東北地方太平洋沖地震における 那珂川水管橋の被害メカニズム

上仲 亮¹·鍬田 泰子²·竹田 周平³

¹神戸大学大学院工学研究科 (〒657-8501神戸市灘区六甲台町1-1) E-mail: 120t116t@stu.kobe-u.ac.jp

²神戸大学大学院工学研究科准教授 (〒657-8501神戸市灘区六甲台町1-1) E-mail: kuwata@kobe-u.ac.jp

³福井工業大学工学部建築生活環境学科准教授 (〒910-8505福井市学園3-6-1) E-mail: s-takeda@fukui-ut.ac.jp

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、地震動や津波による水管橋の被害が複数報告されている.本研究は、地震動で被災した水管橋の中で最も口径が大きい、茨城県水戸市那珂川を横断する 那珂川水管橋に着目し、その被害メカニズムの解明を試みた.本水管橋の微動観測により振動特性を明ら かにし、これらを固有値解析で検証するとともに、推定された地震波形に基づく3次元時刻歴応答解析を 行った.水戸市周辺では、短周期成分が卓越した強震動が観測・推測され、本水管橋の固有周期での応答 値はレベル2地震動の設計値を下回っていたが、短周期成分で設計値を上回る地震動によって橋軸直角方 向に支承が損傷した.本解析は、推定地震動を用いることで損傷状況と同じ状況を再現することができた.

Key Words: The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, water-pipe bridge, damage mechanism, microtremor observation

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震 とその後に長野県や新潟県で発生した地震において, 水道施設は地震や津波による被害を受け,日本全国 で最大約225万戸に断水の影響が生じた¹⁾.水道施設 の一構造物である水管橋にも複数被害が発生したこ とが報告されている²⁾.水管橋は、上水道の安定供 給において重要な役割を担っているが、道路橋や鉄 道橋に比べて耐震化整備が十分とはいえず、地震時 の動的挙動や耐震性評価に関する研究も少ない.

水田ら³⁾は、水管橋が道路橋などと比べて上部構 造が軽量であることに着目し、複数の水管橋の振動 実験から、水管橋の上部構造の減衰定数が同形式の 道路橋の値に比べて小さいことを示している.また、 竹田ら⁴⁾は、逆三角形トラス形式の水管橋を対象に、 支承の損傷を考慮した地震応答解析を行い、道路橋 の一般的な減衰定数と、振動実験で得られた減衰定 数の2ケースで比較検討を行っている.しかしなが ら、実際に地震被害を受けた水管橋を対象として、 その被害メカニズムの解明を目的とした研究はほと んどない.

本研究は、先の地震で被災した水管橋の内、最も

ロ径の大きい那珂川水管橋に着目した.本水管橋は 茨城県企業局の用水供給事業の送水管2条を茨城県 水戸市那珂川に架けている.本水管橋の構造とその 被害は次章で詳述するが,支承の損傷ならびに伸縮 管での漏水・脱管によって2条とも送水停止となっ た.2条の内,被害が軽微であった1条の管路が応急 復旧される3月下旬まで,下流の市町村への用水供 給は停止した⁵⁾.また,大口径の水管橋であったた めに,資機材の調達や復旧作業が困難であり,断水 が長期化した.

地震時には被災地の早期復旧や被災者の生活水準 の確保という観点から,上下水道などのライフライ ンの確保は極めて重要である.本震後に数多くの余 震が発生している中,本水管橋の被害メカニズムを 明らかにして,地震被害を軽減し,早期復旧できる ための対策を検討する必要がある.特に,本水管橋 がある水戸周辺では,巨大なプレート境界地震であ ったが設計スペクトルが示すような1秒以上の周期 帯が卓越していた⁶⁰.さらに,固有周期が短い高 速道路の盛土が崩壊し⁷⁰,那珂川の上流や下流に架 かる河川橋で本水管橋と同様な支承の損壊があった ことが報告されている^{8),9}.本研究では,本水管



表-1 那珂川水管橋設計条件 ¹⁰						
形式		斜張橋+トラス桁				
径間		83.5+90.0+145.0+90.0+83.5 m				
送水管径		φ 914.4mm × 2条				
設計内圧		137.2N/cm ²				
風荷重		平板 2940N/cm ² 円筒 1960N/cm ²				
地震荷重		橋軸方向Kh=0.24 橋軸直角方向 Kh=0.25				
歩廊荷重		980N/m ²				
使用细壮	送水管	水輸送用塗覆装鋼管 (STW 400)				
使用婀树	補剛材	一般構造用炭素鋼鋼管 (STK 400)				
許容たわみ		鉛直 1/400 - 水平 1/400				
甘林式士	低水敷	鋼管矢板基礎 $\phi 1000$				
革硬形式	高水敷	鋼管杭基礎 $\phi 800$				
適用示方書		水管橋設計基準 (WSP 007 -88) 道路橋示方書・同解説				
		[-V(H.2.2.)]				

橋の低次の固有周期よりもかなり短い周期帯が卓越 する地震動で損傷に至るのか、また、損傷する場合 に実被害を説明できる損傷形態になっているのか. について明らかにしたい.

本論文では、まず本水管橋の被害状況について述 べ、水管橋周辺の地震動と微動観測による水管橋の 振動特性について調査分析を行う. さらに、本水管 橋を3次元有限要素でモデル化し、時刻歴地震応答 解析を行い、上述した被害メカニズムを明らかにす ることを目的とする.

2. 那珂川水管橋の概要と被害状況

(1) 那珂川水管橋の概要

那珂川水管橋は, 茨城県企業局の県中央水道事務 所より水戸市に供給されている用水供給管路の一部 であり、水戸市下国井町と同市飯富町の間を流れる 那珂川を横断する橋梁である。1994年に竣工され、 形式は3径間連続斜張橋トラスの両側に単純トラス が連結した複合形式の橋梁であり、その全長は 492mに及ぶ(図-1¹⁰⁾,表-1¹⁰⁾参照).

点検用歩廊は橋の全長に渡って下横桁の上部に設 置されている. 口径914.4mmの送水管が2条あり、 トラスの下弦材の役割も果たしている. 支承はすべ





(a)伸縮管の脱管(P-4) (b)ローラー部分の破損(P-3)⁵⁾ 写真-1 支承,伸縮管の被害状況

	表	₹-2	支	ī承,	伸	縮	管の)損	傷状	能	まと	め	5)		
А	-1		P-1			P	-2	P-3 P-			-4		A	-5	
単	純丨	、ラ	、ラス 3			3径間連続斜張橋ト			・ラス 単純			純	トラ	ス	
MC	MOVE FIX M		МО	VE	VE FIX M		MC	VE	MOVE		FIX		MOVE		
S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	s	N	s	N	S	N
0	0			Р	Р					S	Р			0	0
0	0	0	0	В	В	В	В	S	S	S	S	0	0	0	\bigcirc
 本 本 ▲ ▲ ▲ ホ ۲ ۲															
	A 単 MC S ○ 条位伸ブ支	ま A-1 単純 MOVE S N ○ ○ () ○ () ○ () () () () () () () () () ()	表-2 A-1 単純トラ MOVE FI S N S ○ ○ ○ 条件の行の 位置の行の 位置の行の での 本件の行のの の の の の の の の の の の の の	表-2 支 A-1 P 単純トラス MOVE FIX S N S N S N S N S N S N S N S N MOVE FIX S N <t< td=""><td>表-2 支承, A-1 P-1 単純トラス 34 MOVE FIX MC S N S N S 〇 〇 〇 P 〇 〇 〇 B 条件の行のMOVE 日 伊縮管の行のS: 南側 中縮管の行の○: ブ片側外れ 支承の行の○: 問</td><td>表-2 支承, 伯 A-1 P-1 単純トラス 3径間 MOVE FIX MOVE S N S N S O O O B B 条件の行のMOVE:可 可 ① B 条件の行ののOVE:可 可 日 日 ブ片側外れ 支承の行の〇: 問題な 日</td><td>表-2 支承, 伸縮 A-1 P-1 P. 単純トラス 3径間連; MOVE FIX MOVE FI S N S N S N S O O O B B B 条件の行のMOVE: 可動支 位置の行のS: 南側 (川下・ 伸縮管の行のO: 問題な ブ片側外れ 支承の行のO: 問題なし,</td><td>表-2 支承,伸縮管の A-1 P-1 P-2 単純トラス 3径間連続余 MOVE FIX MOVE FIX S N S N S N S O O O B B B B 条件の行のMOVE: 可動支承, 位置の行のS: 南側 (川下側) 伸縮管の行のO: 問題なし、 ブ片側外れ 支承の行のO: 問題なし、 B B B B</td><td>表-2 支承, 伸縮管の損 A-1 P-1 P-2 P. 単純トラス 3径間連続斜張 MOVE FIX MOVE FIX MC S N S N S N S N S O O O B B B B S S A-1 P P P P P P P P WOVE FIX MOVE FIX MOVE S N S N S S N S N S N S N S S O O O B B B B S S A P</td><td>表-2 支承,伸縮管の損傷状 A-1 P-1 P-2 P-3 単純トラス 3径間連続斜張橋ト MOVE FIX MOVE FIX MOVE S N S N S N S N S N O O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B B S S Q P P P P P P P P P P P P P P P P</td><td>表-2 支承,伸縮管の損傷状態 A-1 P-1 P-2 P-3 単純トラス 3径間連続斜張橋トラ MOVE FIX MOVE FIX MOVE FIX MOVE FIX MOVE S N S N S N S O O O B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S</td><td>表-2 支承,伸縮管の損傷状態まと A-1 P-1 P-2 P-3 P- 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス MOVE FIX MOVE FIX MOVE MOVE S N S N S N S N S N ○ ○ P P P P S S S S ○ ○ ○ B B B S S S P ○ ○ ○ B B B S S S P ○ ○ ○ B B B S S S S \$\lambda\$ ○ ○ ○ B B B S S S S \$\lambda\$ ○ ○ ○ B B B S S S S \$\lambda\$ ○ ○ ○ B B B S S S S \$\lambda\$ ○ <td< td=""><td>表-2 支承,伸縮管の損傷状態まとめ。 A-1 P-1 P-2 P-3 P-4 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス 単 MOVE FIX MOVE FIX MOVE FI S N S Q</td><td>表-2 支承,伸縮管の損傷状態まとめ⁵⁾ A-1 P-1 P-2 P-3 P-4 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス 単純1 MOVE FIX MOVE FIX MOVE MOVE FIX S N S S S S S S S S S S</td></td<></td></t<> <td>表-2 支承,伸縮管の損傷状態まとめ⁵⁾ A-1 P-1 P-2 P-3 P-4 A 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス 単純トラ MOVE FIX MOVE FIX MOVE MOVE S N S N S N S N S N S O O P P P P S S S N S N S O O O B B B S S S P Ø Ø Q O O B B B S S S P Ø Ø Q O O B B B S S S O O O Q O O B B B S S S O O O Q O O B B B S S S O O O 条件の行のMOVE: <t< td=""></t<></td>	表-2 支承, A-1 P-1 単純トラス 34 MOVE FIX MC S N S N S 〇 〇 〇 P 〇 〇 〇 B 条件の行のMOVE 日 伊縮管の行のS: 南側 中縮管の行の○: ブ片側外れ 支承の行の○: 問	表-2 支承, 伯 A-1 P-1 単純トラス 3径間 MOVE FIX MOVE S N S N S O O O B B 条件の行のMOVE:可 可 ① B 条件の行ののOVE:可 可 日 日 ブ片側外れ 支承の行の〇: 問題な 日	表-2 支承, 伸縮 A-1 P-1 P. 単純トラス 3径間連; MOVE FIX MOVE FI S N S N S N S O O O B B B 条件の行のMOVE: 可動支 位置の行のS: 南側 (川下・ 伸縮管の行のO: 問題な ブ片側外れ 支承の行のO: 問題なし,	表-2 支承,伸縮管の A-1 P-1 P-2 単純トラス 3径間連続余 MOVE FIX MOVE FIX S N S N S N S O O O B B B B 条件の行のMOVE: 可動支承, 位置の行のS: 南側 (川下側) 伸縮管の行のO: 問題なし、 ブ片側外れ 支承の行のO: 問題なし、 B B B B	表-2 支承, 伸縮管の損 A-1 P-1 P-2 P. 単純トラス 3径間連続斜張 MOVE FIX MOVE FIX MC S N S N S N S N S O O O B B B B S S A-1 P P P P P P P P WOVE FIX MOVE FIX MOVE S N S N S S N S N S N S N S S O O O B B B B S S A P	表-2 支承,伸縮管の損傷状 A-1 P-1 P-2 P-3 単純トラス 3径間連続斜張橋ト MOVE FIX MOVE FIX MOVE S N S N S N S N S N O O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B S S S Q O O B B B B S S Q P P P P P P P P P P P P P P P P	表-2 支承,伸縮管の損傷状態 A-1 P-1 P-2 P-3 単純トラス 3径間連続斜張橋トラ MOVE FIX MOVE FIX MOVE FIX MOVE FIX MOVE S N S N S N S O O O B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S S S Q O O B B B B S	表-2 支承,伸縮管の損傷状態まと A-1 P-1 P-2 P-3 P- 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス MOVE FIX MOVE FIX MOVE MOVE S N S N S N S N S N ○ ○ P P P P S S S S ○ ○ ○ B B B S S S P ○ ○ ○ B B B S S S P ○ ○ ○ B B B S S S S \$\lambda\$ ○ ○ ○ B B B S S S S \$\lambda\$ ○ ○ ○ B B B S S S S \$\lambda\$ ○ ○ ○ B B B S S S S \$\lambda\$ ○ <td< td=""><td>表-2 支承,伸縮管の損傷状態まとめ。 A-1 P-1 P-2 P-3 P-4 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス 単 MOVE FIX MOVE FIX MOVE FI S N S Q</td><td>表-2 支承,伸縮管の損傷状態まとめ⁵⁾ A-1 P-1 P-2 P-3 P-4 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス 単純1 MOVE FIX MOVE FIX MOVE MOVE FIX S N S S S S S S S S S S</td></td<>	表-2 支承,伸縮管の損傷状態まとめ。 A-1 P-1 P-2 P-3 P-4 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス 単 MOVE FIX MOVE FIX MOVE FI S N S Q	表-2 支承,伸縮管の損傷状態まとめ ⁵⁾ A-1 P-1 P-2 P-3 P-4 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス 単純1 MOVE FIX MOVE FIX MOVE MOVE FIX S N S S S S S S S S S S	表-2 支承,伸縮管の損傷状態まとめ ⁵⁾ A-1 P-1 P-2 P-3 P-4 A 単純トラス 3径間連続斜張橋トラス 単純トラ MOVE FIX MOVE FIX MOVE MOVE S N S N S N S N S N S O O P P P P S S S N S N S O O O B B B S S S P Ø Ø Q O O B B B S S S P Ø Ø Q O O B B B S S S O O O Q O O B B B S S S O O O Q O O B B B S S S O O O 条件の行のMOVE: <t< td=""></t<>

て鋼製支承であり,図-1 に示す A-1, A-2 橋台の可 動支承や P-1, P-4 橋脚の固定支承では高力黄銅支 承板支承, P-2 橋脚の固定支承ではピボット支承, P-1, P-3, P-4 橋脚の可動支承ではピボット高硬度 ローラー支承が用いられている. 伸縮管は A-1, A-2 橋台, P-1, P-4 橋脚に設置されている. また, 本 水管橋はレベル2地震動導入以前の耐震設計基準¹¹⁾ に基づいて設計されたものであり, 斜張橋形式の水 管橋としては国内最大規模である¹²⁾.

(2) 那珂川水管橋の被害状況

東北地方太平洋沖地震による本水管橋の被害は支 承と伸縮管で発生している.各支承と伸縮管の被害 状況を表-2にまとめて示す. 管路については、側径 間と中央径間の中継橋脚であるP-1, P-4橋脚に設置 されている伸縮管で2条とも漏水が発生した(写真-1(a)参照). 支承の被害は, 側径間の単純トラスで は確認されておらず、いずれも中央径間の斜張橋で 発生した,支承の損傷状況は、アンカーボルトの破 断や,可動支承のローラー部分の破損(写真-1(b)) である.これらの支承の被害に伴い,中央径間の上 部工は支持力を失いケーブルで吊られた状態となっ た. さらに, P-1, P-4橋脚部では, 管路が脱管した まま橋軸直角方向へ残留変位が生じた. 伸縮管の交 錯痕も地震前からのものではなく、地震時に生じた ものと考えられる、2011年5月の調査時には、右岸



側の橋脚には亀裂等の被害は確認できず,橋脚基礎 周辺の路面にも液状化などの痕跡は見られなかった. 右岸側単純トラスの下には河川堤防があり,法面ブ ロックに顕著な損壊は確認できなかったが,平成23 年度には災害復旧工事が行われていた.

(3) 那珂川水管橋周辺の地震動特性

本水管橋から周囲3kmには(独)防災科学技術研 究所K-NET,気象庁,首都圏強震動総合ネットワー クSK-netなどの既存の強震観測点がなく,本水管橋 とこれら観測点の地形・地質も異なるため,本水管 橋に作用した地震動が明らかでない.そこで,本研 究では,秦ら¹³⁾によって水管橋橋脚近傍で高密度の 余震アレー観測を行い,サイト特性置換手法を用い て評価した本震の推定地震動を用いる.この手法¹⁴⁾ は,推定点周辺の強震観測点で得られた本震記録の フーリエ振幅に,サイト増幅特性の補正をした推定 点の本震時の地震動のフーリエ振幅と,推定点で観 測された余震のフーリエ位相を用いて,推定点にお ける本震時の地震動を推定する手法である.

秦ら¹³によると、本水管橋の堤内地と堤外地においてサイト増幅特性が大きく異なることが示されており、地表面での地震動を1つの地点に代表させて評価することはできないことから、堤内地と堤外地の2カ所で評価を行っている.

図-2は、那珂川水管橋の推定地震動の加速度波形 を示したものである.堤内地と堤外地での推定地震



動を比較すると、両地点でのサイト位相特性などの 違いにより波形形状に差異が生じているだけでなく、 両地点でのサイト増幅特性などの違いに起因して堤 外地のほうがはるかに大きな加速度振幅を示してい ることが分かる.推定加速度波形による計測震度 (水平2成分)は、5.9(堤内地)および6.2(堤外 地)とそれぞれ算定され、計測震度の値にも差異が 生じている.

図-3は、那珂川水管橋の堤内地と堤外地における 推定地震動の絶対加速度応答スペクトル(5%減衰) を示している.図-3には、本水管橋から南東に約 5kmの距離の強震観測地点であるK-NET水戸

(IBR006)の応答スペクトルと,道路橋示方書・ 同解説(H14)¹⁵⁾によるレベル1地震動およびレベル2 地震動(タイプI地震)の標準スペクトル(ともにII種 地盤)も併せて示している.那珂川水管橋における 本震時の推定地震動は,1-2秒の周期帯において, 道路橋示方書(H14)によるレベル1地震動の標準 設計値を上回っているが,レベル2地震動の標準設 計値を上回るほどの地震動ではないことが明らかに されている.しかしながら,レベル2地震動の標準 スペクトルに対して,堤内地および堤外地ともに 1.0sよりも短周期帯域において概ね同等,もしくは 周期帯によっては上回っており,周辺の観測記録と 比較して継続時間が長くなっていることなども勘案 すれば,本水管橋に作用した地震動(地震力)は, 非常に大きなものであったと推察される.

また, K-NET 水戸(IBR006)の応答スペクトル においても、0.5s以下の短周期でレベル2地震動の 標準スペクトルを上回っていることが分かるが、本 水管橋における本震時の推定地震動はレベル2地震 動の設計スペクトルよりも0.2sec以下と0.6sec付近 の2つの周期域で大きくなっており、本水管橋付近 の地盤と K-NET 水戸(IBR006)の地盤では、サイ ト特性が異なっている.さらに、図-3より、推定 地震動は、堤内地側と堤外地側において特性が異な



(b) 地震計設置状況

写真-2 微動観測

1.5



(c) 通水停止状況

-0.59 Hz

	表-3 微	動観測結果	
振動モード	振動数	減衰定数	垢動エード
次数	(Hz)	(%)	
1次	0.59	8.5	橋軸直角
2次	0.78	6.4	鉛直
3次	1.17	_	橋軸直角
4次	1.47	3.4	橋軸直角
5次	1.56	_	橋軸直角

ることから、この両地点での地震動特性の違いが、 支承や伸縮管の被害を引き起こした一要因になって いる可能性があると考えられる.

4.2

鉛直

3. 微動観測による水管橋の振動特性

1.66

6次

本水管橋の地震応答解析を実施する前に、微動観 測を実施し、本水管橋の振動特性を把握し、解析の モデル化に反映させる.計測に用いた計器は、物探 サービス株式会社製の速度計(CR4.5-2s)と測定器 (GEODAS14-USB) である(写真-2(a)参照).微 動観測は、サンプリング周波数200Hzの3成分のデ ータを、A/D変換部とノートパソコン部によって構 成されている測定器によって約5分間記録する.-回の測定にあたり4カ所に速度計を設置し、各測点 において橋軸方向,橋軸直角方向,鉛直方向の3成 分の振動を計測した.水管橋上部工の振動計測時に は主構上に速度計を設置し(写真-2(b)),橋台・ 橋脚の振動測定時にはそれらの上端部に速度計を設 置した. この4カ所同時測定を1シリーズとし、これ を全体で9シリーズ測定を行うことで、水管橋全長 の微動観測を行った.なお、いくつかの橋脚基礎付 近で測定できず、さらに全ての測点で同時観測がで きないため、A-1橋台下の微動を基準として、この 測点の微動に対する伝達関数を用いて同時刻全測点 のフーリエ振幅を得るために、1シリーズの測点に つき、1カ所は前のシリーズの測点を重複させるよ うにした. なお、微動観測実施日は2011年12月上旬 の数日で、復旧工事期間中であったため、片側の管 路は通水されていない状態であった(写真-2(c)参 照).



波形処理については、一測点の観測波から2,048 データ長の波形を10波サンプリングし、高速フーリ エ変換したフーリエスペクトルを10波で平均したも のをその測点のフーリエスペクトルとした. 橋軸直 角方向,橋軸方向,鉛直方向のフーリエススペクト ルの内、低い卓越振動数から順に振動モードの次数 を与え、その卓越振動数を固有振動数とした.また、 パワースペクトルから、ハーフパワー法を利用して 固有振動数の減衰定数を求めた.

結果を表-3に示す.表-3にはフーリエスペクトル のピークが明瞭に読み取ることができた6次までの 振動数を示す.また,得られた振動モードを図-4に 示す.これは、各測点のフーリエ振幅で最大のもの が1となるように最大振幅で基準化したものである. 固有振動数の最低次数として橋軸直角方向の0.59Hz が得られており、図-4(a)からも明らかな通り、こ の振動は中央径間の対称1次振動である.全体の2次



 図-5 解析モデル(X方向を橋軸方向,Y方向を鉛直方向, Z方向を橋軸直角方向とする)

+ .	オ アロレ
= /	
AV -4	X /FA IIIPI / /

X : 2014(01)/0									
支承	A-1	P	-1	P-2	P-3	P	-4	A-2	
設置場所	側征	側径間		中央径間			側径間		
支承の耐力 (kN/個)	356	356	192	192	192	192	356	356	

表-5 検討ケース

	2.0 00.00					
CASE	加振方向	地震波形				
CASE1	橋軸・橋軸直角 2 方向同時加振	那珂川水管橋推定地震動 (堤内地)[N30°W]				
CASE2	橋軸・橋軸直角 2 方向同時加振	那珂川水管橋推定地震動 (堤外地) [N30°W]				

振動は 0.78Hz であり, 鉛直方向対称 1 次振動が得 られた. 全体の 3 次振動は,中央径間の 1.17Hz で あった(図-4(c)参照).以後の振動モードは中央径 間の 2 次振動もしくは,側径間の振動モードが卓越 することがわかり図-4 からも,ほぼ対称な振動モ ードが得られた.減衰定数は, 3.4~8.5%であり,測 点や各成分によりばらつきがみられる.

4. 解析の設定

(1) 解析条件と解析モデル

解析には、地震応答解析の汎用ソフトである、 DYNA2E¹⁶⁾使用した.数値積分法はNewmark β 法(β = 1/4)を用い、数値積分間隔は0.002秒、減衰モデルにはRayleigh減衰(α = 4.434×10⁻⁴、 β =1.2565)を使用した.

解析対象である那珂川水管橋の全体系を図-5に示 すように三次元骨組み構造でモデル化した.上部構 造の上下弦材,斜材,主塔,下部構造は線形の梁要 素,ケーブルについては軸力要素でモデル化した. 支承構造については、固定支承は回転のみを自由と し,可動支承は橋軸方向への移動を許容するモデル とした.伸縮管はモデル化せず,自由に動く状態と した.地盤及び基礎のモデル化についてはSRバネ でモデル化し,橋軸方向及び橋軸直角方向にそれぞ れ独立した要素として与えた.バネ値については, 基礎位置で観測されたN値に基づき,各地層の弾性 波速度を求め,単位体積重量γと動的ポワソン比 (0.50)により設定した.なお, P-2及びP-3橋脚部



の鋼管矢板基礎については、等価な剛性を算定する 際に用いる係数を一般的なβ=0.75と与えた.また, 質量は各節点に集中質量として与えた.

非線形性は、すべての支承の橋軸直角方向(Z方 向)に考慮した.これは、被害状況より、支承部が 橋軸直角方向に被害を受けているためである. これ らの復元力特性を図-6に示す.この復元力特性は, 支承の耐力P1を超えると支承が破損し、その後に、 橋脚と上部構造の間に動摩擦力が発生することを考 慮したモデルである.本解析では,鋼製支承のアン カーボルト(SS400)のせん断力による降伏を支承 の降伏とした4).表-4に支承1個あたりの耐力P1を示 す. 側径間側では、1支承あたり、 φ=46mm $(A_w=1.310 \text{ mm}^2)$ のアンカーボルトが2本,中央径 間側では、 $\phi=25$ mm ($A_w=353$ mm²)のアンカーボ ルトが4本で下部構造と剛結されている.この時の 剛性は下部構造剛性の100倍¹⁷⁾とし、動摩擦係数µは 各支承ごとに本水管橋の設計図¹⁰⁾より引用し設定し た. ここでは、 アンカーボルトの許容せん断応力 度 τ_a は80N/mm²とした.

(2) 解析ケースと入力地震波形

解析ケースを表-5に示す.入力地震波形としては, 図-3に示した推定地震動の波形を用いた.なお、前 述したように,那珂川水管橋の推定地震波形では, 堤内地と堤外地において地震動特性が大きく異なる ことが明らかにされている.本解析では、これらの 地震動特性の違いがもたらす、本水管橋の動的挙動 の違いを比較検討するために、堤内地と堤外地の2 つの推定加速度波形を用い、CASE1を堤内地におけ る推定地震波形[N30°W], CASE2を堤外地における 推定地震波形[N30°W]とし、全ての橋台、橋脚下の 基盤に同時入力した. 堤内地における推定地震動の 最大値は569gal (t=25.8s),堤外地における推定地 震動の最大値は1,009gal (t=26.6) である. 解析時間 は120秒とし、加振方向は、橋軸方向と橋軸直角方 向の2方向同時加振とした.なお,堤内地,堤外地 の橋脚にそれぞれの位相・振幅の異なる地震動を入 力することも考えられるが、本研究では水管橋の振 動特性と地震動との関係に着目するため、一波同時 入力のみを検討する.

表-6 固有值解析結果(微動観測時(片側通水時))

固有	解析	計測	比率	士白
モード	(Hz)	(Hz)	(解析/計測)	刀回
1次	0.63	0.59	107%	橋軸直角
2次	0.79	0.78	101%	鉛直



⁽b) 2次モード(鉛直)図-7 固有振動モード(微動観測時(片側通水時))

表-7 固有值解析結果(地震発生時(両側通水時))

固有	振動数		有効質量比	
モード	(Hz)	Х	Y	Ζ
1次	0.54	0	0	0.026
2次	0.69	0.005	0.019	0
3次	0.92	0	0	0.064
4次	0.95	0	0	0.176
5次	0.95	0.156	0.001	0
6次	1.01	0	0	0.003
7次	1.05	0	0	0.004
8次	1.07	0.084	0.001	0
9次	1.12	0.080	0.001	0
10次	1.29	0.005	0	0

(3) 固有值解析

解析モデルの妥当性を照査するために,前述した 微動観測による固有振動数,固有振動モードと固有 値解析結果の比較を行った.微動観測時には復旧工 事期間であり,2条あるうち片側の送水管の通水が 停止されていたことから,解析モデルでは,片側の 送水管のみ水重を考慮して解析を行った.固有値解 析結果を表-6,固有振動モードを図-7に示す.これ より,固有振動数及び振動モードは概ね一致する結 果を得た.

次に、東北地方太平洋沖地震発生時の那珂川水管橋を再現すべく、2本の送水管の両方が通水している状態として水重を加えたモデル化を行い、固有値解析を行った.結果を表-7に示す.全体の1次モードは 0.54Hz で橋軸直角方向の対象1次モードであり、全体の2次モードは 0.69Hz の鉛直方向の対象1 次モードである.また、5次、10次モードには主塔

	衣-8 非称形動的脾竹結未								
CASE				CASE1	CASE2				
加振方向				橋軸・橋軸直角 2方向同時加振	橋軸・橋軸直角 2方向同時加振				
入力地震波				那珂川水管橋 推定地震動 (堤内地)	那珂川水管橋 推定地震動 (堤外地)				
応	答 ^主 座	上部工		1,631	3,190				
加速度 (gal)		主塔		3,414	6,774				
応答 変位 (mm)		上部工		171	179				
		主塔		219	398				
		Α	S	216.8	327.2				
作 名 七	側	1	Ν	217.7	327.9				
	住間		S	230.1	293.9				
又承		Р	Ν	244.0	307.5				
H		1	C	音をな	· 유민 Yr는 Yr는				

支承せん断	间	Р	0	250.1	275.7
			Ν	244.0	307.5
		1	S	塑性域	塑性域
			Ν	塑性域	塑性域
力	, fa	Р	S	塑性域	塑性域
(橋	中央	2	Ν	塑性域	塑性域
副軸直角方向	径間	Р	S	塑性域	塑性域
		3	Ν	塑性域	塑性域
		Р 4	S	塑性域	塑性域
[円]			Ν	塑性域	塑性域
(kN	側径間		S	339.0	塑性域
)			Ν	330.7	塑性域
		А	S	286.7	塑性域
		2	Ν	287.7	塑性域
		D1	S	109	111
伸約	首省 伝	ГІ	Ν	107	109
一	<u>11/</u> . m)	D4	S	85	102
(mm)		P4	Ν	87	96

注:位置の行のS:南側(川下側),N:北側(川上側)

の曲げモードが現れている. 表-6 の片側通水時の モデルと比較して,固有振動数は,質量が増加した 分,僅かに長周期化しており,振動モードが入れ替 わっているものも見られた.このモデルを後述する 応答解析に用いる.

5. 地震応答解析

(1) 解析結果

地震応答解析では,那珂川水管橋における推定地 震動を用いて表-5に示す2ケースの解析を実施した. 解析結果の総括を表-8に示す.表中の値は最大値で ある.応答加速度及び応答変位(ともにZ方向(橋 軸直角方向))は,上部工の下弦材における,中央 径間のスパン中央と,主塔部の上端の節点に着目し た.中央径間のスパン中央は,1次モードの最大振 幅地点であり,主塔部の上端は最大応答加速度の発 生地点である.また,支承のせん断力(Z方向)に



図-8 最大変位図

ついては、耐力を超える値を「塑性域」と示した. 伸縮管の相対変位(X方向(橋軸方向))について は、上部工における中央径間と側径間の端点の相対 変位を伸縮管の相対変位とした.

解析結果より,最大応答加速度(X 方向, Z 方向) は、CASE1、CASE2 ともに、主塔の上端で発生し ており、主塔の曲げ、ねじりのモードが大きく作用 していることが考えられる. 図-8 は各ケースの最 大変形図を示しており, 主塔の上端において, CASE1 では、X 方向、CASE2 では、X 方向、Z 方 向に最大変位が現れている.

支承のせん断力(Z方向)は、CASE1では、中央 径間の3径間連続斜張橋トラスに設置されているす べての支承で塑性域に至る結果となった. CASE2 では、中央径間の3径間連続斜張橋トラスと右側径 間の単純トラスに設置されているすべての支承で塑 性域に至った.損傷の状況としては、ともに、まず、 主塔である P-3 橋脚の支承が損傷し、その後もう一 方の主塔である P-2 橋脚の支承, P-1 橋脚の支承, P-4 橋脚の支承という順序になっている. CASE2 で は、加えて、右側径間において A-2 橋台の支承、P-4橋脚の支承の順番で損傷が起こっている.

伸縮管の相対変位(X方向)に関しては、CASE1 よりCASE2の方がやや大きな値となっているが、と もに、伸縮管の許容量(±325mm)を超えるような 変位量は発生していない.以下の項では、これらの 着目点について両ケースの比較と考察を行う.

(2) 上部工の応答加速度及び変位

時刻歴応答加速度及び変位については、まず、上 部工の下弦材における、中央径間と左右両側の側径 間のスパン中央(Z方向)の下流側の節点に着目し た.図-9にCASE1における着目地点の時刻歴応答加 速度及び変位を示す.

CASE1における中央径間の最大応答加速度は, 1,631gal (t=24.7s) であり, その応答倍率 (=最大応 答加速度/入力加速度)は2.9倍,最大変位は171mm (t=48.9s) であった. 左側径間の最大応答加速度と 応答倍率は、1,189gal(t=26.4s)で2.1倍、最大変位



は199mm (t=48.8s),同じく右側径間の最大応答加 速度と応答倍率は1,469gal(t=26.4s)で2.6倍,最大 変位は260mm (t=48.8s) であった. 図-9より, 中央 径間では、最初に支承が降伏し始めた時刻(t=19.3s) 以降、支承が損傷していない側径間側に比べて、応 答が長周期化していることが分かる.一方CASE2で は,中央径間の最大応答加速度と応答倍率は 3,190gal (t=33.4s) で3.2倍, 最大変位は179mm (t=43.6s) であった. 左側径間の最大応答加速度と 応答倍率は2,084gal (t=27.1s) で2.1倍, 最大変位は 203mm (t=48.2s),同じく右側径間の最大応答加速 度と応答倍率は2,406gal(t=27.1s)で2.4倍,最大変 位は316mm(t=48.3s)であった.

上部工における着目地点の時刻歴応答加速度つい ては、CASE1より、CASE2の方が大きな値となっ ており、最大応答加速度比で1.63~1.96倍となってい る.しかし、応答倍率はCASE1、CASE2ともに大 きな変化は見られず、入力地震波の大きさの違いが そのまま表れた結果となっている.

(3) 主塔部の応答加速度及び変位

主塔部の応答加速度及び変位については、CASE1 では、その最大応答加速度と応答倍率は、3,414gal (t=43.3s) で6.0倍, 最大変位は219mm (t=43.3s) であった.同様にCASE2では、その最大応答加速度 と応答倍率は、6,774gal (t=37.2s) で6.7倍、最大変 位は398 mm (t=37.3s) であった. 主塔部に関して も、CASE1より、CASE2の方が大きな値となって いるが、応答倍率には大きな変化は見られず、入力 地震波の大きさの違いがそのまま現れた結果となっ ている.

解析により、最大応答加速度は、CASE1、 CASE2ともに、主塔の上端で発生していることが分 かった.これより、地震時の本水管橋においては、



主塔の曲げ,ねじりのモードが大きく作用している ことが考えられる.

(4) 支承部のせん断力及び伸縮管の相対変位

支承部のせん断力については、各支承が破損の有 無と、その破損形態、そして破損以降の支承と伸縮 管の相対変位に着目した.図-10に、代表的な支承 の時刻歴せん断力と変位(共にZ方向)そして、伸 縮管の相対変位(X方向)を示す.

CASE1 では、中央径間の 3 径間連続斜張橋トラ スに設置されている全ての支承で損傷に至った.損 傷 過 程 は、まず、P-3 橋 脚 の 支 承 が 損 傷 し (t=19.3s),その後 P-2 橋脚の支承(t=21.2s),P-1 橋脚の支承(t=26.3s)(図-10(a)参照),P-4 橋脚 の支承(t=38.0s)となっている.また、図-10(b)か らも、支承の損傷後(t=26.3s)に、支承上下間の相 対変位(Z 方向)が発生していることが分かる.変 位量は少ないものの、支承破損後に上部工が支持を 失い、自由な挙動となっていることが確認できる.

CASE2 では、中央径間の3 径間連続斜張橋トラスと右側径間の単純トラスに設置されている全ての支承で損傷に至った.損傷の状況としては、まず、中央径間において、P-3 橋脚の支承が損傷し

(t=15.8s),その後 P-2 橋脚の支承(t=15.8s), P-4 橋脚の支承(t=19.5s), P-1 橋脚の支承(t=23.0s)の順番で支承の損傷が進み,その後,右側径間にお

いて, A-2 橋台の支承 (t=48.2s), P-4 橋脚の支承 (t=48.3s) が損傷した.

伸縮管の相対変位(X方向)に関しては,CASE1 よりCASE2の方がやや大きな値となっているが,共 に伸縮管の許容量(±325mm)を超えるような変位 量は発生していなかった.しかし,図-10(c)より, 中央径間のすべての支承の破損後(=38.0s)に,相 対変位量が大きくなっていることが確認できる.

解析結果をみると、CASE1 によって実被害と同 様な結果が得られたが、CASE1 より規模が大きい 地震波を用いた CASE2 では、実被害以上の損傷が 生じた.両ケースの被害状況を見ると、3 径間連続 斜張橋トラスの主塔部分に設置されている P-2 橋脚 と P-3 橋脚の支承から損傷が始まっている.このこ とから、前述した主塔のねじりモードがこれらの損 傷に影響を与えたことが考えられる.支承の損傷は、 入力地震動の最大値発生以前に始まっており、本水 管橋がレベル2地震動導入以前の耐震基準¹¹⁾に基づ いて設計され、耐震化整備も未対策であったこと、 中央径間の支承耐力が両側の側径間のそれよりも小 さかったことが原因として考えられる.

(5) 解析結果のまとめ

今回の解析では、本水管橋の固有周期よりもかな り短い周期帯が卓越する那珂川水管橋における堤内 地と堤外地の推定地震動を用いて時刻歴応答解析を 行ったが、支承に関しては、両ケースで実被害と同 等もしくはそれ以上の損傷が生じることが分かった. つまり、水管橋の1次固有振動数の入力地震動は小 さかったものの、1Hz以上の地震動が卓越していた ために十分支承が損傷に至ることになった.また、 堤内地と堤外地の推定地震動の差異で側径間の支承 の損傷に差異が出ることも明らかになった.堤内地 の推定地震動で中央径間のみの支承の損傷状態を再 現できたことから、実際には堤外地ではさらに応答 が大きく損傷したといえる.

今後の課題として以下のことが挙げられる.伸縮 管の相対変位(X方向)に関しては,脱管に至るよ うな変位が発生しなかった.しかし,被害状況をみ ると伸縮管の橋軸直角方向への偏芯により,脱管し たことも考えられ,今後検討していく必要がある. また,今回の解析では,堤内地と堤外地の地震波を 個別に扱い解析を行ったが,今後,多点入力を行い, 入力地震動に位相差が生じる場合の本水管橋の挙動 を,より精緻に把握する必要がある.

6. 結論

本研究では,東北地方太平洋沖地震で被災した, 那珂川水管橋に着目し,時刻歴応答解析を行った. 以下に本論文の結論をまとめて示す.

 微動観測により、本水管橋における、全体の1次 振動として橋軸直角方向の0.59Hz、全体の2次振 動は鉛直方向の0.78Hzが得られ,固有値解析に よっても検証することができた.

- 本水管橋における堤内地と堤外地の推定地震動 を用いて時刻歴応答解析を行ったが、支承に関 しては、両ケースで実被害と同等もしくはそれ 以上の損傷が生じることが確認できた。
- 水管橋の1次固有振動数における入力地震動の応答は小さかったものの、1Hz以上の地震動が卓越していたために十分支承が損傷に至ることになった。
- 堤内地と堤外地の推定地震動の差異で側径間の 支承の損傷に差異が出ることが明らかになった.
 堤内地の推定地震動で中央径間のみの支承の損 傷状態を再現できたことから,実際には堤外地 ではさらに応答が大きく損傷したといえる.

今後の課題としては、本水管橋の支承破損後に伸縮間が脱管、漏水に至るまでの状況を把握するために、伸縮管の橋軸方向への相対変位だけでなく、橋軸直角方向への偏芯についても検討していく必要がある.

また、今回の解析では、堤内地と堤外地の地震波 を個別に扱い解析を行ったが、今後、多点入力を行 い、入力地震動に位相差が生じる場合の本水管橋の 挙動を、より精緻に把握する必要がある。

謝辞

本研究の遂行にあたり,茨城県企業局には水管橋 に関する資料提供と現地での微動観測の協力を賜っ た.また,本解析に用いた那珂川水管橋での推定地 震動については,日本工営(株)の秦吉弥氏,(独)港 湾技術研究所の野津厚氏の技術的な協力によるもの である.本研究の一部は,文部科学省の科学研究費 若手研究(B)に支援されている.ここに記して,感 謝の意を表す.

参考文献

- 厚生労働省:平成 23 年 (2011 年)東日本大震災の被 害状況及び対応について(第 1 報から第 49 報), (http://www.mhlw.go.jp/stf/houdou/2r98520000014j15.ht ml) (最終閲覧 2011.4.16)
- 日本水道鋼管協会:東日本大震災における水道鋼管の被害分析ならびに復旧・復興にむけた提言(要旨),2011.9.

- 水田洋司, 白地哲也,金子英孝,山田顕彦,竹内貴 司,川口周作:水管橋の振動実験,土木構造・材料 論文集,第15号, pp.39-45, 1999.12.
- 竹田周平,北浦勝,宮島昌克:逆三角トラス補剛水 管橋の地震時動的挙動,第12回日本地震工学シンポ ジウム,pp.922-925,2006.
- 5) 茨城県企業局:水道用水供給事業における被災・復 旧状況について (http://www.pref.ibaraki.jp/bukyoku/kigyou/east_earthqu ake_information/format/001_hisaijousui.pdf), (最終 閲覧 2012.9.14)
- 6) 後藤浩之:土木学会東日本大震災被害調査団緊急地 震被害調査報告書,第4章地震及び地震動の特性, 2011.5.
- 7) 秦吉弥,一井康二,常田賢一,野津厚,横田聖哉, 金田和男:サイト特性置換手法に基づく 2011 年東北 地方太平洋沖地震とその最大余震における盛土被災 地点での地震動の推定,第 31 回土木学会地震工学研 究発表会講演論文集, pp.1-13, 2011.
- 8) 高橋良和:2011年東北地方太平洋沖地震における 道路・鉄道構造物の被害, (http://www.tnst.org.tw/ezcatfiles/cust/img/img/20111121 _jp15.pdf), (最終閲覧 2012.9.14)
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所,独立行政法人 土木研究所:平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋 沖地震土木施設災害調査速報,pp.377-462, 2011.
- 10) 茨城県企業局那珂川水道事務所:那珂川水管橋詳細 設計 設計図, 1991.3.
- 日本水道協会:水道施設耐震工法指針・解説(1979 年版),1979.
- 日本水道鋼管協会:製品紹介 (http://www.wsp.gr.jp/suikankyo.htm), (最終閲覧 2012.9.14)
- 13) 秦吉弥,鍬田泰子,野津厚:経験的サイト増幅特性 を考慮した 2011 年東北地方太平洋沖地震における那 珂川水管橋での地震動の評価,日本地震工学会論文 集,第12巻,第4号(特集号),pp.374-393,2012.
- 14) Hata, Y., Nozu, A. and Ichii, K.: A practical method to estimate strong ground motions after an earthquake based on site amplification and phase characteristics, Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA), Vol.101, No.2, pp.688-700, 2011.
- 15) (社)日本道路協会:道路橋示方書, V 耐震設計編, 丸 善, 2002.
- 16) 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社: DYNA2E.
- 17) 梶田幸秀,杉浦邦征,渡邊英一:緩衝型桁間ケーブ ルを用いた高架橋の地震応答性状,土木学会論文集, No. 710/I-60, pp.297-310, 2002.7.

(2012.9.21 受付)

DAMAGE MECHANISM OF THE NAKAGAWA WATER-PIPE BRIDGE

Ryo KAMINAKA, Yasuko KUWATA and Syuhei TAKEDA

Several water-pipe bridges had damage during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake in March 2011. This study focuses on the largest one of the damaged bridges, called the Nakagawa water-pipe bridge. This bridge is the large cable-stayed truss bridge of two parallel pipelines with 900 mm in diameter, located in Mito City, Ibaraki Prefecture. The expansion joints between the cable-stayed bridge and side single truss bridge was pulled out and rotated and the bearing were removed. This study attempts to make clear its damage mechanism by microtremor observation and the three-dimensional FEM analysis. In spite of moderate seismic ground motion at the resonant frequency at the site, the bearing damage can be simulated by the analysis as the actual damage.