



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Office fédéral des routes OFROU

DOCUMENTATION

ÉVALUATION DE PONTS ROUTIERS EXISTANTS AVEC UN MODÈLE DE CHARGE DE TRAFIC ACTUALISÉ

*Édition 2025 V2.01
ASTRA 82001*

Impressum

Auteurs/Groupe de travail

Dr. Dimitrios Papastergiou	OFROU N-SSI, présidence
Prof. Alain Nussbaumer	EPFL, ENAC, IIC, RESSLab, chef de projet
Dr. Matthew James Sjaarda	EPFL, ENAC, IIC, RESSLab, adj. chef de projet
Mathevet Lucas Laurent Léon	EPFL, ENAC, IIC, RESSLab
Dr. Paola Miglietta	EPFL, ENAC, IIC, RESSLab
Prof. Eugen Brühwiler	EPFL, ENAC, IIC, MCS
Dr. Numa Bertola	EPFL, ENAC, IIC, MCS

Groupe d'accompagnement

Stéphane Cuennet	OFROU I-Ouest, FU
Dr. Ana Spasojevic	OFROU I-Ouest, FU
Prof. Rade Hajdin	Infrastructure Management Consultants GmbH

Langue originale

Français

Éditeur

Office fédéral des routes OFROU
Division Réseaux routiers N
Standards et sécurité de l'infrastructure SSI
3003 Berne

Diffusion

Le document est téléchargeable gratuitement sur le site www.astra.admin.ch.

© OFROU 2025

Reproduction à usage non commercial autorisée avec indication de la source.

Avant-propos

La publication de la documentation OFROU 82001 en 2006 a permis de définir un ensemble de coefficients α_{act} (*act* pour actualisés) à utiliser pour l'évaluation structurelle des ponts existants en Suisse. Ces valeurs numériques α_{act} ont été proposées sur la base de modélisations de trafics qui ont été utilisés dans une analyse systématique pour catégoriser les effets d'action du trafic sur un ensemble de ponts représentatifs à travers la Suisse. Les valeurs α_{act} doivent être utilisées conjointement avec le modèle de charge 1 de la SIA 261. En 2014, la publication du rapport AGB 2009/005 qui traite spécifiquement des dalles en béton a permis d'ajouter de nouveaux coefficients α actualisés à ceux recommandés en 2006, étendant ainsi l'application du modèle de charge à davantage de structures et de cas.

Entre temps, en 2011, la série des normes SIA 269/x pour la maintenance des structures porteuses ont été publiées. La norme SIA 269/1 qui définit les actions a formellement adopté le modèle de charge actualisé de la documentation OFROU 82001 avec toutefois quelques adaptations provenant des études en cours mais non terminées (i.e. AGB 2009/005). La norme contient une clause qui limite à l'année 2025 l'utilisation des valeurs numériques α_{act} pour l'évaluation structurelle des ponts existants en Suisse, les prévisions du développement du trafic routier en Suisse à plus long terme (influence du trafic 40 to, de la Redevance Poids Lourds en fonction des Prestations, limitation de la quantité de données sur le trafic lourd) étant par trop aléatoire.

Cette limite temporelle est atteinte et les investissements constants consentis par l'OFROU dans les systèmes WIM permettent, avec les nombreuses données supplémentaires récoltées, de faire une mise à jour de cette documentation. De plus, grâce aux développements des possibilités de simulations de trafic, la présente documentation permet une extension des modèles de charge actualisés à plus de situations. Par rapport aux études précédentes, elle clarifie la méthodologie et se base sur une approche probabiliste qui respecte les normes actuelles SIA et Européennes (Eurocodes). L'analyse actualisée est effectuée en utilisant les caractéristiques du trafic actuel et prévu dans le futur afin de donner des valeurs de coefficients α actualisés pertinentes jusqu'à l'horizon 2050.

Nous adressons nos remerciements aux auteurs de cette documentation ainsi qu'aux membres du groupe d'accompagnement, pour leur engagement et la qualité du travail effectué.

Dr. Dimitrios Papastergiou
Responsable Ouvrages d'art

Office fédéral des routes
Division Réseaux routiers N
Standards et sécurité de l'infrastructure SSI

Table des matières

	Impressum	2
	Avant-propos	3
	Table des matières	5
1	Introduction	7
1.1	Objectif	7
1.2	Champ d'application	8
1.3	Destinataires	8
1.4	Entrée en vigueur et modifications	8
2	Exigences	9
2.1	Bases juridiques, normes et standards	9
3	Bases de l'étude	10
3.1	Normes existantes et procédure pour l'actualisation	10
3.2	Revue critique de l'AGB 2002/005	12
3.3	Données WIM suisses	14
3.4	Cadre de l'analyse	18
3.4.1	Plan de la documentation	18
3.4.2	Première et deuxième analyses : axes et essieux	19
3.4.3	Troisième et quatrième analyses : ponts types	19
4	Traitement des données WIM	21
4.1	Importation et nettoyage	21
4.2	Elagage	21
4.3	Classification	25
4.4	Résumé de l'évolution du trafic	27
4.5	Données d'étalonnages WIM	29
5	Modélisation	33
5.1	Modèle de simulation de trafic	33
5.1.1	Génération de séquence : taux de camions et répartition des camions entre les voies	34
5.1.2	Loi de probabilité de transition de Markov	36
5.1.3	Génération de séquence : classes de véhicules lourds	37
5.1.4	Génération de séquence : poids des véhicules et des axes & essieux	37
5.1.5	Génération de séquence : distances entre les axes et les véhicules	38
5.2	Trafic généré WIM	40
5.2.1	Reconstruction du trafic WIM	40
5.2.2	Configurations des voies WIM	41
5.3	Modélisation des ponts	42
5.3.1	Sections transversales	43
5.3.2	Système statique longitudinal	47
5.3.3	Effets d'action (calcul des efforts intérieurs)	48
5.3.4	Configuration des chaussées	49
5.4	Détermination des valeurs d'examen	52
5.4.1	Maxima de bloc (Maxima par période)	53
5.4.2	Ajustement d'une distribution (Distribution Fitting)	53
5.4.3	Extrapolation pour la valeur de l'indice de fiabilité cible	54
6	Analyses et résultats	56
6.1	Introduction	56
6.2	Analyse de l'essieu tandem « Q1 »	56
6.2.1	Statistiques sur les essieux tandem	56
6.2.2	Détermination de $\alpha_{Q1,act}$	59
6.3	Analyse de présence simultanée avec l'axe « Q2 »	60
6.3.1	Statistiques de présence simultanée de plusieurs essieux	63
6.3.2	Calcul de $\alpha_{Q2,act}$	65

6.4	Observations sur les valeurs actualisées des charges concentrées	66
6.5	Poinçonnement	67
6.5.1	« Essieux » simple	71
6.5.2	Essieux tandem	71
6.5.3	Essieux tridem	72
6.5.4	Actualisation des coefficients d'examen α_1 et α_2	73
6.6	Analyse des effets globaux des actions	74
6.6.1	Méthode trafic généré WIM (E_{WIM})	75
6.6.2	Méthode basée sur la simulation de trafic (E_{SIM})	78
6.6.3	Calcul de $\alpha_{q,act}$	82
6.7	Sources d'incertitude	83
7	Recommandations	90
7.1	Introduction	90
7.1.1	Cas couverts	90
7.1.2	Limites d'application	90
7.1.3	Ponts de moins de 20 m de portée	90
7.2	Proposition de mise à jour de la norme SIA 269/1	91
7.2.1	Étape 0 : $\alpha_{act,unique}$	91
7.2.2	Étape 1 : Outil Web	91
7.2.3	Étape 2 : Suivi	92
7.3	Paramètres à surveiller	92
7.4	Application des limites légales	93
8	Conclusion	95
	Annexes	97
	Glossaire	117
	Bibliographie	118
	Liste des modifications	120

1 Introduction

1.1 Objectif

La documentation OFROU 82001 de 2006 [1], basée sur les résultats du mandat de recherche AGB 2002/005 [2], a permis de définir un ensemble de coefficients α_{act} (*act* pour actualisés) à utiliser pour l'évaluation structurale des ponts existants en Suisse. La définition du modèle de charge actualisé est jusqu'à présent basée sur les caractéristiques du trafic enregistrées en 2003 par les stations de pesage dynamique WIM (Weigh In Motion) dans toute la Suisse. Cette collecte de données a eu lieu avant la fin de la transition de la limite de poids des camions de 28 à 40 t, réalisée entre 1999 et 2005 dans le cadre de l'accord sur les transports terrestres entre la Suisse et l'Union Européenne [3]. Comme indiqué dans la documentation ASTRA 82001 [1], des hypothèses pour tenir compte de changements sur les modèles de trafics futurs ont été formulées et limitées à une période de 15 à 20 ans. Ces hypothèses ont été formulées sans pouvoir faire d'analyse approfondie des trafics durant cette période de transition, principalement en raison du manque de données disponibles.

De 2007 à 2014 le *Laboratoire de la construction métallique* (ICOM), en collaboration avec le bureau d'ingénieurs-conseils DIC s.a. ingénieurs, a proposé des modèles de charge actualisés différents du modèle donné dans la documentation OFROU 82001, ceci pour de multiples cas particuliers. Ces modèles de charge étaient adaptés par rapport à des projets tels que le pont à haubans sur le Rhône à St-Maurice (N09), le viaduc de Weyermannshaus à Bern (N12), le pont sur la Limmat près de Zurich (N01) et le viaduc de Chillon près de Montreux (N09). En 2010, un projet de recherche intitulé "*Charges de trafic actualisées pour les dalles de roulement en béton des ponts existants*" (AGB 2009/005 [4]) a été spécifiquement commandé pour étudier les dalles en béton en dehors du champ d'application de l'étude originale AGB 2002/005 [2]. Les résultats ont été publiés en 2014 et ont ajouté des valeurs aux coefficients α_{act} pour des cas supplémentaires à ceux de 2006, étendant ainsi l'application du modèle de charge à davantage de structures. L'étude de trafic incluse dans cette recherche a utilisé un nouveau type de classification des véhicules lourds qui n'avait pas été pris en compte auparavant.

Par rapport à la terminologie, notons que la confédération suisse utilise souvent le terme de poids lourds pour désigner les camions, le trafic lourd 40 t, voir par exemple l'ORPL [5]. Le terme véhicules lourds est utilisé ici car il est plus générique, il inclut les bus, grues mobiles, etc. En outre le terme essieu doit également être précisé et différencié:

- 1 axe : 2, voire plus, roues sur un même axe
- 1 essieu : combinaison d'axes (tandem, tridem)

Au cours de notre étude, nous avons pu confirmer l'observation mentionnée dans le rapport de 2006 [1] d'un nombre important de camions circulants sur le réseau routier suisse et dépassants la limite légale de 40 t, avec des taux de dépassement dépendants de l'auto-route (les endroits les plus défavorables étant Mattstetten, Denges et St-Maurice). Il est important de souligner que ces endroits présentaient des pourcentages de trafic lourd plus faibles que les autres. Il s'agissait donc principalement du poids de peu de camions très lourds, dépassant la limite légale, qui étaient responsables des effets déterminants d'action du trafic. Ceci a conduit à la recommandation générale [6] de renforcer les contrôles de police pour faire respecter la loi, plus particulièrement dans certaines régions de Suisse, ceci afin de limiter les dégradations causées aux infrastructures et de réduire le risque de défaillance structurale (aux ELS ou ELU). Cette stratégie se montre payante et a fait diminuer les contrevenants en nombre et aussi, mais dans une moindre mesure, en valeurs maximales de dépassement par catégorie de poids limite.

La présente documentation consiste à mettre à jour le modèle de charge 1 de la SIA 261 : 2020 (chiffre 10.3) pour le trafic Suisse actuel, en procédant de manière similaire à ce qui a été fait dans l'AGB 2002/005. Ceci implique de trouver les coefficients α_i pour les charges caractéristiques présentées dans la ci-dessous. Elle se base sur une approche probabiliste.

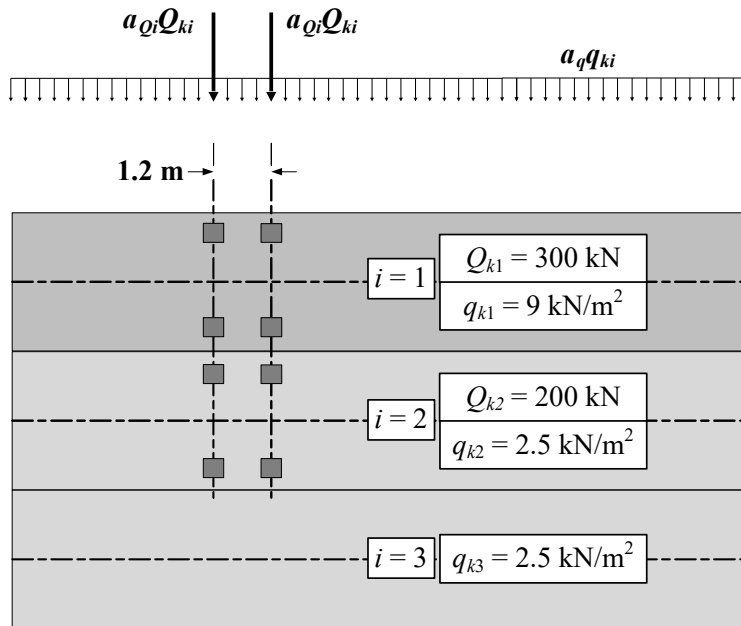


Figure 1:1 Représentation simplifiée du modèle de charge 1 (ou LM1) des normes SIA 261 et SIA 269

Depuis les travaux publiés en 2006, l'augmentation constante de la quantité de données et de la puissance de calcul disponibles, permettent l'utilisation de nouvelles méthodes. Les prédictions faites dans les rapports de recherche de 2006 et de 2014 peuvent maintenant être réévaluées, fournissant de précieuses informations sur les hypothèses à modifier et/ou émettre. Dans la mesure du possible, la nouvelle évaluation permettra de couvrir davantage de cas que ceux présentés dans la norme SIA 269/1.

Il s'agit notamment de ponts plus larges et des effets d'action transversales dans les dalles. Il faut faire attention au fait que la validité du travail fourni ici ne dépend plus seulement d'une durée d'utilisation définie mais surtout de la stabilité dans le temps des schémas de circulation, de répartition, retenus pour le trafic et les poids lourds (trafic 40 t). Il serait même irréaliste d'employer uniquement une durée d'utilisation définie, compte tenu des changements potentiels en matière de mobilité à l'horizon 2050, notamment concernant les véhicules électriques, le « platooning » ou convois de poids lourds (trafic 40 t), l'essor des achats en ligne et les questions de durabilité, pour n'en citer que quelques-uns. Une discussion détaillera les paramètres pertinents à surveiller dans le temps, avec des conseils sur les seuils qui devraient déclencher une nouvelle analyse, i.e. une mise à jour des $\alpha_{i,act}$.

1.2 Champ d'application

La présente documentation s'applique à la maintenance des structures porteuses de ponts routiers existants. Elle présente la méthodologie pour actualiser les actions du trafic routier subies par ces ouvrages. Elle est contraignante pour tous les ponts routiers gérés par la Confédération.

1.3 Destinataires

Les instances concernées par la présente documentation sont les maîtres d'ouvrage, les ingénieurs chargés de projets de maintenance et d'évaluation de ponts existants.

1.4 Entrée en vigueur et modifications

Ce document entre en vigueur le 03.07.2024. La « liste des modifications » se trouve à la page 120.

2 Exigences

2.1 Bases juridiques, normes et standards

La présente documentation s'applique conjointement avec les normes SIA 269 à SIA 269/8 ainsi qu'avec les normes SIA 261 et SIA 261/1¹, et de l'ordonnance RS 741.11 [7] sur la circulation routière. Cette documentation constitue une dérogation au sens de l'article 0.3 de la SIA 269. Le respect des dispositions légales, des prescriptions et ordonnances et des normes applicables à leur domaine est le devoir des maîtres d'ouvrages, des ingénieurs, des fournisseurs et des exploitants.

¹ Normes SIA, Bâtiment, génie civil, SIA Zurich.

3 Bases de l'étude

3.1 Normes existantes et procédure pour l'actualisation

Ce travail s'inspirera en grande partie du travail réalisé dans l'AGB 2002/005 [2] en ce qui concerne le cadre général, la méthodologie, la classification des véhicules observés au niveau des stations WIM et les principes de simulation. Ceci permettra une comparaison des résultats ainsi que l'évaluation, la discussion des hypothèses retenues antérieurement. Dans cette étude, des changements importants ont été introduits, pour tenir compte de l'état actuel de la recherche, de l'augmentation de la base de données WIM disponible et de l'augmentation de la puissance de calcul. Les recommandations finales de l'AGB 2002/005 [2], combinées aux résultats obtenus dans le cadre du projet de recherche l'AGB 2009/005 [4], sont bien résumées par le Tableau 3:1 (extrait de la SIA 269/1, chiffre 10.2, Tableau 1). Ce tableau s'applique aux ponts autoroutiers avec circulation bidirectionnelle à 2 voies et circulation unidirectionnelle jusqu'à 3 voies, et ce jusqu'en 2025 (voir chiffre 10.2.1.1 de la SIA 269/1). Il s'applique également aux trafics avec grues roulantes (60t) et, avec d'autres valeurs, aux grues roulantes (96t) et transports exceptionnels de type III (90t). Une différence importante par rapport à la norme pour les nouvelles structures concerne le facteur dynamique, en effet aucun facteur dynamique ne doit être ajouté au modèle de charge de la SIA 269/1, même à proximité des joints de dilatation. Cela signifie que les facteurs d'amplification dynamique considérés dans les simulations des projets AGB précédents [2], [4], suffisent à couvrir ces effets (i.e. les facteurs dynamiques des normes pour le dimensionnement de nouvelles structures sont remplacés de manière implicite par ceux des simulations).

Tableau 3:1 Coefficients $\alpha_{i,act}$ tirés de la norme SIA 269/1 en vigueur [8]

Type de pont		Portée (L) [m]	$\alpha_{Q1,act}$	$\alpha_{Q2,act}$	$\alpha_{qi,act}, \alpha_{qr,act}$
Poutres	caisson	20 - 80	0.70 ¹⁾²⁾	0.50 ¹⁾²⁾	0.50 ¹⁾ (0.70 ²⁾)
	bipoutres	20 - 80			0.40 ¹⁾ (0.70 ²⁾)
	multipoutres	15 - 35			
Dalles	dalles	10 - 30			
Ponts dalles et autres types de ponts		5.3 - 10	0.60	0.40	0.40
		< 5.3	0.50	0.40	0.40

¹⁾ Prend en compte le franchissement par des grues roulantes d'un poids total de 60 t au maximum.

²⁾ S'applique aux transports exceptionnels de type III selon la norme SIA 261/1 et aux grues roulantes d'un poids total de 96 t au maximum.

Tous ces cas et hypothèses vont être réétudiées dans cette étude. Concernant le modèle de charge 1 des normes suisses, il est très similaire au modèle LM1 de l'Eurocode 1, partie 2. En 2008, Sedlacek et al. [9] ont résumé la méthodologie, les hypothèses et les décisions prises lors de la mise en place du modèle de charge LM1 de l'Eurocode EN-1991, partie 2 de 2003 [10] et élaboré dans les années 1980 déjà. À cette époque, des campagnes de mesures WIM ont été menées dans toute l'Europe, puis sur la base des données collectées et résumées, des simulations semblables à celles réalisés par Hirt et Meystre ont été menées. Les extrapolations ont été faites à partir d'échantillons WIM relativement petits aux yeux d'aujourd'hui. Presque toutes stations WIM ont fonctionné, ou plutôt ont récoltés des données pour cette étude, pendant moins d'un mois et le trafic déterminant d'Auxerre, en France, a été mesuré durant moins de 2 semaines. La combinaison des charges concentrées et réparties a été déterminée à l'aide d'une méthode de « charges équivalentes » (illustrée à la Figure 3:2). Dans cette méthode qui utilise une poutre simple de portée L, les effets des charges (M_{ok}) sont transformés en charges ponctuelles équivalentes Q'. Ensuite, une ligne droite enveloppe est ensuite tracée au-dessus

des cas de trafic simulés ; sa pente correspond à la valeur de la charge répartie déterminante et l'intersection avec l'axe des ordonnées donne la charge concentrée accompagnante. Les valeurs caractéristiques de ces charges ont été choisies pour avoir une probabilité de dépassement de 5 % sur 50 ans, soit une période de retour d'environ 1 000 ans [9].

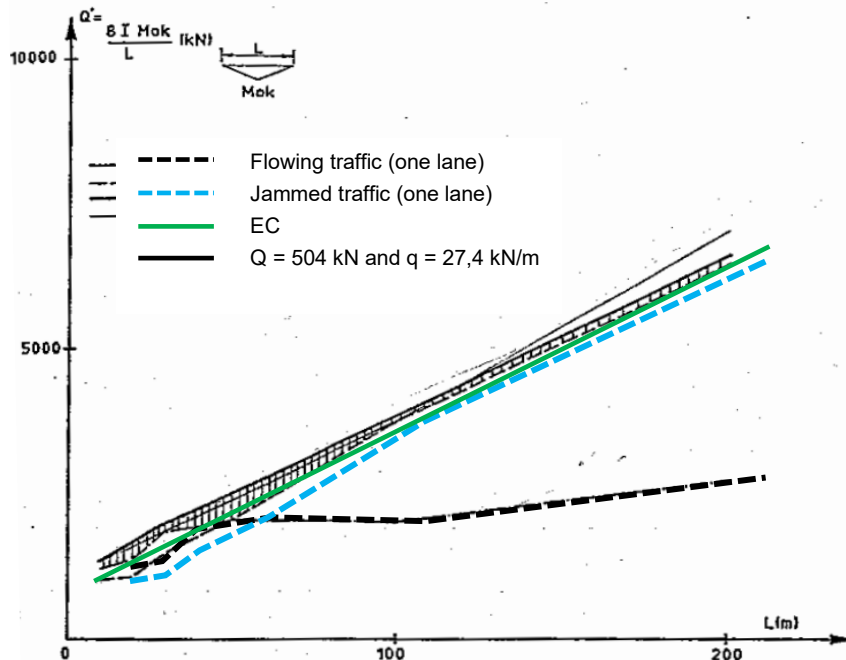


Figure 3:2 Exemple de « charges équivalentes » déterminées à partir des effets des charges provenant de différentes simulations de cas de trafic (Figure 3-21 tirée de [9])

Ce rapport montre que le **trafic fluide** (flowing traffic), ce qui peut aller jusqu'à **congestionné** ou saturé avec des vitesses de l'ordre de 30 km/h (congested traffic), est déterminant pour les ponts jusqu'à des portées d'environ 30 à 40 m ; après cela une transition s'opère et c'est le trafic **embouteillé à l'arrêt** (jammed traffic) qui est déterminant. Ceci ne concorde pas avec ce qui a été fait dans le mandat AGB 2002/005 [2], dans lequel les travaux de Bez [6] et Bailey [3] ont été employés pour justifier que seul le trafic embouteillé à l'arrêt est déterminant pour toutes les situations [11]. Par conséquent, seules des simulations impliquant la condition quasi-stationnaire ont été effectuées (le fait que cette situation ne se produit qu'un nombre d'heures limité par an a été pris en compte, en faisant l'hypothèse pour les simulations des bouchons de 2% du temps). Lors du mandat de recherche AGB 2017/004, l'impact du « platooning » de poids lourds (trafic 40 t) sur les ponts suisses a été étudié. Il a été trouvé qu'actuellement une forme de regroupement naturel des camions se produit déjà, i.e. plus prononcée que celle de leur distribution aléatoire au sein du trafic. Comme les simulations de l'AGB 2002/005 [2] ne prenaient pas en compte ce phénomène de regroupement naturel des camions, ceci a conduit à une sous-estimation des charges et des effets d'action de ces charges. Cependant, plusieurs autres hypothèses formulées dans l'AGB 2002/005 [2] peuvent être améliorées, mais globalement les effets de ces hypothèses s'autocompensent. Ainsi, les conclusions formulées n'étaient et ne sont pas forcément non conservatrices. Ce point est plus amplement discuté à la section 3.2 qui suit.

3.2 Revue critique de l'AGB 2002/005

Le travail de Meystre et Hirt, publié en 2006 [2], était essentiel car les ponts existants devaient pouvoir être vérifiés par rapport à un trafic ne correspondant pas à ce qui était prévu au moment de leur dimensionnement. L'étude effectuée à l'époque faisait la comparaison des effets d'action des charges de la norme à ceux dus au trafic réel, y compris une marge pour l'évolution future du trafic réel, afin d'en tirer des valeurs pour les coefficients $\alpha_{i,act}$. En particulier, le travail effectué quant à la caractérisation des types de véhicules suisses, ainsi que les hypothèses permettant la réduction du nombre de structures à étudier (lignes d'influences), est toujours valable et peut être utilisé aujourd'hui. Dans l'ensemble, les conclusions et les prévisions formulées dans ce travail se sont avérées valables sur la base des résultats obtenus avec les données de trafic de ces quinze dernières années. Cependant, plusieurs hypothèses vont être clarifiées et améliorées dans cette documentation. De plus, la base de données WIM était bien plus limitée en 2003 qu'aujourd'hui. Au lieu d'utiliser une seule année de données, le travail actuel utilise toutes les données disponibles et fiables sur plus de quinze années.

La première amélioration réalisée dans ce travail concerne le référencement explicite à une période de retour liée à l'indice de fiabilité β défini par la norme. Dans le rapport précédent, les simulations ont été réalisées pour une période de référence de 15 ans. Au total, 1000 simulations sur la période de 15 ans ont été effectuées et le fractile 99% de la distribution obtenue (des 1000 valeurs maximales obtenues) est admis comme valeur d'examen actualisée (telle que définie dans la norme SIA 269 pour les structures existantes), ou souvent abrégé dans le présent document par "valeur actualisée". Ceci correspond à une période de retour de $15/(1-0.99) = 1500$ ans, qui correspond seulement approximativement à la valeur de 1000 ans utilisée dans les Eurocodes et pas à une valeur d'examen actualisée ; il manque des paramètres pour faire une comparaison complète avec les indices de fiabilité cible indiqués dans la norme SIA 269. A la place, une approche plus claire employant des maxima par période d'observation (abrégé max de bloc), suivi d'une extrapolation statistique pour la période de retour correspondant à l'indice de fiabilité β recherché a été suivie pour faire cette documentation. Une critique similaire peut être émise pour la partie sur l'analyse des axes & essieux du précédent travail, où α_{Q1} a été défini. Dans ce cas, c'est le fractile à 99.99% de tous les essieux tandem a été choisi comme base de comparaison pour les valeurs de charge par axe, alors qu'une méthode plus robuste aurait consisté à se baser sur les valeurs maximales d'une période d'observation (ou de référence).

Une deuxième amélioration concerne l'utilisation d'un modèle de Markov pour l'échantillonnage aléatoire des véhicules. En effet, il a été constaté lors de nos analyses WIM qu'un camion est plus susceptible d'en suivre un autre et cela indépendamment du taux de véhicules lourds mesuré, chose qui n'avait pas été prise en compte dans les simulations réalisées par Meystre et Hirt. Pour prendre en compte cet effet, il est nécessaire d'utiliser les probabilités de transition de Markov durant le processus de génération aléatoire des véhicules. Et ce regroupement naturel des camions provoque de manière logique une augmentation des effets d'action des charges sur les ponts.

Ce concept de corrélation des arrivées des véhicules dans la séquence conduit à favoriser l'utilisation d'une autre méthode de simulation, largement employée dans le présent travail. Ainsi, plutôt que de faire des hypothèses sur l'échantillonnage aléatoire des véhicules, la méthode de **trafic généré WIM** (trafic généré directement à partir des données WIM) est utilisée. Le trafic enregistré au niveau des stations WIM est recréé à l'aide des horodatages des véhicules et utilisé directement pour l'analyse des effets d'action maximaux des charges. L'extrapolation de ces effets d'action jusqu'aux valeurs d'examen n'est correcte que si la base de données est suffisamment importante. En raison des investissements réalisés au fil des années dans l'installation et l'étalonnage des stations, la base de données WIM Suisse est jugée suffisante.

Une autre amélioration est le traitement des effets dynamiques. Les travaux de l'AGB 2002/005 [2] ont inclus la même fonction pour le facteur d'amplification dynamique pour toutes les conditions de trafic, tous les effets d'action, tous les emplacements sur un pont,

à l'exception des dalles de roulement. La règle utilisée provenait des recherches de Ludescher et Brühwiler [12]. Elle consiste à appliquer un facteur dynamique de 1.4 jusqu'à ce que 300 kN soient présents sur le pont, puis à le diminuer linéairement jusqu'à atteindre 1.0 à partir de 1500 kN ; pour les dalles de roulement, ce sont des valeurs différenciées selon le type d'essieu et valant entre 1.10 et 1.40. Ces facteurs ont été utilisés malgré le fait que seul le trafic embouteillé a été simulé (c'est-à-dire embouteillé à l'arrêt d'après les distances prises entre les véhicules), ce qui est conservateur. Ensuite, dans les travaux de l'AGB 2009/005 [4], modélisant les porte-à-faux de dalles et les dalles entre poutres, donc n'impliquant qu'un véhicule en mouvement ou à l'arrêt, des facteurs d'amplification dynamique compris entre 1.4 et 1.2 ont été utilisés, mais cette fois ce sont trois modèles déterministes de véhicules lourds (charges basées sur une enveloppe des camions les plus lourds) et d'essieux (fractile à 99.99%) qui sont utilisés. Ces pratiques n'ont pas été adoptées pour les simulations dans ce travail. Au lieu de cela, ce rapport se réfère à l'annexe IV, qui justifie que la prise en compte d'un effet dynamique pour la détermination des efforts internes actualisés peut généralement être négligée dans la vérification des ponts existants pour les états limites ultimes, mais également en fatigue et à l'aptitude au service.

Par ailleurs, de nouvelles géométries de ponts (portées plus courtes, plus larges et étude des lignes d'influences transversales) ainsi que de nouveaux cas de trafic (y compris avec des grues mobiles), qui n'avaient pas été étudiés auparavant, ont été ajoutés pour permettre une utilisation plus large du modèle proposé. Les auteurs de la présente documentation sont très reconnaissants de la qualité des travaux précédents menés par Meystre, Hirt et toutes les autres personnes y ayant pris part. Ils ont permis de poser les bases sur lesquelles s'appuie toute la méthodologie de la présente documentation.

Tableau 3:2 Coefficients $\alpha_{i,act}$ tirés des différentes publications disponibles

<i>Efforts internes dans la direction longitudinale</i>						
Type de pont	Référence	Portée (L) [m]	$\alpha_{Q1,act}$	$\alpha_{Q2,act}$	$\alpha_{qi,act}, \alpha_{qr,act}$	
Poutres	caisson	VSS 594	20 - 80	0.70 ¹⁾²⁾	0.50 ¹⁾²⁾	0.50 ¹⁾ (0.70 ²⁾)
	bipoutres	VSS 594	20 - 80			0.40 ¹⁾ (0.70 ²⁾)
	multipoutre	VSS 594	15 - 35			0.40 ¹⁾ (0.70 ²⁾)
Dalles	dalles	VSS 594	10 - 30			
Ponts dalles et autres types de ponts	Étude E. Brühwiler basée sur VSS 594	5.3 - 10	0.60	0.40	0.40	
		< 5.3	0.50	0.40	0.40	
<i>Efforts internes dans la direction transversale</i>						
Dalles de roulement et ponts dalles	VSS 664	≤ 7 (porte-à-faux)	0.65 ³⁾	0.65 ³⁾	0.65 ³⁾	
	VSS 664	3 - 12 (dalle entre poutres)	0.65 ³⁾	0.65 ³⁾	0.65 ³⁾	

¹⁾ Prend en compte le franchissement par des grues roulantes d'un poids total de 60 t au maximum.

²⁾ Pour $L > 20$ m, s'applique aux transports exceptionnels de type III selon la norme SIA 261/1 et aux grues roulantes d'un poids total 96 t au max. Pour $L \leq 20$ m, il est recommandé d'effectuer 2 vérifications : avec le modèle de charge 1, $\alpha_{qi,act} = 0.40$ et avec le modèle de charge 3 type III [13].

³⁾ Prendre en compte le franchissement par des grues roulantes d'un poids total de 60 t au maximum disposé à côté d'un poids lourds de 40 t.

Pour finir, il convient de mentionner le manque de clarté du Tableau de la norme SIA 269/1 (reproduit au Tableau 3:1) en ce qui concerne les limites d'applicabilité. Les différentes lignes du tableau correspondent à différents types de ponts. Pour les poutres et les « Dalles, dalles » en fait les ponts dalles, cela correspond aux forces internes dans la direction longitudinale. Pour les deux lignes « ponts dalles et autres types de ponts », il vaudrait mieux différencier les différents cas car il pourrait y avoir une mauvaise interprétation dans la pratique. Il s'agit en effet des ponts-dalles et autres types de ponts courts, toujours dans

la direction longitudinale et non pas transversale. La direction transversale, par exemple les dalles de roulement de ponts, n'est pas traitée dans ce tableau, elle l'a été ensuite. Nous proposons une clarification du tableau de la norme au Tableau 3:2. De plus, ce tableau inclut les résultats subséquents du rapport de recherche VSS 664, projet AGB 2009/005 [4], pour le calcul des forces internes dans la direction transversale pour un trafic actualisé. Ces valeurs prennent aussi en compte le franchissement par des grues roulantes d'un poids total de 60 t au maximum, valable pour les dalles de tous types des ponts, pour des dalles en porte-à-faux jusqu'à 7 m et entre poutres de 3 à 12 m. Comme on peut le lire, le tableau devient compliqué, avec plusieurs limites et cas particuliers, il s'agit donc dans la présente documentation de clarifier et de simplifier les différences d'applicabilité des différents cas.

3.3 Données WIM suisses

La Suisse a investi depuis environ 25 ans dans les stations de pesage en marche, en abrégé stations WIM. En plus d'opérer sur plus d'une douzaine de sites, comparativement plus que d'autres pays de taille équivalente, la Suisse a également au fil des ans constitué une vaste base de données de résultats d'étalonnage de ses stations. Ces deux bases de données, WIM et étalonnage, constituent le fondement même de l'analyse effectuée dans la présente documentation. Le Tableau 3:3 énumère l'ensemble des stations WIM sélectionnées au début de cette étude, avec des informations sur la configuration des routes et des voies équipées de capteurs WIM, les taux estimés de poids lourds (jusqu'à 40 t, également appelés TauxPL dans le Tableau 3:3), le trafic journalier moyen de poids lourds (ADTT pour Average Daily Truck Traffic), et enfin si des informations sur les véhicules légers ont été enregistrées également ou pas (Voiture?). Les taux de poids lourds peuvent être estimés à l'aide des informations enregistrées par le compteur de véhicules de l'enregistreur de données WIM; même les stations qui n'enregistrent pas les véhicules légers attribuent à chaque véhicule lourd (i.e. donc comprend ceux sup. à 40 t) un numéro d'identification prenant en compte les véhicules légers, indiquant donc indirectement le nombre total de véhicules.

Le site de Denges dans le Tableau 3:3 présente une particularité avec des mesures disponibles sur 2 ou 3 voies. En effet Denges est l'un des sites, avec de multiples autres prévus dans le futur, où la bande d'arrêt d'urgence a été réaffectée (élargie et repeinte) afin d'être utilisée pour fluidifier le trafic lors des périodes de pointe. L'acronyme **R-BAU (Réaffectation de la Bande d'Arrêt d'Urgence)** est utilisé pour décrire cette configuration tout au long de cette documentation. Cette configuration constitue un élément important et nouveau dans l'analyse menée dans le cadre de la présente documentation.

La Figure 3:4 montre la carte de la Suisse avec les 14 emplacements des sites et stations WIM sélectionnés au début de cette étude. Chaque site comporte soit une station, soit le plus souvent deux stations (une par direction). Dans ce cas précis, aujourd'hui chaque station reçoit un numéro d'identification différent, mais cela n'a pas toujours été le cas. Par exemple, le site Ceneri avait été initialement équipé d'une seule station WIM mesurant les voies lentes dans chaque direction (498). Puis, vers 2007, ce site a été modernisé avec l'ajout d'une seconde station de mesure WIM. Chaque station est associée à l'une des deux directions de circulation, la 408 couvrant les deux voies en direction du nord et la 409 mesurant deux des trois voies en direction du sud. La Figure 3:5 montre les périodes de données disponibles pour chaque station (i.e. chaque numéro d'identification). Comme on peut le voir, la Suisse est bien pourvue en termes de quantité de données WIM. Plusieurs stations font même preuve d'une bonne fiabilité au fil des ans, il s'agit notamment de Ceneri, du Gothard et d'Oberbüren.

Les données de 2003 pour le Gothard, Mattstetten et Denges ont été utilisées dans le rapport précédent de Hirt et Meystre (le Gothard y était désigné sous le nom de Göschenen), AGB 2002/005 [2]. L'étape initiale du projet actuel consistait, avec les nouvelles routines, à reproduire les résultats présentés dans l'AGB 2002/005 et ce en utilisant les mêmes trafics. De cette manière, nous nous sommes assurés de la justesse des hypothèses prises en compte ainsi que du bon fonctionnement des nouvelles routines programmées. Enfin pour clore cette première étape, une analyse identique mais employant cette

fois-ci les trafics de 2018 (au lieu de 2003), a été menée dans le but de voir si l'évolution du trafic augmenterait les effets d'action des charges, conformément aux hypothèses d'analyse formulées dans l'AGB 2002/005 [2]. Un exemple d'analyse menée est présenté à la Figure 3:3 pour le cas d'une poutre caisson soumise à un trafic bidirectionnel (il s'agit d'une reproduction de la figure 4.2 du rapport AGB 2002/005 [2]). Cela n'apparaît pas dans la figure, mais les taux de véhicules lourds (trafic 40 t) sont restés approximativement identiques, alors que leurs caractéristiques ont évolué. Les volumes de trafic lourd ont diminué au Gothard et sont restés stables à Denges. Dans l'ensemble, les courbes des effets d'action des charges plus récentes sont plus élevées, entraînant ainsi une réduction de la marge, qui reste toutefois supérieure à zéro mais serait insuffisante selon l'AGB 2002/005 [2]. Car si on reprend la définition de la marge limite de ce rapport, celle-ci dépend de la portée (zone grise dans la Figure 3:3). En effet la sécurité structurale ne dépend pas uniquement de la marge sur les charges de trafic, mais aussi de la marge sur les poids propres de la structure et des charges permanentes. La part de ces dernières devient de plus en plus importante à mesure que la portée augmente, autorisant ainsi des marges limites sur le trafic plus faibles pour les grandes portées. Ainsi la marge limite globale qui avait été fixée à 15% en considérant l'évolution des charges de trafic, a été augmentée à 20% pour les courtes portées (allant jusqu'à 30 m) et abaissée à 10% pour les portées de 50 m et plus.

Tableau 3:3 Détails des stations WIM sélectionnées au début de cette étude (en gras) celles utilisées lors des simulations finales)

Site	Station	Voies	Voies avec WIM	Auto-route	Canton	Plage de dates		TauxPL	ADTT	Voiture ?
Gotthard	402	1,1	1,1	A2	UR	1/1/99	28/3/21	27.2%	3408	NON
Denges	456	2,2	1,1	A2	VD	4/1/00	14/5/09	6.6%	3434	NON
Denges	405	2 ou 3 [R-BAU]	2	A1	VD	1/4/11	28/3/21	3.8%	1844	NON
Denges	406	2 ou 3 [R-BAU]	2	A1	VD	1/4/11	24/10/19	3.8%	1888	NON
Trubbach	407	2,2	2,2	A13	SG	1/1/01	21/7/06	14.4%	2641	NON
Trubbach	417	2	2	A13	SG	21/7/06	14/4/19	7.9%	1526	NON
Trubbach	418	2	2	A13	SG	21/7/06	14/4/19	8.1%	1643	NON
Ceneri	489	2,3	2,2	A2	TI	1/1/02	23/11/06	12.1%	5102	NON
Ceneri	408	2	2	A2	TI	23/11/06	28/3/21	10.5%	2682	NON
Ceneri	409	3	2	A2	TI	23/11/06	28/3/21	9.1%	2363	NON
Schafisheim	411	2	2	A1	AG	1/1/06	27/8/09	11.7%	4132	NON
Schafisheim	412	2	2	A1	AG	1/7/05	19/8/09	9.3%	3906	NON
Mattstetten	413	2	2	A1	BE	1/1/06	11/7/10	9.6%	3886	NON
Mattstetten	414	2	2	A1	BE	1/11/05	11/7/10	10.4%	4327	NON
Oberbüren	410	2,2	2,2	A1	SG	1/1/02	13/3/06	8.6%	4375	NON
Oberbüren	415	2	2	A1	SG	12/4/06	28/3/21	7.6%	2200	NON
Oberbüren	416	2	2	A1	SG	12/4/06	28/3/21	7.6%	2397	NON
St. Maurice	421	2	2	A9	VS	1/1/09	28/3/21	7.7%	1390	NON
St. Maurice	422	2	2	A9	VS	11/12/08	28/3/21	5.4%	1096	NON
San Bernardino	423	1,1	1,1	A13	GR	1/1/11	27/11/14	10.5%	787	NON
Bozberg	427	2	2	A3	AG	1/1/13	2/9/19	7.8%	1240	OUI
Bozberg	428	2	2	A3	AG	1/7/12	2/9/19	6.9%	1271	OUI
St. Prex	429	2	2	A1	VD	1/1/15	5/3/18	3.1%	1138	OUI
St. Prex	430	2	2	A1	VD	1/1/15	5/3/18	3.0%	1141	OUI
Grauholz	431	3	2	A1	BE	1/1/16	23/4/19	-	4774	OUI
Grauholz	432	3	2	A1	BE	1/1/16	23/4/19	-	834	OUI
Effretikon	433	3	2	A1	ZH	1/1/21	28/3/21	13.4%	4701	OUI
Effretikon	434	3	2	A1	ZH	10/9/20	28/3/21	12.1%	3853	OUI
Bad Ragaz	437	2	2	A13	SG	1/1/15	5/3/18	4.9%	1063	OUI
Bad Ragaz	438	2	2	A13	SG	1/9/14	5/3/18	4.9%	1076	OUI

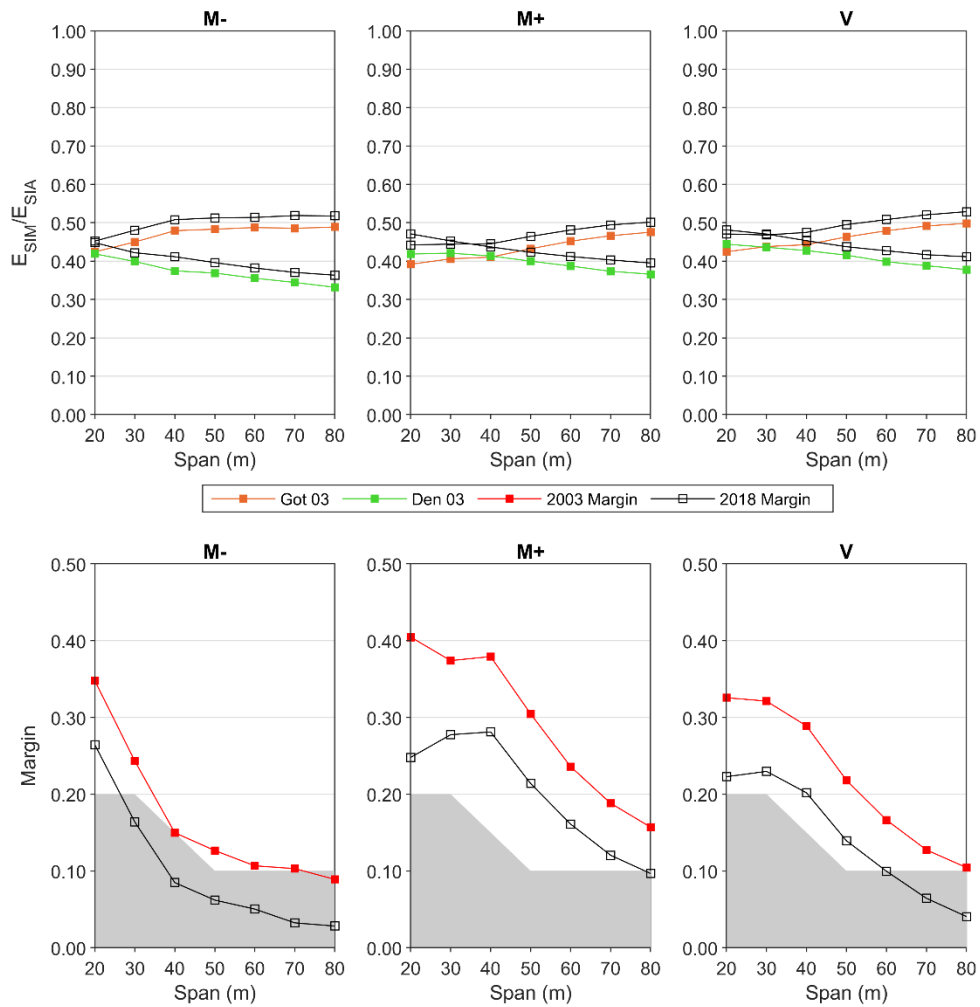


Figure 3:3 Comparaison des effets d'action des charges de trafic de 2003 et 2018 en utilisant la méthode de l'AGB 2002/005 [2]

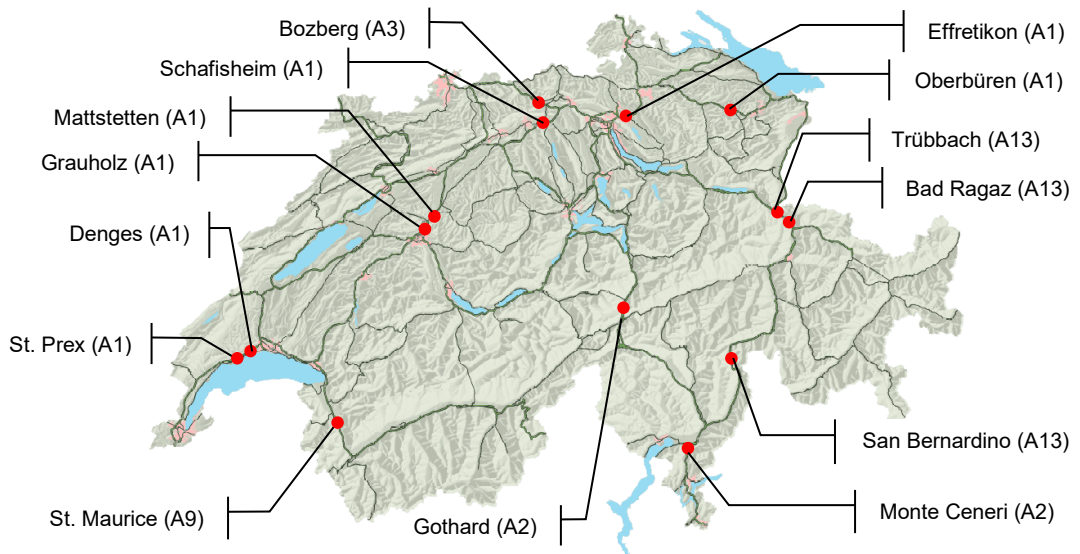


Figure 3:4 Emplacements des stations WIM en Suisse et sélectionnées au début de cette étude

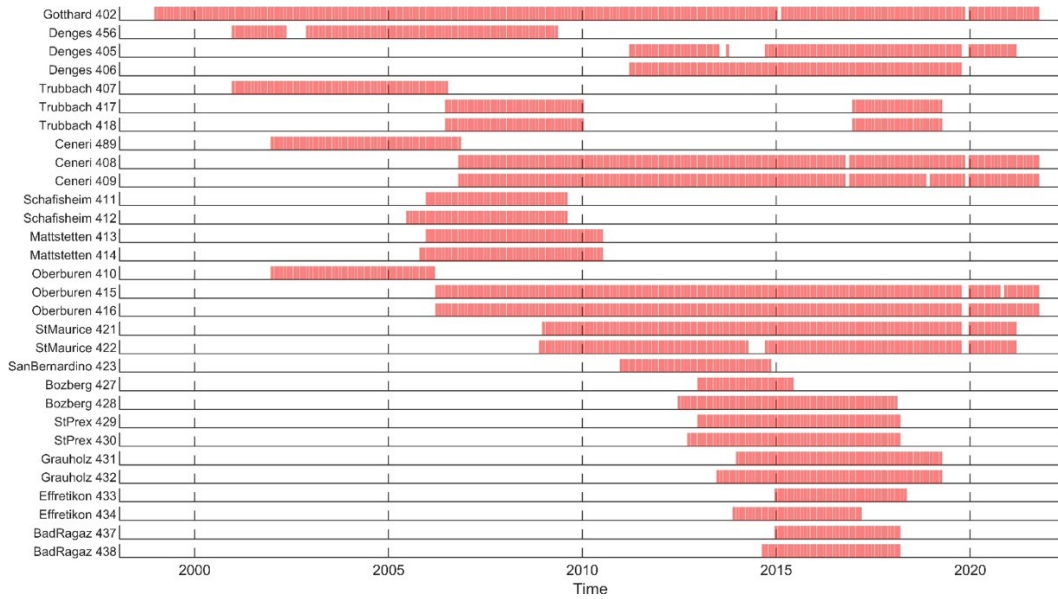


Figure 3:5 Disponibilité des données des stations WIM en Suisse et sélectionnées au début de cette étude

3.4 Cadre de l’analyse

3.4.1 Plan de la documentation

À partir de ce chapitre, cette documentation est organisée en six chapitres qui en constituent l’essentiel. Chacun de ces six chapitres est décrit dans le Tableau 3:4, y.c. les principales sections. La hiérarchie utilisée dans de cette documentation est la suivante : chapitre, section, article, paragraphe.

Tableau 3:4 Plan des différents chapitres

Chapitre	Description
3. Bases de l’étude	Revue critique de la procédure actuelle d’actualisation, de l’AGB 2002/005, description des améliorations réalisées dans ce travail.
4. Traitement des données WIM	Importation, nettoyage et élagage (filtrage) des données WIM, puis actualisation. Ainsi que données et résultats d’étalonnage Description des 2 modèles de trafic employés : <ul style="list-style-type: none"> • 5.1 Modèle de trafic simulé (SIM) • 5.2 Modèle de trafic généré directement à partir des données WIM (généré WIM)
5. Modélisation	Description des ponts et méthode de résolution : <ul style="list-style-type: none"> • 5.3 Modélisation des ponts types, configuration des chaussées, pour créer les lignes d’influences • 5.4 Détermination des valeurs d’examen Maxima par bloc, valeurs extrêmes, extrapolation utilisée pour le calcul des valeurs d’examen.
6. Analyses	Quatre analyses sont présentées pour le calcul des coefficients actualisés α pour les charges concentrées et réparties : <ul style="list-style-type: none"> • 6.1 Analyse essieux tandem « Q1 » • 6.2-6.5 Analyse des axes & essieux de présence simultanée avec « Q2 » et du poinçonnement • 6.6 Analyses générales de ponts types permettant la définition d’un coefficient actualisé unique ou différencié entre les charges concentrées et uniformément répartie • 6.7 Discussion sur les sources d’incertitude.
7. Résultats et recommandations	Cas couverts et limites d’application Présentation du modèle proposé pour la mise à jour de la SIA 269/1. Recommandations sur le suivi des paramètres clés de trafic dictant la durée de validité de la présente analyse.
8. Conclusions	Résumé et conclusions

Les quatre analyses qui ont été réalisées sont décrites succinctement dans les sections 3.4.2 et 3.4.3 qui suivent ; les éléments constituant les modèles sont décrits en détail au chapitre 5 et les analyses font l'objet du chapitre 6. Ces analyses servent toutes à obtenir les valeurs des trois coefficients α actualisés du modèle de charge de la norme (LM1): $\alpha_{Q1,act}$, $\alpha_{Q2,act}$, et $\alpha_{q,act}$. Cette dernière, $\alpha_{q,act}$, est d'ailleurs admise égale pour toutes les voies, d'où l'absence d'indice de voie. Les coefficients actualisés s'appliquant aux charges concentrées par axe (incorrectement dénommé essieu dans la SIA), $\alpha_{Q1,act}$ et $\alpha_{Q2,act}$, sont étudiés en premier. Pour les analyses générales des ponts types, ces ponts sont décrits par leurs lignes d'influence des effets d'actions. Les simulations utilisent les méthodes de 1) de trafic simulé (similairement à ce qui a été fait dans le cadre de l'AGB 2002/005 [2]) et 2) de trafic généré WIM. La procédure globale est la même pour chaque analyse, elle implique la comparaison des valeurs d'examen (estimées à partir des données de trafic réelles) aux valeurs de calcul du modèle de charge de la norme. Tout coefficient $\alpha_{i,act}$ est directement déterminé sur la base de cette comparaison.

3.4.2 Première et deuxième analyses : axes et essieux

Pour ces analyses, qui sont proches, la modélisation du trafic et de l'effet d'action du trafic sont simples. En effet, seule l'utilisation des essieux tandem tirés des données WIM, passant sur une ligne d'influence rectangulaire, i.e. comme une balance, est nécessaire pour le calcul de la valeur d'examen. Cette méthode a été dénommée « **méthode de bande** ». La structure du fonctionnement de la première analyse est présentée dans la Figure 3:6 ci-dessous. Les étapes de calcul de la valeur E_{WIM} , la valeur d'examen, sont présentées en trois parties : détermination des maxima par période d'observation (abrégé **maxima de bloc**), ajustement de la distribution et extrapolation selon l'indice de fiabilité cible.

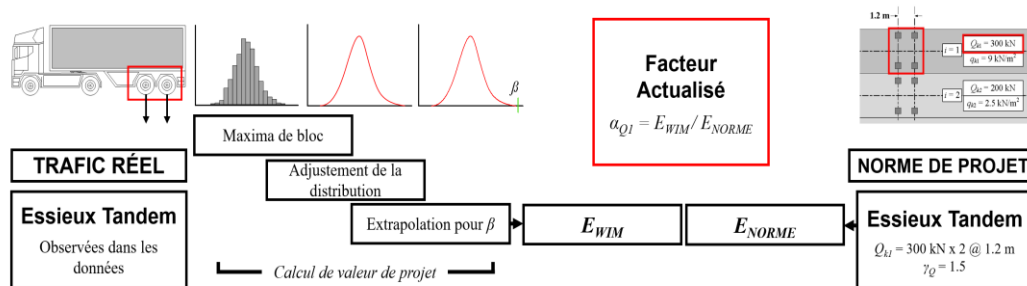


Figure 3:6 Méthodologie pour l'analyse des essieux tandem « Q1 »

La méthodologie utilisée dans ce projet nécessite deux calculs parallèles. D'un côté le calcul selon la norme avec le LM1 (présenté à la Figure 1:1) et de l'autre un calcul soit à partir des données WIM enregistrées (présenté à la Figure 3:6). Ces deux calculs donnent les valeurs d'examen E_{Norme} et E_{WIM} . Le ratio entre ces deux valeurs donne le coefficient α actualisé, permettant ainsi de réaligner le modèle sur le trafic actuel.

La deuxième analyse, pour la présence conjointe d'axes & essieux lourds sur deux voies adjacentes, prend à nouveau en compte le trafic passant sur la ligne d'influence rectangulaire. Les calculs pour cette deuxième analyse sont similaires à la première, sauf pour la longueur de la ligne d'influence rectangulaire qui est variable. Ces analyses permettent ensuite d'étudier aussi l'état limite de poinçonnement.

3.4.3 Troisième et quatrième analyses : ponts types

Elles sont très proches, ainsi elles sont présentées ensemble ci-après. La Figure 3:7 illustre la méthodologie globale. L'hypothèse générale est la suivante : le LM1 peut être mis à jour à l'aide des données WIM en faisant passer les données de trafic sur les ponts (lignes d'influence) pour produire les effets d'action maximaux. Pour les situations non observées par des systèmes WIM, il est nécessaire d'effectuer des simulations et les résultats sont appelés E_{SIM} (à la place de E_{WIM} pour ceux générés WIM). La Figure 3:8 donne plus d'informations sur les composantes des analyses faites à partir du trafic réel (E_{WIM} ou E_{SIM}). Il est montré que le produit de convolution du trafic généré WIM ou du trafic simulé et des lignes d'influence des effets d'action permet d'obtenir des effets d'action maximaux par période

d'observation (durée à choix, aussi en fonction de la quantité de données disponibles). Ensuite, les maxima résultants par période sont traités de la même manière dans toutes les analyses. La valeur finale extrapolée est la valeur d'examen, E_{WIM} ou E_{SIM} , qui est ensuite comparée au E_{NORME} pour obtenir le coefficient α actualisé.

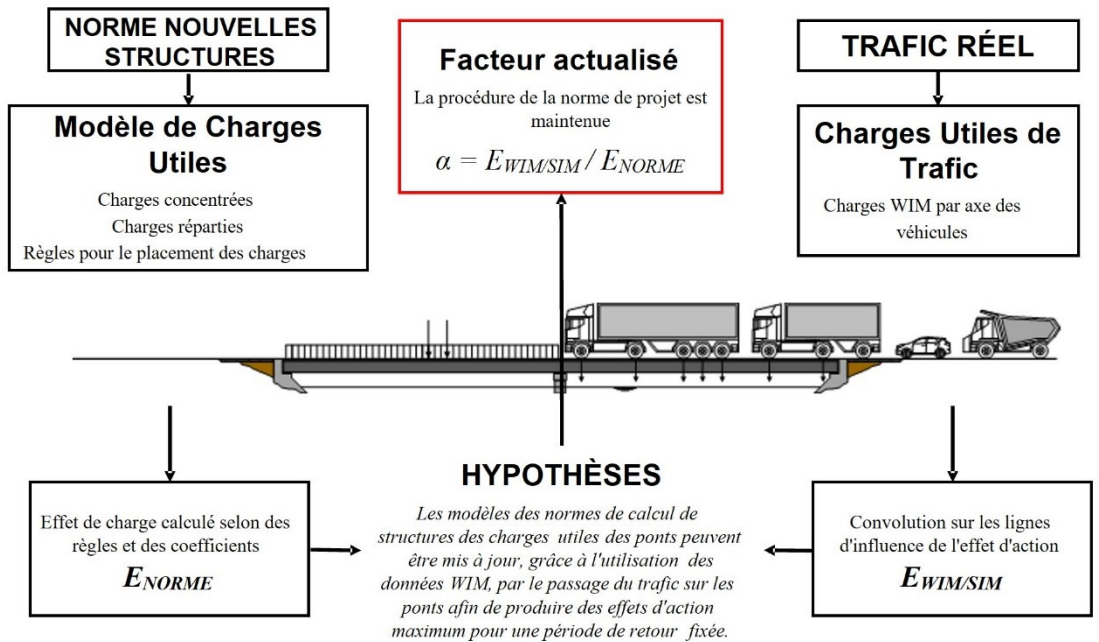


Figure 3:7 Méthodologie globale d'analyse

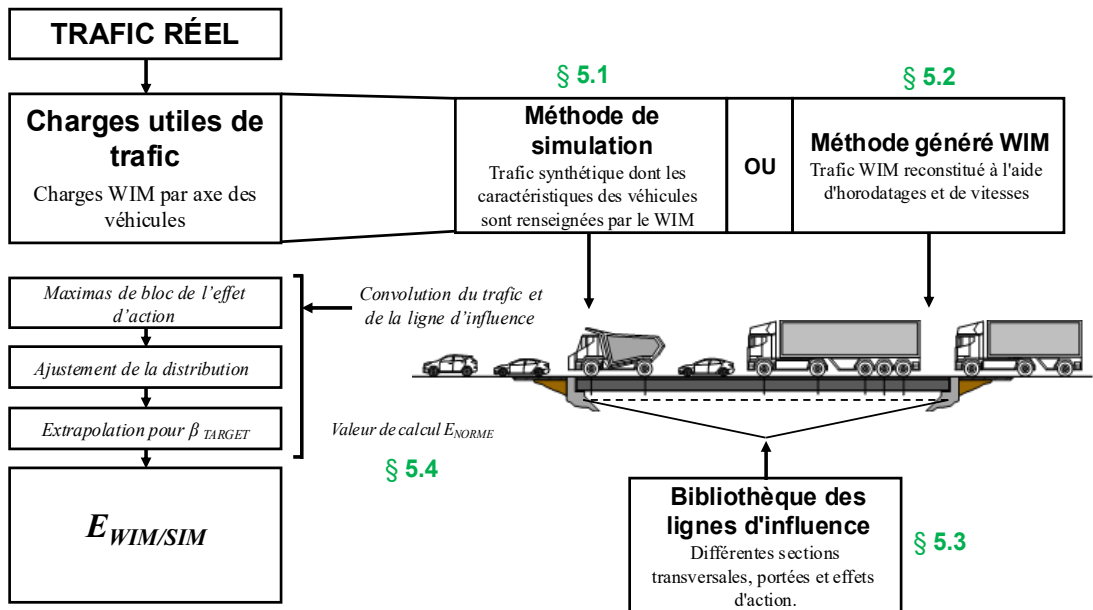


Figure 3:8 Modélisation et méthodes de calcul utilisant le trafic réel

4 Traitement des données WIM

Les données WIM doivent être traitées avant de pouvoir être utilisées. Le traitement comprend des étapes d'importation (y compris l'assemblage des données à partir des fichiers bruts quotidiens), de nettoyage, d'élagage et de classification des véhicules. Chacune de ces étapes est décrite en détail dans ce chapitre.

4.1 Importation et nettoyage

Toutes les stations WIM suisses utilisées dans ce projet sont équipées de capteurs à quartz Kistler M660, de boucles à induction ainsi que d'un récepteur Golden River Marksman ; leur maintenance a été assurée par l'OFROU et RTS GmbH [14]. Chaque capteur a la largeur d'une demi-voie, donc chaque voie est équipée de deux capteurs (chaque capteur mesure les roues d'un côté, gauche ou droite, de chaque véhicule). Le format de toutes les données WIM est donc le même, avec en sortie un fichier texte par jour de fonctionnement de la station. Lorsque les fichiers sont importés et assemblés, les informations présentées dans le sont conservées avec les unités correspondantes.

Tableau 4:5 Format des données WIM après l'importation

Nom de la colonne	Description	Unités
SITE	Identifiant de la station (composé de 3 chiffres)	-
DTS	Horodatage précis à 0.1 ou 1 s	aaaa-mm-jj hh :min :sec
COUNTID	Numéro d'identification séquentiel du véhicule (y compris véhicules légers)	#
LANE	Numéro de voie (1 pour la voie lente, si applicable)	-
SPEED	Vitesse du véhicule	km/h
LENGTH	Longueur du véhicule	cm
GW_TOT	Poids brut du véhicule	kg
HEADT	Temps écoulé depuis le passage du véhicule précédent, mesuré d'avant à avant de véhicule (y compris les véhicules légers)	s
GAPT	Temps écoulé depuis le passage du véhicule précédent, mesuré d'arrière à avant de véhicule (y compris les véhicules légers)	s
AX	Nombre d'axes du véhicule	#
AXT##	Poids de l'axe numéro 01 à 09 (max 9 axes)	kg
W#_#	Distance entre les axes W1_2 à W8_9	cm

Une fois toutes les données de toutes les années disponibles rassemblées, celles-ci sont nettoyées. Le processus de nettoyage vise à supprimer les lignes contenant des données incomplètes ou incompatibles. Par exemple, si le véhicule possède 4 axes, il doit également posséder 3 distances entre axes.

4.2 Elagage

Outre la classe de précision des mesures WIM, qui sera abordée dans la section suivante consacrée à l'étalonnage des stations WIM, il est connu que les mesures WIM « brutes » – soit enregistrées après contrôle interne sur le serveur de collecte des données – peuvent quand même contenir des erreurs grossières. En effet, les notes prises cours du processus d'étalonnage répertorient lorsque des erreurs sont détectées et leurs raisons. Une raison fréquente générant des mesures incohérentes correspond au cas où un véhicule circule de manière trop excentrée par rapport au centre de la voie. C'est pour cette raison qu'un processus de contrôle de la qualité des données « brutes », appelé élagage (ou filtrage), est nécessaire. Avant publication des rapports WIM annuels, l'ASTRA applique également

un processus d'élagage. Pour ce projet, les étapes d'élagage similaires à celles de l'ASTRA ont été appliquées, mais elles sont moins strictes afin de conserver les véhicules spéciaux et plusieurs étapes supplémentaires qui ont été ajoutées durant ce projet. Les étapes appliquées pour procéder à l'élagage des données sont décrites dans le Tableau 4:6. En règle générale, l'élagage supprime environ 10% des données, sans compter la première étape, qui supprime les véhicules légers dont le poids est compris entre 2 990 kg (la limite normalement fixée sur le serveur de collecte des données) et 3 500 kg.

En éliminant des véhicules de plus de 100 t plutôt que ceux dépassant les 65 t, il est possible d'identifier des grues roulantes de 60, 72, 84 et 96 t lors de l'étape suivante de classification utilisant les silhouettes d'empattement (notons qu'en fixant 100 t, il est possible que certaines grues de 96 t en surpoids ne soient pas prises en compte, cependant il est nécessaire de fixer cette limite raisonnable afin d'éviter d'inclure des véhicules irréalistes). Lors de l'étape d'élagage n°8, les véhicules dont le poids d'un ou plusieurs axes dépasse les 25 t sont supprimés. Cette valeur est confirmée plus tard durant l'analyse de la queue de distribution des charges extrêmes par essieu, où jamais la valeur de 25 t n'est atteinte. La raison de ce choix ne repose pas sur la charge de rupture qu'un essieu peut supporter, le dimensionnement d'un essieu par les fabricants étant régi essentiellement par des considérations de rigidité et de fatigue. Par conséquent, il n'est pas possible de connaître précisément la charge de rupture d'un essieu, cependant on sait qu'elle est au moins 4 fois supérieure à la charge nominale statique [15]; ceci a été confirmé par un spécialiste lors d'un Workshop EPFL/TNO en 2023 [16].

Tableau 4:6 Étapes d'élagage appliquées aux données importées et nettoyées











Étapes d'élagage selon l'ASTRA	ASTRA	Ce projet
1	Véhicules < 3.5 t	
2	[L'ASTRA la mentionne, mais il ne s'agit pas vraiment d'une étape à proprement parler, mais plutôt d'un commentaire]	
3	Longueur manquante	
4	Longueur > 26 m	
5	Poids d'axe manquant	
6	Tout empattement < 60 cm	
7	Poids total > 65 t	Poids total > 100 t
8	Poids par axe > 18 t	Poids par axe > 25 t
9	Longueur < 4 m	
Ce projet uniquement		
A	--	# Axes > 9
B	--	Tout empattement > 15 m
C	--	SWISS10 classes 2, 3, 4, 6
D	--	Véhicules < 6 t
E	--	Vitesse > 120 km/h
F	--	Cas de duplication

La plupart des étapes d'élagage sont simples et ne nécessitent pas d'explication. Seuls les étapes C à F seront expliquées ici. L'étape C, qui consiste à supprimer les véhicules des classes 2, 3, 4 et 6 de la classification SWISS10 (classification utilisée par les stations de comptage de trafic, voir le Tableau 4:7), s'est avérée être une étape efficace pour éliminer les véhicules légers dont le poids n'était pas disqualifié par les étapes précédentes. Ces véhicules sont supprimés car ils faussent le résumé des statistiques sur les types de véhicules lourds après leur classification, voir section suivante. De plus, le classement

SWISS10 nous permet d'éliminer les véhicules inintéressants dans le cadre de ce travail (nous sommes intéressés par les classes 1, 7, 8, 9 et 10 de SWISS10). Enfin, la classe 5 a été conservée car il existe des erreurs de classification entre les classes 5 et 8 (voir la discussion dans le rapport de recherche FB 713, projet AGB 2017/004 [17]). Il a été jugé ainsi plus sûr de conserver ces véhicules.

L'étape D supprime tous les véhicules de moins de 6 t, comme ce qui avait été fait dans l'AGB 2002/005 [2], jugeant que seuls les véhicules lourds de poids supérieurs méritaient d'être simulés. Notons que cette étape d'élagage permet d'obtenir des statistiques plus stables et cohérentes sur l'évolution des véhicules lourds au cours des années. Les véhicules roulant à plus de 120 km/h sont ensuite supprimés à l'étape E. En effet, il est rare qu'un véhicule lourd roule à plus de 120 km/h (la plupart sont limités à 80 km/h, voir certains à 100 km/h) et la présence de tels véhicules dans les données est normalement synonyme d'erreur, après inspection des autres caractéristiques mesurées les définissant.

Tableau 4:7 Classes de véhicules selon la classification SWISS10 [18]

UNECE	Swiss 10	TLS 8+1	Deutsch	Français	English	Piktogramm
-	-	6	Unbekannt	Inconnu	Unknown	
C	1	5	Bus mit/ohne Anhänger	Bus avec/sans remorque	Bus with/without trailer	
A	2	10	Motorrad	Moto	Bike	
B	3	7	Pkw	Voiture	Car	
	4	2	Pkw mit Anhänger	Voiture avec remorque	Car with trailer	
	5	11	Lieferwagen / Pickup / Wohnmobil	Camionnette / pick-up / Camping-car	Van / Pickup van / Caravan	
	6	2	Lieferwagen / Pickup / Wohnmobil mit Anhänger	Camionnette / pick-up / Camping-car avec remorque	Van / Pickup van / Caravan with trailer	
	7	9	Lieferwagen Sattelzug	Camionnette semi-remorque	Semitrailer van	
D	8	3	Lkw / Tanklastwagen / Muldenkipper	Poids lourd / Camion-citerne / Tombereau	Truck / Tank truck / Dumper truck	
	9	8	Lkw / Tanklastwagen / Muldenkipper mit Anhänger	Poids lourd / Camion-citerne / Tombereau avec remorque	Truck / Tank truck / Dumper truck with trailer	
	10	9	Lkw / Muldenkipper / Tanklast Sattelzug	Poids lourd / Tombereau / Camion-citerne semi-remorque	Semitrailer / Semitrailer dumper / Camion-citerne semi-remorque	

Enfin, à l'étape F, tous les véhicules correspondant à des cas de duplication sont supprimés. En effet, il a été observé durant l'analyse approfondie des données WIM, qu'il est possible que le capteur et le logiciel enregistrent par erreur le même véhicule sur deux voies simultanément. En première approche, on pourrait penser qu'il s'agit de deux véhicules lourds se doublant, la similarité entre les caractéristiques des deux véhicules pouvant provenir du fait qu'ils circulent ensemble, comme par exemple, d'un chantier à un autre. Cette situation est naturellement préoccupante car elle entraîne des effets d'action des charges élevés (en particulier lorsqu'il s'agit par exemple d'un camion-grue très lourd).

L'étape d'élagage pour les cas de duplication a été grandement guidé par les résultats obtenus aux stations WIM de Denges. Ces stations sont uniques pour deux raisons. Premièrement, elles sont toutes les deux équipées de capteurs sur les voies d'urgences réaffectées (R-BAU), utilisées seulement durant les heures de pointe. Deuxièmement les voies

sont plus étroites ici (3.5 m) que dans la plupart des autres stations (3.75 ou 4 m). Cette dernière particularité pourrait d’ailleurs expliquer le plus grand nombre de cas de duplication mesurés aux stations de Denges par rapport aux autres. Une autre preuve irréfutable de l’existence de ces cas de duplication correspond aux périodes où R-BAU est fermée mais que ces « doublons » sont toujours observés. Un exemple illustratif est présenté ci-après pour bien comprendre ce phénomène.

La Figure 4:9 montre une représentation graphique avec deux camions-grues de 72 t, avec en dessous une partie des données d’enregistrement WIM. Quelques points importants sont à souligner: les véhicules possèdent exactement le même horodatage et la même vitesse à 1 km/h près. Les empattements entre axes sont également similaires. Cependant, il pourrait aussi simplement s’agir de deux véhicules du même modèle. Les poids des véhicules et des axes ne sont d’ailleurs pas identiques, ils diffèrent d’un peu plus de 10%. L’observation la plus importante qui puisse être faite concerne la voie 1 (R-BAU), qui est à cette heure de la journée fermée. Un examen rapide des autres véhicules présents à cette heure-ci ne montre qu’aucun autre véhicule n’a circulé sur la voie 1 après (et les colonnes HEADT et GAPT montrent qu’il s’est écoulé au moins 100 secondes), contrairement à la voie 2. Ainsi nous pensons qu’il s’agit d’un véhicule « doublon », avec des poids différents en raison de l’équilibrage imparfait entre roues côté gauche et droit du véhicule. L’enregistreur WIM, qui constate que seul l’un des deux capteurs de chaque voie a mesuré des poids, a comme consigne de multiplier chaque « moitié de véhicule » par deux, dans le but d’obtenir des véhicules complets et des poids par axe (attention il s’agit ici que d’une pure spéculation). Il n’est d’ailleurs pas surprenant que cette consigne soit implémentée dans l’enregistreur, car compte tenu de la largeur de certains véhicules lourds ils ne restent pas dans leur voie et choisissent de rouler partiellement sur une autre voie, le bord de chaussée ou la bande d’arrêt d’urgence.

Ce phénomène est loin d’être un cas isolé. Une tentative de détection et de suppression de ces cas de duplication dans les données WIM a été menée, cependant la meilleure preuve serait d’effectuer une campagne de validation à l’aide de caméras. Celle-ci est absolument nécessaire, pour ainsi mettre en lumière d’éventuelles autres erreurs du WIM en plus de ces cas de duplication ; plusieurs campagnes utilisant des caméras ont récemment été menées ou sont en cours [19].

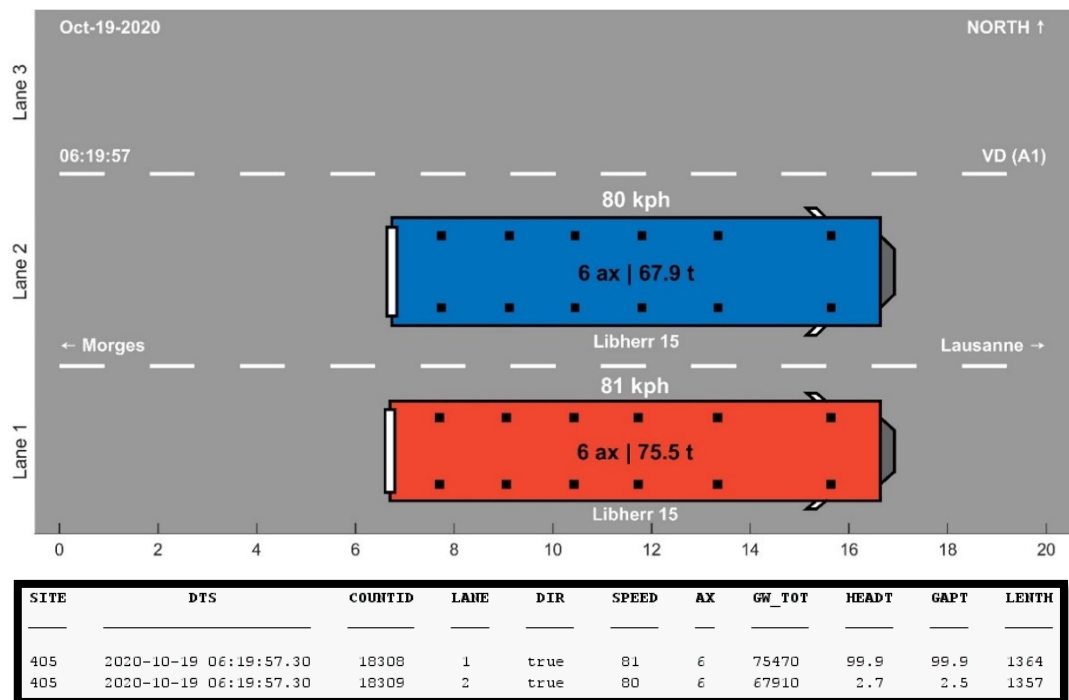
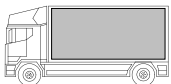
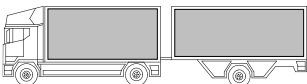

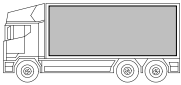
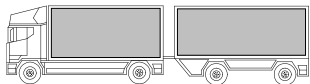
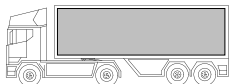
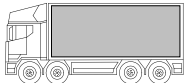
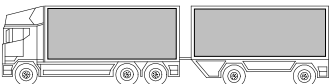



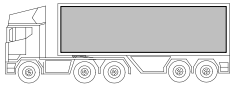




Figure 4:9 Échantillon de mesures WIM (site Denges, station 405) présentant un cas de duplication ou « doublon »

4.3 Classification

La classification des véhicules relevés par les stations WIM est essentielle. Elle est utilisée lors de la génération du trafic synthétique, mais aussi durant l'analyse des types de véhicules responsables des événements de chargements déterminants ou qui ont tendance à avoir les poids par axe les plus importants. Le système de classification doit être adapté à chaque pays et révisé périodiquement. En Suisse, le système développé dans les années 2000 par Hirt & Meystre a été contrôlé et il fonctionne toujours bien. Il a donc été conservé pour cette documentation, permettant ainsi une comparaison directe avec la documentation de 2006. Ce système a ensuite été complété par l'ajout des grues roulantes, qui ne font pas partie de la classification usuelle, mais ajoutées après classification grâce à un filtre complémentaire, ce nouveau regroupement étant intitulé 'Class+'. Trois regroupements sont utilisés dans ce projet, le premier est 'Class' et il comprend les véhicules de la classification usuelle, soit les poids lourds (trafic 40 t, mais comprenant aussi les camions de chantier jusqu'à 44 t), le second est 'Class+' qui ajoute au précédent des camions spéciaux et les grues roulantes et enfin le troisième 'All', qui comprend tous les véhicules enregistrés dans les données WIM (non-classés et non éliminés par les étapes précédentes de nettoyage et d'élagage). Les 13 classes usuelles utilisées sont indiquées dans le Tableau 4:8. Les lettres 'a' et 'r' désignent respectivement les camions 'articulés' et avec 'remorque'.

Tableau 4:8 Classes usuelles utilisées, qui font partie de 'Class' (décrites en détail dans l'AGB 2002/005 [2] et dans l'annexe A2)

Véhicules simples	Véhicules avec remorque	Véhicules articulés
		
Type 11	Type 111r	Type 112a
		
Type 12	Type 112r	Type 112a
		
Type 22	Type 1211r	Type 113a
		
Type 23	Type 122	Type 112a
		
	Type 1112r	Type 123a

La Figure 4:10 présente les trois regroupements de manière schématique. Le regroupement 'All' sert surtout de contrôle, on peut considérer qu'il fournit une borne supérieure du trafic lourd en circulation en contenant des véhicules non-classés (la condition étant que le système d'élagage fonctionne bien et qu'il n'élimine pas de vrais véhicules). Il est probable que le regroupement All comprenne des véhicules erronés. En effet il n'est pas possible d'éliminer toutes les erreurs des données WIM, il existe probablement encore des mécanismes ou des règles provoquant des erreurs inconnues. Le regroupement Class est utile car il existe certains tronçons d'autoroute non ouvert aux grues roulantes, ne nécessitant donc pas le même niveau d'exigence pour les vérifications. Les modèles de grues roulantes qui sont classés sont énumérés dans le Tableau 4:9.

La définition stricte de chaque véhicule dans la classification usuelle est donnée dans l'annexe A2 du rapport AGB 2002/005 [2]. La procédure de reconnaissance des grues roulantes consiste à parcourir le Tableau 4:9 à la recherche du modèle de grue ayant les mêmes empattements, à plus ou moins 10%, pour tenir compte de potentielles imprécisions des mesures WIM. Par la suite, une vérification du poids total est effectuée pour vérifier que le véhicule correspond bien à la plage de poids plausible pour ce modèle de grue.

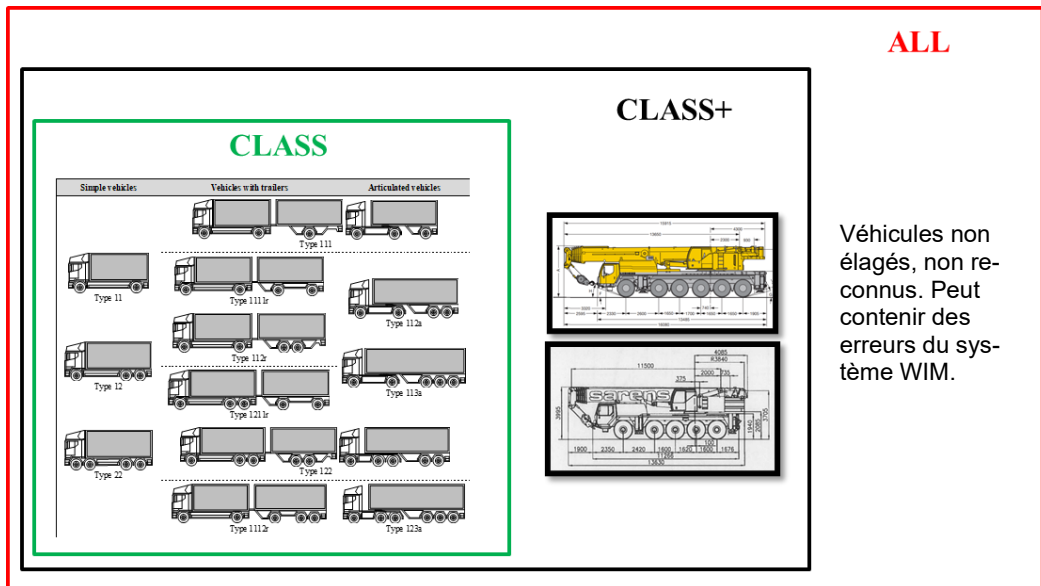


Tableau 4:9 Modèles de grues roulantes reconnues et ajoutées dans le groupe 'Class+'

Nom	Figure avec exemple de modèle	Modèles couverts
<p>Grue 60t</p> <p>5 Axes</p> <p>60t</p>		<p>Liebherr MK 110/140</p> <p>Liebherr LTM 1100-5.1/2</p> <p>Liebherr LTM 1100/2</p> <p>Liebherr LTM 1100/1160-5.2</p> <p>Liebherr LTM 1130-5.1</p> <p>Liebherr LTM 1150-5.3</p> <p>Liebherr LTM 1200/30/50-5.1</p> <p>Tadano ATG 130G-5</p> <p>Grove GMK5095/5130/5220</p> <p>Grove GMK5250/5150L</p> <p>Terex Explorer 5600</p>
<p>Grue 72t</p> <p>6 Axes</p> <p>72t</p>		<p>Liebherr LTM 1150-6.1</p> <p>Liebherr LTM 1225</p> <p>Liebherr LTM 1300-6.2</p> <p>Liebherr LTM 1300-6.3</p> <p>Grove GMK6400-1</p> <p>Grove GMK6300L-1</p> <p>Demag AC350-6</p>
<p>Grue 84t</p> <p>7 Axes</p> <p>84t</p>		<p>Liebherr LTM 1400-7.1</p> <p>Grove GMK7450</p>
<p>Grue 96t</p> <p>8 Axes</p> <p>96t</p>		<p>Liebherr LTM 1450-8.1</p> <p>Liebherr LTM 1500-8.1</p> <p>Liebherr LTM 1650-8.1</p> <p>Demag AC 500-1</p> <p>Demag AC 500-2</p>

4.4 Résumé de l'évolution du trafic

Depuis le début des années 2000, une légère évolution des flux de circulation est observée. Les paramètres les plus importants pour les effets d'action du trafic sur les ponts sont : le poids et la compacité des modèles de camions, en particulier dans la queue de distribution décrivant les plus lourds, et le taux de poids lourds dans le trafic. Dans la Figure 4:11, les histogrammes du poids des poids lourds à Denges et Ceneri sont représentés à partir de deux séries de trois ans : 2003, 2005 et 2007, puis dix ans plus tard en 2017, 2018 et 2019. Les différences entre les types de trafic à ces deux endroits sont claires. L'emplacement de Denges représente le trafic "national" (ou régional), tandis que celui de Ceneri présente les caractéristiques classiques du trafic "international". Tous deux présentent deux pics dans la densité de probabilité, à environ 15 t et 40 t, le pic vers 15 t étant beaucoup plus marqué. Ce premier pic se compose de camions vides et de camions de livraison plus légers ; les camions "pleins" sont ceux qui pèsent plus de 20 t. Un profil de trafic national présente une grande variété de poids de camions pleins et, dans ce cas, une longue queue s'étendant au-delà de 45 t, tandis que le profil international est clairement optimisé avec un taux important de véhicules pleins proches de 40 t, mais avec un respect beaucoup plus marqué des réglementations en matière de poids (effet des douanes), illustré par une courte queue de distribution.

Dans les deux cas, on observe clairement un schéma d'optimisation accru au fil du temps. Le nombre de véhicules dans le deuxième pic a augmenté (surtout à Denges), et le nombre de véhicules semi-chargés entre les pics a diminué (surtout à Ceneri). En outre, la queue

de la distribution s'est élargie aux deux endroits, ce qui pourrait être lié soit à un relâchement des contrôles de police soit à augmentation de la prise de risque des camionneurs afin de repousser les limites pour des raisons d'efficacité. La taxe RPLP peut également avoir joué un rôle dans les tendances observées.

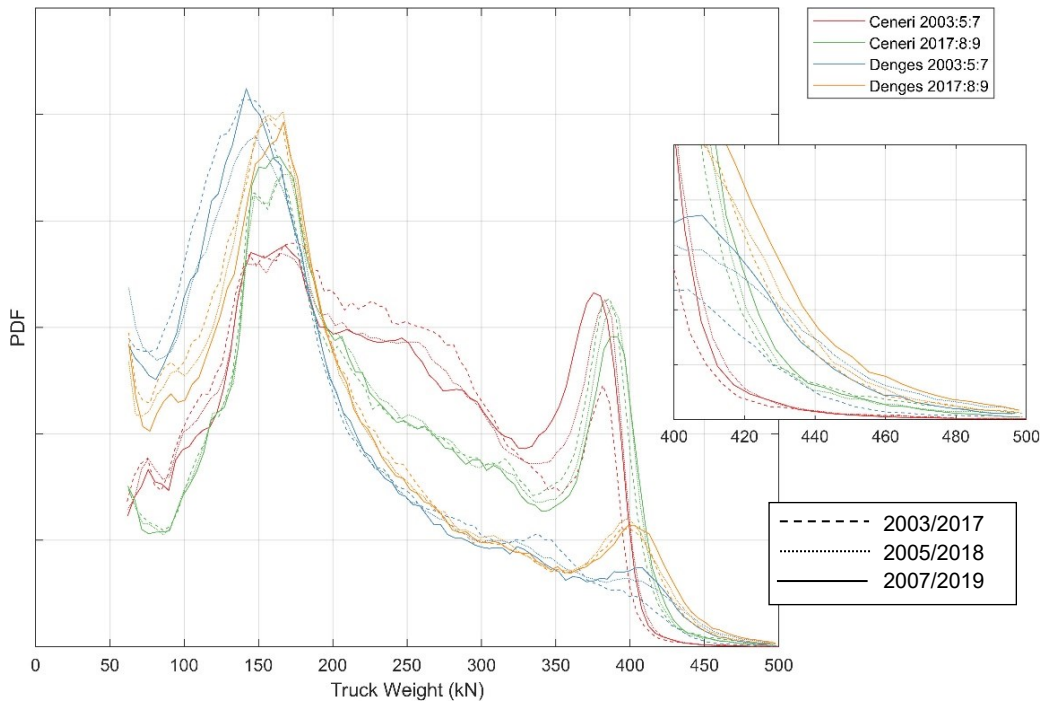


Figure 4:11 Densités de probabilité de l'évolution du poids des camions (Voir également la Figure 5:16)

L'évolution du taux de camions (poids lourds) est représentée à la

Figure 4:12, déterminée à partir des données des stations WIM. Ce qui apparaît immédiatement, c'est la forte baisse du taux de poids lourds à la station 402, le tunnel du Gothard, au fil des ans (à l'exception de l'augmentation en 2020 due à une diminution des véhicules de tourisme en raison de la pandémie mondiale). Dans les simulations de Hirt & Meystre, un taux de poids lourds maximal de 29 % a été défini sur la base des données de Göschenen de 2003. Nous pouvons maintenant constater que l'augmentation du nombre de véhicules de tourisme, combinée à la stratégie des autorités suisses visant à transférer davantage de marchandises à travers les Alpes par le rail, a entraîné un transfert modal qui se traduit par une diminution importante du taux de poids lourds. La part du rail dans le volume de transport de marchandises transalpin est passée à 72.4 % (elle est revenue au niveau de l'année 2000). Dans les autres stations, on observe une diminution mais elle est modérée, i.e. de quelques pourcents, donc globalement une situation plutôt stable. La

Figure 4:12 présente l'évolution du trafic de marchandises par la route et par le rail à travers les Alpes depuis 1980 (extrait de Alpenquerender Güterverkehr [20]) et donc le transfert modal.

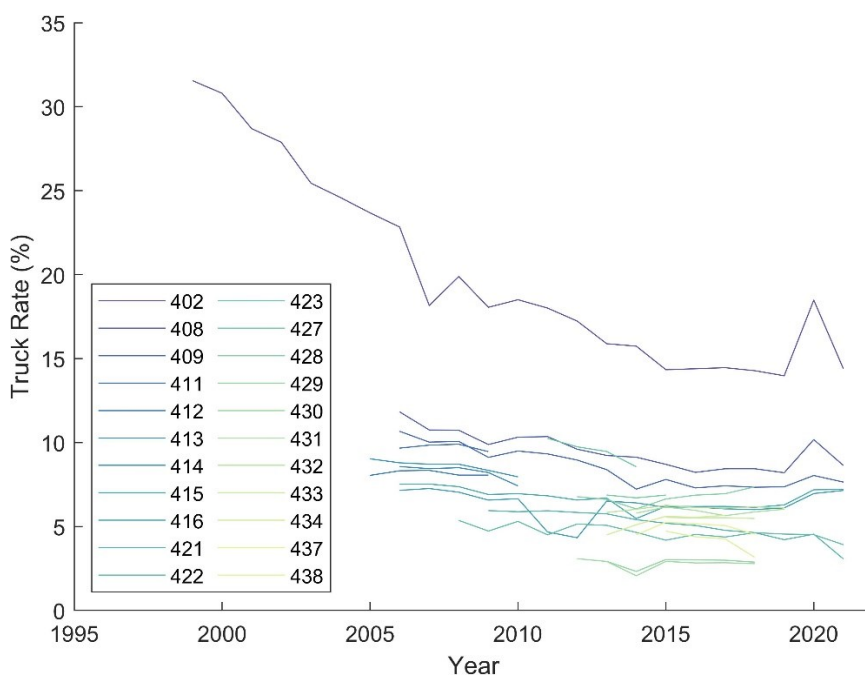


Figure 4:12 Évolution des taux de poids lourds aux stations WIM

Year	Rail Mio. t	Road Mio. t	Total Mio. t
1980	15.6	1.3	16.9
1984	14.3	2.4	16.7
1989	17.7	4.0	21.7
1994	17.8	6.2	24.0
1999	18.4	8.4	26.8
2004	22.9	12.5	35.4
2009	20.8	13.4	34.2
2014	26.2	12.5	38.7
2019	26.6	10.2	36.8

Cross-Alpine Freight Traffic (CAFT) 1980-2019

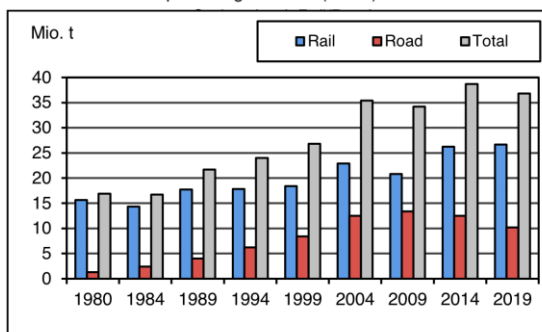


Figure 4:13 Évolution du trafic de marchandises par route et par rail à travers les Alpes suisses, 2019 [20]

4.5 Données d'étalonnages WIM

Les caractéristiques d'un site WIM peuvent affecter de manière significative la précision des résultats. Notons que le terme précision, utilisé par soucis de concision, recouvre ici ensemble exactitude et précision. La rugosité de la route, en particulier, entraîne une excitation de la dynamique des camions qui passent. L'augmentation de la variation dynamique de la force appliquée tend clairement à réduire à la fois l'exactitude et la précision des estimations de poids statiques. Les caractéristiques du site peuvent en outre affecter de manière significative la durabilité des systèmes WIM (déformation, orniérage, fissuration

de la chaussée) [21]. Dans un site avec de bonnes caractéristiques, le capteur Kistler M660, utilisé aujourd'hui par toutes les stations WIM suisses, mesure le poids des axes avec une précision d'environ 10 %, voire 5 % dans certaines stations.

Lors d'un étalonnage de routine (censé avoir lieu chaque année, mais en pratique seulement tous les deux ans voire plus), les poids lourds (trafic 40 t) sont arrêtés, pesés statiquement à l'aide d'une balance mobile, puis chaque camion est libéré pour circuler sur la station WIM et le poids de chaque axe est enregistré (ainsi que sa vitesse et les temps de passage, pour en déduire les distances entre axes, donc les types d'essieux). Cette opération est répétée avec environ 45 poids lourds. Récemment, des procédures "d'étalonnage simplifié" ont été utilisées, avec seulement trois véhicules et des conducteurs faisant partie de l'équipe d'étalonnage. Les véhicules sont pesés à l'entreprise, lors de leur chargement. Les coûts sont ainsi réduits, car ces véhicules passent entre une et trois fois (i.e. au total 3 à 9 mesures seulement à disposition) et il n'est pas nécessaire d'arrêter le trafic. En raison de la façon dont les mesures statiques sont comparées aux mesures en conditions réelles pour tenter de les rendre égales, sans tenir compte de la vitesse, on ne peut pas affirmer qu'il existe une composante "dynamique" dans les mesures WIM. La seule façon d'y parvenir serait que les étalonnages soient effectués aussi avec des véhicules roulants lentement ; dans tous les cas, il n'est pas possible de connaître la composante dynamique provenant de l'interaction pont-véhicule, seul un monitoring sur l'ouvrage le peut.

L'incertitude de mesure d'un « capteur WIM » (en fait 2 pour une voie, mais aucun étalonnage ne s'effectue par roue) est à peu près normalement distribuée, avec une moyenne (m) et un écart-type (s) exprimés en pourcentage du poids du véhicule. Les statistiques sont calculées pour tous les axes, tous les essieux, tous les axes au sein des essieux et le poids total du véhicule pour chaque capteur (i.e. chaque voie) lors de chaque étalonnage. Si les résultats du biais moyen sont inférieurs ou égaux à 2 %, aucune modification n'est apportée, mais si les résultats sont supérieurs ou égaux à 2 %, la différence est implémentée directement dans la station [22]. Si une modification est apportée, la procédure est répétée pour un deuxième étalonnage, toutes les statistiques étant recalculées. La classe de précision de la station est attribuée conformément à la spécification COST 323 [21]. La classe de précision de la station est attribuée conformément à la spécification COST 323 soit, par ordre décroissant, A, B+, B, C, D+, D ou E. Le Tableau 4:10 décrit les différents critères et plages d'erreur relative (tous les chiffres du tableau sont des pourcentages). De plus amples explications sont données en fin de section.

La classe de précision la plus courante en Suisse est B(10). Comme montré à la Figure 4:14, il y a également de nombreuses stations avec des classes A(5) et B+(7), et très peu en-dessous de D+(20). La base de données des étalonnages depuis 2005 comprend 180 étalonnages de capteurs individuels, ce qui correspond à plus de 7 000 passages de véhicules lourds. En combinant toutes les mesures des poids des axes et des camions, l'erreur moyenne *absolue* est de 2.77 % avant étalonnage et de 1.84 % après étalonnage. La moyenne *générale* des poids après étalonnage est alors de -0.05 % ; ce qui est correct, elle devrait être proche de zéro puisque toute différence significative du biais moyen est implémenté directement dans la station. Dans l'ensemble, la plupart des données disponibles peuvent être utilisées pour l'analyse, bien que certaines stations soient plus précises que d'autres.

Le fait que les données des stations WIM aient une erreur aléatoire introduit une incertitude dans la détermination des effets d'action calculés. Cette incertitude aléatoire est estimée plus loin dans le chapitre 6. Il est important de considérer que, lors de la sélection des événements maximaux, le fait qu'il y ait une erreur aléatoire sur les données des stations WIM (erreur centrée autour de la moyenne) conduira à des conclusions *conservatrices* puisque les événements extrêmes se trouvent dans les queues de distribution, qui s'en trouvent allongées.

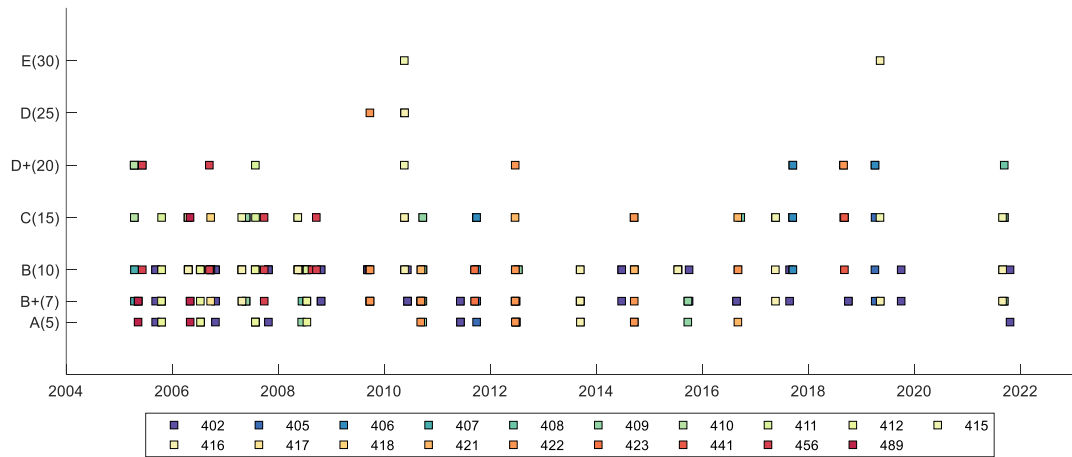


Figure 4:14 Classes de précision obtenues lors des étalonnages des stations en Suisse

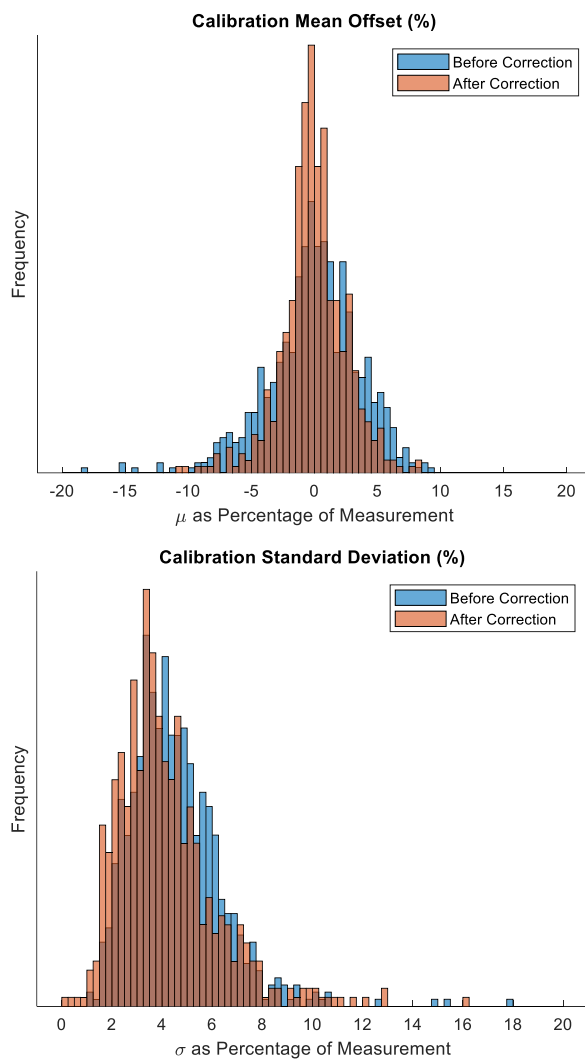


Figure 4:15 Statistiques avant et après les étalonnages (axes et poids total combinés)

Tableau 4:10 Classes de précision des stations WIM selon COST 323 [21]

Critères (type de mesure)	Domaine d'utilisation	Classe de précision : Largeur de l'intervalle de confiance δ (%)						
		A(5)	B+(7)	B(10)	C(15)	D+(20)	D(25)	E
1. Poids brut	Poids brut > 3.5 t	5	7	10	15	20	25	>25
Charge par axe :	Charge per essieu > 1 t							
2. Essieux (groupes d'axes)		7	10	13	18	23	28	>28
3. Essieu simple (= axe)		8	11	15	20	25	30	>30
4. Axe au sein d'un essieu		10	14	20	25	30	35	>35
Vitesse	V > 30 km/h	2	3	4	6	10	10	>10
Distance entre les axes		2	3	4	6	10	10	>10
Flux total		1	1	1	3	5	5	>5

La conformité à une classe de précision selon le Tableau 4:10 est déterminée comme suit [21]. Pour être dans une classe de précision, la probabilité calculée que les résultats se situent dans l'intervalle $[W^s (1-\delta), W^s (1+\delta)]$, où W^s est la valeur de référence acceptée, doit être supérieure à un minimum spécifié, π_o (qui est le niveau de confiance minimal requis). La largeur de l'intervalle de confiance, δ , est fonction de la classe de précision (accuracy class) et du type de mesure, comme indiqué dans le Tableau 4:10. Si le système WIM est étalonné à l'aide de véhicules dont les poids statiques sont précisément connus, toutes les erreurs relatives doivent se situer dans l'intervalle de tolérance de la classe de précision correspondante $[-\delta ; +\delta]$ pour le critère considéré. La probabilité, ou niveau de confiance, minimal π_o est fonction des conditions d'essai (répétabilité, reproductibilité, durée, etc.) et de la taille de l'échantillon. Ce risque $(1-\pi_o)$, ou niveau de confiance π_o , peut être choisi en fonction du plan d'étalonnage :

- supérieur ou égal à 90% en cas de conditions de reproductibilité limitée (R1),
- supérieur ou égal à 95% en cas de conditions de reproductibilité étendue (r2).

Avec

- R1 = conditions de reproductibilité limitée : un petit ensemble de véhicules (généralement de 2 à 10), représentatifs en poids et en silhouette de la circulation typique, est utilisé. Chaque véhicule passe plusieurs fois, à différentes combinaisons de vitesse et avec de faibles variations de la position latérale.
- R2 = conditions de reproductibilité étendue : un véhicule passe plusieurs fois à différentes vitesses, différentes charges et avec de faibles variations de la position latérale (conformément au trafic typique).

5 Modélisation

5.1 Modèle de simulation de trafic

L'état de la circulation est l'une des caractéristiques les plus importantes de tout modèle de trafic. Un modèle peut représenter un trafic fluide, un trafic embouteillé ou un ensemble complet de conditions de trafic différentes en fonction de l'heure de la journée (fluide, congestionné, jusqu'à être embouteillé à l'arrêt). Dans l'AGB 2002/005 [2], seul le trafic embouteillé à l'arrêt a été modélisé. Plus précisément, la condition de trafic embouteillé à l'arrêt ou « stationnaire », représente un embouteillage extrême dans lequel les véhicules sont à l'arrêt, mais ne se produit qu'une petite partie du temps (fixée précédemment à 2 % pour les conditions d'exploitation normales, i.e. pas de travaux). Dans l'AGB 2002/005 [2], les sites de Denges, Gothard et Mattstetten ont été utilisées comme trafics de référence dans les simulations, avec des données de l'année 2003. Les sites de Denges et de Mattstetten avaient toutes deux un trafic national similaire, le site du Gothard représentant un trafic international. Pour la présente étude, Denges et Gothard sont à nouveau utilisés, tandis que Ceneri et Oberbüren sont ajoutés. La Figure 5:16 montre qu'Oberbüren est un bon remplacement pour Mattstetten ; les données de 2019 montrent un profil similaire à Denges, tout comme Mattstetten 2003 ressemblait à Denges 2003. Le site de Ceneri, quant à lui, ressemble à celui du Gothard, les deux montrent une partie médiane de poids faible entre les camions vides et les camions pleins, signalant une optimisation de la charge utile. Le site de Ceneri a cependant une queue de distribution plus longue et donc probablement des chargements un peu moins optimisés.

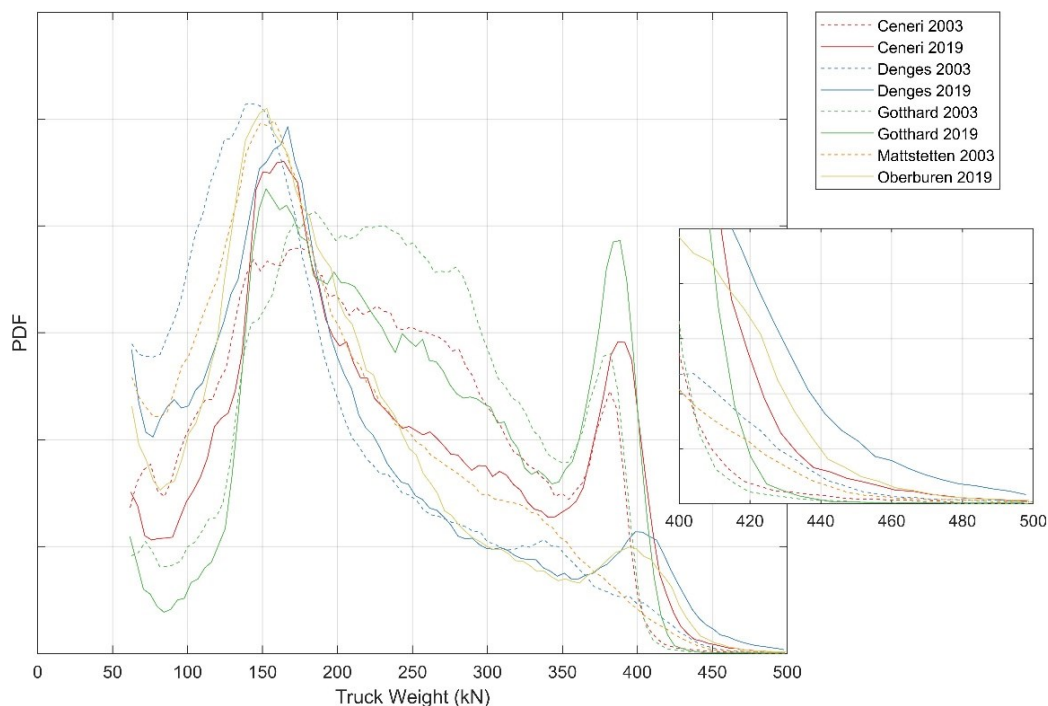


Figure 5:16 Histogrammes du poids des camions pour plusieurs sites/stations WIM en 2003 et 2019

La simulation de trafic pour ce projet est réalisée de la même manière que dans l'AGB 2002/005 [2], avec quelques différences décrites dans la présente section. L'une de ces différences est l'ajout d'une modélisation du trafic « non stationnaire », qui peut correspondre à des vitesses entre 30 km/h (situation de trafic congestionné) et 80 km/h (trafic fluide). La simulation du trafic congestionné est un moyen efficace d'approcher le trafic WIM (en effet pour que les capteurs enregistrent, il faut une vitesse des véhicules supérieure à 20 km/h). Comme précédemment [2], les conditions d'embouteillage sont modéli-

sées pour des conditions d'exploitation normales et fixées à 2 % du temps. En effet, l'utilisation des bandes d'arrêt d'urgence pour réduire les conditions d'embouteillage, R-BAU, est considérée comme suffisamment efficace pour éviter d'augmenter ce chiffre. Les données d'entrée du modèle de simulation sont le nombre de véhicules à simuler, le pourcentage de véhicules lourds (taux de camions), le nombre et la direction des voies, la répartition des camions entre les voies, ainsi que l'année et l'emplacement de la station WIM dont les véhicules lourds doivent tirer leurs caractéristiques. Dans le modèle de simulation, le trafic est créé en suivant les étapes suivantes (voir les articles suivants pour plus d'information):

- Le taux de camions et la répartition des camions sur les voies sont utilisés pour déterminer le nombre de véhicules lourds et légers dans chaque voie, avec la contrainte que la séquence (ou file) de véhicules sur chaque voie de trafic ait la même longueur.
- Les probabilités de transition de Markov sont utilisées pour attribuer les véhicules lourds et légers qui se suivent, reflétant ainsi le regroupement naturel des véhicules lourds (voir article 5.1.2).
- Les véhicules lourds sont affectés de manière aléatoire à des classes, conformément à la distribution entre ces classes à la station WIM.
- Chaque véhicule lourd se voit attribuer un poids en fonction de l'histogramme de sa classe, et ce poids est distribué de manière probabiliste à chaque essieu (groupe d'axes), puis à chaque axe.
- Les distances entre les axes sont également fixées selon une approche combinée probabiliste-déterministe. Les distances entre les véhicules sont déterminées selon (voir Bailey [3] et Koshini [23]) avec des lois de probabilité :
 - l'état stationnaire, embouteillé, avec des lois de type Beta ;
 - les états non stationnaires, qui peut aller du trafic congestionné à fluide, avec des lois soit Beta (congestionné), soit de Poisson (fluide), qui dépendent de la vitesse et du débit.

Le nombre total de véhicules simulés par an est de 1 000 000 véhicules pour les scénarios d'embouteillage et de 50 000 000 véhicules pour les scénarios non stationnaires (correspond au fait que la situation d'encombrement à fluide est beaucoup plus fréquente que l'embouteillage, qui ne se produit que 2% du temps).

Concernant le facteur d'amplification dynamique, les justifications pour ne pas le considérer dans nos méthodes (généralisé WIM et SIM), i.e. DAF = 1.0, sont fournies en annexe, section IV.3.1, à cette documentation. Précisons que nous nous plaçons dans le cas d'un modèle de charge pour l'évaluation de ponts existants et sans problème dynamique particulier (par exemple fréquence propre proche d'une fréquence de mise en résonance, en lien ou non avec les joints de chaussée).

De plus, notons que la notion de « Assessment Dynamic Ratio » peut être invoquée pour justifier de ne pas augmenter les valeurs statiques de charges dans les simulations des effets d'action maximaux [24] [25].

La qualité de la chaussée a une influence très positive sur les facteurs d'amplification dynamique des effets du trafic lourd. Dans toutes nos analyses, il est admis que la qualité des chaussées en Suisse répond aux exigences les plus élevées [26] qui correspond à la qualification "très bon". Cela restera vrai à l'avenir en raison de l'objectif imposé par l'autorité (OFROU), qui met les moyens pour le garantir. Pour 2022 [27] la note d'état moyen des chaussées est de 1.32, ce qui correspond à un bon état global, la note 1 étant la meilleure sur une échelle de 5). Par ailleurs, les questions liées à une composante « dynamique » dans les mesures WIM, en fonction de la vitesse et des incertitudes d'étalonnage ont été discutées à la section 4.5.

5.1.1 Génération de séquence : taux de camions et répartition des camions entre les voies

Le taux de camions est déterminé en additionnant tous les véhicules observés de plus de 6 t et en divisant ce chiffre par le nombre total de véhicules passant à une station WIM. Il s'agit d'une différence par rapport à la définition utilisée dans l'AGB 2002/005 [2], où tout

véhicule de plus de 3.5 t était comptabilisé, mais ensuite simulé avec un poids minimum de 6 t. Cette pratique introduit un certain degré de conservatisme qui n'a donc pas été conservée car notre connaissance du trafic est aujourd'hui meilleure. Bien que ce changement de définition conduit à un taux de poids lourds nettement inférieur pour le Gothard en 2003 (25 % sup. à 6 t au lieu de 29 % sup. à 3.5 t), lorsque l'on considère toutes les stations en 2019, il se traduit par une différence de moins de 1 %. Une autre hypothèse conservatrice, qui n'a pas été conservée en raison des améliorations apportées à l'élagage et au filtrage, est la recatégorisation des véhicules lourds non classés (mais avec un nombre d'axes connu) dans chaque classe correspondante avec le même nombre d'axes (proportionnellement au % de véhicules classés). Les taux de poids lourds pour 2019 sont indiqués dans la Figure 5:17.

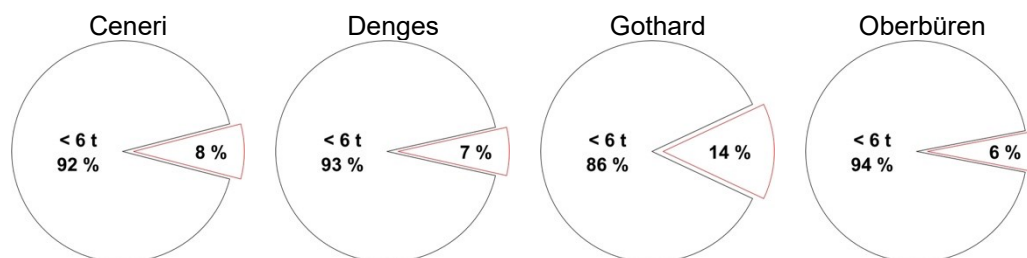


Figure 5:17 Taux de poids lourds (i.e. trafic 40 t) dans 4 stations WIM pour l'année 2019

Le taux de poids lourds pour Denges a été laissé inchangé par rapport aux simulations de l'année 2003, étant donné que la configuration de la station WIM en conjonction avec le R-BAU rend difficile l'estimation du nombre total des poids lourds. Le Gothard, en revanche, a un taux de poids lourds de 14 % en 2019, en raison de la baisse enregistrée ces dernières années, comme le montre la Figure 4:12.

Les répartitions des poids lourds entre les voies pour chaque station sont indiquées dans la Figure 5:18, qui montre également le tracé des voies pour chaque station. Les voies qui ne sont pas équipées de capteurs WIM sont représentées par des véhicules légers, et aucune donnée n'est enregistrée pour pouvoir déterminer le pourcentage de camions pour ces voies. Les poids lourds sont répartis de manière égale dans les deux directions au Gothard. À Denges, les pourcentages sont faussés par le fait que la R-BAU n'est ouverte qu'aux heures de pointe. Deux observations importantes peuvent être faites pour Ceneri et Oberbüren. La première est que, dans la configuration à deux voies, les poids lourds restent sur la voie lente la plupart du temps (environ 98%). En revanche, dans la configuration à trois voies, les poids lourds utilisent plus volontiers la deuxième voie (près de 24 %). Ces observations sont similaires aux paramètres utilisés dans les simulations de [11] où, pour les scénarios à deux voies, une distribution de 96-4% a été utilisée comme référence. En règle générale, plus la répartition des poids lourds sur les voies est homogène, plus les effets d'action du trafic sont importants, même si ce n'est pas le cas pour tous les types de lignes d'influence. La présente étude s'inspire des distributions observées pour arriver à celles qui figurent dans le Tableau 5:11. Les voies lentes, avec beaucoup de trafic lourd, sont dénommées **H (Heavy)**, et les voies rapides, avec essentiellement du trafic léger sont dénommées **L(Light)**. Les situations non observées sont corrigées en considérant que les voies R-BAU ne sont pas adoptées aussi rapidement par les conducteurs de poids lourds que les voies régulières les plus à gauche mais qui ne sont pas des R-BAU.

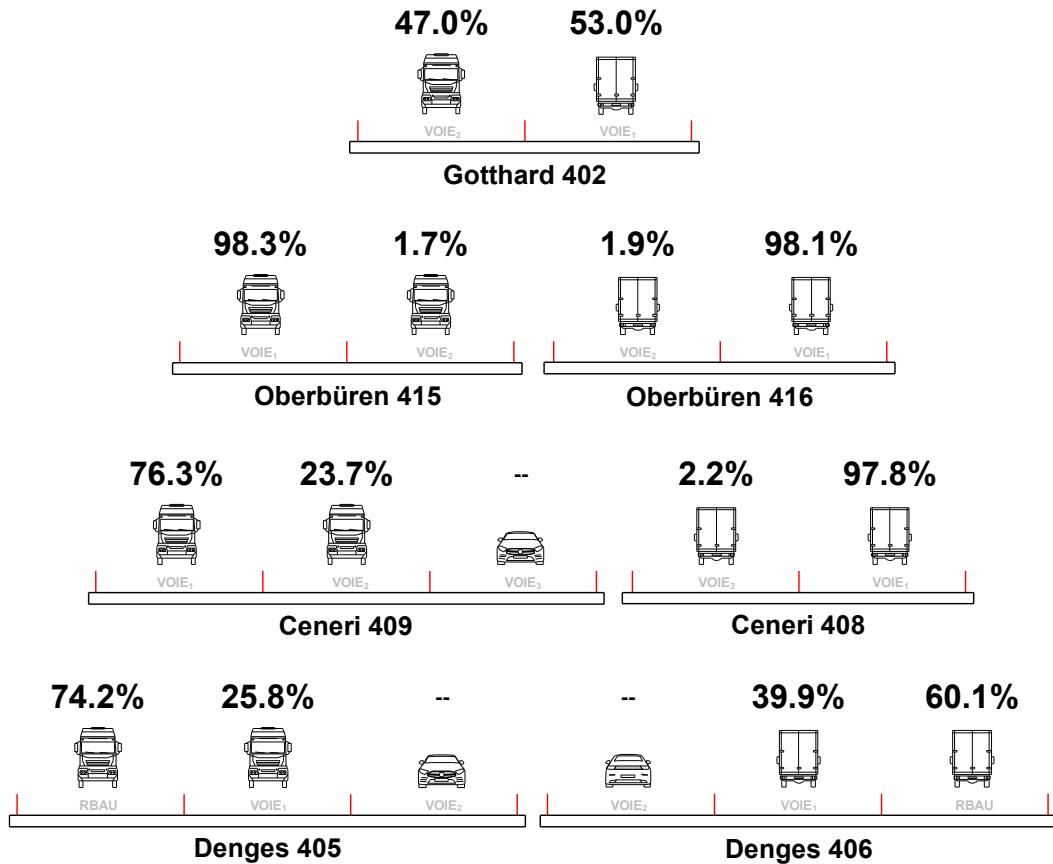


Figure 5:18 Répartition des poids lourds dans les 4 stations WIM pour l'année 2019

Tableau 5:11 Répartition des poids lourds sur les voies étudiées (%), voies trafic lourd H (Heavy), voies trafic léger L (Light)

Type de route	2 voies		3 voies		4 voies	
	Répartition	Numérotation	Répartition	Numérotation	Répartition	Numérotation
Bidirectionnel	50-50 [12]	L1H, L1H	48-2-50 [112]	L1H, L2L, L1H	48-2-2-48 [1122]	L1H, L2L, L1H, L2L
Unidirectionnel	96-4 [11]	L1H, L2L	75-25-0 [111]	L1H, L2L, L3L	55-43-2-0 [1111]	L1H, L2L, L3L, L4L
R-BAU	60-40-0 [111]	L1H, L2H, L3L	50-45-5-0 [1111]	L1H, L2H, L3L, L4L	45-43-10-2-0 [11111]	L1H, L2H, L3L, L4L, L5L

5.1.2 Loi de probabilité de transition de Markov

Un regroupement naturel de poids lourds a été observé lors de l'étude du platooning pour l'AGB 2017/004 [17]. Ces regroupements naturels créent des situations plus déterminantes que l'alternative de répartition purement aléatoire et doivent donc être modélisés à l'aide de probabilités de transition de Markov. Dans l'étude du platooning, un "facteur de regroupement" naturel de 1.46 a été utilisé pour le trafic embouteillé à partir des observations des WIM et des stations de comptage. Avec le processus de Markov et un facteur de regroupement de 1.46, la probabilité qu'un poids lourd en suive un autre augmente à 14.6 % (et les autres probabilités de transition sont ajustées en conséquence, par exemple la probabilité qu'un véhicule léger suive un poids lourd est alors de 85.4 % au lieu des 90 % attendus dans la situation non markovienne). L'ordre des voitures et des poids lourds dans chaque voie est établi avec ces probabilités de transition de Markov (toutes déterminées à partir du taux de poids lourd à un endroit donné et du facteur de regroupement de 1.46), pour la séquence complète de véhicules dans une simulation.

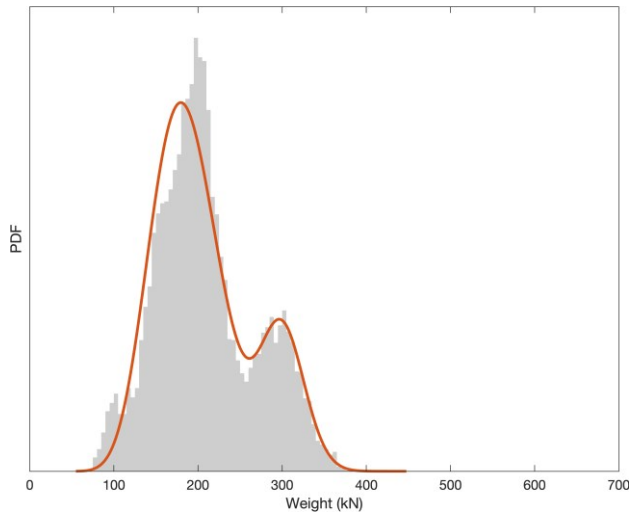


Figure 5:20 Histogramme des poids totaux de la classe 112r à Oberbüren pour l'année 2019

Le poids total attribué à un poids lourd donné est ensuite réparti entre tous les essieux de manière probabiliste à l'aide de corrélations linéaires. Le véhicule lourd 112r a trois essieux (l'essieu moteur ou axe car unique, un deuxième axe et un essieu tandem à l'arrière). La première étape consiste à attribuer un poids à l'axe 2, en utilisant les corrélations observées entre cet axe et le poids total. Ensuite, la corrélation entre le poids restant et le poids de l'essieu tandem à l'arrière est utilisée pour fixer son poids (ensuite divisé à parts égales entre les 2 axes). Enfin, le poids restant est attribué à l'axe moteur à l'avant.

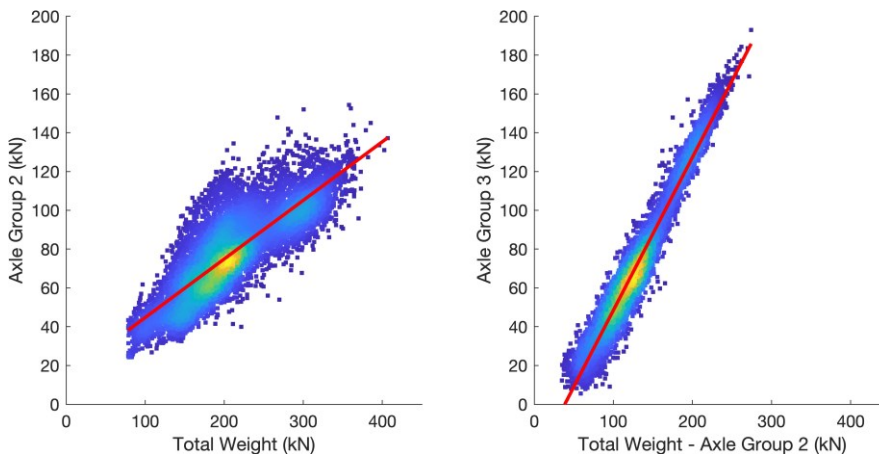


Figure 5:21 Corrélations linéaires entre le poids total et le poids de l'axe 2 pour la classe 112r à Oberbüren, 2019

5.1.5 Génération de séquence : distances entre les axes et les véhicules

La distance entre chaque axe & essieu d'un véhicule est attribuée sur la base des distributions probabilistes observées pour chaque type de classe. En poursuivant avec l'exemple du type de véhicule 112r à Oberbüren, la Figure 5:22 montre les distances entre les axes. Il convient de noter que les distances entre les axes 3 et 4 ne sont pas indiquées, étant donné que les distances au sein d'un essieu sont attribuées de manière déterministe (normalement 1.3 m entre chaque axe).

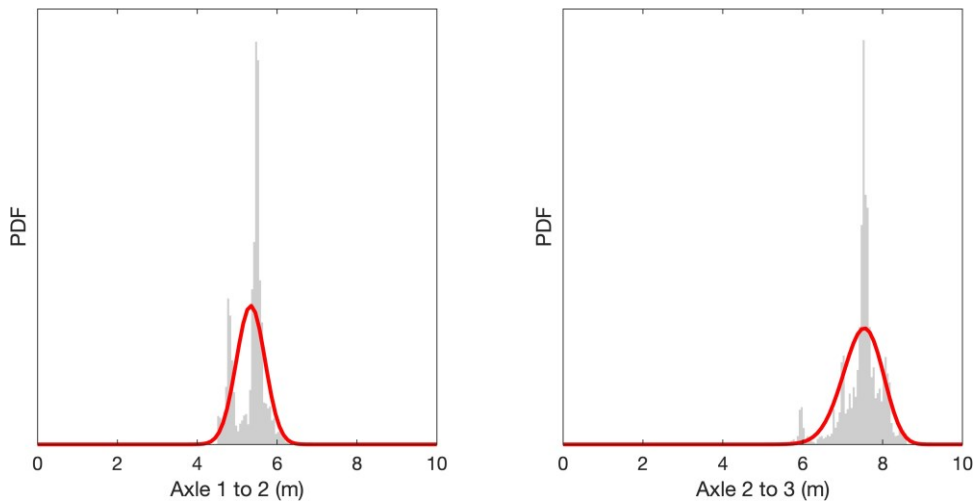


Figure 5:22 Distances entre les axes (« axle 3 » correspond au premier axe de l'essieu tandem) pour le 112r à Oberbüren, 2019

Koshini [23] montre que la distance entre les véhicules stationnaires (de pare-chocs à pare-chocs) peut être modélisée par une distribution bêta, avec une courbe unique pour chaque combinaison de poids lourd et véhicule léger se suivant les uns les autres. Ces courbes et les paramètres associés sont présentés à la Figure 5:23. Les paramètres peuvent être consultés sous forme de tableau dans [11] ou, comme ils ont été utilisés dans le précédent travail, dans AGB 2002/005 [2]. La distance minimale d entre les véhicules est de 0.1 m et la distance maximale de 15 m. L'hypothèse d'un trafic stationnaire au lieu d'un trafic embouteillé est une hypothèse conservatrice. Cela ne peut pas être confirmé par les données WIM (qui ne fonctionnent pas bien en dessous d'env. 20 km/h et arrêtent alors de récolter des mesures), mais l'expérience des auteurs est que la simulation des volumes de trafic embouteillés avec des distances inter-véhicules en fonction du trafic stationnaire, donc avec moins d'espace entre les véhicules, est conservatrice.

Les distances entre les véhicules dans un trafic fluide peuvent être trouvées dans la même source. Ces distances ne dépendent pas du statut du véhicule, qu'il soit lourd ou léger.

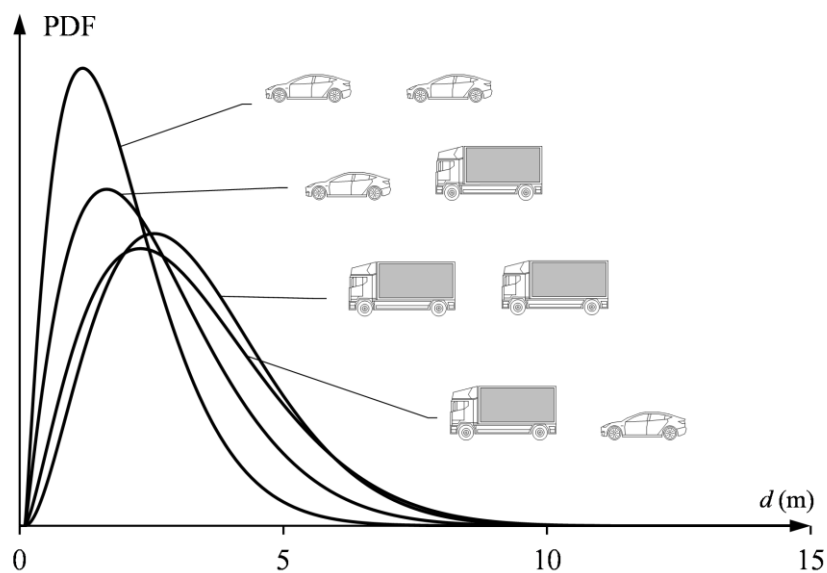


Figure 5:23 Distances entre véhicules à l'arrêt selon Koshini [23]

5.2 Trafic généré WIM

Le trafic généré directement à partir des données WIM est une méthode née du constat que trop d'hypothèses sont nécessaires pour simuler correctement le trafic, l'effet de ces hypothèses n'étant en grande partie pas quantifié. Pour contourner ce problème, les horodatages d'arrivée des véhicules sont utilisés pour reconstruire le trafic enregistré par le WIM dans l'espace et ce trafic est utilisé directement pour déterminer les effets de la charge maximale. Ce flux de trafic peut être fluide, congestionné ou en cours d'embouteillage à l'arrêt (toutefois, les embouteillages graves ne sont pas pris en compte en raison des limitations du WIM). Ainsi, la méthode trafic généré WIM n'est pas une méthode de simulation, mais plutôt un modèle déterministe. Elle implique encore plusieurs hypothèses, qui seront discutées dans les sections suivantes, mais la plupart de ces hypothèses peuvent être vérifiées.

Un exemple illustrant la valeur du généré WIM est la corrélation des arrivées de véhicules dans une et entre les voies. Les simulations de l'AGB 2002/005 [2] supposaient une distribution aléatoire des voitures parmi les camions. Les camions sont plus susceptibles de suivre d'autres camions que ce que l'on pourrait attendre simplement du taux de camions (voir 5.1.2), et la méthode généré WIM en tient compte implicitement, en incluant la corrélation des arrivées de camions par type de camion entre et à l'intérieur d'une même voie. L'un des inconvénients de la méthode généré WIM est qu'il n'y a aucun moyen de modifier la configuration des voies ; seule la configuration des voies aux stations WIM elles-mêmes peut être étudiée. Pour accroître la confiance dans les résultats, ce projet s'appuie sur une combinaison de méthodes comprenant la simulation traditionnelle et la méthode généré WIM décrite dans cette section. Les embouteillages ne sont simulés qu'à l'aide du modèle de simulation traditionnel. Une tentative a été faite pour les simuler dans le cadre de la méthode généré WIM en supprimant la distance entre les véhicules, comme ce qui se passerait en cas d'arrêt soudain à une station WIM ; toutefois, les résultats n'ont pas été jugés suffisamment réalistes et convaincants pour être conservés.

5.2.1 Reconstruction du trafic WIM

Lorsque les données de pesée en mouvement (WIM) sont disponibles avec un horodatage suffisamment précis et une estimation de la vitesse pour chaque véhicule qui passe, il est possible de reconstruire le trafic dans la dimension spatiale à l'aide de ces heures et vitesses d'arrivée des véhicules. Si l'on imagine qu'un pont se trouve à l'emplacement de la station de mesure WIM, il est possible de calculer les estimations des effets de la charge du pont sur le trafic. Cette méthode a été utilisée dans l'étude [11] pour évaluer le facteur de présence multiple pour la charge des camions sur les ponts routiers à l'aide du WIM aux États-Unis. Dans cette étude, ils ont utilisé des données WIM avec un horodatage précis à 0.01 s, ce qui donne une précision de 0.3 m à une vitesse de 113 km/h, et ont décidé de ne pas utiliser l'ensemble beaucoup plus important de données WIM précises à 1 s en raison de l'incertitude 10x plus grande. La méthode a été employée de manière similaire par van der Spuy, Lenner, de Wet, & Caprani [28] en utilisant des données WIM sud-africaines en 2019. Si l'on suppose qu'une structure de pont existe à l'emplacement de la station WIM, les effets des actions peuvent être calculés, ce qui inclut implicitement la présence de véhicules sur autant de voies que celles équipées de WIM. Il s'agit d'une avancée dans le calcul des facteurs de présence multiple, car elle élimine de nombreuses hypothèses et inclut toutes les corrélations entre les véhicules sans qu'il soit nécessaire de procéder à une simulation.

Le trafic reconstitué est toujours une estimation, car la conversion correcte entre le domaine temporel et le domaine spatial implique des diagrammes temps-espace et une surveillance continue de la vitesse ; nous ne disposons de la vitesse instantanée qu'à un seul endroit, ce qui nous oblige à supposer que les vitesses des véhicules sont constantes et que les écarts entre les véhicules n'augmentent pas. Ce problème est amplifié lorsqu'il y a très peu d'arrivées de véhicules, parce que l'écart de temps est important et donc l'écart de distance est très important. Une minute entre deux arrivées de véhicules, en supposant que les véhicules roulent à 80 km/h, entraîne un écart de 1.33 km. Un changement de vitesse relative entre les véhicules de quelques km/h seulement peut entraîner une diffé-

rence de près de 100 m dans cette estimation. Cependant, la bonne nouvelle pour l'utilisation des WIM reconstitués pour les ponts est que la plupart des ponts sont assez courts. Les grands écarts sont ignorés pour le calcul de la charge maximale.

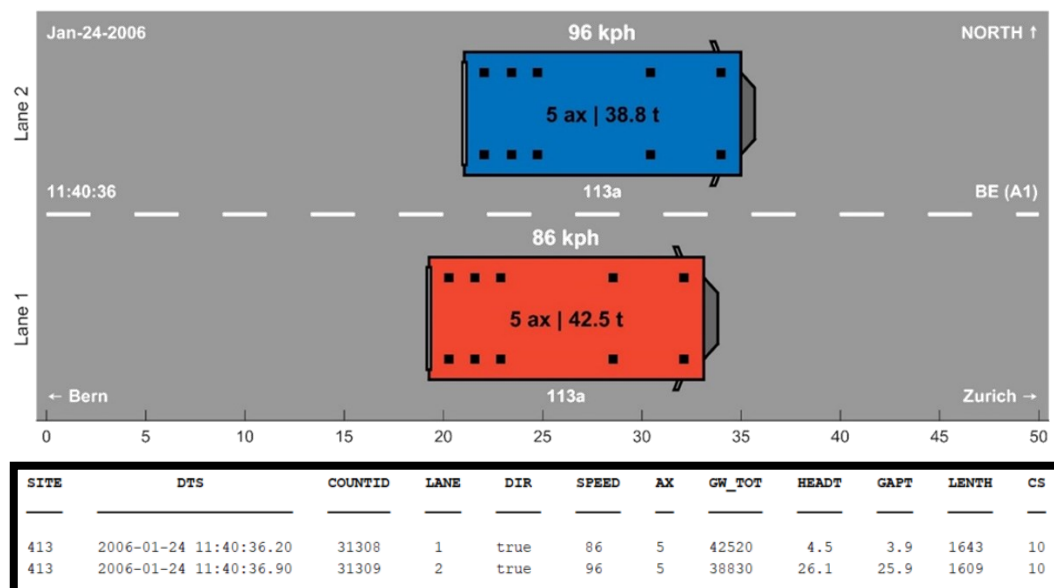


Figure 5:24 Exemple de reconstruction spéciale WIM (site Mattstetten station 413)

Ce qui est plus important, ce sont les petites lacunes. Certains scénarios entraînent la suppression de véhicules dans le flux de trafic. Cela se produit très rarement, mais il convient de le mentionner. Si deux véhicules arrivent rapidement l'un après l'autre *sur la même voie*, la reconstitution peut les faire se chevaucher. Cela peut être dû au fait que le premier véhicule était en train d'accélérer et le second en train de décélérer pendant l'enregistrement WIM, ce qui a amené les véhicules à maintenir leur distance l'un par rapport à l'autre dans la réalité d'une manière qu'il n'est pas possible de reconstituer avec leurs vitesses instantanées.

Cependant, les scénarios les plus importants pour les événements de charge maximale sur les ponts impliquent généralement des véhicules lourds côte à côte (tous deux proches de l'ordonnée de la ligne d'influence maximale). Ce comportement est bien représenté dans le WIM reconstitué. Lorsque deux véhicules lourds arrivent avec des horodatages très similaires, ils sont reconstitués l'un à côté de l'autre et la seule incertitude quant à leur emplacement est liée à l'intervalle d'horodatage. En Suisse, les stations WIM enregistrent les horodatages au niveau de 0.1 s, mais les données de certaines stations (toutes celles qui étaient auparavant exploitées par les autorités chargées de taxer les véhicules lourds, LSVA - voir le Tableau 3:3 pour les stations qui incluent les véhicules légers) ne sont rapportées qu'au niveau de 1 s. Dans le premier cas, le positionnement du véhicule est précis à ± 1.11 m (sans tenir compte de l'effet des changements de vitesse des véhicules), et dans le second cas, à ± 11.1 m (en supposant que le véhicule roule à 80 km/h). En raison de cet arrondi, davantage de véhicules sont supprimés en raison du chevauchement lorsque les données WIM avec des horodatages de 1 s sont utilisées. Il est important de noter que, bien que les données de la LSVA aient un rapport d'horodatage malheureux, elles sont précieuses parce qu'elles contiennent des véhicules légers et permettent donc une vérification indépendante des percentiles des classes de véhicules légers et de véhicules lourds.

5.2.2 Configurations des voies WIM

Lorsque l'on détermine directement les effets des charges du trafic WIM, les résultats ne s'appliquent qu'à la configuration des voies à la station WIM (il n'est pas possible d'effectuer une analyse paramétrique, comme c'est le cas de trafics issus de simulations). Les multiples stations WIM en Suisse peuvent être divisées en fonction de leurs largeurs de route et de leurs configurations de voies respectives, comme indiqué dans le Tableau 5:12. La

plupart des stations se trouvent sur des autoroutes à deux voies unidirectionnelles, à quelques exceptions près. Le Gothard (402), le Simplon (441) et le San Bernardino (423) ont tous une circulation bidirectionnelle à 2 voies. Denges (405, 406) est le seul endroit où les capteurs WIM sont installés dans chaque direction sur la voie d'urgence réaffectée, voies qui ne sont ouvertes que pendant les heures de pointe. Il n'y a pas de capteurs WIM installés sur la troisième voie, voie rapide avec peu de trafic lourd. Il n'y a qu'un seul endroit (avec 2 stations, 1 par direction) où 3 voies sont équipées, il s'agit de Felsenau à Berne (419, 420), une autoroute à 2x3 voies, mais dont le système WIM n'a été actif que pendant environ 1 an. Comme la plupart des stations unidirectionnelles disposent d'une station WIM par direction, ces données peuvent donc être combinées en une circulation bidirectionnelle à 4 voies (largeur de 18 m dans le tableau 3 ci-dessous).

Tableau 5:12 *Tracé des routes aux stations WIM (plus la couleur est foncée, plus il y a de stations et de données)*

Disposition des voies	2 voies	4 voies
UNI	[1, 1]	[1, 1, 1, 1]
BI	[1, 2]	[1, 1, 2, 2]
R-BAU	[1, 1, 1]	[1, 1, 1, 1, 1]

5.3 Modélisation des ponts

Le trafic transitant sur un pont peut être perçu comme une série de charges mobiles, amenant à la génération d'efforts intérieurs dans la structure. Pour obtenir la valeur de ces efforts, il est nécessaire de définir différents paramètres propres au pont étudié. De cette manière, il faut déterminer la section transversale (pont caisson, bipoutres...), le système statique longitudinal, la nature de l'effort (flexion ou tranchant) et enfin la configuration du trafic sur la chaussée (position des véhicules sur l'ouvrage). La section transversale, le système statique longitudinal ainsi que la nature de l'effort permettent de générer les lignes d'influence transversales et longitudinales d'intérêt. Il s'agit de modélisations simplifiées, qui ne tiennent pas compte de la fissuration pour la redistribution des efforts, d'une potentielle meilleure redistribution grâce aux entretoises, etc. Bien que source d'approximations sur les distributions transversales, elles sont correctes pour l'objectif recherché, en effet nos modèles élastique-linéaires sont similaires à ceux utilisés dans la pratique. La configuration du trafic sur la chaussée quant à elle permet le positionnement des charges mobiles, qui une fois combinées aux lignes d'influence permettent de sortir les efforts intérieurs recherchés. Toute structure porteuse peut être traitée par l'introduction de lignes d'influence dans le programme.

Tableau 5:13 *Types de pont en Suisse constituant ou traversant le réseau autoroutier [29]*

Type de pont	Nombre	Pourcentage
Poutre simple	274	9.4%
Poutre continue	1091	37.3%
Cadre	1007	34.4%
Pont dalle	255	8.7%
Pont béquilles	212	7.2%
Arc	27	0.9%
Autre	62	2.1%

Les types de systèmes porteurs, de section, de portées, couvrent la grande majorité des ouvrages présents, et qui seront construits, sur le territoire suisse et les autoroutes en particulier. Selon les dernières données KUBA, le nombre d'ouvrages en Suisse composant et traversant les autoroutes est donné dans le tableau ci-dessous.

Les types d'ouvrage avec les plus faibles pourcentages, tels que ponts béquilles, arc ou autre (par exemple tabliers de ponts haubanés), ne sont pas traités. Les cas qui ne correspondent pas aux systèmes statiques proposés doivent faire l'objet d'une réflexion par analogie si cela est possible et sinon d'études particulières.

5.3.1 Sections transversales

Quatre types de section de ponts ont été retenus, correspondant aux sections les plus courantes en Suisse. Il s'agit des sections caisson, bipoutres, multipoutres et dalles. A ces types s'ajoutent les cas des efforts transversaux (moments et efforts tranchants) dans les dalles, entre poutres ou dans les porte-à-faux. Tous les cas et types sont décrits plus bas et restent similaires à ceux présentés dans les rapports précédents de l'AGB 2002/005 [2] et 2009/005 [4]. Des documentations annexes présentent pour chaque type les modélisations effectuées [30], [31], [32], [33].

5.3.1.1 Ponts poutres caisson

Pour les ponts poutres caisson (Figure 5:25), qu'ils soient en béton ou mixte (acier-béton), il est admis que le positionnement latéral des charges sur la chaussée n'a pas d'impact sur la répartition du moment de flexion ou de l'effort tranchant le long de la section transversale. Les lignes d'influences sont donc similaires quelle que soit la voie de circulation considérée.

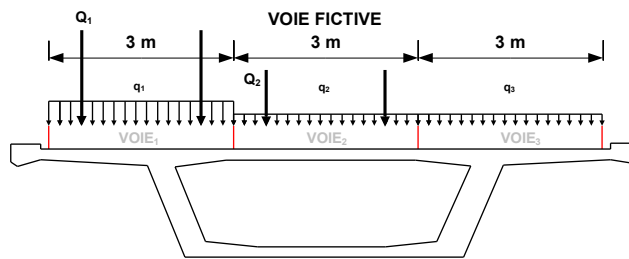


Figure 5:25 Pont poutre caisson

5.3.1.2 Ponts bipoutres

Comme pour l'AGB 2002/005 [2], quatre configurations de ponts bipoutres sont retenues. Il y a d'un côté les ponts bipoutres mixte (acier-béton), avec 3 configurations : standard, réduite, étendue et de l'autre les ponts bipoutres béton avec 1 configuration : standard.

À contrario des ponts poutres caissons précédents, le positionnement latéral des charges sur la chaussée impacte la répartition des efforts le long des poutres porteuses. De cette manière le concept de répartition transversale simplifiée a été introduit dans l'AGB 2002/005 [2] il permet en fonction du placement des charges le long de la chaussée, d'estimer la proportion des efforts reprise par les poutres porteuses. À titre de confirmation des hypothèses retenues dans l'AGB 2002/005 [2], une étude détaillée des répartitions transversales simplifiées a été menée (voir [34] et [30]). Celle-ci a permis de confirmer les hypothèses retenues et la cohérence des répartitions transversales simplifiées présentées. Les sections ainsi que les répartitions transversales retenues sont présentées dans la Figure 5:26.

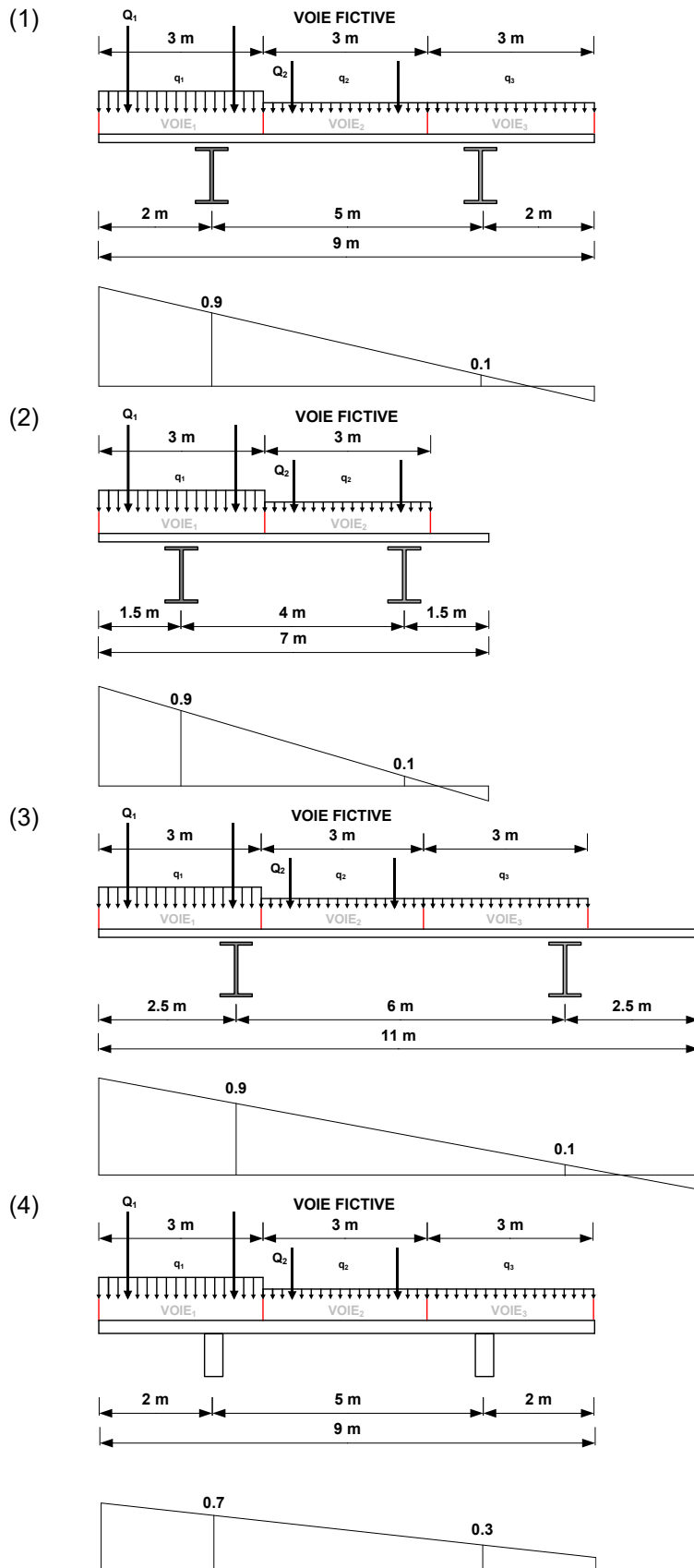


Figure 5:26 Ponts bipoutre standard (1), réduit (2), étendu (3), béton (4)

5.3.1.3 Ponts multipoutres

Les modèles de ponts proposés dans l'AGB 2002/005 [2] sont conservés. Ils proposent l'étude de trois poutres type différentes sur les deux ponts multipoutres génériques représentés à la Figure 5:27. Les poutres sont admises à inertie constante et leur hauteur, dalle comprise, vaut $L/20$ avec L la portée maximale du pont. L'épaisseur de la dalle et la largeur des poutres dépendent de l'écartement e entre les poutres. Elles sont fixées à $e/10$ pour l'épaisseur et $e/6$ pour la largeur. Les ponts multipoutres sont calculés grâce à un modèle de barres et poutres.

En référence à la figure Figure 5:28, le modèle consiste à représenter l'ensemble du pont au moyen d'une grille de poutres. Dans le sens longitudinal, on a de larges poutres en forme de T placées les unes à côté des autres, l'âme correspondant aux poutres 1, 2, 3, ... individuelles citées plus haut. Pour obtenir ensuite une répartition des charges dans le sens transversal, on ajoute des barres supplémentaires avec un espacement constant. Ces poutres sont simplement appuyées et leur axe de gravité est situé à la même coordonnée verticale Z que les poutres longitudinales en T. Leur fonction est uniquement de répartir la charge entre les poutres longitudinales. Ce modèle aux ELU a été validé par comparaison avec un modèle de dalle nervurée.

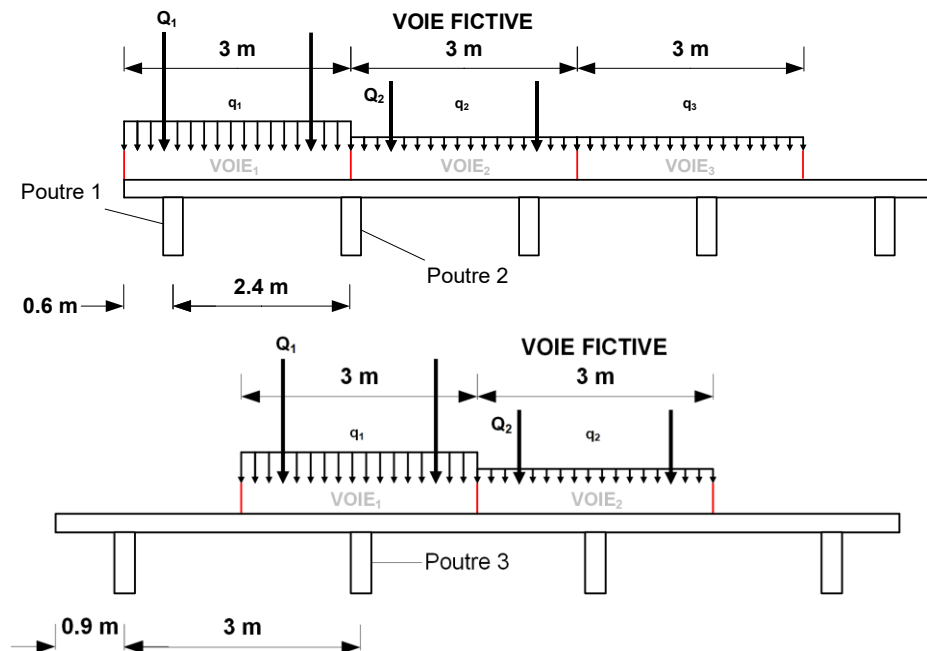


Figure 5:27 Ponts multipoutres

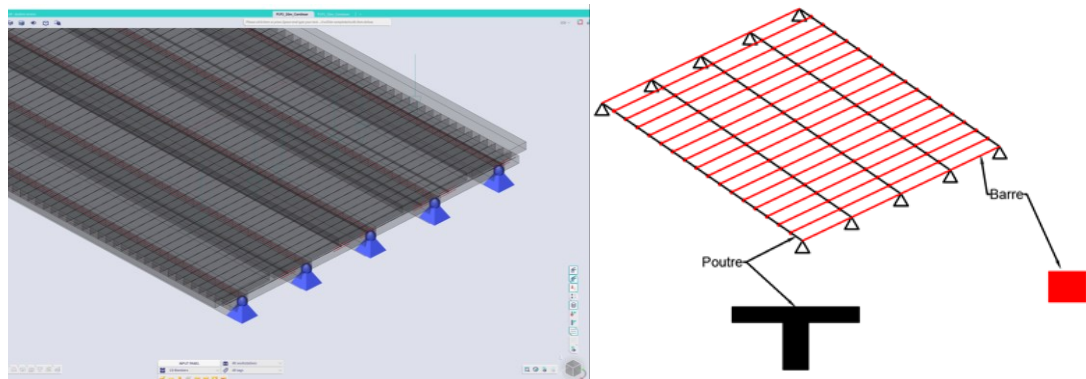


Figure 5:28 Modèle de pont multipoutre en poutres et barres: SCIA (1), schéma (2)

5.3.1.4 Ponts dalle et cadre

Pour les ponts dalle en béton, les dimensions choisies dans l'AGB 2002/005 [2] sont conservés. Ainsi l'épaisseur des dalles est admise égale à $h = L/33$, avec L la portée du pont dalle. Un calcul par éléments finis des surfaces d'influences de chaque dalle étudiée permet de considérer le comportement bidimensionnel du pont. La modélisation réalisée est identique à celle retenue pour l'AGB 2002/005 [2], soit calcul purement élastique des dalles. Pour plus d'informations concernant la définition des modèles aux éléments finis, voir la documentation annexée [35]. Trois configurations des charges sont étudiées correspondant à deux types de routes différentes, les routes cantonales et les routes nationales. La première configuration correspond aux ponts dalle cantonaux, représentant les ponts dalle étroits de 9m de large. La deuxième configuration correspond aux ponts dalle nationaux standards, regroupant les ponts dalle plus larges de 12m, 15m et 18m. Enfin la dernière configuration correspond aux ponts dalle avec R-BAU, représentant le cas précédent mais lorsque la bande d'arrêt d'urgence est ouverte au trafic. Trois points d'études sont analysés, il s'agit des points p1, p2 et p3 indiqués sur les figures ci-dessous.

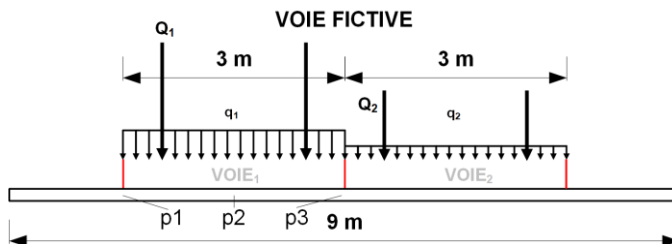


Figure 5:29 Pont dalles 9m

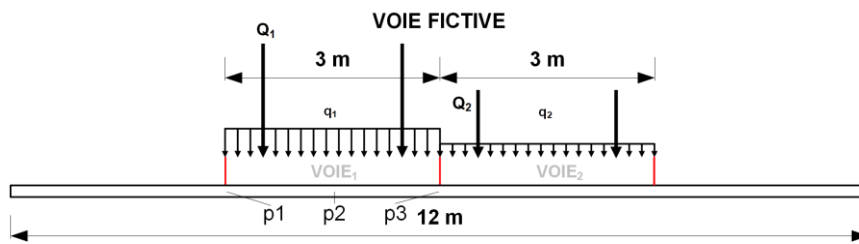


Figure 5:30 Pont dalles standard 12m

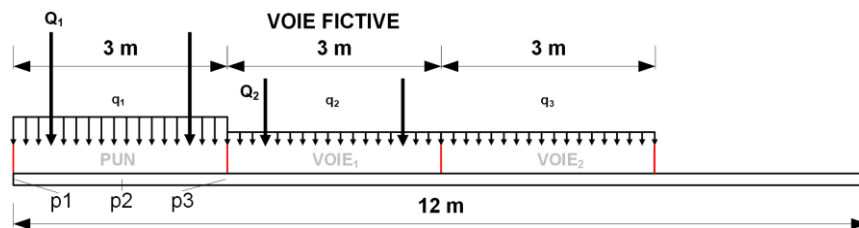


Figure 5:31 Pont dalles R-BAU 12m

5.3.1.5 Dalles de roulement des ponts-poutres

De plus, il s'agit de traiter aussi les cas des dalles de roulement sur les poutres de pont, soit les ponts caisson, bipoutres et multipoutres, qui doivent être vérifiées vis-à-vis des efforts transversaux dans les dalles. Les résultats de l'étude précédente AGB 2009/005 [4] doivent être confirmés par rapport à l'évolution du trafic et des nouvelles configurations de voies. En se basant sur l'étude précédente, celle-ci sera complétée et confirmée en étudiant uniquement les cas suivants (Figure 5:33):

- A-R0: Porte-à-faux parfaitement encasté
- A-R2: Porte-à-faux partiellement encasté (avec flèche 6 fois plus importante que le cas A-R0 sous une charge uniformément répartie)
- B-R1: Porte-à-faux partiellement encasté avec poutre de bord (avec flèche 3 fois plus importante que le cas parfaitement encasté avec poutre de bord sous une charge uniformément répartie)

- PENC: Dalle entre poutres parfaitement encastrée
- SENC: Dalle entre poutres partiellement encastrée (avec flèche 4.5 fois plus importante que le cas PENC sous une charge uniformément répartie)
- SMPL: Dalle entre poutres simplement appuyée

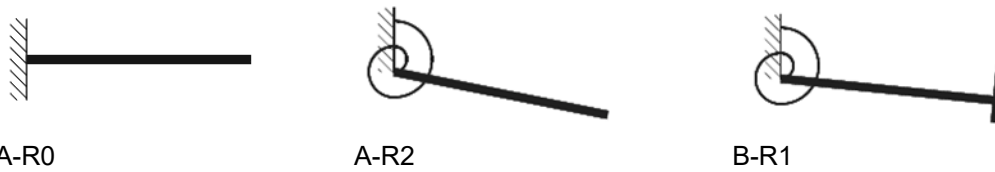


Figure 5:32 Schémas types des porte-à-faux modélisés (pour efforts transversaux)



Figure 5:33 Schémas types des dalles entre poutres modélisées (pour efforts transversaux)

Les géométries des dalles sont les mêmes que celles utilisées dans l'étude précédente AGB 2009/005 [4]. Elles sont reproduites dans la Figure 5:34 et la Figure 5:35 ci-après. Les largeurs L (portées transversales) étudiées sont données dans l'un des paragraphes qui suit, le 5.3.2.3.

Pour plus d'informations concernant la position des charges admises et la définition des modèles aux éléments finis, voir la documentation annexée [35].

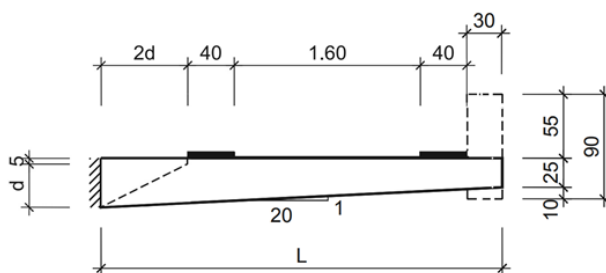


Figure 5:34 Géométrie type des porte-à-faux modélisés

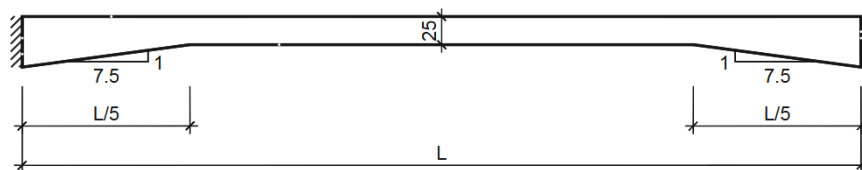


Figure 5:35 Géométrie type des dalles entre poutres modélisées

5.3.2 Système statique longitudinal

Il n'est pas possible de proposer un modèle unique valable pour tous les systèmes statiques. En étudiant les types de pont les plus courants en Suisse, deux grands types de systèmes statiques ressortent. Il y a d'un côté les modèles ponts poutres représentatifs des ponts poutres caisson, bipoutres, multipoutres et de l'autre les modèles ponts dalle.

5.3.2.1 Ponts poutres

Deux systèmes statiques sont étudiés pour les ponts poutres, une poutre simple et une poutre continue sur quatre appuis avec la portée centrale plus longue que les portées de bord, voir la Figure 5:36.

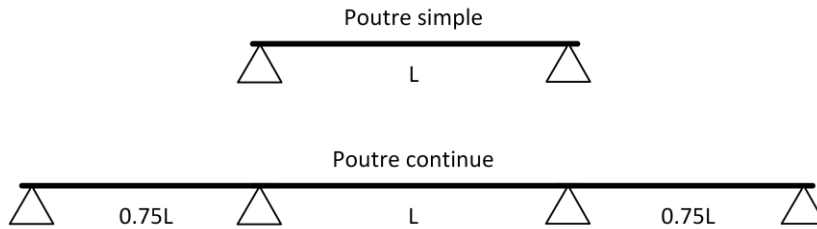


Figure 5:36 Systèmes statiques des ponts poutres

5.3.2.2 Ponts dalle et cadre

Pour les ponts dalle, un système statique de type cadre a été choisi, voir Figure 5:37. Deux conditions d'appui sont étudiées, dalle semi-encastree et dalle encastree. Pour plus d'informations concernant la modélisation et le choix des conditions d'appuis voir l'ABG 2002/005.

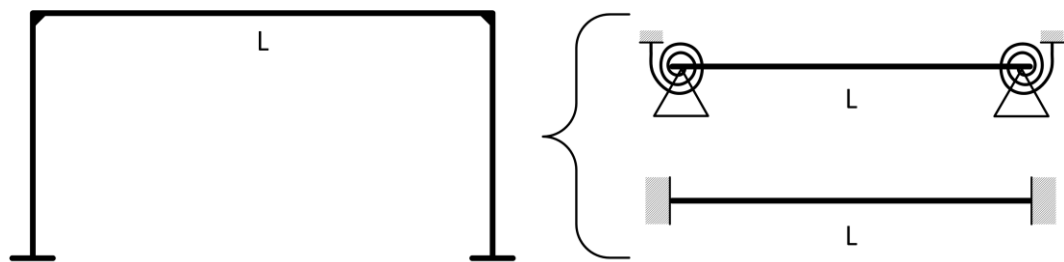


Figure 5:37 Systèmes statiques des ponts dalle

5.3.2.3 Portées

Les portées analysées sont les portées courantes indiquées dans la Tableau 5:14 pour chaque type de pont.

Tableau 5:14 Portées L étudiées

Pont	Caisson	Bipoutre	Multipoutre	Dalle
Portées	20-80 m	20-80 m	15-35 m	4-30 m

Pour les dalles de roulement des ponts-poutres, les largeurs transversales retenues sont indiquées dans la Tableau 5:15.

Tableau 5:15 Largeurs L étudiées pour les dalles de roulement des ponts-poutres

Type de dalle	Porte-à-faux	Dalle entre poutres
Largeurs	1-7 m	3-12 m

5.3.3 Effets d'action (calcul des efforts intérieurs)

En accord avec les différents systèmes statiques, types de ponts et configurations des voies de circulation, il devient possible de calculer les lignes d'influence des efforts intérieurs dans les éléments porteurs. Comme dans les précédentes études et comme il s'agit de comparer des effets d'action, il est admis de pouvoir utiliser des modèles linéaire-élastique, avec béton homogène, isotrope et non-fissuré, pour obtenir les lignes d'influence (à part si spécifiquement indiqué autrement).

Les efforts étudiés sont les suivants :

- Moment de flexion M- au droit des appuis (poutre continue et dalle)
- Moment de flexion M+ à mi-travée (poutre simple et dalle), le cas de la poutre continue a été étudié mais n'est pas déterminant
- Effort tranchant V aux extrémités de la travée centrale (poutre simple et dalle)
- Moment de flexion transversal M_{xmid} à mi-travée (dalle)

- Moment de flexion transversal $M_{x_{edg}}$ au droit des appuis (dalle)
- Effort tranchant à l'encastrement/sur appuis (dalles de roulement)
- Moment de flexion transversal à l'encastrement/sur appuis (dalles de roulement),
- Moment transversal en travée (dalle entre poutres).

Pour les ponts dalle, les calculs des efforts sont réalisés aux endroits indiqués aux Figure 5:29, Figure 5:30 et Figure 5:31.

5.3.4 Configuration des chaussées

Il existe diverses configurations de chaussée sur un tablier de pont. Celles-ci dépendent de plusieurs paramètres que sont le nombre, la largeur et la position latérale des voies de circulation, le type de route considéré, ainsi que la configuration et direction du trafic et le type de barrière centrale. Sur ce dernier point, la norme SIA 261 § 10.2.1.2 a parfois été mal interprétée, la seule différence entre les cas avec barrière fixe ou amovible est l'exigence de considérer dans ce dernier cas que toute la surface est accessible au trafic pour la subdivision en voies de circulation fictives et avec une numérotation unique, comme le montre la Figure 5:38. Cette notion d'unicité de notation pour toute la chaussée, pour le cas 1 comme pour le cas 2, ne figure nulle part dans la SIA 261. Pour le modèle de charge, cela correspond à prendre en compte les situations de congestions, de bouchons avec les coefficients α . Les voies lentes sont toujours situées à droite dans un sens de circulation.



Cas 1 : Chaussée unique ou chaussée en deux parties

Cas 2 : Chaussée en deux parties séparées par un dispositif de retenue permanent

Figure 5:38 Subdivision de la chaussée en voies de circulation fictives (trafic venant vers nous)

Il ne faut pas oublier aussi que la configuration sur une route donnée peut être modifiée au cours du temps, ou pendant une certaine période comme par exemple lors de l'utilisation de la R-BAU (ou lors de chantiers). Le cas R-BAU étant toujours plus défavorable que le cas chantier, ce dernier n'est plus considéré dans la suite de cette documentation.

Pour expliquer au mieux les configurations de chaussée retenues et étudiées, celles-ci sont détaillées en fonction du type de pont dans les sections qui suivent ; précisons, voir aussi le Tableau 5:11, que la numérotation de voies de circulation (L1, L2, ...) et du type de trafic sur chaque voie (H pour heavy, L pour light) font référence aux situations de trafic réelles, puisque ce sont les coefficients α qui font le lien entre le modèle de charge placé sur la chaussée et les situations réelles.

5.3.4.1 Ponts poutres caisson

Comme expliqué précédemment, pour le cas des ponts poutres caissons les lignes d'influences sont similaires quelle que soit la voie de circulation considérée. Il serait donc possible d'imaginer une infinité de configuration. Cependant, dans le but de proposer des configurations de chaussée réalistes et adaptés aux données disponibles, des ponts poutres caisson d'un maximum de 4 voies ont été étudiés (5 voies si R-BAU). Les configurations et les répartitions retenues sont similaires à celles décrites dans la Tableau 5:11.

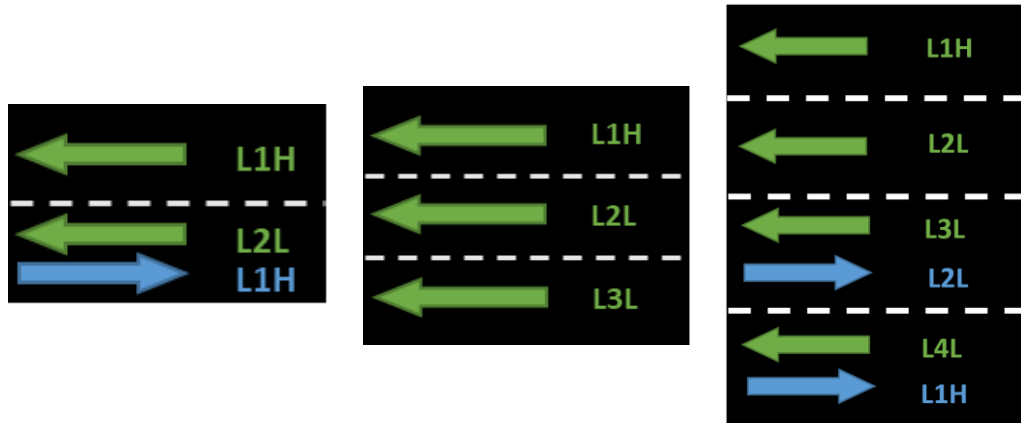


Figure 5:39 Configurations de chaussée étudiées pour les ponts poutres caisson (Unidirectionnel (vert) et Bidirectionnel (bleu))

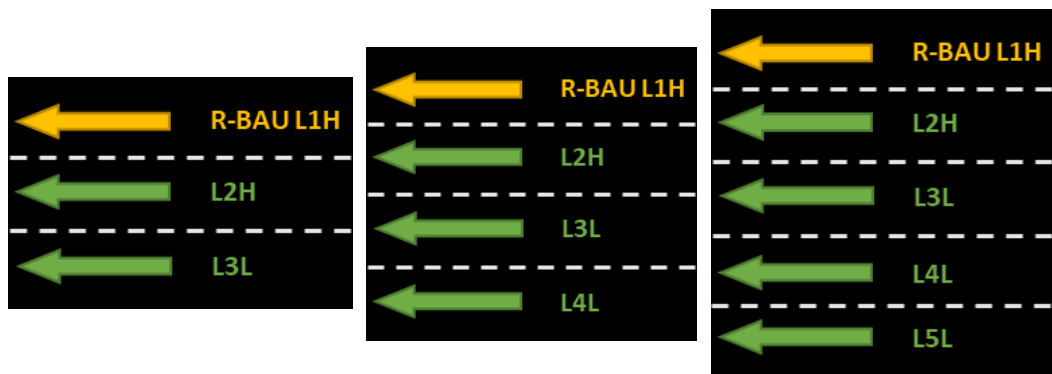


Figure 5:40 Configurations de chaussée étudiées pour les ponts poutres caisson (R-BAU (jaune))

5.3.4.2 Ponts bipoutres

Pour les ponts bipoutres, le positionnement des voies de circulation le long de la chaussée impact la répartition des efforts le long des poutres porteuses. De plus le positionnement des charges est choisi de sorte à maximiser les efforts dans l'une des poutres porteuses. De cette manière et en accord avec les répartitions et les dimensions transversales retenues, les configurations 4 voies et 3 voies + R-BAU n'ont pas été étudiées.

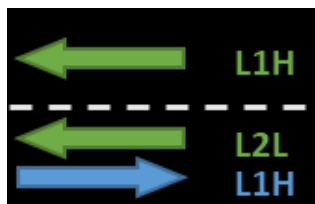


Figure 5:41 Configurations de chaussée étudiées pour les ponts bipoutres réduits

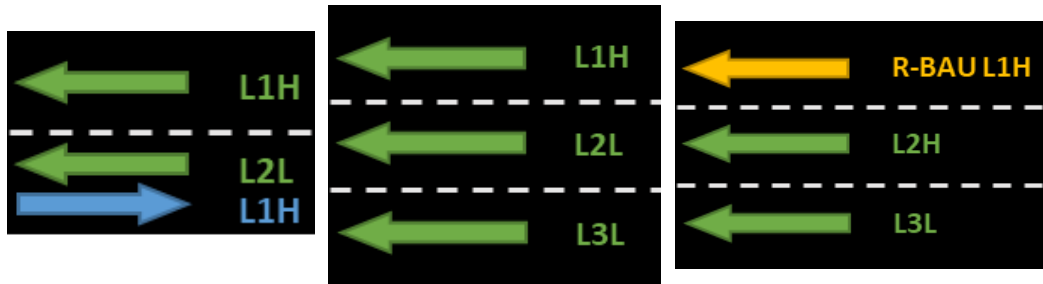


Figure 5:42 Configurations de chaussée étudiées pour les ponts bipoutres standards, étendus et béton

5.3.4.3 Ponts multipoutres

Le cas des ponts multipoutres est très similaire à celui des ponts bipoutres précédent. Le positionnement des voies de circulation dépend grandement des dimensions transversales des sections retenues mais également des lignes d'influence de répartition transversale des efforts.

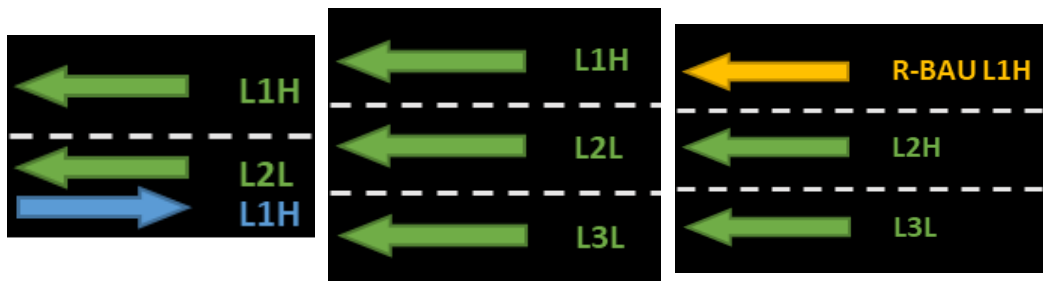


Figure 5:43 Configurations de chaussée étudiées pour les poutres P1 et P2 des ponts multipoutres

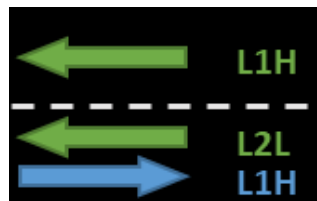


Figure 5:44 Configurations de chaussée étudiées pour la poutre P3 des ponts multipoutres

5.3.4.4 Ponts dalle et cadre

Le cas des ponts dalle comporte le plus de configurations de chaussée différentes. En effet, la distribution transversale des efforts est plus complexe ici. Elle est déterminée à l'aide de surfaces d'influences selon des modèles éléments finis. Ainsi, il devient plus difficile d'estimer les configurations de chaussée conduisant aux résultats les plus défavorables. Il faut également mentionner que des ponts dalle larges, allant jusqu'à 18 mètres sont étudiés, permettant ainsi des configurations de chaussée avec un nombre de voies de circulation plus élevé. Un autre point à mentionner également concerne le type de route étudié. En effet, une différence est faite entre les routes cantonales (et locales) et les routes nationales (autoroutes). Les routes cantonales étant moins larges que les routes nationales, celles-ci représentent des configurations de chaussée avec des surfaces restantes latérales plus étroites (marge entre une voie et la glissière, barrière ou berne centrale). Pour plus d'informations concernant le choix des configurations de chaussée pour les ponts dalle, voir le document AGB 2002/005 [2]. Voici pour finir les configurations de chaussée étudiées pour les ponts dalle.

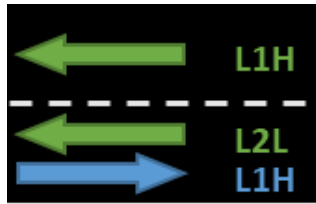


Figure 5:45 Configurations de chaussée étudiées pour les ponts dalle des routes cantonales

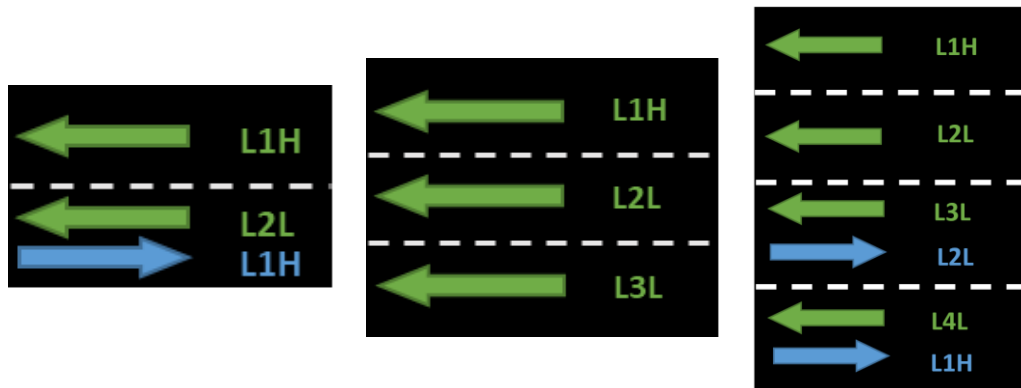


Figure 5:46 Configurations de chaussée étudiées pour les ponts dalle des routes nationales (Unidirectionnel et Bidirectionnel)

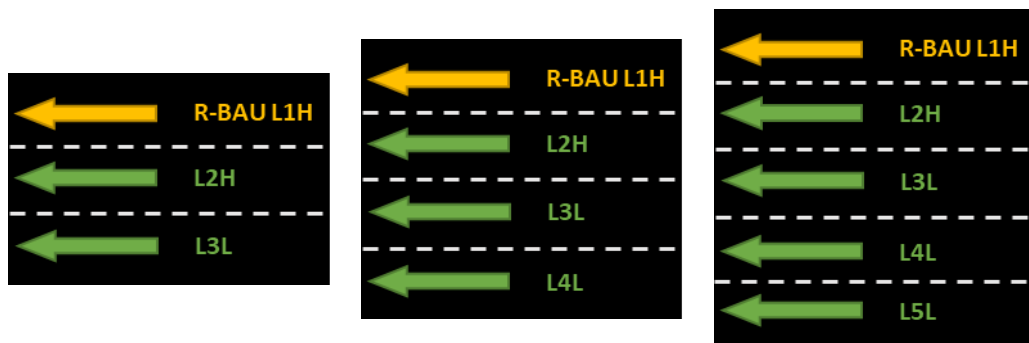


Figure 5:47 Configurations de chaussée étudiées pour les ponts dalle des routes nationales (R-BAU)

Principe de comparaison entre les simulations et la norme. Il consiste à comparer les valeurs d'examen des efforts E_{SIM} ou E_{WIM} obtenus pour les différents trafic admis avec les efforts calculés selon la norme SIA 261. Ces derniers sont nommés E_{NORME} dans cette documentation. Les efforts E_{NORME} sont calculés en plaçant les charges de la norme transversalement selon la Figure 1:1 et plus précisément selon les schémas de la section 5.3.1 pour les différents types de ponts. Longitudinalement les charges sont placées dans la position la plus défavorable. Transversalement, les véhicules circulent au milieu des voies fictives définies, que ce soit pour les simulations ou pour les calculs selon la norme. Ceci déroge à la norme, qui demande de disposer les groupes de charges d'axes (le terme essieu est ambigu dans la SIA) asymétriquement par rapport à l'axe des voies de circulation, c'est une hypothèse conservatrice simplificatrice pour la détermination des coefficients d'actualisation.

5.4 Détermination des valeurs d'examen

Le calcul de la valeur d'examen consiste à partir d'un ensemble de données, de résultats ou de statistiques, qui peuvent avoir différentes périodes associées à chaque valeur (comme les données sur les essieux tandem d'un ensemble de stations WIM) et à trouver à partir des statistiques une estimation de la valeur maximale des charges de trafic sur la

période de retour. La période de retour elle-même est fixée à l'aide de l'indice de fiabilité β prescrit par la norme ; la SIA 269 fixe les valeurs annuelles de l'indice de fiabilité β_0 en fonction de l'efficacité des interventions et des conséquences d'une défaillance structurale (voir [8] l'annexe B.3). Les valeurs étudiées comprennent deux cas, le cas le plus défavorable (combinant une grande efficacité des mesures afin de prévenir une défaillance aux grandes conséquences) $\beta_0 = 4.7$, et un cas médian avec $\beta_0 = 4.2$.

5.4.1 Maxima de bloc (Maxima par période)

La méthode des maxima de bloc est une technique simple qui permet de calculer les valeurs extrêmes attendues, y compris les valeurs d'examen, pour différentes périodes sur la base d'un ensemble de données donné. La valeur maximale d'une statistique est sélectionnée pour chaque période, afin de former un nouvel ensemble de données composé uniquement de maxima. Par exemple, lors de l'analyse des charges par essieu tandem, la charge maximale par essieu tandem à une station WIM peut être collectée au cours de chaque mois. Il est important de n'utiliser que les mois qui n'ont pas connu d'interruptions significatives de la station WIM ; si la station n'a été opérationnelle que durant quelques jours au cours du mois, le maximum "mensuel" sélectionné sera probablement beaucoup plus bas que les autres dans l'ensemble de données des maxima mensuels et faussera les résultats.

Une fonction de distribution de probabilité (PDF) et une fonction de distribution de probabilité cumulative (CDF) peuvent être créées à partir de l'ensemble de données des maxima de blocs, qui peuvent ensuite être utilisées pour estimer les périodes de retour pour une certaine valeur de la statistique. Une CDF peut également être "convertie" d'une durée de bloc à une autre, en l'élevant à la puissance de la différence de durée en supposant l'indépendance ; par exemple, une CDF créée avec des blocs mensuels peut devenir une CDF annuelle à l'aide de l'équation suivante.

$$CDF_{ANNUEL} = [CDF_{MENSUEL}]^{12}$$

La CDF de la période observée est appelée CDF empirique, ou eCDF. Malheureusement, la période de retour souhaitée sera très probablement plus longue que la période pour laquelle les données sont disponibles et, dans ce cas, la CDF empirique n'est pas suffisante donc une extrapolation est nécessaire. Cette extrapolation est réalisée en ajustant la CDF observée à des distributions connues, afin d'obtenir une queue de distribution qui peut être échantillonnée, comme nous le verrons dans la section suivante.

5.4.2 Ajustement d'une distribution (Distribution Fitting)

La distribution des données du bloc max doit être ajustée à une distribution pour permettre l'extrapolation lorsque la période d'observation est plus courte que la période de retour souhaitée. La période de retour correspondant à un indice de fiabilité annuel cible de 4.7 avec un facteur de sensibilité de 0.70 peut être trouvée en divisant 1 par la probabilité annuelle de dépassement, comme dans l'équation ci-dessous.

$$RP = \frac{1}{1 - \Phi(\alpha\beta)} = \frac{1}{1 - \Phi(0.7 * 4.7)} = 1996 \text{ années}$$

De même, pour un indice de fiabilité annuel cible de 4.2, on obtient 609 années. Étant donné que même 20 stations WIM fonctionnant en continu pendant 20 ans ne produiraient au mieux que 400 valeurs maximales annuelles, soit bien moins que la valeur de la période de retour, l'extrapolation est essentielle.

Les distributions connues utilisées dans cette documentation sont : la distribution normale, la log-normale, la valeur extrême généralisée (ou gev) et celle de Gumbel. Une distribution log-normale a également été utilisée avec une pondération plus importante sur la queue par rapport au reste de la distribution. Les ajustements sont effectués en utilisant le maximum de vraisemblance (maximum likelihood). La partie la plus importante du processus d'ajustement de la distribution est le critère de sélection de la distribution qui correspond le mieux aux données du maxima de bloc. Il s'agit d'un aspect crucial de la détermination de

la valeur d'examen de toute charge par axe & essieu ou de l'effet de l'action sur le pont. Pour ce projet, une distribution unique, utilisant l'un des cinq types de distribution, est choisie pour chaque effet d'action ou valeur de charge par axe & essieu étudiée, sur la base d'une comparaison minutieuse de la fonction de distribution empirique (eCDF) avec la fonction de distribution centrale (CDF) ajustée. Les comparaisons sont effectuées à chaque centile, du 90^{ème} au 99^{ème}, puis au 99.9^{ème} et au 99.99^{ème}. La distribution présentant la plus faible somme selon la méthode des moindres carrés entre l'eCDF et la CDF est sélectionnée pour chacune des 14 stations (situés sur 8 sites) comme base de comparaison car cela correspond à la distribution décrivant le mieux les données de chaque station. La qualité de cette procédure a été vérifiée en la comparant aux meilleurs ajustements des diagrammes Q-Q (probability paper plots, or Q-Q plots).

5.4.3 Extrapolation pour la valeur de l'indice de fiabilité cible

L'extrapolation à l'indice de fiabilité cible est simple. Une conversion est d'abord effectuée à partir du β annuel de 4.70 vers la période d'observation des maxima de bloc, conformément à l'hypothèse d'indépendance des événements. L'indice de 4.70 correspond à une probabilité de dépassement de $1.3 \cdot 10^{-6}$ par an ; pour 50 ans, il est donc multiplié par 50 pour obtenir une probabilité de dépassement de $6.5 \cdot 10^{-5}$ sur la période de 50 ans. La re-conversion en indice de fiabilité à l'aide de l'inverse de la distribution normale standard donne 3.83, comme le montre le Tableau 5:16. Il convient de noter que les périodes hebdomadaires et journalières utilisent 50 semaines par an et 250 jours par an pour tenir compte des jours fériés et des week-ends.

Tableau 5:16 Indice de fiabilité cible en fonction de la période d'observation (des maxima de bloc)

Période d'observation	n (années)	β (médiane)	β (max)
Quotidienne	1/250	5.31	5.72
Hebdomadaire	1/50	5.01	5.44
Mensuelle	1/12	4.73	5.18
Annuelle	1	4.20	4.70
Durée de vie	50	3.21	3.83
Période de retour		609 ans	1996 ans

La norme SIA 269 donne des indications pour déterminer les valeurs d'examen des effets d'action et de la résistance en tenant compte des facteurs de sensibilité (ou d'importance de chaque variable). Ces facteurs peuvent être dérivés des principes de base de la fiabilité selon l'indice d'Hasofer-Lind, en admettant des variables suivant des distributions normales. Ceci est montré avec les équations suivantes, adaptées de [36], où μ et σ sont la moyenne et l'écart-type, où les indices R et E représentent la résistance et l'effet d'action, respectivement, et où finalement α est le facteur de sensibilité susmentionné.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\alpha(\sigma_R + \sigma_E)}$$

en admettant, au point de fonctionnement et donc en linéarisant le problème, que :

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} = \alpha(\sigma_R + \sigma_E)$$

Lorsque le ratio entre les écarts-types est de 1, on obtient $\alpha = 0.707$. Dans un cas extrême, i.e. lorsque le ratio est de 0.33 ou 3, on obtient alors $\alpha = 0.790$. L'utilisation de ce coefficient permet de séparer l'effet d'action et la résistance comme suit :

$$\begin{aligned} \mu_R - \mu_E &= \beta\alpha(\sigma_R + \sigma_E) \\ \mu_R - \alpha\beta\sigma_R + \mu_E &= \alpha\beta\sigma_E \end{aligned}$$

Dans les dernières équations ci-dessus, nous avons deux expressions pour le point de fonctionnement de part et d'autre du signe égal ; l'expression de gauche représente le côté de la résistance, et celle de droite les effets d'action. Le facteur de sensibilité, combiné à l'indice de fiabilité, peut être utilisé avec la fonction de répartition normale Φ pour trouver la probabilité de non-dépassement de la valeur des effets d'action au point de fonctionnement et donc aussi le taux de défaillance comme suit :

$$PF = 1 - \Phi(\alpha\beta)$$

De nombreux facteurs contribuent à la fois aux effets d'action et à la résistance, et il est possible de trouver des facteurs de sensibilité différenciés pour chacune de ces composantes (ils correspondent aux cosinus directeurs d'une analyse de fiabilité FORM [36]). La norme SIA 269 conseille d'utiliser $\alpha_E = 0.70$ pour l'action prépondérante, ce qui, pour notre application, correspond au trafic ([37] Annexe C.5).

Lorsque l'action n'est pas normalement distribuée, les mêmes principes s'appliquent et le taux de défaillance peut être utilisé avec l'inverse de la fonction de distribution cumulative de toute distribution ajustée pour trouver la valeur de dimensionnement/d'examen. C'est le processus suivi dans le chapitre 6 qui suit.

Il convient de noter qu'une petite incohérence apparaît lorsque l'on combine les indices de fiabilité avec le facteur de sensibilité de 0.70 ; ceci ne conduit plus à la même période de retour lorsque l'on utilise une période d'observation différente d'un an (pour les maxima de bloc). Cela provient du fait que:

- le facteur de sensibilité n'a pas été multiplié par l'indice de fiabilité avant de convertir les périodes d'observation en périodes de retour dans le Tableau 5:16.
- la valeur du facteur de sensibilité fixée généralement à 0.70 est approximative, elle est issue d'une linéarisation du problème de fiabilité, linéarisation nécessaire dans les normes pour obtenir les coefficients partiels.

En conséquence et par soucis de cohérence avec les normes, les auteurs ont préféré ne pas modifier le facteur de sensibilité en fonction de la période d'observation, mais ont plutôt admis que la variation de la période de retour affecte peu les valeurs caractéristiques, comme d'ailleurs démontré dans [9]: « Considering the limited scatter of the recorded maximum values of traffic loads, the difference between values corresponding to return periods of 1000 or 200 years is small ».

6 Analyses et résultats

6.1 Introduction

La série de trois analyses visant à déterminer les charges concentrées actualisées sur les voies 1 et 2, ainsi que la valeur actualisée de la charge répartie sur toutes les voies est maintenant présentée. Elles ont été conduites pour une variété de types de ponts et de configurations de voies, en fixant l'indice de fiabilité cible annuel à 4.2. Les résultats pour un indice de 4.7 qui, comme nous le verrons, conduisent à une petite augmentation des coefficients alpha actualisés, comprise entre 2.2 et 7%, sont présentés dans l'annexe III.

6.2 Analyse de l'essieu tandem « Q1 »

La première analyse effectuée dans le cadre de ce projet est celle de Q1, ou plutôt 2Q1, les charges concentrées des roues placées sur la voie 1 sous la forme d'un essieu tandem d'une largeur de 1.2 m. Les essieux tandem sont généralement les essieux arrière ou intermédiaires des véhicules lourds articulés, tels que le type 112a ou le 122, mais ils peuvent également se trouver à l'avant de véhicules tels que les types 22 ou 23 (i.e. les deux premiers axes), des camions de chantier lourds. Toutefois, pour ces derniers, les poids sont plus prévisibles car ils supportent le poids du moteur, donc ils ne peuvent pas être surchargés de la même manière que la zone de chargement arrière des véhicules. L'examen d'ensemble de la densité de probabilité de tous les essieux tandem révélerait une distribution multimodale typique des données qui ont des sous-populations distinctes. Cependant la méthode des maxima de bloc permet de conserver uniquement les types d'essieux tandem qui ont le potentiel de correspondre à une valeur maximale hebdomadaire, mensuelle, annuelle ou encore sur toute la durée de vie.

6.2.1 Statistiques sur les essieux tandem

Dans la Figure 6:48 le nombre maximum d'essieux tandem par jour, par semaine et par an est représenté sous forme d'histogrammes à partir de toutes les données WIM disponibles en Suisse. L'analyse qui suit décompose les résultats en fonction des regroupements présentés dans la Figure 4:10 All, Class+ et Class. Une courbe log-normale est présentée, qui semble bien correspondre aux données, bien qu'une plus grande importance ait été accordée à l'ajustement de la queue, comme expliqué dans la section 5.4.2. Plusieurs observations peuvent être faites d'emblée. Les histogrammes annuels, qui contiennent 50 fois moins de données que les histogrammes hebdomadaires, sont épars, et les histogrammes quotidiens semblent présenter deux pics. Cela révèle que les types d'essieux les plus importants ne sont pas observés tous les jours, et qu'une durée de bloc quotidienne n'est donc pas suffisante. L'histogramme hebdomadaire, en revanche, semble assez lisse, ce qui est illustré par le diagramme Q-Q (Q-Q probability plot) présenté à la Figure 6:49.

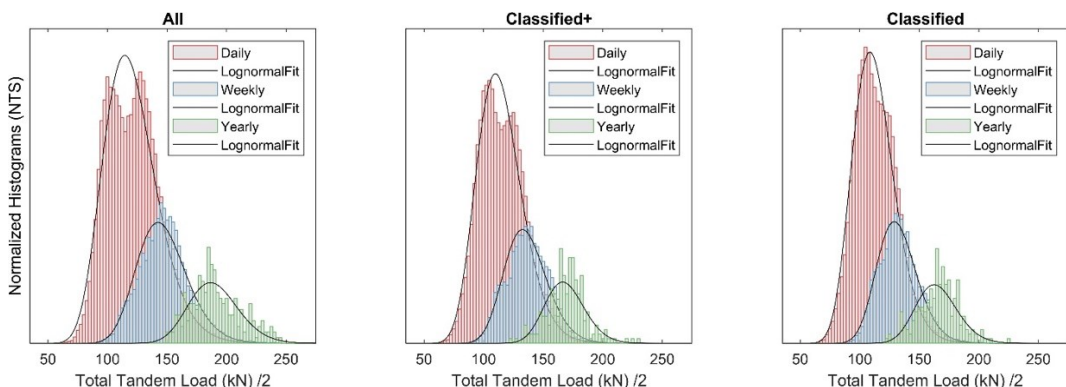


Figure 6:48 Histogrammes et PDF des essieux tandem de toutes les stations WIM

Les queues des distributions annuelles commencent à environ 200 kN (par axe, ou 400 kN de poids total pour l'essieu) et le poids maximal mesuré pour un essieu tandem est de l'ordre de 490 kN.

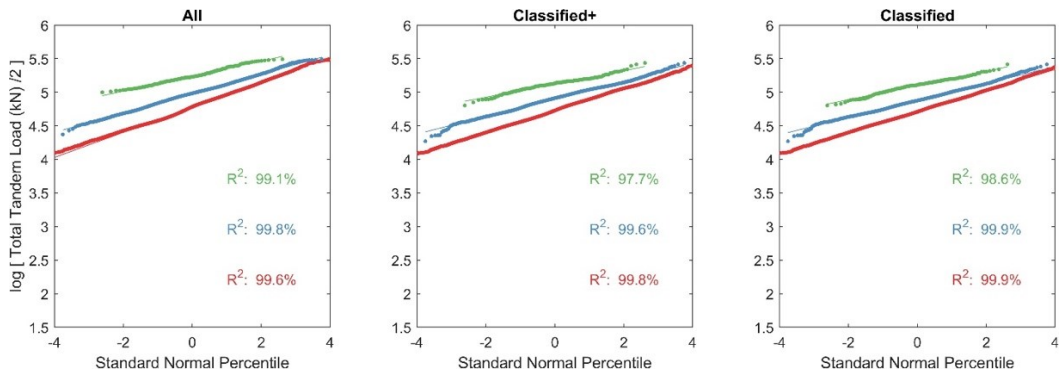


Figure 6:49 Diagramme Q-Q pour les essieux tandem de toutes les stations WIM (ajustements lognormaux)

Le modèle de charge inclut une distance entre axes de 1.2 m, alors que les histogrammes présentés ci-dessous indiquent que cette distance est conservatrice. La plupart des essieux tandem ont un espacement entre axes de 1.4 m ou 1.6 m. Une inspection minutieuse des histogrammes ci-dessous montre qu'il s'agit en effet d'une valeur conservatrice. La Figure 6:50 révèle que les essieux pour des maxima de bloc d'une durée plus longue, et donc avec des maxima de bloc plus lourds, sont plus susceptibles d'avoir un espacement entre axes plus important.

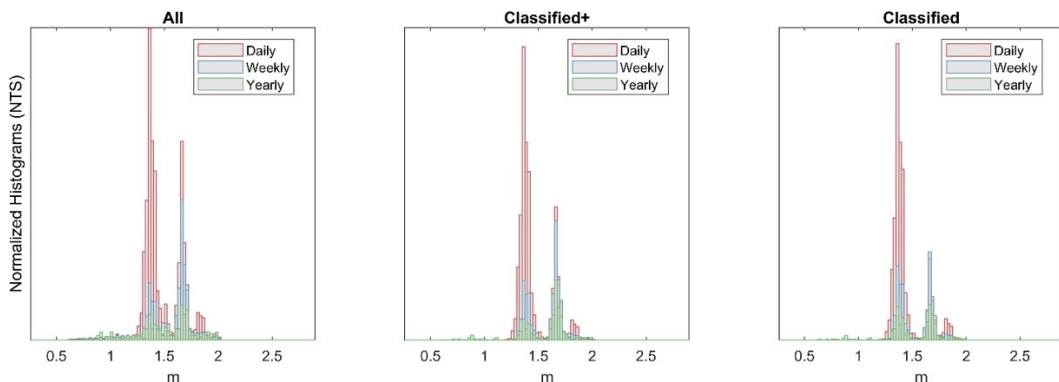


Figure 6:50 Histogrammes des distances entre axes pour les essieux tandem de toutes les stations WIM

Dans la Figure 6:51 l'ajustement avec différentes distributions des maxima de bloc (hebdomadaire) pour les essieux tandem et le regroupement Class+ est présenté en détail. Le graphique Q-Q montre clairement que c'est la courbe log-normale qui correspond le mieux aux données. Lors de la consultation avec le groupe de travail de l'OFROU, il a été décidé d'accorder la plus grande crédibilité au regroupement Class+, étant donné que : 1) d'une part le regroupement All contient souvent des entrées douteuses, 2) d'autre part il y a suffisamment de véhicules en surpoids parmi le trafic sur les autoroutes suisses pour que le groupement Class ne suffise pas, sauf pour certains tronçons spécifiques du réseau. Toutefois, les regroupements All et Class continueront d'être présentés dans cette documentation car ils fournissent toujours des informations qui, lorsqu'elles sont interprétées correctement, peuvent être précieuses. Dans la Figure 6:51 la distribution LognormalTF est une distribution lognormale avec une queue ajustée.

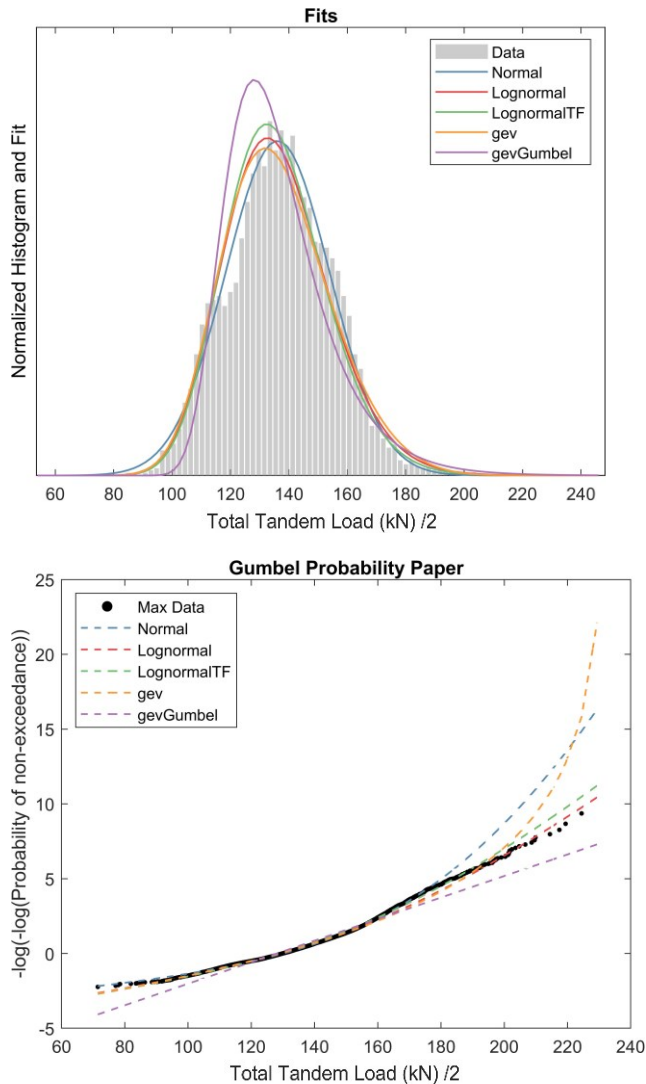


Figure 6:51 Ajustement avec différentes distributions des maxima de bloc (hebdomadaire) pour les essieux tandem et le regroupement classe+

Un exercice utile consiste à examiner le type de véhicules responsables des événements maximaux (pour les essieux tandem maximaux, comme dans cette section, mais aussi pour d'autres effets d'action qui seront présentés plus loin). La Figure 6:52 montre la proportion de chaque classe de véhicules responsables pour les maxima de bloc des essieux tandem pour les regroupements All et Class+ et pour les périodes quotidiennes, hebdomadaires et annuelles. Il convient de noter que les essieux tandem sont exclus de cette analyse. Plusieurs tendances se dégagent clairement : les véhicules de 22 t et les camions-grues de 60 t contiennent systématiquement des essieux tandem extrêmes, les véhicules de 22 étant responsables d'un pourcentage plus élevé. Les camions-grues de 72 t représentent la deuxième proportion la plus importante, en particulier si l'on considère une période plus longue. Ce chiffre doit être interprété comme si le côté droit supportait plus de poids que le côté gauche. Les maxima journaliers ne sont souvent pas élevés et peuvent même ne pas dépasser la limite légale, tandis que les maxima annuels approchent ceux de la durée de vie elle-même. Cela signifie que malgré l'interdiction de cette pratique, certaines grues roulantes continuent de transporter illégalement des contrepoids sur un même chantier ou entre plusieurs chantiers. Il convient de noter que le type 23, même s'il est très agressif, n'apparaît pas parce que son essieu arrière est triple ; cependant, pour l'analyse de la présence multiple Q2 à la section 6.3, la méthode de bande tiendra compte de deux axes faisant partie d'un triple pour générer des statistiques sur les "essieux tandem augmentés".

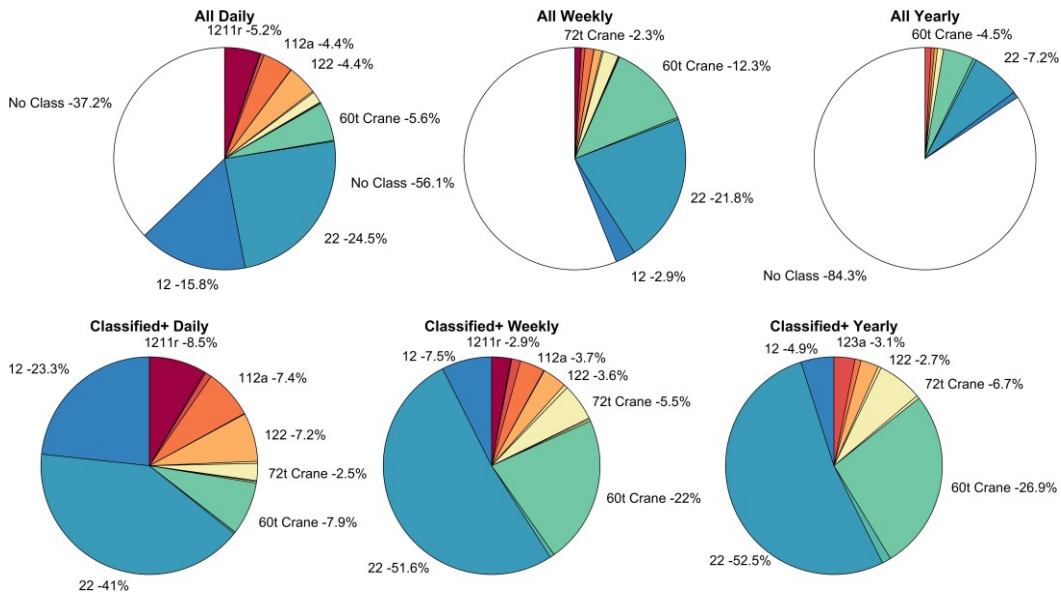


Figure 6:52 Proportion de chaque classe de véhicules responsables pour les maxima de bloc des essieux tandem

6.2.2 Détermination de $\alpha_{Q1,act}$

Le coefficient alpha actualisé est calculé en prenant le ratio entre la valeur d'examen (déterminée à partir de la distribution ajustée et de la probabilité de non-dépassement cible) et la charge de l'essieu tandem calculée par le code de conception. Dans la norme, il y a deux axes de 300 kN espacés de 1.2 m, et un facteur partiel de 1.5 est appliqué pour atteindre la valeur d'examen. L'équation qui correspond (voir aussi la Figure 3:6) est présentée ci-dessous pour le cas maxima de bloc "Class+ hebdomadaire" :

$$\alpha_{Q1} = \frac{E_{WIM}}{E_{NORME}} = \frac{E_{WIM}}{\gamma_Q Q_{k1}} = \frac{214.5 \text{ kN}}{1.5 * 300 \text{ kN}} = 0.48$$

Les valeurs d'examen et les coefficients alpha actualisés sont donnés dans le Tableau 6:17 pour quatre combinaisons différentes de groupements et de périodes. De plus, les coefficients alpha actualisés sont donnés pour la distribution lognormale, ainsi que pour la distribution la mieux adaptée, telle que déterminée par l'algorithme décrit dans la section 5.4.2. La valeur la plus élevée de ce tableau est 0.50 pour plusieurs cas. Les valeurs trouvées pour la distribution la mieux adaptée sont pratiquement identiques. Il semble que les résultats pour la charge maximale de l'essieu tandem ne dépendent pas de manière significative de la distribution (la distribution log-normale pourrait être utilisée dans chaque cas sans différence significative par rapport à la distribution la mieux ajustée). Cependant, elle est plus influencée par la période du maxima de bloc & regroupement. Ces résultats de l'analyse de l'essieu Q1 nous conduisent à choisir de continuer avec une valeur alpha actualisée un peu plus élevée de 0.55. En effet il ne faut pas oublier que l'actualisation doit prendre en compte toutes les charges concentrées (pas uniquement les tandem) et réparties, comme nous allons l'étudier dans les sections suivantes.

Tableau 6:17 Valeurs d'examen des essieux tandem (par axe) en fonction du groupement et de la période de maxima de bloc

	Class annuelle	Class+ annuelle	Class hebdomadaire	Class+ hebdomadaire
E_{WIM} Valeur d'examen (kN), dist. la mieux adaptée	215	223	206	214.5
α_{Q1} Lognormale	0.50	0.50	0.45	0.48
α_{Q1} Distribution la mieux adaptée	0.48	0.50	0.46	0.48

6.3 Analyse de présence simultanée avec l'axe « Q2 »

Le modèle de charge de la norme comporte un essieu tandem sur la deuxième voie Q2, ou plutôt 2Q2, adjacents à ceux de la première voie (à condition que l'emplacement adjacent soit le plus défavorable pour la deuxième voie). L'idée sous-jacente de placer ces charges concentrées est de considérer la probabilité de présence simultanée (ou conjointe) d'essieux lourds côte à côte. Plus précisément, la question posée est celle de la probabilité conditionnelle : quel essieu tandem extrême peut être attendu sur la voie 2 *lorsque l'essieu tandem avec sa valeur d'examen est présent sur la voie 1*. Il est difficile de répondre à cette question à l'aide des stations WIM, car l'ensemble de données n'est pas assez important. La probabilité conditionnelle nécessite un grand ensemble de données car, au lieu d'essayer de déterminer la fréquence d'un événement rare, il faudrait étudier un ensemble d'événements rares.

Au lieu de répondre à cette question, les auteurs ont décidé d'étudier un problème analogue, soit la charge totale sur les voies 1 et 2, sur une "longueur de bande" (strip width) donnée, en utilisant la méthode trafic généré WIM. Cette bande est représentée à la Figure 6:53 à droite et en rouge ; elle est présentée similaire à la bande de 1.2 m utilisée dans le modèle de charge 1. Cependant, pour éviter d'omettre des essieux tandem lourds avec des espacements supérieurs à 1.2 m (parce que la Figure 6:50 nous a démontré que la plupart des essieux tandem ont un espacement d'environ 1.4 ou 1.6 m), des longueurs de bande allant jusqu'à 2.6 m ont été étudiées. Dans la Figure 6:54 les charges maximales sur la bande sont normalisées à 1.2 m ; cette figure et la Figure 6:53 montrent que les longueurs comprises entre 1.2 et 1.6 m sont critiques, et il a donc été décidé de retenir 1.4 m pour l'étude de la probabilité de présence simultanée. Notons que le regroupement All (tous) peut contenir des véhicules incohérents, ces valeurs sont donc moins fiables et ne seront pas considérées dans les résultats finaux.

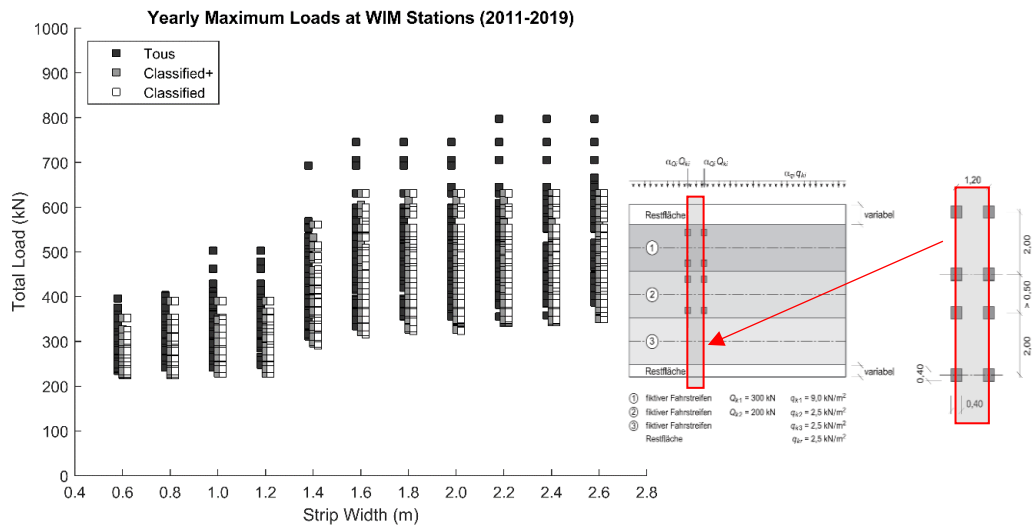


Figure 6:53 Charges maximales annuelles par bande à toutes les stations WIM en fonction de la longueur de la bande (strip width) et pour les différents regroupements

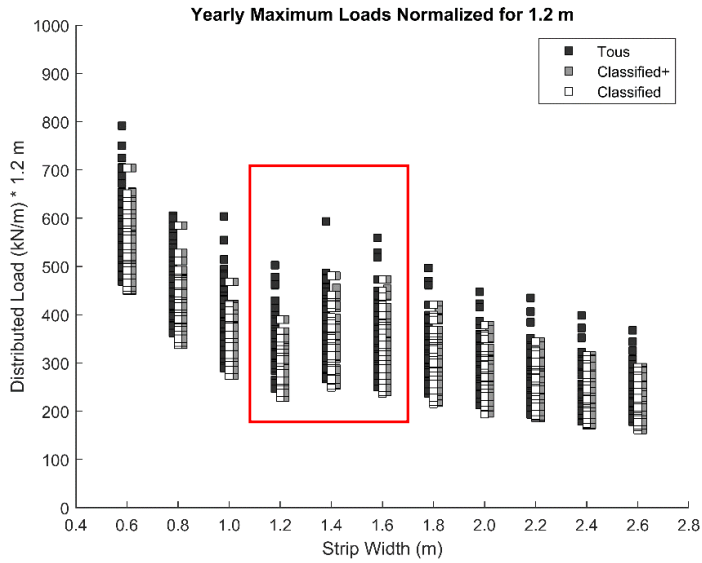


Figure 6:54 Charges annuelles maximales (valeurs normalisées pour une bande de 1.2 m) et pour les différents regroupements

Afin d'illustrer quelques situations, un échantillon de bandes de 2.4 m (donc relativement longues et avec essieux multiples) est présenté dans la Figure 6:55 pour chaque regroupement (classification). Notez que, contrairement au § 5.1.1, même si un essieu tandem est utilisé dans le modèle de charge, n'importe quel axe ou essieu peut apparaître sur la bande et correspondre au maximum d'un bloc.

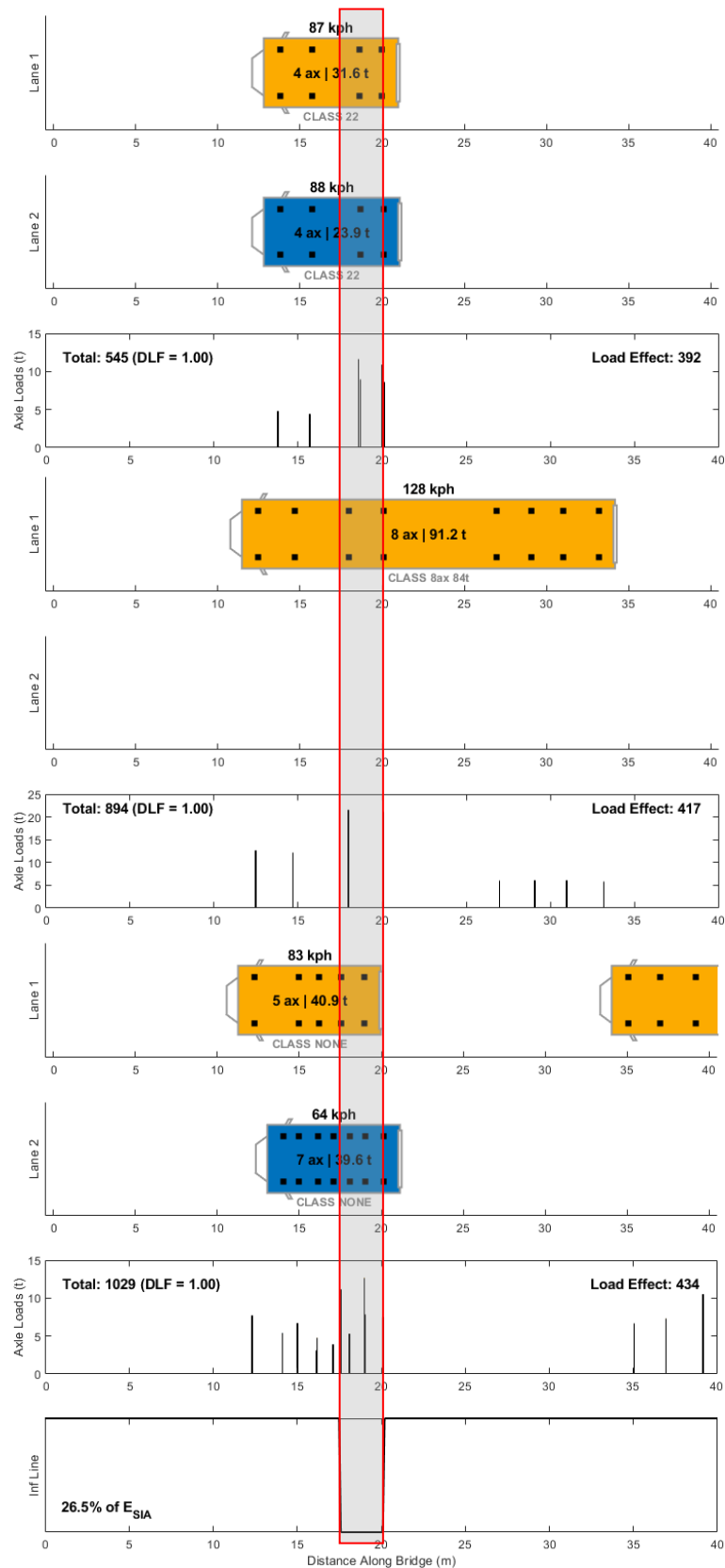


Figure 6:55 Échantillon de situations avec un maximum pour une bande de 2.4 m pour une station (Oberbüren 2017), pour chaque groupement Class (haut), Class+ (milieu) et All (bas)

6.3.1 Statistiques de présence simultanée de plusieurs essieux

Les statistiques de la charge totale sur une bande par exemple de 1.4 m peuvent être visualisées et traitées de la même manière que celles pour les essieux tandem tel que présenté dans la section précédente.

Dans la Figure 6:56, les valeurs des charges, les maxima de bloc : quotidiennes (Daily), hebdomadaires (Weekly) et annuelles (Yearly), sont représentées sous forme d'histogrammes à partir de toutes les données WIM disponibles en Suisse. L'ajustement à une courbe log-normale est illustré, ce qui correspond assez bien aux données, toutefois pas aussi bien que pour les essieux tandem dans la section précédente. La procédure d'ajustement, en particulier de la queue de distribution, est expliquée à la section 5.4.2.

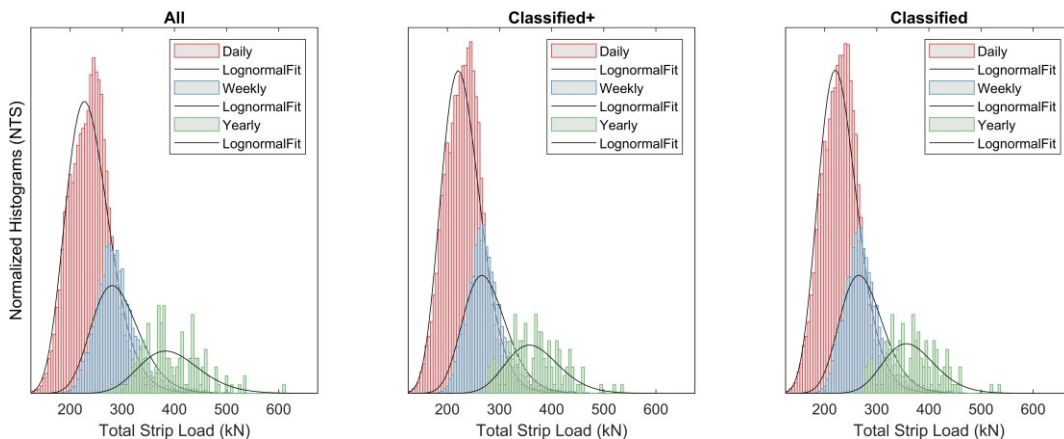


Figure 6:56 Histogrammes et PDF des charges totales ($= \sum Q_{ki}$) pour une bande de 1.4 m et obtenues avec toutes les stations WIM

Par curiosité, les vitesses des véhicules impliqués dans ces événements de présence simultanée ont été étudiées. Les histogrammes qui en résultent sont présentés dans la Figure 6:57 et montrent que le pic des véhicules lourds correspond à une vitesse légèrement au-dessus de la limite de 80 km/h (légale pour les camions), et qu'un deuxième pic peut être observé autour de 100 km/h. Il pourrait s'agir de véhicules plus petits (de livraison) ou de véhicules lourds qui enfreignent la limite de vitesse. Notons également qu'il n'y a très peu de véhicules lourds qui roulent à une vitesse inférieure à 60 km/h, ce qui est normal vu que les stations WIM sont situées dans des endroits relativement plats.

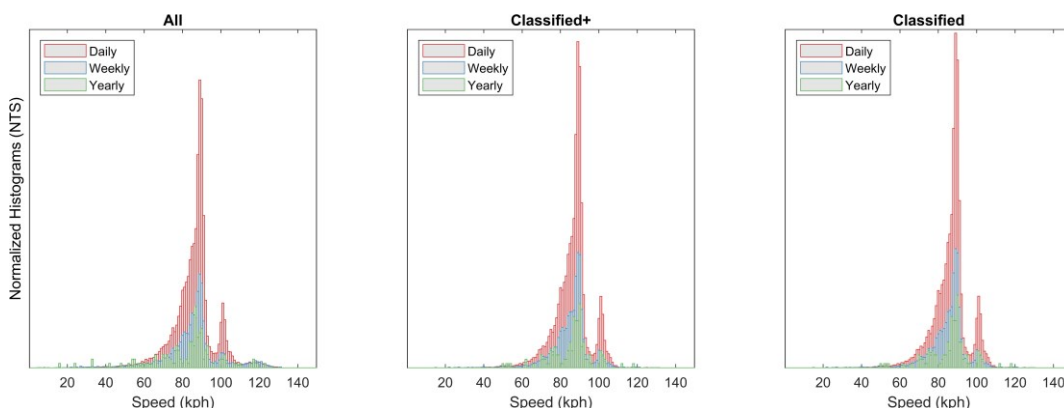


Figure 6:57 Histogrammes des vitesses des véhicules dans l'analyse de présence simultanée pour une bande de 1.4 m

Dans la Figure 6:58 l'ajustement du nombre maximal hebdomadaire d'essieux tandem pour le regroupement Class+ est illustré en détail. Le graphique de probabilité Q-Q montre clairement que la courbe de Gumbel est celle qui s'ajuste le mieux aux données. C'est le cas pour toutes les combinaisons de regroupements et de périodes de maxima de bloc pour l'analyse de présence simultanée.

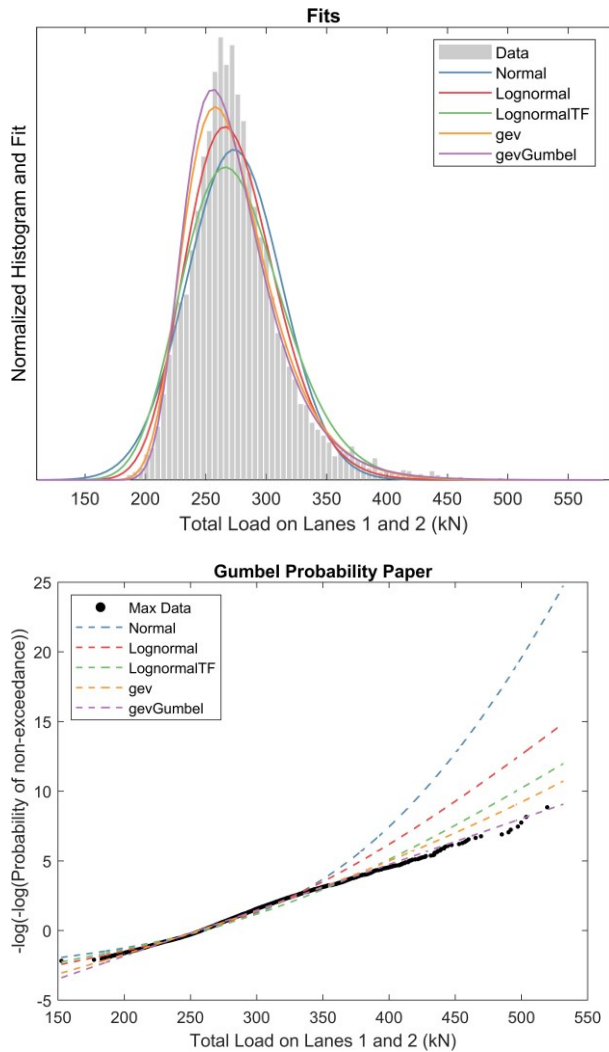


Figure 6:58 Ajustement de la distribution de maxima de bloc (hebdomadaire) des essieux tandem pour le groupement la classe+ et pour une bande de 1.4 m.

Les véhicules sur la voie principale (L1) et la voie d’accompagnement (L2) sont présentés dans la Figure 6:59. La voie principale est simplement définie comme la voie la plus chargée. La voie d’accompagnement est vide plus de la moitié du temps pour les maxima hebdomadaires, mais moins d’un quart du temps pour les maxima annuels. Comme pour l’analyse des essieux tandem, les camions de type 22 sont présents la plupart du temps. Cependant, le camion type 113a est également très fréquent, en particulier en tant que véhicule d’accompagnement. Ceci s’explique probablement par le fait qu’il s’agit du camion le plus courant sur les autoroutes.

Les camions type 23 sont également très présents sur la voie L2 et pas seulement sur la voie L1 ; bien que moins fréquents que les véhicules 22, ils se comportent de manière similaire puisqu’ils ont la même fonction, à savoir le transport de matériaux de construction lourds. Notons que lors de l’analyse dans la section 6.2, seuls les essieux tandems étaient considérés, ce qui pour les véhicules 23 correspond aux 2 premiers axes (les essieux tri-dem étaient écartés de l’analyse). Dans l’analyse actuelle, tout axe ou combinaison qui se trouve sur la bande est considéré.

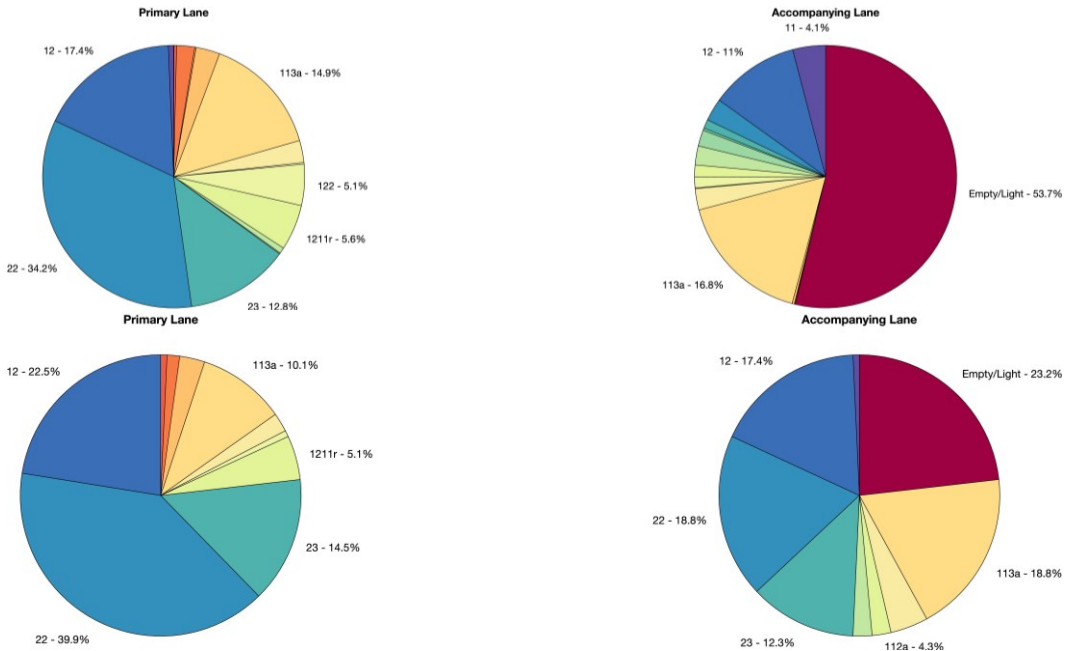


Figure 6:59 Proportion de chaque classe présente sur les voies principale et d'accompagnement pour Class+ Hebdomadaire (en haut) et Annuel (en bas)

6.3.2 Calcul de $\alpha_{Q2,act}$

Étant donné que l'analyse de la présence simultanée consiste à examiner la charge totale sur une bande et ne différencie pas la voie sur laquelle les charges se trouvent, elle ne peut pas conduire directement à une mise à jour de α_{Q2} . Au lieu de cela, une valeur d'examen de la charge de bande est calculée et la charge d'essieu actualisée sur la voie L1 déterminée à la section 6.2.2 est soustraite pour résoudre le problème α_{Q2} . Dans le modèle de charge de la norme, il y a deux axes de 300 kN sur la première voie et deux axes de 200 kN sur la deuxième voie, soit un total de 1 000 kN. Et un facteur partiel de 1.5 est appliqué à toutes les charges. Ceci est illustré dans l'équation ci-dessous où α_{Q2} est isolé pour le calcul lorsque la charge d'examen de la bande, $E_{WIMSTRIP}$, est connue. Il est également possible de résoudre le coefficient alpha pour la combinaison de Q1 et Q2 tel que présenté dans le Tableau 6:18 ; pour rester cohérent avec la définition des normes pour Q1 et Q2, on peut aussi donner les valeurs par ligne d'axes. L'exemple de calcul ci-dessous concerne le cas de maxima de bloc "Class hebdomadaire" en supposant que $\alpha_{Q1} = 0.55$.

$$\gamma_Q [\alpha_{Q1} Q1 + \alpha_{Q2} Q2] = E_{WIMSTRIP} \therefore \alpha_{Q2} = \frac{\left[\frac{E_{WIMSTRIP}}{\gamma_Q} - \alpha_{Q1} Q1 \right]}{Q2}$$

$$\alpha_{Q2} = \frac{\left[\frac{547 \text{ kN}}{1.5} - 0.55 * 600 \text{ kN} \right]}{400 \text{ kN}} \equiv \frac{\left[\frac{547 \text{ kN}}{2 * 1.5} - 0.55 * 300 \text{ kN} \right]}{200 \text{ kN}} = 0.09$$

La valeur la plus élevée trouvée pour la combinaison Q1 et Q2 basée sur les charges totales de la bande est 0.10, pour le cas 'Toutes les semaines'. Cette valeur indique que la probabilité conditionnelle d'avoir une charge extrême sur la voie d'accompagnement compte tenu d'une charge extrême sur la voie principale est bien inférieure à ce que la norme exige. Cela n'est pas surprenant car la probabilité d'avoir deux extrêmes à la fois est certainement beaucoup plus faible que celle d'observer une seule valeur extrême ; même si la charge concentrée sur la deuxième voie n'est que 2/3 de la charge sur la première voie, il s'agit toujours d'un événement rare.

Tableau 6:18 Valeurs d'examen des charges de bande en fonction du groupement et de la période de maxima de bloc

	Class annuelle	Class+ annuelle	Class hebdomadaire	Class+ hebdomadaire
E_{WIM} Valeur d'examen (kN)	510	513	510	511
$(Q1+Q2)_{d,act}$ (kN)	255	256.5	255	255.5
$\alpha_{Q1/Q2}$ [Mixte]	0.34	0.34	0.34	0.34
$\alpha_{Q2} \alpha_{Q1} = 0.55$	0.03	0.03	0.03	0.03

Les résultats de l'analyse de présence simultanée de plusieurs essieux indiquent qu'une valeur basse du coefficient d'actualisation peut être prise pour les charges concentrées sur la voie L2. Cependant, il est judicieux de prendre également en compte les résultats de la section 6.5 (poinçonnement) et section 6.6 où les lignes d'influence complètes pour les effets d'action sont prises en compte. On a déjà vu que le choix d'un coefficient d'actualisation en affecte un autre, et ce sera également le cas lorsque l'on ajoute le coefficient d'actualisation pour les charges réparties.

6.4 Observations sur les valeurs actualisées des charges concentrées

Les résultats présentés dans les sections 6.2 et 6.3 diffèrent de ceux des études précédentes, donc des rapports AGB 2002/005 [2] et AGB 2009/005 [4]. Le premier d'entre eux recommandait une valeur de 0.70 pour α_{Q1} et de 0.50 pour α_{Q2} et le second recommandait de prendre 0.65 pour ces deux coefficients actualisés. Les deux études précédentes incluaient un facteur de modèle, ce qui ajoutait 10% aux valeurs calculées, bien que selon la définition de $\gamma_F (= \gamma_F \gamma_s)$, un facteur de modèle couvrant les incertitudes sur la détermination des effets d'action est déjà inclus. En outre, les auteurs ont supposé des charges par axe qui sont déterministes, avec des facteurs dynamiques compris entre 1.2 et 1.4. Notre étude utilise des méthodes d'analyse différentes, reposant sur des hypothèses différentes et moins nombreuses. Le Tableau 6:17 montre qu'une valeur inférieure à 0.70 est possible pour α_{Q1} , elle peut descendre jusqu'à 0.55. Aucun des travaux précédents n'a étudié la présence simultanée d'axes lourds, ils se sont appuyés sur des calculs à partir de valeurs déterministes pour déterminer α_{Q2} . Or le tableau 5-2 montre que la faible probabilité de présence simultanée d'axes lourds dans des voies adjacentes devrait être répercutée sur les valeurs de calcul de Q1 et Q2 du modèle LM1. Lorsqu'une valeur égale à 0.55 est choisie pour α_{Q1} , l'analyse présentée suggère que α_{Q2} pourrait être pris inférieur à 0.20. Cependant, comme indiqué dans la section précédente, une valeur aussi basse n'est pas recommandée ; elle doit plutôt être fixée en tenant compte des effets d'action longitudinale et transversale, ceci est discuté plus en détail dans la section 6.5. Une valeur plus élevée tient compte de l'incertitude quant à la position des essieux dans l'analyse de présence simultanée et la recherche des valeurs caractéristiques à partir d'une bande de courte longueur. Elle a en effet plus d'importance que pour les longues lignes d'influence étudiées dans la section 6.6 de cette documentation.

Il faut souligner que l'analyse des données WIM offre une autre possibilité d'analyse statistique importante, celle pour le calcul des effets locaux dus aux axes lourds, tel que le poinçonnement. Pour les essieux tandem, la Figure 6:50 montre que la distance entre axes est supérieure à 1.2 m et qu'une valeur de 1.4 m est plus appropriée. Par contre, les données WIM ne fournissent aucune information sur la taille de l'empreinte de pneus ou le nombre de roues par axe (des roues très étroites peuvent être néfastes alors que l'utilisation de roues doubles est plutôt favorable).

6.5 Poinçonnement

Pour le poinçonnement, une analyse analogue à celle présentée dans l'AGB 2009/005 [4] mais basée sur des données de trafic WIM actualisées a été effectuée. Ces données permettent d'obtenir les valeurs de calcul des charges Q1 et Q2 ainsi que, comme expliqué plus haut, des informations sur les distances entre axes. Les sections précédentes (6.2 et 6.3), présentent les résultats pour des essieux tandem. Cependant comme expliqué dans l'AGB 2009/005 [4], pour l'étude du poinçonnement il est nécessaire d'analyser également les configurations axes uniques (ou « essieu » simples) et essieux tandem et tridem. Pour cette raison, les analyses conduites aux sections 6.2 et 6.3 ont été étendues aux configurations d'essieux manquantes. Dans un premier temps, en utilisant la reconnaissance des types de véhicules, il est possible de déterminer les charges Q1 pour les axes uniques et essieux tridem. Les valeurs retenues sont données dans le Tableau 6:19 ci-dessous, en considérant un indice de fiabilité cible $\beta = 4.2$. Il faut faire attention cependant car la méthode utilisée pour déterminer les charges Q1 se base sur l'identification directe des configurations d'essieux, alors que celle pour les charges Q2 emploie les longueurs de bandes. Ainsi les valeurs d'examen des charges Q1 sont indépendantes des longueurs de bandes sélectionnées (i.e. il n'existe que trois configurations, « essieu » simple, essieux tandem et tridem). Bien entendu, les configurations d'essieux tandem ou tridem pour Q1 doivent respecter les distances mesurées entre axes (1.4m, également valide pour les tridem), et donc il n'est possible de retenir la valeur d'examen pour Q1 tandem qu'à partir d'une longueur de bande de 1.4m, et de 2.8m pour les tridem. Dans un second temps, l'analyse de présence simultanée à l'aide des bandes a été étendue à des longueurs plus grandes afin de pouvoir capter de multiples combinaisons, y.c. avec essieux tridem. Les résultats de cette analyse sont présentés à la Figure 6:60; ils sont représentés selon les trois configurations d'essieux, pour la période de maxima hebdomadaire. Les premières valeurs d'examen des charges Q2 retenues correspondent aux changements de pente, indiquant la prise en compte d'une nouvelle configuration d'essieu. Il s'agit des valeurs d'examen $E_{WIM,Single}$, $E_{WIM,Tandem,1}$ et $E_{WIM,Tridem,1}$, correspondants également aux distances entre axes les plus courtes. Cependant pour la vérification de la résistance ultime au poinçonnement, comme on ne sait pas a priori quelle combinaison d'essieux et de distance est critique, il est important de considérer également des cas d'examen comportant des charges plus élevées, i.e. pour une plus grande distance entre axes, soit les valeurs $E_{WIM,Tandem,2}$ et $E_{WIM,Tridem,2}$. Enfin pour déterminer la valeur d'examen Q_{2k} , il faut appliquer la formule suivante, avec N_{axle} étant le nombre d'axes :

$$Q_{2k} = \frac{E_{WIM,i} - N_{axle} \cdot Q_{1k}}{N_{axle}}$$

Pour cette étude, comme dans [4], la hauteur effective de la dalle d est admise égale à 160 mm.

Tableau 6:19 Valeurs d'examen pour les trois configurations d'essieux, déterminées à partir des données WIM

Distance d'examen entre axes [m]	Essieux simples [kN]	Essieux tandems [kN par axe]		Essieux triples [kN par axe]	
		1.4	2.0	2.8	3.4
Q _{1k}	233	215		171	
Q _{2k}	87	40.5	65.5	54	70
α_{Q1} (Best Fit)	0.52	0.48		0.38	

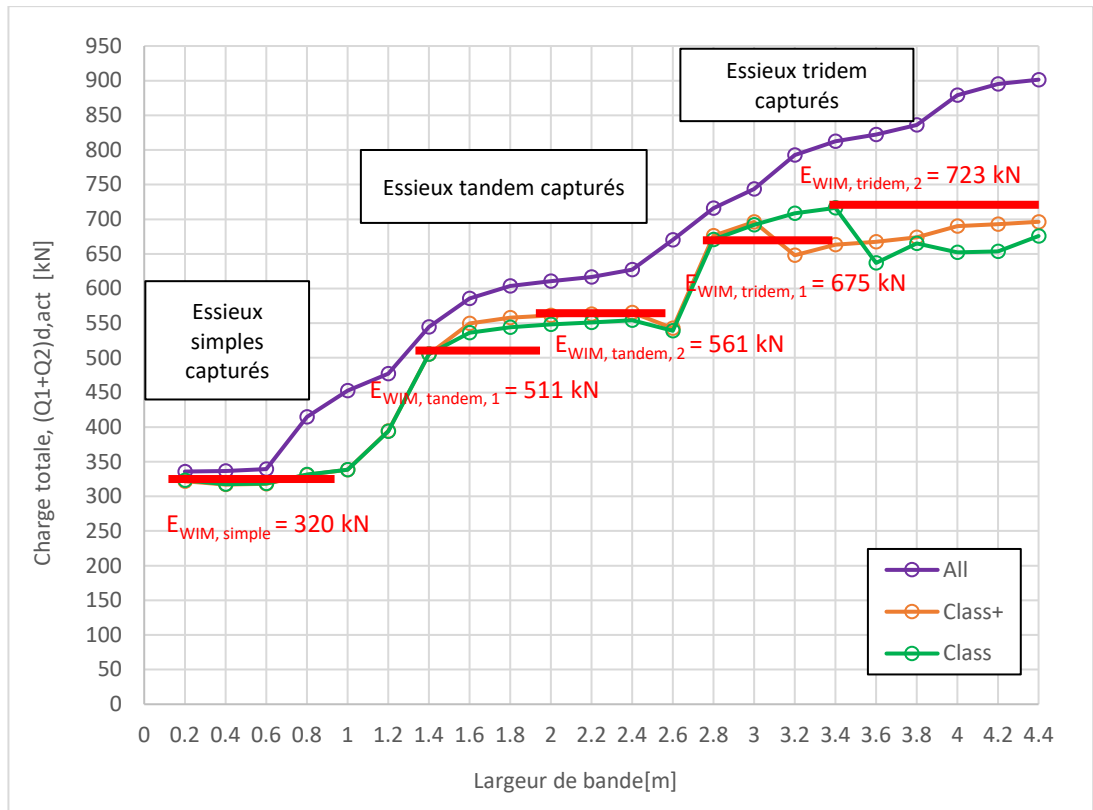


Figure 6:60 Valeurs des charges totales hebdomadaires ($= \sum Q_{ki}$) par bande de longueur (pour 2 voies) et valeurs d'examen retenues pour l'analyse du poinçonnement

Un résumé des calculs effectués et pertinents est présenté dans le Tableau 6:20. Une explication plus détaillée de la manière dont les valeurs sont calculées est présentée dans les articles suivants. Il convient de noter que pour l'évaluation des effets de poinçonnement, les deux valeurs d'examen des charges Q2 (i.e. combinaisons de charge et de distance entre les essieux) du Tableau 6:19 ont été prises en compte. Dans tous les cas considérés, bien que les résultats soient très proches, la combinaison de charge et de distance entre les axes déterminante est celle où la charge est la plus faible et la distance est la plus courte, voir Tableau 6:19. Le tableau récapitulatif et les considérations exposées dans les articles suivants découlent de cette observation.

Tableau 6:20 Résumé des calculs effectués pour le poinçonnement dans le cadre de cette étude

			Q _{1k} [kN]	Q _{2k} [kN]	Taille de la roue 1 [m]	Taille de la roue 2 [m]	Espace entre axes [m]	Espace entre roues [m]	a	Facteur de charge	Q _d , [kN]	u _{eff} [m]	Q _d /u [kN/m]	Ratio par rapport à SIA
Essieux simple	Une roue	SIA261 pour AGB 2009/005 [4]	150	-	0.4	0.4	-	-	0.9	1.5	202.5	2.10	96.3	-
		AGB 2009/005 [4]	112	-	0.36	0.28	-	-	1	1	112.0	1.78	62.8	0.65
		SIA261 pour cette étude	150	-	0.4	0.4	-	-	1	1.5	225.0	2.10	107.0	-
		Cette étude	116.58	-	0.4	0.4	-	-	1	1	116.6	2.10	55.4	0.52
	Deux roues	SIA261 pour AGB 2009/005 [4]	150	100	0.4	0.4	-	0.1	0.9	1.5	337.5	3.10	108.8	-
		AGB 2009/005 [4]	112	77.5	0.36	0.28	-	0.22	1.1	1	208.5	2.78	74.9	0.69
		SIA261 pour cette étude	150	100	0.4	0.4	-	0.1	1	1.5	375.0	2.93	127.9	-
		Cette étude	116.58	43.5	0.4	0.4	-	0.1	1	1	160.1	2.74	58.4	0.46
Essieux tandem	Une roue	SIA261 pour AGB 2009/005 [4]	300	-	0.4	0.4	1.2	-	0.9	1.5	405.0	4.50	89.9	-
		AGB 2009/005 [4]	224	-	0.4	0.4	1.2	-	1	1	224.0	4.50	49.7	0.55
		SIA261 pour cette étude	300	-	0.4	0.4	1.2	-	1	1.5	450.0	4.50	99.9	-
		Cette étude	214.46	-	0.4	0.4	1.4	-	1	1	214.5	4.90	43.7	0.44
	Deux roues	SIA261 pour AGB 2009/005 [4]	300	200	0.4	0.4	1.2	0.1	0.9	1.5	675.0	5.50	122.7	-
		AGB 2009/005 [4]	224	155	0.4	0.4	1.2	0.1	1	1	379.0	5.50	68.9	0.56
		SIA261 pour cette étude	300	200	0.4	0.4	1.2	0.1	1	1.5	750.0	5.17	145.2	-
		Cette étude	214.46	41.04	0.4	0.4	1.4	0.1	1	1	255.5	4.88	52.33	0.36
Essieux tridem	Porte-à-faux	SIA261 pour AGB 2009/005 [4]	810	270	0.4	0.4	1.2	0.1	1	1	1080.0	2.81	384.2	-
		AGB 2009/005 [4]	546	189	0.4	0.4	1.2	0.1	1	1	735.0	3.21	228.9	0.60
		SIA261 pour cette étude	810	270	0.4	0.4	1.2	0.1	1	1	1080.0	2.74	393.5	-
		Cette étude	512.25	81.875	0.4	0.4	1.4	0.1	1	1	594.1	2.90	205.1	0.52
	Dalle entre les poutres	SIA261 pour AGB 2009/005 [4]	405	270	0.4	0.4	1.2	0.1	1	1	675.0	3.06	220.4	-
		AGB 2009/005 [4]	273	189	0.4	0.4	1.2	0.1	1	1	462.0	3.86	119.6	0.54
		SIA261 pour cette étude	405	270	0.4	0.4	1.2	0.1	1	1	675.0	2.79	241.9	-
		Cette étude	256.13	81.875	0.4	0.4	1.4	0.1	1	1	338.0	3.45	98.1	0.41

6.5.1 « Essieux » simple

Dans les cas avec un seul axe, l'AGB 2009/005 [4] montre une comparaison entre la valeur de dimensionnement des actions au poinçonnement, déterminée à l'aide de la norme SIA261 [38], et les charges obtenues avec les données disponibles pour les cas où une et où deux roues appliquent la charge, c'est-à-dire le cas d'une seule voie de circulation et le cas où les roues adjacentes de deux voies de circulation agissent dans le même périmètre critique de poinçonnement. Pour ces deux cas, l'AGB 2009/005 [4] considère que l'empreinte de la roue est de 36x28 cm², tandis que la SIA261 suggère une valeur de 40x40 cm² (Figure 6:61).

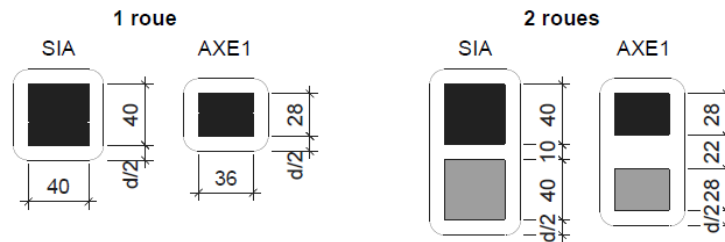


Figure 6:61 (D'après AGB 2009/005 [4]) schéma de la géométrie considérée pour les charges de roues appliquées et la détermination du périmètre de contrôle au poinçonnement

Dans notre étude, la taille des roues a été considérée conformément aux recommandations de la SIA261 [38]. De plus, l'AGB 2009/005 [4] applique un coefficient $\alpha = 0.9$ au calcul de la charge effective à considérer selon la SIA261, alors que nous avons décidé de ne pas utiliser ce coefficient (vu que la surface d'appui utilisée est plus grande).

Dans le cas où une seule roue est considérée, le calcul du périmètre critique u a suivi les mêmes hypothèses que la SIA261 [38] et l'AGB 2009/005 [4]. La charge considérée est tirée de Tableau 6:19 pour le cas avec un seul axe et elle est divisée par deux. Le ratio entre les valeurs d'examen basées sur les données (Class+ incluant donc les grues mobiles) et la valeur de dimensionnement au poinçonnement calculée selon la SIA261 [38] peut être considéré de manière conservatrice comme étant égal à 0.52. En comparaison avec la valeur 0.65 obtenue dans l'AGB 2009/005 [4], il s'agit d'une réduction de 20%. En d'autres termes, il est possible de recommander d'utiliser les valeurs actualisées suivantes : $\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = 0.52$.

Pour le cas de deux roues adjacentes, qui correspond au cas où les deux voies de circulation sont occupées, quelques considérations supplémentaires sont nécessaires. Tout d'abord, l'AGB 2009/005 [4] ne considère pas les effets du moment sur le calcul du périmètre de contrôle. De plus un facteur $\gamma_s = 1.1$ est appliqué aux charges, même s'il n'en est pas fait explicitement mention dans le rapport. Compte tenu de ceci (nous ne considérons pas de facteur γ_s), les données actualisées donnent un ratio entre les valeurs d'examen des charges de trafic et la norme SIA261 [38] de 0.46 soit une réduction plus importante et égale à 33 % par rapport au ratio de 0.69 obtenu à partir de l'AGB 2009/005 [4].

6.5.2 Essieux tandem

Pour les cas d'essieux tandem, AGB 2009/005 [4] revient à considérer la même empreinte pour les roues que celle recommandée par la SIA261 et adoptée ici (40x40 cm²). Cependant, comme discuté dans l'article précédent de ce chapitre, nous avons considéré les valeurs d'examen pour une distance entre axes de 1.4 m, contrairement aux 1.2 m adopté par la SIA261 et l'AGB 2009/005 [4].

Les comparaisons ont été faites à la fois pour les cas de roues simples et de roues doubles, ce qui correspond à nouveau aux cas où une ou deux voies de circulation sont occupées. En utilisant les données du Tableau 6:19 et en appliquant les mêmes hypothèses que pour le cas avec un seul axe, les ratios des valeurs d'examen des charges de trafic et de la norme obtenus sont de 0.44 et 0.37 pour les cas avec une et deux roues respectivement.

Cela représente une réduction de 20 %, respectivement 34 %, par rapport au ratio équivalent calculé à partir de l'AGB 2009/005 [4].

6.5.3 Essieux tridem

La SIA261 [38] ne considère pas explicitement le cas de charges avec des essieux tridem, mais certaines de ses recommandations peuvent être extrapolées et appliquées à ce cas également. Cette approche a aussi été adoptée dans l'AGB 2009/005 [4]. Plus précisément, les règles de détermination du périmètre de contrôle u proposées dans l'AGB 2009/005 [4] sont appliquées aux conditions de la SIA261 [38] et extrapolées pour être appliquées aux essieux tridem, et le ratio entre la charge totale à l'intérieur du périmètre et le périmètre lui-même est comparé. Deux cas sont considérés : le cas d'un porte-à-faux et le cas d'une dalle située entre deux poutres et considérée comme poutre simple (Figure 6:62).

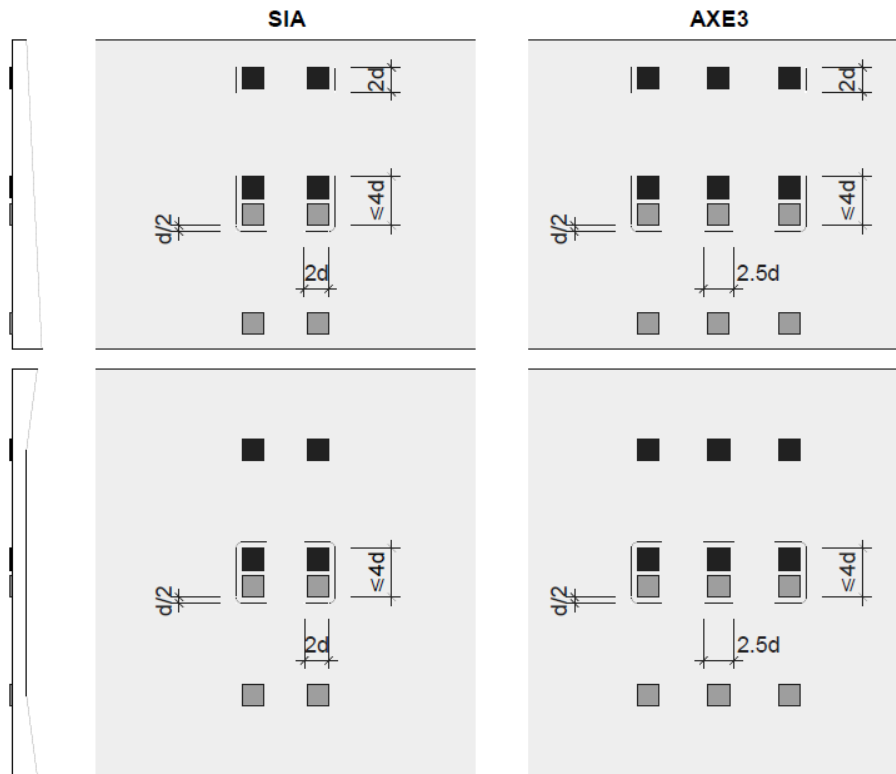


Figure 6:62 (D'après AGB 2009/005 [4]) estimations des périmètres de contrôle basés sur les règles de l'AGB 2009/005 [4] règles. Porte-à-faux (en haut) et dalle entre poutres (en bas)

La même approche que dans l'AGB 2009/005 [4] a été suivie ici pour déterminer les valeurs d'examen. Les mêmes hypothèses mentionnées dans les deux cas précédents ont été également appliquées. Il convient de noter que la distance entre les axes n'est pas prise en compte dans la détermination du périmètre de contrôle critique u , mais qu'elle devient importante dans l'évaluation des effets du moment. En outre, pour le cas du porte-à-faux, la distance centre à centre entre les deux roues d'un même axe a été estimée à 2 m.

Pour le cas du porte-à-faux, le ratio entre la présente étude et la SIA261 est de 0.53, ce qui représente une diminution de 11 % par rapport à l'AGB 2009/005 [4]. Pour la dalle entre les poutres, ce ratio est égal à 0.43, soit une diminution de 21 % par rapport à l'AGB 2009/005 [4].

Un résumé des résultats pour les valeurs actualisées α_{Q1} ($= \alpha_{Q2}$) discutées dans cette section concernant le poinçonnement est donné dans le Tableau 6:21. Les valeurs représentent les ratios entre les valeurs d'examen des charges de trafic et celles calculées selon la norme SIA.

Tableau 6:21 Résumé des valeurs des coefficients actualisés et comparaison avec l'étude précédente AGB 2009/005 [4]

		AGB 2009/005 [4]	Cette étude	Variation en %
Essieux simple	1 roue	0.65	0.52	-20%
	2 roues	0.69	0.46	-33%
Essieux tandem	1 roue	0.55	0.44	-20%
	2 roues	0.56	0.37	-34%
Essieux tridem	Porte-à-faux	0.60	0.53	-11%
	Dalle entre poutres	0.54	0.43	-21%

La comparaison montre que la présente étude, réalisée avec des données WIM plus récentes et plus précises, permet dans tous les cas considérés une réduction supplémentaire des valeurs actualisées par rapport à l'étude AGB précédente.

6.5.4 Actualisation des coefficients d'examen α_1 et α_2

En suivant dans cet article, l'approche présentée dans l'AGB 2009/005 [4], les auteurs ont calculé les effets des charges pour vérifier le poinçonnement pour tous les cas considérés jusqu'à présent en utilisant les valeurs de la SIA261 [38] réduites par les coefficients actualisés $\alpha_{1,act}$ et $\alpha_{2,act}$ obtenus au cours de cette étude et les ont comparés aux effets des charges caractéristiques déduites à partir des données WIM. En référence au Tableau 6:20 les auteurs suggèrent comme valeurs actualisées arrondies $\alpha_{1,act} = 0.55$ et $\alpha_{2,act} = 0.40$ pour obtenir des valeurs de charge d'examen compatibles avec les charges caractéristiques obtenues à partir des données WIM. Le résumé de ces comparaisons est présenté dans le Tableau 6:22.

Tableau 6:22 Comparaison entre les valeurs obtenues avec les WIM et les valeurs calculées avec la SIA261 et les coefficients d'examen actualisés

			Q_{1k} [kN]	Q_{2k} [kN]	α_1	α_2	Facteur de charge	Ratio
Essieux simple	1 roue	SIA261	150		0.55		1.5	
		AXE1, cette étude	116.58		1	1	1	0.94
	2 roues	SIA261	150	100	0.55	0.4	1.5	
		AXE1, cette étude	116.58	43.5	1	1	1	0.93
Essieux tandem	1 roue	SIA261	300		0.55		1.5	
		AXE2, cette étude	214.46		1	1	1	0.80
	2 roues	SIA261	300	200	0.55	0.4	1.5	
		AXE2, cette étude	214.46	41.04	1	1	1	0.74
Essieux tridem	Porte-à-faux	SIA261	810	270	0.55	0.4	1	
		AXE3, cette étude	512.25	81.875	1	1	1	1.01
	Dalle entre les poutres	SIA261	405	270	0.55	0.4	1	
		AXE3, cette étude	256.125	81.875	1	1	1	0.83

Les données résumées dans le tableau ci-dessus confirment que les valeurs actualisées recommandées fournissent des valeurs compatibles et généralement conservatrices (à l'exception de la valeur 1.01) avec les valeurs caractéristiques résultant des données WIM.

6.6 Analyse des effets globaux des actions

La troisième et quatrième analyse visant à mettre à jour le modèle de charge sont également l'étude les plus exigeantes. Pour interpréter efficacement les résultats, il est nécessaire de toujours garder à l'esprit plusieurs éléments liés à la relation entre la longueur du pont (ou la longueur de la ligne d'influence) et le type de trafic. Il peut sembler intuitif que les embouteillages conduisent toujours à des effets de charge maximum, en raison de l'espace réduit entre les véhicules, mais nous avons vu à la Figure 3:2 que cela n'était pas le cas et dépendait de la portée (ceci sera révérifié ci-après). En effet on constate que le trafic fluide, ou du moins en mouvement, qu'il soit fluide ou congestionné, domine pour les portées inférieures à 30 ou 40 m. La raison en est qu'il y a une quantité beaucoup plus importante de véhicules circulant suivant ces conditions de trafic, et donc plus d'opportunités statistiques pour des événements maximaux. Les lignes d'influence très courtes, inférieures à environ 6 m, sont davantage influencées par les essieux et les groupes d'essieux que par les caractéristiques du trafic, et les lignes d'influence de longueur moyenne sont davantage influencées par les véhicules individuels ou côte à côte, mais pas par la distance entre les véhicules.

Toutes ces considérations signifient que la méthode trafic généré WIM est un excellent outil pour répondre aux questions relatives aux effets des charges sur la plupart des ponts car la plupart des ponts du réseau ont des portées inférieures à 10 m. Pour cette raison, la méthode trafic généré WIM constitue une part importante des résultats. Les analyses basées sur la méthode de simulation sont utilisées pour les portées plus longues et pour les configurations de ponts qui n'existent pas dans les stations WIM actuelles.

Le Tableau 6:23 présente les quatre quadrants d'analyse. La plupart des ponts appartiennent au premier quadrant, avec des portées inférieures à 30 m et une configuration représentée par les stations WIM (2 voies uni ou bidirectionnelles, et 4 voies bidirectionnelles). La méthode généré WIM est utilisée pour déterminer les coefficients d'actualisation pour tous les effets d'action dans ce quadrant. Les deux quadrants dont les portées sont supérieures à 30 m sont calculés avec les deux méthodes, les maximaux étant obtenus avec la méthode SIM, trafic embouteillé simulé (à l'arrêt). Il s'agit du même modèle de trafic que celui utilisé par Hirt & Meystre (AGB 2002/005 [2]), et dont les auteurs ont pu reproduire précisément les valeurs d'examen pour les longues lignes d'influence. Dans le cas de la méthode SIM, comme Hirt & Meystre, un facteur d'incertitude de modélisation des charges, que nous dénommeront $\gamma_{sQd} = 1.1$ est utilisé. Notons que nous considérons que le facteur de modèle, γ_{sd} , peut s'exprimer comme le produit de γ_{sQd} (facteur d'incertitude de modélisation des charges) et γ_{sEd} (facteur d'incertitude de modèle de détermination des efforts intérieurs). Ce dernier ne fait pas l'objet de cette étude, il est aussi lié aux modèles de calcul des résistances.

Le dernier quadrant restant concerne les courtes portées pour lesquelles il n'est pas possible d'utiliser la méthode généré WIM (plus de 2 voies, à l'exception du cas bidirectionnel à 4 voies, plus les configurations R-BAU). Le trafic congestionné simulé est utilisé pour ces effets d'action, mais les valeurs d'examen résultantes sont "calibrées" par les cas du premier quadrant. La raison en est que les modèles de simulation du trafic ne sont pas efficaces pour modéliser les charges à l'essieu et les groupes de charges à l'essieu extrêmes. Ces modèles attribuent généralement des valeurs déterministes aux essieux au sein des groupes, et utilisent des histogrammes ajustés pour les charges des groupes d'essieux, qui ne reproduisent pas les valeurs des effets de l'action d'examen de la même manière que la méthode généré WIM, plus fiable (c'est-à-dire que des modèles de simulation plus avancés devraient être mis au point). Ce n'est pas un problème pour les embouteillages, où les essieux extrêmes ne sont pas déterminants (les combinaisons extrêmes de véhicules sont déterminantes), mais c'est un problème pour les ponts dont les portées sont inférieures à 30 m.

Pour obtenir des résultats plus précis, le processus de calibrage consiste à trouver le facteur qui doit être multiplié à chaque valeur d'examen du trafic congestionné simulé pour obtenir la même valeur que la méthode généré WIM pour les cas de ligne d'influence dans le premier quadrant, puis à utiliser le facteur avec la ligne d'influence la plus similaire pour

tous les cas dans le quadrant 4. Dans un premier temps, l'étalonnage est utilisé ici, mais les travaux futurs pourraient faire appel à de meilleurs modèles de simulation et méthodes statistiques (par exemple, en prenant en compte les matrices pour tenir compte des corrélations réelles, par exemple dans le cas de la méthode générée WIM). Figure 5:21 à gauche et à droite).

Tous les graphiques présentés dans cette section utilisent un indice de fiabilité cible de 4.2 (période de référence d'une année), ce qui selon [37] correspond à un cas médian.

Tableau 6:23 Lignes d'influence et leur couverture par la méthode générée WIM ou les simulations SIM (pour les répartitions entre voies, voir le Tableau 5:11)

Lignes d'influence	Portées < 30 m	Portées > 30 m
Configurations des voies re-présentées aux stations WIM : 2 voies unidirectionnelles 2 voies bidirectionnelles 4 voies bidirectionnelles	<p>1 Généré WIM - <i>Déterminant</i></p> <p>Trafic congestionné - Étalonnage des facteurs trouvés pour chaque ligne d'influence afin de correspondre à trafic générée WIM. Pas de γ_{sQd}</p>	<p>2 SIM (car générée WIM – Pas déterminant)</p> <p>Simulation d'embouteillages – <i>Déterminant</i>. $\gamma_{sQd} = 1.1$</p>
Configurations de voies NON représentées aux stations WIM : 4+ voies Uni/Bidirectionnel R-BAU	<p>4 SIM</p> <p>Trafic congestionné simulé et calibré - <i>Déterminant</i>. $\gamma_{sQd} = 1.1$</p>	<p>3 SIM</p> <p>Simulation d'embouteillages - <i>Déterminant</i>. $\gamma_{sQd} = 1.1$</p>

6.6.1 Méthode trafic générée WIM (E_{WIM})

La façon la plus simple de présenter les résultats est d'utiliser un coefficient d'actualisation alpha "unique", qui est simplement le ratio entre la valeur d'examen de la méthode générée WIM et la valeur de calcul donnée par modèle de charge LM1 la norme SIA [38] avec toutes les valeurs alpha fixées à 1. De cette façon, si le ratio est égal à 0.50, on peut facilement déduire que le coefficient d'actualisation moyen entre α_{Q1}, α_{Q2} , et α_q est égal à 0.50 (en considérant que plus la portée est longue, plus le poids appliqué à la charge répartie est important par rapport à celui des charges concentrées). L'équation suivante montre ce coefficient actualisé "unique" sous forme de calcul :

$$\alpha_{act,unique} = \frac{E_{WIM}}{E_{NORME}} = \frac{E_{WIM}}{\gamma_Q [\alpha_{Q1}Q1 + \alpha_{Q2}Q2 + \alpha_{q1}q1 + \alpha_{q2}q2 + \dots]}$$

La Figure 6:63 montre les résultats de l'analyse utilisant les maxima des blocs hebdomadaires pour le regroupement Class+ pour le trafic unidirectionnel à deux voies sur les ponts à poutres en caisson. La valeur du coefficient actualisé "unique" reste égale ou inférieure à 0.50 pour tous les sites, y compris "Uni2L", qui combine les résultats de tous les sites (il ne faut pas le considérer comme une moyenne, puisqu'il a sa propre distribution ajustée).

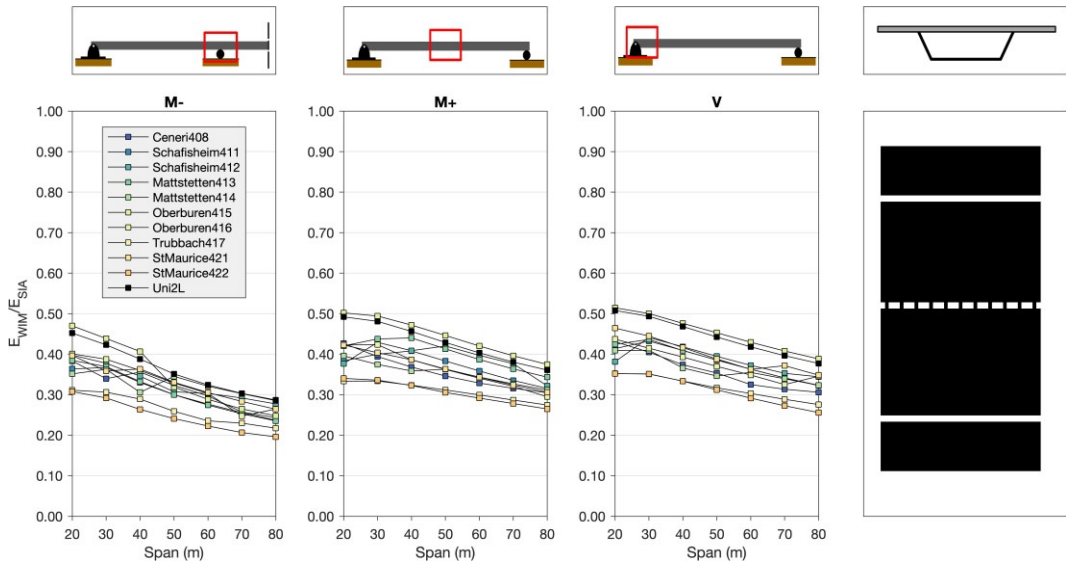


Figure 6:63 Poutre-caisson, unidirectionnelle 2L, classe hebdomadaire+, méthode trafic généré WIM.

Les résultats de la Figure 6:63 sont typiques et, par conséquent, les autres ne seront pas présentés. On montre toutefois la Figure 6:64 où le résultat de la poutre en caisson Uni2L ci-dessus est montré avec les résultats des poutres jumelées, ainsi que les dalles courtes et longues. Sauf indication contraire, les maxima des blocs hebdomadaires sont utilisés avec le regroupement Class+ dans cette section du rapport. On notera que le rapport entre E_{WIM} et E_{NORME} culmine juste au-dessus de 0.50 pour le moment négatif dans les dalles de 8 m de portée, puis des rapports similaires sont observés pour tous les types de ponts jusqu'à 40 m de portée, où les valeurs commencent à diminuer. Cette diminution ne doit pas être prise en compte, car le trafic utilisé pour ces simulations est un trafic fluide, et non un embouteillage.

Pour la suite, au lieu des graphiques précédents, d'autres manières de représenter les résultats en les combinant seront utilisés. Ceci est fait en reprenant par exemple les résultats de la Figure 6:64, qui contient les résultats de cinq types de ponts différents et d'un type de trafic et en les représentant dans la Figure 6:65 où *tous les effets d'action de tous les ponts et de tous les trafics* sont représentés dans un seul graphique. L'avantage est que l'on peut rapidement voir l'éventail des résultats pour différents types de travées et de structures. Dans un modèle de charge représentant au mieux les trafics réels, la dispersion verticale des résultats pour chaque travée serait minimisée, et ces maximums auraient tous une valeur similaire. Les résultats montrent que le LM1 est légèrement trop sévère pour presque tous les effets d'action dans les ponts de 4 et 6 m par rapport à ceux de 8 à 30 m de portée.

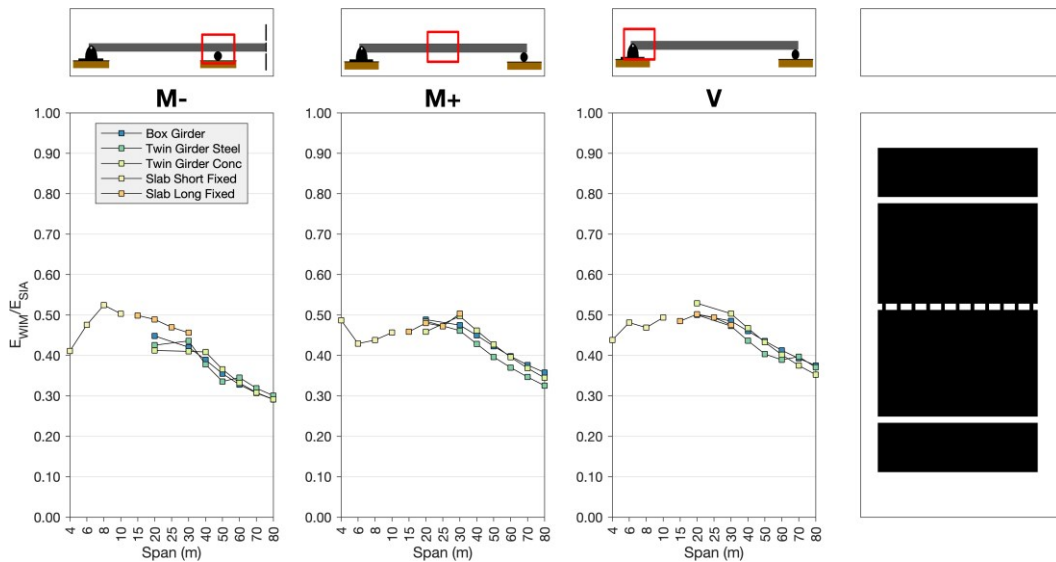


Figure 6:64 Poutres-caissons, bi-poutres et dalles (unidirectionnelles 2L), méthode trafic généré WIM

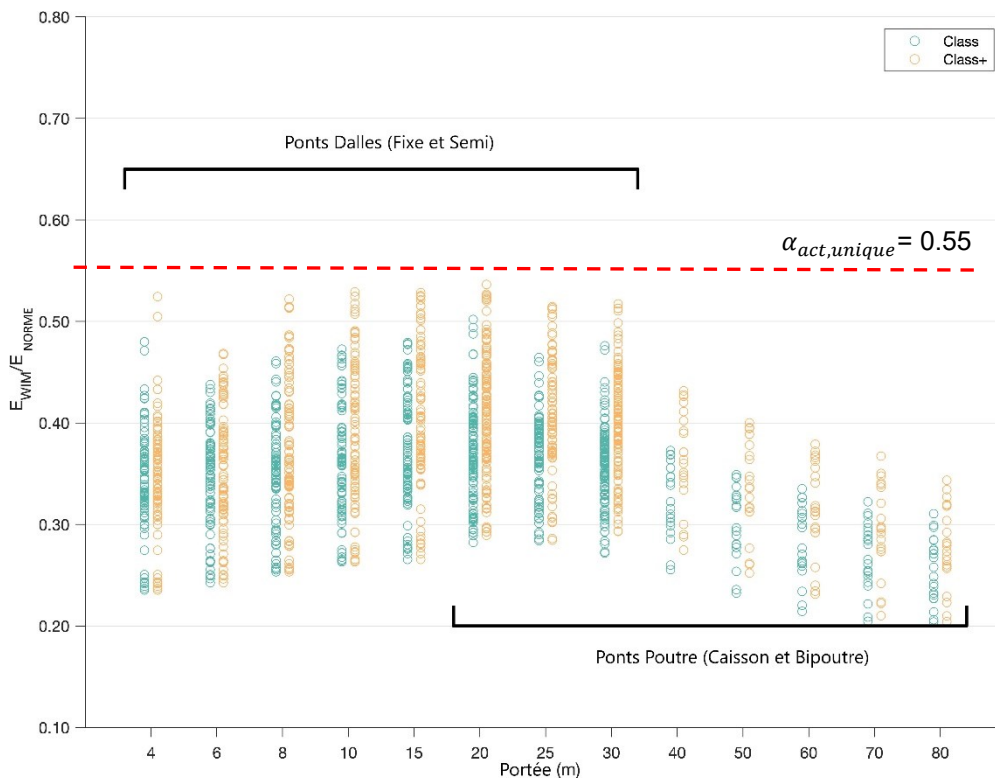


Figure 6:65 Résultats des lignes d'influence du quadrant 1 pour l'analyse, méthode trafic généré WIM

Une ligne tracée pour le coefficient d'actualisation égal à 0.55 est au-dessus de tous les 903 effets d'action représentés. Le regroupement Class+ donne un ratio entre E_{WIM} et E_{NORME} systématiquement plus élevé que le regroupement Class, ce qui est logique mais dépend de la qualité des données et des extrapolations. En effet chaque valeur caractéristique extrapolée dépend de l'ajustement de la queue de distribution et dépend de la dispersion qui peut se révéler plus petite pour le regroupement Class+ que celui de Class.

Les résultats des dalles de roulement des ponts poutres ne dépendent pas de la portée longitudinale du pont mais de sa largeur (portée transversale) et ils sont présentés dans la Figure 6:66. Les modèles réalisés ainsi que les résultats obtenus ont été comparés et validés sur la base du travail précédent de l'AGB 2009/005 [4]. Pour plus d'information, voir la documentation annexée [35].

Comme pour les résultats précédents, le coefficient d'actualisation $\alpha_{act,unique} = 0.55$ est respecté ici. La Figure 6:66 met en avant un phénomène intéressant lié au nombre de voies considérées. En effet, en regardant les résultats pour les porte-à-faux, on observe un saut dans le ratio E_{WIM}/E_{NORME} entre 3.44 et 4.56 m de largeur. Ce saut correspond à la largeur à partir de laquelle la voie 2 est considérée dans le calcul. En étudiant les cas max trouvés avec les données WIM pour deux voies de circulation, on observe qu'il est rare d'avoir la présence simultanée de véhicules lourds. Cela signifie que le passage d'une voie de circulation à deux n'augmente que peu les efforts calculés à partir des données WIM et cependant bien plus ceux calculés avec le LM1 (qui considère des charges sur chacune des deux voies). Ce phénomène conduit donc à la réduction du ratio E_{WIM}/E_{NORME} pour les largeurs de porte-à-faux supérieures à 3.44 m. De manière analogue, tous les modèles dalle entre poutres considèrent deux voies de circulation. Les ratio E_{WIM}/E_{NORME} sont même plus bas dans ces cas, en raison de la plus grande importance de la ligne d'influence pour la voie de circulation 2.

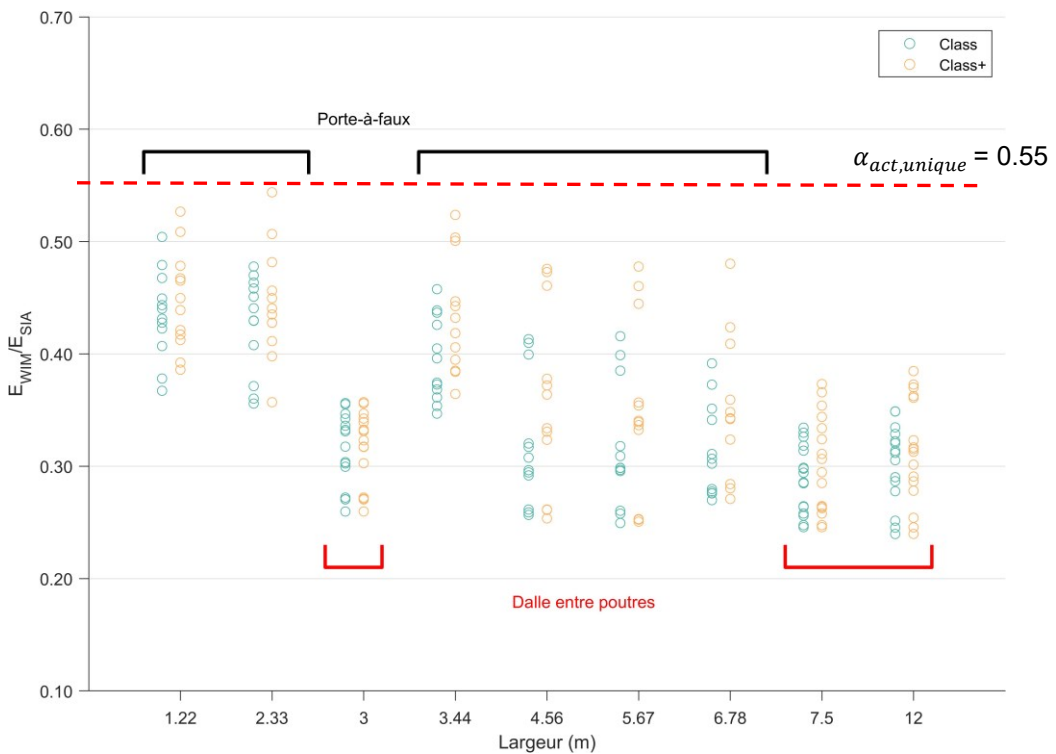


Figure 6:66 Résultats pour les dalles de roulement des ponts poutres, méthode générée WIM

Même si la méthode générée WIM offre la meilleure estimation des effets de l'action du trafic, elle n'est disponible que pour les configurations de voies de pont couvertes par les stations WIM existantes. Par conséquent, la méthode basée sur la simulation doit être utilisée pour mieux couvrir les autres cas et les portées de plus d'environ 30 m.

6.6.2 Méthode basée sur la simulation de trafic (E_{SIM})

Le point, la longueur de la portée, de transition entre les cas où la méthode de simulation doit changer afin d'obtenir les effets maximaux de l'action du trafic a plusieurs fois été mentionné. Dans le Tableau 6:23, cette transition a été fixée à 30 m, portée au-dessus de laquelle le trafic embouteillé est déterminant, et au-dessous de laquelle le trafic fluide et congestionné gouverne. Dans la Figure 6:67 les résultats selon la méthode générée WIM sont présentés avec ceux de simulation du trafic embouteillé, pour les mêmes cas de ligne d'influence (quadrants 1 et 2 dans le Tableau 6:23). Tous les cas avec plus de 40 m montrent que les résultats des simulations de trafic embouteillé contrôlent, alors que c'est le contraire pour tous les cas de 30 m et moins (trafic fluide ou congestionné, méthode générée WIM). Ceci est en accord avec les conclusions de la revue de la littérature (voir Figure 3:2). À nouveau notons que la différence n'est pas le fait d'un facteur d'amplification dynamique puisqu'il est pris égal à l'unité dans ces analyses.

Pour les portées supérieures à 30 m, le trafic embouteillé présente des ratios de la valeur d'examen par rapport à la valeur calculée selon la norme bien inférieurs à 0.55. Toutefois, seuls les cas des quadrants 1 et 2 du Tableau 6:23 sont considérés. Pour les autres quadrants, il faut comparer des simulations des deux conditions de trafic, ce qui est fait à la Figure 6:68.

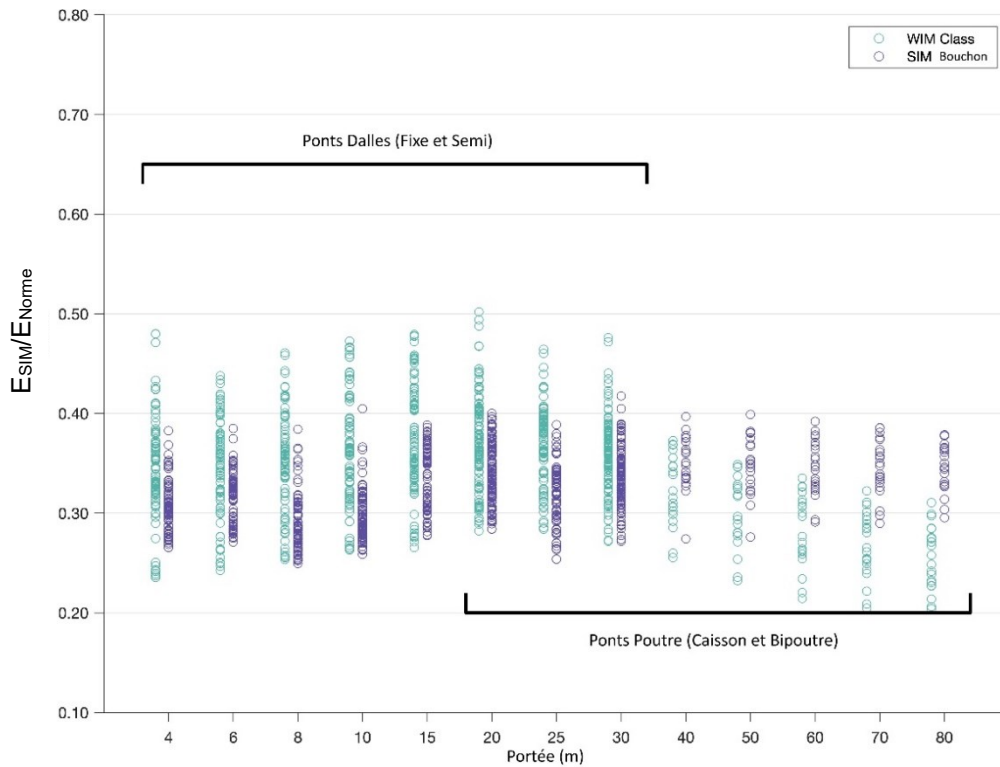


Figure 6:67 Comparaison entre les simulations de bouchons et la méthode trafic généré WIM (quadrants 1, 2)

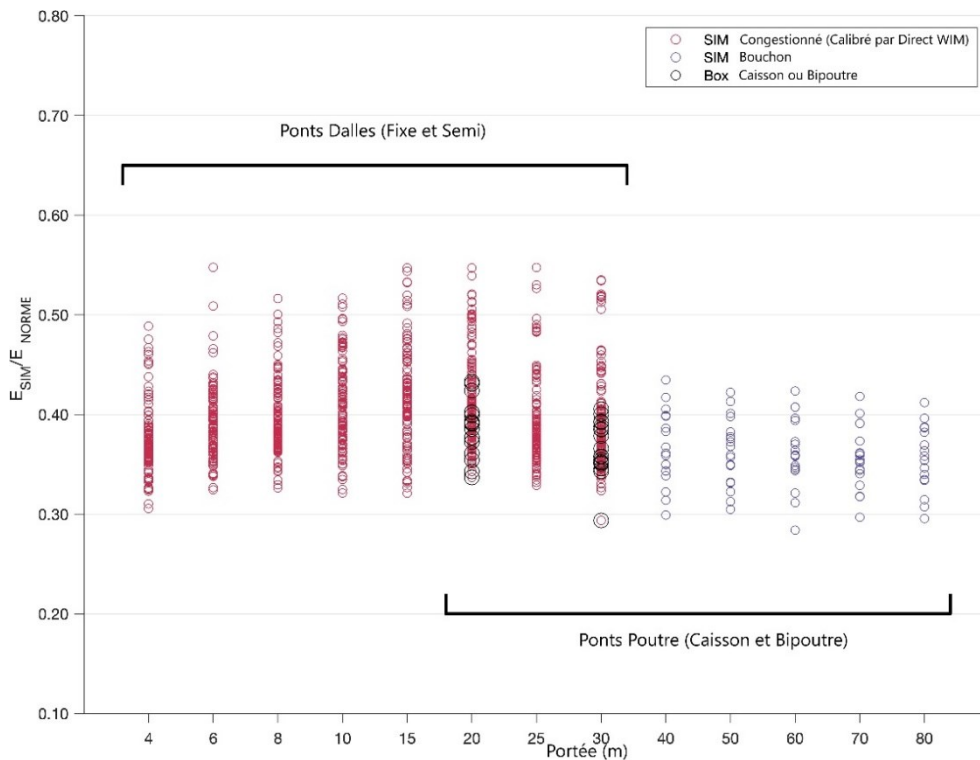


Figure 6:68 Comparaison entre les simulations de trafic embouteillé et de trafic congestionné (quadrants 3, 4)

Dans la Figure 6:68 les résultats de la simulation du trafic embouteillé ne sont donnés que pour les portées de 40 m et plus, tandis que le trafic congestionné n'est donné que pour les portées de 30 m et moins. Deux choses sont immédiatement évidentes : premièrement, il y a une grande différence entre les résultats avec le trafic embouteillé et les résultats avec le trafic congestionné. Cela peut s'expliquer par le fait que les dalles ne sont pas modélisées au-delà de 30 m, et que ce sont principalement les ponts-dalles qui donnent des valeurs élevées (la série « caisson ou bipoutre, « Box or Twin », montre quels sont les cas avec des portées ≤ 30 m qui ne proviennent pas des lignes d'influence de dalles). Deuxièmement, les simulations de trafic congestionné donnent des résultats plus élevés que précédemment, avec de nombreuses valeurs supérieures à 0.55.

Un examen plus approfondi des cas produisant le ratio E_{SIM} sur E_{NORME} le plus élevé est révélateur. Il s'agit du cas d'une ligne d'influence établie à partir du moment transversal pour un pont en dalles de 6 m de long supportant 4 voies de circulation (dont une sur la bande d'arrêt d'urgence). Le moment m_{xMid} se situe au centre de la voie 1, voie où un camion est placé (Figure 6:69). Les lignes d'influence, longitudinales pour m_x , sous la figure montrent que toutes les autres voies ont un signe inverse par rapport à la ligne d'influence de la voie 1 (en rouge). En outre, la ligne d'influence de la voie 1 change également de signe au point médian. L'emplacement le plus défavorable des essieux tandem du modèle LM1 dans la voie 1 ne permet de placer qu'une seule des deux charges de 300 kN en raison de la forme unique de la ligne d'influence. Dans ce cas, les axes des tandems du LM1 étant espacés de 1.2 m, donnent des résultats moins conservateurs que les axes espacés de plus de 2 m, comme sur le poids lourd de type 22 qui traverse le pont.

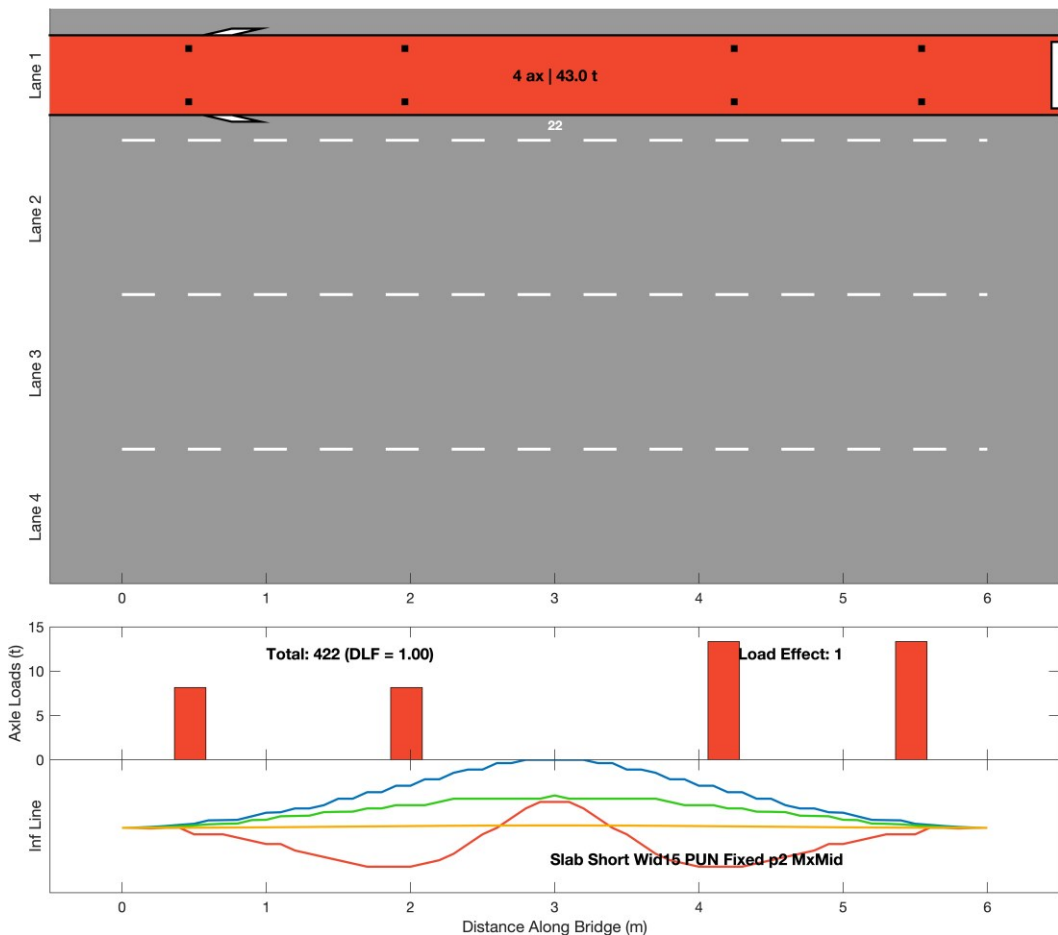


Figure 6:69 Lignes d'influence pour une dalle de 6 m à 4 voies m_{xMid} fixe (voie 1 = rouge, voie 2 = bleu, voie 3 = vert, voie 4 = jaune)

Bien que cela soit propre à cette ligne d'influence, il a été constaté que les cas R-BAU sont plus susceptibles de présenter une voie lente, avec du trafic de véhicules lourds, avec une

ligne d'influence dans le sens opposé (conséquence de la poussée de la voie vers l'extérieur de la structure) à toutes les autres voies, occupées par tout type de trafic. En fait, tous les ratios entre E_{SIM} et E_{NORME} supérieurs à 0.55 proviennent de cas R-BAU, où la bande d'arrêt d'urgence est utilisée. Si les charges du modèle LM1 ne sont pas placées sur la deuxième voie, le conservatisme observé lors de l'analyse de présence simultanée de véhicules lourds ne peut pas être exploité, ce qui se traduit par des coefficients d'actualisation alpha élevés par rapport aux autres cas. Ce phénomène est mis en évidence dans la Figure 6:70. Il sera examiné plus en détail à la section 7.

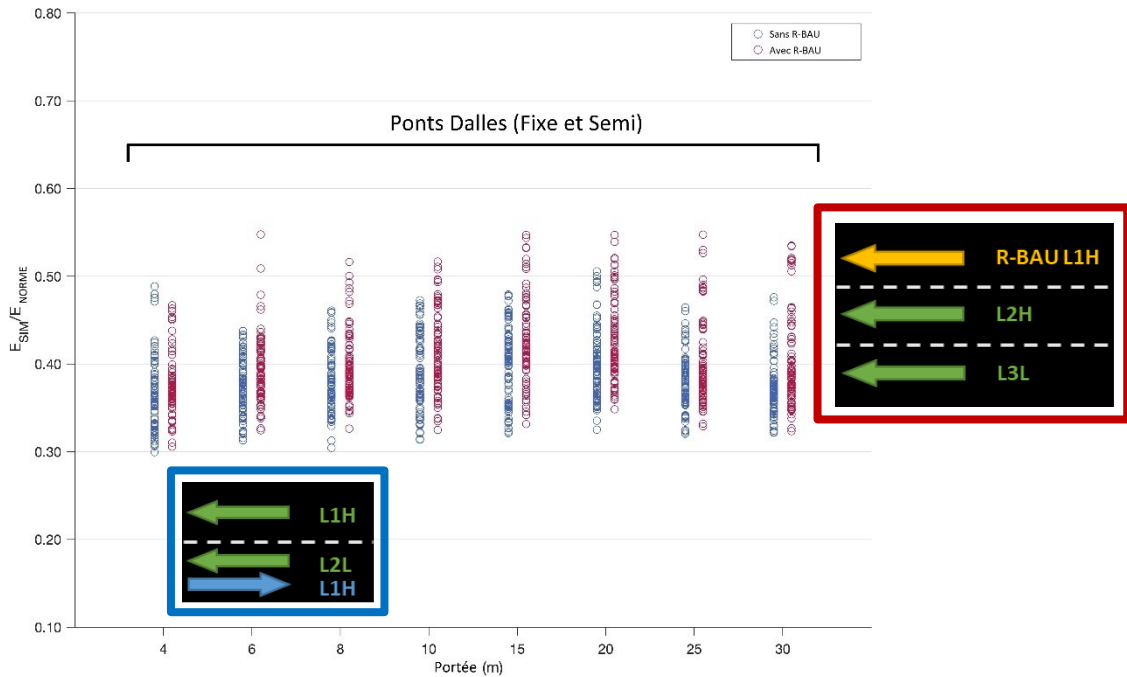


Figure 6:70 Effet de la voie R-BAU sur les résultats des simulations, méthode générée WIM, groupe Class, pour tous les effets d'action de tous les ponts jusqu'à 30 m

Les résultats sont également donnés plus bas, uniquement pour les dalles de roulement où la même méthodologie a été appliquée (voir également documentation annexée [35] pour plus d'informations). Le quadrant 4 est présenté dans la Figure 6:71 ci-dessous. Les résultats générés WIM Class du quadrant 1 sont à nouveau présentés ici car ce sont eux qui ont permis de calibrer les résultats simulés du cas R-BAU. Les résultats des quadrants 2 et 3 ne sont pas présentés ici car ils ne sont pas déterminants (voir documentation annexée [35]). Deux conclusions peuvent être tirées des résultats de la Figure 6:71 :

- 1 Toutes les valeurs obtenues restent sous la barre $\alpha_{act,unique} = 0.55$
- 2 Les simulations R-BAU montrent comme vu précédemment que l'utilisation de la bande d'arrêt d'urgence donne des résultats plus défavorables, provoquant une légère hausse du coefficient d'actualisation $\alpha_{act,unique}$.

Par conséquent, comme le montre les Figure 6:70 et Figure 6:71, tous les ratios de E_{SIM} à E_{NORME} supérieurs à 0.55 proviennent des cas R-BAU, i.e. où la bande d'arrêt d'urgence est utilisée par le trafic lourd. Avec deux voies de trafic lourd (L1H et L2H) le conservatisme observé lors de l'analyse des présences simultanées ne peut pas être exploité, i.e. les charges du modèle LM1 placées sur la deuxième voie sont trop faibles. Cela se traduit par des coefficients actualisés alpha plus élevés par rapport aux autres cas et nous recommandons d'utiliser un coefficient actualisé plus élevé $\alpha_{act,unique} = 0.60$.

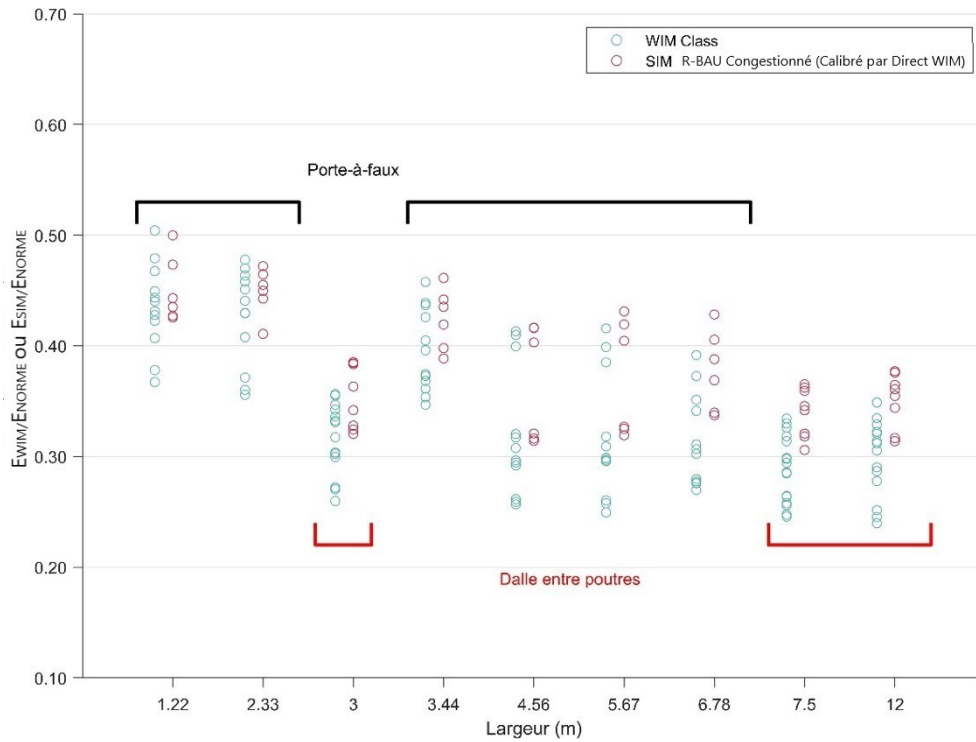


Figure 6:71 Résultats pour l'utilisation de la BAU sur les dalles de roulement des ponts poutres (quadrants 1 et 4)

6.6.3 Calcul de $\alpha_{q,act}$

Dans ce projet, il a été décidé que seuls trois coefficients alpha actualisés seraient donnés : un pour chacune des charges concentrées sur les voies 1 et 2, et un seul coefficient actualisé pour les charges réparties sur toutes les voies. Pour calculer les coefficients alpha actualisés spécifiques pour les charges concentrées et les charges réparties, des valeurs sont supposées pour deux des trois coefficients actualisés afin de voir l'effet sur l'autre. Puisque les valeurs maximales et acceptables pour α_{Q1} et α_{Q2} ont été trouvées précédemment dans cette documentation, il est intéressant de fixer ces valeurs pour voir l'effet sur α_q . C'est ce qui est montré dans la Figure 6:72 pour tous les résultats de la méthode générée WIM (quadrants 1 et 2 du Tableau 6:19). Dans ce cas, des valeurs de 0.55 et 0.35 ont été prises pour α_{Q1} et α_{Q2} (mais 0.40 si l'on veut satisfaire également les contrôles de poinçonnement).

Il est immédiatement évident que les courtes portées sont beaucoup plus affectées par le choix des coefficients alpha actualisés pour les charges concentrées (puisque ces charges représentent un pourcentage beaucoup plus élevé de la charge globale sur les ponts de courte portée). Il est assez courant de calculer des valeurs actualisées négatives de α_q , étant donné que les charges concentrées examinées dépassent déjà la charge de calcul du code dans certains cas (notez que l'axe des y dans la Figure 6:72 s'étend jusqu'à zéro, des valeurs négatives existent mais ne sont pas représentées). Le compromis est apparent dans les deux figures : en choisissant des coefficients actualisés plus faibles pour les charges concentrées, ce qui est autorisé sur la base des analyses précédentes, on obtient des valeurs actualisées plus élevées pour la charge répartie. Pour limiter les options de compromis, les auteurs suggèrent une valeur actualisée minimale de la charge répartie de 0.30 pour α_q pour tous les effets d'action afin d'être prudent, cette valeur correspondant au minimum des bornes supérieures des différents résultats présentés dans cette section.

Nous estimons aussi qu'elle permet de tenir compte de scénarios inattendus non couverts par nos analyses (par ex. autres types de ponts tels que ponts biais, ou de conditions de trafic tels que bouchons dans les deux directions, ou bouchons de type start-stop).

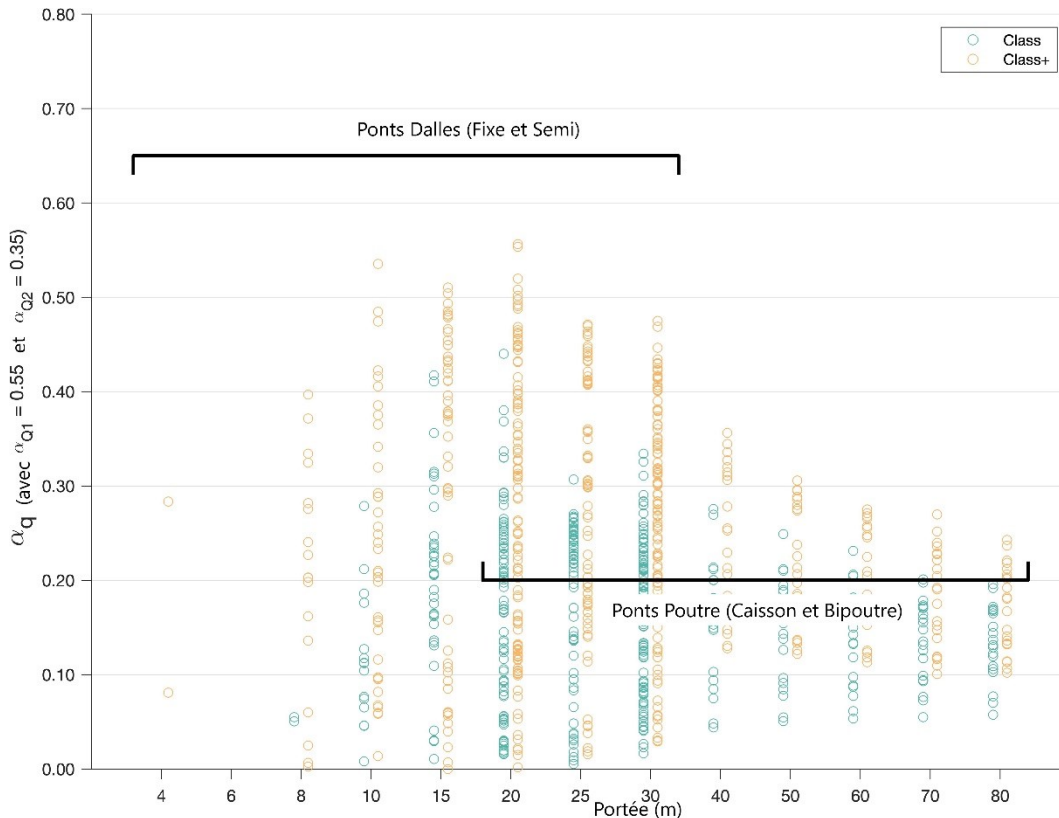


Figure 6:72 Résultats pour les coefficients d'actualisation de toutes les lignes d'influence pour l'analyse générée WIM avec $\alpha_{Q1} = 0.55$ et $\alpha_{Q2} = 0.35$

6.7 Sources d'incertitude

L'objectif de cette section est de regrouper les différentes sources d'incertitude identifiées, dont certaines ont été étudiées de cette documentation mais d'autres non, ceci afin d'avoir une vue d'ensemble et pouvoir confirmer qualitativement que les résultats présentés ont un niveau de sécurité adéquat. En effet, certaines incertitudes se compensent, d'autres peuvent être négligées ; si elles sont inconnues alors nous statuerons ou poserons des limites à l'applicabilité des recommandations de cette documentation. Les sources d'incertitudes sont présentées ci-après dans le Tableau 6:24. Une explication de l'effet de chaque source et des mesures prises pour quantifier et traiter l'incertitude est fournie dans le tableau et pour la plupart d'entre elles discutée ci-après. Nous avons classé les incertitudes en trois catégories : celles liées aux données WIM et à leur traitement, celles propres aux méthode/modèles de calcul de l'actualisation des coefficients alpha et celles liées aux trafics et leur représentativité.

Données WIM et leur traitement

La première source d'incertitude est la précision de la mesure WIM, et elle a de l'importance. Heureusement, il existe une base de données d'étalonnage qui nous a permis d'estimer la valeur de cette incertitude et si elle conduisait à des résultats conservateurs ou non. Notons que les stations WIM sont étalonnées "à la vitesse" uniquement, on ne peut donc pas dire qu'il y ait un effet dynamique dans les mesures. A la section 4.5, les données d'étalonnage ont été présentées et il a été noté que, lorsque les données erronées *augmentent* la dispersion (erreur centrée autour de la moyenne), la méthode des maxima de bloc conduit à des résultats conservateurs en raison de la tendance à sélectionner des valeurs extrêmes qui sont "plus extrêmes", ou dispersées.

Notre étude de cet effet a été réalisée pour les charges des essieux tandem, où la précision de l'ensemble des données disponibles a été artificiellement *détériorée* en utilisant celle de l'incertitude d'étalonnage (dans ce cas, un ensemble de données incertaines a été rendu

encore plus incertain). L'analyse complète a ensuite été effectuée sur ces données "dégradées" pour voir l'effet sur les valeurs caractéristiques finales calculées, et il a été constaté qu'il se situait entre +3 et +5 % sur 100 tirages aléatoires réalisés. L'idée repose sur l'hypothèse que l'incertitude résultant de l'imprécision des données WIM est approximativement linéaire, i.e. le double de l'incertitude WIM entraînerait le double de l'incertitude dans les résultats. Cette hypothèse conservatrice concernant l'imprécision de la mesure WIM a été ignorée, mais il est utile de noter que l'imprécision du WIM n'empêche pas son utilisation pour la méthode générale WIM. Les données ne doivent pas être biaisées, ce qui démontre l'importance d'un étalonnage régulier et complet des stations WIM.

Les deux autres sources d'incertitude concernent le système de classification des véhicules, en particulier des véhicules non-reconnus (qui peuvent être des erreurs ou de véritables véhicules). Ceci a été étudié via la validation des résultats de la méthode générale WIM, qui a comporté plusieurs étapes. Une question importante est celle de la précision (et de l'effet) de l'algorithme d'élagage conçu pour détecter et supprimer les erreurs WIM "grossières". Ces erreurs de WIM doivent être distinguées de celles qui ont été examinées dans le cadre de l'inexactitude des mesures de WIM ci-dessus. Au cours des étalonnages WIM, les techniciens négligeront, dans environ 10 % des cas, un véhicule dont la mesure était absurde ou inintelligible (soit des masses par axe exagérément élevées ou basses en raison d'un dysfonctionnement du capteur, soit des distances entre axes ou empattements incorrects en raison de problèmes de reconnaissance de l'avant et de l'arrière du véhicule). Parce qu'ils sont négligés, leur effet n'est pas enregistré dans les données d'étalonnage. Cependant, dans la pratique, ces véhicules se trouvent dans les fichiers de données et doivent être supprimés par des étapes d'élagage (les étapes de ce projet sont énumérées dans le Tableau 4:6). L'approche du projet pour résoudre ce problème est l'utilisation de filtres améliorés. Étant donné que les stations WIM mesurent de manière fiable les distances d'empattement (moins de 5 % d'erreur), chaque véhicule est classé, et ceux qui ne sont pas reconnus ne se voient pas attribuer de classe. En effectuant les analyses sur le regroupement "All" (contient la classe 0) ainsi que sur les véhicules qui sont regroupés sous "Class+", la limite supérieure de l'effet de la précision de l'élagage peut être estimée. L'un des problèmes liés à l'utilisation des filtres est qu'il y a moins de véhicules par période d'observation dans la méthode générale WIM lorsqu'ils ont été appliqués ; lorsque les véhicules erronés sont supprimés, on ne peut pas savoir ce qui se serait passé si ces véhicules avaient été correctement mesurés et enregistrés. Le Tableau 6:17 montre les différences entre "All" et "Class+". Pour la période de maxima de bloc hebdomadaire (celle choisie dans ce projet), la différence est faible (moins de 4 %) et la valeur finale recommandée couvre le regroupement "All".

Les nouveaux filtres d'élagage, de classification et l'utilisation de la méthode générale WIM sont considérés par les auteurs comme une alternative valable et bien fondée à celle utilisée dans les études AGB précédentes où les véhicules "non classifiés", c'est-à-dire les véhicules pesés ne dépassant pas 50 t et ne correspondant à aucune classe définie, étaient remplacés proportionnellement par des véhicules d'autres classes avec le même nombre d'axes. Par contre et dans le cas de calculs en fatigue, il est probable que la méthode de remplacement proportionnel représente mieux l'évolution de l'endommagement dû au trafic réel.

Certaines autres incertitudes liées au traitement des mesures WIM, mais aussi à la validation de la méthode générale WIM, ont été mises dans la catégorie méthodes du Tableau 6:24, comme par exemple la précision des dimensions et l'horodatage arrondi à 0.1s.

Méthodes et modèles de calcul

Les incertitudes résultantes des méthodes peuvent être séparées entre celles qui s'appliquent à la méthode générale WIM, à la méthode de simulation (SIM) ou aux deux. La méthode de simulation repose sur beaucoup plus d'hypothèses que la méthode générale WIM: volume de trafic simulé, pourcentage de trafic embouteillé, indépendance statistique des arrivées des véhicules, distances inter-véhicules, distribution des poids d'axe au sein des groupes d'essieux, etc. Il est difficile de quantifier l'incertitude due à l'effet inconnu de plusieurs hypothèses (d'où la raison de l'utilisation combinée avec la méthode générale WIM). Par conséquent, dans ce projet comme dans l'AGB 2002/005 [2], un facteur de modèle

d'effet de charge supplémentaire de $\gamma_{sQd} = 1.1$ a été utilisé mais uniquement pour les SIM. En revanche, l'évaluation des hypothèses dans la méthode générée WIM, ou les deux, est généralement possible. Une autre hypothèse est que le trafic circulant régit l'effet de charge maximale, le consensus étant que cela est valable pour les portées < 30 m, et la méthode de simulation est utilisée pour obtenir les situations régissant au-delà de cette valeur (en gardant à l'esprit que cette transition de 30 m pourrait être différente pour l'effet d'action de moment négatif, lorsqu'un pont à 3 travées est utilisé, voir section 5.3).

Tableau 6:24 Sources d'incertitude sur les valeurs caractéristiques des effets d'action

Source	Type	Conservateur ?	Estimation (%) (+ signifie conservateur)	Traitement
<i>Données WIM et traitement</i>				
<i>Précision de la mesure WIM (étalonnage)</i>	Épistémique	Oui	+ 3 à + 5%	Ignoré (important : étalonnages réguliers et complets)
<i>Qualité de la classification (basée sur les distances entre axes)</i>	Épistémique	Non	± 5 %	Filtres améliorés
<i>Traitement des véhicules lourds non classés (i.e. Class 0)</i>	Systématique	Non	Estimée faible, influence plutôt le nombre total de véh. lourds	Ignoré (mais à considérer pour la fatigue)
<i>Méthodes, modèles de calcul</i>				
<i>Paramètres de modèle et simulation (source multiple)</i>	À étudier	Inconnue	De la littérature	Pour les SIM uniquement, facteur de modélisation des charges $\gamma_{sQd} = 1.1$
<i>Horodatage arrondi à 0.1s</i>	Épistémique	Oui	± 1 %	Ignoré
<i>Amplification dynamique (DAF, ADR)</i>	Épistémique	Non	+5 %	Ignoré, mais limites d'application (cas avec fréquence propre proche d'une fréquence de mise en résonance, ou effets joints de chaussée pont courts, φ_{cal})
<i>Placement latéral de la charge SIA LM1</i>	À étudier	Oui	Inconnue	Ignoré
<i>Indice de fiabilité cible β_{annuel} (4.7 vs 4.2, charges de trafic uniquement)</i>	Épistémique	Non	+2.2 à +7% pour 4.7	Ignoré, mais limites d'application
<i>Variation de l'indice de fiabilité cible avec la prise en compte des charges permanentes</i>	Épistémique	Non	0% pour les ponts poutre > 40m et les dalles, jusqu'à +10% pour les ponts poutre ≤ 40m ([1] [4])	Ignoré, considéré couvert par les autres incertitudes
<i>Trafics et leur représentativité</i>				
<i>Représentativité des stations WIM</i>	Systématique	Inconnue	Dépend de la section de route: pas de WIM sur les routes cantonales, limites de poids des véhicules spéciaux sur certaines routes	Traitée comme une erreur systématique*

Tableau 6:24 Sources d'incertitude sur les valeurs caractéristiques des effets d'action

Source	Type	Conservateur ?	Estimation (%) (+ signifie conservateur)	Traitement
Évolution du trafic lourd (en % et volume, répartition entre voies, R-BAU)	A réétudier**	Inconnue	Inconnue	VBSim. Traitée ici comme une erreur systématique*
Évolution du poids du trafic	À étudier	Inconnue	Inconnue	VBSim, Traitée ici comme une erreur systématique*
Évolution du contrôle du trafic	À étudier	Oui	Inconnue. De la littérature : plus de contrôle = moins de contrevenants	Partiellement pris en compte via les véhicules surchargés, erreur systématique*
Évolution des modes (par ex. : convois de camions, électrification)	À étudier (avec VBSim)	Non	Variable (pour les convois, voir AGB 2017/004)	Limites d'application

* Traitée en regroupant les données de 14 stations WIM sur plusieurs années, ce qui augmente l'incertitude, admis comme représentatif aussi pour le futur.

**Un doublement de pourcentage des poids lourds a été étudié lors de la première version de cette documentation. Cela a conduit à admettre qu'une marge de +5% était suffisante pour prendre en compte l'augmentation potentielle du pourcentage des poids lourds sur 15-20 ans.

L'effet de négliger les poids des véhicules légers et l'effet de l'arrondi des horodatages au 0.1 s le plus proche peuvent être estimés par des analyses de sensibilité. Dans le premier cas, en utilisant les données disponibles qui incluent les véhicules légers, il a été constaté qu'ils n'augmentaient que de 1 % les valeurs d'examen des effets de l'action ; dans le second cas, en arrondissant artificiellement les horodatages à la *seconde près*, une différence inférieure à ± 1 % a été observée. Dans les deux cas, ces effets ont été considérés comme négligeables et ignorés.

Le facteur d'amplification dynamique peut être classée comme une source d'incertitude épistémique. Si peu d'ingénieurs contestent le fait qu'un véhicule puisse exercer des forces supérieures à son poids statique lorsqu'il traverse un pont, beaucoup remettent en question la pertinence de ce facteur à l'état limite ultime. De plus, en Suisse, l'uniformité de la chaussée est très bonne, ce qui réduit encore l'effet dynamique dans les conditions de service et près des joints de dilatation [26]. En effet, au niveau des joints de dilatation la SIA 269/1, comme les coefficients d'actualisation du modèle de charge 1 prennent en compte des effets dynamiques (plus importants pour les courtes portées et qui diminuent avec la portée), n'exige pas majoration par un facteur dynamique. Quant à l'incertitude liée à des effets dynamiques au niveau des capteurs WIM, elle a été traitée sous « précision de la mesure WIM ».

La justification pour ne pas considérer cette source d'incertitude épistémique, i.e. DAF = 1.0, sont fournies en annexe, section IV.3.1, à cette documentation. Précisons que nous sommes dans le cas d'un modèle de charge pour l'évaluation de ponts existants et sans problème dynamique particulier (par exemple fréquence propre proche d'une fréquence de mise en résonance, en lien ou non avec les joints de chaussée). De plus, notons que la notion de « Assessment Dynamic Ratio (ADR) » peut être invoquée pour justifier de ne pas augmenter les valeurs statiques de charges dans les simulations des effets d'action maximaux ([24], [25]), en particulier pour les ponts de plus de 20 m pour lesquels la valeur de cette erreur est estimée à environ 5% (Kalin et al., 2022).

Une remarque incluse dans le rapport AGB 2002/005 [2] doit être réitérée : il est important que les coefficients alpha actualisés soient utilisés à partir de cette documentation, et jamais les valeurs d'examen calculées elles-mêmes. La raison en est que les valeurs d'examen de ce rapport ont été calculées sans certaines exigences supplémentaires des normes, notamment le placement des charges concentrées dans la position transversale

la plus défavorable dans une voie, ou l'inclusion des charges réparties sur les surfaces autres que celles des voies de circulation. Ces exigences n'ont pas été considérées car d'une part nous n'avons pas de données suffisantes permettant de le faire, et d'autre part il s'agit probablement d'une réserve de sécurité étant donné que la norme demande de faire les hypothèses les plus conservatrices. Mais le niveau de cette réserve « cachée » est inconnu car elle dépend aussi de l'ingénieur projeteur (pour le placement et la modélisation des charges).

La dernière incertitude réside dans le choix de la valeur cible de l'indice de fiabilité. Pour les analyses présentées, les β annuels ont été fixés à 4.2 (et à 4.7 dans l'annexe III), ce qui correspond à la valeur médiane donnée dans la norme en termes d'efficacité des interventions et de conséquences d'une défaillance structurale. Cependant, il est possible que des ponts n'entrent pas dans cette catégorie médiane. La sensibilité des résultats à cette valeur a donc été étudiée. Le résultat est que le passage de 4.2 à 4.7 a entraîné une augmentation de 2.2 à 7% des valeurs d'examen. Notons que la sensibilité des résultats pour la sécurité structurale ne dépend pas uniquement de la marge sur les charges de trafic, mais aussi de la marge sur les poids propres de la structure et des charges permanentes.

Concernant la variation de l'indice de fiabilité cible avec la prise en compte des charges permanentes. L'étude sur les dalles de roulement ([4]) a conclu que pour les porte-à-faux parfaitement encastrés on a une marge plus importante pour les éléments de petites portées que les éléments de plus grandes portées. Cette constatation est intéressante du point de vue de la fiabilité globale des éléments, car le rapport conclut que :

« Les efforts permanents des éléments de grandes portées représentent une part non négligeable de l'effort total pris en compte pour le dimensionnement, ce qui réduit l'importance des charges de trafic par rapport à l'ensemble. À l'opposé, pour les éléments de petites portées, les efforts dus aux charges de trafic correspondent quasiment à l'effort total, ce qui les rend déterminantes pour la sécurité. Une marge plus importante sur les éléments de petites portées est donc justifiable, voire même recommandée. »

Pour les dalles on constate que les effets se compensent et donc il est superflu de prendre une marge supplémentaire (i.e. 0%). Pour les autres cas, une marge jusqu'à 10% avait été considérée. Les auteurs de cette documentation estiment que cela est superflu au vu du nombre d'incertitudes considérées (voir Tableau 6:24).

Trafics et leur représentativité

Le développement durable, la réduction des émissions et des ressources naturelles pour atteindre les objectifs de 2050 se traduisent par deux ensembles de facteurs contradictoires : une pression accrue pour le transfert ferroviaire et les taxes routières, mais aussi l'évolution des modes (comme le platooning, les méga-camions, etc.).

Le premier de ces facteurs énumérés dans le Tableau 6:24 pose la question de la représentativité des stations WIM, par exemple se trouvent-elles à des endroits représentatifs du réseau en matière de trafic et de répartition des ouvrages sur réseau ? On ne peut qu'admettre que oui, cette hypothèse a toujours été faite dans toutes les études précédentes. De même, les emplacements des stations WIM devraient avoir été choisis pour être représentatifs du réseau. Les auteurs estiment qu'ils sont généralement représentatifs, par extension aussi pour les ouvrages, et que tout biais est compensé par le regroupement des données relatives aux stations et aux années, de sorte qu'une certaine incertitude est prise en compte dans le cas des autoroutes. Il reste cependant la question des limites de poids des véhicules spéciaux sur certains tronçons d'autoroutes et de routes, ou une corrélation avec les emplacements des stations WIM pourrait perturber la détermination de la valeur caractéristique du regroupement Class+. Cependant, des passages de grues 96 t ont été enregistrés, donc cela signifie que soit il n'y avait pas de limitation de tonnage sur ces tronçons ou alors qu'il y a eu des autorisations uniques. Ceci n'a pas été contrôlé. Les auteurs pensent cependant qu'entre les sources d'incertitude qui peuvent être estimées et aussi les incertitudes des paramètres de modèle et de simulation (telle que par ex. le choix de la loi de distribution pour trouver la valeur d'extrême), il y a un effet général d'équilibrage

et donc que les coefficients d'actualisation sont du côté de la sécurité y.c. pour les passages de grues mobiles de 96 tonnes.

Concernant l'incertitude sur l'évolution future des caractéristiques du trafic, c'est la politique suisse des transports peut être considérée comme le principal moteur. Il est admis dans cette documentation qu'elle ne devrait pas être remise en cause au minimum dans les 10 prochaines années. Par rapport aux mesures WIM et à notre étude, les observations suivantes sont faites :

- 1) L'analyse des données WIM a montré que les taux de poids lourds admis dans la 1^{ère} édition de cette documentation ont plutôt diminué. Ils ont diminué davantage le long de l'axe transalpin qu'ailleurs, ou la baisse est modérée. Globalement la situation actuelle peut donc être qualifiée de plutôt stable.
- 2) Des simulations sont utilisées pour étudier ce paramètre. Il a été observé dans ce projet et dans des projets antérieurs que le volume global du trafic n'est pas très important pour les effets de charge, mais qu'une diminution du nombre de véhicules de tourisme ou une augmentation du nombre de véhicules lourds, les autres étant maintenus constants, augmentera les effets de l'action d'examen. En effet, les véhicules légers permettent de répartir la charge des véhicules lourds sur une plus grande surface du pont. Il en va de même pour les véhicules de livraison légers, qui ne sont généralement pas préjudiciables.
- 3) Pour la méthode trafic généré WIM, l'extrapolation des effets d'action du trafic jusqu'aux valeurs d'examen n'est correcte que si la base de données est suffisamment importante. En raison des investissements réalisés au fil des années dans l'installation et l'étalonnage des stations, la base de données WIM Suisse est jugée suffisante.

Il est donc admis dans cette documentation que la variété des emplacements et des années inclut une variabilité qui peut être admise comme suffisante pour en couvrir une autre, celle de l'évolution jusqu'à l'horizon 2050. Ces hypothèses n'étant pas forcément conservatrices, elles doivent s'accompagner de paramètres à surveiller, voir la section 7.3.

Comme nous avons peu de données concernant la situation R-BAU, le degré d'incertitude associé à cette situation est plus élevé, c'est pourquoi un coefficient plus élevé (0.60) est recommandé, avec une limitation à la section 7.1.2, celle de ne pas pouvoir faire d'actualisation plus poussée.

Concernant l'incertitude par rapport à l'évolution du poids du trafic lourd, mis à part la politique suisse des transports, celle-ci est liée au contrôle dudit trafic. Bien qu'évident à la réflexion, on ne saurait trop insister sur le fait que les essieux et les véhicules surchargés sont le cas d'examen déterminant pour *tous les* effets d'action, et que sans eux, le modèle de charge pourrait être mis à jour avec des valeurs plus basses ! D'après l'expérience des auteurs en matière d'analyse des effets d'action du trafic et des événements, les effets les plus importants ne proviennent pas de véhicules légaux dans des configurations malheureuses, mais *toujours* d'axes surchargés pour les ponts courts, et généralement aussi pour les ponts plus longs. Cependant, il n'est pas utile de parler d'un avenir où le contrôle du poids est parfait, et où les essieux et les véhicules peuvent être considérés comme déterministes ; ce problème de fiabilité est intrinsèquement probabiliste. Il serait néanmoins judicieux d'**investir dans le contrôle des limites de poids à l'axe et aux essieux**. Tous les investissements dans ce sens protègent l'infrastructure, y compris non seulement les ponts, mais aussi la chaussée et les véhicules lourds eux-mêmes. L'évolution du poids et du contrôle du trafic n'est pas classée comme conservatrice ou non conservatrice, car les deux options sont possibles. Si des investissements sont réalisés dans le contrôle du poids, en particulier dans les nouvelles technologies impliquant l'autodéclaration du poids par des capteurs embarqués précis (actuellement disponibles et en cours de développement), il serait possible de réaliser des économies significatives en évitant de rénover des ponts.

En effet la réglementation EN 2015/719 article 10d ([39]) dicte : «Afin d'assurer l'interopérabilité, ces dispositions détaillées permettent la communication à tout moment des données de pesage aux autorités compétentes ainsi qu'au conducteur à partir d'un véhicule en mouvement. Ladite communication se fait au travers de l'interface définie par les normes CEN DSRC EN 12253, EN 12795, EN 12834, EN 13372 et ISO 14906. En outre,

cette communication garantit que les autorités compétentes des États membres puissent communiquer et échanger des informations de manière identique avec les véhicules et ensembles de véhicules immatriculés dans tout État membre et utilisant des équipements embarqués de pesage ».

Cette technologie rendrait également une partie des stations WIM, dont l'exploitation et la maintenance coûte, partiellement redondantes. Cependant, la validation reste importante, de même que la continuité des données (i.e. les mêmes emplacements pourraient être maintenus comme emplacements d'autodéclaration du poids des véhicules). La dernière remarque importante que les auteurs souhaitent souligner est qu'en l'absence de nouvelle technologie de suivi des poids, **il est important de continuer à investir dans les stations WIM et d'effectuer des étalonnages appropriés** (pour éviter les biais, obtenir des données précises et de qualité) ainsi que d'installer de nouvelles stations (en particulier en dehors des autoroutes et sur les routes cantonales). La nouvelle version de cette documentation n'a été possible que grâce aux investissements réalisés au cours des 20 dernières années. Sans ces informations, les autorités seraient largement aveugles à la situation réelle.

Dans l'AGB 2017/004 [17] la question de l'effet des convois de poids lourds (platooning) sur les vérifications des ponts nouveaux et existants a été abordée. Les convois constituent une rupture par rapport aux modes de transport actuels et représentent un changement possible qui pourrait se produire dans les prochaines décennies. Le rapport montre que de nombreuses configurations de pelotons sont possibles, avec des effets variables sur les ponts, mais l'une des conclusions est que les forces horizontales l'emporteront sur les forces verticales. Les effets de l'action verticale n'augmenteront pas de manière significative dans les scénarios qui ne posent pas de problème pour les forces horizontales, et ne devraient donc pas poser de problème pour l'état limite ultime. Une deuxième forme d'évolution concerne les camions électriques et assimilés, qui sont autorisés à avoir un poids supplémentaire pour compenser leurs batteries et accélérer leur adoption. Ces exceptions se traduiront par des effets d'action supérieurs directement proportionnels.

En conclusion, certaines hypothèses aboutissent à des calculs conservateurs, tandis que d'autres sont non conservatrices (ou du moins inconnues). Il n'est pas prudent de faire l'hypothèse la plus conservatrice chaque fois qu'il y a un élément incertain, parce que ces décisions s'additionnent pour donner une grande marge cachée, conduisant à des interventions inutiles. Une meilleure approche consiste à essayer de quantifier la direction et l'ampleur de chaque incertitude. Dans cette étude, il existe plusieurs hypothèses conservatrices (précision des mesures WIM, arrondi de l'horodatage et placement de la charge SIA du modèle LM1), des hypothèses non conservatrices (élagage, poids des véhicules légers et évolution future possible du mode de circulation) et des hypothèses où on ne sait pas si l'on est conservateur ou non (par ex. évolution future de la circulation). Parmi les sources d'incertitude qui peuvent être estimées, il y a un effet général d'équilibrage. Pour certaines incertitudes identifiées, des limites d'applicabilité des résultats et recommandations de cette documentation sont fixées dans le chapitre 7.

7 Recommandations

7.1 Introduction

Les recommandations pour ce projet sont données en tenant compte du niveau de confiance des résultats présentés. L'étude des incertitudes présentée à la section 6.7 nous a confirmé que les résultats présentés ont un niveau de sécurité adéquat. Elle nous indique aussi des limites d'application aux recommandations de cette documentation.

7.1.1 Cas couverts

Cette documentation a une applicabilité étendue par rapport à la version 1 de 2006. Les dispositions relatives au LM1 selon SIA 269/1 ne diffèrent pas y.c. pour la fatigue. Une clarification par rapport à la subdivision de la chaussée en voies de circulation fictives est donnée au paragraphe 5.3.4. Elle couvre les cas suivants :

- Type de ponts : tous les types de ponts poutres, qu'ils soient droits, biais, ou courbes (par analogie), les ponts-béquilles (par analogie), les ponts dalles et cadres
- Portées (poutres simples et continues) : entre 4 et 80 m (ponts dalles jusqu'à 30 m)
- Portées des dalles, transversalement :
- Porte-à-faux : de 1.22 à 6.78 m
- Entre poutres : de 3 à 12 m
- Poinçonnement : tous (sans et avec effet du moment)
- Largeurs de chaussées : de 9 à 18 m (nombre de voies de circulation : de 2 à 4, unidirectionnelles ou bidirectionnelles)
- État des chaussées : qualification "très bon" ou A. Cela restera vrai à l'avenir en raison de l'objectif imposé par l'autorité (OFROU), y compris pour les zones des joints de chaussée (on fera en particulier attention aux ponts courts, portée inférieure à 20m)
- Niveau de fiabilité annuel requis fixé à $\beta_{\text{annuel}} = 4.2$ (valeur médiane en termes d'efficacité des interventions et de conséquences d'une défaillance structurale selon SIA 269)
- Situation R-BAU, pour nombre de voies de circulation : de 2 à 4, unidirectionnelles (i.e. de 3 à 5 avec la R-BAU)
- S'applique aux grues roulantes d'un poids total de 96 t au maximum
- S'applique aussi à la fatigue mais le volume de circulation N_{obs} devrait faire l'objet d'une analyse spécifique (ne pas se fier uniquement aux données WIM).

7.1.2 Limites d'application

En lien les cas couverts, les limitations suivantes sont formulées :

- Les ponts particuliers (tels que ponts-arcs, haubanés) où des éléments de ponts dont les conséquences d'une défaillance structurale seraient classées comme importantes (suivant le cas, voir l'annexe III pour $\beta_{\text{annuel}} = 4.7$)
- Les ponts avec fréquence propre proche d'une fréquence de mise en résonance. Pour les ponts courts, de portées inférieures à 20m, si un état de chaussée qualifié de "très bon" ne peut être assuré, il faut tenir compte d'un facteur d'amplification tel que donné en 7.1.3
- Limites légales actuelles selon l'OCR : 11.5 t par axe pour les camions et 12 t pour les axes de transport spéciaux
- Situation R-BAU, la valeur d'actualisation doit être prise égale à $\alpha_{\text{act,unique}} = 0.60$. En d'autres termes, seule l'étape 0 est autorisée, voir section 7.2, l'actualisation selon l'étape 1 n'est pas permise
- Évolution des modes (par ex. : convois de camions, électrification) pas étudiés
- Voir de plus les paramètres à surveiller.

7.1.3 Ponts de moins de 20 m de portée

Pour les ponts courts, de portées inférieures à $L = 20\text{m}$, si un état de chaussée qualifié de "très bon" ne peut être assuré, l'OFROU demande de tenir compte du facteur d'amplification dynamique φ_{cal} suivant :

$$\begin{aligned}
 L &\leq 10 \text{ m}, \varphi_{cal} = 1.15 \\
 10 < L &\leq 20 \text{ m}, \varphi_{cal} = 1.15 - 0.015 \cdot (L - 10) \\
 L &> 20 \text{ m}, \varphi_{cal} = 1.00
 \end{aligned}$$

Les valeurs proposées proviennent de réflexions faites à partir du rapport récent du projet REAL-LAST, DACH Call 2021 [40]. Pour un ouvrage spécifique, pour ne pas devoir ajouter un facteur d'amplification dynamique, un monitoring doit être effectué sur une durée minimale de 2 semaines sous trafic lourd représentatif afin de s'assurer, de préférence par des mesures de déformations (B-WIM), que celles-ci ou d'autres effets d'action représentatifs engendrés par le trafic ne dépassent pas les valeurs statiques calculées en considérant le modèle de trafic actualisé sans facteur d'amplification dynamique.

7.2 Proposition de mise à jour de la norme SIA 269/1

L'approche de l'incertitude dans cette version de la documentation diffère de celle de la 1^{ère} version, projet AGB 2002/005 [2], où la discussion sur l'incertitude et la marge pour l'évolution future du trafic n'était pas centralisée, et la valeur de l'indice de fiabilité ciblée par le code SIA 269 n'était pas explicitement utilisée pour calculer les valeurs actualisées de l'effet d'action. Dans cette version de la documentation, les auteurs ont cherché à prendre en compte toutes les formes d'incertitude simultanément, car il est ainsi plus facile de voir que certaines hypothèses aboutissent à des calculs conservateurs, tandis que d'autres sont non conservatrices (ou du moins inconnues). Parmi les sources d'incertitude qui peuvent être estimées, il y a un effet général d'équilibrage, et donc aucune « marge additionnelle » n'est ajoutée aux résultats finaux comme c'était le cas dans l'AGB 2002/005 [2].

7.2.1 Étape 0 : $\alpha_{act,unique}$

Au cours de la procédure d'**examen général**, l'ingénieur commence par le coefficient alpha maximum mis à jour et mélangé trouvé dans ce projet, sans tenir compte du pont, du type d'effet de l'action ou du type de trafic. La *valeur actualisée recommandée est de* $\alpha_{act,unique} = 0.55$. Si l'un des effets d'action ne passe pas à ce niveau, l'ingénieur passe à l'étape 1.

Les deux seules exceptions à cette valeur de 0.55 concernent :

- les ponts dalles qui accueilleront des véhicules sur la R-BAU. Dans ces cas, une valeur actualisée de $\alpha_{act,unique} = 0.60$ doit être utilisée,
- les ponts de portées inférieures à $L = 20\text{m}$ (y.c. sur la R-BAU), dont l'état de la chaussée ne respecte pas la qualification « très bonne », pour lesquels il faut multiplier la valeur actualisée $\varphi_{cal} \cdot \alpha_{act}$. Ne concerne pas les vérifications au poinçonnement.

7.2.2 Étape 1 : Outil Web

L'étape 1 est un outil web qui peut également être fourni sous forme de tableau pour être utilisé dans une procédure d'**examen détaillé**, soit après avoir identifié les éléments critiques à l'aide de l'étape 0. L'utilisateur sélectionne tous les paramètres qui décrivent la structure et l'effet d'action examinés (et le groupe de trafic, si nécessaire), et les coefficients alpha actualisés lui sont fournis (ils correspondent à ceux présentés par exemple dans la Figure 6:65). Un exemple de l'outil est présenté dans la Figure 7:73. Parmi les paramètres, il y aura la possibilité d'inclure le facteur d'amplification φ_{cal} (fonction de la portée) selon 7.1.3 dans les valeurs des coefficients alpha actualisés. L'outil informatique officiel développé est disponible dans le lien suivant : <https://astra-82001.epfl.ch/#/>

La liste des paramètres d'entrée que l'utilisateur doit entrer est donnée dans l'annexe II.

Pour les cas qui ne font pas partie du tableau, qui n'ont été étudiés, se référer à la section limitations 7.1.2, il faut rester avec l'étape 0 à moins de réaliser une étude particulière. On pense au cas déjà mentionné des R-BAU.

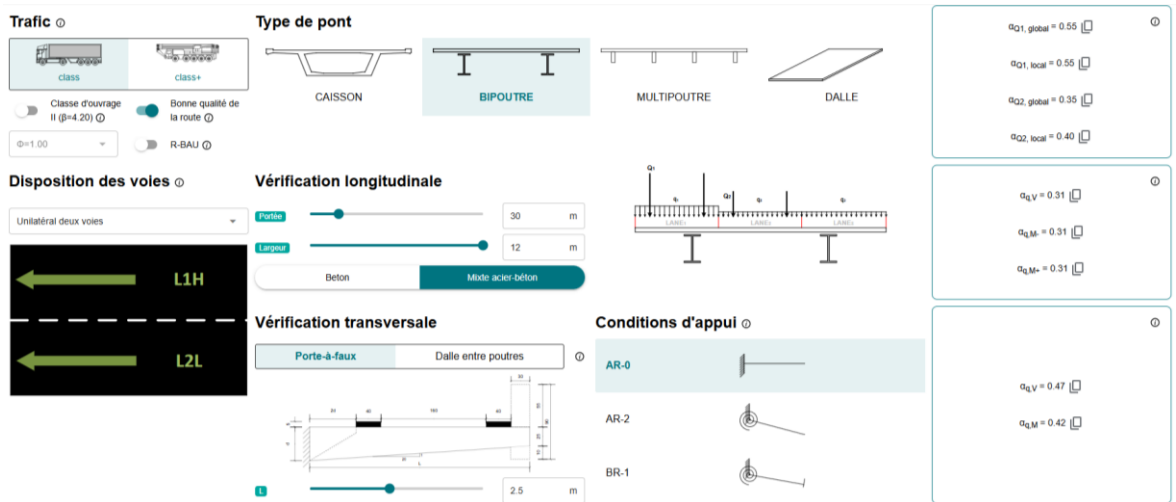


Figure 7:73 Exemple d'outil Web utilisé pour donner les coefficients d'actualisation à spécifiques aux lignes d'influence et aux ponts

Pour l'étape 1, une valeur constante et actualisée de α_{Q1} et α_{Q2} est recommandée, et la valeur actualisée de α_q est recherchée dans l'outil web. Des valeurs actualisées de 0.55 et 0.40 sont recommandées pour tous les contrôles, y compris le poinçonnement (notez que l'on pourrait utiliser $\alpha_{Q2} = 0.35$ pour les contrôles autres que le poinçonnement), et les valeurs actualisées de α_q sont indiquées dans la Figure 6:72. Toutefois, une limite inférieure de 0.30 est recommandée pour α_q . Il convient de noter que l'ingénieur pourra également choisir, suivant le cas, une valeur d'indice de fiabilité différente de $\beta = 4.2$.

7.2.3 Étape 2 : Suivi

La surveillance des ponts s'effectue dans le cadre d'une procédure d'**examen détaillé**, au cours de laquelle l'ingénieur doit visiter le site et obtenir, si possible, des données sur le trafic, les dimensions, etc. afin de mettre à jour les effets d'actions permanentes et le modèle de charge d'une manière spécifiquement adaptée au site. La théorie de la fiabilité et des valeurs extrêmes doivent être utilisées pour déterminer la valeur d'examen pour les ELU. Par rapport à l'état limite de fatigue (FLS), les données d'historiques de contraintes sur au minimum une semaine, idéalement six mois, doivent être obtenues. Un document contenant des lignes directrices pour aider l'ingénieur ou le bureau d'études à appliquer cette procédure est en cours d'élaboration ; il viendra compléter les rapports annexes à cette documentation [41]. Il contiendra des informations sur la durée de la surveillance requise et le(s) facteur(s) de modèle associé(s), ainsi que sur les méthodes d'extrapolation.

7.3 Paramètres à surveiller

Les analyses contenues dans ce rapport sont basées sur les données des 15 à 20 dernières années et devrait pouvoir s'appliquer **jusqu'à l'horizon 2050, à moins que des changements de législation se produisent** [42], [43]. Pour des raisons de durabilité de l'infrastructure routière, nous insistons sur le fait que **les limites légales actuelles selon l'OCR de 11.5 t pour les camions et de 12 t pour les essieux des transport spéciaux doivent être conservées** [7]. Si un changement majeur est prévu, il doit être évalué à l'aide de simulations avant d'envisager le mettre en œuvre. S'il est décidé de l'implémenter, la suspension de la procédure d'actualisation de la norme SIA 269/1 [37] devrait être envisagée et une réévaluation sera nécessaire après une période de collecte de données.

Toutefois, même en l'absence d'un tel changement, il est fortement recommandé de continuer à collecter les données WIM et d'inclure dans les rapports WIM annuels les informations présentées au Tableau 7:25 ou des paramètres similaires pouvant s'y substituer.

Ces paramètres sont choisis pour être simples à fournir ou à calculer (aucune ligne d'influence n'est nécessaire). Ils doivent être suivis dans le temps, afin que les tendances puissent être observées et que les écarts puissent être notés. Il est recommandé d'utiliser

les mêmes filtres que ceux utilisés ici, à savoir ceux du Tableau 4:6 (à l'exception de l'étape F) ou des filtres similaires, pour générer les valeurs de ces paramètres. Leurs valeurs absolues ne sont pas aussi importantes que la façon dont ils évoluent. Par exemple, dans la Figure 4:12 les taux de camions affichent des tendances à la baisse (en raison d'une augmentation plus rapide des véhicules légers, entre autres facteurs). Si cette tendance se poursuit ou atteint une asymptote (taux restent stables), il ne sera pas nécessaire de réévaluer les coefficients d'actualisation recommandés dans cette documentation. L'initiative de l'implémentation de cette surveillance, y.c. la fixation de seuils d'alerte pour déclencher une réanalyse, est laissée à l'OFROU.

Tableau 7:25 Proposition de paramètres à suivre dans le temps dans les rapports annuels WIM

Paramètres	Détails
<i>Taux pour les camions</i>	Pourcentage de véhicules de plus de 6 t
<i>Bloc de jours de semaine Poids maximal d'un essieu tandem</i>	Donner un histogramme, y compris la valeur moyenne
<i>Bloc hebdomadaire Poids maximal de l'essieu tandem</i>	Donner un histogramme, y compris la valeur moyenne
<i>Pourcentage de véhicules lourds dont l'un des axes dépasse la limite de poids à l'axe</i>	Donne une indication de l'efficacité de l'application, voir 6.4
<i>Pourcentage de véhicules lourds dépassant la limite de poids total du véhicule</i>	Donne une indication de l'efficacité de l'application, voir 6.4

7.4 Application des limites légales

Les auteurs tiennent à souligner que le respect des limites légales, associé à une collecte de données fiable, est une méthode sûre pour protéger les infrastructures, y compris les ponts. Les effets d'action d'examen les plus importants constatés à l'aide de la méthode trafic généré WIM impliquent toujours des véhicules dont les axes ou le poids total dépassent la limite légale ; toute diminution de la fréquence de ces infractions serait donc bénéfique. De plus, des pénalités proportionnelles aux dommages dus à ces surcharges entraîneraient sans aucun doute une diminution de la queue de distribution, ce qui se traduirait directement par une diminution des valeurs d'examen lors des évaluations futures.

C'est pourquoi les auteurs encouragent la recherche d'un système d'amendes automatiques pour les conducteurs, si cela est rendu possible par les technologies émergentes.

8 Conclusion

Cette documentation se base sur une étude qui utilise les données WIM récoltées en Suisse pour trouver les effets d'action d'examen des ponts routiers existants, et ainsi proposer des coefficients alpha actualisés révisés pour le LM1 de la norme SIA 269/1 : 2011 [37]. Parmi les changements, une nouvelle méthode appelée « trafic généré WIM » a été intégrée car elle permet de réduire les hypothèses de modélisation et les incertitudes associées, donc d'obtenir des coefficients alpha actualisés plus bas malgré l'augmentation du poids des véhicules lourds depuis la première édition de cette documentation (qui date de 2006). L'augmentation de la puissance de calcul a permis d'élargir le champ d'application des cas par rapport à ceux actuellement couverts par la norme SIA 269/1, notamment en ce qui concerne le nombre de voies, les effets d'action transversaux et l'utilisation de la bande d'arrêt d'urgence réaffectée pendant les heures de pointe (R-BAU). La procédure d'évaluation d'un pont existant présentée dans cette documentation permet de considérer trois étapes :

Étape 0 : Lors d'un examen général, utilisation du modèle de charge LM1 avec la valeur $\alpha_{act,unique} = 0.55$ pour tous les coefficients d'actualisation, sauf pour les dalles où la R-BAU est utilisée, pour lesquelles $\alpha_{act,unique} = 0.60$ est recommandé.

Étape 1 : Lors d'un examen détaillé, utilisation de valeurs spécifiques pour les coefficients d'actualisation, valeurs qui sont fonction du pont (type, tracé, portée), de l'effort intérieur (ligne d'influence), et sont fournies (annexe II) à l'aide d'outil Web interactif qui sera à disposition par l'OFROU dans un prochain temps.

Étape 2: Recommandation d'intervention. La surveillance des ponts est recommandée comme moyen économique et fiable pour mettre à jour les charges de trafic de manière plus fine et ainsi éviter les interventions inutiles.

La méthodologie suivie pour arriver à cette procédure a consisté en plusieurs analyses. Une analyse complète de tous les essieux tandem enregistrés, utilisant les maxima de bloc de plus de 11 600 semaines d'enregistrements des stations WIM les plus fiables, a permis de trouver une valeur d'examen d'environ 250 kN, par rapport à la valeur de dimensionnement des essieux tandem de 450 kN du modèle LM1 (300*1.5), ce qui conduit à un coefficient d'actualisation $\alpha_{Q1} = 0.55$ (pour un indice de fiabilité annuel $\beta = 4.20$). La présence simultanée d'essieux lourds sur des voies adjacentes a été étudiée à l'aide de stations WIM sur des autoroutes à 2 voies, en tirant parti des vitesses des véhicules et des horodatages pour déduire le positionnement des essieux côte à côte. Cette analyse a abouti à la recommandation d'un coefficient d'actualisation pour les charges concentrées sur la deuxième voie la plus critique de $\alpha_{Q2} = 0.4$ (pour le poinçonnement) et de $\alpha_{Q2} = 0.35$ pour les autres types de vérifications. La raison de ces valeurs actualisées plus basses est que la probabilité combinée d'événements de chargements élevés dans les voies adjacentes est plus faible que ce qui est actuellement admis dans le modèle de charge de dimensionnement. Notons que dans le cas d'essieux tandem situés côte à côte, des valeurs encore plus faibles que celles recommandées ont été trouvées mais elles ne peuvent pas être utilisées car elles n'incluent pas les analyses de différentes lignes d'influence. Suite à ces analyses sur les charges concentrées, une analyse générale des effets d'action a été effectuée en utilisant plus de 2 000 lignes d'influence représentant les effets d'action pour les ponts à poutres en caisson, les bipoutres, les multi-poutres et les ponts-dalle, en variant les longueurs des travées dans les plages courantes. Les efforts intérieurs suivants ont été considérés : l'effort tranchant longitudinal (appui, pont à travée simple), le moment positif (milieu de travée, pont à travée simple) et le moment négatif (appui intermédiaire d'un pont à trois travées), ainsi que les moments transversaux pour le bord et le milieu des dalles ont également été étudiés. C'est en comparant les valeurs d'examen résultant du passage du trafic généré WIM ou du trafic simulé sur la bibliothèque de lignes d'influence aux valeurs de dimensionnement calculées avec le modèle LM1 de la norme SIA 261, qui a permis de trouver lorsque le modèle de charge est le plus ou le moins fidèle à la réalité, et de combien.

Les coefficients d'actualisation individuels pour les charges réparties pour tous les types de structures, toutes les portées et tous les types d'effets d'action ont été calculés (valeurs α_q , égales pour toutes les voies). Il a été noté que l'utilisation de la voie d'urgence pour la circulation (R-BAU) sur les ponts-dalle est une situation spécifique qui conduit à moins de conservatisme lors de l'utilisation du LM1 car, en fonction des caractéristiques de rigidité de la dalle, la charge LM1 ne devrait être placée que sur la voie d'urgence, les autres voies contrebalançant les effets. Dans ce cas, il n'est donc pas possible de tirer parti du conservatisme en plaçant le LM1 sur les deux voies des données WIM 2021.

Annexes

I	Résumé des données WIM 2021	98
I.1	Sites et périodes d'utilisation.....	98
II	Coefficients d'actualisation spécifiques aux lignes d'influence et aux ponts	99
II.1	Introduction.....	99
III	Résultats pour un indice de fiabilité annuel de 4.7	100
III.1	Valeurs des effets d'actions et coefficients d'actualisation pour les essieux tandem	100
III.1.1	Résultats pour une voie de circulation – $Q_{1,act}$	100
III.1.2	Résultats pour deux voies de circulation, pour une bande de 1.4 m – $(Q_1 + Q_2)_{act}$	101
IV	Dynamic amplification factor due to vehicles acting of road bridges (facteur d'amplification dynamique provoqué par les véhicules sur les ponts)	103
IV.1	Introduction.....	103
IV.2	Verification of existing bridges: Basic approach according to standards.....	105
IV.3	Dynamic action effects in the case of elastic structural behavior	106
IV.3.1	Definition of Dynamic Amplification Factor	106
IV.3.2	MCS Thesis Claude Broquet from 1999	106
IV.3.3	MCS Thesis Hannes Ludescher from 2004	107
IV.3.4	Literature review.....	108
IV.3.5	Recent MCS BWIM measurements of bridge deck slabs	109
IV.4	Dynamic effects in the case of plastic structural behavior	111
IV.4.1	ULS under dominant shear forces	112
IV.5	Implementation in standardized load models for existing bridges	113
IV.6	Literature: dynamic amplification factor due to vehicles acting of road bridges	114

I Résumé des données WIM 2021

I.1 Sites et périodes d'utilisation

Le tableau ci-dessous fournit de plus amples informations sur les sites et stations WIM utilisées dans les analyses effectuées pour cette documentation. **En gras**, ce sont les stations utilisées lors des simulations finales, en normal se sont les autres stations étudiées au début de l'étude (par ex. sur les étalonnages, % de poids lourds), *en italique* les stations non utilisées (informations incomplètes).

Tableau I.1 Sites, stations WIM, détails et périodes d'utilisation

Site	Owner	Name	LAT	long	Numlanes	HWY	STATE	StartDate Final_WIM	EndDate Final_WIM	TrRateEst	ADTT	Light	Layout
402	OFROU	Gotthard	46.66988	8.592444	2	A2	UR	'01-Jan-1999 00:45:34'	'31-Oct-2021 23:52:27'	0.27169	3407.842	0	12
405	OFROU	Denges	46.52967	6.541384	3	A1	VD	'01-Apr-2011 00:41:31'	'28-Mar-2021 23:29:14'	0.038293	1844.219	0	0
406	OFROU	Denges	46.52976	6.541273	3	A1	VD	'01-Apr-2011 00:36:37'	'24-Oct-2019 23:55:12'	0.037549	1888.145	0	0
407	OFROU	Trubbach(old)	47.07058	9.481677	4	A13	SG	'01-Jan-2001 01:22:50'	'21-Jul-2006 09:55:01'	0.143773	2641.021	0	1122
408	OFROU	Ceneri	46.13302	8.920058	2	A2	TI	'23-Nov-2006 10:18:24'	'31-Oct-2021 23:54:05'	0.105306	2681.684	0	11
409	OFROU	Ceneri	46.13312	8.919835	2	A2	TI	'23-Nov-2006 14:33:46'	'31-Oct-2021 23:46:26'	0.090816	2362.973	0	11
410	OFROU	Oberburen(old)	47.42704	9.21707	4	A1	SG	'01-Jan-2002 00:20:48'	'13-Mar-2006 23:53:19'	0.086064	4375.138	0	1122
411	OFROU	Schafisheim	47.39088	8.141409	2	A1	AG	'01-Jan-2006 00:03:47'	'27-Aug-2009 23:59:53'	0.117382	4132.143	0	11
412	OFROU	Schafisheim	47.39097	8.141426	2	A1	AG	'01-Jul-2005 00:02:49'	'19-Aug-2009 23:54:57'	0.093113	3905.581	0	11
413	OFROU	Mattstetten	47.02295	7.510737	2	A1	BE	'01-Jan-2006 00:22:40'	'11-Jul-2010 23:55:19'	0.095549	3886.261	0	11
414	OFROU	Mattstetten	47.02304	7.510617	2	A1	BE	'01-Nov-2005 00:02:34'	'11-Jul-2010 23:54:48'	0.104116	4326.837	0	11
415	OFROU	Oberburen	47.42704	9.21693	2	A1	SG	'12-Apr-2006 00:02:01'	'31-Oct-2021 23:58:47'	0.076292	2199.974	0	11
416	OFROU	Oberburen	47.42705	9.217158	2	A1	SG	'12-Apr-2006 00:38:09'	'31-Oct-2021 21:57:09'	0.075767	2397.231	0	11
417	OFROU	Trubbach	47.07058	9.481677	2	A13	SG	'21-Jul-2006 11:29:38'	'14-Apr-2019 23:56:15'	0.078595	1525.878	0	11
418	OFROU	Trubbach	47.07058	9.481677	2	A13	SG	'21-Jul-2006 11:29:17'	'14-Apr-2019 23:57:47'	0.081437	1643.496	0	11
419	OFROU	Felsenau	46.96939	7.454401	3	A1	BE	'01-Jan-2008 00:47:54'	'13-Jul-2009 23:58:10'	0.092558	5289.716	0	111
420	OFROU	Felsenau	46.96943	7.454857	3	A1	BE	'05-Jun-2008 00:03:27'	'13-Jul-2009 23:50:41'	0.080358	4542.657	0	111
421	OFROU	StMaurice	46.21994	7.007154	2	A9	VS	'01-Jan-2009 01:14:37'	'28-Mar-2021 23:37:03'	0.076786	1389.563	0	11
422	OFROU	StMaurice	46.22007	7.00732	2	A9	VS	'11-Dec-2008 01:03:43'	'28-Mar-2021 23:48:54'	0.054465	1096.312	0	11
423	OFROU	SanBernardino	46.46456	9.185785	2	A13	GR	'01-Jan-2011 03:39:06'	'27-Nov-2014 23:59:11'	0.104631	786.6851	0	12
427	LSVA	Bozberg	47.47919	8.099062	2	A3	AG	'01-Jan-2013 01:00:01'	'03-Jun-2015 11:25:51'	0.077515	1240.399	1	0
428	LSVA	Bozberg	47.47919	8.099062	2	A3	AG	'01-Jul-2012 02:00:15'	'14-Feb-2018 13:59:08'	0.06875	1271.444	1	0
429	LSVA	StPrex	46.49331	6.455008	2	A1	VD	'01-Jan-2013 01:00:03'	'05-Mar-2018 00:59:35'	0.030566	1137.9	1	0
430	LSVA	StPrex	46.49331	6.455008	2	A1	VD	'31-Oct-2012 13:28:01'	'05-Mar-2018 00:59:54'	0.030275	1140.771	1	0
431	LSVA	Grauholz	46.99842	7.487691	3	A1	BE	'01-Jan-2014 01:00:02'	'23-Apr-2019 09:47:07'	0.660701	4773.947	0	0
432	LSVA	Grauholz	46.99849	7.487535	3	A1	BE	'29-Jul-2013 14:05:08'	'23-Apr-2019 09:46:10'	0.651515	833.5667	0	0
433	LSVA	Effretikon	47.43801	8.683589	3	A1	ZH	'01-Jan-2015 01:00:09'	'04-May-2018 01:24:02'	0.134354	4700.707	0	0
434	LSVA	Effretikon	47.43809	8.683439	3	A1	ZH	'05-Dec-2013 11:20:50'	'31-Mar-2017 11:46:36'	0.121237	3852.709	0	0
437	OFROU	BadRagaz	47.01452	9.504871	2	A13	SG	'01-Jan-2015 01:00:18'	'05-Mar-2018 00:59:35'	0.049111	1063.026	1	0
438	OFROU	BadRagaz	47.01452	9.504871	2	A13	SG	'01-Sep-2014 09:35:18'	'05-Mar-2018 00:58:18'	0.049328	1075.586	1	0
441	LSVA	Simplon	46.19902	8.058651	2	N9	VS	'25-Jun-2015 11:02:45'	'26-Aug-2019 09:56:23'	0.107395	279.384	1	0
456	OFROU	Denges(old)	46.52967	6.541384	4	A2	VD	'01-Jan-2001 02:04:19'	'14-May-2009 23:57:18'	0.065955	3434.052	0	0
460	OFROU	Denges(old)	46.52967	6.541384	1	A2	VD	'01-Jan-2006 01:10:22'	'30-Dec-2008 08:59:35'	0.065955	3434.052	0	0
465	OFROU	Oberburen	47.42704	9.21707	4	A1	SG	'12-Apr-2006 00:02:01'	'28-Mar-2021 23:29:23'	0.076292	4375.138	0	1122
487	OFROU	Trubbach	47.07058	9.481677	4	A13	SG	'21-Jul-2006 11:29:17'	'14-Apr-2019 23:57:47'	0.078595	2641.021	0	1122
489	OFROU	Ceneri(old)	46.13302	8.920058	4	A2	TI	'01-Jan-2002 00:02:58'	'23-Nov-2006 10:18:08'	0.120755	5101.99	0	1122

II Coefficients d'actualisation spécifiques aux lignes d'influence et aux ponts

II.1 Introduction

Pour l'étape 1 une interface informatique est utilisée, les paramètres d'entrée sont listés ci-après :

- 1) Type de pont
- 2) Sous-type de pont
- 3) Appuis
- 4) Largeur de la chaussée : 9, 12, 15, 18 m
- 5) Pistes et direction : 2, 4, unidirectionnel ou bidirectionnel, sans ou avec R-BAU
- 6) Pour les dalles, transversalement, point de calcul : p_1 , p_2 , p_3 où p_1 = position à gauche de la voie 1, p_2 = position au centre de la voie 2, p_3 = position à droite de la voie 1, (voir Figure 5:29, le trafic venant vers nous)
- 7) Type d'effort intérieur : V, M_p , M_n
- 8) Portée : 4 à 80 m
- 9) Groupe de trafic : Class, Class+, ou All
- 10) Facteur d'amplification dynamique : φ_{cat}

Les paramètres de sortie sont les valeurs des coefficients d'actualisation :

- 1) α_{Q1}
- 2) α_{Q2}
- 3) α_q

III Résultats pour un indice de fiabilité annuel de 4.7

III.1 Valeurs des effets d'actions et coefficients d'actualisation pour les essieux tandem

III.1.1 Résultats pour une voie de circulation – $Q_{1,act}$

L'indice de fiabilité cible $\beta_{annuel} = 4.7$ correspond à la valeur la plus élevée dans la SIA 269, Annexe B.

Les valeurs actualisées pour la charge d'un seul axe, $Q_{1,act}$ sur la première voie, basées sur l'analyse des données WIM des charges d'essieux tandem, sont données dans le Tableau III.1 ($\beta_{annuel} = 4.7$) et le Tableau III.2 ($\beta_{annuel} = 4.2$), ces dernières ont déjà été présentées dans la section 6.2.1. On remarque que les valeurs annuelles pour Class et Class+ sont pratiquement égales.

En résumé, l'augmentation de la valeur de l'indice de fiabilité cible a les effets suivants :

- des valeurs d'examen et des coefficients alpha actualisés qui augmentent marginalement de 2.2 à 4.2%
- similairement à $\beta_{annuel} = 4.2$, des valeurs d'examen et des coefficients alpha actualisés qui varient peu avec la loi de probabilité utilisée (différence entre loi lognormale (LN) et la mieux adaptée d'au maximum de 5%)

Tableau III.1. Comparaison des valeurs d'examen pour la voie de circulation 1, un seul axe $Q_{1,act}$ pour $\beta_{annuel} = 4.7$

Fitting et Valeurs d'examen		Annuelle ($\beta = 4.7; \alpha_E = 0.7$)		Hebdomadaire ($\beta = 5.4; \alpha_E = 0.7$)		Valeurs recommandées*
		Class	Class+	Class	Class+	
Avec loi Lognormale	$Q_{1,act}$ [kN]	232	232	213	223	260
	$\alpha_{Q1,act}$	0.52	0.52	0.47	0.50	0.57
Avec loi de probabilité la mieux adaptée	$Q_{1,act}$ [kN]	221	228	214	223	260
	$\alpha_{Q1,act}$	0.50	0.51	0.47	0.50	0.57

* Basées sur toutes les analyses (charges concentrées, poinçonnement, analyses globales), en admettant 4.2% d'augmentation pour alpha actualisé, soit $0.55 \cdot 1.042$

Tableau III.2. Comparaison des valeurs d'examen pour la voie de circulation 1, un seul axe $Q_{1,act}$ pour $\beta_{annuel} = 4.2$

Fitting et Valeurs d'examen		Annuelle ($\beta = 4.2; \alpha_E = 0.7$)		Hebdomadaire ($\beta = 5.0; \alpha_E = 0.7$)		Valeurs recommandées*
		Class	Class+	Class	Class+	
Avec loi Lognormale	$Q_{1,act}$ [kN]	224	224	205	214	$300 \cdot 1.5 \cdot 0.55 = 247.5$
	$\alpha_{Q1,act}$	0.50	0.50	0.45	0.48	0.55
Avec loi de probabilité la mieux adaptée	$Q_{1,act}$ [kN]	215	223	206	214	247.5
	$\alpha_{Q1,act}$	0.48	0.50	0.46	0.48	0.55

* Basées sur toutes les analyses (charges concentrées, poinçonnement, analyses globales)

III.1.2 Résultats pour deux voies de circulation, pour une bande de 1.4 m – $(Q_1 + Q_2)_{act}$

L'indice de fiabilité cible $\beta_{annuel} = 4.7$ correspond à la valeur la plus élevée dans la SIA 269, Annexe B. Les valeurs actualisées suite à l'analyse de bande des données WIM, correspondant à un groupe de deux axes sur deux voies, sont données dans le Tableau III.3 ($\beta_{annuel} = 4.7$) et le Tableau III.4 ($\beta_{annuel} = 4.2$), ces dernières ont déjà été présentées dans la section 6.3.1. On remarque que les valeurs pour Class et Class+ sont pratiquement égales.

En résumé, l'augmentation de la valeur de l'indice de fiabilité cible a les effets suivants :

- des valeurs d'examen et des coefficients alpha actualisés qui augmentent de 3.5 à 7%
- similairement à $\beta_{annuel} = 4.2$, les valeurs d'examen qui ne dépendent pas du regroupement (les valeurs Class et Class+ sont pratiquement égales), donc même si les situations de trafic différent, elles conduisent à des effets d'action extrêmes identiques

Tableau III.3. Comparaison des valeurs d'examen pour deux voies de circulation, $(Q_1 + Q_2)_{act}$ pour $\beta_{annuel} = 4.7$

Fitting et Valeurs d'examen		Annuelle ($\beta = 4.7$; $\alpha_E = 0.7$)		Hebdomadaire ($\beta = 5.4$; $\alpha_E = 0.7$)		Valeurs recommandées*
		Class	Class+	Class	Class+	
Avec loi de probabilité la mieux adaptée	$(Q_1+Q_2)_{act}$ [kN]	264	265	273	274	$1.5(0.55 \cdot 300 + 0.40 \cdot 200) = 367.5$
	$\alpha_{Q_1/Q_2,act}$	$264 / (1.5 \cdot 300 + 1.5 \cdot 200) = 0.35$	0.35	0.36	0.37	NA
	$\alpha_{Q_2,act} \alpha_{Q_1,act} = 0.55$	$0.55 \cdot 1.5 \cdot 300 / (1.5 \cdot 200) = 0.06$	0.06	0.09	0.09	0.30

* Basées sur toutes les analyses (charges concentrées, poinçonnement, analyses globales)

Tableau III.4. Comparaison des valeurs d'examen pour deux voies de circulation, $(Q_1 + Q_2)_{act}$ pour $\beta_{annuel} = 4.2$

Fitting et Valeurs d'examen		Annuelle ($\beta = 4.2$; $\alpha_E = 0.7$)		Hebdomadaire ($\beta = 5.0$; $\alpha_E = 0.7$)		Valeurs recommandées*
		Class	Class+	Class	Class+	
Avec loi de probabilité la mieux adaptée	$(Q_1+Q_2)_{act}$ [kN]	255	256	255	256	367.5
	$\alpha_{Q_1/Q_2,act}$	0.34	0.34	0.34	0.34	NA
	$\alpha_{Q_2,act} \alpha_{Q_1,act} = 0.55$	0.03	0.03	0.03	0.03	0.30

* Basées sur toutes les analyses (charges concentrées, poinçonnement, analyses globales)

IV Dynamic amplification factor due to vehicles acting of road bridges (facteur d'amplification dynamique provoqué par les véhicules sur les ponts)

by Eugen Brühwiler and Numa Bertola

IV.1 Introduction

Interventions on existing road bridges are often the result of theoretical deficits in structural safety after “re-calculations” using standardized load models and procedures². In road traffic load models used for structural safety “re-calculations”, the dynamic effect of traffic actions is considered by so-called dynamic amplification factor (DAF), multiplying static loads. Formulas for dynamic amplification factors are given in design codes like in EN 1991-2. These DAFs have been derived in the past from measurements of elastic bridge behavior also considering lightweight vehicles, which often provided the highest dynamic amplification effects.

For example, a very high DAF, also called “increment”, has been obtained from bridge deflection measurements where the DAF was determined as the ratio of maximum measured dynamic and static deflection of the same vehicle (Fig. 1a).

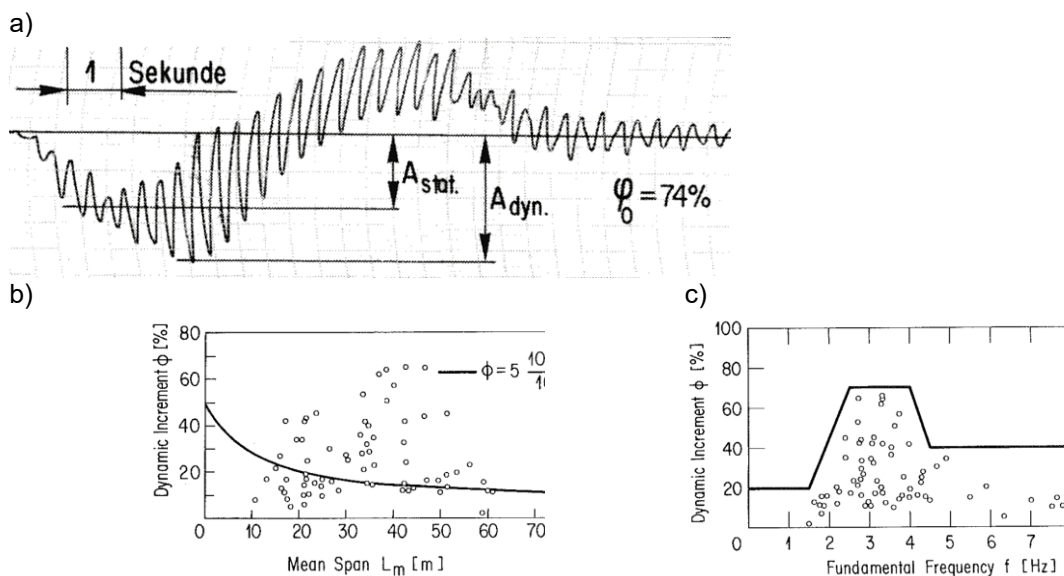


Figure IV.1 a) Example of the dynamic response of deflection from Boeschrüti Viaduct due to the passage of a 18-ton lightweight double axle test vehicle and definition of DAF; b) Dynamic increment: qualitative comparison of code provision (solid line) and EMPA test results (points); c) Dynamic increment as a function of the bridge fundamental natural frequency; (Cantieni, 1983).

It was found that, unlike previous code provisions indicated, the dynamic increment does

² “Re-calculation” is based on the same calculation procedure as the design of new bridges, i.e. take a load model and apply it to a structural model for structural analysis in order to obtain “design” values of internal sectional forces. In this way, the specific properties of the existing bridge are not implemented. The term “re-calculation” (used f.ex. in Germany) has intentionally been omitted in the Standards SIA269, though without producing the expected effect, since the bridge engineering community still largely relies on (or believes in) theoretical calculated results from “re-calculation”.

not depend on the mean span of bridge girders (Fig. 1b). Instead, the presentation of measured dynamic increments as a function of the fundamental frequency of the bridge structure was proposed to provide more consistent results (Fig. 1c). Consequently, and based mostly on DAF deduced from deflection measurements, Cantieni (1983) recommended to the FEDRO (Federal Roads Office) to use a dynamic amplification factor as high as 1.8³ which was then integrated into an explicit format in the Swiss Standard SIA 160 “Actions on structures”, published in 1989 and valid until 2004 when the “Swisscodes” were introduced.

In the meantime, delegates from Switzerland in the Eurocode Committee regarding road traffic loads proposed to consider implicitly a DAF up to 1.8 also in the Eurocode⁴. In the SIA 261 (2004) the 1.8 DAF was considered in an implicit format, i.e. both static load and DAF lead to the characteristic value of axle load of 270kN still valid today for the design of new bridges.

It is important to state here that all above considerations were made with the mindset of design and construction of new bridges. No consideration was made regarding existing bridges and the consequences of this road traffic load model on the theoretical structural safety when conducting “re-calculations” using road traffic load models.

In the verification of existing bridges, the highest vehicle loads are considered as characteristic values of road traffic load. It is well known that high vehicle loads lead to relatively small dynamic effects (see Section 3.2). In addition, it is known that deflection measurements are not an objective mean to characterize dynamic road traffic action effects, f.ex. in terms of stresses in steel reinforcement bars, concrete or steel elements. The effects of heavily loaded trucks are in particular determinant for the examination of bridge deck slabs and short-span bridge structures and elements which represent the large majority of all road bridges. The application of inappropriate DAFs could have significant implications in the form of unnecessary interventions on existing bridges.

BWIM (Bridge-Weigh-In-Motion) measurements on existing road bridges show no notable increase or amplification of measured strain (stress) values f.ex. in rebars of bridge deck slabs (see Section 3.3), that could be attributed to dynamic effects produced by vehicles, irrespective of the vehicle velocity. This is plausible as basic theoretical dynamic model considerations (Ludescher 2003) indicate that the velocity of vehicles needs to be very high, i.e. higher than 200 km/h, to produce resonance-like vibrations of bridge elements. Only impact-like events can produce relevant local dynamic effects typically on bridge deck slabs. Similar findings have been reported by (Kalin et al. 2022).

The objective of this Appendix is to highlight the significance of DAF and to justify why no dynamic amplification effect needs to be considered in the verification of existing bridges for ultimate, fatigue, and serviceability limit states. A distinction in dynamic effects is made depending on the type of verifications, and thus, whether elastic or plastic structural behavior is assumed. A literature review allows to support the findings. Importantly, dynamic action effects in bridge elements (f.ex. stress in rebars) is only considered in this study (since dynamic action of road vehicles is in itself not relevant).

³ The first author was informed many years ago, that the decision to use such a high DAF of 1,8 was also largely motivated in order to obtain RC bridge deck slab thickness of at least 25cm when new bridges are designed. This overdesign was considered to be rational to achieve some “robustness” and reserves with respect to future higher axle loads that were expected at that time. Obviously, while this approach might have been reasonable in the case of the design and construction of new bridges, it is not relevant in the case of existing bridges.

⁴ The first author has obtained this information from Prof. Bernard Jacob who conducted the famous Auxerre traffic load measurements (of only 86'000 vehicles) in the 1980ies that led to the still valid road traffic load model in EN 1991-2 and SIA 261. Bernard Jacobs who was the convenor of the committee that elaborated this road traffic model, also informally agreed in 2019 that the DAF of 1,8 is not reasonable from a scientific viewpoint and should therefore be altered, in particular in the case of existing bridges.

IV.2 Verification of existing bridges: Basic approach according to standards

The examination (following SIA269 standards) of existing bridges has the objective to show that the requirements are fulfilled regarding:

- the Ultimate Limit State ULS (in particular Type 2 verification with respect to rupture of structural elements) through verification of the structural safety,
- the Serviceability Limit State SLS through the verification of the serviceability,
- the Fatigue Limit State FLS through the verification of the fatigue safety.

Updated traffic load models are needed for all three verifications. These models are then used to determine the updated traffic action effects, which is the relevant value for verifications.

The basic approach of updating traffic load models consists in considering static loads Q and q (axle and surface loads, respectively) as well as forces due to dynamic traffic effects. Forces due to dynamic traffic action effects may be modeled by means of a Dynamic Amplification Factor (DAF), leading to:

$$Q_{updated,i} = \varphi_i \cdot Q_{static,i} \text{ and } q_{updated,i} = \varphi_i \cdot q_{static,i}$$

with $i = 1$ to 3 for the three limit states to verify.

Static traffic loads are updated considering actual and future traffic in a given road network, as measured by WIM and B-WIM. Although WIM measurements also include dynamic effects, it is assumed that the measured values represent static traffic loads because WIM stations are located away from bridge structures. Statistical and probabilistic modeling is then used to determine the updated characteristic values for static axle and surface loads, like it is done in the main part of this report.

These loads usually are – for convenience – taken as the same, irrespective of the limit state to be verified, thus:

$$Q_{k,updated,i} = \varphi_i \cdot Q_k \text{ and } q_{k,updated,i} = \varphi_i \cdot q_k$$

Remark: For the verification at SLS, occasional and frequent loads are considered by applying a reduction coefficient $\psi_{occasional} = \psi_{frequent} = 0.75$, according to SIA 260 and 269 Standards.

The DAF φ_i depends on the limit state considered (f. ex. ULS, SLS or FLS), and the type of modeling used in the structural analysis to determine sectional forces due to traffic action effects has to be considered:

- At ULS of Type 2, structural analysis is commonly performed using an elastic model to calculate traffic action effects (sectional forces), while the ultimate resistance of sections and structural elements is calculated using resistance models based on the theory of plasticity (with plastification of sections and their materials). From this follows, that the traffic action effects, including in particular forces due to dynamic effects, should be calculated using a structural analysis model allowing for plastification, i.e. formation of hinges and failure mechanisms. Since this is not “practical” or state-of-knowledge of common structural engineering, the DAF should be determined by accounting for dynamic energy absorption of the bridge structure due to the formation of hinges in the structure (see Section IV.4).
- At SLS and FLS, the bridge structure is subjected to loading under service conditions, i.e. elastic structural behavior is a required condition to be verified. Consequently, for these two limit states, DAF needs to be deduced for elastic structural behavior. For convenience, the same DAF shall be used for SLS and FLS.
- As a consequence, the DAF has to be analyzed in a distinctive manner for both plastic and elastic structural behavior. The implementation of findings from dynamic behavior

of bridges in standards is usually not the objective of scientific papers, which is why this strict distinction between dynamic action effects for elastic versus plastic structural behavior is usually not done.

IV.3 Dynamic action effects in the case of elastic structural behavior

IV.3.1 Definition of Dynamic Amplification Factor

In the case of elastic structural behavior, dynamic action effects are predominantly due to (1) vehicle velocity and (2) road surface irregularities (Ludescher 2003, Ludescher & Brühwiler 2004 and 2009):

- Significant dynamic effects due to excitation from vehicle velocity only occur with regular axle spacing in narrow velocity domains of several vehicles, which is very unlikely in the case of road traffic.
- Dynamic amplification effects for high traffic loads are distinctly lower than for vehicles with lighter loads, as has been shown by many investigations (see Sections 3.2 to 3.5). In particular, wheel force amplification and corresponding action effects (forces) in a bridge element due to surface irregularities significantly decrease with increasing vehicle weight.
- Dynamic amplifications due to both vehicle velocity and surface irregularities should not just be superposed to obtain the total dynamic amplification factor, as it is rather unlikely that the maximum dynamic effect of both effects occurs at the same time for the occasional case of a heavy vehicle.

From these considerations of plausibility follows that dynamic action effects due to characteristic values of road traffic loads cannot be significant.

Many definitions for the dynamic amplification factor (DAF) are used in experimental and numerical studies (Paultre et al. 1992). Most frequently, the DAF is defined as the ratio of maximum dynamic response to maximum static response, as shown in Figure IV.1.

The following definition is considered to be appropriate in (Broquet 1999, Broquet et al. 2004) for bridge deck slabs which are most relevant regarding dynamic action effects. The DAF is defined as the peak dynamic effect for a given vehicle trajectory (in terms of vehicle velocity and position on the bridge deck), divided by the peak static effect from the envelope for all vehicle trajectories which can be seen as the static action effects due to the characteristic value of road traffic axle loads:

$$DAF_{env} = \frac{R_{DYN_{max}}}{R_{ENV_{max}}}$$

Obviously, the application of this definition leads to a majority of DAFs smaller than 1.0 when analyzing dynamic responses obtained from numerical simulation using complex models or from bridge measurements.

IV.3.2 MCS Thesis Claude Broquet from 1999

The thesis of Claude Broquet (Broquet 1999, Broquet et al. 2004) presents a parametric study using a refined FE-model allowing to simulate bridge-vehicle interaction to investigate characteristic properties of the dynamic behavior of the bridge deck slabs of reinforced concrete bridges and to deduce the distribution of dynamic amplification factors throughout the deck slab.

In this study the values for the vertical displacement (deflection) as well as the longitudinal and transverse moments are evaluated. The transverse moment in the slab in the middle of the first span, is used to illustrate the definition of DAF in Figure IV.2 which shows the static and dynamic responses for three vehicle trajectories, as obtained from numerical simulations.

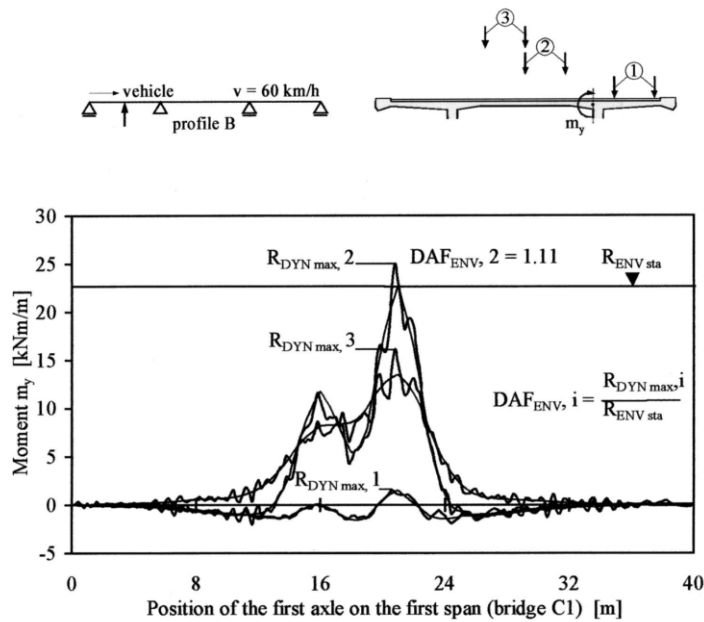


Figure IV.2 Definition of dynamic amplification factor (DAF) according to (Broquet 1999, Broquet et al. 2004). The results of the static analysis for this effect determine the maximum static response that occurs for trajectory number 2. The dynamic responses for the vehicle passage in the case of deteriorated road pavement profile at 60 km/h provide, using the above definition, a DAF of 1.11 for trajectory 2 and DAFs less than 1.0 for the other two trajectories.

The results of the numerical simulations suggest:

- DAFs in deck slabs are not influenced significantly by vehicle speeds varying between 40 and 120 km/h. There is therefore no justification for taking vehicle speed into account when evaluating dynamic effects in bridge deck slabs.
- Simulations were carried out with a vehicle loaded at three different levels in order to determine DAFs for unloaded, loaded and overloaded trucks. The results show that while the static effects increase with the vehicle mass, the DAF decreases.
- Two amplitudes of road surface roughness were considered in the simulations representing good and deteriorated conditions according to the Swiss standard. The results indicate that an increase in road surface roughness leads to higher DAFs.
- Five bridge types and three action effects were studied. The results suggest that DAFs do not vary significantly as a function of the type of action effect, location in a deck slab, type of superstructure, slab geometry, slab boundary conditions, or slab stiffness.

It is important to note that these conclusions are drawn from numerical simulation results. The results provide a valuable overview of the most important parameters. The literature review in Section 3.4, including in-situ field testing results validate the numerical findings.

IV.3.3 MCS Thesis Hannes Ludescher from 2004

The thesis of Hannes Ludescher (Ludescher 2003, Ludescher & Brühwiler 2004 and 2009) contains a systematic investigation of the dynamic vehicle-bridge interaction using theoretical analysis. The focus is on the importance of dynamic phenomena in different scenarios which are effectively relevant for the structural safety of a bridge. The structural safety evaluation of a bridge includes the verification of the ultimate and the fatigue limit state. Accordingly, this research distinguishes between the interaction at ultimate limit state, for which inelastic bridge behavior is assumed, and the interaction at service limit state with linear elastic bridge behavior. Structural analysis of bridge structures shows that deck slabs differ considerably from the main girders: For deck slabs, dynamic vehicle-structure interaction is of little importance, while in the case of the main girders, action effects may be affected due to the oscillations of the structure.

The most important result of the analysis of vehicle–bridge interaction at elastic service limit state is that the dynamic amplification is negligible for high vehicle loads. The theoretical investigations showed that higher axle loads imply lower dynamic effects, and that the maximum amplification of axle forces in axle groups never occurs simultaneously for all axles. Furthermore, it was shown that neither the span nor the natural frequency of a bridge is appropriate for fixing a DAF value. Also, an explanation is proposed why in dynamic load tests deflection measurements consistently resulted in higher amplification factors than strain measurements.

A new approach was chosen for the analysis of vehicle–bridge interaction at ultimate limit state. The effective behavior at rupture of bridge elements is considered. The results show that dynamic amplification of action effects can be compensated by plastic deformation of the structure, including in particular strain hardening behavior of steel reinforcement bars and structural steel, without causing its fracture.

IV.3.4 Literature review

Studies on the DAF have been performed since the 19th Century, following the collapse of several railway bridges in Great Britain (Paultre et al., 1992). Large full-scale dynamic monitoring campaigns were conducted in Switzerland (Cantieni, 1983) and Canada (Billing, 1984). These studies have highlighted that the DAF is influenced by several parameters, such as the bridge fundamental frequency (rather than its span length), roadway roughness, bridge damping, bridge geometry, and vehicle characteristics. It is thus difficult to determine precisely the DAF for a given vehicle-bridge couple without performing load testing.

BWIM helps to determine the DAF for a given traffic on a given bridge structure, and a procedure was proposed by (Žnidarič et al., 2006). Several studies have investigated the relation between the DAF and vehicle weight. There is a consensus that the DAF decreases with increasing vehicle weight (Nassif and Nowak, 1996; Kirkegaard et al., 1997; Kalin et al., 2015), see Figure 3. Nonetheless, miscalculations of axle loads significantly influenced the DAF values, as it is used to compute static load effects (Kalin et al., 2015). Results must be thus carefully interpreted as axle-load errors are common on BWIM implemented on bridges susceptible to dynamic excitations.

A recent comprehensive study on 15 bridges (mostly RC structures) in Slovenia and USA was introduced by (Kalin et al., 2022). For each case study, distributions of DAF (mean value and standard deviation) are presented. Mean DAF values are in a range of 1.03 to 1.23. Filtering in the data has been introduced to overcome the above-mentioned limitations. Results show a decrease of DAF value with respect to the gross-vehicle weight (GWP) (Figure 4). For vehicle of important load, the DAF values converge to approximately 1.05 for all case studies. Due to the complex vehicle-bridge interactions, the Authors recommend a DAF value of 1.15 unless BWIM data are available and mention that BWIM data could lead to much smaller DAF values, such as 1.05. The DAF in fatigue verifications of steel bridges has also been investigated by (Maljaars et al., 2022). The authors have concluded that the DAF has a mean value of 1.02 and a standard deviation of 0.02.

Altogether it can be concluded from the literature that the DAF value is around 1.05 for important vehicle weight, i.e. in the top 10% of gross vehicle weights. It is important to mention that these evaluations are mostly based on BWIM monitoring campaigns in the elastic domain of structural behavior. They do not account for any redistribution of action effects in the structure.

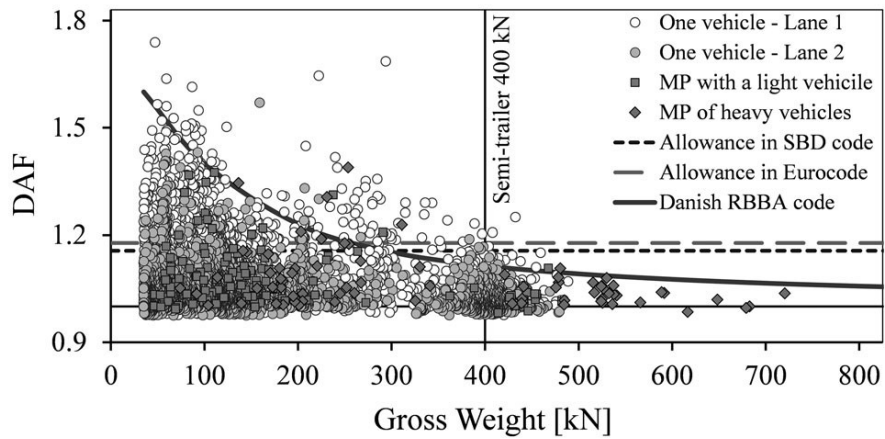


Figure IV.3 Results of early DAF measurements ((Žnidarič et al., 2006)

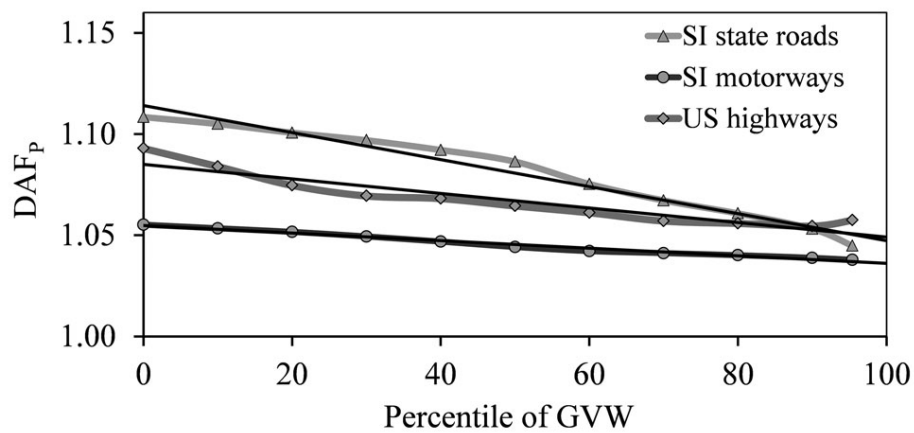


Figure IV.4 DAF as a function of gross-vehicle weight (GVW) percentile (Kalin et al., 2022).

IV.3.5 Recent MCS BWIM measurements of bridge deck slabs

IV.3.5.1 Highway Bridge in Morges

Traffic action effects were monitored in 2011 on the highway bridge next to the railway station in Morges VD using strain gauges glued on rebars of the deck slab in both longitudinal and transverse directions (Treacy et al., 2014). This monitoring campaign has shown that dynamic strains in rebars of a reinforced concrete (RC) bridge deck showed very small dynamic effects (Fig. 5) such that DAF could not be determined. Moreover, the measurements of strain (or stress) range due to traffic loading were much lower than the elastic limit of rebars (maximum of 26.5 MPa) which was partly explained by the transverse post-tensioning in the deck slab. This result means that the true vehicle loading effect is much lower than required in standards for either SLS, FLS, or ULS.

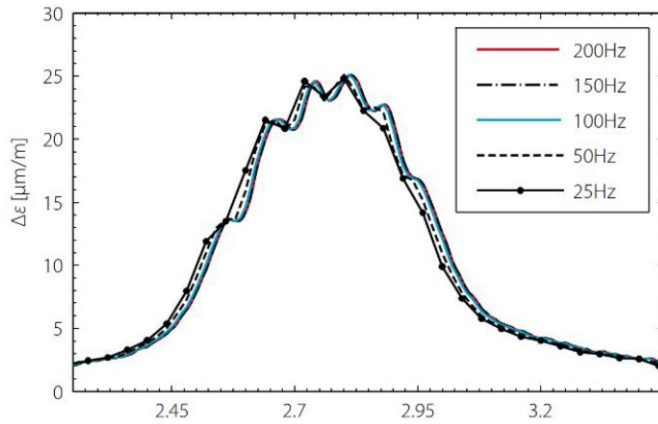


Figure IV.5 Measured strain in transverse rebar of the deck slab as a function of sampling frequency under the passage of a 60-tonne crane travelling at 85 km/h

IV.3.5.2 Chillon Viaduct

Three years of strain monitoring were collected on rebars of the deck slab of Chillon viaduct after strengthening by means of a layer of R-UHPFRC in 2014. Again, the largest stress range due to traffic loading measured during the monitoring campaign corresponds to 26 MPa (Sawicki and Brühwiler, 2022). The calculated stress range using the code-based load models is about four times higher than the measured maximum stress range (Sawicki and Brühwiler, 2020). The monitoring data did not show notable dynamic response. The passage of each axle can be easily recognized, and there are no other cycles induced by the vehicle passage. Also in this case, the five-axle truck did not produce any vibration of the deck slab (Figure IV.6).

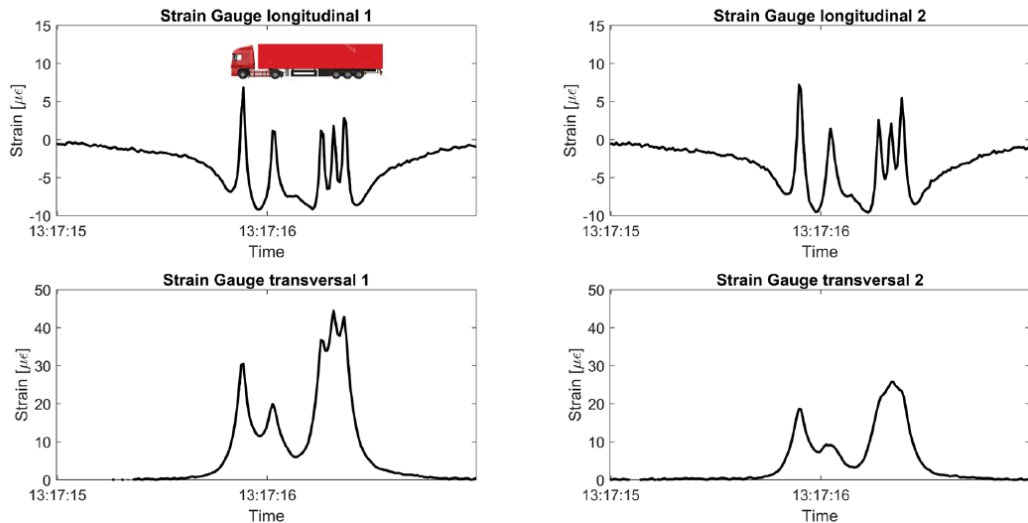


Figure IV.6 Monitoring data of the passage of a typical five axle truck (recorded on the 10.04.2017). The strain returns immediately to zero after the passage of the vehicle, showing no vibration of the deck.

IV.3.5.3 Crêt de l'Anneau Viaduct

Three years of strain monitoring were collected on rebars at transverse mid-span of the RC deck between the two girders of the steel-concrete composite structure of Crêt de l'Anneau Viaduct. The largest stress range due to traffic loading measured during the monitoring campaign corresponds to 79.5 MPa (Figure IV.7) (Sawicki and Brühwiler, 2022). Similarly to the Chillon Viaduct, the deck of this composite steel-concrete bridge is not showing any vibration due to the passage of a truck (Loroux et al., 2017). Observed maximum stress differences have also been shown to be significantly lower (by about three times) than predicted using code-based load levels (Bertola et al., 2022).

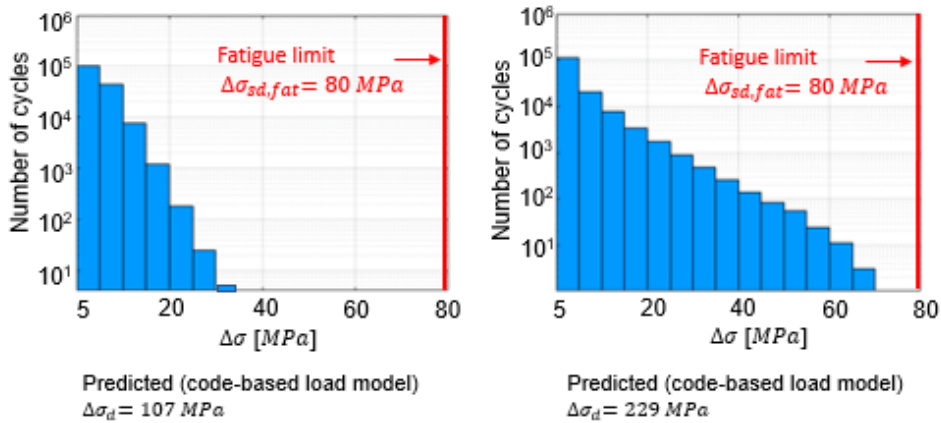


Figure IV.7 Measured stress differences in longitudinal (left) and transverse (right) rebars at mid-span of the slab.

IV.4 Dynamic effects in the case of plastic structural behavior

ULS under flexural conditions

After exceeding the elastic limit, reinforced and prestressed concrete as well as steel and steel-concrete composite structural elements exhibit pronounced hardening behavior with corresponding deformation capacity which is governed by the strain hardening behavior and yielding of the reinforcement, prestressing or structural steel. In contrast to earthquake engineering, where dynamic action effects predominately act in the horizontal direction and thus perpendicularly to gravitational loads, the so-called “gravity effect” has to be considered in the case of dynamic action on bridge structures (Figure IV.8).

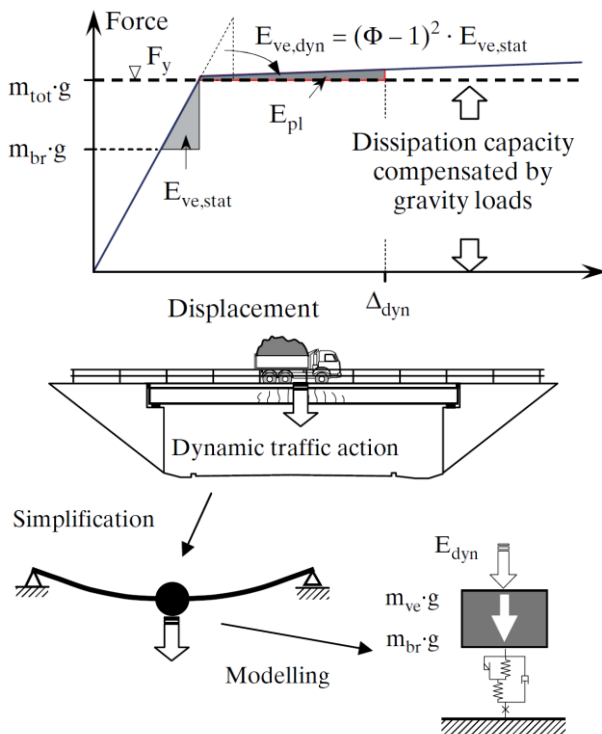


Figure IV.8 Illustration of gravity effect and basic analytical dynamic model (DAF is represented by Φ).

The gravity effect claims for a considerable part of the available energy dissipation capacity of the structure, i.e., both static vehicle loading and loads due to permanent loads act in the same direction (of gravitational acceleration) as the forces due to dynamic effects. Both loads and forces impose external work on the structure, and structural elements need to

absorb this external work (energy) by energy dissipation provided by plastic deformation capacity if the solicitation is exceeding the elastic limit of structural behavior.

(Ludescher 2003) and (Herwig 2008) showed, using fundamental analytical dynamic models, how the external work (energy) due to dynamic action effects (i.e., impact-like events, excitation by surface irregularities) is dissipated in common structural elements before the element fully fails (fractures). These studies show that:

- the most unfavorable scenario for bridge elements is the impact-like excitation of passing vehicles by singular irregularities.
- bridge elements will most probably always fail in bending after significant plastic deformation if subjected to excessive dynamic traffic action effects, even in shear dominant cases (see 4.2).
- the required dissipation capacity increases with the intensity of excitation and the stiffness of the vehicle, and decreases with the stiffness of the structure.
- marked strain hardening in the structural response (that is largely due to the hardening behavior of the involved steel parts beyond the yield stress) increases significantly the dissipation potential.
- resonance oscillation energy may also be dissipated by plastic deformations of the structural element.

The calculations indicate that only a small part of the remaining dissipation capacity (after considering energy dissipation due to the gravity effect and internal redistribution) is needed to dissipate the energy due to dynamic vehicle action effects. In reality, even less dissipation energy is necessary as the bridge structure changes its dynamic properties in terms of fundamental frequency after yielding and early plastic deformations, which leads to high damping before the virtual elastic stationary state is reached. Also, strength properties of materials increase under dynamic solicitation.

Consequently, at ultimate limit state ULS of Type 2, critical cross sections of structural elements in reinforced and prestressed concrete and in steel construction provide sufficient plastic deformation capacity due to yielding of steel, also in the case of isostatic (single span) structural systems. And in hyperstatic systems, the plastic deformation capacity of the structural elements is usually not fully consumed by internal redistribution of cross-sectional forces, and thus, deformation induced by dynamic forces is also dissipated by the structural element.

IV.4.1 ULS under dominant shear forces

In the case of non-shear-reinforced elements like bridge deck slabs, shear-like fracture showing small deformation may be expected. However, depending on the loading configuration, slab slenderness and reinforcement content, a formation of a bending mechanism (showing yield lines) occurs prior to fracture (Marti 2000).

This may be different for beams with shear reinforcement, for which the following reasoning allows the prediction of the probable failure mechanism. Figure IV.9 shows the type of fracture mechanism of beams that is likely to occur under given loading configurations (Ludescher 2003):

- In the case of loading configuration leading to fracture due to vibrations (Figure IV.9a), flexural failure is governing compared to shear failure. The result is even clearer with a concentrated load in the middle of the span (Figure IV.9b). Generally, flexural failure is more likely when the loads are heavier in the middle of the span.
- In the case of traffic, moving loads occur, and the same considerations show that in the case of a moving concentrated load, flexural and shear failure are equally probable. This finding also applies for any ratio of distributed and concentrated mobile loads, according to load models.

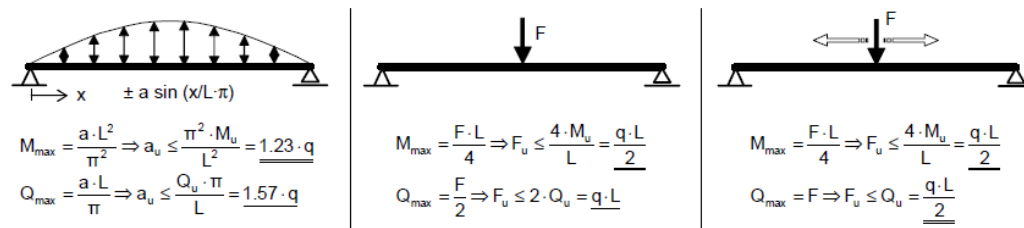


Figure IV.9 Determinant fracture mechanism for beams due to a) oscillation, b) concentrated load at mid-span, and c) moving concentrated load, assuming ultimate resistance (M_u , Q_u) of a single span beam with span L under constant line loading q , taken from (Ludescher 2003).

Beam testing to failure usually shows that the bending resistance can be accurately predicted with simple models, while the shear capacity prediction generally requires more refined resistance models. In addition, load transfer mechanisms in reinforced concrete structures through arching effects, reinforcement dowel action, or aggregate interlock at cracks are not always accurately captured by current shear resistance models.

Consequently, currently used shear resistance models are more conservative than those for bending. Bending type beam failure is dominant also in the case of shear prone configurations.

IV.5 Implementation in standardized load models for existing bridges

In this chapter, the research findings related to dynamic traffic effects on road bridge structures are interpreted to deduce DAFs relevant for the three verifications at ULS, SLS and FLS according to the requirements of standards. The approach shall be rational and reasonably conservative, applicable for bridges and in particular their deck slabs. Both elastic and plastic structural behavior of bridge elements at the relevant limit states need to be considered:

- In the case of elastic structural behavior and extreme vehicle loads, dynamic effects are minor compared to static load action effect, as heavy vehicles are dynamically softer and produce greater damping in the bridge-vehicle interaction. Furthermore, the relatively high natural frequencies of deck slabs and short span bridges make them usually less susceptible to dynamic excitation.
- BWIMs confirm that dynamic effects are not significant (i.e. lower than 1.05 which is in the order of accuracy of strain measurement systems) and thus not objectively detectable from the measured structural response, irrespective of vehicle weight and velocity. Also, measured stress values are in general significantly smaller than calculated values which is likely due to cumulative effects of conservative assumptions related to load and resistance models.
- Although some research investigations reveal small DAF in measurements, it should be considered that uncertainty in the determination of characteristic values from WIM measurements lead to characteristic values of standardized load models for SLS and FLS that are actually higher than test vehicle loads. This means that small DAF are implicitly integrated in the characteristic value of axle loads of standardized load models. Consequently, these characteristic values do not need to be increased any further.
- In the case of plastic structural behavior at ULS, the available energy dissipation capacity of common bridge structures for absorbing dynamic traffic actions is limited by the gravity effect but is still largely sufficient to dissipate kinetic energy imposed by moving vehicles masses.
- Fracture of slabs and beam elements of bridges is likely to be of flexural type, even in shear prone configurations.
- Consequently, DAF higher than 1.0 cannot be justified for SLS, FLS and ULS verifications, and thus, the characteristic values of static traffic loads do not need to be increased by a DAF.

Obviously, in detailed examination and in case of particular bridge types, site specific traffic measurements could be performed to determine specific load models and eventual dynamic amplification effects. Also, monitoring-based verification of FLS and ULS could be conducted.

IV.6 Literature: dynamic amplification factor due to vehicles acting on road bridges

- Bertola, N. J., Henriques, G., Schumacher, T., and Brühwiler, E. (2022). Engineering of Existing Structures: The Need and Place for Non-destructive Evaluation. in (Zurich, Switzerland). Available at: https://infoscience.epfl.ch/record/296077/files/2022_NB_NDT-CE_EEE.pdf.
- Bez, R., R. Cantieni, and J. Jacquemoud. 1987. "Modeling of highway traffic loads in Switzerland." IABSE Proc., 11. <https://doi.org/10.5169/SEALS-40377>.
- Billing, J. R. (1984). Dynamic loading and testing of bridges in Ontario. *Canadian journal of civil engineering* 11, 833–843.
- Broquet, C. (1999). Comportement dynamique des dalles de roulement des ponts en béton sollicités par le trafic routier. Thesis, EPFL No. 1964, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland (in French).
- Broquet, C., Bailey, S.F., Fafard, M., Brühwiler, E. (2004). Dynamic behaviour of deck slabs of concrete road bridges, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 137-146.
- Cantieni, R. (1983). Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland. *Rep* 211.
- Deng, L., and C. S. Cai. 2010. "Development of dynamic impact factor for performance evaluation of existing multi-girder concrete bridges." *Eng. Struct.*, 32 (1): 21–31. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.08.013>.
- Deng Lu, Yu Yang, Zou Qiling, and Cai C. S. 2015. "State-of-the-Art Review of Dynamic Impact Factors of Highway Bridges." *J. Bridge Eng.*, 20 (5): 04014080. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000672](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000672).
- Hervig, A. (2008). Reinforced concrete bridges under increased railway traffic loads: fatigue behaviour and safety measures, Thesis, EPFL No. 4010, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland.
- Kalin, J., Žnidarič, A., Anžlin, A., and Kreslin, M. (2022). Measurements of bridge dynamic amplification factor using bridge weigh-in-motion data. *Structure and Infrastructure Engineering* 18, 1164–1176.
- Kalin, J., Žnidarič, A., and Kreslin, M. (2015). Using weigh-in-motion data to determine bridge dynamic amplification factor. *MATEC Web of Conferences* 24, 02003. doi: 10.1051/mateconf/20152402003.
- Kirkegaard, P. H., Nielsen, S. R. K., and Enevoldsen, I. (1997). Heavy Vehicles on Minor Highway Bridges: calculation of dynamic impact factors from selected crossing scenarios. Aalborg: Dept. of Building Technology and Structural Engineering.
- Kunz, P., and M. A. Hirt. 1991. "Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA." SIA-Dokumentation.
- Lipari, A. 2016. "Highway Bridge Traffic Loading." *Struct. Bridge Eng.*, S. Shahidan, S. N. Mokhtar, M.H.W. Ibrahim, N. Jamaluddin, Z. M. Jaini, and N. Ali, eds. InTech.
- Loroux, C., Bayane, I., and Brühwiler, E. (2017). Surveillance du viaduc du Crêt de l'Anneau par un monitoring à longue durée. Lausanne, Switzerland: EPFL.
- Ludescher, H. (2003). Berücksichtigung von dynamischen Verkehrslasten beim Tragsicherheitsnachweis von Strassenbrücken, Thesis, EPFL No. 2894, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland (in German).
- Ludescher, H., Brühwiler, E. (2004). Vergrößerungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf bestehende Brücken. VSS Bericht Nr. 571, Forschungsauftrag AGB 1998/104 (89/98), VSS Zürich.
- Ludescher, H.; Brühwiler, E. (2009). Dynamic amplification of traffic loads on road bridges. *Structural engineering international*, 19(2), 190-197.
- Maljaars, J., Leonetti, D., Hashemi, B., and Snijder, H. H. (Bert) (2022). Systematic derivation of safety factors for the fatigue design of steel bridges. *Structural Safety* 97, 102229. doi: 10.1016/j.strusafe.2022.102229.
- Maljaars, J. 2020. "Evaluation of traffic load models for fatigue verification of European road bridges." *Eng. Struct.*, 225: 111326. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111326>.
- Maljaars, J., R. Steenbergen, L. Abspoel, and H. Kolstein. 2012. "Safety Assessment of Existing Highway Bridges and Viaducts." *Struct. Eng. Int.*, 22(1): 112–120. <https://doi.org/10.2749/101686612X13216060213716>.
- Moses, F. 2001. Calibration of load factors for LRFR bridge evaluation. NCHRP report. Washington, D.C: National Academy Press.
- Marti P. (2000). Some Remarks on Punching, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs – Proceedings, Kungliga Tekniska Högskolan KTH Stockholm, Institutionen för Byggnadskonstruktion, Schweden, 2000
- Nassif, H. H., and Nowak, A. S. (1996). Dynamic load for girder bridges under normal traffic. *Archives of civil engineering* 42, X–399.
- Nowak, A. S., and Y. Hong. 1991. "Bridge Live-Load Models." *J. Struct. Eng.*, 117 (9): 2757–2767. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:9\(2757\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:9(2757)).
- O'Brien, E. J., D. Cantero, B. Enright, and A. González. 2010. "Characteristic Dynamic Increment for extreme traffic loading events on short and medium span highway bridges." *Eng. Struct.*, 32 (12): 3827–3835. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.018>.
- Paultre, P., Chaallal, O., and Proulx, J. (1992). Bridge dynamics and dynamic amplification factors—a review of analytical and experimental findings. *Canadian Journal of Civil Engineering* 19, 260–278.
- Sawicki, B., and Brühwiler, E. (2020). Long-term strain measurements of traffic and temperature effects on an RC bridge deck slab strengthened with an R-UHPFRC layer. *J Civil Struct Health Monit* 10, 333–344. doi: 10.1007/s13349-020-00387-3.
- Sawicki, B., and Brühwiler, E. (2022). Quantification of influence of monitoring duration on measured traffic action effects on fatigue of RC deck slabs of road bridges. *Structure and Infrastructure Engineering* 18, 1442–1456. doi: 10.1080/15732479.2022.2059527.
- Sedlacek, G., and et al. 2008. Background document to EN 1991 - Part 2 - Traffic loads for road bridges - and consequences for the design. Ispra, Italy: JRC scientific reports.

Treacy, M. A., Brühwiler, E., and Caprani, C. C. (2014). Monitoring of traffic action local effects in highway bridge deck slabs and the influence of measurement duration on extreme value estimates. *Structure and Infrastructure Engineering* 10, 1555–1572. doi: 10.1080/15732479.2013.835327.

Žnidarič, A., O'Brian, E., Casas, J., O'Connor, A., and Wierzbicki, T. (2006). Guidance for the optimal assessment of highway structures: SAMARIS deliverable D30. *European Commission*.

Glossaire

Terme	Signification
AGB	Groupe de travail Recherche en matière de ponts
CDF	Distribution de probabilité cumulative
PDF	Distribution de probabilité
R-BAU	Réaffectation de la Bande d'Arrêt d'Urgence
SIA	Société suisse des ingénieurs et des architectes
WIM	Weigh In Motion
B-WIM	Bridge Weigh-in-Motion

Bibliographie

- [1] Documentation ASTRA 82001, *Évaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé*, Office fédéral des routes OFROU, Division réseaux routiers (N), Berne. OFCL vente des publications fédérales, Berne, No d'article : 806.328.f, 2006., 2006.
- [2] M. A. Hirt e M. A. Meystre, *Évaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé*, Bundesamt für Strassen ASTRA, Forschungsauftrag, 2006.
- [3] S. F. Bailey, *Basic Principles and Load Models for the Structural Safety Evaluation of Existing Road Bridges*, Thèse No. 1467, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1996.
- [4] T. Meystre, D. Stucki e J. Lebet, *Charges de trafic actualisées pour les dalles de roulement en béton des ponts existants*, Bundesamt für Strassen ASTRA, Forschungsauftrag, AGB 2009/005, Rapport VSS 664, 2014.
- [5] Confédération suisse (ORPL), *Ordonnance relative à une redevance sur le trafic des poids lourds liée aux prestations (RPLP)*, 6 mars 2000 (Etat le 1er janvier 2022).
- [6] R. Bez, *Modélisation des charges dues au trafic routier*, Thèse No. 793, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1989.
- [7] Confédération suisse, *Ordonnance du 13 novembre 1962 sur les règles de la circulation routière (OCR)*, RS 741.11 www.admin.ch, 1962.
- [8] SIA 269, *Existing Structures - Basis for examination and intervention*, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich.
- [9] G. Sedlacek, G. Merzenich, M. Paschen, A. Bruls, L. Sanpaolesi, P. Croce, J. A. Calgaro, M. Pratt e M. & Leendertz, *Background document to EN 1991- Part 2—Traffic loads for road bridges—And consequences for the design*, JRC European Commission, 2008.
- [10] CEN (European Committee for Standardization), *Actions on structures, part 2: Traffic loads on bridges. Eurocode 1*, Brussels, Belgium: CEN, 2003.
- [11] G. Fu, L. Liu e M. D. Bowman, «Multiple Presence Factor for Truck Load on Highway Bridges,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18(3), pp. 240-249, 2013.
- [12] H. Ludescher e E. Brühwiler, *Vergrosserungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf bestehende Brücken, mandat de recherche OFROU 89/98, N°571*, Union des professionnels suisses de la route (VSS), Zurich, 2008.
- [13] SIA NK 261, *Réponse à une question sur l'actualisation des charges de trafic de transports spéciaux*.
- [14] Road and Traffic Systems Consulting GmbH, *Höhenring 15, CH-8052 Zürich*.
- [15] W. R. H. M. S. R. D. E. Kadlec R, *Failure analysis of heavy truck trailer axles*, Technology, Law and Insurance; 3:25–31., 1998.
- [16] *Workshop on Traffic Action Effects for ULS, organized by EPFL and TNO, Ver-vuurt, A.H.J.M. and Nussbaumer, A., online, 10.01.2023.*
- [17] M. Sjaarda, M. F. Breveglieri e N. A. G., *Impact of heavy vehicle platooning on Swiss bridges*, Bundesamt für Strassen ASTRA, Forschungsauftrag, AGB 2017/004, 2022.
- [18] «<https://unece.org/DAM/trans/doc/2013/wp6/ECE-TRANS-WP6-2013-pres03e.pdf>,» [Online].
- [19] M.-A. Féart, B. Wolf, T. Probst, P. Lauper, O. Zayene, M. Vial e J. Hennebert, F., *Weigh in motion – Etude de filtrage, Projet SwissMoves_003 (AGP 106'426), iCoSys HEIA-FR et OFROU, rapport provisoire, 2023.*, (AGP 106'426), iCoSys HEIA-FR et OFROU, rapport provisoire, 2003.
- [20] Federal Office of Transport (BAV), «Güterverkehr durch die Schweizer Alpen 2019 / Freight traffic by road and rail through the Swiss Alps 2019,» Bern, 2020.
- [21] B. a. E. J. O. Jacob, «European Specification on Weigh-in-Motion of road vehicles (COST 323),» in *Proc. of 2nd European Conference on Weigh-in-Motion of Road Vehicles, 171–183*, Lisbon, Portugal., 1998.
- [22] E. Doupal, *Road and Traffic Systems Consulting GmbH*, échanges e-mail, Jan. 2020-Mai 2021.
- [23] I. Koshini, *Traffic load measurement and probabilistic modelling for structural design of urban expressways*, Kobe, Japan: ICOSSAR'85, 1985.
- [24] J. Kalin , A. Žnidarič e M. Kreslin, «Measurements of bridge dynamic amplification factor using bridge weigh-in-motion data. .,» *Structure and Infrastructure Engineering*;18:1164–76. <https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1887291>, 2022.
- [25] E. J. OBrien, D. Cantero e A. González, «Characteristic Dynamic Increment for extreme traffic loading events on short and medium span highway bridges.,» *Engineering Structures*; 32:3827–35. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.018>., 2010.
- [26] Office fédéral des routes (OFROU), *Rapport 2020 sur l'état du réseau des routes nationales*.
- [27] OFROU. 2023., «Rapport sur l'état du réseau des routes nationales. Etat au 31.12.2022.,» Office fédéral des routes, Berne. www.astra.admin.ch/astra/fr/home/themes/routes-nationales/reseau/rapport-d-etat-des-routes-nationales.html.

- [28] P. van der Spuy, R. d. W. T. Lenner e C. & Caprani, «Multiple lane reduction factors based on multiple lane weigh in motion,» *Structures*, vol. 20, pp. 543-549, 2019.
- [29] T. Vogel, D. Zwicky, D. Joray, M. Diggelmann e N. P. Høj, *Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten (Sécurité structurale des ouvrages d'art existants)*, 279. AGB 2005/107. ASTRA - Bundesamt für Strassen, Bern, Schweiz., 2009.
- [30] L. Mathevet, C. Vaccari e A. Nussbaumer, *Modélisation des ponts bipoutres.*, Documentation Annexe n° 306891-2 (2024 V1.01), 2024.
- [31] L. Mathevet e A. Nussbaumer, *Modélisation des dalles de roulement des ponts-poutres*, Documentation Annexe n° 306891-3 (2024 V1.02), 2024.
- [32] L. Mathevet e A. Nussbaumer, *Modélisation des ponts dalles et cadres*, Documentation Annexe n° 306891-3 (2024 V1.04).
- [33] L. Mathevet e A. Nussbaumer, *Modélisation des ponts multipoutres*, Documentation Annexe n° 306891-4 (2024 V1.02).
- [34] L. Mathevet, C. Vaccari e A. Nussbaumer, «Revaluation of the transverse influence lines for twin girders bridges,» rapport interne EPFL-RESSLab, Lausanne, 2023.
- [35] L. L. Mathevet, P. C. Miglietta e A. Nussbaumer, *Annexes à la Documentation 82001*, <https://infoscience.epfl.ch/record/306891>, 2024.
- [36] J. Schneider e T. Vrouwenvelder, *Introduction to safety and reliability of structures: including free access to Variables Processor Software FreeVaP, Third reviewed and Extended edition. in Structural engineering documents, no. 5. Zürich, Switzerland.*, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 2017.
- [37] SIA 269/1, *Existing Structures - Actions*, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, 2011.
- [38] SIA 261, *Action sur les structures porteuses*, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, 2014.
- [39] «Directive (EU) 2015/719,» [Online]. Available: <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/?uri=CELEX%3A32015L0719>.
- [40] BMDV, BMK, ASTRA, *Reale Verkehrslastmodelle von Brückenbauwerken REAL-LAST, Verkehrsinfrastrukturforschung DACH 2021*, FFG, 2024.
- [41] A. Nussbaumer e P. Miglietta, *Lignes directrices pour l'évaluation de ponts existants par rapport à l'état limite de fatigue (FLS)*, Documentation Annexe n° 306891-5 (à paraître).
- [42] Confédération suisse, *Loi fédérale du 8 mars 1960 sur les routes nationales (LRN)*, RS 725.11 www.admin.ch, 1960.
- [43] Confédération suisse, *Loi fédérale du 19 décembre 1958 sur la circulation routière (LCR)*, RS 741.01 www.admin.ch, 1958.

Liste des modifications

Édition	Version	Date	Modifications
2025	2.01	20.02.2025	Publication de la version allemande, corrections formelles de la version française.
2024	2.00	03.07.2024	Entrée en vigueur de l'édition 2024. Analyse complète de tous les essieux tandem enregistrés, utilisant les maxima de bloc de plus de 11'600 semaines d'enregistrements des stations WIM les plus fiables. Etude de la présence simultanée d'essieux lourds sur des voies adjacentes. Valeurs d'examen résultant du passage du trafic généré WIM ou du trafic simulé sur la bibliothèque de lignes d'influence.
2006	1.00	01.01.2006	Entrée en vigueur de l'édition 2006 (version originale en français).

