

RC 橋脚の地震応答解析に対する剛体バネモデルの適用

APPLICATION OF RIGID BODY SPRING MODEL TO A SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
OF RC BRIDGE PIERS

松浦幹佳*, 島田功**, 園田恵一郎***, 小林治俊****

Mikiyoshi MATSUURA, Isao SHIMADA, Keiichiro SONODA and Harutoshi KOBAYASHI

*工修 株式会社松浦建設 (〒573 大阪府枚方市北船橋町 78 番地)

**工博 東洋技研コンサルタント株式会社 技術本部 (〒532 大阪市淀川区新北野 1 丁目 14 番 11 号)

***工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本町 3 丁目 3 番 138 号)

****工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本町 3 丁目 3 番 138 号)

The highway bridge design code in Japan was revised in 1996 as a result of examinations in respect to damage of Hyogoken Nanbu Earthquake (Kobe 1995). As one of some revisions, seismic response analyses were more significant for designing of bridge piers, especially in case where the response behavior was complicated. This paper is devoted to develop a numerical method to their analyses and to examine fracture mechanism of bridge RC piers under seismic loadings. Rigid Body Spring Model was applied to dynamic nonlinear analyses with an explicit time integration scheme. RC cross section was divided into multi-layers of concrete and steel bar. Nonlinear properties of steel bar and concrete were introduced into springs installed between adjacent rigid elements. Rahmen type RC pier models were adapted as examples and numerical calculations were carried out under observed ground accelerations in Hyogoken Nanbu Earthquake.

Key Words: seismic response analysis, Rigid Body Spring Model, multi-layer, explicit time integration

1. まえがき

1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震は、高架橋の橋脚をはじめとする RC 構造物に構造体としての致命的損傷を与え、その中のいくつかは崩壊に至った。地震後、各分野での精力的な調査・研究がなされ、震災の経験が土木構造物の設計書、示方書に反映されつつあるのが現状である。平成 8 年 12 月に改訂された道路橋示方書¹⁾の耐震設計編では、内陸直下型の地震に対しレベル 2 設計地震動は従来より大幅に増加した。一方では、単柱橋脚など比較的簡単な形状のものに対しては水平保有耐力の照査、ならびに複雑な地震応答が予測される構造の場合には動的非線形応答解析を義務づけている。すなわち、現実の橋脚は不等脚のラーメン形式や多径間ラーメン形式なども多く、今回の示方書の改訂によって動的非線形地震応答解析の必要性が益々増してきたものと考えられる。

RC 構造物の非線形動的解析のソフトはすでにいくつか開発されており、実施設計に利用されている。それらは、(1)連続体力学に基づく有限要素法解析法、(2)骨組理論に

基づく変位解析法に大別される。前者は理論的には優れているが、弾塑性非線形解析では、計算量が膨大になり、小規模の橋脚に対しては経済性の面で問題もある。一方後者は、前者に比べて計算量は飛躍的に軽減されるが、既存のソフトでは、部材の曲率と曲げモーメント関係を入力値とした解析法が主流である。この曲率と曲げモーメントの関係を求める手法として、従来より平面保持の仮定に基づいた園田、石川らの断面分割法²⁾やファイバーモデル³⁾を用いた方法が行われている。しかし、既存のソフトでは軸力やせん断力と曲げモーメントの連成が考慮できるよう、部材の断面力と断面変形の間で構成則に改善が求められている。

昨年の道路橋示方書の改訂では、コンクリートの応力-ひずみ関係は拘束鉄筋の影響により変化させており、RC 部材の横拘束鉄筋内部のコンクリートは拘束度に応じてより大きな限界ひずみを許容する曲線を規定している。したがって、骨組解析法においても、多様な応力-ひずみ曲線を採用し、同時に軸力およびせん断力の影響も考慮できる解析手法が求められるようになってきた。

本研究は、剛体バネモデル⁴⁾を用いて上記の要求を満足させる非線形動的解析法の開発をめざしたものである。剛体バネモデルは、通常の有限要素法に比べて低次の補間関数(変位関数)しか有していないが、材料の非線形特性がバネによって与えられ、取り扱いが容易なこと、ならびに塑性ヒンジ長の導入が容易なこと、さらにラーメンの隅角部などの剛域が容易に取り込める、などの利点を持っている。本論文では、ラーメン形式の RC 橋脚を対象とし、最初に剛体バネモデルと陽的時間積分法⁵⁾による地震応答解析の定式化について述べ、ついで道路橋示方書による水平保有耐力が照査されたモデルに対して、兵庫県南部地震での観測加速度波を入力とした応答解析を行い、静的解析ならびに動的解析の既往のソフトによる解析結果との比較をとおして本解析法の適用性を検討した。

2. 定式化

2.1 RC ラーメン橋脚のモデル化

RC ラーメン橋脚を図-1のように骨組の軸線と直角方向に要素分割し、剛体要素として離散化を行う。たとえば離散化要素の要素長 L は式(1)の道路橋示方書に定義されている塑性ヒンジ長 L_p に一致させるように分割を行う。

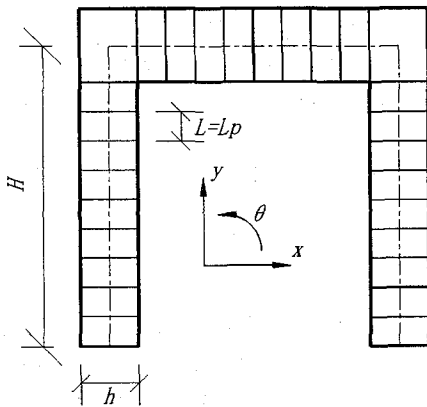


図-1 RC ラーメン橋脚のモデル化と分割

なお、道路橋示方書耐震設計編では、塑性ヒンジ長を以下のように想定している。

$$L_p = 0.2H - 0.1h \quad (1)$$

ただし、 $0.1h \leq L_p \leq 0.5h$

H = 橋脚基部からはり軸線までの高さの1/2 (m)

h = 断面高さ (m)

2.2 要素間のひずみ

いま任意要素を i, j とし要素間の重心間距離を ds 、 x, y, θ 方向の変位 u, v, θ とする。このとき i, j 間断面でのひずみは、骨組み軸方向ひずみを $\delta_{i,j}$ 、せん断ひずみを $\gamma_{i,j}$ 、さらに曲率を $\kappa_{i,j}$ とするとラーメン水平部材においては式(2)のように表現できる。ここで軸方向ひずみ $\delta_{i,j}$ は引張りを正、曲率 $\kappa_{i,j}$ はラーメン内

側に凸を正としている。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{i,j} &= \frac{u_j - u_i}{ds} \\ \gamma_{i,j} &= \frac{2(v_j - v_i) - (\theta_j + \theta_i)ds}{2ds} \\ \kappa_{i,j} &= \frac{\theta_j - \theta_i}{ds} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

2.3 RC 断面のモデル化

RC 構造物を表現するために、図-2に示すように鉄筋要素とコンクリート要素を考える。さらに、コンクリートの特性を表現するために、断面高さ方向にバンド状の分割を行い任意位置での応力状態を表現する。断面内のひずみは平面保持の仮定にしたがうものとする、任意分割位置でのコンクリートのひずみおよび配筋位置での鉄筋のひずみは式(3)として表現できる。

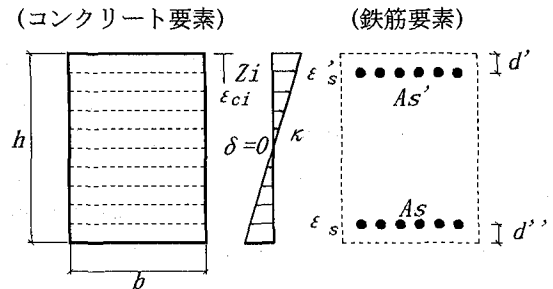


図-2 RC 断面の分割モデル

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{ci} &= \delta + (z_i - \frac{h}{2})\kappa \\ \epsilon'_s &= \delta - (\frac{h}{2} - d')\kappa \\ \epsilon_s &= \delta + (\frac{h}{2} - d'')\kappa \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

2.4 曲げモーメントと軸力

上記において算出されたコンクリートおよび鉄筋のひずみに対して、それぞれの応力-ひずみ関係を適用する。コンクリートの応力-ひずみ関係は、弾性域でも非線形性があることは良く知られており、また現道路橋示方書耐震設計編では鉄筋の拘束効果を考慮した応力-ひずみ曲線が採用されているが、ここでは解析法の基本特性を調べることを目的として、図-3のように除荷過程を含めて区分的な直線式によるモデルを用いた。この応力-ひずみ関係において、引張り状態でのコンクリートは軟化特性⁷⁾から引張りひずみが $\alpha \epsilon_t$ までコンクリートは引張り強度を有するものとし以降はクラックが発生する状態とした。ここで、 α は破壊エネルギーをもとに算出した係数である。鉄筋の応力-ひずみ関係は、完全弾塑性としてコンクリートと同様除荷過程を考慮し、図-4のようにモデル化した。いま、図-2のコンクリート要素が n 等分されているとすると、曲げモーメント M および

軸力 N は台形積分を行い、式(4)により求めることができる。

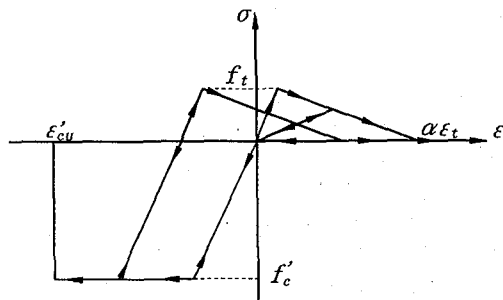


図-3 コンクリート応力-ひずみ関係

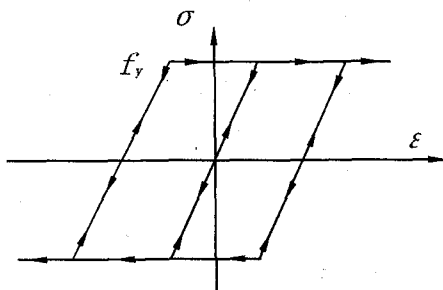


図-4 鉄筋応力-ひずみ関係

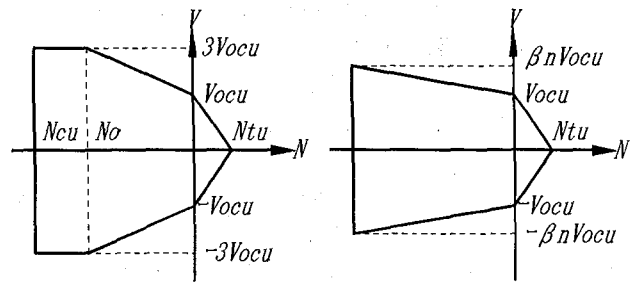
$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{hb}{n} \sum_{i=0}^n \alpha_i \left(z_i - \frac{h}{2} \right) \sigma_{ci} \\ &\quad - \left(d'' - \frac{h}{2} \right) A_s \sigma_s + \left(d' - \frac{h}{2} \right) A'_s \sigma'_s \\ N &= \frac{hb}{n} \sum_{i=0}^n \alpha_i \sigma_{ci} + A_s \sigma_s + A'_s \sigma'_s \\ \alpha_i &= 0.5 (i=0, n) \quad \alpha_i = 1.0 (i=1, 2, \dots, n-1) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

2.5 せん断力とせん断耐力

RC部材のせん断耐力は、コンクリートとせん断補強鉄筋のせん断耐力の和として取り扱う。コンクリートのせん断破壊基準⁹⁾として、本解析では斜ひびわれおよび曲げせん断破壊のせん断耐力を考える。斜めひび割れによるせん断耐力 V_{cu} は、平均せん断応力度 τ_m (単位: kgf/cm²) を用い式(5)を採用して求めることができ、モデル化した断面において曲げクラック(曲げ引張り破壊)が発生していないときに適用する。曲げせん断破壊によるせん断耐力 V_{cu} は、曲げクラック発生以後のせん断破壊機構でコンクリート標準示方書⁹⁾を用い式(6)で表現する。ここで、 V_{ocu} は軸力の作用していない場合にコンクリートが負担するせん断耐力である。コンクリートのせん断耐力は軸力の変化を考慮し、コンクリート標準示方書をもとに図-5のように規定した。ここでの各記号はコンクリート標準示方書に準じる。

$$V_{cu} = \tau_m b (h - d'') = 0.93 \sqrt{f'_c} b (h - d'') \quad (5)$$

$$V_{ocu} = f_{ved} b (h - d'') \quad (6)$$



($N_{cu} \leq N_0 \leq 0$ の場合)

($N_0 \leq N_{cu}$ の場合)

図-5 コンクリートのせん断耐力-軸力関係

ここで、 N_{cu} 、 N_{tu} はそれぞれ鉄筋コンクリート部材の圧縮耐力、引張り耐力であり、 N_0 は設計曲げ耐力の引張り縁の応力をゼロにする軸力であり、式(7)に示す。 M_u および W_c はそれぞれ設計曲げ耐力および断面係数である。また、せん断補強鉄筋のせん断耐力 V_{su} は、式(8)を適用する。

$$\left. \begin{aligned} N_{cu} &= f'_c b h + f_y (A_s + A'_s) & N_{tu} &= f_y (A_s + A'_s) \\ N_0 &= \frac{b h + E_s / E_c (A_s + A'_s)}{W_c} M_u \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$V_{su} = \frac{A_w f_y (h - d'')}{1.15 S_s} \quad (8)$$

A_w = 間隔 S_s のせん断補強鉄筋の断面積
 S_s = せん断補強鉄筋の間隔

式(5)から式(8)を用いてせん断力-せん断ひずみ関係を図-6のように規定する。ここで、せん断ひびわれ発生以前は、コンクリートのせん断耐力 V_{cu} のみをせん断耐力として有するとした。せん断ひびわれ発生以後は、せん断補強鉄筋が作用し、せん断耐力を $V_{cu} + V_{su}$ とした。このせん断耐力を超えるとコンクリートのせん断耐力は完全に失われ、せん断破壊に至ったものとした。これ以降せん断力は、せん断補強鉄筋のせん断耐力のみを有し、除荷を考慮して表現した。

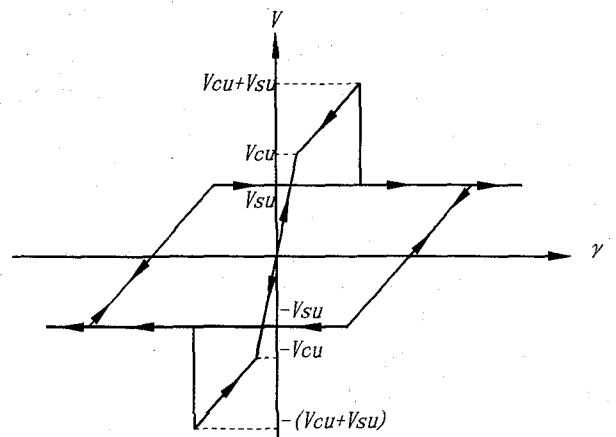


図-6 せん断力-せん断ひずみ関係

2.6 ひずみ制御による断面力-ひずみ履歴

図-7および図-8は2.3および2.4で述べた構成関係を使用した場合の断面力とひずみの履歴曲線である。任意の断面において図-7および図-8は、それぞれ軸方向ひずみが $\delta=0$ 、 $\delta=10\kappa h$ の条件下で、曲率を漸増交番の強制変位として最大曲率 κ_{max} まで与えた際の曲率と曲げモーメントおよび軸力の履歴図である。図中、縦軸は耐力で、横軸は最大曲率 κ_{max} でそれぞれ無次元化している。既往の研究で確認されている紡錘形の曲げモーメント-曲率の関係が得られたことがわかる。なお、このモデルでは鉄筋の付着破壊の影響は考慮していない。

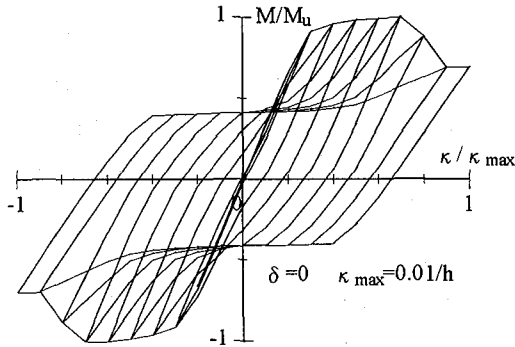


図-7 曲げモーメント-曲率履歴

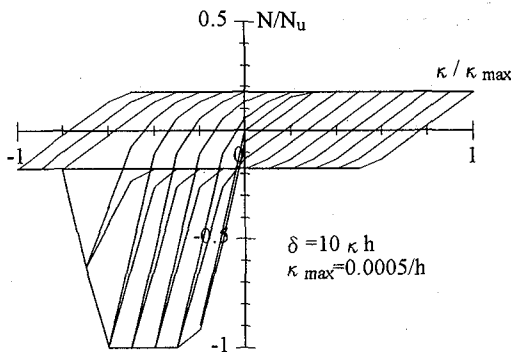


図-8 軸力-曲率履歴

2.7 時間積分法

時間積分法としては陰解法および陽解法がありそれぞれに長短がある。弾性・塑性・破壊という構成関係と載荷と除荷による応力-ひずみ履歴をできるだけ忠実に追跡できるよう時間刻みを十分に小さくとり、中心差分法による陽解法を適用し、式(9)を用いて計算した。また、地震動を解析に取り入れるにあたって地震観測加速度データを直接各要素に与え、構造物自体の地盤に対する相対運動すなわち構造物の変形量を構造物の変位として出力した。式(10)は時刻 t の加速度を計算するのに用いた運動方程式であり、減衰マトリックス C は質量マトリックスに比例する定数として計算した。また、地震観測加速度データは0.01秒間隔で記録されており、本解析における計算の時間刻みはこれよりさらに小さくなるので、2次放物線によって観測データを補間した。

$$\mathbf{U}^{t+\Delta t} = 2\mathbf{U}^t - \mathbf{U}^{t-\Delta t} + \Delta t^2 \ddot{\mathbf{U}}^t \quad (9)$$

$$(\ddot{\mathbf{U}}^t + \mathbf{A}^t)\mathbf{M} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}^t + \mathbf{F}_i^t = \mathbf{F}_e^t \quad (10)$$

$\ddot{\mathbf{U}}^t$ = 時刻 t の加速度ベクトル

\mathbf{A}^t = 時刻 t の地震加速度ベクトル

\mathbf{F}_e^t = 時刻 t に要素に作用する外力ベクトル
(上部工, 基礎部からの荷重)

\mathbf{F}_i^t = 時刻 t に要素に作用する断面力ベクトル

\mathbf{M} = 要素の質量マトリックス

\mathbf{C} = 減衰マトリックス

3. 地震応答解析

3.1 解析対象

本解析では、地震時保有水平耐力によって照査された固定支持のRCラーメン橋脚を解析対象とした。図-9はこれをモデル化したものである。モデル化を行うにあたり、鉄筋は面内方向のみを考慮し、側面鉄筋は省略した。したがって、面内方向のみの挙動をここでは対象としている。また、橋脚には9800KNの重量を持つ上部工が存在し、この重心は水平部材上面より2.5mの位置にあり、地震による慣性力はこの上部工にも作用させた。表-1は解析に使用した諸定数である。

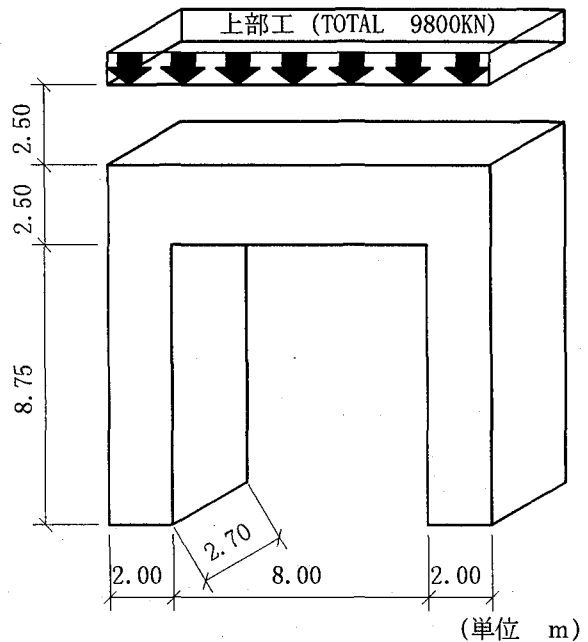


図-9 解析モデル

3.2 静的解析

本解析手法において、載荷速度を一定に保ちつつ、荷重を漸増させることにより静的解析を行った。図-9に示す解析対象のはり部材の左側から、水平方向の荷重を載荷速度245KN/secで作用させた場合の水平変位-荷重の関係が図-10である。図中矢印で表した約6800KNの荷重に達すると左右の柱部材下端の回転変形が大きく

なり最初の塑性ヒンジが発生する。さらに荷重を大きくしていくと、約 8300KN で左右の柱上端に塑性ヒンジが発生し崩壊機構が形成され、変形が急激に増大する事がわかった。また、本解析と既往のソフトによる静的非線形骨組解析との比較を行った。静的解析では、軸力を死荷重のみの一定とし変動を考慮しなかった場合と、軸力変動を考慮した場合の計算を行った。軸力を一定とした場合塑性ヒンジは、最初に右側脚柱上端に発生し右側脚柱下端、左側脚柱下端そして最後に左側脚柱上端に発生したのに対し、軸力変動を考慮した場合本解析と同様に脚柱下端から塑性ヒンジが発生し脚柱上端に塑性ヒンジが発生して崩壊機構を形成した。本解析モデルには軸力の変動が算入されているため、塑性ヒンジ発生機構も軸力を考慮した静的非線形骨組み解析と同様になったと考えられる。

表-1 解析定数

名称	記号	単位	数値
< コンクリート >			
圧縮強度	f_c	N/mm ²	23.52
引張り強度	f_t	N/mm ²	1.891
弾性係数	E_C	N/mm ²	2.45×10^4
終局ひずみ	ϵ_{cu}	μ	3500
< 鉄筋 >			
降伏強度	f_y	N/mm ²	343
弾性係数	E_S	N/mm ²	2.06×10^5
柱主筋鉄筋量	A_S	mm ²	16670
〃	A_S'	mm ²	16670
柱主筋かぶり	d', d''	mm	130
柱せん断筋鉄筋量	A_w	mm ²	1930
柱せん断筋間隔	S_S	mm	150
はり主筋上鉄筋量	A_S'	mm ²	20550
はり主筋下鉄筋量	A_S	mm ²	33350
はり主筋かぶり	d', d''	mm	150
はりせん断筋鉄筋量	A_w	mm ²	1930
はりせん断筋間隔	S_S	mm	150
< 解析条件 >			
柱分割数		個	11
はり分割数		個	11
断面分割数		個	10
計算時間刻み	Δt	msec	0.113
減衰定数	H	%	5

3.3 動的解析

(1) 入力地震波形

動的応答解析を行うのに使用した地震観測加速度データを図-11に示す。これは、兵庫県南部地震におけるJR 鷹取駅での観測データ(最大加速度 687gal)の南北水平方向成分を最大加速度を記録した時刻を中心に20秒間抽出したものである。この観測地震波形は道路橋示方書のタイプII(内陸直下型)の地震動に該当し地盤はII種地盤になっている。

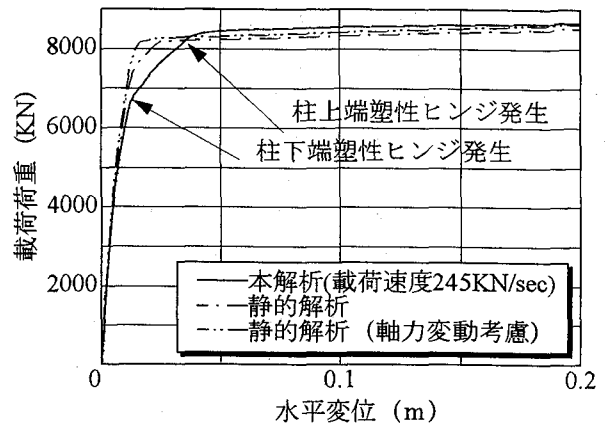


図-10 静的載荷による水平変位-荷重関係

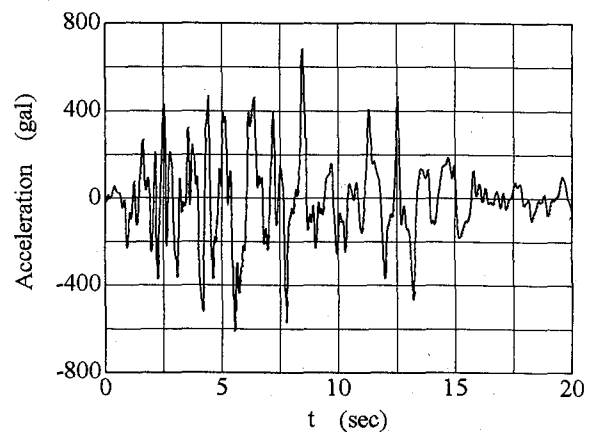


図-11 観測地震加速度

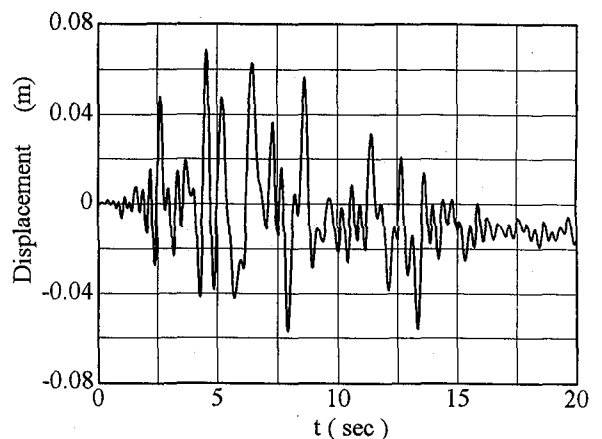


図-12 左側脚柱上端水平変位応答

(2) 応答解析結果

図-12は、脚柱部材上端の水平変位応答で加速度データの振幅によく似たものとなっている。これは残留水平変位が約 0.01m 程度であり、道路橋示方書で述べられている許容水平変位が地盤から慣性力作用位置までの高さの 1/100 であるという基準から判断すると、弾性状態に近い状態で応答したためと考えられる。

図-13、図-14および図-15はそれぞれ脚柱下端左右の曲率、軸方向ひずみおよびせん断ひずみの時刻歴応答である。図-13の曲率応答では脚柱左下端の曲率が正負反対でほぼ同様の大きさを示していることからラーメン橋脚が左右に動揺していることがわかる。また、曲率において1000~2000 μ の残留ひずみが発生していることがわかる。図-14および図-15では曲率応答と同様に、時刻10秒までの大きな地震加速度に対応していると思われる軸方向引張りひずみおよびせん断ひずみが左右の脚柱で生じ、特に軸方向ひずみにおいては大きな引張りひずみが発生し、残留ひずみが生じている。

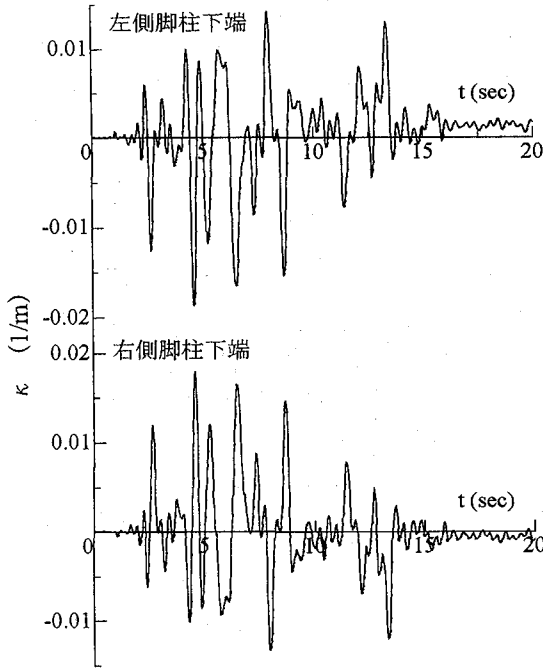


図-13 脚柱下端曲率応答

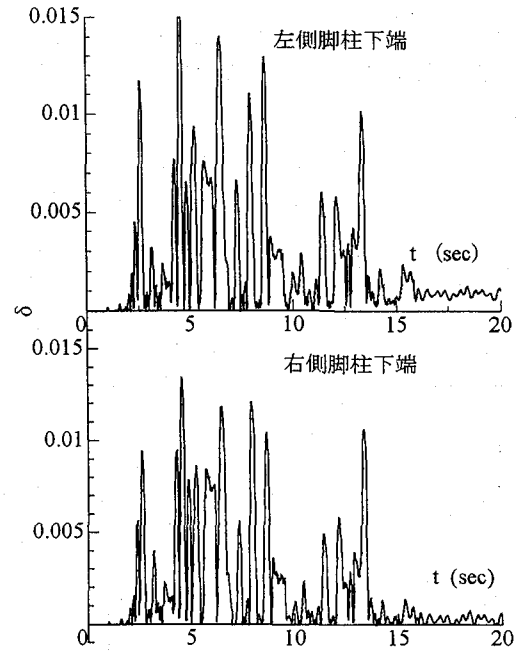


図-14 脚柱下端軸方向ひずみ応答

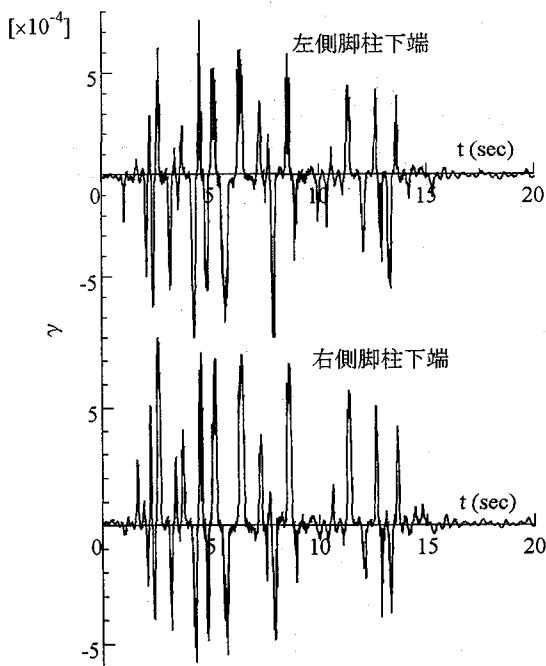


図-15 脚柱下端せん断ひずみ応答

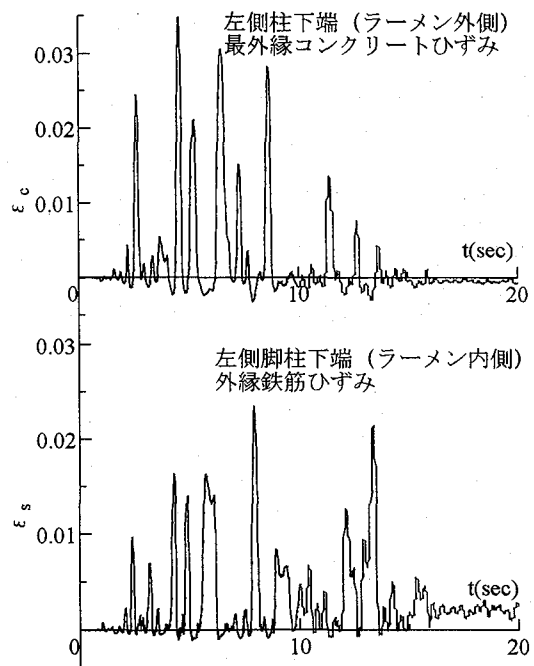


図-16 コンクリートおよび鉄筋のひずみ応答

図-18、図-19および図-20は左右脚柱下端での曲げモーメント、軸力およびせん断力の時刻歴応答である。図-18では、左右脚柱下端において曲げモーメントが曲げ耐力に達しながら振幅し、 $t=5$ 秒以降はそれまでと比較し周期が長くなっているのがわかる。これは脚柱下端が塑性化によって剛性を低下させ塑性ヒンジとなりつつあるためと類推される。図-19では、軸力が死荷重の6918KNを振幅の中心として脚柱下端で引張りおよび圧縮を左右で交互に繰り返していることがわかる。

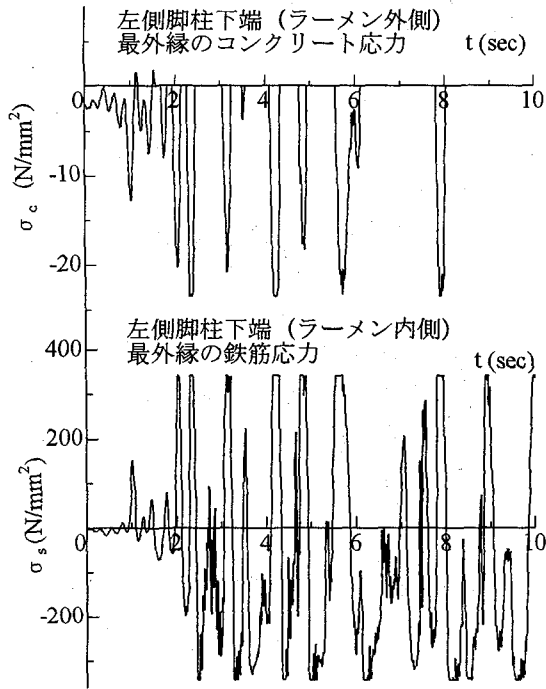


図-17 コンクリートおよび鉄筋の応力応答

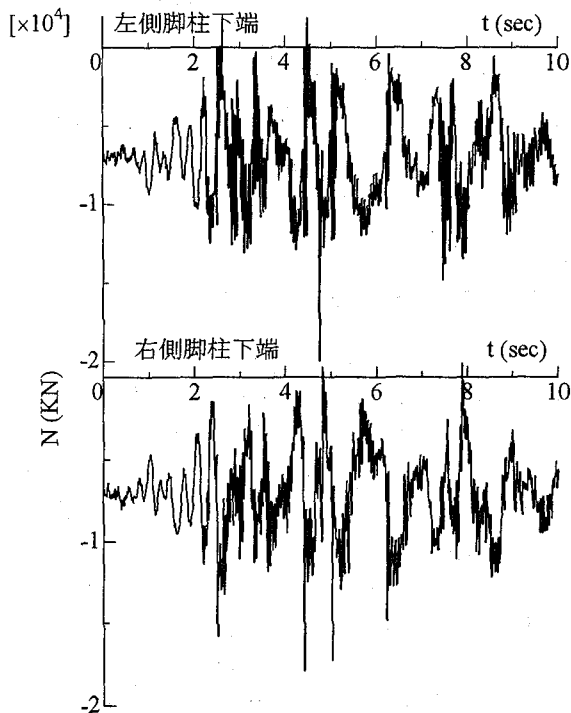


図-19 脚柱下端軸力応答

(3) 履歴曲線

図-21および図-22は、それぞれ左側脚柱下端における鉄筋(ラーメン内側外縁)およびコンクリート(ラーメン外側最外縁)の応力-ひずみの履歴曲線である。

図-23および図-24は左右脚柱下部、図-25は左側脚柱上端のそれぞれ曲げモーメント-曲率の履歴曲線である。既往研究で確認されている紡錘形状に近い履歴を示している。ここで曲げ耐力が正のモーメント側で大きく、負のモーメントで小さくなっているのは、図-

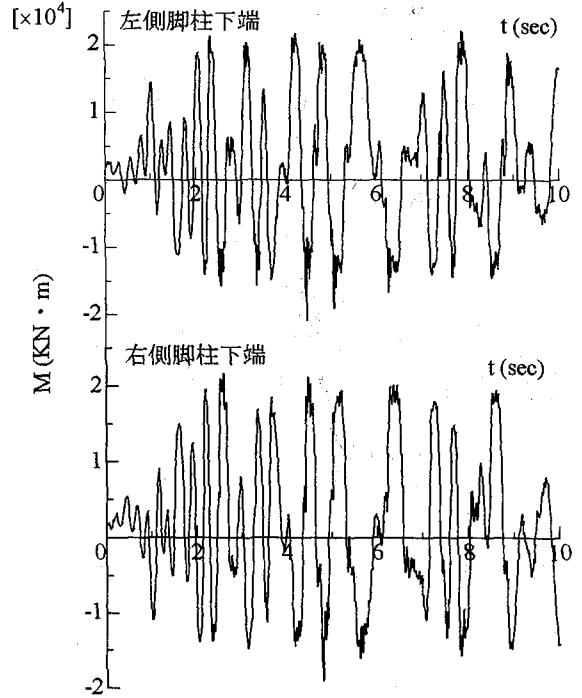


図-18 脚柱下端曲げモーメント応答

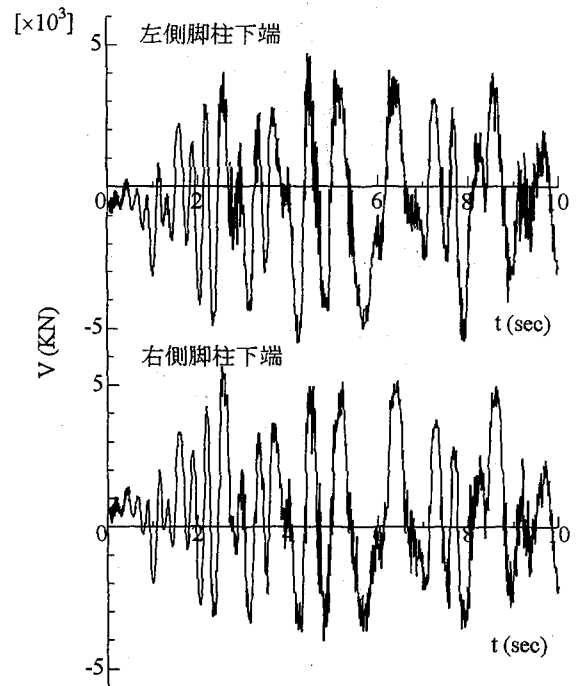


図-20 脚柱下端せん断力応答

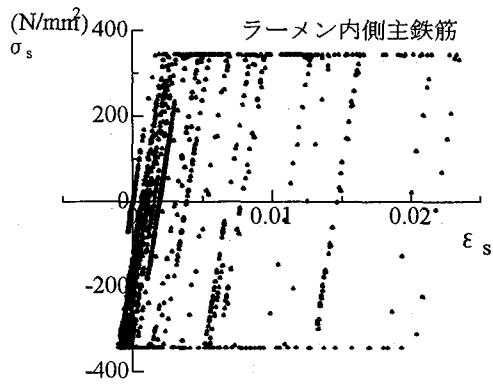


図-2 1 左側脚柱下端鉄筋応力履歴

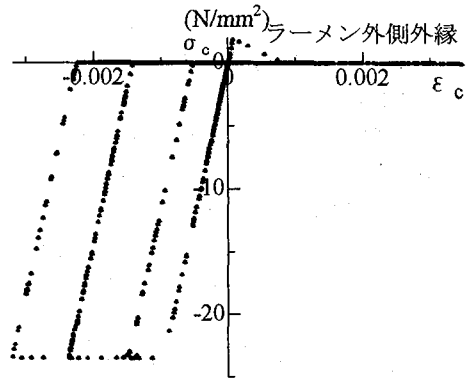


図-2 2 左側脚柱下端コンクリート応力履歴

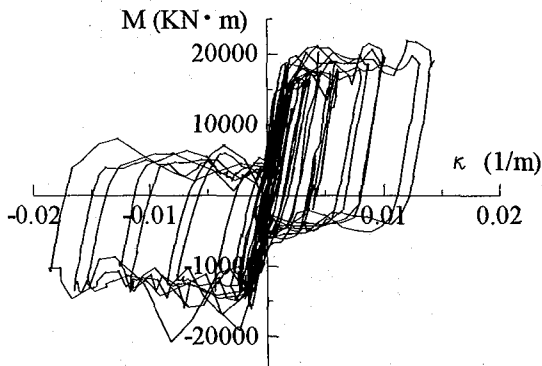


図-2 3 左側脚柱下端曲げモーメント履歴

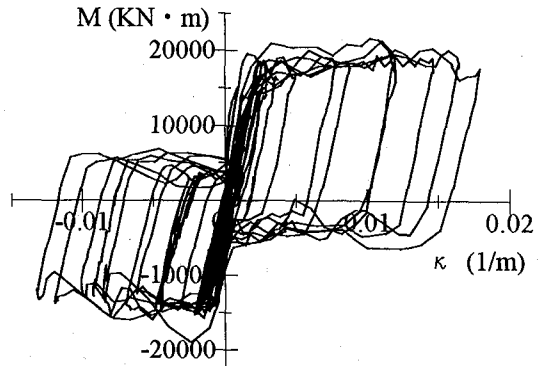


図-2 4 右側脚柱下端曲げモーメント履歴

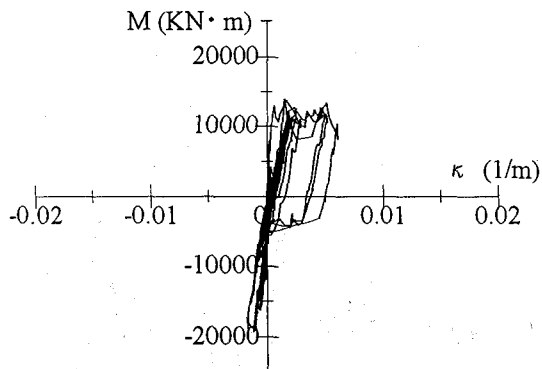


図-2 5 左側脚柱上端曲げモーメント履歴

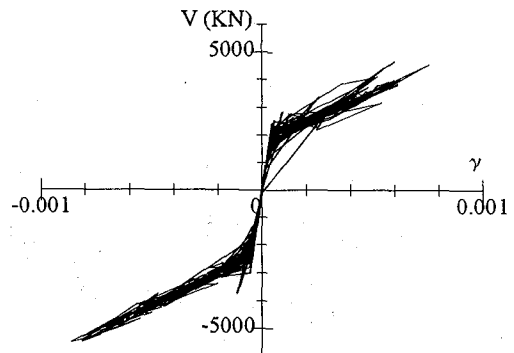


図-2 6 左側脚柱下端せん断力履歴

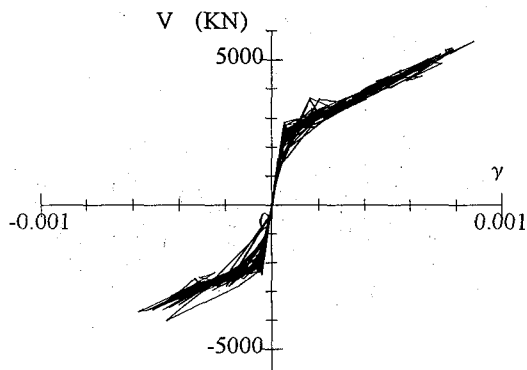


図-2 7 右側脚柱下端せん断力-ひずみ履歴

19に示す軸力応答からわかるように軸力変動の影響が大きくでているためである。また、曲げモーメントが耐力に達すると図上であたつきを示しているのは、図-6のせん断耐力が軸力の影響を受けて変化し、結果的にせん断耐力 $V_{cu} + V_{su}$ から算出するせん断力に変化するためである。図-23に示す履歴曲線から、脚柱上端においても塑性ヒンジが形成されつつあるのがわかる。

図-26および図-27は左右脚柱下端のせん断力-せん断ひずみ履歴である。左右両脚柱とも断破壊には至っていない。

しかし、せん断力がコンクリートのせん断耐力以上になっており、せん断補強鉄筋が作用していることが確認できる。図-21から図-27いずれの履歴曲線においても出力頻度を、100 計算ステップに1回としているため部分的にグラフデータが欠損しているかのように見える場合がある。

4. 考察

4.1 スペクトル解析

地震波が RC ラーメン橋脚にどのような振動特性を与えたかを調べるためにフーリエスペクトル解析を行った。分析対象は図-11の観測地震波形と図-12の水平変位応答であり、これらのフーリエスペクトルは図-28である。図中には弾性応答解析結果のスペクトルを破線で示した。この結果から、入力である地震波は 1Hz 付近の振動数が卓越し、応答結果では弾性解析の 1 次固有振動数を除いては弾性、弾塑性解析ともに 1 Hz 付近の周波数が卓越している。また、弾性と弾塑性解析を比較すると、0.5Hz 付近の振動数が弾塑性解析では卓越していることがわかる。これは、橋脚の塑性ヒンジ形成にともなう剛性の低下に起因していると考えられる。

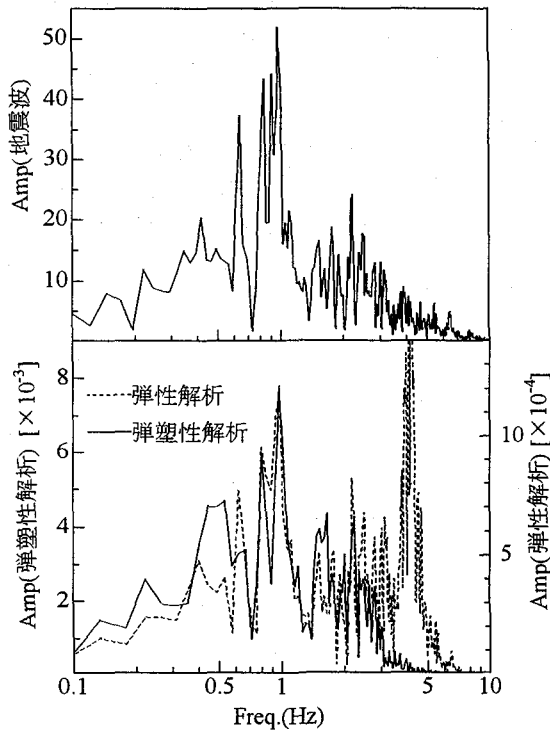


図-28 フーリエスペクトル

4.2 既往研究(ソフト)との比較

本解析の結果を非線形動的応答解析における既往研究成果(解析ソフト)¹⁰⁾¹¹⁾と比較検討を行った。既往研究では骨組み部材の曲げモーメント-曲率曲線を定義し応答計算が行われている場合が多く、本解析においてもこの手法による結果と比較をした。図-29は比較のために設

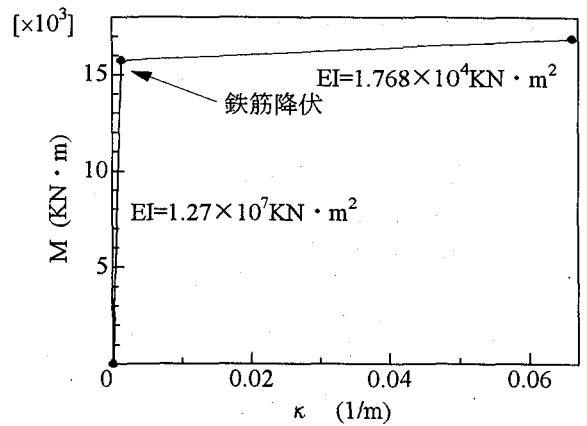


図-29 規定された曲げモーメント-曲率(柱部材)

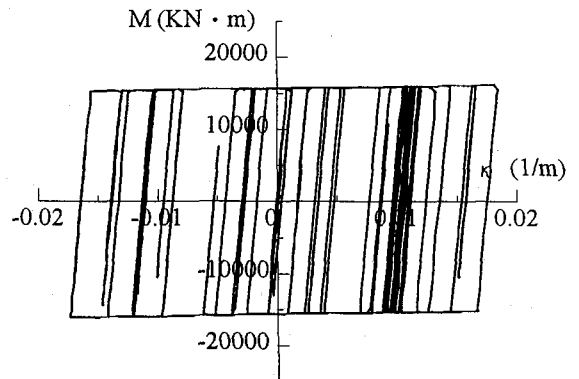


図-30 曲げモーメント-曲率履歴(既往解析ソフト)

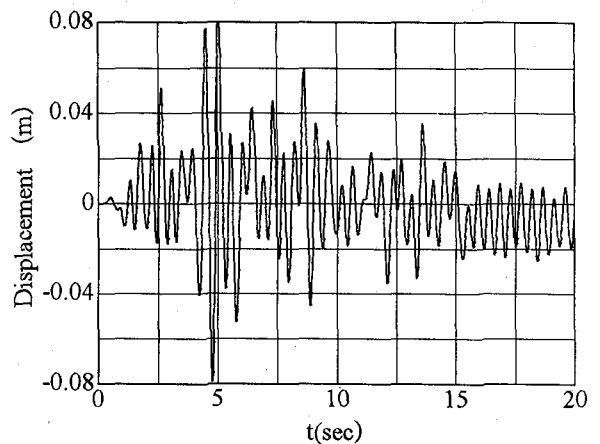


図-31 水平変位応答(既往解析ソフト)

定した柱部材の曲げモーメント-曲率曲線である。この曲げモーメント-曲率関係を用い、解析条件を同一(ただし、既往解析ソフトでは軸力の影響は考慮されていない)にしたうえで得られた応答解析結果が図-30および図-31である。それぞれ左側脚柱下端のモーメント応答履歴と左側脚柱上端の水平変位応答である。これらの図と前述の図-12および図-23を比較すると、脚柱上端における水平方向の残留変位がともに約 1cm を示し、脚柱下端における最大曲率が負側ではともに約 -0.018 と

なっていることから本解析結果が良く一致していることがわかった。

5. まとめ

RC 橋脚の地震応答解析を研究するにあたり、剛体バネモデルによる離散化手法に RC の部材特性を応力-ひずみ関係として加え、また時間積分法としての陽解法を使用した解析の結果以下のことがわかった。

- (1) コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を用いて材料構成関係を定義し、部材断面をバンド状に分割して求めた曲げモーメント-曲率曲線は、既往研究成果の非線形特性をよく表現していた。
- (2) 本解析では、平面保持の仮定のもと断面における応力を決定したため、曲げモーメントと軸力が連成し、軸力の影響を考慮した形で RC ラーメン橋脚の応答を計算することができた。
- (3) 動的応答解析法としての本解析手法を用い、荷重載荷速度を一定にし、荷重を漸増させることよって行った静的解析は既往の非線形静的解析の結果とよく一致した。
- (4) 本解析で対象とした水平保有耐力の照査により設計された RC ラーメン橋脚は、脚柱下端に塑性ヒンジを形成したが崩壊機構を形成することなく、脚柱上端の水平変位も許容範囲であることがわかった。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説・V耐震設計編，1996.

- 2) 園田佳巨,小林直行,石川信隆,佐藤紘志：ひずみ速度効果を考慮したPCはり部材の動的曲げ耐力と変形性能, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1455-1465, 1992.
- 3) 芳村学, 青山博之, 川村満：2方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析その1 2軸曲げを受けるRC柱の解析, 日本建築学会論文報告集, 第298号, 1980.
- 4) Kawai, T: Some consideration on the finite element method, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.16, pp.81-120, 1980.
- 5) K, Sonoda, H, Kobayashi and M, Matsuura: Impact Fracture Analysis of Reinforced Concrete Rock Sheds, Structures under Shock and Impact III, Computational Mechanics Publications, Southampton, pp.115-122, 1994.
- 6) 園田恵一郎, 鬼頭宏明, 松浦幹佳：RC門形落石防護工の衝撃破壊解析, 落石等による衝撃問題に関する論文集第2巻, 土木学会, pp.97-100, 1993.
- 7) Bathe, K. J. and Sundberg, J. A: Computational Modeling of Reinforced Concrete Structures (Ed by Hilton, E and Owen, R), Pineridge Press pp.101-121, 1986.
- 8) 土木学会関西支部：コンクリート構造の設計・施工の基本・設計編, pp.189-220, 1992.
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編(平成8年度制定), 1996.
- 10) 日本電子計算：地震時保有水平耐力法によるRC門型橋脚の耐震計算プログラム紹介セミナー資料, 1997.
- 11) アーク情報システム：TDAPⅢ, 1997.

(1997年9月26日受付)