

## V-217

## 地震動による鉄筋コンクリート柱のせん断破壊の再現実験

横浜国立大学 正会員 池田 尚治  
 横浜国立大学 正会員 山口 隆裕  
 横浜国立大学 学生員 ○ 鶴澤 哲史

## 1. 緒論

本研究は、実際の地震動のもとで鉄筋コンクリート柱がせん断破壊する挙動を忠実に再現することを目的としたものである。載荷方法としては、準動的載荷システムを用いることとした。

## 2. 実験方法

図-1に実験に使用した供試体の概略図を示す。供試体の諸元は、フープ筋の径以外はすべて同じである。意図的にせん断破壊するように設計した供試体（以下、B(Brittle)タイプと記す）には、D3（直径3mmの異形鉄筋）のフープ筋を使用し、比較のための靱性のある破壊を想定した供試体（以下、D(Ductile)タイプと記す）には、D6のフープ筋を使用した。フープ筋量としては、Bタイプで計算必要鉄筋量の30%、Dタイプで140%に相当し、フープ筋比はそれぞれ0.12%、0.53%となっている。また、間隔は両タイプとも6cmとし、有効桁高の1/2以下となっている。供試体数はDタイプが2体、Bタイプが3体の合計5体である。主引張鉄筋に使用したD13の引張強度は3600kgf/cm<sup>2</sup>、柱部分のコンクリートの標準養生の圧縮強度は270kgf/cm<sup>2</sup>であった。載荷は2本のアクチュエーターを使用し、一定の軸圧縮力のもとに水平力を作用させ、正負載荷試験と準動的載荷試験を行なった。軸圧縮力は正負載荷、準動的載荷試験ともに4tonf（N/bh=10kgf/cm<sup>2</sup>）とした。正負載荷試験はBタイプとDタイプのそれぞれ1体について行なった。正負水平力の載荷方法は、降伏荷重時の変位1 $\delta_y$ から最終載荷まで変位を1 $\delta_y$ ずつ増加させながら各変位で1回の正負載荷を行なうこととした。準動的載荷の場合、地震波としてEl Centro 1940(NS)の0.02秒～8.00秒を使用した。1自由度系換算仮想重量は141.5tonf、減衰定数は0.05とした。これは、Dタイプの正負載荷試験より得られた初期剛性を基にすると地震波の加速度応答スペクトルが約2.5倍になるところに相当する。供試体に作用させる地震波の最大加速度の大きさは、昭和61年制定のコンクリート標準示方書の耐震検討の項における1 $\delta_y$ ～4 $\delta_y$ の4段階の被災程度を想定した補正係数( $\nu_d$ )の値に相当する値とした。表-1にその値を示す。また、供試体を破壊させるために最大加速度の大きさが4 $\delta_y$ レベルの場合の2倍（以下、破壊レベルと記す）となる地震波も作用させることとした。載荷方法は、B、Dタイプのそれぞれ1体に1 $\delta_y$ レベルの地震波から、残りのBタイプの1体には4 $\delta_y$ レベルの地震波から作用させることとした。

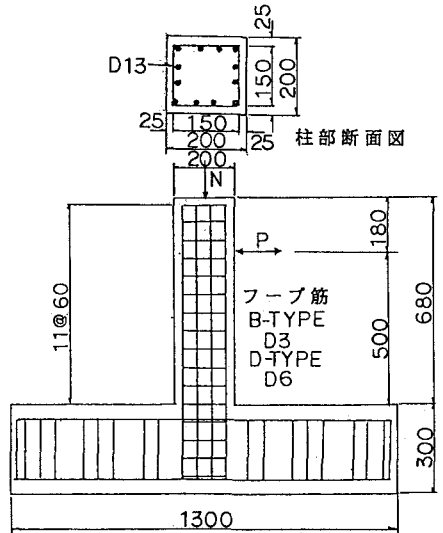


図-1 供試体の形状

表-1 最大加速度

|              |        |          |
|--------------|--------|----------|
| 1 $\delta_y$ | 健全維持   | 26.7 gal |
| 2 $\delta_y$ | 軽微な損傷  | 38.1 gal |
| 3 $\delta_y$ | 中程度の損傷 | 48.5 gal |
| 4 $\delta_y$ | かなりの損傷 | 66.8 gal |
| 破壊レベル        |        | 134 gal  |

## 3. 実験結果と考察

(1) 正負載荷試験 図-2に水平力-変位曲線を示す。せん断補強の十分なDタイプの供試体の場合、計算降伏荷重時における変位(1 $\delta_y$ )は3.38mmであり靱性に富んだ挙動を示した。一方、せん断補強の不足したBタイプの供試体の場合、斜めひび割れが大きく成長して急激に耐力は低下し脆性的挙動

を示した。なお、せん断に対して側方鉄筋が大きく影響しており、今回の実験においてはせん断抵抗に対して側方鉄筋量の15%がフープ筋量に付加されたのと同等と評価された。

(2)準動的載荷試験 図-3(a),4(a)にDタイプ供試体に1 $\delta$ レベルより順次載荷したときの破壊レベルの復元力-応答変位の履歴曲線と応答変位の時刻歴曲線とを示す。また、図-3(b),4(b)に4 $\delta$ レベルより載荷を始めたBタイプの供試体の破壊レベルの復元力-応答変位の履歴曲線と応答変位の時刻歴曲線とを示す。

これらの図に示すようにBタイプ供試体は斜めひび割れの成長にともなった剛性低下により、Dタイプ供試体と比べ応答周期が長期化し、応答変位も大きくなり、最終的には応答変位が増加し続けて破壊した。図-4(a),(b)には、実験結果と合わせて、正負載荷試験より得られた復元力特性を基にして行った応答計算値を示す。なお、計算値は実験と整合させるために4 $\delta$ レベルの応答の後に破壊レベルを計算したものである。Dタイプの場合、全体にわたって計算値は実験値とよく対応しているが、Bタイプの場合4秒付近から劣化の影響が大きくなり計算値と実験値との差が大きくなっている。このように、脆性的破壊を示す部材の地震応答を計算モデルによって表現することは極めて困難である。作用地震波の終了した8秒の時点での残留ひび割れについては被災程度がかなりの損傷(4 $\delta$ レベル)の時、Dタイプ供試体の場合柱の根元部の曲げひび割れの幅が最大で約0.8mm 残留したにすぎないが、Bタイプ供試体の柱の腹部の斜めひび割れの幅は最大で約3mm 残留し、柱の腹部のコンクリートが著しく劣化した。

#### 4. まとめ

実際の地震動のもとで鉄筋コンクリート柱がせん断破壊していく様子を実験によって再現することができた。準動的載荷方法は、時間軸を拡大した状態で地震被害の様相を詳細に把握することができ極めて有用であり、材料の歪速度の影響については必要に応じて実験結果の評価にこれを考慮すればよい。

謝辞 : 本研究を実施するにあたり、森下 豊技官の多大の協力を得た、ここに深く感謝の意を表す。なお、本研究は文部省科研総合研究(A)No.63302042(研究代表 伯野元彦 教授)の一環として行なった。

参考文献 : 土木学会、コンクリート標準示方書(昭和61年制定)設計編、9章耐震に関する検討、P.P. 89~93

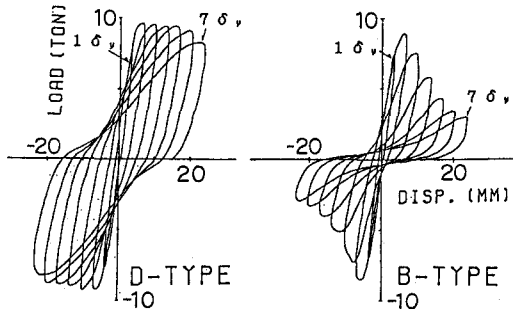


図-2 水平力-変位曲線

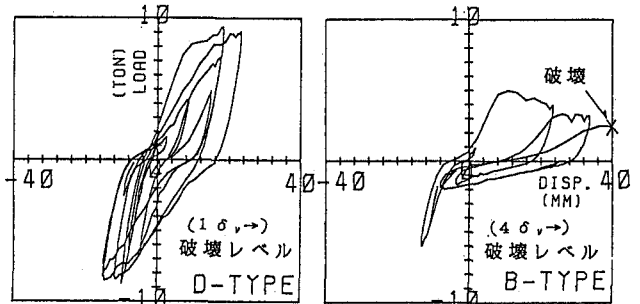


図-3(a)

図-3(b)

復元力-応答変位曲線

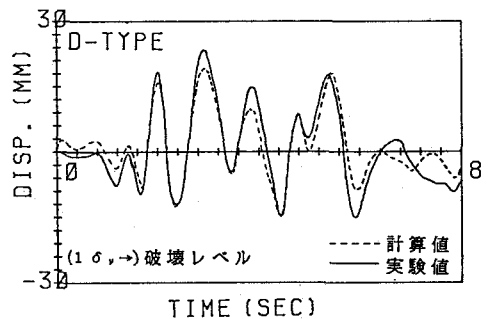


図-4(a) 応答変位時刻歴曲線

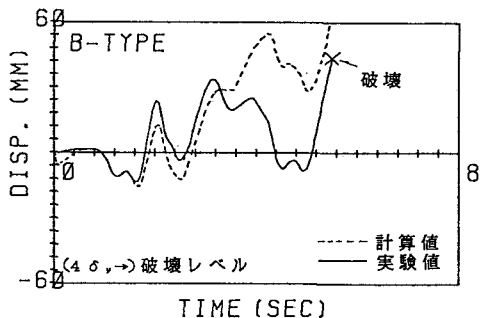


図-4(b) 応答変位時刻歴曲線