissant sur un ouvrage mixte en service sont les charges permanentes, les actions climatiques et l'ensemble des effets différés créé par le béton de la dalle de roulement liée à la structure métallique.

Dans ce chapitre, nous examinerons en particulier les actions suivantes qui sollicitent réellement les poutres mixtes des ouvrages en service et plus particulièrement la dalle en béton:

- la température,
- le retrait,
- les charges permanentes et le fluage.

La température, le retrait et le fluage sont des actions de type indirecte, par opposition aux actions dites de type directe comme les charges permanentes, le vent ou le trafic routier.

Nous ferons également quelques considérations liées aux efforts introduits dans la dalle de roulement lors de sa mise en place.

Nous terminerons ce chapitre par un résumé des efforts créés dans les ouvrages mixtes par les actions réelles pour en estimer leur importance.

2.2 TEMPÉRATURE

L'ensoleillement saisonnier et journalier provoque une variation de la température des ponts mixtes. Cette variation n'est en général pas uniforme sur la hauteur d'une poutre mixte. Elle peut être typiquement décomposée en:

- Une variation uniforme de température qui provoque les allongements et les raccourcissements de la poutre. Ces mouvements sont en général repris dans le jeu des joints de dilatation de l'ouvrage.
- Un gradient de température qui provoque une courbure de la poutre mixte et qui produit des efforts dans la poutre mixte pour les systèmes hyperstatiques.
- Une distribution non-linéaire de température qui provoque dans tous les cas un état de contraintes autoéquilibrées dans les sections mixtes.

Les efforts provoqués par la température (gradient et distribution non-linéaire) peuvent être pris en compte dans le dimensionnement des poutres mixtes de manière très approchée en appliquant les indications de la norme SIA 160 [1]. En réalité, les variations de température dépendent d'innombrables facteurs (intensité du rayonnement solaire, température ambiante, vitesse du vent, nature et propriété des matériaux, épaisseur et couleur du revêtement de la dalle, orientation de l'ouvrage), de sorte qu'il est difficile de les modéliser pour tous les cas et surtout impossible de les normaliser. Cependant, les mesures de température que nous avons effectuées sur des ouvrages mixtes apportent des informations sur la forme de la distribution de température dans une section de poutre mixte. La figure 2.1 montre une répartition de température typique que l'on peut mesurer dans une section de pont mixte; cette mesure correspond au cas du viaduc du Chêne (voir chap. 3). Il s'agit d'une mesure d'une distribution de température positive (face supérieure plus chaude) effectuée un après-midi d'été à 14 heures. Sur

cette même figure, une répartition de température négative probable est également indiquée [2], ainsi que les contraintes calculées pour le cas du viaduc du Chêne.

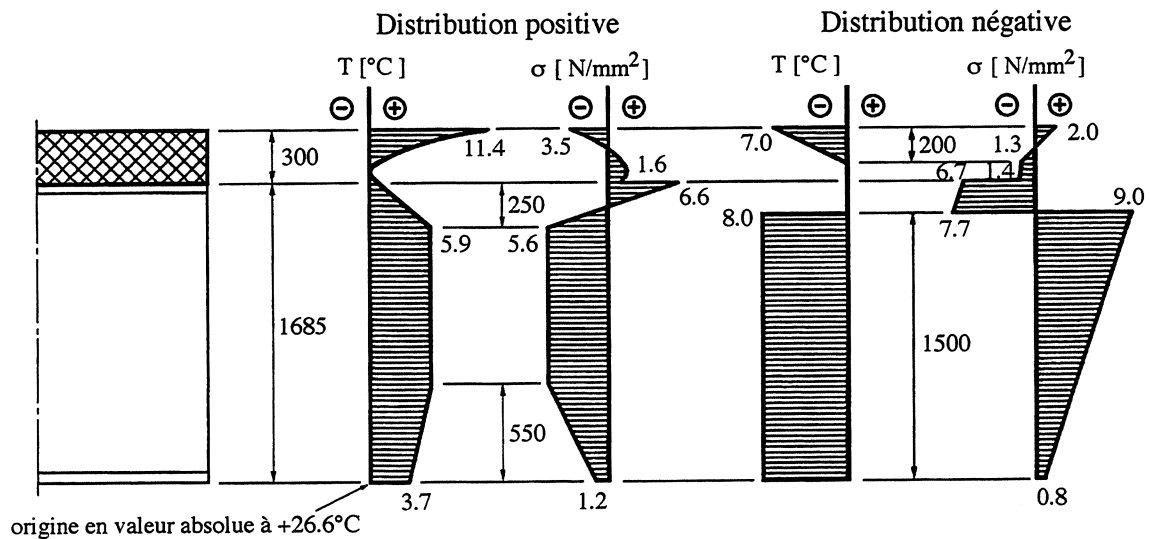


Figure 2.1 - Distribution de température positive (mesurée) et négative (selon [2]) et contraintes qui en découlent pour une section sur appui du viaduc du Chêne

Des gradients thermiques fréquents, correspondant à une répartition positive de la température, mesurés sur l'épaisseur de la dalle de divers ponts mixtes sont les suivants:

- Viaduc du Chêne: 12°C épaisseur de la dalle: 30 cm,
- Viaduc du Bois de Rosset 15°C épaisseur de la dalle: 40 cm,
- Pont sur la Venoge 7°C épaisseur de la dalle: 23 cm.

Ces gradients de température sont fonction de l'épaisseur de la dalle. Ils ont été mesurés sur des ouvrages sans revêtement de la dalle. Avec un revêtement de 10 cm, ces gradients sont plus faibles de l'ordre de 20%.

Une conséquence de l'existence fréquente de ces gradients dus à l'ensoleillement journalier est les contraintes qui en résultent dans la dalle. On peut remarquer que la dalle peut être soit tendue, soit comprimée sur la partie supérieure ou inférieure selon que la répartition de température dans la dalle est positive ou négative. La valeur des contraintes de traction calculées peut avoisiner 2 N/mm².

2.3 RETRAIT

Dès sa mise en place, le béton frais subit une élévation de température lors de sa prise durant les 12 à 15 premières heures et il aura tendance à gonfler. Cette élévation de température est suivie d'un refroidissement d'une durée de 10 jours environ pour retrouver une température égale à la température ambiante. Ce refroidissement est accompagné d'une contraction du béton. Par la suite, le retrait de dessiccation se poursuit durant plusieurs années. Dans le cas d'une dalle en béton armée d'un pont mixte, ces mouvements dus aux phénomènes thermiques du béton au jeune âge et au retrait à long terme sont empêchés partiellement dès l'instant où la dalle est liée à la charpente métallique.

Dans l'étude des effets dus au retrait dans un pont mixte, il est nécessaire de distinguer ces deux phénomènes:

- phénomènes thermiques du béton au jeune âge (≈ 10 jours),
- retrait de longue durée.

Cette distinction est importante du point de vue des conséquences de ces deux phénomènes sur l'origine d'une éventuelle fissuration transversale de la dalle de roulement. Examinons tout d'abord les effets dus au retrait de longue durée.

2.3.1 Retrait de longue durée

Lors des essais effectués au cours de la construction de viaduc du Chêne et du Bois de Rosset, nous avons procédé à des mesures de longue durée sur des éprouvettes représentatives de la dalle du point de vue du pourcentage d'armature et de l'épaisseur effective. Ces éprouvettes ont été laissées sur le chantier dans les mêmes conditions atmosphériques que le béton de la dalle. L'évolution du retrait, mesurée sur deux éprouvettes pour le viaduc du chêne en fonction du temps, est représentée à la figure 2.2. Les deux éprouvettes ont été bétonnées avec le même béton que la dalle mais pour deux étapes de bétonnage différentes avec un décalage de trois mois. On peut constater qu'après plus de deux ans de mesures, le retrait spécifique est de l'ordre de 0.12 à 0.15 ‰ pour l'éprouvette 1 et de 0.06 ‰ pour l'éprouvette 2. Les grandes variations de ces mesures proviennent des variations de l'humidité relative de l'air; après une période humide, le retrait diminue, on peut même observer un gonflement dans certains cas.

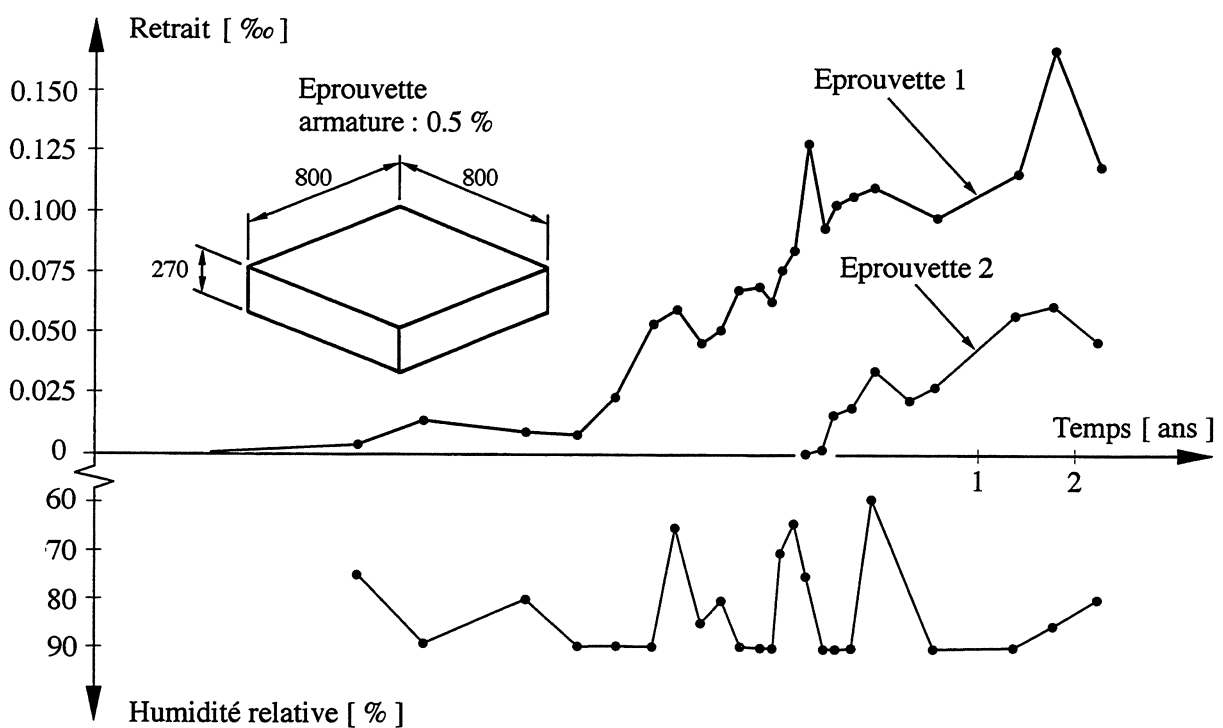


Figure 2.2 - Mesure du retrait sur éprouvettes in situ pour le viaduc du Chêne

Les mêmes constatations peuvent être faites pour les mesures in situ effectuées sur une même éprouvettes pour le viaduc du Bois de Rosset comme le montre la figure 2.3. Les variations des mesures sont aussi dues aux variations de l'humidité relative de l'air. Après environ 2 ans de mesures, le retrait spécifique est de l'ordre de 0.1 ‰. Pour comparaison, les résultats de mesures sur une éprouvette standard (sans armature, température constante de 20 °C et humidité relative constante de 50 %),

confectionnée avec le même béton, sont reportés sur cette même figure. Après une année de mesures, l'éprouvette standard montre un retrait spécifique de plus de 0.45 ‰.

En résumé on peut conclure que le retrait de longue durée des dalles de ponts mixtes est fortement influencé par le degré d'humidité relative de l'air et que si après 2 ans de mesures, on considère que 70% de retrait est effectué, le retrait final doit rester inférieur à 0.2 ‰.

Les effets du retrait de longue durée sur la dalle en béton peuvent être calculés selon la méthode traditionnelle. La figure 2.4 présente les résultats de ce calcul pour les contraintes siégeant dans la dalle de béton sur appui en fonction de différentes valeurs du coefficient de fluage, pour une valeur de retrait de 0.15 ‰ et pour divers ouvrages. On peut constater que si l'on admet une valeur du coefficient de fluage de 2.0, les contraintes de traction dans la dalle sont environ de 1 N/mm². De telles contraintes de traction ne peuvent pas justifier à elles seules des fissures transversales de la dalle que l'on peut observer sur certains ouvrages.

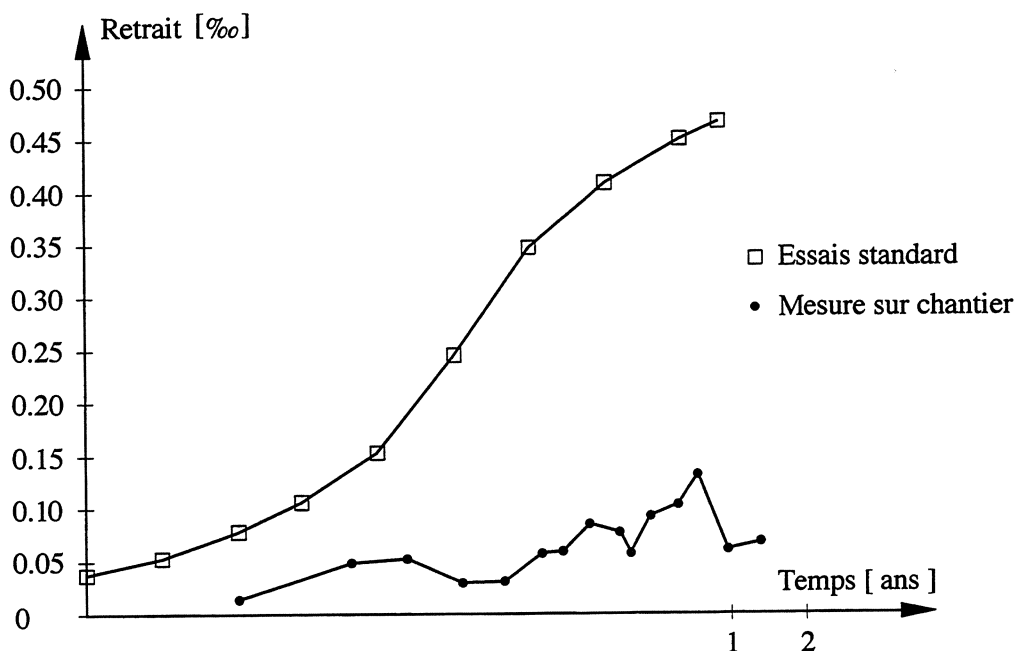


Figure 2.3 - Mesure du retrait sur éprouvettes in situ et en laboratoire pour le viaduc du Bois de Rosset

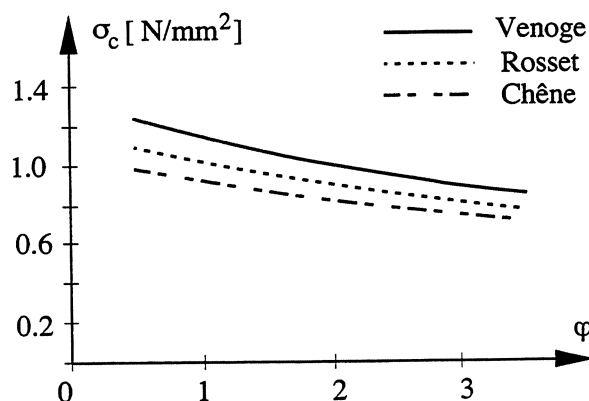


Figure 2.4 - Contraintes dues au retrait calculées dans la dalle sur appui en fonction du coefficient de fluage φ

2.3.2 Phénomènes thermiques du béton au jeune âge

Lors de la prise du béton, le gonflement et la contraction du béton liés respectivement à l'élévation et à la diminution de température ne peuvent pas se faire librement si la dalle est liée directement à la charpente métallique. Durant cette phase thermique dont l'amplitude se situe autour de 25°C pour les bétons courants, les caractéristiques du béton évoluent. La valeur du module d'élasticité augmente; elle est de l'ordre de 5 à 8 kN/mm² lors de la phase d'échauffement (valeur difficilement chiffrable avec exactitude [3]) et varie entre 20 et 35 kN/mm² lors du refroidissement (valeur mieux connue) et la résistance à la traction du béton se développe mais reste cependant faible. Dû à ce cycle de température et à l'augmentation de la valeur du module d'élasticité du béton (ou à la différence de la valeur du module d'élasticité entre les phases d'échauffement et de refroidissement), on peut montrer par le calcul [4] qu'un état d'autocontraintes de traction de l'ordre de 0.7 à 1.5 N/mm² se développe dans la dalle. Pour ce béton jeune, de telles contraintes de traction peuvent conduire à une fissuration transversale traversante de la dalle, fissuration que l'on a pu observer sur certains ouvrages en cours d'exécution (par ex: Pont Napoléon, Pont sur la Venoge, Pont OA 402 à Genève). Cette fissuration transversale précoce reste cependant limitée, la distance entre fissures varie souvent entre 1 et 3 m et l'ouverture reste faible (0.1 à 0.15 mm). Les mesures effectuées lors de l'élargissement des ponts sur la Venoge [4] ont confirmé les réflexions théoriques, elles ont d'autre part révélé que les fissures se formaient 2 à 3 jours après le bétonnage mais n'étaient visibles en surface qu'après environ 10 jours. On peut donc en conclure que ces phénomènes thermiques du béton jeune lors de la prise jouent un rôle prépondérant dans la formation précoce des fissures transversales de la dalle de roulement lorsque celle-ci est liée directement à la charpente métallique.

Une question demeure cependant, pourquoi pour certains ouvrages cette fissuration précoce est présente et pourquoi sur d'autres, elle n'est pas visible? Les fissures se forment parce que la dalle est liée à la structure métallique et que celle-ci empêche les mouvements thermiques du béton. Cependant la restriction au mouvement n'est pas totale, elle est fonction principalement de la rigidité axiale des poutres métalliques. Plus la section des poutres métalliques est grande par rapport à la section de la dalle (exprimé ci-dessous au moyen du coefficient de retenue β), plus la restriction aux mouvements thermiques lors de la prise du béton sera grande et, par conséquent, plus l'état d'autocontraintes de traction sera élevé et plus la probabilité d'une fissuration transversale précoce de la dalle sera grande.

Une approche théorique simplifiée permet de calculer l'état d'autocontraintes de traction agissant dans la dalle provenant du cycle thermique lors de la prise du béton et permet de mettre en évidence les paramètres importants jouant un rôle dans cette question. La contrainte de traction peut être décrite par la relation simplifiée suivante:

$$\sigma_c = \frac{\alpha \cdot \Delta T \cdot \beta^2 \cdot E_a^2 \cdot (E_{c2} - E_{c1})}{(\beta \cdot E_a + E_{c2})(\beta \cdot E_a + E_{c1})} \quad (2.1)$$

α : coefficient de dilatation thermique

ΔT : différence de température

β : coefficient de retenue, $\beta = A_a/A_c$
(A_a : aire des poutres métalliques)
(A_c : aire de la dalle en béton)

E_a : module d'élasticité de l'acier de construction

E_{c1} : module d'élasticité moyen du béton lors de l'échauffement

E_{c2} : module d'élasticité moyen du béton lors du refroidissement

Une analyse de cette relation met en évidence les éléments suivants:

- la valeur de la contrainte dans la dalle est directement proportionnelle à la différence de température ΔT entre le béton lors de l'échauffement et les poutres métalliques (air ambiant),

- le degré de retenue de la dalle par la poutre métallique, exprimé par le coefficient β , est un paramètre essentiel pour juger du danger de fissuration précoce de la dalle d'origine thermique (figure 2.5a),
- la valeur moyenne du module d'élasticité du béton lors de la phase d'échauffement E_{c1} est importante puisqu'elle permet de juger de la compression initiale engendrée par le gonflement du béton, cette valeur est difficile à connaître et son influence sur la contrainte de traction est estimée à la figure 2.5b.

La figure 2.5 illustre la valeur de la contrainte de traction dans le béton engendrée lors de l'échauffement et du refroidissement du béton; en fonction de β (figure 2.5a, calcul avec $E_{c1} = 7 \text{ kN/mm}^2$ et $E_{c2} = 35 \text{ kN/mm}^2$) et en fonction de E_{c1} (figure 2.5b, calcul pour $\beta = 0.06$ et $E_{c2} = 35 \text{ kN/mm}^2$). On peut constater que la valeur de β joue un rôle essentiel sur la contrainte de traction. En première approche, on peut estimer que pour β inférieur à 0.06, la probabilité d'avoir des fissures transversales précoces est faible et qu'en dessus de 0.10, la probabilité est grande.

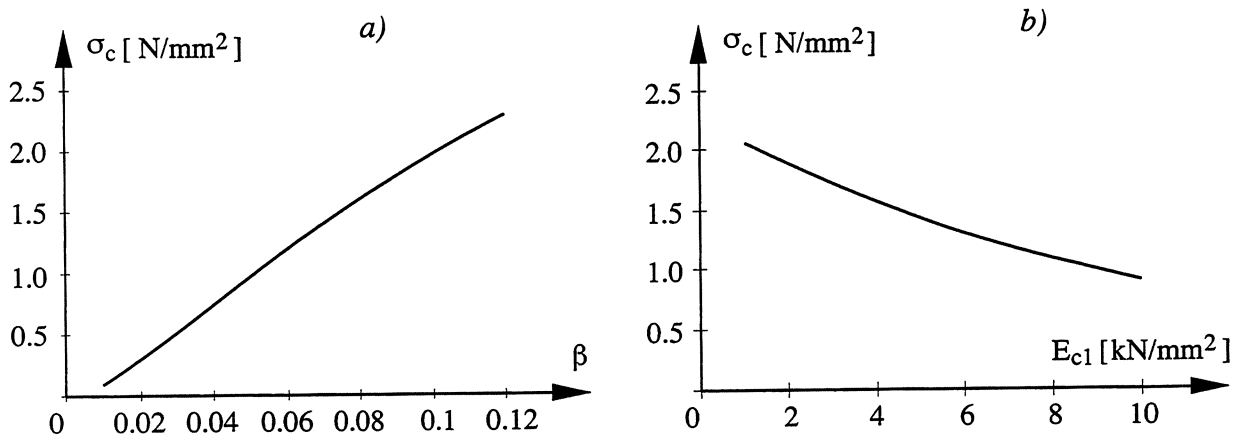


Figure 2.5 - Contraintes de traction dans le béton dues au cycle thermique lors de la prise du béton pour une dalle liée directement aux poutres métalliques; a) en fonction de β , b) en fonction de E_{c1}

La méthode de mise en place de la dalle en béton (§ 2.4) joue également un rôle dans l'apparition de ces fissures transversales précoces du fait des contraintes mécaniques qu'elle peut créer dans la dalle durant cette période, lesquelles se superposent aux contraintes d'origine thermique dues à la prise du béton.

Nous indiquons au tableau 2.6 pour quelques ponts mixtes construits les valeurs du coefficient β sur appui intermédiaire ainsi que les méthodes de montage de la dalle et les observations faites concernant la fissuration transversale précoce du béton.

Tableau 2.6 - Valeurs de β pour différents ouvrages et fissuration transversale précoce observée

Ouvrages	Portée de référence	β	Mise en place du tablier: bétonnage à l'avancement et	Observations
OA 402, GE 4 poutres	50 m	0.12	dalle liée directement	fissuration marquée
Ponts sur la Venoge élargissement, 2 poutres	50 m	0.12	dalle liée directement	fissuration moyenne
Napoléon 2 poutres	80 m	0.11	dalle liée directement	fissuration marquée
Viaduc des Vaux 2 poutres	56 m	0.08	dalle non-liée directement	en construction
Bois de Rosset caisson	43 m	0.05	dalle liée directement	fissuration faible
OA 403, GE 2 poutres	28 m	0.05	dalle liée directement	aucune fissuration
Viaduc du Chêne 2 poutres	33m	0.04	dalle non-liée directement	aucune fissuration

A l'examen du tableau ci-dessus, nous constatons effectivement que lorsque β diminue, le risque de fissuration transversale précoce diminue également. Des travaux sont actuellement en cours pour déterminer les paramètres essentiels pouvant influencer la fissuration d'origine thermique ainsi que pour définir des moyens ou méthodes simples qui peuvent être mis en oeuvre pour la réduire [5].

2.4 SOLLICITATIONS DUES A LA MISE EN PLACE DE LA DALLE

Selon la méthode de mise en place de la dalle et selon que la dalle est liée directement ou plus tard aux poutres métalliques, différents efforts dus au montage peuvent se créer dans les poutres mixtes et en particulier dans la dalle. Des diverses méthodes de mise en place de la dalle (dalles préfabriquées, béton coulé sur place, ripage), le béton coulé sur place est une des méthodes le plus fréquemment utilisée actuellement (tableau 5.1), soit sur coffrage fixe, mais très souvent au moyen d'un chariot de coffrage mobile.

Du fait que la charpente métallique n'est généralement pas étayée lors de la mise en place de la dalle, le poids propre de celle-ci doit être supporté presque entièrement par les poutres métalliques seules. Cette situation est en général déterminante pour fixer les dimensions des semelles comprimées des poutres métalliques en travée.

Dans le cas où la dalle est coulée sur place et est liée directement à la structure métallique, lors de chaque étape de bétonnage, la charge provenant du béton frais est reprise par un système constitué par les poutres métalliques pour les tronçons non bétonnés et les poutres mixtes pour ceux déjà bétonnés. Ceci a notamment pour conséquence d'introduire des efforts dans la dalle en béton déjà durci, en particulier, des efforts de traction au droit des appuis intermédiaires dans du béton jeune. Selon la géométrie des portées, ces efforts de traction peuvent être importants et, ajoutés aux efforts dus aux phénomènes thermiques lors de la prise du béton (§ 2.3.2), ils peuvent augmenter la possibilité d'une fissuration transversale précoce de la dalle.

Une des méthodes possible pour réduire ces efforts de traction lors de la mise en place de la dalle, tout en liant celle-ci directement à la structure métallique est de bétonner les tronçons sur appuis intermédiaires après les tronçons de travées par exemple par la méthode dite "du bétonnage en piano".

Cette manière de procéder n'est cependant pas toujours compatible avec le déroulement et l'organisation du chantier, elle devrait cependant être étudiée dans le cas d'ouvrages avec des grandes portées pour lesquels les efforts sur appuis dus à cette méthode de mise en place de la dalle sont importants. La figure 2.7 montre, par exemple, les contraintes de traction dans la dalle au droit des appuis intermédiaires pour le cas de deux ouvrages, selon la méthode de bétonnage traditionnelle "à l'avancement" et selon la méthode de bétonnage "en piano" avec et sans les contraintes thermiques dues à la prise du béton.

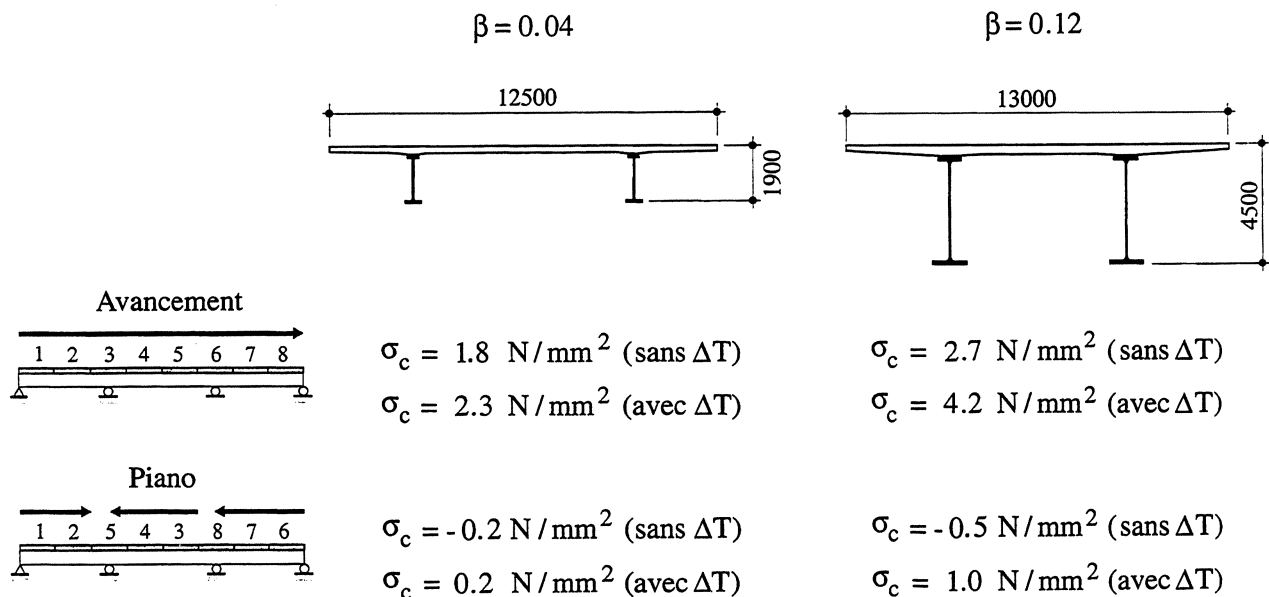


Figure 2.7 - Contraintes de traction dans la dalle, au droit des appuis intermédiaires, dues à la mise en place du béton

On constate que pour des ouvrages avec des portées de l'ordre de 40 m ($\beta \approx 0.04$), la méthode traditionnelle provoque des contraintes de traction de l'ordre de 2 N/mm², ce qui n'entraîne vraisemblablement pas une fissuration transversale importante de la dalle, alors que pour des portées de l'ordre de 80 m ($\beta \approx 0.12$), ces valeurs peuvent atteindre 4 N/mm², ce qui est particulièrement néfaste du point de vue fissuration de la dalle. Dans ce dernier cas, la méthode de bétonnage "en piano" peut apporter une amélioration sensible de l'état de contraintes dans la dalle sur les appuis. Il faut cependant noter que si la méthode "en piano" permet de diminuer les contraintes de traction sur les appuis, la dalle en travée peut subir, pour certaines phases, des contraintes de traction supérieures à celles provenant du bétonnage à l'avancement.

Les autres moyens pour réduire ces efforts de traction dans les dalles coulées sur place sont, soit de ne pas lier directement la dalle à la structure métallique, avec mise en précontrainte ou non de la dalle ultérieurement; soit de mettre la dalle en précontrainte longitudinalement, directement après le bétonnage (3 jours). La mise en place de la dalle au moyen d'éléments préfabriqués ou par ripage n'introduit pas de sollicitations significatives dans la dalle en cours de montage du fait de leur liaison ultérieure avec la charpente métallique.

Rappelons que l'ensemble de ces moyens qui peuvent être mis en oeuvre lors de la mise en place de la dalle n'ont qu'un seul but, celui de diminuer la fissuration transversale de la dalle de roulement et ainsi contribuer à augmenter la durabilité des ouvrages. Il faut aussi rappeler que la fissuration ne constitue pas le moteur de la dégradation des dalles de pont mais que l'eau salée qui peut atteindre ces fissures en

est le principal responsable. Il faut donc avant tout que cette eau soit éliminée de l'ouvrage au moyen d'une étanchéité de la dalle adéquate et que les détails de construction, particulièrement les bords des dalles, soient de conception saine, offrant des garanties de durabilité et bien exécutés (voir § 6.1). Remarquons enfin que la fissuration transversale des dalles de ponts mixtes observées sur certains ouvrages reste d'ouverture limitée (0.2 mm) et qu'elle ne compromet pas la sécurité des ouvrages.

Un autre sujet lié à la mise en place du béton qu'il faut mentionner est le calcul des déformations de la structure et des contreflèches à prévoir. En effet, lorsque le béton est coulé sur place et que la dalle est liée directement à la structure métallique, la détermination des contreflèches est basée sur un calcul qui doit faire intervenir toutes les étapes de bétonnage et les incertitudes liées à l'évolution du module d'élasticité du béton jeune. Si ce calcul des contreflèches n'est dans ce cas pas abordé attentivement, l'allure finale de l'ouvrage peut ne pas être totalement satisfaisante.

2.5 CHARGES PERMANENTES ET FLUAGE

Dans les ouvrages mixtes, au cours du temps, le fluage intervient en réduisant les contraintes dans la dalle en béton et en augmentant celles agissant dans la section métallique. Le fluage du béton influence les contraintes qui proviennent des charges permanentes agissant sur les poutres mixtes. Dans le cas des ponts mixtes, ces charges permanentes agissant sur les poutres mixtes après liaison de la dalle à la charpente métallique concernent principalement le revêtement de la dalle, les bordures et autres équipements fixes du pont. Dans le cas des ouvrages non-étayés lors du bétonnage, lesquels représentent la grande majorité, les efforts dus aux charges permanentes ne constituent que 10 à 15 % en moyenne, respectivement en travée et sur appui, des efforts totaux agissant sur l'ouvrage. La redistribution de ces efforts par le fluage n'influence donc que très peu la répartition des contraintes totales dans les sections transversales.

Pour les déformations des ponts mixtes, la part de la flèche imputable aux charges permanentes est également faible par rapport à la flèche due au poids propre de la dalle par exemple et l'augmentation de cette flèche au cours du temps du fait du fluage est de l'ordre de 20% en moyenne.

Par conséquent, l'influence du fluage au cours du temps ne constitue pas un élément important qui peut modifier sensiblement le comportement des ponts mixtes. Par contre, le fluage et le retrait de dessiccation ont un effet considérable dans le cas où une précontrainte est introduite dans l'ouvrage, que ce soit une précontrainte introduite dans la dalle en cours de montage, que ce soit une précontrainte extérieure ou une précontrainte introduite par dénivellation des appuis. Dans ces cas de précontrainte, les effets différés du béton font perdre, au cours du temps, environ la moitié des contraintes de compression initiales introduites dans la dalle [5].

2.6 RÉSUMÉ DES EFFORTS

Pour les ouvrages mixtes, les actions réelles décrites ci-dessus ne jouent en fait un rôle que pour le comportement de la dalle de roulement, les efforts, dus à ces actions, qui sollicitent la charpente métallique, sont faibles par rapport aux sollicitations de dimensionnement et sont sans effet sur le comportement dans le temps des éléments métalliques.

A titre d'exemple de sollicitations possibles de la dalle des ponts mixtes au cours du temps, nous reproduisons à la figure 2.8 un résumé, tiré de [6], des contraintes agissant dans la dalle dus aux actions réelles suivantes:

- les charges permanentes agissant après liaison acier-béton,
- un camion de 250 kN,

- un retrait de 0.15 ‰,
- une variation de température positive et négative (valeurs numériques selon la figure 2.1).

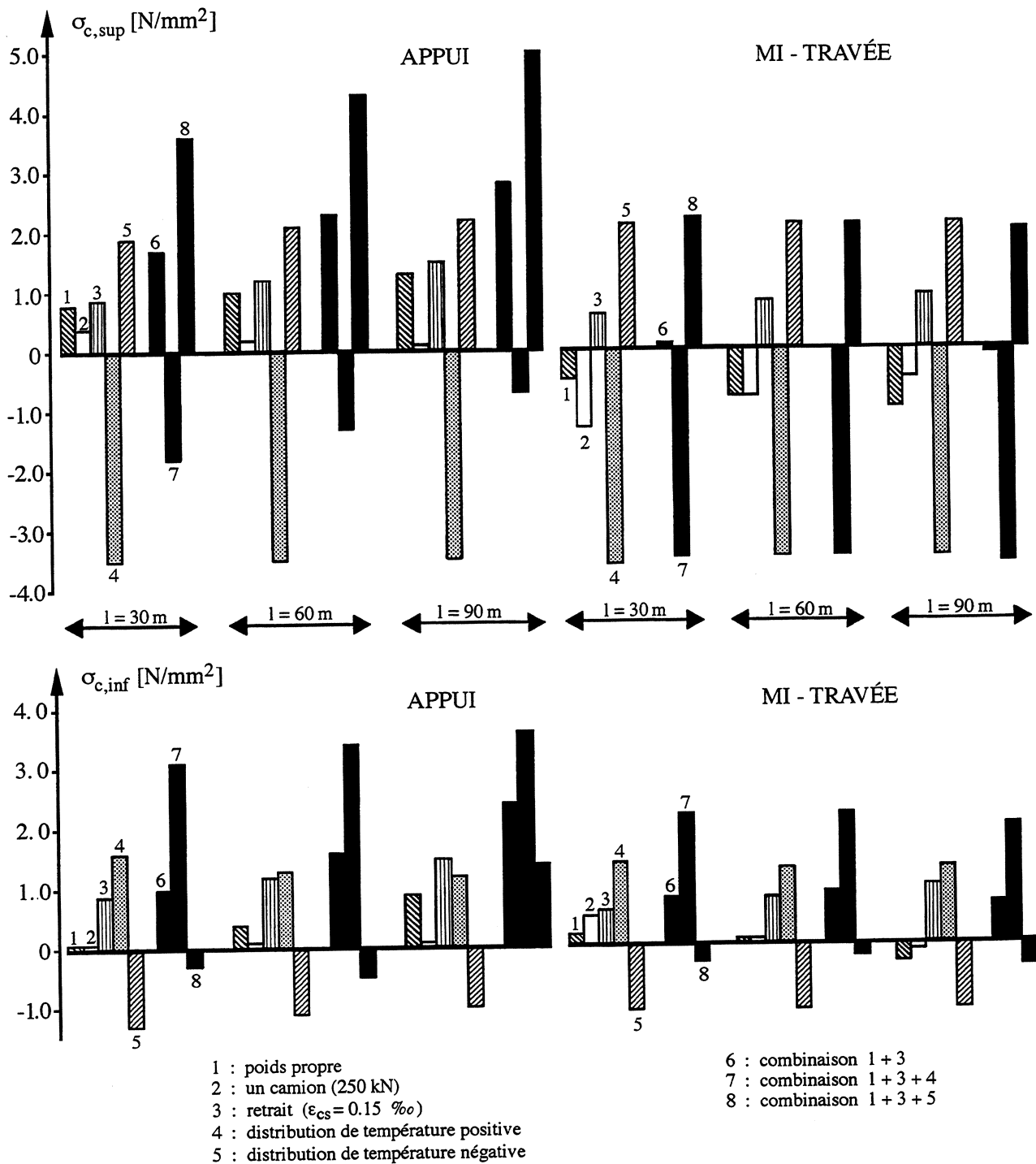


Figure 2.8 - Résumé des sollicitations de la dalle sous l'effet des actions réelles

De cette figure, on peut constater que:

- Les variations de température provoquent les contraintes les plus élevées, positives ou négatives, dans les parties superficielles de la dalle.

- Sous l'effet des charges permanentes et du retrait, la dalle est totalement tendue, aussi bien sur appui qu'en travée. Pour cet état de sollicitations permanent, la valeur des contraintes de traction, au droit des appuis notamment, augmente avec la portée.
- La température, associée aux effets permanents, peut provoquer momentanément des contraintes de traction de l'ordre de 3 à 5 N/mm² à la face supérieure ou inférieure de la dalle sur appui et de 2 N/mm² à la face supérieure ou inférieure de la dalle en travée.
- Le faible effet du trafic, ajouté aux effets ci-dessus ne modifie pas sensiblement les résultats.

Les principales sollicitations de la dalle d'un pont mixte en service relèvent donc des actions indirectes telles que la température et le retrait comme le montre la figure ci-dessus. Ces sollicitations, notamment les contraintes de traction, ont tendance à être plus élevées lorsque les portées des ouvrages augmentent. A ces sollicitations, lorsque la dalle est liée directement à la charpente métallique, il faut ajouter les contraintes d'origines thermiques (§ 2.3.2) et, le cas échéant, selon la méthode de mise en place de la dalle, les contraintes dues à cette étape de montage (§ 2.4).

En résumé, l'ensemble des contraintes qui se développent dans la dalle d'un pont mixte au cours du temps, et dont l'ordre de grandeur est précisé dans les paragraphes précédents, a pour conséquence le développement possible d'une fissuration transversale de celle-ci:

- Si cette fissuration se développe lors de la construction de la structure et dans les quelques semaines qui suivent la mise en place de la dalle, elle a pour origine les phénomènes thermiques liés à la prise du béton accompagnés des efforts qui se créent lors de la mise en place du béton (selon la méthode de mise en place). Cette fissuration précoce aura tendance à traverser la totalité de l'épaisseur de la dalle, les fissures seront distantes de 1 à 3 m et leur ouverture restera faible (0.1 à 0.15 mm). La probabilité d'apparition de ces fissures dépend du mode de mise en place de la dalle, de la configuration des sections (rapport β) et de la portée (ces deux derniers paramètres sont liés).
- Si cette fissuration se développe plus tard, au cours du temps, ou si la fissuration précoce s'accroît par l'apparition de nouvelles fissures, elle a pour origine les actions indirectes telles que le retrait à long terme mais surtout la distribution positive ou négative de température. Cette fissuration sera plutôt superficielle (face inférieure ou supérieure de la dalle) avec une ouverture des fissures faible qui aura tendance à se refermer lorsque l'action disparaît (température).

Le tableau 2.9 résume l'origine et les probabilités de fissuration transversale de la dalle des ponts mixtes au cours du temps.

Tableau 2.9 - Origine et probabilité de fissuration transversale de la dalle des ponts mixtes

Type d'ouvrage	Principe de bétonnage de la dalle		Liaison de la dalle à la structure métallique		Probabilité de fissuration	
	à l'avancement	en piano	directement	plus tard	précoce (plutôt traversante)	ultérieure (plutôt superficielle)
$\beta \approx 0.04$	•		•		très faible	très faible
$l \approx 40$ m	•			•	insignifiante	insignifiante
		•	•		insignifiante	très faible
$\beta \approx 0.12$	•		•		très grande	moyenne
$l \approx 80$ m	•			•	très faible	faible
		•	•		très faible	moyenne

Il est bien évident que d'autres facteurs tels que le type de béton, sa composition, sa mise en place, sa cure, les conditions atmosphériques, etc., jouent aussi un rôle dans la probabilité d'apparition de fissures, rôle d'autant plus faible que ces facteurs sont bien maîtrisés.

2.7 CONCLUSIONS

Ce chapitre a précisé le type et l'ampleur des actions réelles susceptibles de solliciter un pont mixte en service au cours du temps. La principale influence de ces actions peut se manifester au cours du temps sur le comportement de la dalle de certains ouvrages sous forme d'une fissuration transversale. On peut distinguer le cas de la fissuration précoce lié aux phénomènes d'hydratation lors de la prise du béton et à la procédure de mise en place de la dalle et le cas de la fissuration ultérieure susceptible de se développer sous l'effet des actions indirectes comme principalement les variations de température.

Les ouvrages les plus vulnérables à ces types de fissuration sont les ouvrages dont le degré de retenue de la dalle par la charpente métallique, exprimé par le facteur β , est élevé. En général ce facteur augmente lorsque les portées augmentent.

La fissuration transversale des dalles observée sur certains ouvrages, en cours de montage et après plusieurs années d'exploitation, correspond à ces affirmations. Cette fissuration reste en général limitée, les fissures sont bien réparties et leur ouverture est la plupart de temps inférieure à 0.2 mm. Cette fissuration tout à fait contrôlée est à mettre sur le compte de la bonne conception des dalles de roulement dont le pourcentage d'armature se situe généralement entre 0.5 et 1 % de la section de béton en travée et est supérieur à 1 % dans la zone des appuis intermédiaires.

Ces fissures peuvent cependant contribuer à une diminution de la durabilité de la dalle au cours du temps si elles sont atteintes par de l'eau salée provenant du mauvais fonctionnement et de la dégradation possible, au cours du temps, de la couche d'étanchéité ou des détails de construction relatifs aux

bordures ou aux équipements de la dalle. Rappelons néanmoins que cette fissuration n'a pas de conséquence sur la sécurité des ouvrages mixtes.

Un certain nombre de mesures relatives au matériau, à la conception et à la mise en place du tablier peuvent être prises pour diminuer la probabilité d'apparition de fissures. Dans ce contexte, les mesures les plus efficaces sont celles qui joueraient un rôle dans l'apparition de la fissuration précoce, en particulier en agissant sur les propriétés du béton (dégagement de chaleur) et les séquences de bétonnage. La liaison différée de la dalle à la charpente métallique ou l'introduction d'une précontrainte longitudinale de la dalle avant ou après la réalisation de la liaison acier-béton s'est également révélée efficace pour plusieurs ouvrages. De telles mesures devraient être envisagées pour les ouvrages avec une grande probabilité de fissuration (β élevé). Signalons enfin qu'une étude générale sur l'utilité et l'efficacité de l'ensemble de ces mesures est actuellement en cours [5].

3 VIADUC DU CHÊNE

3.1 INTRODUCTION

Ce chapitre résume les résultats des mesures et des observations effectués sur les viaducs du Chêne, ouvrages situés sur l'autoroute A1 près de Chavornay. Ces ouvrages, construits en 1978, ont une dalle précontrainte longitudinalement, précontrainte introduite alors que la dalle n'était pas encore liée à la structure métallique. La particularité de cette précontrainte est qu'elle a été arrêtée dans l'avant-dernière travée d'un des deux ponts, de ce fait une travée de rive et l'appui intermédiaire adjacent ont une dalle sans précontrainte longitudinale. Cette particularité voulue a suscité une campagne d'essais sur ces ouvrages pour l'étude du comportement dans le temps de deux zones d'appuis, l'une avec précontrainte longitudinale de la dalle et l'autre sans précontrainte longitudinale.

Les principales étapes d'observations de ces viaducs ont été les suivantes:

- essais de charges en juillet 1978 (fin des travaux),
- essais de charges identiques en octobre 1982 (juste avant la mise en service, mais après avoir supporté un intense trafic de chantier),
- inspection détaillée en juillet 1993 avec camion nacelle.

Après une brève description des viaducs, nous présentons les résultats des essais de charge les plus importants du point de vue de l'évolution du comportement de l'ouvrage après quatre ans d'utilisation. Enfin, nous résumons les principales observations de l'inspection détaillée de l'ouvrage après quinze ans d'exploitation et nous apportons des conclusions sur l'état de l'ouvrage actuel et sur l'évolution des deux zones d'appuis différentes.

3.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Les viaducs du Chêne sont constitués de deux ponts mixtes bipoutres. Les dimensions générales des ouvrages en plan et en élévation ainsi que les dimensions de la section transversale sont données à la figure 3.1. La dalle est précontrainte longitudinalement par 10 câbles répartis sur sa largeur. Pour le pont gauche, cette précontrainte est arrêtée environ 8.0 m après l'appui 10. De ce fait, la dalle située sur l'appui 11 n'est pas précontrainte longitudinalement. La précontrainte introduite dans la dalle avant que celle-ci ne soit liée aux poutres métalliques correspond à une compression moyenne de 3 N/mm^2 environ. La dalle est liée aux poutres métalliques par l'intermédiaire de groupes de goujons distants de 1.0 m. Lors de la mise en précontrainte de la dalle, le mouvement relatif qui s'effectue pendant cette opération entre la dalle et les poutres métalliques a été facilité par un dispositif constitué d'une tôle mince graissée.

Plusieurs sections proches de l'appui 5 et de l'appui 11 ont été équipées d'instruments de mesures, de manière identique en 1978 et 1982. Des capteurs inductifs ont été placés à l'interface dalle-poutre métallique pour mesurer le glissement acier-béton entre l'appui 11 en direction de la culée (sur une longueur de 12 m). Les flèches ont également été mesurées. Lors des essais, les mêmes cas de charges ont été effectués dans la zone des appuis 5 et 11, aussi bien en 1978 qu'en 1982, au moyen de quatre camions de 250 kN chacun.

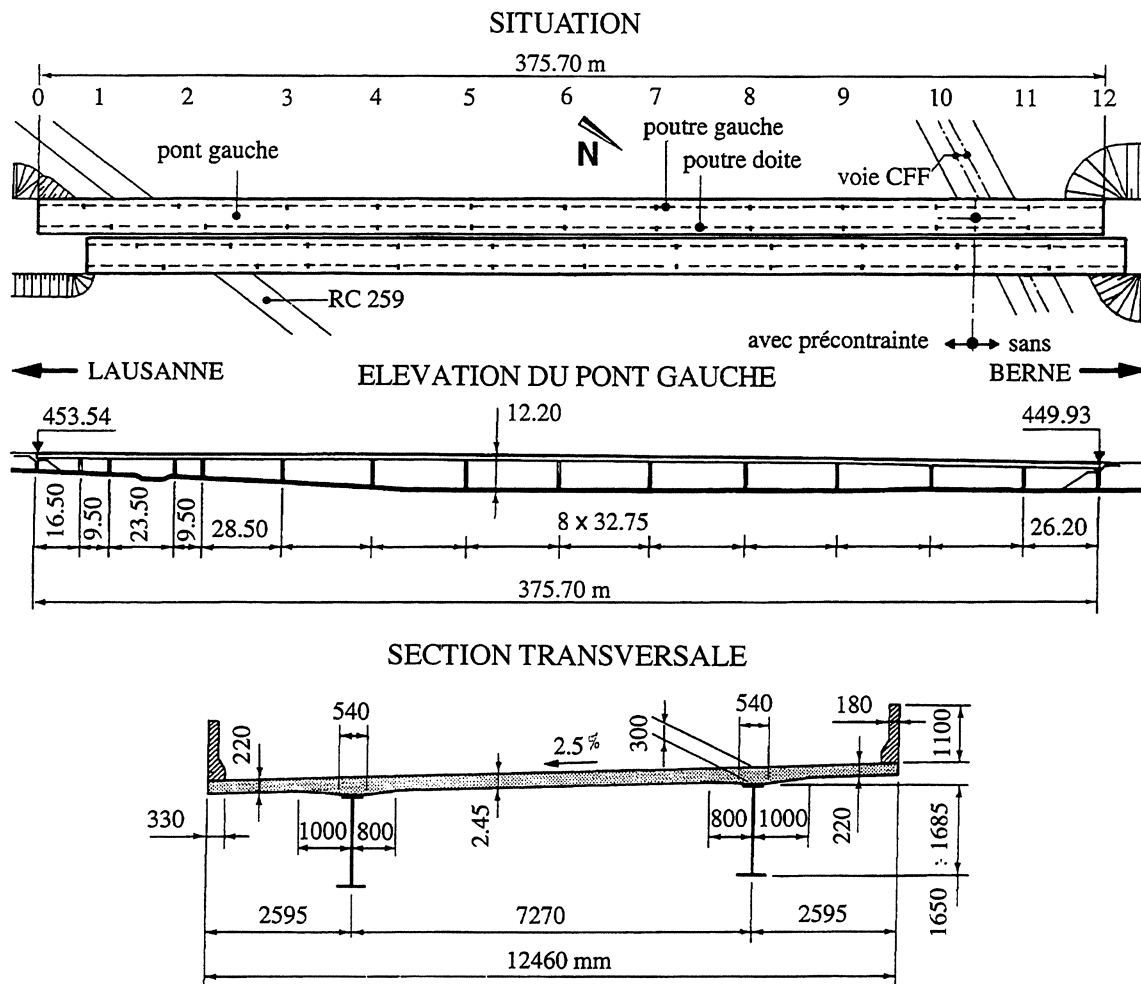


Figure 3.1 - Dimensions générales des viaducs du Chêne

3.3 RÉSULTATS DES ESSAIS DE CHARGES

Des informations plus détaillées sur ces essais sont contenues dans [7] et [8]. Nous résumons ci-dessous les principales conclusions de la comparaison des résultats d'essais entre 1978 et 1982.

3.3.1 Mesure des contraintes

La figure 3.2 montre la répartition des allongements spécifiques mesurés dans la dalle au droit des appuis 5 (dalle avec précontrainte longitudinale) et 11 (dalle en béton armé), pour 2 cas de charge (B2 et B4). Lors des mesures de 1978, le comportement des deux zones d'appui était identique alors qu'en 1982, on remarque une réduction importante des efforts dans la dalle non précontrainte au droit de l'appui 11. Cette réduction provient d'une diminution de la rigidité de cette zone due à une fissuration développée entre 1978 et 1982. En effet, on a pu observer dans cette zone d'appui des fissures à la face inférieure de la dalle. Ces fissures partent de la poutre métallique en direction du milieu de la dalle sous un angle de 45° environ et leur longueur visible varie entre 1 et 2 m. Leur espacement est variable entre 1 et 2 m et leur ouverture est très faible (≤ 0.1 mm). Ces fissures, non visibles en 1978, contribuent à la diminution des efforts dans cette dalle.

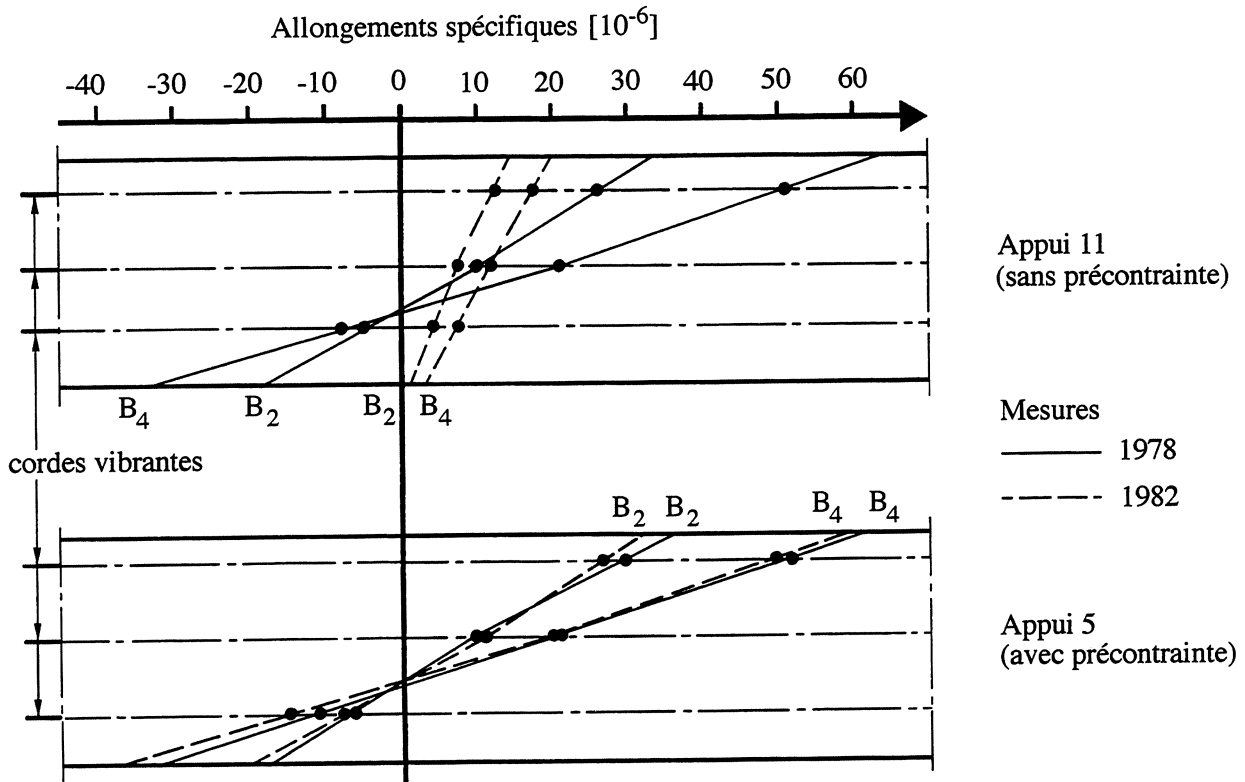


Figure 3.2 - Allongements spécifiques mesurés dans la dalle au droit des appuis 5 et 11

Cette réduction des efforts a également été constatée lors de la mesure des allongements spécifiques sur l'aile supérieure de la poutre métallique au droit de l'appui 11. Cette mesure qui est plutôt représentative de l'influence locale de l'introduction des forces sollicitant les goujons dans la poutre métallique laisse supposer que la liaison acier-béton est moins sollicitée en 1982 qu'en 1978 du fait de la fissuration de la dalle constatée.

3.3.2 Mesure du glissement acier-béton

La figure 3.3 montre le glissement relatif mesuré en 1978 et 1982 entre la dalle et la poutre métallique pour le cas de charge C2. On remarque sur cette figure un déplacement de la valeur maximale du glissement de l'appui en direction de la travée ainsi qu'une réduction de la valeur des glissements mesurés dans la zone tendue près de l'appui. Cette situation est typique de la présence d'une fissuration de la dalle dans cette zone, ceci a également été confirmé de manière théorique [6]. Ce glissement réduit dans cette zone implique une sollicitation moindre de la connexion due à la présence de fissures et confirme les observations faites sur la mesure des contraintes dans l'aile supérieure.

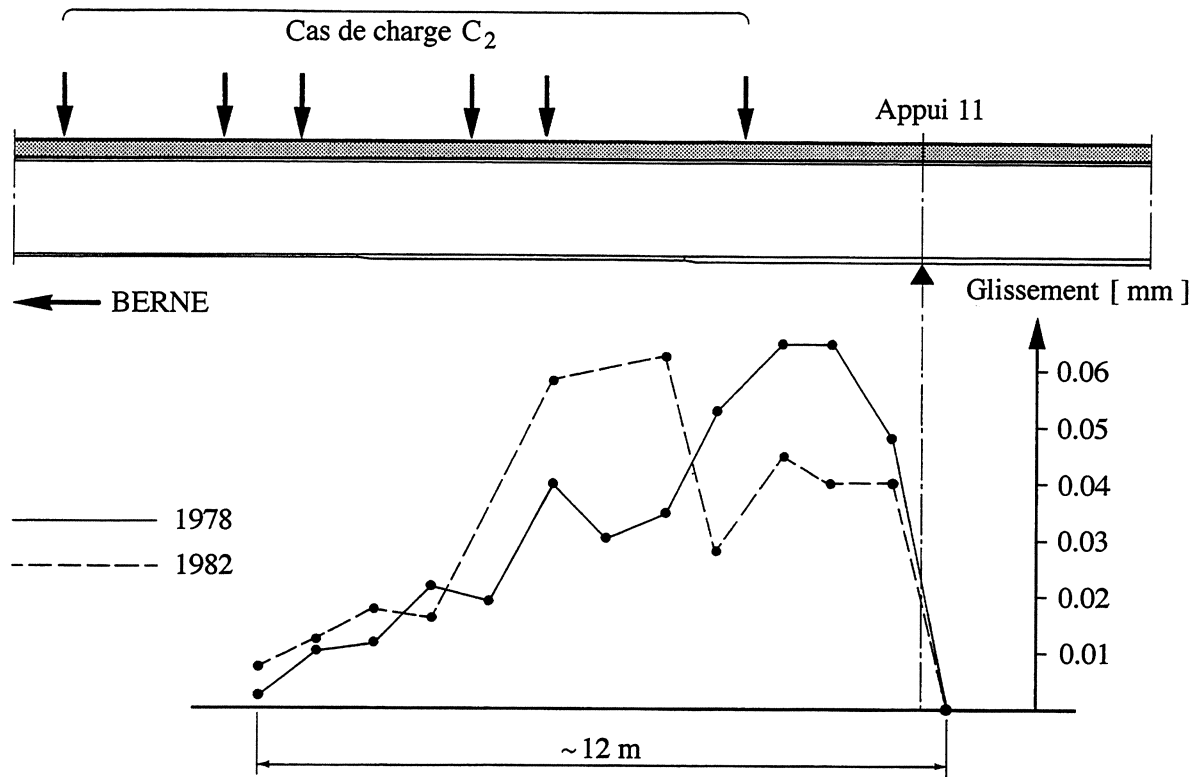


Figure 3.3 - Glissement mesuré entre la dalle et la poutre métallique

3.3.3 Mesure des flèches

La comparaison des mesures des flèches effectuée dans la travée de rive entre l'appui 11 et la culée, pour les mêmes cas de charge montre une augmentation des flèches de l'ordre de 5% en moyenne. Cette augmentation peut en grande partie être imputée à la perte de rigidité due à la fissuration de la dalle dans la zone de l'appui 11. Elle correspond bien à la différence de flèche que l'on peut estimer au moyen d'un calcul entre le cas d'une poutre mixte avec une dalle homogène et celui d'une poutre avec une dalle partiellement fissurée sur appui pour ces cas de charges.

3.3.4 Conclusions sur les mesures et observations de 1982

Les mesures effectuées sur les viaducs du Chêne en 1978 et 1982 permettent les conclusions suivantes:

- Au droit de l'appui 5 (dalle avec précontrainte longitudinale), les mesures effectuées à ces deux époques ne révèlent pas de différences notables aussi bien du point de vue des contraintes mesurées dans la structure que des flèches. L'observation de la face inférieure de la dalle dans cette zone en 1982 ne permet pas de discerner la présence de fissures.
- Au droit de l'appui 11 (dalle en béton armé), les mesures montrent des différences constatées sur la mesure des contraintes dans la dalle et dans la poutre métallique, sur la mesure des glissements acier-béton et sur la mesure des flèches. Ces différences s'expliquent par la présence dans cette zone d'une faible fissuration visible lors d'une observation soignée de la face inférieure de la dalle. Cette fissuration de la zone tendue se manifeste par des fissures partant de la poutre métallique en direction du milieu de la dalle sous un angle de 45°. Ces fissures sont distantes de 1 à 2 m, leur longueur visible varie entre 1 et 2 m et leur ouverture ne dépasse pas 0.1 mm.

Les observations et les mesures faites sur ces ouvrages en 1982, montrent que la précontrainte de la dalle a pleinement joué son rôle dans le sens que l'état de la dalle précontrainte est très bon et sans fissuration visible. Dans la partie sans précontrainte longitudinale, l'état de la dalle est également très bon. Des petites fissures sont cependant visibles lorsque l'on observe de très près la face inférieure de la dalle, notamment dans la zone tendue. Ces petites fissures, auxquelles on pouvait s'attendre, influencent normalement les efforts et les déformations de la structure. Excepté ce comportement mécanique différent, il n'y a pas d'autres différences visibles du comportement des viaducs du chêne entre les parties avec précontrainte longitudinale de la dalle et les parties sans précontrainte longitudinale. Les ouvrages sont en parfait état de conservation.

3.4 OBSERVATIONS LORS DE L'INSPECTION DÉTAILLÉE DE 1993

Une observation détaillée des ouvrages a eu lieu en juillet 1993 avec le maître de l'ouvrage et l'auteur du projet avec un camion nacelle. Nous résumons ci-après les principales observations sur l'état de ces ouvrages après 15 ans d'existence.

D'une manière générale, la visite détaillée de l'ouvrage a révélé que l'état des viaducs du Chêne est bon pour ce qui concerne la charpente métallique en acier Corten, la dalle, les piles et les culées.

Les bordures de l'ouvrage constituées d'éléments préfabriqués à l'extérieur et de béton coulé sur place à l'intérieur montrent des éclatements locaux du béton au droit des armatures pour les parties préfabriquées (enrobage insuffisant) et un délavage du béton pour les faces intérieures, sans éclatement du béton cependant (résistance insuffisante du béton aux sels de déverglaçage).

Les joints de chaussées montrent en général un manque d'étanchéité entre le béton de remplissage et le béton de construction, des traces de rouille et d'humidité sont visibles. Concernant l'étanchéité de la dalle, des traces de rouille sont visibles au droit des ouvertures de drainage, ces traces peuvent résulter d'un manque local d'étanchéité.

Concernant plus particulièrement la différence de fissuration de la dalle de roulement entre les parties avec précontrainte longitudinale et la travée sans précontrainte longitudinale:

- Dans les parties avec précontrainte, on a pu remarquer, dans certaine travée, des fissures longitudinales sous la dalle situées entre les deux poutres maîtresses. Ces fissures dont la longueur ne dépasse pas 2 m ont une ouverture inférieure à 0.2 mm, sans trace de rouille.
- Dans la travée sans précontrainte, des mêmes fissures longitudinales ont été constatées avec en plus les quelques fissures inclinées à 45°, déjà constatées en 1982. Ces dernières fissures ont une ouverture située entre 0.1 et 0.3 mm. Toutes ces fissures ne montrent pas de trace de rouille. D'autre part, au droit d'un porte-à-faux de la dalle, une fissure isolée a été constatée. Cette fissure a une ouverture de 0.2 mm environ avec de la calcite mais sans trace de rouille.

En conclusion de ces observations, on peut affirmer que le comportement dans le temps de ces ouvrages est bon. Les principales déficiences qui nécessiteront probablement des interventions concernent les bordures et les joints de chaussée. L'étanchéité semble présenter localement quelques défauts. Concernant l'état de la dalle, on ne peut pas constater de différences d'évolution entre les parties avec une précontrainte longitudinale et la travée sans précontrainte longitudinale. Dans les deux cas, on a pas constaté de fissures transversales, à l'exception des fissures déjà présentes en 1982 dans la travée sans précontrainte longitudinale et dans les deux cas, on a observé des fissures longitudinales de faible ouverture et de longueur restreinte. Ces fissures longitudinales proviennent probablement des effets de la flexion transversale de la dalle associés aux effets des actions indirectes. Dans tous les cas, ces fissures sont propres, ne présentant ni tâche de rouille, ni humidité.

3.5 CONCLUSIONS

Les mesures et observations effectuées sur les viaducs du Chêne depuis sa construction jusqu'à ce jour montrent que l'ouvrage se comporte parfaitement bien aussi bien du point de vue de la charpente métallique en acier Corten que du point de vue de la dalle. Les seuls dégâts constatés concernent les joints de chaussée, les bordures et probablement, localement, l'étanchéité.

Concernant la dalle, la précontrainte longitudinale a joué son rôle puisque l'on n'a pas constaté de fissuration transversale visible de la dalle dans les parties où elle était présente. Dans la travée sans précontrainte longitudinale, une faible fissuration inclinée à 45° par rapport à l'axe de l'ouvrage peut être constatée et représente la seule différence par rapport aux parties précontraintes. Cependant, on a remarqué dans certaines travées avec précontrainte longitudinale et dans la travée sans précontrainte longitudinale une fissuration longitudinale de la dalle entre les deux poutres métalliques. L'ensemble de cette fissuration ne pose actuellement aucun problème de point de vue du comportement de la dalle.

Il est actuellement trop tôt pour se prononcer sur l'utilité de la précontrainte de la dalle dans cet ouvrage, car actuellement, l'état, l'apparence et la durabilité ne sont pas différents entre les deux types de dalle. Même si la fissuration est plus abondante (fissures à 45°) dans la zone sans précontrainte, rien ne permet d'affirmer qu'elle jouera un rôle négatif dans le futur. On pourrait donc dire actuellement que la précontrainte longitudinale n'était pas nécessaire pour cet ouvrage. Il est vrai cependant que cet ouvrage n'est pas un ouvrage très sensible à la fissuration ($\beta = 0.04$) et que la méthode de mise en place de la dalle, sans liaison immédiate avec la structure métallique, lui conférait un départ favorable au point de vue de la fissuration précoce. Les conclusions que l'on pourra tirer dans le futur sur l'utilité de la précontrainte longitudinale, sur la base de cette expérience, ne seront donc valables que pour des ouvrages similaires avec une méthode de montage similaire.

4 VIADUC DU BOIS DE ROSSET

4.1 INTRODUCTION

Nous présentons dans ce chapitre les résultats essentiels du suivi, au moyen de mesures, du comportement des viaducs du Bois de Rosset situés sur l'autoroute A1 près d'Avenches. Ces ouvrages ont la particularité d'être muni d'une précontrainte extérieure à la section. Cette première utilisation de ce type de précontrainte pour un ouvrage mixte en Suisse a soulevé un certain nombre de questions liées à sa mise en oeuvre et à son évolution dans le temps. C'est pourquoi un suivi du comportement de l'ouvrage a été décidé.

Les mesures sur cet ouvrage ont donc débuté dès la mise en place de l'ouvrage en 1989, elles se sont poursuivies pour toutes les étapes importantes du montage ainsi que durant les années suivantes jusqu'à la fin de 1996, à raison de 2 mesures puis de 1 mesure par année.

Cet ouvrage offre de plus la particularité que durant toutes ces années, il n'a pas encore été ouvert au trafic (ouverture le 12 décembre 1996). Seul un trafic de chantier intermittent et les actions climatiques l'ont sollicité. L'étanchéité et le revêtement ont été mis en place sept ans après sa construction (juillet 1996).

Après une description succincte des viaducs, nous présentons les résultats intéressants caractérisant l'évolution des efforts dans l'ouvrage avec le temps. Nous concluons en faisant part également des observations faites sur la structure durant ces sept ans ainsi que sur le type de précontrainte utilisé.

4.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Les viaducs du Bois de Rosset sont constitués de deux ponts mixtes parallèles dont la section transversale est formée d'un caisson métallique ouvert supportant la dalle de roulement. Ces ouvrages ont une longueur totale de 617.25 m. Les ponts sont divisés en 15 portées dont les longueurs sont les suivantes: 23 m + 34.2 m + 11 x 42.75 m + 51.3 m + 38.5 m. La figure 4.1 présente les dimensions de la section transversale ainsi qu'une élévation partielle d'une poutre.

Chaque pont est précontraint dans le sens longitudinal avec quatre câbles situés à l'intérieur du caisson (2 câbles près de chacune des 2 âmes). En travée, les câbles sont situés au fond du caisson et ils remontent 8.5 m avant les appuis pour passer en haut du caisson au droit des appuis intermédiaires. Les quatre câbles de type VSL 6-12 fournissent une précontrainte initiale de 8800 kN. La précontrainte a été mise en place en trois tronçons sur la longueur du pont.

La dalle en béton armé est précontrainte transversalement. Elle a été coulée sur place au moyen d'un chariot de coffrage mobile et elle a été directement liée à la charpente métallique.

L'ouvrage a été instrumenté de la manière suivante:

- dans une section située à 23.5 m de la culée, dans la travée de rive de 38.5 m, (jauges et cordes vibrantes),
- dans une section située à 1 m du premier appui intermédiaire (jauges et cordes vibrantes),
- dans une section de la travée de rive (thermocouples).

D'autre part, les 2 appuis de la culée et les 2 appuis suivants ont été muni d'appuis dynamométriques et deux câbles de précontrainte ont été munis à leurs deux extrémités de cellules de mesures.

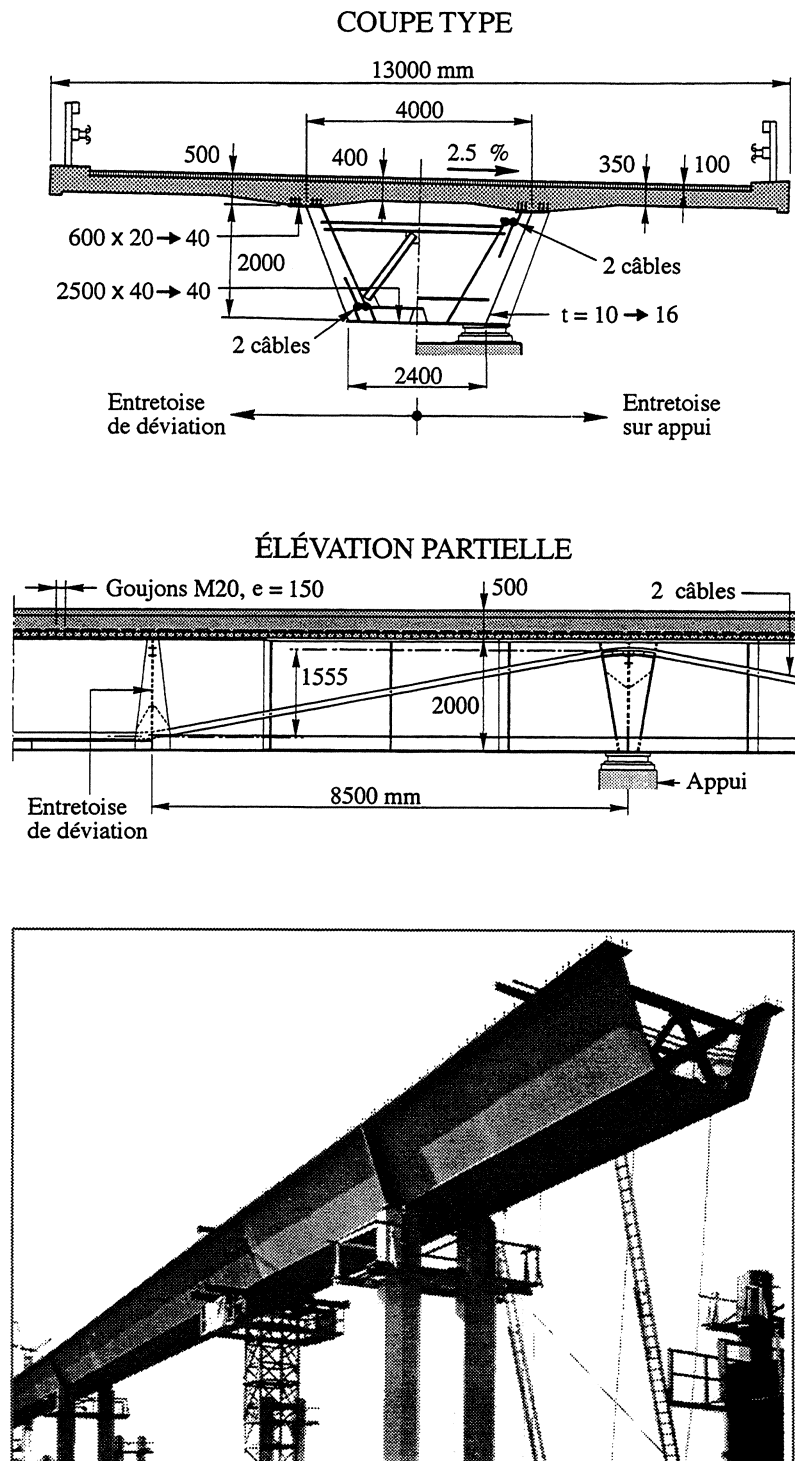


Figure 4.1 - Dimensions générales des viaducs du Bois de Rosset

4.3 COMPORTEMENT DANS LE TEMPS

Nous présentons dans les figures qui suivent l'évolution, durant les sept ans de mesures, des caractéristiques suivantes:

- évolution des contraintes dans la structure métallique: moyenne des mesures dans les ailes supérieures et dans la semelle inférieure sur appui et en travée (figure 4.2),
- évolution des réactions d'appuis: réaction totale (appui gauche plus appui droite) sur la culée et sur la première pile (figure 4.3),
- évolution des forces de précontrainte dans deux câbles: force moyennée calculée sur la base des mesures effectuées à chaque extrémité des câbles (figure 4.4),
- évolution des allongements spécifiques moyens mesurés et calculés dans la dalle sur appui et en travée (figure 4.5).

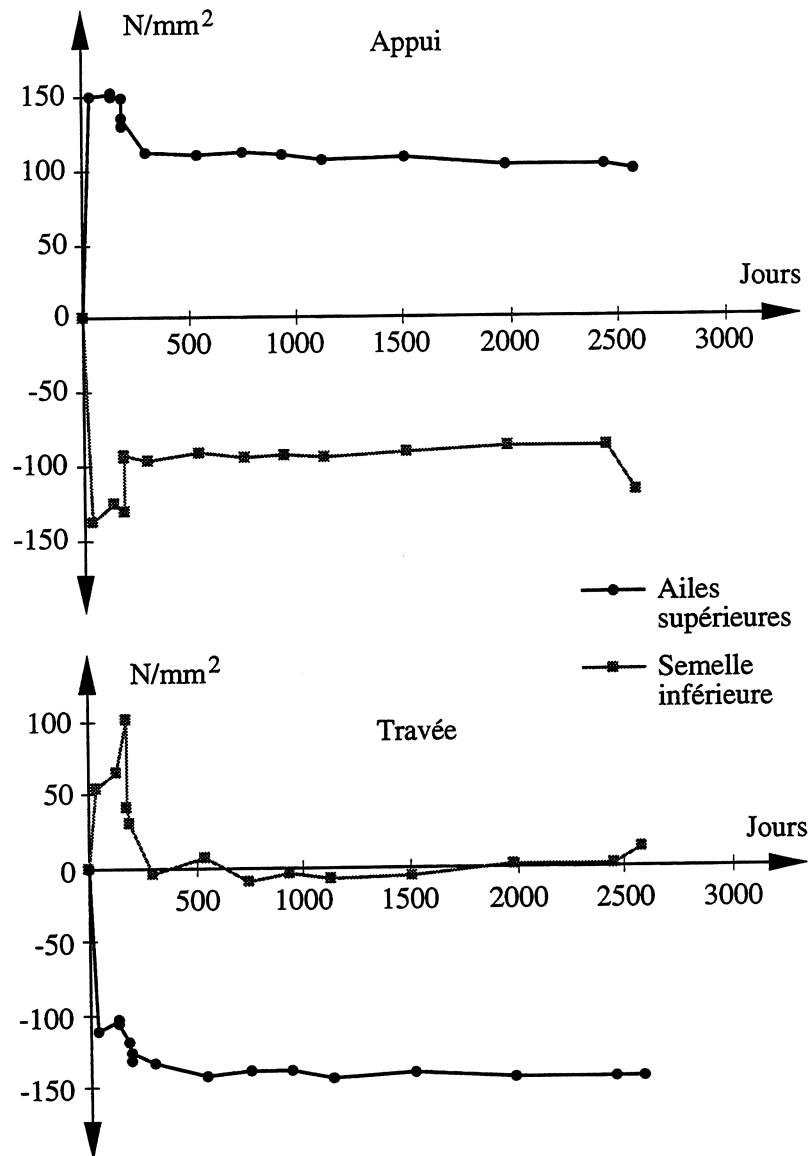


Figure 4.2 - Evolution des contraintes moyennes dans le caisson métallique sur appui et en travée

Dans chacune de ces figures, la valeur du zéro représente l'état juste avant la mise en place de la dalle. Durant les 40 premiers jours, l'évolution des diverses caractéristiques représente l'effet de la mise en place de la dalle. La mise en précontrainte des quatre câbles s'est effectuée après 180 jours. Jusqu'à 300 jours, l'évolution des divers paramètres est associée à l'égalisation et à la relaxation des efforts dans les câbles de précontrainte, à l'effet du fluage de la dalle et à la mise en place des bordures. Depuis 300

jours, aucune charge n'a sollicité l'ouvrage, excepté les effets différés du béton, jusqu'à la mise en place de l'étanchéité et du revêtement après 2500 jours environ.

D'une manière générale, on peut constater que les paramètres représentés dans les figures 4.2 à 4.5 ont très peu évolués durant les 6 dernières années (300 à 2500 jours).

Pour les contraintes dans la structure métallique, on peut remarquer sur la figure 4.2 que ces contraintes ont tendance à diminuer (traction et compression) au droit de l'appui intermédiaire d'une valeur de l'ordre de 8% entre l'état à 300 jours et celui à 2500 jours. Elles augmentent (compression) par contre de l'ordre de 5% dans les ailes supérieures du caisson en travée. En travée, la semelle inférieure du caisson est pratiquement sans contrainte. On peut certainement attribuer cette évolution à une redistribution des effets de la précontrainte dus au fluage et au retrait de dessiccation du béton. Cette redistribution des efforts internes se répercute de manière imperceptible (4%) sur la réaction d'appui au droit de la culée (figure 4.3)

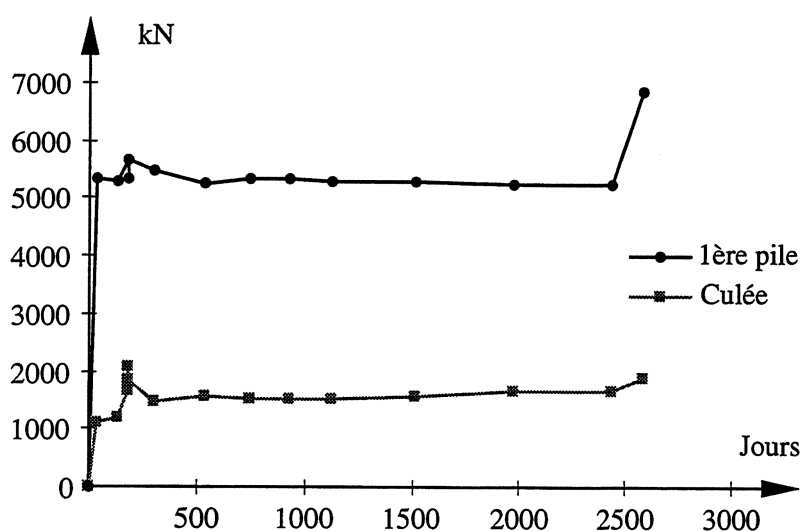


Figure 4.3 - Evolution des réactions d'appui au droit de la culée et de la première pile

La force dans les câbles de précontrainte a subi une légère perte constatée dans les trois mois après la mise en précontrainte. Cette perte est de 4% au droit des têtes dans lesquelles la majorité de la précontrainte a été introduite et de 2% à l'autre bout du câble. Cette réduction de la force initiale peut être imputée à une certaine égalisation de la force le long du câble et à une perte due à la relaxation des câbles. Depuis ce moment, et pendant toute la période des mesures, les forces dans les câbles sont pratiquement restées constantes (figure 4.4).

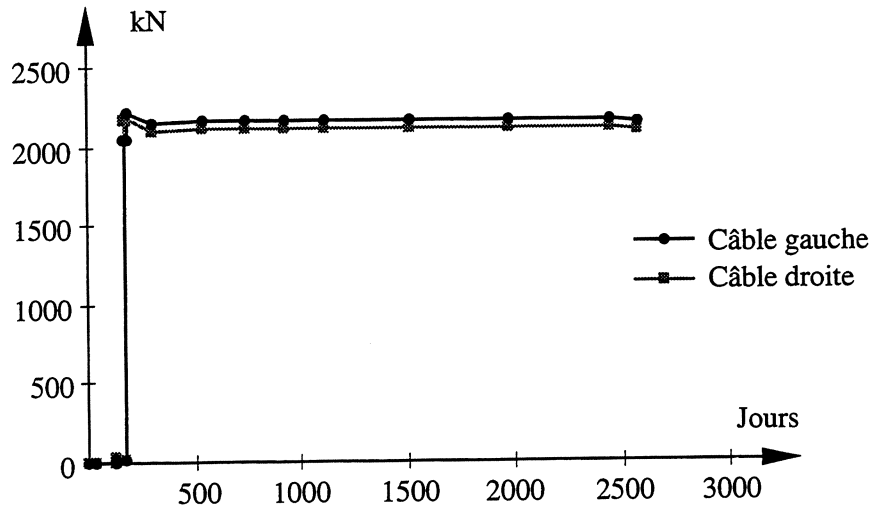


Figure 4.4 - Evolution des forces de précontrainte moyenne dans 2 câbles

Après la mise en précontrainte de l'ouvrage, les déformations spécifiques mesurées de la dalle (figure 4.5) ont tendance à augmenter dans le sens négatif d'une manière plus marquée (environ 15%) aussi bien en travée que sur appui. Cette évolution qui diminue au cours du temps provient essentiellement du fluage de la dalle comprimée par la précontrainte. Une évaluation théorique de l'évolution de ces déformations spécifiques dans la dalle au cours du temps, effectuée au moyen du programme DIANA, révèle que les déformations spécifiques mesurées correspondent bien aux prévisions fournies par les résultats de ce calcul qui tient compte de manière précise des lois de comportement du béton (figure 4.5).

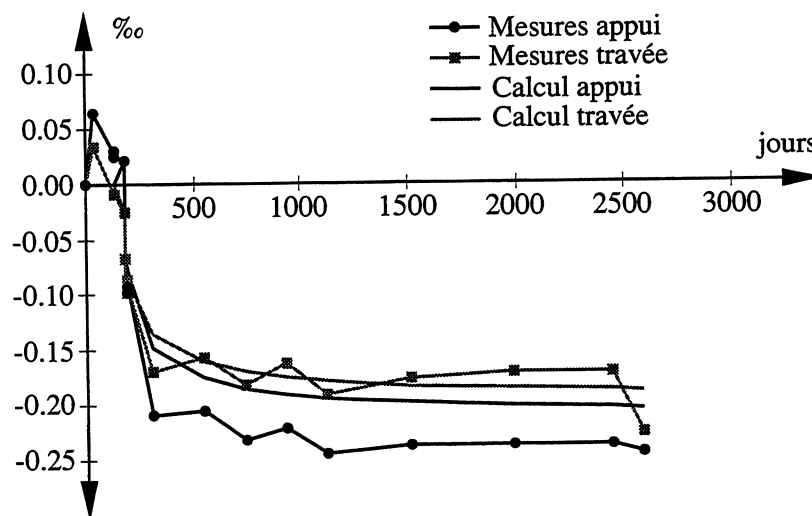


Figure 4.5 - Evolution des allongements spécifiques moyens de la dalle (mesurés et calculés)

Avec ce même calcul, on peut évaluer l'évolution des contraintes dans la dalle sur appui et en travée. La figure 4.6 montre l'évolution de ces contraintes uniquement dues à la précontrainte. On peut constater qu'après 2500 jours, on a perdu 42 % (en travée) et 32% (sur appui) de la contrainte de compression initiale, ce qui représente une perte normale due aux effets différés du béton pour ce type d'ouvrage. Il reste théoriquement, actuellement, dû à la précontrainte, environ 1 N/mm² de compression dans la dalle en travée et environ 2 N/mm² de compression dans la dalle sur appui.

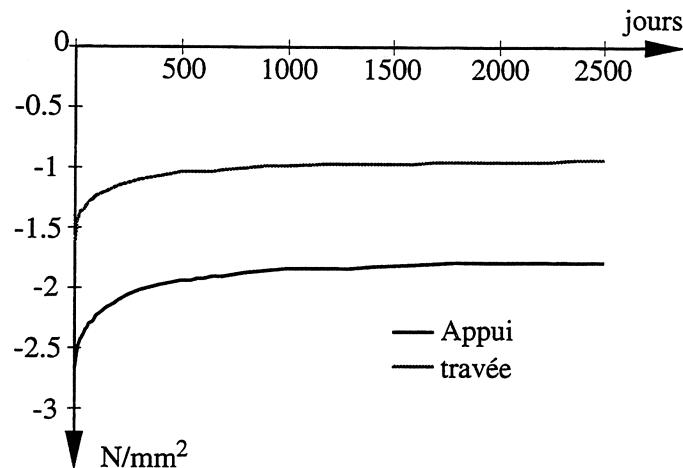


Figure 4.6 - Calcul de l'évolution des contraintes dans la dalle, dues à la précontrainte

On est donc en droit de conclure que l'évolution du comportement dans le temps des viaducs du Bois de Rosset révélées par les mesures et par les résultats théoriques est parfaitement correcte et normale pour cet ouvrage. De plus, on ajoutera que la force dans les câbles de la précontrainte extérieure est toujours totalement présente et que son effet sur la dalle est normalement atténué par le phénomène du fluage en particulier.

4.4 OBSERVATIONS DE L'OUVRAGE

Les observations de l'ouvrage, notamment de la dalle, ont montré que quelques semaines après le bétonnage, la dalle présentait des fissures transversales. Ces fissures, révélées par la présence d'humidité à la face inférieure de la dalle, étaient distantes de 4 m environ. Bien que le coefficient de retenue pour cet ouvrage soit faible ($\beta = 0.05$), ces fissures sont cependant d'origine thermique avec influence de la méthode de mise en place de la dalle (bétonnage à l'avancement avec liaison directe à la structure métallique). Par la suite, ces fissures se sont refermées complètement du fait de la mise en précontrainte de l'ouvrage. Après 7 ans d'exposition de la dalle à la pluie et aux intempéries, ces fissures sont parfaitement étanches et la dalle est dans un excellent état.

4.5 CONCLUSIONS

Les mesures effectuées sur les viaducs du Bois de Rosset, depuis leur construction et durant 7 ans, ont permis d'étudier le comportement dans le temps de ce type d'ouvrage avec précontrainte extérieure. Durant cette période d'observation, les sollicitations de la dalle et de la structure métallique ont faiblement évolué. Cette évolution provient principalement de la redistribution des efforts dus aux effets différés du béton, elle est parfaitement normale et correspond aux approches théoriques comparatives effectuées. D'autre part, les forces de précontrainte mesurées dans les câbles sont restées pratiquement constantes après une faible perte initiale de 3% environ. On peut donc conclure que cet ouvrage se comporte normalement.

Après 7 ans d'exposition aux intempéries, sans protection de la dalle, l'état de l'ouvrage est excellent. Les fissures initiales constatées se sont refermées sous l'effet de la précontrainte et la dalle est étanche.

La précontrainte extérieure introduite dans cet ouvrage, outre l'effet positif constaté sur la dalle de roulement, offre les avantages de pouvoir être contrôlée, remplacée ou renforcée. Ce type de

précontrainte a cependant l'inconvénient de renchérir le coût de l'ouvrage malgré une certaine économie de matière possible. Dans le cas des viaducs du Bois de Rosset, cette augmentation peut être chiffrée à 5% par rapport à un pont mixte classique [9]. Il faut cependant remarquer que cet ouvrage possède un potentiel de durabilité que l'avenir devra confirmer.

Si cet ouvrage, et en particulier la dalle n'avait pas été précontrainte longitudinalement, la faible fissuration transversale précoce serait toujours active (perméable à l'eau) et visible, on aurait probablement pu remarquer certains dégâts du fait de la non protection de la dalle. Néanmoins, on peut aussi affirmer qu'un tel ouvrage sans précontrainte longitudinale, mais avec une dalle immédiatement protégée efficacement, serait certainement aujourd'hui dans un excellent état, même avec une légère fissuration. La seule différence serait que dans l'éventualité d'un défaut futur de la couche d'étanchéité, l'ouvrage sans précontrainte pourrait subir une dégradation locale de la dalle plus probable que dans le cas de l'ouvrage tel qu'il est construit actuellement.

5 ÉTAT DES PONTS MIXTES EN SERVICE

5.1 INTRODUCTION

Les observations visuelles que nous effectuons de temps en temps lors de visites d'ouvrages permettent d'avoir une vue ponctuelle de l'état de leur conservation. Elles ne nous renseignent cependant pas sur les éventuels problèmes qui ont été découverts au cours du temps. C'est pour essayer de réunir cette information que nous avons procédé à une enquête auprès des membres du groupe de travail restreint CISO-OA (Conférence des Ingénieurs de la Suisse Occidentale responsables de la construction des routes nationales - Ouvrages d'Art), groupe de travail consacré à la maintenance des ouvrages d'art.

Nous résumons tout d'abord les résultats de l'enquête effectuée auprès des membres de la CISO-OA puis nous faisons part de nos propres observations sur l'état des ponts mixtes en s'arrêtant en particulier sur l'état des structures métalliques en acier patinable et sur l'état de conservation de la liaison acier-béton qui représente un élément important de l'effet mixte.

5.2 RÉSULTATS DE L'ENQUÊTE

L'enquête menée auprès des membres de la CISO-OA avait pour but d'obtenir des renseignements sur l'état des ouvrages mixtes. Cette enquête a concerné les responsables des ouvrages des cantons suivants:

- Berne, Kantonales Tiefbauamt,
- Fribourg, Bureau des autoroutes,
- Genève, Direction du génie-civil,
- Jura, Service des ponts et chaussées,
- Neuchâtel, Service des ponts et chaussées,
- Soleure, Büro für Nationalstrassen,
- Tessin, Sezione Strade,
- Valais, Service des routes nationales,
- Vaud, Service des routes et autoroutes - routes nationales.

En outre, le 1er arrondissement des CFF a également participé à cette enquête.

Cette enquête écrite portait en particulier sur les points suivants:

- Information générale sur l'ensemble des ponts mixtes dont la longueur totale dépasse 30 m.
- Information particulière sur les dégradations significatives constatées avec commentaires sur les causes, la localisation et les interventions effectuées.

Nous résumons ci-dessous les résultats concernant l'information générale, ce qui permet de préciser le volume d'ouvrages concerné par les réponses. Nous établissons ensuite un bilan résumé des désordres constatés et des assainissements effectués.

5.2.1 Informations générales

Le tableau 5.1 précise, par canton, le nombre d'ouvrages, les longueurs totales, le type de protection de la structure métallique, le type de dalle ainsi que le nombre d'ouvrages avec des désordres. La figure 5.2 indique, par classe d'âge, le nombre d'ouvrages construits et le nombre d'ouvrages avec désordres. Précisons encore que les cantons de Berne et du Jura ne semblent pas posséder de ponts mixtes entrant dans la catégorie des ponts concernés.

Tableau 5.1 - Informations générales sur les ouvrages

Cantons	Nombre d'ouvrages	Longueur cumulée	Poutre en acier		Dalle			Ponts avec désordres
		L_{tot} [m]	% de L_{tot}	% de L_{tot}	coulée	préfab.	ripée	nombre
Fribourg	7	1573	100	0	10	90	0	3
Genève	2	658	100	0	16	84	0	1
Neuchâtel	6	1400	100	0	14	86	0	6
Soleure	4	265	100	0	100	0	0	0
Tessin	6	531	0	100	19	81	0	5
Valais	12	2330	7	93	67	33	0	0
Vaud	23	4530	69	31	54	22	24	15
CFE	5	424	100	0	67	33	0	3
TOTAL	65	11711	65	35	44	47	9	33

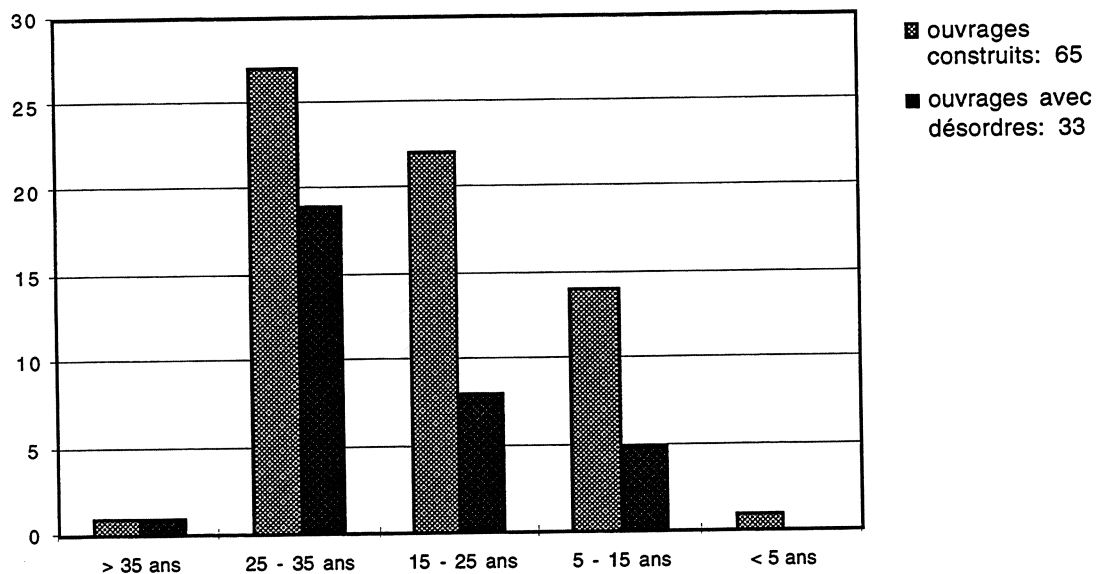


Figure 5.2 - Nombre d'ouvrages par classe d'âge

Du tableau 5.1, on peut constater que les 65 ouvrages recensés représentent près de 12 km de pont dont 65 % sont en acier peint et 35 % en acier patinable. La dalle coulée sur place et la dalle préfabriquée représentent chacune environ 45 % de la longueur totale alors que les dalles ripées représentent 10 %. Des désordres estimés significatifs concernent environ la moitié des ouvrages, soit 33 ponts.

Le nombre d'ouvrages le plus important appartient à la classe 25 - 35 ans d'âge (40 %), c'est aussi dans cette classe d'âge que le nombre d'ouvrages avec désordres est le plus important (près de 60 %). 35 et

20 % des ponts appartiennent respectivement aux classes d'âge 15 - 25 ans et 5 - 15 ans et le nombre d'ouvrages avec désordres est, respectivement, d'environ 25 et 15 % pour ces deux classes d'âge (figure 5.2).

5.2.2 Désordres et assainissements

Désordres

La majorité des désordres constatés sur les ouvrages faisant l'objet de cette enquête concerne avant tout la dalle de roulement en béton et a pour origine, et ce n'est pas nouveau, la présence d'eau salée. Cette présence d'eau est due à une déficience dans la conception ou due à une dégradation souvent prématurée principalement des éléments suivants (énumérés dans l'ordre d'importance décroissant, établi sur la base des causes principales des dégradations citées dans l'enquête):

- couche d'étanchéité, (cité 13 fois)
- parapets ou bordures des dalles, préfabriquées notamment (cité 11 fois),
- joints de dilatation (cité 5 fois).

Les deux premières causes sont dans le plupart des cas liées entre-elles, le système d'étanchéité ne jouant souvent pas son rôle au droit des raccords avec les bordures ou avec les joints. Il faut tout de suite remarquer que ces causes de dégradation, en particulier de la dalle, ne sont pas propres aux ponts mixtes mais qu'elles se retrouvent aussi dans les ponts en béton armé ou en béton précontraint.

La présence d'eau, rendue visible par des efflorescences, des tâches d'humidité ou des armatures rouillées, provoque des dégradations de la dalle de roulement souvent de manière localisée. Par la suite, ces infiltrations d'eau, soit au droit des joints de dilatation, soit depuis les bords du tablier le long des porte-à-faux ou dans les joints transversaux des éléments préfabriqués entraînent souvent une oxydation localisée de la charpente métallique.

Une fissuration transversale de la dalle marquée n'a été constatée que sur quelques ouvrages seulement pour lesquels elle a été visible du fait de la présence d'humidité. Cette fissuration transversale n'est pas citée comme une cause des dégâts et des désordres observés.

Pour les ponts-rails, aucune fissure de fatigue n'a été constatée dans la charpente métallique, les désordres constatés concernent des fissures sur les bordures de la dalle.

Assainissements

Pour les dalles, les réparations effectuées consistent généralement en un renouvellement des bordures et de l'étanchéité et en un changement des joints de dilatation. Elles peuvent également être plus importantes et entraîner le décapage du béton de la dalle, dans le cas de béton de mauvaise qualité, suivi d'un assainissement du béton au moyen d'un mortier époxy par exemple.

Pour les structures métalliques peintes, les réparations consistent en un sablage (degré de préparation de surface Sa 2^{1/2}) et une peinture des zones corrodées et quelquefois, pour les ouvrages les plus anciens, de l'entier de la charpente. Si le sablage, le nettoyage et les retouches de peinture sont effectuées soigneusement, la durabilité des réparations est aussi bonne que la protection originale. Il est cependant difficile, lors des retouches de peinture, de garantir la bonne couleur ainsi que la bonne texture et des différences avec la peinture d'origine sont souvent visibles.

Concernant la charpente métallique, il faut remarquer l'état des ouvrages valaisans en acier patinable qui se comportent de manière particulièrement bonne alors que cinq des six ouvrages tessinois, également en acier patinable ont été peints. Pour ces ouvrages, une corrosion localisée marquée a été trouvée à des endroits avec présence d'humidité permanente, notamment près des culées et au droit de certains

écoulements d'eau. Du fait des faibles longueurs de ces ouvrages, la décision a été prise de les peindre entièrement après un sablage complet. Le comportement des aciers patinables, peints ultérieurement, est similaire à celui des autres aciers de construction non patinables avec revêtement de surface.

Synthèse

En conclusion de cette enquête, les désordres constatés sur les ponts mixtes au cours du temps ne semblent pas excessifs et sont comparables à ceux observés sur d'autres types d'ouvrages. De ce point de vue, les ponts mixtes ne se comportent pas différemment que d'autres types d'ouvrages. De part leur nature, ils offrent cependant l'avantage de pouvoir être surveillés très facilement (dalle et poutres métalliques), de pouvoir découvrir rapidement les éventuelles dégradations et de pouvoir intervenir très vite. L'origine des dégradations ne sont pas typiques des ponts mixtes car elles proviennent principalement des équipements de la dalle de roulement telles que les bordures, l'étanchéité et les joints de dilatation. Les dégâts constatés sur la charpente métallique sont de manière générale toujours des conséquences de l'arrivée d'eau de la dalle. Les assainissements de la couche de peinture, pour les charpentes peintes, localement oxydées, ont été effectués après 25 à 30 ans, ce qui paraît raisonnable comme laps de temps pour des interventions de cette nature.

5.3 RÉSULTATS DE NOS OBSERVATIONS

En plus des résultats des observations effectuées sur les viaducs du Chêne (chap. 3) et du Bois de Rosset (chap. 4), nous faisons part d'autres considérations résultant d'observations effectuées lors de visites d'ouvrages ou lors de travaux d'assainissements. Deux éléments nous ont plus particulièrement intéressé lors de ces visites, soit:

- l'état de la liaison acier-béton,
- l'état des structures en acier patinable.

5.3.1 Liaison acier-béton

La question de la durabilité de la liaison acier-béton s'est toujours posée, notamment lorsque l'on a pu constater ou craindre que de l'eau ait pu s'infiltrer et stagner sur l'aile supérieure des poutres métalliques. La présence de cette eau pourrait oxyder la face supérieure de cette aile ainsi que la base des goujons en entraînant une diminution de la résistance de la liaison acier-béton.

Suite à des travaux de réfection ou d'agrandissement, des observations particulières de la liaison acier-béton ont été effectuées lors de la démolition partielle de la dalle ou soit au moyen de sondages, pour les ouvrages suivants:

- Pont OA 402 -GE (Viaduc de Route des Jeunes, construction: 1966, réfection, agrandissement: 1996),
- Ponts sur la Baye de Montreux (construction: 1968, réfection: 1988),
- Ponts du Bois-Rond, Cornaux (construction: 1970, réfection: 1989),
- Viaducs d'Eptingen (construction: 1971, réfection: 1993),
- Viaduc du Landeron (construction: 1973, réfection: 1993)
- Viaduc de la Sorge près de Valangin (construction: 1973, réfection 1990).

Pour l'ensemble de ces ouvrages, il a été constaté que la liaison acier-béton était en parfait état de conservation, c'est-à-dire qu'aucune trace de rouille n'était visible au droit de la soudure des goujons sur les ailes. Sur la base de ces expériences, on peut affirmer qu'après plus de vingt ans d'exploitation, la liaison acier-béton des ouvrages mixtes ne montre aucun signe de dégradation et aucun indice particulier ne permet de dire que cet état changera par la suite.

Relevons le cas particulier des ponts sur la Baye de Montreux pour lesquels la corrosion de l'aile supérieure était particulièrement visible (figure 5.3) avec une mise en évidence de dépôts de sel.

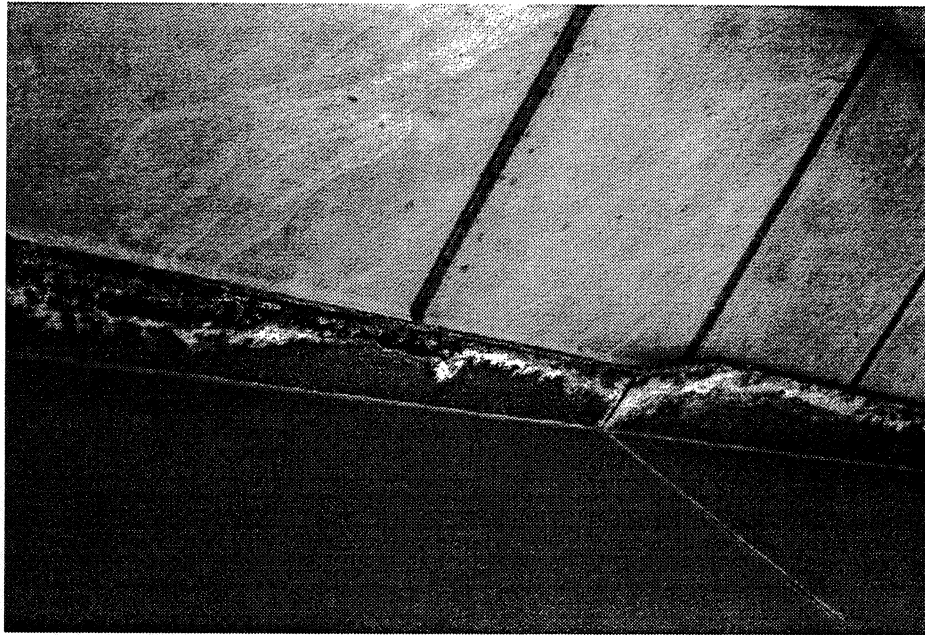


Figure 5.3 - Pont sur la Baye de Montreux, dépôt de sel et corrosion de l'aile supérieure (photo Willy)

Pour ces ponts, suite à une étanchéité inefficace et à une conception des détails pas satisfaisante, l'eau, chargée de chlorure, s'est infiltrée à travers les joints ou a suivi ceux-ci depuis les bords de dalle puis a stagné sur les ailes supérieures avant de ruisseler le long des poutres métalliques. Cette eau a attaqué la peinture de la structure métallique, particulièrement sur les faces latérales des ailes et sous les ailes (figure 5.3). Par contre la face supérieure des semelles supérieures n'était que très faiblement oxydée sur le bord et les goujons soudés n'ont subi aucune attaque.

Pour cet exemple, il faut relever les points faibles de la dalle de roulement, constituée d'éléments préfabriqués sans précontrainte longitudinale. Chaque joint de la dalle représente un passage privilégié susceptible de créer un cheminement favorable à l'eau en cas d'étanchéité insuffisante de la surface ou de bordures déficientes. D'une manière générale, sans précontrainte longitudinale, les dalles préfabriquées, dont les joints constituent des cheminements préférentiels pour l'eau, représentent un facteur déterminant pour une dégradation plus rapide de la dalle et de la structure métallique en présence d'eau. Ceci a été constaté non seulement pour cet ouvrage mais aussi dans d'autres cas (par ex: Viaduc de Flamatt, Viaduc de Düdingen, Ponts sur La Grande Eau).

5.3.2 Aciers patinables

Les aciers patinables, (aussi appelé acier Corten en Europe), sont des aciers dont la propriété est d'avoir une remarquable résistance à la corrosion atmosphérique due à la formation d'une couche d'oxyde compacte autoprotectrice (la patine) en surface, et qui de ce fait ne nécessitent aucune protection par peinture. L'utilisation de ces aciers pour la construction des ponts a débuté il y a plus de 20 ans et près de 35% des ouvrages (tableau 5.1) sont construits avec ce type d'acier.

L'ensemble des ouvrages que nous avons observés montre que les aciers patinables se comportent remarquablement bien au cours du temps et la couleur prise par la patine s'intègre souvent de manière

très heureuse dans l'environnement. Ces mêmes constatations ont d'ailleurs été faites également aux Etats-Unis [10] et en Allemagne [11].

Une des conditions essentielles pour le développement correct de la patine est une alternance de phases humides et de phases sèches. Cette condition est réalisée facilement en Suisse, même pour les structures métalliques totalement protégées de la pluie par la dalle; la phase humide représentée par l'humidité de l'air et la condensation est suffisante à la formation de la patine.

Il faut cependant rappeler que l'emploi de cet acier requiert l'observation de quelques règles qui n'ont pas toujours été respectées lors des premières utilisations. De ce fait, nous avons pu constater quelques dégâts locaux (couche de rouille se détachant de la surface) sur un nombre restreint d'ouvrages, dégâts qui ne remettent pas en cause l'utilisation de ce type d'acier. La plupart des dégâts constatés sont dus à la présence d'eau permanente et stagnante sur les éléments métalliques (figure 5.4), provenant soit de la dalle non étanche ou d'un écoulement défectueux ou encore d'un joint de dilatation non étanche. Des dégâts locaux peuvent aussi provenir de "poussières" accumulées qui retiennent l'humidité de manière permanente (figure 5.5).

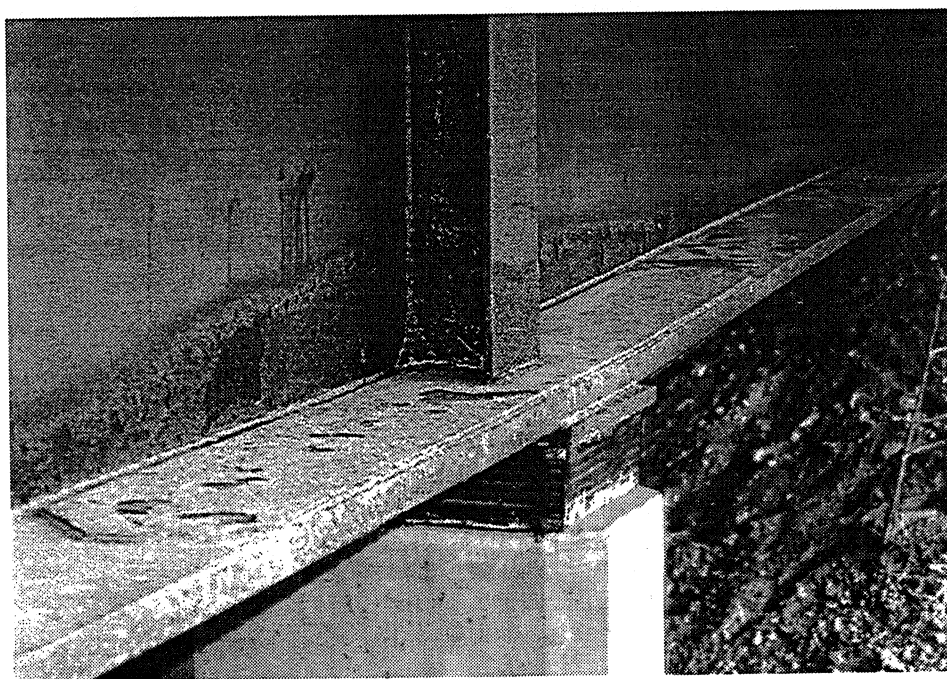


Figure 5.4 - Eau stagnante ayant provoqué une oxydation locale marquée de la face supérieure de la semelle et de la partie inférieure de l'âme

Le respect des quelques règles rappelées ci-après permet d'obtenir une structure métallique se comportant sans surprise:

- environnement
 - ne pas utiliser les aciers patinables dans des endroits soumis aux brouillards salés dus au trafic (par exemple pour un pont enjambant une autoroute à fort trafic et régulièrement salée),
 - ne pas utiliser les aciers patinables à moins de 1 m du sol (végétation) ou à moins de 3 m au-dessus d'une rivière,
 - ne pas utiliser les aciers patinables dans des zones d'influence directe d'atmosphère industrielle particulièrement agressive et durable (pas le cas en Suisse),



Figure 5.5 - Amoncellement de "poussières" retenant l'humidité

- détails de construction
 - concevoir des détails de construction de telle sorte que des accumulations d'eau ou de poussière ne soient pas possibles,
 - l'accumulation d'eau ou d'humidité introduite par capillarité entre des tôles de recouvrement doit être évitée,
 - les tôles doivent avoir une épaisseur supérieure à 5 mm,
 - la disposition des éléments de construction doit être telle qu'une ventilation suffisante des faces exposées soit possible,
 - des dispositions doivent être prises pour empêcher les coulures d'oxydes de fer sur les éléments de construction voisins (coulures sur les piles au montage),
- apparence
 - pour obtenir une patine uniforme, un grenailage soigneux de toutes les faces exposées doit être effectué,
 - les projections ou coulures de béton sur les faces exposées lors des opérations de bétonnage de la dalle des ponts mixtes doivent être évitées ou nettoyées,
- surveillance
 - une surveillance appropriée de l'état des surfaces doit être effectuée en cours d'exploitation, notamment pour éviter la présence d'eau prolongée, les amoncellements éventuelles de "poussières", et pour contrôler l'état des canalisations pour l'évacuation des eaux de surface (notamment à l'intérieur des caissons).

Des études économiques effectuées dans plusieurs pays ont montré que l'utilisation des aciers patinables est déjà avantageuse lors de la construction. Le coût supplémentaire éventuel de l'acier patinable par rapport à une structure peinte, même si l'on tient compte d'un supplément de matière, est déjà compensé par le coût de la peinture. Cet avantage est encore plus grand si l'on considère l'entretien et la rénovation de la peinture au cours de la durée de vie de l'ouvrage et les questions relatives à la protection de l'environnement. L'utilisation des aciers patinables se justifie encore plus si l'accessibilité de la structure métallique est difficile pour les travaux de peinture.

5.4 CONCLUSIONS

Les observations effectuées sur les ponts mixtes en service, aussi bien à travers l'enquête que par notre propre action, révèlent que ces ouvrages se comportent de manière satisfaisante. Les dégâts constatés pour les dalles de roulement principalement et, consécutivement, sur la structure métallique de quelques ouvrages parmi les plus anciens proviennent de la présence d'eau imputable essentiellement à une déficience de l'étanchéité, des bordures de dalle et des joints. Ces déficiences ne sont pas caractéristiques des ouvrages mixtes et sont comparables à celles constatées sur d'autres types d'ouvrages.

Le fait que la proportion de ponts récents avec des dégâts soit plus faible peut laisser supposer que des progrès ont été effectués dans la conception des étanchéités et des bords de dalle en particulier. L'observation future de l'évolution de ces ouvrages permettra de confirmer les progrès attendus dans la conception de ces éléments particulièrement sensibles du point de vue durabilité.

La liaison acier-béton observée lors de la réfection des dalles de plusieurs ouvrages s'est révélée saine et laisse prévoir que cet élément essentiel à la résistance des ouvrages mixtes continuera de jouer son rôle de manière satisfaisante.

La structure métallique des ouvrages en acier patinable montre une évolution particulièrement satisfaisante tant du point de vue de son intégrité que de son apparence. Les quelques dégâts constatés, dont l'origine est une présence d'eau permanente sur la structure métallique, peuvent être facilement évités en soignant les détails de construction et en respectant les règles d'utilisation pour ce type d'acier.

6 RECOMMANDATIONS

6.1 DALLE

Conception

Les dégâts constatés sur les ponts mixtes, notamment les plus âgés, ont systématiquement pour origine la présence d'eau en général chargée de chlorure. Cette eau, qui devrait être éliminée, parvient aux éléments structuraux tels que la dalle puis la charpente métallique du fait principalement:

- de la couche d'étanchéité défectueuse,
- de la conception des bords de dalle souvent inappropriée,
- d'une mauvaise étanchéité des joints de dilatation,
- des détails du système d'évacuation de l'eau défectueux.

Ces problèmes qui ne sont pas l'apanage des ponts mixtes doivent être pris en considération sérieusement lors de la conception et de la réalisation des ouvrages. Les maîtres d'ouvrage sont heureusement très conscients de cette situation et des améliorations ont été systématiquement apportées au cours du temps grâce notamment au développement de nouveaux produits (étanchéité, protection de surface). Malheureusement, l'expérience du temps n'est souvent pas suffisante pour affirmer que telle ou telle solution est la meilleure.

L'amélioration de la durabilité des ouvrages dépend principalement:

- de la conception soignée des détails de construction liés aux raccords de l'étanchéité avec les bordures et les équipements,
- du bon choix des matériaux (étanchéité, bordures) et des équipements (joints de dilatation),
- d'une exécution soignée et dans les règles de l'art des détails,
- du contrôle de l'exécution,
- de la surveillance des ouvrages.

Concernant la conception de la dalle, les pourcentages d'armature longitudinale de l'ordre de 0.8% en travée et de l'ordre de 1.5% sur appui intermédiaire permettent une bonne maîtrise de l'ouverture des fissures en cas de fissuration transversale. L'épaisseur minimale de la dalle ne doit pas être inférieure à 240 mm et l'enrobage des armatures, doit être d'au moins 40 mm.

L'utilisation de dalles préfabriquées doit être remise en question sérieusement pour les ouvrages routiers du fait du nombre important des points faibles que constituent les joints transversaux. Dans tous les cas, une précontrainte longitudinale suffisante devrait être envisagée pour ce type de dalle.

Fissuration

L'origine de la fissuration transversale de la dalle de roulement, qui peut se développer pour certains ponts mixtes, est la combinaison de plusieurs causes que l'on peut, par simplification, séparer en deux groupes:

1. Fissuration précoce du béton au jeune âge provenant des phénomènes thermiques lors de la prise du béton et des sollicitations dues au procédé de mise en place de la dalle. Cette fissuration est caractérisée généralement par des fissures transversales traversantes de la dalle qui peuvent se développer dans un béton dont les caractéristiques mécaniques (module d'élasticité, résistance à la traction) sont en cours de développement. Typiquement, il s'agit de fissures espacées entre 1 et 3 m avec une ouverture faible (0.1 à 0.15 mm).
2. Fissuration ultérieure provenant principalement des actions indirectes tel que le retrait et les variations de température dont l'amplitude peut conduire à des contraintes dépassant la résistance à la

traction du béton. Ces fissures ne sont pas nécessairement traversantes et peuvent se refermer lorsque l'action disparaît (température).

Il est évident que d'autres facteurs peuvent jouer un rôle dans la formation de fissures et influencer la probabilité d'apparition des fissures de ces deux catégories.

La fissuration du béton jeune lors de sa prise dépend principalement de l'amplitude de l'élévation de température, de la valeur du module d'élasticité du béton et du degré de retenue de la dalle représenté par la structure métallique et caractérisé par le rapport β entre la section transversale des poutres métalliques et celle de la dalle en béton. La probabilité de fissuration sera d'autant faible que l'élévation de température sera faible et que β sera petit. En première approximation, lorsque:

- $\beta < 0.06$: faible probabilité de fissuration précoce,
- $\beta > 0.10$: grande probabilité de fissuration précoce.

Cette probabilité sera d'autant plus grande que la méthode de mise en place de la dalle conduit à des efforts de traction dans la dalle. Il est dès lors nécessaire de réfléchir à des mesures à mettre en oeuvre pour réduire cette probabilité lorsque β est élevé. Ces mesures peuvent concerner:

- les propriétés et caractéristiques du béton (faible dégagement de chaleur, béton refroidi),
- la méthode de mise en place (bétonnage des travées avant les appuis, béton non lié à la structure métallique, totalement ou partiellement sur appui intermédiaire),
- la mise en place d'une précontrainte longitudinale sur la totalité de la dalle (avant ou après liaison avec la structure métallique). Cette précontrainte sera d'autant plus efficace contre la fissuration précoce qu'elle sera introduite rapidement après la pose du béton. Malgré les pertes de précontrainte, il pourra rester encore à long terme 40 à 50% de cette précontrainte profitable pour réduire la probabilité de fissuration ultérieure, laquelle est également plus probable avec β élevé (grande portée).

On retiendra qu'il est probablement avantageux, du point de vue de la durabilité de l'ouvrage, de lutter contre la fissuration des dalles de ponts mixtes, même si cette fissuration n'est pas le moteur des dégradations constatées. Si, au moyen de mesures raisonnables, on parvient à réduire la probabilité d'apparition de fissures, notamment pour les ouvrages sensibles à ce phénomène (β élevé), on gagnera certainement dans la qualité des ouvrages. Cependant, une lutte à tout prix contre la fissuration n'est certainement pas raisonnable car d'une part, les fissures de la dalle n'influencent pas la sécurité de l'ouvrage et, d'autre part, de nombreux ouvrages bien conçus et bien exécutés, même avec une dalle fissurée se comportent très bien.

6.2 STRUCTURE MÉTALLIQUE

Les structures métalliques peintes montrent en général un comportement dans le temps répondant aux attentes du point de vue durabilité. Si les couches de peintures sont posées selon les règles de l'art, on peut s'attendre à une durée de vie de la peinture d'au moins 25 ans. Les dégâts constatés aux peintures sont généralement liés à la présence d'eau et sont souvent des dégâts localisés en quelques endroits de la structure.

Pour une structure nouvelle, une protection de surface efficace de la charpente métallique peut être constituée par les couches de peinture à deux composantes suivantes:

- une première couche à base de poudre de zinc,
- deux couches à base d'époxy,
- une couche de finition à base de polyuréthane contenant la couleur finale et fournissant l'étanchéité ainsi que la protection UV.

Avec cette composition, l'épaisseur totale moyenne de la protection de surface est de 240 μm . En cas de réparation localisée de la protection de surface, la composition décrite ci-dessus peut également être mise en oeuvre en remplaçant toutefois la première couche par une couche à base de phosphate de zinc pour des questions de compatibilité avec l'ancienne peinture. Pour les réparations comme pour les nouveaux revêtements, on pourra aussi utiliser les peintures du type FH durcissant en présence d'humidité (humidité de l'air comme deuxième composant) qui ont l'avantage d'un séchage plus rapide et d'être moins exigeantes concernant les conditions climatiques. Pour plus d'informations sur les types de protection de surface des constructions métalliques, on consultera la documentation B3 du Centre Suisse de la Construction Métallique [12].

On peut cependant recommander l'utilisation d'aciers patinables, qui ont fait leur preuve non seulement en Suisse mais aussi dans de nombreux autres pays. Ces aciers sont avantageux déjà lors de la construction et évidemment par la suite du fait qu'ils ne nécessitent aucune intervention coûteuse pour leur entretien (échafaudages, sablage, protection de l'environnement). Pour suivre l'évolution de ce type d'acier, on pourrait recommander d'effectuer des mesures de l'épaisseur des tôles. Cette procédure permettrait de constituer une base de donnée qui n'existe pas actuellement en Suisse, mais qui se fait à l'étranger et qui montre le bon comportement dans le temps de ce type d'acier pour les ponts.

7 RÉCAPITULATION

Cette recherche dont le but est d'avoir une meilleure connaissance du comportement des poutres mixtes continues des ponts a permis:

- de procéder à un bilan de l'état des ponts mixtes routiers et autoroutiers actuellement en service,
- de se prononcer sur le comportement des ouvrages au cours du temps,
- de définir certaines recommandations concernant la conception des ouvrages pour contribuer à maintenir et à améliorer leur durabilité.

Etat des ponts mixtes

L'état actuel des ouvrages mixtes en service à été constaté sur la base d'une enquête auprès des cantons et sur la base de visites de plusieurs ouvrages.

D'une manière générale, même après plus de trente ans de service pour plusieurs d'entre-eux, l'état des ouvrages est très satisfaisant. Un certain nombre d'ouvrages ont dû subir des réparations de la dalle pour arrêter des dégradations provenant principalement de défauts de conception des bords de dalles, d'une couche d'étanchéité déficiente ou de joints de dilatation non étanches. Ces défauts, dont la principale conséquence est l'arrivée d'eau chargée de chlorure sur les éléments structurels, ne sont pas des défauts typiques des ouvrages mixtes mais relèvent plutôt d'une conception et d'une exécution hâtives des détails il y a plusieurs années.

On relèvera que les éléments de charpente métallique peints sont en général dans un bon état, à l'exception de certains endroits touchés par de l'eau salée qui ont nécessité des interventions. On notera également le bon état des structures métalliques en acier patinable dont l'aspect est généralement excellent.

Enfin, la liaison acier-béton, contrôlée sur plusieurs ouvrages âgés de plus de vingt ans, est en parfait état de conservation et aucun indice ne permet de supposer que cet état évoluera dans une mauvaise direction.

Comportement des ponts mixtes

Le comportement dans le temps des ponts mixtes a plus précisément été étudié sur deux ouvrages en service, les viaducs du Chêne et du Bois de Rosset.

Pour le viaduc du Chêne, l'étude particulière concernait l'observation de la dalle dont une partie (une travée et demie) n'est pas pourvue de précontrainte longitudinale. Pour l'ensemble de la dalle, on a constaté une faible fissuration longitudinale entre les deux poutres. Dans la partie sans précontrainte longitudinale, s'ajoute à cette fissuration longitudinale, quelques fissures inclinées à 45° par rapport aux poutres-maîtresses. Ces fissures partent des poutres métalliques en direction du milieu de la dalle sur une distance de 2 m et sont écartées entre 1 et 2 m. L'ouverture de l'ensemble de ces fissures varie entre 0.1 et 0.3 mm et on a constaté aucune tâche de rouille, ni présence d'humidité. D'une manière générale, la dalle est actuellement en parfait état de même que la structure métallique en acier patinable.

Pour ce viaduc, la fissuration plus marquée dans la zone sans précontrainte longitudinale se répercute de manière attendue sur la répartition des efforts du fait de la diminution de la rigidité de la dalle, mais néanmoins le comportement mécanique de l'ouvrage est normal.

En conclusion, actuellement, aussi bien l'apparence de la dalle que sa durabilité ne semble pas être différente entre les zones avec précontrainte et sans précontrainte longitudinale. Certains dégâts constatés sur l'ouvrage (bordures, localement la couche d'étanchéité) ne sont pas influencés par la présence ou non de la précontrainte longitudinale. Globalement, le comportement de l'ouvrage est bon

et il est difficile à ce jour d'affirmer que la zone sans précontrainte longitudinale se comporte moins bien.

Pour le viaduc du Bois de Rosset, l'étude particulière consistait en un suivi du comportement de la précontrainte extérieure, particularité de cet ouvrage. Après 7 ans d'existence, l'ouvrage est dans un excellent état, les quelques fissures transversales de la dalle observées après sa mise en place se sont refermées du fait de la précontrainte longitudinale et la dalle est parfaitement étanche.

On a pu mesurer sur cet ouvrage que la force dans les câbles de la précontrainte extérieure était restée pratiquement constante, après une faible perte initiale. Les sollicitations de la structure métallique ont faiblement évolué alors que les sollicitations de la dalle ont normalement diminué du fait de l'effet du fluage principalement.

La conception particulière de cet ouvrage avec précontrainte extérieure lui fournit un potentiel de durabilité comparativement plus grand qu'il sera nécessaire de vérifier à l'avenir. Actuellement, le comportement de l'ouvrage est excellent et correspond aux attentes du maître de l'ouvrage.

Recommandations

Les principales recommandations à faire, suites à l'examen des ouvrages existants sont les suivantes:

- être attentif à la conception et à la réalisation des détails liés aux équipements de la dalle (en particulier: couche d'étanchéité, bordures de la dalle, joints de dilatation),
- prévoir une bonne conception et une surveillance du système d'évacuation de l'eau,
- lors de la conception d'ouvrages routiers avec dalles préfabriquées, une précontrainte longitudinale suffisante de la dalle devrait être prévue,
- pour les ouvrages sensibles à la fissuration transversale précoce lors de la prise du béton (coefficient β élevé), prévoir des mesures susceptibles de diminuer cette sensibilité (par exemple: utilisation d'un béton à faible dégagement de chaleur, organiser les séquences de bétonnage pour réduire les sollicitations de traction dans la dalle ou prévoir une précontrainte longitudinale de la dalle) pour augmenter le potentiel de durabilité des ouvrages,
- l'utilisation d'aciers patinables, dont le bon comportement dans le temps a été constaté, nécessite de tenir compte de certaines règles d'utilisation propres à ce type d'acier, mais se révèle une solution économique, en particulier pour les ouvrages d'accès difficile à l'entretien.

RÉFÉRENCES

- [1] SIA 160, *Actions sur les structures porteuses*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1989.
- [2] BS 5400, *Steel, concrete and composite bridges - Part 2 - Specifications for loads*, British standard institution, London, BSI, 1978.
- [3] RILEM TC - 119 TCE: General Reports: *Thermal cracking in concrete at early ages*, R. Springenschmid, Munich, 1994.
- [4] DUCRET, J.-M., *Comportement des dalles de ponts mixtes*, Documentation SIA D 0704: Les structures mixtes acier-béton, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1996.
- [5] DUCRET, J.-M., *Le comportement réel des ponts mixtes*, EPFL, Lausanne, (thèse en préparation).
- [6] LEBET, J.-P., *Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton*, EPFL, Lausanne, 1987 (thèse n° 661).
- [7] LEBET, J.-P., *Le comportement dans le temps des poutres mixtes continues*, EPFL, ICOM, Lausanne, décembre 1983, rapport ICOM n° 124 (mandat de recherche OFR 22/81, rapport intermédiaire).
- [8] LEBET, J.-P., *La connexion des poutres mixtes continues. Son effet sur la rigidité et la sécurité des ouvrages*, Union des professionnels suisses de la route (VSS), Zurich, 1985 (mandat de recherche OFR 41/77, rapport final).
- [9] DAUNER, H.-G., *Entwicklungen im Verbundbrückenbau*, SI+A, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 42, Oktober 1996, s. 914-918, Zürich.
- [10] NICKERSON, R., L., *Performance of weathering steel in highway bridges*, A third phase report, American Iron and Steel Institute (AISC), Chicago, 1995.
- [11] FISCHER, M., ROXLAU, U., *Anwendung wetterfester Baustähle im Brückenbau*, Projekt 191, Studiengesellschaft Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, juillet 1992.
- [12] Recommandation B3, *Protection de surface des constructions métalliques*, 1990, Centre Suisse de la Construction Métallique, Zurich.