

Evaluation des dalles de roulement des ponts en béton

Autor(en): **Broquet, Claude / Schläfli, Max / Brühwiler, Eugen**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **123 (1997)**

Heft 25

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-79164>

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

Evaluation des dalles de roulement des ponts en béton

Par Claude Broquet,
ing. dipl. EPFL,
Max Schläfli,
ing. dipl. EPFZ/ISA et
Eugen Brühwiler,
prof., Dr sc. tech.,
ing. dipl. EPFZ/ISA
MCS - Maintenance,
construction et
sécurité des
ouvrages,
génie civil, EPFL
1015 Lausanne

1. Introduction

Alors que les derniers tronçons du réseau des routes nationales sont encore en construction, bon nombre de travaux importants sont entrepris sur les ouvrages d'art construits lors de la réalisation des premières autoroutes suisses dans les années 60. Ces travaux sont nécessaires au maintien du parc des ponts existants, en vue de conserver leurs valeurs socio-économiques et d'assurer leur durée de vie. Les interventions sur les ponts existants poursuivent principalement deux objectifs: le premier est de satisfaire aux besoins actuels et futurs et le second est de réparer ou de prévenir les dégradations du béton armé.

Les besoins actuels et futurs

Depuis le début de la réalisation du réseau des routes nationales, le trafic routier a fortement augmenté, la croissance est marquée autant par le nombre de véhicules que par le tonnage transporté par essieu. Les besoins futurs seront marqués par l'ouverture de nos frontières au passage des camions de 40 tonnes.

Les distances toujours plus longues parcourues par les usagers impliquent des exigences visant à améliorer la sécurité. Le rôle des ingénieurs est d'assurer la fluidité du trafic et donc de limiter les in-

terventions sur le réseau routier. Les impératifs liés à la maintenance des ouvrages imposent aux usagers des mesures qui temporairement réduisent leur confort; telles que, par exemple, la réduction du nombre de voies de circulation.

La réparation et la prévention des dégâts

Les agressions extérieures (actions climatiques et chimiques) dues au milieu dans lequel se situe l'ouvrage, la qualité des caractéristiques du béton ainsi que des détails de construction peu appropriés ou mal exécutés sont à l'origine du développement de mécanismes de dégradation qui, à moyenne ou longue échéance, ont de graves conséquences pour la structure.

Les besoins actuels et futurs influencent les sollicitations qui agissent sur l'ouvrage. La prévention et la réparation des dégâts visent à maintenir le niveau de résistance de la structure. Dans ce contexte, il est nécessaire de remettre en question la sécurité des ouvrages construits jadis.

2. Objectifs

Afin de vérifier le niveau de sécurité d'un ouvrage existant, de déterminer l'étendue des interventions nécessaires et leurs coûts, une évaluation précise devient in-

dispensable. Celle-ci consiste à vérifier les états limites de la structure, en considérant d'une part l'état actuel de l'ouvrage et d'autre part les sollicitations dues au trafic actuel.

Comme lors du dimensionnement d'un nouvel ouvrage, l'évaluation d'un pont se base sur le système statique global, en général, dans le sens longitudinal, puis, dans une deuxième étape, localement, afin de vérifier la dalle de roulement avec un calcul dans le sens transversal.

Cet article élaboré pour mieux cibler les objectifs de nos recherches présente sur la base de trois exemples de ponts en béton, l'évaluation des dalles de roulement selon les trois états limites (état limite ultime, état limite de service et état limite de fatigue). Les trois ouvrages choisis sont le pont sur le Boiron à St-Prex sur l'autoroute N1 entre Lausanne et Genève, le pont du Javroz sur la route entre Broc et Charmey (FR) et le pont sur la Gérine sur la route cantonale entre le Mouret et Giffers (FR). Pour les deux premiers ouvrages des projets d'intervention sont actuellement à l'étude. Quant au pont sur la Gérine, caractéristique des ouvrages construits durant les années 80, il servira de comparaison. La contribution des charges de trafic, en particulier du modèle de

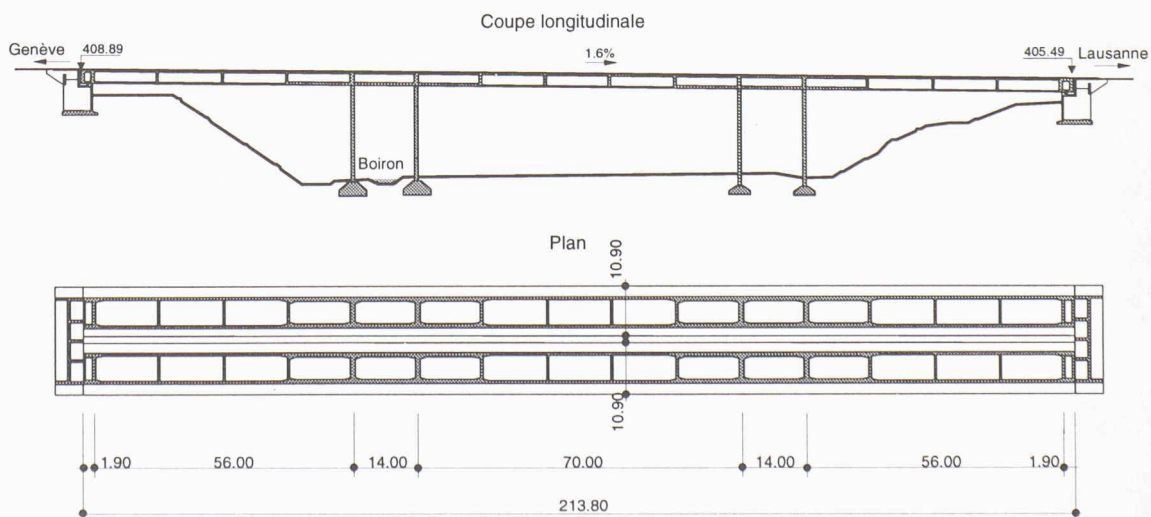


Fig. 1. - Plan d'ensemble du pont sur le Boiron (N1)

charge 1 de la norme SIA 160 [1]¹, aux efforts transversaux de dimensionnement sera analysée. Les résultats de l'évaluation seront commentés en fonction du modèle choisi et des charges de trafic utilisées. Le calcul de la résistance des sections, et notamment de la sécurité à la fatigue, sera traité d'après les règles établies par la documentation SIA D1033 [5].

La conclusion montre que certaines connaissances doivent être développées afin de fournir aux ingénieurs les meilleurs outils pour évaluer de manière précise les ouvrages existants.

3. Principe de l'évaluation

Les indications fournies sur les plans d'exécution constituent les bases pour évaluer ces ouvrages. Les charges de trafic appliquées sont celles définies dans la norme SIA 160 (1989).

Les efforts internes nécessaires pour vérifier la dalle de roulement dans le sens transversal se limitent aux moments qui génèrent des contraintes selon cette direction, à l'effort tranchant qui lui est associé ainsi qu'aux moments de torsion.

Un modèle de l'ensemble de la structure ne se justifie pas pour obtenir ces résultats; toutefois, un modèle en trois dimensions est indispensable pour tenir compte de la diffusion des efforts du modèle de charge 1 à travers la dalle et dans les âmes des poutres principales.

La structure modélisée est un segment de tablier de pont d'une longueur supérieure à celle de la zone

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

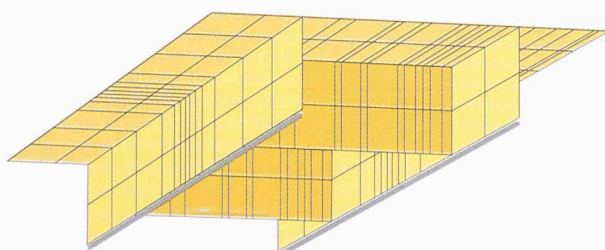


Fig. 2. - Modèle du tablier du pont sur le Boiron (vue de dessous)

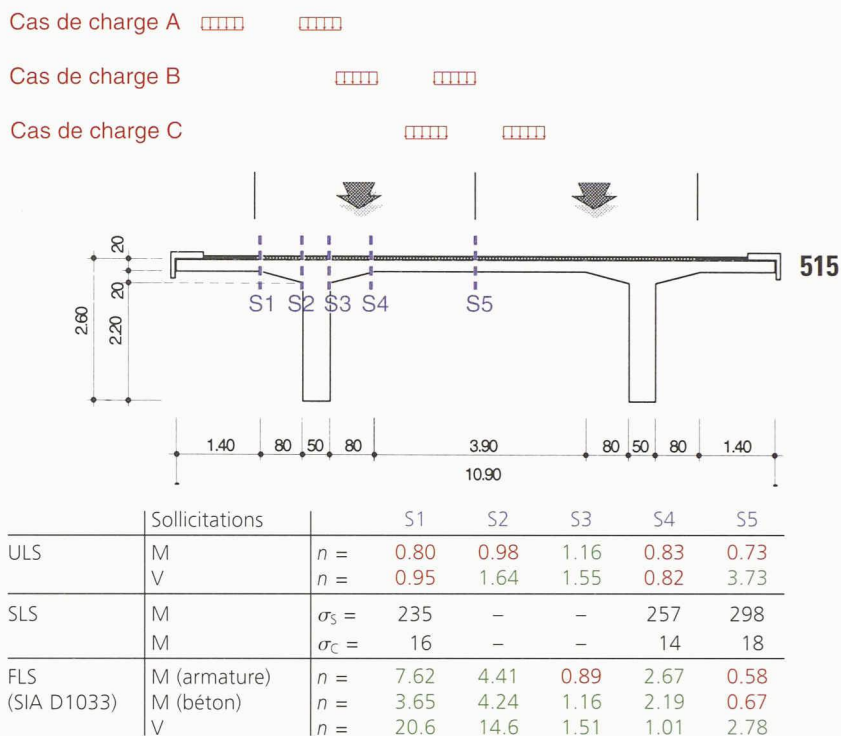


Fig. 3. - Coupe transversale du tablier du pont sur le Boiron et résultats de l'évaluation selon les états limites, ULS, SLS et FLS

d'influence du modèle de charge 1. La structure est appuyée de manière continue sous les poutres. De ce fait, la flexion longitudinale de l'ouvrage est écartée.

Afin de valider cette approche, les efforts obtenus dans la dalle de roulement ont été comparés. D'une part, le modèle a été appuyé à ces extrémités pour considérer la flexion longitudinale et d'autre part celle-ci a été évitée en plaçant des appuis linéaires sous les éléments porteurs principaux. Or les différences entre les efforts transversaux des deux modèles restent inférieures à 2%. L'influence du coefficient de Poisson sur les moments transversaux est donc faible.

Le calcul des efforts est effectué avec les éléments finis de type coque utilisés par le logiciel MAPS [8].

Le maillage est réalisé pour tenir compte des variations d'épaisseur des éléments et de la disposition des charges. Outre les charges permanentes qui sont appliquées sur la structure, les charges de trafic sont placées pour obtenir les efforts déterminants (fig. 3, 6, 9). Les charges de trafic des modèles 2 et 3 sont placées selon les zones d'influence défavorables. La charge du modèle 1 (groupe d'essieux) y compris le coefficient dynamique $\Phi = 1,8$ est appliquée fidèlement

sur le tablier d'après la définition de la norme. La diffusion de la charge répartie de la roue (carré de 40 x 40 cm) à travers le revêtement et jusqu'au feuillet moyen de la dalle de roulement est considérée avec un angle de 45° selon l'Eurocode 1 [6]. Longitudinalement, le modèle de charge 1 est placé au milieu du champ de dalle. Les résultats de l'évaluation de la sécurité à l'état limite ultime (ULS) et à l'état limite de fatigue (FLS) se présentent sous la forme d'un coefficient qui exprime le rapport entre la résistance et la sollicitation:

$$\text{ULS} \quad n = \frac{R/\gamma_R}{S_d}$$

$$\text{FLS} \quad n = \frac{R/\gamma_{fat}}{S_{fat}}$$

Pour l'évaluation de l'aptitude au service, la contrainte dans l'acier d'armature et la contrainte maximale de compression dans le béton sont données.

4. Evaluation des ouvrages

4.1 Pont sur le Boiron

L'ouvrage sur le Boiron à St-Prex, construit en 1961, est constitué de deux ponts parallèles en béton armé précontraint d'une longueur totale de 210 m (fig. 1). Chaque moitié de l'ouvrage supporte deux

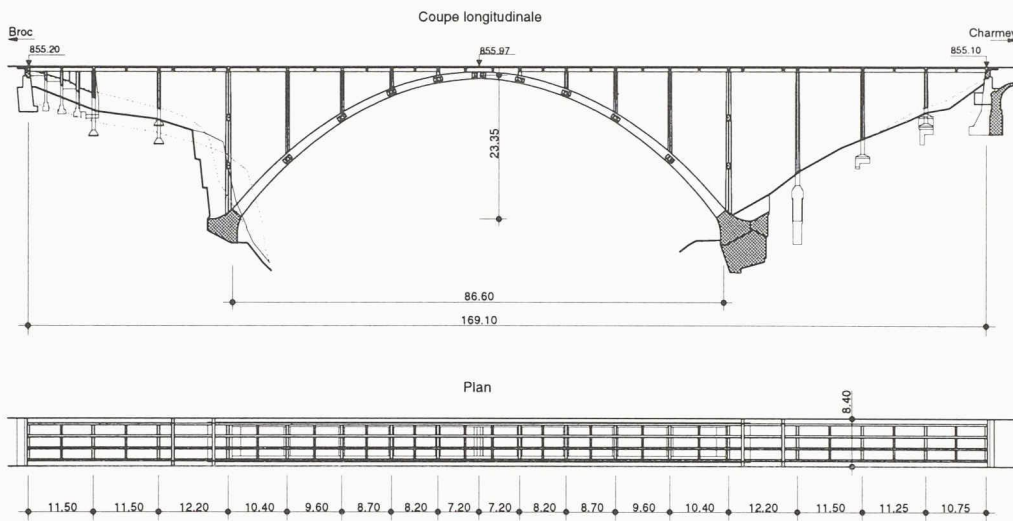


Fig. 4. - Plan d'ensemble du pont du Javroz

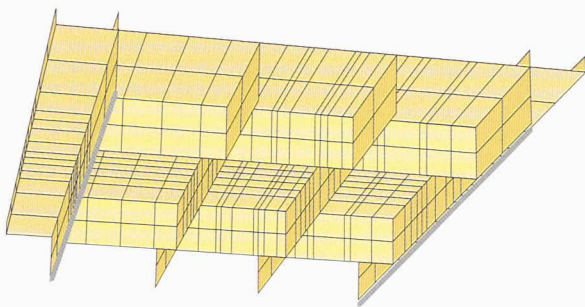


Fig. 5. - Modèle du tablier du pont du Javroz (vue de dessous)

voies de circulation de 4 m sans bande d'arrêt d'urgence. Le tablier continu est formé d'une dalle de 20 cm d'épaisseur et de deux poutres d'une hauteur constante raidies par des entretoises. Les poutres maîtresses sont précontraintes par des câbles dont le tracé est pratiquement concordant. Des appuis mobiles sont aménagés à chaque culée et les piles sont encastrées dans le tablier. Pour l'évaluation, on considère pour l'acier d'armature une limite d'écoulement de $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$ et pour le béton une classe B40/30.

Une partie du tablier de 28 m de long au milieu de la travée principale est modélisée pour l'analyse. Un panneau de dalle de 14 x 6 m limité par deux entretoises ainsi que deux demi-panneaux (2 x 7 m) de part et d'autre sont modélisés (fig. 2).

4.2 Pont du Javroz

Le pont du Javroz a une longueur totale de 169 m (fig. 4). La largeur du tablier permet un gabarit de 2 x 3 m pour le trafic routier avec deux trottoirs latéraux de 1 m. L'ouvrage construit en 1951 se

compose de deux viaducs d'accès reliés au pont-arc par des poutres Gerber. Les viaducs sont fixés horizontalement aux culées.

L'arc bi-encasté est composé de deux sections rectangulaires de dimensions variables espacées de 5,2 m et raidies par des entretoises placées au droit de chaque pile. Chaque travée est supportée transversalement par deux piles de section rectangulaire qui présentent un fruit de 1:200.

Le tablier est une dalle nervurée. Quatre longerons supportent la dalle de roulement dont l'épaisseur moyenne est de 18 cm. Entre les piles et à mi-travée, les longerons sont liés par des entretoises. Dans la partie centrale, le tablier et l'arc sont liés rigidement.

L'acier d'armature de ce pont est caractérisé par une limite élastique

de $f_y = 280 \text{ N/mm}^2$. Le béton correspond à la classe B45/35.

Le modèle d'éléments finis utilisé permet de calculer les panneaux de dalle les plus grands de l'ouvrage. La taille du modèle (18 x 8,4 m) s'étend sur un groupe de panneaux limité par deux entretoises contiguës et se prolonge de part et d'autre sur une longueur d'un demi-panneau (fig. 5).

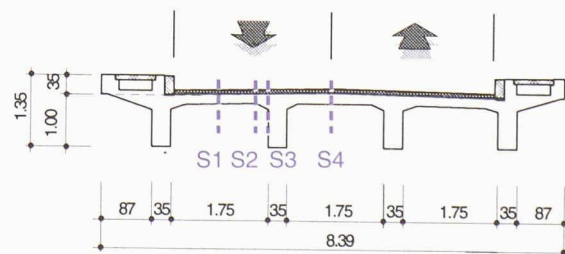
4.3 Pont sur la Gérine

D'une longueur totale de 128 m, le pont sur la Gérine est un pont poutre formé d'un caisson continu sur trois travées (fig. 7). Deux voies de circulation de 3,60 m chacune occupent la surface du tablier. Construit en 1983, ce pont en béton armé précontraint franchit la rivière à une hauteur d'environ 25 m. Le caisson est posé sur l'infrastructure par l'intermédiaire d'appuis ponctuels qui bloquent tous les déplacements à une des culées et qui assurent le déplacement longitudinal de l'ouvrage sur les autres appuis. Le tablier est précontraint par 2 x 4 câbles courant sur toute la longueur de l'ouvrage. Le caisson est raidi sur les appuis par des entretoises massives. Le béton choisi pour cette évaluation correspond à la classe

Cas de charge A



Cas de charge B



Solicitations		S1	S2	S3	S4
ULS	M	$n = 0.94$	2.45	2.94	0.81
	V	$n = 4.57$	1.11	1.84	7.25
SLS	M	$\sigma_s = 170$	65	75	198
	M	$\sigma_c = 9.0$	3.4	3.5	8.9
FLS (SIA D1033)	M (armature)	$n = 1.40$	5.74	3.42	1.29
	M (béton)	$n = 1.26$	4.04	3.31	1.31
	V	$n = 3.85$	0.75	1.20	4.58

Fig. 6. - Coupe transversale du tablier du pont du Javroz et résultats de l'évaluation selon les états limites ULS, SLS et FLS

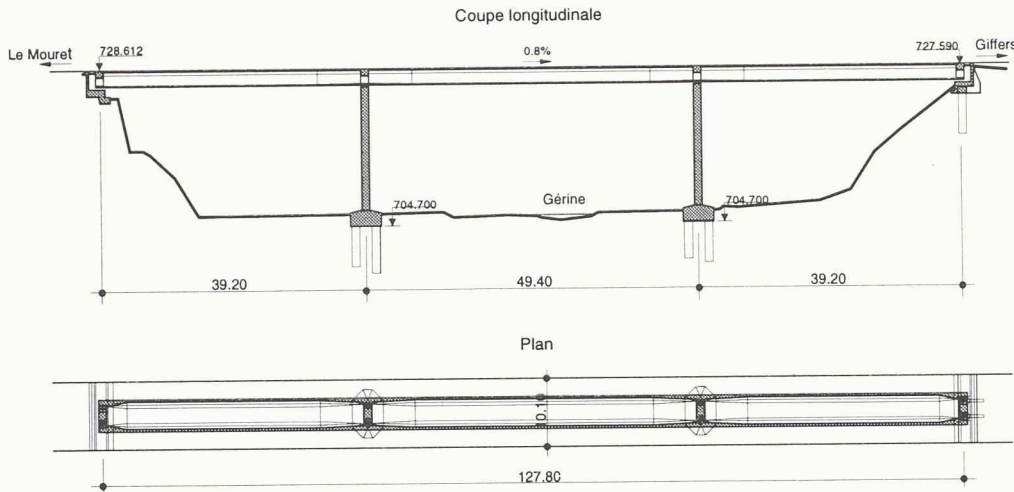


Fig. 7. - Plan d'ensemble du pont sur la Gérine

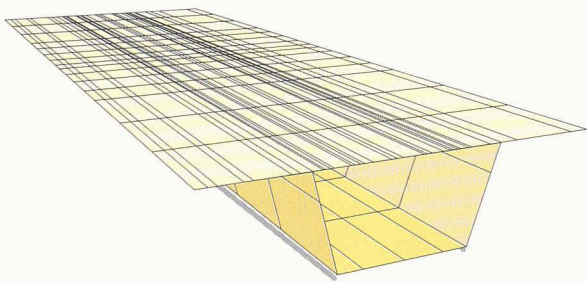


Fig. 8. - Modèle du tablier du pont sur la Gérine (vue de dessus)

B45/35 et les aciers d'armature sont de type S500 avec une limite d'écoulement de $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$. Le modèle de calcul considère une portion de tablier de 20 m de long, prise au milieu de la travée centrale de l'ouvrage. Aucune entretoise n'est considérée dans le modèle (fig. 8).

5. Aspects particuliers

5.1 Application de la charge des roues

Lors du dimensionnement de ponts, la surface de contact des roues est souvent considérée comme suffisamment petite pour modéliser la charge de la roue par une force ponctuelle. Si pour le calcul des poutres cette simplification influence faiblement les résultats – pour autant que l'élément considéré soit beaucoup plus grand que la taille de la roue – il n'en va pas de même pour une dalle. La force ponctuelle crée à son point d'application une discontinuité des efforts qui sont alors souvent plus grands qu'en réalité.

Afin de juger de la différence des efforts internes entre l'application de la charge d'une roue par une force ponctuelle et une force répartie sur la surface de contact,

des calculs ont été effectués avec le modèle du tablier du pont du Javroz (fig. 10). Le moment de flexion transversale maximum dû à la force ponctuelle placée au milieu du champ de dalle équivaut ici à 2,75 fois le moment maximum dû à la force répartie placée également au milieu du champ. Il s'avère que plus le réseau d'éléments finis est fin dans la zone d'introduction de la charge, plus la discontinuité introduite par la force ponctuelle sera apparente. Il est donc important, lors de l'évaluation de dalles existantes,

de modéliser la charge des roues par des forces réparties plutôt que par une force ponctuelle qui surestime de manière importante et irréaliste les efforts.

5.2 Importance du modèle de charge 1 pour l'évaluation transversale des tabliers

Les efforts transversaux dans les dalles de roulement de ponts sont principalement causés par les charges des roues du modèle de charge 1 de la norme SIA 160. L'exemple suivant (fig. 11) montre l'enveloppe des moments de flexion et de l'effort tranchant transversaux pour les combinaisons de charge considérant le poids propre, les charges permanentes et le trafic. Il est intéressant de noter que les moments de flexion causés par le modèle de charge 1 (compte tenu du coefficient dynamique) représentent respectivement 78 % et 75 % des moments totaux au milieu de la

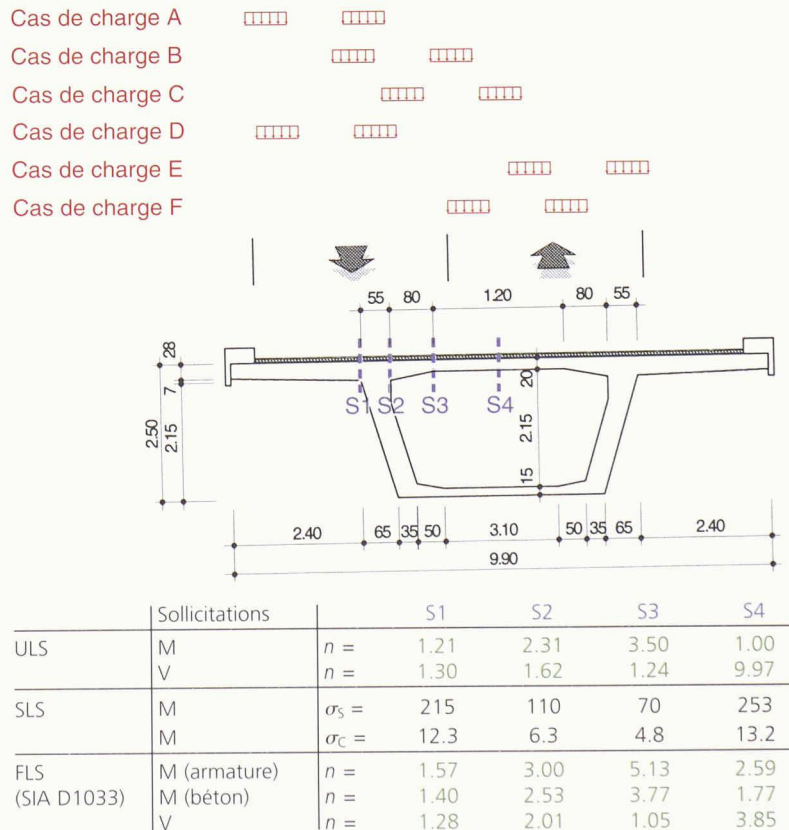
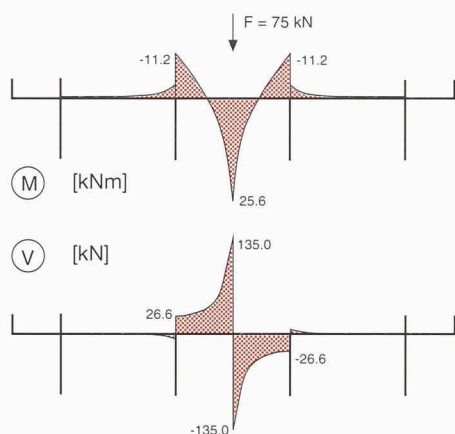
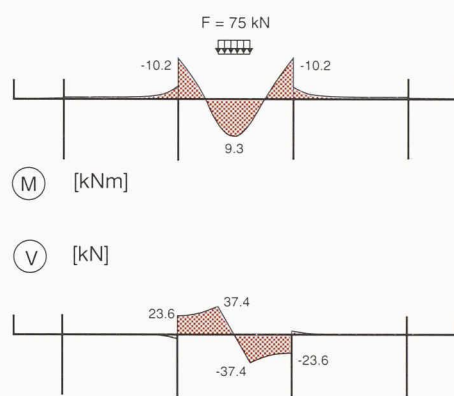


Fig. 9. - Coupe transversale du tablier du pont sur la Gérine et résultats de l'évaluation selon les états limites ULS, SLS et FLS



Efforts transversaux dus à une force ponctuelle



Efforts transversaux dus à une force répartie

Fig. 10. - Comparaison des efforts dus à la charge d'une roue (Pont du Javroz)

dalle centrale et sur la poutre principale. En ce qui concerne l'effort tranchant, la proportion due au modèle de charge 1 par rapport aux efforts tranchants totaux est de 63 % et de 76 % au droit de la première poutre et de 63 % et 46 % au droit de la seconde.

Ces figures font nettement ressortir l'importance des charges des essieux et du coefficient dynamique sur la vérification transversale des tabliers de ponts. Ces résultats contrastent avec la vérification longitudinale des ponts, où la part des efforts dus au modèle de

charge 1 et donc du coefficient dynamique est petite par rapport à celle des efforts dus aux modèles de charge 2 et 3 qui sont répartis sur la longueur d'une travée.

6. Interprétation de l'évaluation

6.1 Insuffisances de sécurité
Plusieurs sections de la dalle de roulement du pont sur le Boiron et du pont du Javroz présentent des insuffisances de sécurité vis-à-vis des exigences de la norme SIA 160. La dalle du pont sur la Gérine répond par contre à ces exigences

pour toutes les sections évaluées. Ainsi, la dalle du tablier du pont sur le Boiron présente un défaut de sécurité à l'état limite ultime vis-à-vis du moment de flexion et de l'effort tranchant transversaux dans plusieurs sections; le rapport n le plus petit entre la résistance et la sollicitation, est respectivement 0,73 (S5) et 0,82 (S4). La vérification de la sécurité à la fatigue donne des valeurs de n inférieures à 1,0 autant pour l'armature que pour le béton. La section S5 au milieu du tablier est la plus critique. Le calcul des contraintes maximales de service donne des valeurs élevées pour l'acier $\sigma_{s,max} = 298 \text{ N/mm}^2$ et pour le béton $\sigma_{c,max} = 18 \text{ N/mm}^2$.

Le tablier du pont du Javroz a des sections résistantes insuffisantes pour la flexion transversale ($n = 0,81$ pour S4). Dans la section S2, la sécurité à la fatigue pour les sollicitations d'effort tranchant dans le béton est insuffisante ($n = 0,75$).

Ces insuffisances de sécurité doivent être interprétées en considérant les hypothèses liées au modèle de calcul des sollicitations et à la résistance des sections en béton armé.

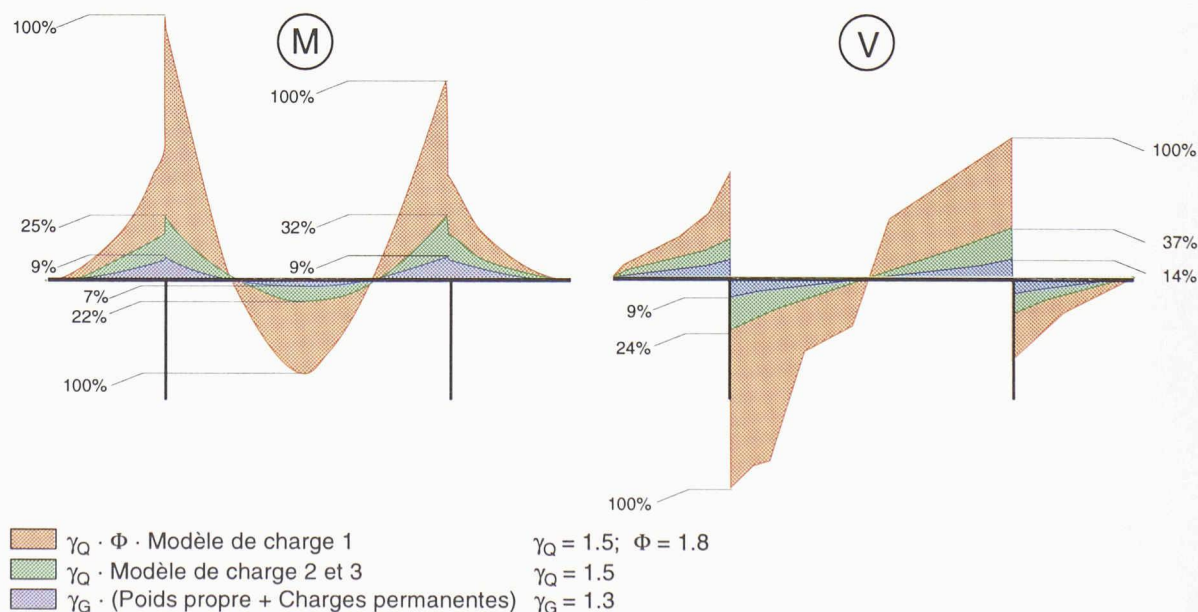


Fig. 11. - Enveloppes des efforts transversaux de dimensionnement (Pont sur le Boiron)

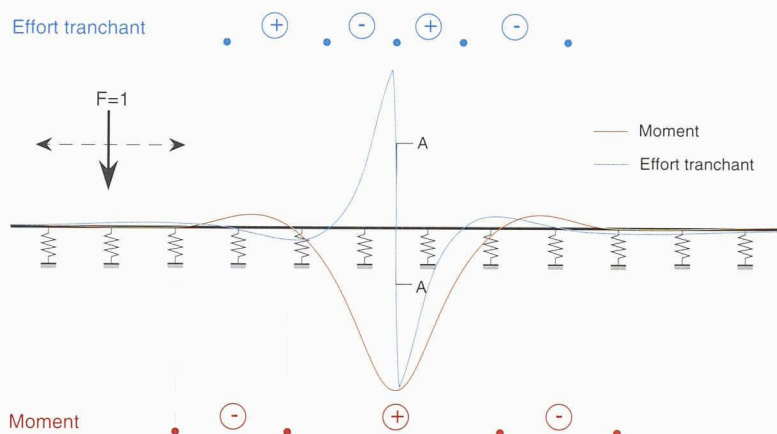


Fig. 12. - Ligne d'influence du moment de flexion et de l'effort tranchant longitudinal pour le modèle de charge 1

6.2 Validité des modèles de calcul des sollicitations

Les modèles utilisés, basés sur le logiciel MAPS, ont permis d'effectuer un calcul élastique des efforts. La redistribution de ceux-ci entre les zones qui sont fortement sollicitées et celles qui le sont moins, permet de mieux tirer parti des résistances de la dalle. Si le calcul plastique peut améliorer le niveau de sécurité à l'état ultime vis-à-vis de la flexion, le problème demeure pour l'effort tranchant. La sécurité à la fatigue étant évaluée au niveau de service, le calcul plastique n'entre pas en ligne de compte.

Les vérifications réalisées dans le cadre de cette étude s'apparentent à des vérifications de type I (selon SIA 160 et 162). Des vérifications de type II selon la directive SIA 462 [4] avec des facteurs de charge et des modèles de charge actualisés sont néanmoins à effectuer dans la prochaine étape de l'évaluation. La connaissance précise des dimensions de la structure permet de réduire le coefficient de charge pour le poids propre. Pour l'évaluation transversale du tablier, cette mesure a une faible influence, car, comme il a été montré au paragraphe 4.2, les efforts causés par le poids propre sont relativement petits par rapport aux efforts totaux.

Selon le type d'ouvrage et le genre de trafic, les modèles de charge

peuvent être adaptés aux particularités de l'ouvrage [7]. Le coefficient d'amplification dynamique qui majore le modèle de charge 1 pourrait être réduit. Une diminution de ce coefficient aurait une influence importante sur les sollicitations transversales du tablier. Le choix de la valeur appropriée de ce coefficient pour l'évaluation des dalles de roulement est délicat. Le coefficient dynamique qui figure dans la norme SIA 160 ($\Phi = 1,8$) représente une enveloppe de mesures effectuées sur des ponts routiers. Il a été déterminé pour tenir compte du comportement dynamique global de l'ouvrage dans le sens longitudinal. La question qui subsiste est de savoir si la valeur du coefficient dynamique établi pour la structure globale est également valable pour le comportement dynamique des dalles (vibrations locales) ou si cette valeur est plus faible, ou, dans le pire des cas, plus élevée que le coefficient fixé à 1,8. Les recherches dans le domaine ne fournissent actuellement pas de réponses à cette interrogation.

6.3 Résistances des sections

Pour cette étude, certaines valeurs caractéristiques des matériaux ont été admises. La qualité de l'évaluation pourrait être améliorée par la détermination des résistances des matériaux. Les valeurs indis-

pensables sont par ordre d'importance, la résistance de l'acier à la traction, la contrainte de cisaillement et la contrainte de compression dans le béton. L'acier est, sans aucun doute, l'élément déterminant pour établir le niveau de sécurité à l'état limite ultime vis-à-vis des sollicitations de flexion, alors que les caractéristiques du béton influencent la résistance à l'effort tranchant. Bien que la contrainte de cisaillement τ_c soit une valeur théorique, elle entre dans toutes les vérifications de résistance à l'effort tranchant, aussi bien pour l'état limite ultime que pour l'état limite de fatigue.

La documentation SIA D1033 introduit pour la vérification de la sécurité à la fatigue de l'armature passive et de la précontrainte le facteur de correction α tout comme dans la norme SIA 161 [2]. La vérification de la sécurité à la fatigue du béton se base sur un diagramme de Goodman pour tenir compte des contraintes minimales. Etant donné qu'il n'existe pas de théorie d'accumulation des dommages reconnue pour le béton, le facteur de correction α n'est pas introduit contrairement au cas de l'acier.

6.4 Sens longitudinal: évaluation à la fatigue

En complément des vérifications de la sécurité à la fatigue dans la direction transversale, des vérifications basées sur les sollicitations longitudinales ont été effectuées. La figure 12 montre la ligne d'influence du moment de flexion longitudinale et de l'effort tranchant au milieu d'une dalle dû à la charge des essieux d'un camion. Au passage de l'essieu, le moment et l'effort tranchant changent de signe. L'inversion des contraintes de traction/compression (flexion) et de cisaillement (effort tranchant) qui en résulte, provoque une forte diminution de la résistance du béton à la fatigue. L'application de charges de fatigue roulantes sur des dalles d'essai

provoque l'apparition de dégâts visibles pour un nombre de cycles qui est grossièrement 10 à 100 fois plus faible que dans le cas de l'application de charges de fatigue immobiles [9, 10].

La vérification de la sécurité à la fatigue pour les sollicitations longitudinales de l'effort tranchant selon SIA D1033 donne, dans le cas du pont sur le Boiron, un facteur $n = 0,66$.

Le béton sollicité par des contraintes de compression et de traction a également fait l'objet d'une vérification. Les informations recueillies dans la littérature [11, 12] permettent dans ce cas de prévoir l'apparition de fissures pour un nombre de cycles d'environ 10^5 à 10^6 ce qui correspond à seulement quelques années de service d'un pont d'autoroute. Ce type de fissures affecterait la durabilité du tablier, car les fissures apparaissent sur les deux faces de l'élément (fissures traversantes).

7. Conclusions

- L'étude a montré que la dalle de roulement de certains ponts présente des insuffisances de sécurité vis-à-vis des exigences des normes actuelles.
- L'importance du modèle de charge 1 de la norme SIA 160 pour l'évaluation transversale de la dalle de roulement d'un pont a été démontrée.
- Le coefficient dynamique lié au modèle de charge 1 est l'objet de nombreuses interrogations.

- La modélisation précise de la charge des roues par des forces réparties plutôt que par des forces ponctuelles permet d'éviter de graves surestimation d'efforts et, par conséquent, des renforcements superflus.

- La vérification de la sécurité à la fatigue sous différentes sollicitations présente encore de nombreuses incertitudes.

En conséquence, il paraît important de renforcer les connaissances sur le comportement dynamique des dalles de tabliers sollicitées par le passage de véhicules. La résistance de dalles à l'effort tranchant nécessite des développements, car actuellement les vérifications ne sont pas basées sur des modes de rupture clairement définis. La résistance et la durabilité des dalles soumises à des charges répétées méritent d'être étudiées, afin de mieux comprendre les mécanismes de dégradation et de pouvoir apprécier avec plus de certitude la durée de vie de nos ouvrages.

8. Bibliographie

- [1] SIA 160 « Actions sur les structures porteuses », SIA, Zurich, 1989
- [2] SIA 161 « Constructions métalliques », SIA, Zurich, 1990
- [3] SIA 162 « Ouvrages en béton », SIA, Zurich, 1989
- [4] Directive SIA 462 « Evaluation de la sécurité structurale des ouvrages existants », SIA, Zurich, 1994

- [5] Dokumentation SIA D1033 « Ermüdung von Betonbauten », SIA, 1997
- [6] Eurocode 1 « Basis of design and actions on structures – Part 3: Traffic loads on bridges »
- [7] « Modèles de charge actualisés pour l'évaluation de la sécurité structurale de ponts-routes existants », Publication ICOM 304, Office fédéral des routes (OFRO), VSS – Rapport N° 515, VSS Zurich, 1995
- [8] MAPS Diffusion SA, Le Mont-sur-Lausanne, Suisse
- [9] SONODA, KEIICHIRO: « Durability of Reinforced Bridge Decks, and Steel-Concrete Composite Slabs as a Bridge Deck », Department of Civil Engineering, Osaka City University, 1986
- [10] PERDIKARIS, P. C., BEIM, S.: « RC Bridge decks under pulsating and moving load », *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No 3, pp. 591-607, 1988
- [11] TEPFERS, R.: « Fatigue of plain concrete subjected to stress reversals », Fatigue of concrete structures, Special Publication, ACI SP-75, Detroit, 1982
- [12] CORNELISSEN, H. A. W., REINHARDT, H. W.: « Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading », *Magazine of Concrete Research*, Vol. 36, No 129, pp 216-226, 1984