

既設吊橋の床組縦桁のノージョイント化と 新耐震システムの構築

松田 哲夫¹, 松田 泰治², 今村 壮宏³, 坂田 裕彦⁴, 宇野 裕恵⁵, 松田 宏⁶, 打越 丈将⁷

¹正会員 西日本高速道路エンジニアリング九州株式会社 (〒810-0073 福岡市中央区舞鶴1-2-22)
E-mail: t.matsuda.a@w-e-kyushu.co.jp

²正会員 熊本大学大学院 (〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1)
E-mail: mazda@kumamoto-u.ac.jp

³非会員 西日本高速道路株式会社 (〒751-0816 下関市棕野町2-4-1)
E-mail: t.imamura.ab@w-nexco.co.jp

⁴正会員 西日本高速道路エンジニアリング九州株式会社 (〒810-0073 福岡市中央区舞鶴1-2-22)
E-mail: h.sakata.a@w-e-kyushu.co.jp

⁵正会員 オイレス工業株式会社 免制震事業部 (〒541-0053 大阪市中央区本町4-6-7)
E-mail: huno@oiles.co.jp

⁶正会員 株式会社ドーユー大地 埼玉支社 (〒359-0021 埼玉県所沢市東所沢2-27-12)
E-mail: h.matsuda@cdaichi.co.jp

⁷非会員 JIPテクノサイエンス株式会社 大阪テクノセンタ (〒532-0011 大阪市淀川区西中島2-12-11)
E-mail: takemasa_uchikoshi@cm.jip-ts.co.jp

既設吊橋の床組縦桁において、伸縮部からの漏水による損傷や活荷重の過積載と増加による疲労損傷が顕在化している。これに対し、支承部のすべりおよび回転機能の確保と床組縦桁の連続化（ノージョイント化）が有効である。連続化後の支承条件は、常時、風時および地震時に支承部の移動が拘束されないように自由として床組縦桁・床版と補剛トラスをそれぞれ独立に挙動させ、前者の慣性力を主塔とアンカレッジに集中させる。この制御のため、床組縦桁端と主塔およびアンカレッジ部との間に制震ダンパーを設置する。さらに、地震時挙動および常時状態における挙動の安定化を図るために、床組縦桁端部と主塔およびアンカレッジとの間にケーブルを設置する。本論文では、床組縦桁の連続構造の検討経緯ならびに新たに構築した耐震システムについて述べる。

Key Words : suspension bridge, floor girder, no-joint, slide bearing, seismic damper, cable spring

1 まえがき

海峡を渡る架設年度が古い吊橋^{1),2)}では、劣悪な環境に加え構造的損傷に起因し、構造各部位に発錆や疲労亀裂が顕在化している。この原因としては、路面に多数散在している伸縮装置からの漏水や、床組縦桁を支持する線支承のすべり機能および回転機能が低下したためである。これには、床組縦桁床版の連続化とすべり・回転性能の健全な支承への取換えが適切な対策工法である。現況の線支承は漏水による損傷で上下沓が固着しており、床組縦桁の支承条件は全支点固定の状態でご荷重に対する拘束力

で、過大な応力が発生している。そこで、支承の機能（すべり・回転）が大きく拘束されることなく、特に床組トラス上弦材に悪影響を及ぼさないことが重要になる。そこで、床組縦桁の各支点を自由とし、補剛トラスと完全に独立した2つの構造系（床組縦桁床版と補剛トラス）とした。橋軸直角方向には全ての支承で固定とすると、吊橋特有の複雑な変形により特定の支承に拘束力が生じやすい^{3),4)}。このため、上下線の床組縦桁4本のうち中分側の縦桁、計2本で橋軸直角方向を固定する。橋軸方向には全ての支承をすべり支承に替えるだけでは耐震性能⁵⁾を満足しないため、制震ダンパーを桁端に設置して床

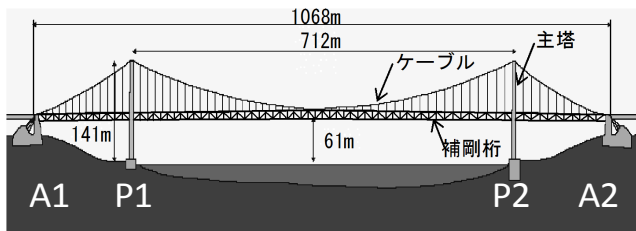


図-1 概略一般図

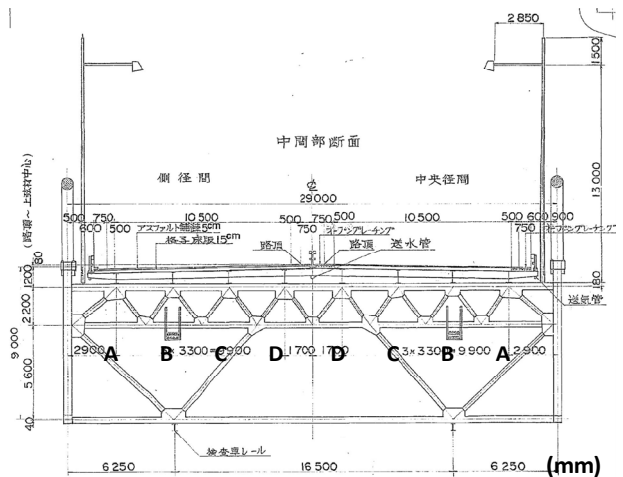


図-2 補助桁の一般構造断面図

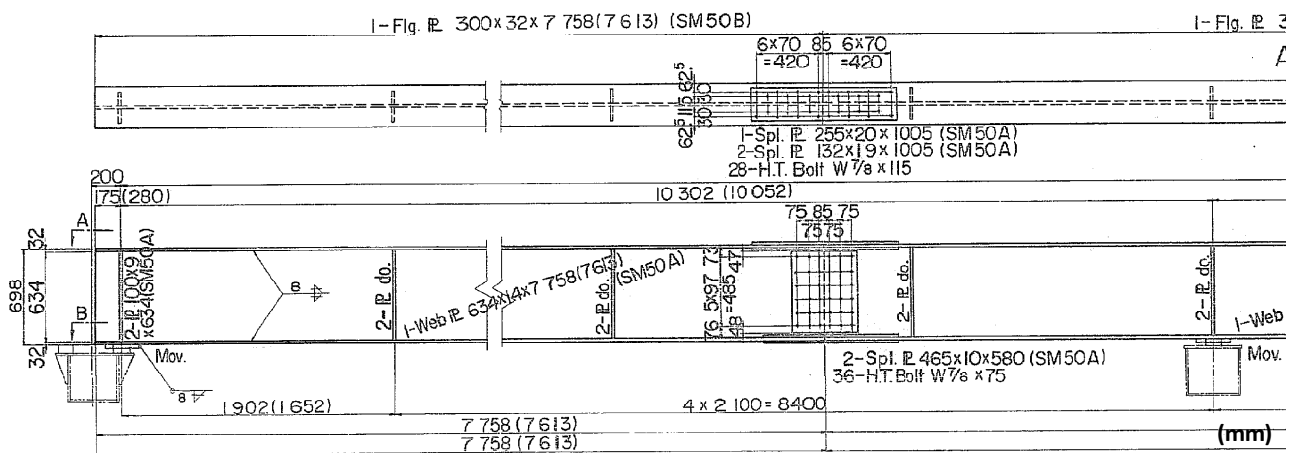


図-3 床組縦桁の構造一般図

組縦桁の地震時挙動を制御する。さらに、常時状態での移動ならびに地震時挙動の安定化と支承の残留変位を小さくするために、弾性固定を設置した⁶⁾。弾性固定として、構造的、施工性よりケーブルを桁端部と主塔およびアンカレッジとの間に設置した。本論文では、床組縦桁の連結化構造と地震時挙動の検討結果を中心に述べる。

2 検討対象橋

検討対象橋は 1973 年の橋梁黎明期に架けられた図-1に示す鋼 3 径間吊橋であり、支間構成は 178 + 712 + 178m である。床版は補助桁の床組トラス上弦材の天端に設置した線支承（高さ 45mm）上の床組縦桁（上下線で 8 本、腹板高 600 ～ 800mm）にある IB グレーティング床版である。（図-2、図-3）。床組縦桁は、支間 10m の 4 本主桁からなる 1 点固定の鋼 4 径間連続鋼桁であり、上下線に側径間 4 連、

中央径間 17 連で構成されている。

本橋は海上橋梁であることもあり多くの発錆が見られ、伸縮装置からの漏水に起因して特に床組縦桁の端部での発錆が著しい。また、線支承の損傷による機能低下のため、床組縦桁の支点近傍では活荷重載荷による桁の変形に対して生じる大きな拘束力に起因した疲労亀裂が見られている。この対策として、健全なすべり支承への交換ならびに桁連結による伸縮装置の撤去が適切な対策工法である。

3 床組縦桁の連続桁化

(1) 連結部の構造

従来の桁連結では図-4に示す鋼桁主桁連結工法が一般的であり、腹板のみをモーメントプレートとシャーププレートのみで連結している。この連結部は 2 支承線で支持されるため、活荷重載荷時に過大な正負反力が生じないように弾性支承が適用されてい

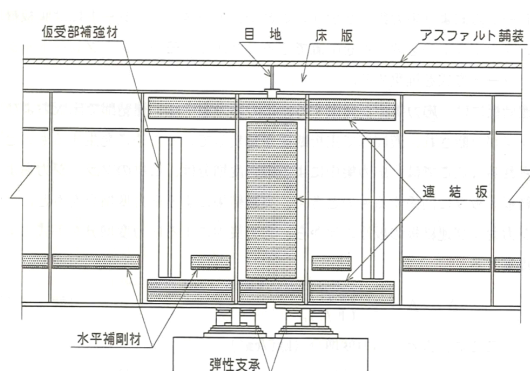


図-4 鋼桁主桁連結工法の一般構造図

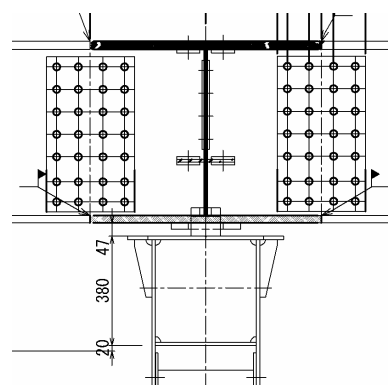


図-5 本橋に適用する桁連結一般構造図

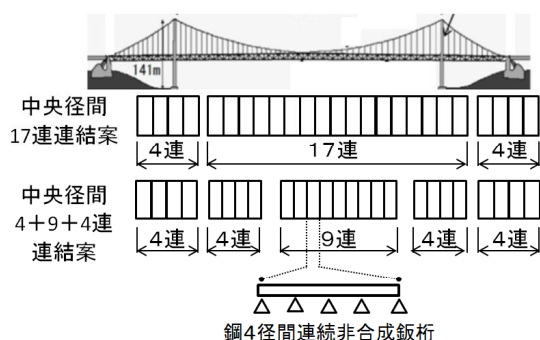


図-6 連結連数の構成

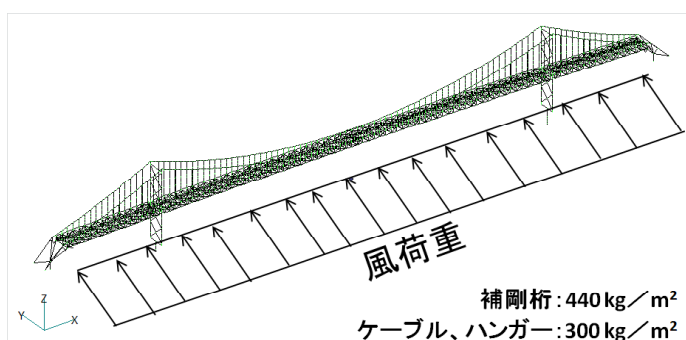


図-7 解析モデル

る。しかし、本橋では床組縦桁の支承高さが低いだけでなく、床組トラス上弦材の幅は 400mm と狭いため、弾性支承を設置することは不可能であった。そこで、連結後は 1 支承線で支持させて、支承高さが低く鉛直剛性の大きい BP-B 支承しか適用できないため、図-5に示すような上下フランジおよび腹板を共に連結する完全連結構造を採用した。この構造を用いれば連結部の桁を路面上から一括施工により取り付けられるので、路面下での煩雑な作業を回避できる。

(2) 連結径間数

既設の床組縦桁は、鋼 4 径間連続板桁が側径間では 4 連と少ない連数で構成されているので、全ての連続桁を連結することとする。これに対し、中央径間では 17 連と多いことから、図-6に示すように 17 連全てを連結する場合と 4 + 9 + 4 連を連結する場合を想定し、比較検討した。この検討では橋軸直角方向の挙動に着目し、外力として支配的な風荷重に対して解析した。解析モデルは図-7に示す 9,938 節点の 3 次元モデルである。床組縦桁の軸力および橋軸方向変位をそれぞれ図-8および図-9に示す。最大軸力は図-8より 17 連連結の方が大きいものの、どちらのケースでも大きな差異はない。これに対し、変位は図-9より端支点では 17 連連結で 93mm、4

+ 9 + 4 連連結で 205mm であり、既設の伸縮装置で対応できる。しかし、架け違い部の変位は不連続になり、4 連側で 182mm、9 連側で 45mm であるので、伸縮装置の移動量としては 227mm 以上が必要となり、架け違い部の桁端の改造が必要になる。したがって、あえて 4 + 9 + 4 連の連結を採用する理由はないので、中央径間も 17 連全連を連結した。

(3) 支承条件

既設状態の床組縦桁は、4 径間連続桁の中間支点での 1 点固定である。連結後も同じ支承位置を固定すれば床組縦桁全体で多点固定となるため、活荷重時、温度時、風時および地震時に床組縦桁の変位が拘束されて、大きな拘束力が生じる。例えば、橋軸直角方向の風荷重に対して、多点固定と中央 1 点固定の橋軸方向水平反力をそれぞれ図-10に示す。同図より、中央 1 点固定の床組縦桁に生じる橋軸方向水平反力は極めて小さいのに対して、多点固定の床組縦桁の橋軸方向水平反力は約 3,000kN と極めて大きい。このため、床組縦桁を支持する床組トラス上弦材に発生する応力度が許容値を満足できない。したがって、連結後には多点固定を採用しない。

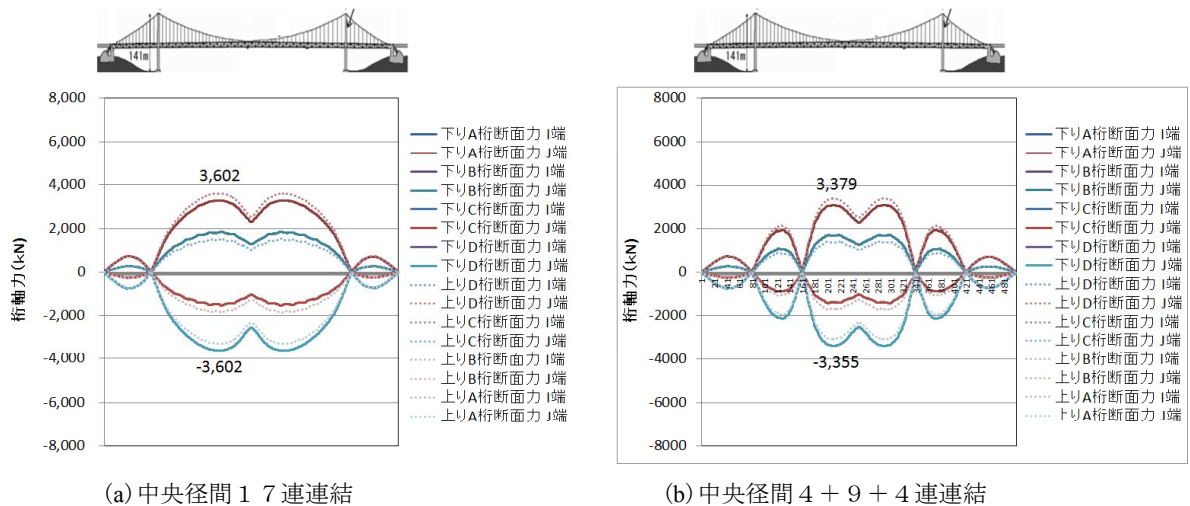


図-8 橋軸直角方向風荷重による床組縦桁の軸力

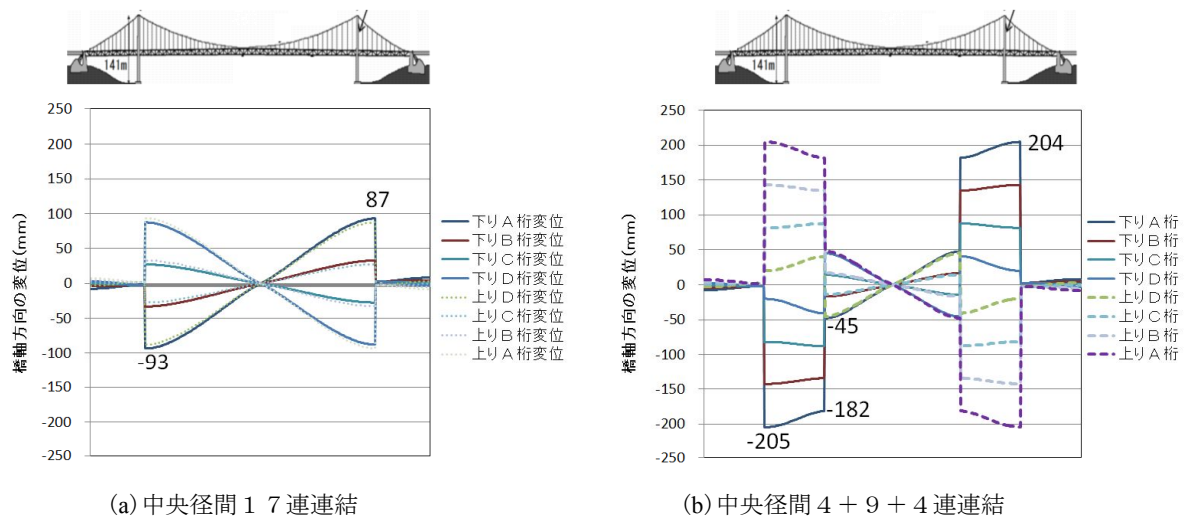


図-9 橋軸直角方向風荷重による床組縦桁の橋軸方向変位

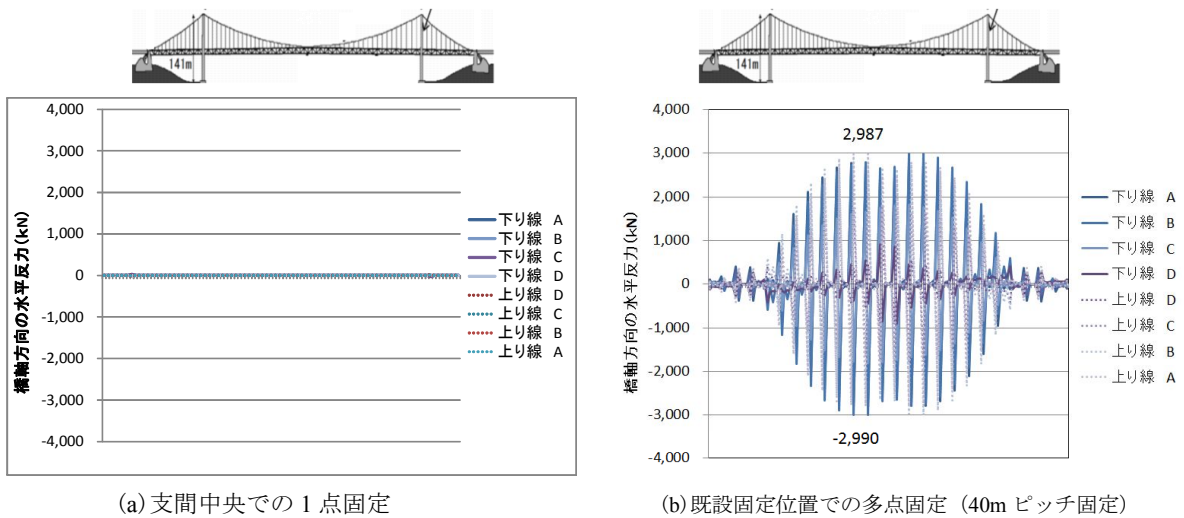


図-10 橋軸直角方向の風荷重による床組縦桁の橋軸方向水平反力

4 床組縦桁の耐震性の確保

(1) 床組縦桁の耐震構造

前章で述べたように、床組縦桁の支承はすべり支承として、BP-B 支承(密閉ゴム支承板支承)を採用した。しかし、すべり支承のみでは補剛桁に作用す

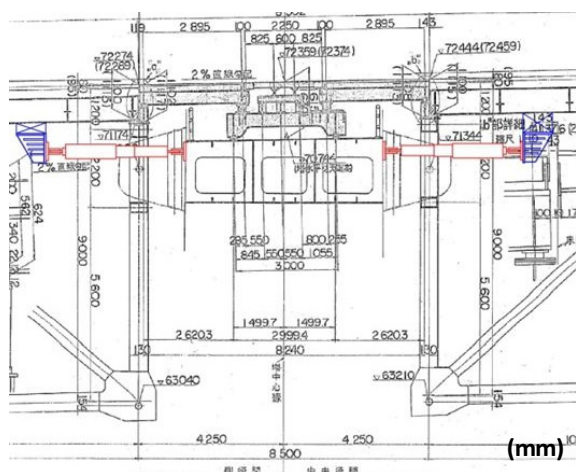


図-11 制震ダンパー取付け部の構造図

る慣性力は摩擦力のみとなるため、常時の状態が定まらないばかりでなく、地震時の挙動が不安定となる。このため、制震ダンパーを用いて地震時に床組縦桁の慣性力に抵抗させると共に、履歴減衰を発現させて地震時の応答を制御する。制震ダンパーの取り付け位置は、床組トラス上弦材には大きな力を受け持たせられないので、耐荷力の大きい主塔およびアンカレッジとした。設置位置は1支承線あたり上下線それぞれの A、D 桁の桁端 4 カ所とし、取り付けイメージを図-11に示す。想定する制震ダンパーは摩擦履歴型に分類され、抵抗力が速度の 0.1 乗に比例するもので、速度と抵抗力の関係を図-12に示す。この制震ダンパーは、温度変化に起因する桁の伸縮に対して小さい抵抗力で追従する。中央径間では支間長が長いこと温度変化による桁の伸縮が約 130mm と大きいこと、制震ダンパーの移動量は地震時の移動量に温度変化に起因する桁伸縮を加えること、必要ストローク長は長くなる。

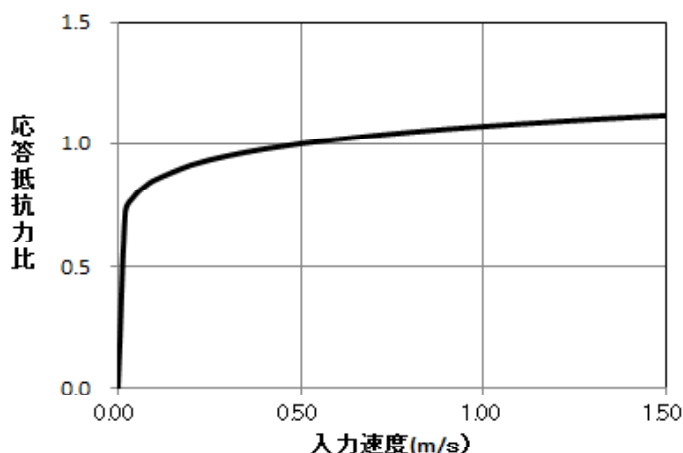
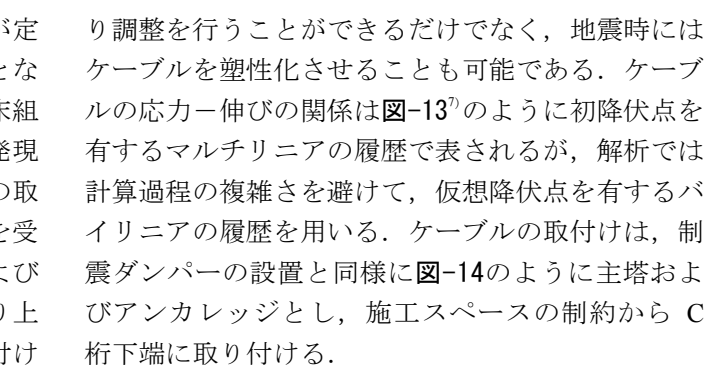
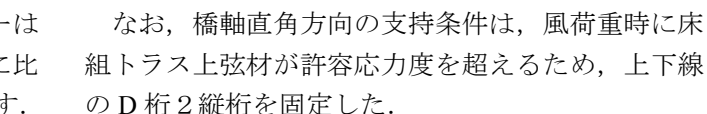


図-12 制震ダンパーの構成則 (0.1 乗)

る慣性力は摩擦力のみとなるため、常時の状態が定まらないばかりでなく、地震時の挙動が不安定となる。このため、制震ダンパーを用いて地震時に床組縦桁の慣性力に抵抗させると共に、履歴減衰を発現させて地震時の応答を制御する。制震ダンパーの取り付け位置は、床組トラス上弦材には大きな力を受け持たせられないので、耐荷力の大きい主塔およびアンカレッジとした。設置位置は1支承線あたり上下線それぞれの A、D 桁の桁端 4 カ所とし、取り付けイメージを図-11に示す。想定する制震ダンパーは摩擦履歴型に分類され、抵抗力が速度の 0.1 乗に比例するもので、速度と抵抗力の関係を図-12に示す。この制震ダンパーは、温度変化に起因する桁の伸縮に対して小さい抵抗力で追従する。中央径間では支間長が長いこと温度変化による桁の伸縮が約 130mm と大きいこと、制震ダンパーの移動量は地震時の移動量に温度変化に起因する桁伸縮を加えること、必要ストローク長は長くなる。

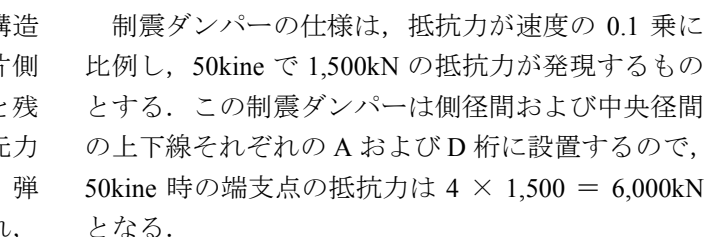


り調整を行うことができるだけでなく、地震時にはケーブルを塑性化させることも可能である。ケーブルの応力-伸びの関係は図-13⁷⁾のように初降伏点を有するマルチリニアの履歴で表されるが、解析では計算過程の複雑さを避けて、仮想降伏点を有するバイリニアの履歴を用いる。ケーブルの取付けは、制震ダンパーの設置と同様に図-14のように主塔およびアンカレッジとし、施工スペースの制約から C 桁下端に取り付ける。

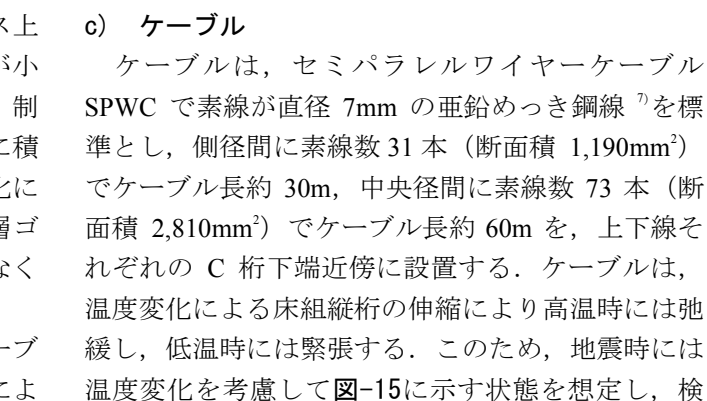


なお、橋軸直角方向の支持条件は、風荷重時に床組トラス上弦材が許容応力度を超えるため、上下線のD桁2縦桁を固定した。

さらに、すべり支承と制震ダンパーを付ける構造系では、常時状態で支承の移動により桁位置が片側にずれないようにし、かつ地震時挙動の安定化と残留変位の最小化を図る必要がある。そこで、復元力を与えるために弾性固定を設置する必要がある。弾性固定としては積層ゴム、ケーブル等が考えられ、例えば積層ゴムを機能分離構造として床組トラス上弦材に設置すると、床組トラス上弦材の耐荷力が小さいために多くの積層ゴムを必要とする。また、制震ダンパーと同様に主塔やアンカレッジとの間に積層ゴムを設置することも考えられるが、温度変化に起因する桁伸縮の影響が大きくなって大きな積層ゴムが必要となり、取付けが煩雑となるばかりでなく景観にも悪影響を及ぼす。



制震ダンパーの仕様は、抵抗力が速度の 0.1 乗に比例し、50kine で 1,500kN の抵抗力が発現するものとする。この制震ダンパーは側径間および中央径間の上下線それぞれの A および D 桁に設置するので、50kine 時の端支点の抵抗力は $4 \times 1,500 = 6,000\text{kN}$ となる。



ケーブルNo. 1-5の各点の平均値のグラフ(モデル)化2

<モデル1> H1~5のデータのA, B, C, D点を平均値化し、応力-伸び線図をモデル化

	0点	A点	B点	C点	D点
応力 σ N/mm ²	0	952.891	1339.7788	1414.0838	1635.467775
伸び ε %	0	0.4822	0.8636	1.5	5.972

<モデル2> モデル1のB点(降伏点)を弾性係数の延長線上(応力一定)に移動した点をB'とし、A-B'-D点でモデル化する。

	0点	A点	B'点	D点
応力 σ N/mm ²	0	952.891	1339.7788	1635.467775
伸び ε %	0	0.4822	0.677980312	5.972

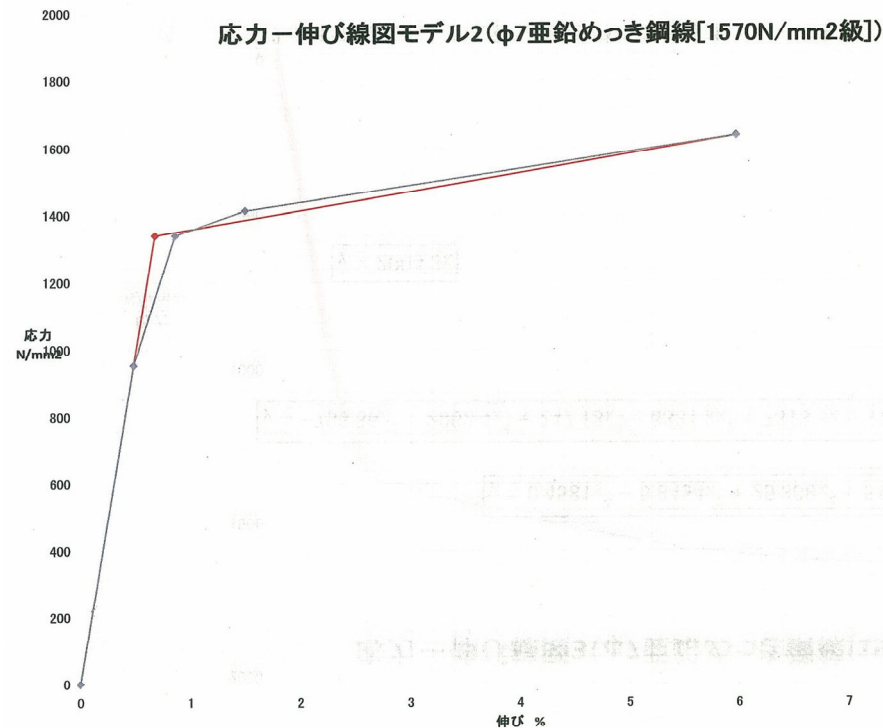


図-13 弾性固定ケーブルの構成則

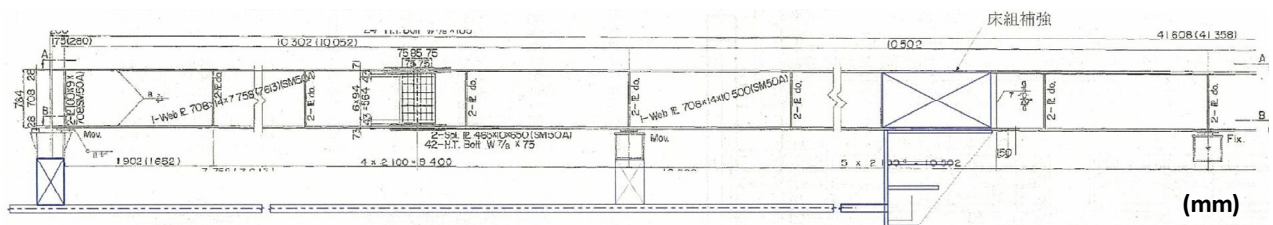


図-14 桁端部のケーブル設置構造図

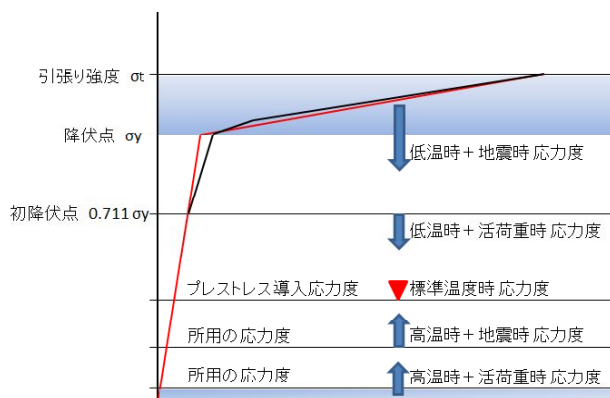


図-15 ケーブル取付け条件

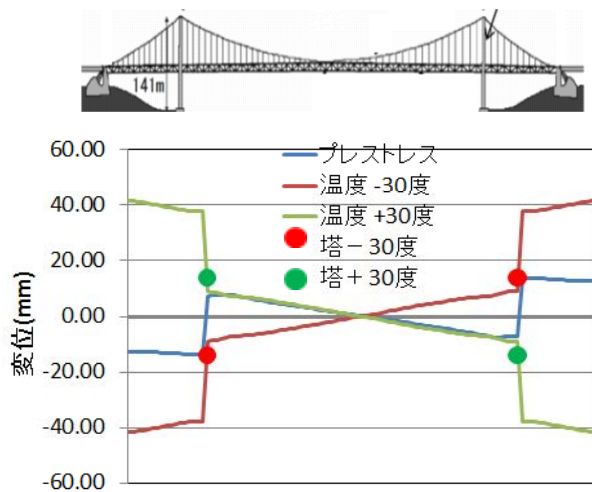
中央径間のケーブルにそれぞれ 460kN および 1560kN のプレストレスを導入する。

本検討では地震時にケーブルが緩むことを許容しているので、解析には第一象限のみで機能する非線形弾性モデルを用いた非線形弾性である。このため、温度変化に起因する桁の伸縮により初期状態はオフセットされた状態となり、地震時の挙動に影響を与える。したがって、解体にあたっては、温度変化に起因する桁の伸縮の影響を考慮して時刻歴応答解析を行うのがよい。

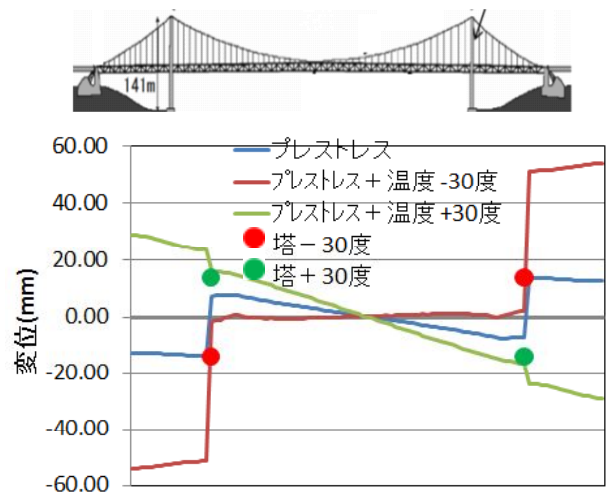
討段階では高温時(+30度)+活荷重載荷時でケーブルが弛緩しないように、かつ低温時(-30度)+地震時に引張り強度に達しないように、側径間および

5 本橋の挙動

(1) 解析モデル



(a) 各荷重による変位



(b) 各荷重による合計変位

図-16 温度変化およびプレストレスによるすべり支承と主塔の変位



図-17 温度変化-30度による橋全体の変形状態

解析モデルは風荷重の検討に用いたと同じ図-7に示す全ての縦桁を考慮する3次元モデルである。

(2) 常時の挙動

温度変化およびプレストレスによるすべり支承および主塔の変位を図-16に、温度-30度における橋全体の変形状態を図-17に示す。本解析におけるプレストレス力によるすべり支承の変位は図-16(b)からわかるように温度+30度にほぼ相当している。また、アンカレッジは剛構造であるので、温度変化やプレストレスにより変位しないが、主塔は相対的に柔構造であるので、温度変化に起因する床組縦桁や弾性固定ケーブルの伸縮により橋軸方向に曲げ変形が生じる。図-17は-30度の場合の変形状態である。この構造では、床組縦桁はプレストレスが導入されたケーブルと一体化されているので、両端のアンカレッジで固定されていることになり、温度変化に起因する床組縦桁の伸縮は拘束され、軸剛性の相対的に小さい弾性固定ケーブルで床組縦桁の伸縮が吸収される。これに主塔の変形が加わり、側径間と中央径間とは逆方向の変位が与えられる。具体的には、温度変化による床組縦桁の位置での主塔の変位は、中央径間で温度変化による桁の伸縮が低減され、側径間で増加する。また、側径間および中央径間の床組縦桁は主塔を介してケーブルにより橋軸方向に一

体化されているため、アンカレッジに近づくほどに大きな伸縮が生じることになる。

(3) 地震時の挙動

床組縦桁の支持条件として、すべり支承のみの状態、すべり支承に制震ダンパーを付加した状態、すべり支承に制震ダンパーとケーブルを付加した状態の3種類である。それぞれの支持条件に対して時刻歴応答解析を行った。入力地震波は、I種地盤におけるレベル2タイプIの地震波I-I-3とするが、検討段階であることから解析時間を短縮し検討の効率化を図るため、図-18に示す主要動と考えられる90～110secの区間を解析対象とした。この区間における加速度応答スペクトルは、図-19に示すように道路橋示方書の標準加速度スペクトルによく一致している。ここで、ケーブルを用いる場合には地震時にケーブルが弛緩することを許容しており、特に高温時にケーブルが弛緩状態となって履歴特性が変化するため、温度変化±30度の双方の状態地震応答解析を行った。すべり支承のみの橋軸および橋軸直角方向の中央径間の一次固有周期はそれぞれ9.1secおよび10.9secであり、振動モードは図-20に示すようである。本論文では、中央径間の応答に着目して応答を紹介する。

a) すべり支承

中央径間中央のすべり支承の時刻歴応答変位を図-21に示す。(a)すべり支承のみの場合は、抵抗力が小さいので床組縦桁は補剛桁に対して免震された状態となり、すべり発生後は周期が無限大に近づいていくので長周期として変位が生じているのが確認できる。また、すべり支承の変位は、入力加速度の

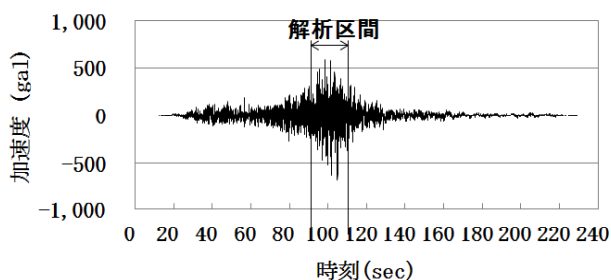


図-18 解析対象の入力地震波形

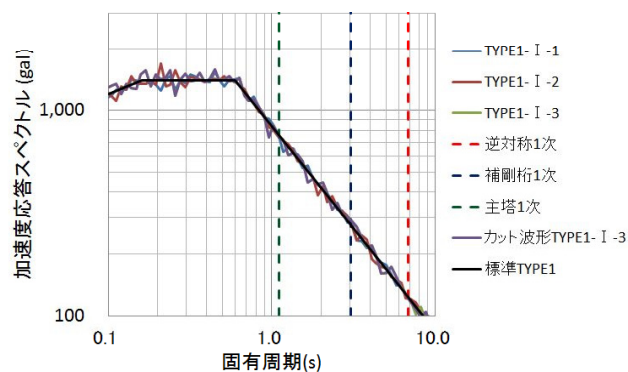


図-19 入力地震波のスペクトル

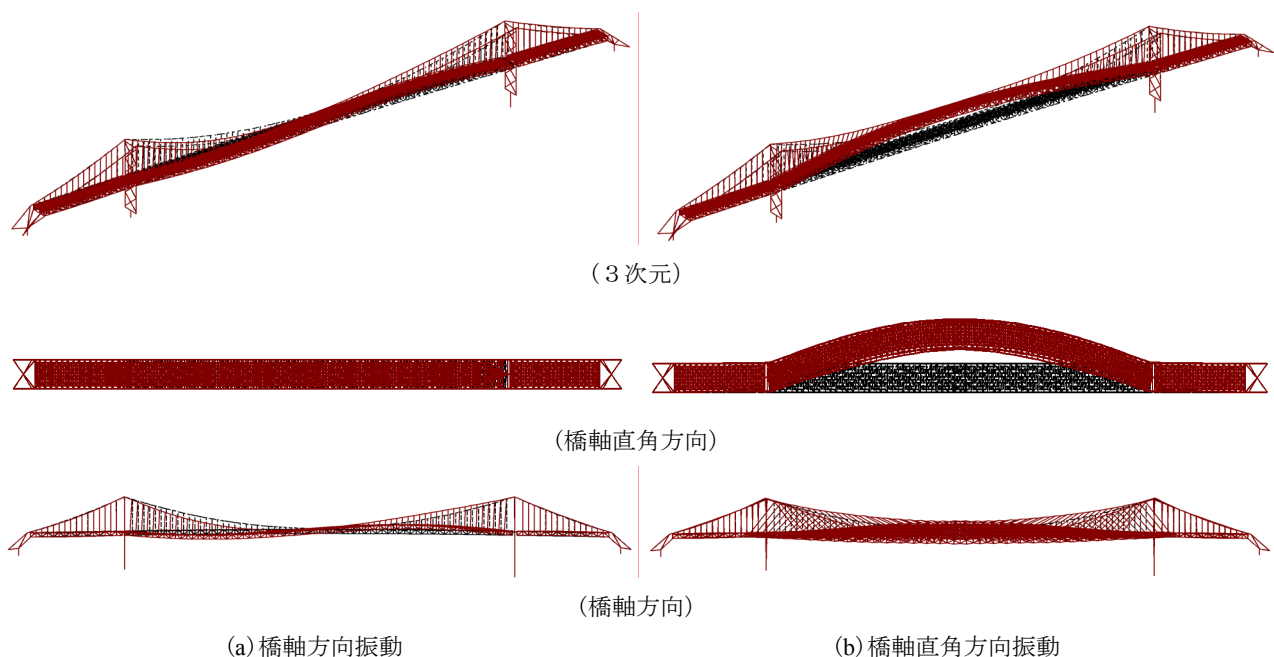
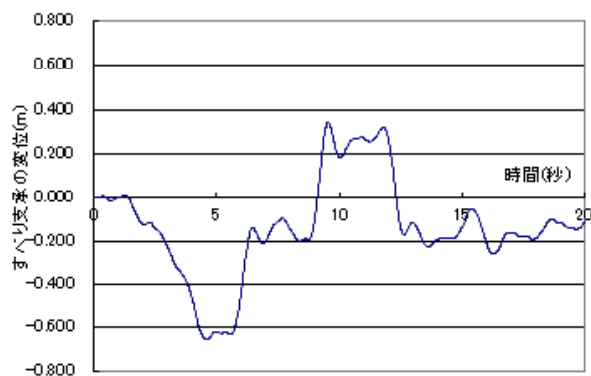


図-20 すべり支承のみの状態における振動モード図

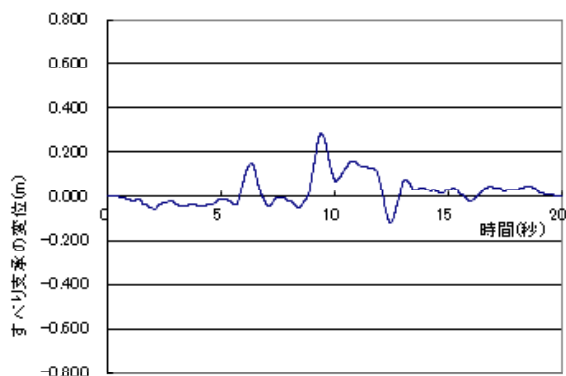
変化に追随することなく緩やかに変化している。(b) すべり+制震ダンパーのケースでは、制震ダンパーも復元力は有していないが、すべり支承の変位は(a) すべり支承のみに比べて大幅に低減された。(c), (d) のすべり+制震ダンパー+ケーブルのケースでは弾性固定ケーブルの弾性により、床組縦桁は周期特性を持つようになり、原点を中心に振動していることが確認できるが、最大変位に大きな差は見られない。また、+30 度と-30 度とでは同様な変位波形であるが、+30 度の方が-30 度より若干大きな変位となっている。これは、高温時では地震時にケーブルが弛緩状態となり、復元力がゼロとなる時間帯があるためである。

各モデルにおけるすべり支承の最大応答変位を図-22に示す。同図では、-30 度および+30 度それぞれをケーブル低およびケーブル高と呼称する。これより、すべり支承のみでは負側の変位が大きくなっ

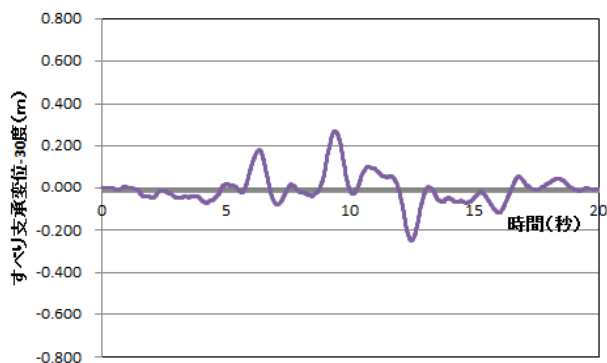
ており、制震ダンパーの設置により変位は低減し、特に負側の変位が大きく低減している。これにケーブルの設置により正側の変位は若干低減し、負側の変位は逆に大きくなっているが、正側の変位が支配的であるので応答評価には負側の影響は小さい。このように、すべり支承のみの状態で負方向の変位が特に大きいのは、すべり支承のみの振動系では摩擦力が小さいことに加えて、時々刻々の地震力と摩擦力との大小関係より、移動を始める時刻および方向がその時点の状況に依存しやすいためであり、どちらの方向の変位が大きくなるかは、地震波の僅かな位相の相違によっても異なる。同様に、制震ダンパーはあたかも摩擦力の大きいデバイスが付与された履歴に近いと、正負のどちらのが大きくなるかは地震波の加速度変化の特性に依存しやすい。これに対して、弾性固定ケーブルが設置されている場合は復元力特性を有しているため、すべり支承の応答変



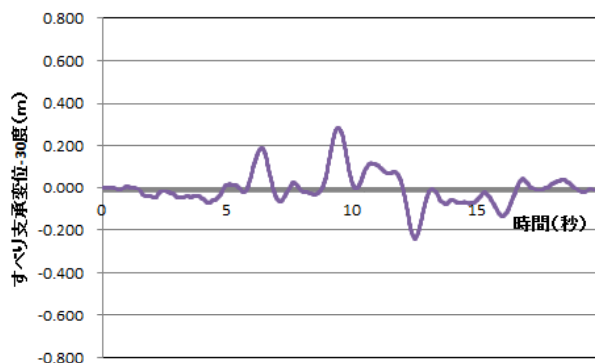
(a) すべり支承のみ



(b) すべり+制震ダンパー



(c) すべり+制震ダンパー+ケーブル<-30 度>



(d) すべり+制震ダンパー+ケーブル<+30 度>

図-21 中央径間中央のすべり支承の時刻歴応答変位

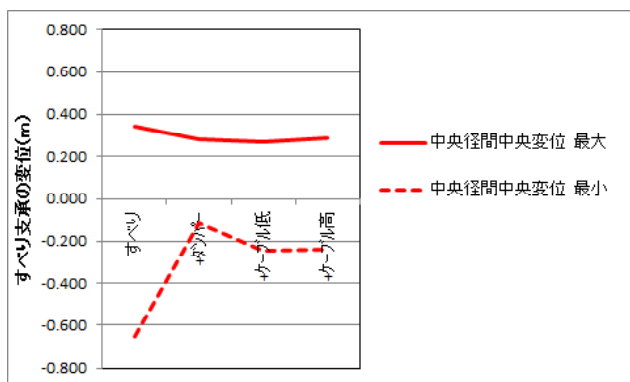


図-22 すべり支承の最大応答変位

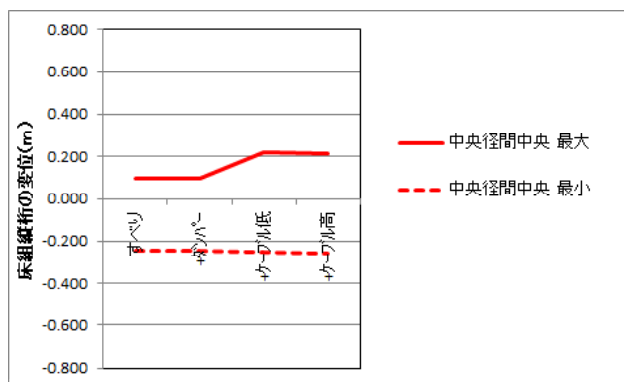


図-23 床組縦桁の最大応答変位

位は地震波の周期特性に依存するようになる。

b) 床組縦桁

床組縦桁の最大応答変位を図-23に示す。すべり支承のみと制震ダンパーの設置との相違はほとんどない。これは、双方共にアイソレーションされた状態に対して変位時の抵抗力が異なるだけであるので、変位の相違は小さくなっている。これに対して、弾性固定ケーブルを設置した場合に正側の変位が大きくなるのは、地震波の特性にケーブルの復元力が影響したと考えられる。ただし、温度変化の相違による影響は極めて小さい。

c) 主塔・補剛桁

主塔および補剛桁の最大応答変位および最大応答加速度をそれぞれ図-24および図-25に示す。主塔頂部の変位は、すべり支承のみに対して制震ダンパーの設置によりやや低減する傾向にあるが、これに弾性固定ケーブルを設置しても変化は小さい。補剛桁の変位は、制震ダンパーにより低減しているが、これに弾性固定ケーブルを設置すると温度変化の影響が大きく発現している。これは、補剛桁の変位は絶対変位であるので、温度変化に起因する補剛桁の伸縮がそのまま累加されるためである。なお、すべり支承のみおよびすべり支承+制震ダンパーでは温度

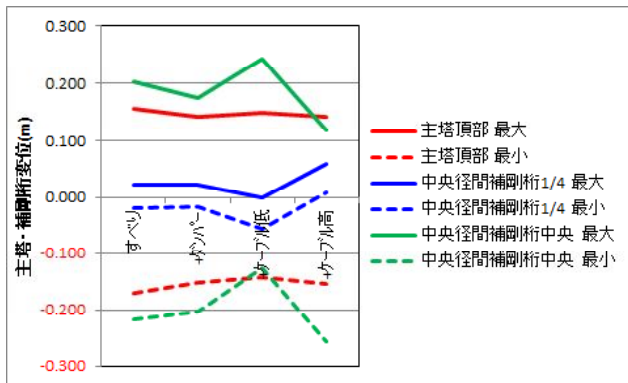


図-24 主塔，補剛桁の最大応答変位

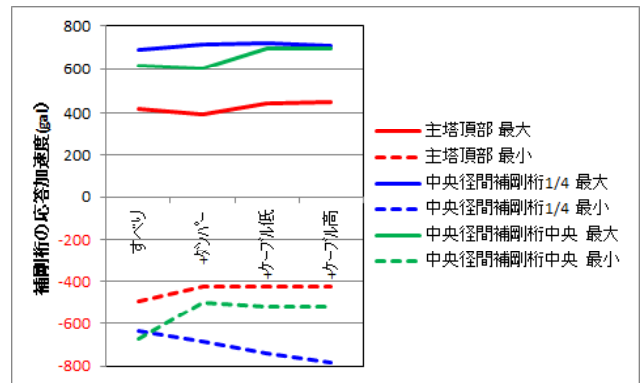


図-25 主塔，補剛桁の最大応答加速度

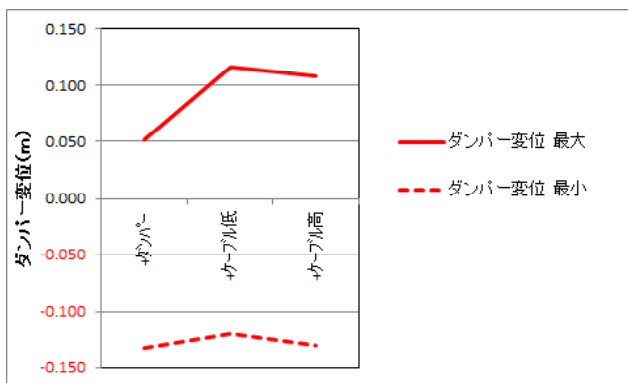


図-26 制震ダンパーの最大応答変位

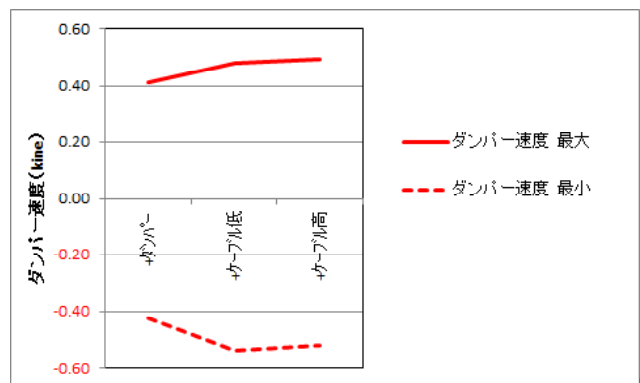


図-27 制震ダンパーの最大応答速度

変化の影響は受けない。

主塔の最大加速度は、すべり支承のみに対して制震ダンパーの設置により低減しており、制震ダンパーにより床組縦桁の慣性力の一部が主塔の床組縦桁位置に直接伝達することおよび制震ダンパーの減衰機能により主塔の挙動が抑制されていることによると考えられる。これにケーブルの設置では、1/4点と中央では傾向が異なり、1/4点では負側に加速度が大きくなり、中央では正側に加速度が大きくなっている。

d) 制震ダンパー

制震ダンパーの最大応答変位および最大応答速度をそれぞれ図-26および図-27に示す。制震ダンパーの設置の応答変位は150mm程度と大きくないが、ケーブルの設置をした方が絶対値としては小さい。これはケーブルにより変位抑制されることによると考えられる。制震ダンパーのみを付加した場合は応答速度は40kineとやや小さいが、制震ダンパーの抵抗力は図-28に示すように50kine時の仕様抵抗に相当する1500kN程度となっている。これに対し、ケーブルを付加した場合は応答速度が50kineを超えるものの、抵抗力は約1500kNと相違は小さい。これは、制震ダンパーの速度依存性が小さいことによる。

よる。

制震ダンパーの応答履歴を図-29に、応答速度の履歴を図-30に示す。応答履歴が全般的に丸みを帯びているのは、応答速度は50kine程度以下であり50kineで1,500kNと設定しているため、50kine以下の抵抗力の変化が現れたことによる。

e) 床組縦桁と補剛桁の応答加速度

すべり支承のみでの床組縦桁および補剛桁1/4点・中央の時刻歴応答加速度をそれぞれ図-31および図-32に示す。床組縦桁の加速度の変化が小さいのは、すべり支承のみでは摩擦力のみしか生じないため、地震波の加速度の変化の影響を受けにくいことによる。これに対し、補剛桁は主ケーブルを介して地震波の加速度が直接入力されるため、地震波の加速度の変化の影響を受けやすい。ここで、補剛桁1/4点の方が中央より大きくなっているのは、中央ではセンターステーによる変位抑制効果が働いているためと考えられる。

f) 弾性固定ケーブル

ケーブルの時刻歴応答抵抗力を-30度および+30度に対して図-33にそれぞれ示す。-30度の場合には、全時間にわたって抵抗しているが、+30度の場合

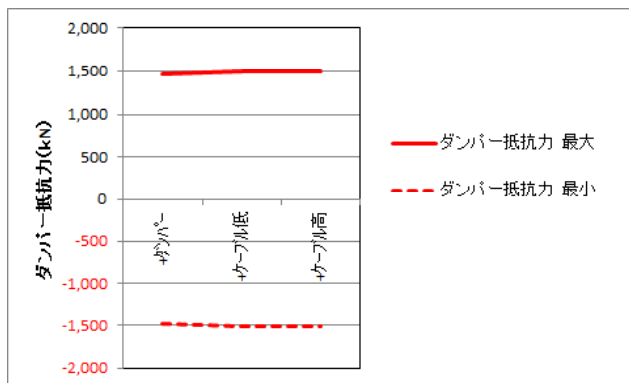


図-28 制震ダンパーの最大抵抗

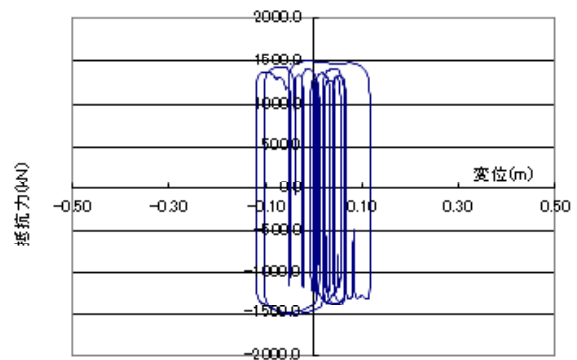


図-29 制震ダンパーの応答履歴（ケーブル-30度）

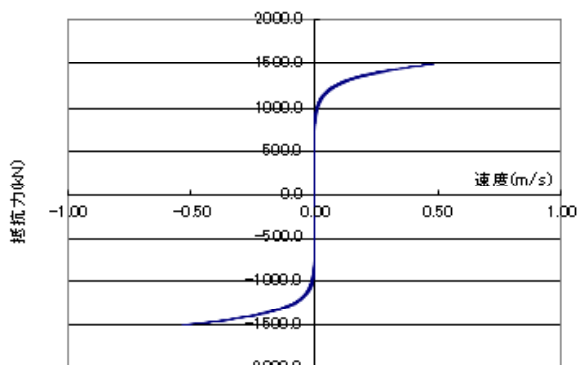


図-30 制震ダンパーの応答速度（ケーブル-30度）

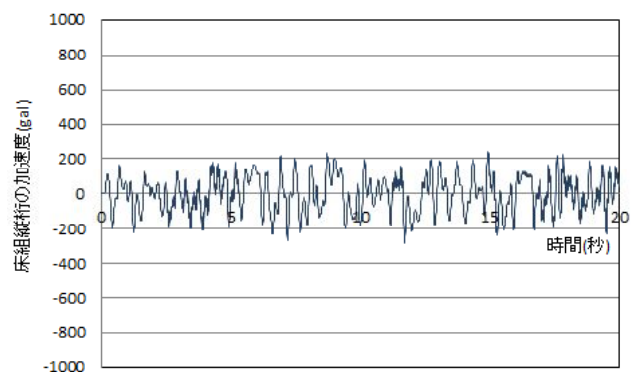


図-31 床組縦桁の時刻歴応答加速度

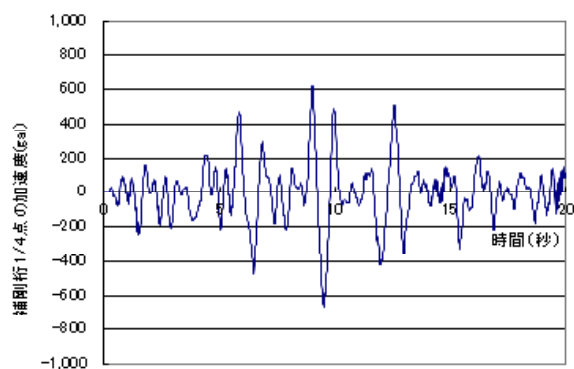
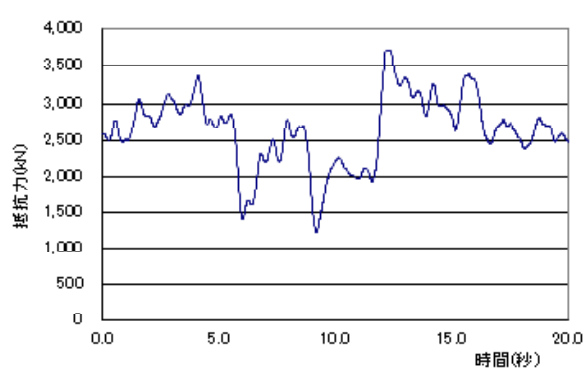
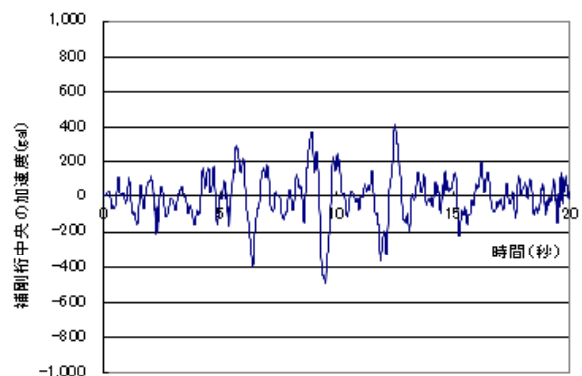
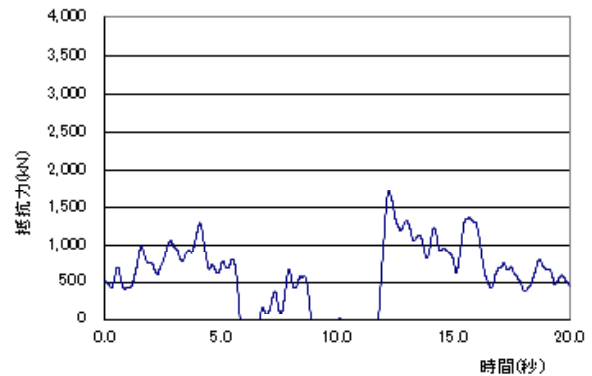


図-32 補剛桁の時刻歴応答加速度

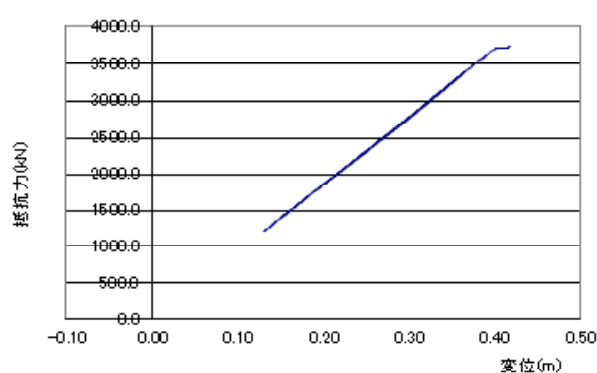


(a) -30度

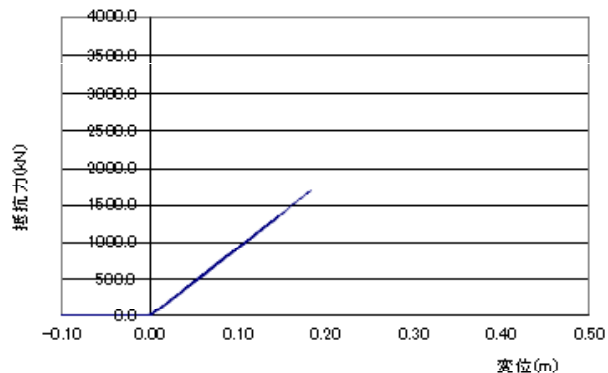


(b) +30度

図-33 ケーブルの時刻歴抵抗



(a) -30 度



(b) +30 度

図-34 弾性固定ケーブルの応答

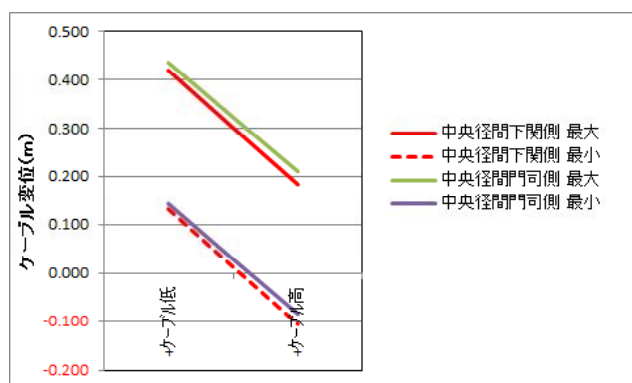


図-35 弾性固定ケーブルの応答変位

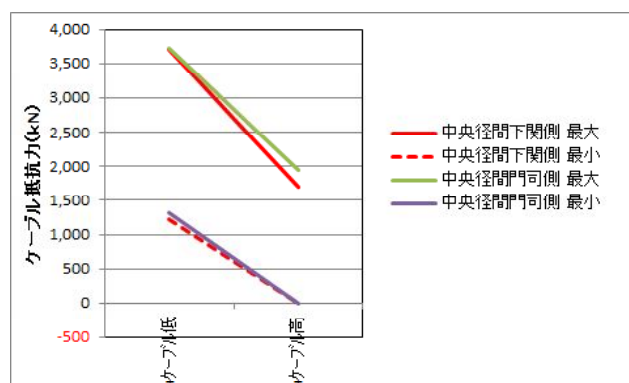


図-36 弾性固定ケーブルの抵抗力

合には抵抗力が発現されていない時間帯がある。これは、温度変化に起因する桁伸縮によるケーブルへの事前抵抗力が、高温時には弛緩して力が抜けるためであり、この傾向はプレストレス力により変化する。

ケーブルの応答履歴を図-34に示す。また、最大応答変位および最大抵抗力をそれぞれ図-35および図-36に示す。同図より、-30 度の場合にはケーブルは降伏に至っているが、+30 度の場合には弾性挙動であり、ケーブルが弛緩した状態が見られる。また、ケーブルの応答変位は中央径間 P1 側と P2 側の差は-30 度と+30 度でほぼ同じであるが、ケーブルの抵抗力では P1 側と P2 側の差は同じではない。これは、+30 度ではケーブルが弛緩状態になると振動性状に影響するためである。

6 まとめ

本論文は、吊橋の床組縦桁の連続化による構造と再構築した新耐震システムの地震時挙動について述べた。以下に本システムの地震時挙動についてまとめる。

①すべり支承のみでは地震応答の安定性に欠け、制震ダンパーの設置により地震時には安定するが、常時の復元力が若干問題となる。したがって、弾性固定とするケーブルの設置により常時の復元機構を与えることで常時・地震時ともに安定した構造系になる。

②すべり支承の応答変位には、温度変化の最高温度時と最低温度時との差は極めて小さい。これは、この変位は床組縦桁と補剛桁との相対変位であり、温度変化に起因する桁の伸縮は同等であることによるもので、橋全体の挙動の影響は小さい。

③補剛桁の応答変位には温度変化の影響は大きい。これは、温度変化に起因する桁の伸縮がそのまま応答変位に加算されるためである。

7 あとがき

本検討では、各支間で全体を連結した床組縦桁に対して、すべり支承、制震ダンパーおよび弾性固定ケーブルが耐震性に及ぼす影響を試算した。この結果、挙動の安定性から、すべり支承、制震ダンパーおよび弾性固定ケーブルを併用するのがよいことが

わかった。

既設吊橋の床組縦桁を連続化することは、構造的、維持管理上およびライフサイクルコストに効果が大きいと考えられる。したがって、今後このような床組縦桁を連続化する場合に、各デバイスの機能が地震時の応答に及ぼす影響について、この検討手法を参考にして頂ければ幸いである。

謝辞：本論文は、西日本高速道路株式会社による本橋に係る検討委員会資料”より抜粋した。各委員会の皆様にここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 西川孝一, 吉塚守, 坂手道明, 野中哲也, 岩村真樹 : 長大吊橋の大地震時非線形挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 52A, 2006.
- 2) 今村壮宏, 松田哲夫, 岩崎雅紀, 貝沼重信 : 関門橋の補修におけるFEM解析の適用事例, 第15回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 2012.
- 3) 大石義成, 松田泰治, 松田哲夫, 宇野裕恵, 今村壮宏, 山下恭敬, 松田宏, 打越丈将 : 吊橋床組の縦桁連結構造に関する検討, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, pp. 539-540, 2013.
- 4) 松田宏, 松田泰治, 今村壮宏, 山下恭敬, 松田哲夫, 大石義成, 宇野裕恵, 打越丈将 : 吊橋床組の連続化に関する検討, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, pp. 553-554, 2013.
- 5) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 6) 宇野裕恵, 松田泰治, 今村壮宏, 山下恭敬, 松田宏, 松田哲夫, 打越丈将, 坂田裕彦 : 吊橋における床組連続化時の地震時挙動の検討, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, pp. 551-552, 2013.
- 7) 神鋼鋼線工業株式会社編 : $\phi 7 \text{ mm}$ 亜鉛めっき鋼線 応力ひずみ線図, 神鋼鋼線工業(株)社内試験データ, 2006.
- 8) 姫野岳彦, 宮原幸春, 今村壮宏, 山下恭敬, 貝沼重信, 松田哲夫, 坂田裕彦, 岩崎雅紀, 五十嵐孝之 : BP 支承のすべり性能耐久性に関する実験的検討, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, pp. 545-546, 2013.

(?)

STUDY ON NEW SEISMIC SYSTEMS AND NO-JOINT OF THE FLOOR FRAMING GIRDERS FOR THE EXISTING SUSPENSION BRIDGE

Tetsuo MATSUDA, Taiji MAZDA, Takehiro IMAMURA, Hirohiko SAKATA,
Hiroshige UNO, Hiroshi MATSUDA and Takemasa UCHIKOSHI

Against fatigue damage due to the increase of the over live load or damage caused by leakage from the expansion in floor framing girders of the existing suspension bridge, the slide and the rotation function of line bearings in floor framing girders is effective. Therefore, we have been studied the new systems which installed seismic dampers between the main tower, the anchorage and the edges of the floor framing girders, and to let the floor framing girders and the stiffening truss girders become independent each by releasing consecutively girder so that movement of bearings at the time of stationary wind and an earthquake load, and to control the inertial force.

In this paper, we have described mainly seismic systems on continuous structure of the floor framing girders.