

コンクリート充填鋼管 (CFT) アーチ供試体の非線形地震応答の実験と解析

Experiment and analysis of nonlinear seismic responses of a CFT arch specimen

呉慶雄*, 吉村光弘**, 高橋和雄***, 陳宝春****, 藤田洋幸*****, 中村聖三*****

Qingxiong Wu, Mitsuhiro Yoshimura, Kazuo Takahashi, Baochun Chen, Hiroyuki Fujita and Shozo Nakamura

* Ph.D., 長崎大学助手, 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1 番 14 号)

** 工修, 三菱重工業(株) 長崎造船所 (〒850-8610 長崎市飽の浦町 1 番 1 号)

*** 工博, 長崎大学教授, 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1 番 14 号)

**** 博(工), 中国福州大学教授, 土木建築工程学院 (中国・福建省福州市工業路 523 号)

***** 工学士, 長崎大学学生, 生産科学研究科 (〒852-8521 長崎市文教町 1 番 14 号)

***** 博(工), 長崎大学助教授, 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1 番 14 号)

Concrete filled steel tube (CFT) structures are a rational design choice for the arch ribs of an arch bridge since CFT is resistant to axial compressive forces. However, there are few experiments on the seismic properties of CFT arch bridges. Therefore, this paper introduces the vibration experiment of a CFT arch specimen in China and states the seismic performance of this arch. An analysis of the natural vibrations and nonlinear seismic vibrations on this CFT arch is carried out by using a three-dimensional FE model. By comparing the results obtained by the analysis with those obtained by the experiment, the dynamical properties and the nonlinear seismic characteristics are discussed in detail. From results, it is confirmed that the CFT arch specimen has a good seismic performance.

Key Words: CFT, arch specimen, nonlinear seismic response

キーワード: コンクリート充填鋼管, アーチ供試体, 非線形地震応答

1. まえがき

コンクリート充填鋼管 (Concrete Filled Steel Tube, CFT) 部材の優れた力学性能には, 鋼管の拘束によるコンクリートのコンファインド効果や, 充填コンクリートによって鋼管の変形が拘束され, 鋼管の局部座屈発生後でも耐力の低下が緩やかで, 脆性的な破壊を防止できることが挙げられる¹⁾. これらの構造上のメリットにより, 土木・建築構造物の圧縮部材として用いられている^{2), 3)}. 土木分野においては, 合成橋脚として多くの実績があり⁴⁾, CFT 部材の性能を最大限に引き出し, より合理的な設計体系を確認するための実験および理論的研究も多い^{5), 6), 7)}. 近年, 合成構造に関する設計指針も多く出版されている^{8), 9), 10)}.

アーチ橋のアーチリブは常時荷重下に軸方向圧縮力が卓越するため, アーチリブに軸圧縮力に強い CFT を用いることは合理的であると言える. また, CFT 部材をアーチリブに用いれば, 鋼管アーチの架設およびコンクリートの打設が容易でリブ内配筋を必要とせず, 施工上および経済上のメリットが期待できる¹¹⁾.

1990 年代から CFT アーチ橋を架設してきた中国では, この 10 年ほどの間に既に 200 橋を超える架設実績がある^{12), 13)}とともに, CFT アーチ橋に対する改良が進んでいる.

たとえば, アーチリブの鋼管にコンクリートを部分充填することや車両走行時の応答を小さくするため, コンクリート横桁の代わりに鋼横桁を用いてこれを鋼縦桁で連結する改良などが実施されている¹⁴⁾. このような技術的検討を経て, スパン 460m の CFT アーチ橋が建設されている¹⁵⁾.

一方, 2001 年に完成した除沢川橋および 2006 年に完成予定の第二西海橋が日本における CFT アーチ橋の適用事例である¹⁶⁾. このような状況を背景に, CFT アーチ橋に関する解析および実験の研究が始まっている. 日野らは, CFT アーチ供試体の載荷実験および 3 次元非線形 FEM 解析を行い, CFT アーチの構造性能の検証を含めた耐荷特性および変形挙動を解明した^{16), 17)}.

兵庫県南部地震後, 土木構造物の耐震性能が激しく要求されているため, CFT アーチ橋の耐震安全性の検討が必要になる¹⁸⁾. 特に, CFT アーチ橋は鋼アーチ橋に比べて重量が大きいので, アーチ作用が効かない面外方向に地震力を受ける場合の耐震性を評価しておくことが重要である. CFT アーチ橋の耐震性に関する研究には, 中国で架設された CFT アーチ橋を対象とした面外方向の非線形地震応答特性の検討^{14), 19), 20), 21)}, 試設計された中路式および上路式ブレストリブアーチ橋の耐震性能の評価²²⁾, また第二西海橋に関する耐震安全性の文献がある²³⁾. しかし, CFT

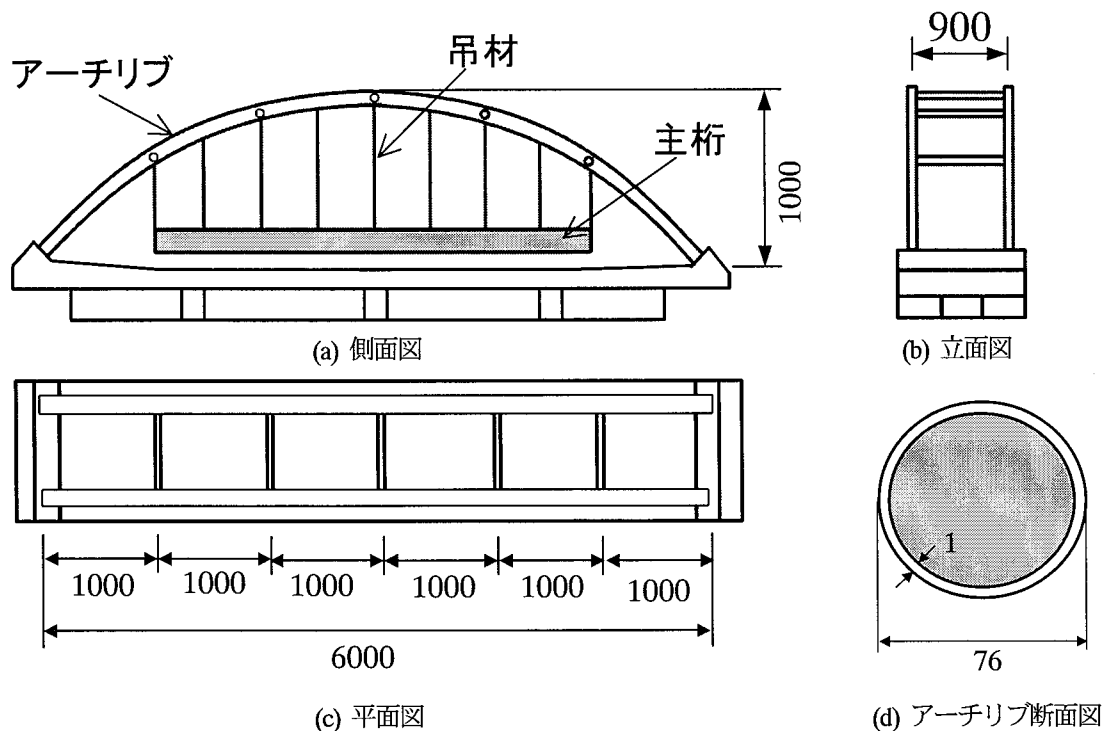


図-1 CFTアーチ供試体の一般形状 (単位: mm)

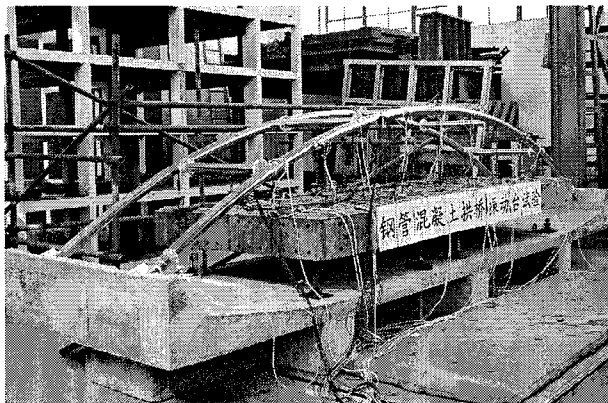


写真-1 CFTアーチ供試体

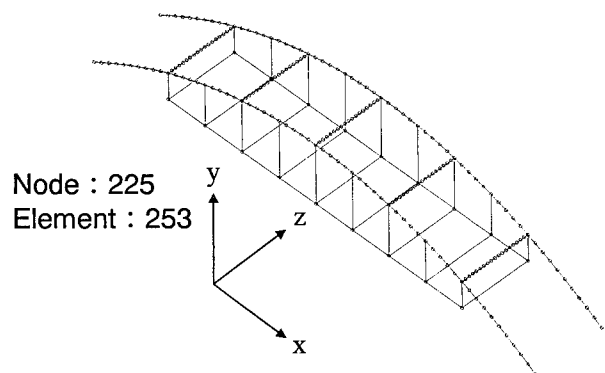


図-2 解析モデル

アーチ橋の耐震性能の解明を目的とする振動実験はほとんど見られないのが現状である。

そこで本研究では、CFTアーチ供試体の実験結果を紹介するとともに、3次元骨組モデルを用いて本供試体の固有振動解析および非線形地震応答解析を行い、さらにCFTアーチの非線形地震応答特性を明らかにする。

2. CFTアーチ供試体

CFTアーチ供試体の一般形状を図-1に示す。供試体はスパン6000mm、ライズ1000mm(ライズ比1/6)の放物線アーチである(写真-1)。アーチリブの断面は $\Phi 76 \times 1$ mmの円形鋼管にコンクリートを充填したものである。横構は、 $\Phi 60 \times 1$ mmの円形鋼管を1000mm間隔で5本用いて構成されている。なお、横構の鋼管にはコンクリートは充填されていない。この供試体の諸元は、中国内に架設された実橋(下路式CFTアーチ橋、スパン60m、ライズ

10m、幅員15m、断面 $\Phi 800 \times 16$ mmの円形鋼管)の1/10の縮尺である。

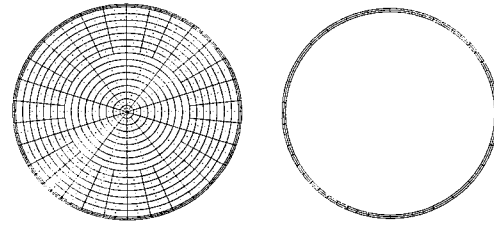
アーチ供試体の下に、総重量55kNの鉄塊が吊されており、床版と縦桁を想定している。55kNの重量は実橋の床版と縦桁の1/10の重量に対応している。また本実験では、床版と縦桁は重量として評価しており、吊材で吊されているのみで、両端は拘束されていない。この下路式アーチ橋の設計では、アーチ橋の死荷重と活荷重はアーチリブで受け持つように設計されている。このため、主桁は用いられず、床版と縦桁は吊材によって吊される構造となっているので、このようなアーチ供試体が設定されている。

3. 解析モデル

3次元骨組モデルを用いて、CFTアーチ供試体の固有振動解析および非線形地震応答解析を行う。図-2は解析モデルである。

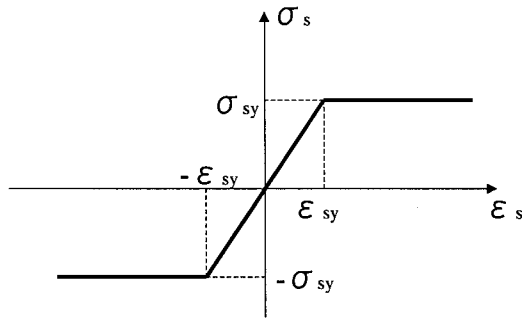
表-1 充填コンクリートおよび鋼管の材料特性

充填 コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	43.33
	ヤング率 (N/mm ²)	2.79×10 ⁴
鋼管	降伏強度 (N/mm ²)	353.2
	引張強度 (N/mm ²)	678.5
	ヤング率 (N/mm ²)	2.03×10 ⁵
	ポアソン比	0.28

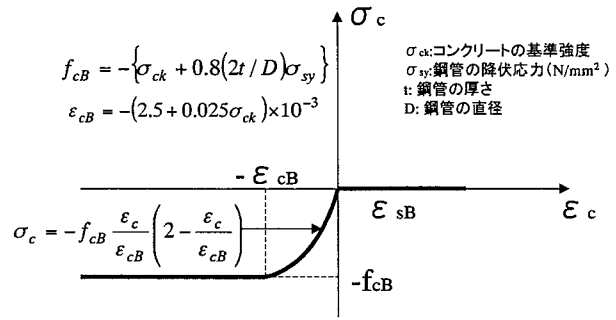


(a) アーチリブ (b) 横構

図-3 ファイバー要素分割



(a) 鋼管



(b) 充填コンクリート

図-4 応力-ひずみ曲線

アーチリブおよび横構は3次元はり要素でモデル化し、ファイバー要素を用いて材料非線形を考慮する。アーチリブおよび横構のファイバー要素分割を図-3に示す。本解析では、土木・建築向け汎用3次元振動解析プログラムTDAPⅢ²⁴⁾を用いて、 $P-\Delta$ 効果を考慮している。なお、本解析ソフトは一定の死荷重による幾何学剛性を考慮しているのみで、幾何学非線形として軸力変動の影響および有限変位の影響を評価していない。

鋼管およびコンクリートの材料特性は実験値を用い、一軸載荷試験によって得られた鋼管およびコンクリートの材料特性を表-1に示す。鋼管の応力-ひずみ関係は図-4(a)に示す完全弾塑性モデルとし、鋼管の局部座屈²⁵⁾を考慮していない。コンクリートの応力-ひずみ曲線を図-4(b)に示す。このコンクリートの計算モデルは、佐藤が提案しているMohr-Coulombの破壊基準を基に、円形鋼管の充填コンクリートの拘束効果を考慮した応力-ひずみ関係の推定式である²⁶⁾。

境界条件について、アーチ基部で完全固定とする。

地震応答解析には、Newmarkの β 法($\beta=1/4$)を用い、直接積分法により非線形動的解析を行う。減衰はレーリー減衰を用いる。レーリー減衰の両定数を決めるための固有振動数は面外1次および2次固有振動数を用いる²⁷⁾。

4. CFT アーチ供試体の実験概要

4.1 測定方法

供試体の応答の測定には加速度計とひずみゲージを使用する(写真-1)。加速度計の位置はクラウン、アーチ

表-2 振動台の性能

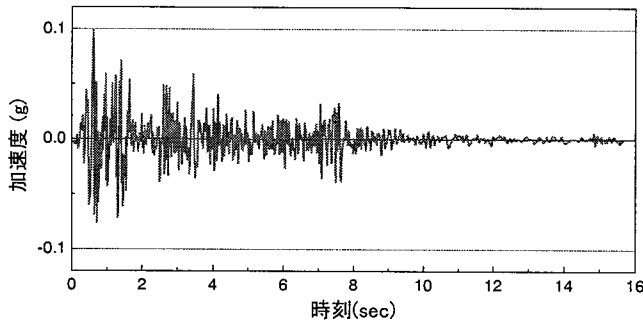
テーブル寸法	4.0m×4.0m		
最大試験重量	250kN		
振動数範囲	0.1~50Hz		
方向	加速度 (g)	速度 (mm/s)	変位 (mm)
橋軸(x)	0.8	600	±50
鉛直(y)	0.7	600	±50
橋軸直角(z)	2.0	1000	±100

支間1/4点およびスプリング、ひずみゲージ貼付位置はクラウン、1/4点、スプリングおよび吊材である。測定方向は供試体の面外方向である。

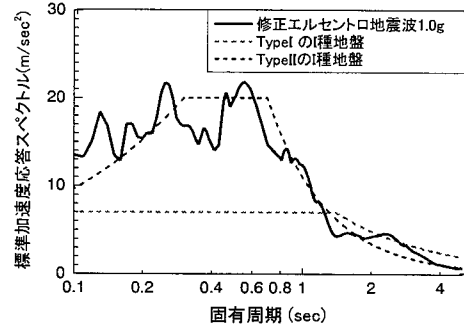
4.2 加震方法

振動実験は、中国同済大学の土木工程防災国家重点実験室で実施された。本実験は、著者の1人である福州大学陳が実験施設がある同済大学の施設を使って行ったものである。振動台の性能を表-2に示す。供試体の固有振動数は、白色雑音の入力により測定する。入力地震波は、最大加速度0.1g、相似係数を用いて時間を修正したエルセントロ地震波および同様に修正した軟弱地盤の地震波である上海人工地震波を用いる。

図-5(a)および図-6(a)は、最大加速度が0.1gとなる修正エルセントロ地震波および修正上海人工地震波の時刻歴である。最大加速度が1.0gとなる修正エルセントロ地震波および最大加速度が0.8gとなる修正上海人工地震波の加速度応答スペクトルを図-5(b)および図-6(b)に示す。

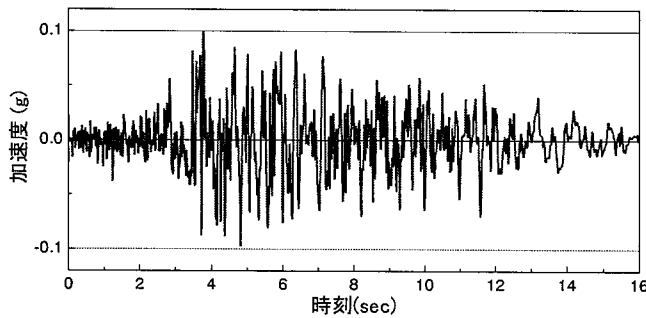


(a) 時刻歴 (0.1g)

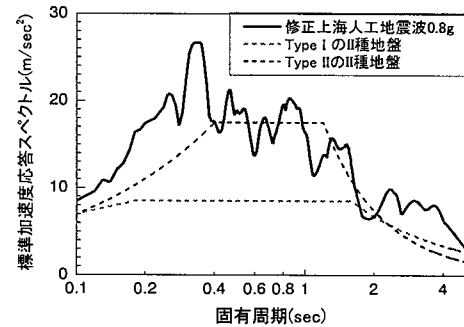


(b) 加速度の応答スペクトル (1.0g)

図-5 修正エルセントロ地震波



(a) 時刻歴 (0.1g)



(b) 加速度の応答スペクトル (0.8g)

図-6 修正上海人工地震波

また、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁸⁾に規定されているレベル2地震波のI種地盤の標準加速度応答スペクトルを図-5(b)、レベル2地震波のII種地盤の標準加速度応答スペクトルを図-6(b)に併せて示す。

図-5より、最大加速度が1.0gとなる修正エルセントロ地震波はタイプIIの地震波と同じ程度であるといえる。図-6より、最大加速度が0.8gの修正上海人工地震波は、タイプIIの地震波と同じ傾向にあるが、固有周期が0.4secより小さい場合はタイプII地震波より大きな応答スペクトルをもつ。

5. 実験結果と解析値との比較

5.1 固有振動特性

白色雑音を入力して測定されたCFTアーチ供試体の面外固有振動数を表-3に示す。

面外1次固有振動は対称1次固有振動モードであり、固有振動数は1.004Hzである。このモードについて、本CFTアーチ供試体の主桁は両端で拘束されていないため、橋軸直角方向にフロートしている。このとき、アーチリブも橋軸直角方向に変形する。

面外2次モードは対称モードであり、アーチリブの変形による固有振動である。固有振動数は11.203Hzである。

解析モデルを用いて計算した固有振動数を表-3に示す。

また、実験値に対する解析値の差を百分率で表示した値を表-3に併記する。

解析によって得られた面外1次固有振動数は1.061Hzであり、モード形状は実験と同じ対称モードである。解析値と実験値の差は約6%となる。また、他のモードに対しても、解析値と実験値の差は最大6%となっており、その差は小さいことから、今回作成した解析モデルは妥当であるといえる。

5.2 修正エルセントロ地震波で加震する場合の応答特性

修正エルセントロ地震波(図-5)を用いて、アーチの橋軸直角方向に加震する振動実験を行った。地震波の最大加速度を0.1gから0.1gずつ増加させて加震する。修正エルセントロ地震波の最大加速度が1.0gに到達しても供試体に損傷が見当たらなかった。

解析にはレーリー減衰を用いるが、実験において減衰が測定されておらず不明であるため、CFTアーチリブの減衰定数 h を0.01, 0.02, 0.03と3種類に変化させた場合の動的解析を行い、本供試体の減衰定数を推定する。また、以下の式を用いて、解析値と実験値の相対誤差 r を評価する。

$$r = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{i=1}^N (z_{\text{解析}}(i) - z_{\text{実験}}(i))^2} \quad (1)$$

表-3 面外固有振動数と固有振動モード

次数	①解析値 (Hz)	②実験値 (Hz)	差 (①-②) / ② (%)	固有振動モード
1	1.061	1.004	5.7	
2	11.249	11.203	0.4	
3	23.907	22.946	4.2	
4	41.242	39.402	4.7	
5	63.347	62.967	0.6	

ここに、 $z_{\text{解析}}(i)$ は解析による応答、 $z_{\text{実験}}(i)$ は実験による応答、 N は総データ数。

修正エルセントロ地震波 0.4g を作用させた場合のアーチ支間 1/4 点および 1/2 点における解析値と実験値の橋軸直角方向の変位時刻歴を図-7 および図-8 に示す。これらの図は、縦軸に橋軸直角方向の変位、横軸に時刻をとっている。

アーチ支間 1/4 点の変位について、減衰定数 h が 0.01 のときに、解析値と実験値はよく一致している。また、相対誤差 r は 0.0341 であり、設定した 3 種類の減衰定数の中で最小になっている。アーチ支間 1/2 点の変位は 1/4 点の変位より大きくなっている。減衰定数 $h=0.01$ のときの解析値と実験値との相対誤差は 0.0514 となり、最小になっている。応答振幅から判断すると減衰定数 h は 0.01 と 0.02 の間にあることが推定される。本論文では $h=0.01$ を用いる。

減衰定数 $h=0.01$ とすると、解析値は実験値とほぼ一致しており、応答の周期も同程度であることから、解析の妥当性も確認できる。

最大加速度が 0.4g および 1.0g とした修正エルセントロ地震波を作用させた場合の鋼管最外縁ひずみを図-9 に示す。縦軸 $\varepsilon_x / \varepsilon_{sy}$ は解析および実験で得られた鋼管最外縁の最大ひずみ ε_x を鋼管の降伏ひずみ ε_{sy} ($=0.00174$) で除した無次元ひずみである。図より、解析値は実験値とよく一致した結果が得られる。

5.3 上海人工地震波で加震する場合の破壊実験

CFT アーチリブの破壊状況を調べるため、軟弱地盤上の地震波である上海人工地震波 (図-6) を用いて橋軸直角方向に加震した。エルセントロ地震波では振動台の能力内

ではアーチリブの崩壊が起こらないことから、実験では、上海人工地震波を用いる。また、破壊を起こりやすくするために、アーチリブの横構をすべて取り外している。解析も横構を取り外した場合について実施している。

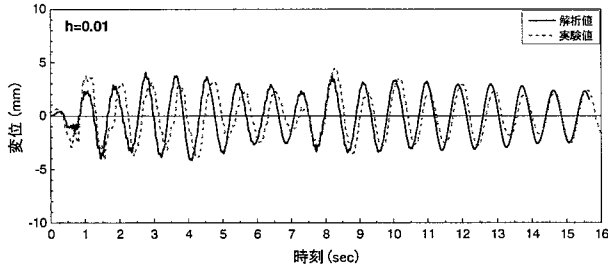
地震波の最大加速度を 0.1g から 0.1g ずつ増加させたところ、最大加速度が 0.6g に達したとき、CFT 供試体の振幅が急増した。最大加速度が 0.8g のとき、CFT アーチリブは突然橋軸直角方向に倒れ、写真-2(a)に示すように破壊した。このとき、アーチリブ表面に損傷は見られなかったが、スプリングで鋼管が断面の外側へ変形する象の脚のような局部座屈が発生した (写真-2(b))。この下路式アーチ橋では、主桁が用いられていないので、地震時にアーチ全体の横倒れを起こすことが考えられる。

図-10 に、修正上海人工地震波を作用させた場合の解析および実験で得られた鋼管最外縁の最大ひずみを示す。縦軸は、解析値および実験値の最大ひずみ ε_x を鋼管の降伏ひずみ ε_{sy} ($=0.00174$) で除した無次元ひずみ ($\varepsilon_x / \varepsilon_{sy}$) である。

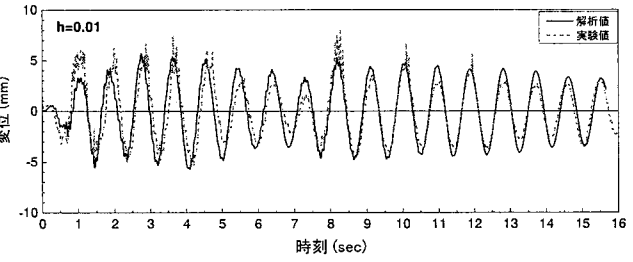
修正上海人工地震波 0.6g で加震する場合の鋼管の最大ひずみ (図-10(a)) は、修正エルセントロ地震波 1.0g のときの最大ひずみ (図-9(b)) より大きくなっている。

修正上海人工地震波 0.8g で加震する場合、アーチリブのスプリング部の鋼管に局部座屈が発生したが、解析上において、局部座屈を考慮していないため、この現象を確認できなかった。また、本研究で使用した解析ソフトでは、幾何学非線形として軸力変動および有限変位を考慮していないため、解析の精度についても限界がある。しかし、図-10(b)に示すように、解析値においてスプリング部の無次元ひずみが 1.0 を超えており、部材が降伏していることを確認できる。

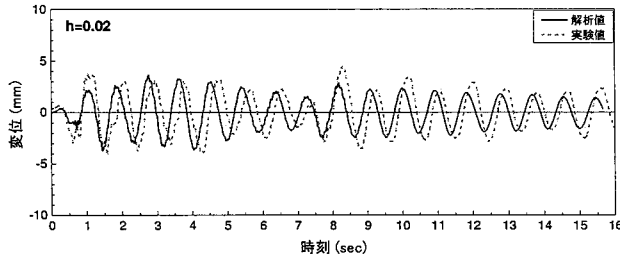
また、解析におけるスプリング部の鋼管および充填



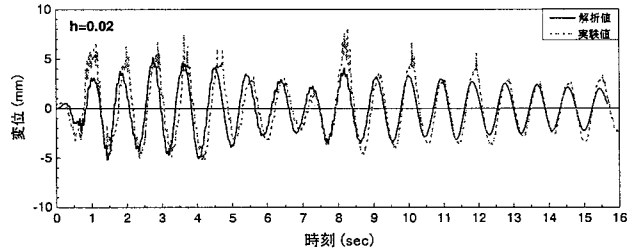
(a) $h=0.01, r=0.0341$



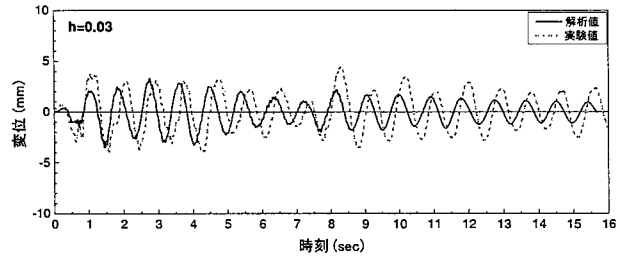
(a) $h=0.01, r=0.0514$



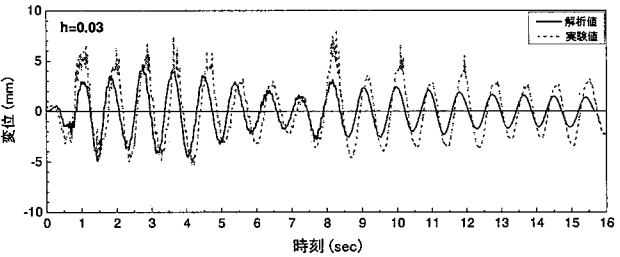
(b) $h=0.02, r=0.0355$



(b) $h=0.02, r=0.0526$



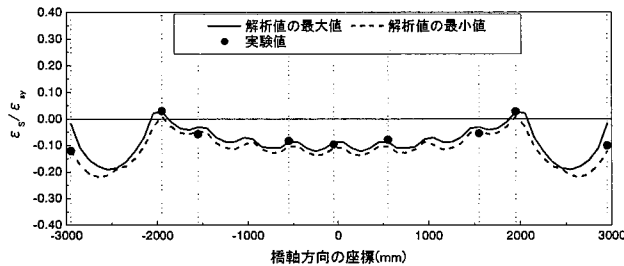
(c) $h=0.03, r=0.0368$



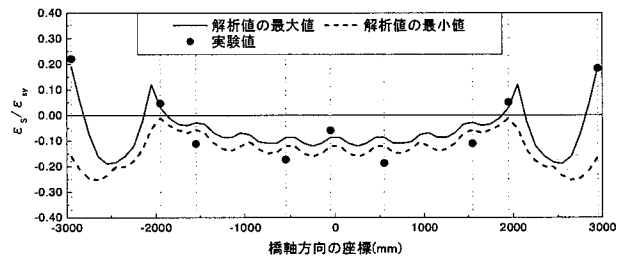
(c) $h=0.03, r=0.0539$

図-7 アーチ支間1/4点変位時刻歴
(修正エルセントロ地震波 0.4g)

図-8 アーチ支間1/2点変位時刻歴
(修正エルセントロ地震波 0.4g)



(a) 修正エルセントロ地震波 0.4g



(b) 修正エルセントロ地震波 1.0g

図-9 鋼管最外縁のひずみ分布 (修正エルセントロ地震波)

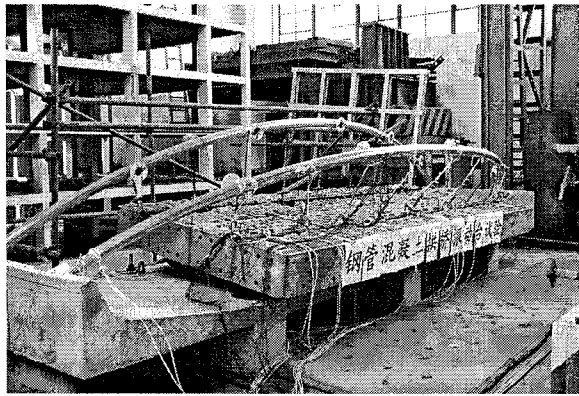
コンクリートの応力-ひずみ曲線を図-11 に示す。これらの図は、縦軸に最大応力を降伏応力で除した無次元応力、横軸に最大ひずみを降伏ひずみで除した無次元ひずみをとっている。図より、鋼管は降伏しているが、充填コンクリートは降伏していないことがわかる。ただし、解析では局部座屈を考慮していないので、実験による現象との比較は無理である。

6. まとめ

本論文では、CFT アーチ供試体の振動実験による耐震特

性を明らかにするとともに、3次元骨組みモデルを作成しシミュレーションにより実験結果との比較を行い、以下の結果が得られた。

- (1) 解析モデルを用いて CFT アーチの固有振動特性および地震応答挙動を精度よく表すことができる。
- (2) 本 CFT 供試体の減衰定数は 0.01 程度である。
- (3) CFT 供試体が破壊するとき、アーチリブのスプリング部で鋼管が断面の外側へ変形する局部座屈が発生する。解析によると、CFT アーチリブの鋼管は降伏しているが、充填コンクリートは降伏していない。

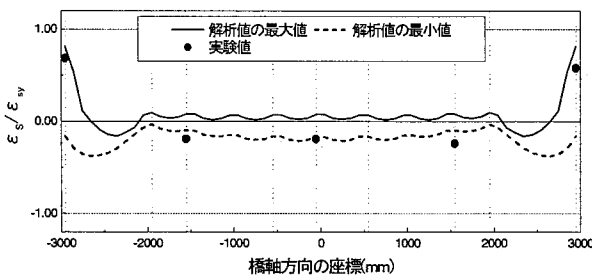


(a) 供試体の破壊状況

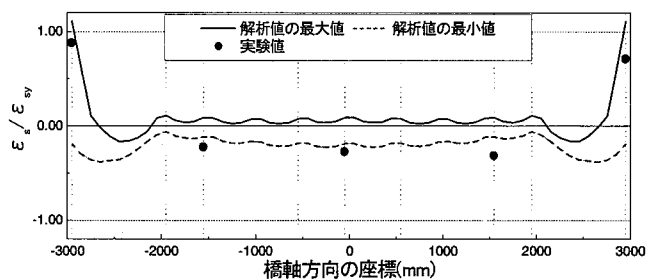


(b) スプリングングの局部座屈

写真-2 破壊後の供試体

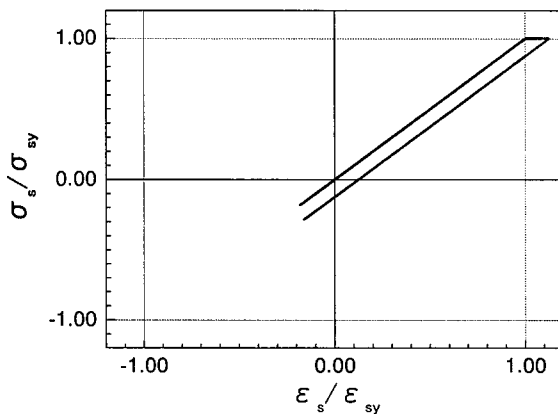


(a) 修正上海人工地震波 0.6g

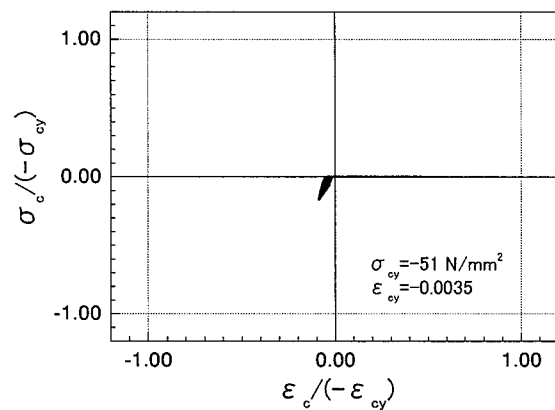


(b) 修正上海人工地震波 0.8g

図-10 鋼管最外縁のひずみ分布 (修正上海人工地震波)



(a) 鋼管



(b) 充填コンクリート

図-11 スプリングング部の応力-ひずみ曲線 (修正上海人工地震波 0.8g, 解析値)

参考文献

- 1) NCB 研究会：新しい合成構造と橋，山海堂，1996.2.
- 2) (社)日本鋼構造協会：合成・複合構造の活用による鋼橋の高性能化，pp.88-106，2002.9.
- 3) (社)新都市ハウジング協会：コンクリート充填鋼管(CFT)構造技術基準・同解説，2002.9.
- 4) 合成柱研究会：合成橋脚とその計算例・解説-コンクリート充填方式合成柱の応用，現代理工学出版，1992.7.
- 5) 井浦雅司，折野明宏，石澤俊希：コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集，No.696/I-58，pp.285-298，2002.1.
- 6) 香月智，黒木勇人，石川信隆，太田貞次：高速載荷を

- 受けるコンクリート充填鋼管はりの動的弾塑性挙動に関する一考察，土木学会論文集，No.696/I-58，pp.61-76，2002.1.
- 7) 中井博，北田俊行，吉川紀，村上脩二，桜本洋一：曲げとねじりを受けるコンクリート充填円形断面鋼管の実験的研究，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.85-97，1999.1.
- 8) 土木学会構造工学委員会，鋼・コンクリート合成構造小委員会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，構造工学シリーズ3，土木学会，1989.3.
- 9) 土木学会：鋼構造設計指針，PART B 合成構造，1997.
- 10) 土木学会：複合構造の性能照査指針(案)，2002.10.

- 11)彦坂熙：中国の長大橋建設ブームに接して，九州橋梁・構造工学研究会 創立 20 周年記念特集号，pp.10-12, 2003.
- 12)劉玉擎，陳宝春，彦坂熙：中国における鋼管コンクリート合成アーチ橋および水平旋回架設工法の発展，橋梁と基礎，Vol.33, No.2, pp.41-44, 1999.2.
- 13)吳慶雄，陳宝春，高橋和雄，中村聖三：中国におけるコンクリート充填鋼管合成アーチ橋の建設の状況と技術的課題，橋梁と基礎，Vol.35, No.10, pp.40-45, 2001.10.
- 14)吳慶雄，高橋和雄，松坂博幸，陳宝春，中村聖三：中国で建設された CFT アーチ橋の固有振動・地震応答について，鋼構造年次論文報告集，第 11 巻，pp.177-184, 2003.11.
- 15)彭大文，吳慶雄，高橋和雄，中村聖三：中国における最近の長大橋の建設と発展，橋梁と基礎，Vol.37, No.2, pp.43-49, 2003.2.
- 16)日野伸一，劉玉擎，山口浩平，彦坂熙：コンクリート充填鋼管（CFT）アーチの耐荷特性に関する実験及び解析，構造工学論文集，Vol.50A, pp.1043-1050, 2004.3.
- 17)B. Chen: Nonlinear characteristics and ultimate load-carrying capacity of concrete filled tubular arch, 博士学位論文，九州大学工博乙第 1469 号，2003.12.
- 18)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3.
- 19)劉玉擎，彦坂熙，陳宝春：コンクリート充填鋼管を主構とする中路式アーチ橋の静力学的および非線形地震応答特性，鋼構造論文集，Vol.6, No.23, pp.53-61, 1999.9.
- 20)劉玉擎，彦坂熙，陳宝春：架構式合成タイドアーチ橋の構造特性および耐震性能，構造工学論文集，Vol.47A, pp.1475-1484, 2001.3.
- 21)吳慶雄，高橋和雄，松坂博幸，陳宝春，中村聖三：コンクリート部分充填鋼管アーチ橋の動特性に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第 10 巻，pp.141-148, 2002.11.
- 22)劉玉擎，彦坂熙：コンクリート充填鋼管を用いたプレーストリブアーチ橋の終局強度と耐震性能の評価法，土木学会論文集，No.703/I-59, pp.313-325, 2002.4.
- 23)Q. Wu, M. Yoshimura, K. Takahashi, S. Nakamura, H. Fujita, K. Furukawa : Vibration and Nonlinear Seismic Analysis of the Second Saikai Bridge—Concrete Filled Tubular (CFT) Arch Bridge—, Proceedings of the 5th Japan—German Joint Symposium on Steel and Composite Bridges, Osaka, Japan, pp.133-142, 2003.9.
- 24) (株)アーク情報システム：TDAPⅢ機能説明書，2003.9.
- 25)渡辺浩，崎元達郎：コンクリートを充填した角形鋼管柱の局部座屈を考慮した地震応答解析，土木学会論文集，No.647/I-51, pp.357-368, 2000.4.
- 26)佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとモデル化，日本建築学会構造系論文報告集，第 452 号，pp.149-158, 1993.10.
- 27)(社)土木学会・(社)日本鋼構造協会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，pp.68-74, 2000.4.

(2004 年 9 月 17 日受付)