

(4) 変位制限装置付き落橋防止装置の耐震補強効果について

株式会社エスイー 木部 洋
株式会社エスイー 平山 晃

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震により、多数の橋梁で大きな被害が発生したことから、道路橋示方書¹⁾において、落橋防止システムの設計方法が規定された。

同示方書・落橋防止システムに、“橋軸方向には、…タイプ B の支承を用いる場合には落橋防止構造を、タイプ A の支承を用いる場合には落橋防止構造および変位制限構造を設けるものとする。”となっている。また、従来の変位制限構造の構造形式は、上部構造と下部構造をアンカーバーや鋼角ストッパー等により相対変位を制限する構造であったことから、落橋防止構造に要求される機能と異なり、別々に設置せざるを得なかった。

しかし、落橋防止構造と変位制限構造を別々に設置することは、支承部の構造上と維持管理の上から困難な場合が考えられる。また、コストアップの要因にもなっている。

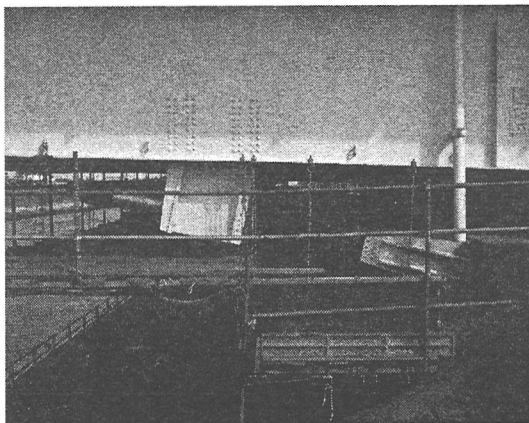
さらに、落橋防止構造は、衝撃的な地震力を緩和できる構造にする必要から、緩衝材を設置しているが、そのためにブラケットが大型になっている。また、大規模地震では変位制限構造が破壊して落下する危険性があり、線路や道路をまたぐ橋梁には変位制限構造が設置できないのが現状である。

このような現状を踏まえて、タイプ A 支承を対象とし、PC 鋼材を使用した落橋防止構造において、落橋防止構造と変位制限構造を一体にし、かつ、機能を分離させることが可能な装置（タイプブリッジシステム）の開発を行った。

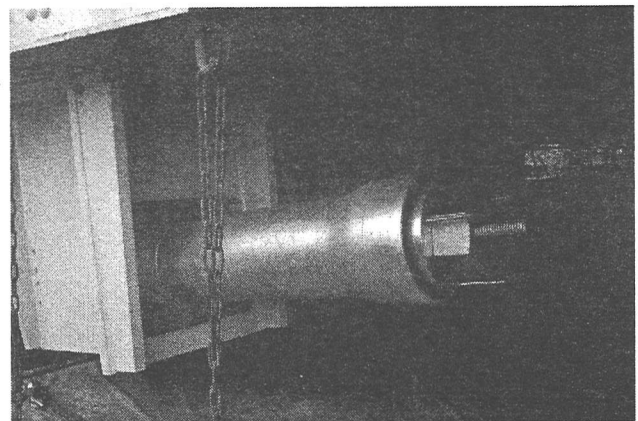
実験の結果、このタイプブリッジシステムは、荷重－変位曲線がほぼ一定で変位するために、従来の落橋防止構造の緩衝具に比べ吸収エネルギーが高いことが確認できた。

2. タイブリッジシステムの構造

タイプブリッジシステムを既設橋梁の桁－橋台間連結に使用した事例を写真－1に、タイプブリッジの取付状況を写真－2に示す。



写真－1 桁－橋台間連結の事例



写真－2 タイブリッジの取付状況

キーワード：変位制限構造，落橋防止構造，エネルギー吸収，耐震補強，フェイルセーフ

連絡先：〒160-0023 東京都新宿区西新宿6-3-1 新宿アイランドウイング

TEL 03-3340-5529 FAX 03-3340-5545 E-mail:hiroshi_kibe@se-corp.com

また、鋼橋とコンクリート橋にそれぞれ取り付けられた場合の構造図を図-1に示す。

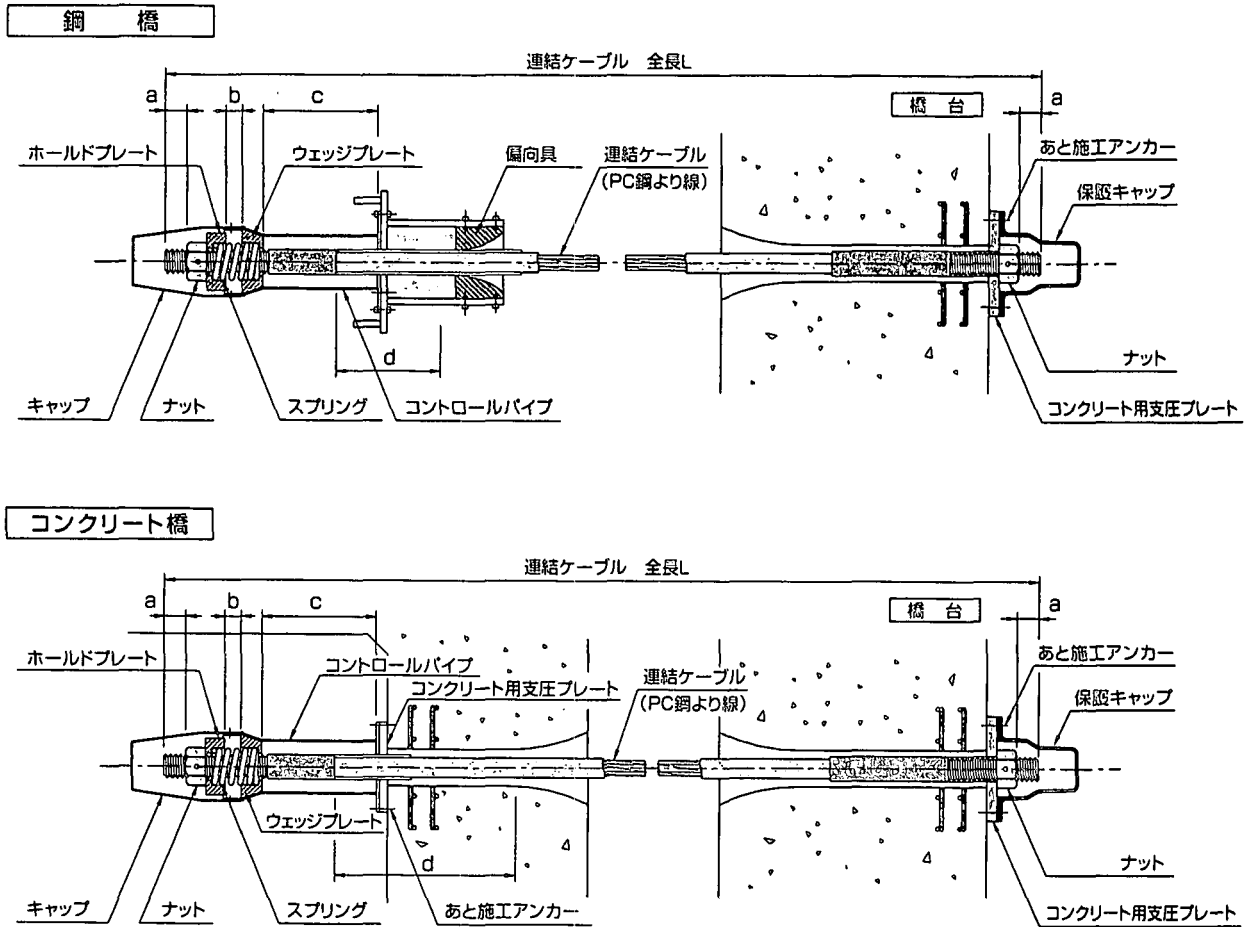


図-1 タイブリッジシステムの構造

タイブリッジシステムの基本構造は、コントロールパイプ、ウェッジプレート、スプリング、ホールドプレートからなっている。PC連結ケーブル、ナット、偏向具は従来型の落橋防止装置(F・TD型)と同じものを使用する。

工場でコントロールパイプにウェッジプレートを圧入（プレロード）し、スプリングとホールドプレートをセットして、スプリングを50mm程度圧縮した後、ホールドプレートをボルトで仮固定する。

コントロールパイプ、ウェッジプレート、スプリング、ホールドプレートは、工場で一体に組み立ててから現場に搬入する。

3. タイブリッジの機能

(1) 常時

温度変化・活荷重による支承の移動・回転はスプリングの伸縮で対応する。

(2) 小規模地震時

$3 \cdot kh \cdot Rd$ 未満の荷重に対しては、変位制限構造として機能する。

(3) 中規模地震時

$3 \cdot kh \cdot Rd \sim 1.5 \cdot Rd$ 未満の荷重に対しては、上部工の運動エネルギーを吸収する。

(4) 大規模地震時

$1.5 \cdot Rd$ の荷重に対して、落橋防止構造として機能する。

4. 設計荷重

道示 1)に規定されている落橋防止システムの設計力と相対変位の関係を図-2に示す。

落橋防止構造の設計荷重は $1.5 \cdot R_d$ であり、連結ケーブルは $P_y \geq 1.5 \cdot R_d$ で設計されている。また、変位制限装置の設計荷重は $3 \cdot k_h \cdot R_d$ であり、 $k_h=0.25$ の場合の設計荷重は $3 \cdot k_h \cdot R_d=0.75 \cdot R_d$ になる。すなわち、変位制限装置の設計荷重は連結ケーブルの約 $P_y/2$ 相当になる。

したがって、連結ケーブルの種類は、降伏点荷重 (P_y) で 222kN から 4178kN までであるので、変位制限装置の種類は $P_y/2$ 相当の約 100kN から 2500kN まで対応可能なものにする必要がある。

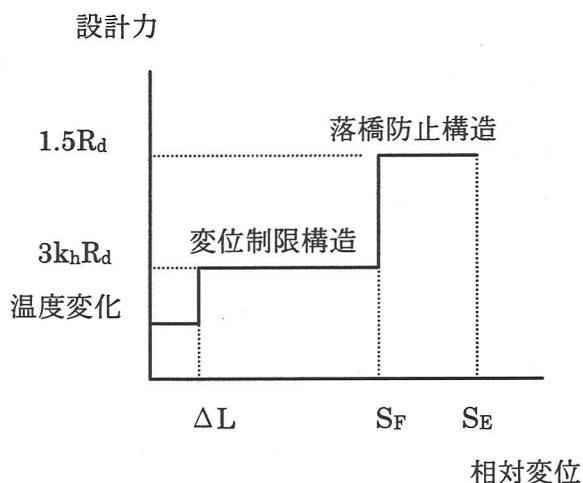


図-2 設計力と相対変位の関係

5. 変位制限構造

5.1 基本形状

変位制限構造の基本形状は、連結ケーブルと一体にするために、鋼管を使用することにした。

基本形状を決めるにあたって、4タイプについて静的圧縮試験を行った。

試験状況を写真-3に、荷重変位曲線を図-3に、試験結果を表-1に示す。

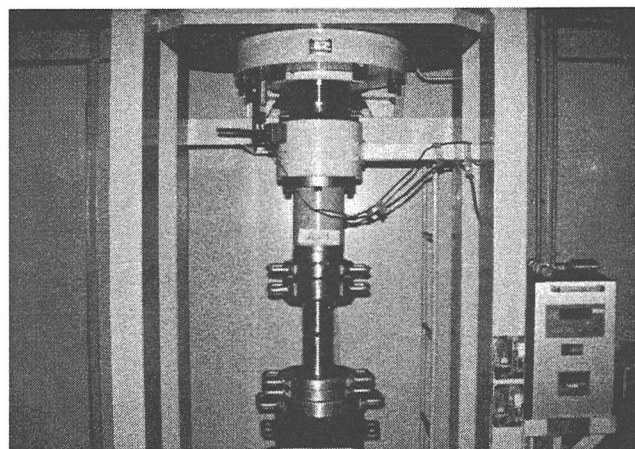


写真-3 試験状況

表-1 基本形状の試験結果

タイプ	方式	試験結果
A	鋼管の圧縮強度で抵抗する。	端部が圧壊した。
B	鋼管の円周4ヶ所に孔を設けて、孔部の圧縮強度で抵抗する。	穴あき部で圧壊した。最大荷重に対して、56%程度の荷重から変位が増加する。
C	鋼管の円周上にボルトを数本配置し、ボルトのせん断強度で抵抗する。	ボルトがせん断破壊した。せん断強度はボルト本数に比例する。せん断強度は計算値とほぼ同じ。破壊時の変位が少ない。
D	鋼管内面にくさびを配置し、くさび効果で抵抗する。	変位が増加しても荷重がほぼ一定している。

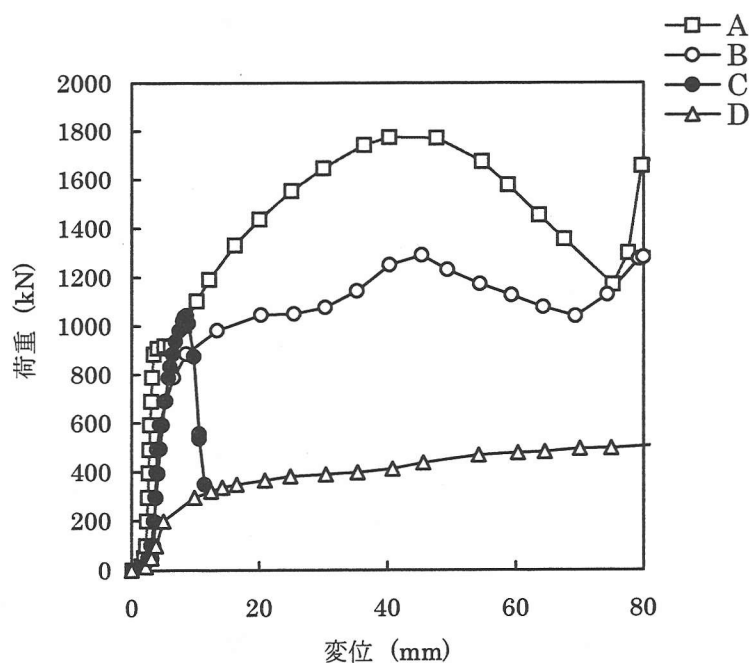


図-3 荷重変位曲線

変位制限構造は図-2に示した設計力と相対変位の関係から、設計荷重を保持したままの状態に変位するのが望ましい。

したがって、実験の結果から、変位が増加しても荷重の変動が少ないタイプD（鋼管内面にくさびを配置し、くさび効果で抵抗する）が変位制限構造として適していると判断した。

5.2 プレロード

鋼管内にくさびを圧入した（一次荷重）後に一旦除荷し、再度荷重（二次荷重）したときの荷重変位曲線は、くさびが移動するまでは荷重と変位が比例関係（弾性変形）にあり、その後荷重を保持したままの状態に変位が増大する傾向にあることが判明した。一次荷重のプレロードと二次荷重の荷重変位曲線を図-4に示す。

すなわち、プレロードすることによって、地震時の荷重は二次荷重の状態と考えられるので、①荷重の変化点が明確になる。②工場で個別に荷重を検査できる。ことの利点がある。

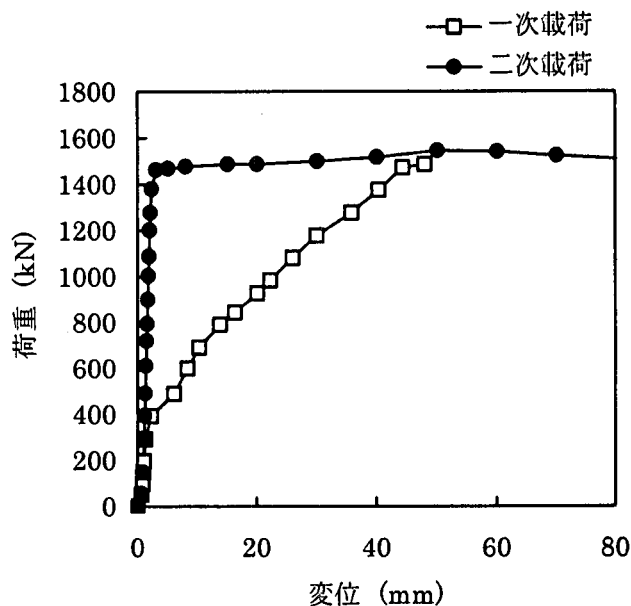


図-4 荷重変位曲線

5.3 各ケーブルタイプの寸法

鋼管内面にくさびを配置し、くさび効果で抵抗する方式は、押し込み荷重に以下のパラメータが影響する。①くさびの角度、②くさびの外径および厚さ、③鋼管の材質・強度、④鋼管の外径および厚さ、⑤鋼管とくさびの摩擦係数、したがって、各ケーブルタイプの寸法を決めるにあたって、鋼管の寸法、くさびの角度を変えて実験を行った。試験体の種類を表-2に、各ケーブルタイプの荷重変位曲線を図-5に、荷重とテーパー角度の関係を図-6に示す。

表-2 試験体

	鋼管外径 (mm)	くさびの 角度(deg)
No.1	φ 112	3
No.2	φ 112	12
No.3	φ 137	3
No.4	φ 137	14
No.5	φ 163	5
No.6	φ 163	16
No.7	φ 214	5
No.8	φ 214	18
No.9	φ 265	13
No.10	φ 265	20
No.11	φ 316	16
No.12	φ 316	20

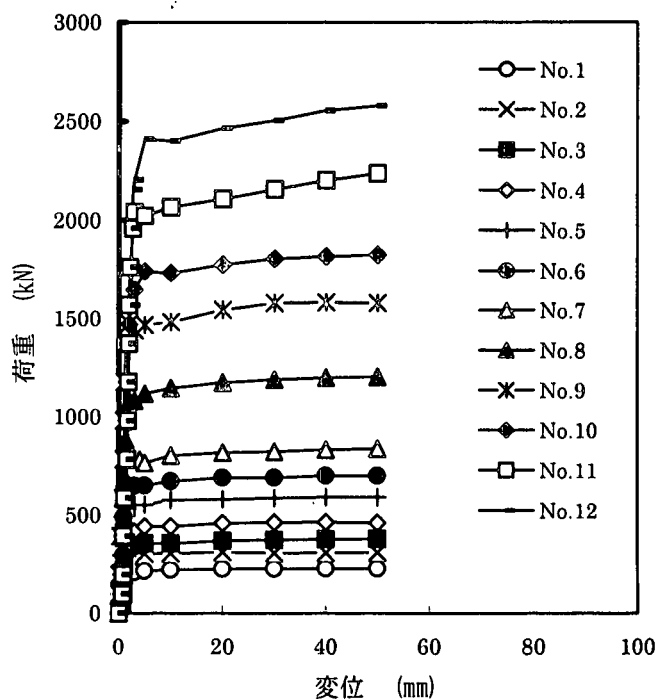


図-5 各ケーブルタイプの荷重変位

実験の結果、次のことが判明した。

- a) 鋼管の外径または厚さを大きくすると、荷重が大きくなる。
- b) くさび角度を大きくすると、荷重が大きくなる。
- c) くさび外径は鋼管の伸び量以上に大きくすると、鋼管に亀裂が入る。
- d) 鋼管内にくさびを圧入した後に一旦除荷し、再度載荷するとくさびが移動するまでは荷重と変位が比例関係にあり、その後荷重を保持したままの状態に変位が増大する。

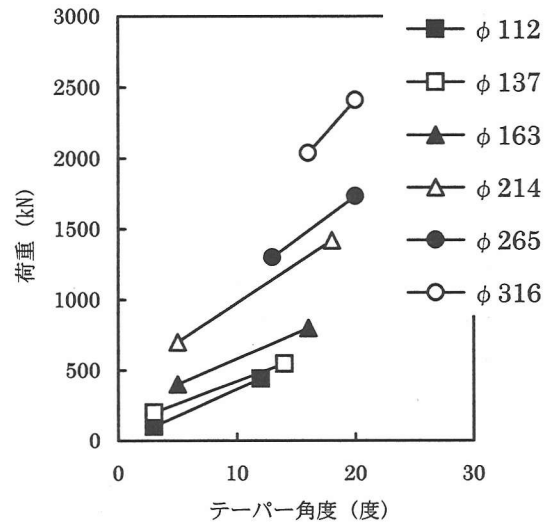


図-6 荷重-テーパ角度

6. 高速引張試験

落橋防止装置の設計は本来の目的に見合う終局時の強度や衝撃吸収エネルギーを指標とした方が望ましいので^{2) 3)},

兵庫県南部地震による上部構造の最大応答速度として想定される 1.0m/sec (100kine) の一定速度による高速引張試験を行い、衝撃的な荷重に対する安全性とエネルギー吸収の効果を確認した。

載荷は 400kN の高速加振機 (電気油圧サーボ試験機, 最大載荷荷重 600kN) を用いて強制変位により静的および動的に行った。試験方法は、同一の供試体で初めに静的引張試験を行い、一旦除荷した後、続いて高速引張試験を行った。高速引張試験は、試験機のストロークを 500mm 出した状態から、水平加振速度 73 ~ 136 kine でケーブルを引張り、試験機に内蔵されたロードセルで、変位 0mm から移動した量までの荷重を記録し、荷重変位曲線を作成した。

6.1 従来タイプの高速引張試験

従来タイプの高速引張試験では、緩衝ゴムの圧縮に着目した試験 (F70TD) とケーブルの破断 (F20TD) に着目した試験を行った。

緩衝ゴムの圧縮に着目した試験の取付状況を写真-4に、試験直後の緩衝ゴム圧縮状況を写真-5に示す。

図-7は F20TD ケーブルを高速引張試験でケーブルの破断まで行った時の荷重変位図である。変位 0~150mm まではスプリングが圧縮されているために荷重はほとんど0である。変位 150~200mm までは、緩衝ゴムが圧縮されている。変位 200~260mm までは、PC ケーブルが伸びている状態である。

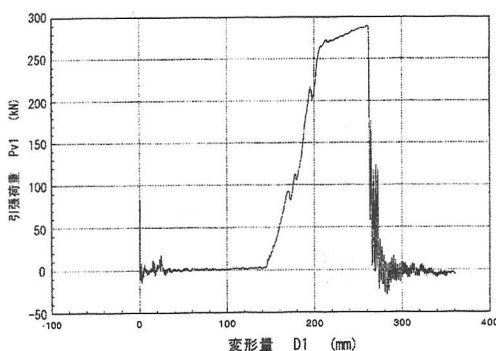


図-7 荷重変位図

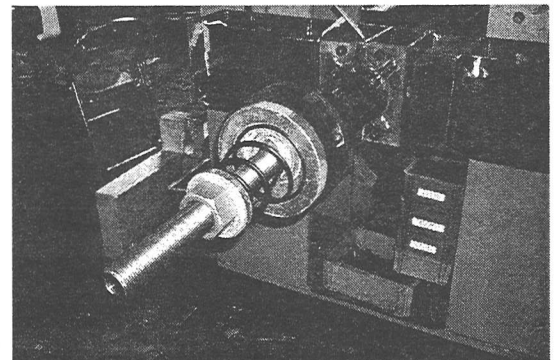


写真-4 高速引張試験前の取付状況

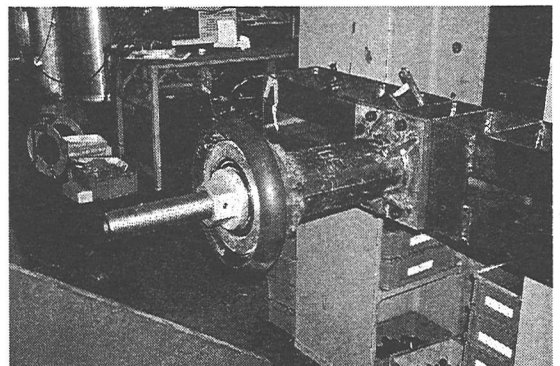


写真-5 試験直後の状況

6.2 タイブリッジの高速引張試験

高速引張試験機を写真-6に、試験体取付状況を写真-7に、試験結果を表-3に示す。平均荷重/最大荷重-速度を図-8に、時刻歴線図を図-9に、代表的な荷重変位曲線を図-10に示す。

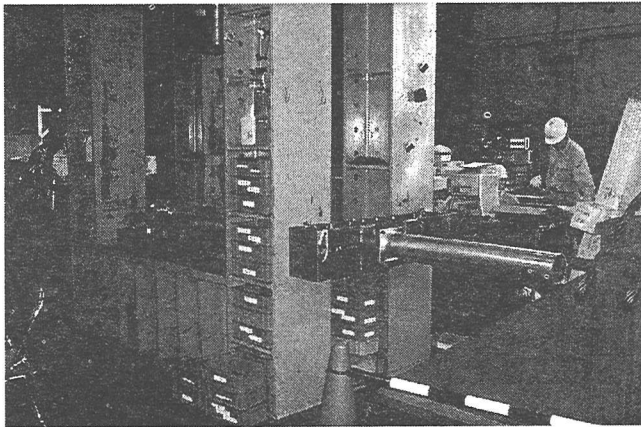


写真-6 高速引張試験機

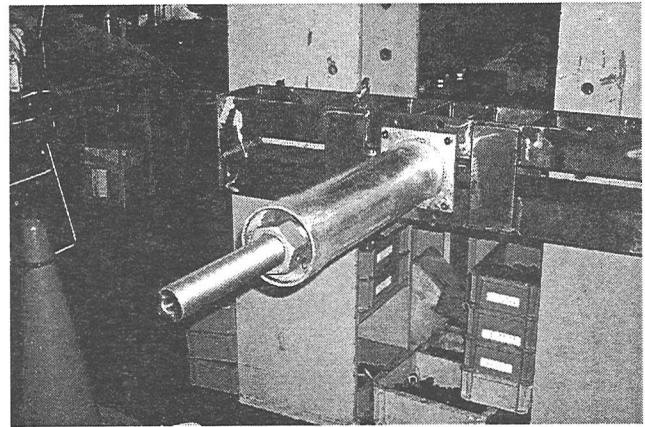


写真-7 試験体取付状況

表-3 試験結果

試験体 No.	ケーブルの種類	外径	厚さ	長さ	テーパ角度	試験速度 (cm/sec)	最大荷重 P1(kN)	平均荷重 P2(kN)	比率 P2/P1
C-1	F70TD	137	6	500	3°	静的引張	301		
						97	360	166	0.46
C-2	F70TD	137	6	500	5°	静的引張	351		
						135	402	207	0.51
D-1	F70TD	137	6	700	3°	静的引張	296		
						136	368	173	0.47
D-2	F70TD	137	6	700	5°	静的引張	342		
						73.6	391	234	0.60
E-1	F70TD	137	6	900	3°	静的引張	325		
						100.1	311	200	0.64
E-2	F70TD	137	6	900	5°	静的引張	375		
						98.0	367	243	0.66

試験の結果、最大荷重は静的引張荷重に対して 95%~124%であり、6体のうち4体が静的引張の荷重を上回った。

また、平均荷重は静的引張荷重に対して 55%~68%、最大荷重に対して 46%~66%であった。平均荷重は試験速度に依存しており、試験速度が 136cm/sec になると、最大荷重に対して 47%に低下した。

衝撃試験においても、荷重変位曲線がほぼ一定であることが判明した。また、エネルギー吸収量は、荷重変位曲線の P-δ 線と荷重 0 の水平線とで囲まれた面積として表すことができるので、従来型と比較して大幅に向上していることが確認できた。

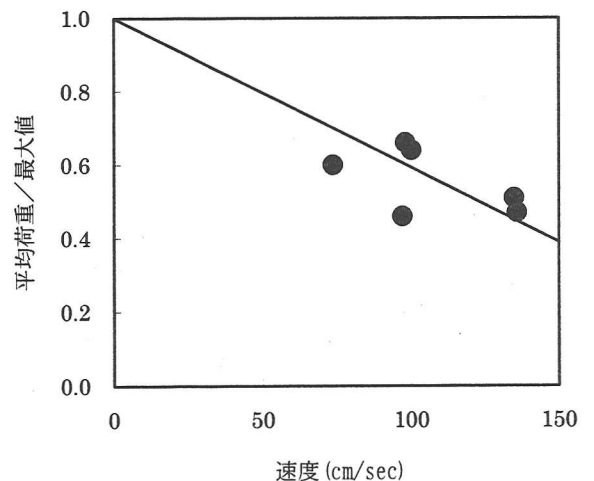


図-8 平均荷重/最大荷重-速度

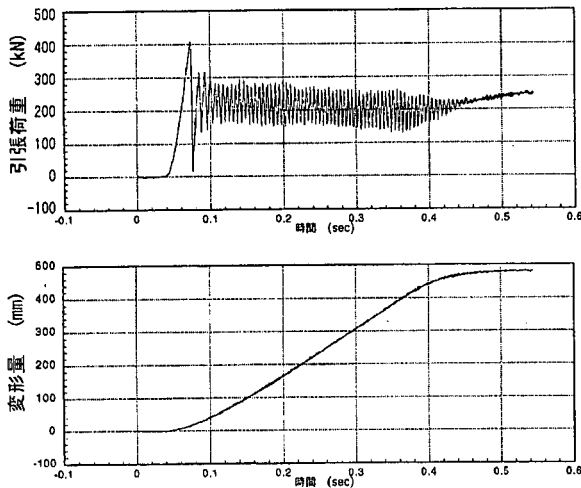


図-9 時刻歴線

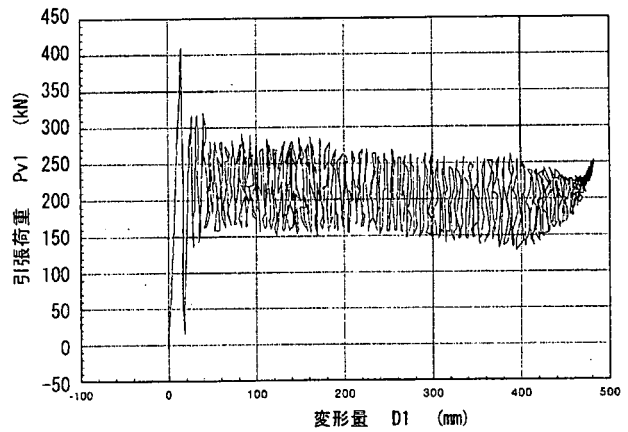


図-10 荷重変位曲線

7. 地震時のエネルギー

7.1 上部工の運動エネルギー

1995年兵庫県南部地震における東神戸大橋での観測データから、支承部の破壊によって隣接部材が衝突する速度は100kine (100cm/s)程度と報告⁴⁾されている。仮に、5径間連続鋼I桁橋(5主桁)の死荷重反力を2450kN (250tf)とすると⁵⁾、上部工の運動エネルギーは次式で求めることができる。

$$E=1/2 \cdot m \cdot v^2$$

ここに、E：上部工の運動エネルギー (kN・m)

m：上部工の質量

$$m=2450 \text{ kN} / 9.8 \text{ m/s}^2 = 250 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

v：部材が衝突する速度 (m/s) = 1 m/s

$$\therefore E=1/2 \cdot m \cdot v^2 = 1/2 \times 250 \times 1.0 = 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7.2 タイブリッジの吸収エネルギー

PC連結ケーブルの本数を6本とすると、ケーブルのタイプは、 $P_y=1.5 \cdot R_d=1.5 \times 2450 \text{ kN} / 6=613 \text{ kN}$ (F100TE, $P_y=826 \text{ kN}$)になる。

タイブリッジの吸収エネルギーは、荷重-変位の面積として次式で求めることができる。

$$E_a=P \cdot \delta$$

ここに、 E_a ：タイブリッジの吸収エネルギー (kN・m)

P：コントロールパイプの耐力= $3 \cdot k_h \cdot R_d \times 0.6$ (高速引張試験の比率より)

δ ：ウェッジプレートの移動可能量=0.10m とすると

$$\therefore E_a=1/2 \times 826 \times 0.6 \times 0.10 = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

> 上部工の運動エネルギー (ケーブル1本当たり) $125 / 6 = 21 \text{ kN} \cdot \text{m}$

したがって、地震時の上部工移動速度を100cm/secとすると、ウェッジプレートの移動可能量が100mm以上あれば地震エネルギーを吸収できることになる。

また、仮に上部工移動速度が200cm/secまで想定する場合でも、ウェッジプレートの移動可能量が200mm以上あれば地震エネルギーを吸収できることになる。

8. おわりに

試験結果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 静的試験では、荷重－変位がほぼ一定になっている。
- (2) 変位制限構造の耐力として、100kN～2500kN 程度まで対応が可能である。
- (3) 高速引張試験では試験速度に依存しており、100cm/sec の場合平均荷重は最大荷重の 60%程度になる。ただし、地震力が最大荷重を越えないとウェッジプレートは移動しない。
- (4) 地震時の上部工移動速度を 100cm/sec とすると、ウェッジプレートの移動可能量は 100mm 以上あれば地震エネルギーを吸収できる。

タイブリッジシステムは、阪神高速道路公団からの助言に基づき、同公団と共同で開発したものである。道路橋示方書に基づいて設置される落橋防止システムのうち、二つの異なる機能を段階的に作用させることで、一つの構造にすることに成功した。

また、落橋防止構造と変位制限構造を一つの構造にしたことによって、施工の省力化と工種の削減、支承部を含めた落橋防止システムのトータル的なコスト縮減、支承部の維持管理が容易、などの利点を生み出した。

さらに、吸収エネルギーが従来の落橋防止構造の緩衝ゴムに比べ大幅に向上したことで、衝撃的な地震力を緩和できる構造にすることができた。

最後に、阪神高速道路公団の関係者の方々より多大なご協力ご指導をいただきました。また、高速引張試験にあたっては、(株)コベルコ科研の 400kN 高速加振機をお借りしましたことを深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996
- 2) 小畑誠・栗原位・充後藤芳顕：高エネルギー吸収型耐震連結板の強度および変形特性，土木学会論文集，No.612，pp.239～249，1999.1
- 3) 小畑誠・後藤芳顕・松浦聖：高速引張時の落橋防止装置連結板の強度特性，土木学会論文集，No.441，pp.97～105，1992.1
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：地震・地震動，阪神・淡路大震災調査報告，共通編－2，pp.255～258，1998.2
- 5) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，pp.2-125，平成9年3月