

橋梁通信設備における 長スパン管路取替補修技術

瀬田 亮¹・田中 宏司¹・榎 克実²・裕 昌也³・竹田 誠³・奥田 忠弘³

¹日本電信電話株式会社 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: seta.ryo@lab.ntt.co.jp

²NTTインフラネット株式会社 北陸支店（〒920-0901 石川県金沢市彦三町2-9-1）
E-mail: katsumi-sakaki@hkr.nttinf.co.jp

³株式会社栗本鐵工所 化成品事業部（〒527-0108 滋賀県東近江市小八木町1）
E-mail: t_okuda@kurimoto.co.jp

橋梁におけるNTTケーブル収容管路の補修は、ケーブル移設不要なFRP半割補修管で取替えを行う。しかし、従来は剛性不足から取替補修長は2.5mに制限されていた。本開発では、取替補修長を最大支持間隔である5.5mへ拡大するために、高剛性FRP長尺補修管による取替補修技術を検討した。補修管の断面2次モーメントを効率的に向上させるために、断面形状を均一な管厚を有する中空矩形に設計した。さらに、その断面を有する長尺補修管の製造をFRP引抜成形法により実現することで、部材の縦弾性係数を向上させるとともに製造コスト低減を図った。

性能評価の結果、開発補修部材は、支持間隔 $L=5.5\text{m}$ において許容たわみ量 $L/300$ 以下を満足するとともに十分な強度および共振耐性等を有することを確認した。これにより、腐食劣化した管路をケーブルを収容したまま5.5mまで取替補修可能な技術を確立した。

Key Words : conduits attached to a bridge, cable-conduit, long span, FRP repair pipe

1. はじめに

(1) 橋梁通信設備の概要

NTTの橋梁通信設備とは、光またはメタルケーブルを収容した管路（以下、橋梁管路）であり、全国におよそ5.0万橋存在し、図-1に示すとおり橋梁添架管路、専用橋、管橋の3方式に大別できる。橋梁添架管路とは、金物で通信管路を道路橋等に添架し横断させる方式であり、およそ3.6万橋存在する。専用橋とは、通信ケーブル専用の橋を架橋して通信管路を横断させる方式であり、およそ0.4万橋存在する。両者における管種は、鋼管と硬

質ビニル管の2種類であり、このうち鋼管がほぼ半数を占める。一方、管橋とは、小規模水路等において、5.5m以下の通信管路を管強度のみで横断させる方式であり、およそ1.0万橋存在する。高い管強度が必要であるため、管種は鋼管のみである。このように、古い設備である鋼管は未だ多く存在している。

(2) 現状の補修方法と課題

橋梁管路は、降雨による乾湿の繰返し、冬季の凍結防止剤の散布や沿岸地域等での飛来塩分の影響等をうけるため、不良原因のほとんどが鋼管の錆腐食である。NTT



橋梁添架管路



専用橋



管橋

図-1 橋梁通信設備

では、橋梁管路の錆腐食による劣化状況を点検時にランク付けし、その基準を元に補修時期や補修方法を決定している。穴あき等著しく劣化が進行した設備は取替補修、管表面に錆が発生した設備は塗装補修をそれぞれ行う。現状のケーブル収容管路の取替補修は、腐食部分を切断・撤去し、図-2 に示すような耐食性、耐候性に優れた FRP 製の半割管を収容ケーブルに被せて取付ける方法が開発されており¹⁾、2008 年度より NTT 東西へ事業導入されている。この方法は、ケーブルを収容したまま取替えが可能であり、大幅なコストを要するケーブル移設および切替が不要である。

しかし、現状の取替補修方法である FRP 半割管（以下、現行補修管）は、図-3 に示すような支持間隔が 2.5m 超の箇所には適用できない。本開発では、このような箇所を長スパン管路と呼ぶ。長スパン管路では、想定荷重により現行補修管に発生する最大たわみ量が許容値以下とならないため取替補修適用不可となっている。支持間隔 5.5m における現行補修管の最大たわみ量は、許容値のおよそ 10 倍にもなる。しかし、鋼管の最大支持間隔は 5.5m であるため、このような適用不可箇所は大いに存在する。また、橋梁管路は、東日本大震災をはじめ既往地震において被災の多い設備である。特に本開発のターゲットに多く含まれる管橋および旧仕様（S58 年以前）の橋梁添架管路は、伸縮機能が乏しいため、地震動に対して抜けや座屈により損傷する可能性が高い。図-4 に地震動による管橋の座屈例を示す。

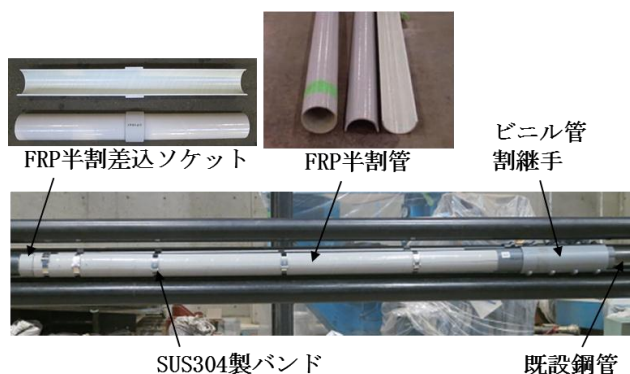


図-2 現行の取替補修方法

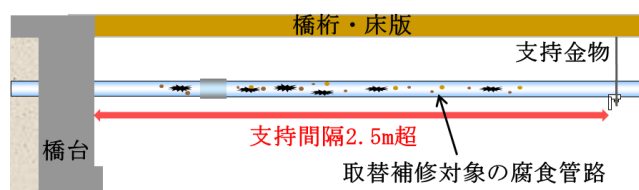


図-3 取替補修適用不可箇所（長スパン管路）

(3) 開発技術の概要

本開発では、想定荷重により補修管に生じるたわみ量を低減することで取替補修の適用を拡大する技術の検討を行う。

橋梁管路において NTT で規定している想定荷重は、表-1 に示すとおり、主荷重として管自重およびケーブルを、従荷重として雪をみている。これら主荷重および従荷重に対するたわみ量の許容値は、国土交通省で定める建築構造設計基準等に記載される「支持間隔の 1/300 以下」を NIT も古くから採用している。橋梁管路に生じる想定荷重は等分布荷重であり、梁の最大たわみ量 w は、次式で表すことができる。

$$w = \frac{kqL^4}{384EI} \quad (1)$$

ここで、 k は梁の支持条件により決定される係数（両端固定ばり $k=1$ ，単純ばり $k=5$ ）であり、 q は等分布荷重値、 L は支持間隔、 E は部材の縦弾性係数、 I は断面 2 次モーメントをそれぞれ表している。また、 EI は部材の曲げ剛性値と呼ばれている。式(1)より、取替補修において、たわみ量を低減する方法は以下 3 つであることがわかる。方法 1) 補修管と既設鋼管の接続固定精度を上げることで k を固定ばりに近づける。方法 2) 補修区間内に支持金物を追加で取付けることで L を小さくする。方法 3) 補修管の曲げ剛性値 EI を大きくする。しかし、現場で取替補修を行う場合、方法 1) は以下の理由より困難である。「耐震性を考慮した伸縮性と相反する」，「狭隘



図-4 管橋の座屈例

表-1 橋梁管路の想定荷重

荷重方向	荷重種類	主荷重	従荷重
鉛直	管自重	管に依存	—
	ケーブル	91 [N/m]	—
	雪	—	981 [N/m ²] × 管の幅
水平	風	—	1667 [N/m ²] × 管の高さ

箇所などで簡単に行える現実的な接続方法での実現が困難である」。また、方法2)は以下の理由より困難である。「橋梁の当初設計から外れるため道路管理者から許可されない場合が多い」、「支持金物の特殊設計および道路管理者折衝に多大なコスト、期間を要する」。

上記理由を踏まえ、本開発では方法3)を採用し、補修管の EI 向上に向けた検討を行う。 EI の目標値は、 $L=5.5\text{m}$ 単純ばりへ作用する想定荷重により発生する最大たわみ量が許容値($5500/300=18.3\text{mm}$)以下となる値とする。具体的には、 $EI \geq 1.54 \times 10^{11} [\text{N} \cdot \text{mm}^2]$ となる。目標値の設定に際して、支持間隔は鋼管設備の最大長を、支持条件は接続方法や施工精度に依存させないことを目的に一番安全側を採用した。補修管の EI 向上を検討するなかで、現行補修管に対して、半割面の嵌合補強や補修管下半部の底板補強等を行ったが、いずれも目標値を達成することは困難であった。そこで、本開発では、効率的で効果的な断面形状および成形方法を採用する新たな補修管の検討を行う。新たな断面形状開発による I の向上、および成形方法変更による FRP 部材の E の向上を目指す。さらに、補修部材と既設鋼管の接続部に伸縮機構を設けることで、取替補修に併せて設備の耐震性能向上も図る。

2. 長スパン管路取替補修部材の設計

(1) 補修管

FRP 半割管における効率的で効果的な断面形状および成形方法の検討について述べる。

現行補修管の断面形状および成形方法を図-5 に示す。断面形状は、半割円形であり、補修時は半割部同士を収容ケーブルに被せて嵌合を行う。成形方法は、円形金型の円周方向へガラス繊維を巻付けて成形するフィラメントワインディング (FW) 成形を採用し、成形後に縦切り

を行う。長スパン管路取替補修を想定した際の、断面形状の課題は以下のとおりである。「鉛直荷重に対する I が十分でない($1.21 \times 10^6 [\text{mm}^4]$)」、「嵌合時に半割部同士のズレ(嵌合ズレ)が起き、性能低下の恐れがある」。また、成形方法の課題は以下のとおりである。「鉛直荷重に対する E が十分でない(現行補修管実績値はおおよそ $10 [\text{GPa}]$)」、「補修管長が金型長に依存するため、長尺対応には設備コストを要する」、「長尺管の縦切りが難しく製造コストを要する」。

これら現行の課題も踏まえた、断面形状の要件は以下のとおりである。「 EI 目標値に向けた十分な I が確保できること」、「嵌合ズレを起こしにくい構造であること」、「製造コスト、重量、寸法に関して効率的な形状であること」。また、成形方法の要件は以下のとおりである。「 EI 目標値に向けた十分な E が確保できること」、「 5.5m 補修可能な長尺管の成形に設備コストをかけず対応できること」、「製造コストをかけず半割にできること」。上記要件を満たす断面形状および成形方法の検討を行った結果を図-6 に示す。断面形状は、断面中心に $\phi 80\text{mm}$ の空間を、四隅に概三角形の空間を確保した半割中空矩形であり、以下の特徴を有する。「 I が現行補修管のおおよそ4倍である($4.69 \times 10^6 [\text{mm}^4]$)」、「嵌合ズレを起こしにくい構造である」、「管厚が均一であり、樹脂硬化時間を削減できる」、「コンパクトな形状であり、鋼管より軽量である(開発補修管： $56 [\text{N/m}]$ 、鋼管： $86 [\text{N/m}]$)」。成形方法は、任意形状の金型の軸方向へガラス繊維を引き抜いて成形する引抜成形であり、以下の特徴を有する。「ガラス繊維を軸方向に挿入するため、鉛直荷重に対する E が FW 成形より大きい」、「補修管長が金型長に依存せず、 5.5m 長尺管の成形に設備コストをかけず対応できる」、「任意の断面形状に対応できるため、図-6 で示した半割部の成形が可能であり、成形後の縦切りが不要となる」。

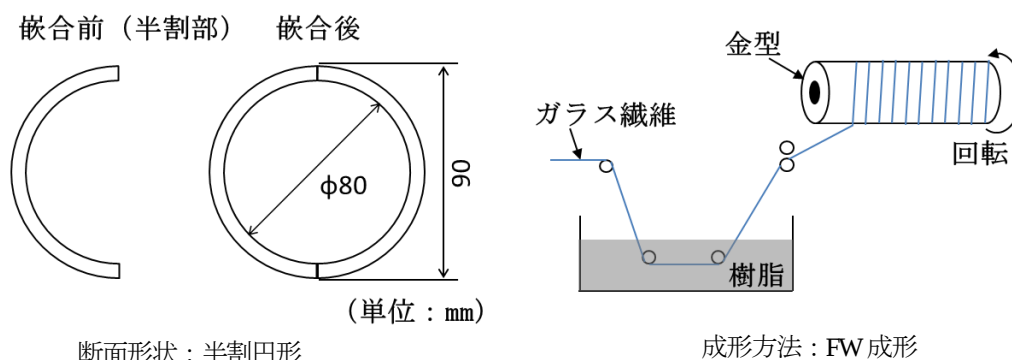


図-5 現行補修管の断面形状および成形方法

補修管の試作品を図-7 に示す。これらは半割部断面形状が対称形であるため、同一成形品同士で嵌合できる構造となっており、1 つの金型で成形可能である。この補修管は、「曲げに強い、劣化に強い」「四角い、長い」という特徴を有するため、ST-LONG 管 (Square Type Long Length FRP Pipe) と書き「ストロング管」と命名した。

(2) 接続部材

次に、補修管と既設鋼管との接続部材に関する検討を行う。

現行補修管ではFRP 半割差込ソケット（以下、現行ソケット）を補修管と既設鋼管に差込み接着接続している。現行ソケットの成形方法も現行補修管と同様FW 成形であり、以下の課題を有する。「部材の縦切りコストを要する」、「嵌合ズレが起き、ケーブル敷設撤去等の支障となる恐れがある」。

そこで、本開発では、図-8 に示す断面形状を有する差込ソケットを設計した。成形方法は、ST-LONG 管と同様、引抜成形とすることで成形後の縦切りが不要となる。また、半割部の嵌合部に突起（図-8 における A, B）を設けることで嵌合ズレを防止する。ソケットの試作品を図-9 に示す。ST-LONG 管と同様、半割部断面形状が対称形であるため、1 つの金型で成形可能である。

(3) 補修の出来形と構成品

ST-LONG管およびFRP引抜成形半割差込ソケット（以下、開発ソケット）を用いた長スパン管路取替補修の出来形と構成品を図-10に示す。既設鋼管との接続には、開発ソケットを用いる。伸縮側には、現行仕様伸縮継手と同等の伸縮量を既設鋼管への開発ソケット差込部にとる。なお、ST-LONG管嵌合方法、開発ソケット接続固定方法はそれぞれ現行どおり、SUS304製バンドによる嵌合、接着剤による接着固定とする。



断面形状

外観 (5.5m)

図-7 開発補修管試作品

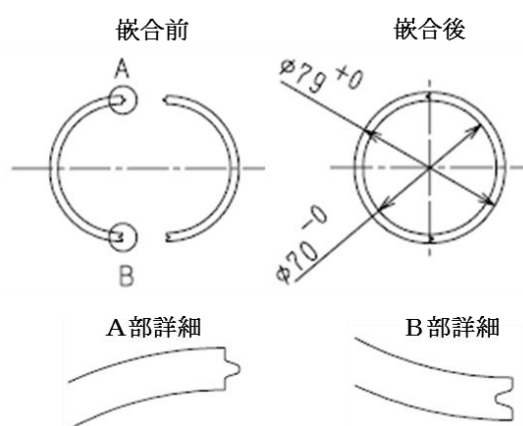


図-8 開発ソケットの断面形状



図-9 開発ソケット試作品

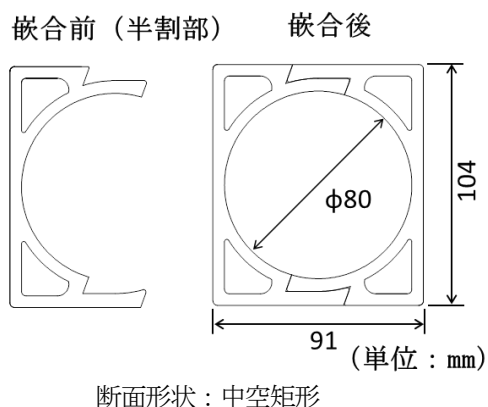


図-6 開発補修管の断面形状および成形方法

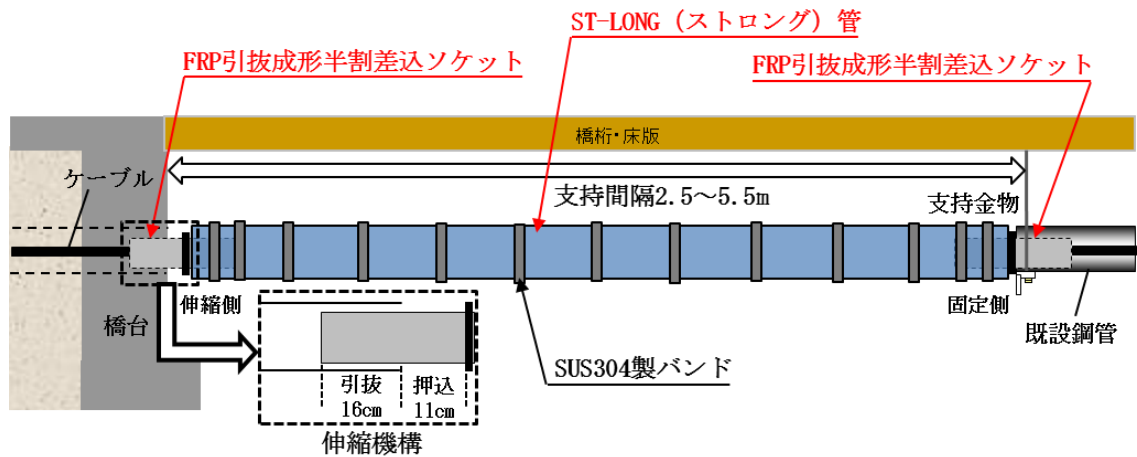


図-10 長スパン管路取替補修の出来形と構成品

3. 性能評価

(1) 剛性値および曲げ強度

まず、ST-LONG 管において、「 EI が目標値を達成できているか」および「最大曲げモーメント M が許容値以下であるか」を確認するために曲げ試験を行う。 M の許容値は、試験体破壊時の曲げモーメント $M_{破壊}$ を部材安全率で除した値とする。ここで、部材安全率は、想定荷重が主荷重のみの場合は4を、主荷重に従荷重を加える場合は2とする。なお、 M はいずれも、支持点間中央に発生し次式のとおりととなる。

$$M = \frac{qL^2}{8} \quad (2)$$

曲げ試験は、3点曲げ試験で行う。試験体は、管長4000mmのST-LONG管をSUS304製バンドで嵌合固定したものをを用いる。試験体を $L=3500\text{mm}$ で支持し、試験体中央に荷重 P を加えて荷重と変位を測定する。 EI は、試験結果から得られる変位-荷重曲線の傾き $A[\text{N/mm}]$ を次式に代入し算出する。

$$EI = \frac{AL^3}{48} \quad (3)$$

なお、式(3)は単純ばりに作用する集中荷重によるたわみ量式を変形したものである。

$M_{破壊}$ は、試験体破壊時の荷重 $P_{破壊}$ を測定し、次式に代入し算出する。

$$M_{破壊} = \frac{P_{破壊}L}{4} \quad (4)$$

ここで、 EI および鉛直荷重に対する $M_{破壊}$ は、試験体半割面を鉛直方向にした試験結果より算出する。水平荷重に対する $M_{破壊}$ は、試験体半割面を水平方向にした試験結果より算出する。試験数は、半割面鉛直および水平方



図-11 3点曲げ試験状況

向に関して、それぞれ $N=5$ ずつ行う。試験状況を図-11に示す。

試験結果と式(3)および式(4)より EI および $M_{破壊}$ を算出した結果を表-2に示す。表-2より、試験結果から得られた EI の平均値が、目標値の $EI \geq 1.54 \times 10^{11} [\text{N} \cdot \text{mm}^2]$ を満たしていることがわかる。なお、引抜成形による E は $32[\text{GPa}]$ 以上となり、FW成形による E のおよそ3倍の値が得られた。また、試験結果から得られた $M_{破壊}$ の平均値を用いて許容値を計算すると、表-3に示すとおりととなる。このように、各種荷重方向、想定荷重においてST-LONG管に発生する最大曲げモーメント M はいずれも許容値以下となった。

(2) たわみ量

次に、前項で得られた EI を有する ST-LONG 管において、想定荷重による最大たわみ量が許容たわみ量以下となるかを、実際の取替補修を模したモデル設備にて確認する。

たわみ試験は、等分布荷重試験で行う。 $L=5500\text{mm}$ の鋼管設備へ ST-LONG 管と開発ソケットを図-10 で示した出来形に準じて取付ける。等分布荷重 q としては、表-1 で示したケーブルおよび雪を ST-LONG 管に対してみた $0.180[\text{N/mm}]$ を土嚢により載荷する。荷重載荷後の ST-LONG 管変位を等間隔で 20 点測定し、その最大値を最大たわみ量 w とする。補修モデルは $N=3$ 構築し、それぞれに対して測定を行う。変位は ST-LONG 管下にひいた水系からの距離で測定する。なお、変位基準点（たわみ量 0）は固定側の ST-LONG 管端下部にとる。試験状況を図-12 に示す。図-12(a)，(b)は土嚢による荷重載荷前と後をそれぞれ表している。

荷重載荷直後における測定位置 x と変位を図-13 に示す。図-13 より、測定変位は、支持点間中央付近で最大となり、これら最大たわみ量は許容たわみ量以下となった。よって、取替補修モデルにおいても目標を達成できていることが確認できた。なお、本試験における条件と最大たわみ量 w を式(1)に代入し、支持条件により決定される係数 k を算出すると、 $k = 3.9 \sim 4.5$ となる。これにより、取替補修における支持条件は単純ばりに近いことがわかる。

(3) 耐震性

管橋部を ST-LONG 管および開発ソケットを用いて取替補修した際に、接続部に伸縮機構を設けることで L2 地震に対する耐震性能を持たせる方法について、解析により評価を行う。

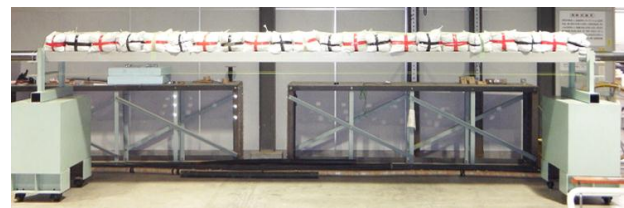
既設管橋の座屈の再現評価および ST-LONG 管の耐震性評価は、地震外力を想定した静的非線形解析（応答変位

表-3 最大発生曲げモーメント M および許容値

荷重方向	想定荷重	$M[\text{N} \cdot \text{mm}]$	許容値 $[\text{N} \cdot \text{mm}]$
鉛直	主荷重	555844	4615000
	主+従荷重	892375	9230000
水平	主+従荷重	654156	5078000



(a) 荷重載荷前



(b) 荷重載荷後

図-12 等分布荷重試験状況

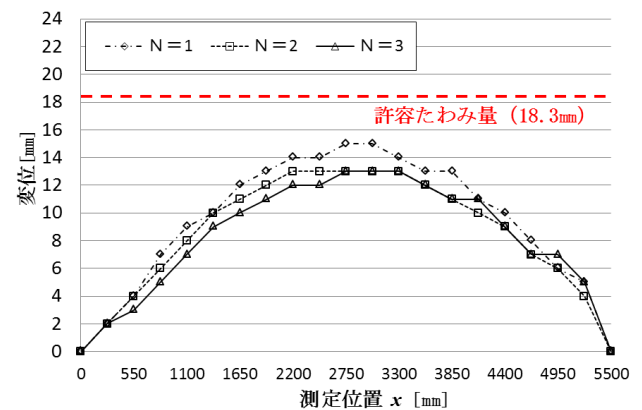


図-13 荷重載荷時のたわみ量

表-2 曲げ試験結果

半割面	A [N/mm]	EI [N・mm ²]	P [N] 破壊	M [N・mm] 破壊	平均値	
					EI [N・mm ²]	M [N・mm] 破壊
鉛直	179.8	1.61×10^{11}	20400	17900000	1.64×10^{11}	18460000
	183.3	1.64×10^{11}	20400	17900000		
	186.5	1.67×10^{11}	21800	19100000		
	180.0	1.61×10^{11}	20700	18100000		
	186.0	1.66×10^{11}	22000	19300000		
水平	—	—	11600	10200000	—	10156000
			11800	10300000		
			11400	9980000		
			11600	10200000		
			11500	10100000		

法)により実施する。解析ソフトは伊藤忠テクノソリューションズ(株)の DYN2E(Ver8.0)を用いる。解析で使用する既設鋼管およびST-LONG管は表-4に示す仕様とし、引張・圧縮・曲げに対して弾性梁要素として設定する。既設鋼管に主に使用されている継手であるねじ継手・旧仕様の伸縮継手(以下、旧伸縮継手)・マンホールと鋼管を接続するダクトソケットおよび開発ソケットは、表-5に示すように非線形ばね部材として設定する。既設管橋の被害再現解析には、図-14に示すように両端をマンホールとし、鋼管および継手類の配置はNITの標準設計に準じたモデルで実施する。ここで、補修後のモデルとして、渡河部両側で既設鋼管を切断し、5.5mのST-LONG管の両端を開発ソケットで接続する。開発ソケットは、表-5で示したように片側が接着固定、もう一方は伸縮機構を有する接続とする。渡河部両側の縦断曲率半径 R は、標準的な10mと比較的厳しい条件である5mの2パターンについて解析を行う。地盤ばね特性および地震外力は、又木らの研究²⁾により提案された通信用管路の挙動解析のL2地震波動外力モデルを使用する。表-6にNIT管の標準土被り1.2mでの非線形ばねを考慮した地盤反力特性を示す。地震外力は、図-15に示すように管中央部に圧縮波が作用する粗密波とする。

解析結果は、2ケースともに渡河部中央部のねじ継手が座屈する結果となり、実被害をある程度再現することができた。損傷度合の大きかった $R=5m$ について、図-16に管に作用した軸力を、図-17に継手部に生じた曲げ角度を示す。既設鋼管の軸力では、渡河部中央部でねじ継手の限界値を超え座屈破壊した。また、渡河部両側から1着目のねじ継手が曲げ角度の限界値を超え破壊する結果となった。一方、ST-LONG管の解析結果は、軸力に対して伸縮機構が機能して、地震時にも破壊しない結果となった。さらに、曲げ角度についても、ST-LONG管に作用する軸力が小さくなるため、生じる曲げ角度が抑制されることが確認できた。したがって、既設鋼管をST-LONG管に取替補修することで、老朽管の更新と併せてL2地震に対する耐震補強対策も実現できることが確認できた。

表-4 既設鋼管およびST-LONG管の仕様

項目	既設鋼管	ST-LONG管
外径[mm]	89.1	91×104
内径[mm]	80.7	81.0
管長[mm]	5500	5500
断面積[mm ²]	1120	3180
断面2次モーメント[mm ⁴]	1010000	4690000
断面係数[mm ³]	22700	90200
弾性係数[N/mm ²]	206000	36500

表-5 既設鋼管の継手および開発ソケットの仕様

	引き抜き	押し込み	回 転
ねじ継手			
旧伸縮継手			
ダクトソケット			
開発ソケット			

表-6 地盤ばね特性

	管軸方向	管軸直角方向
$K[N/mm^3]$	0.00582	0.00267
$K' [N/mm^3]$	0.000504	0.000267
すべり限界変位 $\delta[mm]$	5.0	40.0

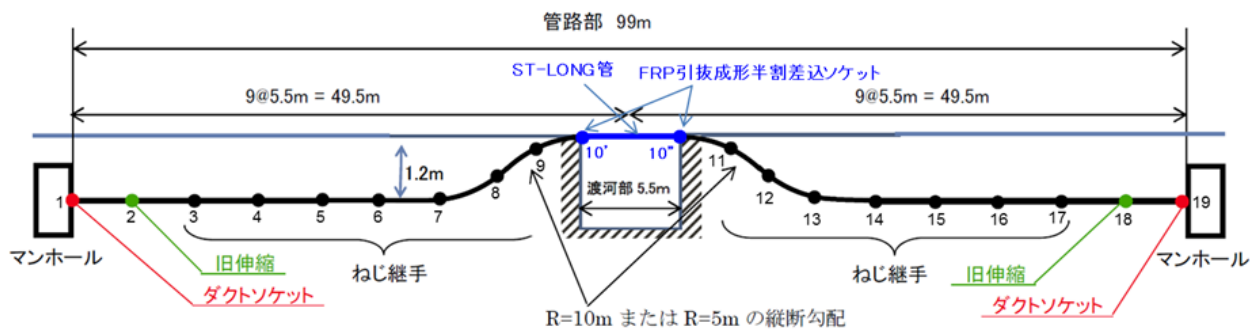


図-14 解析モデル

(4) 共振耐性

ST-LONG 管を用いた取替補修は、支持間隔が最大 5.5m となるため固有振動数が 10Hz 以下となることが想定される。一方で、橋梁管路が設置されている支間長（10～100m 程度）の固有振動数は 1～10Hz 程度である³⁾。また、橋梁上を車両が通過した際の強制加振による主桁の振動数は 1.5～4Hz 程度および 10～20Hz 程度が卓越する⁴⁾。さらに、鋼製桁に発生する最大加速度は 50gal 程度、PC 橋では 16gal 程度である^{5)～7)}。これらの結果より本項では、周波数 1～20Hz かつ加速度 50gal の鉛直振動との共振に対する ST-LONG 管の安全性について検討を行う。

まず、ST-LONG 管の振動特性を把握することを目的として、ST-LONG 管、開発ソケットおよび鋼管を接続した補修モデルに対して共振実験を実施する。振動台を用いて 1～30Hz に着目したステップ加振を実施し、得られる共振曲線より減衰定数、応答倍率を算出する。ST-LONG 管の支持間隔 L は 2.5m、4.0m、5.5m の 3 パターンとする。

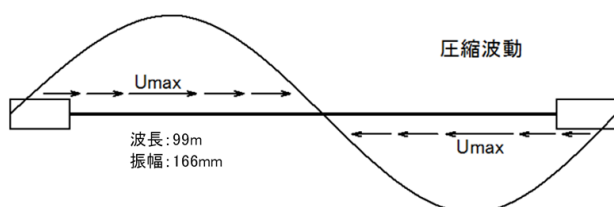


図-15 入力地震波

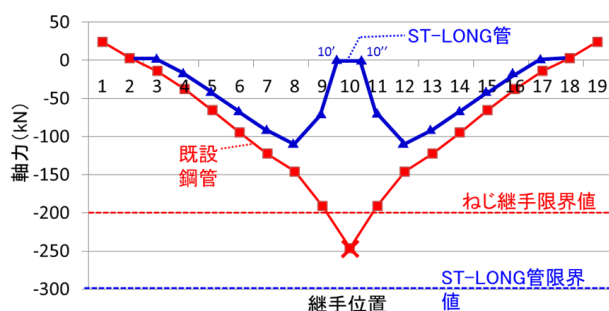


図-16 発生軸力 (R=5m)

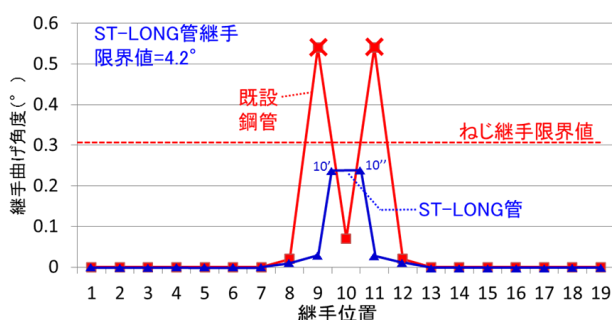


図-17 継手発生曲げ角度 (R=5m)

また、管内の収容物は無、光ケーブル (0.77kg/m)、メタルケーブル (8.10kg/m) の 3 パターンとし、計 9 つの補修ケースに対して実施する。図-18 に実験状況を示す。

共振実験結果を表-7 に示す。 $L=2.5\text{m}$ では、共振振動数が概ね 20Hz を超えていることおよび応答倍率が比較的小さいことから交通振動で問題となる可能性は低いと考えられる。一方、 $L=4.0\text{m}$ および 5.5m では、共振振動数が 20Hz 以下となり応答倍率も $L=2.5\text{m}$ と比べ大きいため、安全性の照査が必要である。

ここで、安全性の照査は、共振実験の結果を基にした再現モデルによる動的解析で行う。2 次元線形骨組みモデルを用い、節点に ST-LONG 管およびケーブル重量を載荷し、節点を結ぶ梁に ST-LONG 管の剛性を設定する。また、両端に支持点を設け、鉛直方向は剛ばね (固定)、回転方向は線形回転ばねを設置する。回転ばね値は、共振実験結果より逆算した値を用いる。表-8 に、固有値解析で得られた固有振動数と設定した回転ばね値を示す。共振実験再現モデルの両支持点に 1～20Hz の加速度正弦波を 0.1Hz 間隔で入力し、加速度の最大値は 50gal とする。また、減衰定数は共振実験で算出された値を用いる。動的解析手法は周波数応答解析法とする。

動的解析の結果として、最大応答を与えた $L=5.5\text{m}$ (収容無) のケースを図-19 に示す。このケースの共振振動

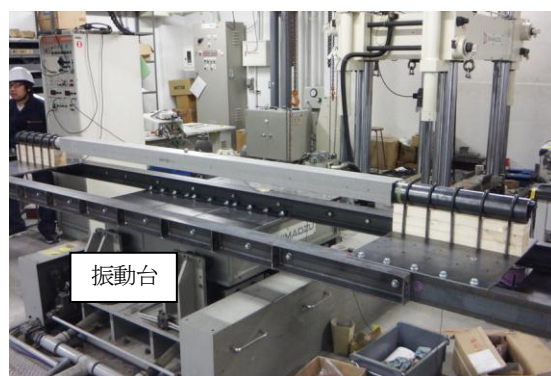


図-18 共振実験状況

表-7 共振実験結果

補修ケース		共振振動数 [Hz]	応答倍率	減衰定数
支持間隔	収容物			
2.5m	無	29.0	7.1	0.070
	光	28.8	4.9	0.103
	メタル	15.9	5.1	0.098
4.0m	無	17.2	25.6	0.020
	光	16.9	13.4	0.037
	メタル	11.0	14.1	0.035
5.5m	無	10.1	50.7	0.010
	光	10.6	10.6	0.047
	メタル	6.6	17.8	0.028

表-8 固有振動数と回転ばね値

補修ケース		固有振動数 [Hz]	回転ばね値 [kN・m /rad]
支持間隔	収容物		
4.0m	無	17.2	5.4
	光	16.9	16.1
	メタル	11.0	9.7
5.5m	無	10.1	24.4
	光	10.6	55.5
	メタル	6.6	34.0

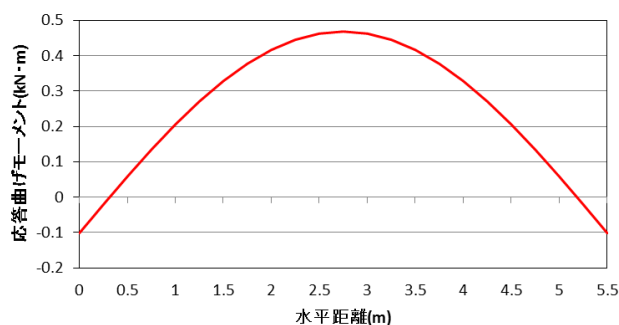


図-19 動的解析結果 (L=5.5m, 収容無)

数 10.1Hz で加振すると、最大発生応力度は $5.2[\text{N}/\text{mm}^2]$ となった。動的解析より得られたこの最大応力度と許容応力度を比較して安全性を照査する。前述した曲げ試験結果より ST-LONG 管の許容応力度を求めると $51.0[\text{N}/\text{mm}^2]$ である。ここで、常時振動に対する安全率は 4 とした。この結果から、ST-LONG 管は 50gal を想定した非常に大きな振動による共振に対して、発生する応力度は許容応力度に比較して相当に小さいことが確認できた。

4. 結論

本開発では、ケーブル収容管路取替補修の適用拡大を目的に、 $L=5.5\text{m}$ において許容たわみ量 $L/300$ 以下を満足する高剛性FRP長尺補修管（ST-LONG管）の開発を行った。補修管の断面形状を均一な管厚を有する中空矩形に設計し、その成形方法を引抜成形で実現することで製造コストおよび重量を抑えつつ部材の剛性を向上させた。想定荷重によりST-LONG管に発生する最大曲げモーメントが許容値以下となることを曲げ試験により確認した。また、取替補修の際に既設鋼管との接続部に伸縮機構を設けることにより、老朽管の更新と併せてL2地震に対する耐震

補強対策を実現できることを解析で確認した。さらに、橋梁で想定される振動（周波数1～20Hz、加速度50gal）との共振に対する補修部材の安全性を、共振実験および動的解析により確認した。これにより、橋梁通信設備において、腐食劣化した管路をケーブルを収容したまま最大支持間隔まで取替補修可能な技術を確認した。

参考文献

- 1) 山崎ら：新たな橋梁添架管路補修技術，NTT 技術ジャーナル，Vol. 20，No. 7，pp. 47-50，一般社団法人電気通信協会，2008。
- 2) 又木ら：通信用中口径管路設備の耐震設計の検討，構造工学論文集，Vol. 42A，pp. 685-696，1996。
- 3) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂，1993。
- 4) 日本騒音制御工学会：騒音制御工学ハンドブック，技報堂，2001。
- 5) 土木研究所：高架橋交通振動実測調査報告書，土木研究所資料第 2428 号，1987。
- 6) 土木研究所：連続桁高架橋交通振動実測調査報告書，土木研究所資料第 2500 号，1987。
- 7) 土木研究所：コンクリート桁高架橋交通振動実測調査報告書，土木研究所資料第 2659 号，1988。

TECHNOLOGY TO REPAIR LONG SPAN CONDUITS ATTACHED TO A BRIDGE

Ryo SETA, Kouji TANAKA, Katumi SAKAKI,
Masaya HAZAMA, Makoto TAKEDA and Tadahiro OKUDA

In the repair of corrosion cable-conduits attached to a bridge, the technology in which the corroded part of the steel pipe is replaced with two-piece FRP repair pipe was introduced commercially in 2008. However, the application of that technology is limited to conduit where the distance between supports (L) is 2.5 m or less. The main reason for this restriction is that the rigidity of current repair pipe is insufficient to satisfy the permissible deflection under loads. To solve that problem, we developed long, highly-rigid FRP repair pipe that can extend the repair technology to cable-conduit where L is up to 5.5 m. By developing a repair pipe that has a hollow rectangular cross section, we efficiently increased the cross-sectional rigidity. This new repair pipe is formed by the pultrusion, thus increasing material rigidity against perpendicular loads. The results of testing for bending, strength, and vibration resonance with bridge structures confirm that the developed components satisfy the permissible deflection at $L=5.5$ m and that the strength and resistance to resonance effects are sufficient.