



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
鋤田, 泰子
竹田, 周平

(Citation)

土木学会論文集A1 (構造・地震工学), 69(4):I_171-I_181

(Issue Date)

2013

(Resource Type)

journal article

(Version)

Version of Record

(Rights)

©2013 公益社団法人 土木学会

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003282>



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・楢田 泰子²・竹田 周平³

¹学生会員 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正会員 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正会員 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、高振動数成分が卓越した強震動が観測・推測され、本水管橋の固有振動数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、高振動数成分で設計値を上回る地震動であった。本解析では、推定地震動を用いることで橋軸直角方向の支承の損傷状況を再現した。

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、最も口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1Hz以下の振

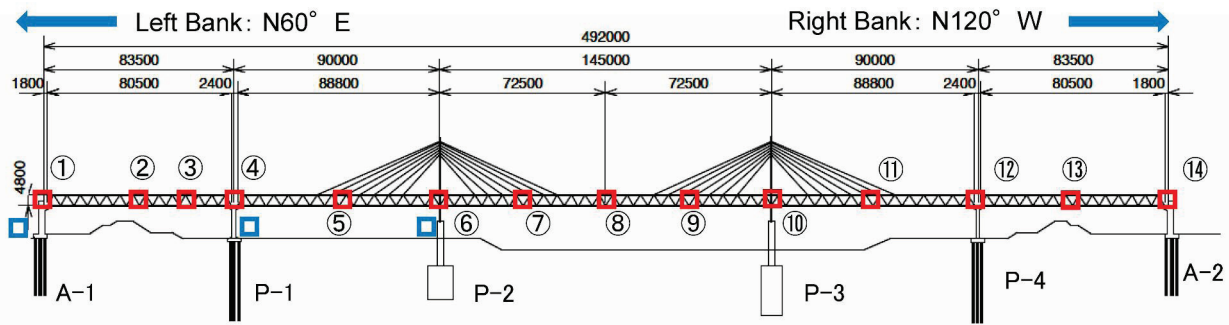


図-1 那珂川水管橋の概略図（（提供資料に基づき作図）（単位：mm）（図中の□は微動計観測位置）

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
使用鋼材	送水管 水輸送用塗覆装鋼管 (STW 400)
	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
基礎形式	低水敷 鋼管矢板基礎 φ 1000
	高水敷 鋼管杭基礎 φ 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.)]

動数が卓越する地震動ではなく、10Hz 以上の高振動数成分が卓越していた⁶⁾。さらに、固有振動数が高い高速道路の盛土が崩壊し⁷⁾、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、本水管橋の低次の固有振動数よりもかなり高い振動数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次元の骨組要素でモデル化し、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-1、表-1参照）。図-1に示すA-1橋台とP-1橋脚間、P-4橋脚とA-2橋台間には河川堤防があり、P-3橋脚は河川水域に位置する。

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。送水管は、水管橋全長に渡って連続しておらず、A-1、A-2橋台、そして、単純トラスと斜張橋トラスの中継橋脚であるP-1、P-4橋脚には、伸縮管が設置されている。支承はすべて鋼製支承であり、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。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、単純トラスと斜張橋トラスの中継橋脚である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（図-2(a)参照）。支承の被害は、両側の単純トラスでは確認されておらず、いずれも斜張橋トラスで発生した。支承の損傷状況は、可動支承のローラー部分の破損（図-2(b)）や、アンカーボルトの破

表-2 支承, 伸縮管の損傷状態まとめ(提供資料に基づく)

橋脚	A-1				P-1				P-2		P-3		P-4				A-5	
形式	単純トラス				3径間連続斜張橋トラス								単純トラス					
条件	MOVE		FIX		MOVE		FIX		MOVE		MOVE		FIX		MOVE			
位置	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N		
伸縮管	○	○	/	/	P	P	/	/	/	/	S	P	/	/	○	○		
支承	○	○	○	○	B	B	R	R	S	S	S	S	○	○	○	○		

注: 条件の行のMOVE: 可動支承, FIX: 固定支承
 位置の行のS: 南側(川下側), N: 北側(川上側)
 伸縮管の行の○: 問題なし, P: 片側端部開放, S: スリッパ片側外れ
 支承の行の○: 問題なし, B: 上査とリングサポート下端及び下査でのボルト破断, R: 上査とリングサポート下端でのボルト破断, S: 上査と下査の間に破損



図-2 支承, 伸縮管の被害状況(提供資料に基づき作成)

断(図-2(c))である。これらの支承の被害に伴い、斜張橋トラス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(A-1, A-2 橋台付近)と堤外地(P-1, P-2, P-3, P-4 橋脚付近)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-3 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-4 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-4 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、0.5-1Hz の振動数帯において、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 1Hz よりも高振動数帯域において概ね同等、もしくは振動数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)

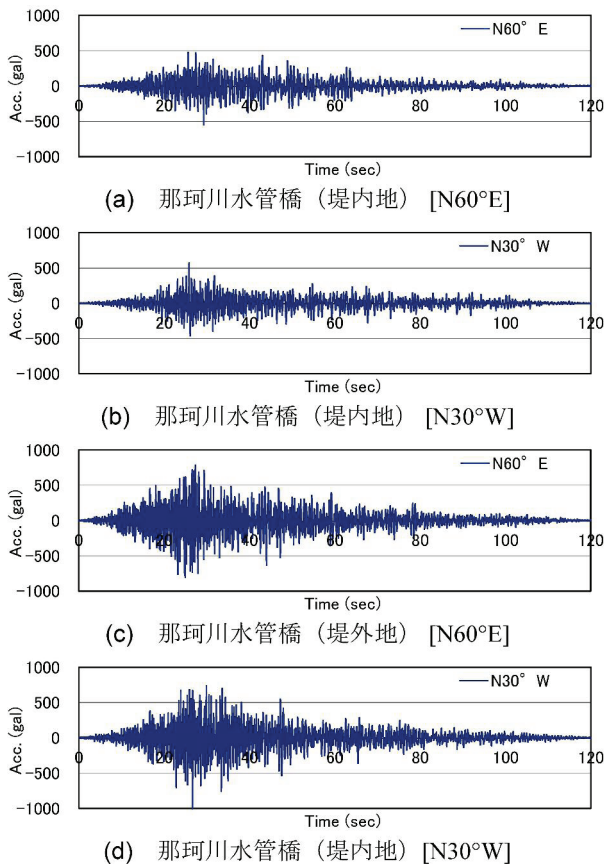


図-3 那珂川水管橋での推定加速度波形¹³⁾

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、2Hz 以上の高振動数でレベル 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 5Hz 以上と 1.6Hz 付近の 2 つの振動数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-4 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。

3. 微動観測による水管橋の振動特性

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 (図-5 (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

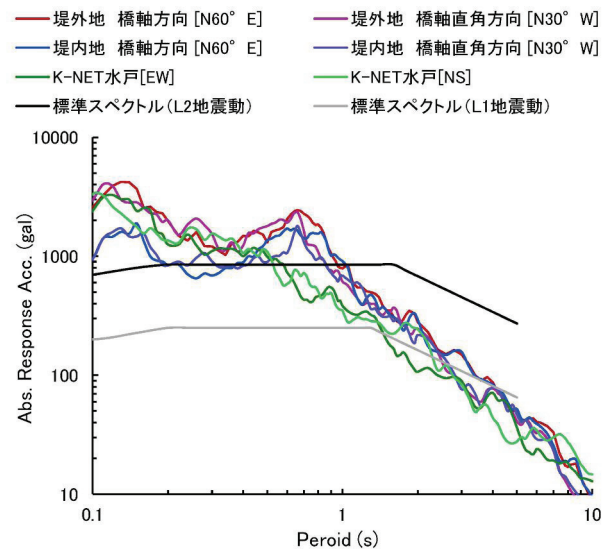


図-4 絶対加速度応答スペクトル (5% 減衰) の比較

れている測定器によって約 5 分間記録する。一回の測定にあたり 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 (図-5 (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 (図-5 (c) 参照)。微動計の測点を図-1 に併せて示す。

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-6 に示す。これは、各測点のフーリエ振幅で最大のが 1 となるように最大振幅で基準化したものであ



(a) 観測機器



(b) 地震計設置状況



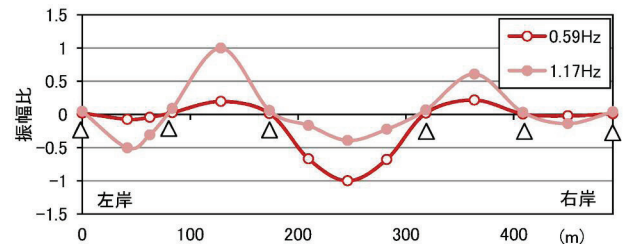
(c) 通水停止状況

図-5 微動観測

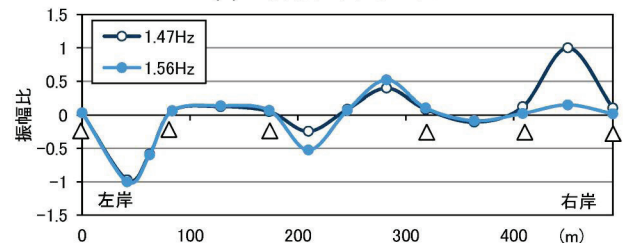
表-3 微動観測結果

振動モード 次数	振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	振動モード
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
6次	1.66	4.2	鉛直

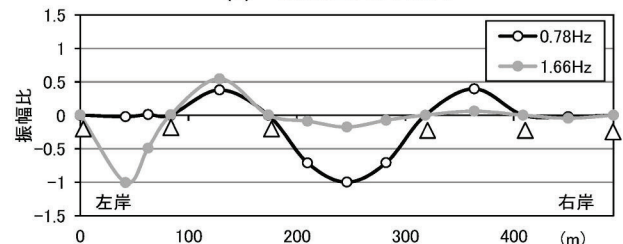
る。固有振動数の最低次数として橋軸直角方向の0.59Hzが得られており、図-6(a)からも明らかな通り、この振動は中央径間の対称1次振動である。全体の2次振動は0.78Hzであり、鉛直方向対称1次振動が得られた。全体の3次振動は1.17Hzで、斜張橋トラスの左側径間が卓越するモードであった(図-6(c)参照)。以後の振動モードは中央径間の2次振動もしくは、単純トラスの振動モードが卓越することがわかり図-6からも、ほぼ対称な振動モードが得られた。橋軸減衰定数は、3.4~8.5%であり、測点や各成分によりばらつきがみられる。



(a) 橋軸直角1次2次



(b) 橋軸直角3次4次



(c) 鉛直1次2次

図-6 那珂川水管橋の振動モード (△は支承の位置)

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⁾を使用した。数値積分法はNewmark β 法($\beta = 1/4$)を用い、数値積分間隔は0.002秒、減衰モデルにはRayleigh減衰($\alpha = 4.434 \times 10^{-4}$, $\beta = 1.2565$)を使用した。

解析対象である那珂川水管橋の全体系を図-7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。また、伸縮管の剛性は他部材と比べて小さ

いため、管路要素の端部にはバネを設置していない。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 と動的ポアソン比(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、等価な剛性を算定する際に用いる剛性効率是一般的な $\mu = 0.75$ を与えた。また、質量は各節点に集中質量として与えた。

支承の損傷過程と損傷後の本水管橋の挙動を明らかにするために、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

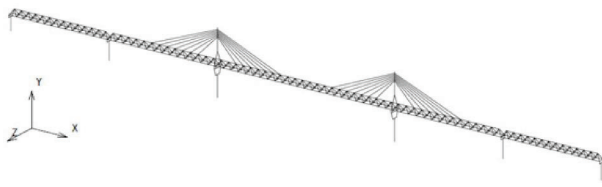


図-7 解析モデル(X方向を橋軸方向, Y方向を鉛直方向, Z方向を橋軸直角方向とする)

表-4 支承耐力

支承 設置場所	A-1	P-1	P-2	P-3	P-4	A-2
	単純 トラス	斜張橋トラス				単純 トラス
支承の耐力 (kN/個)	356	356	192	192	192	356

表-6 固有値解析結果(微動観測時(片側通水時))

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

である。これらの復元力特性を図-8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。単純トラスでは、1支承あたり、 $\phi=46\text{mm}$ ($A_w=1,310\text{mm}^2$) のアンカーボルトが2本、斜張橋トラスでは、 $\phi=25\text{mm}$ ($A_w=353\text{mm}^2$) 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、単純トラスでは0.15、斜張橋トラスでは0.05とした。ここでは、アンカーボルトの許容せん断応力度 τ_a は 80N/mm^2 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、高振動数帯に卓越すること、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

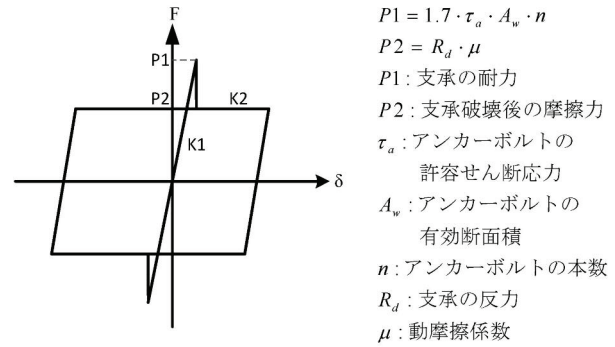


図-8 復元力特性

表-5 検討ケース

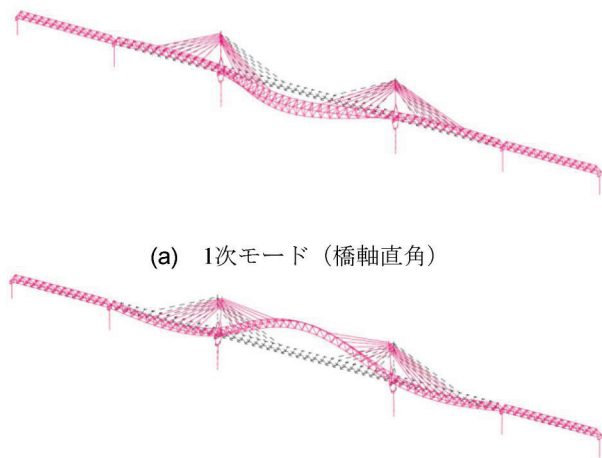
CASE	加振方向	地震波形
CASE1	橋軸・橋軸直角 2方向同時加振	那珂川水管橋推定地震動 (堤内地) [N30°W]
CASE2	橋軸・橋軸直角 2方向同時加振	那珂川水管橋推定地震動 (堤外地) [N30°W]

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 ($t=25.8\text{s}$)、堤外地における推定地震動の最大値は $1,009\text{gal}$ ($t=26.6\text{s}$) 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水平2成分同時加振とした。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。

(3) 固有値解析

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。既往の振動実験や小規模地震観測では、振幅レベルが小さいために可動支承のすべりが生じず、遊動円木振動が励起されないことから、それらの固有振動数は支承部の橋軸方向の指示条件を固定としたものや、さらに基礎を剛結合した解析モデルによる固有値解析結果とよく一致することが確認されている^{18), 19)}。このことから、本固有値解析の際にも、支承部の橋軸方向の指示条件を固定し、基礎を剛結合とした。

また、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、本解析モデルでは、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-9に示す。これより、固有振動数及び振動モードは微動観測結果と概ね一致する結果を得た。



(a) 1次モード（橋軸直角）

(b) 2次モード（鉛直）

図-9 固有振動モード（微動観測時（片側通水時））

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、地盤及び基礎のモデル化と可動支承の橋軸方向の支持条件を可動とした解析モデルで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次モードは斜張橋トラスにおける橋軸方向の遊動円木振動である。10次モードには主塔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。また、本水管橋の低次の固有振動数と地震動の応答スペクトルの卓越振動数は同じ帯域にないことが分かる。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、斜張橋トラスの中央径間スパン中央と、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）については、耐力を超える値を「塑性域」と示

表-7 固有値解析結果（地震発生時（両側通水時））

固有モード	振動数 (Hz)	有効質量比		
		X	Y	Z
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

した。伸縮管の相対変位（X方向（橋軸方向））については、上部工における斜張橋トラスと単純トラス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、主塔の曲げモードが大きく作用していることが考えられる。図-10は各ケースの最大変位図を示しており、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、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、斜張橋トラスと右岸側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、右岸側単純トラスにおいて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、斜張橋トラスの中央径間と左右両側の単純トラスのスパン中央（Z方向）の下流側の節点に着目した。図-11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 ($t=24.7$ s)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

表-8 非線形動的解析結果

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 加速度 (gal)	上部工	1,631	3,190	1,631	3,190
	主塔	3,414	6,774	3,414	6,774
応答 変位 (mm)	上部工	171	179	171	179
	主塔	219	398	219	398
支 承 せん断力 (橋軸直角方向) (kN)	単純 トラス	A 1	S	216.8	327.2
			N	217.7	327.9
		P 1	S	230.1	293.9
			N	244.0	307.5
		P 2	S	塑性域	塑性域
			N	塑性域	塑性域
	斜張橋トラス	P 3	S	塑性域	塑性域
			N	塑性域	塑性域
		P 4	S	塑性域	塑性域
			N	塑性域	塑性域
		A 2	S	286.7	塑性域
			N	287.7	塑性域
伸縮管 変位 (mm)	P1	S	109	111	109
		N	107	109	102
	P4	S	85	102	96
		N	87	96	96

注：位置の行の S：南側（川下側），N：北側（川上側）

($t=48.9\text{s}$)であった。左岸側単純トラスの最大応答加速度と応答倍率は、1,189gal ($t=26.4\text{s}$)で2.1倍、最大変位は199mm ($t=48.8\text{s}$)、同じく右岸側単純トラスの最大応答加速度と応答倍率は1,469gal ($t=26.4\text{s}$)で2.6倍、最大変位は260mm ($t=48.8\text{s}$)であった。図-11より、斜張橋トラスでは、最初に支承が降伏し始めた時刻($t=19.3\text{s}$)以降、支承が損傷していない単純トラスに比べて、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 ($t=33.4\text{s}$)で3.2倍、最大変位は179mm ($t=43.6\text{s}$)であった。左岸側単純トラスの最大応答加速度と応答倍率は2,084gal ($t=27.1\text{s}$)で2.1倍、最大変位は203mm ($t=48.2\text{s}$)、同じく右岸側単純トラスの最大応答加速度と応答倍率は2,406gal ($t=27.1\text{s}$)で2.4倍、最大変位は316mm ($t=48.3\text{s}$)であった。

上部工における着目地点の時刻歴応答加速度及び変位

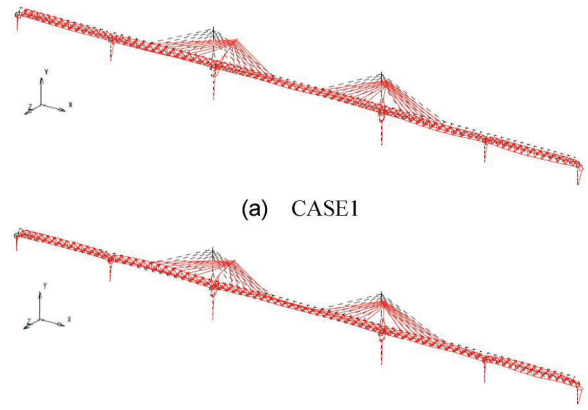
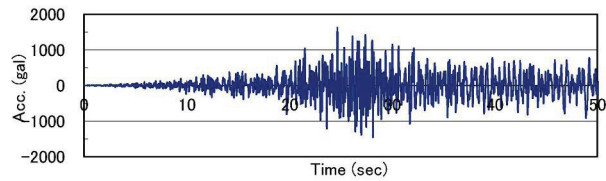
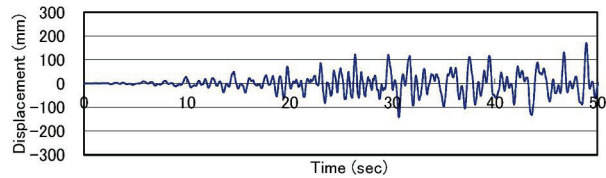


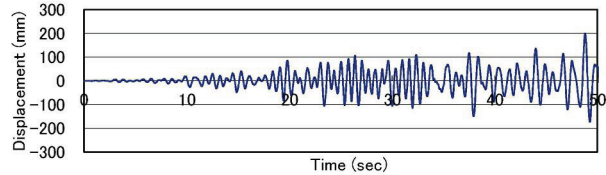
図-10 最大変位図



(a) 時刻歴応答加速度（中央径間下弦材スパン中央）



(b) 時刻歴変位（中央径間下弦材スパン中央）



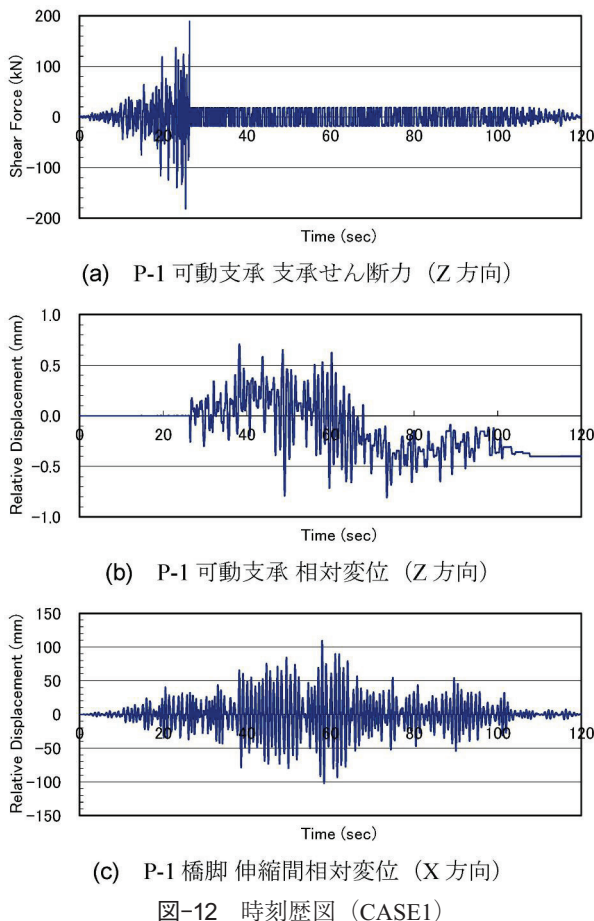
(c) 時刻歴変位（左岸側単純トラス下弦材スパン中央）

図-11 時刻歴応答図（CASE1）

では、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現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 ($t=43.3\text{s}$)で6.0倍、最大変位は219mm ($t=43.3\text{s}$)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 ($t=37.2\text{s}$)で6.7倍、最大変位は398mm ($t=37.3\text{s}$)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-12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、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（ $t=19.3\text{s}$ ）、その後P-2橋脚の支承（ $t=21.2\text{s}$ ）、P-1橋脚の支承（ $t=26.3\text{s}$ ）（図-12(a)参照）、P-4橋脚の支承（ $t=38.0\text{s}$ ）となっている。また、図-12(b)からも、支承の損傷後（ $t=26.3\text{s}$ ）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、斜張橋トラスと右岸側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、斜張橋トラスにおいて、P-3橋脚の支承が損傷し（ $t=15.8\text{s}$ ）、その後P-2橋脚の支承（ $t=15.8\text{s}$ ）、P-4橋脚の支承（ $t=19.5\text{s}$ ）、P-1橋脚の支承（ $t=23.0\text{s}$ ）の順番で支承の損傷が進み、その後、右岸側単純トラスにおいて、A-2橋台の支承（ $t=48.2\text{s}$ ）、P-4橋脚の支承（ $t=48.3\text{s}$ ）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（ $\pm 325\text{mm}$ ）を超えるような変位量は発生していなかった。しかし、図-12(c)より、斜張橋トラスのすべての支承の破損後（ $t=38.0\text{s}$ ）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。支承損傷時の本水管橋の応答から、CASE1、CASE2共に、橋軸直角方向の低次の振動モードが大きな影響を与えていることが考えられる。

また、支承の損傷は、入力地震動の最大加速度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たこと、斜張橋トラスの支承耐力が両側の単純トラス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、本水管橋の固有振動数よりもかなり高い振動数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以下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単純トラス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斜張橋トラス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、被害状況を見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。
- 伸縮管の相対変位に関しては、CASE1よりCASE2の方がやや大きい結果となったが、共に許容量を超えるような変位は発生しなかった。

今後の課題としては、本水管橋の支承破損後に伸縮管が脱管、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)港湾空港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

- 1) 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.html>) (最終閲覧2011.4)。
- 2) 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。
- 3) 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。
- 4) 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_earthquake_information/format/001_hisaijousui.pdf)。 (最終閲覧2012.9)。
- 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。
- 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/ezcatfile/s/cust/img/img/20111121_jp15.pdf)。 (最終閲覧2012.9)。
- 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。
- 11) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説(1979年版), 1979。
- 12) 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)。
- 13) 秦吉弥, 欽田泰子, 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。
- 18) 南浩郎, 大保直人, 山野辺慎一, 佐藤昌志, 島田武：地震観測に基づく十勝大橋(PC斜張橋)の振動特性, 土木学会第53回年次学術講演会概要集, I-B439, pp. 878-879, 1998。
- 19) 竹田周平, 林友弥, 北浦勝, 池本敏和, 宮島昌克：水管橋の動的振動特性に関する実験的研究, 第9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, 2006.2。

(2012.11.7受付, 2013.1.21修正, 2013.2.23受理)

DAMAGE MECHANISM OF THE NAKAGAWA WATER-PIPE BRIDGE DURING THE 2011 TOHOKU EARTHQUAKE

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 could be simulated by the analysis as the actual damage.