通信管路の免震橋梁への添架方法に関する研究

田中 宏司¹·鈴木 崇伸²·岩田 克司³·山崎 泰司⁴

 ¹NTTアクセスサービスシステム研究所 (〒305-0805 茨城県つくば市花畑1-7-1) E-mail:kojit@ansl.ntt.co.jp・
 ²東洋大学理工学部都市環境デザイン学科教授 (〒305-8585 埼玉県川越市鯨井2100) E-mail:tsuzuki@toyonet.toyo.ac.jp
 ³日本技術開発株式会社リサーチ・エンジニアリング事業部 (〒164-8601東京都中野区本町5-33-11) E-mail: iwataka@jecc.co.jp
 ⁴NTTアクセスサービスシステム研究所 (〒305-0805 茨城県つくば市花畑1-7-1) E-mail:y-yamazaki@ansl.ntt.co.jp

通信管路は河川横断区間では多くの場合,道路橋の上部工内部に架構と管を設置して橋梁添架設備と呼 ばれる形態をとる.近年,橋梁の耐震対策として橋梁の免震化が進められているが,橋梁添架設備は移動 支承部の変位を見込んで伸縮構造を採用しているものの,免震支承の変形までは見込んでおらず,添架方 法の見直しが必要とされる.本研究では,シミュレーションにより免震橋梁の運動を分析して,最大変位 と運動の方向から,橋梁添架設備に必要とされる変形性能を明確にする.また,実験的に免震橋に添架し た既設設備の挙動を確認し,対策が必要な添架条件を明確にする.最後に通信サービスの途絶からケーブ ルを保護する合理的な添架方法について提案を行う.

Key Words:通信管路,通信ケーブル,免震橋梁,橋梁添架設備,振動解析,振動台実験

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において多くの橋梁が 被災して混乱が生じたことを教訓に,道路橋の耐震 補強が進められている.被害が生じやすい橋脚の補 強や落橋防止装置の設置と合わせて,橋梁の免震化 や弾性支承による反力分散も行われている.また老 朽化した橋梁の架け替えにおいても,免震化が進め られており,免震橋梁は今後増加していくと考えら れる.

通信管路は地下通信ケーブルを収容する設備であ るが、河川横断区間では多くの場合、道路橋の上部 工内部に架構と管を設置して地下区間を連続してい る.橋梁添架設備と呼ばれる通信ケーブル収容設備 は、移動支承部の変位を見込んで伸縮構造を採用し ているものの、免震支承の変形までは見込んでおら ず、添架方法の見直しが必要とされる.

免震化は構造系の振動周期を長くして地震により 発生する慣性力を低減する耐震対策であり、応答加 速度を小さくできる反面、応答変位が大きくなり、 添架される設備は、過大な軸変位あるいは軸直角変 位を受けるおそれがある.慣性力の低減により、上 部工と下部工の安全性は向上することになり、添架 される構造物にとっても有利な条件となるが、橋台 際や橋脚部では相対変位が大きくなり、予想される 変位量に追随可能な構造が必要とされる.

本研究は免震橋梁の強震時の変形特性を明確にし て、上部工と下部工の相対運動に追随できる添架管 路の条件について検討している.NTT は全国で約 3.6 万個所の橋梁に添架しているが、これまでに免 震橋梁で被害は起こっていない.免震橋梁に添架し た設備はまだ少なく、大地震を受けた経験はないが、 今後想定される被害を未然に防ぐために添架方法の 見直しの検討を行うこととした.シミュレーション により免震橋梁の運動を分析して、最大変位と運動 の方向から、橋梁添架設備に必要とされる変形性能 を明確にする.最近ではNTT の設備だけでなく、情 報ボックスの添架設備も多く建設されているが、通 信ケーブルの地震時安全性を確保できる設計法が望 まれている.

2. 従来の橋梁添架方法

現行の橋梁添架設備は図1に示すように橋台部や 橋脚部等の相対変位発生箇所に伸縮継手を設置して いる,温度伸縮と地震時伸縮量を見込んで設計され



図-1 現状の橋梁添架管路設備



写真-1 橋梁添架管路

ているものの,想定された変位方向は橋軸方向のみ であり,変位量も±10cm程度で,免震支承によって 発生する大変位は想定していない.実際の橋梁に添 架されている管路設備の状況を写真-1に示す.橋台 部と添架管の支持金物の間隔が短い場合や橋桁端部 の開口部を通して添架している場合は,管軸直角方 向の変位により,管路及びケーブルが容易に損傷し てしまうことが想定できる.

3. 免震橋梁の運動の分析

NTTの通信管路が添架されている橋梁で,ゴム支 承を有する26橋を対象に,設計で想定される水平変 位量について調査した.調査した結果,地震時慣性 力の分散効果と長周期化による地震荷重の低減効果 をねらうことを目的としたゴム支承の許容変位は橋 軸方向で概ね150mm以内となっている.また,直角 方向については,基本的に固定支持となっている. 免震支承やダンパーを採用した形式の場合は,橋軸 方向の設計変位量が最大で300mm程度となっており, 直角方向にも変位可能となっている.図-2に橋軸方 向の最大変位量と橋梁数の分布を示す.また,図-3 に橋軸直角方向の最大変位量と橋梁数の分布を示す.



図-2 橋軸方向の最大変位量と橋梁数の分布



図-3 橋軸直角方向の最大変位量と橋梁数の分布

調査した橋梁の中で新荒川大橋は地震時に600mm 程度の最大変位が生じる橋梁であり、本研究の地震 時挙動解析の対象橋梁として選定した.新荒川大橋 は、昭和41年に架設された上下線分離構造の橋長 670mの橋梁であり、上部構造にNTTの通信ケーブル が添加されている.本橋梁のうち,全径間の中央部 に位置する3径間連続ゲルバー式鋼箱桁部(P5~ P8)は、耐震補強として既設鋼製支承の免震化やゲ ルバー部の連結、落橋防止構造の設置、橋脚補強等 が実施済みである.ここでは、上記の耐震補強のう ち特に免震化による地震時の橋梁水平変位の増大が, レベル2地震動を受けた際に通信ケーブルに及ぼす 影響を検討する、対象橋梁を3次元骨組みモデル化 し、 地震応答解析を実施した、 振動解析は、 橋軸方 向と橋軸直角方向のそれぞれに対して行い, 添架通 信ケーブルに大きな影響を及ぼすと想定される橋梁 端部の相対変位に着目した.

(1) 検討対象の橋梁諸元

新荒川大橋の構造は図-4に構造図を示すように, 上部構造形式は鋼ゲルバー箱桁橋(上下線分離構 造),下部構造は壁式橋脚(P5~P8),基礎形式は ニューマチックケーソン,支間長は182.0m,地盤種 別はⅢ種地盤,重要度区分はB種,地域区分はA地 域(Cz=1.0)である.



図-5 免震支承の非線形特性

(2) モデル化の基本方針

本解析で対象としたモデル化の範囲は,新荒川大橋 の下流側の鋼ゲルバー箱桁橋(P5~P8橋脚)とし, 解析モデルは,上部・下部構造を一体とした全体系 3次元骨組みモデルとした(図-6).解析モデルの 構築に当たっては,道路橋示方書・同解説 V 耐 震設計編 平成14年3月 日本道路協会(以下,道 路橋示方書と略す)の9章免震橋の耐震性能の照査 を参考に行った.免震支承(LRB)は,図-5に示すと おり,非線形復元力特性をバイリニア型で表現し

表-1 入力地震波形

Alan An Ing Kabupatén Kerupatén Kerupatén Kerupatén Kerupatén Kerupatén Kerupatén Kerupatén Kerupatén Kerupatén	記録場所	時間(sec)	最大加速度 (gal)
T1-3-1	津軽大橋周辺地盤上 TR	60.0	-433.372
T1-3-2	津軽大橋周辺地盤上 LG.	60.0	-424.006
T1-3-3	釧路川堤防周辺地盤上 LG.	60.0	438.520
T2-3-1	東神戸大橋周辺地盤上 N12W	50.0	591.034
T2-3-2	ポートアイランド内地盤上 N-S	50.0	-557.427
T2-3-3	ポートアイランド内地盤上 N-W	50.0	619.186

た非線形ばね要素でモデル化した.

(3)入力地震動

入力地震動はレベル2地震動とし,道路橋示方書 に準拠し当該地盤種別(Ⅲ種地盤)に対して用意さ れている加速度波形(タイプI:プレート境界型の 大規模な地震動,タイプⅡ:兵庫県南部地震のよう な内陸直下型地震動)を用いた.表-1に入力波形を 示す.

(4)解析結果

地震応答解析は橋軸方向及び直角方向に対して, レベル2タイプ1地震動3波形,タイプ2地震動3波形 をそれぞれ実施した.表-2に、地震応答解析で得ら れた最大変位を整理した.上下部構造相対変位とは、 最大上部構造変位と最大橋脚変位の相対量を示して おり、具体的には上部構造変位波形と橋脚天端変位 波形を時刻を合わせて引き算し、その最大値をとっ たものである.端部橋脚上(P5橋脚, P8橋脚)の相 対変位は橋軸方向で約21cm, 直角方向で33cm程度発 生している. また, 上部構造の最大変位は橋軸方向 で約62cm, 直角方向で約41cm程度発生している. 橋 梁の端部支点は、隣接橋梁の支点が固定支持条件と なることから,上下部構造の相対変位が添架管に作 用すると考えられる. 今回の解析モデルは両端が橋 脚であるが,端部が橋台となる場合は,橋台側の変 位は上部構造と比較して小さいと考えられるため,



図-6 新荒川大橋の3次元骨組解析モデル

表-2 地震応答解析で得られた最大変位

(1)タイプ I 地震動

			P5橋脚	P8橋脚
橋軸方向	上部構造変位	T1-3-1	28.7	28.7
	(cm)	T1-3-2	31.1	31.1
		T1-3-3	28.7	28.7
	橋脚天端変位	T1-3-1	21.1	21.4
	(cm)	T1-3-2	22.5	22.6
	535.0 (1)	T1-3-3	19.6	19.7
	上下部構造相対変位	T1-3-1	12.5	12.3
	(cm)	T1-3-2	9.9	9.8
		T1-3-3	9.5	9.3
直角方向	上部構造変位	T1-3-1	15.9	16.8
	(cm)	T1-3-2	11.2	12.0
		T1-3-3	15.0	15.8
	橋脚天端変位	T1-3-1	1.2	1.2
	(cm)	T1-3-2	1.1	1.2
		T1-3-3	1.7	1.8
	上下部構造相対変位	T1-3-1	14.5	15.4
	(cm)	T1-3-2	10.4	11.0
	070233549	T1-3-3	13.1	13.7

(2)タイプ II 地震動

			P5橋脚	P8橋脚
橋軸方向	上部構造変位	T2-3-1	61.5	61.5
	(cm)	T2-3-2	49.3	49.3
		T2-3-3	43.2	43.2
	橋脚天端変位	T2-3-1	46.7	48.9
	(cm)	T2-3-2	34.7	37.0
		T2-3-3	42.9	45.1
	上下部構造相対変位	T2-3-1	19.1	17.6
	(cm)	T2-3-2	17.7	15.7
		T2-3-3	20.6	18.1
直角方向	上部構造変位	T2-3-1	40.7	39.7
	(cm)	T2-3-2	31.6	30.6
		T2-3-3	35.7	35.3
	橋脚天端変位	T2-3-1	9.5	6.1
	(cm)	T2-3-2	3.9	3.5
		T2-3-3	7.5	4.9
	上下部構造相対変位	T2-3-1	33.3	33.5
	(cm)	T2-3-2	28.4	27.4
	1.000	T2-3-3	33.2	31.1

上部構造の応答変位がそのまま添架管に作用する. 以上より,橋台端部において橋軸方向で60cm程度, 直角方向で40cm程度の変位が添架管に作用した場合 にも、ケーブルを防護でき、通信機能を確保できる ような耐震対策工法を検討することとした.図-7に 橋軸方向,橋軸直角方向の最大変位が生じたT2-3-1 について,入力波形,橋軸方向の応答変位,橋軸直 角方向の応答変位を示す.

4. 橋梁添架設備の地震時の挙動について

免震橋梁の地震時の大変位が作用した場合の既存 添架設備の挙動について実験的に確認を行った.

(1)管軸方向変位試験

添架管本体及び伸縮継手の変形特性や破壊に至 る大変位時の挙動を把握するために,添架管軸方向 の圧縮試験を図-8 に示すような静的載荷試験によ り実施した.

橋台側,支持金物側とも完全固定とし,支持間隔を 標準的な2.0mと最大幅の2.5mについて油圧ジャッキ の変位制御により載荷した. 添架管の中に光ファイ バケーブルを挿入し,添架管破壊後の伝送損失の状 態を把握する.なお,光ファイバケーブルには平均 的な摩擦張力を負荷する.









(3) T2-3-1地震波による橋軸直角方向応答変位

図-7 T2-3-1入力波形と応答変位



圧縮試験の結果は、写真-2 に示すよう硬質ビニ ル管本体部が大きくたわみ、20cm 程度の圧縮変位 で、写真-3 に示すように鋼管が伸縮継手内で硬質 ビニル管に突き刺さる形で継手が破損し、ケーブル



写真-2 圧縮試験状況



写真-3 伸縮継手破損状況



凶-9 官軸直角刀间変位訊練概安区

外被が損傷するケースも確認された.

引張方向については、伸縮継手の差込み量が規定 されていることから、規定差込み量の 19.5 cm で引 抜ける結果にばらつきは生じない.

伸縮継手の伸縮量には圧縮・引張供に 8cm 程度の 温度伸縮量と施工誤差を見込んでいるため,地震時 の伸縮量が 12cm を超えるような変位が想定される 支承の場合は,伸縮量を向上させる対策を行う必要 がある.

(2)管軸直角方向変位試験

管軸直角方向の載荷試験は、図-9 に示すような 静的載荷試験により、管軸直角方向変位が生じた際 の添架管本体、伸縮継手の挙動を把握した.支持点 間隔に着目し、橋台側、支持金物側とも完全固定と し、支持間隔を標準的な 2.0m と最大幅の 2.5m に加 え、極端に短い 1.0m について油圧ジャッキの変位 制御により載荷した. 圧縮と同様に添架管中の光フ ァイバケーブルの伝送損失を把握する.



写真-4 直角方向変位試験実施状況



図-10 管軸直角方向の変位と載荷荷重の関係



図-11 管軸直角方向変位と伝送損失量

直角方向変位試験は、写真-4 に示すよう硬質ビ ニル管体部が大きくたわむことで、橋桁の直角方向 の変位にある程度追従することが確認できた. 図-10 には管軸直角方向の変位と載荷荷重の関係を 整理した.また、図-11 には管軸直角方向変位と伝 送損失量の関係を整理した.図-10より、支持間隔



写真-5 伸縮継手破損状況



写真-6 伸縮継手曲げ試験

が 2.0m で 1000 芯のケースで変位が 40cm 発生した 段階で破損に至っているものの,その他のケースは, 直角方向の変位に合わせ継手の引き抜きが発生し, 継手部に発生する曲げ応力が緩和されることで概ね 60cm 程度の管軸直角方向変位まで管路は追従し, 破損には至らないことが確認された.図-11 の支持 間隔 2.0m 変位が 40cm で破損したケースでは,直角 方向の変位に合わせ継手の引き抜きが発生せず,写 真-5 に示すように曲げ力により伸縮継手が急激に 破損し,管内に収容された光ケーブルにも急激な曲 げ及び引張力が作用することで,光ファイバ心線の 断線が生じることが判明した.対策の検討にあたっ ては,管体の曲げ強さ,せん断強さのほかに伸縮継 手部の引き抜きを除外した曲げ強さ,せん断強さも 考慮する必要がある.

伸縮継手部の引き抜きを除外した曲げ強さの計測 を行った.試験方法は写真-6に示すように3点曲 げとし,伸縮部の引き抜きが生じない条件でおこな った.伸縮継手に生じた曲げ角度と曲げモーメント の関係を図-12に示す.引き抜きが生じない場合は, 図-12のように伸縮継手が破損する曲げモーメント にはバラツキがあまり生じない結果となったため, 以下の検討では実験値の最小値である2.8kN・mを 伸縮継手の破断点として検討を行った.

既存橋梁添架管の管軸直角方向の変形性能を確認 するために、はりモデルによる変形解析を行い、免 震橋の最大変位量と既存添架設備に生じる曲げ応力 及びせん断応力の関係を把握することで、既存橋梁 添架管の適用領域を設定した.標準的な添架設備に 対して図-13に示すように、免震橋の橋軸直角方向



の変位が発生した場合の添架管の変形量を試算した. この試算は、支持点の支持金具が破損しないことを 前提としており、図-13 に示すように管路の両端の 回転は拘束し、橋台側の水平方向に強制変位を与え ている.本来は、支持金具が破損したり、管路端部 で回転変形が発生したりすることにより、管路本体 や伸縮継手に発生する曲げモーメントやせん断力が 緩和されることから、本解析モデルは安全側の結果 を与えるものと考えられる.

水平変位を与えた時に添架管本体に発生する最大 曲げ応力を表-3 に示す.表中の黄色網かけは,添 架管に発生する最大曲げ応力が JIS 規格に示される 硬 質 塩 化 ビ ニ ル 管 の 曲 げ 強 さ (σ B_{max} = 88.26N/mm²)を超えているため,添架管が破損して いる状態を示している.

また,表-4 に伸縮継手に作用する曲げモーメント を示す.黄色網かけのついた領域は,伸縮継手の基 本性能試験により明らかになった曲げモーメントに 対する限界値(M u=2.8kN・m)を越えるため適用 が制限される領域である.なお,添架管本体および 伸縮継手部ともにせん断応力は限界値に対して非常 に小さい値であったため省略した.

表-3 および表-4 の結果から既存添架設備の損傷 は伸縮継手部の曲げが弱点部であることが分かる.

図-14 に伸縮継手と第一支持点の間隔(L) に対して伸縮継手が破損しない管軸直角方向変位の限界曲線を示す.伸縮継手と支持点の間隔を200cmとった場合,橋軸直角方向に35cm程度変位する支承で

表-3 添架管本体に発生する最大曲げ応力

	免震橋の直角方向変位(cm)						
	10	20	30	40	50		
伸縮継手と第一 支持点の間隔 (cm)	200	21.2	42.4	63.5	84.7	105.8	
	150	37.6	75.3	112.9	150.5	188.2	
	100	84.7	169.3	254.0	338.2	423.4	

表-4 伸縮継手に作用する曲げモーメント

		免震橋	の直角フ	方向変位(c	m)	
		10	20	30	40	50
伸縮継手と第一 支持点の間隔 (cm)	200	0.8	1.6	2.4	3.3	4.1
	150	1.4	2.9	4.3	5.8	7.2
	100	3.3	6.5	9.7	13.0	16.2





5. 対策案の検討と耐力確認試験

市中の管材を利用することにより、橋軸直角方向 及び橋軸方向への大変位に対応可能な工法を検討し た結果、図-15に示すように可とう管と大変位に追 従可能な伸縮構造をとることで、目標値である橋軸 方向60cm, 直角方向40cmの変位に対応可能な工法の 試作を行った.また、図-16に示す移動台を用いて、 既存の橋梁添架管路及び対策案について、橋軸直角 方向に準動的な変形試験を実施した.既存添架管路 の試験方法は、橋台側継手と第一支持点の間隔<L1> を100cm, 150cm, 200cmの3通りについて橋軸方向も しくは橋軸直角方向の振動を10cmきざみで増加させ、 管材の破損及び収容されたケーブルの伝送損失を確 認した.移動台の振動周期は約10秒程度とし、各振 幅について3サイクルの振動を行った.対策案の試 験方法は、写真-7に示すような桁端部の開口部を通 過するケースを想定して,橋台側継手と桁端部開口 部までの間隔<L2>を20cm, 30cm, 40cmの3通りにつ



図-15 橋梁添架設備の免震橋対策例





写真-7 桁端部開口部を通過する添架管路

いて橋軸方向もしくは橋軸直角方向の振動を10cmき ざみで増加させ、管材の破損及び収容されたケーブ ルの伝送損失を確認した.移動台の振動周期は既存 添架設備と同様に約10秒程度とし、各振幅について 3サイクルの振動を行った.表-5に準動的変形試験 の試験条件をまとめた.

表-6に橋軸方向の準動的変形試験の結果を示す. 試験は各支持間隔毎に3回実施し,最も早く損傷し たケースを×で表示した.既存添架設備は,2章の 管軸方向変位試験の結果と同様に±20cm程度の変位 で管路が破損し,圧縮方向試験では収容ケーブルの

表-5 準動的変形試験の試験条件

管種	支持点 間隔(cm)	収容ケーブル	測定項目
既設添架設備	<l1> 200 150 100</l1>	<使用ケーブル> SM1000心 光ケーブル	 ・変位(軸方向、直角方向) ・管材の外観損傷状況
対策案	<l2> 40 30 20</l2>	250m管路収容相 当の摩擦張力 (600N)を負荷	・光伝送損失 (OTDR計測値)

表-6 橋軸方向準動的載荷試験の結果

設備種別	支持		ĥ	管軸;	方向	振幅	(cm)	/# 北
設備裡別	ľ	隔	10	20	30	40	50	60	旧传
既設添架設備 L1		200	0	×					圧縮側:20.3cmでケーブル外被損傷 引張側:19.5cmで継手離脱
	Ц	150	0	×					圧縮側:22.7cmでケーブル外被損傷 引張側:19.5cmで継手離脱
		100	0	×					圧縮側:実験未実施 引張側:19.5cmで継手離脱
対策案 L2		40	0	0	0	0	0	0	
	L2	30	0	0	0	0	0	0	ケーブル損傷なし
		20	0	0	0	0	0	0	

	表-7	橋軸直角方向準動的載	荷試験	の結果
--	-----	------------	-----	-----

		管頼	埴角	₿方Γ	句振□	匾(c	m)	/# */	
設加相理方川	l	隔	10	20	30	40	50	60	開ち
		200	0	0	0	0	×		ケーブル外被損傷
既設添架設備	L1	150	0	0	0	0	×		ケーブル断線(50cm)
		100	0	0	×				ケーブル断線(30cm)
		40	0	0	0	0	0	0	ケーブル損傷なし
対策案	L2	30	0	0	0	0	0	0	ケーブル損傷なし
		20	0	0	0	×			ケーブル断線(40cm)

外被に損傷が生じた.対策案は、伸縮構造が機能し、 ±60cmの変位に対して管材の損傷や収容ケーブルへ の影響は発生しないことが確認できた.

表-7に橋軸直角方向の準動的変形試験の結果を示 す.試験は橋軸方向試験と同様に各支持間隔毎に3 回実施し,最も早く損傷したケースを×で表示した. 既存添架設備は,振動を加えながら振幅を大きくす る際に伸縮継手部の抜け出しが起こり,伸縮継手に 作用する曲げモーメントが緩和されることで,2章 の管軸直角方向変位試験にくらべ若干管材の破損発 生が緩和される結果となった.

対策案は、支持間隔が40cmと30cmの場合は、直角方 向振幅が60cmを越えても管材及び収容ケーブルに損 傷はなかった.支持間隔が20cmの場合、直角方向振 幅が40cmで管材及び収容ケーブルに損傷が生じた.



6. 実地震動による性能評価試験

準動的実験により,およその性能は把握できたが, さらに実地震動による既設添架設備と対策案の挙動 確認を行った.実地震波は,3章のT2-3-1入力波形 を用いて免震橋の時刻歴応答解析により得られた上 部構造の水平方向の応答加速度波形を,振動台の加 振波形として用いた.加振波形の応答軌跡を図-17 に示す.この波形は,道路橋示方書のレベル2タイ プ2(内陸直下型)の地震動による上部構造の応答 波形である.載荷方向は管軸方向及び管軸直角方向 とし,2成分同時加振を行った.

図-18に示す振動台を用いて,既存の橋梁添架管路 及び対策案について,実地震動による変形試験を実 施した.試験ケースは準動的載荷試験と同様に,既 存添架管路の場合,橋台側継手と第一支持点の間隔 <L1>を100cm,150cm,200cmの3通りについて実施, 対策案は,橋台側継手と桁端部開口部までの間隔 <L2>を20cm,30cm,40cmの3通りについて実施した. 各ケースとも3供試体について,管材の破損及び収 容されたケーブルの伝送損失を確認した.

表-8に実地震動による性能評価試験結果をまとめた.既存添架設備は、支持間隔によらず引張方向へ20cm変位した位置で伸縮継手部が離脱し、露出されたケーブルを管端部同士の衝突で擦り潰すようにケーブルの断線が発生した.写真-8に既存添架設備及び収容ケーブルの損傷例を示す. 対策案は、支持間隔によらず管材及び収容ケーブルに損傷は生じず、免震橋梁の大変位に対して通信サービス途絶を防止する効果があることが確認できた.写真-9に対策案の実地震動による加振状況を示す.

7. 適用領域の考察

本研究による既設添架設備と対策案の適用領域に ついて橋軸方向の支持点間隔と最大変位の関係を図 -19に橋軸直角方向の支持点間隔と最大変位の関係 を図-20にまとめた.



図-18 振動台を用いた実地震動試験

表-8	実地震動によ	る性能評価試験結果
<u> </u>		

設備種別	支持 間隔	試験 結果	備考
	200	×	引張方向20cmで継手離脱,ケーブル断線
既設添架設備	150	×	引張方向20cmで継手離脱,ケーブル断線
	100	×	引張方向20cmで継手離脱,ケーブル断線
対策案	40	0	管材,ケーブルに損傷なし
	30	0	管材,ケーブルに損傷なし
	20	0	管材,ケーブルに損傷なし



写真-8 既存添架設備の損傷例



写真-9 対策案の振動状況

橋軸方向の適用については、引張方向、圧縮方向と もに最大変位が20cmを越える領域で伸縮継手が離脱 もしくは座屈破壊することが確認された.温度変化 に対応するための伸縮量と施工誤差を考慮すると、 ±12cmを越える橋軸方向変位が見込まれる免震橋の



場合,対策案を適用する必要がある.対策案の 適用領域は目標値である最大変位60cmを越える領域 まで適用可能であることが確認できた. 橋軸直角方向の適用については,橋台側の継手から 第一支持点もしくは桁端開口部までの距離により, 図-20のように整理できる.図-20の青色で示された 領域は4章のはりモデルの変形解析より求めた既存 添架設備で対応可能な領域である.赤線で示された 領域が,本研究で提案した対策案による適用領域を 示す.図-20に示す光ファイバ限界角度は,田中ら の研究¹¹により,地震時にケーブルに作用する外力 に対して通信サービスを確保できる光ファイバケー ブル修復限界を示しており,対策案は光ファイバケ ーブルの修復限界までケーブルを保護することが可 能である.

7. おわりに

本研究では、既設橋梁に免震化対策を講じた新荒 川大橋をモデルとして、地震応答解析によりレベル 2地震時に添架管路に作用する水平変位量について 検討した.この結果、端部橋台では橋軸方向に60cm、 橋軸直角方向に40cm程度の変位が添架管に作用する ことが想定された.次に,免震橋梁が地震時に添架 管に及ぼす影響について検討し,実験や解析結果か ら既存添架設備の適用領域について整理した.既存 添架設備では適用できない領域について、可とう管 等の市中の管材を利用した合理的な添架管の耐震対 策案について検討を行い,準動的載荷試験や実地震 波による振動試験を実施して,対策案の性能評価を 行った.最後に,既設添架設備及び対策案の適用領 域について整理し,免震橋梁へ添架する通信設備の 対策方法に関するまとめとした.今後は,実際の添 架設備を想定した施工試験等を経て,実現場に導入 する予定である.

謝辞

本報告は(財)地震予知総合研究振興会に設立し た委員会の検討結果を元に作成したものであり, 委員会メンバーである東京電機大学安田進教授, 東京都市大学小池武教授のご指導に感謝いたします. また,本研究の性能評価試験に際し,水平二方向同 時加振振動試験装置を提供していただき,技術指導 をしていただいた東京電機大学の安田進教授,田中 智宏助教をはじめ実験を手伝っていただいた学生の 皆様に感謝いたします. 参考文献

- Koji Tanaka, Takanobu Suzuki, yasushi yamazaki, Kishimoto Toshiaki, Iwata katsuji: Experiment on Seismic Disaster Characteristics of Underground Cable, 14thWCEE, 06-0069, 2008.
- 2)田中宏司,鈴木崇伸,山崎泰司,岩田 克司:免震橋 に添架した通信設備の耐震対策について,土木学会第 63回年次学術講演会,pp.665-666,2008.
- 3)情報流通インフラ研究会:情報流通インフラを支える 通信土木技術, pp.67-70, 2000.
- 4)田中宏司、上原秀幹:安全・安心なネットワークに寄 与する防災・セキュリティ技術、NTT技術ジャーナル、 No. 3, pp.55-58, 2006.
- 5) 馬場進,鈴木崇伸,森敦,田中宏司,通信専用橋の 耐震性能評価方法,土木学会構造工学論文集Vol.54A, 2008
- 6)日本道路協会:道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説, 9章免震橋の耐震性能の照査,2002.

Research on improvement of communication conduit to seismic isolation bridges

Koji Tanaka · Takanobu Suzuki · Katsuji Iwata · Yasushi Yamazaki

In this research, the movement of seismic isolation bridge is analyzed by the simulation. And the deformation performance needed by the telcommunication canduit installed in seismic isolation bridge is clarified. The damage of the telcommunication canduit installed in seismic isolation bridge was experimentally confirmed. It proposes a effective method of protecting the cable from the damage of the telcommunication service.