

動的格子モデル解析による 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の評価

三木 朋広¹・二羽 淳一郎²・Manakan LERTSAMATTIYAKUL³

¹正会員 工修 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山二丁目 12-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻

³正会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻

地震時の鉄筋コンクリート (RC) 橋脚の耐震性能を把握するために、RC 部材のせん断耐荷機構を適切、かつ簡便に評価することのできる格子モデルを用いた非線形動的解析プログラムを開発した。まず、静的格子モデル解析の結果と RC 橋脚を対象とした静的正負交番載荷実験の結果を比較することで、繰り返し水平力を受ける RC 橋脚の変形挙動の予測が可能であることを示した。さらに、RC 橋脚を対象とした振動台加振実験に対して動的格子モデル解析を行った。実験結果と解析結果を比較した結果、本手法により RC 橋脚の動的変形特性を妥当な精度で評価できることを確認した。最後に、せん断補強鉄筋比を変えた RC 橋脚を対象として非線形動的解析を行った。その結果、RC 橋脚の履歴吸収エネルギーに着目することで、せん断補強鉄筋比が RC 橋脚の動的特性に与える影響を定量的に把握することができた。

Key Words : reinforced concrete bridge piers, seismic performance, non-linear dynamic analysis, lattice model

1. はじめに

兵庫県南部地震を契機に、大規模にコンクリート構造物の耐震設計に関する基準類の改訂が行われた。その基本的な考え方は、非常に大きな地震力を受けた場合、構造物に弾性的な挙動を期待するのではなく、主鉄筋降伏後の大きな塑性変形を許容し、それによってエネルギー吸収を図ろうとするものである。この一連の改訂に伴って、道路橋の鉄筋コンクリート (以下、RC と略記する) 橋脚の設計に構造物の変形性能を考慮した地震時保有水平耐力法が用いられるようになり、さらには、部材の非線形性を考慮した動的解析による照査を行い、地震時挙動を積極的に把握することが規定されるようになった。動的解析を行う場合、一般に、部材単位の復元力特性を組み込んだ離散型骨組モデルや、仮定した塑性ヒンジ部の断面をコンクリート、及び鉄筋に離散化し、各構成要素にそれぞれの応力-ひずみ関係を組み込んだファイバーモデルなどが多く用いられている¹⁾。これらのモデルは曲げが卓越する RC 構造物の解析には高い適用性が認められている一方で、塑性ヒンジとなる場所の適切な予測が必要であり、また部材にせん断破壊が生じて耐力が急激に低下する場合などでは、十分な精度の応答予測ができないという欠点も有している。

そこで、本研究では格子モデル²⁾に着目した。格子モデルを用いることで、静的なせん断耐荷力の予測を適切に行うことができることは、ファイバーモデルにない特徴である。さらに、格子モデルでは RC 部材を軸力のみを伝えるトラス要素に離散化しているため、力の流れが特定でき、部材内部のせん断耐荷機構を把握することによって、その解析結果の妥当性を確認することもできる。

本研究の目的は動的格子モデル解析手法の開発である。まず、動的格子モデル解析を行う前に、静的格子モデル解析による一定軸力を受ける RC 橋脚の静的正負交番載荷実験の検討を行う。これによって、繰り返し水平力を受ける RC 橋脚に対する静的格子モデル解析の妥当性を確認する。さらに、同一寸法、同一配筋の大型 RC 橋脚の供試体 3 体を対象として、入力地震動の最大加速度を 3 種類に変化させた振動台加振実験の解析を行う。実験結果と解析結果を比較することで、動的格子モデル解析の結果の妥当性を明確にし、繰り返し水平方向地震力を受けた RC 橋脚の耐震性能を検討する。最後に、せん断補強鉄筋比を変化させた RC 橋脚のシミュレーション解析を行い、せん断補強鉄筋比が RC 橋脚の耐震性能に及ぼす影響を動的解析によって定量的に評価していく。

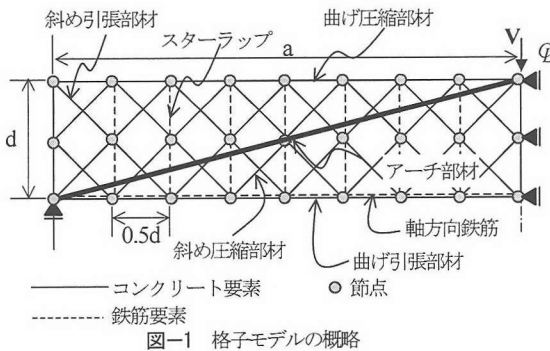


図-1 格子モデルの概略

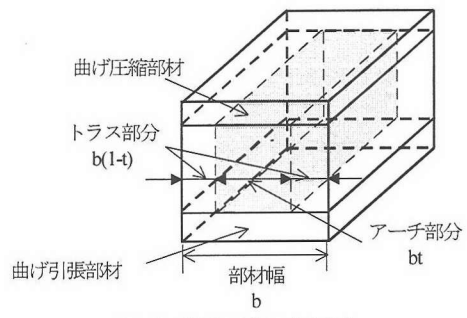


図-2 格子モデルの断面図

2. 解析モデル

(1) 格子モデルの概要

格子モデル²⁾では、図-1に示すように、コンクリートは曲げ圧縮部材、曲げ引張部材、斜め圧縮部材、斜め引張部材、端部垂直部材、アーチ部材に離散化される。また、補強筋は水平部材(軸方向鉄筋)、垂直部材(スターラップ)にモデル化される。

トラス的耐荷機構のモデル化には、コンクリートの斜め圧縮部材と斜め引張部材を、軸方向鉄筋に対して45度と135度方向に規則的に配置している。そのため、一見トラス部材の角度を固定したモデルに見えるが、トラス部材に加え、アーチ的耐荷機構として、端部節点以外で変位が独立な細長い部材であるアーチ部材を組み込むことにより、斜めひび割れ発生後、マクロ的な圧縮力の方向の変化に対応させることができる。ただし、RC部材のせん断耐荷機構を適切に評価するためには、部材全体の耐荷機構を適切に把握した上でアーチ部材の配置を定めていく必要がある。

(2) 各要素のモデル化

図-2は、格子モデルにおけるRCはり断面の区分の概念図である。ウェブコンクリート部分を、図-2に示すように、トラス部分とアーチ部分に区分する。それぞれの要素の幅は、アーチ部分は bt 、トラス部分は $b(1-t)$ ($0 < t < 1$)となる。このとき、 t 値は、はりの初期状態における微小な強制変位に対する、部材全体のポテンシャルエネルギーが最小となるように定める。本研究では、 t 値を0.05から0.95まで0.05刻みで変化させた事前解析を行っている。柱頭部の水平力荷重点位置においてせん断スパンの1/1000の非常に微小な強制変位を与え、この時に生じている各部材の応力、ひずみからひずみエネルギーを計算した。このひずみエネルギーと外力のなす仕事から定義されるポテンシャルエネルギーが最小となるとききの t 値を求め、以後の格子モデル解析に用いた。ただし、部材の変形に伴い材料非線形性が見られるようになると、 t 値は荷重レベルによって異なると考えられるが、本研究では、近似的に大変形時においても同一の値を用いることとした。

また、コンクリートの水平部材の断面積は、以下のように決めている。コンクリート中に鉄筋を含む部材を考えた場合、コンクリートと鉄筋の付着作用によって、コンクリートにひび割れが発生した後も、ひび割れ間のコンクリートによって引張力の一部を受け持つことができる。この効果は鉄筋を囲むコンクリートの一部の領域においてのみ期待できる。本研究では、簡単なモデル化のため、その領域をコンクリートの曲げ引張部材ならびに曲げ圧縮部材と一致させた。さらに、その領域の高さは、軸方向鉄筋の中心位置から断面の最外縁までの距離の2倍であると仮定した。また、コンクリートの曲げ引張部材、曲げ圧縮部材の断面積はその領域高さに部材幅 b を乗じたものとした。

(3) 材料モデル

a) コンクリートの圧縮部材

適切な量の横方向補強鉄筋によってせん断補強されていれば、コアコンクリート部分には拘束効果が期待できる。本研究では、せん断補強鉄筋による拘束効果を考慮するために、圧縮応力 σ_c' -圧縮ひずみ ε_c' 関係を式(1)から式(8)の提案式で表されるManderらの提案³⁾に基づき、図-3のようにモデル化し、コンクリートの斜め圧縮部材、アーチ部材に適用した。ちなみに、本モデルはコンクリートの一軸圧縮強度を普通強度レベル(25~28 MPa)とした実験に基づいており、断面形状、及びせん断補強鉄筋量に依存しないという特徴を有している。

$$\sigma_c' = \frac{f_{cc}' \cdot x \cdot r}{r - 1 + x'} \quad (1)$$

ここで、

$$f_{cc}' = f_c' \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 f_1' / f_c'} - 2 f_1' / f_c' - 1.254 \right) \quad (SI \text{ 単位}) \quad (2)$$

$$x = \varepsilon_c' / \varepsilon_{cc}' \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cc}' = 0.002 \left\{ 1 + 5 \left(f_{cc}' / f_c' - 1 \right) \right\} \quad (4)$$

$$r = E_c / (E_c - E_{sec}) \quad (5)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c'} \quad (MPa) \quad (6)$$

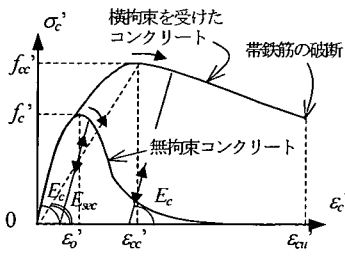


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

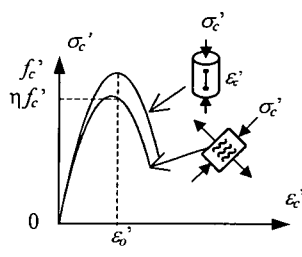


図-4 ひび割れたコンクリートの圧縮強度の低減

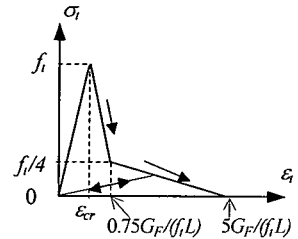


図-5 1/4モデル⁹⁾

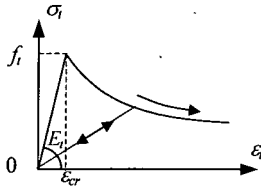


図-6 テンションスティフニングモデル⁹⁾

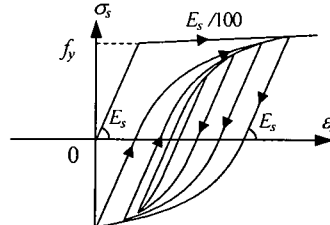


図-7 繰り返し載荷下での鉄筋応力-ひずみ関係

$$E_{sec} = f_{cc}' / \epsilon_{cc}' \quad (7)$$

$$f_t' = 0.75 \cdot r_w \cdot f_{wy} \quad (8)$$

上式中に示す f_c' はコンクリートの一軸圧縮強度 (MPa) である。また、 $r_w (=A_w/(b_w s))$ はせん断補強鉄筋比であり、 f_{wy} はせん断補強鉄筋の降伏強度 (MPa) である。

さらに、コンクリートの斜め圧縮部材、アーチ部材に以下のモデルを考慮している。Collins らの実験的な研究⁴⁾によると、ひび割れたコンクリートでは、引張ひずみ ϵ_t の増加に伴い、その直交方向の圧縮強度が低下することが知られている。その軟化の程度をシンプルなモデルである式(9)で評価している。その概要を図-4に示す。

$$\eta = 1.0 / \{0.8 - 0.34(\epsilon_t / \epsilon_0')\} \leq 1.0 \quad (9)$$

ここで、 $\epsilon_0' = -0.002$ 。

軟化係数の決定に用いる引張ひずみ ϵ_t は、斜め圧縮部材では、それと直交する斜め引張部材の引張ひずみを、アーチ部材では、アーチ部材における圧縮強度の軟化の程度が最も大きくなるように、最も大きな引張ひずみが生じていると考えられる支点付近のコンクリート斜め引張部材の引張ひずみを使用した。

また、コンクリートの曲げ圧縮部材の材料モデルには、式(10)のCollins らの提案する応力-ひずみ関係⁴⁾を用いた。その概形を図-3中に無拘束コンクリートとして示す。

$$\sigma_c' = -\eta \cdot f_c' \cdot \left\{ 2(\epsilon_c' / \epsilon_0') - (\epsilon_c' / \epsilon_0')^2 \right\} \quad (10)$$

除荷剛性、再載荷剛性には、それぞれのモデルの初期剛性を用い、直線的に応力が低下、もしくは回復するものとした。ただし、繰り返し載荷に伴う剛性の低下は考慮していない。

b) コンクリートの引張部材

コンクリートは、ひび割れ前は弾性的に挙動する。しかし、一旦ひび割れると引張軟化挙動を示すと仮定する。本研究では、ひび割れ発生後のコンクリート挙動を表現するために、普通コンクリートの引張軟化曲線として高い精度で実験結果と整合している1/4モデル⁹⁾(図-5)を採用し、コンクリートの斜め引張部材に適用した。この時、コンクリートの破壊エネルギー G_F は標準的な値である0.1 N/mmとした。ただし、図-5中に示す L は部材長さ(mm)である。

コンクリートの曲げ引張部材は、鉄筋を含んだ領域に位置しているため、コンクリートと鉄筋の付着作用によって、ひび割れ後も引張力を伝達することができる。そこで、コンクリート曲げ引張部材は、ひび割れ前は斜め引張部材と同様に弾性体と仮定し、ひび割れ発生後には、コンクリートと鉄筋の付着を考慮して、以上の状況を十分な精度で満たす岡村・前川のテンションスティフニングモデル⁹⁾(図-6)を用いた。ひび割れ開始ひずみ ϵ_{cr} は0.0001とし、ひび割れ発生後の応力 σ_t -ひずみ ϵ_t 関係には式(11)を用いた。

$$\sigma_t = f_t (\epsilon_{cr} / \epsilon_t)^{0.4} \quad (11)$$

ここで、 f_t : コンクリートの引張強度。

除荷、再載荷時の応力-ひずみ関係は原点指向型とし、直線的に応力が低下、もしくは回復するものとした。

c) 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアモデルとし、降伏後の勾配は、初期勾配 E_s の1%とした。繰り返し載荷を受ける鉄筋のモデルには、応力が正負反転する際に現れるバウシinger効果を考慮する必要があり、加藤モデルは、繰り返し履歴を精度良く得ることのできる有用な履歴モデルである。しかしながら、履歴変数としてすべての応力反

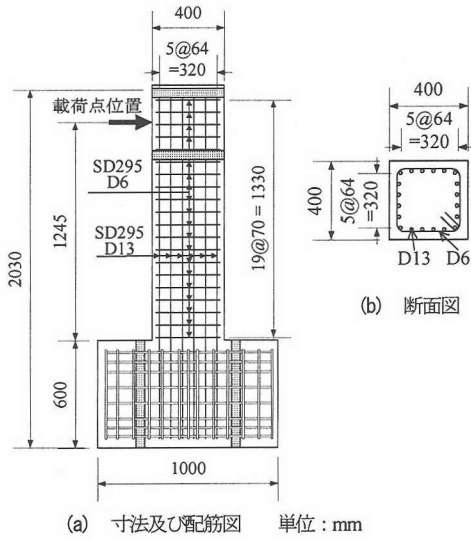


図-8 供試体概要

表-1 コンクリート、鉄筋の材料特性

コンクリート圧縮強度 f_c (MPa)	35.7	
鉄筋降伏強度 f_y (MPa)	SD295 D13	363
	SD295 D6	368

転位置の応力、ひずみを記録しておく必要があり、数値プログラムとして用いる場合困難を有する。そこで、加藤モデル⁷⁾と同等の精度を有し、かつ数値計算に適した福浦らの数値モデル⁸⁾を用いた(図-7)。

(4) 動的解析手法

非線形動的解析のため、動的格子モデルに基づいて非線形解析プログラムを作成した。動的格子モデルでは、RC橋脚自体の質量を各節点へ離散化し、さらに上部構造物の質量を橋脚頭部の3節点に分配している。

まず、モデルの全体系に対して運動方程式を定式化する。このとき、振動モードを用いることで、格子モデルの節点変位を基準座標系の変位に変換する。このとき用いる振動モードは、減衰を無視した運動方程式を解くことで得られるが、これは固有値問題を解くことに等しい。本手法では、固有値解をサブスペース法によって得ている。また、剛性マトリックスは、材料非線形性をコンクリート、及び鉄筋の応力-ひずみ関係より与え、部材系における接線剛性を全体系に組み直している。減衰マトリックスは、Rayleigh減衰により与えている。以上のように、運動方程式を基準座標系で表すことによって、 n 次連立方程式は n 個の独立の一次方程式に変換され、これらそれぞれの一次方程式を、直接時間積分法を用いて解いていく。直接時間積分にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を用いた。このようにして得られた基準座標系における変位、速度及び加速度を再び振動モードを用いて元の格子モデルの座標系に戻すことで対象RC橋脚の挙動を予測する。大きな地震力を受けるとRC

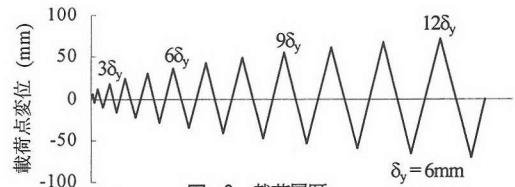


図-9 荷履歴

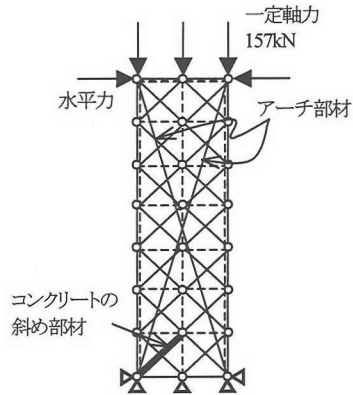


図-10 交番荷を受ける格子モデル

橋脚は非線形挙動を示すようになるため、収束計算が必要となってくる。このときの収束計算には修正 Newton-Raphson法を用いた。収束の判定には力とエネルギーの釣合いを考慮した。つまり時刻 $t+\Delta t$ において、慣性力、粘性力及び復元力の総和と外力の差で表される不釣り合い力、及びその不釣り合い力と時刻 $t+\Delta t$ での増分変位の積が、それぞれ1回目の繰り返し計算時の値に対して、収束許容値0.001、かつ0.01以下となるまで繰り返し計算を行った。

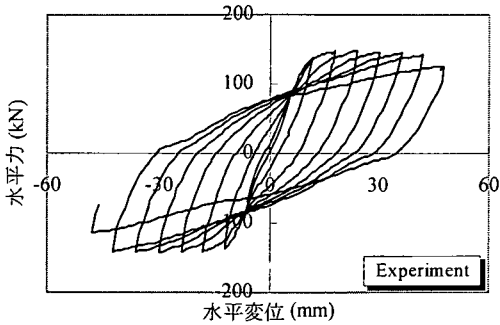
3. 単柱式RC橋脚の静的正負交番荷解析

(1) 実験概要

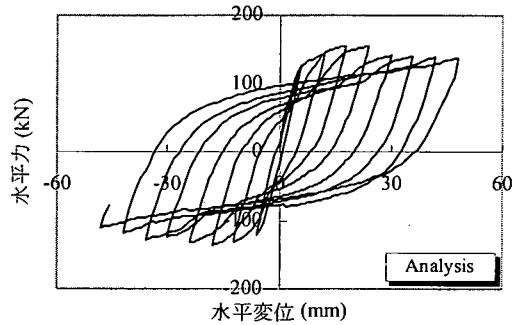
解析対象として、武村らによる単柱式RC橋脚を用いて行われた正負交番荷実験^{9),10)}を選定した。供試体の寸法、及び配筋を図-8に示す。供試体は、400mm×400mmの正方形断面であり、橋脚基部から荷点位置までの距離は1245mmである。用いた材料の特性を表-1に示す。

実験における水平方向力の荷方法は、初降伏変位 $\delta_y=6$ mmを基準とし、変位振幅を δ_y の整数倍に順次増加させていく一定振幅変位漸増方式である。ここで、初降伏変位とは最外縁鉄筋が降伏するときの荷点水平変位である。この時、同一変位振幅の荷重繰り返し回数1回である。その荷履歴を図-9に示す。本解析では実験と同様な荷ステップの変位制御で増分計算を行った。

さらに、実験では、水平方向の交番荷を行っている間、常に橋脚基部における軸応力が0.98 MPaとなるように、一



(a) 正負交番荷重実験による結果



(b) 格子モデル解析による結果

図-11 正負交番荷重実験および静的繰り返し格子モデル解析による履歴曲線

表-2 正負交番荷重実験, 及び静的格子モデル解析によって得られた耐力, 変位

	実験結果	解析結果
降伏水平耐力 (kN)	84.2	116.3
降伏変位 (mm)	6.0	5.0
最大水平耐力 (kN)	148.0	155.6
終局変位 (mm)	42.0	48.0

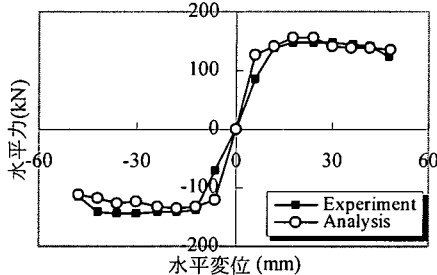


図-12 実験および格子モデル解析による履歴曲線の包絡線

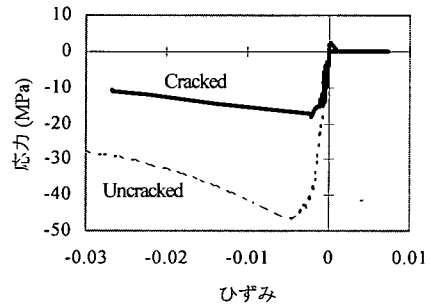


図-13 コンクリートの斜め部材の応力-ひずみ関係

定軸力 (156.7kN) を作用させている。

また, 以下本文中では, 水平力を与える際に, 図-10の左から押す側を正荷重 (水平力, 水平変位は正の値で示す), この反対側を負荷重 (水平力, 水平変位は負の値で示す) と呼ぶことにする。

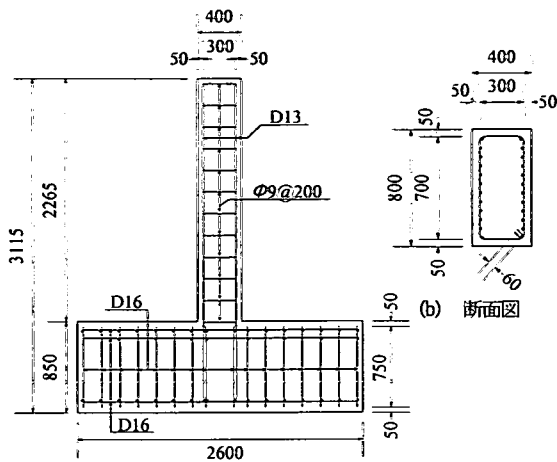
(2) 供試体のモデル化

図-8に示す供試体を解析するため, 図-10に示すような繰り返し応力場に拡張された格子モデル¹¹⁾を用いた。拡張された格子モデルでは, 解析対象の供試体は繰り返し水平力を受けるため, 曲げ圧縮部材と曲げ引張部材の断面積を等しくしている。さらに, 単柱式 RC 橋脚の解析を行う際, アーチ部材として荷重点位置と橋脚基部を結ぶ細長い要素を用いるが, 水平力が反転すると圧縮力の流れも反転するので, 2本のアーチ部材をクロスさせて配置している。このとき, アーチ部材が橋脚の断面幅に占める割合を示す t 値は, 事前解析より $t=0.20$ となっている。本解析においては, 図-10に示すように, 一定軸力 156.7 kN を格子モデルにおける橋脚頭部の3節点に等分配している。

(3) RC 橋脚の履歴特性

図-11は一定軸力が作用する RC 橋脚の水平力荷重位置における水平力と水平変位の履歴曲線であり, 実験結果と格子モデルによる解析結果を示している。図-11(a)に示す実験結果では, まず, 荷重点変位の増大に伴って曲げ引張側の主鉄筋が降伏した。その後, 荷重方向は反転し, 交番荷重によって徐々に大きな水平変位を受けると, 大きく塑性化が進行した主鉄筋は曲げ圧縮力を受けて面外方向へ座屈した。それに伴ってかぶりコンクリートが剥落し, 抵抗断面が減少した結果, 耐力が減少していった。一方, 図-11(b)に示す格子モデル解析の結果では, 実験によって得られた, 主鉄筋降伏後, 最大耐力を経験し, 耐力が低下し始める段階までの履歴特性を, 妥当な精度で予測できていることがわかる。しかし, それ以降さらに耐力が大きく低下していく挙動については十分には予測できていない。

表-2に, 降伏水平耐力, 降伏変位, 最大水平耐力及び終局変位を示す。このとき実験における降伏水平耐力及び降伏変位は, 橋脚基部の最外縁鉄筋のひずみが降伏ひずみ 2000μ に達したときの荷重及び変位である。静的格子モデル解析においても, 実験と同様に橋脚基部の軸方向鉄筋が 2000μ に達したときの荷重及び変位とした。また, 格子モデル解析における終局変位は, 実験と同様に水平力がピーク値を示した後, 耐力が低下し再び降伏水平耐力に達したときの変位とした。解析ではこの後, 軸方向鉄筋の降伏が



(a) 供試体寸法及び配筋図 単位：mm

図-14 振動台実験で対象とした供試体の概要

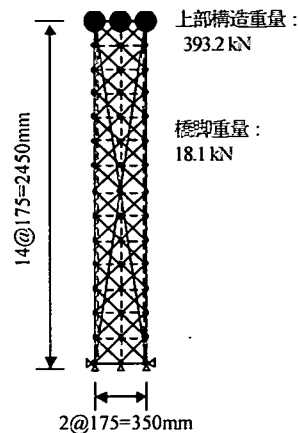


図-16 動的格子モデル

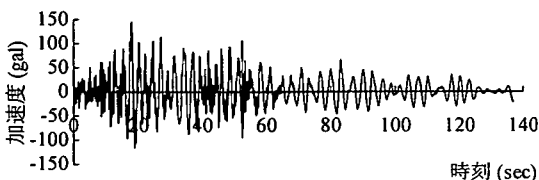


図-15 1983年日本海中部地震において八郎潟干拓堤防上で記録されたEW成分(最大加速度144gal)

進み、橋脚基部のコンクリートの斜めひび割れが増大し、それに伴ってコンクリートの斜め圧縮部材の耐力が低下することで終局状態に至っている。表-2より、格子モデル解析による結果は、終局変位に達するまでの実験結果を妥当な精度で予測していることが分かる。

図-12では、図-11の履歴曲線を包絡線で表し、実験結果と解析結果を比較している。格子モデル解析の結果は終局変位に至るまでは実験結果を精度よく予測しているが、前述の通り終局変位以降、実験結果とやや異なる傾向がうかがえる。実験では終局変位に到達後さらに変位を受けると、軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥離、剥落が観察されている。したがって、終局変位以降の大きな変形を受けたRC橋脚の変形挙動は、軸方向鉄筋の座屈等の詳細な検討を行わなければ精度よく把握することができないものと考えられる。一方で、曲げ破壊が卓越するようなRC橋脚に対する変形挙動は、静的格子モデル解析によって終局変位に達するまで妥当な精度で予測が可能であること示された。

(4) RC橋脚の破壊モードと耐荷機構に対する評価

格子モデル構成要素の応力-ひずみ関係を用いて、RC橋脚内部の耐荷機構の評価を試みた。図-13は、格子モデル解析によって得られた、橋脚基部のコンクリート斜め部材の応力-ひずみ関係の一例である。このとき注目してい

る部材は、図-10中に太線で示しているコンクリート部材である。格子モデル解析では、引張を受けるコンクリートの圧縮強度の軟化現象をCollinsらが提案したモデルを用いて表現している。つまり、直交して配置された一組のコンクリートの斜め圧縮部材と斜め引張部材において、斜め引張部材の引張ひずみの増大に伴ってそれと直交する斜め圧縮部材の強度は低下していくと考えている。図-13中に点線で示されている応力-ひずみ関係は、ひび割れの生じていないコンクリートのそれであるが、軸方向鉄筋の降伏以後、斜めひび割れ幅が大きくなるにつれて、圧縮強度が大きく低下している。橋脚基部コンクリートの斜め部材の圧縮強度が低下し、この部材に生じるひずみが増大することによって、橋脚の耐力が低下していくことが予測されている。このことが解析における最終的な橋脚の破壊の要因となっている。

4. 単柱式RC橋脚の非線形動的解析

(1) 解析対象橋脚について

今回解析対象とした、RC橋脚を用いた振動台実験¹²⁾の概要を以下に示す。

振動台実験では、RC橋脚の上部に重量393.2kNの単純桁を有する構造系を用いている。このとき、桁に作用する慣性力がRC橋脚に作用する水平方向力となる。実験に用いられた供試体は、単柱式の矩形断面RC橋脚であり、その供試体寸法及び配筋図を図-14に示す。振動台に入力された地震動は、1983年の日本海中部地震において秋田県大潟村の八郎潟干拓堤防上で観測されたEW成分記録(最大加速度144gal)である。その波形を図-15に示す。実験では、橋脚の降伏剛性を仮定した場合の固有周期と地震動の卓越周期を近づけるために、時間軸を1/2に縮小している。この地震波の特長として、主要動の継続時間が非常に長く、

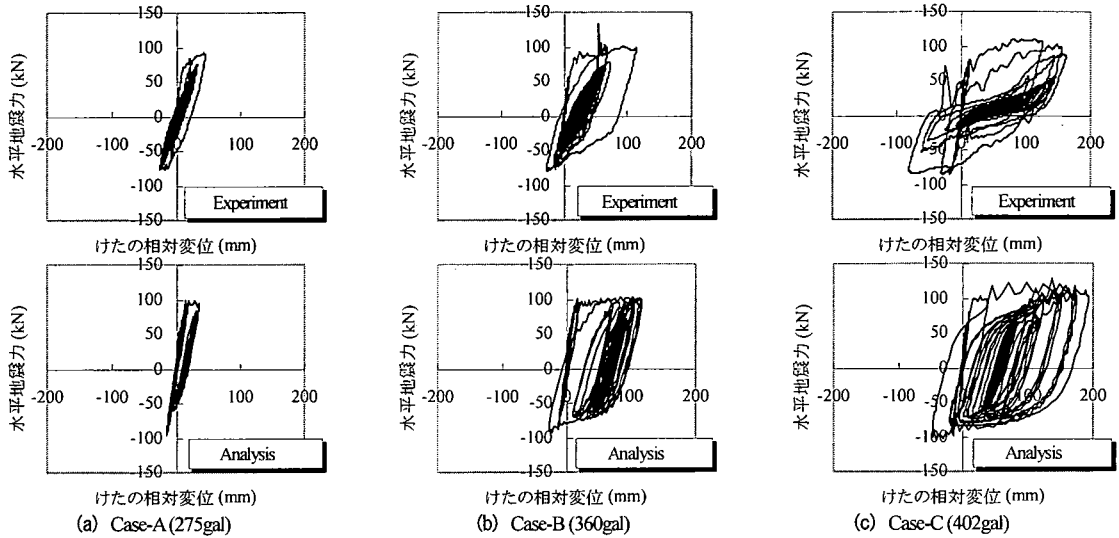


図-17 振動台加振実験，動的格子モデル解析によって得られた履歴曲線

さらに観測開始から20秒と50秒に大きな加速度のピークがある点などが挙げられる。RC橋脚に対する継続時間の長い地震動を用いた耐震性の検討は、1995年の兵庫県南部地震に見られるような、主要動の継続時間が短く、数秒間に非常に大きな地震動を受ける場合の検討とは異なる視点からの評価を行うことができると考える。

振動台実験では、図-14に示す同一寸法の3体の供試体に対して最大加速度を275gal、360gal、402galと変化させた地震動を入力する3ケース（以下、それぞれCase-A、Case-B及びCase-Cと呼ぶ）の実験が行われた。全ての供試体において、コンクリートの圧縮強度は27.6MPa、軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋の降伏強度は420MPaであった。

(2) 解析モデル

本解析では、RC橋脚を図-16に示す動的格子モデルに離散化している。既往の動的格子モデル¹³⁾と本解析の異なる点は、静的格子モデルと同様に、コンクリートの斜め圧縮部材、アーチ部材にせん断補強鉄筋による拘束効果を考慮したManderらによる提案式³⁾を用い、また鉄筋要素には、応力が正負反転する際に現れるバウシinger効果を考慮した福浦らが提案したモデル⁹⁾を採用している点である。この解析では、アーチ部材が橋脚の断面幅に占める割合を示す t 値は、事前解析の結果、 $t=0.10$ となっている。

RC橋脚の動的解析を行うに際して、解析対象は集中質量系にモデル化してある。各節点に橋脚の質量を集中質点として離散的に作用させ、上部構造物の質量を橋脚頭部の3節点に等配分した。減衰に関しては、Rayleigh減衰を仮定し、減衰定数は2.0%とした。

(3) 単柱式RC橋脚の非線形動的解析

本研究では、格子モデルを用いた非線形動的解析の結果

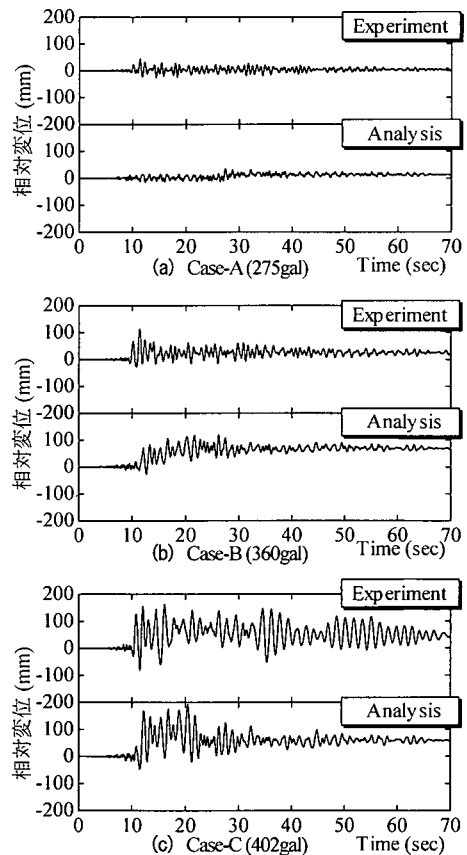


図-18 振動台加振実験，動的格子モデル解析によって得られた桁の相対変位の時刻歴

と振動台加振実験による結果を比較することで、本解析結果の妥当性を検証することを目指している。同時に、動的格子モデル解析よりRC橋脚の地震時挙動の把握を試みる。

表-3 振動台加振実験、及び動的格子モデル解析によって得られた応答値

	Case-A		Case-B		Case-C	
	実験	解析	実験	解析	実験	解析
降伏水平耐力 (kN)	72.7	90.4	76.1	93.4	79.2	98.5
降伏変位 (mm)	14.1	14.8	15.5	15.5	13.5	15.9
最大水平耐力 (kN)	91.6	99.4	104.3	104.1	110.2	128.8
最大応答変位 (mm)	44.4	34.8	113.6	118.4	163.1	192.6

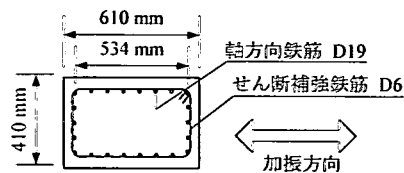


図-19 断面図

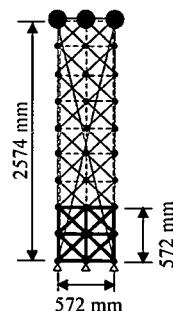


図-20 動的格子モデル

表-4 試算の対象としたRC橋脚で用いたコンクリート、鉄筋の材料特性、及びせん断補強鉄筋比

コンクリート圧縮強度 f_c (MPa)		38.0					
鉄筋降伏強度 f_y (MPa)	軸方向鉄筋 D19	317					
	せん断補強鉄筋 D6	360					
せん断補強鉄筋比 r_w (%)		0.00	0.04	0.08	0.12	0.20	0.40

図-17はCase-A、Case-B及びCase-Cに対して、振動台加振実験によって得られたRC橋脚の履歴曲線と動的格子モデルによる解析結果を比較したものである。また図-18は、それぞれのケースに対して、振動台実験及び動的格子モデル解析によって得られた、桁の相対応答変位の時刻歴である。実験では、RC橋脚の履歴曲線は、桁に生じた加速度に桁の重量393.2kNを乗じて算出した慣性力と桁の相対応答変位の関係で表される。一方解析では、橋脚頭部の3節点における、復元力と粘性力の総和と橋脚頭部の応答変位の関係を用いている。また、これらの実験及び解析によって得られた応答値を表-3にまとめる。表-3には、振動台加振実験、及び動的格子モデル解析によって得られたRC橋脚の降伏水平耐力、降伏変位、最大水平耐力及び最大応答変位を示している。このとき、降伏水平耐力、及び降伏変位とは、実験では橋脚基部の主鉄筋のひずみが降伏ひずみ2010 μ に達したときの水平力及び変位であり、解析においても同様な判定を行っている。

実験では、図-17の履歴曲線に示すように、Case-A、Case-B及びCase-Cのすべての場合に対して、荷重が進むにつれてまず主鉄筋が降伏している。さらに、入力最大加速度の大きいCase-BとCase-Cに関しては、主鉄筋の降伏後、大きな塑性変形が生じている。これらについては解析によっても同様な挙動が予測されている。つまり、表-3に示すように、それぞれのケースの履歴特性値に関してほぼ妥当な精度の予測が行われていることが分かる。

しかしながら、最大応答変位を記録した後は、実験結果及び解析結果の履歴曲線に違いが見られるようになった。Case-Bに関して、実験では最大応答変位以降の荷重で、初期剛性より小さな剛性で、かつ小さな変位振幅で振動している。一方、解析では実験結果よりも初期剛性に近い剛性で振動している。また、そのときの変位振幅も実験で得ら

れるものより大きい。

Case-Cに関して、実験では最大応答変位以降の荷重によって、初期剛性と比較して非常に小さな剛性で振動し、履歴曲線は図-17(c)に示すように逆S字型となっている。これに対して解析では、実験で見られるような剛性の低下は見られず、安定した紡錘型の挙動が予測されている。特に、図-18(c)において、30秒以降の応答変位振幅が実験結果よりも小さくなっていることがわかる。この様に実験結果と解析結果のRC橋脚の剛性に違いが見られる理由として、実験で観察された曲げ圧縮側の軸方向鉄筋の座屈を解析において考慮していないために、軸方向鉄筋が大きな圧縮力を保持しつづけていること、及び圧縮力下のコンクリートの除荷、再荷荷時の剛性に初期剛性を用いているために、大きな変形を受けた場合、実際より高い剛性で評価していること等が考えられる。しかしながら、本研究のように、このような現象を考慮していない場合であっても、軸方向鉄筋の降伏から最大応答変位に達するまでの挙動は十分に予測可能であると判断される。

5. RC橋脚の動的特性に与えるせん断補強鉄筋比の影響の評価

(1) 解析概要

RC橋脚に対するせん断補強鉄筋比の効果を検討することを目的として、せん断補強鉄筋比の異なる6体のRC橋脚を対象とした動的格子モデル解析を行った。解析対象は、単柱式矩形断面のRC橋脚であり、橋脚基部から橋脚頭部までの距離は2574mmである。その断面形状を図-19に示す。また、材料特性を表-4に示す。表-4には、6体のRC橋脚に対して、0.00%から0.40%まで変化させたせん断

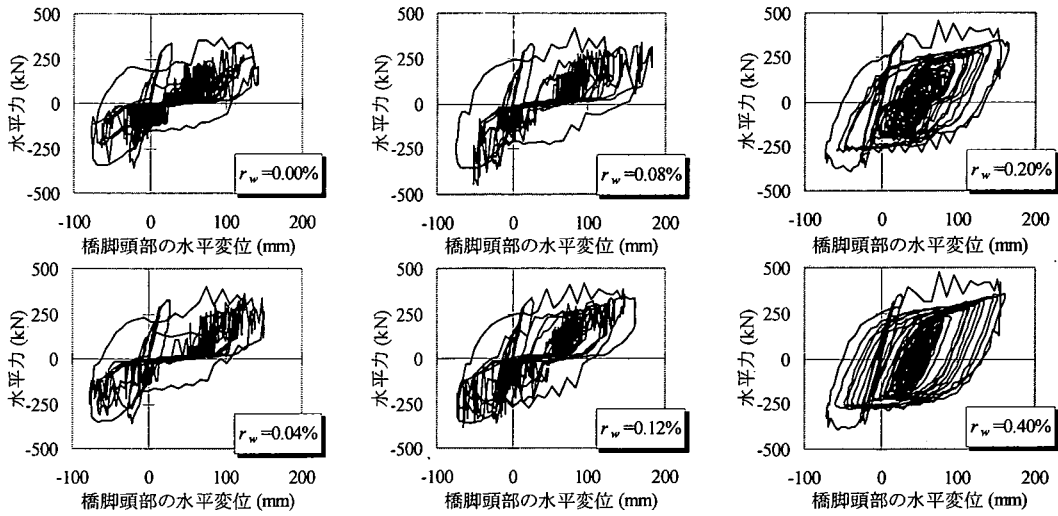


図-21 異なるせん断補強筋量のRC橋脚に対する履歴曲線
(動的格子モデル解析結果)

表-5 異なるせん断補強鉄筋比を有するRC橋脚の最大水平耐力、
最大応答変位 (動的格子モデル解析結果)

せん断補強鉄筋比 r_w	0.00%	0.04%	0.08%	0.12%	0.20%	0.40%
最大水平耐力 (kN)	366.2 (1.00)	398.5 (1.09)	417.4 (1.14)	419.0 (1.14)	461.7 (1.26)	477.4 (1.30)
最大応答変位 (mm)	142.8 (1.00)	150.9 (1.06)	180.3 (1.26)	162.0 (1.13)	165.3 (1.16)	162.0 (1.13)

()内の数字は0.00%の場合を基準値としたとき、基準値に対するそれぞれの応答値の比

補強鉄筋比 r_w を示している。また、上部構造物をモデル化するために、橋脚頭部において重量 2000kN を作用させている。入力地震動は、4. で用いた地震波波形と同様の 1983 年日本海中部地震において八郎潟で観測された地震波の EW 成分の最大加速度を 450gal に調整したものをを用いた。

格子モデルへの離散化は、図-20 に示すように 4. と同様な方法で行う。このとき t 値は、事前解析より、6 体の RC 橋脚に対してそれぞれ 0.10 から 0.15 となったが、せん断補強鉄筋比が大きくなるにつれて、 t 値が小さくなる傾向が見られた。このことは、曲げ変形が卓越する場合、 t 値が小さくなる傾向があるという見解¹⁾と一致している。

(2) せん断補強鉄筋比を変化させた場合の RC 橋脚の動的特性

図-21 は、動的格子モデル解析によって得られた、せん断補強鉄筋比 r_w を 0.00% から 0.40% まで変化させた 6 体の RC 橋脚の履歴曲線を示している。また、表-5 には、図-21 中に示すそれぞれのケースの RC 橋脚について求めた最大水平耐力、最大応答変位である。同表中には、せん断補強されていないケース ($r_w=0.00%$) を基準とし、それぞれのケースの応答値をせん断補強されていないケースの応答値で除した値も示している。表-5 により、本研究で試計

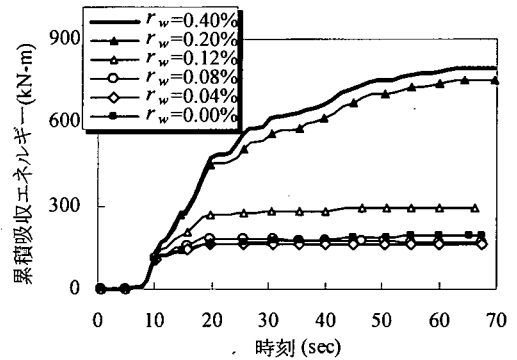


図-22 RC橋脚の累積吸収エネルギー

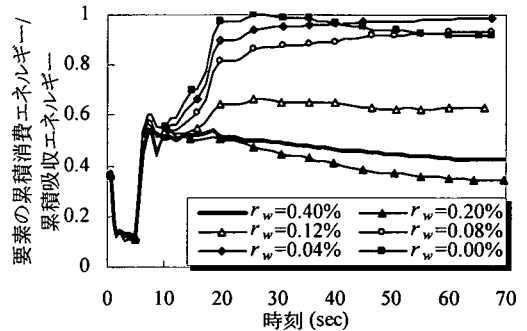


図-23 RC橋脚の累積吸収エネルギーに対する
構成要素の累積消費エネルギーの割合

算の対象とした RC 橋脚の場合、せん断補強鉄筋比の増大に伴い最大水平耐力は増大する ($r_w=0.40%$ のときの最大水平耐力は、 $r_w=0.00%$ の 1.3 倍) 一方で、最大応答変位に関する明確な傾向は見られないことがわかる。

しかしながら、図-21 に示す履歴曲線では、せん断補強鉄筋比が大きくなるほど水平力を受けた際の挙動が安定していく傾向が見られる。そこで、せん断補強鉄筋比の異なる

6体のRC橋脚に対して、加振中にRC橋脚が吸収するエネルギーの変化について考察する。

(3) 履歴吸収エネルギーについて

図-22は、せん断補強鉄筋比の異なる6体のRC橋脚の累積吸収エネルギーが、加振中にどのように変化するかを表した図である。このとき、累積吸収エネルギーとは、供試体が吸収する履歴エネルギーである。履歴吸収エネルギーは、各節点についてそれぞれ履歴吸収エネルギーを求め、それぞれの履歴曲線において、荷重ゼロの点から荷重、除荷を経て荷重ゼロの軸を横切り、再び荷重ゼロの軸を横切るまでのループで囲まれる面積で表される。図-22より、せん断補強鉄筋比が大きくなるにつれて履歴吸収エネルギーが大きくなるのが、動的格子モデル解析によって予測できている。また、図-22より、十分にせん断補強されたRC橋脚($r_w=0.40\%$, 0.20%)では荷重の進行に伴って累積吸収エネルギーが大きくなり、さらにエネルギー吸収が期待できることがわかる。一方、せん断補強されていない、もしくはあまりせん断補強されていないRC橋脚($r_w=0.00\%$, 0.04% , 及び 0.08%)では、吸収エネルギー値に上限があり、これ以上のエネルギー吸収が期待できないことも予測されている。

さらに、格子モデル構成要素の消費するエネルギーに着目し、橋脚内部における消費エネルギーの分布状態について調べてみる。このとき、構成要素内の応力、ひずみはそれぞれ平均応力、平均ひずみであると仮定した上で、応力-ひずみ履歴曲線に囲まれる面積が単位体積あたりの構成要素に消費されるエネルギーとし、これに体積を乗じたものを各構成要素の消費エネルギーとして計算した。図-23は、RC橋脚の累積吸収エネルギーに対する、構成要素における累積消費エネルギーの総和の割合を示す。このとき、構成要素における消費エネルギーは、図-20に示すように、橋脚基部から2層目までに含まれる要素とした。これは格子モデルの幅、つまり有効高さ $d=572\text{mm}$ と等しい区間に着目していることとなる。図-23に示す値が1.0に近づくことは、着目している部分での消費エネルギーの割合が大きいことを示している。図-23より、十分にせん断補強されたRC橋脚($r_w=0.40\%$, 0.20%)では、橋脚全体で吸収するエネルギーの40%程度が橋脚基部で消費されており、せん断補強鉄筋比 $r_w=0.12\%$ の橋脚では60%程度、せん断補強されていない、もしくはあまりせん断補強されていないRC橋脚($r_w=0.00\%$, 0.04% , 及び 0.08%)では、おおそすべてのエネルギーを橋脚基部において消費していることがわかる。さらに、せん断補強鉄筋量が多くなるに伴い、橋脚基部以外でのエネルギー消費は橋脚基部から比較的広い範囲において見られ、つまり、損傷領域の拡大が認められた。以上のことより、構成要素の消費エネルギーに着目することによって、水平力を受けるRC橋脚における消費

エネルギーの分布を把握することができる。さらに、荷重によって消費するエネルギーの分布を把握することで、地震時に損傷を受ける領域を定量的に予測できる可能性が示唆された。

6. まとめ

本研究では、RC橋脚を用いた静的正負交番載荷実験を対象とした静的格子モデル解析を行った。さらに、RC橋脚を用いた振動台加振実験を対象とした動的格子モデル解析を行った。最後に、せん断補強鉄筋比を変えた6体のRC橋脚を対象とした非線形動的解析を行った。以上より、得られた結論を以下にまとめる。

(1) RC橋脚の静的正負交番載荷実験を対象とした静的格子モデル解析の結果、本研究で採用した材料の応力-ひずみ関係を用いることで、主鉄筋降伏後、最大耐力を経験し、終局変位に達する段階までの履歴特性を妥当な精度で予測できることがわかった。

(2) RC橋脚を用いた振動台実験を対象とした動的格子モデル解析によって、RC橋脚の降伏水平耐力、降伏変位、最大水平耐力、及び最大応答変位を精度よく予測できることがわかった。

(3) 静的、及び動的格子モデル解析による結果、最大応答変位以降の大きな変形領域ではRC橋脚の変形挙動の予測が十分ではなかった。実験結果との比較により、軸方向鉄筋の座屈等の詳細なモデル化を行わない限り、この領域における解析の精度を向上させることはできないことが示唆された。

(4) せん断補強鉄筋比の異なるRC橋脚を対象とした動的格子モデル解析の結果、今回のパラメータの範囲では、せん断補強鉄筋比の増大に伴い最大水平耐力は増大するが、最大応答変位に対する明確な影響は見られないことがわかった。しかし、履歴吸収エネルギーに着目することで、せん断補強鉄筋比の違いによるRC橋脚のエネルギー吸収能の変化を定量的に把握できた。さらに、格子モデル構成要素の消費するエネルギーに着目することにより、橋脚内部での吸収エネルギーの分布を把握することができた。その結果、地震時に損傷を受ける領域を定量的に予測できる可能性が示唆された。

謝辞：本研究を行うにあたり、独立行政法人土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室の運上茂樹室長をはじめ、同耐震研究室の方々には、貴重な実験データを提供して頂きました。また、東北工業大学工学部土木工学科の浅田秋江先生、鹿島技術研究所土木技術研究部の竹田哲夫博士には、1983年の日本海中部地震において秋田県大瀧村の八郎

潟干拓堤防上で観測された強震記録を提供して頂きました。
ご協力いただいた以上の皆様に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 右近八朗, 幸左賢二, 井上晋, 吉澤義夫: RC 標準橋脚のファイバーモデルによる正負交番載荷実験シミュレーション解析, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.17, No.2, pp.463-468, 1995 年.
- 2) 二羽淳一郎, 崔 益暢, 田邊忠顕: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.508/V-26, pp.79-88, 1995 年 2 月.
- 3) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No.8, pp.1804-1826, Aug., 1988.
- 4) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Journal*, Vol.83, No.2, pp.219-231, Mar./Apr., 1986.
- 5) 内田裕一, 六郷恵哲, 小柳 洽: 曲げ試験に基づく引張軟化曲線の推定と計測, 土木学会論文集, No.426/V-14, pp.203-212, 1991 年 2 月.
- 6) 岡村 甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991 年 5 月.
- 7) Kato, B.: Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Action, *CEB Bulletin D'Information*, No. 131, pp.7-27, 1979.
- 8) 福浦尚之, 前川宏一: RC 非線形解析に用いる鉄筋の繰り返し履歴モデル, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.291-295, 1997 年 5 月.
- 9) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.849-858, 1997 年 3 月.
- 10) Ductility Design Subcommittee, Earthquake Engineering Committee: *Cyclic Loading Test Data of Reinforced Concrete Bridge Piers*, JSCE, pp.12-22, Mar., 2001.
- 11) 伊藤 睦, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 格子モデルによる繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の終局変位の評価, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.253-262, 2000 年 2 月.
- 12) 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.483/I-26, pp.137-146, 1994 年 1 月.
- 13) 伊藤 睦, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 格子モデルに基づく RC 橋脚の非線形動的解析, 土木学会論文集, No.676/V-51, pp.27-39, 2001 年 5 月.

(2001. 6. 29 受付)

NUMERICAL EVALUATION FOR SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS USING DYNAMIC LATTICE MODEL

Tomohiro MIKI, Junichiro NIWA and Manakan LERTSAMATTIYAKUL

In order to clarify the seismic performance of reinforced concrete (RC) bridge piers under seismic loading, the computing program using the lattice model, which is an analytical model for determining the change in the shear resisting mechanism, has been developed. By the comparison between the experimental and analytical results, it has been confirmed that the static lattice model analysis can predict the load-carrying capacity and the ductility of RC bridge piers subjected to cyclic loadings. In addition, by the comparison between the results obtained by the shaking table tests and the dynamic lattice model analysis, it is found that the dynamic behavior of RC bridge piers subjected to ground motion can be appropriately evaluated. Finally, it has been proved that the influence of the transverse reinforcement on the seismic performance can be properly estimated in terms of the energy absorption of RC bridge piers.