

# 制震技術による長大斜張橋の合理的耐震補強

## 東神戸大橋

長 澤 光 弥・五十嵐 晃・木 田 秀 人

阪神高速道路では、個々の長大斜張橋の構造特性に適合した制震技術を開発することで、耐震補強工事にその技術を積極的に用いている。東神戸大橋（中央支間長 485 m）では、大地震時の主桁変位（橋軸方向）を抑制するため、大変位・大反力に適応可能な縦置きサンドイッチ型超高減衰積層ゴムダンパーを開発し、それを用いて耐震補強を行った。本報ではこの積層ゴムダンパーについて行った検討を中心として、東神戸大橋のレベル 2 地震動に対する耐震補強の概要について報告する。

キーワード：オールフリー長大斜張橋、レベル 2 地震動、橋軸方向変位制御、積層ゴムダンパー、拘束ケーブル、性能確認実験

### 1. はじめに

東神戸大橋は、阪神高速道路 5 号湾岸線の深江浜と魚崎浜を結ぶ橋長 885 m、中央径間長 485 m の鋼斜張橋である。主桁は、ダブルデッキのワーレントラス形式、塔は円形の水平梁を持つ H 型形式、ケーブルは 2 面吊 12 段のハープ形式（表面には平行突起付き）となっている（図—1）。

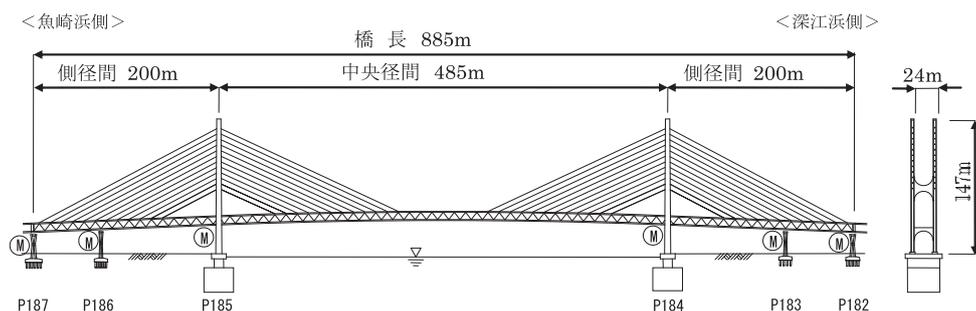
本橋の基本構造は、主桁の橋軸方向支持形式を主塔部・中間及び端橋脚部すべてで可動とするオールフリー形式であり、長周期化を図り地震時の水平力を低減している。想定以上の地震に対しては、端橋脚に設置したベーン型オイルダンパーにより減衰機能を付加している。橋軸直角方向の支持形式は、主塔部・中間及び端橋脚部すべてでウインド支承により固定である。また、鉛直方向支持形式は、主塔部では鉛直ケーブルで、中間及び端橋脚部ではペンデル支承で固定している。

本橋は、1995 年の兵庫県南部地震による損傷と復旧、その後の耐震基準の見直し、更には東神戸大橋のレベル 2 地震動の設定を経て、2007 年～2009 年に性能及び補強手法に関する検討等の耐震補強設計と工事を行った<sup>1)</sup>。本文では、東神戸大橋のレベル 2 地震動に対する耐震補強の概要について報告する<sup>2), 3)</sup>。

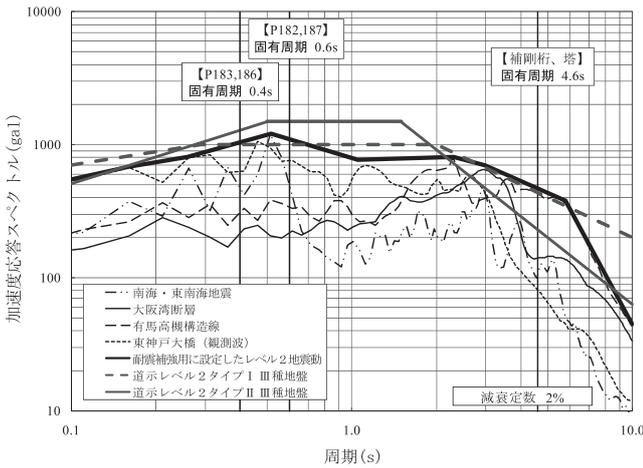
### 2. 耐震補強設計

#### (1) 耐震補強設計の基本方針

耐震性能の照査において、道路橋示方書 V 耐震設計編（平成 14 年）に基づき、レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 を満足させることを目標に、耐震補強設計を行った。レベル 2 地震動は、タイプ I 地震動とタイプ II 地震動のシナリオ地震動及び兵庫県南部地震における東神戸大橋周辺地盤での観測波を考慮して設定している。なお、その橋軸方向の加速度応答スペクトルは補剛桁と塔の固有周期である 4.6 秒付近の長周期領域では道示レベル 2 タイプ I（Ⅲ種地盤）とほぼ同等



図—1 東神戸大橋一般図



図一 2 耐震補強用に設定したレベル2地震動の加速度応答スペクトル(橋軸方向)

となっている(図一2)。

耐震性能照査結果に対して、対象橋梁の耐震補強の基本方針(補強箇所および補強内容)を表一1のように設定した。ここで、耐震補強の基本方針としては「主塔、橋脚の全ての支点で可動とするオールフリー構造とすることで橋軸方向への固有周期を比較的長くすることにより地震力を軽減する」という現況構造の設計思想をできる限り踏襲する方法を検討した。現況照査の結果、橋軸方向に2m程度以上の過大な水平変位を伴う応答が生じ、塔や橋脚、ケーブル、支承の耐震性能を満足しないことから、本橋の耐震補強は耐力補強ではなく、制震デバイス(ダンパー)により橋軸方向の水平変位を抑制することとした。橋軸直角方向は、震災復興時にウインド支承が補強されたこともあり若干の補強で済んでいる。また、鋼断面の座屈パラメータを満足しない構造部位は、補剛材の設置等により局部座屈が生じないようにするじん性補強を基本とし、目標とする耐震性能を確保することとした。

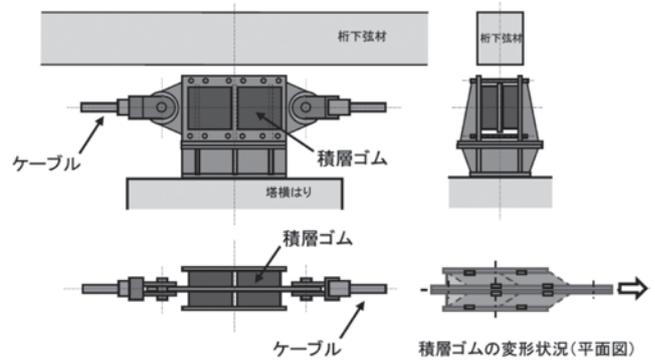
表一 1 耐震補強の基本方針

補強区分	補強箇所	補強構造(補強部材)	補強目的
主桁の変位制御	塔	変位制御ケーブル(ケーブル形式)	主桁と橋脚の橋軸方向の相対変位量が既設支承等の可能移動量以下となるように変位を制御する。
支承補強	中間橋脚	ウインド支承取付部の補強	ウインド支承取付部の耐力補強を行い、橋軸直角地震時水平反力に十分抵抗できる降伏水平耐力を確保する。
じん性補強	塔、橋脚(柱、梁)	縦補剛材の補強	既設縦補剛材を補強し、曲げ圧縮に対する座屈強度の低下を防止する。
		縦補剛材の設置	板パネルを縦補剛材で補強し、曲げ圧縮に対する座屈強度の低下を防止する。
		水平補剛材の設置	腹版に水平補剛材を設置し、せん断座屈強度の低下を防止する。
フェイルセーフ	端部橋脚	負反力ケーブル支承	フェイルセーフ対策として、ペンデル支承が損傷した時の桁の浮上りを防止するため、負反力ケーブル支承を端部橋脚に設置する。
	塔	緩衝装置	フェイルセーフ対策として、塔部ウインド支承が損傷した場合に主桁と塔柱とが衝突する可能性があるため、塔柱に緩衝装置を設置し、衝突力を緩和させる。

(2) 減衰機能を有する変位制御装置の開発

(a) 減衰機能を有する変位制御装置

本橋で採用した減衰機能を有する変位制御装置の構造を図一3に示す。この変位制御装置は、積層ゴムダンパーと拘束ケーブルでダンパーシステムを構成しており、その特徴を以下に示す。



図一 3 橋軸方向変位制御装置

- ①桁にかかる地震時慣性力により積層ゴムを塑性変形させ、履歴減衰効果により地震時慣性力を低減させる。
- ②積層ゴムダンパーと拘束ケーブルが協働して桁にかかる地震時慣性力を塔に伝達し、桁の橋軸方向変位を支承の可動範囲に抑える。
- ③拘束ケーブルは、桁と塔間に生じる鉛直方向、水平方向、及び回転方向の変位差を吸収する。
- ④積層ゴムを縦置きサンドイッチ型にしたことにより、横置きの場合に生じる偏心曲げが作用せず、積層ゴムがスムーズに変形可能となる。

(b) 変位制御装置の設計

積層ゴムダンパーの寸法・形状については、設計上の要求性能を満たし、かつ、なるべく小さくしたほうが施工面及びコスト面から望ましい。また、ゴムを縦置き構造にしたことから死荷重による鉛直反力を受けない。このため、ゴムの局部支圧に対して有利な条件下にあることから、ゴムダンパーの許容せん断ひずみ(以下「 $\gamma_a$ 」という)を、一般に用いられる250%から300%に緩和することも視野に入れて検討を進めた。ゴムの寸法・形状については、ゴムダンパーの設置条件を構造及び施工面から調査の上、平面寸法と高さをパラメトリックに変化させて時刻歴応答解析を行うことにより最適な形状を決定した。判断基準は、①ゴム体の体積(コスト)が小であること②主塔と主桁の相対変位量が許容値以内であること③主塔基部の最大発生モーメント等が許容値以内であること、とした。次に $\gamma_a$ を300%にするために必要な検討として、ゴムの履歴特性値のバラツキに関する検討やゴムの品質確認を行った。

(c) ゴムの履歴特性値のバラツキとその影響度

将来、大地震が発生した際に、設計で想定している地震時応答と比較して実際の応答がばらつくことが考えられる。今回、ゴムの  $\gamma_a$  を 300% 程度に緩和することによりゴム体の公称性能に対する余裕（安全率）が小さくなっており、ゴムの温度依存性等による履歴特性値のバラツキを吸収できなくなる可能性が懸念された。そこで、ゴムの履歴特性値のバラツキの程度及びそのバラツキが地震応答特性に与える影響について検討を行った。ゴムダンパーの特性値がばらつく大きな要因としては、「温度、面圧、せん断疲労によるゴムの剛性の変化」が考えられる。そこで、ゴムの等価剛性を標準よりも 20% 硬くしたケースと 10% 軟らかくしたケースについて、時刻歴応答解析により履歴特性値の地震応答値への影響度を確認し、(b) で設計した形状で許容値を満足する結果を得た。

(3) 橋脚のじん性補強

橋軸方向の耐震性能照査において、塔及び中間橋脚の柱部ひずみが許容ひずみ ( $a \cdot \epsilon_y$ ) を満足しなかった ( $a$  : 座屈パラメータによる低減係数,  $\epsilon_y$  : 降伏ひずみ)。また、橋軸直角方向の耐震性能照査において塔下段の水平梁において許容ひずみを満足せず、端橋脚及び中間橋脚においてもすべての柱基部及び水平梁で許容ひずみを満足しなかった。よって、曲げ降伏箇所については既設縦補剛材の補強、または既設縦補剛材間の板パネルに縦補剛材を増設する補強、もしくはその両方を適用し、じん性補強を行った。梁のせん断降伏箇所については水平補強材を増設するじん性補強を行った。

(4) 端橋脚部の負反力ケーブル支承

既設ペンデル支承の耐力を照査した結果、解析応答負反力に対し端橋脚および中間橋脚ともに十分な耐力を有していることを確認したが、フェールセーフ機能として端橋脚のみに負反力ケーブル支承を設置した。負反力ケーブル支承は、端橋脚（海 P182, 海 P187）の既設ペンデル支承が万一破損した場合の浮き上がりを防止する対策として 1 橋脚につき 2 箇所設置した。なお、中間橋脚については、中間橋脚のペンデル支承が損傷した場合、端橋脚のペンデル支承で中間橋脚の負反力を分担できるため、設置していない。

3. 積層ゴムダンパーシステムの性能確認実験

変位制御装置として採用した積層ゴムダンパーシス

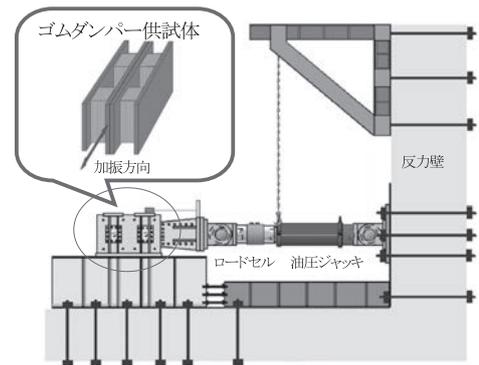


図-4 実験装置の全体図

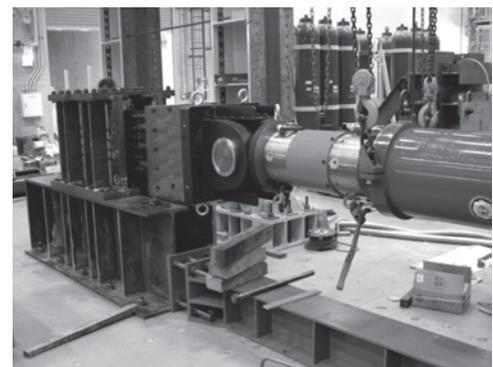


写真-1 実験装置の全景

表-2 積層ゴムの諸元

	実寸	1/4 モデル
せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	1.2	1.2
平面寸法 (mm) × (mm)	1150 × 1150	300 × 300
断面積 (m <sup>2</sup> )	1.32	0.09
ゴム厚 (mm)	25	7
層数 (層)	8	8
ゴム層厚 (mm)	200	56
1 次形状係数	11.5	10.7
2 次形状係数	5.75	5.36

テムは、先行する施工実績がなく初の施工事例となるため、事前に性能検証実験を行った。そこで、実製品と同様な構造の積層ゴム、連結板、側板及びブラケットで構成された積層ゴムダンパーをスケールダウンした供試体 (1/4 縮小モデル) を製作した (図-4, 写真-1)。使用した積層ゴムの諸元を表-2 に示す。この供試体の連結板に片側から結合された大型油圧ジャッキにより、水平方向の正負交番載荷試験を行った<sup>4)</sup>。実験項目は、次の 4 つである。

①施工実験：供試体の組み立て設置とその調整作業を行うことで橋梁架設現場での作業性等を考慮した施工実験を行い、実橋への適用が可能であることを確

認する。

- ②**水平特性試験**：せん断ひずみ ± 175%に相当する水平変位を5サイクル正負交番载荷する試験を行い、4個の積層ゴムを組み合わせた積層ゴムダンパーが一つのダンパーシステムとして円滑に作動することを確認するとともに、変位制御装置としての基本性能特性を示す等価剛性、等価減衰定数を確認する。
- ③**面圧依存性検証試験**：高減衰積層ゴムを免震支承として用いた場合には6 N/mm<sup>2</sup>程度の軸力（面圧）が作用するのに対し、この積層ゴムダンパーシステムの高減衰積層ゴムは面圧を作用させない条件での使用が想定される。面圧を変化させた条件での正負交番载荷試験を行い、実際の地震発生時におけるダンパーの動的挙動（ダンパーの履歴性能）への面圧の影響を確認し、ダンパーシステムとしての性能安定性および面圧依存性を検証確認する。
- ④**せん断変形性能試験**：積層ゴムダンパーシステムにおける高減衰積層ゴムが300%の許容せん断ひずみを前提とした時に十分なせん断変形性能を有し、破断せずにダンパーとしてエネルギー吸収性能を発揮

することを認する。

水平特性試験の結果と、積層ゴム単体実験で得られた等価剛性、等価減衰定数を比較した結果を図-5に示す。両者はほぼ一致しており、個々の積層ゴムの特性を前提とした積層ゴムダンパーシステムの設計上の特性値設定は妥当であることが確認できた。また、面圧の違いによる履歴特性（せん断ひずみ ± 175%）および等価剛性及び等価減衰定数の比較を図-6に示す。面圧を変化させても等価剛性はほとんど変化せず、等価減衰定数の変化は1割程度であった。等価減衰定数の低下は、面圧の影響よりも载荷順序すなわち積層ゴムの疲労の影響が大きく、面圧依存性は小さいものと判断された。せん断変形性能試験により得られた変位-荷重履歴特性を図-7に示す。積層ゴムダンパーシステムに押し方向にひずみ325%、引き方向に309%に相当する水平変位を1サイクル载荷した。積層ゴムに破断は生じないこと、および十分なエネルギー吸収性能が発揮されていることを確認した。高減衰積層ゴムのせん断変形300%を許容値とする積層ゴムダンパーの設計の前提は、妥当であるとの結論が得られた。

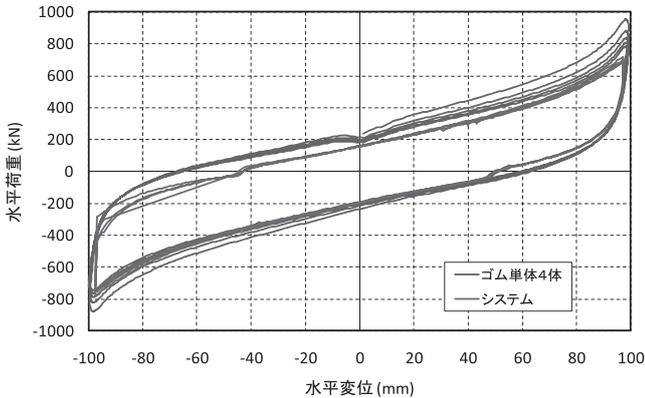


図-5 積層ゴム単体試験とシステム性能実験における履歴特性の比較

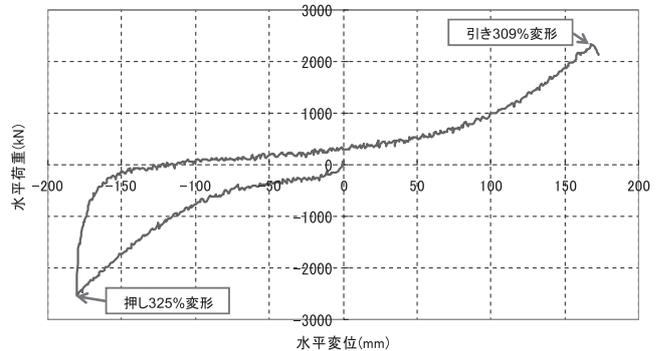
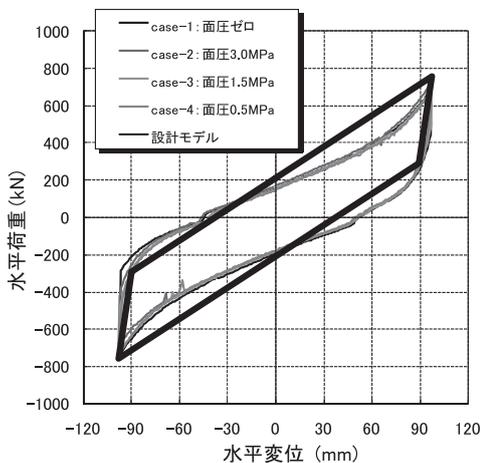
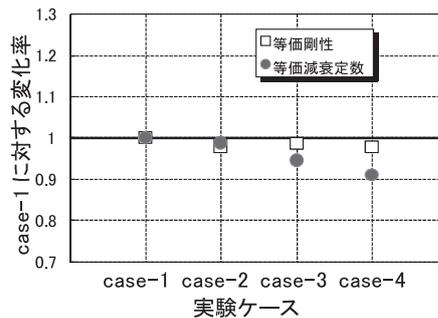


図-7 せん断ひずみ325%時の履歴特性



(a) 面圧有無による履歴特性



(b) 面圧有無による特性値の比較

図-6 面圧依存性試験

## 4. 耐震補強の施工

### (1) 塔部変位制御装置

#### (a) 積層ゴムダンパー

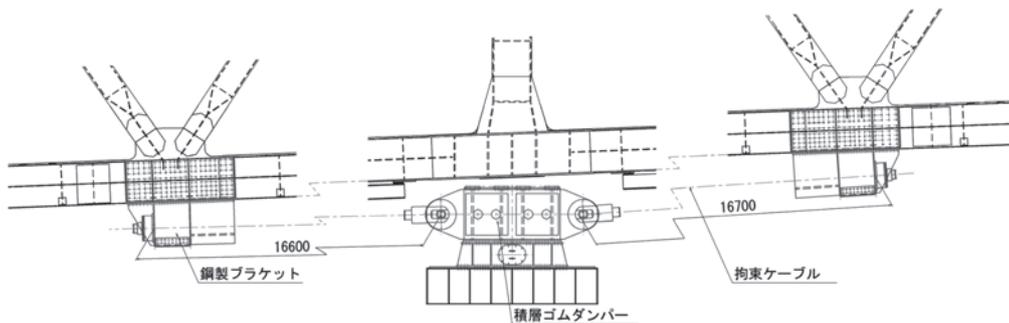
塔部変位制御装置は、塔水平梁部に設置した積層ゴムダンパーと主構（下弦材）の格点部に設置した鋼製ブラケットを拘束ケーブルで接続した構造である（写真—2、図—8）。積層ゴムダンパー、及び鋼製ブラケットは、高速道路上からラフタークレーンを使用し架設を行ったが、積層ゴムダンパーは1基あたり重量が約25tであったため、車両制限から高速上で使用できる最大の25tラフタークレーンの配置と吊り能力を考慮して、部材を4分割して架設する設計を行った。

積層ゴムダンパーは、連結板の片側に超高減衰ゴム2個を固定し、この連結板2枚をボルト接合することにより組み立て、さらにその外側に取付側板を固定して、鋼製台座と一体化する構造であり（写真—3）、製作工場での仮組検査により組立精度を確認してい

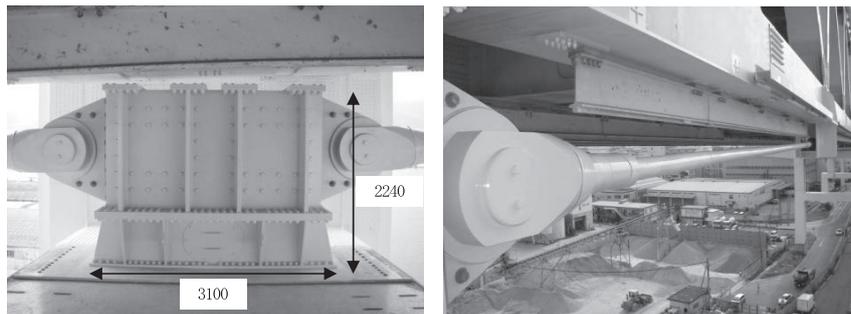
る。部材搬入は、4分割した積層ゴムダンパーを高速道路上から塔と主構との隙間（水平距離1700mm程度）に下ろし、直接塔水平梁部に取り込み、主構と塔水平梁の間隔（垂直距離2500mm程度）の狭隘な空間で、チェーンブロックなどを使用し組立を行いながら設置した（写真—4）。足場以外の鋼製架台は設置せず施工を行い、コスト縮減を図った。



写真—2 塔部の橋軸方向変位制御装置



図—8 塔部の橋軸方向変位制御装置



写真—3 積層ゴムダンパーと拘束ケーブル



写真—4 積層ゴムダンパー架設・組立状況



写真—5 ケーブル架設状況

(b) 拘束ケーブル

拘束ケーブルは、セミパラレルワイヤケーブル (SPWC)  $\phi 7 \times 397$  (直径 175 mm) を使用した。ケーブル長は 16 m であり、ケーブルの片側端部に積層ゴムダンパー接合用の鋼製ピンコネクターを装着した形状であり、ケーブル 1 本あたりの重量は 4.6 t (ケーブル 2.9 t, ピンコネクター 1.7 t) である。

ケーブルは、製作工場から直線の形状で路下に搬入し吊天秤状の支持材を使用して架設を行ったが、支持材は、片側に設置されたピンコネクターのバランスを考慮するとともに、クレーンの吊り能力も考慮して軽量化を図った。ケーブルは、高速道路上の 25 t ラフタークレーンを使用して架設を行ったが、陸上側において高速道路上から路下までの高さは約 41 m あり、高速道路上のラフタークレーンがケーブルを吊上げるためにはワイヤ延長が不足する。よって、最初にケーブルを路下に配置したラフタークレーンで吊り上げ、次に高速道路上のラフタークレーンに吊り替えた後、架設した。海上側のケーブルについては、陸上側から高速道路上にケーブルを吊り上げて仮置きし、クレーンを

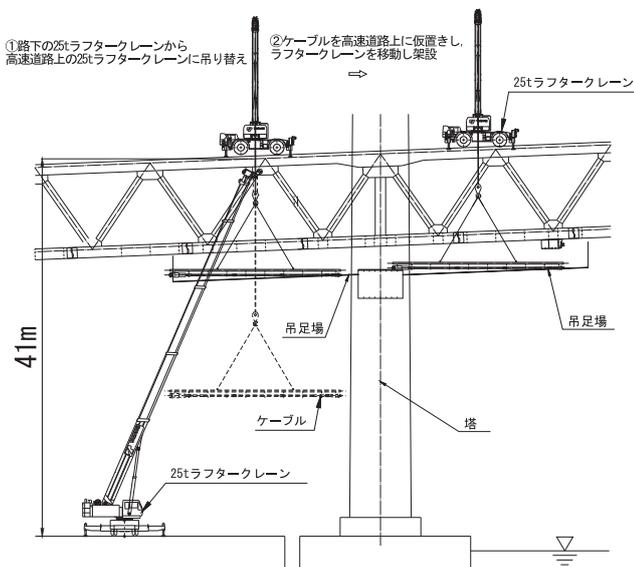
海上側に移動させた後、高速上より架設した (写真—5, 図—9)。

ケーブルは、自重によるサグ量を低減し地震時の慣性力を速やかにケーブルに作用させるため、初期プレストレスとして 2000 kN を導入した。緊張作業はゴムダンパーに変形を与えないようにケーブル定着端にジャッキを設置して同時に行った。なお、東神戸大橋本体のケーブルと同様に、拘束ケーブルは同色のコーティングを行った。

(2) 端橋脚部の負反力ケーブル支承

(a) 負反力ケーブル定着ブラケット

ケーブル定着ブラケットは、主構側面および橋脚梁部 (既設ベンデルの受け梁側面) に設置した (写真—6)。ブラケットは上下に長い形状であり、中間リブを設置する事により箱形断面として抵抗させている。また上下部構造間の地震時相対変位 (最大 850 mm) を想定し、ケーブル定着部の折れ曲げを緩和するために、ブラケットに偏向具を設置した。主構側のブラケット設置部は、主構下弦材および垂直材内部に入ることができないため、片側から施工可能な高力ボルト (ワンサイドボルト) を使用した。なお、主構垂直材は当て板補強を行っている。橋脚側のブラケット設置部は閉塞された箱断面であることから、上面に補強プレー



図—9 ケーブル架設状況



写真—6 端橋脚部の負反力ケーブル支承

トを溶接後にマンホールを設置し、内部に補強ダイヤフラムを設置し、ブラケットを設置した。

#### (b) 負反力ケーブル

負反力ケーブルの設計は、動的解析の最大張力がケーブル降伏耐力以下としており、SPWC  $\phi 7 \times 187$  (直径 120 mm) を使用した。ケーブル 1 本あたりの重量は 1.2 t である。ケーブルは定着ブラケットを取付後、主構側ブラケットの上部から貫通させ定着した。端橋脚の既設ペンデル支承が破損した場合を想定し、新設負反力ケーブル支承の常時状態の照査を行った。既設ペンデル支承の復旧までの期間を施工時相当として割増係数 (1.25) を考慮した結果、新設負反力ケーブルの耐荷性能に問題がないことを確認した。負反力ケーブルも東神戸大橋本体のケーブルと同色のコーティングを行った。

## 5. おわりに

### 謝 辞

最後に、変位制御装置の可能性を示唆していただき、また性能確認実験の企画・管理において、多大な御指導と御助言を賜りました家村浩和京都大学名誉教授に感謝致します。

J|C|M|A

#### 《参考文献》

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌— (1997.9)
- 2) 角和夫, 長澤光弥, 曾我恭匡, 木田秀人, 田崎賢治, 小塚幹夫：オールフリー形式鋼斜張橋の耐震補強設計に関する検討, 第12回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 (2009.1)
- 3) 角和夫, 長澤光弥, 曾我恭匡, 木田秀人：オールフリー形式長大斜張橋の耐震補強, 橋梁と基礎, Vol.44th, Page27-32 (2010.06)
- 4) 五十嵐晃, 井上和真, 尋屋文子, 家村浩和, 吉田雅彦, 姫野岳彦, 長澤光弥：複数のゴム体を用いた積層ゴムダンパーの載荷試験による基本性能の検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.30, pp.450 ~ 455 (2009.10)

#### 【筆者紹介】



長澤 光弥 (ながさわ みつや)  
阪神高速道路(株)  
計画部 調査課  
主任



五十嵐 晃 (いがらし あきら)  
京都大学大学院  
工学研究科 社会基盤工学専攻  
准教授



木田 秀人 (きだ ひでと)  
ショーボンド建設(株)  
近畿圏支社 技術部  
課長