

複合非線形動的解析による鋼・コンクリート複合アーチ橋の耐震検討 — 第二東名高速道路 富士川橋 —

福永靖雄¹・長田光司²・笠倉和義³・渡辺典男⁴

¹正会員 工修 日本道路公団 静岡建設局富士工事事務所 構造工事長（〒417-0061 静岡県富士市伝法字大原 170-1）

²正会員 工博 日本道路公団 静岡建設局富士工事事務所 技師（〒417-0061 静岡県富士市伝法字大原 170-1）

³正会員 工修 大成建設株式会社 土木設計部橋梁技術設計室 課長（〒163-0606 東京都新宿区西新宿一丁目 25-1）

⁴正会員 工修 大成・フジタ・ピーエス三菱富士川橋工事共同企業体 主任（〒421-3304 静岡県庵原郡富士川町木島字馬坂 1 番地）

1. はじめに

第二東名富士川橋は、国内最大支間 265m を有する鋼・コンクリート複合アーチ橋である。架橋地点が東海地震防災対策強化地域に指定されていること、本橋が第二東名高速道路の一部をなす重要な公共施設であることから、耐震検討の重要性が高く位置づけられている。

本報では、プッシュオーバーアナリシスによる事前解析から本論の複合非線形動的解析にいたる一連の耐震解析について内容及び結果を報告した後、その解析結果を用いて実施した照査について、その方法及び結果を紹介する。

2. 橋梁概要

以下に橋梁概要を、図-1 に構造一般図を示す。

橋 種 : 鋼・コンクリート複合アーチ橋

構造形式 : 上部桁—PC 床版鋼 2 主桁

アーチ—鉄筋コンクリート固定アーチ

下部工—直接基礎・深礎基礎

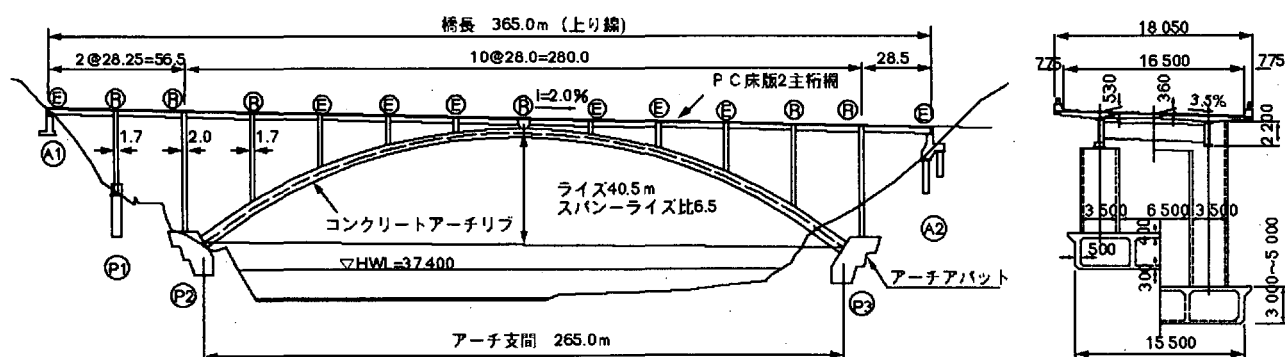
橋 長 : 365m（上り線）、381m（下り線）

アーチ支間 : 265m、アーチライズ : 40.5m

有効幅員 : 16.5m

設計水平震度 : $kh=0.16$ （橋軸方向）

$kh=0.16$ （橋軸直角方向）



ここに、E：ゴム支承、R：剛結

図-1 全体一般図（上り線）

3. 基本方針

(1) 要求性能

本検討は、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下、レベル1地震動）と橋の供用期間中には発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（以下、レベル2地震動）の2段階のレベルの設計地震動を対象とし、それぞれの地震レベルに応じて耐震性能を次のように設定した。

・レベル1地震動

地震によって橋としての健全性を損なわない。

・レベル2地震動

地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る。この性能を満足させるために、レベル2地震動に対し上部桁が降伏しないこと、ならびにアーチリブ及び柱部材が限られた損傷で収まるよう検討を実施した。

(2) 解析モデル

耐震検討を行う上で、アーチ橋の特徴として次のようなものが挙げられる。

- ・ 複数の主要な振動モードを有する
- ・ 橋軸方向に地震波を入力した場合、アーチリブの軸力は時々刻々と変動しこれに応じて曲げ変形特性も変化する
- ・ 橋軸直角方向に地震波を入力した場合、アーチリブは面内方向の初期断面力と面外方向の慣性力により2軸曲げ状態となる

これらの曲げ非線形問題を解決するために、本件ではファイバーモデルを使用した。また、本橋は長大橋梁であり幾何学的非線形性の影響が懸念されたため、ブッシュオーバーアナリシスによりこれを検証した。

4. 振動特性

表-1 に本橋の代表的なモードの固有値を示す。また、図-2 に固有振動モード図を示す。

橋軸方向の解析で問題となる面内のモードは、1次、5次、18次、26次及び36次が卓越し、複数の主要な振動モードが確認された。

ここで、1次モードは、アーチリブの変形が中心となり、アーチリブの変形により上部桁が変形し、全体としてクラウン部を中心とした逆対称型のモード形状となる。5次モードは、アーチリブの逆対称型モードの2次モードである。26次モードは、アーチリブ上の一部の柱が独立して振動するモードである。

橋軸直角方向のモードは、2次モードが卓越していることが判明した。

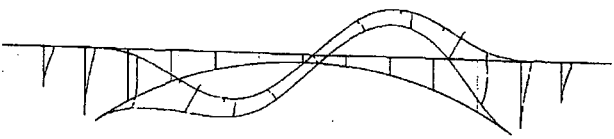
表-1 固有値解析結果

(a) 橋軸方向

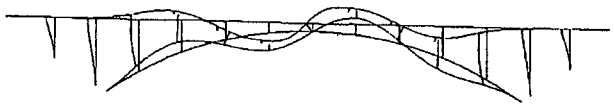
モード 次数	固有振動数 Hz	固有周期 sec	刺激係数	備考
1	0.505	1.980	0.7	逆対称1次
5	1.442	0.693	0.9	逆対称2次
18	2.089	0.479	0.6	
26	3.107	0.322	0.7	鉛直材V2, V81次
36	3.793	0.264	2.7	

(b) 橋軸直角方向

モード 次数	固有振動数 Hz	固有周期 sec	刺激係数	備考
2	0.631	1.585	1.5	



1次モード

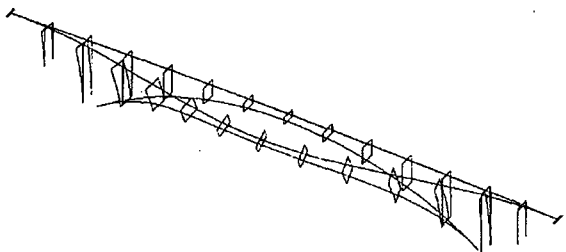


5次モード



26次モード

(a) 橋軸方向の主要な振動モード



2次モード

(b) 橋軸直角方向の主要な振動モード

図-2 振動モード

5. 静的解析による変形性能等の確認

(1) 解析目的及び解析方法

動的解析に先立ち、非線形静的解析により橋軸方向の変形性能及び耐荷力機構を確認した。具体的には、変形性能については、解析において微小変形理論と有限変形理論を適用した場合の結果を比較した。また、耐荷力性能については、水平方向に慣性力を静的に漸増させときの、慣性力とクラウン部の水平変位との関係を確認した。

図-3 に解析に用いた骨組みモデルを示す。材料非線形性は、軸力変動が考慮でき、2 軸曲げ状態に対応できるように、全部材をファイバーモデルによりモデ

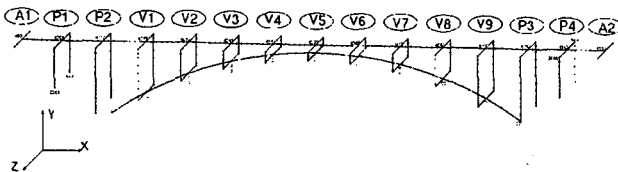
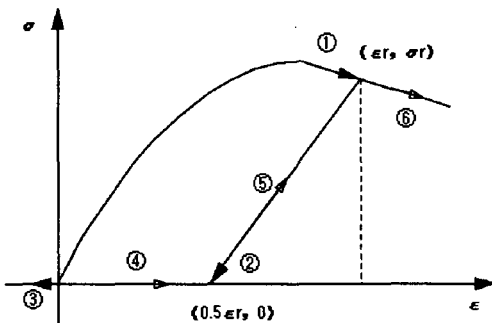
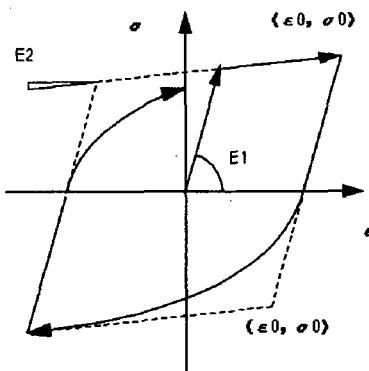


図-3 解析モデル



コンクリートの応力度—ひずみ曲線



鉄筋の応力度—ひずみ曲線

図-4 ファイバー要素の応力度—ひずみ曲線

ル化している。図-4 にファイバーモデルに使用したコンクリート及び鉄筋の構成則を示す。コンクリートの構成則は、骨格曲線に道路橋示方書 V 耐震設計編（平成 8 年 12 月）（以下、道示 V）のものを使用し、履歴曲線に修正した六車モデルを使用した。また、鉄筋の構成則は、鉄筋の正負交番載荷時の Baushinger 効果を考慮できる Menegotto-Pinto モデルを採用した。

(2) 変形性能及び耐荷力機構

水平方向に一樣な慣性力を漸増させると橋全体が 1 次振動モードに近い変形をした。図-5 に、微小変形及び有限変形両解析について、慣性力を静的に漸増載荷したときの水平震度とアーチクラウンの水平変位の関係を比較した。塑性ヒンジについてその形成過程を比較すると、両解析ともに、最初の塑性ヒンジはアーチスプリングで発生し、アーチクラウンでの変位は約 0.21m であった。一方、この時の水平震度は、微小変形解析：Kh=0.51、有限変形解析：Kh=0.43 となり、有限変形解析の方が 15%程度小さな値を示した。また、2 番目の塑性ヒンジは、両解析ともに V3-V4 間のアーチリブで発生し、水平震度は微小変形解析：Kh=0.59、有限変形解析：Kh=0.46 となり、有限変形解析の方が 16%程度小さな値を示した。

以上より、微小変形解析と有限変形解析を比較すると、塑性化の過程はほぼ同じものと考えられるが、橋全体の耐荷性能は、アーチリブが塑性化する応答域では 15%程度有限変形解析の方が小さいことが判明した。本検討では、レベル 2 地震動に対してアーチリブの塑性化が考えられ、この耐荷性能の影響が顕著に現れると考えられたため、有限変形解析を実施することを決定した。なお、橋軸直角方向については、橋軸方向と同様な検討を実施した結果、微小変形解析と有限変形解析の差異は 2%程度と小さかったことから、微小変形解析を採用している。

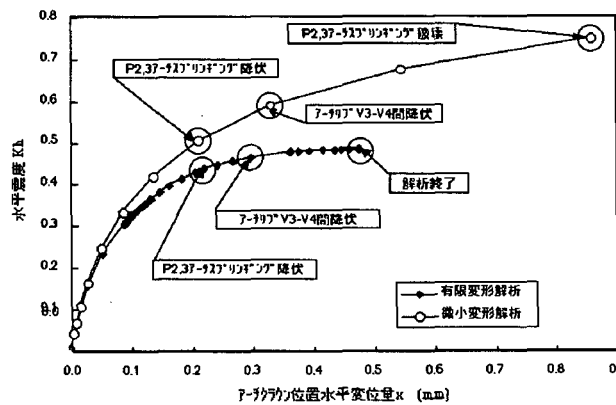


図-5 アーチクラウン水平変位と水平震度の関係

6. 動的解析結果

(1) 解析方法

解析方法は、静的解析と同様のモデルに対し時刻歴応答解析を行った。数値解析法は Newmark- β 法 ($\beta=0.25$) を採用し積分間隔を 0.0001sec とした。全部材を非線形要素としてモデル化するため、部材減衰は一律 2%とし、卓越する固有モードに対し Rayleigh 減衰により与えた。

入力地震波については、断層震源モデルにより模擬地震波を作成し道示 V6.3 に規定される標準加速度スペクトル(図-6)と比較した結果、模擬地震波の加速度応答スペクトルが道示 V のものに包括されていることが判明したため、道示 V の地震波を採用した。入力波数は、海洋プレート型地震動（以下、タイプ I 地震動）及び内陸直下型地震動（以下、タイプ II 地震動）について各 3 波、計 6 波¹⁾を用意した。図-7 に入力加速度波形を示す。

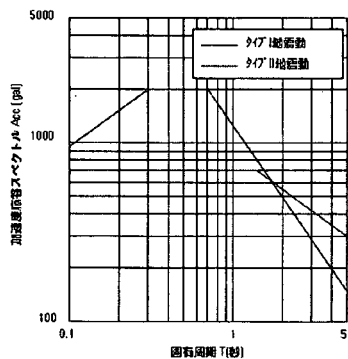
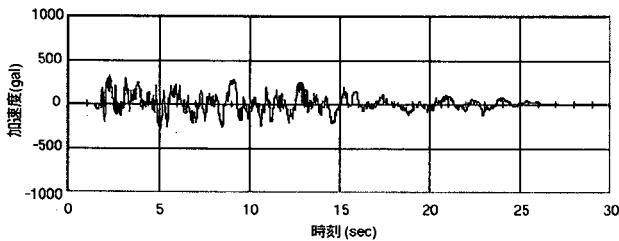
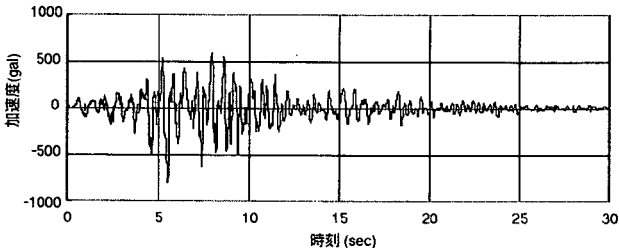


図-6 標準加速度応答スペクトル



タイプ I 地震動（加速度波形 I-I-1）



タイプ II 地震動（加速度波形 II-I-1）

図-7 入力加速度波形¹⁾

(2) 解析結果

a) 時刻歴応答波形

ここでは、橋軸方向解析を中心に結果を示す。図-8 及び図-9 にアーチクラウン部における水平方向の絶対加速度応答波形及び相対変位応答波形を示す。

タイプ I 地震動とタイプ II 地震動を比較すると、タイプ II 地震動の応答の方が大きいことがわかる。また、図-9 の相対変位波形を用いて構造物の周期に着目すると、各応答波形のピーク間は、入力初期の 3 秒附近では 1.36 秒に対し、最大応答変位の発生時刻 16 秒附近では塑性化が進行し 2.32 秒まで長周期化していることが判明した。ここで、初期の応答波形の周期と固有値解析結果の固有周期を比較すると、応答波形 1.36 秒に対し、1 次モードが 1.98 秒であることから、1 次モードのみが卓越しているわけではなく、複数の高次モードも同時に励起していることが伺える。

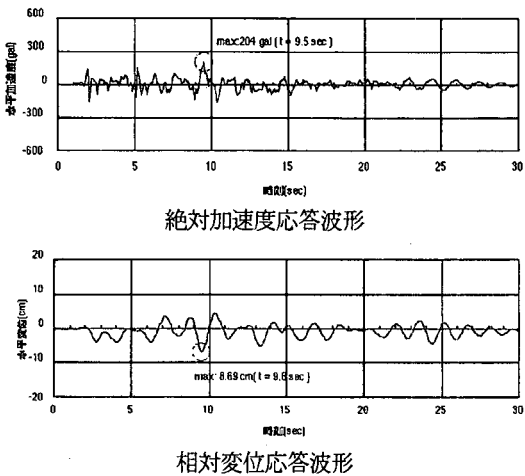


図-8 アーチクラウン時刻歴応答波形（タイプ I 地震動）

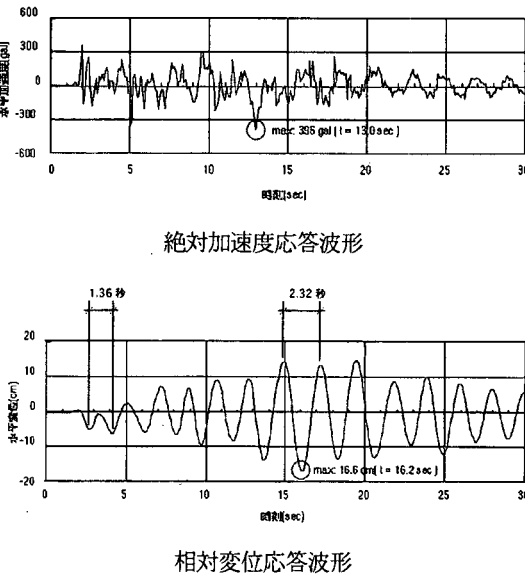


図-9 アーチクラウン時刻歴応答波形（タイプ II 地震動）

b) 塑性ヒンジの発生箇所

塑性ヒンジの発生箇所を図-10 に示す。タイプ I 地震動及びタイプ II 地震動に対する塑性ヒンジの発生箇所を比較すると、橋軸方向解析では内陸直下型のタイプ II 地震動、橋軸直角方向解析では海洋プレート型のタイプ I 地震動の方が、塑性化する部位が多く現れその応答曲率も大きいことが分かった。これは、橋軸方向では、先の固有値解析結果でも述べたように、複数の主要モードが存在しており、この内、5 次や 18 次等の短い周期のモードが内陸直下型の応答特性に一致したものと考えられる。一方、橋軸直角方向では、唯一の主要モードである 2 次モードの周期が比較的長く (T=1.585sec)、海洋プレート型のタイプ I 地震動の応答特性に一致したものと考えられる。

7. 照査結果

(1) 照査方法

耐震性の照査は、先の非線形動的解析の結果を用い

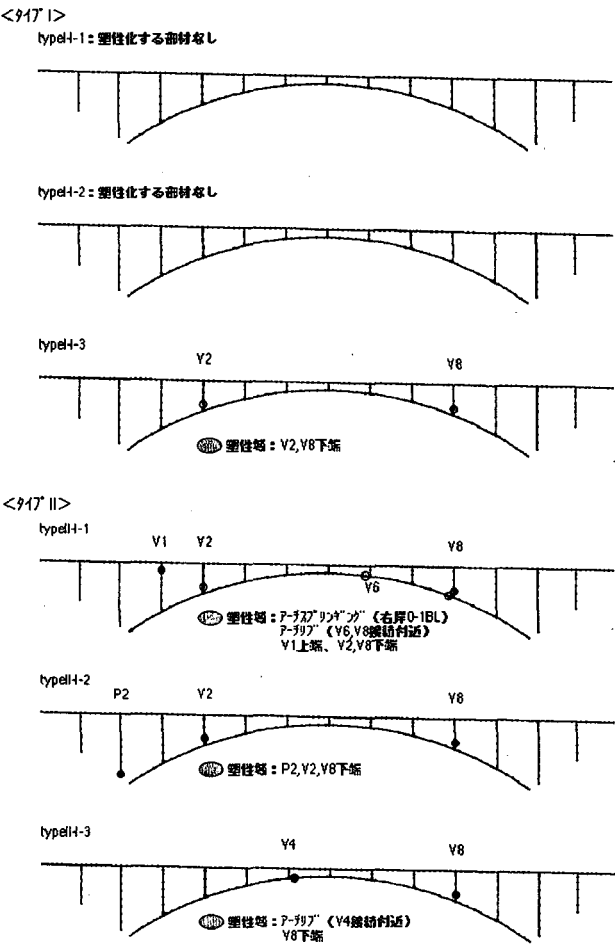
て、モデル上の全要素について曲げ変形性能及びせん断力に対する安全性の検討を実施した。なお、アーチリブ及び柱部材の曲げ変形性能の照査は、次式(1a)及び(1b)を使用した。ここで、式(1b)の降伏曲率及び終局曲率の算定は、これまでの実績によると死荷重時の軸力に対する値を使用することもあるが、本件では、アーチリブの軸力が初期軸力に対し±50%以上変動し最大応答曲率発生時の終局曲率を過小評価することが懸念されたため、最大応答曲率発生時の軸力を用いて ϕ_{y0} 及び ϕ_u を算定した。なお、せん断耐力については、道示 V(H8.12)の算定式を採用した。

$$\phi_{max} < \phi_a \tag{1a}$$

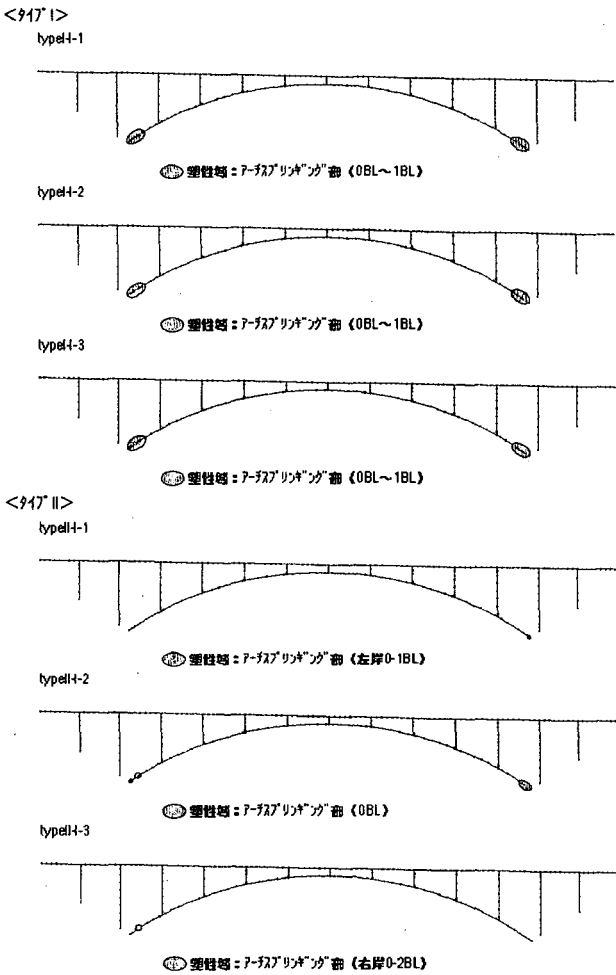
$$\phi_a = \phi_{y0} + (\phi_u - \phi_{y0}) / \alpha \tag{1b}$$

ここに、

- ϕ_{max} : 最大応答曲率
- ϕ_a : 許容曲率
- ϕ_u : 最大応答曲率発生時の軸力に対する終局曲率



(a) 橋軸方向解析の結果



(b) 橋軸直角方向解析の結果

図-10 塑性ヒンジの発生箇所

ϕ_{y0} : 最大応答曲率発生時の軸力に対する降伏曲率

α : 安全係数 (タイプⅠ地震動: 3.0、タイプⅡ地震動: 1.5)

(2) 照査結果

表-2 に、曲げ変形性能の照査結果を示す。ここでは、塑性ヒンジが発生した部材の内、許容曲率 ϕ_a と最大応答曲率 ϕ_{max} の比 (ϕ_a/ϕ_{max}) が最小となる要素のみ示す。表-2 に示すように、橋軸方向では、アーチリブ V6 接合部付近: 3.8、V2 鉛直材下端: 3.4 と、許容値に対し比較的余裕があることが判明した。一方、橋軸直角方向では、アーチスプリング: 1.0 と許容値以内にあるものの厳しいことが判明した。これは、橋軸方向と橋軸直角方向の応答特性及び曲げ変形性能の差に起因するものと考えられる。すなわち、応答特性については、橋軸方向では複数の振動モードが存在することから、塑性化の進行が分散するのに対し、橋軸直角方向では単一モードが卓越することから、塑性化の発生がある箇所（ここでは、アーチスプリング）に集中したことにより、塑性化が進行し最大応答値が大きくなったものと考えられる。また、曲げ変形性能についてこの許容曲率の差は、アーチリブ断面形状（橋軸直角方向幅 15.5m×高さ 3～5mの箱形断面）の影響と考えられる。

表-2 曲げ変形性能の照査結果

			橋軸方向		橋軸直角方向
			アーチリブ V6 付近	V2 下端	スプリング
入力地震動			タイプⅡ	タイプⅡ	タイプⅠ
最大応答曲率	ϕ_{max}	1/m	0.0013	0.0025	0.00034
降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	0.0011	0.0015	0.00021
終局曲率	ϕ_u	1/m	0.0066	0.0119	0.00062
安全係数	α	-	1.5	1.5	3.0
許容曲率	ϕ_a	1/m	0.0048	0.0084	0.00035
判定	ϕ_a/ϕ_{max}		3.8	3.4	1.0

8. おわりに

本報告では、解析及びその照査結果を中心に述べてきたが、この他に以下の耐震上の工夫を実施した。

- ・地震時の上部桁の慣性力を低減するために、上部桁に PC 床版鋼 2 主桁を採用した。
- ・地震時のアーチリブの慣性力を低減するために、アーチリブに設計基準強度 $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを使用し、アーチリブ断面の床版厚及びウェ

ブ厚を極力薄くした。

また、本橋では、前述までの解析結果を踏まえ、次の構造細目を定め耐震性の確保に留意した。

- ・アーチリブ全長にわたり中間帯鉄筋を配置し、アーチリブのじん性を確保した。
- ・塑性化する可能性が高い部位を動的解析の結果を用いて推定し、当該部位についてはアーチ軸方向の鉄筋の継ぎ手を重ね継手ではなく圧接とした。

第二東名富士川橋では、耐震検討の他、構造、材料、設計・施工方法等について多岐にわたる検討^{2),3),4),5),6),7)}を実施し施工しており、今後の検討・計画の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3
- 2) 高橋、貞光、笠倉、市橋: 第二東名富士川橋の計画と設計 橋梁と基礎, Vol.36, No.1, pp.9～18, 2002.1
- 3) 猪熊、台原、為広: 鋼・コンクリート複合アーチ橋の耐震設計, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.241～244, 1998.1
- 4) 高橋、長田、渡辺、福岡: 孔あき鋼板ジベルを用いた複合ラーメン構造の性能確認実験, 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム講演論文集, pp.165～168, 2001.11
- 5) 高橋、米田、山村、園部: 第二東名富士川橋 強制変形 (ジャッキアップ工) による応力改善, 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム講演論文集, pp.231～234, 2001.11
- 6) 畑、高橋、長田、大友: スランプ 21cm の高性能 AE 減水剤を使用したコンクリートの施工性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.2, pp.1189～1194, 2001.7
- 7) 大友、福永、長田、藤田: スランプ 21cm 以上のコンシステンシーを有する高性能 AE 減水剤を用いたコンクリートのポンプ圧送性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, pp.1005～1010, 2002.6