

大規模地震時における既設フレキシブル橋脚の耐震性向上に関する研究

A STUDY ON SEISMIC RETROFITTING OF EXISTING FLEXIBLE BRIDGE PIER

土田 貴之^{*} 緒方 紀夫^{**} 金子 恵二^{***} 後藤 和満^{****} 宮本 裕^{*****}

Takayuki TSUCHIDA Norio OGATA Keiji KANEKO Kazumitsu GOTO and Yutaka MIYAMOTO

^{*} 工修 (株)建設技術研究所 東京支社技術第四部 (〒103 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)^{**} 工修 日本道路公団 東京第三管理局 (〒192 東京都八王子市宇津木 231)^{***} 日本道路公団 東京第三管理局大月管理事務所 (〒401 山梨県大月市大月町花咲 223)^{****} (株)建設技術研究所 東京支社技術第四部 (〒103 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)^{*****} 工博 岩手大学教授 工学部建設環境工学科 (〒020 岩手県盛岡市上田 4-3-5)

This paper presents a seismic retrofit design concept of existing flexible bridge pier. Seismic responses of the flexible pier are depending on the boundary conditions of bearings on both abutments. Impacts between superstructure and abutment have adverse effect on the response of the piers. Seismic response characteristics of the under formation of the plastic hinges considering the varying axial force of the columns. The results of nonlinear dynamic analysis of R/C rigid frame pier using six modified earthquake waves showed that the plastic hinges were formed first both side of beams and then the base of columns. It was also confirmed that the varying axial force of the columns had an important influence on the evaluation of the seismic performance.

Key Words: flexible bridge pier, reinforced concrete rigid frame high bridge pier, varying axial force, seismic retrofitting

1. はじめに

1960 年代、山岳道路では施工性や経済性等の理由から橋台固定式橋梁が数多く建設された。橋台固定式橋梁は地震時の橋脚の負担を低減するために橋台の支承境界条件を固定とし、高橋脚と上部構造をヒンジ、橋脚とフーチングを固定とした構造である。そのため、橋軸方向の水平慣性力の多くは橋台が負担することになり、剛性が低いフレキシブル橋脚が採用された。

1995 年 1 月 17 日の兵庫県南部地震以降、ラーメン橋脚や多径間連続ラーメン高架橋等に関する被災事例や耐震設計例が報告されている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。同地震では、フレキシブル橋脚や橋脚高さの高い多層ラーメン橋脚の致命的な損傷は報告されていない。しかし、本研究で対象とする橋軸直角方向に多層 R/C ラーメン構造であるフレキシブル橋脚は、建設当時の設計基準を考えると、大規模地震に対しては橋台の固定支承の水平耐力が大幅に不足していると考えられる。したがって、大規模地震時には次の問題があると考えられる。すなわち、橋軸方向では支承境界条件の変化によって橋脚の地震応答が大きく変化し、橋梁全体の応答性状に影響を与える⁵⁾。橋軸直角方向では橋脚が高次不静定構造物であることから、塑性ヒンジが柱および梁部材の複数の箇所形成され、これらの塑性化が地震時の加速度や変位あるいは断面力等の応答に影響を与える⁶⁾。さらに、脚高の高いラーメン構造では

地震時の鉛直慣性力ばかりでなく水平慣性力によっても柱部材の軸力が変動し、この変動軸力に伴って部材の曲げモーメントと曲率の関係（以下、 $M-\phi$ 関係とする）が時々刻々変化し耐震性の評価に影響を及ぼすと考えられる⁷⁾⁸⁾。

以上の状況を踏まえて、本研究では、橋軸直角方向に多層ラーメン構造であるフレキシブル橋脚の大規模地震時の耐震性の向上策を橋梁システム全体として検討するために次の 3 つの目的を設けた。

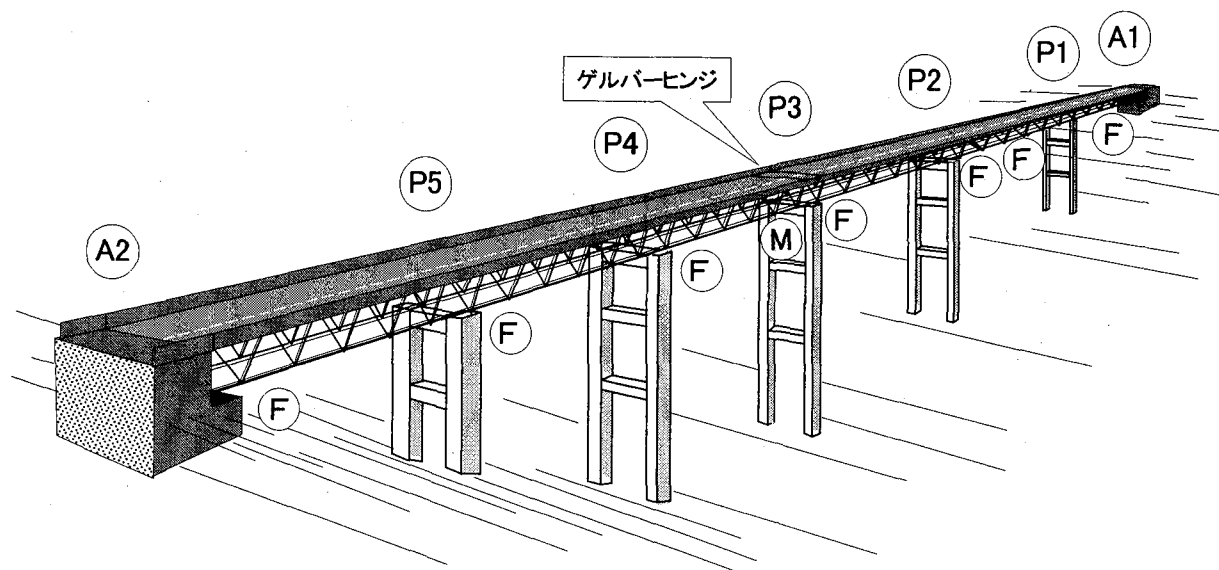
- ① 橋軸方向では、橋台の固定支承が損傷することを考えて、橋台の支承境界条件がフレキシブル橋脚の地震応答に与える影響を検討する。
- ② 橋軸直角方向では、多層 R/C ラーメン構造の塑性ヒンジ形成位置と順序を把握し、柱および梁部材の塑性化が橋脚の地震応答に及ぼす影響を検討する。
- ③ さらに、橋軸直角方向では、水平慣性力により変動する軸力に伴う $M-\phi$ 関係の変化が橋脚の耐震性の評価に及ぼす影響を検討する。

2. 研究の概要

解析は橋軸方向と橋軸直角方向に分けて行った。以下にそれぞれの概要を示す。

2-1. 橋軸方向の検討

現況の支承条件は橋台で固定されているが、大規模地



図－1 対象橋梁概念図

震時にはこの固定支承が損傷する可能性がある。さらに上部構造と橋台の遊間は 10(cm) 程度しかないので固定支承が損傷した後、上部構造が橋台に衝突する可能性がある。これらの支承条件の変化がフレキシブル橋脚に与える影響を把握する。このために橋台の支承境界条件を固定、可動、衝突を考慮したバネモデルとした 3 種類の 2 次元骨組解析モデルを作成し、これらの解析モデルに対して固有値解析を実施し基本的な振動性状を把握する。次に神戸海洋気象台の強震記録を用いて柱部材の材料非線形性を考慮した地震応答解析を行う。両解析から固定支承の損傷を考慮した地震時の挙動を明らかにし、橋台の支承境界条件の変化がフレキシブル橋脚の地震応答に与える影響を検討する。

2-2. 橋軸直角方向の検討

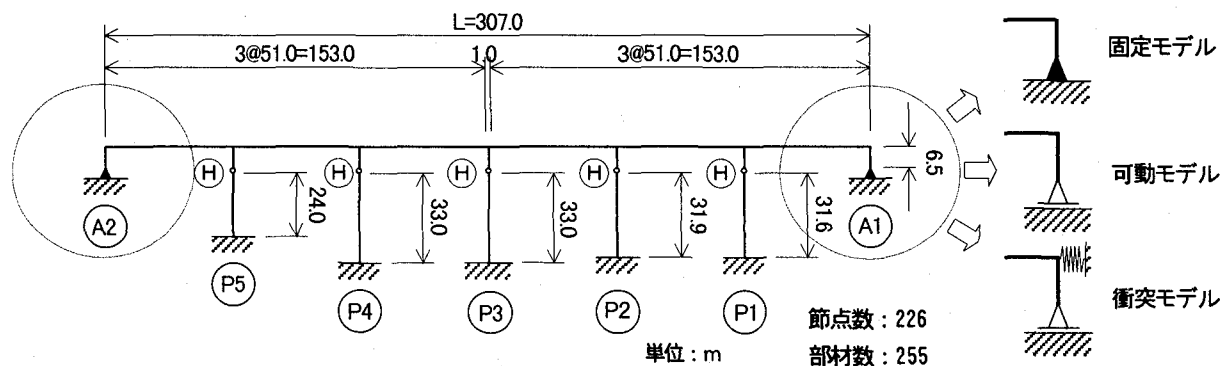
直角方向に対しては、上部構造の負担重量が最も大きい橋中央の P 3 橋脚を対象とする。2 次元骨組解析モデルを作成し、固有値解析によって基本的な振動性状を把握する。次に、神戸海洋気象台の強震記録の最大加速度を 200、300、400、450、600、818(cm/sec^2) の 6 種類に振幅調整した地震波を用いて、柱および梁部材の非線形特性を考慮した地震応答解析を実施する。この解析により

塑性ヒンジの形成箇所と順序を把握し、これらの塑性ヒンジの形成が橋全体の地震応答に与える影響を検討する。

最後に、神戸海洋気象台の強震記録を水平方向に入力して、軸力変動による M- ϕ 関係の変化を考慮した地震応答解析を実施し、軸力変動による M- ϕ 関係の変化を考慮しない解析結果と比較することにより、軸力変動による M- ϕ 関係の変化が耐震性の評価に及ぼす影響を検討する。

3. 対象橋梁および解析モデル

対象橋梁は、図－1 に示すような橋長 307.0(m) の 3 径間連続鋼トラス橋 2 連 (3@51×2) である。本橋は P 3 橋脚上が固定と可動の掛け違いとなっており、トラス上弦材と床版がゲルバー構造となっている。この部材については連続化することを前提としている。総重量は 3500(tf) である。P 1～P 4 橋脚は 3 層の RC ラーメン橋脚であり、P 5 橋脚は 2 層の RC ラーメン橋脚である。橋脚の断面形状については、柱は 2.2×2.2(m)、梁は 2.0×2.0(m) の矩形断面である。P 1～P 4 橋脚の基部における軸方向鉄筋比は 4.1(%) であり、横拘束鉄筋の体積比は 0.1(%) である。P 5 橋脚は他の橋脚より鉄筋量が少な



図－2 橋軸方向解析モデル図

い。柱は下層梁および中層梁の位置において主鉄筋の段落しを行っている。また、材料については、上部構造はSM490Aを主材料としており、下部構造のコンクリートは設計基準強度23.5(N/mm²)、鉄筋規格については主鉄筋はSD345、帯鉄筋はSD295を使用している。

3-1. 橋軸方向解析モデル

橋軸方向の解析モデルを図-2に示す。解析モデルは上部構造を線形梁モデルとし、橋脚の非線形特性を考慮した2次元骨組モデルとした。P3橋脚上のゲルバー部は連続化したモデルとした。節点数は226、部材数は225である。また、橋脚と基礎との境界条件は剛結とした。

上部構造と橋台との支承境界条件は、現況では固定であるが、大規模地震時にはこの固定支承が損傷する可能性があり、さらに固定支承が損傷した後、上部構造が橋台に衝突する可能性がある。これらの支承条件の変化がフレキシブル橋脚に与える影響を把握するために橋台の支承境界条件を固定、可動、衝突を考慮したバネモデルとした3種類の2次元骨組解析モデルを作成し、それぞれ、固定モデル、可動モデル、衝突モデルとした。

3-2. 橋軸直角方向解析モデル

橋軸直角方向に関しては、同方向の地震時の上部構造負担重量が最も大きいP3橋脚を対象とした。対象橋脚は、橋脚高さ33.0(m)、柱の間隔9.0(m)、上部構造の重心位置までの高さ6.5(m)の3層RCラーメン橋脚である。解析モデルを図-3に示す。解析モデルは、柱および梁部材の非線形特性を考慮した2次元骨組モデルであ

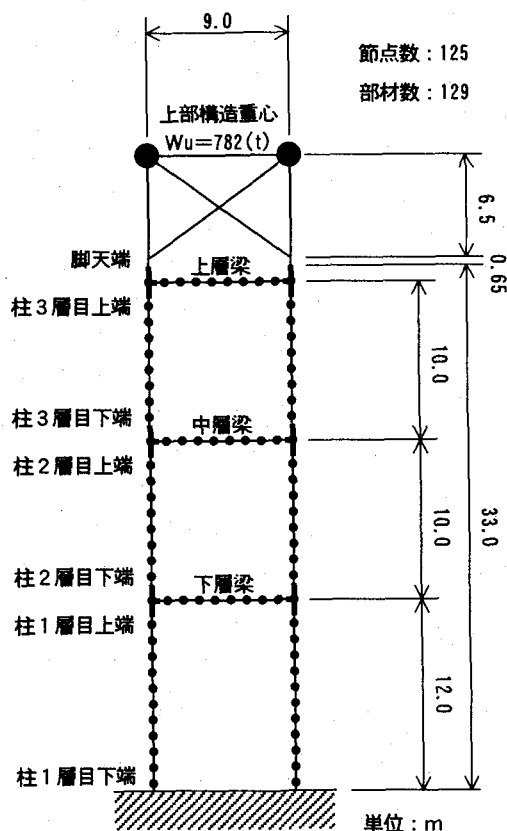


図-3 橋軸直角方向解析モデル図

る。節点数は125、部材数は129である。柱基部は橋軸方向解析モデルと同様に剛結とし、柱と梁の接合部は道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編⁹⁾に基づいて剛域を考慮した。なお、当該橋脚が負担する上部構造の重量は、上部構造を梁要素、各橋脚の橋軸直角方向の剛性を弾性バネにモデル化した全体骨組解析により算出した結果、782(tf)とした。

3-3. 部材の材料非線形性およびせん断耐力

柱部材と梁部材のM-φ関係およびせん断耐力は、兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様¹⁰⁾¹¹⁾(以下、復旧仕様とする)に基づき算出した。すなわち、M-φ関係は、ひびわれ時、降伏時、終局時の3本の折れ線で表したトリリニア型モデルとした。終局時は横拘束筋によるコンクリートの拘束効果を考慮しており、圧縮側のコンクリートの終局ひずみにより決定されるものである。復元力特性は鉄筋コンクリート構造の繰返し載荷時の剛性低下を考慮できる武田モデルを用いた。なお、柱部材のM-φ関係は、橋脚の配筋や柱の死荷重による軸力を考慮して算出している。軸力の変動による変化を考慮しない解析については、死荷重のみが作用した状態で算出した。また、梁部材については、軸力が作用していない状態として算出した。

4. 固有値解析

柱および梁部材を線形梁要素として橋軸方向と橋軸直角方向の固有値解析を実施し、それぞれの解析モデルの固有周期、固有振動モード、モード減衰定数、刺激係数および累積有効質量比を算出した。なお、固有値解析では、橋軸方向、橋軸直角方向ともにコンクリートの全断面を剛性として与えた。また、各要素の減衰定数は、上部構造については0.02、下部構造については0.05とした。

4-1. 橋軸方向の固有値解析結果

表-1、2に固定モデルと可動モデルの1～4次の固有値解析結果を示す。解析の結果、次のことが明らかになった。固定モデル、可動モデルともに1次モードは上部構造の水平振動が卓越するモードであった。固有周期は固定モデルが0.53(sec)であり、可動モデルが1.92(sec)であった。2～4次は各橋脚の水平動が卓越するモードであり、固有周期も振動モードも両モデルの結果はほとんど同じであった。橋台の支承境界条件は2次以降のモードにはほとんど影響を与えないものの、1次固有周期には4倍近い差位があることから、本橋では橋台の支承境界条件が振動性状に多大な影響を与えるといえる。

表-1 固定モデルの固有値解析結果(橋軸方向)

モード	固有周期 T(sec)	モード減衰 h(%)	刺激係数 β
1次	0.53	2.40	18.5 (81%)
2次	0.29	4.41	1.1 (81%)
3次	0.27	4.47	1.2 (82%)
4次	0.26	4.37	1.3 (82%)

表-2 可動モデルの固有値解析結果 (橋軸方向)

モード	固有周期 T(sec)	モード減衰 h(%)	刺激係数 β
1次	1.92	4.96	17.8 (76%)
2次	0.29	4.40	0.9 (76%)
3次	0.27	4.48	2.1 (77%)
4次	0.26	4.34	0.4 (77%)

4-2. 橋軸直角方向の解析結果

表-3に1~4次の固有値解析の結果を示す。1~4次モードは全て柱の曲げモードであり、片持ち梁の振動モードに類似している。1次固有周期は0.67(sec)であった。

表-3 P3橋脚の固有値解析結果 (橋軸直角方向)

モード	固有周期 T(sec)	モード減衰 h(%)	刺激係数 β
1次	0.67	4.98	12.2 (82%)
2次	0.15	4.90	4.4 (92%)
3次	0.06	4.77	2.0 (95%)
4次	0.04	4.38	0.9 (95%)

5. 橋台の支承境界条件がフレキシブル橋脚の地震応答に与える影響

5-1. 解析条件

固定モデル、可動モデル、衝突モデルの3種類の解析モデルを用いて地震応答解析を行った。地震応答解析は、Newmarkの β 法($\beta=1/4$)による直接積分法とし、積分の時間間隔は $dt=1/500(sec)$ とした。地震応答解析における減衰に関しては、前述した固有値解析で得られた固

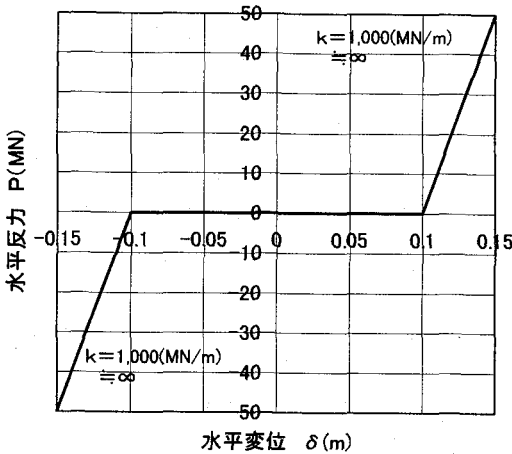


図-4 衝突モデルの橋台支承のパネモデル

有ベクトルに基づき、刺激係数の大きいモード2つに対してひずみエネルギー比例型の減衰定数を算出しレーリ-減衰として与えた。

図-4に衝突モデルの橋台の支承のパネモデルを示す。パネモデルは非線形弾性とし、遊間は10(cm)、衝突後のパネ剛性はほぼ無限大の値として1,000(MN/m)とした。なお、支承のパネモデルは、今後の耐震性向上対策において、上部構造の端横桁前面に突起による落橋防止装置を設置することを考慮して、橋軸の両方向に衝突するモデルを用いることとした。

5-2. 入力地震波

入力地震動は神戸海洋気象台N-S水平成分の強震記録(最大加速度:818cm/sec²)を用いた。入力時間は15(sec)とした。

5-3. 解析結果と考察

ここでは、固定、可動、および衝突モデルの地震応答解析結果から上部構造の最大加速度や変位等に注目して橋梁全体としての応答性状を示す。また、同様にP3橋脚の曲げモーメントやせん断力に着目して橋脚としての応答性状を示す。これらの結果から橋台の固定支承が損傷したときの地震時の挙動を考察する。

(1) 橋梁の応答性状

固定、可動、衝突モデルを用いた地震応答解析の主な最大応答結果を表-4に示す。

固定モデルの上部構造端部での最大応答加速度は表-4に示すように、2203(cm/sec²)であり、入力地震波の最大加速度の818(cm/sec²)に対して2.7倍程度と非常に大きな応答であった。これは1次固有周期が応答スペクトルの卓越する短周期域にあることと、上部構造を弾性部材と仮定しているからと考えられる。また、橋台の支承に作用する水平反力は27.2(MN)であり、固定支承の水平耐力(3.4MN)を大幅に上回り、固定支承が損傷する可能性が極めて高いことが確認された。

固定支承の損傷により、本橋は可動モデルのような挙動を示すことになると考えられる。ただし、実構造では摩擦等の不確定な要因も多いため、ここでは橋台の拘束が全くない理想的な状態を可動モデルとして考えた。可動モデルの上部構造端部での最大応答加速度は310(cm/sec²)であり、固定モデルと比較すると14(%)程度まで低減した。本橋では、応答加速度のみに着目すれば、橋台の固定条件を可動にすることによって大幅な低減が期待できるものといえる。しかし、最大応答変位は

表-4 橋軸方向地震応答解析結果

解析モデル	上部構造端部		橋 台	P3橋脚		
	加速度 α (cm/sec ²)	水平変位 δ (cm)	水平反力 R(MN)	曲げモーメント M(MN・m) (橋脚基部)	せん断力 S(MN)	
					(橋脚天端)	(橋脚基部)
固定モデル	2203	0	27.2	33.0	3.3	3.5
可動モデル	310	38	0.0	29.4	1.2	2.0
衝突モデル	7819	15	49.4	30.6	7.0	4.4

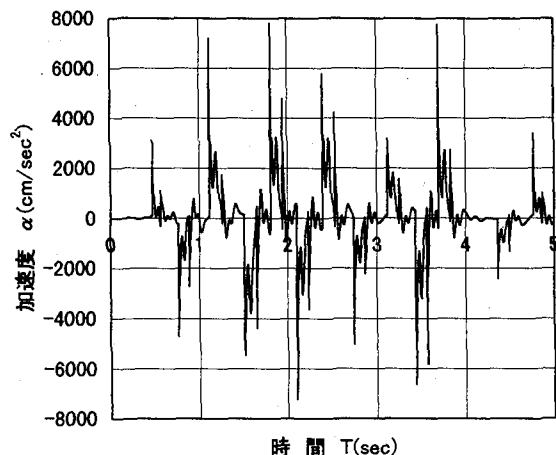


図-5 衝突部の応答加速度

38(cm)であり、上部構造と橋台の遊間を大きく上回っていることから上部構造は橋台に衝突し、衝突モデルのような挙動になると考えられる。衝突モデルの特徴のひとつは上部構造の最大応答加速度である。上部構造端部における応答加速度波形を図-5に示す。上部構造が橋台に衝突すると、概ね0.04秒程度の極めてわずかな時間ではあるが、瞬間的に加速度が卓越することになる。表-4に示すように加速度の最大値は7819(cm/sec²)と極めて大きい値になり、固定モデルと比較すると3.5倍程度の値となった。また、衝突部の最大応答反力は49.4(MN)であり、固定モデルの最大反力(27.2MN)に対して1.8倍程度の値となった。この衝突による応答加速度や応答反力の卓越は上部構造と橋台の間に設けたバネモデルの衝突後のバネ値に依存すると考えられる。

(2) 橋脚の応答性状

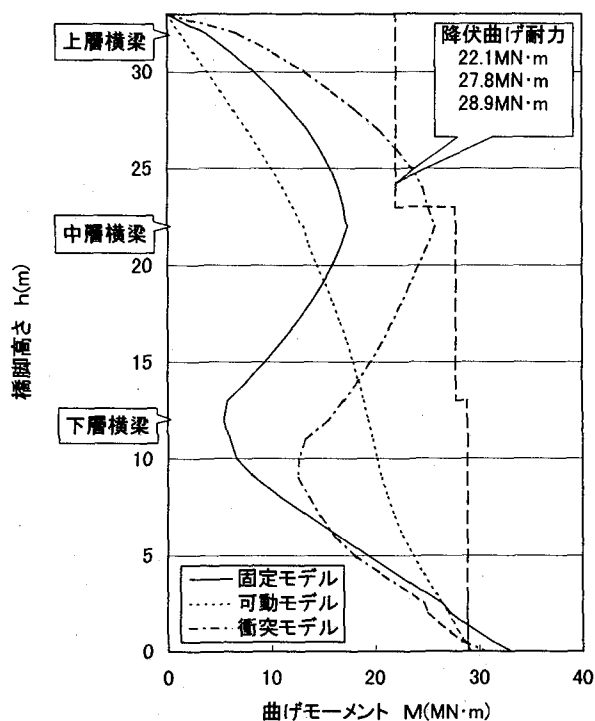


図-6 P3橋脚の最大応答曲げモーメント分布図

各解析モデルでのP3橋脚の最大応答曲げモーメント分布と降伏曲げ耐力関係を図-6に示す。なお、本橋脚は下層梁および中層梁の位置において主鉄筋の段落とをしているため橋脚の高さによって降伏曲げ耐力が異なっている。最大応答せん断力分布とせん断耐力の関係を図-7に示す。なお、両図は地震時の最大応答の絶対値を示したものであり、図-7にはP3橋脚上の固定支承のせん断耐力も示した。

曲げモーメントに関しては、全ての解析モデルで橋脚の基部が降伏曲げモーメントに至っており、橋脚基部における最大応答曲げモーメントは、表-4に示すように固定モデルが最も大きい。可動モデルは上部構造における最大応答加速度が固定モデルに比べ大幅に低減されているものの、橋脚基部では固定モデルと大差ない30.6(MN·m)の曲げモーメントが作用している。この原因は、橋脚の曲げモーメントの分布にあると考えられる。図-6より、固定モデルの曲げモーメントはフレキシブル橋脚で顕著にみられる片持梁と単純梁を足し合わせたような分布になっており、橋脚の慣性力が橋台に分配されている。これに対して、可動モデルでは橋台の支持がなくなって片持梁の分布をしている。可動モデルでは長周期構造となることによって最大応答応答加速度は著しく低下するものの、上部構造と橋脚の慣性力は橋脚が負担することになり脚基部の曲げモーメントは降伏曲げ耐力を超過して固定モデルと同程度の値となった。さらに、衝突モデルでは、中層横梁の位置(橋脚基部から22m)での曲げモーメントが固定モデルより大きく卓越した。また、この曲げモーメントは降伏曲げ耐力をも超過している。こ

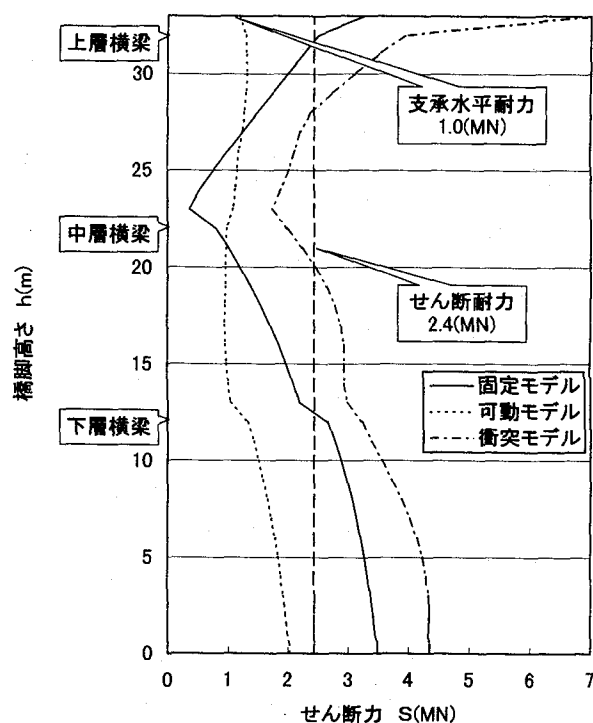


図-7 P3橋脚の最大応答せん断力分布図

れは、衝突によって作用した橋脚の自重による慣性力の影響であると考えられる。以上のことから、橋脚基部の曲げモーメントは橋台の支承境界条件に係わらず全て降伏曲げ耐力に至っているものの、橋脚中間の曲げモーメントは橋台の支承境界条件で大きく異なることが明らかになった。特に、可動の場合には応答加速度や橋脚中間の曲げモーメントは低減するものの、橋脚基部の曲げモーメントは降伏曲げ耐力を超過しており固定モデルとほぼ同じである。また、上部構造が橋台に衝突する場合には橋脚中間の曲げモーメントが固定の場合よりも大きく作用し降伏曲げ耐力をも超過する可能性が高いことは本橋の耐震性向上策を考えるうえで重要なことである。

せん断力に関しては、表-4、図-7に示すように固定モデルは、曲げモーメントが卓越する中層梁の位置ではほとんど作用していないものの、橋脚上端と橋脚基部から下層横梁の間でせん断耐力を超過していることが明らかになった。また、橋台の固定支承と同様にP3橋脚の固定支承に関してもせん断力が支承の水平耐力(1.0MN)を大きく超過していることから橋脚上の固定支承も損傷する可能性が極めて高いと考えられる。これに対して、可動モデルでは100~200(MN)程度でほぼ一定の値で作用しており、全ての高さでせん断耐力を超過していないことが確認された。また、固定モデルと比較すると脚基部の曲げモーメントには大きな差異が生じなかったが、橋脚基部のせん断力に関しては大きな差異が生じ

た。固定モデルでは3.5(MN)であるのに対して可動モデルでは2.0(MN)であり、42(%)程度低下している。また、橋脚天端では固定が3.3(MN)、可動モデルが1.2(MN)であり、64(%)の低下が確認された。衝突モデルについては、せん断力の分布は固定モデルとほぼ同じ分布をしているものの、相対的に大きな値であった。最大応答せん断力は橋脚基部では4.4(MN)であり、橋脚天端では7.0(MN)と極めて大きな応答である。特に橋脚天端は固定モデルと比較して2倍以上の応答になっている。この原因は上部構造の橋台への衝突による慣性力が橋脚天端から作用しているためと考えられる。なお、橋脚の固定支承に関しては固定モデルと同様に大幅に耐力を超過しているため損傷する可能性が極めて高いといえる。

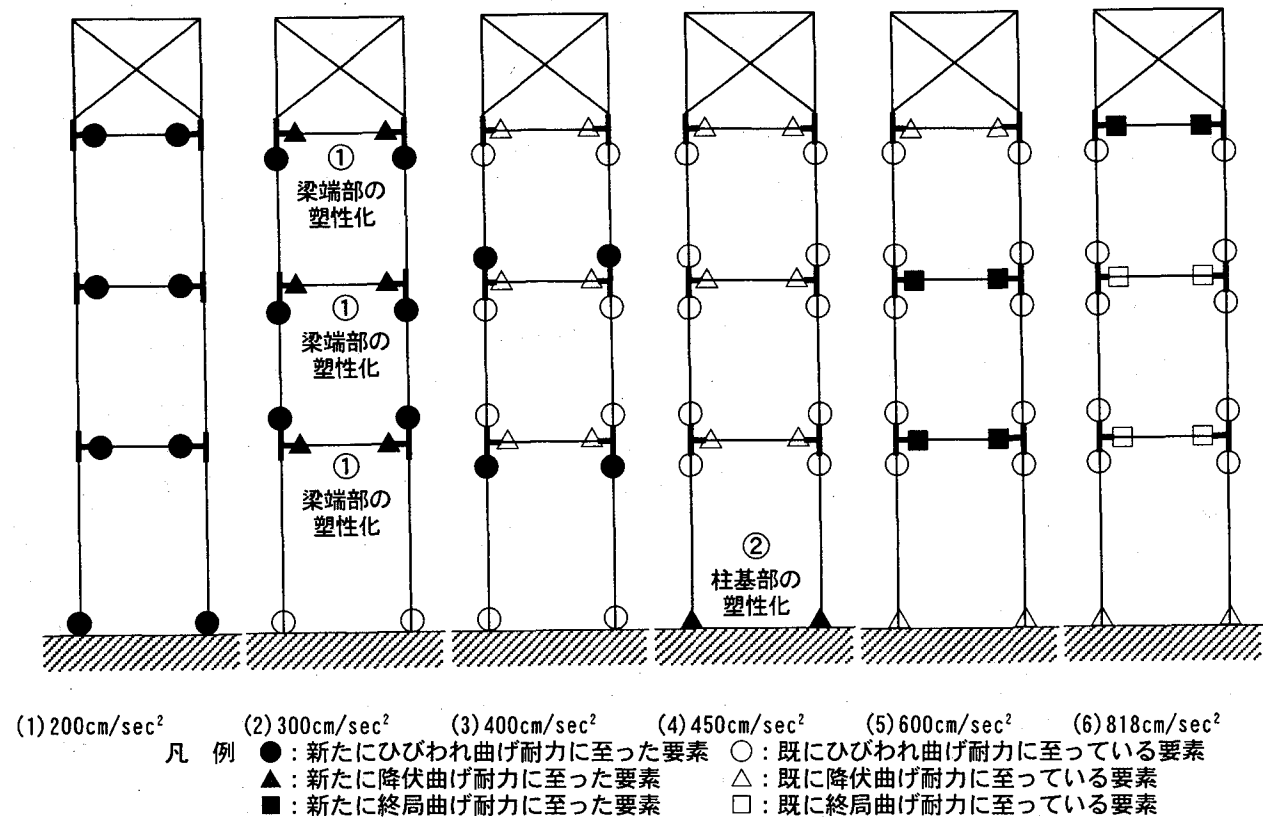
6. 部材の塑性化が地震応答に及ぼす影響

6-1. 解析条件

P3橋脚の解析モデルを用いて橋軸直角方向の解析を行った。基本的な解析条件は5-1の解析条件と同様である。

6-2. 入力地震波

対象橋脚の大規模地震時における塑性ヒンジ形成順序を明らかにし、柱および梁部材の塑性化が橋脚の地震応答に及ぼす影響を検討するために、神戸海洋気象台N-S水平成分の強震記録の最大加速度を200、300、400、450、600、818(cm/sec²)の6種類に振幅調整した地震波を作成した。全ての地震波で入力時間は15(sec)とした。



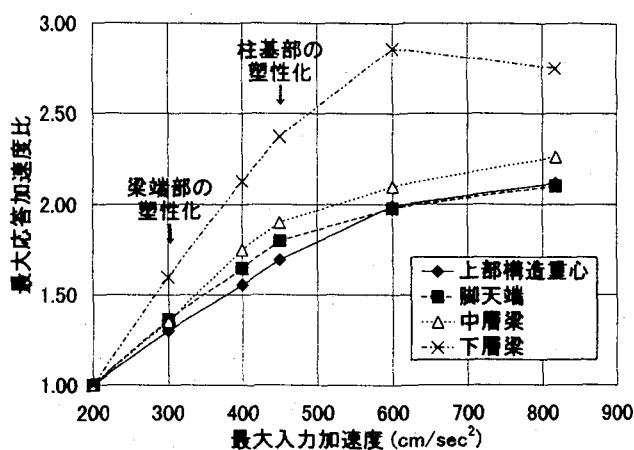


図-9 最大応答加速度比と入力加速度の関係

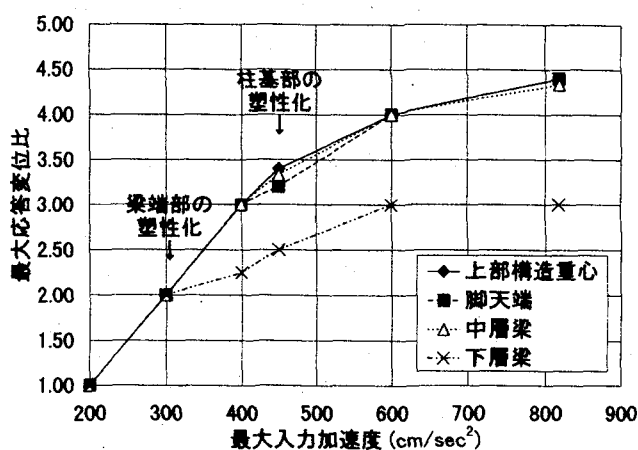


図-10 最大応答変位比と入力加速度の関係

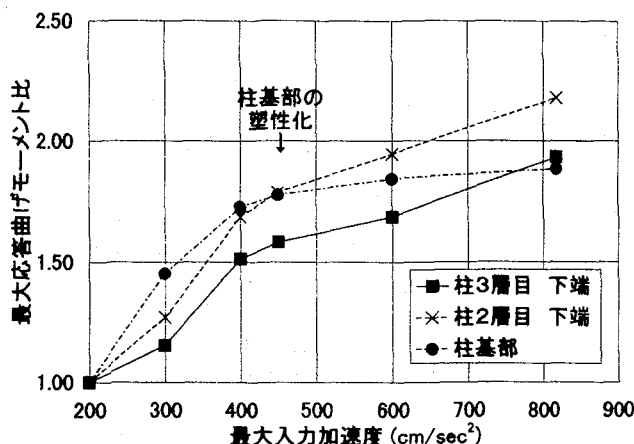


図-11 最大応答曲げモーメント比と入力加速度の関係 (柱)

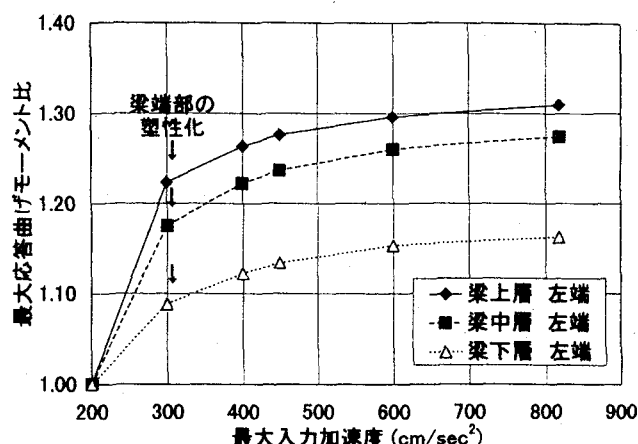


図-12 最大応答曲げモーメント比と入力加速度の関係 (梁)

6-3. 解析結果と考察

ここでは、6種類の地震波を用いて非線形地震応答解析を行った結果から、柱および梁部材端部の曲げモーメントと曲率の最大応答値に着目して、各部材の塑性化順序とこれらの塑性化が橋脚の応答に与える影響を考察する。本解析モデルでは、塑性ヒンジが各層の柱上下端および各層の梁端部の計18カ所に形成される可能性がある。各入力地震波に対して、柱および梁部材の端部における応答曲げモーメントがひびわれ曲げ耐力、降伏曲げ耐力および終局曲げ耐力に至った状態を図-8に示す。同図は部材端部の最大応答曲げモーメントがひびわれ、降伏、終局の曲げモーメントに至った順序を示している。図-8より最大入力加速度が300 (cm/sec²) のとき全ての梁端部が降伏曲げ耐力に達し、450 (cm/sec²) では柱基部が降伏曲げ耐力に達した。さらに、600 (cm/sec²) では中層梁および下層梁が終局曲げ耐力に至り、818 (cm/sec²) では上層梁も終局曲げ耐力に至ることが確認された。図-9、10に上部構造重心、脚天端、中層梁、下層梁における最大応答加速度比および変位比を示す。図-11、12に各層の柱下端および梁左端の最大応答曲げモーメント比を示す。なお、図-9～12の横軸は入力地震波の最大加速度

を示し、縦軸は最大入力加速度が200 (cm/sec²) のときの最大応答値を1.0として各入力加速度における最大応答値の増加の割合を示したものである。なお、200 (cm/sec²) では図-8(1)からわかるように全ての梁端部および柱基部にひび割れが発生している状態である。図-9～12より、いずれの応答も入力加速度の増加に伴い応答値は非線形的に増加することが確認された。また、図-8(2)、12に示すように300 (cm/sec²) の入力地震波で梁端部が降伏したときには、図-9、10に示すように最大応答加速度と変位は下層梁の変位を除いて大きな非線形性を示さない。しかし、図-8(4)、11に示すように450 (cm/sec²) の入力地震波で柱基部が降伏したときには、図-9、10に示すように最大応答加速度と変位は顕著な非線形性を示すことが明らかになった。これらの結果から、橋脚の応答加速度や応答変位は、梁端部の塑性化より、柱基部の塑性化によって影響を受けることが明らかになった。

なお、せん断力に関しては、詳細な結果は省略するが、200 (cm/sec²) の入力地震波によって梁部材がせん断耐力を超過し、300 (cm/sec²) で柱部材がせん断耐力を超過する結果が得られ、本橋脚のせん断耐力の不足が確認された。

7. 変動軸力によるM-φ関係の変化が橋脚の応答性状および耐震性の評価に及ぼす影響

7-1. 解析条件

P3橋脚の解析モデルを用いて橋軸直角方向の解析を行った。以下の2つの解析条件で軸力変動によるM-φ関係の変化が橋脚の応答性状および耐震性の評価に及ぼす影響を検討する。基本的な解析条件は5-1の解析条件と同様である。また、軸力変動によるM-φ関係の変化を考慮した解析は、文献12)13)によるものとする。

解析①：軸力変動によるM-φ関係の変化を考慮しない解析（M-φ関係は死荷重状態の軸力で算出）

解析②：軸力変動によるM-φ関係の変化を考慮した解析（M-φ関係は刻々と変化する軸力で算出）

7-2. 入力地震波

入力地震動は神戸海洋気象台N-S水平成分の強震記録を用いた。また、入力時間は15(sec)とした。

7-3. 解析結果と考察

上記の2つの解析方法で行った非線形地震応答解析の結果から、両解析による応答加速度、応答変位、曲げモーメントの応答の差異と軸力変動によるM-φ関係の変化が耐震性の評価に及ぼす影響について考察する。図-13、14に解析①と解析②の上部構造重心における応答加速度と応答変位を示す。同図より、残留変位に多少の差異があるものの両解析の応答加速度と応答変位はほとんど同じである。このことから、軸力変動によるM-φ関係の変化が応答加速度および変位に与える影響は小さいと考えられる。表-5に解析①と解析②の加速度、変位、断面力の最大応答値を示す。同表より、右柱基部における柱1本あたりの軸力の最大変動量は解析①、解析②ともに圧縮側17.9~18.3(MN)、引張側16.8~16.9(MN)程度となる。両解析ともに同等の変動軸力が作用した結果は、図-14、表-5より得られた両解析の上部構造重心における最大応答変位が22(cm)であり両解析に差異がないことを考えると妥当な結果である。なお、この圧縮および引張の変動軸力は、柱1本あたりの死荷重時軸力8.8(MN)の2倍程度に相当する。図-15に解析①と解析②の右柱基部における応答曲げモーメントを示す。図-16、17に

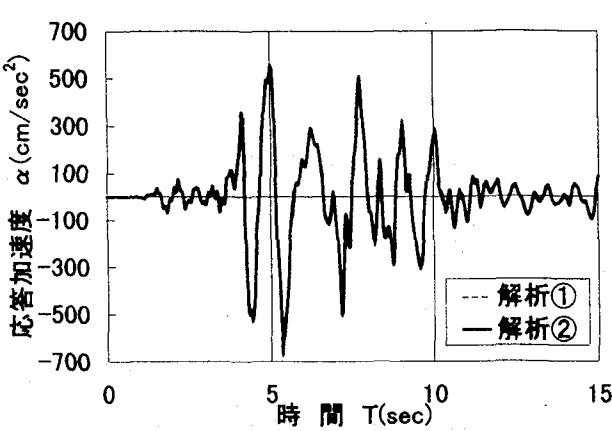


図-13 上部構造重心における応答加速度

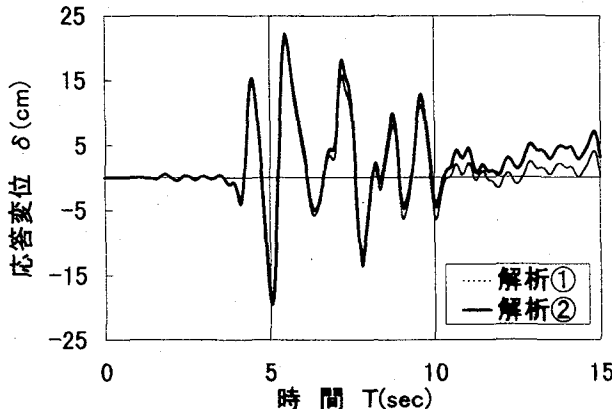


図-14 上部構造重心における応答変位

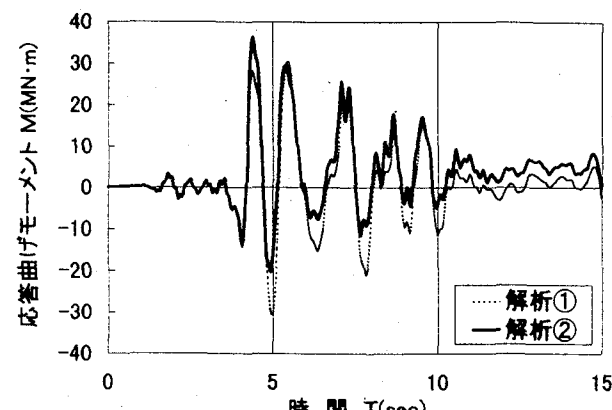


図-15 右柱基部における応答曲げモーメント

表-5 解析①と解析②の最大応答値の比較

応 答	着目部位		解析①		解析②	
			軸力変動によるM-φ関係の変化を無視		軸力変動によるM-φ関係の変化を考慮	
加速度(cm/sec ²)	上部構造重心位置		678	—	623	—
変 位 (cm)	上部構造重心位置		22	—	22	—
曲げモーメント (MN・m)	左柱基部	圧縮を伴う曲げ	30.4	降伏曲げ耐力超過	38.7	ひび割れ曲げ耐力超過
		引張を伴う曲げ	30.7	降伏曲げ耐力超過	19.3	終局曲げ耐力超過
	右柱基部	圧縮を伴う曲げ	30.5	降伏曲げ耐力超過	36.5	ひび割れ曲げ耐力超過
		引張を伴う曲げ	30.7	降伏曲げ耐力超過	20.2	終局曲げ耐力超過
軸 力 (MN)	左柱基部	圧 縮	25.6	8.8+16.8	25.5	8.8+16.7
		引 張	-9.6	8.8-18.4	-9.2	8.8-18.0
	右柱基部	圧 縮	27.1	8.8+18.3	26.7	8.8+17.9
		引 張	-8.1	8.8-16.9	-8.0	8.8-16.8

柱基部の死荷重時の曲げ耐力、ひび割れ: Mc=9.29(MN・m)、降伏: My=29.52(MN・m)、終局: Mu=38.25(MN・m)

解析①および解析②の右柱基部における $M-\phi$ 関係を表す履歴曲線、図-18に解析②の同位置における軸力と曲げモーメント相関関係($N-M$ 相関関係)を表す履歴曲線を示す。なお、図-18に示された3本の曲線は、内側から、ひび割れ、降伏、終局を示しており、応答値が終局の曲線を越えた場合には、部材断面は終局曲げ耐力を超過したものと評価される。図-15より両解析の柱基部における応答曲げモーメントに差異が確認された。表-5、図-16より解析①の結果は柱基部において、曲げモーメントは降伏曲げ耐力を超過するものの終局曲げ耐力以下である。しかし、表-5、図-17、18より解析②の結果は、圧縮を伴う曲げモーメントではひび割れ耐力を超過する程度で降伏耐力に至っていないものの、引張を伴う曲げモーメントでは終局耐力をも超過する結果となった。これらの結果から本解析モデルにおいては軸力変動による $M-\phi$ 関係の変化が柱の応答曲げモーメントや残留変位等に影響を与え、橋脚断面の地震時の状態(ひ

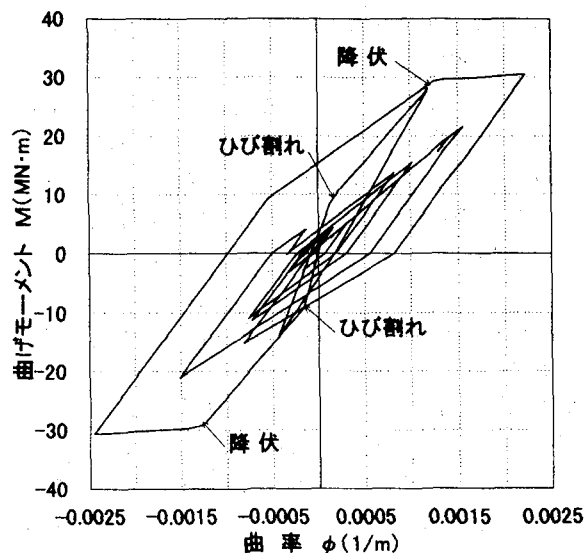


図-16 解析①右柱基部 $M-\phi$ 関係の履歴曲線

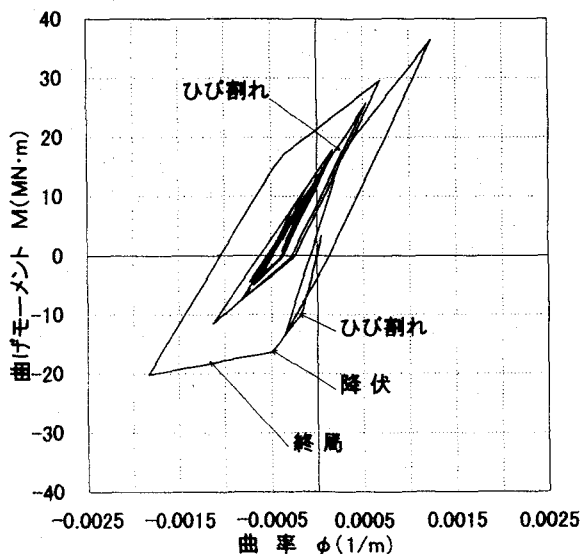


図-17 解析②右柱基部 $M-\phi$ 関係の履歴曲線

び割れ状態、降伏状態、終局状態)の評価が異なってくることが明らかになった。

なお、詳細な結果については省略するが、梁に関しては、軸力変動が少なく軸力変動による $M-\phi$ 関係の変化が最大応答断面力等と与える影響は極めてわずかであることも確認された。

8. 結 論

本研究では橋軸直角方向には高次不静定構造であるフレキシブル橋脚に対して地震応答解析を用いて耐震性を検討した。その結果、次のことが明らかになった。

(1) 橋軸方向

- ① 橋台の固定支承は大規模地震により損傷する可能性が高く、この損傷によって構造系は短周期構造から長周期構造へ変化する可能性が高い。
- ② 長周期化することによって、橋脚に作用するせん断力、

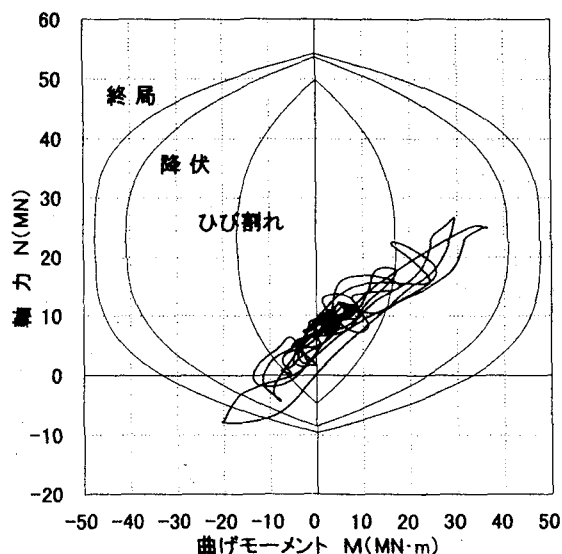


図-18 解析②右柱基部 $N-M$ 相関関係の履歴曲線

橋脚中間の曲げモーメントが低下する。ただし、橋脚基部はいずれのモデルでも降伏曲げ耐力に至っている。また、桁遊間より大きい変位が発生することから上部構造が橋台に衝突する可能性がある。

- ③ 衝突によって、曲げモーメントは固定モデルより大きくなり、橋脚基部だけでなく橋脚中間についても降伏曲げ耐力以上の曲げモーメントが作用することがわかった。
- ④ 同じく、せん断力は固定モデルより大きくなりせん断耐力以上である。特に橋脚天端でのせん断力の卓越が著しく、橋脚上の支承についても損傷の可能性はある。

(2) 橋軸直角方向

- ⑤ 塑性ヒンジは梁端部と柱基部に形成される。塑性ヒンジは、まず梁端部に形成され、続いて柱基部に形成される。
- ⑥ 橋脚の応答加速度や応答変位は、梁端部よりも柱基部

の塑性化によって大きな非線形性を示す。

- ⑦ 柱の軸力変動は極めて大きい、応答加速度や応答変位への影響はほとんどない。
- ⑧ 柱基部の塑性化の程度は、軸力変動に伴うM- ϕ 関係の変化を考慮することによって結果に差異が生じる。軸力変動に伴うM- ϕ 関係の変化を考慮すると圧縮を伴う曲げモーメントに対しては耐震性に余裕がでるが、引張を伴う曲げモーメントに対しては耐震性が厳しくなる。

以上の結果を踏まえて、耐震性向上にあたっての留意事項を示す。

橋軸方向に関しては、上部構造と橋台の間に十分な遊間を確保し、橋台の固定支承を弾性支承等に取り替えて長周期構造とすることによって、損傷の可能性のある部位を限定することができると考えられる。しかしながら、既設橋では施工上の制約等の理由により十分な遊間を確保することは極めて困難である。このような場合の対策としては、上部構造と橋台の間に衝突緩衝材等¹⁴⁾を設置することで地震入力を低減し、上部構造と橋台の衝突緩衝を図ることが有用であると考えられる。

橋軸直角方向では、柱および梁部材のせん断耐力の向上および変形性能の向上が望まれる。曲げモーメントに関しては、柱の軸力変動に伴うM- ϕ 関係の変化により、柱基部が終局状態に至ること、また、柱基部の塑性化は橋全体としての地震応答に大きな影響を与えることから、特に橋脚基部の変形性能を高めるとともに耐力に対しても向上を図る必要があると考えられる。

これまでの耐震検討は、せん断破壊等のぜい性的な破壊形態を生じたり、変形性能が不足している可能性が高いものから優先的に行われてきた。今後は低い橋脚だけでなく高橋脚を有するような長大橋等の耐震性についても検討していく必要がある。高橋脚は脚高の低い橋脚と比べると補強が大がかりになり、多額の費用を要すると考えられる。したがって、効果的な補強を行うためには、本研究で述べたような耐震上の弱点となる部位や構造を明確にしたうえで補強工法に種々の工夫を施す必要がある。また、これまでの耐震設計は部材レベルの照査に関するものが多数であり、今後は本研究で試みたように橋梁システム全体として耐震性を評価していくことが重要である。

本研究では水平方向の入力地震動しか考慮しなかったが、鉛直方向も同時に考慮すると、軸力変動やこれに伴うM- ϕ 関係の変化もさらに大きくなると考えられる。せん断耐力は軸力によらず一定として評価したが、曲げ耐力と同様に作用する軸力によって変化することから、軸力変動に伴うせん断耐力の変化を考慮した評価が必要である。また、高橋脚では大規模地震時には幾何学的非線形性の影響も大きいと思われるので材料非線形性と合わせた複合非線形問題として検討していく必要がある。

謝 辞

本論文のとりまとめにあたり、貴重な御意見、御協力を賜りました岩手大学工学部建設環境工学科の岩崎正二博士、(株)構造計画研究所の為広尚起氏に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神淡路大震災調査報告，丸善，pp.239～270，1996.12.
- 2) 土田 貴之，松富 繁，細木 康夫，中村 元，川端 規之：ラーメン橋における鋼製エレメント合成構造高橋脚の動特性，鋼構造年次論文報告集，第4巻，pp.25～32，1996.11
- 3) 田坂 広，浦田 隆司，森尾 敏，三木 英通，上坂 哲司：鋼板巻立て工法によるRC2方向ラーメン橋脚の耐震設計例，橋梁と基礎97-5，pp.30～37，1997.5.
- 4) 田崎 賢治，寺山 徹，運上 茂樹：2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性に及ぼす中層梁の影響，土木学会第52回年次学術講演会，pp.296～297，1997.9
- 5) 尾崎 健博，土田 貴之，金子 恵二，上田 卓司，岩崎 正二：桁衝突がフレキシブル橋脚を有する橋台固定式橋梁の地震応答に与える影響，土木学会第52回年次学術講演会，pp.232～234，1997.9
- 6) 土田 貴之，貞升 文植，金子 恵二，木曾 茂，宮本 裕：多層鉄筋コンクリートラーメン橋脚の大地震時の非線形特性，土木学会第52回年次学術講演会，pp.292～293，1997.9
- 7) 緒方 紀夫，金子 恵二，土田 貴之，後藤 和満，宮本 裕：多層鉄筋コンクリートラーメン橋脚の軸力変動を考慮した地震応答解析，土木学会第52回年次学術講演会，pp.284～285，1997.9
- 8) 土田 貴之，緒方 紀夫，金子 恵二，後藤 和満，宮本 裕：軸力変動を考慮した多層RCラーメン橋脚の非線形動的解析，鋼構造年次論文報告集，第5巻，pp.207～214，1997.11
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，1994.2
- 10) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様，1995.2
- 11) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995.6
- 12) 磯崎 浩，福澤 栄治，高橋 元美：柱の変動軸力と2軸曲げモーメントを考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答解析 その1 解析法，日本建築学会構造系論文報告集 第411号，1992.11.
- 13) 下野 一行，渡辺 忠朋，為広 尚起：ラーメン高架橋の変形性能に関する一考察，コンクリート系構造物の耐震技術に関するシンポジウム論文報告集，日本コンクリート工学協会，1997.4.
- 14) 窪田 賢司，菅野 匡，上東 泰，石田 博：緩衝効果を有する落橋防止装置の衝突実験及び効果の検証，土木学会第52回年次学術講演会，pp.418～419，1997.9
(1997年9月26日受付)