

Pont du Vaudioux – RN5 sur la Lemme

Evaluation structurale de l'ouvrage

RAPPORT D'ETUDE

Octobre 2023

Le Cerema est un établissement public sous la tutelle du ministère de la Transition écologique, présent partout en métropole et dans les Outre-mer grâce à ses 26 implantations et ses 2 400 agents. Détenteur d'une expertise nationale mutualisée, le Cerema accompagne l'État et les collectivités territoriales pour la transition écologique, l'adaptation au changement climatique et la cohésion des territoires par l'élaboration coopérative, le déploiement et l'évaluation de politiques publiques d'aménagement et de transport.

Doté d'un fort potentiel d'innovation et de recherche incarné notamment par son institut Carnot Clim'adapt, le Cerema agit dans 6 domaines d'activités : Expertise & ingénierie territoriale, Bâtiment, Mobilités, Infrastructures de transport, Environnement & Risques, Mer & Littoral.

Site web : www.cerema.fr

Pont du Vaudioux – RN5 sur la Lemme

Evaluation structurale de l'ouvrage

Commanditaire : DIR Est

Auteur : Cerema Centre-Est

Affaire suivie par :

Christophe AUBAGNAC – Agence d'Autun – Groupe OA

Tél. : +33(0)3 85 86 67 02

Courrier : christophe.aubagnac@cerema.fr

Direction - Centre-Est – Agence d'Autun – ZI Saint-Andoche - Bd Bernard Giberstein BP 141– 71404 AUTUN Cedex

Historique des versions du document

Version	Date	Commentaire
V1F	13/10/2023	Première version finale du document

Références

N° d'affaire : 23-CE-0075

Rapport	Nom	Date	Visa
Etabli par	Fabien RENAUDIN		
Contrôlé par	François SPATARO		
Validé par	Christophe AUBAGNAC		

Résumé de l'étude

La présente étude consiste en une évaluation structurale du pont du Vaudioux de la RN5 sur la Lemme dans le Jura. Il s'agit d'un pont à 2 travées isostatiques constituées chacune de 4 poutrelles en béton armé sous chaussée reliées par un hourdis et des entretoises également en béton armé.

L'étude montre que la structure du tablier est apte à accepter un trafic conforme au Code de la Route sous réserve de l'absence d'une corrosion significative des armatures passives résistantes.

5 à 10 mots clés à retenir de l'étude

Poutre béton armé sous chaussée	Appui maçonnerie
Hourdis béton armé	
Travée isostatique	
Sommier béton armé	
Evaluation structurale	

Statut de communication de l'étude

Les études réalisées par le Cerema sur sa subvention pour charge de service public sont par défaut indexées et accessibles sur le portail documentaire du Cerema. Toutefois, certaines études à caractère spécifique peuvent être en accès restreint ou confidentiel. Il est demandé de préciser ci-dessous le statut de communication de l'étude.

- ☐ Accès libre : document accessible au public sur internet
- ☐ Accès restreint : document accessible uniquement aux agents du Cerema
- ☒ Accès confidentiel : document non accessible

Cette étude est capitalisée sur la plateforme documentaire [CeremaDoc](https://doc.cerema.fr/), via le dépôt de document : <https://doc.cerema.fr/depot-rapport.aspx>

Contexte et objet de l'étude

Le Service Ouvrages d'Art de la Direction Interdépartementale des Routes Est a sollicité le Cerema pour établir le diagnostic de l'état du pont de la RN5 sur la Lemme situé sur la commune du Vaudioux (39).

La mission d'assistance réalisée par le Cerema comprend :

- un **diagnostic du matériau béton armé** de l'ouvrage permettant d'obtenir des données et informations objectives nécessaires à l'évaluation structurale de l'ouvrage ainsi qu'à la définition des scénarios de réparation de l'ouvrage ;
- une **évaluation structurale** (estimation de la capacité portante) du tablier, objet du présent rapport.

La présente étude correspond à l'évaluation structurale. L'objectif est d'appliquer les dernières recommandations en termes d'évaluation des ouvrages existants (notamment s'assurer du respect des justifications à l'état limite ultime et pas seulement à l'état limite de service comme cela a été fait lors des études précédentes) et de produire un calcul de comparaison entre les charges du fascicule 61 titre II de 1971 et les charges de l'Eurocode 1-2.

Sommaire

1	Présentation succincte de l'ouvrage	7
2	Documents de référence.....	8
2.1	Documentations techniques relatives à l'ouvrages	8
2.2	Règlements et documents de référence pour le recalcul	8
3	Etudes antérieures	8
4	Réévaluation structurale 2023.....	9
4.1	Hypothèses de calculs.....	9
4.1.1	Tablier	9
4.1.2	Appuis	11
4.1.3	Superstructures	12
4.1.4	Hypothèse sur les matériaux	12
4.1.5	Chargements.....	13
4.2	Etude du fonctionnement global	15
4.2.1	Flexion longitudinale.....	15
4.2.2	Etude de l'effort tranchant.....	17
4.3	Etude de la flexion dans le hourdis	19
4.3.1	Méthodologie.....	19
4.3.2	Géométrie	19
4.3.3	Actions	20
4.3.4	Charges admissibles	21
4.3.5	Synthèse	21
4.4	Etudes des entretoises courantes	21
4.4.1	Principes	21
4.4.2	Section résistante	22
4.4.3	Sollicitations	23
4.4.4	Justification de la flexion à l'ELU	24
4.4.5	Justification vis-à-vis de l'effort tranchant	25
4.4.6	Synthèse	25
5	Conclusion.....	26
6	ANNEXES.....	27
6.1	Modèles ST1	27
6.2	Fichiers de données CDS.....	27

1 PRESENTATION SUCCINCTE DE L'OUVRAGE

Le pont du Vaudioux porte la RN 5 (PR 277+500) et franchit la rivière « la Lemme » sur la commune du Vaudioux (39).

L'ouvrage a été construit en 1954 et dimensionné conformément aux règlements de calcul de l'époque :

- Règlement de charge du 10 mai 1927 modifié par la circulaire du 29 août 1940 avec prise en compte du convoi militaire de 2^{ème} classe ;
- Règlement relatif à l'emploi du béton armé du 9 juillet 1934.

En outre les calculs de dimensionnement d'origine ont été conduits en considérant :

- Les abaques de M. Pigeaud pour la justification du hourdis ;
- L'article de M. Courbon publié dans les annales des Ponts et Chaussées de Noc-Déc 1940 en considérant les entretoises infiniment rigides.

Le tablier est composé de 2 travées indépendantes dont les tabliers de 25,00 m de portée et 26,10 m de longueur, sont constitués :

- de 4 poutres : 2 poutres de rive de 1,99 m de hauteur et 2 poutres centrales de 2,14 m de hauteur dont l'épaisseur d'âme est de 35 cm, elles présentent un talon de 0,59 m de largeur et de 0,24 m de hauteur,
- de 4 entretoises intermédiaires de 20 cm d'épaisseur et de 2 entretoises d'about,
- d'un hourdis en béton armé de 20 cm d'épaisseur,
- de trottoirs en encorbellement (dalles en béton armé d'épaisseur 9,5 cm semi-encastées sur des consoles en béton armé espacées de 1,028 m).

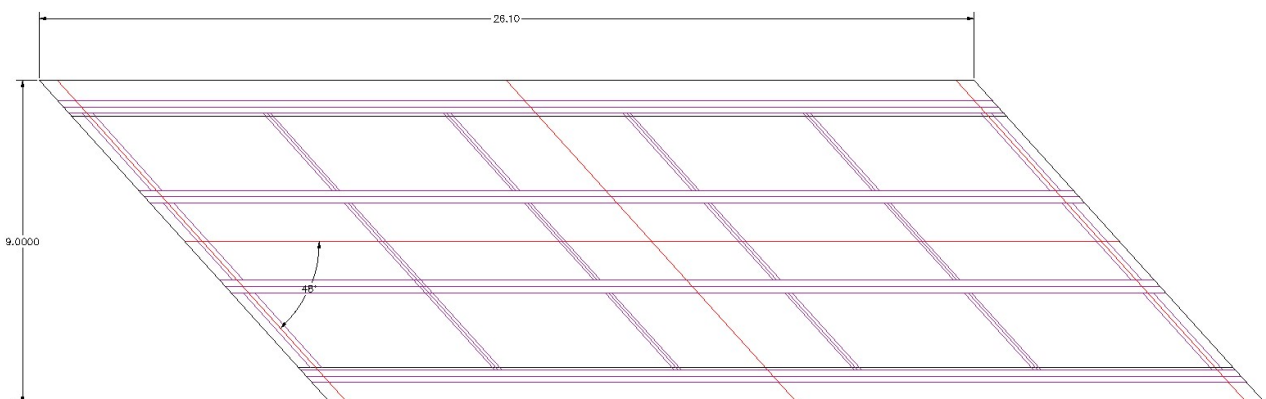
La largeur de la chaussée est de 7,00 m, celle des trottoirs de 1,00 m.

La couche de chaussée d'origine a une épaisseur de 5 cm.

Les appuis en maçonnerie sont surmontés d'un sommier supérieur en béton armé. Ils sont fondés superficiellement.

La culée Rive Gauche est celle située dans les conditions géotechniques les plus défavorables.

Les appareils d'appui sont mobiles à une extrémité de poutre et fixes à l'autre. Les appareils d'appui mobiles sont constitués à l'origine de pendules de béton fretté de section 0,25 m x 0,15 m et de 0,60 m de longueur positionnés selon un axe perpendiculaire à celui des poutres. Les appuis fixes (section rétrécie de béton goujonnée) sont positionnés sur la pile et se font par l'intermédiaire de l'entretoise d'about.



Vue en plan d'un tablier avec matérialisation des poutres et entretoises

2 DOCUMENTS DE REFERENCE

2.1 Documentations techniques relatives à l'ouvrages

- **Dossier de la construction**

Note de calcul 1953 – Aménagement de grands itinéraires internationaux et économiques – Itinéraire Dijon – Genève – Département du Jura – Rectification de la Billaude – Pont sur la Lemme – Ponts et Chaussées du Jura

- **Dossier de surveillance**

Pont du Vaudioux – Rapport d'inspection détaillée – 2021 – Cerema Agence d'Autun

- **Dossier d'études**

Pont du Vaudioux – Notice – Capacité portante de l'ouvrage – 1990 – DDE du Jura

Pont du Vaudioux – Passage PSIBA – Note de calcul électronique – 1990 – DDE du Jura

2.2 Règlements et documents de référence pour le recalcul

Sétra (2012). Note d'information du Sétra n°35 « Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants »

Cerema (2016). Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art

Sétra (1983). Guide d'emploi du BAEL 1983

Cerema (2021). Guide « Evaluation structurale et réparation des VIPP »

Fascicule 61 - Titre II - Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art - Programme de charges et épreuves des ponts-routes

Fascicule 62 - Titre I - Section I - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99

Fascicule 61 Titre V – Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier (révision du 18 février 1978)

Eurocodes

3 ETUDES ANTERIEURES

L'ouvrage a été construit en **1954** par l'entreprise Lamy-Trente et Cie de la Chamuze (39).

Il a fait l'objet de travaux importants en **1994** (reprise des rives avec démolition des encorbellements, réfection de l'étanchéité et des joints de chaussée, réparation du béton armé du tablier avec démolition/reconstruction des murs garde-grèves pour traiter correctement les abouts de poutre, remplacement des pendules d'appui sur culée par des appareils d'appui en caoutchouc fretté, protection du parement de la culée Rive Gauche).

La couche de roulement a fait l'objet d'une réfection en 2000.

L'ouvrage a fait l'objet d'une étude par la DDE du Jura en 1990, complétée par des études successives du CETE de Lyon en 1991 et 1993 en considérant le règlement de charge de 1971 et le BAEL 1983.

Les principales conclusions de ces études sont les suivantes :

- Dépassements modérés constatés à l'ELS pour les poutres centrales (dépassement de 2%) et le hourdis (dépassement de 8%) en considérant les sections d'acier non corrodées ;
- Dépassement à l'ELS plus significatifs lorsqu'une corrosion des aciers passifs est considérée (2 hypothèses de réduction considérées avec respectivement perte de diamètre de 2 mm puis de 5 mm) : dépassement de 9 % pour les poutres de rive et de 12 % pour les poutres centrales ;
- Pas de déficit de résistance des entretoises intermédiaires même en considérant un camion transport des grumes en situation de surcharge.

4 REEVALUATION STRUCTURALE 2023

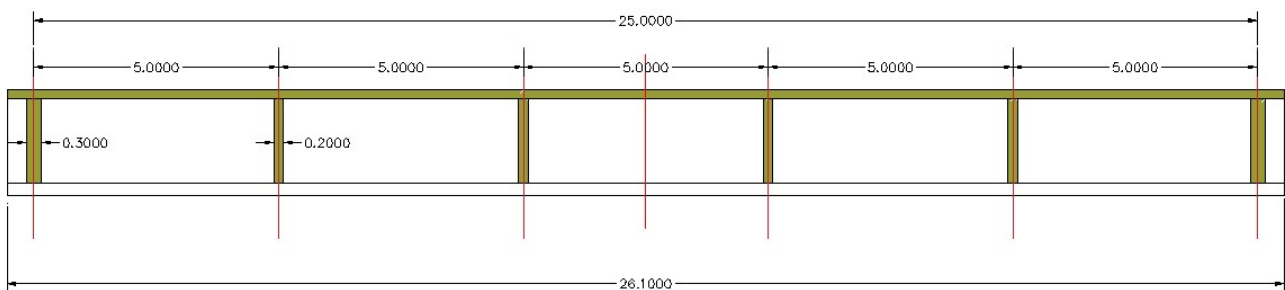
L'objectif de la réévaluation est d'appliquer les dernières recommandations en termes de d'évaluation des ouvrages existants (notamment s'assurer du respect des justifications à l'état limite ultime et pas seulement à l'état limite de service) et de produire un calcul de comparaison entre les charges du fascicule 61 titre II de 1971 et les charges de l'Eurocode 1-2.

4.1 Hypothèses de calculs

4.1.1 Tablier

4.1.1.1 Géométrie

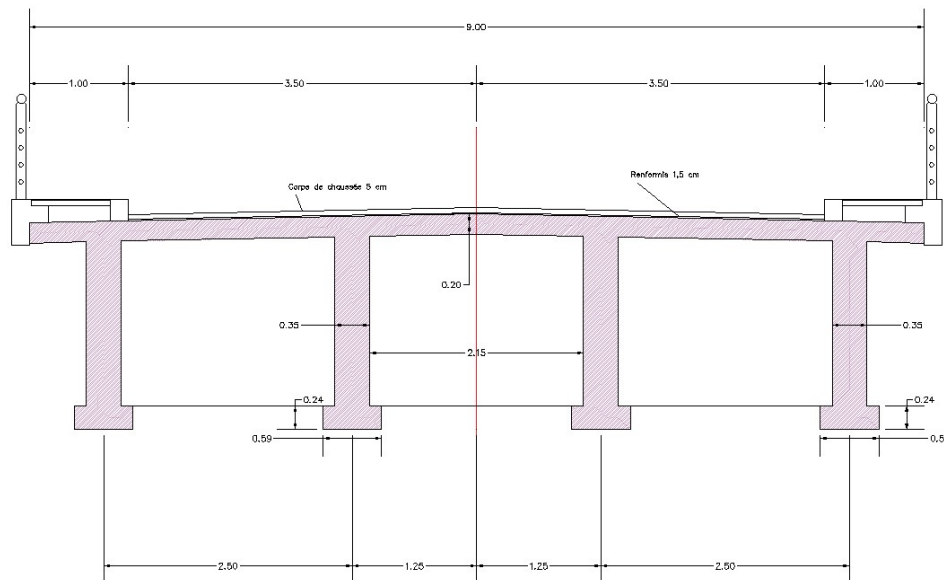
Le tablier comprend 2 travées indépendantes de 26,10 m de longueur (25,00 m de portée). Il est constitué de quatre poutres béton armé d'entraxe 2,50 m et présente 4 entretoises intermédiaires espacées de 5,00 m.



Coupe dans l'axe longitudinal de l'ouvrage

Le hourdis béton armé présente une épaisseur de 20 cm.

Le tablier supporte une chaussée de 7,00 m de largeur et deux trottoirs de 1,00 m de largeur utile.

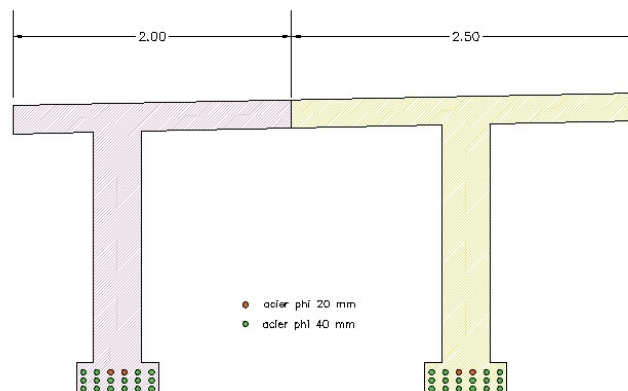


Coupe transversale schématique l'ouvrage

4.1.1.2 Ferrailage des poutres en flexion à mi-travée

Le ferrailage des poutres à mi-travée est donné par la note de calculs de 1953 et la notice de 1990.

Il est constitué de 16 phi 40 mm et de 2 phi 20 mm soit 207,4 cm². La position du centre de gravité de ces aciers se situe à 10,7 cm au-dessus de la sous-face de poutre.



Coupe schématique transversale - Ferrailage passif de flexion dans le talon des poutres

4.1.1.3 Ferrailage des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant sur appui

Le ferrailage des poutres sur appui est donné par la note de calculs de 1953 et la notice de 1990.

Pour ce qui concerne les aciers longitudinaux, il est constitué de 8 phi 40 mm. Pour ce qui concerne les aciers transversaux, il est constitué de 8 phi 10 mm tous les 18 cm soit 34,89 cm²/m.

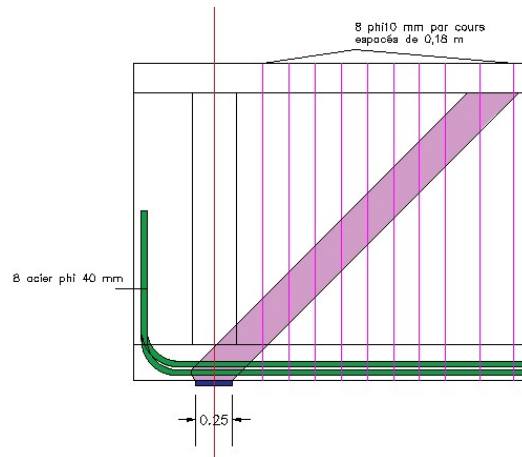


Schéma de principe de vérification de l'about

4.1.1.4 Ferrailage du hourdis

Le ferraillage du hourdis est donné par la note de calculs de 1953 et la notice de 1990.

Le ferraillage transversal en fibre inférieure du hourdis est constitué de phi 16 mm à raison de 6 par mètre soit $12,06 \text{ cm}^2/\text{m}$. Le ferraillage longitudinal en fibre inférieure est constitué de phi 16 mm à raison de 5 par mètre soit $10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$.

4.1.1.4.1 Ferrailage de l'encorbellement

L'encorbellement a été reconstruit en 1994. **Nous ne disposons pas des données permettant une vérification de sa résistance.**

4.1.1.4.2 Ferrailage des entretoises intermédiaires

La section du ferraillage longitudinal inférieur donnée par la note de calcul de 1953 est de $19,6 \text{ cm}^2$ (4 phi 25 mm dont le centre de gravité est situé à 5 cm au-dessus de la sous-face).

La section d'acier transversale est constituée de 4 phi 8 mm tous les 25 cm soit $8,04 \text{ cm}^2/\text{m}$.

4.1.2 Appuis

A l'origine seule la culée Rive gauche a été justifiée car placée dans les conditions les plus défavorables. **Notre évaluation ne portera pas sur les appuis.**

4.1.2.1 Culées

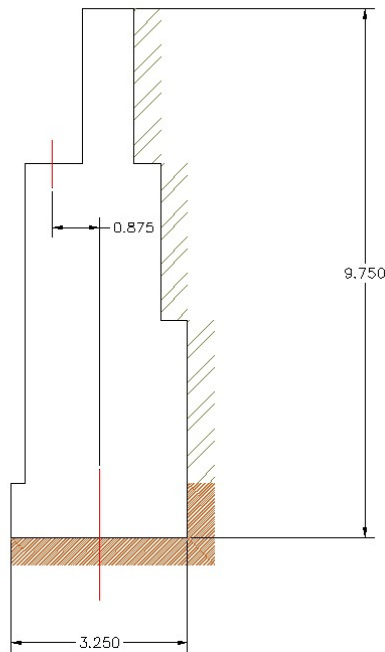
Les culées sont de type « à mur de front poids ».

La culée Rive Gauche est fondée à la cote -9,75 m par rapport au niveau « chaussée ».

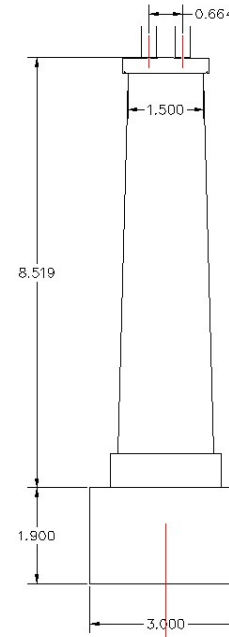
Le mur présente des redans et la largeur à la base de la fondation est de 3,25 m.

4.1.2.2 Pile

La pile est fondée environ à la cote -12,5 m par rapport au niveau « chaussée ». La largeur de la fondation est de 3,00 m.



Coupe transversale de la culée Rive Gauche



Coupe de la pile

4.1.3 Superstructures

Les superstructures de l'ouvrage ont fait l'objet d'une réfection totale en 1994. **En l'absence de données précises** nous retiendrons les hypothèses suivantes :

- garde-corps métallique en rive de type S3 d'un poids de 35 kg/m par côté ;
- corniche béton armé d'un poids de 170 kg/m par côté ;
- trottoir d'une épaisseur moyenne de 25 cm et d'une largeur de 1 m représentant un poids de 625 kg/m par côté ;
- étanchéité par feuille préfabriquée de 1 cm d'épaisseur moyenne de masse volumique 24 kN/m³ (pondération par 1,2) ;
- structure de chaussée de 8 cm d'épaisseur moyenne de masse volumique 24 kN/m³ (pondération par 1,4).

4.1.4 Hypothèse sur les matériaux

4.1.4.1 Béton

Le poids volumique du béton armé du tablier est pris égal à 25 kN/m³.

En cohérence avec les études antérieures, nous retiendrons pour les calculs une valeur de résistance caractéristique à la compression f_{ck} égale à 25 MPa. La résistance de calcul f_{cd} est égale à $f_{ck} / 1,5 = 16,7$ MPa.

On en déduit la résistance caractéristique en traction $f_{tk} = - (0,6 + 0,06 f_{ck}) = -2,10$ MPa.

4.1.4.2 Aciers passifs

Compte tenu de la date de construction de l'ouvrage, nous retenons une limite élastique f_e de 240 MPa pour les aciers passifs (aciers doux lisses) et un module de Young $E_s = 200\,000$ MPa.

La limitation de la contrainte dans l'acier à l'ELS caractéristique est de $0,8 \times 240 = 192$ MPa. La limitation de contrainte à l'ELU fondamental est de $240/1,15 = 208,7$ MPa.

Dans ces conditions, c'est l'ELU qui détermine la résistance en flexion simple.

4.1.5 Chargements

4.1.5.1 Charges permanentes

Nous faisons l'hypothèse que les poutres reprennent le poids de hourdis correspondant à la largeur de hourdis qui leur est associée. Les superstructures se répartissent de façon égale sur les poutres (selon la méthode de Courbon pour un chargement centré sur un profil en travers symétrique).

A partir des hypothèses formulées ci-avant nous obtenons les sollicitations suivantes :

Poids propre			
	Poutre centrale	Poutre de rive	
Poids propre béton p_{pp}	3,09	2,80	t/m
Superstructures			
Poids des superstructures $p_{sup,max}$	0,94	0,94	t/m

Le poids des entretoises intermédiaires (pour 1 entretoise) est de 1,3 t pour une poutre de rive et de 2,6 t pour une poutre centrale.

Le poids des entretoises d'about (pour 1 entretoise) est de 1,54 t pour une poutre de rive et de 3,1 t pour une poutre centrale.

4.1.5.2 Charges routières du fascicule 61 titre II de 1971

4.1.5.2.1 Classe du pont et charges à considérer

Nous considérons les charges routières civiles (systèmes A et B) du fascicule 61 titre II de 1971.

La largeur chargeable l_c de chaussée est de 7,00 m, le pont est de 1^{ère} classe et possède deux voies de calcul de 3,50 m. La largeur chargeable de trottoir est de 1,00 m.

Les charges à considérer sont :

- la charge répartie $A(l)$,
- le convoi B_c ,
- le convoi B_t ,
- la roue isolée B_r ,
- la charge du trottoir (150 kg/m² pour la flexion générale concomitante avec les charges de chaussée et 450 kg/m² pour la flexion locale) et une roue isolée de 6 tonnes pour un impact de 0,25 x 0,25 m² pour la vérification ELU seulement.

Nota : **en l'absence de données disponibles** sur la géométrie résistante des encorbellements, les charges locales de trottoirs ne seront pas utilisées.

4.1.5.2.2 Densité de charge $A(l)$

En application du fascicule 61 titre II, on a pour un tablier complet :

Portée L	25	m
$A(l)$	1,203	t/m ²
a_1 (2 voies)	1,0	
largeur chargeable l_c (m)	7,00	m
v	3,50	m
v_0	3,50	m
a_2	1,0	
$a(l) = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) \cdot l_c$	8,421	t/m

4.1.5.2.3 Coefficient dynamique pour le système B

Le coefficient dynamique est déterminé selon le fascicule 61 titre II et s'applique aux systèmes B :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L représente la longueur de l'élément exprimée en mètres, G sa charge permanente, et S sa charge B maximale (obtenue pour Bc pondéré par b_c).

Flexion longitudinale	L	G	S	δ
Bc	25,00 m	132t	455t	1,107

Flexion locale	L	G	S	δ
Bc	7,00 m	58t	66t	1,30

4.1.5.2.4 Combinaisons des actions

Les notations suivantes sont appliquées durant toute la définition des combinaisons :

- ▶ G : charges permanentes
- ▶ Q_r : enveloppe des charges A(l), B_c, B_t et B_r
- ▶ T_r : charges de trottoir

Les combinaisons étudiées sont les suivantes :

- ▶ ELU fondamental : 1.35 x G + 1.6 x Q_r + 1.6 x T_r
- ▶ ELS Rare (caractéristique) : G + 1.2 x Q_r + T_r
- ▶ ELS Quasi permanent : G

4.1.5.3 Charges routières de l'Eurocode

4.1.5.3.1 Classe du pont et charges à considérer

Nous considérons la classe de trafic 2 et le modèle de charge LM1.

Le tablier possède 2 voies de calcul de 3,00 m et une aire résiduelle de 1 m de large.

Les trottoirs sont chargés par la foule d'accompagnement q_{fcomb} = 3 kN/m².

4.1.5.3.2 Combinaisons des actions

Les notations suivantes sont appliquées durant toute la définition des combinaisons :

- ▶ G : charges permanentes
- ▶ TS : tandem du LM1
- ▶ UDL : charge uniformément répartie du LM1
- ▶ q_{fcomb} : charge de foule en accompagnement sur trottoir

Les combinaisons étudiées sont les suivantes :

- ▶ ELU fondamental : 1.35 x G + 1.35 (TS + UDL + q_{fcomb})

- ▶ ELS Rare (caractéristique) : $G + UDL + TS + q_{comb}$
- ▶ ELS Quasi permanent : G

4.2 Etude du fonctionnement global

4.2.1 Flexion longitudinale

4.2.1.1 Détermination des sollicitations

4.2.1.1.1 Répartition transversale des charges

La répartition transversale des charges routières entre poutres est déterminée selon la méthode de Courbon.

Nous obtenons :

Coefficient de répartition transversale	Poutre centrale	Poutre de rive
A(l) 2 voies	0,250	0,250
Bc 2 voies	0,291	0,368
Bt 2 voies	0,270	0,310
Trottoirs (les 2)	0,250	0,250
Trottoir (1 seul)	0,410	0,730
Voie 1 du LM1	0,330	0,490
Voie 2 du LM1	0,210	0,130
Aire résiduelle	0,130	/ (négatif)

4.2.1.1.2 Sollicitations

Les effets des charges permanentes sont les suivants :

Moment en t.m	Poutre centrale	Poutre de rive
Moment poids béton	292	248
Moment superstructures	76	76

Les effets des charges routières sont déterminés à l'aide d'un modèle ST1.

Moment en t.m	Poutre centrale	Poutre de rive
Moment max(A(l),Bc,Bt) 2voies (pondéré par 1,2)	205	204
Moment trottoir RF	6	9
Moment LM1+ q_{comb}	228	288

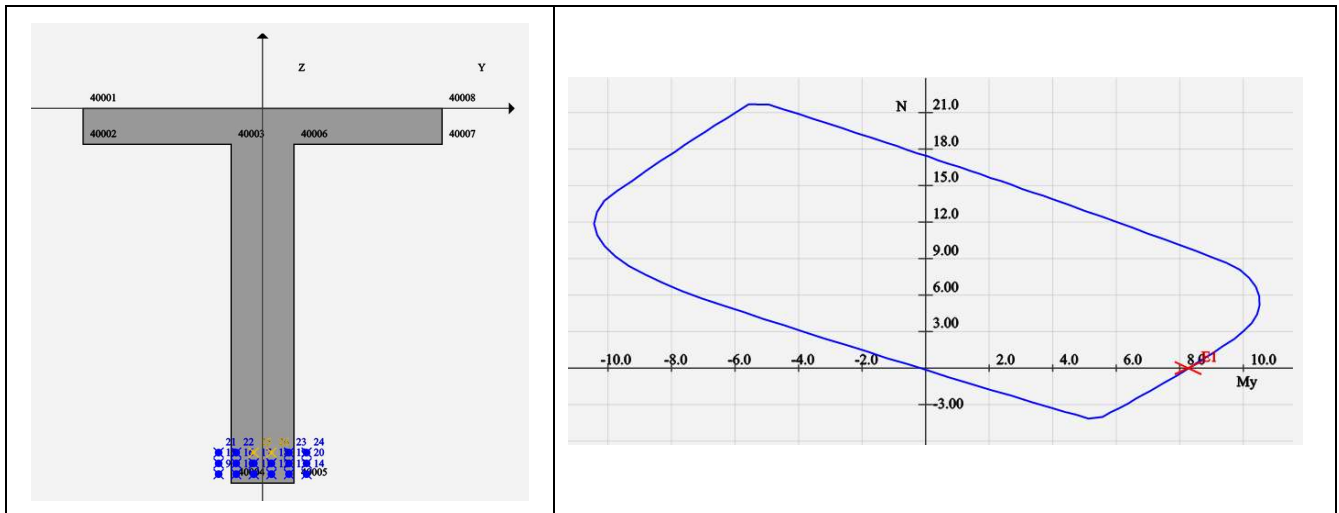
Le moment ELU est de :

- Poutre centrale :
 - Règlement français 781 t.m ;
 - Eurocode **805 t.m** ;
- Poutre de rive :
 - Règlement français 780 t.m ;
 - Eurocode **826 t.m**.

4.2.1.2 Justification sans prise en compte de la corrosion

Les sections sont justifiées à l'aide du logiciel CDS développé par le Cerema.

- Poutre de rive

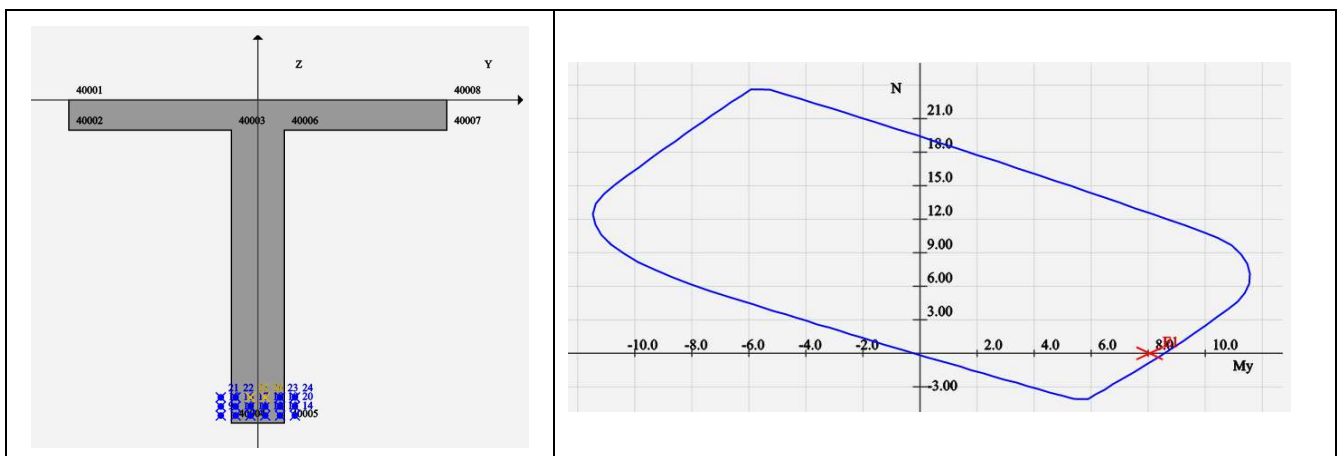


En considérant le moment ELU le plus élevé (charges Eurocodes), **la poutre de rive est justifiée**. Tous les aciers travaillent à leur limite de 208,7 MPa. Les contraintes et déformations dans le contour sont les suivantes :

Déformations et contraintes positives en compression		
z	Epsilon	Sigma (Mpa)
0.0000	0.177E-02	16.47
-0.2000	0.746E-04	1.22
-2.0900	-0.159E-01	0.00

L'axe neutre est située à 21,6 cm sous la fibre supérieure soit pratiquement à la jonction âme / hourdis.

- Poutre centrale



En considérant le moment ELU le plus élevé (charges Eurocodes), **la poutre centrale est justifiée**. Seuls les aciers du lit inférieurs travaillent à leur limite de 208,7 MPa.

Les contraintes et déformations dans le contour sont les suivantes :

Déformations et contraintes positives en compression		
z	Epsilon	Sigma (Mpa)
0.0000	0.578E-03	8.24
-0.2000	0.419E-03	6.26
-2.1400	-0.111E-02	0.00

L'axe neutre est située à 83,2 cm sous la fibre supérieure soit dans l'âme.

4.2.1.3 Justification avec prise en compte de la corrosion

Nous déterminons la perte d'épaisseur admissible sur le dernier lit d'acier ϕ 40 mm sous les charges du règlement français.

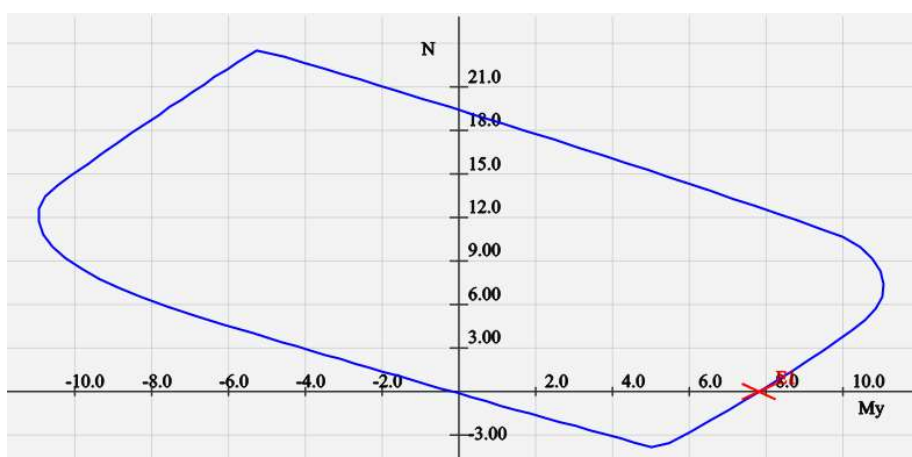
- Poutre de rive

Un équilibre est trouvé pour une perte maximale sur le dernier lit de ϕ 40 mm de 3,5 mm sur le diamètre.



- Poutre centrale

Un équilibre est trouvé pour une perte maximale sur le dernier lit de ϕ 40 mm de 5 mm sur le diamètre.



4.2.1.4 Synthèse

Les poutres sont justifiées en flexion sous les charges du règlement français et de l'Eurocode en l'absence de corrosion.

Les pertes d'épaisseur admissibles (sous charges du règlement français) sur le diamètre des aciers du lit inférieur sont de 3,5 mm pour la poutre de rive et 5 mm pour la poutre centrale.

4.2.2 Etude de l'effort tranchant

4.2.2.1 Détermination des sollicitations

Les effets des charges permanentes sont les suivants :

Effort tranchant en t	Poutre centrale	Poutre de rive
Effort tranchant poids béton	45	38
Effort tranchant superstructures	12	12

Les effets des charges routières sont déterminés à l'aide d'un modèle ST1. Les charges de trottoir sont supposées reprises uniquement par les poutres de rive.

Effort tranchant en t	Poutre centrale	Poutre de rive
Effort tranchant max(A(l) ; Bc ; Bt) 2voies (pondéré par 1,2)	36	46
Effort tranchant charge de trottoir	1	1
Effort tranchant LM1 + q _{comb}	36	45

L'effort tranchant ELU est de :

- Poutre centrale :
 - Règlement français **126 t** ;
 - Eurocodes 125 t ;
- Poutre de rive :
 - Règlement français **131 t** ;
 - Eurocodes : 129 t.

4.2.2.2 Résistance des bielles en compression

Il convient de vérifier que l'effort tranchant de calcul (d'après les résultats précédents) est inférieur à l'effort tranchant résistant $V_{Rd,max}$ calculé d'après la formule suivante :

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

où :

- α_{cw} est un coefficient prenant en compte l'état de contrainte dans la membrure comprimée avec $\alpha_{cw} = 1$ en absence de précontrainte ;
- b_w est la largeur d'âme de la poutre : $b_w = 0,35m$;
- $z = 0,9d$ où d est la distance entre la fibre supérieure et les armatures inférieures soit $d=1,88m$ pour la poutre centrale et $d=1,84m$ pour la poutre de rive ;
- $v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ où f_{ck} est la résistance caractéristique du béton soit $f_{ck} = 25 MPa$;
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,7 MPa$;
- α est l'angle entre les armatures verticales des cadres en acier et les armatures longitudinales : dans notre cas $\alpha=90^\circ$;
- θ est l'angle formé entre les armatures horizontales et les bielles en compression (45° ici).

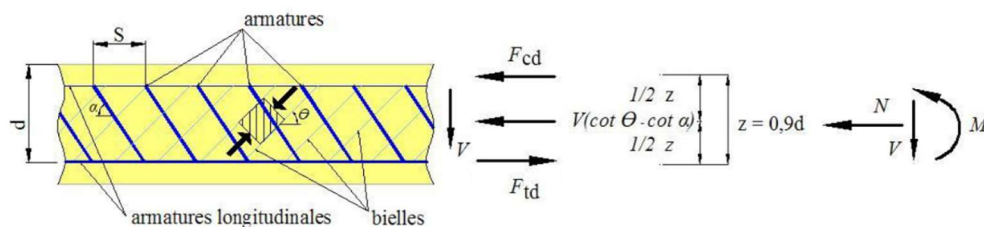


Schéma explicatif de la formation de bielles en compression

On calcule ainsi l'effort tranchant résistant pour la poutre de rive et pour la poutre centrale pour $\theta = 45^\circ$, on obtient :

$$V_{Rd,max,centrale}(\theta = 45^\circ) = 296 t$$

$$V_{Rd,max,rive}(\theta = 45^\circ) = 290 t$$

La justification des bielles est assurée.

4.2.2.3 Résistance des armatures d'effort tranchant

Il convient de vérifier en toute section de la poutre que $V < V_{RD,s}$ où $V_{RD,s}$ est la résistance due aux armatures d'effort tranchant

$$V_{RD,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

où :

- A_{sw}/s est la section d'armatures d'effort tranchant par mètre soit $34,89 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- $f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{1,15} = 208,7 \text{ MPa}$;

L'angle θ est pris égal à 45° .

On trouve :

$$\begin{aligned} V_{RD,max,centrale}(\theta = 45^\circ) &= 137 \text{ t} \\ V_{RD,max,rive}(\theta = 45^\circ) &= 134 \text{ t} \end{aligned}$$

La résistance des armatures d'effort tranchant est vérifiée pour les poutres de rive et centrale sous les charges du règlement français et des Eurocodes.

4.2.2.4 Effet de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales

L'inclinaison des bielles de compression entraîne un effort de traction supplémentaire dans les membrures :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha)$$

où V_{Ed} est l'effort tranchant de calcul sur appui.

On retient la valeur du calcul la plus élevée soit 131 t. On obtient ainsi pour une inclinaison de bielle de 45° :

$$\Delta F_{td} = 66 \text{ t}$$

En divisant ces valeurs par la section d'acier ancrée au-delà des appuis, soit $A_s = 100,5 \text{ mm}^2$ pour la poutre centrale ($8 \phi 40$), on obtient la contrainte de traction dans les appuis :

$$\sigma = \frac{\Delta F_{td}}{A_s} = 66 \text{ MPa} \leq f_{ywd} = 208,7 \text{ MPa}$$

On vérifie bien que la valeur ainsi obtenue est inférieure à la valeur limite f_{ywd} .

Il convient de noter que l'expression donnant ΔF_{td} correspond à l'hypothèse d'un treillis multiple qui risque de ne plus être vérifiée en zone d'appui d'extrémité. Une valeur sécuritaire de l'effort est donnée par l'expression $V_{Ed} \cot \theta$. La vérification serait alors toujours assurée (contrainte sollicitante de 132 MPa).

4.2.2.5 Synthèse

Les poutres sont justifiées vis-à-vis de l'effort tranchant selon le règlement français et l'Eurocode.

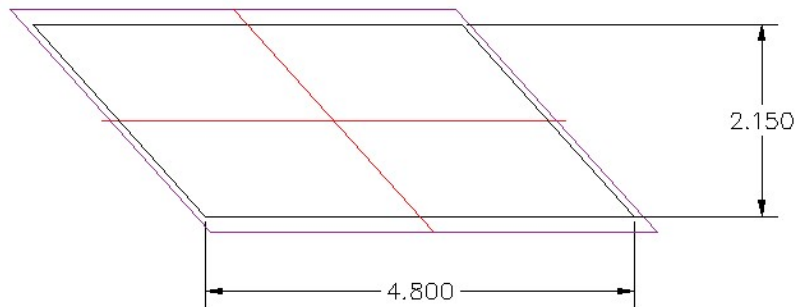
4.3 Etude de la flexion dans le hourdis

4.3.1 Méthodologie

Les études antérieures ont montré la capacité du hourdis à reprendre les charges du fascicule 61 titre II de 1971 et également un camion de transport de grumes en surcharge (essieu arrière chargé à 25 tonnes). Nous complétons les analyses précédentes par une évaluation du hourdis selon la méthode des lignes de rupture (cf. Guide d'emploi du BAEL 1983 – Sétra et guide « Evaluation structurale et réparation des VIPP » - Cerema) en intégrant les charges de l'Eurocode.

4.3.2 Géométrie

Nous considérons la portion de hourdis délimitée par deux poutres et deux entretoise, soit une plaque biaise de 4,80 m de long et de 2,15 m de large.



Portion de hourdis étudiée

4.3.3 Actions

4.3.3.1 Charges permanentes

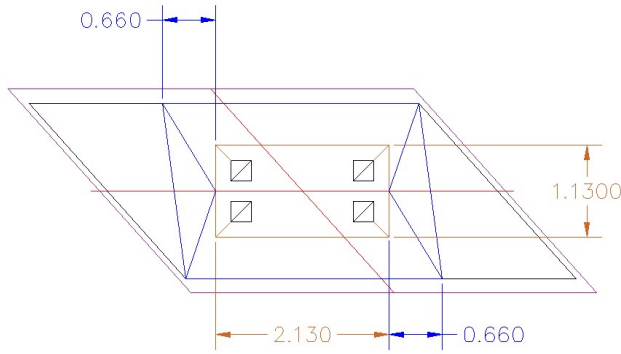
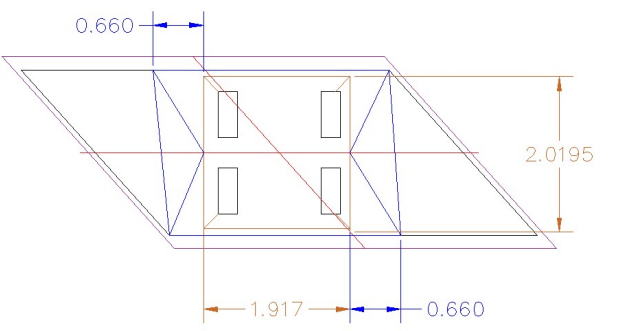
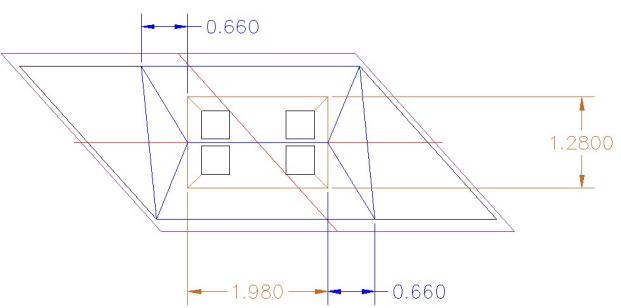
La masse totale du hourdis est de $4,80 \times 2,15 \times 0,20 \times 2,5 = 5,2 \text{ t}$

La masse totale de la chaussée est de $4,80 \times 2,15 \times 0,09 \times 2,4 = 2,2 \text{ t}$

4.3.3.2 Charges routières

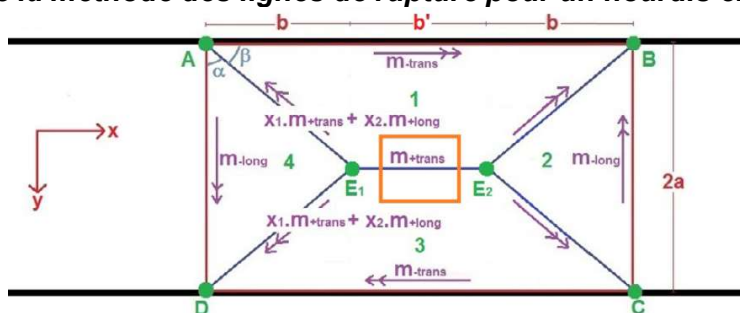
La diffusion considérée est égale à : $0,20 / 2 + 0,09 = 0,19 \text{ m}$

Trois cas de charge sont considérés :

Bc – Croisement de deux camions Masse : $1,30 \times 1,1 \times 12 \times 1,07 \times 1,5 \times 2 = 55 \text{ t}$ Pavé : $2,13 \times 1,13 \text{ m}^2$	
Bt – Croisement de deux camions Masse : $1,30 \times 1,0 \times 16 \times 1,07 \times 1,5 \times 2 = 67 \text{ t}$ Pavé : $1,917 \times 2,02 \text{ m}^2$	
LM1 – TS voies 1 et 2 se croisant Masse : $1,35 \times (27 + 16 + 4,80 \times 2,15 \times 0,63) = 68 \text{ t}$ Pavé : $1,98 \times 1,28 \text{ m}^2$	

4.3.4 Charges admissibles

Principe de la méthode des lignes de rupture pour un hourdis entre poutres



La charge admissible Q vaut :

$$Q \leq \frac{2 \cdot (2 \cdot b + b')}{a} \cdot (m_{-,trans} + m_{+,trans}) + \frac{4 \cdot a}{b} \cdot (m_{-,long} + m_{+,long})$$

avec :

- a, b et b' les dimensions géométriques définies sur la Figure 45 ;
- 2a représente la distance entre les sections d'encastrement du hourdis sur les poutres,
- b est calculé selon la relation : $b = a \cdot \sqrt{\frac{m_{-,long} + m_{+,long}}{m_{-,trans} + m_{+,trans}}}$; cette relation découle de l'optimisation de la valeur de Q par rapport à b,
- b' est pris égal à 0 pour une charge ponctuelle et peut être pris égal à la longueur de l'impact de chargement, éventuellement diffusé, pour une charge surfacique ;
- $m_{-,trans}$ est le moment admissible à l'ELU d'axe transversal en flexion négative (fibre supérieure tendue) ;
- $m_{+,trans}$ est le moment admissible à l'ELU d'axe transversal en flexion positive ;
- $m_{-,long}$ est le moment admissible à l'ELU d'axe longitudinal en flexion négative ;
- $m_{+,long}$ est le moment admissible à l'ELU d'axe longitudinal en flexion positive.

Application au pont du Vaudioux

	Mrd (t.m/m)	Acier	As (cm ² /m)	d (m)
m_long	2,19	5 phi 14	7,70	0,156
m+long	2,86	5 phi 16	10,05	0,156
m-trans	3,79	6 phi 16	12,06	0,172
m+trans	3,79	6 phi 16	12,06	0,172

Cas de charge	a (m)	b (m)	b' (m)	Q adm (t)	Qed (t)	Vérifié
Bc	1,075	0,66	2,13	82	65,0	OUI
Bt	1,075	0,66	1,92	79	77,0	OUI
LM1	1,075	0,6	1,98	81	77,5	OUI

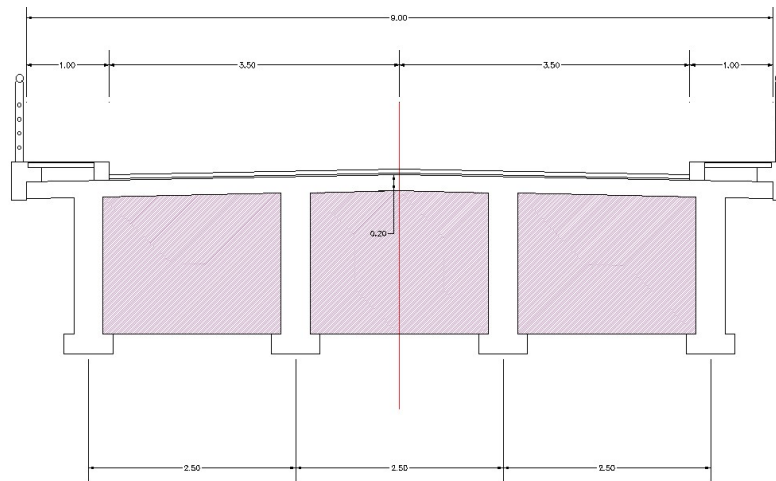
4.3.5 Synthèse

La résistance locale du hourdis peut être considérée comme acquise en faisant l'hypothèse que la corrosion ne diminue pas significativement les sections d'aciers passifs.

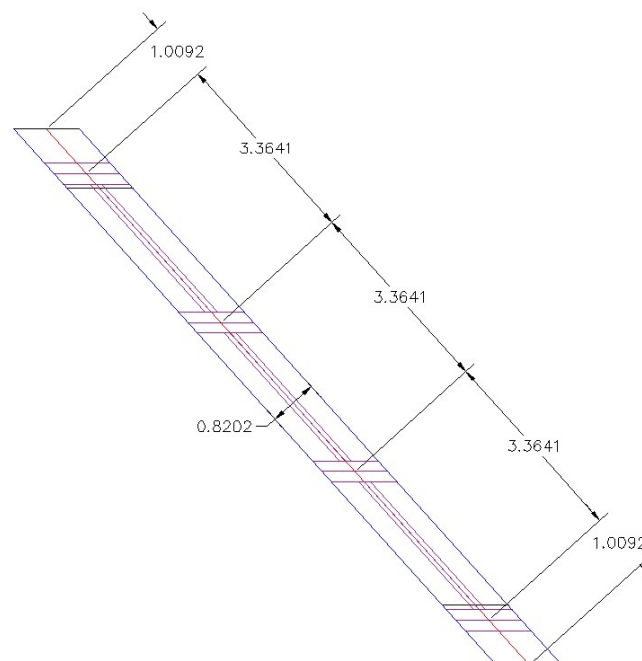
4.4 Etudes des entretoises courantes

4.4.1 Principes

L'entretoise est modélisée par une poutre sur 4 appuis soumise à l'action des charges permanentes et des charges routières.



Coupe transversale droite de l'entretoise courante

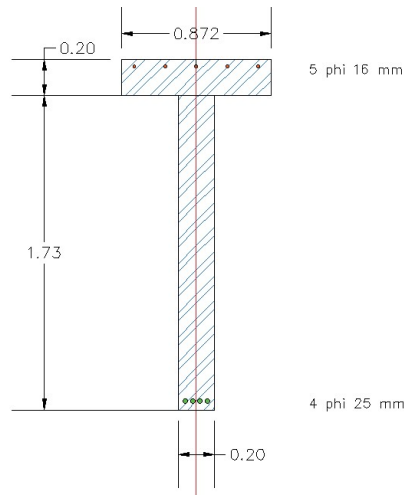


Vue en plan de l'entretoise courante

4.4.2 Section résistante

La largeur de dalle participante de part et d'autre de l'âme est égale au $1/10^{\text{ème}}$ de la portée de l'entretoise entre poutre soit 0,336 m, portant la largeur de hourdis efficace à 0,872 m.

Le ferrailage longitudinal inférieure de l'entretoise est constitué de 4 phi 25 mm dont le centre de gravité est situé à 5 cm de la sous-face de l'âme. Le ferrailage supérieure est constitué de 5 phi 16 mm dont le centre de gravité est situé à 4 cm de l'extrados.



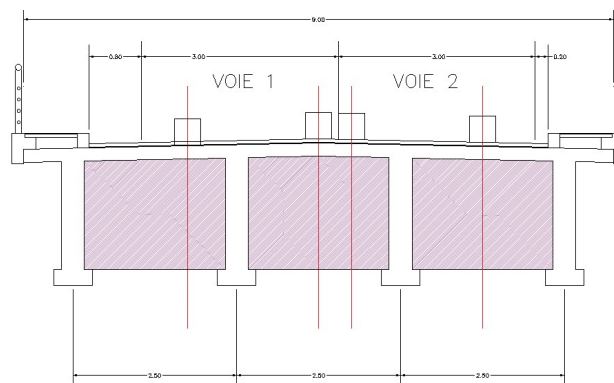
Section résistante de l'entretoise courante à l'axe de l'ouvrage

Le ferrailage transversal est constitué de 4 phi 8 mm tous les 25 cm soit 8,04 cm²/m.

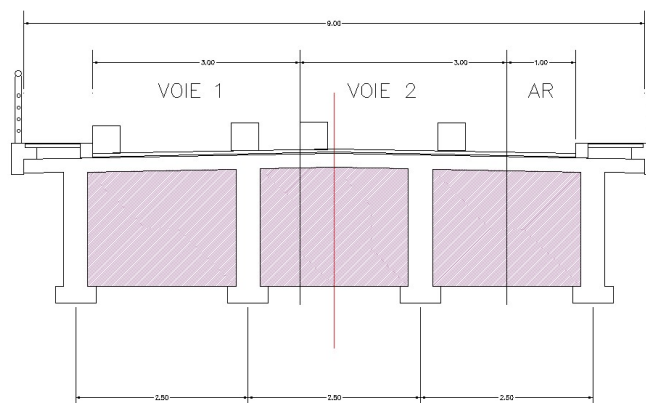
4.4.3 Sollicitations

Nous considérons la charge LM1 qui est la plus défavorable pour l'entretoise en retenant deux cas de charge, l'un maximisant le moment de flexion, l'autre maximisant l'effort tranchant.

- Cas de charge « flexion »



- Cas de charge « effort tranchant »



Les efforts sont déterminés à l'aide d'un modèle réalisé sous le logiciel ST1.

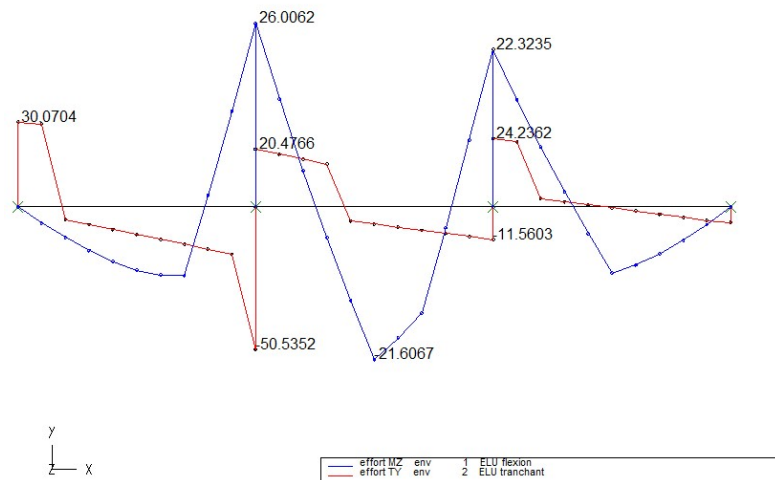
Nous obtenons les efforts combinés suivants :

$M_{\text{elu}+} = 21,6 \text{ t.m} ; M_{\text{elu}-} = -26,0 \text{ t.m} ;$

$T_{\text{elu}} = 50,5 \text{ t.}$

CEREMA - CEREMA_CTOA

- ST1

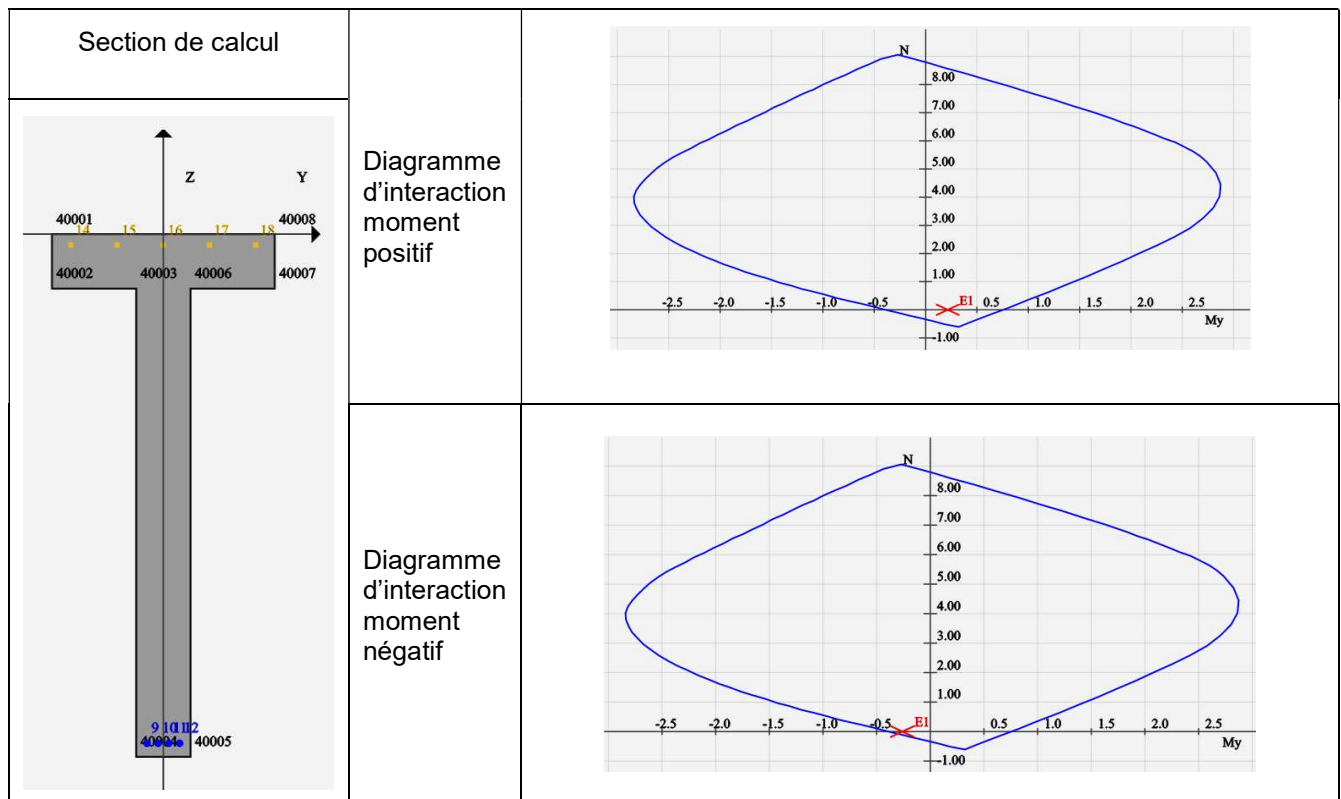


Sollicitations dans l'entretoise (efforts en t et t.m)

Nota : nous trouvons des moments proches de ceux déterminés à l'origine et nettement inférieurs à ceux déterminés par l'étude de 1990 conduite par la DDE du Jura.

4.4.4 Justification de la flexion à l'ELU

La justification est réalisée à l'aide du logiciel CDS.



L'entretoise courante est vérifiée en flexion. C'est également la conclusion de l'étude réalisée en 1993 par le CETE de Lyon.

4.4.5 Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

Selon le même principe que celui appliqué pour les poutres principales et en considérant une inclinaison des bielles de 29° nous obtenons :

VRd,max (t)	VRd,s (t)	VEd (t)	Vérifié
64,4	51,1	50,5	OUI

L'entretoise courante est vérifiée vis-à-vis de l'effort tranchant en considérant une inclinaison des bielles relativement importantes.

Le moment concomitant à l'effort tranchant maximal est de -15,5 t.m, ce moment comprime la fibre inférieure de l'entretoise, l'effort normal correspondant est égal $N_{Ed} = 15,5 / (0,9 \times 1,875) = 9,2$ t.

L'effort de traction inférieures lié à l'inclinaison de la bielle est $\Delta F_{td} = 45,6$ t.

L'effort résultant $\Delta F_{td} - N_{Ed} = 36,4$ t peut être repris par toutes les armatures longitudinales du lit inférieure soit 19,6 cm². La contrainte de traction résultante est de 185 MPa < 208,7 MPa.

4.4.6 Synthèse

En l'absence de corrosion des armatures passives, les entretoises courantes sont justifiées en flexion et vis-à-vis de l'effort tranchant même en considérant les charges routières de l'Eurocode.

5 CONCLUSION

L'étude du fonctionnement global du tablier conduite en considérant les charges routières civiles du fascicule 61 titre II de 1971 (ouvrage classée en 1^{ère} catégorie) et les charges routières de l'Eurocode (classe de trafic 2) permet de dresser les constats suivants :

- Le tablier est justifié en flexion à l'ELU en considérant les sections résistantes d'origine, la justification reste assurée lorsqu'une corrosion est prise en compte sur l'ensemble des 6 armatures ϕ 40 mm du lit inférieur dans les limites suivantes :
 - Diminution du diamètre limitée à une valeur de 3,5 mm pour les poutres de rive ;
 - Diminution du diamètre limitée à une valeur de 5 mm pour les poutres centrales.
- Le tablier est justifié vis-à-vis de l'effort tranchant à l'ELU avec une marge de l'ordre de 5% et sans prise en compte d'une corrosion des armatures verticales d'effort tranchant.

L'étude du fonctionnement local du tablier conduite en considérant les mêmes charges routières permet de dresser les constats suivants :

- Le hourdis entre poutres est justifié en adoptant la méthode des lignes de rupture ;
- Les entretoises sont justifiées.

La structure peut ainsi être considérée comme apte à recevoir le trafic du code de la route, ce qui est confirmé par l'absence de désordre structurel majeur (ouvrage noté 2E au sens de l'IQOA).

Ces conclusions seront à réexaminer au regard des résultats des investigations conduites sur l'ouvrage, il s'agira notamment de quantifier les éventuels phénomènes de corrosion pouvant diminuer la section résistante des armatures passives.

6 ANNEXES

6.1 Modèles ST1

Cf. fichiers joints

6.2 Fichiers de données CDS

Cf. fichiers joints



**RÉPUBLIQUE
FRANÇAISE**

*Liberté
Égalité
Fraternité*



Cerema
CLIMAT & TERRITOIRES DE DEMAIN