

第5編 鋼ラーメン橋

第1章 鋼製ラーメン橋の非線形挙動推定の現状

1. 1 動的応答解析の現状

平成7年兵庫県南部地震においては、鋼製構造物にも種々の被害が発生した。これらを大別すると、支承部の破壊とけたの落橋・局部座屈や塑性変形・脆性亀裂・アンカー部の損傷などに整理できる。本編では、鋼製ラーメン橋を対象に、局部座屈を伴う塑性変形の損傷モードについてその推定方法の現状を記述する。

一般に、コンクリートを充填しない鋼製構造物においては、薄肉の板やシェル要素で断面が構成されるため、地震時挙動を予測する場合、補剛板の局部座屈を考慮した塑性領域での応答解析が必要となり、鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物に比べ取り扱いが煩雑である。このため、設計においては、鋼製部材の変形性能が十分発揮できる断面形状とすることを原則とし、降伏後も耐力上昇が期待でき、局部座屈後も十分な変形性能を確保するため、矩形断面では補剛材間の幅厚比や補剛材剛比、円形断面は径厚比に関する座屈パラメータを制限する場合が多い。

鋼製単柱橋脚などのように、1自由度系のモデルが採用可能な場合は、一定軸力下での繰り返し水平荷重による静的載荷実験を基にモデル化した簡易復元力特性（この場合は、塑性化・ひずみ硬化・局部座屈・P- Δ 効果などの影響が全て含まれる）により非線形解析を行う場合が多い。ここに、非線形動的解析で使用する復元力特性は、骨格曲線と履歴特性が必要となる。骨組み曲線は、完全弾塑性型モデル・バイリニア型モデル・トリニア型モデル（耐力低下域含む）などの中から、対象構造物・解析の目的・求める解析精度に応じ最適なモデルが採用される。因みに、道路橋示方書V・耐震設計編に示される鋼製橋脚の骨格曲線にはバイリニア型モデルの適用が規定されている。一方、履歴特性としては正規型モデルの採用事例が多いが、局部座屈を考慮する場合は耐力低下域が存在するため、損傷の進展によって劣化の進行を評価できる2パラメータモデルを適用することもある。

この様に、単柱橋脚においては実験的に求めた復元力特性を非線形時刻歴解析に適用して応答を推定することが可能である。しかし、実験データに基づく復元力特性を全ての橋脚に適用するにはおのずと限界があり、断面を構成する板・シェル要素の局部座屈特性を考慮の上、解析的に復元力特性を求める研究も多数実施されて来た。

ただ、局部座屈を伴う材料非線形問題は、鋼材料の繰返し弾塑性履歴の構成則をシェルや板要素に適用した弾塑性有限変位解析が必要となり、要素分割により解析精度が大きく影響を受けたり、増分量の設定によっては収束解が得にくい場合もあり、さらに、電子計算機の処理能力からも非常に取り扱いが困難であった。今日においても、依然として解析時間に課題は残るものの、優れた汎用プログラムが比較的安価に入手可能となったこともあり、解析が身近な状況になりつつある。ただし、設計段階への導入までには至っていない。

一方、局部座屈の影響が軽微で、平面保持の仮定が成り立つ場合、はりの弾塑性有限要素法の採用が可能である。この解析法には、はり要素をファイバーの集合体として扱い、各ファイバー要素に応力-ひずみ関係（ $\sigma - \epsilon$ ）を定義して直接解析する方法と、はり要素に材料の応力-ひずみ関係（ $\sigma - \epsilon$ ）より求めた断面力-変形関係（M- Φ モデルなど）を与えて解析する方法がある。

以上は、単柱橋脚などの1自由度系のモデルを対象とした解析法の概要であるが、鋼製ラーメン橋などの多自由度系モデルにおいては、単柱橋脚で使用している実験的データから得られた復元力特性の適用には問題があり、はりの弾塑性有限要素法解析ソフトが必要となるが、最近安価に市販されている。

1. 2 静的設計法の現状

道路橋示方書V・耐震設計編では、大規模地震力が作用するRC単柱橋脚の耐震設計法として、エネルギー一定則に基づいた地震時保有水平耐力法の採用が規定されている。また、RCラーメン橋脚・等橋脚高のRCラーメン橋についてもこの手法を適用した場合、設計上安全側の評価となることが帰納的に確認されている。

鋼製橋脚の場合は、コンクリートを充填（部分充填も含む）した構造に限り地震時保有水平耐力法の適用を行っている。一方、コンクリート非充填の薄肉補剛断面を有する一般的な鋼製ラーメン橋においては、研究レベルで種々の検討が行われて来たが、エネルギー一定則の適用についてその妥当性が十分検証されていない現状にある。この理由としては、局部座屈の影響が適正に評価できないため、安全性の確認が難しいことによると考えられ、道路橋示方書・耐震設計編では直接、動的解析により設計するものと規定している。今後、厚肉無補剛断面などを対象とした静的耐震設計法の早期導入が望まれる。

1. 3 各企業体における耐震設計の現状

現在、鋼製ラーメン橋の設計は、建設省、阪神公団、道路公団、名古屋公社、福北公社など、各企業体で独自の方法で行われているようである。

首都高速道路公団では、鋼構造設計基準改訂概要、鋼製橋脚の非線形動的解析要領(案)(平成9年)、既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領(暫定案)(平成8年8月)が出されている。これらの文献によれば、首都高速道路公団では、「非線形動的解析は一般に計算が複雑であり、同時に多数の橋脚の検討するには困難な面もある。このため、首都高速道路公団の既設橋脚は地震時保有水平耐力法による耐震性照査を基本として、必要に応じて非線形動的解析を行うことにしている。一方、新設橋脚は地震時保有水平耐力法および非線形動的解析による照査を基準として、さらに安全性を確認するものとしている。」となっている。

ラーメン橋脚については、既設橋脚の耐震性向上設計要領(暫定案)において言及されている。すなわち、ラーメン橋脚の橋軸直角方向(面内方向)は、十分な剛性または変形性能を有している。それに対し、橋軸方向は単柱と同様の挙動を示すため、既設橋脚の耐震性の照査においては、鋼製ラーメン橋脚は面外方向のみを対象としている。ラーメン橋脚の面外方向を照査する場合には、柱1本当たり作用する外力の算出要領が記載されており、1本当たりの外力を算出した後は、単柱橋脚と同様の設計を行っている。

阪神公団では、阪神大震災直後に「震災復旧対策技術委員会」での検討を経て、エネルギー一定則に基づく「鋼製橋脚の再構築設計要領(素案)」が策定され、3号神戸線の被災橋の再構築に準用された。

また、阪神公団では、既設の鋼製橋脚の円滑な補強工事を行うため、具体的な補強設計要領、および施工要領の策定を目的とする「鋼製橋脚研究委員会」を平成8年7月に(財)阪神高速道路管理技術センター内に組織した。この委員会での研究成果が「既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(素案)」として、平成9年3月に取りまとめられている。

これにおいても、ラーメンの橋軸直角方向については、耐震性が高いため、その補強は重要視されていない。耐震性の照査方法は、鋼単独補強を採用する場合には、新道示に規定されている1質点系モデルを用いた弾塑性応答解析による照査法を採用している。コンクリート充填補強を採用する場合には、地震時保有水平耐力法にて補強設計を行うが、これについても、水平耐力が十分に確保できない場合には、1質点系弾塑性モデルによる動的応答解析による耐震性の照査を行うことになっている。

角補強を行う場合にも、1質点系弾塑性応答解析により耐震性の照査を行うことになっている。寸法制限補強における耐震性の照査は多質点系モデルを用いた弾塑性動的解析により行うよう定義されている。弾塑性解析は、 $M-\phi$ 関係に基づいて行うが、この際、 $M-\phi$ 関係は平面保持の法則に基づいて求め、鋼材の応力-ひずみ関係は完全バイリニア型としている。

名古屋高速道路公社では、平成10年4月に耐震設計基準が新たに設けられている。この基準では、まえがきにラーメン構造などの不静定構造物や鋼製橋脚の耐震設計に対しては、大地震における応答、抵抗メカニズムおよびじん性の評価等について未解明な部分が多く、今後とも検討を行っていく必要があると記載しているが、具体的なラーメン構造の耐震設計については言及していない。鋼製橋脚の耐震設計については、10章の鋼製橋脚の地震時保有水平耐力と許容塑性率の算定に記載されている。これによれば、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率は、道示V「10.2 コンクリートを充填した鋼製橋脚」の規定により算出することになっている。また、付録には、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査要領が記載されている。

これによれば、通常保有水平耐力法と同様に、コンクリート充填鋼製橋脚の水平力-水平変位関係を算定し、これにNewmarkのエネルギー一定則を適用し等価水平震度を求め保有水平耐力の照査を行うとしている。コンクリート橋脚の水平力-水平変位関係は、通常微小変位理論により求めるが、鋼製橋脚の場合には変位が大きくなり、いわゆるP- Δ 効果の影響が大きくなることが予想されるとして、鉛直力を考慮してはり-柱部材に対する弾塑性有限変位理論により解析している。これは、土木学会 鋼構造新技術小委員会 最終報告書に準拠している。

コンクリートを充填しない鋼製橋脚では、道示V「10.3 コンクリートを充填しない鋼製橋脚」に規定する構造細目により所要のじん性を確保できる構造とし、また、動的解析により、耐震性を判断することになっている。

福岡北九州高速道路公社では、平成10年3月に鋼製R付箱型断面橋脚柱の耐震性に関する解析業務を行っており、準静的実験および準静的解析に基づき鋼製橋脚柱耐震設計指針(案)を作成している。これによれば、鋼製橋脚の耐震性の照査は、非線形動的解析により行うことになっている。ラーメン橋の場合についても、非線形動的解析により耐震性の照査を行っている。

第2章 力学モデル

2.1 全体系のモデル化

鋼製ラーメン橋の非線形動的解析を行うにあたり、異なる復元力特性による解析結果について比較検討を行うことを目的としている。したがって、構造諸元が異なる3つの橋梁を用い、解析法・復元力特性を変化させた解析を行った。各モデルの概要を表-1に示す。また、表-2に鋼製橋脚の寸法および用いた復元力特性を、表-3に用いた解析法および解析方向を示す。

モデル1とモデル2は実橋梁であり、モデル3はモデル1の中詰コンクリートの部分を無視し、更に橋脚部の鋼板の厚みを変化させたものである。これは、実橋梁の耐震に対する安全性の照査をモデル1

およびモデル2で行った後、復元力特性の違いによる解析結果を明確に比較するために、モデル1に対して降伏しやすい条件を用いたのがモデル3である。

(1) 上部構造物

上部構造のモデル化は、橋脚部の非線形性状に着目していることを考慮し、すべてのモデルにおいて全断面を有効とする線形はり要素を用いた。また、要素分割および橋脚との結合部は解析結果に影響がないように設定を行った。

(2) 下部構造物(橋脚・基礎)

橋脚部のモデル化は、モデル1およびモデル2では阪神高速道路公団が規定している提示式を応用し、コンクリート充填部および非充填部に分けて、種類が異なる非線形はり要素を用いた。まず、コンクリ

表-1 各モデルの概要

モデル	全体構造形式	支間割(m)	橋脚高(m)	基礎形式
モデル1	3径間連続鋼ラーメン橋	60.14+62.00+61.54=183.68	13.50(1-P2) 12.70(1-P3)	直接基礎
モデル2	3径間連続鋼ラーメン橋	90.00+140.00+90.00=320.00	11.10(2-P2) 11.40(2-P3)	大口径深礎
モデル3	3径間連続鋼ラーメン橋	60.14+62.00+61.54=183.68	13.50(3-P2) 12.70(3-P3)	直接基礎

表-2 橋脚形状および復元力特性

モデル	断面(m)	充填高(m)	非充填部の復元力特性
モデル1	3.00(橋軸)×2.00(直角)	4.89(1-P2) 3.42(1-P3)	阪神高速道路公団の提示式
モデル2	4.00(橋軸)×3.00(直角)	3.00(2-P2) 3.00(2-P3)	阪神高速道路公団の提示式
モデル3	3.00(橋軸)×2.00(直角)	なし	①阪神高速道路公団の提示式 ②土木学会2パラメータ式 ③土木学会簡易式 ④鉄道総研の提示式 ⑤ファイバーモデル

表-3 用いた解析法および解析方向

モデル	解析法	解析方向	汎用プログラム
モデル1	時刻歴非線形動的解析	橋軸方向	TDAPⅢ(アーク情報システム)
	プッシュオーバー解析		
モデル2	時刻歴非線形動的解析	橋軸方向	TDAPⅢ(アーク情報システム)
	プッシュオーバー解析	橋軸直角方向	
モデル3	時刻歴非線形動的解析	橋軸方向	TDAPⅢ(アーク情報システム)
		橋軸直角方向	RESP-3T/B(構造計画研究所)

ート充填部はRC理論に基づいたバイリニアとし、非充填部は阪神高速道路公団の規定による鋼単独部の曲げモーメントと曲率の関係を用いたトリリニアとした。

基礎部のモデル化は、直接基礎のモデル1およびモデル3ではフーチング底面を固定、フーチング部を剛体とした。ケーソン基礎のモデル2では基礎本体を弾性体と仮定し、地盤バネを考慮して算出した換算バネを用いた。

2. 2 部材要素の復元力モデル

復元力特性の違いによる解析結果を比較検討するために、以下に示す5つのモデルを用いて検討を行った。

(1) 阪神高速道路公団の提示式

橋脚部の材料非線形特性を曲げモーメントと曲率の関係からとめる。まず、コンクリート充填部には降伏点および終局点から成るバイリニアを、非充填部にはつぎに示す方法によるトリリニアを用いた。

- ①等価断面の算出
- ②降伏時の曲げモーメント・曲率の算定
- ③側板引張縁降伏時の曲げモーメント・曲率の算定
- ④終局時の曲げモーメント・曲率の算定

降伏時、側板引張縁降伏時および終局時については次のように仮定した。また、終局ひずみは補剛材剛比の範囲から仮定し、降伏ひずみの10倍を終局ひずみとして用いることにした。

- ・降伏時：鋼製橋脚のある断面で、圧縮側の鋼板が降伏ひずみに達したときとする。
- ・側板引張縁降伏時：引張側の鋼板が降伏ひずみに達したときとする。圧縮側の側板には塑性化領域が存在する。
- ・終局時：圧縮側の鋼板が終局ひずみに達したときとする。

なお、このモデルでは、局部座屈の影響を考慮することは出来ない。

(2) 土木学会2パラメータ式¹⁾

復元力特性の形を規定するのは、骨組み曲線と履歴法則である。まず、本モデルの骨組み曲線は図-1に示す様に、初期剛性(k_0)、硬化域剛性(k_1)、および劣化域剛性(k_2)、よりなる。ここで、初期剛性は弾性域の剛性を表す量、硬化域剛性は降伏荷重以後、最大荷重点までの剛性を表す量、劣化域剛性は最大荷重点後の軟化剛性を表す量である。劣化域

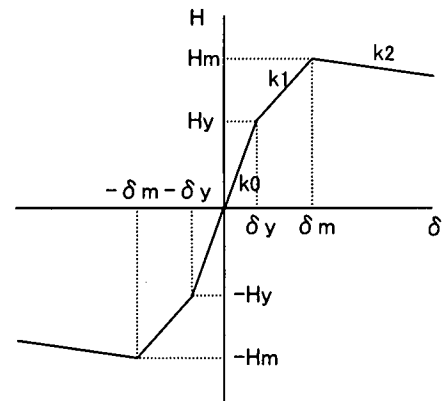


図-1 骨組曲線

剛性を支配するパラメータとして、幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、軸圧縮力などを考慮している。また、骨組み曲線の算出においては、局部座屈の影響を考慮している。

次に、復元力特性としては、幅厚比パラメータ、細長比パラメータに応じて3つのタイプを提案している。各モデルにおいて、剛性低下や、降伏点の変更、強度劣化などを考慮することができる。

(3) 土木学会簡易式

本モデルでは、骨組み曲線の算出は、2パラメータモデルと同様の方法を用いて行い、履歴曲線は除荷時の剛性が初期剛性に等しい正規トリリニアを用いている。このため、繰返しによる剛性低下や、降伏点の変更、強度劣化などを考慮することができない。

(4) 鉄道総研の提示式²⁾

鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計(案)によれば、鋼部材の比較的精度のよい復元力モデルとして、2パラメータモデルを使用することに言及している。しかし、より簡易な復元力モデルとして、繰返しによる剛性の低下を考慮しないトリリニアモデルやバイリニアモデルを用いることも可能であるとしている。また、骨組み曲線は、2パラメータ式と同様に、初期剛性、硬化域剛性、劣化剛性からなるトリリニアモデルを提示している。この骨組み曲線には、局部座屈の影響が考慮されている。

本文では、骨組み曲線として、上記の繰返しによる剛性の低下を考慮したトリリニアモデルを用い、履歴曲線としては、除荷時の剛性が初期剛性に等しい正規トリリニアモデルを使用する。

2.3 ファイバーモデル

ファイバーモデルとは、構造物部材の断面図心を通過する骨組みに関して、要素の断面を縦に連なる層（ファイバー）にスライスして作成したモデルである。

構造解析は変位法による骨組み解析にて行う。その際、断面の平面保持の仮定（要素断面におけるひずみは直線分布で、各ファイバーのひずみは中立軸からの距離に比例する）に従う。

材料の応力-ひずみ曲線を直接入力することになるため、鋼材の局部座屈を考慮することは困難である。現状では、材料が降伏するまで局部座屈が生じないような幅厚比の板によって構成されるような橋脚においては有効な解析手法である。

2.4 減衰定数

各部材ごとに用いた要素別減衰定数は、その設定によって解析結果が異なることが予想されるが、本検討では減衰定数の変化を取り扱わないので、標準値と思われる値を用いた。表-4 にそれぞれのモデルに用いた要素別減衰定数を示す。

また、時刻歴応答の非線形動的解析での減衰の設定には全体 Rayleigh 減衰定数を用いた。その減衰定数は、固有値解析結果から、考慮する方向に有効質量比が卓越している2つの主要モードを選定し、その振動数および刺激係数から算出した。

表-4 各要素別の減衰定数

モデル	上部工	下部工
モデル1	0.02	0.03
モデル2	0.03	0.01(充填部は0.02)
モデル3	0.02	0.03(弾性要素) 0.01(弾塑性要素)

第3章 モデル1, 2の非線形時刻歴解析

3.1 解析モデルの構造諸元

図-3.1 に示す2種類の鋼ラーメン橋を用いて、橋軸方向および橋軸直角方向の非線形時刻歴解析を行った。図-3.1 (a) モデル1は、既設の3径間連続鋼ラーメン橋であり、図-3.1 (b) モデル2は、試設計の3径間連続鋼ラーメン橋である。

設計条件を表-3.1 に示す。

表-3.1 設計条件

(a) モデル1

道路規格	・第2種 第2級
形式	・箱桁形式の鋼3径間連続ラーメン橋
橋格	・1等橋 (TL-20)
橋長	・186.00m (62.00+62.00+62.00)
幅員	・12.00m (有効幅員)
線形	・直線
設計震度	・ $k_n=0.13$
使用材料	・鋼材：SS41, SM50Y, SM58 ・鉄筋：SD345 ・コンクリート：160kgf/cm ²
適応示方書	・日本道路協会 「道路橋示方書・同解説」(昭和55年2月)

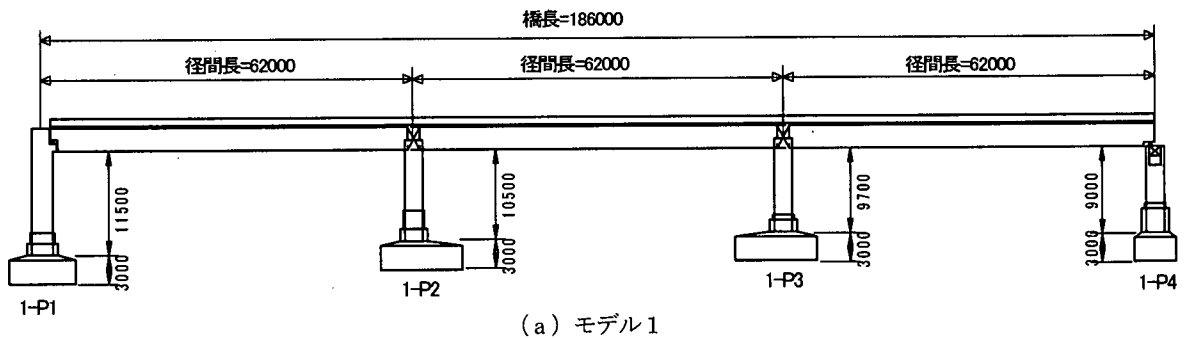
(b) モデル2

道路規格	・第2種 第2級
形式	・箱桁形式の鋼3径間連続ラーメン橋
橋長	・320.00m (90.00+140.00+90.00)
活荷重	・B活荷重
幅員	・17.00m~21.00m (有効幅員)
線形	・直線
設計震度	・ $k_n=0.18$
使用材料	・鋼材：SM400, SM490Y, SM570
適応示方書	・日本道路協会 「道路橋示方書・同解説」(平成8年12月)

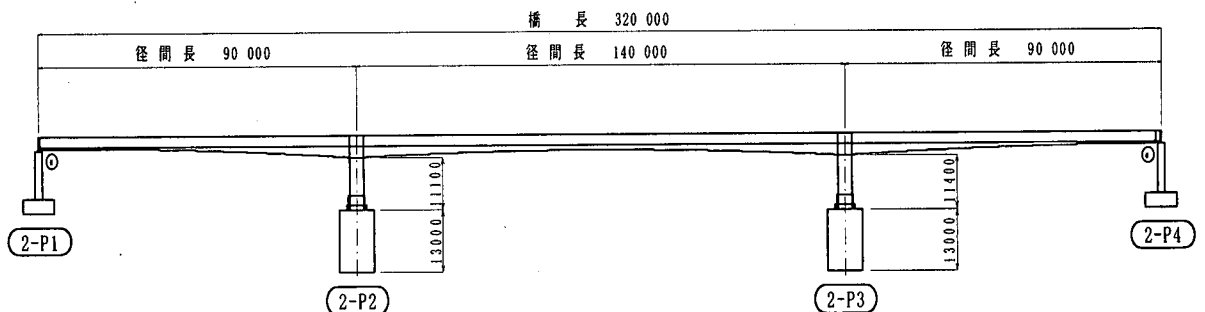
上部工の主桁形状は、モデル1およびモデル2ともに、箱桁で主桁本数は3本である。

モデル1の実設計に用いられた道路橋示方書は昭和55年度のものであり、鋼製橋脚の充填コンクリートの高さや縦補剛材の剛比など、現行の設計基準を満足していないところがある。

モデル2の試設計に用いられた道路橋示方書は平成8年度のものであり、鋼製橋脚の充填コンクリート高さは、衝突防止を考慮して地表面から2.0mの高さまでとしている。中間支点橋脚の基礎形式は、大口径深礎杭である。



(a) モデル1



(b) モデル2

図-3.1 解析対象橋梁の全体側面図 (単位: mm)

第5編 鋼ラーメン橋

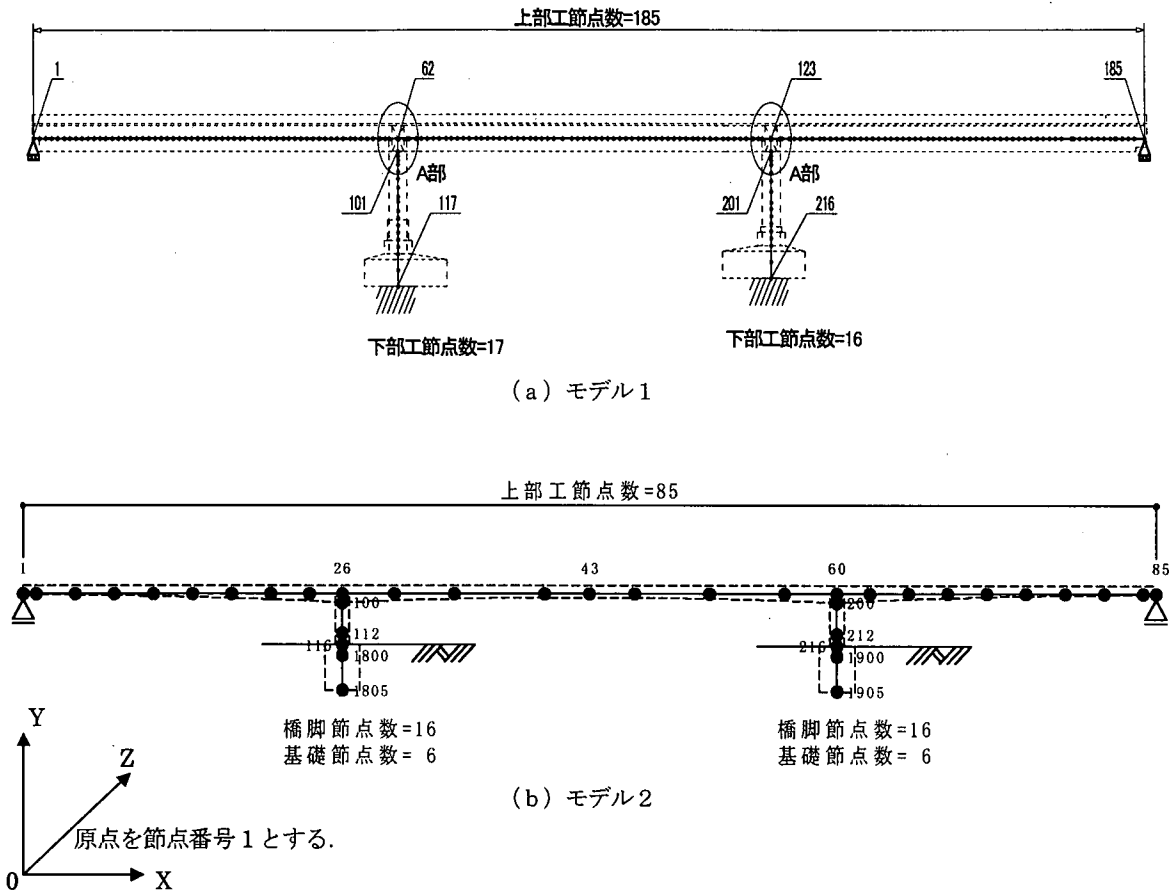


図-3.2 橋梁全体系のモデル

3. 2 解析モデル

解析に用いた橋梁全体系のモデルを図-3.2 に示す。

本解析では、可動支承を有する橋脚は解析モデルに考慮しないこととした。ここで、可動支承を有する橋脚とは、モデル1については1-P1橋脚および1-P4橋脚、モデル2については2-P1橋脚および2-P4橋脚のことである。

(1) 上部工

本解析は、橋脚の非線形性に注目しているため、上部工の剛性については、全断面を有効とする線形はり要素とした。図-3.2中に示す数値は節点番号であり、モデル1の上部工には185個、モデル2の上部工には85個の節点を設けた。また、図-3.3(図-3.2(a)モデル1中のA部拡大図)のように橋脚との結合部に剛域を設けた。()内外の数字は、それぞれ1-P2, 1-P3橋脚付近に設けた節点番号である。モデル2についても同様の剛域を設けた。

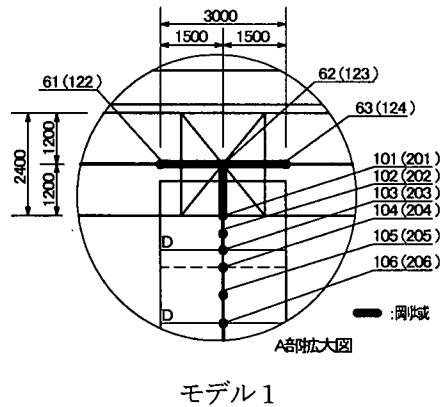


図-3.3 A部(橋脚と上部工の結合部)の詳細

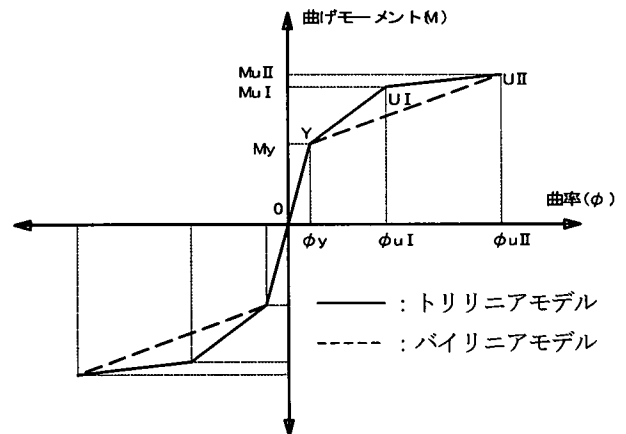


図-3.4 非線形はり要素(下部工)の骨格曲線

(2) 下部工

橋脚のコンクリート充填部と非充填部に、種類が異なる非線形はり要素を用いた。まず、コンクリート充填部にはバイリニア (0-My-Mu II)、非充填部にはトリリニア (0-My-Mu I-Mu II) とする材料非線形特性を有するはり要素を用いた。非線形はり要素の骨格曲線を図-3.4 に示す。

要素分割においては、塑性ヒンジの発生位置およびヒンジ長などが想定しにくいことを考慮し、できる限り細かい分割を行った。図-3.3 中の D はダイヤフラムの位置を示し、点線は断面の変化部を示す。

(3) フーチング、基礎および地盤

モデル1の場合には、基礎形式が直接基礎であるため、フーチング底面は固定とした。なお、フーチング部は剛域としてモデル化した。

モデル2の場合には、基礎形式が大口径深礎杭であるため、杭を弾性体としてモデル化した。また、地盤については、基礎前背面の水平バネ、および、基礎底面の水平バネ・鉛直バネ・回転バネを考慮した。

3. 3 非線形材料特性

鋼製橋脚部の材料非線形特性の曲げモーメント～曲率の関係は、道路橋示方書³⁾の規定に基づいて算出した降伏点および終局点を用いたバイリニアと、阪神高速道路公団の既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領⁴⁾に基づいたトリリニアを、それぞれコンクリート充填部および非充填部に用いた。非充填部のM-φ関係は、次のような流れに従って算出した。

- ①等価断面の算出
- ②降伏時の曲げモーメント・曲率の算定
- ③側板引張縁降伏時の曲げモーメント・曲率の算定
- ④終局時の曲げモーメント・曲率の算定

降伏時、側板引張縁降伏時および終局時については次のように仮定した。また、終局ひずみは補剛材剛比の範囲から仮定し、降伏ひずみの10倍を終局ひずみとして用いることにした。

- ・ 降伏時 (My) : 鋼製橋脚のある断面で、圧縮側の鋼板が降伏ひずみ (ϵ_y) に達したときとする。
- ・ 側板引張降伏時 (Mu I) : 引張側の鋼板が降伏ひずみに達したときとする。圧縮側の側板には塑性化領域が存在する。
- ・ 終局時 (Mu II) : 圧縮側の鋼板が終局ひずみ (ϵ_u) に達したときとする。

3. 4 入力地震動

道路橋示方書によると、「解析に用いる入力地震動は既往の代表的な強震記録を、規定している加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した加速度波形を用いる」ことになっている。モデル1の地盤種別はI種地盤であることから、モデル1の解析では、兵庫県南部地震で得られた強震記録の中から、振幅調整したI種地盤における3つの波形を入力地震動として用いた。

モデル2の地盤種別はII種地盤であることから、モデル2の解析では、兵庫県南部地震で得られた強震記録の中から、振幅調整したII種地盤における3つの波形を入力地震動として用いた。

また、架橋地域を考慮した地域別補正係数による入力地震動の補正 ($C_z=0.7$) を行った。その入力地震動の名称と最大加速度 (gal) を表-3.2 に示す。

表-3.2 入力地震動

(a) モデル1

地盤種別	年度	地震名	最大 gal
I	1995	神戸海洋気象台 (N-S)	568.4
	1995	神戸海洋気象台 (E-W)	536.1
	1995	猪名川架橋地 (N-S)	546.0

(b) モデル2

地盤種別	年度	地震名	最大 gal
II	1995	JR 西日本鷹取駅 (N-S)	480.8
	1995	JR 西日本鷹取駅 (E-W)	470.8
	1995	大阪ガス管合供給所 (N47W)	515.4

3. 5 解析結果

(1) 固有値解析

1) 解析手法

固有値解析手法には、まず低次の固有値・固有ベクトルを求め、その結果をもとに順次高次の値を求めるサブスペース法を用いた。

2) 解析結果

①モデル1

モデル1の固有値解析結果を表-3.3(a)に示す。表中のX(%), Y(%), Z(%)は、それぞれ橋軸方向、鉛直方向、橋軸直角方向へ働く累積有効質量比である。

表-3.3(a)の解析結果は、橋軸方向の振動モードより橋軸直角方向および鉛直方向の振動モードが低次で現れ、橋軸方向の主要な振動モードは6次および10次、橋軸直角方向の主要な振動モードは3次および7次であったことを示す。これは、モデル1

の場合、径間長に比べて橋脚高さが低いことや、上部工の剛性が小さいことなどが原因であると考えられる。

図-3.5 (a) に全体 Rayleigh 減衰定数の算出に用いた橋軸方向の振動モードを示す。それぞれの刺激係数は 13.37 と 7.99 である。また、橋軸方向の固有周期は 0.369 秒であり、地域別補正係数を考慮して震度法に用いる設計水平震度を算出すると 0.14 となる。これは、橋梁設計時の設計水平震度 0.13 と比較しても大差のない値であり、震度法レベルの設計では現行と比べ、大きな差は生じないものと予想される。

②モデル2

モデル2の固有値解析結果を表-3.3(b)に示す。

表-3.3 (b) の解析結果は、モデル1の結果と同様に、橋軸方向の振動モードより橋軸直角方向および鉛直方向の振動モードが低次で現れ、橋軸方向の主要な振動モードは8次および10次、橋軸直角方向の主要な振動モードは3次および7次であったことを示す。これは、モデル1の場合と同様に、モデル2の場合も径間長に比べて橋脚高さが低いことや上部工の剛性が小さいことなどが原因であると考えられる。

図-3.5 (b) に全体 Rayleigh 減衰定数の算出に用いた橋軸方向の振動モードを示す。それぞれの刺激係数は 17.86 と 10.69 である。また、橋軸方向の固有周期は 0.326 秒であり、地域別補正係数を考慮して震度法に用いる設計水平震度を算出すると 0.18 となる。

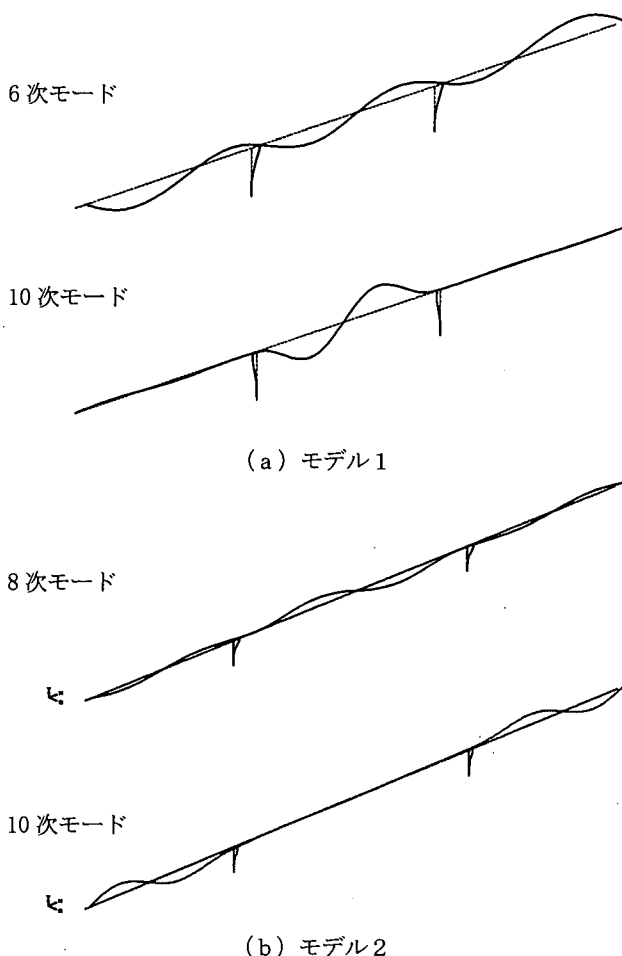


図-3.5 橋軸方向の振動モード

表-3.3 固有値解析の結果

(a) モデル1

次数	周期および振動数		累積の有効質量比		
	Sec	Hz	X (%)	Y (%)	Z (%)
1	0.738	1.355	6.0	0.0	0.0
2	0.668	1.498	6.0	14.0	0.0
3	0.572	1.749	6.0	14.0	54.0
4	0.489	2.043	6.0	47.0	54.0
5	0.442	2.263	6.0	47.0	55.0
6	0.369	2.709	41.0	47.0	55.0
7	0.297	3.369	41.0	47.0	59.0
8	0.261	3.837	41.0	47.0	59.0
9	0.245	4.083	50.0	47.0	59.0
10	0.209	4.790	63.0	47.0	59.0

(b) モデル2

次数	周期および振動数		累積の有効質量比		
	Sec	Hz	X (%)	Y (%)	Z (%)
1	1.150	0.870	0.0	5.0	0.0
2	0.943	1.060	4.0	5.0	0.0
3	0.769	1.300	4.0	5.0	31.0
4	0.747	1.339	4.0	28.0	31.0
5	0.509	1.967	12.0	28.0	31.0
6	0.488	2.050	12.0	28.0	31.0
7	0.385	2.600	12.0	28.0	42.0
8	0.326	3.072	37.0	28.0	42.0
9	0.275	3.632	37.0	28.0	42.0
10	0.244	4.093	46.0	28.0	42.0
11	0.233	4.290	46.0	28.0	42.0
12	0.222	4.499	46.0	34.0	42.0

3) 減衰の設定

非線形動的解析に用いる減衰は、全体 Rayleigh 減衰定数を用いた。主要振動モードでの減衰定数と等価となるように α と β を決定した。また、各部材の要素別減衰定数は、上部工に 3.0%、下部工の充填部に 2.0%、下部工の非充填部に 1.0% を用いた。各モデルの減衰定数を表-3.4 に示す。

表-3.4 全体 Rayleigh 減衰

		f1(Hz)	f2(Hz)	h1(%)	h2(%)	α	β
モデル1	橋軸方向	2.7099	4.7916	2.3090	2.1970	0.5340	0.0009
	直角方向	1.7491	3.3699	2.8450	2.2690	0.5016	0.0010
モデル2	橋軸方向	3.0715	4.0931	4.1810	3.5180	1.3615	0.0007
	直角方向	1.2997	2.6000	2.9670	2.8060	0.2880	0.0026

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} \quad \beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi (f_1^2 - f_2^2)}$$

(2) 非線形動的解析

1) 解析手法

非線形動的解析の解析手法としては、積分法を NEWMARK β 法 (一定加速度法 $\beta=0.25$) とする直接積分法を用いた。

各モデルに用いた入力地震動の時間ステップおよび積分ステップ数を表-3.5 に示す。なお、モデル2の場合には、残留変位を求めるために入力地震動の

最後に自由振動時間を 10 秒間設けた。減衰は固有値解析の結果から算定した減衰定数を用いた。

また、非線形動的解析を行うにあたり、橋脚の初期軸力を算定する必要があるため、自重解析を行った。

表-3.5 時間ステップおよび積分ステップ

(a) モデル1

地震名	時間 step	積分 step	加震時間 (sec)
神戸海洋気象台 (N-S)	0.01	3000	30.00
神戸海洋気象台 (E-W)	0.01	3000	30.00
猪名川架橋地 (N-S)	0.01	4000	40.00

(b) モデル2

地震名	時間 step	積分 step	加震時間 (sec)
JR 西日本鷹取駅 (N-S)	0.01	5000	50.00
JR 西日本鷹取駅 (E-W)	0.01	5000	50.00
大阪ガス幕合供給所 (N47W)	0.01	5000	50.00

2) 軸力変動の影響⁵⁾

ラーメン橋は水平部材の軸力の変動にともない、鉛直部材の軸力も変動するため、橋脚部材の材料定数 ($M-\phi$ 関係) は軸力変動を考慮する必要がある。そこで、モデル1における軸力変動の影響を検討するため、軸力変動を考慮した場合と考慮しない場合の2種類の材料モデルを作成し、非線形動的解析を試みた。入力地震動には神戸海洋気象台 (N-S) を用いた。数値計算結果を表-3.6 に示す。

表-3.6 軸力変動の有無による曲げ応答値の比較

1-P2 番号	最大応答値			最小応答値			1-P3 番号	最大応答値			最小応答値		
	軸力無し	軸力有り	差 (%)	軸力無し	軸力有り	差 (%)		軸力無し	軸力有り	差 (%)	軸力無し	軸力有り	差 (%)
101	6135.2	6123.9	0.184	2738.8	2736.4	0.088	201	7920.2	7928.6	0.106	3612.0	3596.8	0.421
102	5706.1	5694.4	0.205	2477.7	2479.5	0.073	202	7363.8	7372.9	0.124	3281.5	3265.9	0.475
103	5283.5	5273.6	0.187	2221.9	2223.0	0.050	203	6807.0	6817.0	0.147	2950.7	2935.2	0.525
104	4779.4	4771.3	0.169	1893.0	1893.5	0.026	204	6032.8	6043.7	0.181	2541.2	2525.6	0.614
105	4436.6	4434.3	0.052	1510.4	1509.6	0.053	205	5248.6	5260.4	0.225	2706.2	2691.6	0.540
106	4728.3	4727.0	0.027	1674.6	1672.4	0.131	206	5482.5	5496.5	0.255	3570.0	3552.3	0.496
107	5062.9	5062.6	0.006	2355.5	2351.4	0.174	207	5920.4	5933.4	0.220	4582.9	4561.4	0.469
108	5350.6	5351.3	0.013	2906.0	2898.2	0.268	208	6327.9	6341.3	0.212	5154.4	5131.0	0.454
109	5647.6	5649.2	0.028	3787.0	3776.2	0.285	209	6588.7	6602.5	0.209	5507.3	5482.8	0.445
110	6394.4	6394.5	0.002	4832.9	4818.7	0.294	210	7114.4	7128.9	0.204	6710.5	6674.8	0.532
111	7240.4	7240.5	0.001	5726.4	5709.4	0.297	211	8079.8	8039.5	0.499	7681.6	7696.9	0.199
112	8089.4	8089.6	0.002	6620.1	6600.2	0.301	212	9507.5	9485.5	0.231	8248.1	8264.2	0.195
113	8940.5	8940.6	0.001	7512.9	7490.1	0.303	213	10974.0	10960.0	0.128	8813.6	8830.5	0.192
114	9792.7	9792.9	0.002	8404.0	8378.4	0.305	214	12278.0	12219.0	0.481	9377.8	9395.6	0.190
115	10647.0	10647.0	0.000	9337.3	9337.3	0.000							

単位: tf・m

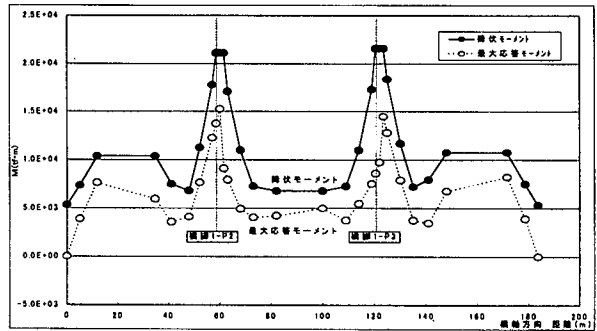
	死荷重時 Nd	最大軸力 Nmax	Nmax/Nd	最小軸力 Nmin	Nmin/Nd
1-P2基部 (115)	1296	2004	1.55	738	0.57
1-P3基部 (214)	1294	1874	1.45	568	0.44

単位: tf

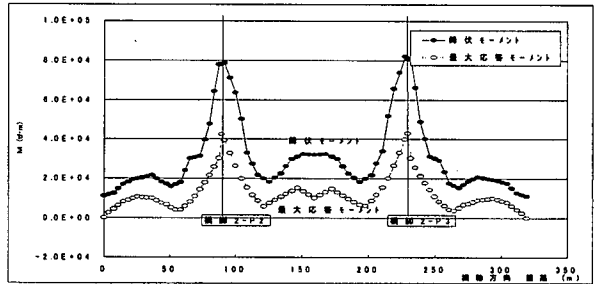
なお、本来は非充填部に用いたトリリニアモデルでの軸力変動を考慮した解析を行うことが望ましいが、使用した解析プログラムの制約上、トリリニアモデルは軸力変動を考慮できないのでバイリニアモデルに置き換えて解析を行った。トリリニアモデルからバイリニアモデルへの変換は、図-3.4の骨格曲線を参考に0-My-Mu I-Mu IIを0-My-Mu IIとした。

表-3.6中の番号は、101~115が1-P2橋脚に、201~214が1-P3橋脚に設けた要素番号を示す(図-3.3参照)。表より、軸力変動による応答値の差は最大で0.6%程度であり、その影響はほとんどないことがわかった。その原因としては、橋脚高さが橋梁全体系からみて比較的低いことと、応答値がほとんどの要素で降伏値を下回る結果となったことが考えられる。

この検討結果から、本解析モデルでは軸力変動を考慮する必要がないことが明らかとなったため、以後の解析は軸力変動を考慮しないバイリニアおよびトリリニアモデルを用いて行う。



(a) モデル1



(b) モデル2

図-3.6 上部工の照査

3) 解析結果

モデル1およびモデル2に表-3.2に示す入力地地震波を用いて非線形動的解析を行った結果を以下に示す。

①橋軸方向

各モデルの上部工各要素に作用する最大応答モーメント(3波平均値)を降伏モーメントと比較して照査を行った結果を図-3.6に示す。図-3.6より、各モデルの上部工全要素において最大応答モーメント

が降伏モーメント以下であることから弾性挙動であることがわかり、上部工についてはタイプ2の地震動に対しても安全であると考えられる。

各モデル下部工の橋軸方向の解析結果を表-3.7に示す。橋脚の応答変位には、モデル1の場合は節点番号62(1-P2橋脚)および123(1-P3橋脚)の値を用い、モデル2の場合は、節点番号26(2-P2橋

表-3.7 各地震動ごとの解析結果(下部工)

(a) モデル1

		神戸海洋気象台 (N-S)		神戸海洋気象台 (E-W)		猪名川架橋予定地 (N-S)	
		1-P2 橋脚	1-P3 橋脚	1-P2 橋脚	1-P3 橋脚	1-P2 橋脚	1-P3 橋脚
天端	応答加速度(gal)	1022	1008	881	850	883	854
	応答変位(cm)	3.86	3.46	3.01	2.82	3.98	4.14
基部	応答曲げ(tf·m)	10647	12278	8766	11053	12002	11938
	降伏時の曲げ	11917	11898	11917	11898	11917	11898
	応答曲率(1/m)	1.03E-03	1.74E-03	8.45E-04	1.07E-03	1.28E-03	1.21E-03
	降伏時の曲率	1.15E-03	1.15E-03	1.15E-03	1.15E-03	1.15E-03	1.15E-03

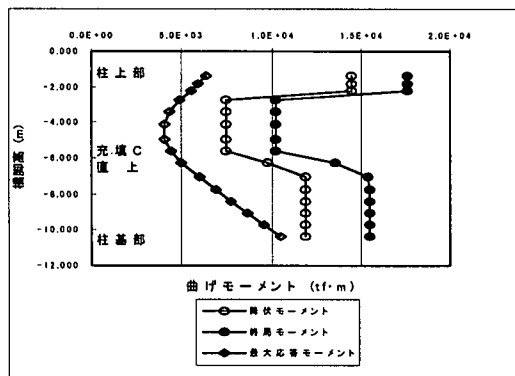
(b) モデル2

		J R西日本鷹取駅(N-S)		J R西日本鷹取駅(E-W)		大阪ガス葺合供給所(N27W)	
		2-P2橋脚	2-P3橋脚	2-P2橋脚	2-P3橋脚	2-P2橋脚	2-P3橋脚
天端	応答加速度(gal)	694	699	693	699	711	723
	応答変位(cm)	3.29	3.35	2.64	2.66	3.34	3.38
基部	応答曲げ(tf·m)	17288	13693	14132	15348	17587	14577
	降伏時の曲げ	24510	24511	24510	24511	24510	24511
	応答曲率(1/m)	6.01E-04	4.76E-04	4.91E-04	5.34E-04	6.12E-04	5.07E-04
	降伏時の曲率	8.52E-04	8.52E-04	8.52E-04	8.52E-04	8.52E-04	8.52E-04

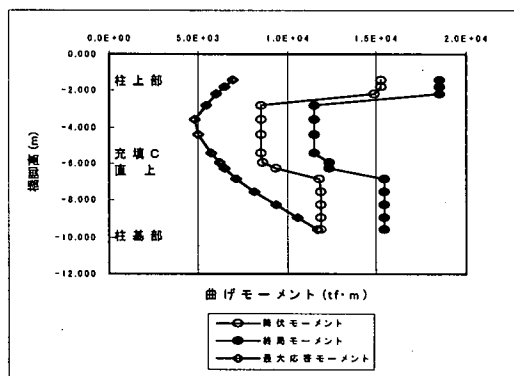
脚) および 60 (2-P3 橋脚) の値を用いた。橋脚基部の応答値には、モデル 1 の場合は要素番号 115 (1-P2 橋脚) および 214 (1-P3 橋脚) の値を用い、モデル 2 の場合は要素番号 115 (2-P2 橋脚) および 215 (2-P3 橋脚) の値を用いた。表中の網掛け部は、橋脚に作用する応答値が降伏値を超えたものを示しており、モデル 1 の場合においてのみ橋脚基部で降伏に達していることがわかる。なお、橋脚基部が降伏に達した地震波は、神戸海洋気象台 (N-S) および猪名川架橋予定地 (N-S) の 2 波であった。

図-3.7 および図-3.8 に、各モデルの橋脚に発生した最大曲げモーメント (3 波平均) と降伏曲げ耐力 および終局曲げ耐力との比較を示す。図からわかるように、モデル 1 の 1-P3 橋脚基部においてのみ 3 波平均の応答値が降伏値を超えているものの、その超えた量はごく僅かである。

図-3.9 に各モデルの橋脚天端における応答変位の時刻歴を、図-3.10 に各モデルの橋脚天端での応答加速度の時刻歴を示す。モデル 1 の入力地震動は神戸海洋気象台 (N-S)、モデル 2 の入力地震動は JR 西日本鷹取駅 (N-S) である。各モデルの両橋脚間の応答変位に大きな差は認められないが、モデル 1 の 1-P3 橋脚においてのみ残留変位が 0.2cm 程度生じた。しかし、道路橋仕方書で規定している許容残留変位は、橋脚高さの 1/100 の値であり、十分な安全側の結果となっている。

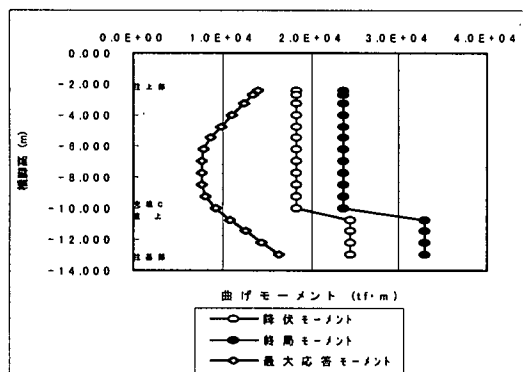


1-P2 橋脚

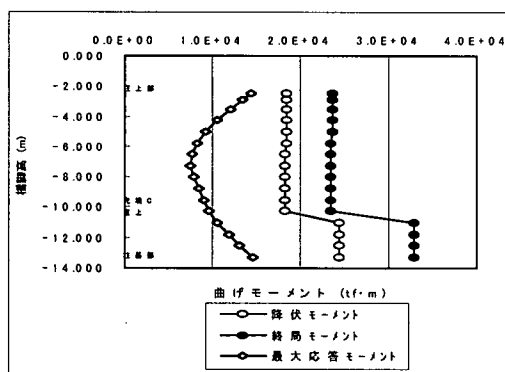


1-P3 橋脚

図-3.7 モデル1の応答曲げモーメント

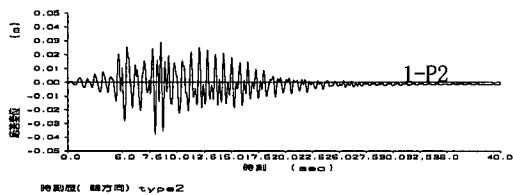


2-P2 橋脚

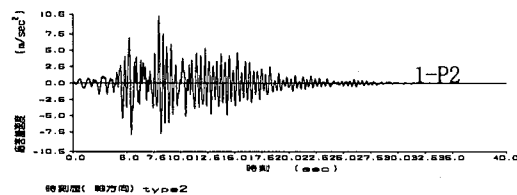


2-P3 橋脚

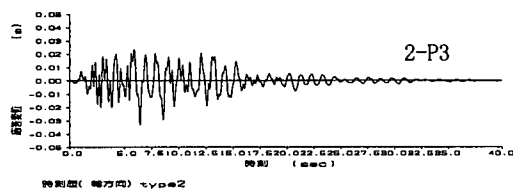
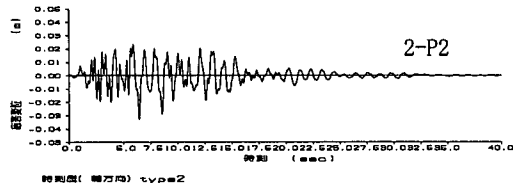
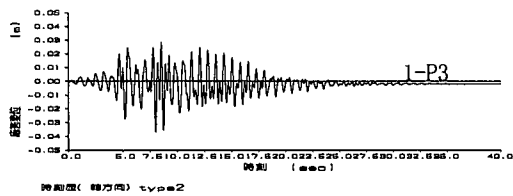
図-3.8 モデル2の応答曲げモーメント



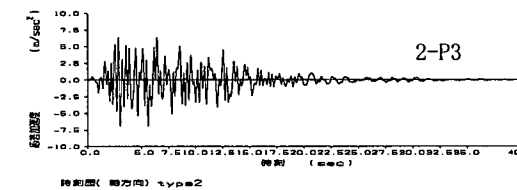
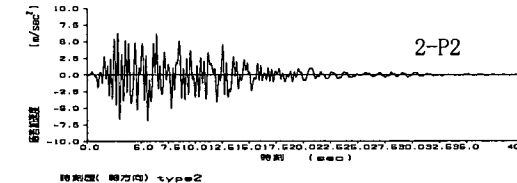
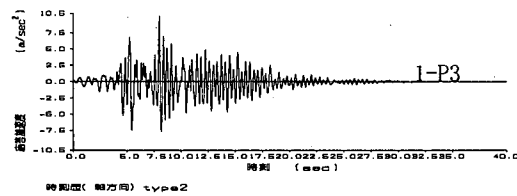
(a) モデル1



(a) モデル1



(b) モデル2



(b) モデル2

図-3.9 橋脚天端での変位時刻歴

図-3.10 橋脚天端での加速度時刻歴

②橋軸直角方向

橋軸直角方向の上部工に関する挙動については、橋軸直角方向の上部工断面性能の方が橋軸方向の上部工断面性能よりも極めて大きいことから省略する。

各モデル下部工の橋軸直角方向の解析結果を表-3.8に示す。橋脚の応答変位に用いた節点番号および橋脚の応答値に用いた要素番号は表-3.7と同様である。ただし、充填コンクリート直上の要素番号は、モデル1の場合は108(1-P2橋脚)および209(1-P3橋脚)、モデル2の場合は111(2-P2橋脚)および212(2-P3橋脚)である。表中の網掛け部は、橋脚に作用する応答値が降伏値を超えたものを示しており、全ての地震動において、モデル1の場合には、橋脚基部で、モデル2の場合には、充填コンクリート直上の部材および橋脚基部で降伏に達していることがわかる。

図-3.11および図-3.12に、各モデルの橋脚に発生した最大曲げモーメント(3波平均)と降伏曲げ耐力および終局曲げ耐力との比較を示す。図から、モデル1の橋脚基部、モデル2の充填コンクリート直上および橋脚基部において、応答値が降伏を超えているが終局には達していないことがわかる。

図-3.13に各モデルの橋脚天端における応答変位の時刻歴を、図-3.14に各モデルの橋脚天端での応答加速度の時刻歴を示す。モデル1の入力地震動は神戸海洋気象台(N-S)、モデル2の入力地震動はJ

R西日本鷹取駅(N-S)である。図-3.13より、平均の残留変位が、モデル1の場合には1.0cm程度、モデル2の場合には5.7cm程度生じたが、道路橋仕方で規定している許容残留変位(橋脚高さの1/100)以下であり、安全側の結果となっている。

図-3.15および図-3.16に、各モデルの充填コンクリート直上および橋脚基部における応答曲げモーメントと応答曲率の履歴曲線を示す。図より、充填コンクリート直上と比較して橋脚基部の方が変位が大きいことがわかる。

3.6 まとめ

以下に、既設の3径間連続鋼ラーメン橋における耐震性の照査結果をまとめる。

- ・固有値解析において、鉛直および橋軸直角方向の振動モードが橋軸方向の振動モードより低次で現れる傾向がみられた。
- ・モデル1の非線形動的解析においては、軸力変動の影響がほとんどみられなかった。
- ・非線形動的解析による既設橋梁の耐震性は、用いた入力地震動に対して降伏を超えるものの機能を発揮できるものと思われる。
- ・本橋梁の非線形動的解析においては、橋軸方向および橋軸直角方向ともに残留変位が生じる結果となったが、許容値内であった。

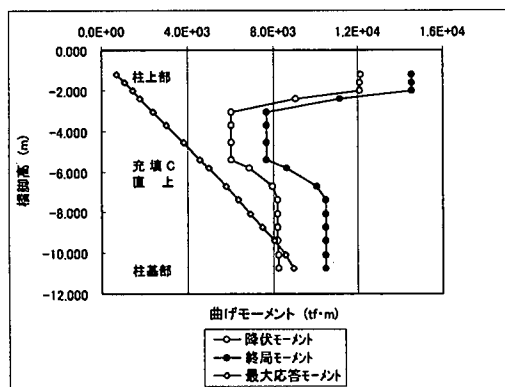
表-3.8 各地震動ごとの解析結果(下部工)

(a) モデル1

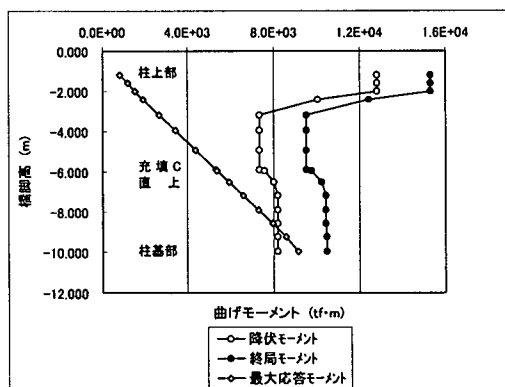
		神戸海洋気象台(N-S)		神戸海洋気象台(E-W)		猪名川架橋予定地(N-S)	
		1-P2橋脚	1-P3橋脚	1-P2橋脚	1-P3橋脚	1-P2橋脚	1-P3橋脚
天端	応答加速度(gal)	1264	1003	1140	995	1127	1090
	応答変位(cm)	10.84	8.76	11.52	9.30	11.20	9.66
充填C直上	応答曲げ(tf・m)	4753	5713	4762	5552	4883	5651
	降伏時の曲げ	6051	7873	6051	7873	6051	7873
	応答曲率(1/m)	1.19E-03	1.35E-03	1.19E-03	1.31E-03	1.22E-03	1.33E-03
	降伏時の曲率	1.45E-03	1.44E-03	1.45E-03	1.44E-03	1.45E-03	1.44E-03
基部	応答曲げ(tf・m)	8664	8749	8697	8857	8642	8880
	降伏時の曲げ	8245	8231	8245	8231	8245	8231
	応答曲率(1/m)	7.29E-03	5.55E-03	8.23E-03	6.37E-03	7.41E-03	6.54E-03
	降伏時の曲率	1.73E-03	1.72E-03	1.73E-03	1.72E-03	1.73E-03	1.72E-03

(b) モデル2

		JR西日本鷹取駅(N-S)		JR西日本鷹取駅(E-W)		大阪ガス荻合供給所(N27W)	
		2-P2橋脚	2-P3橋脚	2-P2橋脚	2-P3橋脚	2-P2橋脚	2-P3橋脚
天端	応答加速度(gal)	932	945	1048	1050	850	909
	応答変位(cm)	14.23	15.57	15.09	16.39	13.88	15.52
充填C直上	応答曲げ(tf・m)	16293	16499	16734	16901	16130	16380
	降伏時の曲げ	14553	14552	14553	14552	14553	14552
	応答曲率(1/m)	1.43E-03	1.48E-03	1.54E-03	1.58E-03	1.39E-03	1.45E-03
	降伏時の曲率	9.95E-04	9.95E-04	9.95E-04	9.95E-04	9.95E-04	9.95E-04
基部	応答曲げ(tf・m)	20473	20594	20475	20580	20449	20613
	降伏時の曲げ	19301	19302	19301	19302	19301	19302
	応答曲率(1/m)	5.44E-03	5.89E-03	5.45E-03	5.84E-03	5.35E-03	5.96E-03
	降伏時の曲率	1.14E-03	1.14E-03	1.14E-03	1.14E-03	1.14E-03	1.14E-03

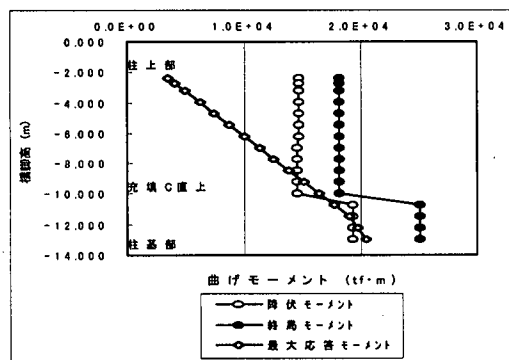


1-P2 橋脚

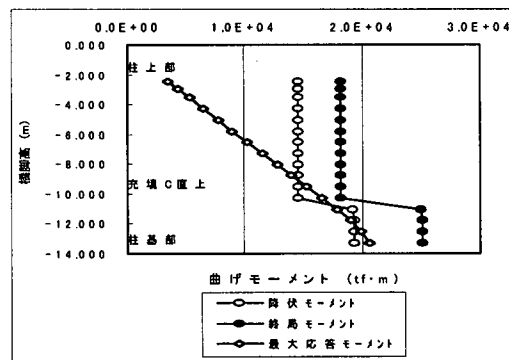


1-P3 橋脚

図-3.11 モデル1の応答曲げモーメント

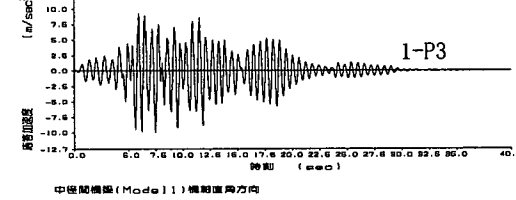
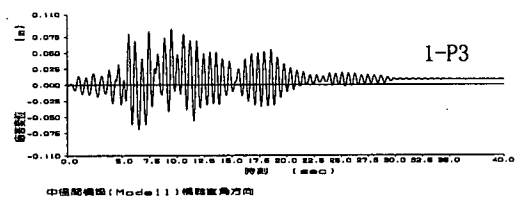
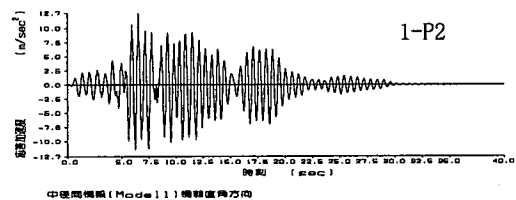
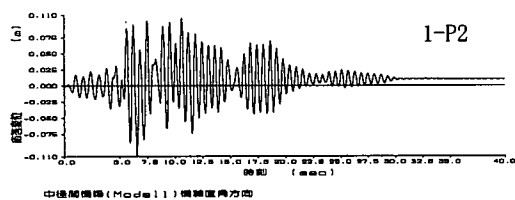


2-P2 橋脚



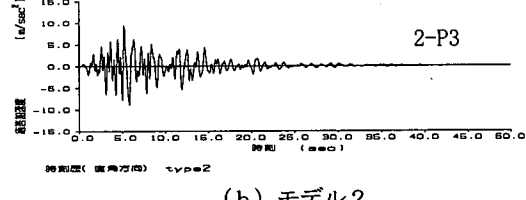
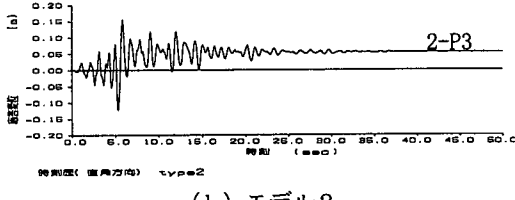
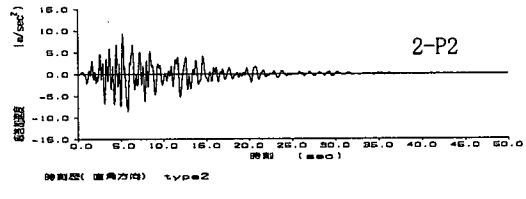
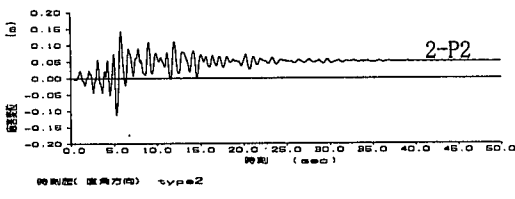
2-P3 橋脚

図-3.12 モデル2の応答曲げモーメント



(a) モデル1

(a) モデル1

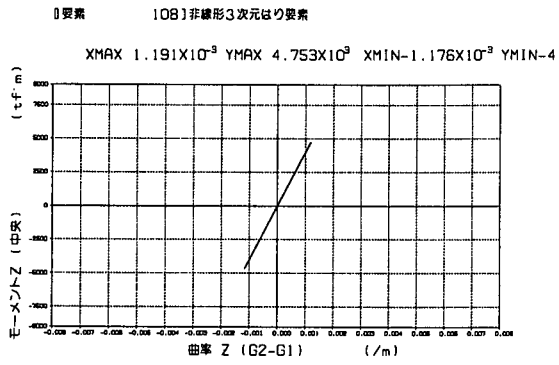


(b) モデル2

(b) モデル2

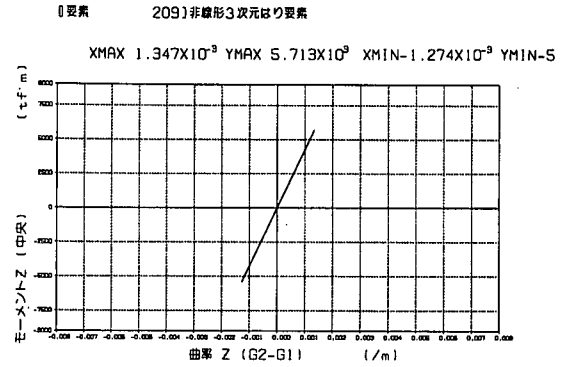
図-3.13 橋脚天端での変位時刻歴

図-3.14 橋脚天端での加速度時刻歴



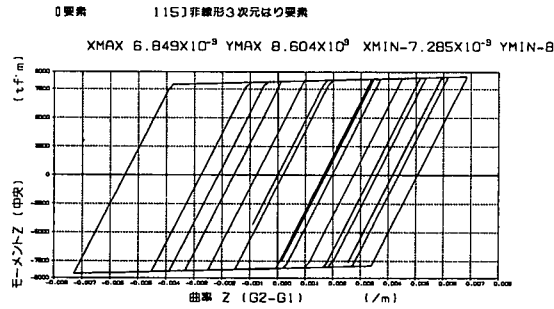
中程間構梁 (Model1) 橋脚直角方向

(a) 1-P2 橋脚充填コンクリート直上部



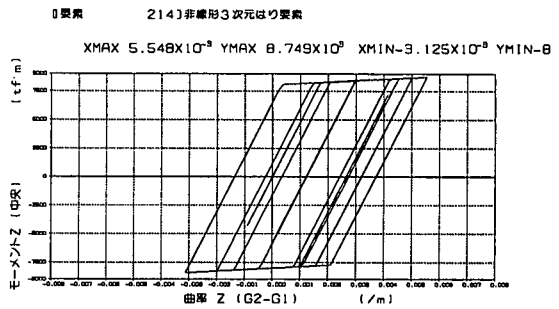
中程間構梁 (Model1) 橋脚直角方向

(c) 1-P3 橋脚充填コンクリート直上部



中程間構梁 (Model1) 橋脚直角方向

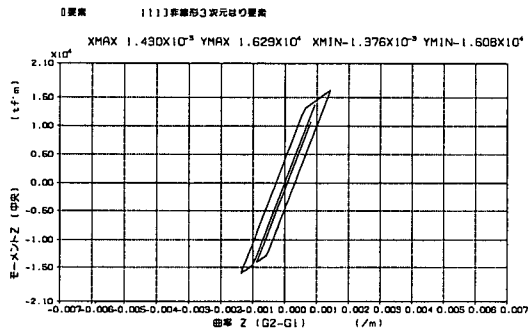
(b) 1-P2 橋脚基部



中程間構梁 (Model1) 橋脚直角方向

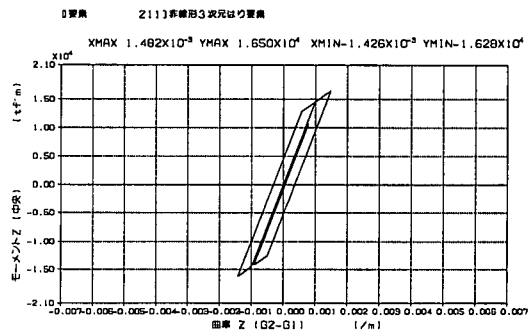
(d) 1-P3 橋脚基部

図-3.15 モデル1橋脚のM-φ履歴



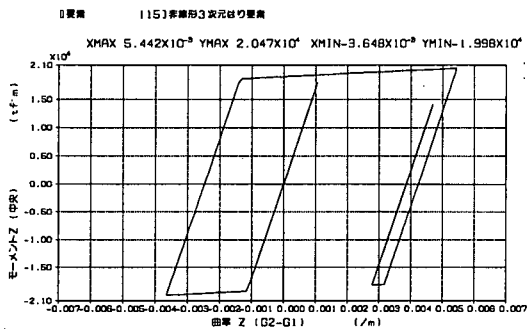
時刻歴(直角方向) type2

(a) 2-P2 橋脚充填コンクリート直上部



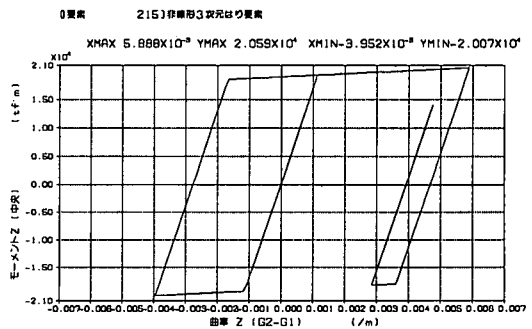
時刻歴(直角方向) type2

(c) 2-P3 橋脚充填コンクリート直上部



時刻歴(直角方向) type2

(b) 2-P2 橋脚基部



時刻歴(直角方向) type2

(d) 2-P3 橋脚基部

図-3.16 モデル2橋脚のM-φ履歴

第4章 モデル3の非線形時刻歴解析

本章では、鋼製ラーメン橋を対象に非線形動的解析を実施し、解析プログラムによる応答値の整合性の検討、橋脚のモデル化手法の検討、減衰マトリクス構成方法の検討、および、ファイバーモデルと梁モデルの比較検討を行った。

4.1 解析モデルの構造諸元

解析に用いたモデルは、原形となった橋（モデル1）をもとに以下のように諸元を変更し、モデル3として解析に用いた。

- ①断面性能における中詰めコンクリートの影響を無視し、中空として扱った。
- ②板厚を低減し、モデル化手法の違いが十分反映できるレベルの塑性応答を示すよう調整した。

なお、原形の橋の諸元では、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台観測波を用いても、橋脚基部の応答塑性率が小さく、解析モデルの違いが十分反映されな

いと考えられた。板厚を低減した橋脚の断面を図-4.1に示す。

鋼製橋脚の非線形モデルは、以下の4種類を用いた。

- 1) 阪神高速道路公団設計基準 提示式
- 2) 土木学会2パラメータ式
- 3) 土木学会2パラメータ式の簡易式
- 4) 鉄道構造物等設計標準 提示式

各モデル化手法の概要は以下の通りである。

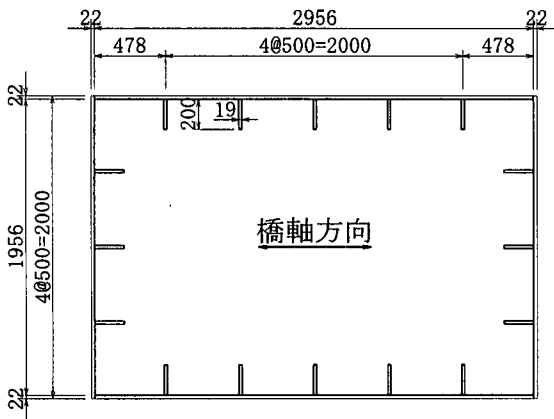
1) 阪神高速道路公団設計基準 提示式⁶⁾

阪神高速道路公団（以降阪神公団）の手法では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の断面について、M-φ関係にて非線形性を定義する。

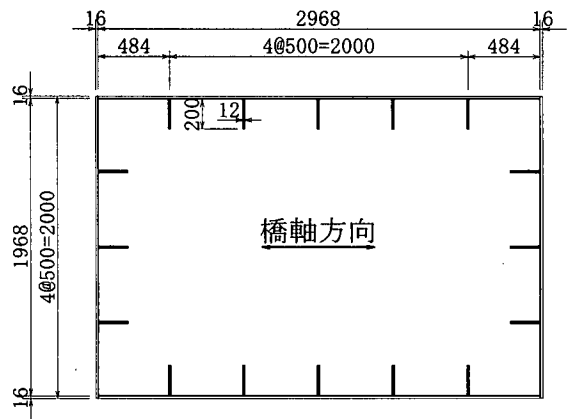
断面のM-φ関係は、圧縮縁の降伏、引張縁の降伏で剛性が変化する、トリリニアモデルで表される。引張縁降伏後の勾配は、断面の終局状態により決定され、断面の終局状態は圧縮縁のひずみが終局ひずみ ϵu に達した状態で定義される。 ϵu は以下により求める

$$\epsilon u = 10 \epsilon y \quad (1 < \gamma / \gamma^* < 3)$$

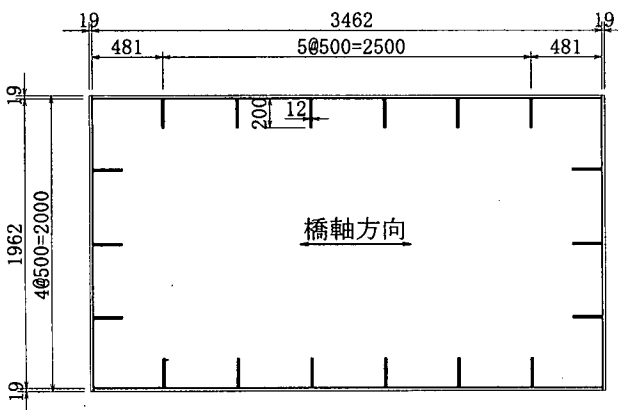
$$\epsilon u = 20 \epsilon y \quad (\gamma / \gamma^* > 3)$$



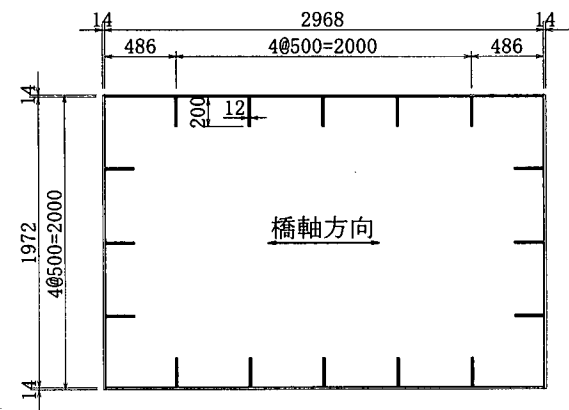
(a)3-P2, 3-P3橋脚上端1.2mの範囲の断面



(b)3-P2, 3-P3橋脚上端以外の断面



(c)3-P1橋脚の断面



(d)3-P4橋脚の断面

図-4.1 モデル3における橋脚断面

ここで、 ε_y は降伏ひずみ、 γ/γ^* は補剛板の補剛材剛比。

本手法を用いる場合の橋梁のモデル化は、橋脚の塑性変形の生じる部位を長さ方向に細分割した、弾塑性梁要素にモデル化し、細分割された各々の断面について、ここで求めたM- ϕ 関係を適用して要素の非線形応答を算出する。要素全体の変形は、各細分割された断面の曲率の分布を積分して求められる。このようなモデル化では、部材の任意の応力分布に対応できるため、単柱形式の橋脚だけでなく、断面力の分布がより複雑な、ラーメン橋の橋軸方向解析における橋脚のモデル化にも適用できる。一方、断面のM- ϕ 関係は平面保持の仮定に基づいて算出されるため、局部座屈の影響等を考慮することはできない。なお、履歴モデルは正規トリリニアとした。

2) 土木学会2パラメータ式^{1) 7)}

土木学会鋼構造新技術小委員会最終報告書に示された、宇佐美らによる2パラメータモデルを用いた。

本手法では、鋼製橋脚の非線形応答は単柱橋脚の水平荷重-水平変位関係(P- δ 関係)として算出する。P- δ 関係における骨格曲線は以下により求める。

①降伏点

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (1)$$

$$H_y = \frac{M_y}{0.85h} \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) \left(1 - \frac{P}{P_u} \right) \quad (2)$$

$$\delta_y = \left(1 + \frac{3EI}{GA_w h^2} \right) \frac{H_y}{H_{y0}} \cdot \delta_{y0}$$

ここで、

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h}, \quad \delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI}$$

H_y : 降伏時の水平耐力で、式(1),(2)の小さい方の値

δ_y : H_y に対応する水平変位

H_{y0} : 軸力が作用せず水平力のみが作用した場合の初期降伏荷重

δ_{y0} : H_{y0} に対応する水平変位(曲げ変形のみ考慮した1次理論による変位)

M_y : 降伏曲げモーメント

P : 作用軸力

P_E : オイラー座屈強度

P_u : 中心軸圧縮強度

h : 柱の高さ、 E : 弾性係数、 I : 断面2次モーメント

G : せん断弾性係数、 A_w : ウェブの断面積

②最大耐力点

$$\frac{H_m}{H_y} = 0.10 \left(R_f \bar{\lambda} \right)^{-1.0} + 0.88 \quad (3)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = 0.00759 \left(R_f \sqrt{\bar{\lambda}} \right)^{-3.5} + 2.59 \quad (4)$$

ここで、

H_m : 最大耐力、 δ_m : H_m に対応する水平変位、

R_f : 幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ

③劣化域の剛性と終局耐力点

$$k \frac{\delta_{y0}}{\delta_y} = -0.278 \left(10 - \frac{\gamma}{\gamma^*} \right) R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y} \right) \bar{\lambda} \quad (5)$$

$$H_u = 0.95 \times H_m$$

$$\delta_{95} = \delta_m + k(H_u - H_m)$$

ここで、

k : 骨格曲線の劣化域の勾配、 γ/γ^* : 補剛材剛比

H_u : 終局耐力、 δ_{95} : H_u に対応する水平変位

なお、式(3)、(4)における γ/γ^* の適用範囲は $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ 、式(5)では $1.0 \leq \gamma/\gamma^* \leq 5.0$ とされる。モデル3では補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* < 3$ となる断面が見られるが、ここでは、このような断面についても、ここに挙げた式を用いて骨格曲線を算出した。

橋軸直角方向の解析については、橋脚の断面力分布は単柱形式の橋脚と同等であるから、宇佐美らの式を用いて未充填部の水平荷重-水平変位関係(P- δ 関係)を求め、これと変形性能が整合するように未充填部基部に弾塑性回転バネを設けて、要素の非線形性を再現した。

橋軸方向の解析では、塑性ヒンジの発生が予想される断面(橋脚基部、天端、天端直下の断面変化位置)から、上部構造の慣性力作用位置の高さの1/2までの距離を等価な橋脚高さとする、仮想的な単柱橋脚を想定し、これに対しP- δ 関係を求め、橋脚のモデル化を行った。

解析プログラムは、Resp-3T/Bを機能拡張して使用した。

3) 土木学会2パラメータ式の簡易式

橋脚のP- δ 関係の骨格曲線は2)に準じて算出するが、履歴特性として正規トリリニアモデルを用いた。これにより、汎用の構造解析モデルに備わっている機能により解析が実施可能となる。

4) 鉄道構造物等設計標準 提示式²⁾

鉄道総合技術研究所（以降鉄道総研）の鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(案)に示された手法を用いた。

①降伏点

2) と同じ式により求める。

②最大耐力点

$$\frac{M_m}{M_y} = 0.093(R_f \bar{\lambda})^{-1.0} + 1.12 \quad (6)$$

$$\frac{\theta_m}{\theta_y} = 0.150(R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}} \cdot \bar{\lambda}_s)^{-1.0} + 2.21 \quad (7)$$

ここで、 $M_m=H_m \cdot h$, $\theta_y=\delta_y/h$, $\theta_m=\delta_m/h$, $\bar{\lambda}_s$: 補剛材の細長比パラメータ。

③劣化域の剛性と終局耐力点

$$M_u = 0.95 \times M_m$$

$$\frac{\theta_u}{\theta_y} = 0.246 \left\{ \left(1 + \frac{P}{P_y} \right) R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}} \cdot \bar{\lambda}_s \right\}^{-1.0} + 2.48 \quad (8)$$

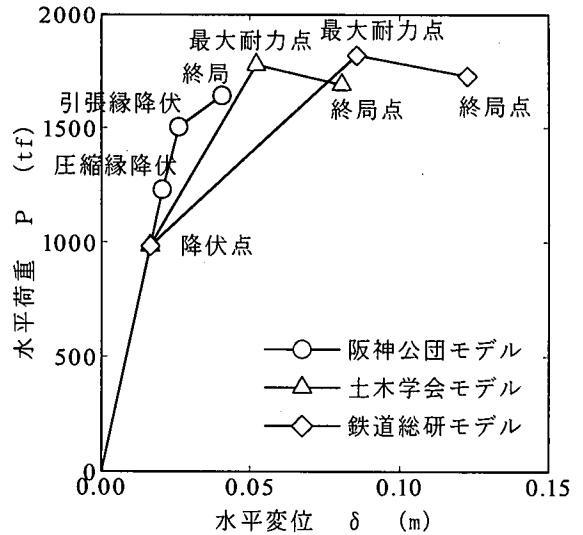
ここで、 $M_u=H_u \cdot h$, $\theta_u=\delta_u/h$

骨組解析モデルの作成方法は2) の手法に準じた。

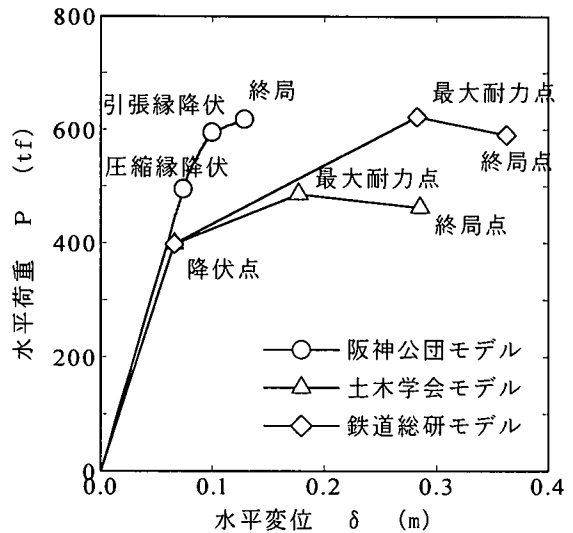
以上のモデル化手法により、3-P2橋脚の橋軸直角方向のP-δ曲線を求めたものを図-4.2に示す。ここで、橋軸方向のP-δ曲線の横軸は、橋脚の非線形モデルを算出する際に用いた等価な単柱モデルの柱天端の変位、橋軸直角方向のP-δ曲線の横軸は、上部構造の慣性力作用高さにおける変位を示す。また、いずれの変位も、せん断変形の影響も考慮している。

橋軸方向、橋軸直角方向ともに、阪神公団のモデルが降伏耐力が最も高く、また、降伏後の剛性の低下が少なかった。また、終局変位が他の解析モデルに比較してかなり小さく算出された。一方、土木学会モデルおよび鉄道総研モデルでは、降伏点が阪神公団モデルより若干小さく、また、降伏後の剛性の低下が顕著であった。土木学会モデルと鉄道総研モデルを比較すると、橋軸方向、橋軸直角方向ともに最大耐力および最大耐力時の変位は鉄道総研モデルの方が大きい。一方、降伏後の剛性の変化を見ると、最大耐力と最大耐力時の変位の関係より、橋軸方向では鉄道総研の方が剛性の低下率が大きく（勾配が小さい）、逆に、橋軸直角方向では、土木学会モデルの方が剛性低下率が大きい。

各解析手法による具体的な解析モデルの諸元は、表-4.1～表-4.5の通りである。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-4.2 3-P2橋脚のP-δ曲線

全モデル共通の非線形解析における解析条件は、以下の通りとした。

- ・要素の減衰定数は上部構造；0.02，橋脚（弾性要素）；0.03，橋脚（弾塑性要素）；0.01とした。
- ・減衰の効果はレイリー減衰で評価した。
- ・端橋脚の天端には、掛違い部の死荷重反力に相当する質量を、橋軸直角方向にのみ有効となるように設置した。
- ・入力地震動はI種地盤標準波（II-I-1）を用いた。地域補正係数は $C_z=1$ とした。
- ・積分方法はNewmarkのβ法による直接積分（ $\beta=0.25$ ）とし、積分時間間隔は $\Delta t=0.001$ 秒とした。

表-4.1 阪神公団提示式による橋脚のM-φ関係

橋脚			橋軸方向曲げ		橋軸直角方向曲げ		
			3-P2, 3-P3		3-P1	3-P2, 3-P3	3-P4
断面			柱上端	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部
圧縮縁	Myo	(tfm)	9743	6595	7430	5314	5040
降伏	φyo	(1/m)	0.00132	0.00124	0.00197	0.00187	0.00196
引張縁	My	(tfm)	11232	8074	8462	6366	5776
降伏	φy	(1/m)	0.00174	0.00193	0.00297	0.00341	0.00296
終局時	Mu	(tfm)	12539	8816	8858	6617	6067
	φu	(1/m)	0.01256	0.01172	0.01717	0.01600	0.01728

表-4.2 土木学会モデルによる橋脚のP-δ関係 (橋軸方向)

橋脚			3-P2		3-P3	
			柱上端	柱基部	柱上端	柱基部
柱の長さ	h	(m)	4.1675	5.3675	3.768	4.968
作用軸力	P	(tf)	1200	1281	1200	1273
軸力なし降伏耐力	Hyo	(tf)	2592	1439	2866	1554
軸力なし降伏変位	δyo	(m)	0.00845	0.01402	0.00691	0.01201
降伏荷重	Hy	(tf)	2188	983	2420	1064
降伏変位	δy	(m)	0.01579	0.01645	0.01449	0.01509
補剛材剛比	Rf		0.559	0.769	0.559	0.769
必要補剛材剛比	γ/γ*		1.717	2.947	1.717	2.947
最大耐力	Hm	(tf)	5501	1778	6504	2002
最大耐力時変位	δm	(m)	0.08414	0.05217	0.08485	0.04915
0.95Hm	0.95Hm	(tf)	5226	1689	6178	1902
0.95Hm時の変位	δ95	(m)	0.12756	0.08076	0.12788	0.07569

表-4.3 土木学会モデルによる橋脚のP-δ関係 (橋軸直角方向)

橋脚			3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
			柱基部	柱基部	柱基部	柱基部
柱の長さ	h	(m)	12.012	10.735	9.936	10.239
作用軸力	P	(tf)	1129	1281	1273	819
軸力なし降伏耐力	Hyo	(tf)	686	583	630	548
軸力なし降伏変位	δyo	(m)	0.10535	0.08414	0.07208	0.07655
降伏荷重	Hy	(tf)	544	398	431	365
降伏変位	δy	(m)	0.09429	0.06590	0.05773	0.05926
補剛材剛比	Rf		0.648	0.769	0.769	0.879
必要補剛材剛比	γ/γ*		1.292	2.905	2.905	2.876
最大荷重	Hm	(tf)	679	486	538	435
最大荷重時変位	δm	(m)	0.25895	0.17734	0.15620	0.15754
0.95Hm	0.95Hm	(tf)	645	462	511	413
0.95Hm時の耐力	δ95	(m)	0.41660	0.28491	0.25064	0.25451

表-4.4 鉄道総研提示式による橋脚のM-θ関係 (橋軸方向)

橋脚			3-P2		3-P3	
			柱上端	柱基部	柱上端	柱基部
柱の長さ	h	(m)	4.1675	5.3675	3.768	4.968
作用軸力	P	(tf)	1200	1281	1200	1273
降伏荷重	Hy	(tf)	2188	983	2420	1064
降伏変位	δy	(m)	0.01579	0.01645	0.01449	0.01509
最大荷重時曲げ	Mm	(tf)	29617	9760	20166	9924
最大荷重時回転角	θm	(m)	0.03160	0.01726	0.03329	0.01752
0.95Hm時の曲げ	Mn	(tf)	28136	9272	19158	9428
0.95Hm時の回転角	θn	(m)	0.04466	0.02286	0.04716	0.02327

表-4.5 鉄道総研提示式による橋脚のM-θ関係 (橋軸直角方向)

橋脚			3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
断面			柱基部	柱基部	柱基部	柱基部
柱の長さ	h	(m)	12.012	10.735	9.936	10.239
作用軸力	P	(tf)	1129	1281	1273	819
降伏荷重	Hy	(tf)	544	398	431	365
降伏変位	δy	(m)	0.09429	0.06590	0.05773	0.05926
最大荷重時曲げ	Mm	(tf)	10299	6681	6764	5763
最大荷重時回転角	θm	(m)	0.03556	0.02630	0.02537	0.02358
0.95Hm時の曲げ	Mn	(tf)	9784	6347	6425	5475
0.95Hm時の回転角	θn	(m)	0.04701	0.03375	0.03265	0.03063

4.2 ベンチマークテスト

阪神公団モデルの解析データを用いて、2種類の解析プログラムを対象にベンチマークテストを実施した。使用した解析プログラムはResp-3T/BとT-DAPとした。比較結果を以下に示す。

表-4.6に固有周期の比較を示す。両者の解析結果は誤差10%以下であり、よく整合していた。

表-4.7に橋軸方向、表-4.8に橋軸直角方向の最大応答値の比較を示す。

上部構造の最大応答加速度は、橋軸方向解析、橋軸直角方向解析ともによく整合しており、解析プログラムによる違いは10%以内となっていた。一方、応答変位は、橋軸直角方向の解析では解析手法による違いが非常に少なかったが、橋軸方向の解析では、Respの解析結果がT-DAPの解析結果よりおよそ40%ほど大きい値を示した。

橋脚の断面力および曲率を比較すると、解析プログラムによる違いは、せん断力は5%以内、曲げモーメントは13%程度であり、よく整合していた。一方、曲率は、Respの解析結果が橋軸方向、橋軸直角方向ともにT-DAPを下回っていた。これは、Respでは断面力が降伏に達していないのに対し、T-DAPでは若干ではあるが断面力が降伏を超えているため、この違いが現れていると考えられる。

以上より、固有周期や上部構造の応答加速度、せん断力や曲げモーメントの値の整合性がよかったことから、橋の基本的な振動特性の再現度は、両プログラムともよく整合していると考えられる。しかし、応答曲率の差が大きく見られたことから、部材の応答値が非線形領域に入る場合は、曲率などに解析プログラムによる違いが現れやすくなると考えられる。

また、橋軸方向解析では、上部構造の応答変位に少ない違いが見られたことから、ラーメン橋の橋軸方向解析のように、不静定次数の高い解析モデルでは、静定構造物に比較して解析プログラムによる違いが現れやすいものと推定される。

表-4.6 固有振動数の比較

モード	固有周期(sec)		比較 ①/②
	①Resp	②T-DAP	
1	0.822	0.804	1.02
2	0.793	0.784	1.01
3	0.727	0.706	1.03
4	0.722	0.696	1.04
5	0.611	0.596	1.03
6	0.510	0.498	1.03
7	0.439	0.410	1.07
8	0.427	0.409	1.04
9	0.317	0.303	1.05
10	0.273	0.264	1.03
11	0.268	0.255	1.05
12	0.232	0.220	1.06
13	0.185	0.177	1.05
14	0.177	0.170	1.04
15	0.116	0.107	1.09

表-4.7 最大応答値の比較 (橋軸方向)

			3-P2	3-P3
上部構造	最大 応答加速度 (gal)	①Resp	1241.6	1303.6
		②T-DAP	1222.5	1195.3
		①/②	1.016	1.091
橋脚 天端	最大 応答変位 (cm)	①Resp	11.48	11.59
		②T-DAP	8.25	8.41
		①/②	1.393	1.378
橋脚 基部	最大曲げ モーメント (tf・m)	①Resp	10793	10066
		②T-DAP	11708	11588
		①/②	0.922	0.869
橋脚 基部	最大 せん断力 (tf)	①Resp	2129	2137
		②T-DAP	2013	2167
		①/②	1.058	0.986
橋脚 基部	最大曲げ モーメント (tf・m)	①Resp	7468	7939
		②T-DAP	8177	8274
		①/②	0.913	0.960
橋脚 基部	最大応答 曲率 (1/m)	①Resp	0.00165	0.00187
		②T-DAP	0.00348	0.00477
		①/②	0.474	0.393
橋脚 基部	最大 せん断力 (tf)	①Resp	2152	2197
		②T-DAP	2151	2166
		①/②	1.001	1.014

表-4.8 最大応答値の比較 (橋軸直角方向)

			3-P2	3-P3
上部構造	最大 応答加速度 (gal)	①Resp	913.2	814.2
		②T-DAP	833.7	837.7
		①/②	1.095	0.972
橋脚	最大 応答変位 (cm)	①Resp	28.49	23.81
		②T-DAP	28.54	24.33
		①/②	0.998	0.979
脚	最大曲げ モーメント (tf・m)	①Resp	6311	6410
		②T-DAP	6555	6567
		①/②	0.963	0.976
基	最大応答 曲率 (1/m)	①Resp	0.00332	0.00561
		②T-DAP	0.01196	0.01256
		①/②	0.278	0.447
部	最大 せん断力 (tf)	①Resp	726	758
		②T-DAP	739	792
		①/②	0.982	0.957

表-4.9 最大応答値 (橋軸方向)

			3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造						
応答加速度 (gal)	最大値		1303.0	1241.6	1303.6	1441.4
	(時刻, sec)		5.68	5.64	5.64	5.61
応答変位 (cm)	最大値		12.01	11.48	11.59	12.10
	(時刻, sec)		5.66	5.66	5.66	5.66
橋脚天端						
曲げモーメント (tf・m)	最大値		-	10793	10066	-
	(時刻, sec)		-	5.65	6.11	-
せん断力 (tf)	最大値		-	2129	2137	-
	(時刻, sec)		-	5.65	8.08	-
橋脚基部						
曲げモーメント (tf・m)	最大値		340	9620	9574	386
	(時刻, sec)		5.55	5.66	5.65	5.56
せん断力 (tf)	最大値		82	2152	2197	72
	(時刻, sec)		5.55	5.65	8.08	5.56

4. 3 各種復元力モデルによる非線形動的解析

(1) 橋軸方向

橋軸方向の解析結果を以下に示す。全てのケースに共通して、橋脚の応答は、3-P2および3-P3橋脚基部において非線形域に達していた。3-P2橋脚の上部も、上端から1.2m下にある板厚変化部において、若干の塑性化が生じていた。ただし、図-4.4(a)に見られる通り、応答履歴を見ると、塑性化の度合はわずかであった。

1) 阪神高速道路公団設計基準 提示式

①最大応答値

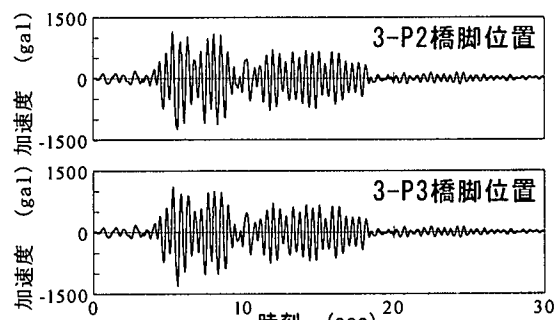
最大応答値の一覧を表-4.9に示す。上部構造の最大応答加速度および最大応答変位は、どの位置においてもほぼ同時に生じており、最大加速度は1300gal前後、変位は11.5cm~12.1cmであった。

橋脚の断面力は、3-P2橋脚と3-P3橋脚が上部構造と剛結されているため、橋脚天端にも曲げモーメントが生じており、橋脚基部より大きい値を示した。しかし、部材板厚は橋脚基部の方が薄いため、主に橋脚基部の方が塑性化する結果となった。

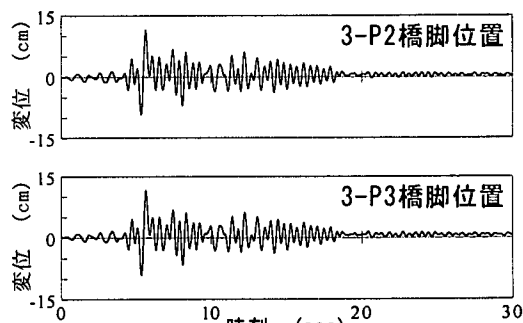
橋脚の断面力の発生時刻は、3-P3橋脚の天端を除いて、概ね同時刻であり、上部構造の応答値が最大となる時刻とほぼ一致していた。このことから、橋軸方向の地震応答は低次の振動モードの影響が大きく、高次の振動モードはほとんど影響していないと考えられる。

②応答波形

上部構造の応答波形を図-4.3に示す。3-P2および3-P3位置の応答波は各々よく類似していた。また、橋脚基部が塑性変形しているため、上部構造の応答変位波形では、最後の部分にわずかに残留変位が見られた。



(a) 上部構造応答加速度波形



(b) 上部構造応答変位波形

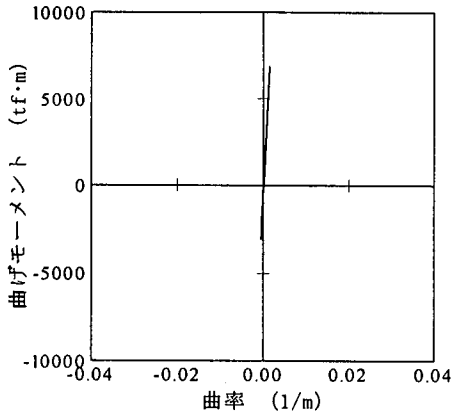
図-4.3 応答波形 (橋軸方向)

③橋脚の弾塑性履歴応答

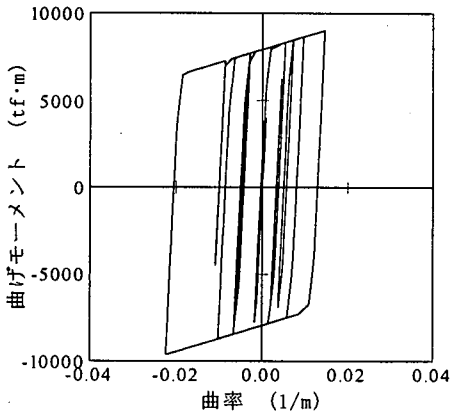
図-4.4に中間橋脚橋脚基部および3-P2橋脚上部の非線形域に達した断面におけるM-φ履歴を示す。

3-P2橋脚上部のM-φ履歴は、線形応答とほぼ同様であった。橋脚基部の応答曲率は3-P2橋脚、3-P3橋脚ともに約0.02m⁻¹であり、表-4.1に示される終局曲率を上回っていた。

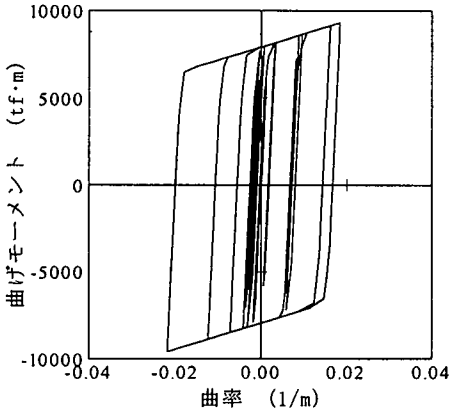
図-4.5に、他の解析モデルと比較のため、水平荷重-水平変位関係の履歴に変換した図を示す。ここで、変位は上部構造変位の1/2、水平荷重は曲げモーメントを橋脚高さの1/2除した値を示している。



(a) 3-P2橋脚上端から1.2m下



(b) 3-P2橋脚基部



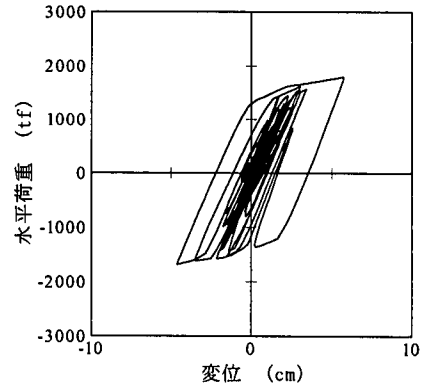
(c) 3-P3橋脚基部

図-4.4 橋脚の履歴ループ (M-φ関係)

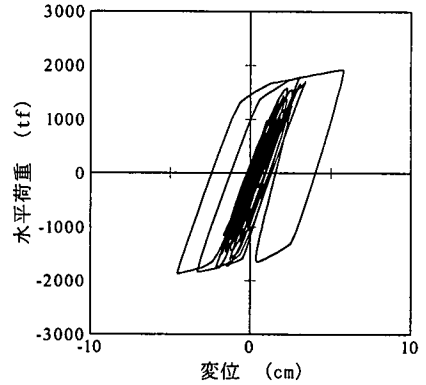
2) 土木学会2パラメータ式

①最大応答値

最大応答値の一覧を表-4.10に示す。上部構造の応答は、表-4.9と比較して大きい違いは見られなかった。一方、中間橋脚の曲げモーメントおよびせん断力は若干低下している。これは、図-4.2に示す曲げ耐力の比較図から分かるように、2パラメータモデルの方が阪神公団のモデルより降伏点が低く設定されることによると考えられる。



(a) 3-P2橋脚基部



(b) 3-P3橋脚基部

図-4.5 橋脚基部の履歴ループ (P-δ関係)

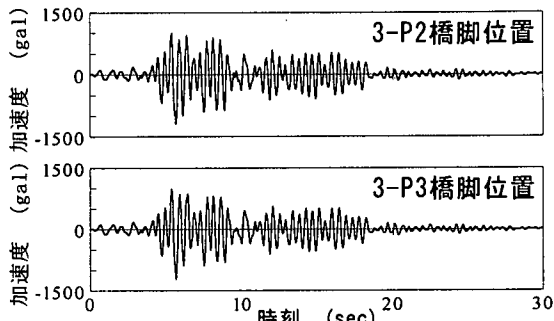
表-4.10 最大応答値 (橋軸方向)

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
応答加速度 (gal)	最大値	1306.8	1210.8	1225.3	1320.2
	(時刻, sec)	5.68	5.63	5.63	5.60
応答変位 (cm)	最大値	12.18	11.64	11.59	12.08
	(時刻, sec)	5.67	5.67	5.67	5.67
橋脚天端					
曲げモーメント (tf·m)	最大値	-	9283	8323	-
	(時刻, sec)	-	6.12	6.13	-
せん断力 (tf)	最大値	-	1928	1990	-
	(時刻, sec)	-	5.63	5.63	-
橋脚基部					
曲げモーメント (tf·m)	最大値	340	9188	9546	386
	(時刻, sec)	5.55	5.62	5.63	5.56
せん断力 (tf)	最大値	82	1922	1973	72
	(時刻, sec)	5.55	5.67	5.63	5.56

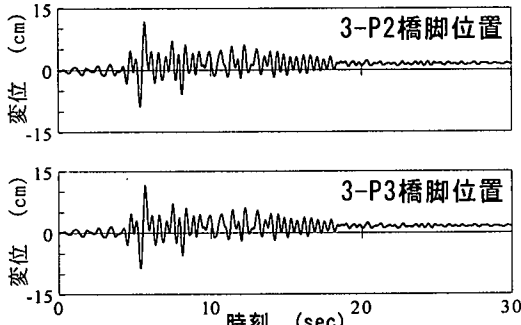
なお、端橋脚は線形応答の範囲にあり、かつ、上部構造からの水平反力が作用しないため、解析モデルによらず同じ応答値を示した。

②応答波形

上部構造の応答波形を図-4.6に示す。阪神公団モデルと同様、3-P2および3-P3位置の応答波の形状は各々よく類似していた。一方、残留変位はより多く生じていた。

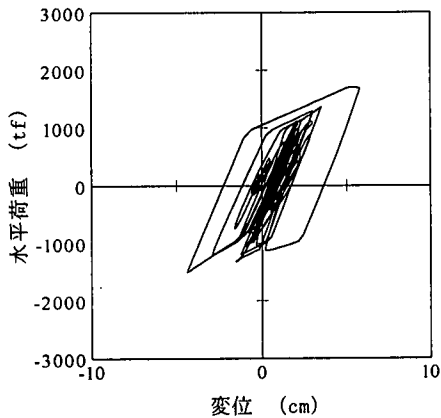


(a) 上部構造応答加速度波形

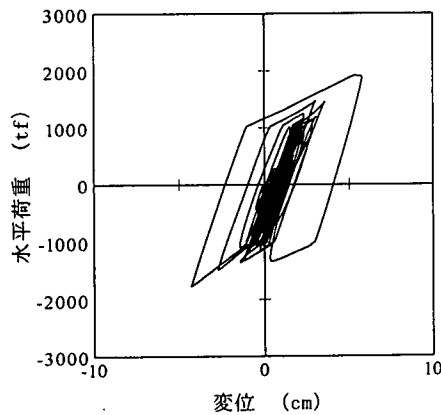


(b) 上部構造応答変位波形

図-4.6 応答波形 (橋軸方向)



(a) 3-P2橋脚基部



(b) 3-P3橋脚基部

図-4.7 橋脚基部の履歴ループ (橋軸方向)

③橋脚の弾塑性履歴応答

橋脚基部の塑性ヒンジに対する等価な $P-\delta$ 履歴を図-4.7に示す。ループの右上において、わずかに負勾配が見られた。図-4.6において残留変位が見られるのは、この負勾配の影響と考えられる。

履歴ループ最大変位は阪神公団のモデルと同等であるが、当モデルでは、塑性ヒンジの終局状態は最大耐力の95%に達した時点と定義され、これによると、応答値は終局状態には達していないと判断された。

3) 土木学会2パラメータ式の簡易式

①最大応答値

最大応答値の一覧を表-4.11に示す。表-4.10と比較すると、上部構造の応答加速度、応答変位ともに若干大きい値であった。また、中間橋脚に生じる曲げモーメントも増していた。2) では部材の塑性変形の繰返しにより、部材の強度に劣化が生じて降伏耐力および降伏後の勾配が低下してゆくことが再現された。これに対し、当モデルでは強度の劣化が再現できないため、最大曲げモーメントが相対的に大きくなった。これが上部構造の応答値の違いにも反映されていたと考えられる。

②応答波形

上部構造の応答波形を図-4.8に示す。波形は2) と類似していた。

③橋脚の弾塑性履歴応答

橋脚基部の塑性ヒンジに対する等価な $P-\delta$ 履歴を図-4.9に示す。ループの大きさや形状は2) と類似していたが、負勾配に至る前の最大耐力点に向かう線の勾配が、当モデルの方が急となっていた。これは、履歴モデルに2パラメータモデルを用いず、正規トリリニアモデルを用いたことによる。このため、部材の塑性変形の繰返しによる強度の劣化が再現されていなかった。

表-4.11 最大応答値 (橋軸方向)

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
応答加速度 (gal)	最大値	1391.7	1307.7	1297.6	1278.7
	(時刻, sec)	5.65	5.61	5.62	5.66
応答変位 (cm)	最大値	13.27	12.71	12.62	13.14
	(時刻, sec)	5.67	5.67	5.67	5.67
橋脚天端					
曲げモーメント (tf・m)	最大値	-	9545	8484	-
	(時刻, sec)	-	5.66	5.89	-
せん断力 (tf)	最大値	-	1980	2091	-
	(時刻, sec)	-	5.63	5.63	-
橋脚基部					
曲げモーメント (tf・m)	最大値	340	9538	9944	386
	(時刻, sec)	5.55	5.62	5.62	5.56
せん断力 (tf)	最大値	82	1958	2018	72
	(時刻, sec)	5.55	5.67	5.62	5.56

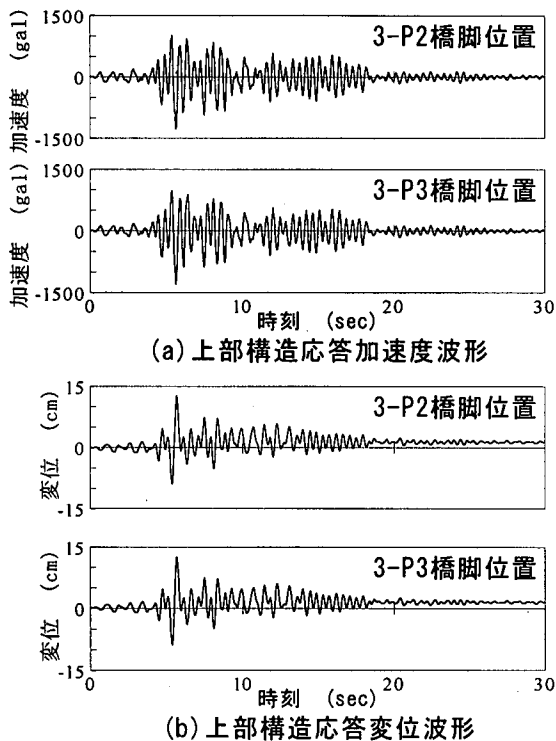


図-4.8 応答波形 (橋軸方向)

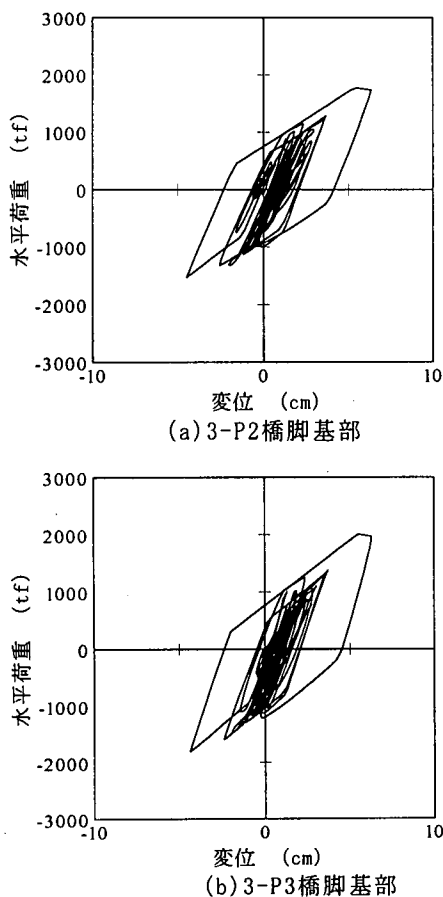


図-4.9 橋脚基部の履歴ループ (橋軸方向)

表-4.12 最大応答値 (橋軸方向)

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
応答加速度 (gal)	最大値	1219.1	1040.2	1073.5	1107.0
	(時刻, sec)	5.67	5.63	5.64	5.60
応答変位 (cm)	最大値	12.59	12.12	12.13	12.55
	(時刻, sec)	5.69	5.69	5.69	5.69
橋脚天端					
曲げモーメント (tf・m)	最大値	-	8739	7745	-
	(時刻, sec)	-	5.67	6.45	-
せん断力 (tf)	最大値	-	1762	1581	-
	(時刻, sec)	-	5.67	5.65	-
橋脚基部					
曲げモーメント (tf・m)	最大値	340	8243	6630	386
	(時刻, sec)	5.55	5.69	5.68	5.56
せん断力 (tf)	最大値	82	1792	1599	72
	(時刻, sec)	5.55	5.68	5.67	5.56

4) 鉄道構造物等設計標準 提示式

①最大応答値

最大応答値の一覧を表-4.12に示す。上部構造の応答値および中間橋脚の断面力は、全般に前3種類のモデル化手法に比較して小さい値であった。これは、当モデル化手法では、2), 3) 同様、降伏点が1) のモデル化手法に比較して低いことと、図-4.2(a)に見られるように、降伏後の勾配の低下率が大きいことに起因すると考えられる。

②応答波形

上部構造の応答波形を図-4.10に示す。波形は図-4.6および図-4.8と類似していたが、残留変位はこれらに比較して小さかった。これは、当モデル化手法では橋脚のP-δ履歴に負勾配が現れなかったためと考えられる。

③橋脚の弾塑性履歴応答

橋脚基部の塑性ヒンジに対する等価なP-δ履歴を図-4.11に示す。ループのアウトラインの大きさは全モデル化手法の中で最も小さかった。当モデルでは、橋脚のP-δ関係において、降伏後の剛性の低下率が大きかったため、最大曲げモーメントも小さく算出されたものと考えられる。一方、当モデルでは最大耐力時の変位が最も大きかったため、地震時の変位はそこまで達せず、履歴ループに負勾配は現れなかった。

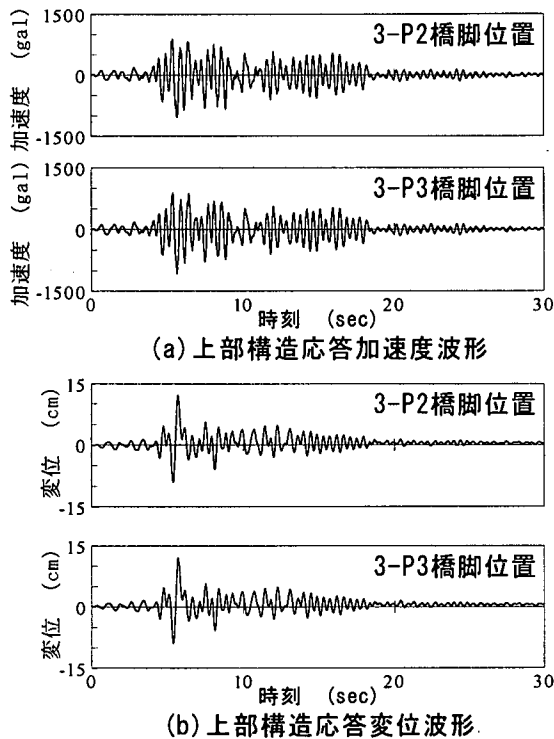


図-4.10 応答波形（橋軸方向）

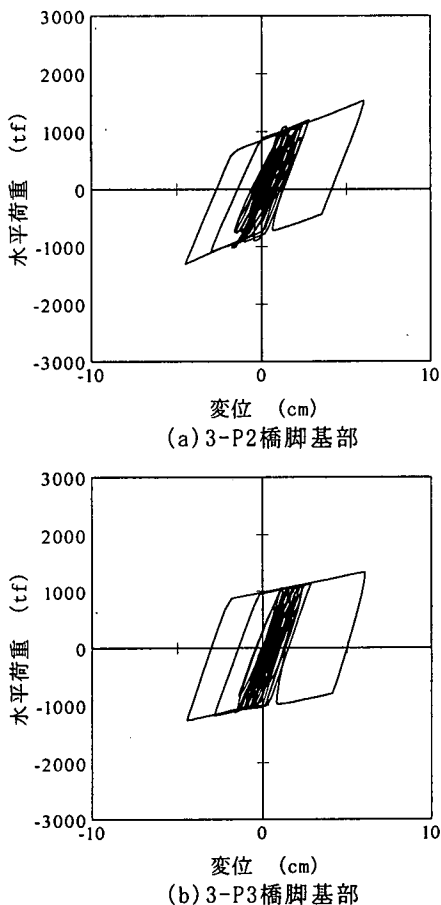


図-4.11 橋脚基部の履歴ループ（橋軸方向）

(2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向の解析結果を以下に示す。全てのケースに共通して、3-P1～3-P3橋脚の全てが基部において塑性化を生じていた。

1) 阪神高速道路公団設計基準 提示式

①最大応答値

最大応答値の一覧を表-4.13に示す。上部構造の最大応答加速度は橋軸方向解析結果に比較して小さく、逆に、応答変位は大きい値となった。

加速度、変位の最大応答値およびその発生時刻は、橋軸方向と異なり、着目位置ごとに異なった値を示した。これは、上部構造が橋軸直角方向の並進だけでなく、水平曲げと鉛直軸回りの回転の振動も連成していたことによると考えられる。

一方、橋脚の最大断面力の発生時刻は、一部を除いて概ね同時刻となっており、橋脚の断面力については、橋軸直角方向の地震応答についても、高次の振動モードはほとんど影響していなかったと推定される。

②応答波形

上部構造の応答波形を図-4.13に示す。橋軸直角方向では、橋軸方向の応答波形に比較して振動の継続時間が長いのが分かる。加震後半の波形は、観測点により波形が異なっており、主桁の振動が均一でないことが分かる。このことから、主桁が水平曲げおよび鉛直軸回り回転の連成した振動をしていることが推測される。

③橋脚の弾塑性履歴応答

橋脚基部の塑性ヒンジに対する、等価なP- δ 履歴を図-4.14に示す。最大応答変位は3-P2橋脚で28.49cmであり、板厚を低減したモデルであるため、図-4.2(b)に示される終局変位を上回っている。他の橋脚についても、基部の曲率は表-4.1に示す終局曲率を上回っていた。

表-4.13 最大応答値（橋軸直角方向）

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
応答加速度	最大値	826.8	913.2	814.2	936.3
	(時刻, sec)	10.74	5.80	8.75	9.29
応答変位	最大値	19.71	28.49	23.81	20.62
	(時刻, sec)	5.81	5.84	5.79	5.71
橋脚基部					
曲げモーメント	最大値	8893	6990	6899	6303
	(時刻, sec)	5.81	5.85	5.79	5.71
せん断力	最大値	767	726	758	659
	(時刻, sec)	10.77	5.85	4.84	5.55

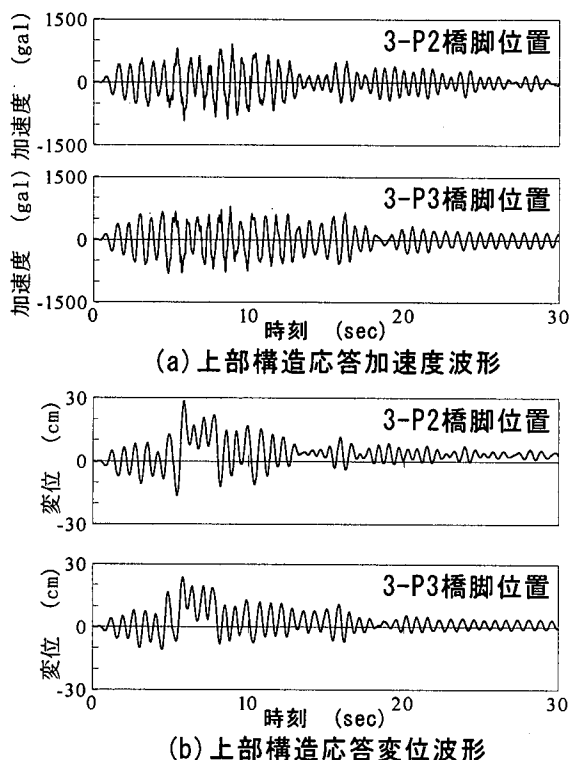


図-4.13 応答波形 (橋軸直角方向)

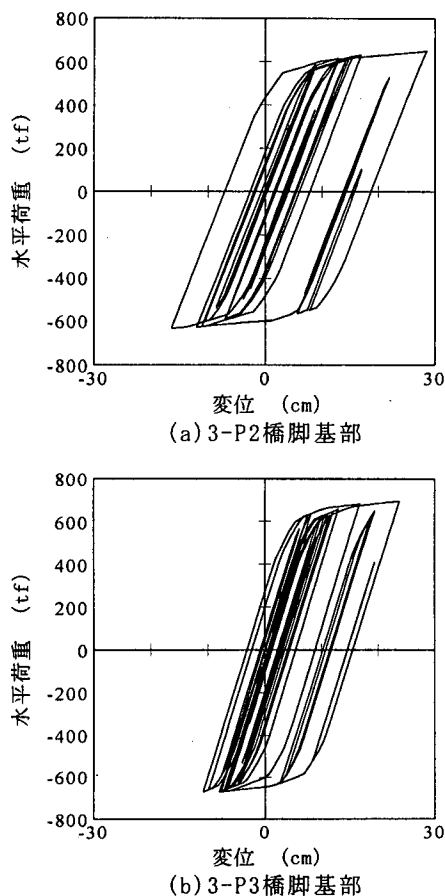


図-4.14 橋脚基部の履歴ループ (橋軸直角方向)

図-4.2(b)のP- δ 曲線を見ると、阪神公団のモデルは最も降伏耐力が高く、降伏後の剛性の低下も少ない。このため、図-4.14のP- δ 履歴ループの高さは、他のモデル化手法によるものと比較して高く、橋脚に作用する最大の水平荷重は700tf近くに達していた。一方、最大変位も他に比較して大きかった。このため、履歴ループのアウトラインの面積は、本計算手法によるものが最も大きかった。

2) 土木学会2パラメータ式

①最大応答値

最大応答値の一覧を表-4.14に示す。表-4.13と比較すると、上部構造の応答は加速度および変位も減少していた。また、橋脚基部の曲げモーメントおよびせん断力も減少していた。

②応答波形

上部構造の応答波形を図-4.15に示す。上部構造の応答波形は、図-4.13と類似していた。ただし、最大応答値が阪神公団のモデルより小さいことを反映して、振幅は減少していた。

③橋脚の弾塑性履歴応答

橋脚基部の塑性ヒンジに対する、等価なP- δ 履歴を図-4.16に示す。板厚を低減したモデルであるため、塑性率が大きく、3-P2橋脚、3-P3橋脚ともにループの右上で負勾配領域に達していたことが分かる。

履歴ループの形状は、図-4.2(b)に示されるように、阪神公団のモデルに比較して降伏耐力が低く、降伏後の剛性低下も大きいことを反映して、ループの高さが図-4.14より低くなった。また、応答変位も低減しているため、ループのアウトラインの面積は図-4.14より減少していた。

表-4.14 最大応答値 (橋軸直角方向)

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
応答加速度 (gal)	最大値	747.2	766.9	690.2	805.7
	(時刻, sec)	10.70	5.81	4.79	5.52
応答変位 (cm)	最大値	16.88	24.81	20.31	18.53
	(時刻, sec)	5.79	5.88	5.84	6.33
橋脚基部					
曲げモーメント (tf·m)	最大値	7317	5089	5182	4390
	(時刻, sec)	5.79	5.43	5.72	5.64
せん断力 (tf)	最大値	589	527	553	459
	(時刻, sec)	5.79	5.89	4.86	5.52

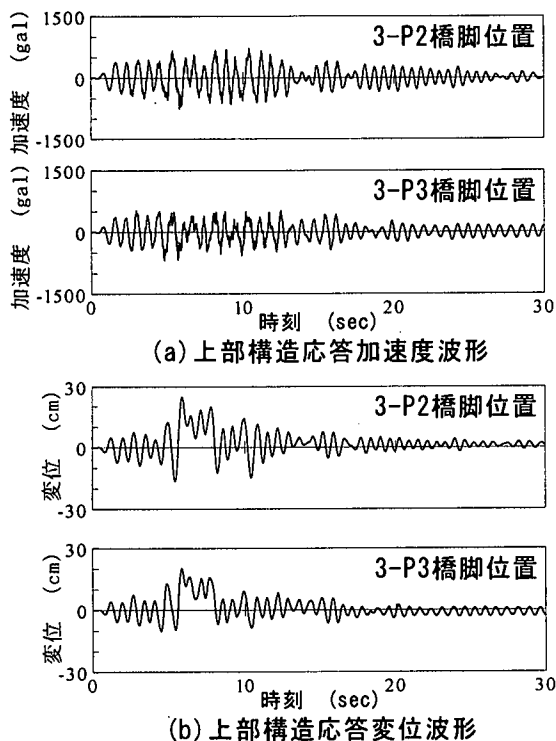


図-4.15 応答波形 (橋軸直角方向)

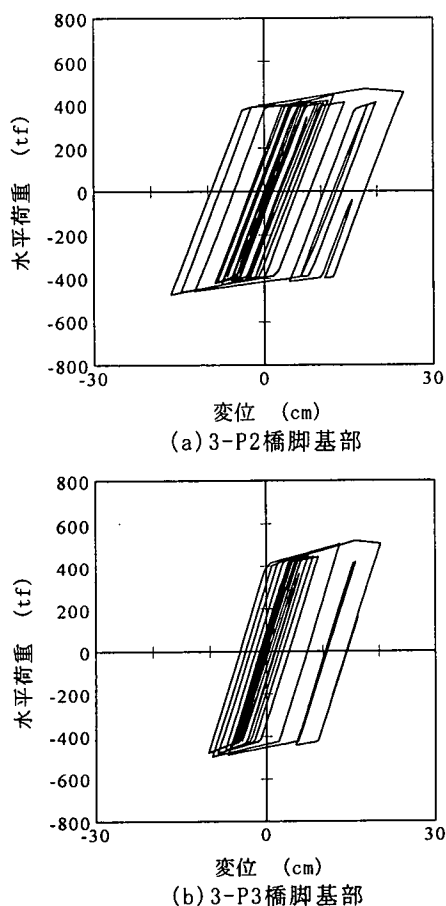


図-4.16 橋脚基部の履歴ループ (橋軸直角方向)

履歴ループを子細に見ると、2パラメータ式を適用して橋脚基部の塑性ヒンジの応答を算出しているため、降伏点および2次勾配が、振動中微妙に変動していたことが示されている。特に、負勾配領域に達した後は、降伏後の2次勾配が低下し、水平に近くなっており、局部座屈の発生等による、部材強度の劣化が再現されていた。

3) 土木学会2パラメータ式の簡易式

①最大応答値

最大応答値の一覧を表-4.15に示す。当モデルは2)の簡易化手法であるが、表-4.14と比較すると、応答値はよく類似していた。

②応答波形

上部構造の応答波形を図-4.17に示す。上部構造の応答波形は、図-4.15と非常によく類似していた。ただし、上部構造の変位波形を見ると、残留変位は当モデルの方が大きかった。

③橋脚の弾塑性履歴応答

橋脚基部の塑性ヒンジに対する、等価なP- δ 履歴を図-4.18に示す。履歴ループのおおまかな形状は図-4.16と類似していた。特にアウトラインの面積は同等であった。

ループの詳細な形状は、ループ右上に負勾配が見られる点は類似しているものの、当モデルの方が降伏後の2次勾配が大きく、また、負勾配部分を除いて、2次勾配が不変となっているという違いが見られた。橋脚基部の曲げモーメントは、当モデルの方が若干大きい値を示したが、これは、このようなループの形状の違い、すなわち、塑性変形の繰返しによる部材の強度の劣化が再現されていないことに起因すると考えられる。

表-4.15 最大応答値 (橋軸直角方向)

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
応答加速度 (gal)	最大値	750.3	770.4	690.7	855.1
	(時刻, sec)	10.68	5.80	4.78	5.54
応答変位 (cm)	最大値	16.87	24.44	19.30	16.92
	(時刻, sec)	5.79	5.88	5.84	5.72
橋脚基部					
曲げモーメント (tf·m)	最大値	7286	5391	5346	4282
	(時刻, sec)	5.79	8.11	5.74	6.71
せん断力 (tf)	最大値	581	541	559	498
	(時刻, sec)	5.79	10.41	4.86	6.71

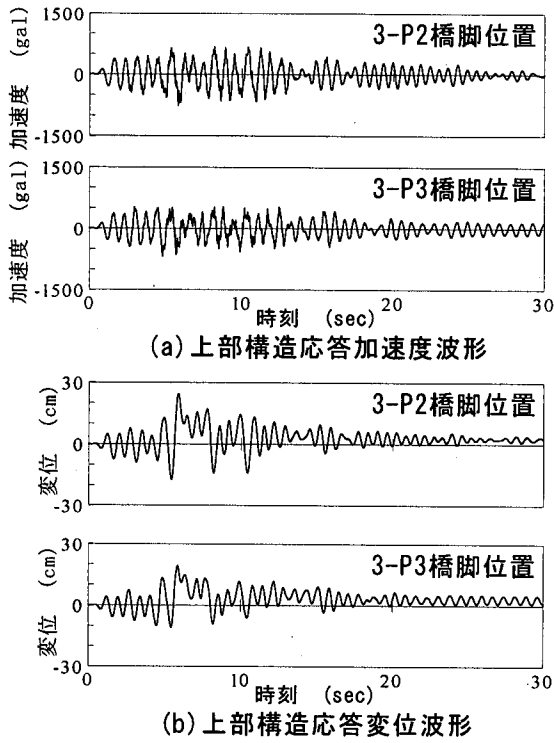


図-4.17 応答波形 (橋軸直角方向)

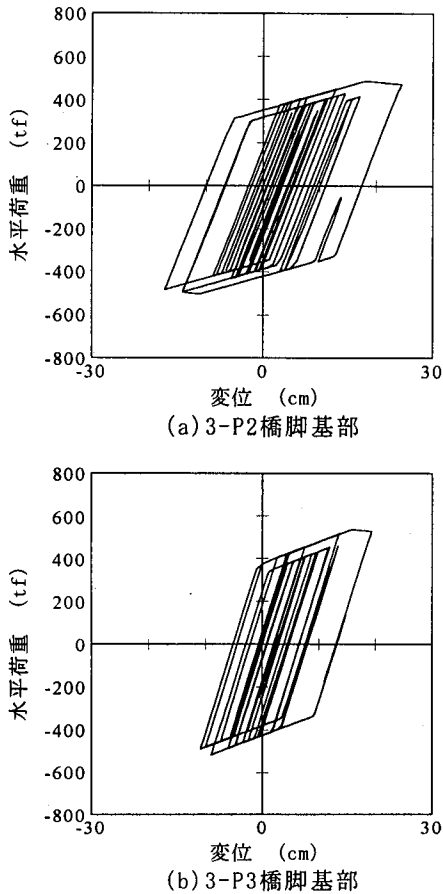


図-4.18 橋脚基部の履歴ループ (橋軸直角方向)

4) 鉄道構造物等設計標準 提示式

①最大応答値

最大応答値の一覧を表-4.16に示す. 表-4.15と比較すると, 上部構造の応答加速度および橋脚基部の断面力が若干増加していた. 上部構造の応答変位はほぼ同じ値であった.

表-4.16 最大応答値 (橋軸直角方向)

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
応答加速度 (gal)	最大値	740.9	824.4	697.3	833.8
	(時刻, sec)	10.68	5.80	4.78	5.54
応答変位 (cm)	最大値	17.11	24.63	19.57	15.90
	(時刻, sec)	5.79	5.87	5.83	5.71
橋脚基部					
曲げモーメント (tf・m)	最大値	7449	6317	6072	4892
	(時刻, sec)	5.78	5.88	5.84	5.71
せん断力 (tf)	最大値	609	644	648	482
	(時刻, sec)	5.79	5.88	5.84	11.37

②応答波形

上部構造の応答波形を図-4.19に示す. 上部構造の応答波形は, 残留変位が比較的少ないことも含めて, 図-4.15と類似していた.

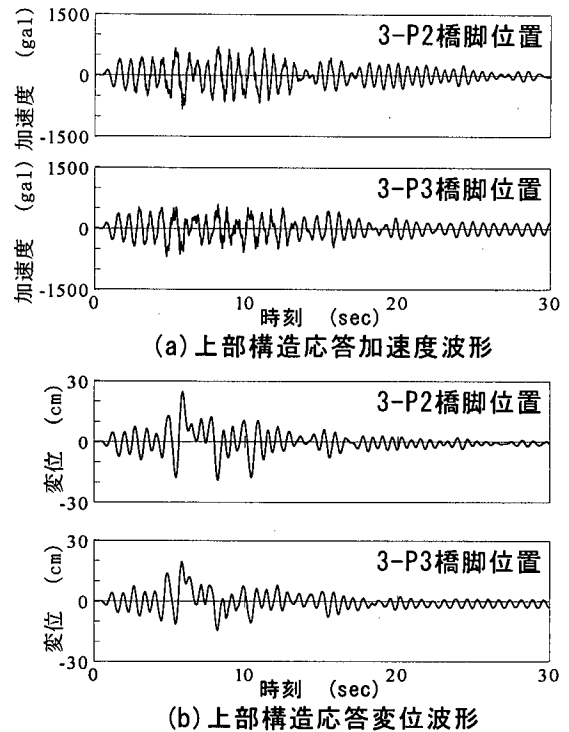


図-4.19 応答波形 (橋軸直角方向)

③橋脚の弾塑性履歴応答

橋脚基部の塑性ヒンジに対する、等価なP- δ 履歴を図-4.20に示す。当モデルでは、履歴ループに負勾配は現れていなかった。これは、図-4.2に示されるように、当モデルの橋軸直角方向のP- δ 曲線では、最大耐力が2パラメータ式より大きいためと考えられる。上部構造の応答加速度や橋脚基部の断面力が大きく算出されたことも、これと関連しているものと考えられる。一方、履歴ループのアウトラインの面積は、図-4.16や図-4.18と類似していた。

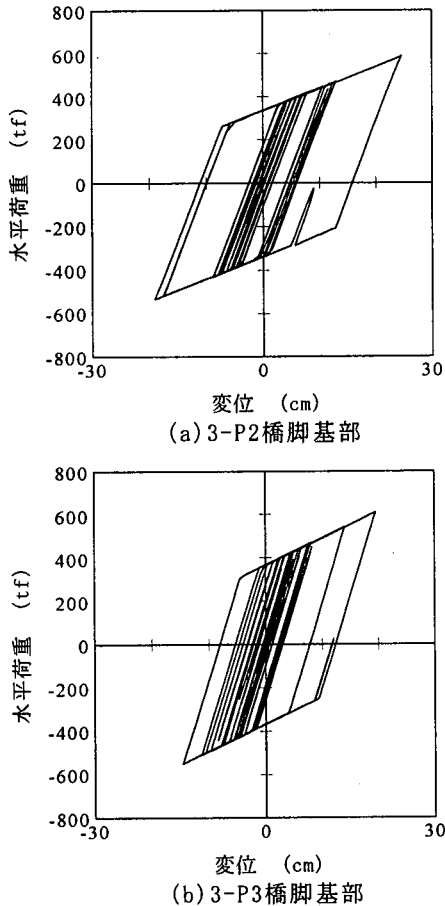


図-4.20 橋脚基部の履歴ループ（橋軸直角方向）

(3) まとめ

解析手法の違いによる解析結果の違いを総括すると、以下の様であった。

- ① 阪神公団のモデルでは、橋脚の断面力が高く算出され、かつ、応答変位も大きく算出された。このため、当モデルでは、橋の地震応答のエネルギーを高く評価している。応答値が高く算出されることと、図-4.2に示すように終局変位が最も小さいことを考えると、当モデルが最も安全側の解析であると考えられる。
- ② 2パラメータ式では、塑性変形の繰返しにより部材の強度が劣化する過程が再現されたが、当橋

の損傷レベル（負勾配域にわずかに達する程度）では、正規バイリニアによる簡易計算法でも、2パラメータ式に近い解析結果を得ることができた。

③ JRの計算式による解析結果は、2パラメータ式による解析結果と類似していた。これは、部材の降伏点が2パラメータ式と同一だったことによると考えられる。一方、橋軸直角方向の解析では、JRの計算式では、最大耐力および最大耐力時の変位が2パラメータ式に比較して大きかったため、橋脚の履歴ループに負勾配が生じなかった。

④ 履歴ループの最も外側の線により囲まれた面積を解析手法により比較すると、ループの高さの高い阪神公団の手法が、ループの横幅である最大変位も大きく、その面積が最も大きかった。エネルギー一定則により橋の塑性応答を推定する場合は、橋脚のP- δ 関係の描く面積が一定であるという仮定によるため、降伏耐力が高い橋脚では応答変位が小さく、降伏耐力の低い橋脚では応答変位が大きくなることが期待される。今回の検討では、降伏耐力の高い阪神公団のモデルが、応答変位も大きく算出されたため、他のモデル化手法に比較して、橋脚が吸収したエネルギーを大きく評価していたと判断される。このため、エネルギー一定則の限界が示されるとともに、動的解析における橋の応答の解析精度には、橋脚の弾塑性部材のモデル化手法、特に、降伏耐力をどのような値に設定するかが、大きく影響すると推定される。

4. 4 減衰定数の評価方法

動的解析における減衰マトリクスの構成方法が、橋の動的応答に与える影響を検討した。

(1) 解析条件

橋脚のモデル化手法は、4.3の阪神公団の手法を用いた。解析ケースは以下の3ケースとした。なお、当解析モデルの固有振動数と減衰定数の関係は図-4.21の通りである。

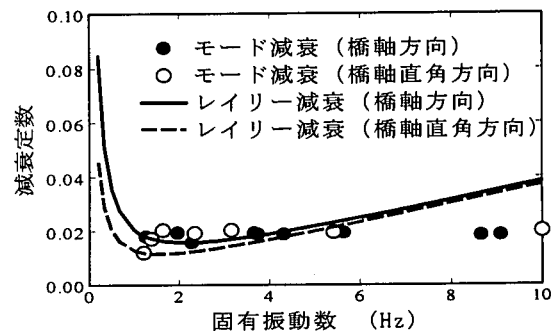


図-4.21 固有振動数と減衰定数の関係

①レイリー型

4. 3の解析で用いた手法で、以下の式により減衰マトリクスを構成した。

$$C = \alpha M + \beta K \quad (9)$$

ここに、 C ：減衰マトリクス、 M ：質量マトリクス、 K ：剛性マトリクス、 α, β ：定数。

定数 α, β は、解析方向に有効質量をもつ固有振動モードの固有振動数と減衰定数の組合せを参考に、表-4.17のように設定した。設定した α, β によるレイリー型の減衰と振動数の関係は、図-4.21に示した通りである。橋軸方向では2次の振動モードと7次の振動モードの振動数と減衰定数から、橋軸直角方向では1次の振動モードの振動数と減衰定数及び振動数5Hzと減衰定数2%から定数を設定した。

表-4.17 レイリー減衰の定数

	α	β
橋軸方向解析	0.21079	0.00117
橋軸直角方向解析	0.11600	0.00116

レイリー型の減衰評価手法では、安定した解を得やすく、解析時間も短縮できるが、 α, β の算出に用いた固有振動モード以外のモードは、減衰定数を正確に考慮できない。このため、高次モードの振動の影響が無視できない橋では、解析結果の精度が低下する可能性がある。

②ひずみエネルギー比例型（減衰エネルギー評価）

ここでは、図-4.21の各モードの振動数と減衰定数の関係を使用して、式(10)により減衰マトリクスを構成した。

$$C = M \cdot \Phi \cdot \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & 2h_i \omega_i & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix} \cdot \Phi^T \cdot M \quad (10)$$

ここに、 Φ ：固有ベクトル（ただし $\Phi^T M \Phi = I$ となるよう正規化）、 h_i ： i 次の減衰定数、 ω_i ： i 次の固有円振動数。

減衰エネルギー評価によるひずみエネルギー比例型の減衰評価手法では、固有振動モードの減衰定数を忠実に再現できるため、高次の振動モードの影響の大きい構造物にも適するが、解析時間はレイリー型や部材別減衰定数評価によるひずみエネルギー比例型に比較して長く必要となる。

③ひずみエネルギー比例型（部材別減衰定数評価）

ここでは、1次の固有振動モードを用いて、式(11)

により減衰マトリクスを構成した。

$$C = \sum_{j=1}^N \frac{2h_j}{\omega_j} \cdot k_j \quad (11)$$

ここに、 k_j ： j 要素の要素剛性マトリクス、 h_j ： j 要素の減衰定数、 ω_j ：1次の固有円振動数、 N ：全要素数。

部材別減衰定数評価によるひずみエネルギー比例型の減衰評価手法では、レイリー型同様安定した解を得やすく、解析時間も短縮できるが、1次の固有振動モードのみから減衰マトリクスを構成するため、2次以上の固有振動モードの影響が支配的または無視できない橋では、解析結果の精度が低下する可能性がある。

(2) 解析結果

解析結果を表-4.18および表-4.19に示す。

表-4.18 最大応答値（橋軸方向）

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
最大応答 加速度 (gal)	モデル①	1303.0	1241.6	1303.6	1441.4
	モデル②	2014.1	2439.6	1856.5	1969.6
	モデル③	1213.0	1155.6	1183.1	1274.5
最大応答 変位 (cm)	モデル①	12.01	11.48	11.59	12.10
	モデル②	12.18	11.63	11.75	12.24
	モデル③	11.49	10.99	11.32	11.64
橋脚天端					
最大曲げ モーメント (tf・m)	モデル①	-	10793	10066	-
	モデル②	-	10870	10208	-
	モデル③	-	10129	9429	-
最大 せん断力 (tf)	モデル①	-	2129	2137	-
	モデル②	-	2163	2157	-
	モデル③	-	2058	2114	-
橋脚基部					
最大曲げ モーメント (tf・m)	モデル①	340	9620	9574	386
	モデル②	345	9727	9588	1063
	モデル③	339	9508	9352	382
最大 せん断力 (tf)	モデル①	82	2152	2197	72
	モデル②	84	2193	2291	149
	モデル③	82	2067	2139	72

表-4.19 最大応答値（橋軸直角方向）

		3-P1	3-P2	3-P3	3-P4
上部構造					
最大応答 加速度 (gal)	モデル①	826.8	913.2	814.2	936.3
	モデル②	834.6	1363.8	1619.1	1044.5
	モデル③	736.7	794.0	802.7	857.8
最大応答 変位 (cm)	モデル①	19.71	28.49	23.81	20.62
	モデル②	19.75	28.50	23.35	20.18
	モデル③	19.43	28.18	23.15	18.38
橋脚基部					
最大曲げ モーメント (tf・m)	モデル①	8893	6990	6899	6303
	モデル②	8928	6936	6840	6168
	モデル③	8912	7014	6942	6160
最大 せん断力 (tf)	モデル①	767	726	758	659
	モデル②	782	794	804	746
	モデル③	742	731	754	654

履歴モデルによる解析結果の違いは、橋軸方向解析において、上部構造の応答加速度の違いが顕著であったが、それ以外は解析ケースによる違いは小さいものだった。

モデル②において応答加速度が大きくなった理由は、図-4.21に示されるように、モデル①のレイリー減衰では振動数の高い領域でモード減衰の値より高い減衰定数を与えているのに対し、モデル②ではモード減衰の値を直接使用しているため、このような高振動数領域のモードの影響をモデル①より大きく考慮していることによると考えられる。しかし、応答変位や最大断面力は、より低次のモードの影響が大きいいため、応答加速度ほどの違いが現れなかったと考えられる。モデル③では、減衰マトリクスは1次の固有振動モードのみを考慮して構成され、高次モードでの減衰定数の再現度が不明であるが、モデル①と同等の解析結果となっていることから、やはり高次の振動モードに対する減衰定数の傾向も、モデル①に近いと推定される。

また、応答変位や断面力が、減衰モデルに対して感度が低かったことの原因として、橋の動的応答に対して、粘性減衰だけでなく橋脚要素の履歴減衰も大きく影響していたことが考えられる。

(3) 考察

動的解析における減衰マトリクスをいかに構成するかは、動的解析結果の精度を高める上で重要な問題である。

減衰マトリクスの構成方法として、最も精度が高いと考えられるのは、主要な固有振動モードの減衰定数を適切に考慮できる、モデル②による手法であると考えられる。モデル①では、2個の固有振動数とモード減衰の組のみ、モデル③では、1次の固有振動モードのみしか再現できない。しかし、モデル②による解析は、モデル①あるいは③と比較して、数倍の計算時間が必要となった。

モデル①による解析では、2個の固有振動数と減衰定数の組合せを適切に選択することで、応答加速度以外の動的応答をモデル②と同程度の精度で再現できた。また、モデル③では、応答値がモデル①および②を若干下回る傾向を示したが、これも応答加速度以外ではモデル②に近い解析結果を得ることができた。

以上から、当該橋のように、高次モードの影響が橋の断面力に大きく影響しない橋では、レイリー減衰のように解析時間上有利な減衰の評価方法でも、十分な精度で動的応答を再現できることが分かった。

4. 5 ファイバーモデルによる非線形動的解析

橋脚柱部をファイバーモデルによりモデル化し、弾塑性梁要素を用いた場合と動的応答の比較を行った。

解析方向は橋軸方向とし、弾塑性梁要素を用いた解析モデルは、阪神公団の手法を用いた解析モデルとした。ファイバー要素における鋼材の $\sigma - \epsilon$ 関係は、阪神公団の解析モデルにおいて $M - \phi$ 関係の算出に用いたものと同じ、基準降伏点を折れ点とし、降伏後の勾配がゼロとなる完全弾塑性型のバイリニアモデルを設定した。また、 $\sigma - \epsilon$ 関係の履歴モデルは正規バイリニアとした。解析プログラムは大和設計(株)のY-FIBERを使用した。

解析結果を表-4.20に示す。上部構造の応答加速度および応答変位は、ファイバーモデルの方が小さい値となった。一方、橋脚基部の断面力は、曲げモーメントが若干増加した。

このような応答値の違いは、梁要素が鋼材の挙動をファイバーモデルほど十分に再現していないことによると考えられる。特に、剛性マトリクスの構成などがかなり異なることから、減衰マトリクスの扱いなども同一となっていないと考えられる。

表-4.20 最大応答値(橋軸方向)

橋脚のモデル化		3-P2		3-P3	
		梁要素	Fiber	梁要素	Fiber
上部構造					
応答加速度 (gal)	最大値	1241.6	1125.2	1303.6	1110.8
	(時刻, sec)	5.64	8.09	5.64	8.08
応答変位 (cm)	最大値	11.48	7.42	11.59	7.61
	(時刻, sec)	5.66	5.61	5.66	5.62
橋脚基部					
曲げモーメント (tf・m)	最大値	9620	10704	9574	10295
	(時刻, sec)	5.66	5.61	5.65	5.60

図-4.22に、ファイバーモデルを用いた解析による、上部構造の応答波形を示す。梁モデルの解析結果、図-4.3と比較すると、波形はよく似通っているが、最大振幅が若干小さい。しかし、残留変位はファイバーモデルの方が大きく算出された。

図-4.23に、橋脚基部のファイバー要素の $\sigma - \varepsilon$ 履歴を示す。橋脚基部の $\sigma - \varepsilon$ 履歴は、3-P2、3-P3で似通っており、圧縮側で降伏が一度生じた後、引張側で1,2度降伏が生じていた。そして、0.25%程度のひずみが残留した。履歴ループの形状は仮定値とよく整合していた。

図-4.24に、骨組解析モデルと比較のため、水平荷重-水平変位関係として作成した橋脚基部の応答履歴図を示す。ファイバーモデルによる解析結果は、最大曲げモーメントが弾塑性梁モデルに比較して若干大きかったが、最大変位は小さく算出された。このため、履歴ループの面積は、梁要素よりファイバーモデルの方が顕著に小さくなった。

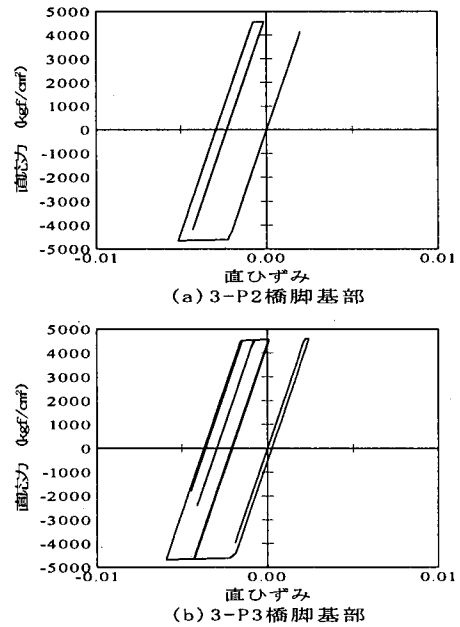


図-4.23 橋脚要素の $\sigma - \varepsilon$ 関係

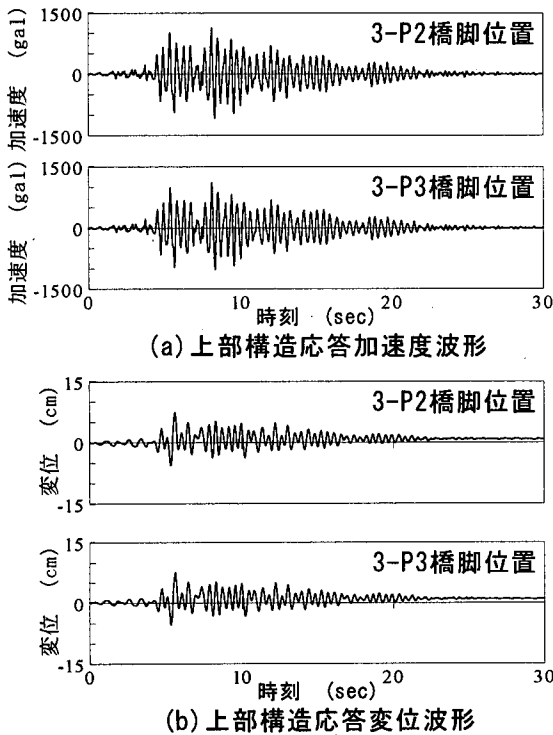


図-4.22 応答波形 (橋軸方向)

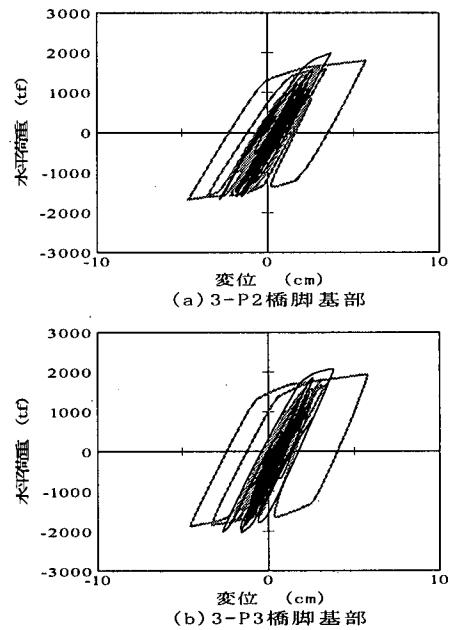


図-4.24 橋脚基部の履歴ループ (橋軸方向)

第5章 静的設計法の適用性

第2章および第3章に示すモデル1およびモデル2の鋼ラーメン橋を用いて、水平震度を漸増载荷して水平震度と上部工重心位置の水平変位の関係を求める push-over 解析を実施した。エネルギー一定則によって算出される弾塑性応答変位と非線形動的解析によって得られた最大応答変位を比較し、エネルギー一定則の適用性を検討する。なお、荷重を与える方向は、橋軸方向および橋軸直角方向である。

静的解析による橋梁全体系の降伏時を橋脚のある要素が降伏に達するとき、終局時を橋脚のある要素が終局に達するときと定義した。

5. 1 push-over 解析とエネルギー一定則の適用

(1) 橋軸方向

表-5.1(a), (b)にモデル1およびモデル2の橋軸方向に対する push-over 解析の結果を示す。橋梁全体系の水平変位は、各橋脚天端の水平変位を平均して求めた。

表-5.2(a), (b)にモデル1およびモデル2の橋梁全体系の降伏時、終局時および地震時保有水平耐力に相当する水平震度と各状態における水平変位を示す。

表-5.1 橋脚各要素の降伏および終局に至る順番 (軸方向)

(a)モデル1

順番	水平震度	変位(m)	橋脚の状態
①	1.0098	3.326E-02	1-P3橋脚柱基部が降伏
②	1.0756	3.714E-02	1-P2橋脚柱基部が降伏
③	1.8123	1.347E-01	1-P2橋脚隅角部が降伏
④	1.9508	1.587E-01	1-P3橋脚隅角部が降伏
⑤	2.1263	1.998E-01	1-P3橋脚柱基部が終局
⑥	2.1811	2.154E-01	1-P2橋脚柱基部が終局
⑦	2.2070	2.237E-01	1-P2橋脚隅角部が終局
⑧	2.3459	2.701E-01	1-P3橋脚隅角部が終局

(b)モデル2

順番	水平震度	変位(m)	橋脚の状態
①	1.0483	4.944E-02	2-P3橋脚柱基部が降伏
②	1.1329	5.547E-02	2-P2橋脚柱基部が降伏
③	1.3664	8.706E-02	2-P3橋脚柱上部が降伏
④	1.6846	1.435E-01	2-P3橋脚柱上部が終局
⑤	1.7886	1.679E-01	2-P2橋脚柱上部が降伏
⑥	1.9813	2.267E-01	2-P2橋脚柱上部が終局
⑦	2.0364	2.510E-01	2-P3橋脚柱基部が終局
⑧	2.0649	2.678E-01	2-P2橋脚柱基部が終局

表-5.2 各状態の水平震度と水平変位 (軸方向)

(a)モデル1

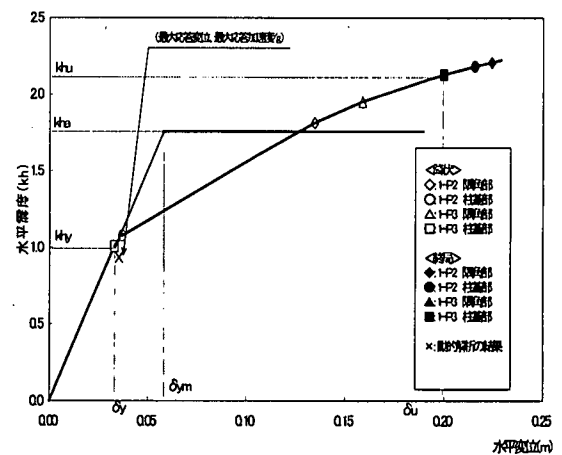
	水平震度		水平変位(m)	
	降伏時	終局時	地震時保有水平耐力	地震時保有水平耐力
降伏時	khy	1.0098	δ_y	3.326E-02
終局時	khu	2.1263	δ_u	1.998E-01
地震時保有水平耐力	kha	1.7541	δ_{ym}	5.777E-02

(b)モデル2

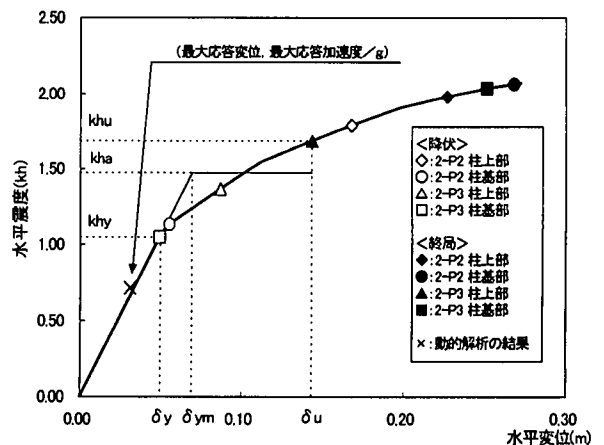
	水平震度		水平変位(m)	
	降伏時	終局時	地震時保有水平耐力	地震時保有水平耐力
降伏時	khy	1.0483	δ_y	4.944E-02
終局時	khu	1.6846	δ_u	1.435E-01
地震時保有水平耐力	kha	1.4725	δ_{ym}	6.944E-02

モデル1の場合は、1-P3橋脚柱基部が降伏したときを降伏、1-P3橋脚柱基部が終局したときを終局とした。モデル2の場合は、2-P3橋脚柱基部が降伏したときを降伏、2-P3橋脚柱上部が終局したときを終局とした。

表-5.1および表-5.2を図化したものが図-5.1(a), (b)である。



(a)モデル1



(b)モデル2

図-5.1 水平震度と水平変位の関係 (軸方向)

Push-over 解析をもとに、道路橋示方書の規定に従って地震時保有水平耐力法により安全性の判定を行った結果を表-5.3 に示す。ここで、地震時保有水平耐力と等価な水平震度を k_{ha} 、設計水平震度を k_{hc} 、等価水平震度を k_{he} 、応答塑性率を μ_R 、許容塑性率を μ_a 、残留変位を δ_R 、許容残留変位を δ_{Ra} とする。

$$k_{ha} = k_{hy} + (k_{hu} - k_{hy}) / \alpha$$

$$k_{he} = k_{hc} / \sqrt{2\mu_a - 1}$$

$$\mu_R = 1/2 \{ (k_{hc}/k_{ha})^{2+1} * (k_{ha}/k_{hy}) \}$$

$$\mu_a = \{ 1 + (\delta_u - \delta_{ym}) / \alpha \delta_{ym} \} * (k_{hy}/k_{ha})$$

$$\delta_R = 0.35(\mu_R - 1)(1 - 0.05)\delta_y$$

$$\delta_{Ra} = \text{橋脚高}/100$$

表-5.3 安全性の判定

(a)モデル1

μ_a	k_{ha}		k_{he}	判定
1.5191	1.7541	>	0.9800	○
μ_R	δ_R		δ_{Ra}	判定
1.4218	8.1mm	<	107.5mm	○

(b)モデル2

μ_a	k_{ha}		k_{he}	判定
1.2183	1.4725	>	0.6300	○
μ_R	δ_R		δ_{Ra}	判定
1.4218	0.0mm	<	114.0mm	○

以上のことから、地震時保有水平耐力法によるモデル1およびモデル2の橋軸方向の耐震性は十分に安全であるという結果が得られた。

(2) 橋軸直角方向

表-5.4(a), (b)にモデル1およびモデル2の橋軸直角方向に対する push-over 解析の結果を示す。橋梁全体系の水平変位は、各橋脚天端の水平変位を平均して求めた。

表-5.5(a), (b)にモデル1およびモデル2の橋梁全体系の降伏時、終局時および地震時保有水平耐力に相当する水平震度と各状態における水平変位を示す。

表-5.4 および表-5.5 を図化したものが図-5.2(a), (b)である。

モデル1の場合は、両橋脚の柱基部がほぼ同時に降伏に達し、1P-3 橋脚→1P-2 橋脚の順序で終局に到る。充填コンクリート直上部については、両橋脚の柱基部が終局に達しても降伏していない。

モデル2の場合は、両橋脚の充填コンクリート直上部および柱基部がほぼ同時に降伏に達し、充填コンクリート直上部→柱基部の順序で終局に到る。

表-5.4 橋脚各要素の降伏および終局に至る順番 (直角方向)

(a)モデル1

順番	水平震度	変位(m)	橋脚の状態
①	0.7412	5.216E-02	1-P3橋脚柱基部が降伏
②	0.7512	5.388E-02	1-P2橋脚柱基部が降伏
③	1.1098	2.344E-01	1-P3橋脚柱基部が終局
④	1.4085	4.065E-01	1-P2橋脚柱基部が終局

(b)モデル2

順番	水平震度	変位(m)	橋脚の状態
①	0.6740	8.009E-02	2-P3橋脚充填コンクリート直上が降伏
②	0.6832	8.129E-02	2-P3橋脚柱基部が降伏
③	0.6852	8.190E-02	2-P2橋脚充填コンクリート直上が降伏
④	0.6883	8.289E-02	2-P2橋脚柱基部が降伏
⑤	1.0789	5.401E-01	2-P3橋脚充填コンクリート直上が終局
⑥	1.0891	5.546E-01	2-P2橋脚充填コンクリート直上が終局
⑦	1.1319	6.155E-01	2-P2橋脚柱基部が終局
⑧	1.1462	6.389E-01	2-P3橋脚柱基部が終局

表-5.5 各状態の水平震度と水平変位 (直角方向)

(a)モデル1

	水平震度		水平変位(m)	
	k_{hy}	0.7412	δ_y	6.296E-02
降伏時	k_{hu}	1.1098	δ_u	2.710E-01
終局時	k_{ha}	0.9869	δ_{ym}	8.384E-02
地震時保有水平耐力				

(b)モデル2

	水平震度		水平変位(m)	
	k_{hy}	0.6740	δ_y	8.009E-02
降伏時	k_{hu}	1.0789	δ_u	5.401E-01
終局時	k_{ha}	0.9439	δ_{ym}	1.122E-01
地震時保有水平耐力				

充填コンクリート直上部が柱基部より先に終局に到るという結果は、コンクリートの充填高さを衝突防止を踏まえて地表面から2.0m (橋脚基部から3.0m) としており、コンクリート充填高さ(3.0m)が橋脚高さ(11.4m)の25%程度であることに起因していると考えられる。土木学会鋼構造新技術小委員会最終報告書(耐震設計研究)¹⁾には、コンクリートを柱基部から柱長の30~50%程度の高さまで充填すると耐震性が向上すると提案している。

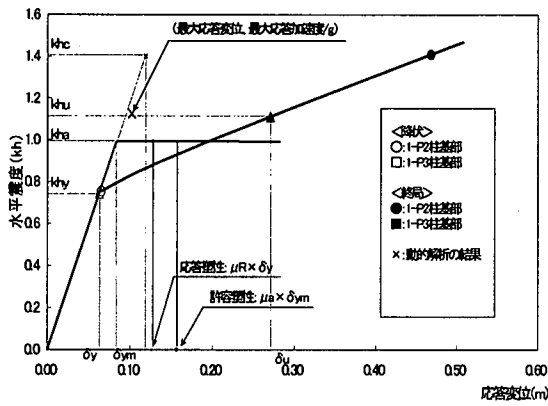
表-5.6 安全性の判定

(a)モデル1

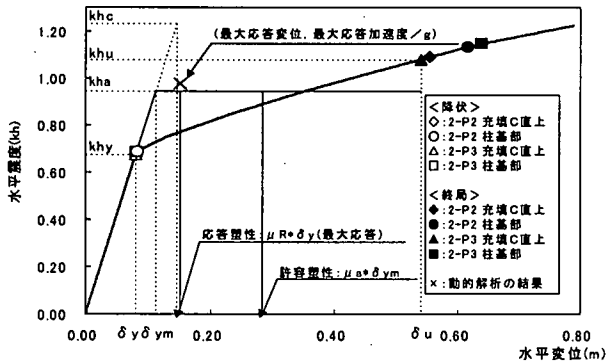
μa	kha		khe	判定
1.8690	0.9869	>	0.8500	○
μR	δR		δRa	判定
2.0055	28.0mm	<	107.5mm	○

(b)モデル2

μa	kha		khe	判定
2.5307	0.9439	>	0.6100	○
μR	δR		δRa	判定
1.8892	33.1mm	<	114.0mm	○



(a)モデル1



(b)モデル2

図-5.2 水平震度と水平変位の関係（直角方向）

Push-over 解析をもとに、道路橋示方書の規定に従って地震時保有水平耐力法により安全性の判定を行った結果を表-5.6 に示す。ここで、地震時保有水平耐力と等価な水平震度を kha、設計水平震度を khc、等価水平震度を khe、応答塑性率を μR 、許容塑性率を μa 、残留変位を δR 、許容残留変位を δRa とする。

$$Kha = khy + (khu - khy) / \alpha$$

$$Khe = khc / \sqrt{2\mu a - 1}$$

$$\mu R = 1/2 \{ (khc/kha)^2 + 1 \} * (kha/khy)$$

$$\mu a = \{ 1 + (\delta u - \delta ym) / \alpha \delta ym \} * (khy/kha)$$

$$\delta R = 0.35 (\mu R - 1) (1 - 0.05) \delta y$$

$$\delta Ra = \text{橋脚高}/100$$

以上のことから、地震時保有水平耐力法によるモデル1およびモデル2の橋軸方向の耐震性は十分に安全であるという結果が得られた。

5.2 構造系の終局状態

コンクリートラーメン橋脚およびコンクリートラーメン橋の終局状態については、それぞれ道路橋示方書耐震設計編および道路公団設計要領第二集に規定されている。それによれば、コンクリートラーメン橋脚については、「複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て規定される終局状態に達する時とする」と規定されている⁸⁾。コンクリートラーメン橋については、「1つの塑性ヒンジが終局に達したときを橋梁の終局とする」としている⁸⁾。これは、ラーメン橋は、一連の橋のなかでそれぞれの橋脚高さや基礎形式が異なるために、塑性ヒンジの全てが終局状態に達した時を終局とすると、最初に生じた塑性ヒンジ破壊してしまう可能性があるためである。

本章の鋼製ラーメン橋の push-over 解析の結果をみるとコンクリートラーメン橋と同様に、橋軸方向においては、柱基部の降伏に始まり、隅角部が降伏し、次に、柱基部が終局に達し、最後に、隅角部が終局に達するという経路で構造の終局に達し、橋軸直角方向においては、まず、柱基部あるいは充填コンクリート直上が降伏し、次に、終局に達するという経路で構造全体の終局に達する。モデル1では、1-P2橋脚に比して1-P3橋脚の高さが低いため、低い方の橋脚から終局に達している。モデル2では、橋脚の高さがほぼ同一のため、両橋脚ともほぼ同時に終局に達する。

鋼製ラーメン橋においても、一連の橋のなかでそれぞれの橋脚高さや基礎形式が異なるために、剛性の高い橋脚の塑性ヒンジが早期に終局に達し全ての塑性ヒンジが終局に達する時期には、この塑性ヒンジが破壊に達してしまう可能性がある。そのため、

現状では、設計上の終局点は1つの塑性ヒンジが終局に達した時点と規定するのが、合理的であると思われる。

5. 3 動的解析との比較

(1) 橋軸方向

モデル1およびモデル2の橋軸方向に対する動的解析の結果を図-5.1(a), (b)中に×印で示す。×印は、第3章の表-3.2に示す3波の入力地震動による各解析結果を平均したものであり、最大応答変位および最大応答加速度を重力加速度 $g=9.80665\text{m/sec}^2$ で除することによって得られる水平震度を表している。

図-5.1(a)より、モデル1の橋軸方向の動的挙動については、若干ではあるが降伏を超えていることが確認できる。図-5.1(b)より、モデル2の橋軸方向の動的挙動については、弾性範囲内であり降伏に達していないことが確認できる。

各モデルにおける橋軸方向の動的挙動が弾性範囲内であるため、鋼ラーメン橋に対するエネルギー一定則の適用性を検証することができなかつた。しかし、第3章および本章の結果を踏まえると、一般的に鋼ラーメン橋の橋軸方向に対する耐震性に問題は無いと考えられる。

(2) 橋軸直角方向

橋軸方向と同様に、モデル1およびモデル2の橋軸直角方向に対する動的解析の結果を図-5.2(a), (b)中に×印で示す。図より、以下のことがわかった。

- ① 動的解析により得られた最大応答変位は、地震時保有水平耐力法により推定された最大応答変位(応答塑性率 μ_R に降伏変位 δ_y を乗じて求められる)とほぼ同等またはそれ以下の値となる。つまり、動的解析の最大変位は、地震時保有水平耐力法によって推定される最大変位と同等またはそれ以下となる傾向がある。
- ② 動的解析によって得られた構造系に作用する最大地震力と等価な水平震度(最大応答加速度を重力加速度で除して求められる)は、地震時保有水平耐力と等価な水平震度 k_h よりも若干大きな値となる。つまり、動的解析で得られる慣性力は、地震時保有水平耐力を若干上回る傾向がある。

以上のことから、コンクリートを充填した鋼製橋脚を有する鋼ラーメン橋の橋軸直角方向の場合には、エネルギー一定則により推定される弾塑性応答値は動的解析による最大応答値とほぼ等しく、設計上、十分な精度を有していると考えられる。

ただし、コンクリートを充填しない鋼製橋脚を有する鋼ラーメン橋については、現時点では、動的解析によって耐震設計を行う必要がある。

第6章 まとめおよび今後の課題

鋼製ラーメン橋の動的挙動特性および耐震性について得られた結果を以下にまとめる。

- ・ 既設橋梁については、動的解析によって耐震性を照査した結果、Type 2の地震動に対しても十分安全であるという結果が得られた。特に橋軸方向については、弾性挙動に近い挙動が得られ、応答値に軸力変動による影響が見受けられなかった。
- ・ 土木学会2パラメータ式を用いた非線形動的解析で、塑性変形の繰り返しにより部材強度が劣化する過程が再現できる。
- ・ 阪神高速道路公団の復元力モデルは、土木学会2パラメータ式および鉄道構造物設計標準提示式のモデルに比較して終局変位が小さく、非線形動的解析による応答値が他の復元力モデルを用いた場合より高く算出されることから、阪神高速道路公団の復元力モデルを用いた設計が最も安全側であると考えられる。
- ・ 高次モードの影響が断面力に大きく影響しない橋梁では、レイリー減衰のように解析時間上有利な減衰の評価方法でも、十分な精度で動的解析を再現できる。
- ・ ファイバーモデルによる非線形動的解析の結果は、弾塑性梁モデルに比較して最大曲げモーメントが若干大きく算出されるが、最大変位は小さく算出される傾向がある。
- ・ コンクリートを充填した鋼製橋脚を有する鋼ラーメン橋の橋軸直角方向には、エネルギー一定則が設計上十分な精度で成立すると考えられる。

今後の課題としては、以下の点が考えられる。

- ・ これまでに種々の復元力特性が提案されているが、現在、最も精度が良いと言われている2パラメータモデルは大部分の汎用の構造解析ソフトには備わっていない。今後これらの復元力特性の汎用プログラムへの組み込みが望まれる。
- ・ ファイバーモデルを用いて非線形動的解析を行う場合、応力-ひずみレベルでの復元力特性が必要である。応力-ひずみレベルでの復元力特性における局部座屈の影響、剛性低下や強度劣化を考慮できるモデルの研究があまり見受けられないので、この面での研究・開発が望まれる。
- ・ コンクリートを充填しない橋脚について

は、動的解析によって耐震設計を行うのが現状であり、動的解析に代わる簡易推定法の確立が必要であると考えられる。このために、今後、ラーメン橋脚に関する種々の基礎データの集積が望まれる。

- ・ 本委員会では、橋脚アンカー部および基礎部の耐力・変形性能の検討を行っていないが、橋脚の耐震性を評価する上で、橋脚アンカー部および基礎部の耐力・変形性能の評価法の確立も重要な課題であると思われる。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼構造新技術小委員会 最終報告（耐震設計研究），1996. 5. 31
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（案）1998. 11
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996. 12
- 4) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（素案），1997. 3
- 5) 李・石橋・堂上・大塚：第2回地震時保有水平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 p145-p150，1998. 12
- 6) 北沢正彦・堀江佳平・西岡啓治：阪神高速道路における鋼製橋脚の耐震設計，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集 p17-p22，1997. 5.
- 7) 前野裕文・稲垣了史・河野孝明・池田大樹：上下部が剛結されている鋼製橋脚の耐震設計法の一考察，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，1998. 11.
- 8) 日本道路公団：設計要領第二集，1997. 9. 11