

筑波大 正員 ○大野 友則
筑波大 正員 西岡 隆

① はじめに

地震時の構造物の耐震安全性を、地震動によって構造物に入力される塑性ひずみエネルギー量と構造物固有の吸収可能なエネルギー量との大小関係で評価する試みは、エネルギー論に立脚した耐震設計法確立のための一つの有力な方法と考える。ところで、構造物の設計段階でその構造物の耐震安全性を前述の評価法で検討する際には、地震動による入力塑性ひずみエネルギー量の定量的評価とともに構造物のエネルギー吸収能力の定量化が行なわなければならない。本研究は、昨年度までに行なってきた入力塑性ひずみエネルギーの定量化^{1),2)}に引き続くものとして、土木構造物における単一柱式鉄筋コンクリート橋脚を対象とした模型試験体を用いて静的正負交番載荷実験を行ない、終局時までのRC柱部材のエネルギー吸収能力について基本的に検討を行なった。

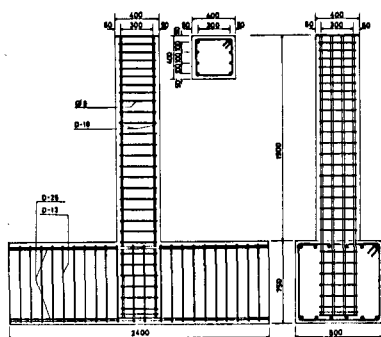
② 実験概要

供試体は既往の研究例^{3),4)}を参照して図・1に示す寸法諸元を有する同型の2体を作成した。載荷には図・2に示すように最大出力100 ton、ストローク±150 mmのアクチュエーター2器を用いた。柱頭部には加力治具を介して一定の軸方向圧縮力($\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$)を載荷し、水平繰返し載荷は反力壁に固定したアクチュエーターにより柱下端から160 cmの高さ($a/d = 4$)の位置に載荷した。また載荷の種類をType A, Type Bの2種類とし、Type Aは $5S_y$, $10S_y$ (S_y :降伏変位)を半振幅とする正負各1回の繰返し、Type Bは降伏変位の整数倍変位($2S_y, 3S_y \dots$)を半振幅とする正負各1回の繰返し載荷とした。尚、本実験は供試体に著しい破壊が生じて載荷不能または危険な状態になった時点で終了した。

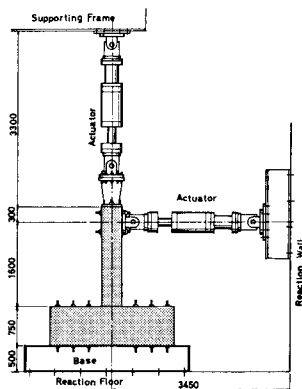
③ 実験結果

1) 耐力と変形性能 各載荷タイプの柱頭における荷重～水平変位関係を図・3に示した。載荷繰返しの回数の少ないType Aの除荷時剛性が高めに表れているが、概括的には両者は類似した紡錘形のループ形状を呈している。また降伏荷重および降伏変位で規準化した荷重変位包絡を西山³⁾、太田⁴⁾の実験結果と併せて図・4に示した。降伏耐力以降の耐力上昇はType A, Bとも約10～17%であり、載荷タイプによる相違は顕著でない。変形性能としては、最大耐力以降耐力が低下し降伏耐力以下になる以前の最大変位を終局変位とみなせば、Type A, Bとも本実験終了までに耐力の低下はみられず、まだ充分な変形性能を有していたと考えられる。

2) 荷重～変位履歴特性 一般に、曲げを受ける鉄筋コンクリート部材の履歴特性として、武藤、深田、武田のモデル等がよく用いられる。これらのモデルを本実験の場合に適用してみると、降伏耐力以降の耐力上昇や荷重反転後荷重0からの負荷時剛性の表現が充分でないことが認められた。したがって、本研究ではじ後の解析に用いる必要性から実測値に基いた履歴モデルを別途考案した(図・5)。このモデルを用いて、Type A, Bのそれぞれをシミュレートしたのが図・3の破線で示した履歴で



図・1 供試体寸法・諸元



図・2 実験装置

ある。いずれも実測値と良好な一致を示している。

3) 破壊の状況および塑性域の長さ 図6にType A, Bの最終状態を示した。Type Aの場合、フーチング上面から約50cmの範囲にひび割れが集中し、載荷面には曲げひび割れの発達した鱗状のひび割れがみられた。この部分のかぶりの浮き上がりがみられた。Type Bの場合、 $3\delta_y$ 以降の繰返しによるひび割れはとくに柱下端から高さ60cmの範囲に集中し、それ以上の高さでのひび割れは進展していない。 $9\delta_y$ 以降で鉄筋の膨み出しが顕著となり、コンクリートのかぶりの剥落が生じた。この場合もフーチング上面から約50cmの範囲でのコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の歪曲が著しいことから、柱部材の破壊がこの領域に集中していることが認められる。一方、フーチング上面から載荷点までの曲率分布で、柱下端から約50cmでの曲率分布勾配が急変していることから、本供試体の塑性域の長さは柱下端から約50cm(柱幅の1.25倍)と考えられる。

4) エネルギー吸収能力 荷重変位履歴の面積を算定して得られるエネルギー吸収能力は靱性率が一つの評価基準となる。図4で示したように、繰返し載荷の回数によって靱性率が著しく変化することがわかる。すなわち、繰返し回数が多いほど靱性率が低下する。いま、Type Bの靱性率 $\mu = 7.4$ (変位85mm)に至るまでのエネルギー吸収能力は9.26 t・mである。これと等量のエネルギー吸収能力を有するためのType Aの必要靱性率は $\mu = 11.8$ (135mm)である。一方、既往の実験結果によれば、各変位レベルで10回ずつの繰返しを行なった場合、靱性率はほぼ $\mu = 4$ であることからこの条件で前述のモデルを用いて試算すると9.28 t・mとなり、Type Bのそれとほぼ等しい。このことから、部材のエネルギー吸収能力は部材の特性を規定する種々のパラメーターによって決まる固有の量であることが推定できる。この件に関しては、引き続き実験を行なって明らかにし、解析も含めた結果の詳細は講演会当日に発表する。

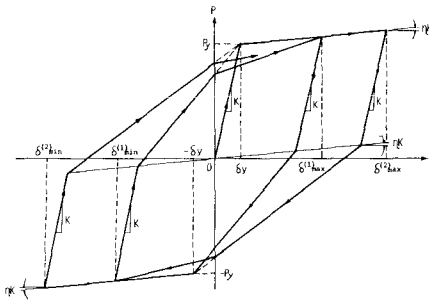
：本研究は、昭和57年度科学研究費補助金によるものであることを記す。

参考文献) 1)大野・西岡・藤野; 構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価, 土木学会論文報告集第333号, 昭58.5.

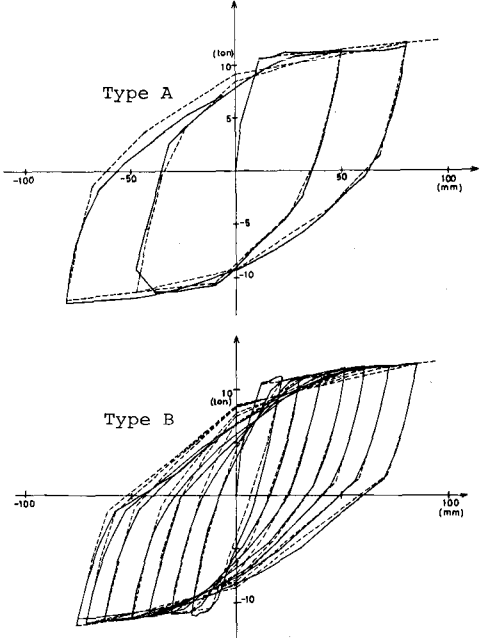
2) T. Ohno, T. Nishioka; Relation between the Hysteretic characteristics of Structures and the Plastic Energy Dissipation under Earthquake Motion, Proc. of the 6th Earthquake Engr. Sympo., 1982. 12.

3) 西岡・矢作・秋元; 高圧力下) 圧縮を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験報告(第1稿)

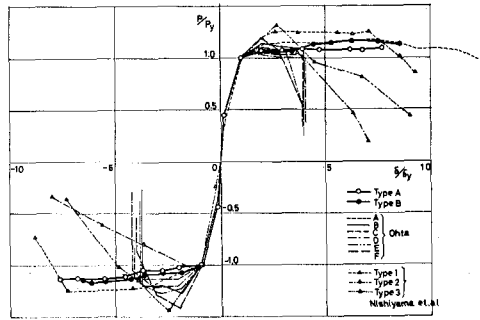
4) 太田実; 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究, 土研報告第153号.



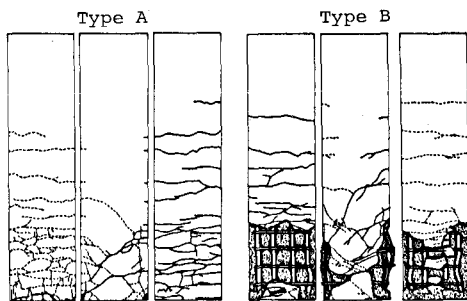
図・5 履歴モデル



図・3 荷重-水平変位関係



図・4 荷重-変位包絡



図・6 最終状態