

RC 橋脚モデルの水平一軸および水平・鉛直二軸同時加振による動的損傷実験に関する研究

中部大学 フェロー会員 ○平澤 征夫
千代田コンサルタント正員 秋山 芳幸
清水 建設 奥山 昌和
藤野 建設 金井 裕隆

1. 目的

兵庫県南部地震発生後より、RC 構造物における耐震設計が大きく見直されている。従来では、基本的に静的繰返し実験により得られた部材耐力、靱性（靱性率）に基づいた設計がなされているのが現状である。そこで、RC 構造物が極大地震においてどのような動的挙動を示し、横補強の程度によってどの程度の動的損傷を受けるかを明らかにしなければならない。特に問題となっている直下型地震の影響をも考慮して、本研究では水平・鉛直の二軸同時の動的挙動と必要な横補強の程度を明らかにすることを目的とする。

実験は、振動台を用いて鉄筋コンクリート橋脚モデルの兵庫県南部地震の波形を用いた水平一軸方向の動的試験と水平・鉛直二軸方向の動的実験である。また、横拘束鉄筋量を本実験の半分とした過去の実験結果と比較し、最大荷重までは水平・鉛直振動と水平振動のみの影響の違いが現れないようにするのに必要な横補強量の程度を実験的に明らかにする。

2. 実験方法

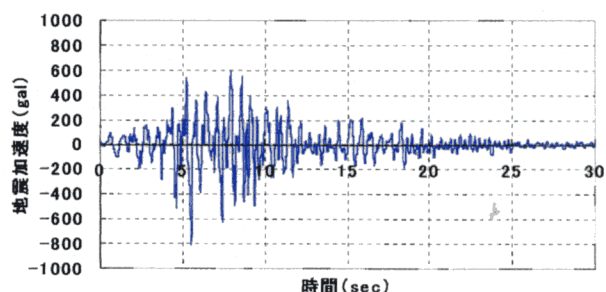
図・1 に兵庫県南部地震波形を示す。供試体名と加振方法を表・1 に示す。

供試体名	加振方法	供試体本数(体)
KHT02-72-01	水平一軸方向加振	1
KHT02-72-02		1
KVHT02-72-01	水平・鉛直二軸方向同時加振	1
KVHT02-72-02		1
KVHT02-72-03		1

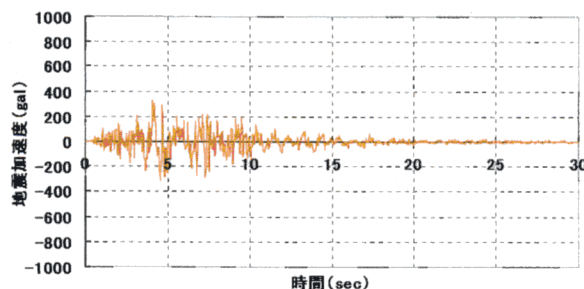
KHT は Kobe Horizontal Table test を表し、水平一軸方向加振を示す。KVHT は Kobe Vertical Horizontal Table を表し水平・鉛直二軸方向同時加振を示す。

2.1 供試体の形状及び寸法

供試体の形状寸法を図・2 に示す。
フーチング部からの高さは、1110mm(載荷点又は錘の重心位置まで 985mm)、軸方向鉄筋には D10mm(8 本)を、帯鉄筋には、D6mm を 50mm ピッチで使用した。また、N 面と S 面の柱基部にコンクリートゲージを各 2 枚ずつ計 4 枚貼り付けた(柱基部面から 50mm、側面から 20mm の位置)。また主鉄筋のすべりに、鉄筋用ゲージ(ゲージ長 2mm)を添付した。実験時のコンクリートシリンダー供試体圧縮強度は、35.1~40.7N/mm² であり、ヤング係数は、 $2.40 \sim 2.73 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ であった。使用鉄筋(D10mm)の降伏点応力度は 363~395N/mm² でありヤング係数は $1.8 \sim 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ であった。

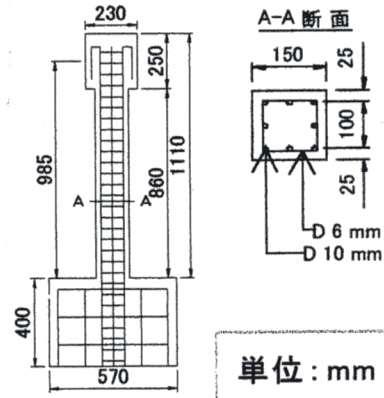


(a) N-S 方向

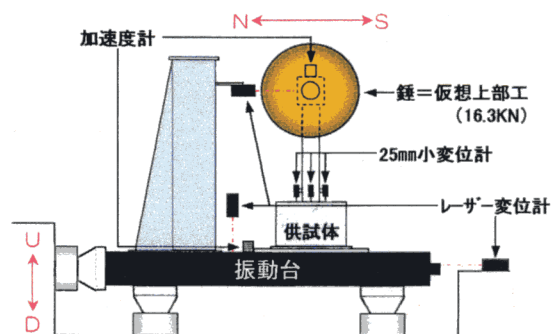


(b) U-D 方向

図・1 兵庫県南部地震波形



図・2 供試体形状寸法



図・3 水平・鉛直振動台装置

2.2 実験計画(動的実験方法 図・3)

載荷方法は、水平一軸方向加振、水平・鉛直二軸方向同時加振の2種類とし、兵庫県南部地震の最大地震加速度を5/10, 1.0/10, 1.5/10, …… , 10/10 倍した地震加速度で供試体または実験装置の許容変位まで行った。

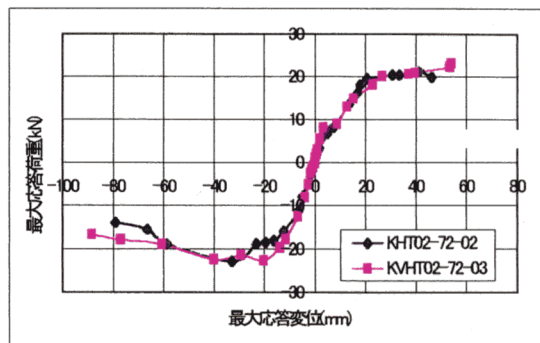
3. 結果と考察

3.1 最大応答荷重～最大応答変位包絡線

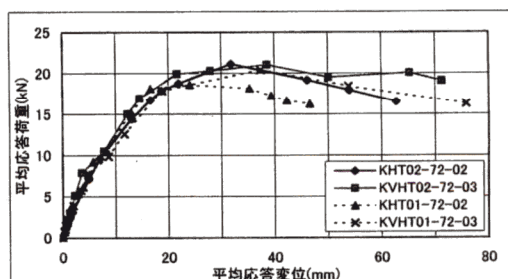
図・4に KHT02-72-02 および KVHT02-72-03 の最大応答荷重～最大応答変位包絡線を示し、図・5に実験終了時の供試体柱基部の損傷状況を示す。

KHT02-72-02 は加振倍率 4.0/10 倍の時に部材降伏点に達し、この時の応答荷重は 17.87kN、応答変位は 18.70mm であった。一方、KVHT02-72-03 は加振倍率 4.0/10 倍で部材降伏点に達し、この時の応答荷重は 16.91kN、応答変位は 14.57mm であった。部材降伏点の値を比較すると KVHT02-72-03 の方が応答荷重、応答変位とも小さな値で降伏している。しかし、部材降伏点から最大荷重点までの包絡線の傾向には、両者に顕著な差は見られない。最大荷重到達以後において KHT02-72-02 では応答荷重が徐々に低下する。一方、KVHT02-72-03 では荷重の低下は緩やかであるが、応答変位が急激に増加した。このことから、横補強鉄筋量を多く（この場合は横拘束鉄筋比 1.35%）すれば、最大荷重到達までは、水平動のみと、水平および上下動との違いを考慮しなくてよいことが明らかとなった。

以上の結果を昨年度の横拘束鉄筋が少ない場合（横拘束鉄筋比 0.68%, ピッチ 100mm）の結果と比較した図を図・6に示す。KHT01-72-02 と KVHT01-72-03 を比較すれば、両者の違いが現れ始めるのは軸方向鉄筋が降伏した直後からであることが分かり、鉛直動の影響は横拘束鉄筋量に関係していることがわかる。



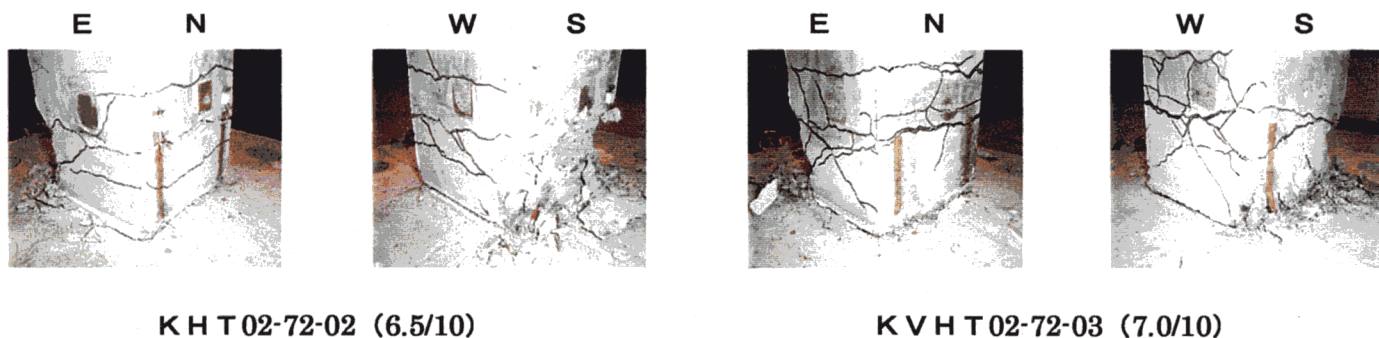
図・4 最大応答荷重～最大応答変位包絡線



図・6 横拘束鉄筋量の違いの影響

表・2 応答荷重～応答変位結果表

シリーズ名		ひび割れ点	部材降伏点	最大荷重点	終局点
KHT02-72-02	応答荷重 (kN)	3.118 (1.5/10)	17.871 (4.0/10)	21.169 (5.0/10)	16.538 (6.5/10)
	応答変位 (mm)	1.782 (1.5/10)	18.698 (4.0/10)	31.823 (5.0/10)	62.750 (6.5/10)
KVHT02-72-03	応答荷重 (kN)	7.907 (2.5/10)	16.914 (4.0/10)	21.063 (5.5/10)	19.064 (7.0/10)
	応答変位 (mm)	3.667 (2.5/10)	14.573 (4.0/10)	38.636 (5.5/10)	71.302 (7.0/10)



図・5 実験終了時の供試体柱基部の損傷状況

4. 結論

本実験結果より、水平加振のみを受けた場合と水平・鉛直同時加振を受けた場合に、最大荷重～最大応答変位包絡線に現れる違いは、横拘束鉄筋比が 0.68% 程度であれば、軸方向鉄筋降伏後から差がみられる（昨年度の実験結果¹⁾）が、2 倍の 1.35%（今年度）あれば最大荷重到達以後に差が現れることが確かめられた。

参考文献：1) 土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集，V 部門，pp. 736-737，2001. 10.