

# GESTION DU RISQUE AVEC MODIFICATIONS ANTI-SISMIQUES SUR LES PONTS DE GRANDE PORTÉE EN POUTRE TREILLIS S'APPLIQUANT À UNE CONCEPTION MAÎTRISANT LES DÉGÂTS

H. KANAJI

Hanshin Expressway Management and Technology Center, Japan  
kanaji@tech-center.or.jp

Y. FUJINO

University of Tokyo, Japan  
fujino@civil.t.u-tokyo.ac.jp

T. ISHIBASHI

Hanshin Expressway Company Ltd., Japan  
teruhisa.ishibashi@hanshin-exp.co.jp

T.TOKUMASU

Ministry of Land, Infrastructure and Transport  
tokumasu-k2uh@mlit.go.jp

## RÉSUMÉ

Le pont « Minato Bridge », un pont de grande portée en poutre treillis de 980 m, se trouve sur l'autoroute « Hanshin Expressway » au niveau du port d'Osaka (Japon). Les dégâts causés en 1995, lors du tremblement de terre Hyogo-ken Nanbu (tremblement de terre de Hanshin Awaji), ne furent pas si graves, cependant il fallut réétudier la force sismique s'exerçant sur le pont. Les performances sismiques du pont ont été évaluées d'après une analyse dynamique se basant sur les mouvements du sol et il a été confirmé que les risques sismiques n'étaient pas négligeables. Dans ce projet, plusieurs structures avec modifications anti-sismiques à trois niveaux de performance ont été étudiées et furent évaluées avec le « seismic life-cycle cost » (S-LCC, = coût de durée de vie sismique). Le S-LCC se base sur les coûts d'une modification anti-sismique et sur les risques sismiques. Les risques ont été calculés avec la probabilité de dégâts déterminée par la courbe de hasard, la courbe de fragilité et des données relatives aux coûts. Résultat, une structure maîtrisant les dégâts avec le S-LCC minimum a été employée pour réaliser des modifications anti-sismiques rationnelles du point de vue de la gestion du risque. Le concept différencie les structures principales qui supportent le poids vertical des sous-composants pour les forces latérales comme la force sismique. Selon cette conception, les structures principales doivent être linéaires et les sous-composants peuvent être non linéaires et fournir un amortissement. Ce système de structure permet une circulation du trafic même après un grand tremblement de terre : cela peut rendre un grand service en tant que lifeline (ligne de vie) et revient à réduire les pertes sociales.

## 1. INTRODUCTION

Le tremblement de terre Hyogo-ken Nanbu s'est produit le 17 janvier 1995 et son épicentre se localisait au nord de l'île Awaji (département de Hyogo). Avec une magnitude de 7,2, les forts tremblements eurent de grands impacts sur une large zone allant de l'ouest (principalement dans la région du Kinki) à l'est du Japon.

Les structures de la route de Kobe (Kobe route) et de la route Wangan (Wangan route) sur l'autoroute « Hanshin Expressway » ont été endommagées. On trouve plusieurs ponts de grande portée sur la route Wangan et des ponts, tels que le pont « Higashi

Kobe Bridge » (pont à câble), le pont « Rokko Island Bridge » (arc Lohse) ainsi que le pont « Nishinomiya-kou Bridge » (arc Nielsen), furent dans une certaine mesure endommagés.

Juste après le tremblement de terre, le Ministre de la Construction annonça des « Spécifications pour la restauration des ponts sur les autoroutes endommagées par le tremblement de terre de Hyogo-ken Nanbu ». Puis des « Spécifications relatives aux ponts d'autoroute, Partie 5 : conception anti-sismique » et un « Livre de références sur les conceptions anti-sismiques pour les ponts d'autoroute » furent élaborés afin de prendre en considération les dommages et d'améliorer la conception avec la ductilité. Mais, il n'y a pas eu de spécification relative à des modifications anti-sismiques pour les ponts de grande portée de plus de 200 m ; il était donc nécessaire d'étudier les performances de chaque pont, de développer des critères de modification anti-sismique et d'élaborer des mesures.

Le pont « Minato Bridge », achevé en 1974 et situé à Osaka (Japon), est un pont à poutres cantilever de 980 m de long. Il s'agit du troisième plus long pont du monde. La résistance anti-sismique de ce pont ne répondait plus aux nouveaux critères de conception anti-sismique établis après le tremblement de terre de Hyogo-ken Nanbu de 1995 : ce pont avait été originellement conçu pour une accélération de 250 gals. De ce fait, ce pont nécessitait des modifications anti-sismiques. Une gestion du risque a été étudiée afin de démontrer l'efficacité des modifications anti-sismiques et de déterminer le niveau de performances requises. Cette gestion du risque aide aussi à déterminer un système structurel rationnel et à trouver une conception maîtrisant les dégâts.

Dans ce document sont présentées la gestion du risque ainsi que les modifications anti-sismiques apportées sur les ponts de grande portée en poutres treillis, et sont mentionnés les avantages au niveau des coûts ainsi que leurs effets.

## **2. APERÇU DU PONT ET PRONOSTIC DU RISQUE SISMIQUE**

### **2.1 Description du pont**

Le pont « Minato Bridge » est composé d'une portée au centre de 510 mètres de long comprenant une partie suspendue et de deux portées de côté de 235 mètres chacune comme le montre la figure (Fig.1). Le pont possède deux planchers-tabliers avec six grandes poutres supportées par des coussinets en acier posés sur les poudres horizontales des principales poutres treillis. Le poids de ces deux systèmes de plancher-tablier est approximativement de 200 MN, ce qui correspond à 40 % du poids total de la superstructure.

Un modèle tridimensionnel de ce pont comprenant une structure interactive sol-fondation a été préparé afin d'évaluer tous les comportements du pont. Les connexions des structures principales telle que la structure courbée, verticale et en diagonale supportant le poids mort et le poids vivant sont réalisées comme des connexions rigides. D'autre part, les connexions entre les poutres croisées comprenant les poutres de plancher et la structure principale sont réalisées comme des connexions épinglées. L'analyse modale linéaire utilisant un modèle d'ordinateur tridimensionnel de la structure « as-built » (telle qu'elle est construite) a ainsi été effectuée pour évaluer les caractéristiques des vibrations. La figure 2 (Fig.2) montre les modes de vibrations dominantes dans les directions longitudinales et transversales. Il a été posé en prémisses que les planchers-tabliers fixés aux poutres treillis principales vibraient ensembles.

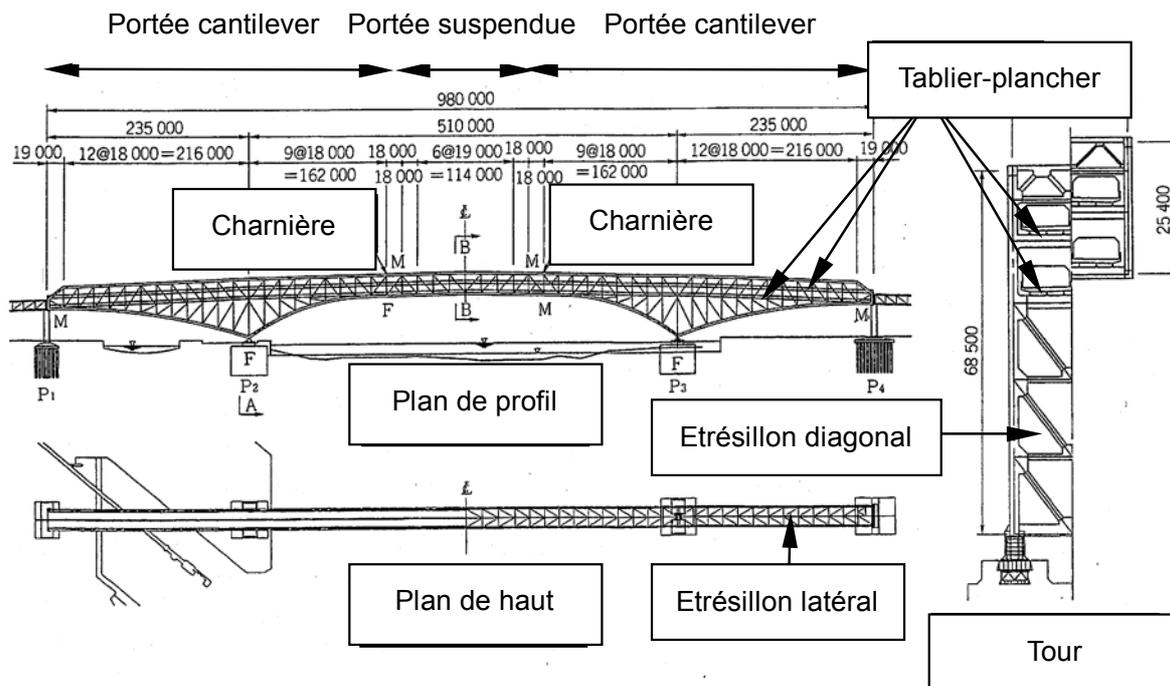


Fig. 1 - Caractéristiques de la structure du pont « Minato Bridge »

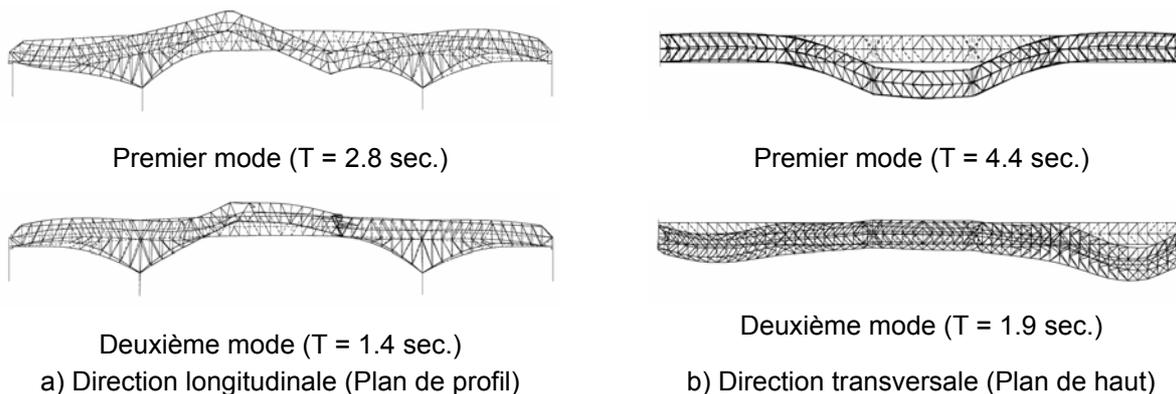


Fig. 2 - Modes de vibrations dominantes sur le pont « Minato Bridge »

## 2.2 Leçons tirées des précédents tremblements de terre relatives aux risques sismiques

Il n'y a presque pas de lien au niveau des dégâts sur les ponts de grande portée sauf concernant les dégâts relatifs au tremblement de terre de Hyogo-ken Nanbu (appelé tremblement de terre de Kobe). Ce tremblement de terre, survenu en janvier 1995, a causé des dommages au niveau des ponts de la route Wangan et de la route de Kobe sur l'autoroute Hanshin Expressway. De nombreux ponts de grande portée se trouvent sur cette route Wangan et ces ponts subissent d'importants dégâts. Des exemples représentatifs sont montrés ci-après. Avant les modifications anti-sismiques, le pont « Minato Bridge » possédait deux tabliers sur les poutres treillis principales et des tabliers d'un ratio de poids d'approximativement 0,67 étaient supportés par des poutres fixes et des poutres mobiles. Il n'y a pas eu de dégât au niveau des poutres treillis principales mais quelques poutres de tabliers ont subi des dégâts comme le montre la figure 3 (Fig. 3). Les planchers-tabliers ont été isolés de la structure principale à cause de la déficience des poutres existantes dont la résistance s'est montrée relativement faible par rapport aux autres composants de la structure : la déficience des poutres s'apparente au fonctionnement des fusibles.



a) Fracture au niveau d'une fixation de poutre



b) Fracture de l'ensemble des boulons d'une poutre



c) Fracture d'un boulon de serrage



d) Dégât au niveau d'une plaque gousset

Fig. 3 - Dégâts sur le pont « Minato Bridge »

### 2.3 Performances sismiques

Des analyses du spectre de réponse tout comme des analyses temps-histoire avec les mouvements d'un tremblement de terre sur site spécifique ont été effectuées. Il a été constaté que l'accélération du spectre de réponse pour le premier mode en direction longitudinale est bien plus large que celle de la conception originale, de plus, le mouvement de la première période naturelle peut être très efficace. D'autre part, la période naturelle du premier mode en direction transversale est adéquatement longue et l'augmentation d'amortissement doit être efficace dans le second mode.

L'analyse dynamique et linéaire « temps-histoire » a été menée afin d'évaluer les performances sismiques de cette structure. Les résultats ont révélé que plusieurs structures ne répondaient pas à un ratio de base acceptable Demande/Capacité. Un ratio Demande/Capacité  $R_i$ ,  $R_{req} = 1.0$ , pour chaque composant de la structure a été défini comme suit :

$$R_i = \sigma_{\max_i} / \sigma_{a_i}$$

$\sigma_{\max_i}$  = stress maximum d'un composant de la structure obtenu par analyse dynamique ( $i = 1, 2, \dots$ , total des composants de la structure)

$\sigma_{a_i}$  = stress acceptable d'un composant de la structure (déformation ou flambage) ( $i = 1, 2, \dots$ , total des composants de la structure)

La figure 4 (Fig. 4) montre la distribution du  $R_i$  au niveau des composants de la structure. On peut constater que les composants courbés, se trouvant près des extrémités des

portées de côté et au niveau des charnières entre la portée cantilever et la portée suspendue, ont été déformés ( $R < -1,0$ ) ou flambés ( $R > 1,0$ ) à cause d'une réponse longitudinale. D'autre part, un comportement non élastique aurait pu se produire à cause d'une réponse transversale au niveau des composants courbés se trouvant près des extrémités du pont, tout comme au niveau des composants courbés bas, des composants diagonaux et verticaux des portées de côté près des tours ainsi que des composants diagonaux des tours. De ce fait, ces composants nécessitent des modifications anti-sismiques : les réponses sismiques doivent être réduites.

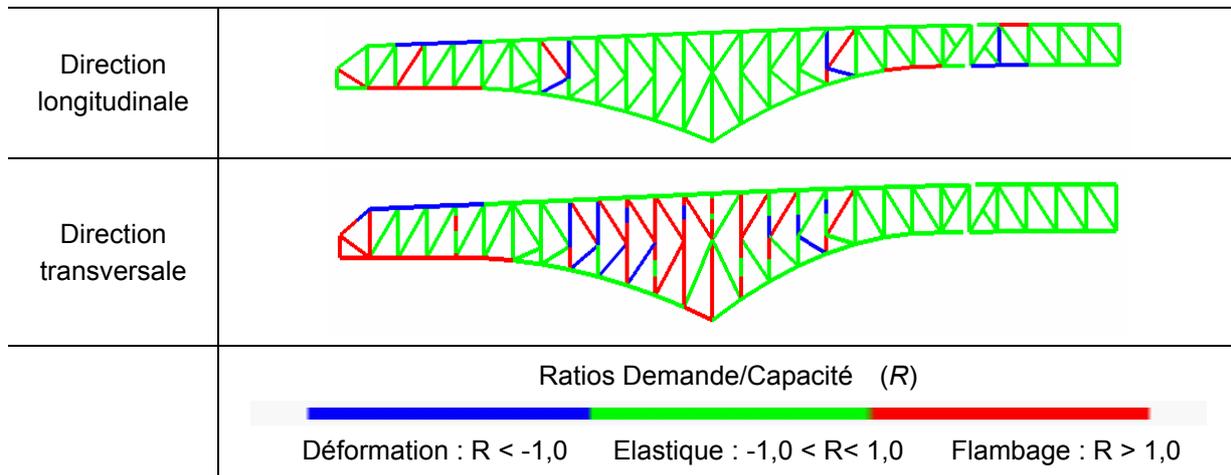


Fig. 4 - Ratios Demande/Capacité

### 3. GESTION DU RISQUE POUR UNE STRATÉGIE AVEC MODIFICATIONS ANTI-SISMQUES

#### 3.1 Gestion du risque et LCC (coût de durée de vie)

Il est important de déterminer la meilleure combinaison possible entre le poids et les performances de la structure dans une conception anti-sismique, ce qui doit être l'investissement le plus rationnel. Ainsi, des systèmes de structure variés doivent être étudiés du point de vue de l'analyse coût-bénéfice. La gestion du risque consiste à déterminer et évaluer le risque et les mitigation, rétention, transfert et évacuation sont choisis. On peut dire que la sélection du meilleur système de structure selon l'analyse coût-bénéfice pour apporter des modifications anti-sismiques en est une sorte.

Les modifications anti-sismiques sur les ponts de grande portée sont toujours en retard à cause des coûts énormes, des technologies qui avancent et de la construction. Nous devons être financièrement aptes à investir de grandes sommes d'argent. Dans cette étude, le coût de durée de vie pour plusieurs modifications structurelles anti-sismiques a été présenté, puis la meilleure structure a été sélectionnée en considérant le LCC.

Le but des modifications anti-sismiques est de réduire les risques par des investissements. L'avantage réside dans le différentiel entre le risque avant et après modifications anti-sismiques. Le LCC est calculé en se basant sur le procédé comme le montre la figure 5 (Fig. 5).

Une analyse du risque sismique est conduite pour générer un spectre de hasard et d'ondes sismiques. Puis, une analyse 3D est effectuée pour déterminer des ratios de contrainte pour tous les composants de la structure. D'autre part, une analyse utilisant la méthode des éléments finis en 3D est faite pour évaluer le rapport entre l'état des dégâts et le poids. Avec ce résultat et en prenant en compte les variations matérielles, une courbe de fragilité est obtenue.

La probabilité de dégâts est calculée en faisant une corrélation entre les ratios de contrainte de tous les composants et la courbe de fragilité, ainsi des pertes rang par rang sont obtenues. Dans cette étude, nous présentons une forme de trois niveaux, du niveau 1 à 3, pour une stratégie avec modifications anti-sismiques. Ici, les pertes totales sont obtenues comme suit.

$$C_f = \int_p C_f(p) dp$$

$C_f(p)$  : pertes totales à une probabilité de dépassement  $p$

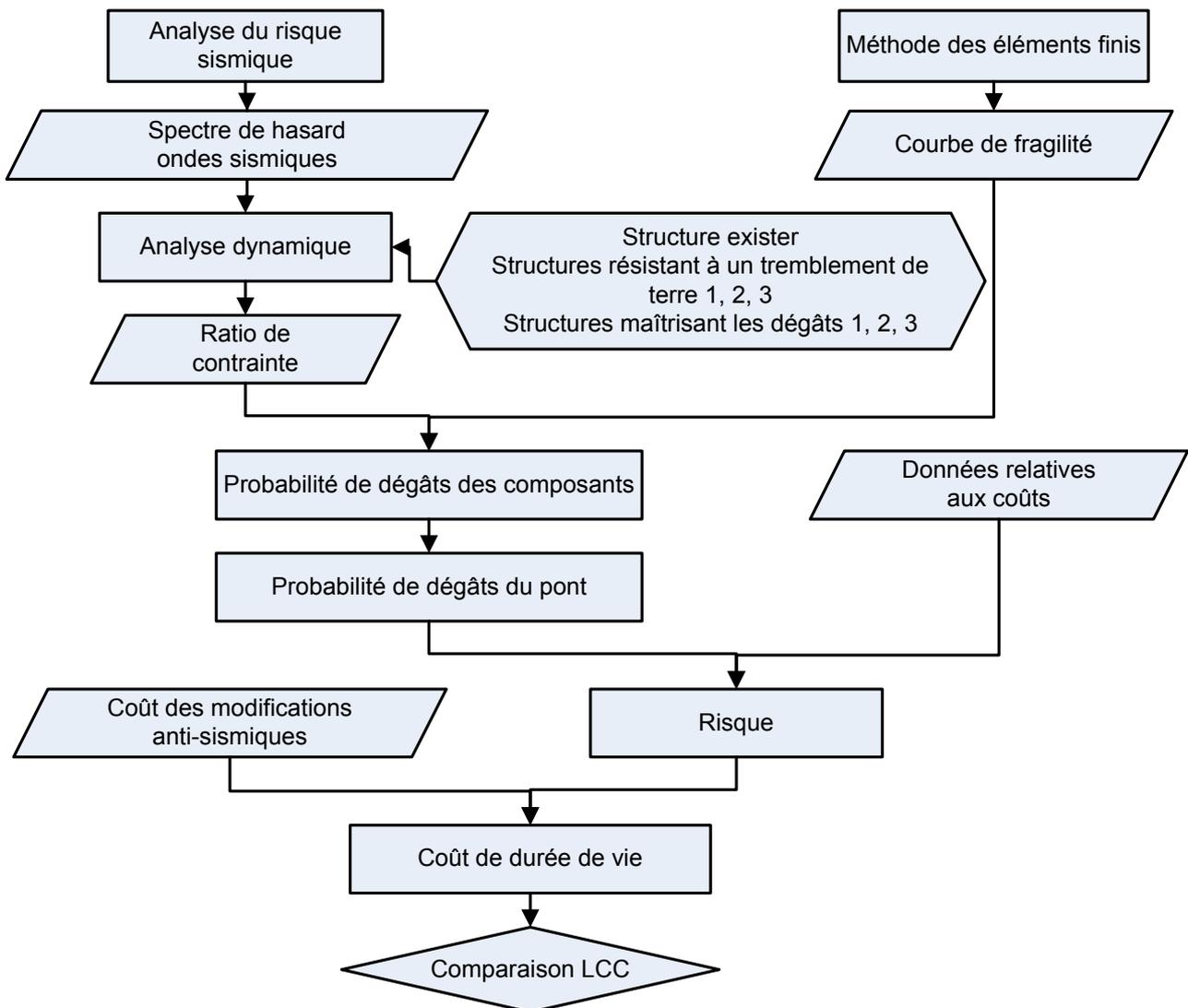


Fig. 5 - Procédé de gestion du risque

### 3.2 Critères de performance

Des niveaux de base de performance sont spécifiés dans le Tableau 1. Y sont mentionnés deux systèmes de structure : une structure résistant à un tremblement de terre (ERS) et une structure maîtrisant les dégâts (DCS). Le niveau 1 correspond au niveau maximum de performance pour la structure sans considérer le coût des modifications anti-sismiques puisque tous les composants de la structure doivent être dans une zone élastique même lors d'un grand tremblement de terre. Le niveau 2

correspond à un niveau moyen de performance puisque les composants, hormis les poutres principales, tels que les étrésillons diagonaux ou les étrésillons latéraux peuvent être déformés mais restent réparables. Le niveau 3 correspond au niveau le plus bas des travaux de modifications anti-sismiques, cependant les poutres principales et les poutres non principales peuvent subir de sérieux dégâts, ce qui nécessite un coût énorme pour effectuer les travaux de reconstruction et de réparation. Afin de déterminer les meilleures performances de ce pont en considérant le coût des modifications anti-sismiques et le risque, nous avons estimé le S-LCC. Le risque comprend les pertes humaines, les pertes d'exploitation, la perte de temps et les coûts de restauration.

### 3.3 Courbe de hasard

La figure 6 (Fig. 6) montre quatre courbes de hasard basées sur une période et une accélération des réponses, pour une localité donnée du pont : probabilité de dépassement  $p = 0,02 ; 0,05 ; 0,10 ; 0,39$ . La probabilité  $p = 0,05$  correspond à une période de retour de 1000 ans, période maximum crédible pour un tremblement de terre.

Tableau 1 - Performances requises et critères

Niveau	Performances requises pour un pont	Critères de performance pour une structure résistant à un tremblement de terre (ERS)	Critères de performance pour une structure maîtrisant les dégâts (DCS)
1	- Accident fatal / éviter un effondrement du pont. - Service immédiat	- Tous les composants doivent être essentiellement élastiques.	- Tous les composants doivent être essentiellement élastiques.  - Les dispositifs maîtrisant les dégâts fournissent un amortissement.
2	- Accident fatal / éviter un effondrement du pont. - Service quasi immédiat.	- Les poutres principales doivent être élastiques bien que des dégâts soient acceptés sur les poutres non principales.	- Les poutres principales doivent être élastiques bien que des dégâts soient acceptés sur les poutres non principales.  - Les dispositifs maîtrisant les dégâts fournissent un amortissement.
3	- Accident fatal / éviter un effondrement du pont (une reconstruction, des réparations ou des renforcements sont nécessaires).	- Des dégâts sont acceptés pour tous les composants sans que ceux-là s'effondrent.	- Des dégâts sont acceptés pour tous les composants sans que ceux-là s'effondrent.  - Les dispositifs maîtrisant les dégâts fournissent un amortissement.

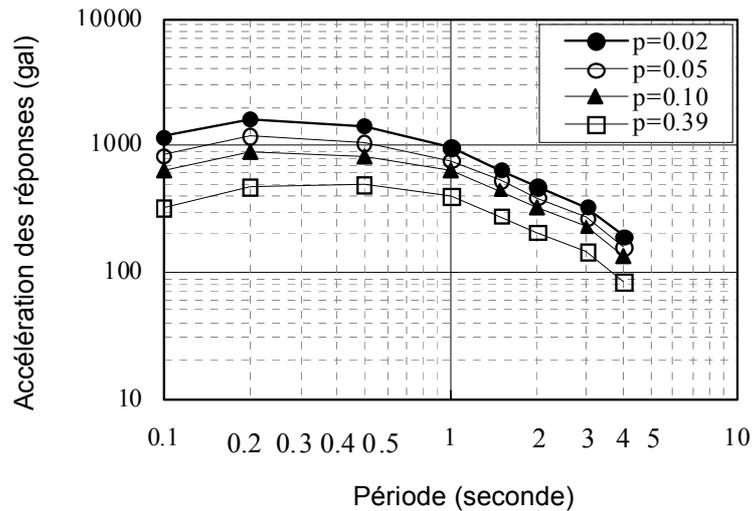


Fig. 6 - Courbe de hasard

### 3.4 Courbe de fragilité

La méthode des éléments finis est appliquée pour évaluer les performances élasto-plastiques des composants endommagés du pont. Des modèles en trois dimension sont créés en prenant en compte les conditions réelles telles que la combinaison des charges, la contrainte espace-état, ainsi que les imperfections initiales. La corrélation charge/déformation peut être obtenue par analyse, en faisant un rapprochement entre le ratio de contrainte et l'état des dégâts. Plus spécifiquement, le ratio de contrainte de 1,2 donne une limite élastique et le ratio de 1,5 un état limite ; ils constituent des seuils relatifs aux dégâts de rang « a » et « as ». Dans cette étude, nous utilisons la limite d'élasticité actuelle des composants et non la limite d'élasticité normale ; le ratio moyen de la limite d'élasticité actuelle pour une limite élastique nominale est de 1,15. Une variation standard de l'élasticité de 0,13 est aussi appliquée. De plus, une variation standard de l'élasticité limite est considérée à 0,26 car celle des analyses FEM varie énormément.

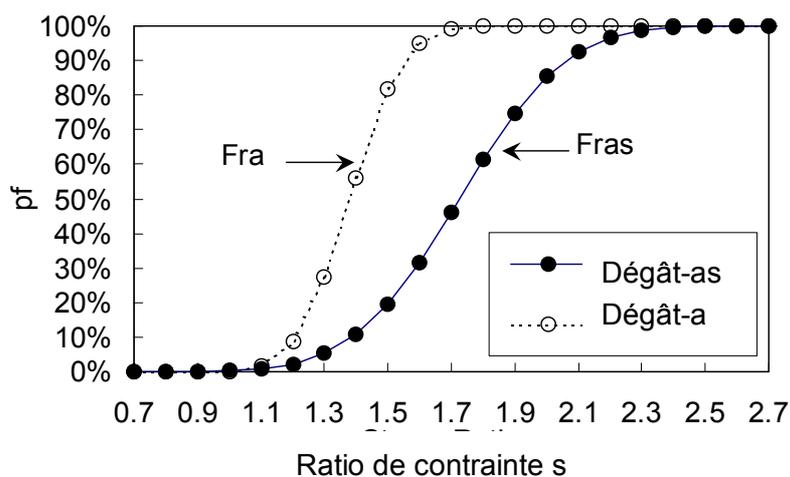


Fig. 7 - Courbe de fragilité

### 3.5 Probabilité de dégâts

La probabilité de dégâts de chaque composant est obtenue avec l'équation suivante :

$$p_{fki} = Fr_k(R_i)$$

$p_{fki}$  : probabilité de dégâts du composant  $i$  pour un niveau de dégât  $k$

$R_i$  : ratio de contrainte du composant  $i$

$Fr_k$  : fonction de fragilité pour un niveau  $k$

Un endommagement ou un dégât sévère sur un composant d'une poutre principale tel qu'une corde, un composant vertical ou un composant en diagonale, résulte d'une déficience du pont puisque ce pont possède une structure déterminée statistiquement. Ainsi la probabilité de dégâts du pont pour le niveau As peut être exprimée par les équations suivantes :

$$P_{fs} = \sum_{i=1}^n P_{fsi}$$

$P_{fs}$  : probabilité de dégâts du pont pour un niveau As

$p_{fsi}$  : probabilité de dégâts du composant  $i$  pour un niveau As

$$P_{fa} = \sum_{i=1}^n \hat{p}_{fai}$$

$P_{fa}$  : probabilité de dégâts du pont pour un niveau A

$\hat{p}_{fai}$  : probabilité de dégâts du composant  $i$  pour un niveau A sauf pour ce qui concerne les dégâts sur les autres composants As

La figure 8 (Fig. 8), montrant la corrélation entre l'accélération maximum et la probabilité de dégâts, présente le résultat des calculs mentionnés ci-dessus pour les niveaux As et A de la structure « as-built » et la structure ayant eu des modifications anti-sismiques. Si  $p = 39\%$  et sur une période de retour de cent ans, la probabilité pour As de la structure « as-built » est presque de 100 % et celle de la structure modifiée est très faible. Cela démontre que les modifications anti-sismiques sont très efficaces.

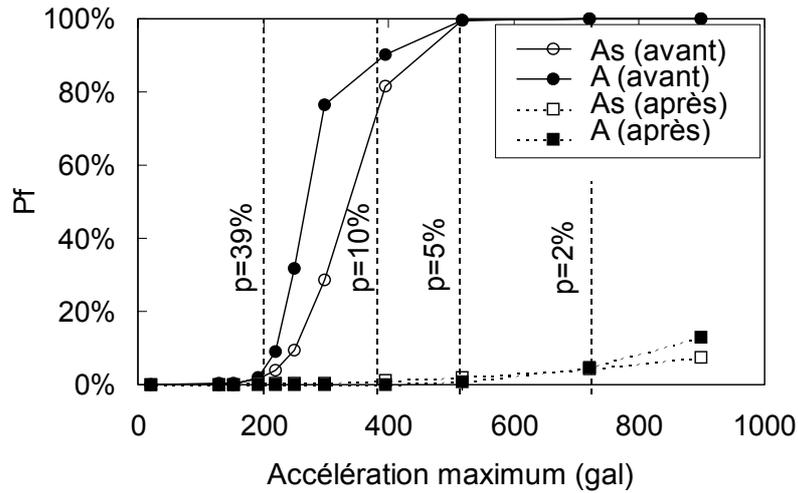


Fig. 8 - Probabilité de dégâts du pont

### 3.6 La gestion du risque et le coût de durée de vie

Plusieurs sortes de pertes, telles que les pertes d'exploitation, les pertes humaines et les pertes économiques dues à l'interdiction de trafic après un grand tremblement de terre sans mentionner le coût des réparations, peuvent être constatées. Dans cette étude, nous avons considéré uniquement les pertes de temps de transit comme des pertes économiques. Ainsi, les pertes totales peuvent être présentées comme suit.

$$C_f = C_T + C_R + C_L + C_U$$

$$C_T = C_{Ts} \cdot P_{fs} + C_{Ta} \cdot P_{fa}$$

$$C_R = C_{Rs} \cdot P_{fs} + \sum_{i=1}^n (C_{Rai} \cdot p_{fai})$$

$$C_L = C_{Ls} \cdot P_{fs}$$

$$C_U = C_{Us} \cdot P_{fs} + C_{Ua} \cdot P_{fa}$$

$C_f$  : pertes totales

$C_T$  : pertes d'exploitation

$C_R$  : coût des réparations

$C_L$  : pertes humaines

$C_U$  : pertes de temps de transit

$C_{Ts}$  : pertes d'exploitation dues à des dégâts As

$C_{Ta}$  : pertes d'exploitation dues à des dégâts A

$C_{Rs}$  : coût des réparations dû à des dégâts As

$c_{Rai}$  : coût de réparation du composant i dû à des dégâts A

$C_{LS}$  : pertes humaines dues à des dégâts  $A_s$

$P_{fs}$  : probabilité de dégâts  $A_s$

$P_{fa}$  : probabilité de dégâts  $A$

$p_{fai}$  : probabilité de dégât du composant  $i$  dû à des dégâts  $A$

$C_{Us}$  : pertes de temps de transit dues à des dégâts  $A_s$

$C_{Ua}$  : pertes de temps de transit dues à des dégâts  $A$

Pour calculer chacun des coûts ont été déterminés à l'avance une procédure de réparation, des prix unitaires, un temps d'interdiction du trafic, etc. Les tableaux 2 et 3 (Tableau 2 et Tableau 3) présentent les niveaux des dégâts, les politiques relatives aux réparations à effectuer ainsi que des données relatives à ces coûts. Le montant moyen de péage est fixé à 700 ¥ par véhicule, tarif réel pour un véhicule de taille standard, pour calculer les pertes d'exploitation.

Tableau 2 - Niveaux des dégâts et réparations

Niveau des dégâts		Réparations	Coût unitaire (million de yen)	Durée d'interdiction de trafic
$A_s$		Reconstruction	Voir Tableau 3	3 ans
A	Poutre principale	Réparations et réhabilitation	0.45 / tonne	1.46 jours / tonne
	Composants	Remplacement	1.0 / tonne	N/A

Tableau 3 - Coût de la construction (reconstruction) et déflation

Temps	Coût de construction (million de yen)	Déflation
Construction (1972)	14,380	35.6
Année (2002)	39,303 (= $C_{R0}$ )	97.3

Afin d'arriver au but final qui est d'évaluer la meilleure structure et le niveau de performance, nous avons estimé le S-LCC dans chacun des cas par l'équation suivante, dans laquelle est considérée une valeur actualisée des risques futurs selon un taux social actualisé :

$$LCC = C_{ug} + \sum_{i=1}^N \left( \frac{C_f}{N} \cdot \frac{1}{(1+r)^i} \right)$$

$C_{ug}$  : coût de modifications

$C_f$  : risque total

$N$  : période évaluée, 50 ans

$r$  : taux social actualisé, 4 %

$i$  : année

Dans la figure 9 (Fig. 9), le LCC normalisé selon le coût de la construction actuelle  $CR0$  résultant des analyses du S-LCC est exposé pour chacun des cas. Comme vous pouvez le voir, les deux structures modifiées, structure résistant à un tremblement de terre (ERS) et structure maîtrisant les dégâts (DCS), peuvent réduire à tous les niveaux le LCC

normalisé de façon dramatique par rapport à la structure « as-built ». On peut constater dans cette figure que le cas donnant le LCC normalisé minimum est la DCS - niveau 2. Cela indique l'efficacité de l'exécution des modifications et du système structurel rationnel avec un niveau de performance du point de vue de la gestion du risque.

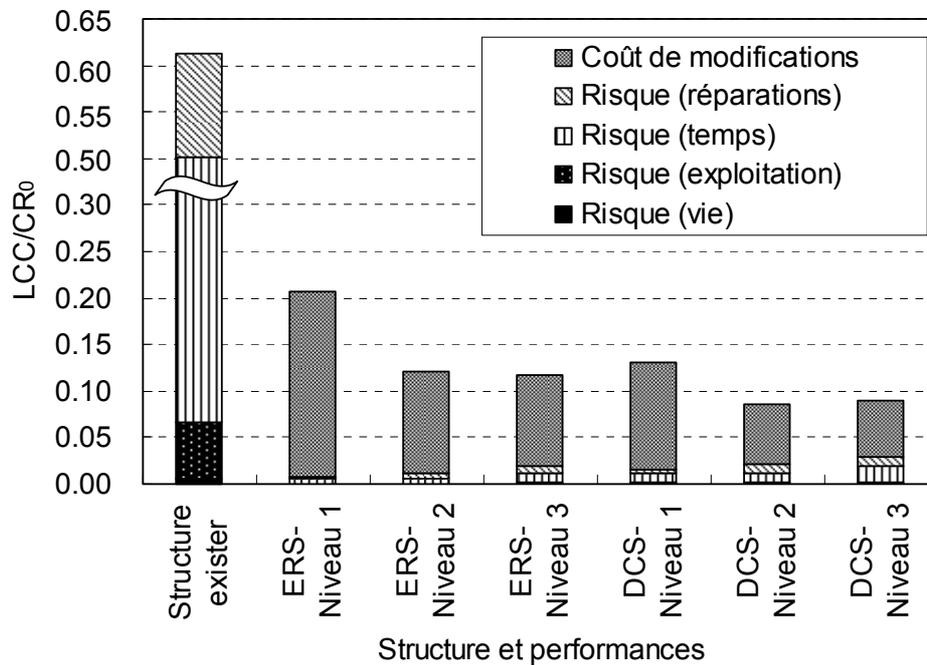


Fig. 9 - LCC normalisé

#### 4. MODIFICATIONS ANTI-SISMIQUES DANS UNE CONCEPTION MAÎTRISANT LES DÉGÂTS

##### 4.1 Isolation plancher-tablier

Un système d'isolation par glissement composé de paliers glissants et de ressorts latéraux en caoutchouc a été choisi pour l'isolation plancher-tablier comme le montre la figure 10 (Fig. 10).

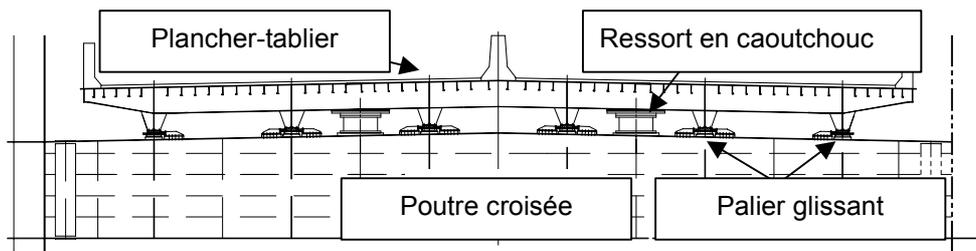


Fig. 10 - Système d'isolation anti-sismique plancher-tablier utilisant des paliers glissants

L'isolation sismique est basée sur une élévation périodique des ressorts en caoutchouc ; la période naturelle basée sur la solidité des ressorts est cruciale pour la force des poutres principales et le déplacement des planchers-tabliers. De plus, le coefficient de frottement des paliers glissants a une incidence sur la réponse du système d'isolation. De cette façon, une étude paramétrique, basée sur l'analyse temps-histoire, a été menée pour calculer les valeurs optimales de la conception en tenant compte des forces et des déplacements des composants.

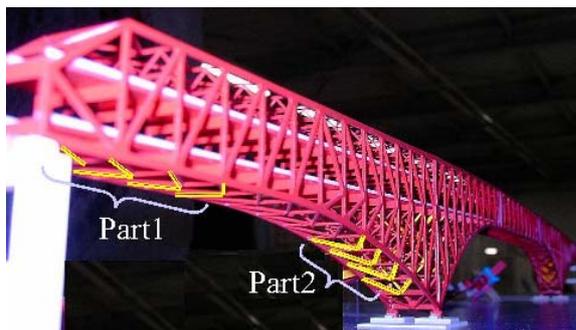
#### 4.2 Buckling Restrained Brace (BRB, = étréssillon flambé)

Les amortisseurs en acier hystérique utilisés sont appelés « Buckling Restrained Brace » (BRB, = étréssillons flambés) et sont composés d'un noyau en acier à faible point de fluage (LY 225) et d'acier à l'extérieur limitant le flambage du noyau en acier comme le montre la figure 11 (Fig. 11). Bien que des étréssillons normaux ne puissent produire d'amortissement hystérique sur des charges cycliques à cause du flambage, les BRB peuvent donner un amortissement assez important sans flambage. Afin de donner un amortissement adéquate à l'ensemble du pont et d'éviter le flambage ou la déformation des composants principaux, les étréssillons existants peuvent être remplacés par des BRB.

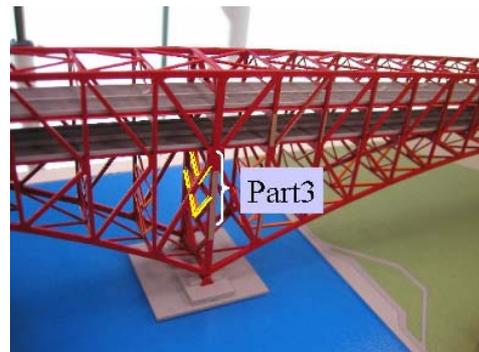
En général, le ratio énergie-déformation pour chaque poutre est obtenu par une analyse modale. Sur cette base, des étréssillons de remplacement avec BRB, d'une grande énergie de déformation, ont été sélectionnés pour accroître l'amortissement modal. En prenant en compte ce résultat et les critères de performance, les étréssillons latéraux bas près des extrémités (Part\_1), des tours (Part\_2) et les étréssillons oscillants (Part\_3) ont été examinés pour un remplacement BRB comme le montre la figure 12 (Fig. 12). Au final, les BRB Part\_2 et Part\_3 ont été choisis grâce à leur efficacité.



Fig. 11 - BRB



a) Etrésillons latéraux de la portée de côté



b) Etrésillons de la tour

Fig. 12 - BRB topométrés

#### 4.3 Performances des modifications

Des analyses temps-histoire, utilisant la même conception d'accélération appliquée dans l'évaluation de la structure « as-built », ont été menées afin de confirmer l'effet de l'isolation anti-sismique des planchers et des BRB. D'après le ratio Demande/Capacité présenté dans la figure 13 (Fig. 13), il apparaît clairement que le nombre de composants déformés ou flambés est moins important que celui des composants dans la structure « as-built », comme le montre la figure 4. Cela démontre le fait que l'isolation anti-sismique des planchers et des BRB peut dramatiquement réduire la force des composants. De plus, elle réduit la déformation résiduelle de l'ensemble du pont et aide les charnières vulnérables de la portée centrale à ne pas trembler.

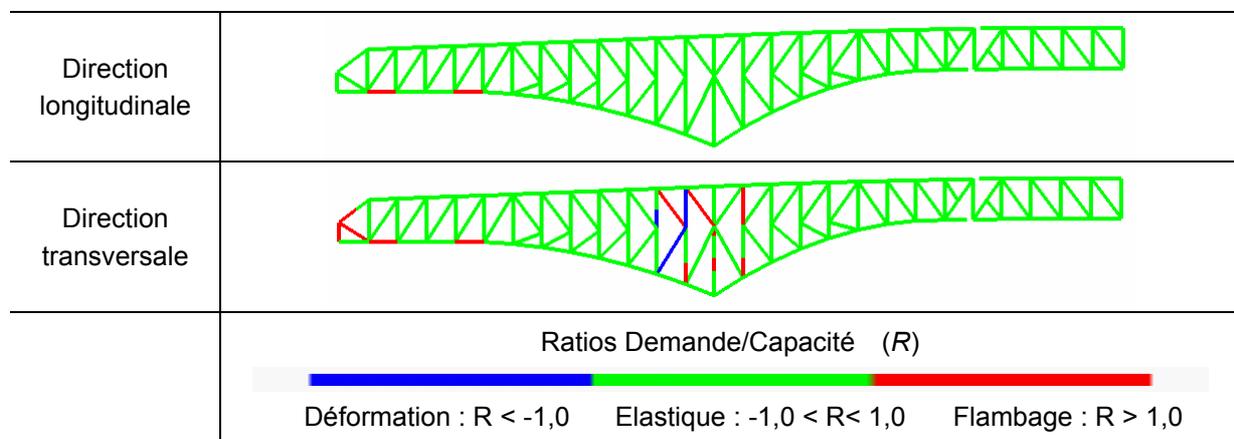


Fig. 13 - Ratios Demande/Capacité après modifications

## 5. CONCLUSIONS

Avec cette étude, il est possible de conclure ce qui suit.

1) Une structure maîtrisant les dégâts minimisant le S-LCC est employée pour accomplir des modifications anti-sismiques innovantes du point de vue de la gestion du risque.

Le concept différencie les composants principaux supportant les charges verticales des sous-composants supportant les forces latérales telles que la force sismique.

2) Selon cette conception, les composants principaux doivent être dans une zone linéaire et les sous-composants sont capables d'apporter un comportement élasto-plastique et un amortissement. Ce système de structure permet une réouverture rapide du trafic, même après un grand tremblement de terre : cela rend un grand service en tant que lifeline (ligne de vie) et réduit les pertes sociales.

3) L'isolation plancher-tablier et les BRB créés avec une conception maîtrisant les dégâts sont des solutions très efficaces au niveau des modifications anti-sismiques des ponts de grande portée car cela peut réduire la réponse dynamique de l'ensemble du pont.

## SOURCES

1. Eiichi WATANABE, Hirokazu IEMURA, Hidesada KANAJI, Tsutomu NISHIOKA and Takumi OHYAMA : New Japanese Technological Contributions for Earthquake Engineering, Proc. of the 6th TRB International Bridge Engineering Conference. 17-20 juillet 2005.
2. Hidesada KANAJI, Yozo FUJINO, Eiichi WATANABE, Naoto SUZUKI : Seismic Retrofit of a Long-span Truss Bridge applying Damage Control Strategy, Proc. of the International Association for Bridge and Structural Engineering Conference. A Copenhague (Danemark), 15-17 mai 2006