

Projet de Master

Pont St. Michel sur la Viège : Examen de l'ouvrage



Elizam Banla

Laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages - MCS

Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit – ENAC

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne - EPFL

Professeur Dr. Eugen Brühwiler

Septembre 2017 – Janvier 2018

« Les résultats de ce travail de diplôme sont le fruit d'un travail d'étudiant dont les données de bases ont été adaptées à l'étude. De ce fait, ces résultats ne peuvent être exploités directement sur l'ouvrage en question. »

Remerciement

Ce projet, effectué au sein du laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages MCS dirigé par M. Eugen Brühwiler, a été une expérience très instructive.

Tout d'abord, je tiens à remercier M. Eugen Brühwiler pour m'avoir donné l'opportunité de développer ce projet de master au sein de son laboratoire. Je le remercie également pour ses qualités humaines et son accueil qui m'ont permis d'apprendre à ses côtés grâce à sa grande expérience dans le domaine des ouvrages d'art.

Je tiens à exprimer mes meilleurs sentiments à M. Philippe Schiltz, assistant scientifique au sein du laboratoire MCS, pour sa disponibilité, ses nombreux conseils, son soutien dans l'orientation des décisions ou chemins à prendre qui m'ont permis d'avancer dans mon projet.

Finalement, je remercie tous ceux qui ont cru en moi durant toutes ces années d'études en particulier ma maman de cœur Maria Chevalley, ma famille en Suisse, à la famille Eggimann pour leur appui quotidien et tous ceux qui m'ont encouragé durant mon cursus à l'EPFL.

Table de matières

1	Introduction	8
1.1	Contexte et motivation	8
1.2	Introduction et problématique :	9
2	Examen - inspection de l'ouvrage.....	9
2.1	Généralités :.....	9
2.1.1	Description de l'ouvrage :	9
2.1.2	Description de l'état actuel de l'ouvrage.....	12
3	Examen – Analyse structurale	15
3.1	Bases	15
3.1.1	Bases nominatives	15
3.1.2	Directives.....	15
3.1.3	Articles.....	15
3.1.4	Bases spécifiques à l'ouvrage d'art (documents de référence).....	15
3.2	Actualisation de la résistance des matériaux	16
3.2.1	Béton.....	16
3.2.2	Acier d'armature passive.....	16
3.2.3	Acier de précontrainte.....	16
3.3	Actions à considérer	17
3.3.1	Charges permanentes	17
3.3.2	Charges utiles :.....	18
3.3.3	Charges climatiques.....	19
3.3.4	Charge accidentelle.....	19
3.4	Analyse de la dalle de roulement.....	20
3.4.1	Vérification à la flexion et à l'effort tranchant.....	20
3.4.2	Vérification au poinçonnement	24
3.4.3	Discussion.....	26
3.5	Vérification longitudinale du tablier	27
3.5.1	Positionnement des charges de trafic	27
3.5.2	Lignes d'influence et positionnement des charges de trafic	28
3.5.3	Modélisation de la structure porteuse	28
3.5.4	Vérification à la flexion et à l'effort tranchant.....	29
3.5.5	Discussion.....	31

3.5.6	Vérification de la stabilité des béquilles	33
3.6	Vérification parasismique de l'ouvrage	33
3.6.1	Généralités.....	33
3.6.2	Calcul de sollicitations sismiques : Flexion et effort tranchant.....	36
4	Conclusion : recommandation de l'intervention sur l'ouvrage.....	39
5	Références	40

Liste des figures

Figure 1 : Situation géographique de l'ouvrage.....	10
Figure 2 : Plan de situation de l'ouvrage.....	10
Figure 3 : Profil en long de l'ouvrage.....	11
Figure 4 : Profil transversal de l'ouvrage dans la partie en alignement et dans la partie en courbe	11
Figure 5 : Données relatives au trafic : tablier sur l'alignement	12
Figure 6 : Zone de vérification des efforts intérieurs.....	20
Figure 7 : Disposition de charges admise pour la vérification sur le porte-à-faux.....	21
Figure 8 : Modèle de vérification à l'effort tranchant et à la flexion à l'encastrement (porte-à- faux) : modèle Scia for engineer	21
Figure 9 : Moment de flexion sur appui et Effort tranchant à $d/2$: Bord des charges concentrées situé à une distance $2d$ de l'encastrement.....	22
Figure 10 : Moment de flexion en travée : Charges disposées au milieu de la portée centrale.....	23
Figure 11 : Modèle de vérification à la flexion à en travée (dalle entre poutre) : modèle Scia for engineer.....	23
Figure 12 : Disposition de charges admise pour la vérification au poinçonnement du porte-à-faux	25
Figure 13 : Disposition de charges admise pour la vérification au poinçonnement de la dalle entre poutre	25
Figure 14 : Disposition transversale des charges de trafic en position défavorable.....	28
Figure 15 : Modèle 3D de la structure porteuse avec une variation d'inertie utilisé pour la vérification longitudinale	28
Figure 16 : Modèle 3D de la structure porteuse montrant la partie en courbe du tablier.....	29
Figure 17 : Modèle de vérification à l'effort tranchant	30
Figure 18 : Déformé de la structure sous séisme longitudinal.....	37
Figure 19 : Déformé de la structure sous séisme transversal	38

Liste des tableaux

Tableau 1 : Etat du pont St. Michel selon les inspections de 2007 et 2013	15
Tableau 2 : Propriétés mécaniques du béton actualisé selon la norme SIA 262 : 2013	16
Tableau 3 : Facteurs de charge actualisés (extrait de la norme SIA 269 Tab. 1)	17
Tableau 4 : Valeurs caractéristiques des charges (extrait de SIA 261 Tab.10)	18
Tableau 5 : Coefficients d'actualisation des charges de trafic routier (extrait SIA 269/1 Tab. 1)	19
Tableau 6 : Résumé des résultats de la vérification à la flexion transversale.....	24
Tableau 7 : Résumé des résultats de la vérification à l'effort tranchant transversal.....	24
Tableau 8 : Résumé des résultats de la vérification au poinçonnement.....	26
Tableau 9 : Résumé des résultats de la vérification à la flexion transversale (selon les normes SIA 260 ²⁰⁰³ et SIA 261 ²⁰⁰³)	26
Tableau 10 : Résumé des résultats de la vérification à l'effort tranchant transversal (selon les normes SIA 260 ²⁰⁰³ et SIA 261 ²⁰⁰³)	27
Tableau 11 : Résumé des résultats de la vérification au poinçonnement (selon les normes SIA 260 ²⁰⁰³ et SIA 261 ²⁰⁰³)	27
Tableau 12 : Vérification à la flexion des sections selon la norme SIA 269 ²⁰¹¹ : poutre amont.....	29
Tableau 13 : Vérification à la flexion des sections selon la norme SIA 269 ²⁰¹¹ : poutre aval.....	30
Tableau 14 : Vérification à l'effort tranchant longitudinal selon la norme SIA 269 ²⁰¹¹	31
Tableau 15 : Vérification du champ de compression selon la norme SIA 269 ²⁰¹¹	31
Tableau 16 : Vérification à la flexion des sections selon SIA 261 ²⁰⁰³ : poutre amont.....	32
Tableau 17 : Vérification à la flexion des sections selon SIA 261 ²⁰⁰³ : poutre aval.....	32
Tableau 18 : Vérification à l'effort tranchant longitudinal selon SIA 261 ²⁰⁰³	32
Tableau 19 : Vérification du champ de compression	32
Tableau 20 : Classe de sols de fondation (extrait de la norme SIA 261 : 2003 – Actions sur les structures porteuses).....	35
Tableau 21 : Valeurs des paramètres intervenant dans le spectre de dimensionnement.....	35
Tableau 22 : Principaux résultats de la vérification structurale	39

1 Introduction

1.1 Contexte et motivation

Les ouvrages d'art en Suisse constituent un patrimoine des infrastructures important. Dans le domaine routier, un « ouvrage d'art » regroupe les ponts, les ouvrages de soutènements, les galeries et les tunnels permettant d'assurer et/ou de protéger la continuité d'une voie de circulation.

L'importance de ce patrimoine exige des besoins en entretien qui croissent au fur et à mesure des années afin de les préserver. En effet, ce patrimoine considérable représente des enjeux économiques très importants dont l'ingénieur doit relever le vrai défi afin de le protéger contre les influences de son environnement (l'accroissement des sollicitations d'exploitation et/ou l'exposition à un environnement agressif), bien évidemment dans le respect des principes du développement durable. En relevant ce défi, l'ingénieur contribue au maintien en service des ouvrages d'art et à la conservation de notre culture architecturale.

Trois grandes activités ci-dessous représentent la conservation des ouvrages d'art :

- La surveillance qui concerne l'inspection ou le relevé d'état de l'ouvrage
- L'entretien qui comprend la réparation, la remise en état ou le renouvellement de l'ouvrage
- La modification qui représente l'extension ou le renforcement de l'ouvrage.

En ce qui concerne les ponts-routes, la plupart des ponts existants qui ont été construits avant les années 89 avec les anciennes normes, exige une surveillance et un entretien pour prolonger leur durée de vie initialement prévue. En effet, avec l'augmentation du niveau du trafic, de nouvelles normes sont apparues en remplacement des normes antérieures, notamment la dernière norme sur les actions « *SIA 261 : 2003 – Actions sur les structures pour la nouvelle construction* » qui s'applique sur les nouvelles structures. Cette dernière tient compte d'une éventuelle augmentation de charge de trafic à long terme.

Aujourd'hui, beaucoup d'études notamment des modèles et analyses ont permis une avancée considérable dans la vérification de la sécurité structurale des ouvrages existants. La nouvelle norme « *SIA 269 : 2011 – Bases pour la maintenance des structures porteuses* » permet d'actualiser les sollicitations en réduisant celles jugées exagérées.

Enfin, pour maintenir le niveau de service de ces ouvrages d'art et garantir la sécurité des usagers, il est primordial d'optimiser les travaux de maintenance par un examen de l'ouvrage en diagnostiquant avec précision la nature, l'étendue et la potentielle évolution des pathologies réelles (apparentes ou cachées) de la structure et en faisant des renforcements appropriés si nécessaire.

1.2 Introduction et problématique :

Dans le cadre de ce projet de master, le travail qui m'a été confié consiste à effectuer un examen et un projet d'intervention sur un pont route.

Mon étude porte d'abord sur une inspection générale de l'ouvrage suivie d'une analyse structurale sous l'effet des actions selon les normes SIA afin de déterminer si l'ouvrage nécessite des travaux de réparation et/ou de renforcement vis-à-vis de la sécurité structurale.

Enfin des questions sur les méthodes d'intervention si nécessaire seront étudiées à partir d'un projet d'intervention pour maintenir le niveau de service de l'ouvrage et garantir ainsi la sécurité des usagers. Plusieurs variantes seront proposées et étudiées dans le but de trouver une solution optimale en termes économique et esthétique.

2 Examen - inspection de l'ouvrage

2.1 Généralités :

Après une description de l'ouvrage et de son utilisation, nous allons procéder à l'examen proprement dit de l'ouvrage.

2.1.1 Description de l'ouvrage :

Le pont St- Michel, construit en 1964, se situe à Rübier (commune de Staldenried) dans le canton du Valais (arrondissement Haut Valais). Il passe au-dessus de la rivière Viège sur une longueur totale de 134 m et fait partie de la route cantonale entre Viège et Saas-Fee.

Il s'agit d'un pont-route destiné à une circulation bidirectionnelle et n'est pas ouvert aux transports exceptionnels.

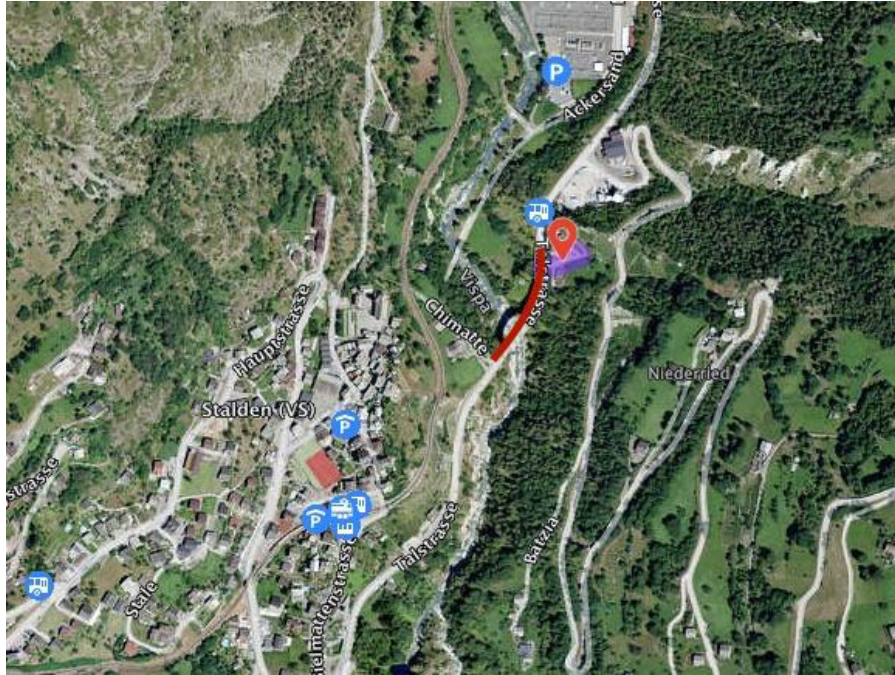


Figure 1 : Situation géographique de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un pont à béquilles en béton armé de type « bipoutre » avec des entretoises en travée et de type « caisson » sur les appuis. En effet, le système de caissonage sur appui permet de reprendre les efforts de torsion et de répartir uniformément les charges excentrées. Il permet également d'améliorer la résistance au séisme.

La géométrie en plan de l'ouvrage présente une partie en courbe selon un rayon de 85m et une partie rectiligne (figure 2).

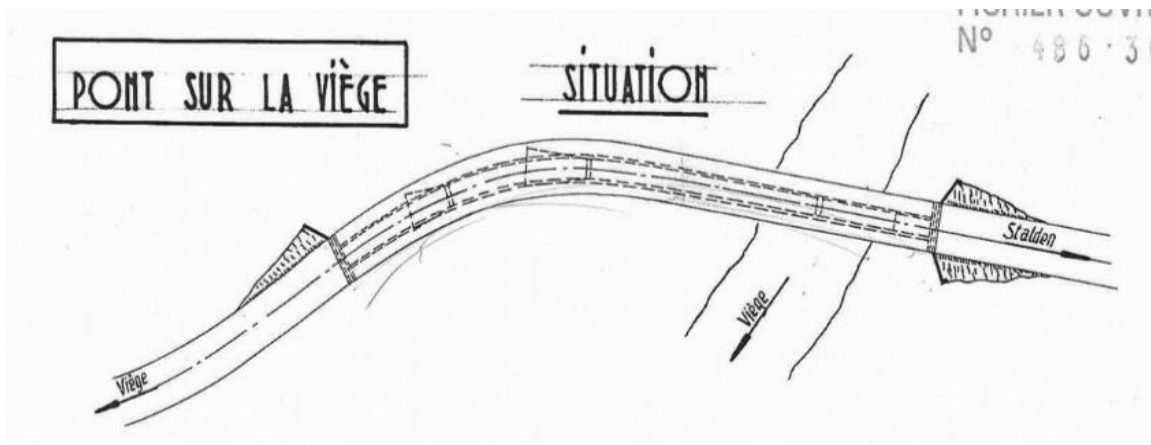


Figure 2 : Plan de situation de l'ouvrage

➤ Profil en long

Le profil en long de l'ouvrage représentée à la figure 3 montre que celui-ci a une longueur totale de 134m et est constitué de quatre travées de 25.5 m, 30.1 m, 52.9 m et 25.5m.

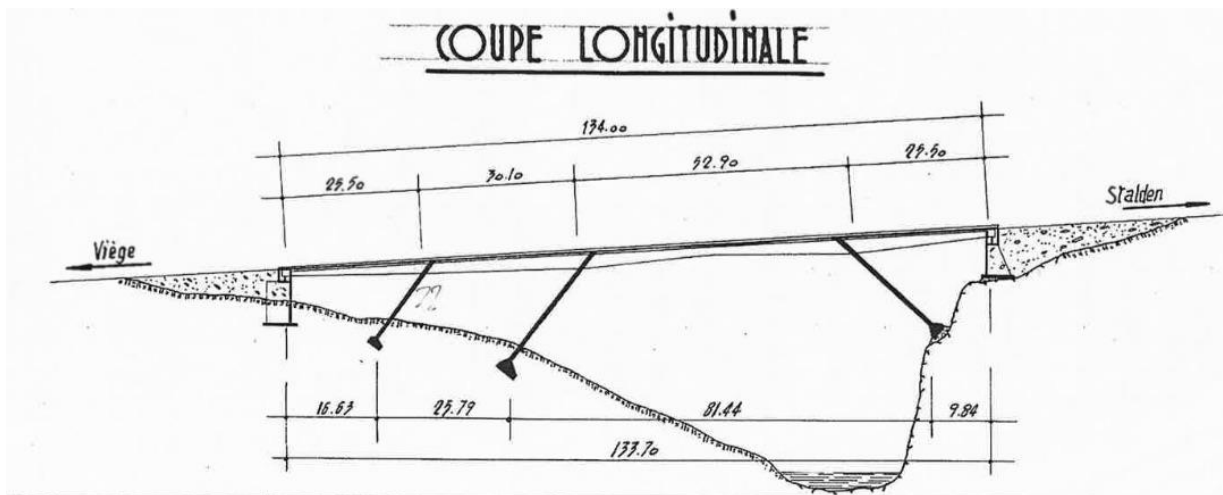


Figure 3 : Profil en long de l'ouvrage

➤ Profil transversal

La figure 5 montre les sections transversales types du pont en travée et sur appui.

La section transversale est constituée de deux poutres de hauteur variable, précontraintes longitudinalement et d'une dalle d'épaisseur de 18 cm à l'axe du tablier et aux extrémités du porte-à-faux et 35 cm au droit des poutres. Les poutres sont précontraintes et reliées entre elles par des entretoises en travée. Le tablier présente également un devers constant de 7% sur toute sa largeur pour l'écoulement des eaux.

L'entraxe des poutres est de 4.4 m et la longueur de l'encorbellement est de 2.15 m sur l'alignement et varie jusqu'à 2.6 m dans la partie courbe avec deux bordures de 0.3 m supportant les barrières de sécurité. Ainsi, la largeur de la dalle est de 9.4m sur l'alignement et atteint 10.3 m dans la courbure (Fig. 3).

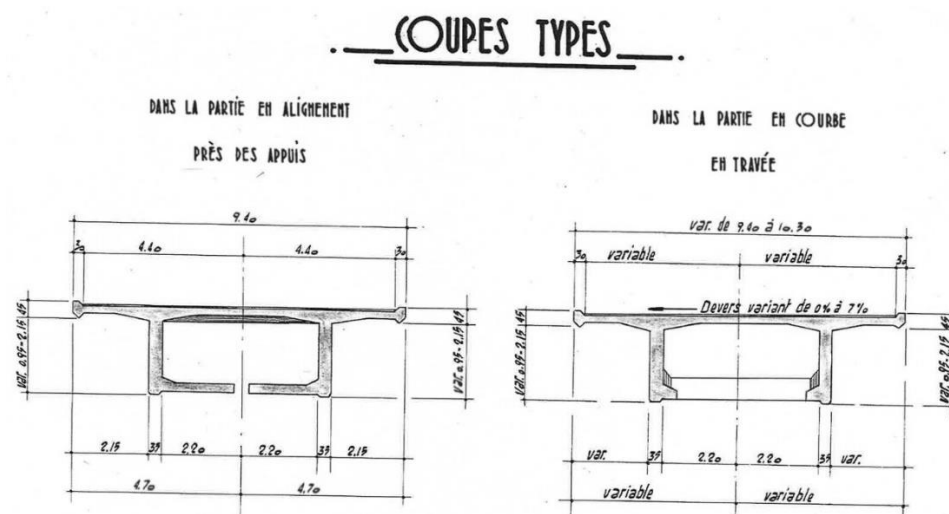


Figure 4 : Profil transversal de l'ouvrage dans la partie en alignement et dans la partie en courbe

➤ Répartition transversale des charges du trafic routier

Comme le montre les profils ci-dessous (Fig. 5 et Fig. 6), la chaussée est constituée de deux voies de circulation de largeur allant de 3.75m à 4.34 m chacune et un trottoir de 1.60m de large situé à l'aval et séparée de la chaussée par une barrière de sécurité.

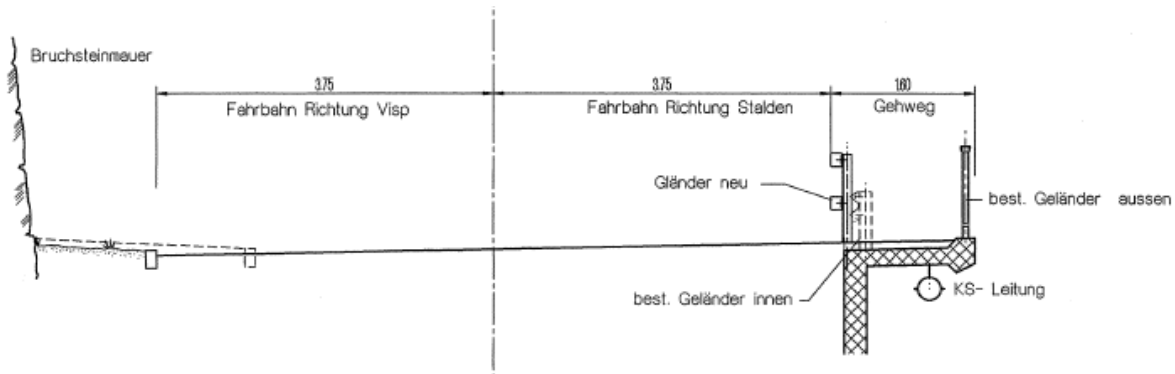


Figure 5 : Données relatives au trafic : tablier sur l'alignement

2.1.2 Description de l'état actuel de l'ouvrage

La surveillance de l'état des ouvrages est systématique et déterminante pour l'entretien de ces derniers et la sécurité des utilisateurs. Il existe deux niveaux de surveillance :

➤ Inspection périodique :

Il s'agit des opérations d'inspection menées en continue par le maître de l'ouvrage qui permettent de relever tous les défauts visuels tels que l'endommagement des glissières, du revêtement de la chaussée, l'obstruction des drains, etc.

➤ Inspection détaillée

Réalisée périodiquement en fonction de l'état de la structure, elle consiste à la constatation et à l'appréciation de l'état de l'ouvrage et s'effectue généralement de manière visuelle et non destructive avec l'appui de quelques appareils simples facilitant le travail. Cette inspection visuelle permet de détecter un certain nombre de défauts apparent qui sont généralement locaux. Elle demande une grande attention et s'étend à la totalité de l'ouvrage. Toutefois, elle pose un problème majeur d'accessibilité. Il est également utile de voir s'ils ont une répercussion sur le comportement mécanique de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet, nous avons voulu faire une inspection détaillée. Le but de cette inspection est de porter un jugement sur l'état actuel du pont en appréciant la qualité des matériaux, l'état des équipements et infrastructures afin de garantir le niveau de service de l'ouvrage et la sécurité des usagers.

Lors de notre inspection du pont, nous avons constaté que les travaux de remise en état étaient en cours. En effet, nous avons remarqué la présence d'échafaudages sur les culées et le remplacement des glissières de sécurité coté chaussée.

Par contre, les dégâts sur le trottoir et de ses équipements restent encore visibles. Probablement, ils seront remis en état. En effet, des taches de rouille et de fissures transversales sont visibles sur le trottoir. Quant à la glissière à l'aval, elle présente des barres éclatées et des taches de rouille. Nous notons que tous ces dégâts cités ci-dessus ne constituent pas un risque pour la sécurité de l'ouvrage.

Ainsi, pour comprendre les raisons des travaux de remise en état de l'ouvrage en cours, nous avons fait recours aux derniers rapports d'inspection de l'état de l'ouvrage 2007 et 2013 dont nous sommes en possession (voir annexe **Error! Reference source not found.**) pour évaluer l'évolution de l'état de l'ouvrage.

En effet, l'évaluation de l'état de l'ouvrage dépend de deux paramètres :

- La classe de risque de chaque élément de l'ouvrage qui tient compte de l'ampleur des conséquences en cas de défaillance
- La qualification de l'état de chaque élément de l'ouvrage représentée sur la figure ci-dessous.

L'appréciation de l'état des éléments de l'ouvrage est faite au moyen d'une note de 1 à 5 selon les deux paramètres cités ci-dessus. Finalement, la note prépondérante de l'état général de l'ouvrage est celle de l'élément de la structure ou d'équipement avec la note la plus élevée.

Le Tableau 1 résume l'état général et par partie de l'ouvrage inspectée. Ce dernier révèle que les éléments de l'ouvrage ne présentent pas d'importants dégâts néfastes à la sécurité structurale et des travaux d'entretien courant de la remise en état sont préconisés.

Elément de l'ouvrage	Evaluation de l'état après les inspections de 2007, 2013				Principaux résultats des inspections : Descriptif des dégradations et problématiques observées
Appareil d'appui				Non contrôlé	
Bordures	I.	B	1	En bon état	<ul style="list-style-type: none"> Apparition de taches en 2013
Trottoir	I.	B	1	En bon état	<ul style="list-style-type: none"> Dégradation du joint de bord contre bordures (photo 10, 2007, annexe Error! Reference source not found.) Petits écaillages du béton
Glissières de sécurité	3	C	3	En mauvais état	<ul style="list-style-type: none"> Eclatement des barrières Traces de rouille
Revêtement - Etanchéité	3	C	3		<ul style="list-style-type: none"> Importante fissuration du revêtement entraînant un léger tassement coté Stalden Joint détérioré autour du couvercle
Joints de chaussée	2	C	2	En mauvais état	<ul style="list-style-type: none"> Léger affaissement de la surface de joint Corrosion des tôles de recouvrement (photo 5, 2013, annexe Error! Reference source not found.)
Dalle (tablier)	2	C	3	En état défectueux	<p>Surtout sous la travée 3 et 4 (photo 22, 23 annexe Error! Reference source not found.)</p> <ul style="list-style-type: none"> Armature partiellement dénudée, corrodée et trace de rouille Efflorescence du béton Infiltration sous la travée 3 Tâche salpêtre
Poutres longitudinales	2	A	1	En bon état	<ul style="list-style-type: none"> RAS
Murs de culée	2	B	3	En état défectueux	<ul style="list-style-type: none"> Epaufrement ou écaillage du béton Trace de corrosion (Corrosion de la passerelle de contrôle) Photo 29, 31, 32 2013 annexe Error! Reference source not found.

Béquilles	3		3		Sur la béquille 2, (photo 17, 2013, annexe Error! Reference source not found.) <ul style="list-style-type: none"> • Enrobage souvent insuffisant • Eclatement du béton • Armature partiellement dénudée, corrodée et trace de rouille
Fondations				Non contrôlé	
Note de l'état général de l'ouvrage					3

Tableau 1 : Etat du pont St. Michel selon les inspections de 2007 et 2013

3 Examen – Analyse structurale

3.1 Bases

3.1.1 Bases nominatives

Ce projet est développé sur les éléments normatifs suivants (non exhaustif) :

- SN 588 469, SIA 469 : 1997 – Conservation des ouvrages
- SN 505 269, SIA 269 : 2011 – Bases pour la maintenance des structures porteuses
- SN 505 269/1, SIA 269/1 : 2011 – Bases pour la maintenance des structures porteuses - Actions
- SN 505 269/2, SIA 269/2 : 2011 – Bases pour la maintenance des structures porteuses – Structures en béton
- Cahier technique 2052, SIA 2052 : 2015 - BFUP - Matériaux, dimensionnement et exécution
- Cahier technique 2017, SIA 2017 – Valeur de conservation des ouvrages
- Cahier technique 2018, SIA 2018 – Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants
- SN 505 260, SIA 260 : 2013 – Base pour l'élaboration des projets de structures porteuses
- SN 505 261, SIA 261 : 2013 – Actions sur les structures porteuses (nouvelle construction)

3.1.2 Directives

- Directives OFROU : 2008 - Détails de la construction de ponts
- Directive OFROU : 2005 - Surveillance et entretien des ouvrages d'art des routes nationales
- Documentation OFROU : 2005 – Evaluation parasismique des ponts - routes existants

3.1.3 Articles

- Article de l'étude AGB2002/005 : Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé

- Article de l'étude AGB2009/005 : Charges de trafic actualisées pour les dalles de roulement en béton des ponts existants

3.1.4 Bases spécifiques à l'ouvrage d'art (documents de référence)

- Plans de l'ouvrage existant

3.2 Actualisation de la résistance des matériaux

Les matériaux mis en œuvre pour cet ouvrage sont du béton armé pour les béquilles et le tablier et du béton précontraint pour les poutres du tablier.

Pour la vérification de la sécurité structurale, nous admettons que les matériaux n'ont aucune perte de résistance ou de section dues à une dégradation dans le temps.

3.2.1 Béton

D'après les documents fournis pour cet examen et le tableau 8 de l'annexe A de la norme « SIA 269/2 : 2011 – Bases pour la maintenance des structures porteuses – Structures en béton », le type de béton utilisé lors de la construction de l'ouvrage est, d'après la norme SIA 162 (1956), BN avec une teneur en ciment de 350 [kg/m³].

La classe du béton ainsi actualisé en considérant l'augmentation de la résistance du béton plus âgé (art. 3.2.7 SIA 269/2) est admis à C45/55 selon la norme « SIA 262 : 2013 – Actions sur les structures pour la nouvelle construction ». Les principales caractéristiques de cette nouvelle classe de béton actualisé sont données dans le Tableau 5:

Classe	f_{ck}	f_{cd}	f_{cm}	τ_{cd}	E_{cm}	f_{ctm}	f_{bd}
C45/55	35 MPa	22 MPa	43 MPa	1.2 MPa	33.5 GPa	3.2 MPa	3 MPa

Tableau 2 : Propriétés mécaniques du béton actualisé selon la norme SIA 262 : 2013

Enfin, la résistance du béton sera déterminée en appliquant un coefficient K_c qui tient compte de la limitation des fissures.

3.2.2 Acier d'armature passive

L'acier d'armature passive utilisé est de type « Box ultra ». Selon le tableau 9 de l'annexe A de la norme « SIA 269/2 : 2011 – Bases pour la maintenance des structures porteuses – Structures en béton », nous admettons que la valeur de la limite d'écoulement de ce type d'acier est $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec une classe de ductilité C. Le coefficient partiel de résistance de l'acier est $\gamma_s = 1.15$.

3.2.3 Acier de précontrainte

Le pont est précontraint longitudinalement avec une forme parabolique. La précontrainte participe à la reprise des efforts longitudinaux dus aux charges permanentes et d'exploitation. Selon la documentation pour ce projet, les seules informations que nous avons sur les câbles de précontrainte sont la position et le tracé des différents câbles dans les poutres nous permettant de déterminer le type de torons des câbles de précontrainte.

Selon le tableau 8 de l'annexe A de la norme « SIA 269/2 : 2011 – Bases pour la maintenance des structures porteuses – Structures en béton », la valeur caractéristique de la résistance de l'acier de précontrainte est admis à $f_{pk} = f_{p0.1,k} = 435 \text{ N/mm}^2$ avec le coefficient partiel de résistance de l'acier $\gamma_s = 1.15$.

La précontrainte a été mise en tension avec une force initiale $P_0 = 220$ tonnes et une tête d'ancrage par câble.

3.3 Actions à considérer

Les charges suivantes sont prises en considération pour la vérification structurale de l'ouvrage existant :

3.3.1 Charges permanentes

Les charges permanentes regroupent le poids propre de la structure porteuse et le poids propre des éléments non porteurs. Leur valeur d'examen est déterminée à partir de facteurs de charge actualisés selon les indications du Tableau 3:

Actions	Facteur de charge	Etat-limite		
		Type 1	Type 2	Type 3
Actions permanentes (surcharges de terre comprises)				
– avec effet défavorable	$\gamma_{G,sup,act}$	1,05 ¹⁾	1,20 ¹⁾	1,00
– avec effet favorable	$\gamma_{G,inf,act}$	0,95 ¹⁾	0,90 ¹⁾	1,00
¹⁾ $G_{k,act}$ doit être multiplié par $\gamma_{G,sup,act}$ ou par $\gamma_{G,inf,act}$ selon que l'effet global est défavorable ou favorable.				

Tableau 3 : Facteurs de charge actualisés (extrait de la norme SIA 269 Tab. 1)

a) Poids propre de la structure porteuse

La section transversale de l'ouvrage présentée à la figure 5 et variable sur la longueur du pont correspond à une valeur moyenne $A_c = 2.52 \text{ m}^2$ avec un poids volumique du béton armé admis à $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$. Ainsi, le poids propre de la structure porteuse vaut : $g_{k,c} = 63 \text{ kN/m}$.

b) Poids propre de la structure non porteuse

Sont considérés comme éléments non porteurs le revêtement, les glissières de sécurité, le trottoir et les conduites d'eau. Le poids étant négligé pour cette vérification, le poids propre des éléments non porteurs vaut :

- Le revêtement de la chaussée de poids volumique $g_{k,rev} = 24 \text{ kN/m}^3$ a une épaisseur de 4 cm pour une largeur moyenne de 8.6 m et un poids de $g_{k,rev} = 8.3 \text{ kN/m}$.
- Le revêtement du trottoir de poids volumique $g_{k,rev} = 25 \text{ kN/m}^3$ a une épaisseur moyenne de 16.5 cm pour une largeur de 1.75 m et un poids de $g_{k,rev} = 7.2 \text{ kN/m}$.
- Le poids des glissières et leur ancrage est admis à $g_{k,barr} = 1 \text{ kN/m}$
- Le poids des bordures considérées comme éléments non porteurs ont été prises en compte avec la structure porteuse.

3.3.2 Charges utiles :

Il s'agit des charges d'exploitation du trafic routier qui sont constituées des charges uniformes et des charges concentrées. Elles sont représentées selon le modèle 1 de la norme « SIA 261 : 2003 – Actions sur les structures pour la nouvelle construction » (référence 2) et placées sur la chaussée de façon la plus défavorable. Nous rappelons que les transports exceptionnels selon la norme SIA 261/1 ne sont pas pris en compte dans cet examen.

Etant donné que la largeur totale de la chaussée varie entre 7.5m et 8.6m entre les dispositifs de sécurité et inférieur à 9m, la répartition transversale de la chaussée conventionnelle est de deux voies d'une largeur de 3m chacune et d'une surface restante variable (1.5 m à 2.6 m) selon le tableau 9 de la même norme.

Les valeurs caractéristiques des charges de trafic sont résumées dans le Tableau 4:

Position de charge	$q_{ki} \text{ [kN/m}^2 \text{]}$	$Q_{ki} \text{ [kN]}$
Voie 1	9	300
Voie 2	2.5	200
Surface restante	2.5	-

Tableau 4 : Valeurs caractéristiques des charges (extrait de SIA 261 Tab.10)

L'évaluation structurale du pont existant se fait en deux niveaux : une première vérification (niveau I) en actualisant les coefficients de charge et si le degré de conformité est largement satisfait, une vérification complémentaire (niveau II) sera faite en appliquant les coefficients de charges d'une nouvelle construction (SIA 261).

- Action du trafic actualisé : Niveau I

Dans le modèle de charge 1, les coefficients d'actualisation de charge selon le tableau 1 de la norme « SIA 269/1 : 2011 – Bases pour la maintenance des structures porteuses – Actions » seront appliqués soient $\alpha_{Qk1,act} = 0.7$, $\alpha_{Qk2,act} = 0.5$ et $\alpha_{qki,act} = \alpha_{qkr,act} = 0.4$ (voir Tableau 5).

Type de pont		Portée [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.					

Tableau 5 : Coefficients d'actualisation des charges de trafic routier (extrait SIA 269/1 Tab. 1)

- Action du trafic (trafic nouvelle structure) : Niveau II

En ce qui concerne la deuxième vérification, les coefficients de charges de la SIA 261 (référence 2) seront pris en compte dans le modèle de charge 1 soient $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = 0.9$

Quant à leur valeur d'examen, celle-ci est déterminée avec un même facteur de charge pour les deux niveaux de vérification soit $\gamma_Q = \gamma_{Qact} = 1.5$.

Le facteur de charge pour les charges permanentes devient $\gamma_G = 1.35$.

3.3.3 Charges climatiques

Comme actions climatiques nous avons :

- Neige
 Cette charge n'est pas considérée car il y a peu de chance qu'elle soit concomitante avec le trafic routier. De plus, les charges de trafic sont plus lourdes que celle de la neige ; cette dernière n'est donc pas déterminante.

- Vent
 La charge du vent est déterminée selon les indications de la norme SIA 261 (chapitre 6 et les annexes C et E) : coefficient de pression (Annexe E SIA 261²⁰⁰³) $q_{kvent} = 1.3 \text{ KN/m}^2$.

Dans ce cas, le vent n'est pas considéré car nous faisons l'hypothèse d'un pont massif.

3.3.4 Charge accidentelle

- Séisme
 - Zone de risque sismique : Zone 3b $a_{gd} = 1.6 \text{ m/s}^2$
 - Classe d'ouvrage : CO II $\gamma_f = 1.2$
 - Classe de sol de fondation : Classe A
 - Comportement de la structure : $q = 2$
 - Degré de comportement visqueux : $\varepsilon = 5\%$

3.4 Analyse de la dalle de roulement

Dans cette partie du rapport, nous avons procédé à la vérification de la flexion transversale, de l'effort tranchant et du poinçonnement de la dalle de roulement. Les efforts intérieurs sont calculés à partir du modèle de charge défini au chapitre 3.2.2 et sur la base d'un modèle élastique.

Pour simplifier les calculs, nous admettons que la liaison de la dalle avec les poutres constitue un encastrement parfait. Afin de déterminer les efforts intérieurs, la dalle de roulement a été modélisée sur le logiciel éléments finis « Scia for engineer » par un modèle 3D (Voir un exemple à la Figure 8).

Ci-dessous, les zones de la dalle où nous avons vérifié les efforts intérieurs :



Figure 6 : Zone de vérification des efforts intérieurs

3.4.1 Vérification à la flexion et à l'effort tranchant

a) Porte-à-faux

Dans ce cas, les efforts déterminés sont le moment de flexion à l'encastrement du porte-à-faux et l'effort tranchant à une distance $d/2$ de l'encastrement afin d'éviter d'avoir un « appui direct » où les charges sont reprises par les bielles (effet favorable). Nous faisons également une hypothèse de l'absence de bordure à l'extrémité du porte-à-faux.

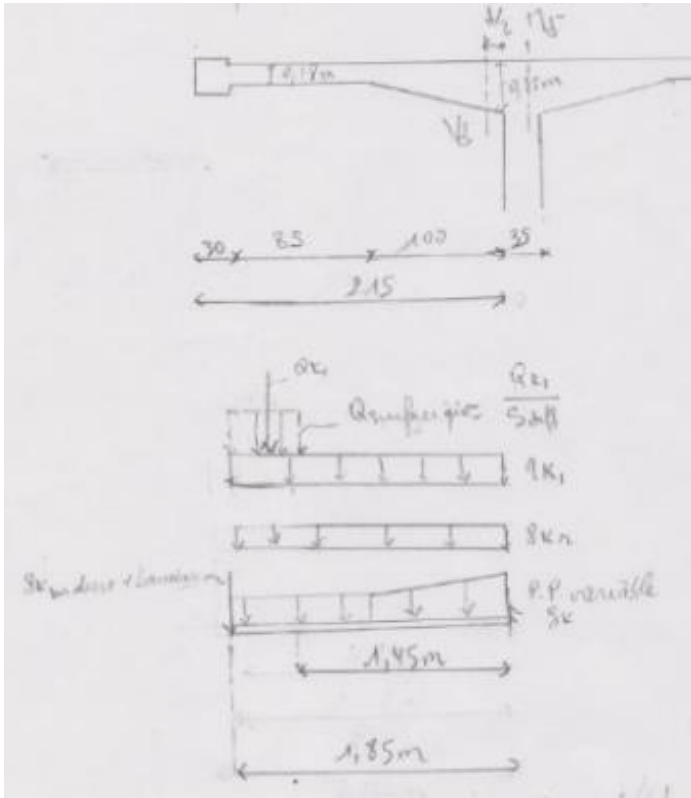


Figure 7 : Disposition de charges admise pour la vérification sur le porte-à-faux

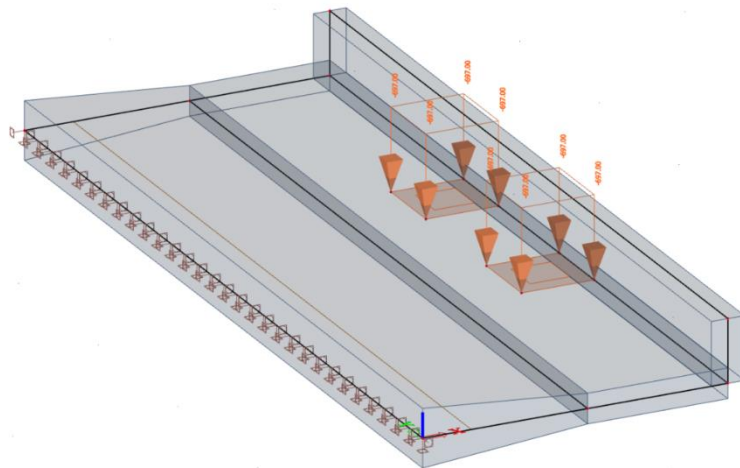


Figure 8 : Modèle de vérification à l'effort tranchant et à la flexion à l'encastrement (porte-à-faux) : modèle Scia for engineer

b) Dalle entre poutres

Dans le cas de la dalle entre poutres, les efforts à vérifier sont le moment de flexion sur appui et en travée et l'effort tranchant à une distance $d/2$ de l'encastrement.

Ci-dessous sont les dispositions de charges admises pour la vérification des efforts sur appui et en travée :

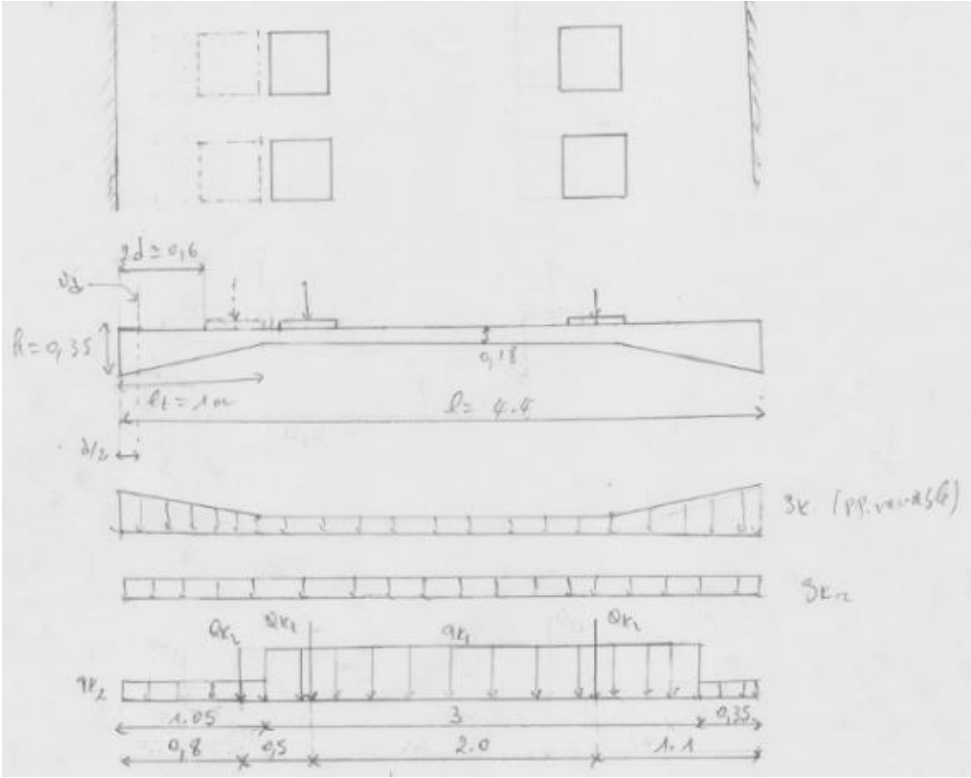


Figure 9 : Moment de flexion sur appui et Effort tranchant à $d/2$: Bord des charges concentrées situé à une distance $2d$ de l'encastrement

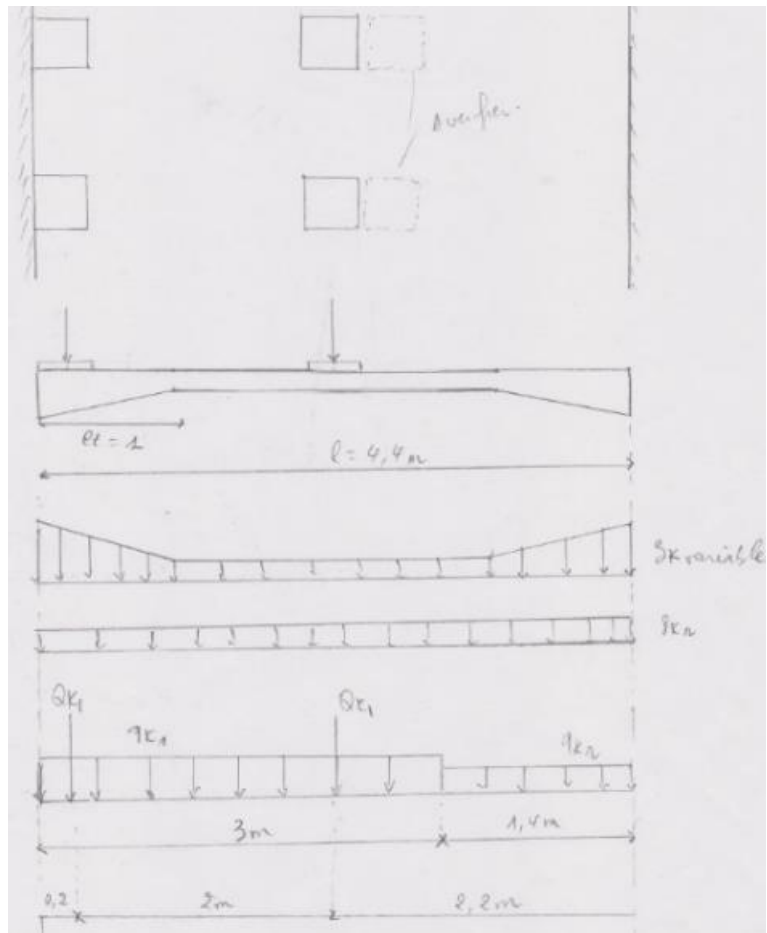


Figure 10 : Moment de flexion en travée : Charges disposées au milieu de la portée centrale.

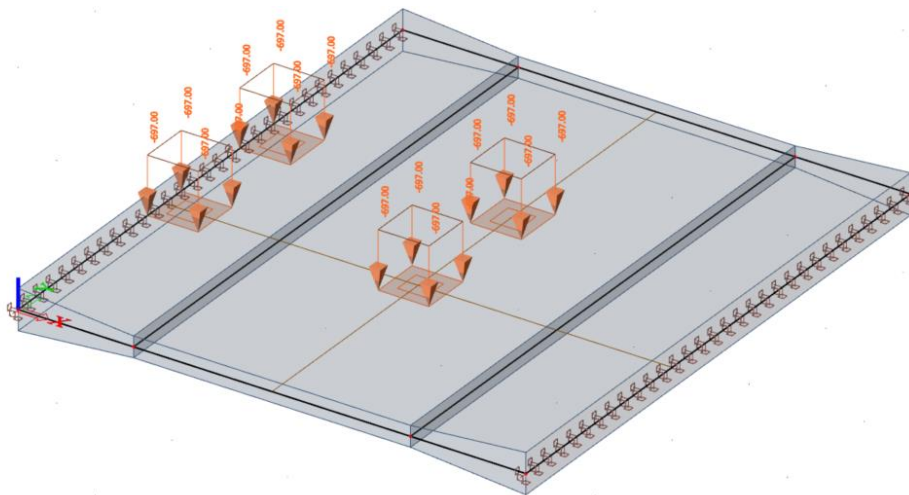


Figure 11 : Modèle de vérification à la flexion à en travée (dalle entre poutre) : modèle Scia for engineer

Nous présentons les principaux résultats obtenus des vérifications dans les tableaux Tableau 6 et Tableau 7 :

Zone de vérification	$m_{d,act}$ [kNm/m']	$m_{Rd,act}$ [kNm/m']	$n = m_{Rd,act} / m_{d,act}$	Vérification
Porte-à-faux	-158	-267	1.7	OK
Zone entre poutres (sur poutre)	-167	-267	1.6	OK
Zone entre poutres (en travée)	47	48	1.02	OK

Tableau 6 : Résumé des résultats de la vérification à la flexion transversale

Zone de vérification	$v_{d,act,d/2}$ [kN/m']	$m_{d,act} / m_{Rd,act}$	$v_{Rd,act}$ [kN/m']	$n = v_{Rd,act} / v_{d,act}$	Vérification
Porte-à-faux	122	0.6	231	1.9	OK
Zone entre poutres	201	0.6	240	1.2	OK

Tableau 7 : Résumé des résultats de la vérification à l'effort tranchant transversal

3.4.2 Vérification au poinçonnement

Les calculs sont basés sur la norme « SIA 269 : 2003 – Construction en béton ». Dans cette étude, la diffusion des charges à travers le revêtement est négligée et nous avons effectué l'analyse en tenant compte de l'armature dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

a) Porte-à-faux

La disposition de charge déterminante pour la vérification de la résistance au poinçonnement est indiquée à la figure 11. Dans ce cas, le chariot est situé à l'extrémité du porte-à-faux où la section avec la hauteur statique est minimale.

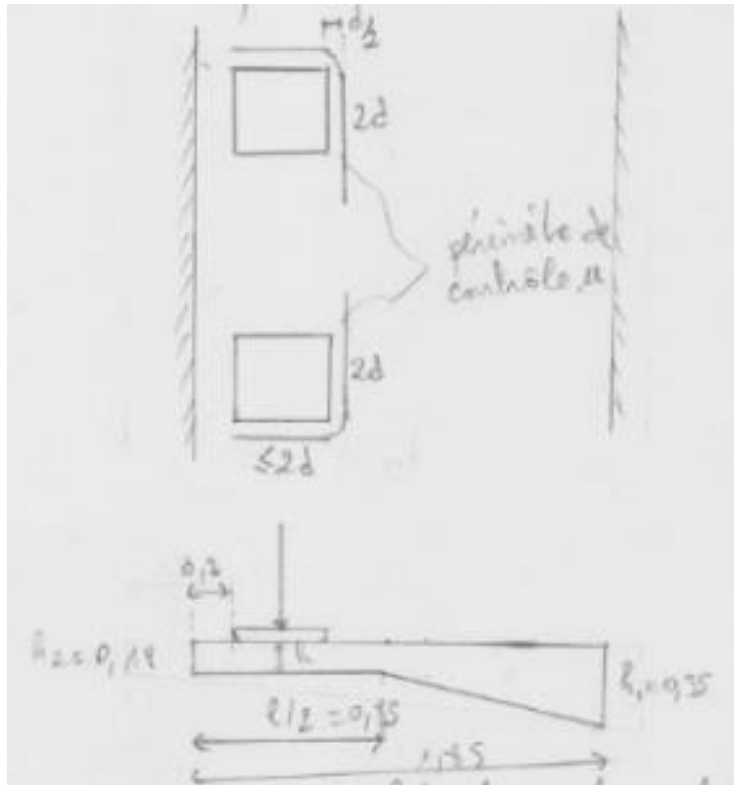


Figure 12 : Disposition de charges admise pour la vérification au poinçonnement du porte-à-faux

b) Dalle entre poutre

La disposition de charge déterminante pour la vérification de la résistance au poinçonnement est indiquée à la figure 12 où le chariot est situé au milieu de la dalle.

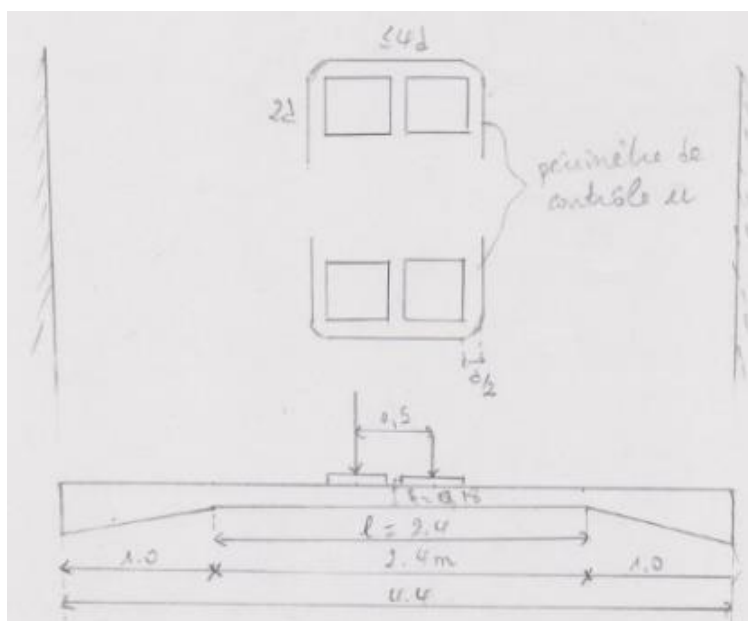


Figure 13 : Disposition de charges admise pour la vérification au poinçonnement de la dalle entre poutre

Le Tableau 8 présente les résultats de la vérification au poinçonnement :

Zone de vérification	u [m]	$v_{d,act}$ [kN/m']	r_y [m]	$v_{Rd,act}$ [kN/m']	$n = v_{Rd,act} / v_{d,act}$	Vérification
Porte-à-faux	1.5	214	0.14	269	1.3	OK
Zone entre poutres	2.95	158	0.77	162	1.02	OK

Tableau 8 : Résumé des résultats de la vérification au poinçonnement

3.4.3 Discussion

Les résultats obtenus au paragraphe 3.4 montrent que les efforts obtenus à partir des actions actualisées sont nettement inférieurs à la résistance des sections. Ainsi, le comportement de la dalle de roulement est satisfaisant.

Nous avons fait une deuxième vérification en considérant les charges de trafic selon la norme SIA 261²⁰⁰³ avec les facteurs de charges actualisés. De nouveau, l'analyse structurale transversale est satisfaite.

Une troisième vérification a été faite avec les charges de trafic selon la norme SIA 261²⁰⁰³ où les facteurs de charges ne sont pas réduits selon la norme SIA 269.

Nous présentons les principaux résultats obtenus de la troisième vérification dans les tableaux Tableau 9, Tableau 10 et Tableau 11 :

Zone de vérification	m_d [kNm/m']	m_{Rd} [kNm/m']	$n = m_{Rd} / m_d$	Vérification
Porte-à-faux	-210	-267	1.3	OK
Zone entre poutres (sur poutre)	-240	-267	1.1	OK
Zone entre poutres (en travée)	66	48	0.7	KO

Tableau 9 : Résumé des résultats de la vérification à la flexion transversale (selon les normes SIA 260²⁰⁰³ et SIA 261²⁰⁰³)

Zone de vérification	$v_{d,d/2}$ [kN/m']	m_d / m_{Rd}	v_{Rd} [kN/m']	$n = v_{Rd} / v_d$	Vérification
Porte-à-faux	162	1	218	1.3	OK
Zone entre poutres	297	0.65	230	0.8	KO

Tableau 10 : Résumé des résultats de la vérification à l'effort tranchant transversal (selon les normes SIA 260²⁰⁰³ et SIA 261²⁰⁰³)

Zone de vérification	u [m]	$v_{d,act}$ [kN/m']	r_y [m]	$v_{Rd,act}$ [kN/m']	$n = v_{Rd,act} / v_{d,act}$	Vérification
Porte-à-faux	1.6	270	0.2	253	0.9	KO
Zone entre poutres	2.95	229	0.15	112	0.5	KO

Tableau 11 : Résumé des résultats de la vérification au poinçonnement (selon les normes SIA 260²⁰⁰³ et SIA 261²⁰⁰³)

Nous remarquons dans les tableaux ci-dessus que les vérifications à la flexion et à l'effort tranchant de la dalle entre poutres et la vérification au poinçonnement de la dalle entière ne sont pas satisfaites, selon les normes SIA 260²⁰⁰³ et SIA 261²⁰⁰³, car leur degré de conformité est inférieur $n = 1$. Ainsi, la dalle de roulement pourrait nécessiter un renforcement à la flexion mais difficile à renforcer au poinçonnement par rapport à la taille des armatures de poinçonnement.

Par la suite, nous admettons que la sécurité structurale est garantie selon les deux vérifications où les facteurs de charges sont réduits selon la norme SIA 269.

3.5 Vérification longitudinale du tablier

3.5.1 Positionnement des charges de trafic

Etant donné que l'ouvrage étudié est un pont bipoutre, le calcul des efforts intérieurs dans les poutres est basé sur une analyse élastique.

Les charges de trafic sont placées défavorablement dans le sens transversal (Figure 14)

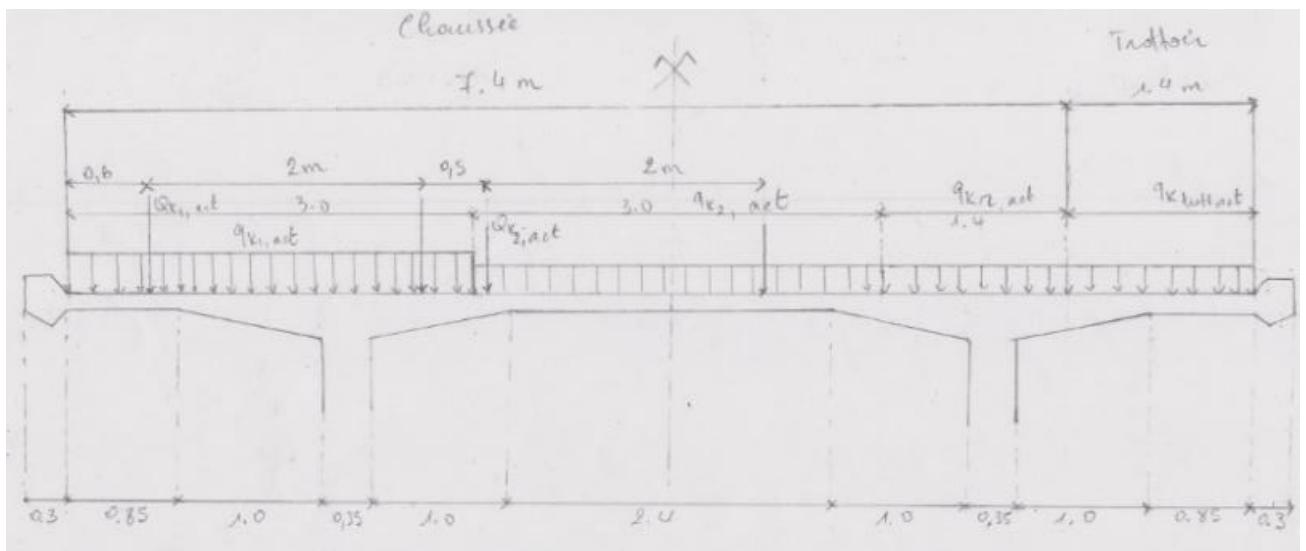


Figure 14 : Disposition transversale des charges de trafic en position défavorable

3.5.2 Lignes d'influence et positionnement des charges de trafic

Dans le sens longitudinal, les charges de trafic sont disposées d'une manière défavorable selon les lignes d'influence correspondant aux différents efforts intérieurs à vérifier.

3.5.3 Modélisation de la structure porteuse

La conception de l'ouvrage étant complexe, nous avons procédé à des simplifications telles que la négligence de la pente.

Grâce au logiciel d'éléments finis « Scia for engineer », le système statique a été modélisé par des éléments barres et plaques avec une combinaison de charges citées dans le chapitre 3 afin d'en tirer les efforts intérieurs. Comme le montre la Figure 15, une variation de section des poutres longitudinales a été introduite pour modéliser le jeu d'inertie.

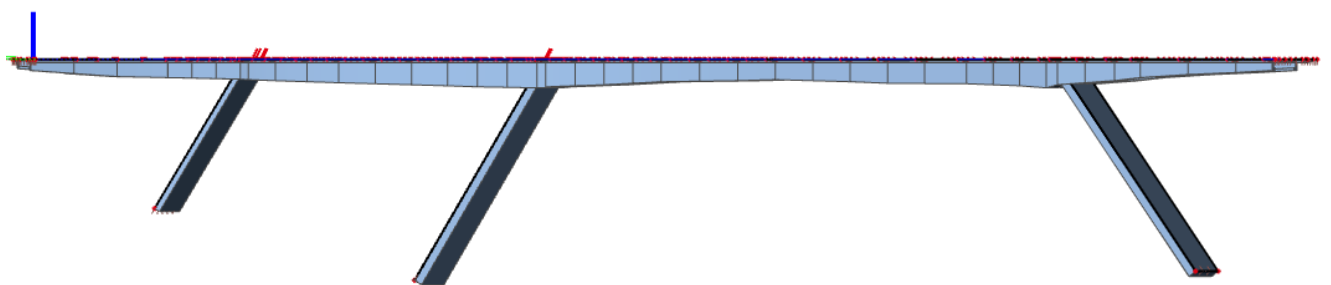


Figure 15 : Modèle 3D de la structure porteuse avec une variation d'inertie utilisé pour la vérification longitudinale

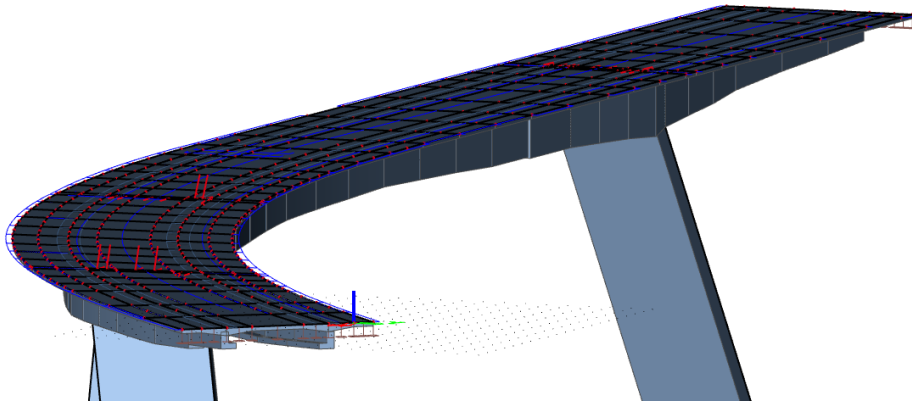


Figure 16 : Modèle 3D de la structure porteuse montrant la partie en courbe du tablier

3.5.4 Vérification à la flexion et à l'effort tranchant

Les vérifications longitudinales de la résistance à la flexion et à l'effort tranchant se réfèrent aux indications de la norme SIA 262²⁰¹³.

a) Vérification à la flexion

Zone de vérification	$n_{\text{câble}}$	$M_{d,act}$ [kNm]	$M_{Rd,act}$ [kNm]	$n = M_{Rd,act} / M_{d,act}$	Vérification
En travée	4 x 14T15S	9473	19721	2.1	OK
Sur appui	5 x 14T15S	16677	25649	1.5	OK

Tableau 12 : Vérification à la flexion des sections selon la norme SIA 269²⁰¹¹ : poutre amont

Zone de vérification	Nombre et type de câbles	$M_{d,act}$ [kNm]	$M_{Rd,act}$ [kNm]	$n = \frac{M_{Rd,act}}{M_{d,act}}$	Vérification
En travée	4 x 14T15S	6746	18062	2.7	OK
Sur appui	5 x 14T15S	13117	25767	2.0	OK

Tableau 13 : Vérification à la flexion des sections selon la norme SIA 269²⁰¹¹ : poutre aval

b) Vérification à l'effort tranchant

La vérification de l'effort tranchant se fait à la section critique située à une distance de $Zc \cot \alpha$ du centre de la béquille où agit la charge concentrée du trafic.

Pour la vérification, nous avons utilisé une approche « auto-contrainte » où la précontrainte est considérée comme une résistance. Les hypothèses prises en compte pour cette approche simplifiée sont les suivantes :

- Perte maximale de 15% de la précontrainte admise à l'infini due au fluage, retrait du béton et de la relaxation de la précontrainte.
- Inclinaison du champ de compression est admise constante sur la hauteur de la poutre et vaut $\alpha = 25^\circ$ avec $k_c = 0.55$.
- Inclinaison des câbles de précontrainte a été admise à $\beta = 15^\circ$.

Nous disposons également des étriers de diamètre 14mm avec un espacement de 150mm.

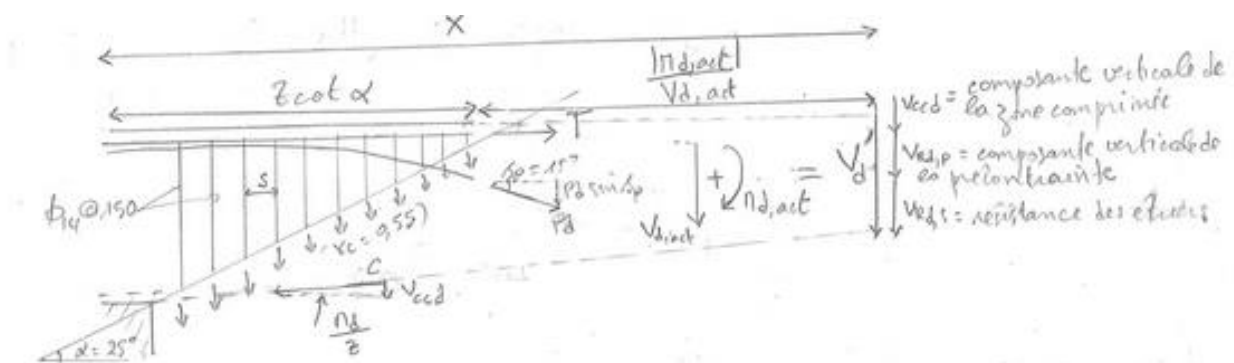


Figure 17 : Modèle de vérification à l'effort tranchant

Le Tableau 14 présente les principaux résultats de la vérification à l'effort tranchant.

Zone de vérification	Nombre et type de câbles	$V_{d,act}$ [kN]	$V_{Rd,act}$ [kN]	n $= V_{Rd,act} / V_{d,act}$	Vérification
Poutre aval	4 x 14T15S	1969	2444	1.2	OK
Poutre amont	5 x 14T15S	1868	2397	1.3	OK

Tableau 14 : Vérification à l'effort tranchant longitudinal selon la norme SIA 269²⁰¹¹

Nous avons également procédé à la vérification de la résistance des bielles comprimées. En effet, bien que la précontrainte est très favorable à la reprise de l'effort tranchant, la présence des câbles de précontrainte à l'intérieur des poutres réduit fortement leur section diminuant la résistance à la compression. On note également l'influence du type de gaine sur la résistance à l'effort tranchant. La gaine admise pour cette vérification est de type PE injectée.

Les résultats sont résumés dans le Tableau 15:

Zone de vérification	$\sigma_{d,act}$ [kN]	$\sigma_{Rd,act}$ [kN]	n $= \sigma_{Rd,act} / \sigma_{d,act}$	Vérification
Poutre aval	9.1	12.1	1.3	OK
Poutre amont	8.8	12.1	1.4	OK

Tableau 15 : Vérification du champ de compression selon la norme SIA 269²⁰¹¹

3.5.5 Discussion

Suite aux résultats obtenus au paragraphe 3.5.4, nous pouvons remarquer que la vérification longitudinale du tablier est satisfaite. Il est maintenant intéressant de faire une autre analyse selon les normes SIA 260²⁰⁰³ et SIA 261²⁰⁰³ (où les facteurs et coefficients de charges sont majorés, en suivant la même démarche que celle faite selon la norme SIA 269²⁰¹¹) afin de déterminer le nouveau comportement de la structure.

Nous présentons les principaux résultats obtenus des diverses vérifications dans les tableaux Tableau 16, Tableau 17, Tableau 18 et Tableau 19 :

Zone de vérification	$n_{\text{câble}}$	M_d [kNm]	M_{Rd} [kNm/m']	$n = M_{Rd}/M_d$	Vérification
En travée	4 x 14T15S	13287	19721	1.5	OK
Sur appui	5 x 14T15S	23478	25649	1.1	OK

Tableau 16 : Vérification à la flexion des sections selon SIA 261²⁰⁰³ : poutre amont

Zone de vérification	Nombre et type de câbles	M_d [kNm]	M_{Rd} [kNm/m']	$n = M_{Rd}/M_d$	Vérification
En travée	4 x 14T15S	8781	18062	2.1	OK
Sur appui	5 x 14T15S	18062	25767	1.5	OK

Tableau 17 : Vérification à la flexion des sections selon SIA 261²⁰⁰³ : poutre aval

Zone de vérification	Nombre et type de câbles	V_d [kN]	V_{Rd} [kN]	$n = V_{Rd}/V_d$	Vérification
Poutre aval	4 x 14T15S	2389	2444	1.02	OK
Poutre amont	5 x 14T15S	2201	2397	1.1	OK

Tableau 18 : Vérification à l'effort tranchant longitudinal selon SIA 261²⁰⁰³

Zone de vérification	σ_d [kN]	σ_{Rd} [kN]	$n = \sigma_{Rd}/\sigma_d$	Vérification
Poutre aval	11	12.1	1.1	OK
Poutre amont	8.8	12.1	1.2	OK

Tableau 19 : Vérification du champ de compression

Nous remarquons dans les tableaux ci-dessus que les vérifications à la flexion et à l'effort tranchant longitudinaux sont satisfaites, selon les normes SIA 260²⁰⁰³ et SIA 261²⁰⁰³. Donc, l'ouvrage ne présente aucune défaillance dans le sens longitudinal.

3.5.6 Vérification de la stabilité des béquilles

Dans ce paragraphe, nous allons vérifier la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des forces horizontales. Pour cette analyse, nous négligeons la charge du vent par hypothèse qu'il s'agit d'un pont massif. Les effets considérés pour la vérification sont la force de freinage, les imperfections initiales et les effets de second ordre.

Le détail de calcul pour la vérification à la stabilité se trouve dans le note de calcul en annexe.

Le Tableau 20 présente les principaux résultats de l'analyse de la stabilité du pont :

N° béquille	l [m]	e_{od} [m]	$M_{d,act}$ [MNm]	$M_{Rd,act}$ [MNm]	n $= M_{Rd,act} / M_{d,act}$	Vérification
B1	14.6	0.024	3.7	4.5	1.2	OK
B2	21.6	0.036	5.5	7.25	1.3	OK
B3	20.7	0.035	4.1	7.25	1.7	OK

Tableau 20 : Vérification à la stabilité du pont

Les résultats montrent que le degré de conformité $n > 1$ pour les trois béquilles. Alors l'armature disposée est suffisante pour la stabilité. Il pourrait être intéressant d'effectuer une nouvelle vérification en considérant les charges selon la norme SIA 261 afin de voir le comportement des béquilles sous une charge plus élevée.

3.6 Vérification parasismique de l'ouvrage

3.6.1 Généralités

Après une action sismique, un pont doit être le moins possible endommagé afin de maintenir une circulation d'urgence et de pouvoir être réparé rapidement et facilement. Il est donc important que le tablier soit conçu d'une manière à être le moins détruit possible, donc rester dans le domaine élastique. Seules les piles doivent être plastifiées.

La conception de notre ouvrage est de type ductile car le tablier est encastré au niveau des béquilles et repose sur des appareils d'appui au niveau des culées.

La démarche générale pour l'analyse sismique d'un ouvrage est la suivante :

- Inventaire des charges à considérer et de la géométrie de l'ouvrage
- Définition du type de mouvement sismique (longitudinal ou transversal) : détermination du type de liaison entre le tablier et la pile/culée, de la masse, de la rigidité et les données sismiques de l'ouvrage (sismicité de la zone où se situe l'ouvrage).
- Choix du type d'analyse
- Détermination des sollicitations sismiques à partir d'une modélisation avec les différentes combinaisons d'actions.
- Vérifications des différents éléments de l'ouvrage (surtout la résistance des piles)

A partir des données sismiques du projet, nous déterminerons le spectre de calcul afin d'évaluer la réponse de l'ouvrage.

Pour commencer la vérification, nous déterminons les différents paramètres ci-dessous pour le modèle de calculs :

➤ *Zone de risque sismique*

La répartition de l'aléa sismique montre que la Suisse est subdivisée en quatre zones de sismicité croissante où une valeur de calcul de l'accélération horizontale du sol a_{gd} est attribuée à chaque zone. (Indication de l'annexe F de la norme SIA 261).

L'ouvrage étudié se situe dans le canton du Valais qui reste la région présentant le danger sismique le plus élevé ; soit en zone de séisme Z3b où l'accélération horizontale du sol vaut $a_{gd} = 1.6 \text{ m/s}^2$. Par conséquent, il est impératif de faire une vérification parasismique de l'ouvrage.

➤ *Sol de fondation*

Un autre paramètre important pour la vérification parasismique de l'ouvrage est la classe de fondation qui montre l'influence de la nature du sol de fondation. En effet, la norme SIA 261 : 2003 – *Actions sur les structures porteuses* définit 6 classes en fonction du type de sol. Le tableau présente les différentes classes de sols de fondation :

Classe du sol de fondation	Description	v_s [m/s]	N_{SPT}	s_u [kN/m ²]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	Roche dure (p.ex. granite, gneiss, quartzite, calcaire siliceux, calcaire) ou roche tendre (p.ex. grès, Nagelfluh, marne jurassique, argile opalinus), sous une couverture de terrain meuble d'une épaisseur maximale de 5 m	> 800	–	–	1,00	0,15	0,4	2,0
B	Dépôts étendus de sable et de gravier cimentés et/ou sol préconsolidé d'une épaisseur supérieure à 30 m	400...800	> 50	> 250	1,20	0,15	0,5	2,0
C	Dépôts de sable et gravier normalement consolidés et/ou matériau morainique d'une épaisseur supérieure à 30 m	300...500	15...50	70...250	1,15	0,20	0,6	2,0
D	Dépôts de sable fin non consolidé, de limon et d'argile d'une épaisseur supérieure à 30 m	150...300	< 15	< 70	1,35	0,20	0,8	2,0
E	Couche alluviale superficielle des classes de sols de fondation C ou D, d'une épaisseur de 5 à 30 m reposant sur une couche plus compacte des classes de sols de fondation A ou B	–	–	–	1,40	0,15	0,5	2,0
F	Dépôts à structure sensible et organiques (p.ex. tourbe, craie lacustre, masses glissées), d'une épaisseur supérieure à 10 m	–	–	–	–	–	–	–

Tableau 21 : Classe de sols de fondation (extrait de la norme SIA 261 : 2003 – Actions sur les structures porteuses)

Selon la carte cantonale des classes de fondation, l'ouvrage se trouve dans une classe de sol A. Les valeurs des paramètres intervenant dans le calcul du spectre de dimensionnement sont résumées dans le tableau Tableau 22 :

Classe de sol	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1	0.15	0.4	2

Tableau 22 : Valeurs des paramètres intervenant dans le spectre de dimensionnement

La structure étant complexe, donc irrégulière, nous avons fait recours à un modèle numérique pour effectuer l'analyse sismique.

La démarche à suivre pour le calcul des sollicitations sismiques est la suivante :

- Modélisation de la structure
- Calcul des fréquences propres, les modes propres et les périodes propres
- Calcul du spectre de dimensionnement en accélération horizontale $S_d(T)$ associé à la période propre T dans les directions longitudinale et transversale et déterminé selon les relations suivantes (source : norme SIA 261 : 2003 – Actions sur les structures porteuses) :

$$- S_d = \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} S \left(0.67 + \left(\frac{2.5}{q} - 0.67 \right) \frac{T}{T_B} \right) \quad (0 \leq T \leq T_B)$$

$$- S_d = 2.5 \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} \frac{S}{q} \quad (T_B \leq T \leq T_C)$$

$$- S_d = 2.5 \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} S \frac{T_C}{Tq} \quad (T_C \leq T \leq T_D)$$

$$- S_d = 2.5 \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} S \frac{T_C T_D}{T^2 q} \geq 0.1 \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} \quad (T_D \leq T)$$

Les aciers d'armature étant de classe de ductilité C, la norme SIA 262 : 2013 – *Construction en béton* définit le coefficient de comportement $q = 2$ qui traduit la capacité de l'ouvrage à se déformer plastiquement sans perte de résistance.

- Calcul des sollicitations sismiques

Notons que le nombre de modes propres à utiliser est un facteur important afin que les résultats soient représentatifs du comportement réel de l'ouvrage. En effet, on se restreint à un nombre de modes pour lequel la somme modale de ces modes est proche de la masse totale de l'ouvrage (en pratique, la masse excitée doit être supérieure ou égale à 90% de la masse totale de l'ouvrage)

Pour analyser le comportement dynamique de l'ouvrage, nous avons fait une modélisation de l'ouvrage sur le logiciel éléments finis « Scia for engineer ».

3.6.2 Calcul de sollicitations sismiques : Flexion et effort tranchant

a) Méthode d'analyse pour les actions transmises par le tablier

Afin de déterminer les sollicitations sismiques, nous utilisons la méthode du mode fondamental qui permet de déterminer la force statique équivalente correspondant au mode fondamental et à la période propre dans les trois directions. Par la suite, nous ferons l'analyse sismique que dans deux directions (longitudinale et transversale).

b) Séisme longitudinal

Dans le sens longitudinal, nous admettons que le tablier est rigide et indéformable. Nous utilisons une méthode de calcul basé sur un modèle de tablier rigide. La force équivalente est ainsi donnée par la relation suivante :

$$F = M * S_d(T)$$

Avec :

M : Masse effective totale de la structure (masse du tablier + masse de la moitié supérieure des béquilles)

$S_d(T)$: Accélération spectrale du spectre de dimensionnement

Sous séisme longitudinal, nous avons les valeurs suivantes issue de la modélisation sur SCIA engineer :

Mode	ω [rad/s]	T [s]	% masse modale	% \sum masses modale	$S_d[m/s^2]$
1	4.5	1.4	0.53	0.93	0.07

La répartition des forces de remplacement qui s'appliquent en tête de chaque appui est proportionnelle à leur rigidité K car le déplacement de tous les appuis est le même dans le cas d'un tablier rigide.

- Vérification de la section à la flexion

La résistance des sections à la flexion est donnée par la relation suivante :

$$M_{Rd,act.} \geq M_{d,act}$$

- Vérification de la section à l'effort tranchant :

La résistance à l'effort tranchant est déterminée par la relation suivante :

$$V_{Rd,s,act} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{sd} \cot \alpha \geq V_{d,act}$$

Nous disposons des étriers $\emptyset 14@50$ et nous admettons que l'inclinaison des bielles de compression vaut $\alpha = 30^\circ$.

Les résultats issus de la vérification parasismique sont résumés dans le tableau ci-dessous

- Vérification des bielles de compression

Le contrôle des bielles de compression se fait par la relation suivante :

$$V_{Rd,c,act} = b_w \cdot k_c \cdot z \cdot f_{cd} \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \geq V_{d,act}$$

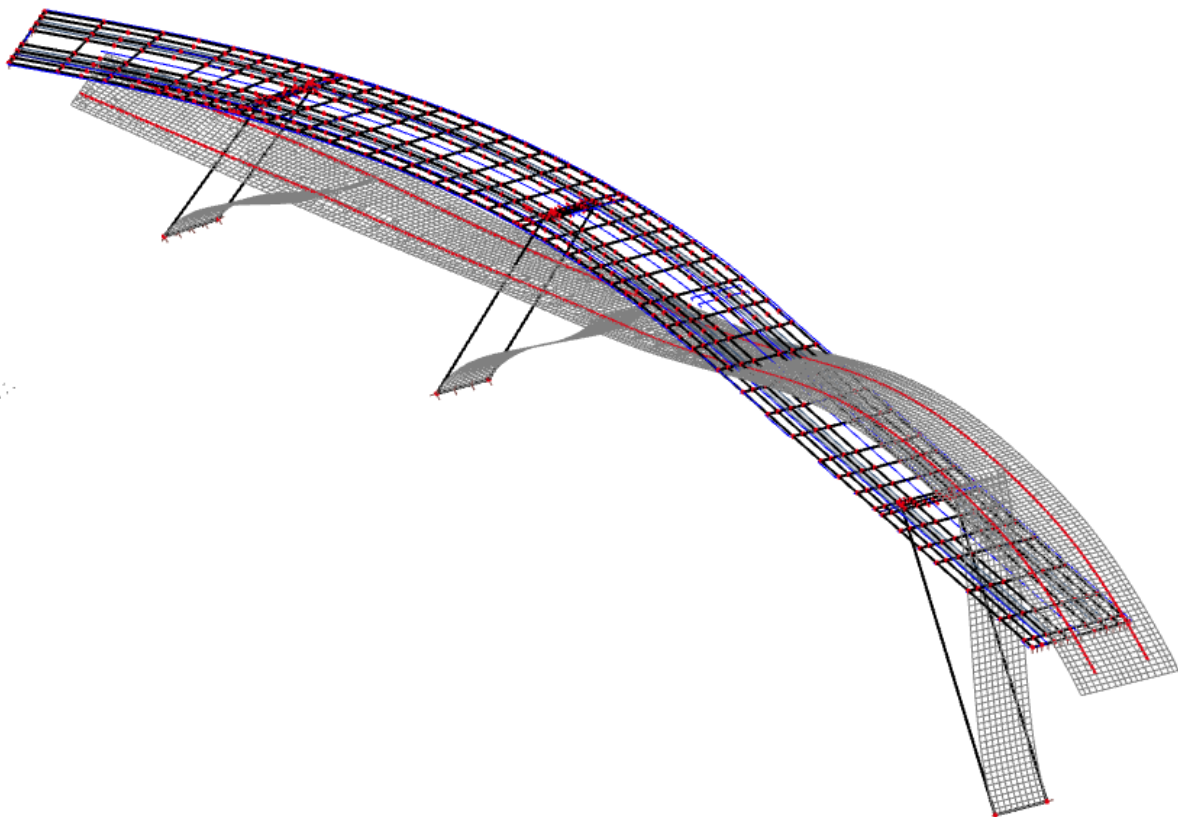


Figure 18 : Déformé de la structure sous séisme longitudinal

c) Séisme transversal

Dans le sens transversal, les appuis deviennent souples et les efforts sismiques sont déterminées à partir de la méthode à tablier flexible.

Sous séisme transversal, nous avons les valeurs suivantes issue de la modélisation sur SCIA engineer :

Mode	ω [rad/s]	T [s]	% masse modale	% \sum masses modale	S_d [m/s^2]
2	8.7	0.7	0.53	0.93	0.14

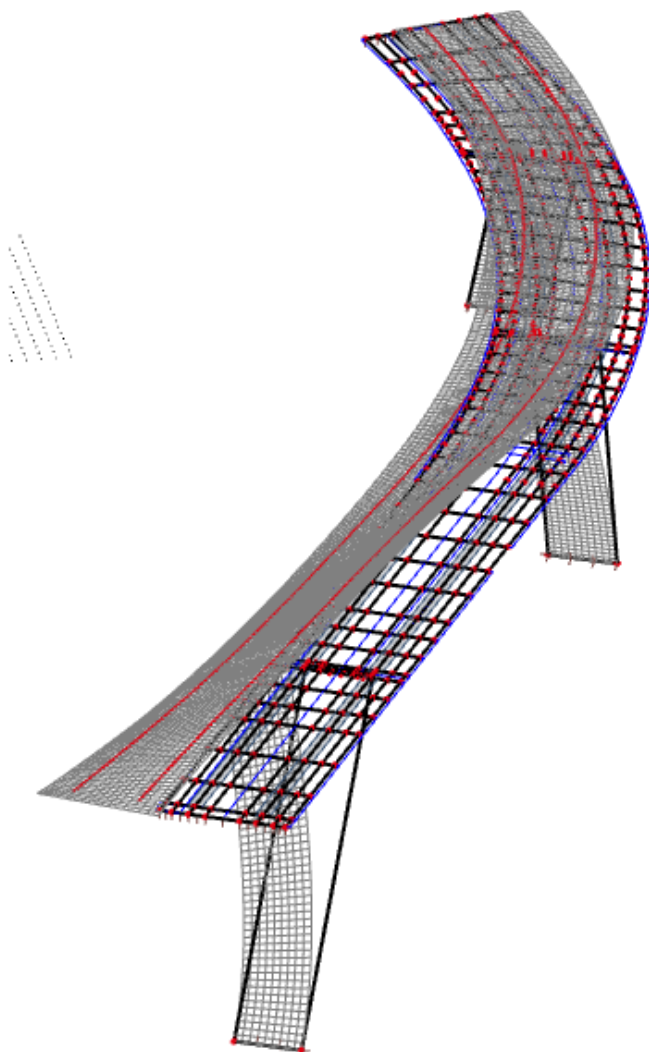


Figure 19 : Déformé de la structure sous séisme transversal

4 Conclusion : recommandation de l'intervention sur l'ouvrage

Le tableau Tableau 23 présentent les différents résultats de la vérification structurale :

Eléments porteurs	Efforts intérieurs	Vérification
Tablier	Flexion transversale	Conforme
	Effort tranchant transversal	Conforme
	Poinçonnement	Conforme
Poutres principales	Flexion longitudinal	Conforme
	Effort tranchant longitudinal	Conforme
Béquilles	Résistance et stabilité	Conforme
	Vérification parasismique	Conforme

Tableau 23 : Principaux résultats de la vérification structurale

Ce tableau montre que la sécurité structurale est garantie. De plus, l'inspection de ces éléments montre également que ceux-ci sont en bon état et ne nécessitent aucun renforcement.

L'inspection et la vérification structurale montre que l'ouvrage peut être conservé pour une durée supplémentaire de plusieurs années tout en effectuant régulièrement des travaux d'assainissement (étanchéité et joints de chaussée, etc.)

La vérification selon les normes SIA 269 présente des degrés de conformité supérieurs à 1 dont le plus petit est celui de la vérification à la flexion et au poinçonnement et vaut 1.02. Nous déduisons que le dimensionnement de l'ouvrage a été surestimé.

Dans la continuité du projet, la recommandation d'intervention est d'utiliser le surplus de la capacité portante pour implanter un tablier supérieur afin d'avoir deux voies unidirectionnelles sur chaque tablier.

5 Références

- SN 505 269/1, SIA 269/1: 2011 - Bases pour la maintenance des structures porteuses - Actions. (s.d.).*
- Article de l'étude AGB2002/005 : Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé. (s.d.).*
- Article de l'étude AGB2002/028 : Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers. (s.d.).*
- Article de l'étude AGB2009/005 : Charges de trafic actualisées pour les dalles de roulement en béton des ponts existants. (s.d.).*
- Directives OFROU: 2005 - Evaluation parasismique des ponts - routes existantes. (s.d.).*
- Directives OFROU: 2008 -Surveillance et entretien des ouvrages d'art des routes nationales. (s.d.).*
- SN 505 260, SIA 260: 2013 - Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses. (s.d.).*
- SN 505 261, SIA 261: 2013 - Actions sur les structures porteuses (nouvelle construction). (s.d.).*
- SN 505 262, SIA 262 : 2003 – Construction en béton. (s.d.).*
- SN 505 269, SIA 269/2: 2011 - Bases pour la maintenance des structures porteuses - Structures en béton. (s.d.).*
- SN 505 269, SIA 269: 2011 - Bases pour la maintenance des structures porteuses. (s.d.).*
- SN 588 469, SIA 469: 1997 - Conservation des ouvrages. (s.d.).*