

電算機—試験機オンラインシステムによる 構造物の地震時崩壊の解析

Seismic Failure Analysis of Structures by Computer-Pulsator On-Line System

高梨 晃一*・宇田川邦明*・関 松太郎**・田中 尚*

Koichi TAKANASHI, Kuniaki UDAGAWA, Matsutaro SEKI and Hisashi TANAKA

1. 序

構造物がいろいろな外力をうけたときどのような応答を示すかを解析するには、まず、構造物を必要最小限の要素に分解し、要素の力学的性質を調べた後、再びそれを組立て、構造物全体の応答挙動を知るという手順を踏むのが普通である。建築構造物の場合、構成要素となるのは柱、はり部材、壁、床、基礎であるが、そのうち、柱、はりの力学的性質は十分把握しておかねばならない。耐震設計を行う場合も全く同様で、骨組の地震応答を解析するときには、出来るだけ正確な部材の力学的特性、すなわち、部材の材端に作用する軸力、せん断力、モーメントとこれに対応する変形量との関係は既知でなければならない。もちろん、これについては過去何百年にわたってほう大な研究があり静的な外力に対しては十分な知識があるが、地震のように不規則に変動し、しかも繰返し作用する外力に対する部材の特性については未だ十分な資料が得られていないのが現状である。このため、筆者らは、本臨時事業の初年度、第2年度において鋼部材、鉄筋コンクリート部材の特性について研究した。それらは、繰返し載荷をうけた場合、部材がいかなる荷重—変形関係を示すか、そしてそれを骨組の解析に必要な数式モデルに表わすことが出来るか、さらにまた、座屈などの不安定現象によってどのような影響をうけるかを明かにする目的をもって行った。この成果の一部はすでに発表してある¹⁾²⁾³⁾。

臨時事業の研究計画にしたがい第3年度に入出力データ解析処理装置（小型電算機および周辺機器）が購入され、前年度までに購入された動的破壊試験装置と合せて全体のシステムが完成し、部材の研究からさらに進んで骨組の地震時挙動の研究が可能となった。このシステムを用いてどのような研究が出来るかはすでに岡田が発表している⁴⁾。ここでは、その中で“CBオンラインシステム”と呼んでいる電算機と試験装置をオンラインで用いた弾塑性構造物の振動解析について報告する。

構造物の弾塑性応答を調べるには構造物全体を振動台上に設置して振動実験を行えばよいわけであるが、振動

台の大きさや加振の動力に制約があるから、どうしても小型模型による振動実験となる場合が多い。その際使用材料、製作技術の制約のため、構造物が崩壊に到る過程が実構造物のそれと全く同じにすることは困難である。また、小型模型となれば、細部の力や変形を測定する技術にも制約が生ずる。これを解決するため、出来るだけ大きな振動台を作製しようとする要求が強く表明されている⁵⁾。しかし経済的理由で実現には困難が多い。

高層建物の設計には、大型計算機によって実地震記録に対する応答量が計算され、利用されている。このとき部材の復元力特性をどのように定めるかが問題となる。実部材の復元力特性は複雑で、それをそのまま計算に用いることは困難であるから、出来るだけ簡単で、しかも特性を失わないモデル化が必要であり、いろいろな試みがなされている⁶⁾。これらのモデルは定振幅繰返しのような単純な載荷に対しては有効である。しかし、地震波のようなランダムな載荷に対しては必ずしも特性を十分表現していないので、その差異が構造物の応答にどう影響するか十分検討しておく必要があり、振動台を用いたこの種の比較検証の例は報告されている⁷⁾。

筆者らは上に述べた振動台実験における難点を補ない、実構造物の応答を出来るだけ忠実に再現する方法として次節で説明するようなシステムを作成した。これは振動解析のとき、通常行なうような部材の復元力特性のモデル化は一切行わず、計算システムの中に部材の加力実験を組み込み、計算機によるコントロールによって同時に実験を遂行し、刻々変化する復元力特性をその都度計算の中にとり込んで骨組の応答を計算しようとするものである。このシステムはアナログ計算機と小型加振器を用いて行なった伯野博士等⁸⁾の試みを参考にして開発されたものであるが、デジタル計算機と電気油圧式加振器とをオンラインで結合することにより、伯野博士等の試みを更に発展させ次の特徴を持たせることが出来た。

- 1) 復元力を知るための部材試験体としては、実物に近い断面のものが使用出来、部材の崩壊に到る過程は実物のそれとほぼ同じと考えられる。
- 2) 実験は部材単体のみであるから、部材の弾塑性性状に関する詳細なデータの収集が可能である。

* 東京大学生産技術研究所 第5部

** 東京大学生産技術研究所 第1部

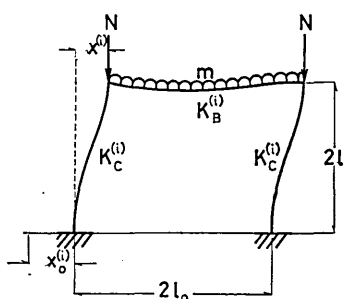


Fig. 2-1 骨 組

- 3) 部材に作用する軸力やモーメントを適当に修飾することによって種々の骨組を想定出来る。
- 4) 適当な時間刻みによる step by step の計算を行うことによって崩壊に到る過程がゆっくり観察出来る。幸いなことに地震応答程度の速度では応力歪関係が静的試験によるものとほとんど差がないことが報告されている⁹⁾。

2. 計算機と動的破壊試験装置をオンラインで結んだシステム

Fig. 2-1 に示す骨組が地動を受けた場合の振動方程式は速度に比例する減衰係数を一定とすると下式のようになる。

$$m\Delta\ddot{x}^{(i)} + C\Delta\dot{x}^{(i)} + K^{(i-1)}\Delta x^{(i)} = -m\Delta\ddot{x}_0^{(i)} \quad (1)$$

ここに m : 質量

C : 減衰係数

$K^{(i-1)}$: $(i-1)$ ステップの骨組の剛性
($K_C^{(i-1)}$, $K_B^{(i-1)}$ の関数)

$\Delta x^{(i)}$: i ステップの応答変位増分

$\Delta\ddot{x}_0^{(i)}$: i ステップの地動加速度増分

式 (1) において m, C は一定であるから各ステップでの応答計算で常にそれらの量は変わらないが、弾塑性骨組の剛性 $K^{(i)}$ は時間と共に刻々変化する量である。そこでこの $K^{(i)}$ を出来るだけ実際の挙動に即して求め、構造物の弾塑性応答を調べる方法を以下に述べる。

筆者らの採用した方法は、骨組を想定して応答計算を行ない、そのときの部材の変形状態を動的破壊試験装置上の試験体に再現してその瞬間の部材剛性を測定し、その値から想定骨組の剛性を計算して次の入力に対する応答計算に用いる。この操作を時間間隔をこまかく分割して step by step で繰返し計算する方法である。応答計算、剛性の算出、実験の制御はすべて Digital Computer で行ない、Computer から実験システムへの情報の伝達は D/A 変換機を通じ、実験システムで得られた部材の反力、変位等の測定結果の情報の Computer への伝達は A/D 変換機を通じて行なう。これらもすべて Computer によって制御する。なおこのシステムで使用した機器は次のようなものである。

- 1) Digital Computer …使用言語はアセンブラ語で (HITAC 10 II) 12 kW の記憶装置を有する。
- 2) 磁気ドラム……………64 kW の記憶装置を有する。
- 3) D/A 変換機 ………チャンネル数 4 Sample Time 1 ms 以上 Sample Data は任意 ± 2.5 V 出力。
- 4) A/D 変換機 ………チャンネル数 16 Sample Time 1 ms 以上 Sample Data は任意 ± 10.0 V 入力。
- 5) Actuator 制御機 …外部入力, 内部出力自由, (島津製作所) Actuator の変位および荷重制御可能 ± 150 mm, ± 30 t
- 6) 荷重検出機……………Load Cell, Load Amp, 最大 30 t
- 7) 差動トランス, 差動変圧機…変位計 ± 25 mm, ± 10 mm ± 1.0 V 出力
- 8) X-Y Recorder

2.1. 骨組の剛性と部材 (試験体) の剛性

今回筆者らが行ったオンラインシステムで用いた構造物は Fig. 2-2 に示すようなはりの剛性無限大の柱崩壊型を採用した。このような構造物では柱に生じる反曲点は弾塑性挙動を通じて常に柱材の中央である。そこで柱材の 1/2 の部材を取り出してある時刻における骨組の変形状態をその取り出した部材に実験的に再現する。再現方法は Fig. 2-3 に示すような種類がある。すなわち Fig. 2-3(a) に示すようにピン、ローラーで支持された試験体 AB に定軸力 N を加え、試験体と接続している曲げアーム AD の D 端に荷重 $P^{(i)}$ を作用して式 (2) で示される変位 $x_L^{(i)}$ を生じさせ、柱部材の 1/2

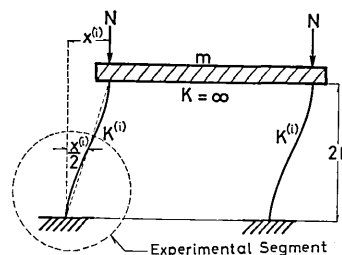
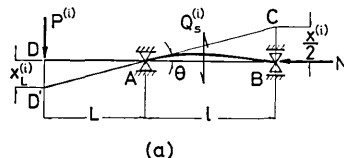
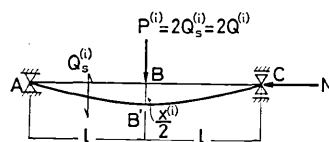


Fig. 2-2 はりの剛性無限大の骨組



(a)



(b)

Fig. 2-3 実験のモデル

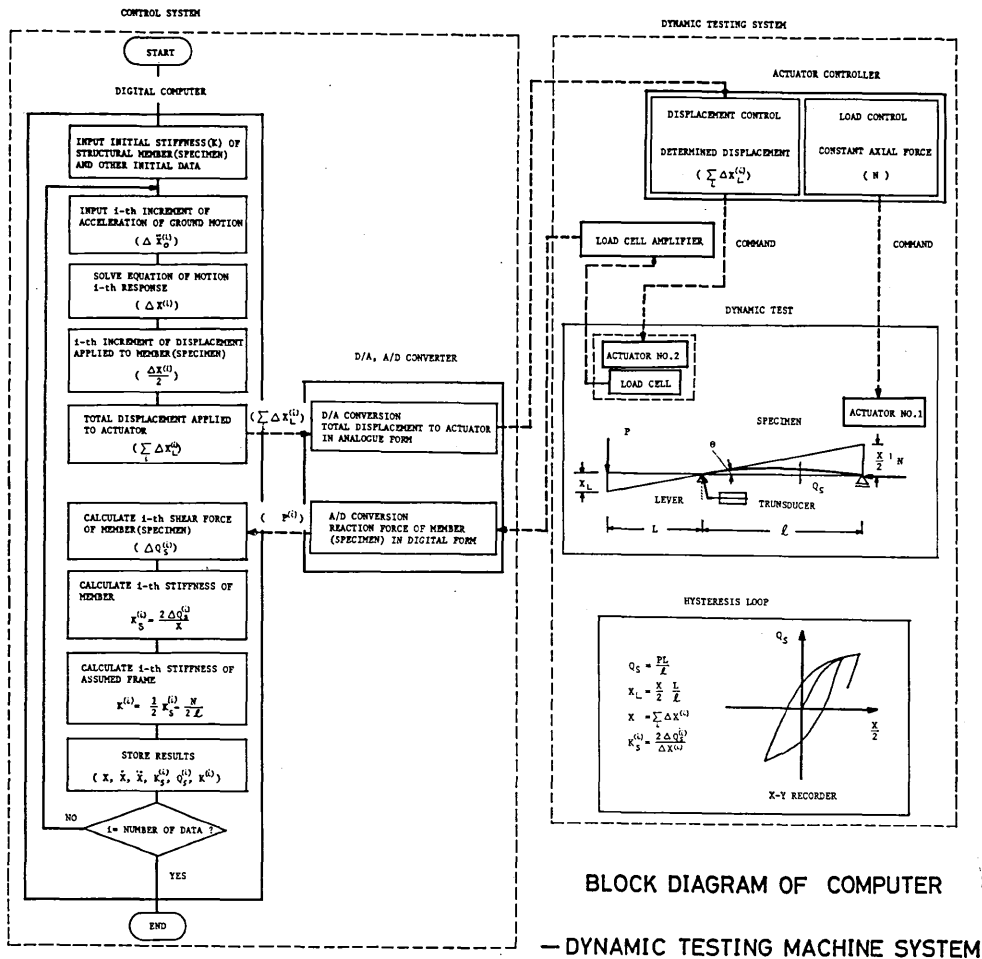


Fig. 2-4 計算機一動的試験機オンラインシステム流図

を再現して,

$$x_L^{(i)} = \frac{x^{(i)}}{2} \frac{L}{l} \quad (2)$$

i ステップまでの応答変位 $x^{(i)}$ の $1/2$ が $CB=x^{(i)}/2$ となるようにする場合と, Fig. 2-3(b) に示すように柱部材 AC を単純ばり形式に支持し, 定軸力 N を加えて試験体中央の変位が i ステップまでの変位 $x^{(i)}$ の $1/2$ になるように集中荷重 $P^{(i)}$ を加える場合である. ただし, $x^{(i)}$ はその時刻 i ステップまでの応答変位, $Q^{(i)}$ は骨組のせん断力, $Q_s^{(i)}$ は部材のせん断力である. また l は試験体長, L は曲げアーム長である. Fig. 2-3(a) に示す実験方法は後で述べる鉄骨柱を有する骨組の実験システムに, また, Fig. 2-3(b) は鉄筋コンクリート柱を有する骨組の実験システムにそれぞれ組み入れて応答計算に必要ないわゆる $N \cdot \Delta$ 効果を考慮した骨組の剛性を得ている.

この 2 つの場合の部材の剛性 $K_s^{(i)}$ とその時の骨組の剛性 $K^{(i)}$ の関係を求めると次のようになる. Fig. 2-3(a) の場合あるステップでの試験体のせん断力の増分を

$\Delta Q_s^{(i)}$ としその時の応答変位増分を $\Delta x^{(i)}$ とすると $K_s^{(i)}$ は次式になる.

$$K_s^{(i)} = \frac{2\Delta Q_s^{(i)}}{\Delta x^{(i)}} \quad (3)$$

骨組の剛性 $K^{(i)}$ と $K_s^{(i)}$ の関係は式 (4) となり, 骨組のせん断力 $Q^{(i)}$ は式 (5) になる.

$$K^{(i)} = \frac{1}{2} K_s^{(i)} - \frac{N}{2l} \quad (4)$$

$$Q^{(i)} = \sum_i K^{(i)} \Delta x^{(i)} \quad (5)$$

また Fig. 2-3(b) の場合には, 試験体のせん断力の増分 $\Delta Q_s^{(i)}$ は骨組のせん断力の増分 $\Delta Q^{(i)}$ と等しくなり $K_s^{(i)}, K^{(i)}$ は下式になる.

$$K_s^{(i)} = \frac{2\Delta Q_s^{(i)}}{\Delta x^{(i)}} = \frac{2\Delta Q^{(i)}}{\Delta x^{(i)}} \quad (6)$$

$$K^{(i)} = \frac{1}{2} K_s^{(i)} \quad (7)$$

なお式 (4) の誘導に際して, A 点の部材回転角を θ とした場合 $\cos \theta \approx 1$, $\sin \theta \approx \theta$ とした.

2.2. 計算機と試験機をオンラインで結んだシステムの制御流図

D/A, A/D 変換機の制御と応答計算を行う計算機を中心とした Control System と部材の実験を行う Actuator 制御機を中心とした Dynamic Testing System とのオンラインの概略の流図を Fig. 2-4 に示す。なお式 (1) の解法には線形加速度法を用いた。

まず Closed Loop に入る前に部材 (試験体) の初期剛性, $K^{(0)}$ 定軸力 N 等想定構造物の性質および各種機器の作動条件, D/A, A/D 変換機の Sample Time 等の System 制御の諸量を, また, 応答計算に必要な入力加速度増分 $\Delta \ddot{x}_0^{(i)}$, そのデータ数等を計算機に記憶させる。さらに諸機器の 0 点のずれの確認とそのずれの量を機器の初期値として記憶させる。一方実験システムでは Actuator 制御機により荷重制御された Actuator No. 1 により部材 (試験体) に柱軸力を作用させる。Closed Loop の第 1 ステップは最初に読込んだ各初期値および加速度増分, $\Delta \ddot{x}_0^{(1)}$, を用いて式 (1) の応答計算を行い骨組の柱頭の変位, $\Delta x^{(1)}$ を求める。この値を $1/2$ にして部材 (試験体) に与える変位に換算し (Fig. 2-3(a) の BC に相当), さらに L/l を乗じて実験 System の変位制御を行う Actuator No. 2 の変位量 $\Delta x_L^{(1)}$ に換算する。そしてこの量を Actuator 制御機の No. 2 に入力すればよい。しかしこの Actuator 制御機の入力は Analogue 量で与える必要があるため, 途中で D/A 変換機を設けて Digital 量 $\Delta x_L^{(1)}$ を計算機の制御により Analogue 量に変換する。このようにして最初のステップの骨組の変形状態が部材 (試験体) に再現される。この時 Actuator No. 2 に接続した Load Cell により荷重点 (Fig. 2-3(a) の点 D) の反力 $P^{(1)}$ が Analogue 量として検出される。D/A 変換と同様この Analogue 量を計算機の制御により A/D 変換機を通して Digital 量に変換して計算機に記憶させる。この Digital 化された反力 $P^{(1)}$ を基に部材のせん断力 $Q_s^{(1)}$ およびせん断力増分 $\Delta Q_s^{(1)}$ を下式で求める。

$$Q_s^{(i)} = \frac{P^{(i)} L}{l} \quad (8)$$

$$\Delta Q_s^{(i)} = Q_s^{(i)} - Q_s^{(i-1)} \quad (9)$$

ただし最初のステップの時は $Q_s^{(1)} = \Delta Q_s^{(1)}$ である。この部材のせん断力増分 $\Delta Q_s^{(i)}$ と計算で求まっている応答変位増分 $\Delta x^{(i)}$ から式 (3) を用いてその瞬間における部材の剛性 $K_s^{(i)}$ が求まる。さらに式 (4) を用いて骨組の剛性 $K^{(i)}$ が求まる。これで第 1 ステップが終り第 2 ステップの応答計算に必要な骨組の剛性が準備出来た。第 2 ステップ以後はこの Closed Loop の繰返しを行うことになる。例えば第 i ステップは第 $(i-1)$ ステップで求めた骨組の剛性 $K^{(i-1)}$ と入力加速度増分 $\Delta \ddot{x}_0^{(i)}$ および $x^{(i-1)}$, $\dot{x}^{(i-1)}$, $\ddot{x}^{(i-1)}$ を用いて式 (1) を解き第 i ステップの応答変位増分 $\Delta x^{(i)}$ を求める。ここで Actuator No. 2 に与える量 $x_L^{(i)}$ は式 (10) で表わされ

る第 i ステップまでの Total 量を用いる。またその変

$$x_L^{(i)} = \frac{L}{l} \sum_i \frac{\Delta x^{(i)}}{2} \quad (10)$$

位置 $x_L^{(i)}$ に応じた荷重反力 $P^{(i)}$ が計算機に知らされ, その時点の Total の部材のせん断力 $Q_s^{(i)}$ が式 (8) を用いて計算される。そして式 (9) を用いてせん断力増分 $\Delta Q_s^{(i)}$ が求まりさきに求まっている $\Delta x^{(i)}$ と式 (3) (4) を用いて第 i ステップの骨組の剛性 $K^{(i)}$ が決まる。なお, あるステップで応答計算の結果部材に除荷が生じた場合には骨組の剛性を初期剛性 $K^{(0)}$ に置き変えて応答計算のやり直しを行ってそのステップの応答変位増分を求め実験システムへ情報を送る。

鉄筋コンクリート柱の実験システムで用いた Fig. 2-3(b) に示すような実験のタイプでは D/A 変換機を通して実験システムへ送る量 $x_L^{(i)}$ は $L=l$ として計算した値 $\sum_i (\Delta x^{(i)})/2$ で与えてやればよい。しかし A/D 変換機を通して戻ってくる反力 $P^{(i)}$ は部材のせん断力 $Q_s^{(i)}$ (この場合部材のせん断力と骨組のせん断力 $Q^{(i)}$ は等しい) の 2 倍になっているので $Q_s^{(i)} = P^{(i)}/2$ として求め式 (6), (7) を用いて骨組の剛性 $K^{(i)}$ を求めることになる。

以上のように骨組の剛性は各ステップごとに更新される訳であるが今回の実験では試験機の不安定さ等精度上から 1 ステップごとには更新点からの応答変位増分の合計が骨組の降伏変位の $1/4$ を越えるごとに計算し更新した。また参考のために記しておく, D/A 変換機のサンプルタイムは 100 ms で A/D 変換機のそれは 10 ms とした。試験機の不安定さおよび周囲のノイズのため A/D リードの Digital 量はサンプルデータを 40 ケ読み込みそれらの平均値を採用した。

3. 鋼構造物の応答解析例

3.1. はじめに

高層建築構造物は, 強震時には部材の一部が塑性化することが許され, 骨組の復元力特性を仮定して弾塑性振動解析に基づいて設計されている。鋼部材は塑性化すると剛性の低下が著しく, 局部座屈, 横座屈, 曲げ捩れ座屈等不安定現象が生じ易くなる。構造物はそれを構成する部材の塑性化と不安定現象により剛性が刻々変化し, また柱軸力 N によるいわゆる $N \cdot \Delta$ 効果 (Δ : 層間変位) とによりその復元力は低下する。ここでは序でも述べたように復元力特性の仮定を一切行わず前章で説明したシステムを用いて, sin 波の周期的地動およびランダムな地震動を受けた時の部材と骨組の復元力の比較, さきに求めた定振幅を受ける部材の安定限界と骨組のそれがどのように対応するか, またこのシステムで求められた骨組の実際の応答結果を説明するのに骨組および部材の復元力特性をどのように数式モデル化すればよいか等

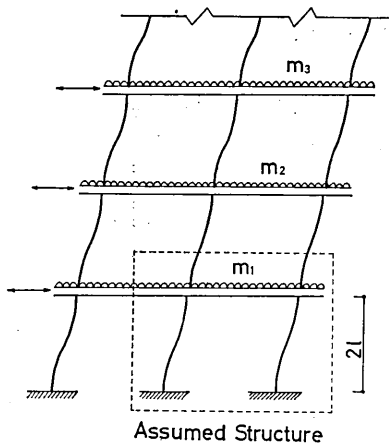


Fig. 3-1 想定構造物

を調べる最初の試みである。

3.2. 想定骨組の設定

鉄骨構造物の層数 n と 1 次固有周期 T_0 の関係が $T_0 = (0.07 \sim 0.13) \times n$ の範囲内にあるという結果が実建物の調査報告¹⁰⁾から得られている。今回想定した構造物は上式を参考にし、また骨組の復元力が柱軸力によって影響を受けるような場合を意図し、1 次固有周期 1.0 秒の 10 層程度の骨組とした。現在の実験システムでは柱弾性のほり崩壊型の応答解析も可能であるが、Fig. 3-1 に示すようなはりの剛性無限大の骨組にモデル化し、さらに最下層の部分を取り出し Fig. 2-2 のような構造物の応答解析を行った。柱に与えた定軸力はすべての場合降伏軸力の 30% とし一層の建物としては非常に大きいこれはこのようなモデル化のためである。想定骨組の柱の強軸まわりの細長比はほぼ 30, 40, 60 の 3 種で床面に集中すると考える各骨組の質量 m は建物の固有周期 1 秒と static 試験で求めた骨組の剛性から逆算したもので、Table 1 に種々の値と共に載せた。もちろん、このようなモデル化は 10 層程度の最下層柱の挙動を適確に再現できるものではないが、大よその傾向は把握出来るのではないかと考えている。

3.3. 入力地震波

高層建築構造物の設計において、振動解析の入力地震波を過去に記録された地震波の中でその建物の地盤の性質に似た場所で記録された波あるいは 1940 El. Centro 地震のような代表的な波とし、その地震の最大加速度を 200~250 gal に設定し応答解析の結果すべての部材が弾性範囲内におさまるように、また最大加速度を弾性応答で用いた加速度の 2 倍程度にして弾塑性応答を求め、層間塑性率が 2~3 の範囲にあるようにするのが通例である。本実験で用いる入力加速度の最大値の設定には上述のような考えを参考にし、また周期特性の定性的な資料を得る目的でランダムな地震波よりも sin 波のような周期的地動を主に採用した。

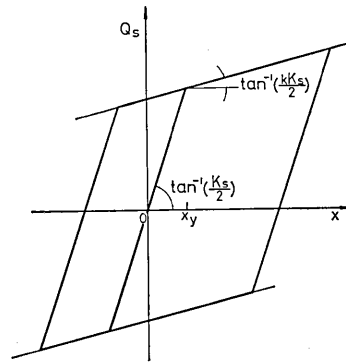
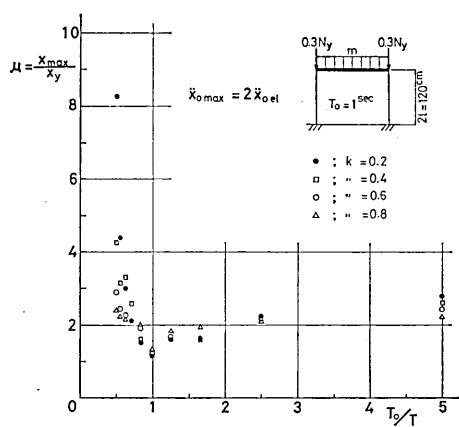


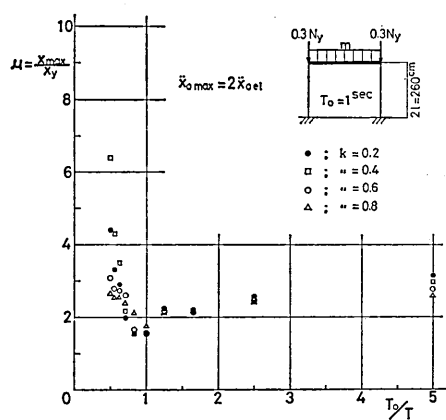
Fig. 3-2 Bi-Linear 型復元力特性

実験に先立って想定骨組の入力の加速度を決める資料として Fig. 2-2 に示すはりの剛性無限大の骨組の応答解析を線形加速度法で行った。構造物の固有周期はすべて 1.0 秒とし柱の復元力特性は Fig. 3-2 に示す Bi-Linear 型とした。復元力特性の弾性勾配は本実験で求めた各構造物の剛性を用い、第 2 勾配は弾性勾配の 0.01~0.8 倍の剛性を用いた。入力の地動加速度は Duration Time 10 秒の sin 波でその周期は 0.2~2.0 秒である。加速度振幅 $\ddot{x}_{0\max}$ は各構造物の弾性限加速度 \ddot{x}_{0el} の 2 倍および 3 倍とした。第 2 勾配係数 k の値を変化させて建物 (T_0) と地動 (T) の周期化 T_0/T と最大塑性率 μ の関係を階高 120 cm と 260 cm について解析した結果が Fig. 3-3 である。この図から分かるように弾性応答では減衰がなければ共振状態になる $T_0/T=1$ の付近で極値になり T_0/T が 1 より小さくなると最大塑性率の増加が極端に大きくなる。これは骨組の剛性が塑性域で低下し 0 に近くなるかあるいは見かけの建物周期が地動の周期に非常に近くなるためと考えられる。一方 T_0/T が 1 より大きくなると第 2 勾配の値に拘らず最大塑性率の増加はそれ程大きくない。地動周期が建物周期に比して小さくなると最初の一波で最大変位が生じ、建物の自由振動と強制振動の位相の重なりおよび自由振動の卓越によるためであろう。そこで T_0/T が 0.67 と 2 の 2 種類すなわち建物周期 1.0 秒で地動の周期が 1.5 秒と 0.5 秒に注目して上述の事柄を詳しくみた様子が Fig. 3-4 である。この図からも建物の剛性の第 2 勾配が低下し建物周期が地動の周期に近くなるか第 2 勾配がほとんど 0 になると最大塑性率は急激に増加する。

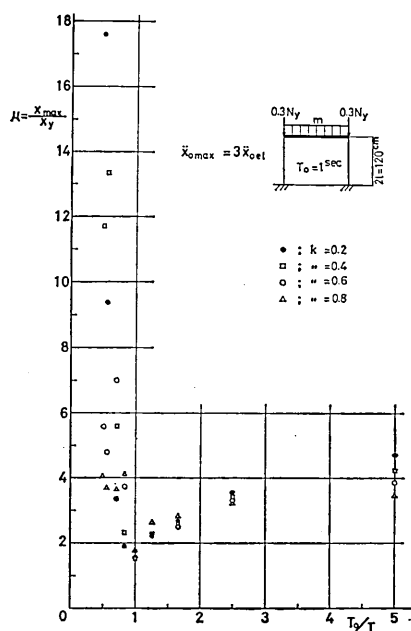
上記解析に鑑み今回のオンラインシステムで用いる入力地動は sin の周期関数で地動の周期が建物周期より長い場合 $T=1.5$ 秒と短い場合 $T=0.5$ 秒すなわち発散型と収束型の 2 種類を選び、その最大加速度を弾性限加速度の 2, 3 倍とした。またランダムな地震波の例として卓越周期が比較的短いところにある 1968 年十勝沖地震八戸 NS 成分を用いた。これらの入力地震波の一覧を Table 1 に示す。なお、加速度増分の時間刻みは 0.01



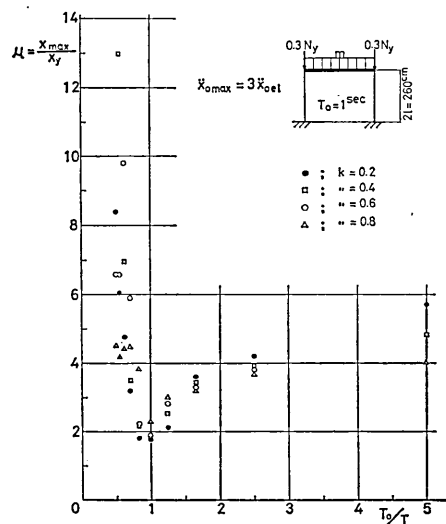
(a)



(c)



(b)



(d)

Fig. 3-3 建物と地動の周期比と最大塑性率

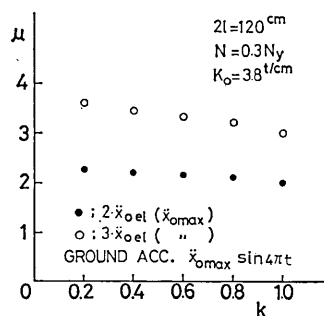
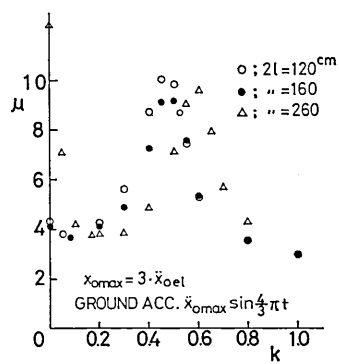


Fig. 3-4 骨組の第2勾配と最大塑性率

Table 1

試験体	入力地震波				構造物(固有周期 ¹⁾ 1.0 sec)			
	地震波 ²⁾	加速度周期	弾性限加速度 (gal)	入力加速度 (gal)	柱細長比	弾性剛性 ³⁾ (t/cm)	質量 (t)	柱軸力比
DC-60-3	八戸 NS ³⁾	—	17.7	35.4	28.7	3.77	0.0955	0.3
DC-60-4	sin 波	0.5	38.9	77.8	28.9	2.92	0.0739	0.3
DC-60-5	sin 波	1.5	7.5	22.5	28.7	3.13	0.0792	0.3
DC-80-3	sin 波	0.5	45.0	135.0	38.3	1.72	0.0436	0.3
DC-80-4	八戸 NS	—	21.8	65.5	38.3	1.64	0.0415	0.3
DC-80-5	sin 波	1.5	11.4	34.2	38.3	1.63	0.0412	0.3
DC-130-4	sin 波	0.5	142.9	428.6	62.2	0.462	0.0117	0.3
DC-130-5	sin 波	1.5	25.8	77.4	62.2	0.459	0.0116	0.3
DC-130-6	sin 波	1.5	23.2	69.7	62.3	0.462	0.0117	0.3

$$1) T=2\pi\sqrt{\frac{2m}{K_s^{(0)}}} (=1.0 \text{ 秒})$$

3) 1968 年十勝沖地震の際八戸港湾で記録された地震加速度

$$2) K^{(0)}=\frac{1}{2}K_s^{(0)}-\frac{N}{2l} \text{ で、この表の剛性は } \frac{1}{2}K_s^{(0)} \text{ である。}$$

4) Duration Time は 10 sec である。

秒で Duration time は原則として 10 秒とし、地震終了後の自由振動は 2 秒間とした。また減衰定数は 2 % とした。

3.4. 構成部材(試験体)と実験システム

3.1. で述べた想定構造物の柱部材の試験体は JIS SS 41 材の H-100×100×6×8 を所定の柱細長比に切り出し、その両側に 25 lb のエンドプレートと溶接して製作した。試験体の強軸の細長比の 2 倍の値が Table 1 に示してある。Actuator No. 1 および No. 2 と実験治具との関係の概略を Fig. 3-5 に示す。これは 2.1. でも述べたように Actuator No. 1 が荷重制御で定軸力 N を試験体に加え、さらに Actuator No. 2 が変位制御で応答変位量に応じた曲げ変形を曲げアームを介して試験体に与え正負繰返し曲げモーメントを生じさせる。部材端の支持条件は部材断面の強軸まわりのみピン支持され弱軸まわり、部材軸の回転および反りは拘束されている。ただし部材の伸縮は自由である。

Control System の第 1 ステップの応答計算を行うのに必要な各骨組の初期剛性 $K^{(0)}$ と降伏変位 x_y の値はオンラインシステムに入る直前に実験システムのみを用

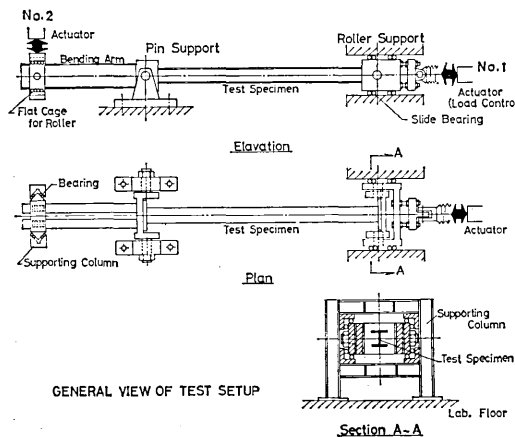


Fig. 3-5

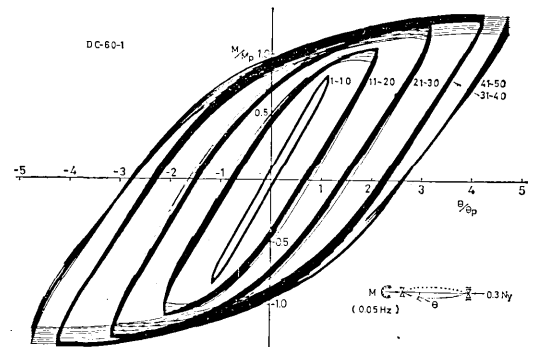


Fig. 3-6 履歴曲線

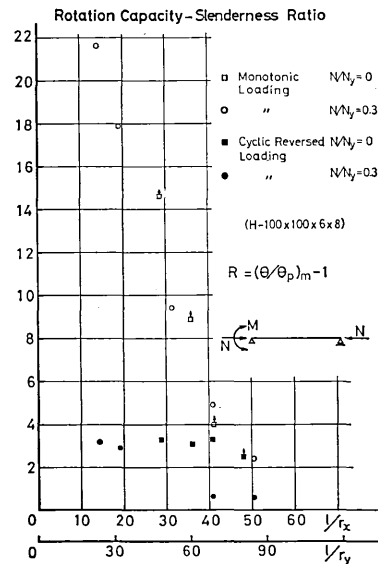


Fig. 3-7 回転能力-細長比

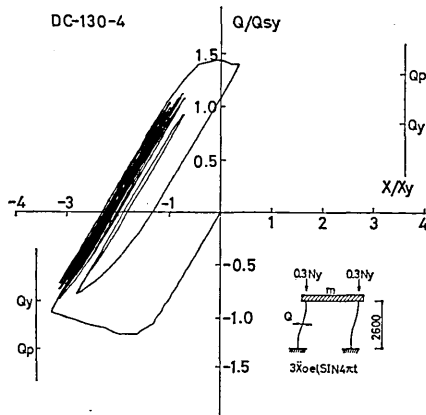


Fig. 3-8 (a) 骨組の層せん断力と変位

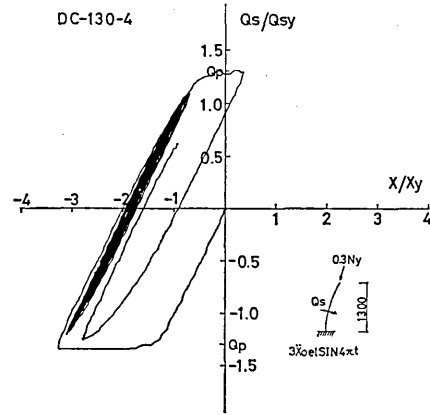


Fig. 3-8 (b) 試験体のせん断力と変位

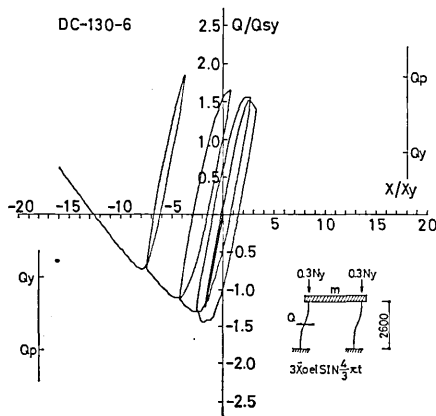


Fig. 3-9 (a) 骨組の層せん断力と変位

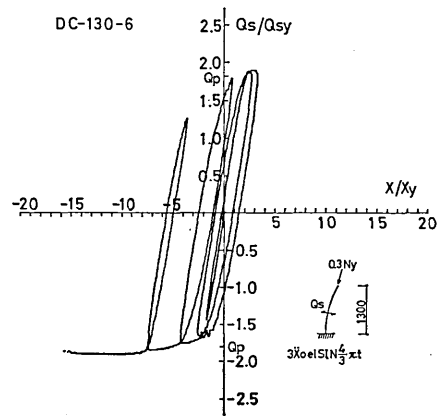


Fig. 3-9 (b) 試験体のせん断力と変位

軸力を受ける柱部材の定振幅繰返し実験を行った。与えた定軸力および試験体の幾何学的性質は応答解析で用いたそれらと同一である。例として DC-60 シリーズと同じグループの強軸の細長比 14.4 を有する部材の履歴曲線と細長比一回転能力の関係をまとめたグラフを Fig. 3-6, Fig. 3-7 に示す。図中の記号の説明および回転能力 R の定義は文献 1 で述べた鋼製ばりの実験結果と同一であるのでここでは省略する。

地動が \sin の周期関数で入力された最大加速度が弾性限加速度の 3 倍を受ける建物の応答解析結果の代表的な例を Fig. 3-8 から Fig. 3-11 に示す。試験体はすべて DC-130 シリーズで Fig. 3-8(a) と Fig. 3-9(a) は地動の周期が 0.5 秒と 1.5 秒の場合の骨組の応答変位 x/x_y と復元力 Q/Q_{sy} の関係であり、骨組を構成する部材（試験体）の変位 $(x/2)/(x_y/2)$ とせん断力 Q_s/Q_{sy} の関係が Fig. 3-8(b) と Fig. 3-9(b) である。ここで無次元化量の x_y 、および Q_{sy} は静的な実験で求めた骨組の降伏変位および試験体の降伏せん断力である。また図中の Q_y と Q_p は骨組の降伏層せん断力および柱頭、柱脚が全塑性モーメント（軸力の影響は含まず）に達した時の層せん断力である。DC-130-6 の結果は最初に弾

性限加速度の 2 倍を入力して、その後に 3 倍の加速度を入力した。2 倍の入力時には最大塑性率 μ は 2.5 で変位の発散はなく、最初の数波で変位の蓄積がありその後 $-2.5x_y$ と x_y の間をほぼ定振幅で繰返し、それ以上の変位の蓄積は見られなかった。実験終了後試験体に残ったせん断力を除去したが、残留変形はほぼ降伏変位であ

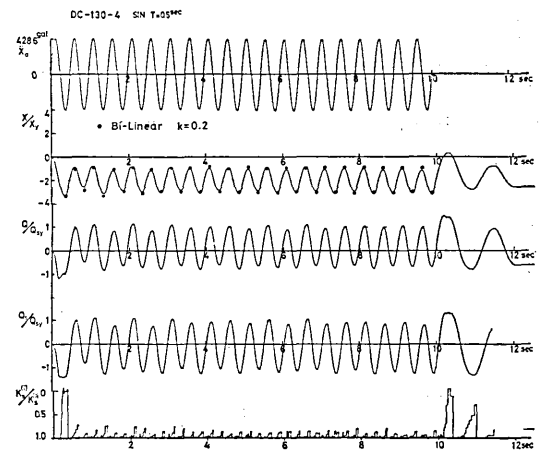


Fig. 3-10 変位、力、剛性の時間的推移

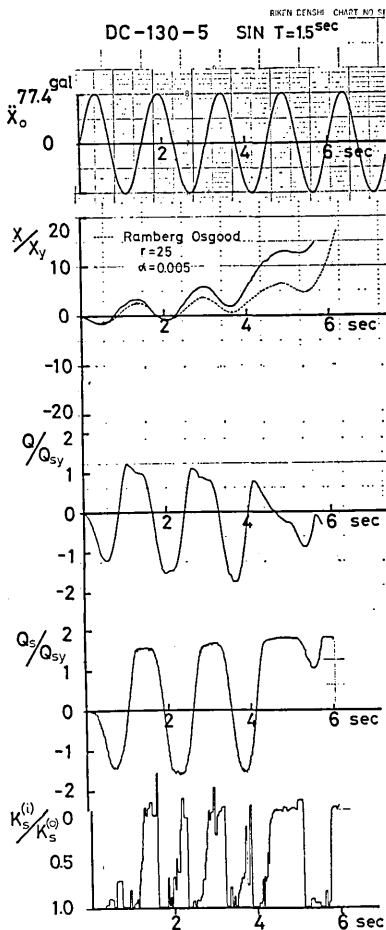


Fig. 3-11 変位, 力, 剛性の時間的推移

った。DC-130-5の地動周期はDC-130-6と同様1.5秒であるが入力最大の加速度は最初から弾性限加速度の3倍とした。この場合もDC-130-6の3倍の現象と同じで数波で応答変位が流れ建物の崩壊が生じた。このような地動周期と建物周期の組合せでは建物が降伏するとその見かけの周期が長くなり地動周期に近づくかあるいはそれ以上になることや、建物の剛性が非常に小さくなるため復元力がほとんどなくなり応答変位の蓄積や流れが生じたと考えられる。従って入力加速度と応答変位のlinearな関係は見られなく、僅かな入力加速度の増加が建物の崩壊へとつながる場合があった。Fig. 3-10とFig. 3-11には入力加速度、応答変位、骨組と試験体のせん断力および試験体の剛性の時間的変化を示したものである。Fig. 3-10, 3-11の一番下の試験体の剛性は初期剛性 $K_s^{(0)}$ で無次元化してある。また各建物の応答変位、応答速度、応答加速度の最大値をまとめたのがTable 2である。DC-130-4に代表されるような地動の周期0.5秒の場合、復元力特性をBi-linear型にして解析した結果と同じ傾向が得られ最初の一波で最大応答が生じ、変位がシフトした状態の後にはほとんど弾性剛性で振動してい

Table 2 応答結果

	入力波	x_{max}/x_y	$x_{max}/x_{y^{(1)}}$	\ddot{x}_{max} (cm/sec)	$\ddot{x}_{max}/\ddot{x}_{0max}$
DC-60-3	八戸 NS	1.98	1.96	8.4	1.7
DC-60-4	$\sin (T=0.5)$	2.04	2.37	13.5	1.6
DC-60-5	$\sin (T=1.5)$	5.14	4.28	8.2	1.5
DC-80-3	$\sin (T=0.5)$	3.38	2.54	19.2	1.4
DC-80-4	八戸 NS	3.25	2.32	15.3	1.6
DC-80-5	$\sin (T=1.5)$	>8.04	>5.73	>14.8	>1.9
DC-130-4	$\sin (T=0.5)$	3.30	2.99	52.0	1.3
DC-130-5	$\sin (T=1.5)$	>19.7	>14.28	>36.7	>2.0
DC-130-6	$\sin (T=1.5)$	$2.5^{2)}$ >21.67	1.63 >14.13	21.5 >35.0	2.0 >2.1

1) 柱頭が全塑性モーメントに達した時の柱頭変位

2) 上段が弾性限加速度の2倍入力
下段が " 3倍入力

る。ランダム波を代表する八戸 NS 波のような比較的卓越周期の短い地震波の応答結果は地動周期0.5秒のsin波の結果とほぼ一致する。このような建物と地動の周期の組合せでは入力の加速度と応答変位の間にはほぼlinearな関係が見られた。

3.6. 数値解析との比較

柱部材の復元力特性をBi-Linear型に仮定した場合と式(11)で表わされるRamberg-Osgood関数型に仮定した場合の一質点系の応答解析を行った。対象とした骨組はDC-130シリーズの柱部材で構成されるものである。その強軸の細長比がほぼ62である。

$$\left. \begin{aligned} \text{Skeleton} \quad \frac{x}{x_y} &= \frac{Q}{Q_{sy}} \left[1 + \alpha \left| \frac{Q}{Q_{sy}} \right|^{r-1} \right] \\ \text{Hysteresis Loop} \quad \frac{x \pm x'}{2x_y} &= \frac{Q \pm Q'}{2Q_{sy}} \left[1 + \alpha \left| \frac{Q \pm Q'}{2Q_{sy}} \right|^{r-1} \right] \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Bi-Linear型の剛性の第2勾配はオンラインシステムによる結果を考慮して適宜変化させて解析を行った。応答解析に用いる骨組の初期剛性および入力地動はオンラインシステムで用いたデータと同一である。数値解析による応答変位をDC-130-4とDC-130-5の実験結果のFig. 3-10とFig. 3-11にプロットしてみた。ただしDC-130-4のBi-Linear型による解析に用いた第2勾配は初期剛性の0.2倍とした。またRamberg-Osgood関数型で解析したDC-130-5の骨組に用いた α と r はそれぞれ0.005, 25とした。この骨組は塑性率が繰返すごとに大きくなりその剛性もほとんど0に近くなるため r を大きく評価した。

Bi-Linear型では地動の周期が1.5秒と建物の周期より長い場合、剛性の第2勾配をいろいろ変化させてみたが、DC-130-5のように数波で発散するような結果は得られなかったが、Ramberg-Osgood関数型ではこの現象を再現することが出来た。

3.7. 結論

上記オンラインシステムによる応答解析結果から次のことが明らかになった。

1. \sin の周期関数の地動でその周期が建物の周期より短いような入力 ($T_0/T=2$) では、最初の一波での応答変位が最大でその応答量は入力の加速度にほぼ linear であった。すなわち入力の最大加速度を弾性限加速度の 2 倍あるいは 3 倍とするとその最大応答量は降伏変位のほぼ 2 倍、3 倍であった。また、建物周期が地動周期より大きいため地震終了後の自由振動による変位が可成り大きく入力波の波数と変位の片寄りによっては最大変位が地震終了後に生じる場合もある。一方応答速度、応答加速度は最大変位と同周期に生じるが、変位に見られるような一方向への片寄りの現象は生じなかった。

2. $T_0/T=2$ の場合、柱部材の定振幅繰返し実験結果と比較すると入力の最大加速度が弾性限加速度の 3 倍以下であれば部材の最大応答変位は、定振幅繰返し実験結果による安定限界振幅以内であった。しかし、最大応答変位付近での骨組の復元力は強軸の細長比がほぼ 40 以下 (DC-60-3, DC-80-3) では負勾配にはならないが、62 (DC-130-4) の場合には負勾配となった。

3. ランダム波入力の例として八戸 NS 波を用いて応答解析を行ったが、これは地動周期が建物周期より短い周期関数地動入力の現象とよく似ていた。これは建物周期、秒に比べて八戸 NS 波の卓越周期が比較的短いところにあるためであると思われる。

4. \sin の周期関数の地動でその周期が建物の周期より長い入力 ($T_0/T=0.67$) では、加速度入力がいかに (弾性限の 2 倍, DC-130-6), あるいは入力が大きくても柱細長比が小さい場合 (弾性限の 3 倍, DC-60-5) には応答変位の蓄積が数波でおさまリ、一方向に片寄ったほぼ定振幅の繰返しとなった。しかし DC-130-5, DC-130-6 の弾性限の 3 倍の入力時には応答変位の蓄積が各波ごとに生じ骨組の崩壊へとつながった。

5. $T_0/T=0.67$ の場合、入力の最大加速度が弾性限の 2 倍だと部材の最大応答変位は柱部材の定振幅繰返し実験結果による安定限界振幅以内であったが、入力が 3 倍になると安定限界振幅を越えた。また骨組の復元力は 2 倍の入力だと負勾配にはならなかったが、3 倍の入力だと DC-60-5, DC-80-5 は最大応答変位付近でほとんど剛性 0 となり、DC-130-5 および DC-130-6 の場合は極端な負勾配になった。

6. 柱部材の復元力特性の数式モデルとして Bi-Linear 型と Ramberg-Osgood 関数型の 2 種類を用いて DC-130 シリーズの骨組の応答解析を行った。 $T_0/T=2$ のような地動周期が建物周期より短い場合には両者共に実験応答変位と合うが、地動周期 1.5 秒の時に生じた応答変位の発散は Ramberg-Osgood 関数型を用いると同じ現象は生じたが、Bi-Linear 型では Duration Time

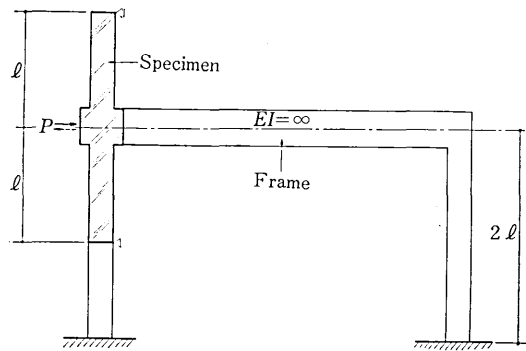


Fig. 4-1 想定骨組と試験体

10 秒内で発散するような結果は得られなかった。

4. 鉄筋コンクリート構造の実験例

4.1. 想定骨組 (振動系) と試験体との関係

Fig. 4-1 に示すように試験体を 1 層 1 スパンの想定骨組の 1 部とした。応答計算に用いたせん断型振動系は梁の剛性を無限大とした柱崩壊型建物を仮定して決めたものである。想定骨組と試験体との諸元の対応は 2.1 でも述べてあるが、骨組の剛性、せん断力、変形を K, Q, x とし、試験体の剛性、せん断力、変形、荷重を K_s, Q_s, δ, P とすれば $K_s=2 \cdot K, \delta=x/2, Q_s=Q=P/2$ の関係が得られる。また応答計算は増分形式の step by step で行うので、 i ステップでの骨組および試験体の剛性 $K^{(i)}, K_s^{(i)}$ は最終的に、(7) 式と (6) 式より求める。

4.2. 応答計算に用いる振動系の諸元

オンライン実験に先立ち、仮定しなければならない量は (1) 式での質量 m 、減衰 C 、骨組の剛性 $K^{(i-1)}$ の初期値および地震動の大きさ $\ddot{x}_0^{(i)}$ である。今回の実験では 0.3 sec 前後の固有周期 T_0 (降伏点剛性による周期) の骨組を想定し、この値と文献(2)の方法により解析的に求めた降伏点剛性から質量 m を定めた。この質量より逆算した柱軸方向応力度 σ_0 は実験の際柱に作用させる方向力 N を定めるのに用いた。減衰定数 h は 3 % と仮定した。

地震動の大きさを定める際には、後述する様に bi-linear 型復元力モデルによる非線型応答解析を行い、最

Table 4-1 応答計算に用いる振動系の諸元

諸 元	値	単 位	記 号
質 量	0.005134	t \cdot cm $^{-1} \cdot$ sec 2	m
重 量	5.03	t	W
軸 力	22.36	kg/cm 2	σ_0
減 衰 定 数	0.03	—	h
降 伏 点 剛 性	2.00	t/cm	K_y
降 伏 変 位	1.16	cm	δ_y
降 伏 せん 断 力	2.31	t	Q_y
降 伏 震 度	0.45	—	k_y
周 期	0.317	sec	T_0

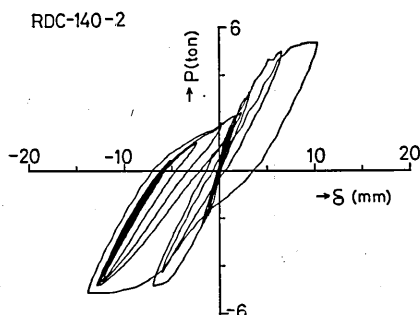


Fig. 4-5 (a) 荷重-変位曲線

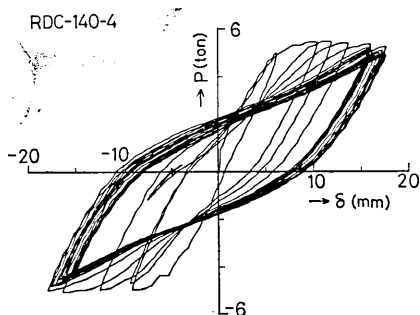


Fig. 4-6 (a) 荷重-変位曲線

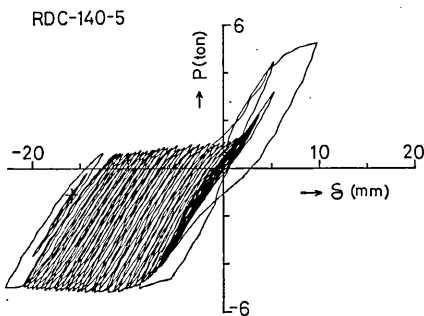


Fig. 4-7 (a) 荷重-変位曲線

入力加速度の大きさは、塑性率 $\mu=2$ 程度に最大応答変形をおさめるのを目標として定めた。すなわち、今回は前述の静的実験による Table 4-1 の値を用いて Fig. 4-4 のような bi-linear 型の復元力モデルを仮定して応答計算（軸力と変形の効果は含まない）を行い入力波別の弾性限加速度 α_y と、その 2 倍の加速度に対する最大応答変形の塑性率 μ を求めた結果、sin 波 (0.25sec) では $\alpha_y=157\text{gal}$, $\mu=1.84$, sin 波 (0.5 sec) では $\alpha_y=183\text{gal}$, $\mu=3.0$, 八戸 NS 波では $\alpha_y=125\text{gal}$, $\mu=1.93$ がそれぞれ得られた。塑性率は $\mu=1.8\sim 3.0$ とばらついているが、加速度が一定で、周波数特性が異なる入力に対する応答特性を調べる意味で各試験体の入力加速度の大きさを一様に弾性限加速度の 2 倍とすることを原則とした。

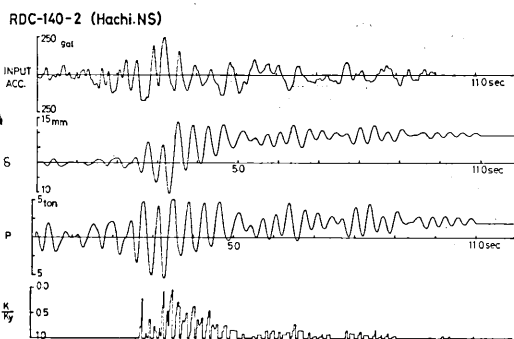


Fig. 4-5 (b) 変位, 荷重, 剛性の時刻関係

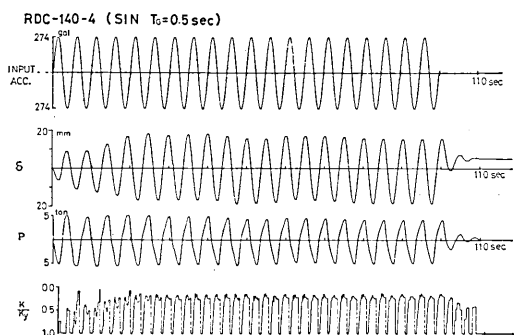


Fig. 4-6 (b) 変位, 荷重, 剛性の時刻関係

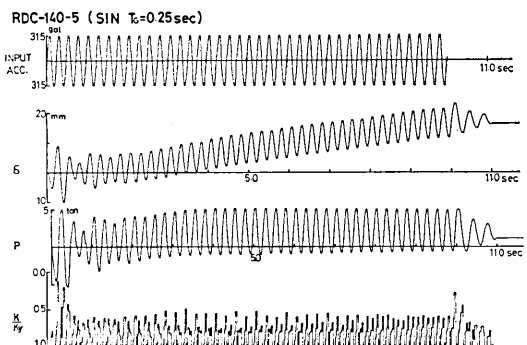


Fig. 4-7 (b) 変位, 荷重, 剛性の時刻関係

4.5. 実験結果

結果の一覧表を Table 4-2, 試験体の荷重-変位曲線, および, 入力加速度, 試験体の変位 δ , 荷重 P , 降伏点剛性に対する接線剛性比 K/K_y の time-history (時刻関係) を Fig. 4-2, Fig. 4-5~Fig. 4-7 にのせた。なお, α_y は弾性限加速度, R_{\max} は最大部材角, δ_{\max} は最大応答変形, μ は最大塑性率である。

(1) RDC-140-1 (定振幅繰返し実験, Fig. 4-2)

静的実験の結果より Table 4-1 の値を得た。 $\mu=2.0$ の 100 回程度の繰返しでは曲げ, せん断亀裂が広がり, 被りコンクリートが多少落ちて荷重-変位曲線は耐力低下を少しおこした程度で安定していたが, $\mu=3.0$ の数回の繰返しで鉄筋が露出し座屈した。

(2) RDC-140-2 (八戸 NS 波, $2\cdot\alpha_y$ 入力)

a) 荷重—変位曲線 (Fig. 4-5(a))

最大変形 ($\mu=2.55$, $R_{\max}=1/50$) を生じた後は、大変形による包絡線内で小さな繰返しをしているだけで、試験体の損傷は少なかった。

b) time-history (Fig. 4-5(b))

最大変形 δ_{\max} は 3.5 sec 付近でおこり、その後 δ_{\max} の生じた方向に残留変形を残しながら小振幅の振動をした。剛性比 K/K_y は、最初変化せず一定であるが、 δ_{\max} 付近で約 10% まで低下する場合もあり 5 sec 以後の小振幅で振動している範囲では、ほぼ弾性剛性を示している。応答変位の卓越周期はほぼ 0.3 sec であり、系の降伏点剛性による周期と一致していた。また、最大変形 δ_{\max} は、bi-linear 型復元力モデルで計算された予想変形 ($\mu=2$) よりも多少大きめで約 20% 増であった。

(3) RDC-140-3 (sin 波, 0.5 sec, $2\alpha_y$ 入力)

RDC-140-4 (sin 波, 0.5 sec, $1.5\alpha_y$ 入力)

前者の 2 倍入力の場合には、bi-linear 型復元力モデルから予想された変形 ($\mu=3$) を実験開始後約 1.0 sec で大幅に越え μ は 4.3 以上になり計測が不能となったので実験を打切った。そこで、次の試験体 (RDC-140-4) は地震入力を 1.5 倍に変更して実験を行った。

(a) 荷重—変位曲線 (Fig. 4-6(a))

応答変位は、 $\mu=3.08$, $R_{\max}=1/38$ で左右ほぼ同程度であった。20 回位の変位の繰返しにより耐力低下を多少おこすが、ループは逆 S 字型でほぼ安定していた。

しかし、最大応答変位は bi-linear 型復元力モデルで計算された値の約 2 倍であった。

(b) time-history (Fig. 4-6(b))

変位は、最初の過渡振動部分でも概して小さく 2 sec 付近まで徐々に大きくなり、その後、入力加速度の周期で、ほぼ上下同振幅で安定した振動をし波形はきれいであった。剛性比は 2 sec 付近まで低下の変化が激しいがそれ以降は約 25% 程度に落ち着き、Fig. 4-6(a) の荷重変位曲線の形をよく再現していた。

(4) RDC-140-5 (sin 波, 0.25 sec, $2\cdot\alpha_y$ 入力)

(a) 荷重—変位曲線 (Fig. 4-7(a))

応答変位は、 $\mu=4.25$, $R_{\max}=1/30$ で徐々に発散する片振れ現象を示した。荷重—変位曲線の包絡線は負勾配を示すが各サイクルでの耐力低下はわずかであった。

(b) time-history (Fig. 4-7(b))

発散型片振れ振動で、最初に塑性域に入った方向であった。最初の 1 sec 間の過渡的振動により、剛性比は 20% 程度まで低下し、周期は長めに乱れる傾向があるが、1 sec 以後、剛性比は片振れ方向が逆方向より多少大きめの約 70~80% の値をとりながら落着いた。変位応答の卓越周期は入力加速度周期 (0.25 sec) と一致した。

4.6. 結 論

以上、新しく開発された電算機—試験機オンラインシ

スでテムを用いて鉄筋コンクリート構造物の地震時非線形応答に関する研究を行った。

今回の実験は開発されたシステムの性能調査を行う目的をも兼ねて行った。実験上ならびに解析上今後改善すべき点も多く残されているが実験を媒介として得られる鉄筋コンクリート部材の非線形領域での複雑かつ、真の復元力特性を解析モデル化することなく、直接振動方程式の中に組込んで地震応答を再現することができた。

今回の実験により観察された特性は次の通りである。

(1) 八戸 NS 地震に対する応答変位は bi-linear 型復元力モデルによる計算結果より多少大きいが大差ない結果を得た。これは、変位がそれ程大きくない範囲で応答が収まった為であると思われる。

(2) これに対し、sin 波に対する応答ではオンライン実験による応答値は bi-linear 型復元力モデルによる計算値を大きく上まわった。これは、破壊の進行にともなう強度・剛性の低下を bi-linear 型モデルが再現していないためであり定性的には十分予想できる結果であるが定量的な結論は今後の課題として残された。

謝 辞

本研究の遂行に際し、計算機のシステムプログラムの作成は本所重信恒雄助手に協力を得、また研究は本所嶋脇興助、笠井政之両技官および大学院生紺野浩君と協同で行ったものである。これらの諸氏の努力に対し感謝の意を表する。

(1974 年 9 月 2 日受理)

参 考 文 献

- 1) 田中, 高梨, 宇田川: 繰返し載荷をうける鋼構造の部材 生産研究 25 巻 2 号, 1973. 2.
- 2) 岡田, 関, 伊藤: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性, 生産研究 25 巻 2 号, 1973. 2.
- 3) 重信, 田中: 繰返し軸力を受ける鋼部材の復元力特性に関する研究: 生産研究 26 巻 2 号, 1974. 2.
- 4) 久保, 岡田, 川股: 都市構造物の耐震強度の調査研究, 生産研究 24 巻 2 号, 1972. 3.
- 5) Final Report and Proceedings of a Workshop on Simulation of Earthquake Effects on Structures, San Francisco, September 7-9, 1973.
- 6) M. Wakabayashi, Studies on Damping and Energy Absorption of Structures, Introductory Report of IABSE Symposium, Lisbon 1973.
- 7) Takeda, Sozen, Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium, 1970.
- 8) 伯野元彦, 四俣正俊, 原司: 計算機により制御された、はりの動的破壊実験, 土木学会論文報告集 No. 171, 1969-11.
- 9) R. D. Hanson: Post-Elastic Response of Mild Steel Structure, Proc. 3rd Japanese Earthquake Engineering Symposium, 1970.
- 10) The Japan National Committee, IAEE Earthquake Resistant Design of High-Rise Buildings in Japan