

単純RC構造物の最適設計震度

Study on Optimum Seismic Coefficient for Design of R.C. Structures.

松島 学* 松井 邦人** 井出 周治***

By Manabu MATSUSHIMA, Kunihito MATSUI and Shuji IDE

A seismic design of most structures has been made based on the concept of seismic coefficient, for which 0.2g is commonly adopted.

However the adequacy of the value has been subjected to constant arguments. In this study, RC structures are represented by a single-degree-of-freedom model, and seismic coefficient, column height, column cross-section and reinforcement ratio are chosen as parameters.

Dynamic analysis is conducted on each set of parameters to estimate optimum seismic coefficient based on ductility factor and cumulative ductility factor (related to hysteric energy absorption).

1. はじめに

地震時に構造物の応力レベルを弾性範囲内に制限する弾性設計法は、今まで数多くの設計規準等に採用されてきた。しかし、既往の観測記録では、設計震度以上の最大加速度を受けても構造物の被害はそれほどでもないことがわかってきた¹⁾。伯野ら²⁾は、構造物の非線形性を考慮し、静的加速度が 0.2g でちょうど降伏するような 1自由度振動系の構造モデルに地震波を入力させて破壊時の入力地震動の最大加速度を求めた。その結果、じん性がほとんどない場合を除いて静的加速度の 2.9倍~7.5倍 という大きな最大加速度でなければ崩壊しないというもので、前述の結果をよく説明するものである。松尾ら³⁾は、盛土構造物の被害例から逆解析により応答最大加速度と破壊の関係を求め、応答最大加速度の 2/3 程度の値が実際に加わる水平震度であることを明らかにしている。このように、構造物の非線形性を考慮することで、実際の水平震度は、地震時に受ける最大加速度をそのまま水平震度として取り扱った場合より小さいことが明らかである。

構造物の非線形性を考慮した設計は、構造物の変形性能に期待するものであり、一般に、損傷の指標として塑性率が利用されている。新しく制定された土木学会のコンクリート標準示方書⁴⁾でも、塑性率による照査方法について終局強度設計の規定が設けられている。しかし、構造物の動的挙動を考えるならば、

* 工修 東電設計(株)	送変電土木部	(〒101 港区西新橋1-4-6)
** Ph.D. 東京電機大学教授	理工学部建設工学科	(〒350-03 埼玉県比企郡鳩山町石坂)
*** 東京電機大学大学院	理工学研究科建設工学専攻	(〒350-03 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

たとえ最大塑性率が同じでも、一度しか塑性に入らない場合と何度も塑性に入る場合があり、その場合の構造物の損傷度は異なることが予想される。一方、地震時に構造物の挙動を説明するのに、構造物の消費するエネルギーは重要な要素であると考えられてきた。地震動は、構造物に入力されたすべてのエネルギーを消費しなければならない。入力エネルギーの一部は、一時的には弾性ひずみエネルギーや運動エネルギーとして蓄えられるが最終的には構造物の塑性ひずみエネルギーや減衰エネルギーとして消費される。ここで重要なのは、構造物の崩壊を支配するのは塑性ひずみエネルギーであり、その値は構造物の耐力や剛性等を変化させることで評価できる。Housner⁵⁾は、1質点系モデルを用い、系に入る最大地震エネルギーは、質量を m 、応答の最大速度を $\dot{y}_{0,max}$ とすると、 $m \cdot \dot{y}_{0,max}^2 / 2$ で表せ、また塑性ひずみエネルギーは、構造物の固有周期が0.4secより大きいならば、固有周期に無関係であるとしている。加藤、秋山ら⁶⁾は、この考え方を拡張し、多質点系の損傷に寄与するエネルギーを分担させるための、最適な降伏せん断力の係数分布を求める方法を提案している。また、平尾ら⁷⁾は、2、3の鋼箱型断面橋脚を対象に降伏回数、最大塑性変形、履歴吸収エネルギー、最大弾性速度と履歴吸収エネルギーとの関係等について比較検討し、構造物の損傷を評価する要素として履歴吸収エネルギーが有効であることを確認している。著者ら⁸⁾も、塑性率、降伏回数、入力および履歴吸収エネルギーで構造物の損傷を評価することの有効性について検討した。

本研究では、釣合鉄筋比が最適断面であるという立場に立って概略設計された正方形RC断面柱を対象に、最大入力加速度を300galに設定された2つの入力地震動を考え、応答解析を行った。構造物の損傷の評価としては、前に説明した塑性率 μ と3.2で後述する塑性ひずみエネルギーの指標である累積塑性率 η で評価できるものと考えた。そして、構造物の特性、すなわち高さ、幅、鉄筋比および降伏震度が各損傷の指標に及ぼす影響について比較検討した。その結果から、期待費用最小の立場に立って、弾性設計の静的な最適設計震度を求めた。

2. RC構造物の解析モデル

2.1 RC構造物の復元力特性

本研究では、市街地の高架橋等でよく見受けられる単柱の鉄筋コンクリート構造物を想定し、解析モデルは、図1に示すような一質点系でモデル化できるものと考えた。この構造物が正負の繰返し水平力を受ける場合の変形については、部材自体の変形によるもの他に、主鉄筋の定着部が繰返し力によって引き抜けるものが含まれる。既往の実験では、主鉄筋が降伏した後この現象が著しく表れ、全体の変形に占める割合が大きいことがわかっていて、しかし、小型模型試験体を用いた実験では、引き抜けによる変位が全体の変位に占める比率は、部材寸法の影響により大きい、実際の構造物では、模型実験の場合より小さいことが言われている⁹⁾。このため本研究では、解析する鉄筋コンクリート部材は、十分な主鉄筋の定着があり、引き抜けによる変位は無視できるものとした。また、軸力の影響については、橋梁などの一般土木構造物などでは、圧縮応力度は $\sigma_0 = 10 \sim 15 \text{ kgf/cm}^2$ と言われている^{9), 11)}、

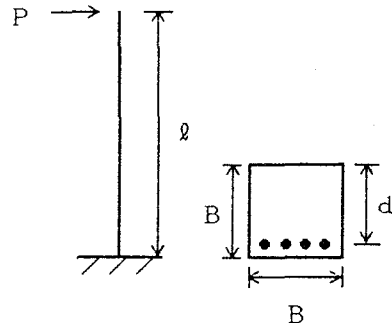


図1 一質点系モデル

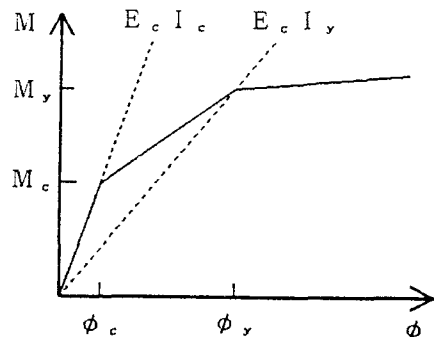


図2 曲げモーメントと曲率の関係

小さいので無視することとした。

鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントと曲率の関係は、曲げ破壊する構造物では 図 2 に示すような Tri-linear 曲線になることが一般に知られている⁹⁾。本研究では、解析モデルの復元力特性を Degraded Tri-linear モデルとして取り扱うこととし、以下にその具体的なモデル化の手法について説明する。

先に示した 図 1 のモデルに水平力 P が加わると初めは弾性体として挙動するが、荷重が増大すると引張り側に曲げき裂が入り、曲げ剛性が低下する。曲げ剛性の低下は、断面二次モーメントの減少モデルとして取り扱われており、次式で表される⁴⁾。

$$I_e = \left[\left(\frac{M_{cr}}{M_d} \right)^4 I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_d} \right)^4 \right\} I_{cr} \right] \leq I_g \quad (1)$$

ここに、 I_e は剛性低下を考慮した換算断面二次モーメント、 M_{cr} は断面にひび割れが発生する限界の曲げモーメント、 M_d は変位、変形量計算時の曲げモーメント、 I_{cr} は引張り応力を受けるコンクリートを除いた断面二次モーメント、 I_g は全断面の断面二次モーメントである。

断面にひび割れが発生する限界の曲げモーメントの算定は、文献 4) では次式で表される。

$$M_{cr} = 0.9 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \cdot Z_e \quad (2)$$

ここに、 σ_{ck} はコンクリート強度、 Z_e は断面係数である。

また、鉄筋が降伏するときの曲げモーメント M_y は、文献 10) では、軸力がない場合の式として次式で表される。

$$M_y = 0.9 \cdot P_t \cdot \sigma_y \cdot B \cdot d^2 \quad (3)$$

ここに、 p_t は鉄筋比で、引張り鉄筋量を断面で除した値である。 σ_y は鉄筋の強度、 B は部材幅、 d は有効高さである。

次に、前述の式 (1)、(2)、(3) を用いて、構造物の荷重-水平変位の復元力特性を求める。部材に水平力が加わった場合のひび割れ発生耐力時までの復元力特性は、部材を弾性体と仮定できるので、次式で表される。

$$P = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_g}{l^3} \cdot \delta = K \cdot \delta \quad (4)$$

ここに、 E_c はコンクリートのヤング率、 l は片持ち梁の長さ、 δ は片持ち梁の先端の変位である。

しかし、荷重の増大とともに、下端部の曲げモーメントがひび割れ発生限界曲げモーメントを越えると断面の引張り側に曲げひび割れが生じ剛性が低下する。そのため本研究では、ひび割れが発生する範囲の断面剛性を式(1)により剛性を低下させ、降伏時の剛性を次式のように求めた。

$$K = \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{M_y}{\int_0^l \int_0^x (M(x) / E_c \cdot I_e(x)) dx dx} \quad (5)$$

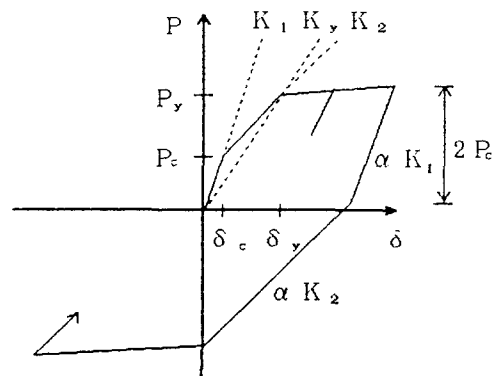


図 3 復元力特性

ここで、 P_y は降伏耐力、 δ_y は降伏変位である。 M_y は式(3)で表される断面の降伏モーメントであり、 $M(x)$ は x の位置での曲げモーメントである。 $I(x)$ は、 x の位置での曲げモーメント $M(x)$ が、式(2)のひび割れ発生モーメント M_{cr} を越えない場合は弾性体としての断面二次モーメントの値となるが、越えた場合は式(1)の剛性低下を考慮した断面二次モーメントの値を利用する。また、降伏後の剛性については、既往の実験結果等を参考に、降伏剛性 K_y の5%の剛性とした。

鉄筋コンクリート部材は、正負の繰り返し载荷を受けると、主鉄筋降伏後徐々に剛性を低下しながら耐力を失うことが認められている。そのため、塑性化後の剛性についても低下させるモデルを考える。武田ら⁹⁾によると、降伏後荷重を除去したときの復元力特性を図3に示すような2つの直線で表し、各剛性の低下率 α を次式で表した。

$$\alpha = \left(\frac{2 \cdot \delta_y}{D_{max} - D_{min}} \right)^\beta \quad (6)$$

ここで、 δ_y は降伏変位、 D_{max} 、 D_{min} はそれぞれ応答の最大および最小変位、 β は低下率の係数で、武田ら⁹⁾は $\beta=0.4$ を提案している。また、尾坂ら¹¹⁾は、彼らの実験結果より土木構造物のように低軸力 ($\sigma=10\sim 15 \text{ kgf/cm}^2$ 程度)で、シアスパン比 3.0 以上のものは $\beta=0.4$ とするのがよいとしている。そのため、本研究では β の値を $\beta=0.4$ として解析するものとした。

鉄筋コンクリート構造物の固有周期は、構造物が降伏するような大地震を考えているため、降伏時の剛性が構造系に支配的と考えて、系の固有周期 T_y を次式で表されるものとした。

$$T_y = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_y}{m}}} \quad (7)$$

ここで、 K_y は降伏時の剛性であり、 m は系の質量である。

2.2 RC構造物のパラメータ

本研究では、釣合鉄筋比が最も合理的な設計法であるという立場に立ち、系に静的水平震度が作用し、その水平力による柱端でのモーメントに等しくなるように、そして、断面が釣合鉄筋比となるように断面を決定した。その際、材料の許容応力度を1.5倍割増し、抵抗モーメントを求めた。よって、鉄筋の許容応力度 σ_{sa} を $\sigma_{sa}=1800 \text{ kgf/cm}^2$ 、コンクリートの許容応力度 σ_{ca} を $\sigma_{ca}=90 \text{ kgf/cm}^2$ とすると、釣合鉄筋比 p_{bt} は $p_{bt}=1.07\%$ となる。柱の高さ ℓ は、 $\ell=7 \text{ m}$ 、 9 m 、 11 m 、 13 m 、 15 m の5種類とした。高さを 15 m 以下としたのは、道路橋示方書¹²⁾では、 $\ell \leq 15 \text{ m}$ の場合震度法により設計して良いことになっているからである。鉄筋比については、釣合鉄筋比が最も合理的と考えるのが理論的には妥当であるが、実際の配筋ではピッチ、施工性等によりこれほどの鉄筋量を配筋できない場合も想定されることから、釣合鉄筋比 p_{bt} に対する鉄筋比 p_t との比 $p(p_t/p_{bt})$ も、解析パラメータとし、 $p=0.25, 0.50, 0.75, 1.00$ とした。柱は、正方形断面を考えて鉄筋のかぶりを 10 cm

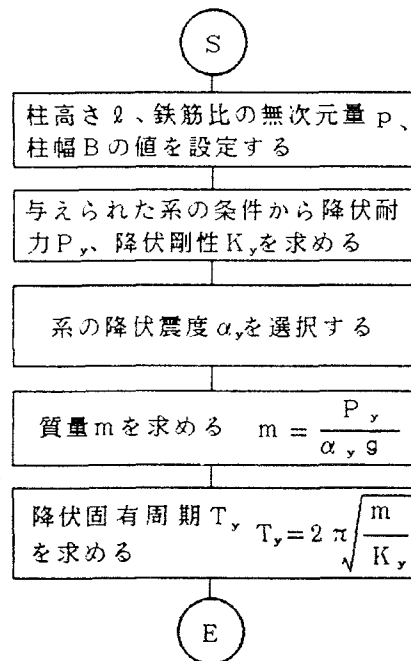


図4 解析パラメータの設定フロー

とした。柱幅Bは、実用的な範囲を考慮して、最小を50cm、最大を300cmと設定した。そして、本研究で求める設計震度 α_y を0.05~0.40の範囲に設定し、そのきざみを0.05とした。よって、柱幅Bを決めると、構造物の復元力特性を2.1の方法で求めることができる。次に、決定された降伏耐力 P_y と設計震度 α_y より質量が求められ、最終的には降伏固有周期 T_y が求められる。図4に、降伏固有周期 T_y を求めるまでのフローを示す。降伏固有周期 T_y は、構造物の特性を決定する最も重要な因子の一つであり、質量と剛性、設計震度が与えられれば、先に示した式(7)で表される。しかし、図4のフローでも明らかなように、質量と剛性は、設計震度 α_y 、鉄筋比の無次元量 p 、高さ l 、柱幅 B で表すことができ、降伏固有周期 T_y が与えられているならば α_y 、 p 、 l 、 B の4つのパラメータの内一つを削除することができる。そのため、設計震度 α_y 、鉄筋比の無次元量 p 、高さ l および降伏固有周期 T_y を以降の解析パラメータとする。

本研究で解析した構造物は、前述した構造物の範囲から以下のような特性を持っている。構造物の特性は、降伏固有周期で代表されるものと考えて、この値と各パラメータとの関係を求めた。図5は、鉄筋比の無次元量 p と降伏固有周期 T_y を設計震度 α_y を変えて求めたものを示している。ただし、構造物の高さ l 、柱幅 B は、本解析で平均的な値 $l=11.0$ m、 $B=150$ cmとした。この図より、鉄筋比の無次元量 p が増大すると降伏固有周期 T_y は長くなる。さらに、降伏震度 α_y が小さくなるにつれて、降伏固有周期 T_y は長くなる。図6は、降伏震度 $\alpha_y=0.05, 0.20, 0.40$ の場合について、高さ l と降伏固有周期 T_y との関係を柱幅 B を変えて求めたものを示している。この図より、柱高さが高くなるほど、また柱幅が小さくなるほど降伏固有周期 T_y は長くなり、特に降伏震度 α_y が小さい場合は、

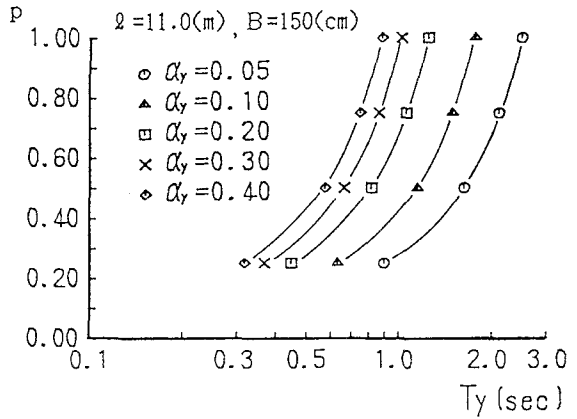


図5 鉄筋比の無次元量 p と降伏固有周期 T_y の関係

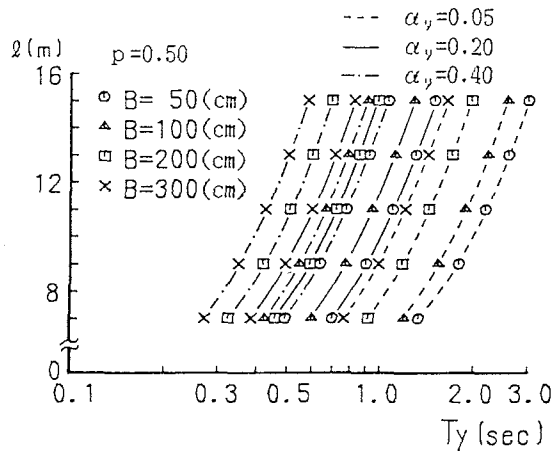


図6 柱高さ l 、柱幅 B と降伏固有周期 T_y の関係

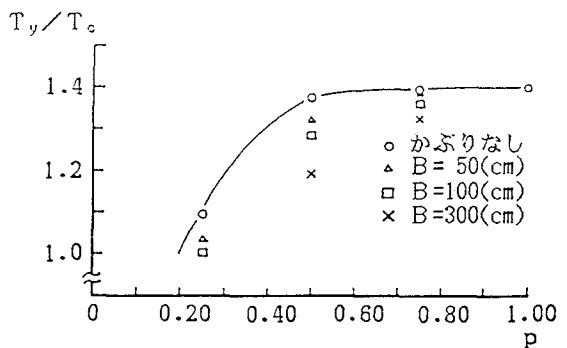


図7 弾性固有周期 T_e と降伏固有周期 T_y の関係

この傾向が顕著である。図 7 は、弾性周期 T_0 に対する降伏周期 T_y の比 T_y/T_0 と鉄筋比の無次元量 p の関係を示したものである。鉄筋のかぶり厚の影響により、 T_y/T_0 の値はばらつくが、鉄筋比の無次元量 p の値が増大するにつれて、小さくなり p が 0.50 を越えると 1.4 に収束する。このようにして求められた本研究で対象とする構造物の降伏固有周期 T_y は、 $T_y = 0.15 \sim 4.98 \text{sec}$ の範囲となっている。また、系の減衰定数は、 $h=0.05$ とした。

2.3 入力地盤地震動

入力地盤加速度として El-Centro 1940 NS Imperial Valley Earthquake と八戸 1968 NS 十勝沖地震の実地震波の 2 波を用いた。継続時間は、Trifunac and Brady による継続時間の決め方を利用し、全パワーの 95% の値となる時間とした¹³⁾。最大加速度は、本研究では最適設計震度を求めることを目的としていることから、一般の構造物で言われている最大加速度 300gal になるように、各地震波を調整した。

3 応答解析手法

3.1 解析手法

一質点系に地動加速度 \ddot{y}_0 が生じた場合の方程式は、次式で表すことができる。

$$m \ddot{y} + C \dot{y} + Q(y) = -m \ddot{y}_0 \quad (8)$$

ここで、 m は質量、 C は減衰係数、 y, \dot{y}, \ddot{y} はそれぞれ相対変位、相対速度および相対加速度、 $Q(y)$ は系の復元力であり、図 3 で示されたものである。式(8) の両辺を質量 m で除すると次式が得られる。

$$\ddot{y} + 2h\omega \dot{y} + q(y) = -\ddot{y}_0 \quad (9)$$

ここで、 ω は円振動数($=k_y/m$)、 h は減衰定数($=C/2\omega m$)および $q(y)$ は単位質量あたりの復元力である。式(9) に $\dot{y}=y dt$ を乗じて、地震動の継続時間 t_f にわたって積分すると、系のエネルギー応答に関する次式が得られる。

$$\int_0^{t_f} \ddot{y} \dot{y} dt + 2h\omega \int_0^{t_f} \dot{y}^2 dt + \int_0^{t_f} q(y) \dot{y} dt = - \int_0^{t_f} \ddot{y}_0 \dot{y} dt \quad (10)$$

式(10) の左辺の第一項は運動エネルギー E_t 、第二項は減衰エネルギー E_h 、第三項は塑性ひずみエネルギー E_p と地動終了時の弾性ひずみエネルギー E_e である。右辺は、地動による入力エネルギー E_I を表している。ただし、式(10) で得られる各エネルギーは、すべて単位質量あたりのエネルギー量である。数値計算法については、Newmark の β 法を用い、 $\beta=1/6$ とした。

3.2 損傷評価の因子

一般に構造物の損傷は、最大塑性変形に注目した塑性率 $\mu (= \delta_{max} / \delta_y)$ により評価されている。近年、構造

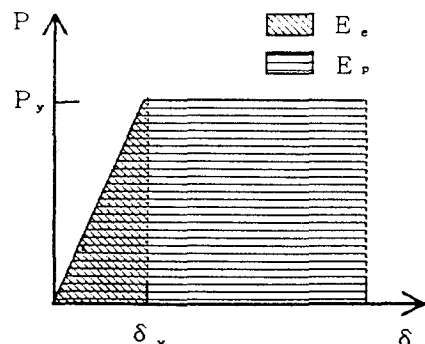


図 8 塑性ひずみエネルギーの概念図

物の損傷に、塑性ひずみエネルギーが大いに関連していると言われている。しかし、塑性ひずみエネルギーが同じでも構造物の規模によりその損傷度は異なるであろう。この値を無次元化するために 図 8 に見られるように塑性ひずみエネルギー E_p を系の最大弾性エネルギー E_e の 2 倍で除したものを累積塑性率 $\eta (=E_p/E_e)$ と呼び、損傷度を表す尺度の一つとして用いる。この値は、もし一方だけの大変形を受けたのみであれば塑性率 μ と等しい値となり、構造物の繰返し力による損傷度を表せるものである。本研究では、塑性率 μ と累積塑性率 η を構造物の損傷を評価する指標として用いることとした。

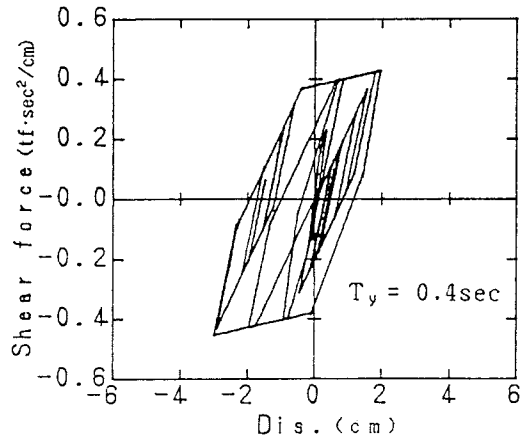


図 9 a 系の応答履歴曲線の例 1

4 解析結果および考察

4.1 応答特性

地震力の作用による、系の履歴挙動の例を図 9 a, b に示す。両図とも設計震度を 0.2 と設定し、比較的短周期 $T_y=0.4\text{sec}$ と比較的長周期 $T_y=0.8\text{sec}$ の場合の履歴挙動である。図で見られるように、入力地震動が 300 gal 程度であれば十分に塑性化することがうかがえる。さらに、正負の挙動は、対称に損傷を受けるのではなくどちらか一方に振動の軸が移っていくようである¹⁵⁾。図 10 a, b は、図 9 a, b に示した履歴挙動を塑性入力状況と地震動の継続時間の関係に書き直したものである。図中で P_c とあるのは、ひびわれ耐力

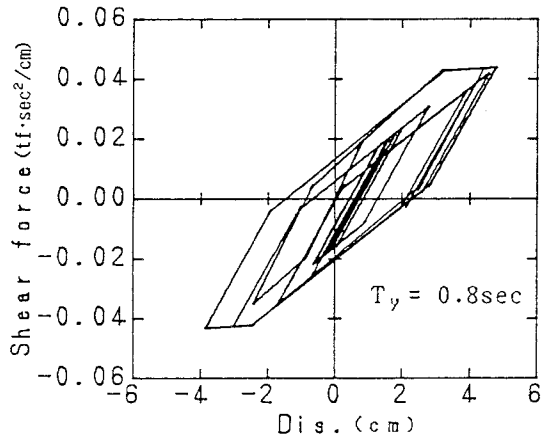


図 9 b 系の応答履歴曲線の例 2

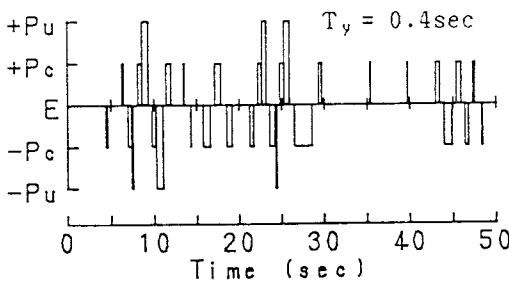


図 10 a 系の塑性化の経時変化の例 1

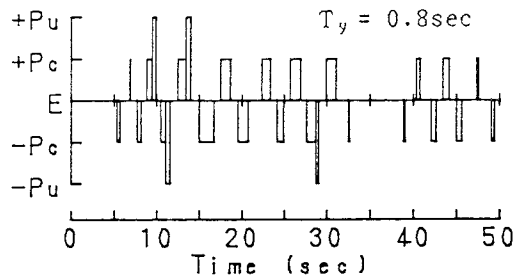


図 10 b 系の塑性化の経時変化の例 2

を越えた場合を、 P_y とあるのは、降伏耐力を越えた場合を示している。図にあるように、一般に設計基準となる設計震度 $\alpha=0.2$ では、地震動継続時間中に、降伏耐力を越えて塑性にはいる回数にはそんなに多くはなく 4~6 程度であり、降伏変形の繰り返しにより、地震動のエネルギーを吸収しているのがよくわかる。

4.2 損傷因子と RC 構造物のパラメータ

2.2 に示したように、RC 構造物のパラメータは、設計震度 α_y 、鉄筋比の無次元量 p 、高さ l および降伏固有周期 T_y で表される。以下に、RC 構造物のパラメータで得られた主な応答結果と本研究で対象とした損傷因子に対する結果を示し、若干の考察を加える。

(i) 鉄筋比の無次元量 p

引張り鉄筋比 p_t に対する釣合鉄筋比 p_{bt} の比率が、塑性率および累積塑性率にどのような影響を与えるのかを調べるために、高さ l を 11m と固定し、降伏震度が 0.1, 0.2, 0.3 の場合について、鉄筋比の無次元量 p を変えて塑性率 μ 、累積塑性率 η を求めた。

図 11 a, b にその結果を示す。この図より、塑性率は、当然の事ではあるが、鉄筋比の無次元量 p が小さくなるほど、言いかえると降伏固有周期が短くなるにほど、大きくなる傾向がある。特に降伏震度が小さくなるほどこの傾向は顕著である。累積塑性率でも塑性率と同様の傾向を示している。累積塑性率と塑性率はこのような比較においては、同じ様な傾向を示すようである。

この結果から、塑性率および累積塑性率は、降伏震度 α_y と降伏固有周期 T_y を等しくすれば、若干の差はあるものの鉄筋比の無次元量 p の値に無関係に評価できうる。すなわち、鉄筋比の無次元量 p の応答値に対する影響は、降伏固有周期 T_y に含まれているということの意味する。

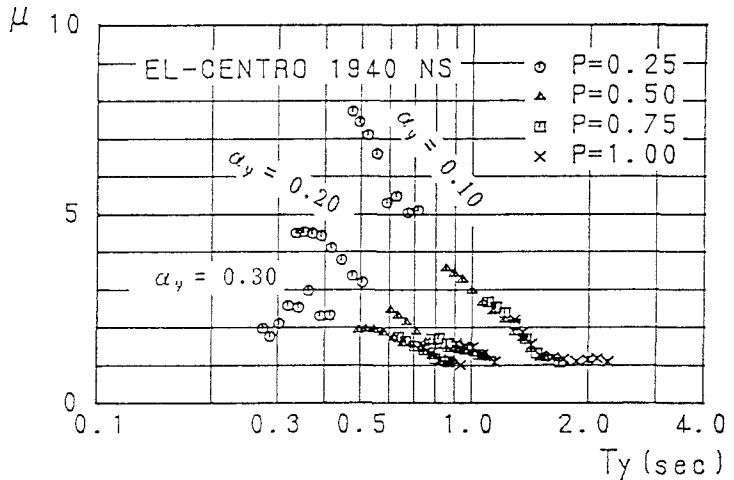


図 11 a 鉄筋比の無次元量 p が塑性率 μ に与える影響

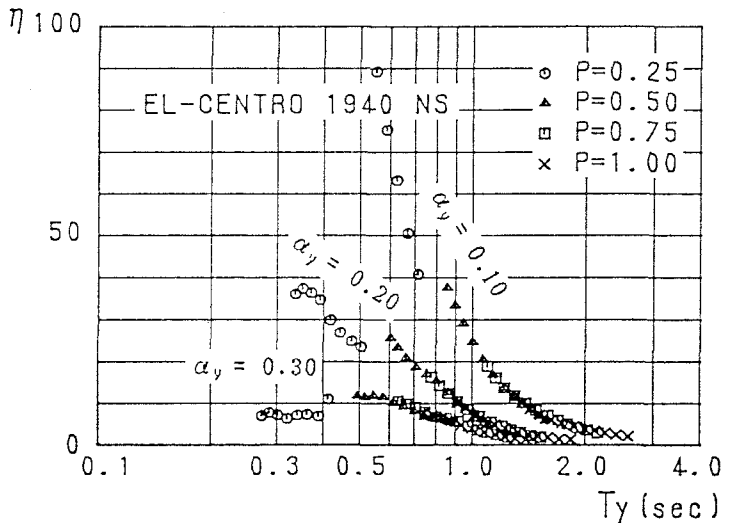


図 11 b 鉄筋比の無次元量 p が累積塑性率 η に与える影響

(ii) 柱の高さ l

柱の高さ l が、塑性率および累積塑性率にどのような影響を与えるのかを調べるために、鉄筋比の無次元量 p を 0.50 と固定し、降伏震度が 0.1、0.2、0.3 の各場合について、柱の高さ l を 7m~15 m まで変えて、塑性率と累積塑性率を求めた。図12 a, b にその結果を示す。この図より、各塑性率および累積塑性率に対する構造物の高さ l は、降伏震度 α_y と降伏固有周期 T_y が等しければ、若干の差はあるものの、この値に無関係に評価できうる。

(iii) 降伏震度 α_y

降伏震度 α_y は、図11 a, b および 図12 a, b に見られるように、降伏固有周期 T_y について塑性率および累積塑性率に対して感度のある因子である。また、降伏震度 α_y は降伏固有周期 T_y が短い場合には大きな感度を示すが、降伏固有周期 T_y が長くなると弾性応答に近くなるため降伏震度 α_y の影響は小さくなる。

(i)、(ii)、(iii)の結果より、塑性率および累積塑性率に及ぼす因子としては、降伏固有周期 T_y と降伏震度 α_y であり、柱の高さ l と鉄筋比の無次元量 p は無関係であることが判明した。これらのことより、

降伏固有周期 T_y と降伏震度 α_y を因子として、2.2で設定した全構造物についての塑性率および累積塑性率をプロットしたものを地震波を違えて示す。図13 a, b は El-Centro波を、図14 a, b は 八戸波を入力したものである。地震波の違いによる塑性率および累積塑性率の差は、降伏固有周期 T_y が短い場合には、若干差があるものの降伏固有周期 T_y が長くなるとほとんど変わらない。

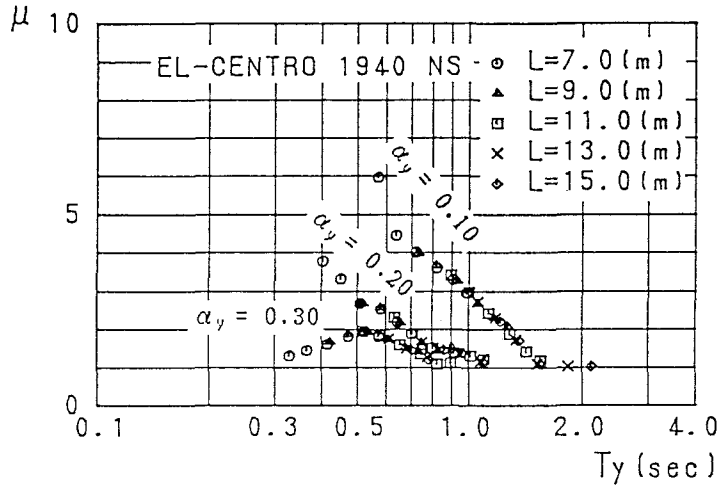


図12 a 柱高さ l が塑性率 μ に与える影響

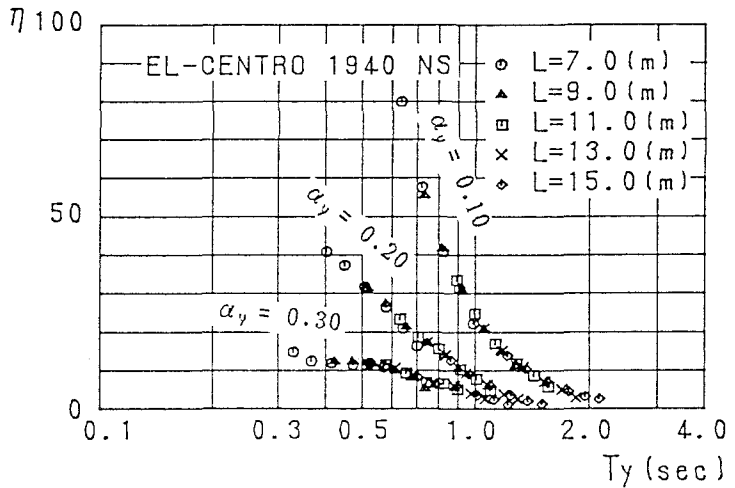


図12 b 柱高さ l が累積塑性率 η に与える影響

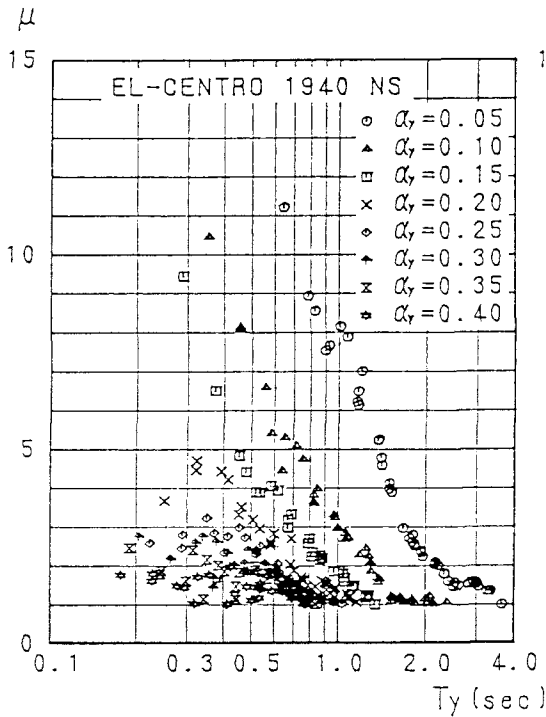


図13 a 降伏固有周期 T_y と塑性率 μ の関係
(EI-Centro波)

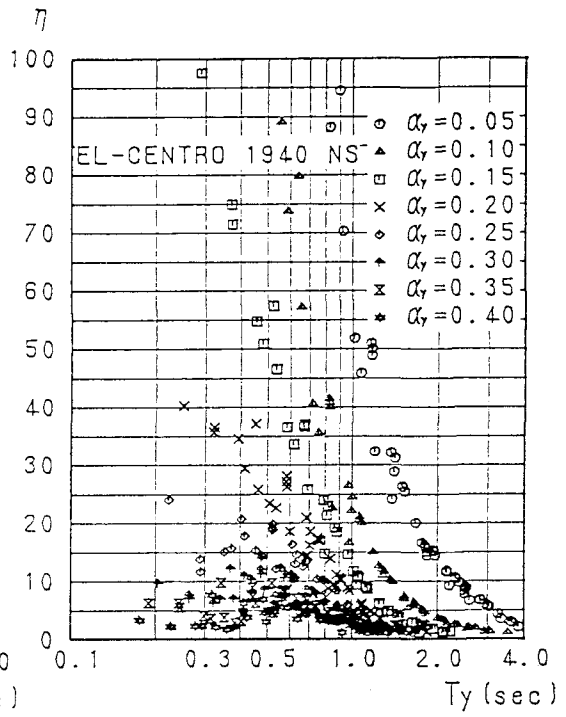


図13 b 降伏固有周期 T_y と累積塑性率 η の関係
(EI-Centro波)

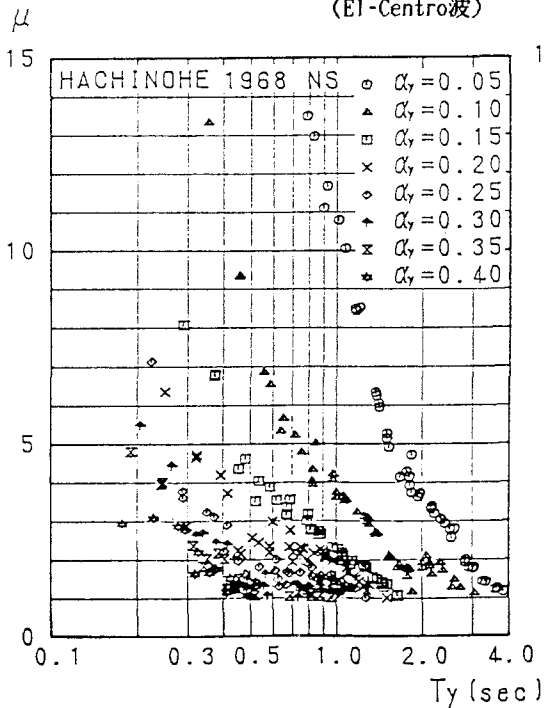


図14 a 降伏固有周期 T_y と塑性率 μ の関係
(八戸波)

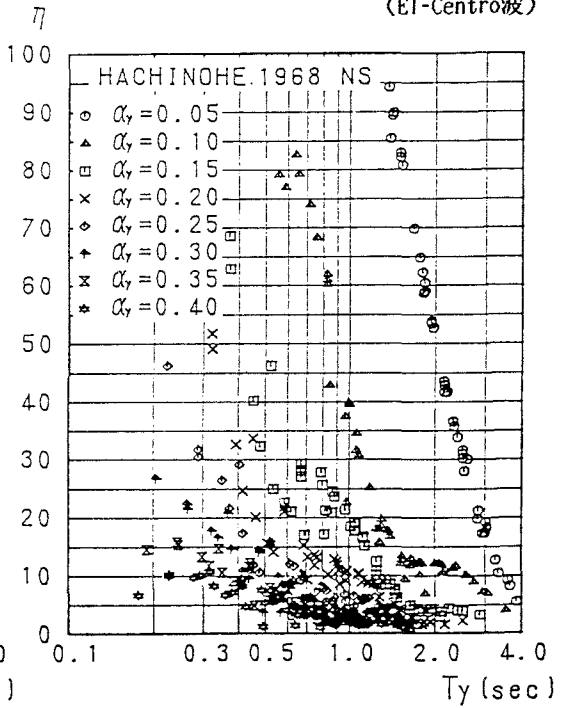


図14 b 降伏固有周期 T_y と累積塑性率 η の関係
(八戸波)

4.3 最適設計震度 α_{yopt}

次に、本研究の最終目的である最適設計震度 α_{yopt} を求める。求めた最適設計震度は、今回設定したものの中で代表的な降伏固有周期として、比較的短周期の構造物 $T_y = 0.4 \text{ sec}$ とその値より少し長周期の構造物 $T_y = 0.8 \text{ sec}$ を選んだ。

図15 a, b は、各塑性率および累積塑性率と降伏震度の関係を降伏固有周期 $T_y = 0.4, 0.8 \text{ sec}$ について、各地震波ごとにその関係を示す。図に見られるように、塑性率および累積塑性率ともに地震波の違いによる差異は、降伏震度 α_y が小さい範囲では若干あるが、降伏震度 $\alpha_y = 0.2$ 程度以上であれば無視できる程度である。各塑性率および累積塑性率と降伏震度の関係は、降伏震度が大きくなるにつれて各塑性率および累積塑性率ともに小さくなる傾向が見られる。しかも、この減少傾向は、指数的に小さくなる傾向があり、ある設計降伏震度以上になると各塑性率および累積塑性率は安定した値となることが見受けられる。

設計震度では、できるだけ経済的にするということとできるだけ安全性をもたせるという相反する命題の中での意志決定と考えられる。

この考え方を最適設計震度にあてはめるならば、できるだけ設計震度、言いかえると断面を小さくしたいということと、できるだけ塑性率および累積塑性率を小さくするという命題の中で、設計震度を決定するということになる。このことから、前述したようにある設計震度以上になれば塑性率および累積塑性率がほぼ一定値となるならば、その一定値となる中で最も設計降伏震度が小さいものが最適設計震度となる。

よって、塑性率から見た最適設計震度は、図15 a から $T_y = 0.4 \text{ sec}$ では、 $\alpha_{yopt} = 0.25$ となり、 $T_y = 0.8 \text{ sec}$ では、 $\alpha_{yopt} = 0.2$ となる。そのときの塑性率は、前者で $\mu = 4.0$ 程度の値、後者で $\mu = 2.0$ 程度の値である。この程度の塑性率では、十分なせん断補強筋がされた柱であれば、許容できうる値であることが新しく制定されたコンクリート標準示方書⁴⁾でも示されている。

次に、累積塑性率についても、塑性率で行なった同様な方法で最適設計震度を求めた。その結果、図15 b より $T_y = 0.4 \text{ sec}$ では

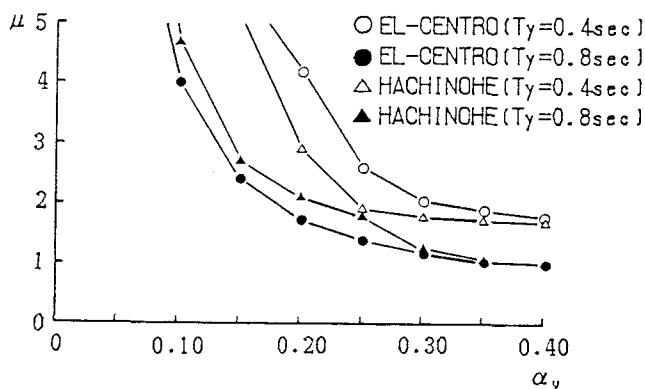


図15 a 塑性率 μ から見た最適設計震度

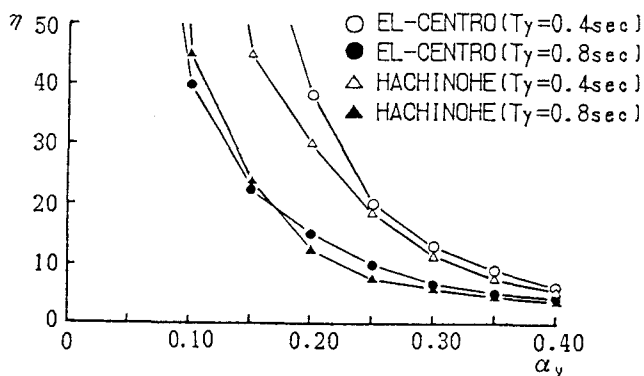


図15 b 累積塑性率 η から見た最適設計震度

$\alpha_{y,opt} = 0.25$ となり、 $T_y = 0.8 \text{ sec}$ では $\alpha_{y,opt} = 0.2$ となる。その時の累積塑性率は、前者で $\eta=20$ 程度、後者で $\eta=15$ 程度である。Darwin ら¹⁴⁾は、既往の実験結果を整理して、繰り返し力によるエネルギー吸収能力を評価しており、この研究成果から見て η は、40～50程度以上の能力があることは明かである。

塑性率と累積塑性率の両方から見て最適設計震度を求めたが、その結果両者の値は一致した。この結果から見ると塑性率と累積塑性率は、構造物の損傷評価の因子としては同程度のもと考えられる。しかし、入力される地震動の特性が変化すれば、一致しない場合も現われるものと思われ、今後の課題として残される。

5. 結 言

本研究は、簡単な鉄筋コンクリート構造物を対象に、最大加速度 300gal の地震動が入力した場合の応答解析を通して、構造物の各パラメータと構造物の損傷指標である塑性率 μ と累積塑性率 η の関係について検討し、そして、これらの結果から期待費用最小の原則をもとに、最適設計震度を求めた。

得られた結果を要約すれば以下のものである。

- ① 降伏震度 α_y が同じ場合、鉄筋比の無次元量 p が小さくなるほど、また柱の高さ l が短くなるほど塑性率 μ は大きくなる。そして、累積塑性率 η も同様の傾向を示す。
- ② 降伏震度 α_y が小さくなるほど塑性率および累積塑性率は大きくなる。
- ③ 入力地震動の違いによる塑性率および累積塑性率の差は、降伏固有周期が短い場合には若干差があるものの降伏固有周期 T_y が長くなるとほとんど変わらない。
- ④ 塑性率および累積塑性率は、鉄筋比の無次元量 p と柱の高さ l の影響の因子に対して、降伏震度 α_y と降伏固有周期 T_y が等しければほとんど無関係に評価できる。
- ⑤ よって、塑性率および累積塑性率は、降伏震度 α_y と降伏固有周期 T_y で代表できる。
- ⑥ 最適降伏震度 $\alpha_{y,opt}$ を塑性率および累積塑性率と降伏震度から求める手法を提案した。その結果、塑性率でも累積塑性率でも同様の結果となり、降伏固有周期 $T_y = 0.4 \text{ sec}$ では $\alpha_{y,opt} = 0.25$ となり、 $T_y = 0.8 \text{ sec}$ では $\alpha_{y,opt} = 0.2$ となった。

謝 辞

本研究を遂行するに当たり、奥村敏恵 東京大学名誉教授から常に適切な助言をいただきました。ここに深く感謝致します。また、東京電機大学卒論生の吉藤通章氏（現 梶谷エンジニア株式会社）、斉藤亮宏氏、鎌田勝士氏には、計算および論文作成に協力をいただいたことに対し深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 大崎順彦：「地震と建築」，岩波新書，1983年，8月
- 2) 伯野元彦・森川 修：地震加速度と構造物破壊の関係についての一つのシミュレーション，土木学会論文報告集，第344号/I-1，pp.299～302，1984年 4月

- 3) 松尾 稔・板橋一雄・佐々木康 : 実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第343号, pp.25~33, 1984年 3月
- 4) 土木学会 : コンクリート標準示方書・設計編, 昭和61年制定
- 5) Housner, G.W. : Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of 1st WCEE, 1956
- 6) 加藤 勉・秋山 宏 : 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第235号, pp. 9~18, 1975年 9月
- 7) 平尾 潔・沢田 勉・成行義文・笹田修司 : 履歴吸収エネルギーに注目した鋼箱型断面橋脚の損傷評価に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第380号/I-7, pp.429~437, 1987年 4月
- 8) 松島 学・松井邦人 : 構造物の弾塑性モデルに及ぼす地震波の影響, 構造工学論文集, Vol.32A pp.815~824, 1986年 3月
- 9) 町田篤彦 : 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状, 土木学会論文集, 第366号/V-4, pp. 1~11, 1986年 2月
- 10) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1982年
- 11) 尾坂芳夫・鈴木基行・桑澤庄次郎・石橋忠良 : 静的交番繰り返し荷重下でのRC柱の履歴復元力特性に関する研究, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.45~54, 1986年 8月
- 12) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1980年 5月
- 13) Trifunac.M.D. and A.G.Brady, : A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion, Bull.Seism.Soc.Amer., Vol.65, No.3, pp.581~626, 1975
- 14) David Darwin and Charles K.Nmai : Energy Dissipation in RC Beams Under Cyclic Load, Journal of St.En. Vol.112, No.8, pp.1829~1846, Aug., 1986
- 15) 後藤尚男・家村浩和 : 強震時における1自由度系の塑性変形に関する考察, 土木学会論文報告集, 第184号, pp.57~67, 1970年12月

(1987年10月16日)