

1. INTRODUCTION	3
2. DESCRIPTION SUCCINCTE DE L'OUVRAGE.	3
3. LES ESSAIS DYNAMIQUES	5
3.1. Préambule	5
3.2. Essais dynamiques par lâcher	8
3.2.1. Buts des essais	8
3.2.2. Accrochage de la charge au tablier	11
3.2.3. Instrumentation	14
3.3. Mesures sous excitation ambiante	15
3.4. Résultats des essais dynamiques	15
3.4.1. Modes identifiés	15
3.4.1.1 Modes verticaux	15
3.4.1.2 3.4.1.2. Modes horizontaux	18
Modes de torsion	19
3.4.2. Modes non identifiés	20
3.4.3. Mesure de l'amortissement structurel	20
4. LES ESSAIS STATIQUES	23
4.1. Mesures sous le passage des kamags	23
4.2. Essais de chargement réglementaires	23
4.2.1. Préambule	23
4.2.2. Modes de chargement	24
4.2.3. Comportement global de la structure	26
4.2.3.1 Mesures de déplacement du tablier	26
4.2.3.2 Mesures de déplacement des pylônes	27
4.2.3.3 Mesures d'effort dans les haubans	27
4.2.3.4 Mesures de déplacement sur les piles	27
4.2.4. Comportement local du tablier	28
5. LE SUIVI DE L'OUVRAGE PENDANT SON EXPLOITATION	30
6. CONCLUSIONS	31

Les essais de chargements statiques et dynamiques du viaduc de Millau



Auteurs :

M. BUONOMO
EIFFEL
Lauterbourg - France

V. de VILLE de GOYET
Bureau Greisch
Liège - Belgique

A. LOTHAIRE
Bureau Greisch
Liège - Belgique

G. GRILLAUD
CSTB
Nantes - France

C. SERVANT
EIFFAGE TP
Neuilly - France

M. VIRLOGEUX
Consultant
Bonnelles - France



Photo 1: Vue générale

1. Introduction

Le bulletin ponts métalliques n° 23, qui comportait plusieurs articles consacrés à la conception et à la construction du viaduc de Millau, ne traitait pas des nombreux essais statiques et dynamiques du viaduc. L'objet de cet article est donc de décrire les essais réalisés et de comparer en particulier les résultats des mesures faites in situ avec les résultats des calculs réalisés au préalable au cours des études d'exécution.

A la suite des études d'exécution et de la construction d'un ouvrage d'art, plusieurs types de mesures sont prévues:

- Des mesures réalisées juste avant sa mise en service, afin de vérifier la corrélation entre son comportement réel et celui annoncé par le calcul
- Des mesures en continu à partir de sa mise en service, pour s'assurer de son bon fonctionnement dans le temps.

Les mesures réalisées avant la mise en service du viaduc de Millau furent les suivantes:

- Des mesures statiques:
 - Mesures de flèches du tablier lors du passage des kamags qui transportaient les pylônes jusqu'à leur emplacement définitif
 - Mesures de flèches sous un chargement réglementaire induit par une trentaine de camions
- Des mesures dynamiques:
 - Sous excitation ambiante, pour déterminer les principaux modes et fréquences propres de la structure
 - Sous excitation impulsionnelle, pour mesurer l'amortissement des premiers modes propres de vibration.

Compte tenu qu'un vent relativement important produirait des déplacements sensibles dans l'ouvrage, les essais ne pouvaient se dérouler qu'avec des conditions météo favorables, soit une vitesse de vent moyen au niveau du tablier inférieure à 5 m/s environ, c'est-à-dire de l'ordre de 20 km/h. Au cas où le vent aurait soufflé à une vitesse supérieure à 5 m/s mais inférieure à 10 m/s, l'essai dynamique, notamment, aurait été encore possible mais il aurait alors fallu prendre en compte un amortissement aérodynamique de 0,3 %, du même ordre de grandeur que l'amortissement structurel.

2. Description succincte de l'ouvrage.

Le viaduc de Millau dont l'inauguration a eu lieu le 14 décembre 2004, soit trois ans jour pour jour après la pose de la première pierre, a été mis en service le 16 décembre 2004 après avoir subi un grand nombre d'essais de chargement destiné à vérifier son comportement statique et aussi dynamique. Pour une description très complète du viaduc, on se reportera utilement aux différents articles parus dans le BPM n° 23.

L'ouvrage est un viaduc multiaubané de 2.460 m de longueur totale dont le tablier entièrement métallique est constitué d'un caisson orthotrope de 27,75 m de largeur et de 4,20 m de hauteur. La totalité de ses huit travées est haubanée axialement à l'aide de onze paires de câbles dont le nombre de torons varie entre 45T15S et 91T15S.

Le tablier surplombe la vallée du Tarn à environ 270 m de hauteur ce qui contribue à faire des piles P2 (h = 245 m) et P3 (h = 223 m) les plus hautes piles de pont construites à ce jour dans le monde. La hauteur des pylônes axiaux en forme de Y renversé (7 au total) est de 87 m. Le tablier est également équipé d'écrans brise-vent de chaque côté du tablier.

Ses principales caractéristiques sont reprises à travers les croquis et coupes des figures 1 et 2.

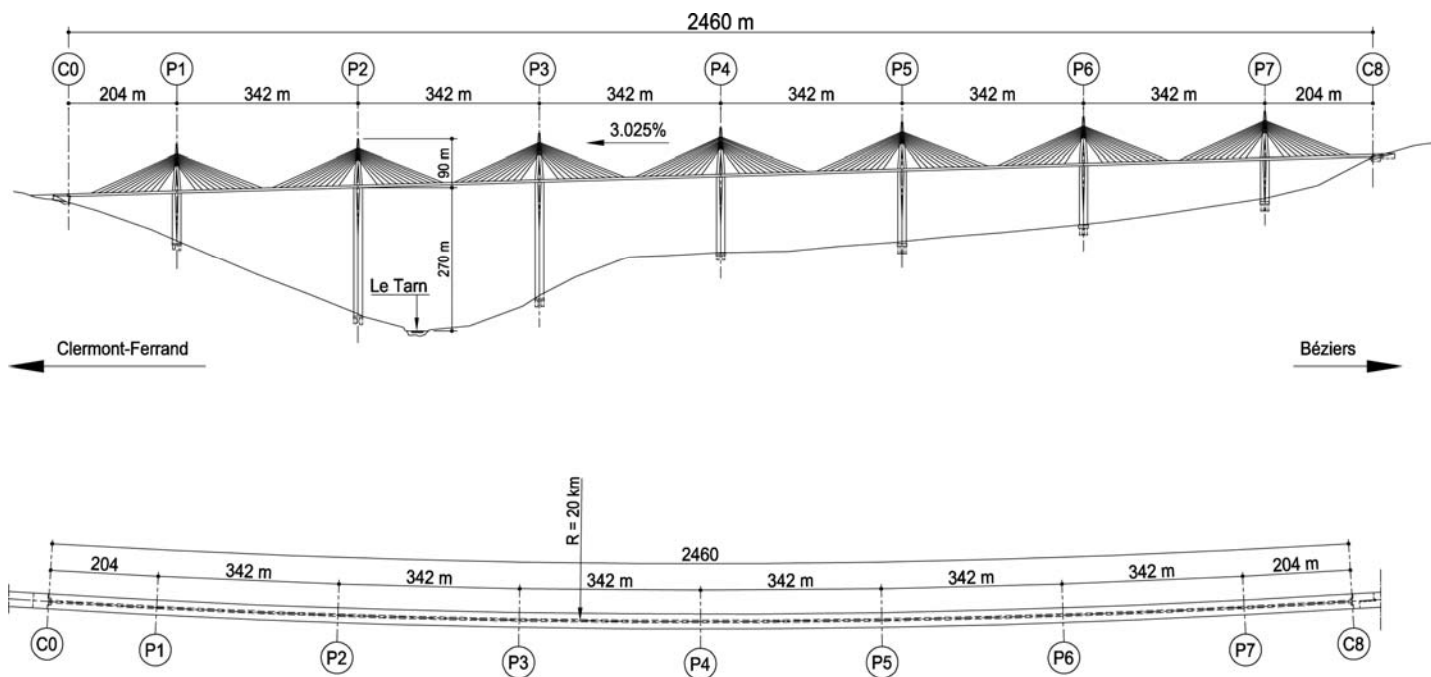
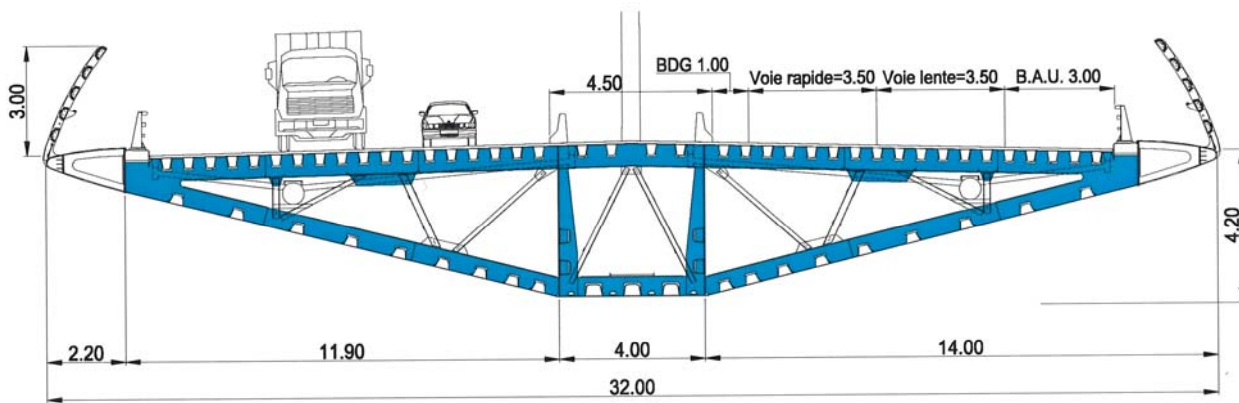


Figure 1: Vues en plan et en élévation



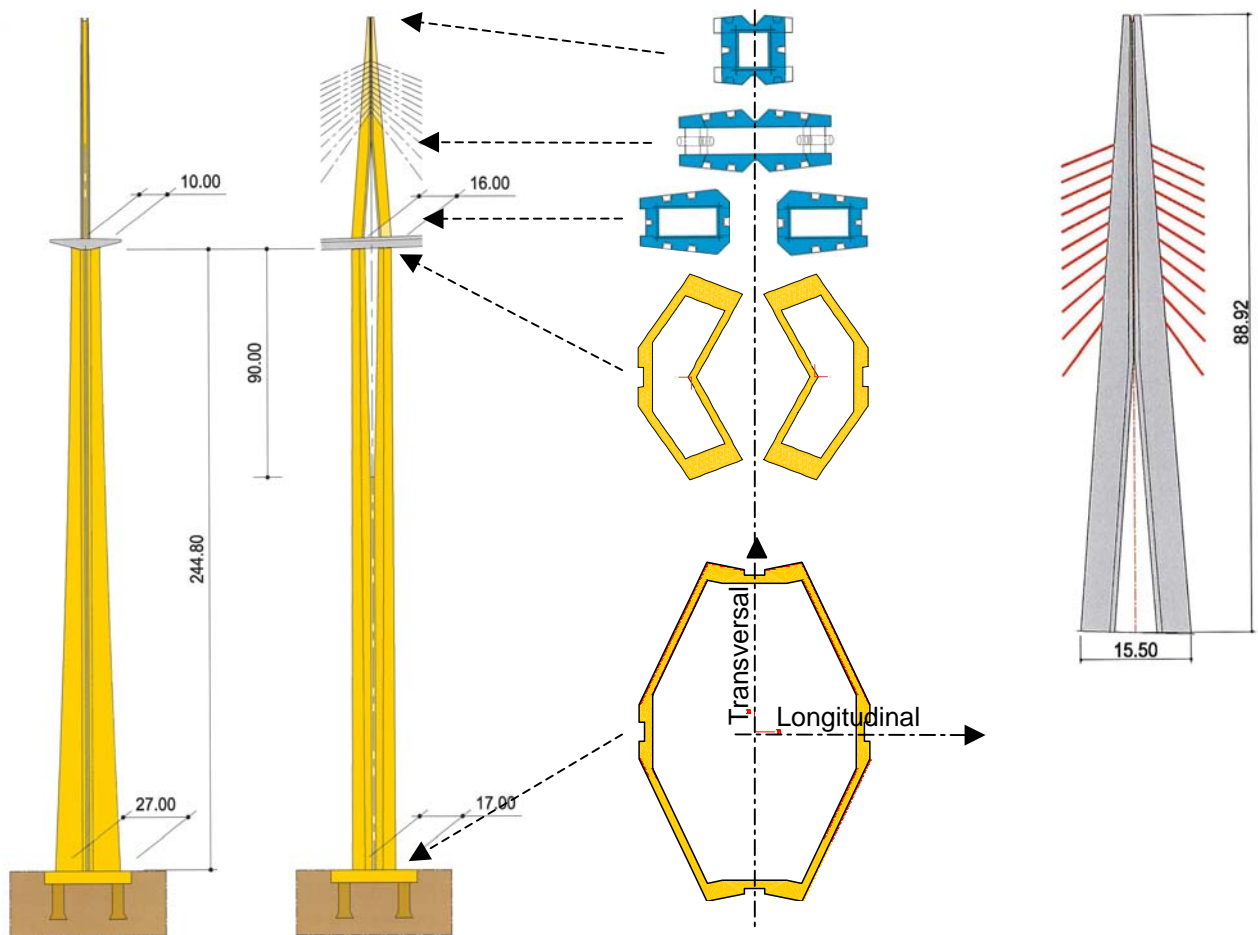


Figure 2: vues de la section du tablier, des piles et pylônes

3. Les essais dynamiques

3.1. Préambule

Le calcul des modes propres de l'ouvrage avait été réalisé par le bureau d'Etude Greish sur base d'un modèle éléments finis avec le logiciel FINELG. Les quarante premiers modes avaient des fréquences inférieures à 0.94 Hz, hors fréquences des haubans. Les modes globaux sont rappelés dans le tableau 1; les fréquences de quelques haubans, dans le tableau 2.

N°	Frequence (Hz)	Noeud-ddl	Masse gen (kg)	Raideur gen (N/m)	Type
1	0.1752	2134 / 2	6.7834E+06	8.2246E+06	FT P2-P3
2	0.2003	2258 / 1	6.2033E+07	9.8222E+07	FL
3	0.2221	2234 / 2	5.4987E+06	1.0704E+07	FT P2-P3
4	0.2505	442 / 3	1.1740E+07	2.9077E+07	FL tablier
5	0.2751	2434 / 2	2.5657E+06	7.6676E+06	FT P4-P5
6	0.2797	240 / 3	1.3422E+07	4.1444E+07	FL tablier
7	0.3163	2334 / 2	2.7963E+06	1.1044E+07	FT P4-P5-P6
8	0.3206	141 / 3	1.2490E+07	5.0675E+07	FL tablier
9	0.3534	2534 / 2	1.8817E+06	9.2799E+06	FT P4-P5-P6
10	0.3702	651 / 3	1.5657E+07	8.4706E+07	FL tablier
11	0.3931	2034 / 2	4.1098E+06	2.5075E+07	FT tablier
12	0.4234	545 / 3	1.4040E+07	9.9363E+07	FL tablier
13	0.4401	2034 / 2	1.1345E+06	8.6735E+06	FT P1-P7 + FL P2
14	0.4450	1124 / 1	1.5484E+07	1.2106E+08	FL tablier + FL P2
15	0.4742	54 / 3	1.5758E+07	1.3990E+08	FL tablier + FL P2-P3
16	0.4905	2634 / 2	6.6303E+05	6.2980E+06	FT P1-P7
17	0.5317	53 / 3	1.5331E+07	1.7107E+08	FL P3 + FT pyl1-pyl3-pyl7
18	0.5337	2634 / 2	6.2667E+05	7.0461E+06	FL P3 + FT pyl1-pyl3-pyl7
19	0.5432	1238 / 1	1.2570E+07	1.4645E+08	FL tablier
20	0.5834	2434 / 2	7.0259E+05	9.4401E+06	FT pyl1-pyl3-pyl5-pyl6-pyl7
21	0.5886	2134 / 2	3.0265E+06	4.1393E+07	FL tablier + FT pyl2-pyl3
22	0.5979	2134 / 2	1.5357E+05	2.1672E+06	FT pyl2
23	0.6114	2234 / 2	2.2699E+05	3.3497E+06	FT pyl3-pyl4
24	0.6228	2534 / 2	5.0149E+05	7.6790E+06	FT pyl1-pyl3-pyl4-pyl5-pyl6
25	0.6271	2434 / 2	3.7764E+05	5.8630E+06	FT pyl4-pyl5-pyl6
26	0.6391	2534 / 2	8.2538E+06	1.3310E+08	FL tablier + FT pyl
27	0.6846	2334 / 2	5.6140E+05	1.0386E+07	FT pyl1-pyl4-pyl5-pyl6
28	0.6855	2434 / 2	3.0369E+06	5.6337E+07	FL tablier
29	0.7246	2534 / 2	8.0203E+06	1.6623E+08	FT + FL
30	0.7292	2534 / 2	2.6549E+06	5.5728E+07	FL tablier + FT pyl1-pyl5 pyl6-pyl7
31	0.7312	2034 / 2	2.0198E+06	4.2629E+07	FL tablier
32	0.7659	627 / 3	1.2773E+07	2.9581E+08	FL tablier
33	0.7862	2634 / 2	5.6609E+05	1.3815E+07	FT P1-P7 + pyl1-pyl7
34	0.7966	557 / 3	1.2011E+07	3.0093E+08	FT P1-P7-pyl1-pyl7
35	0.8013	2034 / 2	7.6418E+05	1.9371E+07	FL tablier
36	0.8182	358 / 3	1.0793E+07	2.8528E+08	FL tablier
37	0.8600	2634 / 2	2.9786E+06	8.6975E+07	FT Piles et pylones + torsion
38	0.9201	2534 / 2	2.1034E+07	7.0308E+08	Torsion tablier
39	0.9344	2634 / 2	1.0403E+08	3.5859E+09	Torsion tablier
40	0.9385	2534 / 2	5.6166E+07	1.9532E+09	Torsion tablier

FT : flexion transversale

FL : flexion longitudinale

Tableau 1: Modes de vibration de la structure

Fréquences des haubans <1Hz	longueur (m)	fréquence (hz)
HD11	174.3 à 178.2	0.643 à 0.671
HD10	161.8 à 165.5	0.696 à 0.733
HD9	149.4 à 153	0.758 à 0.802
HD8	137 à 140.5	0.843 à 0.858
HD7	124.8 à 128.1	0.895 à 0.95

Tableau 2: Modes de vibration des haubans

On constate que les modes d'ordre 1 des haubans sont proches en fréquence des modes pylônes (le mode 22 est le 1er mode pylône à 0.598 Hz) ce qui ne facilite pas l'identification de ces modes.

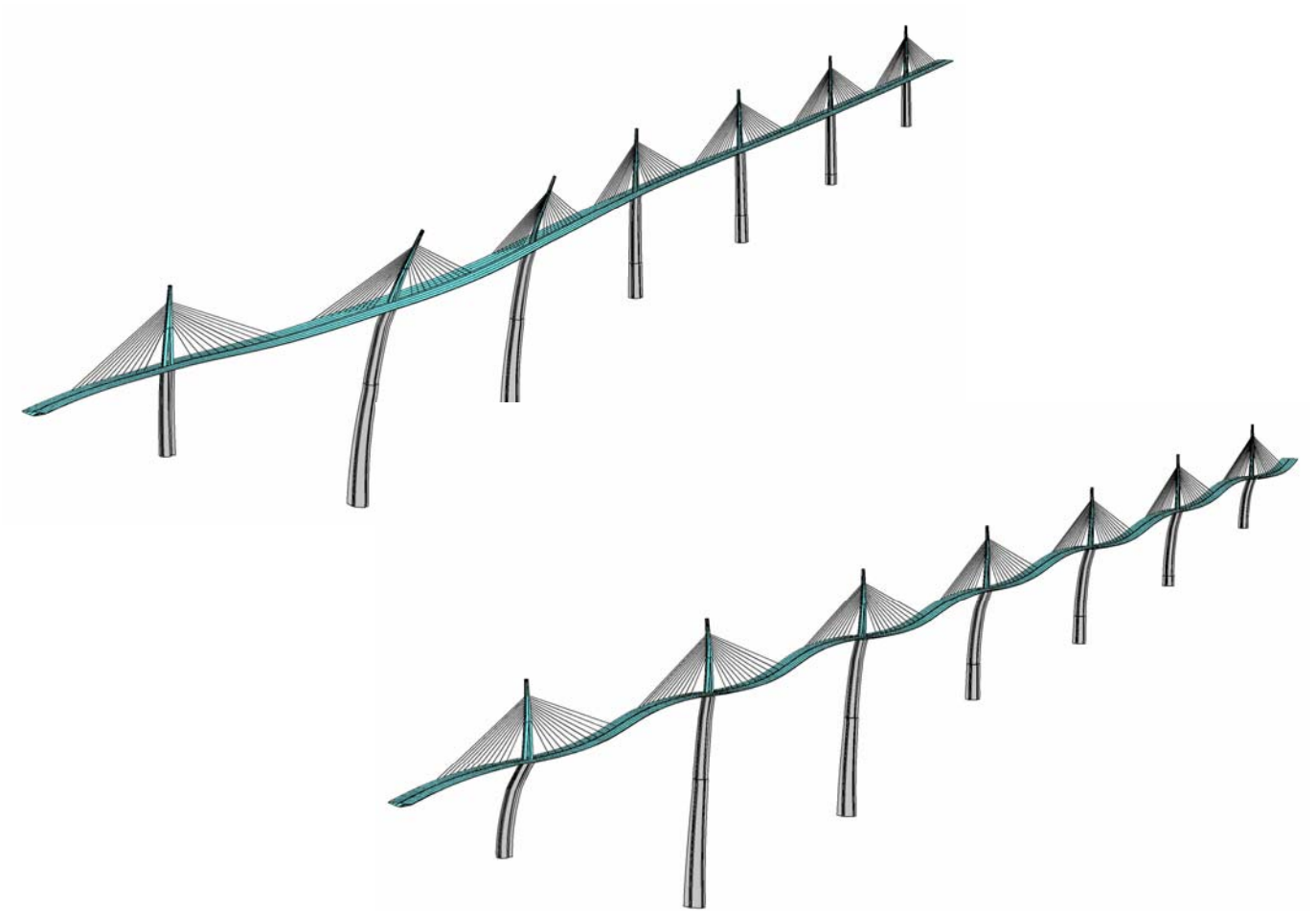


Figure 3: Visualisation des deux premiers modes de flexion transversale et longitudinale du viaduc

3.2. Essais dynamiques par lâcher

3.2.1. But des essais

Les vibrations "ambiantes" sont suffisantes pour déterminer les fréquences et modes propres principaux et des les comparer aux valeurs prédites par les calculs. Mais la mesure de l'amortissement des modes est plus délicate et demande d'analyser des mesures plus significatives que celles observées sous les sollicitations "ambiantes".

L'essai de lâcher dynamique avait pour but:

- évaluer la valeur de l'amortissement structurel $\zeta_{\text{structurel}}$ pour les premiers modes du viaduc, en tout cas pour les modes qui apportent une contribution à la réponse au vent de la structure
- vérifier ainsi les valeurs adoptées pour le dimensionnement, soit 0,3 % pour tous les modes et quelque soit l'élément de structure concerné (acier ou béton)

Pour l'essai de lâcher dynamique il s'agit:

- d'appliquer une charge de 100 tonnes sur le tablier
- libérer subitement cet effort
- d'enregistrer les accélérations de la structure en différents points pour en déduire
 - La forme des principaux modes propres de vibrations
 - L'évolution des déplacements (accélérations) de chacun de ces modes après le lâcher et donc l'amortissement

Pour que ces mesures soient fiables, il est nécessaire

- d'enregistrer des mouvements "significatifs" de la structure (quelques centimètres). La valeur de la charge appliquée puis lâchée, ou des déplacements n'a pas d'importance en soi; ce qui est utilisé au niveau des mesures, c'est l'évolution des déplacements lors de la vibration libre de la structure et non leur valeur (Fig.4.)

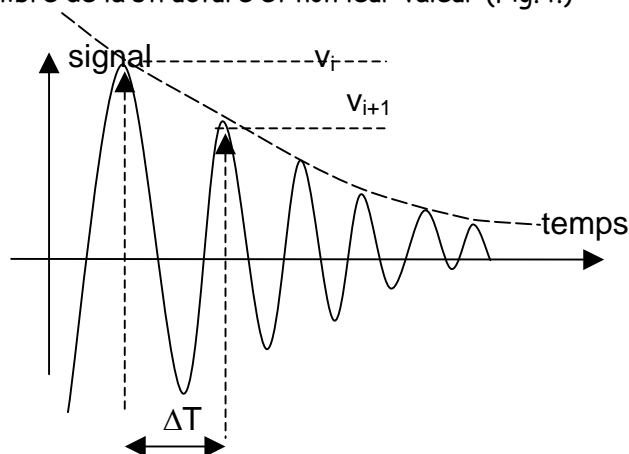


Figure 4: Détermination de l'amortissement structurel

- de réaliser l'essai sous un vent faible (inférieur à 10 m/sec, en moyenne au niveau du tablier) afin que l'amortissement aérodynamique dû au vent ne vienne pas "polluer" l'évaluation de l'amortissement structurel

Au vu des caractéristiques géométriques et statiques de l'ouvrage, il a été décidé de privilégier les modes propres de vibrations verticales:

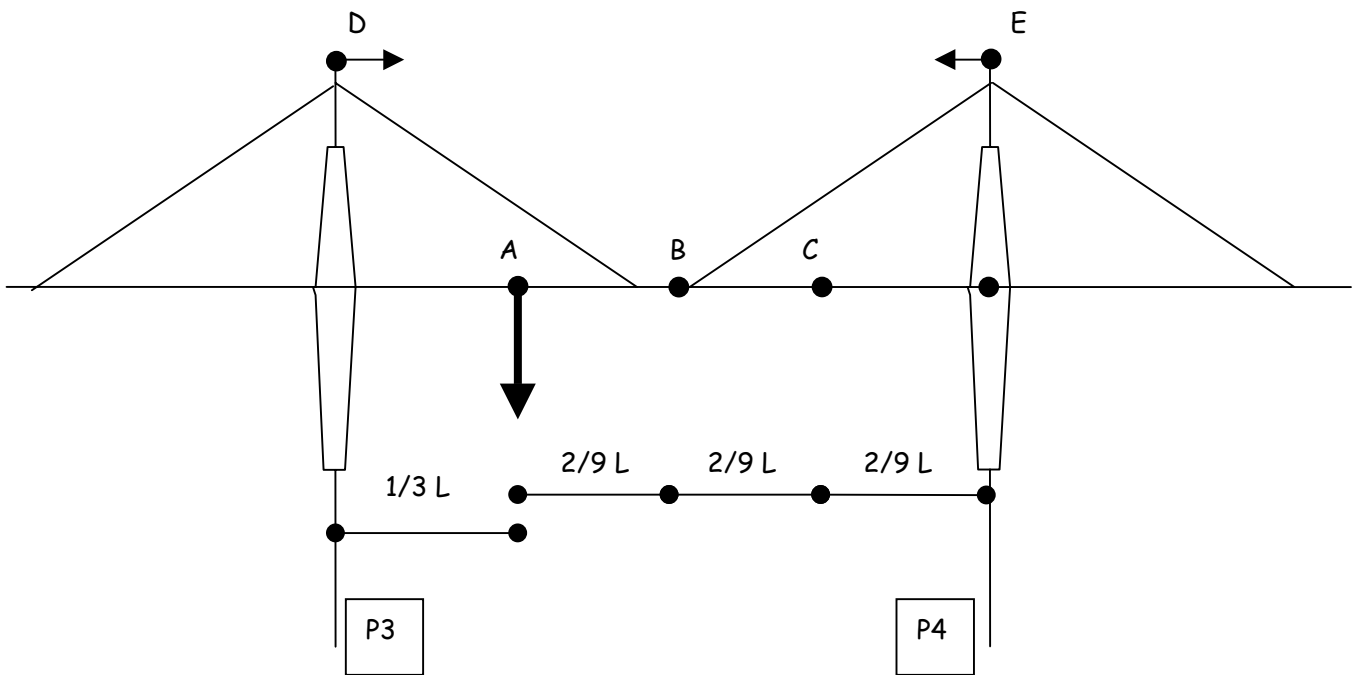
- le comportement transversal est sans doute le plus aisé à appréhender au niveau du vent
- les mouvements verticaux du tablier sous le vent sont à l'origine de la mise en œuvre du clouage du tablier sur les appuis
- la torsion du tablier est loin d'être prépondérante pour le dimensionnement:
 - la section transversale étant un caisson, sa raideur torsionnelle est très importante
 - les modes propres de torsion ont une fréquence de l'ordre de 1,0 Hz, c'est-à-dire à un niveau pour lequel l'énergie des rafales de vent est déjà nettement plus faible que pour celles des modes transversaux et verticaux dont les premiers ont des fréquences voisines de 0.2 Hz.

Pour des raisons de sécurité évidentes, la zone de test devait être entièrement localisée à l'intérieure de l'enceinte du chantier.

Ces conditions étaient réunies si la charge était accrochée entre P5 et P6. Il a été décidé de l'appliquer au tiers de cette travée afin d'exciter aussi bien les modes symétriques que dissymétriques des travées.

Sous une charge verticale de 100 tonnes, appliquée au 1/3 d'une travée, le déplacement vertical du tablier est de l'ordre de 6 cm. Cette valeur a été jugée satisfaisante pour obtenir des mesures significatives. La figure 5 donne, à titre indicatif, la valeur des déplacements, en statique, sous cette même charge appliquée au 1/3 de la travée P3-P4.

La charge a été appliquée sur le tablier au moyen d'un câblé constitué de 8 torons T15 (8T15). L'entreprise EIFFEL a proposé d'utiliser, comme lest, le stock de rails qui avait servi au glissement du tablier. Ces rails métalliques qui avaient comme dimensions, 2,40 m x 80 mm x 200 mm pesaient chacun 300 kg; un empilement de 330 de ces rails permettait de réaliser la réaction au sol de 100 tonnes. Ces rails étaient disposés à la verticale du tablier, sur une des routes du chantier (Fig.6.).



Point	Déplacement (cm)
A (vertical)	6,2
B (vertical)	4,2
C (vertical)	1,2
D (longitudinal)	3,0
E (longitudinal)	1,4

Figure 5: Sollicitation de la structure sous la charge de 100 tonnes

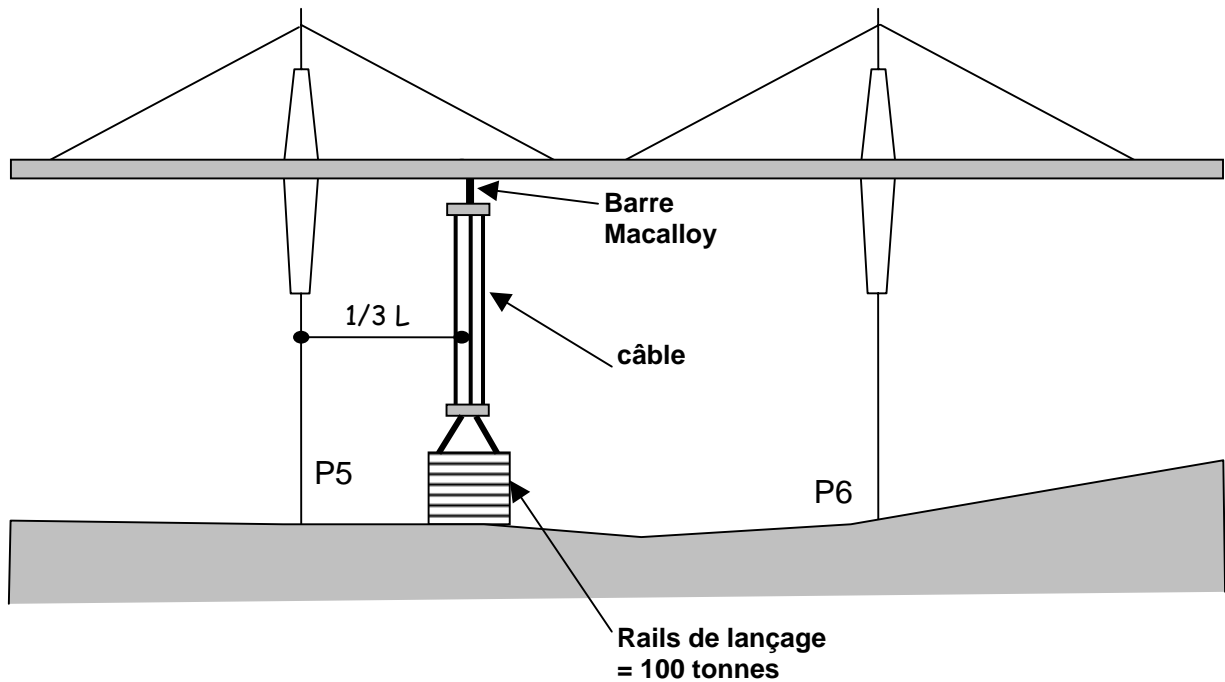


Figure 6: Schéma du dispositif de l'essai de lacher de câble

3.2.2. Accrochage de la charge au tablier

L'ancrage du câble a été disposé (Fig. 7. et 8.)

- à l'intérieur du tablier
- dans le caisson central
- entre et l'âme et le premier auget du fond de caisson central
- contre l'âme située à l'extérieur de la courbe

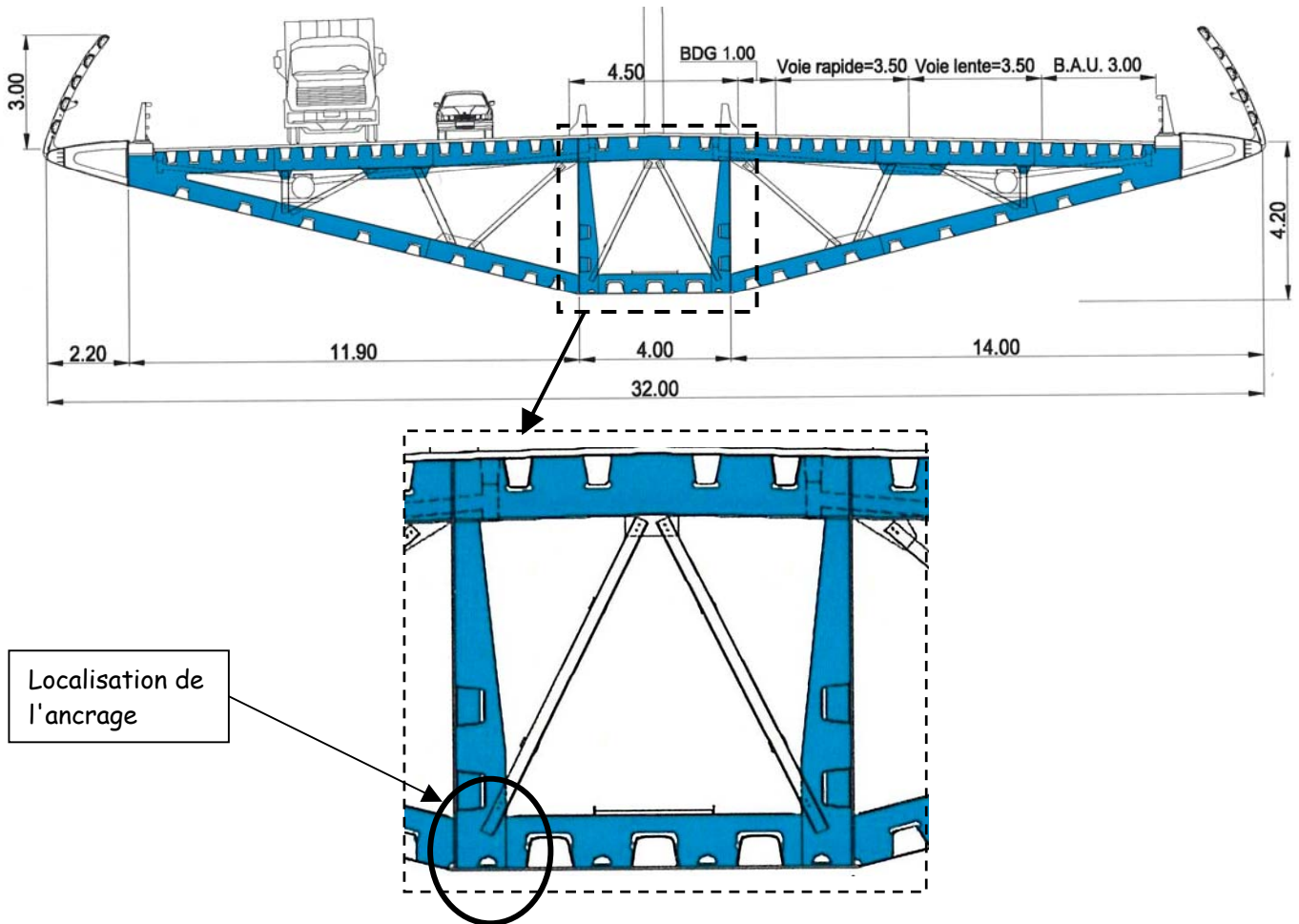
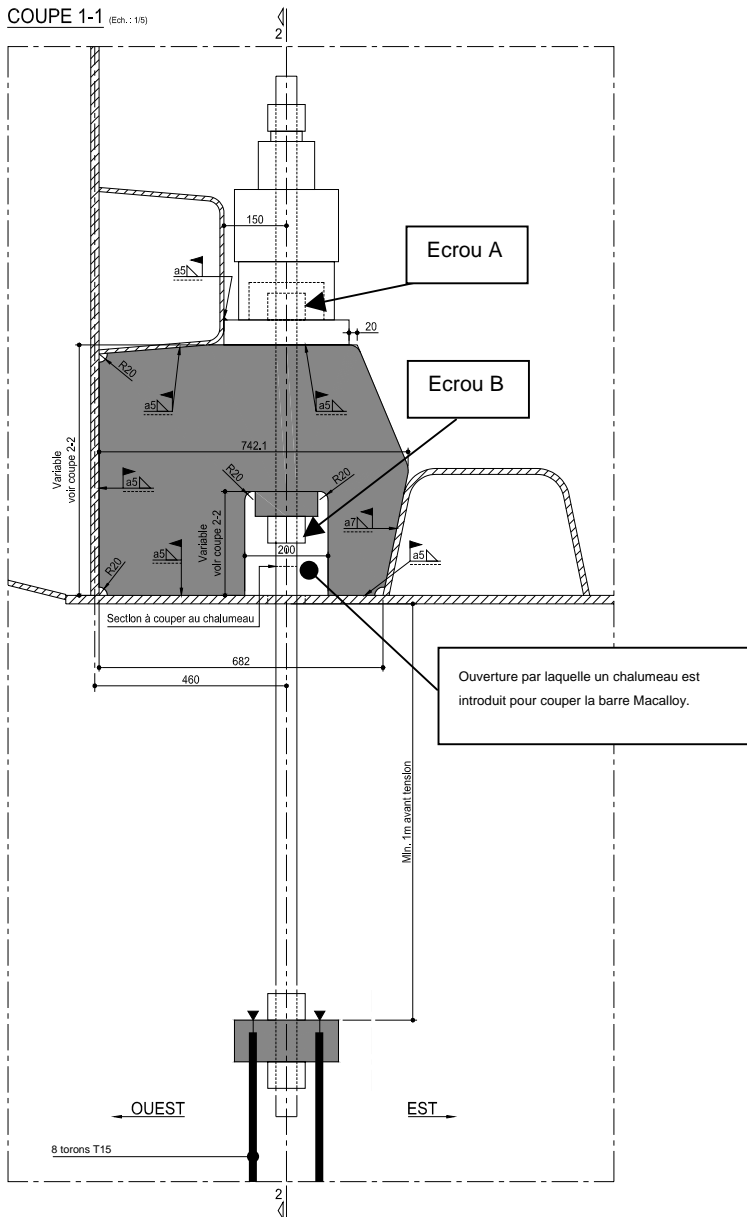


Figure 7: Localisation de l'ancrage de la charge

COUPE 1-1 (Ech.: 1/5)



COUPE 2-2 (Ech.: 1/5)

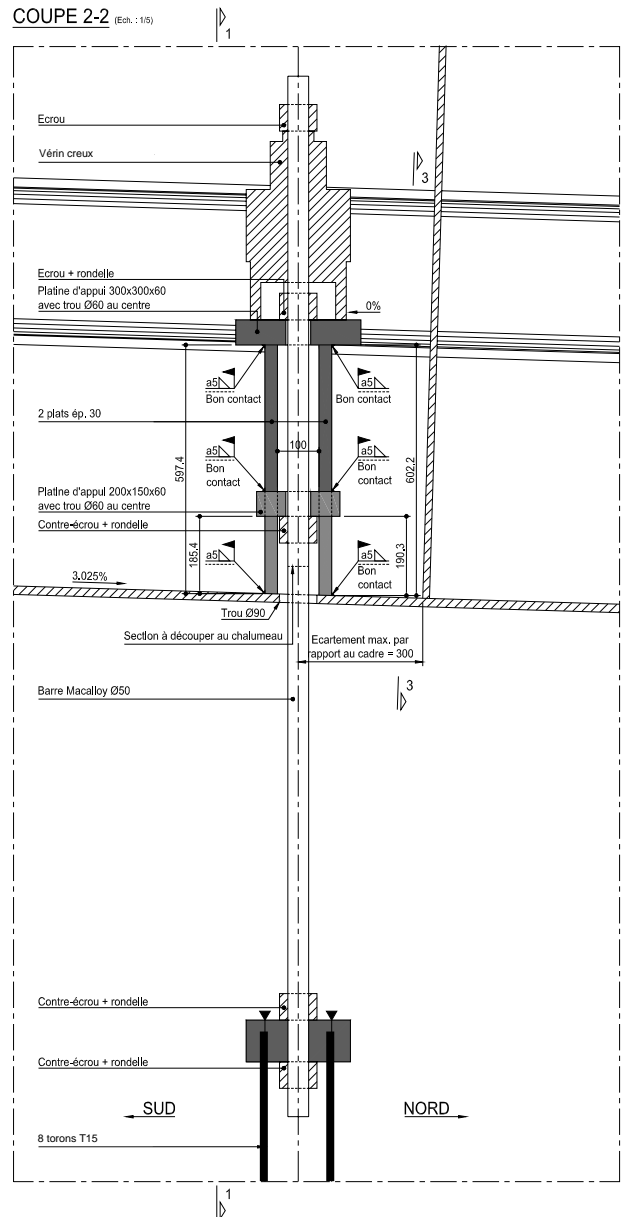


Figure 8: Ancrage dans le caisson central - Situé contre l'âme Ouest

Le principe était le suivant:

- 8T15 étaient fixés à une plaque d'ancrage, située à l'extérieur du caisson
- Une tige Macalloy de 50 mm de diamètre était boulonnée à cette plaque d'ancrage
- La barre traversait la tôle de fond de caisson au travers d'un trou de 90 mm de diamètre et passait entre 2 tôles de 30 mm d'épaisseur
- un vérin creux prenant appui sur ces 2 tôles permettait d'appliquer la charge de 100 tonnes au câble.

Une fois la charge appliquée par le vérin, les écrous A et B étaient serrés et un ouvrier coupait au chalumeau la barre Macalloy. Les écrous permettaient de maintenir en place la partie de la barre qui devait rester dans le caisson et ainsi éviter un mouvement de recul, très dangereux.



position du point d'ancrage du câble au tablier



Cable et lest constitué de rails de lancement

Vérin pour la mise en charge et ouvrier en n train de sectionner la barre avec un chalumeau.



3.2.3.

Photos 2: Dispositif d'ancrage de la charge au tablier

Instrumentation

L'instrumentation mise en place était constituée des capteurs du monitoring de l'ouvrage implantés par SITES et de capteurs temporaires additionnels posés par le CSTB sur la partie sud de l'ouvrage (Fig.9.) soit:

13 accéléromètres pour mesurer les mouvements verticaux du tablier,

1 accéléromètre pour le mouvement longitudinal du tablier

8 accéléromètres, pour les mouvements du sommet des pylônes P2, P3, P4 et P7 dans les deux directions longitudinale et transversale (figure 9).

Deux accéléromètres (C2 et C4), positionnés de part et d'autre du tablier au milieu de la travée P6-P7, étaient destinés à caractériser les modes de torsion.

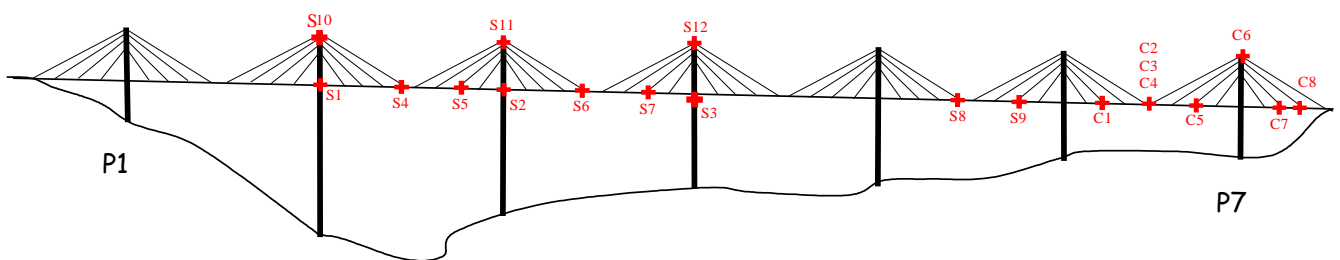


Figure 9: Position des capteurs sur l'ouvrage

3.3. Mesures sous excitation ambiante

Le nombre et la disposition des capteurs de SITES et du CSTB n'étaient pas suffisants pour identifier sans risque d'erreur les modes propres; par exemple les travées CO-P1, P1-P2 et P4-P5 étaient totalement dépourvues de capteurs, tout comme les pylônes P1, P5 et P6.

C'est pourquoi le CSTB s'est associé au laboratoire FEUP de l'Université de Porto (Portugal) pour réaliser préalablement des mesures de vibrations sous excitation ambiante à l'aide de capteurs autonomes qui ont été déplacés progressivement sur la bande de roulement du tablier.

Cette méthode permet de réaliser des mesures de longue durée, gage d'une bonne précision fréquentielle, en un grand nombre de points. Elle était un préalable à la mesure des amortissements qui ne pouvait se réaliser qu'à l'issue d'une excitation impulsionnelle.

Ces mesures sous l'excitation ambiante ont été entreprises en 28 points du tablier du viaduc la veille des essais de lâcher; l'excitation était constituée des bruits et chocs générés par les travaux en cours sur l'ouvrage, du déplacement des véhicules de chantier sur le viaduc et du vent cependant très faible le 24 novembre 2004, belle journée ensoleillée d'automne.

Pour chaque mesure, la durée d'acquisition était de 960 secondes et la fréquence de numérisation de 100 Hertz.

3.4. Résultats des essais dynamiques

3.4.1. Modes identifiés

Suivant le type de modes, verticaux ou horizontaux, l'excitation ambiante et/ou le lâcher ont été utilisés pour les identifier:

Modes propres horizontaux: excitation ambiante

Modes propres verticaux: excitation ambiante et lâcher

3.4.1.1 Modes verticaux

Les enregistreurs étaient disposés sur l'ouvrage de manière optimale pour la mesure des vibrations verticales. L'analyse spectrale des signaux bruts a montré que quatorze modes verticaux pouvaient être clairement identifiés entre 0.2 Hz et 0.9 Hz (figure 10 et représentation des cinq premiers modes propres identifiés sur la figure 11).

Les fréquences propres de ces modes verticaux sont très proches des valeurs prévues par le calcul : on remarque que f_m est supérieure de 2% à 4% à la valeur calculée f_c , ce qui est un écart très faible compte tenu des hypothèses adoptées pour le calcul.

Les déformées mesurées sont elles aussi très proches de celles calculées, comme l'indiquent la figure 11 (modes 4, 6, 8, 10, 12) sur lesquelles sont portés les résultats du dépouillement des mesures sous excitation ambiante pour les dix premiers modes propres verticaux du tablier. On remarque en particulier une concordance parfaite sur les tous premiers modes verticaux, notamment le 1er qui est le mode 4 où l'on identifie bien la forme en "dents de scie" de la déformée montrant que la raideur verticale est essentiellement apportée par les haubans. Sur les premiers graphiques ont aussi été représentés deux points mesurés à l'occasion du lâcher qui confirment la bonne correspondance avec les résultats des mesures sous excitation ambiante.

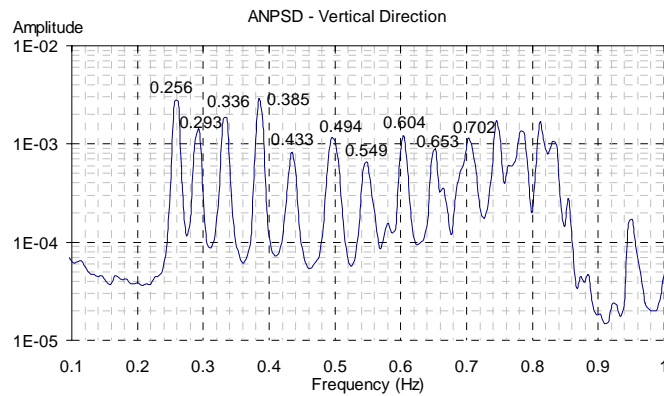


Figure 10 : exemple de densité spectrale de puissance de l'accélération verticale

Modes propres verticaux	Fréquence calculée Fc [Hz]	Fréquence mesurée Fm [Hz]
4	0.250	0.256
6	0.280	0.293
8	0.321	0.336
10	0.370	0.385
12	0.423	0.433
15	0.474	0.494
17	0.532	0.549
21	0.589	0.604
26	0.639	0.653
28	0.685	0.702
29	0.725	0.748
32	0.766	0.762
34	0.797	0.815
36	0.818	0.833

Tableau 3: Fréquences, calculées et mesurées, des modes verticaux

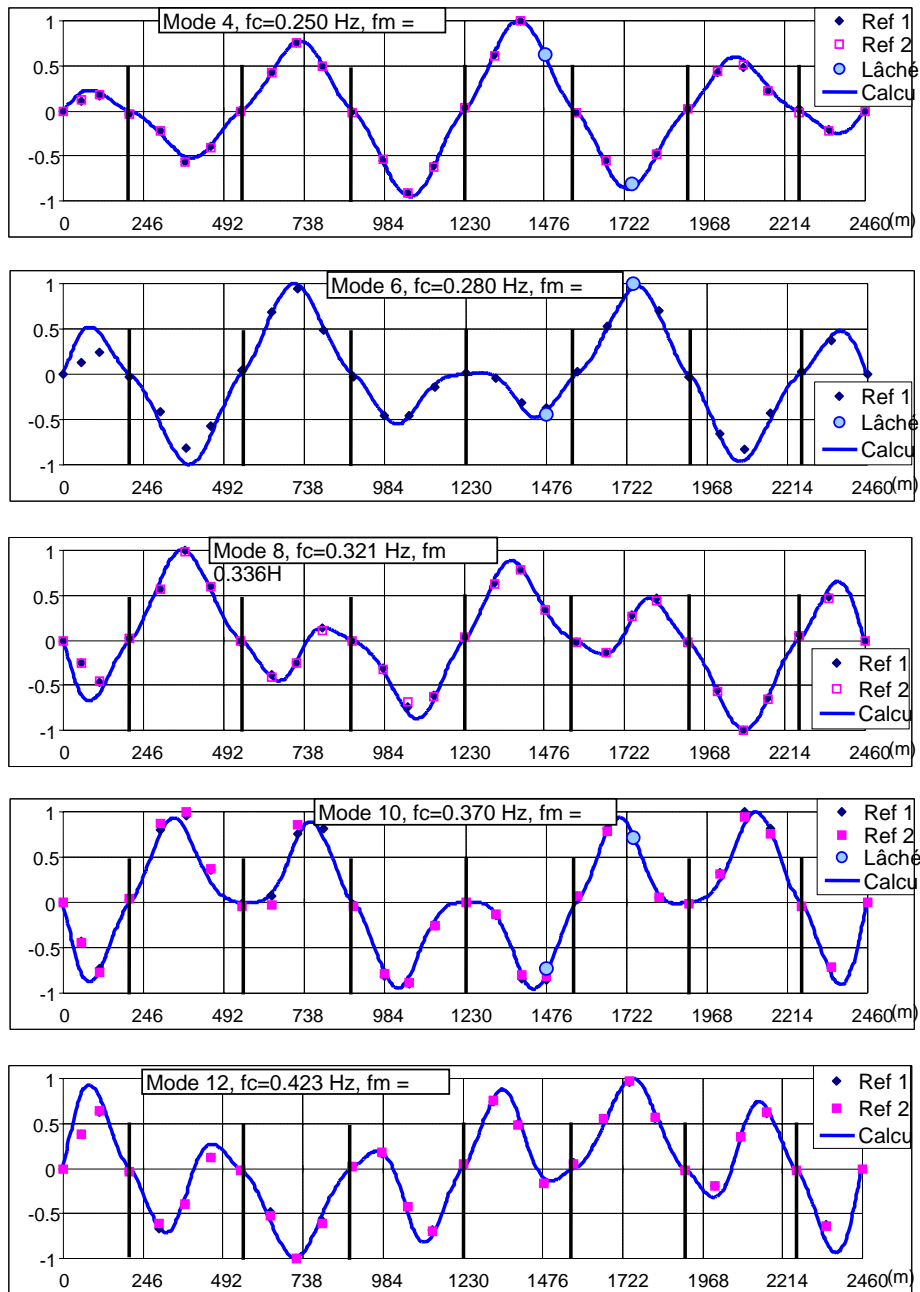


Figure 11: déformées modales des modes verticaux n° 4, 6, 8, 10 et 12 du tablier
- Comparaison des mesures (réf 1 et réf 2) et des calculs (calc)

3.4.1.2. Modes horizontaux

Seules les mesures sous excitation ambiante ont permis l'identification de ces modes puisque l'excitation réalisée pour les deux lâchers était verticale et que les capteurs positionnés pour la circonstance mesuraient principalement les accélérations verticales du tablier.

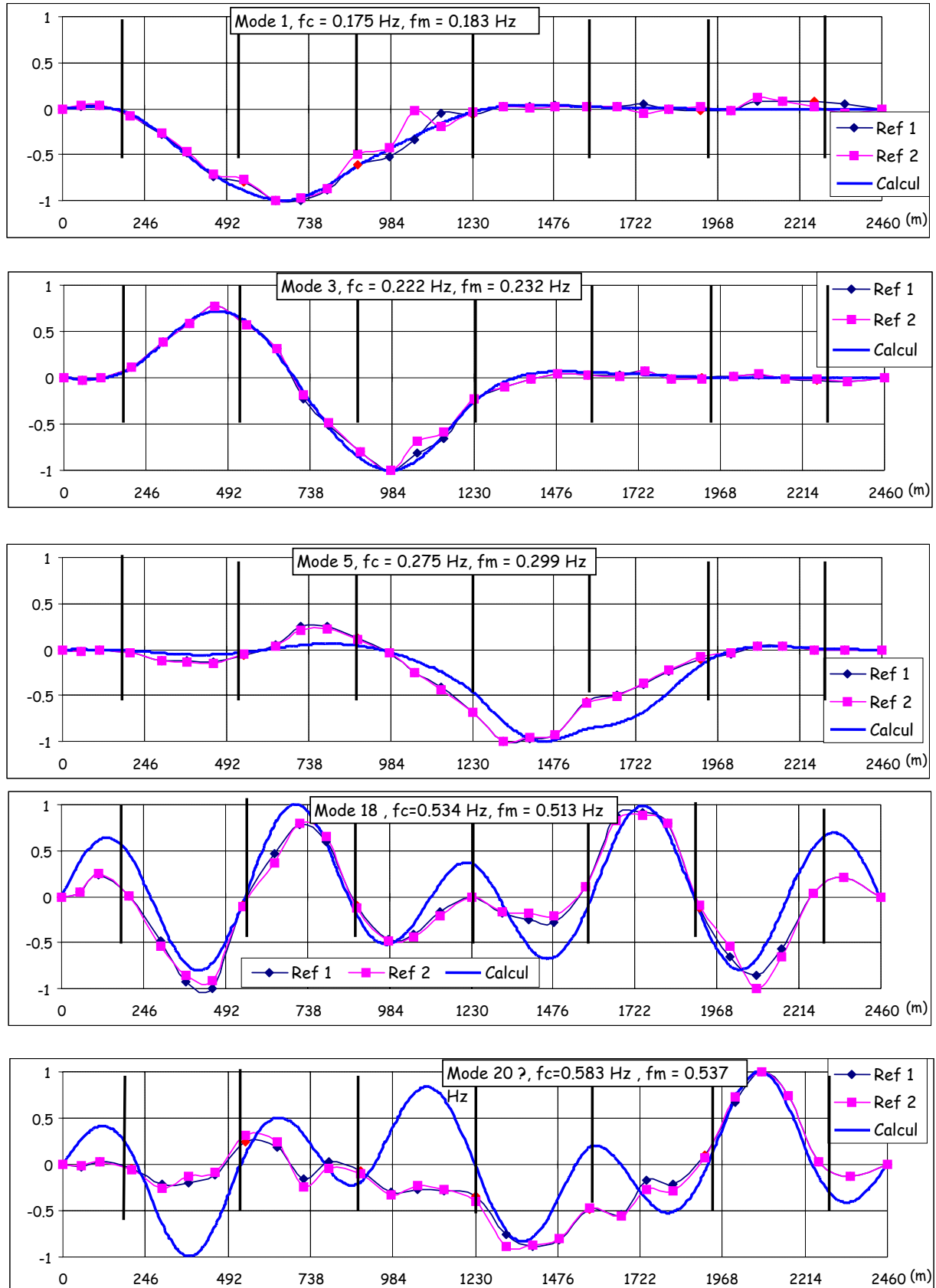


Figure 12: déformées modales des modes transversaux n° 1, 3, 5, 18 et 20 du tablier - Comparaison des mesures (réf 1 et réf 2) et des calculs (calc)

La comparaison des modes transversaux identifiés à partir des mesures avec ceux prévus par le calcul, figure 12 (modes 1, 3, 5, 18, 20) montre une bonne adéquation des déformées, parfaite sur les deux premiers modes, puis moins conforme au fur et à mesure de l'accroissement de l'ordre des modes. Pour le dernier mode transversal identifié, le 10^{ème} mode, qui correspond au 20^{ème} mode propre calculé de l'ouvrage mesuré sur le tablier, les deux déformées diffèrent notablement.

On peut remarquer que la participation des piles les plus hautes, P2 et P3, est très bien représentée dans le modèle de calcul dans les trois premiers modes où elles interviennent majoritairement, alors que la participation des piles moins hautes, qui intervient dans les modes d'ordre plus élevé, est moins bien rendue par le calcul. On peut donc raisonnablement supposer que les conditions de fondation des piles dans le sol, qui est sans doute relativement plus importante sur les piles "courtes" que sur les piles "longues", est à l'origine de ces différences alors que les raideurs des piles sont bien représentées dans le modèle de calcul.

En ce qui concerne les fréquences propres, les écarts entre les valeurs mesurées et celles calculées sont plus importants que pour les modes verticaux: pour les sept premiers modes l'ouvrage réel est plus raide que celui modélisé dans le calcul (écart de 5 à 10% de la valeur de la fréquence propre), ensuite c'est l'inverse, les valeurs des fréquences mesurées deviennent progressivement inférieures à celles calculées.

3.4.1.3 Modes de torsion

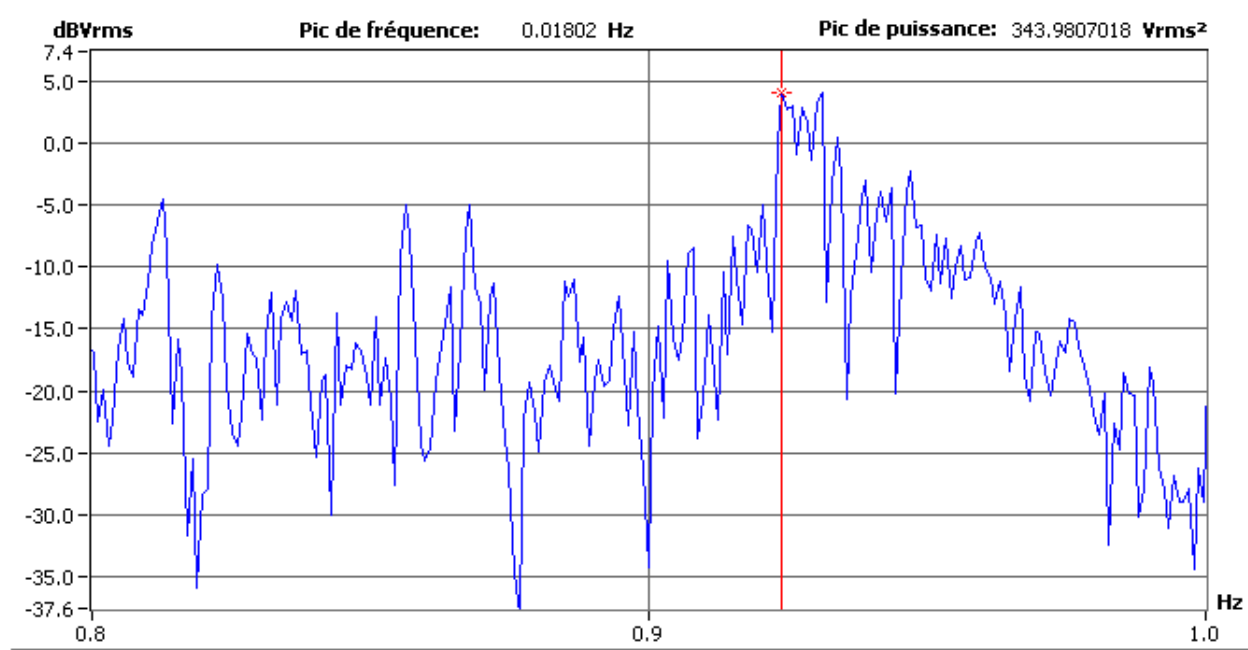


Figure 13 : Densité Spectrale de Puissance des signaux combinés pour la torsion du tablier

Les traitements réalisés avec les capteurs FEUP ont permis de faire ressortir les fréquences de 0,916 et 0,928 Hz, discernables aussi sur les capteurs C2, C4. On retrouve donc bien la "famille" des modes de torsion prévue par le calcul à ces fréquences, sans pour autant pouvoir identifier de manière individuelle chacun des modes de torsion.

3.4.2. Modes non identifiés

En repartant du tableau 1 des modes calculés de l'ouvrage on peut lister les modes qui n'ont pas été inventoriés et les raisons pour lesquelles cela n'a pas été possible.

- Le mode 2 à 0.2 Hz est un mode purement longitudinal dont la masse généralisée est importante ($> 60\ 000 t$?). Son amortissement est vraisemblablement élevé car il fait participer les joints de dilatation. Il n'est pas apparu lors des deux lâchers, l'excitation étant verticale. Il ne devrait pas non plus apparaître sous l'effet du trafic ou celui du vent, ces deux types d'actions semblant très insuffisantes du point de vue énergétique pour ce mode.
- Les modes 14 et 19, qui font principalement intervenir les piles de l'ouvrage (mode 14, pile P2 et mode 19, pile P3), n'ont pas été reconnus dans le processus de dépouillement. Ce n'est pas étonnant car l'excitation verticale produite par les lâchers n'était pas adaptée.
- Toute la famille des modes pylônes (modes 22, 23, 24, 25, 27, 30, 31, 33, 35, 37) n'a pas non plus été identifiée. Ils ne pouvaient l'être que par les capteurs S10, S11, S12 et C6 placés respectivement en tête des pylônes P2, P3, P4, P7. Bien que l'excitation verticale due à la traction ne soit pas favorable à l'excitation de ces modes, les densités spectrales des capteurs en tête de pylône montrent des pics dans la gamme de fréquence de ces modes. Mais c'est insuffisant pour les identifier individuellement d'autant plus que l'on retrouve aussi les fréquences des modes fondamentaux des haubans dans la même bande de fréquences.

3.4.3. Mesure de l'amortissement structurel

La rupture du câble a été brutale et a engendré des vibrations hautes fréquences responsables d'un grand bruit semblable à celui d'un choc métallique qui s'est transmis par le tablier, mais surtout d'une excitation d'un niveau suffisant pour la mesure. Les capteurs les plus proches du lieu de l'excitation ont donc mesuré un choc initial plus important que les capteurs situés à plus grande distance qui n'ont pour leur part été sensibles qu'à l'excitation des modes propres du viaduc (Figure 14).

L'excitation étant verticale, seuls les modes correspondant à une vibration verticale du tablier ont été étudiés pour l'exploitation des taux d'amortissement.

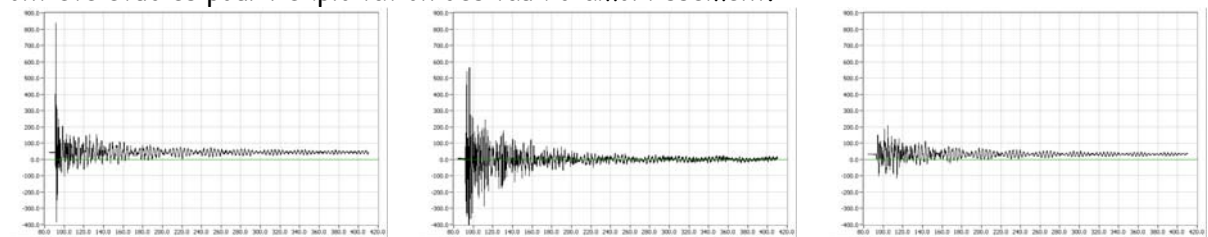


Figure 14 : Accélérations mesurées lors du deuxième lâcher par le capteur S8 (à 38 m du lâcher, à gauche), le capteur C5 (à 473 m du lâcher, au centre) et le capteur S4 (à 989 m du lâcher, à droite).

La durée de la mesure a été de 960 secondes pour le premier lâcher, 1200 secondes pour le deuxième, le lâcher ayant eu lieu dans les deux cas environ deux minutes après le début de l'acquisition. Pendant les deux lâchers, le niveau de vent résiduel était suffisamment faible (sa vitesse était de l'ordre de 2 m/s le matin et 5 m/s l'après-midi) pour que celui-ci ne perturbe pas de manière significative les taux d'amortissement mesurés.

La mesure de l'amortissement permet de juger de son évolution avec l'amplitude du signal et la moyenne de ces valeurs sur la période sélectionnée donne une indication fiable de la valeur moyenne de l'amortissement dans la gamme d'amplitude correspondant.

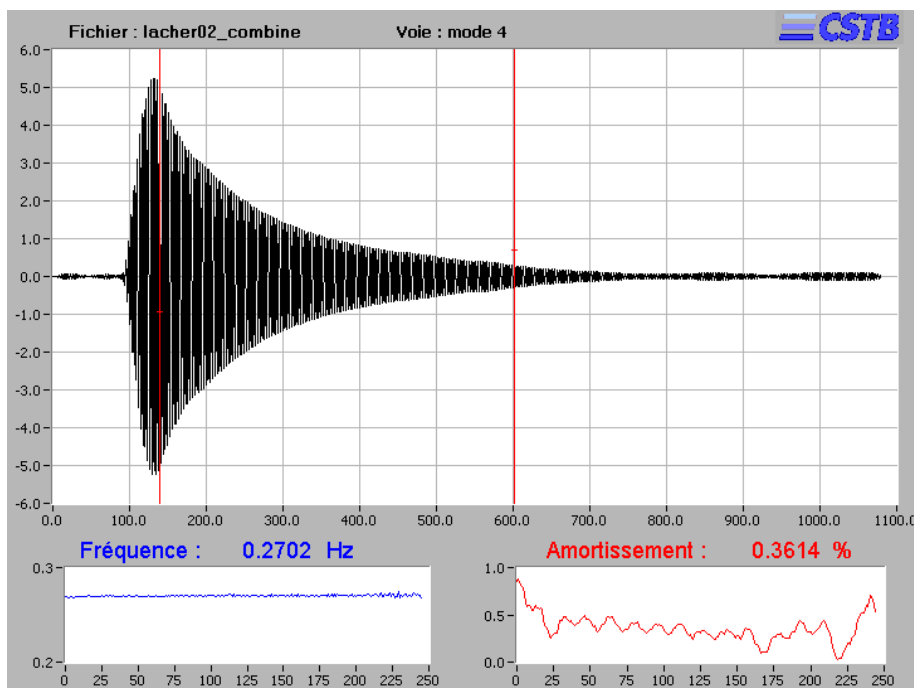


Figure 15 : Calcul de l'amortissement sur un signal temporel reconstitué après combinaison linéaire et filtrage passe bande

Ainsi sur la Figure 15 il apparaît clairement que dans la période sélectionnée pour l'analyse l'amortissement varie. Il est plus élevé en début de signal pour les amplitudes importantes, il se stabilise à une valeur moins élevée vers la fin du signal, quand les amplitudes sont plus modérées. La valeur moyenne de l'amortissement donnée comme résultat dépend donc plus ou moins de la gamme d'amplitude choisie pour la mesure, selon le mode. L'exemple des modes 4 et 6 est donné figure 16. Les amplitudes sont indiquées en unités après combinaisons linéaires de plusieurs signaux, elles ne correspondent donc pas à des unités physiques.

mode 4	Maxi	mini	amortissement (% critique)
	9.98	5.86	0.55
	5.70	2.91	0.41
	2.84	1.65	0.33
	1.63	1.06	0.26
	1.05	0.59	0.34
	0.57	0.26	0.37
	0.25	0.11	0.14

mode 6	Maxi	mini	amortissement (% critique)
	2.69	1.59	0.49
	1.56	0.75	0.39
	0.72	0.36	0.38
	0.36	0.22	0.21
	0.22	0.10	0.17
	0.10	0.06	0.06
	0.06	0.00	0.02

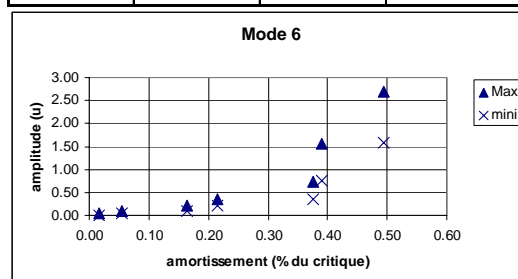
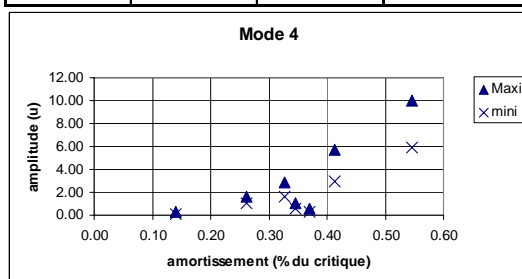


Figure 16 : Mesure de l'amortissement à différentes amplitudes pour les deux premiers modes verticaux à 0.260Hz et 0.299Hz lors du deuxième lâcher.

mode	fréquence (Hz)	amortissement moyen (% du critique)
4	0.260	0.36
6	0.299	0.43
8	0.336	0.79
10	0.386	0.51
12	0.433	0.75
15	0.493	0.68
17	0.546	0.53
21	0.603	0.38
26	0.654	0.44
28	0.707	0.35
29	0.747	0.48
34	0.812	0.51
36	0.832	0.30

Tableau 4 : fréquence et amortissement moyen mesurés pour les 14 premiers modes verticaux du tablier du viaduc

La mesure de l'amortissement moyen, calculé sur l'ensemble du signal exploitable et associé à chaque mode, est synthétisée dans le tableau 4. Celui-ci est assez variable, de 0.35% à 0.79% du critique. Il est dans la gamme des valeurs retenues lors des calculs de l'ouvrage.

La mesure de l'amortissement du mode de torsion, réalisée sur un signal combiné des capteurs C2 et C4, donne une valeur de 0.26% par rapport au critique.

4. Les essais statiques

4.1. Mesures sous le passage des kamags

Le passage des kamags servant à transporter les pylônes jusqu'à leur emplacement définitif sur pile avant leur mise en place par relevage ne faisait pas partie des épreuves réglementaires de l'ouvrage car le tablier ne se trouvait pas alors dans sa configuration définitive (portées de 171 m non encore haubanées à ce stade de la construction).

Cependant, l'ouvrage est soumis au chargement le plus important pendant cette opération de transport des pylônes puisque le poids d'un kamag circulant sur le tablier avec son chargement correspondant au poids d'un pylône avoisinait les 900 tonnes. Cet essai de chargement du tablier clavé mais non haubané et reposant toujours sur ses palées provisoires de lancement était beaucoup plus sévère que le plus sévère des essais statiques réglementaires. C'est la raison pour laquelle il aurait été dommage de ne pas profiter de l'occasion de cette phase de construction pour mesurer les flèches à mi-travée (entre pile et palée), sur appuis et au quart et trois-quarts de chaque travée ainsi que les déplacements longitudinaux des appuis des palées.

Il a donc été prévu des arrêts pendant le transport des pylônes sur kamags afin de prendre les mesures dans la position qui donne la flèche la plus importante et ce pour les cas suivants :

- transport du pylône P1 : à mi-travée $\pi 1$ P1
- transport du pylône P4 : à chaque demi-travée traversée avant d'arriver en position finale
- transport des pylônes P5, P6 et P7 : à chaque demi-travée pour les trois dernières demi-travées avant d'arriver à leurs positions finales.

A titre d'exemple, le tableau 5 reprend les flèches calculées et mesurées à mi-longueur des travées lors du passage du pylône P5. On constate que les valeurs des flèches sont à moins de 5 % près identiques à celles calculées sauf pour la 1^{ère} travée, $\pi 7/P7$. Ces conclusions ont été identiques pour le transport de chaque pylône côté Sud. Pour le transport de P1, côté nord, l'accord a été parfait y compris $\pi 1/P1$.

Il a été mesuré en parallèle la température extérieure de l'air et la température à l'intérieur du caisson.

flèche du tablier [mm]	Pylône à mi-longueur des travées				
	$\pi 7/P7$	$P7/\pi 6$	$\pi 6/P6$	$P6/\pi 5$	$\pi 5/P5$
calcul	204	236	240	245	242
mesures	224	250	247	250	240

Tableau 5: Flèches du tablier lors du transport du pylône P5

4.2. Essais de chargement réglementaires

4.2.1. Préambule

32 camions et 21 cas de charge étaient prévus pour les épreuves sous chargement statique

Les essais statiques visant à s'assurer du comportement d'ensemble de l'ouvrage ont été complétés par des essais de flexion transversale de la date orthotrope en application du document SETRA « Epreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes » paru en mars 2004.

4.2.2. Modes de chargement

Les essais ont été réalisés à l'aide des camions suivants :

- 20 camions type semi-remorques de 38 tonnes PTAC
- 8 camions type 6 x 4 de 26 tonnes PTAC.

Les cas de chargement réalisés avaient pour objet de s'assurer du comportement global de l'ouvrage en appliquant à la structure des charges de caractère normal sans y créer des sollicitations supérieures à celles qui apparaîtront pendant son exploitation. Il a ainsi été décidé de réaliser les cas de charges relatifs :

- aux moments positifs en travée (8 cas)
- aux moments négatifs en pied des pylônes P2 et P6 (4 cas)
- à la tension dans le hauban S11 du pylône P2 (1 cas)
- à la torsion (8 cas correspondants à un chargement par travée)
- aux efforts normaux dans les pieds de pylônes et aux réactions des appareils d'appuis.

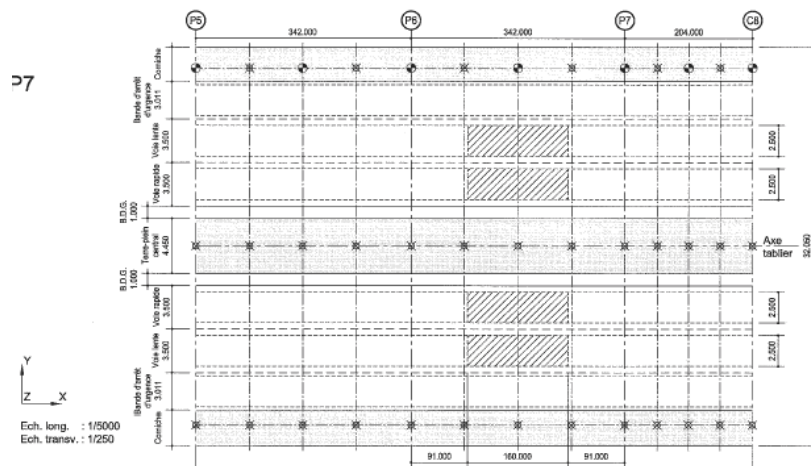


Figure 17: Chargement: moment positif maximum - travée P6-P7

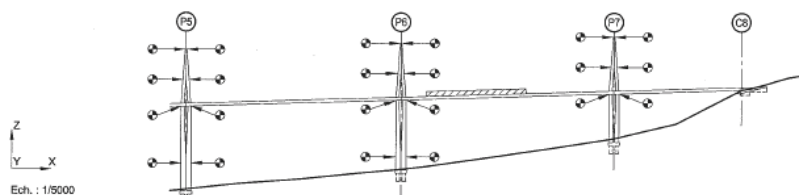
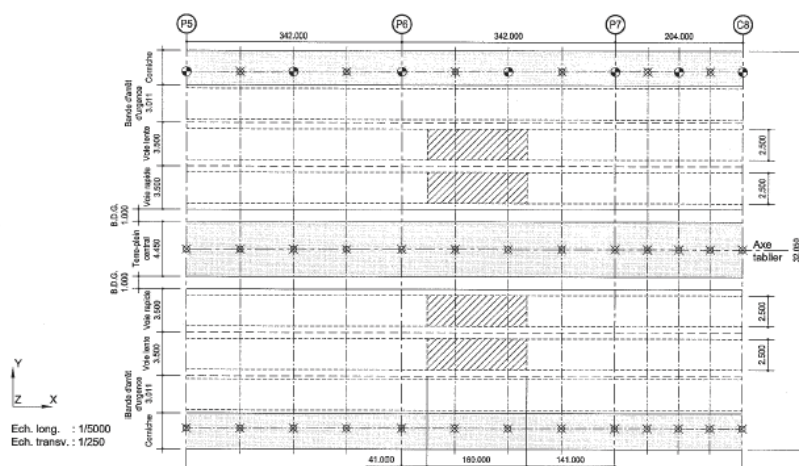


Figure 18: Chargement: moment négatif maximum - travée P6-P7



Photo 3: Déformée de l'ouvrage pendant les essais

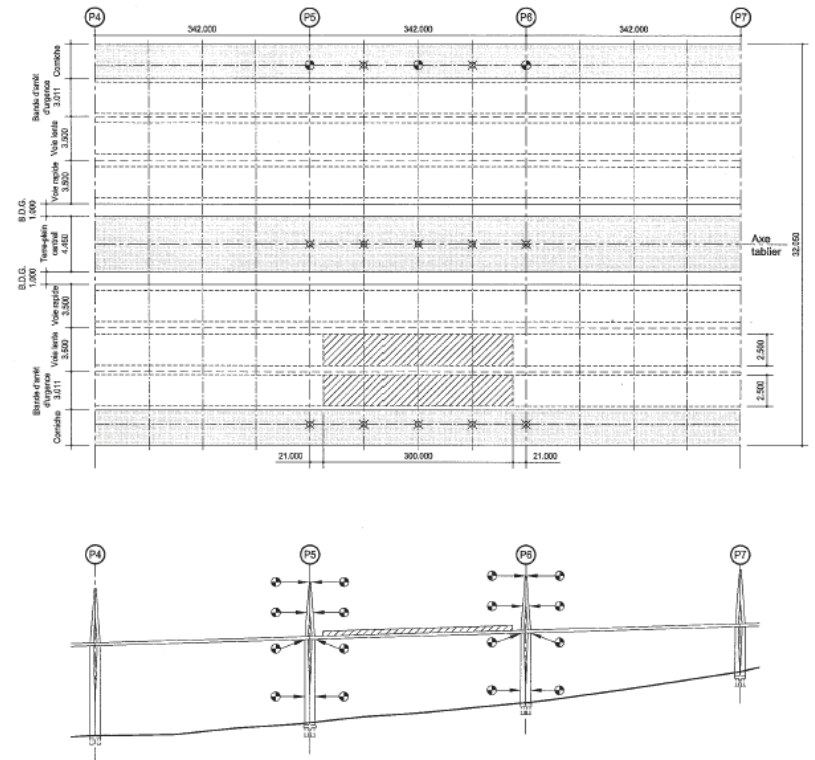


Figure 19: Chargement: moment torsion maximum - travée P5-P6



Photo 4: Chargement de la travée de rive, côté Sud

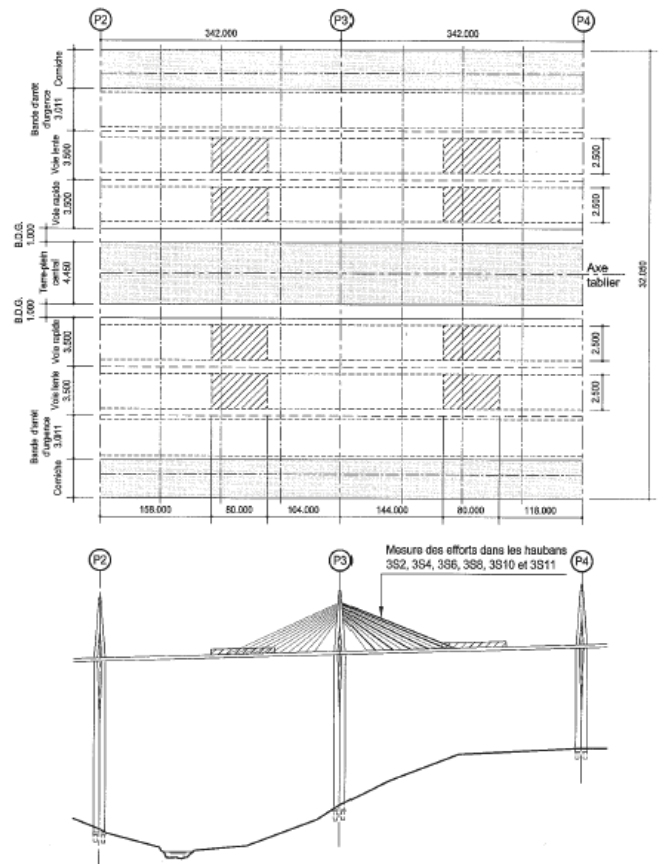


Figure 20: Chargement: Effort hauban S11 maximum - travée P3-P4

La phase de chargement centrée utilise 20 camions de 38 tonnes et 8 camions de 26 tonnes (13 cas au total).

La phase de chargement excentrée utilise 10 camions de 38 tonnes et 8 camions de 26 tonnes (8 cas au total).

Il est apparu nécessaire pour chaque cas de charge de mesurer :

- les déplacements (y compris de torsion) dans la travée chargée et dans chacune des travées adjacentes à mi-portée, au quart et aux trois-quarts de la portée,
- les déplacements verticaux à mi-portée des autres travées,
- les déplacements sur les têtes de piles (deux fûts par pile) encadrant la travée chargée,
- les déplacements en tête des pylônes encadrant la travée chargée et ceux adjacents de chaque côté.

Il a été, en outre, enregistré, pendant les épreuves, la température dans les piles et le tablier, la tension dans les haubans instrumentés, la vitesse du vent, le souffle des joints de chaussée notamment.

Comme lors du transport des pylônes par kamags, les valeurs mesurées ont été très proches des valeurs calculées, soit avec une différence inférieure à quelques pour-cent.

4.2.3. Comportement global de la structure

L'écart maximum de poids de véhicule, entre les chargements effectifs et les hypothèses de l'étude des épreuves a été très faible (env. 1 %).

En outre, les relevés des mesures topographiques effectuées sur le tablier et les pylônes ont une précision voisine de 15 mm. Il a donc été considéré comme illusoire de vouloir interpréter des différences entre les relevés et les valeurs théoriques inférieures à cette valeur.

4.2.3.1 Mesures de déplacement du tablier

Les effets significatifs étaient bien sûr les déplacements verticaux.

Les déplacements longitudinaux (selon X) et transversaux (selon Y) calculés sont petits : pour la presque totalité, inférieurs à la précision de mesure. Les valeurs mesurées sont se situent généralement dans ces limites.

Les résultats sont tout à fait satisfaisants. Pour la plupart, les écarts par rapport au théorique sont inférieurs à la précision de la mesure. Les écarts plus importants sont inférieurs à 30 mm, donc inférieurs à deux fois la précision de la mesure, c'est-à-dire sans signification réelle.

On remarque cependant que tous les écarts traduisent des déplacements mesurés inférieurs aux valeurs calculées. Cette tendance révèle un comportement légèrement plus raide que prévu. Une explication probable se situe au niveau des piles : l'étude des épreuves adopte, pour l'évaluation du module du béton, une qualité B60 or il est apparu que la qualité du béton était plus proche du B80.

4.2.3.2 Mesures de déplacement des pylônes

Sur base de la même démarche que pour le tablier, les mesures ont été comparées aux valeurs théoriques. Dans ce cas, les informations significatives étaient les déplacements horizontaux longitudinaux. Seuls les cas de charge où ils sont les plus importants sont discutés: CC01 à CC12.

Les différences inférieures à 16 mm ont été considérées comme non significatives puisque plus petites que la précision de mesure.

Il est apparu quelques différences comprises entre 16 et 40 mm, donc significatives,

Déplacements selon X: les résultats sont tout à fait satisfaisants. La plupart des différences sont inférieures à la précision de mesure, sans toutefois dépasser 24 mm. L'amplitude des déplacements s'est révélée systématiquement plus faible que celle donnée par le calcul. Ceci tend à confirmer l'hypothèse formulée quant à la qualité du béton.

Déplacements selon Y: les valeurs théoriques étaient pratiquement toutes inférieures à la précision de mesure; la plupart étaient positives, c'est-à-dire, vers l'intérieur de la courbe ce qui traduisait bien l'effet de la courbure en plan du tablier. Un certain nombre de différences ont dépassé la précision de la mesure tant positivement que négativement, sans dépasser, cependant, 32 mm en valeur absolue. Il n'a dès lors pas été possible d'en tirer une conclusion globale sur la raideur transversale des piles et pylônes.

Déplacements selon Z: les valeurs théoriques étaient de l'ordre du millimètre; il n'était pas possible de la mesurer de façon fiable. Certains relevés dépassaient la précision de mesure. Mais le nombre de mesures positives égalait celui des mesures négatives; il n'a, dès lors, pas été possible de tirer une conclusion sur la raideur extensionnelle des pylônes.

4.2.3.3 Mesures d'effort dans les haubans

La précision minimum de la mesure fournie par les cellules de charge est de 1 %; cela impliquait que la précision absolue des mesures était de :

- 45 kN pour le hauban 2S (hauban court)
- 68 kN pour le hauban 11S (hauban long)

Les écarts mesurés sur les haubans 2S, 4S, 6S et 8S, se sont avérés inférieurs à la précision de mesure; ils n'avaient donc pas de signification concrète.

Des écarts un peu plus importants ont été observés pour les haubans longs, de l'ordre de 70 kN, pour le hauban 10S et 120 kN, pour le hauban 11S. Cette différence pourrait provenir d'un effet "chainette" non considéré pour déterminer les valeurs théoriques. Pour le hauban 11S, par exemple, le module apparent du hauban, sous effort permanente, vaut 86% du module nominal.

4.2.3.4 Mesures de déplacement sur les piles

Tous les déplacements théoriques, ainsi que les résultats des mesures, étaient inférieurs à la précision des mesures.

4.2.4. Comportement local du tablier

Le comportement local du tablier sous des chargements relativement concentrés (1 ou 2 camions) a été vérifié par un essai.

L'objectif de cet essai était de contrôler la répartition transversale des charges. Les charges d'épreuves étaient constituées de deux camions de 26 tonnes placés côte à côte. La flexion de cinq augets et de la tôle supérieure était mesurée par des capteurs. Il a été décidé de compléter cette instrumentation par des capteurs sur la dalle orthotrope au droit de la pièce de pont qui fait « point dur ».

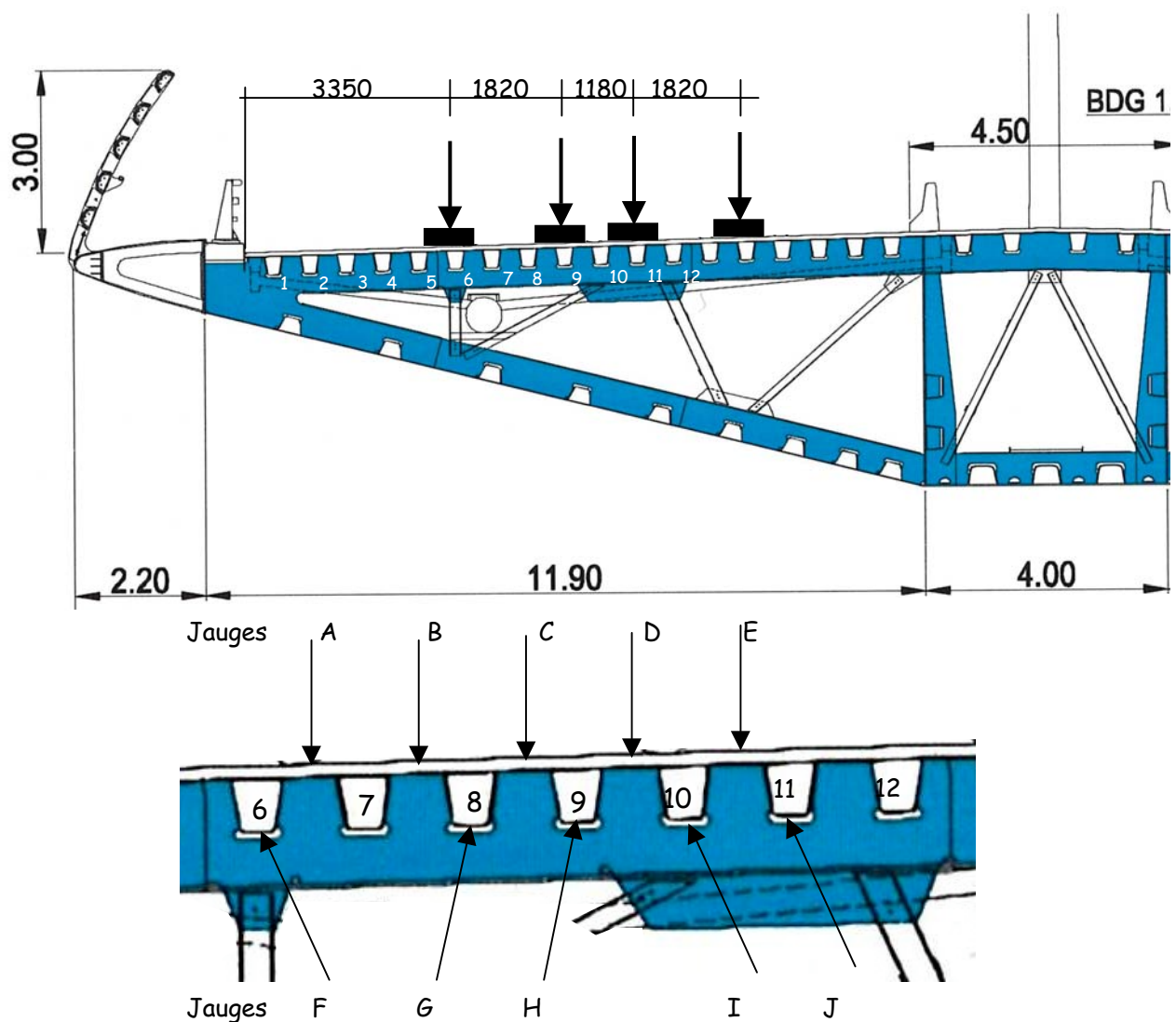


Figure 21: localisation des jauges

Les déformations attendues n'étant toutefois pas significatives, il a été implanté des jauges de contraintes afin d'évaluer les contraintes en semelle supérieure et en semelle inférieure des augets (cf. croquis).

Certains paramètres étaient différents entre les hypothèses initiales du calcul et l'essai effectivement réalisé; les calculs ont été repris en considérant les différences les plus significatives qui suivent:

- Les poids des essieux sur la travée instrumentée étaient respectivement de 8870 kg (côté Ouest) et de 9430 kg (côté Est) au lieu de 12000 kg
- Les essieux avant des camions, non considérés dans l'étude préliminaire, apportent une charge, sur la travée adjacente de 8360 kg (côté Ouest) et de 9340 kg (côté Est)
- La distance entre les essieux arrière était de 1400 mm au lieu de 1350 mm
- L'empattement des essieux était de 1820 mm au lieu de 2000 mm

Dans le tableau 6, on fournit les résultats des mesures de déformations du platelage orthotrope.

Séquence	T°C	Valeurs mesurées en $\mu\text{m/m}$										
		Jauge A	Jauge B	Jauge C	Jauge D	Jauge E	Jauge F	Jauge G	Jauge H	Jauge I	Jauge J	Témoïn
Mesure à vide	12.0	-0.1	-1.5	-1.4	-0.2	-0.1	2.9	4.2	0.3	1.8	0.0	-50.5
premier essai	12.8	-38.0	-44.1	-98.9	-48.8	-86.2	133.6	93.8	139.0	69.0	151.6	-50.5
retour à vide	13.0	2.0	-11.4	-2.5	0.4	4.9	1.0	-6.6	-11.5	-9.9	0.0	-49.5
Deuxieme essai	13.2	-38.0	-44.1	-98.3	-39.6	-63.5	129.4	93.4	139.0	69.1	151.6	-48.4
retour à vide	13.4	8.0	-2.6	-0.4	0.4	21.3	1.0	-6.6	-7.1	-6.8	0.0	-48.7
Moyenne premier essai		-38.9	-37.6	-96.9	-49.0	-88.6	131.7	95.0	144.6	73.1	151.6	-0.5
Moyenne deuxieme essai		-43.0	-37.1	-96.8	-40.0	-76.6	128.4	100.0	148.3	77.4	151.6	0.7

Tableau 6: suivi des déformations ($\mu\text{m/m}$) mesurées sur chaque jauge en cours d'essai

On donne dans le tableau 7 suivant la comparaison effective entre les valeurs calculées et les résultats mesurés.

Valeurs calculées (déformation: $\mu\text{m/m}$)	Total microdéf						
	N° jauge	A	B	C	D	E	Total
		-50.73	-19.46	-83.32	-54.59	-86.61	-294.71
		F	G	H	I	J	Total
		126.13	33.19	143.83	119.49	137.19	559.83

Valeurs mesurées	Essais réels						
	N° jauge	A	B	C	D	E	Total
		-41.00	-37.30	-96.80	-44.50	-82.60	-302.20
		F	G	H	I	J	Total
		130.05	97.50	146.40	75.30	151.60	600.85

Tableau 7: déformations mesurées et calculées

5. Le suivi de l'ouvrage pendant son exploitation

En ce qui concerne le suivi de l'ouvrage en service, trois objectifs fondamentalement différents sont visés :

- Le premier, et le plus important, est de contrôler en permanence les conditions d'exploitation de l'ouvrage pour assurer la sécurité du trafic et des usagers. L'ouvrage est ainsi équipé de capteurs et dispositifs particuliers permettant d'assurer les fonctionnalités suivantes :
 - la surveillance du trafic,
 - la mesure de la vitesse du vent,
 - la détection de verglas.

Un suivi continu des paramètres suivants :

- ouverture des joints de chaussée sur culées,
- température de l'air et du caisson (moyenne),
- humidité relative du tablier métallique,
- température en surface de la chaussée
- vitesse du vent

est effectué en temps réel au PC d'exploitation de la CEVM à Saint-Germain.

Ce suivi des différentes valeurs mesurées est affiché sur écran sous forme numérique et graphique. L'afficheur permet de savoir si l'on est dans le cas de franchissement de seuil ou non. Les alertes surviennent lorsqu'un seuil prédéfini est franchi.

- Le second est de contrôler le vieillissement de l'ouvrage. L'ouvrage est équipé d'une instrumentation permettant le suivi :
 - des fondations : des mesures de nivellement contrôlées par des mesures inclinométriques permettent d'évaluer le tassement éventuel des fondations dans le temps.
 - des piles : il est prévu des mesures géométriques tout à fait classiques à l'aide de prismes et inclinomètres ; des mesures des déformations dans le béton des piles à l'aide d'extensomètres afin d'évaluer le fluage du béton et des mesures de la température pour évaluer les gradients thermiques transversaux et leurs effets.
 - du tablier : il est prévu des mesures géométriques (en travée et sur appuis et au niveau des ancrages des haubans) ; des mesures de température (27 capteurs dont 3 dans l'air dans le tablier) ; des mesures de l'humidité de l'air à l'intérieur du caisson et des mesures accélérométriques sur déclenchement du seuil de vent.
 - des pylônes : il est prévu des mesures géométriques à l'aide de prismes et d'inclinomètres, des mesures accélérométriques en tête des pylônes P2 à P4 sur déclenchement du seuil de vent.

- des haubans : il est prévu le suivi :
 - de l'amortissement des haubans instrumentés (six au total ancrés côté sud du pylône P3),
 - de la tension dans les torons équipés de cellules de mesure,
 - des éventuelles vibrations des haubans,
 - de l'état de corrosion des haubans équipés par leur auscultation acoustique afin de détecter d'éventuelles ruptures de fils et torons.

- Le troisième et dernier objectif est de contrôler que le comportement de l'ouvrage en service est conforme aux prévisions. Comme pour le pont de Normandie, il s'agit d'étudier des séquences de vent fort pour une durée limitée sur trois ans environ.

6. Conclusions

1. Sur les épreuves statiques de chargement d'ensemble

Les informations essentielles qui traduisent le fonctionnement de l'ouvrage sont les déplacements verticaux du tablier et les déplacements longitudinaux des pylônes.

Les mesures obtenues concordent bien avec le calcul, compte tenu de la précision des mesures, à l'échelle de la structure.

L'ouvrage répond aux chargements conformément au modèle de calcul tant sur le plan flexionnel longitudinalement que sur le plan torsionnel du tablier.

2. Sur le comportement en flexion locale de la dalle orthotrope

On relève quelques différences sensibles (en particulier pour les jauges B et G) par rapport à la théorie; le comportement global de la dalle orthotrope est conforme aux prévisions.

3. Sur le comportement dynamique de l'ouvrage

Les essais dynamiques combinés aux mesures ambiantes ont permis d'inventorier un grand nombre de modes de vibration du viaduc, nettement plus qu'espéré au départ. Les modes obtenus sont en général parfaitement conformes en terme de fréquences et de déformées aux modes calculés par le bureau d'études lors des études d'exécution de l'ouvrage. Sur les 40 premiers modes, 25 modes ont été identifiés expérimentalement dont 16 des 18 premiers.

Le taux d'amortissement structurel des modes verticaux est globalement conforme à ce qui était attendu; il a été possible de caractériser la dépendance de cet amortissement à l'amplitude des vibrations. C'est un paramètre qui sera pris en compte dans les analyses en cours pour la vérification du comportement de l'ouvrage soumis au vent, combinées aux enregistrements réalisés avec le monitoring mis en place.