

長方形断面を有する鉄筋コンクリート柱の 水平二方向加振振動台実験

西田 秀明¹・運上 茂樹²

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員(同上)

1. はじめに

多方向入力を受ける柱状構造物の耐震性に関する検討を振動台実験のような動的加振実験によって検証した事例は少ない。そのため、動的加振条件下で多方向入力を受ける構造物の解析手法の妥当性に関する検証も十分とはいえない。このような背景から、動的加振実験によるデータの蓄積および解析手法の適用性を検討するために、鉄筋コンクリート柱（以下、RC 柱）の水平二方向加振振動台実験を実施しており、これまでに柱部の断面形状をパラメータとした実験（正方形および円形断面）について報告してきた¹⁾²⁾。今回はそのシリーズの一つである長方形断面を有する RC 柱を対象とした水平二方向加振振動台実験の結果を示す。

2. 実験概要

(1) 実験供試体と測定項目

実験供試体を図-1 に示す。基本設計は、供試体高さや軸方向鉄筋比、帯鉄筋間隔、使用材料が正方形および円形断面供試体¹⁾²⁾と同じになるようにした。柱部は短辺方向 450mm、長辺方向 800mm の長方形断面、かぶりコンクリートの厚さ 40mm、軸方向鉄筋は SD295、D10 を 48 本（軸方向鉄筋比 0.95%）、帯鉄筋は SD295、D6 を 75mm 間隔（横拘束筋比 0.47%）で配筋した。また、長辺方向の中央部位置に SD295、D6 の中間帯鉄筋を入れ、横拘束筋の有効長 l は短辺および長辺方向でほぼ同じになるようにした。実際の構造物に対する供試体の縮小率はおよそ 1/4~1/6 である。供試体および供試体に作用する死荷重を模擬するための鋼板ウエイトは、柱基部での軸応力が 1.0 N/mm^2 になるように、また、供試体高さは断面寸法と柱基部から慣性力の作用中心位置までが 3,000mm になるように設計した。実験時のコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-1 に示す。

主要な測定項目は、慣性力の作用中心位置における相

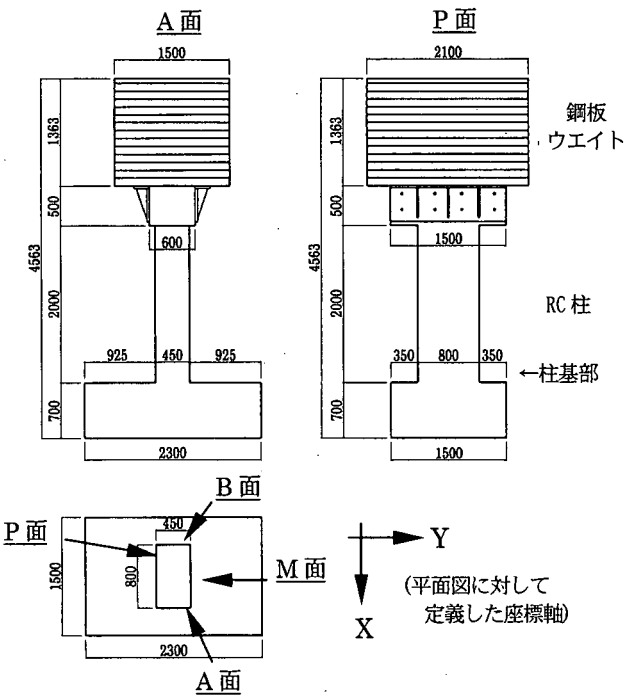


図-1 実験供試体(単位 mm)

表-1 実験時材料特性(単位 N/mm^2)

	圧縮・降伏強度	ヤング係数
コンクリート	30.4	2.63×10^4
軸方向鉄筋 (D10)	373	1.75×10^5
帯鉄筋 (D6)	316	1.64×10^5

対変位、絶対加速度、および軸方向鉄筋のひずみとした。慣性力の作用中心位置における相対変位は、供試体の周りに組んだ剛体フレームに取り付けたレーザー式変位計を用いて測定した。変位計取り付け位置にはひずみ式加速度計も取り付け、振動台上に取り付けた加速度計による記録と比較し、剛体フレーム自体の応答特性についても検討できるようにした。慣性力の作用中心位置における絶対加速度は、柱断面中央部位置の鋼板ウエイト内に

設けた隙間にひずみ式加速度計を設置して測定した。ひずみゲージは、4本の軸方向鉄筋について、フーチング内200mmの深さから柱基部から920mmの高さの区間で各鉄筋に対し15点貼り付けた。

(2) 加振波形と加振レベル

加振波形は、1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された水平二成分³⁾を調整して用いた(図-2)。加振レベルは、オリジナルの加振波形を静的载荷実験結果との対応がよいファイバーモデルによる事前解析により、1回目は軸方向鉄筋が降伏に達しないレベル、2回目はRC柱が明らかに降伏を超えるレベルになるように時間軸および加速度振幅軸を調整して決定した。この結果、1回目は時間軸50%および加速度振幅15%、2回目は時間軸50%および加速度振幅90%、にそれぞれ圧縮したものを入力波形として用いた。実験データのサンプリング周波数は200Hzとした。なお、加振は独立行政法人土木研究所所有の三次元大型振動台を用いて行った。

3. 実験結果の検討

(1) 損傷の進展状況と固有振動数の変化

各加振の前後に、振動台上と慣性力の作用中心位置において測定した微動の加速度波形を用いて推定した固有振動数を表-2に示す。固有振動数は各段階において、微動レベルが比較的安定している約10秒の区間を3つ切り出し、加速度振幅スペクトルを求め、Parzen Window (Window幅0.4Hz)をかけたのち、慣性力の作用中心位置と振動台上のスペクトル比の平均から推定したものである。

1回目加振後では、軸方向鉄筋のひずみは最大でも800μ程度と降伏ひずみ(約2,100μ)より小さな弾性範囲の値を示し、かつコンクリートのひびわれなどの変状は目視では確認できなかった。しかし、固有振動数はいずれの主軸についても加振前に比べ若干低下していることから、目視で確認はできなかったものの微小クラックなどの損傷が若干生じていたと推定される。

2回目加振後の損傷状況を図-3および写真-2に示す。P面の一部を除いて柱基部からおよそ350mmの高さまで鉄筋がみえるほどかぶりコンクリートの剥落が生じており、また、およそ600mmおよび850mmの高さの位置ではほぼ一周する水平クラックが生じた。軸方向鉄筋はP面の一部を除いて座屈した。このうちM面側の軸方向鉄筋は、中間帯鉄筋よりB面側では高さ100mmを、A面側では高さ175mm付近を中心に座屈するという特徴的な破壊形態となった。内部コンクリートは健全であった。固有振動数は、断面損傷の影響によりX軸方向、Y軸方向とも1/3~1/4程度に低下した。ウエイトを

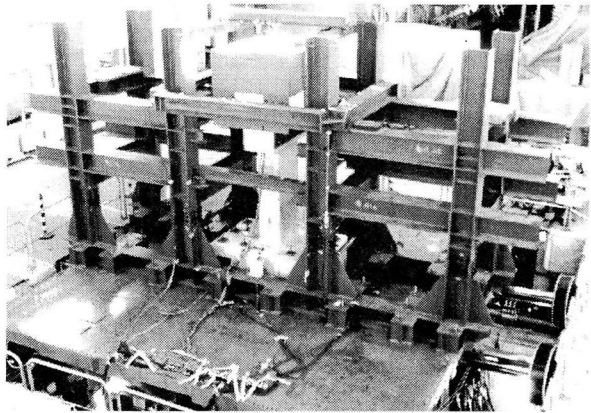


写真-1 供試体設置状況

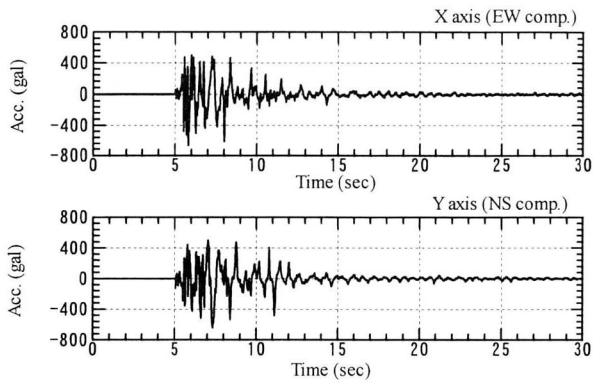


図-2 入力波形(時間軸50%に圧縮したもの)

表-2 推定した固有振動数(Hz)

	加振前	1回目 終了後	2回目 終了後
X 方向	4.7	4.3	2.7
Y 方向	3.2	2.9	1.6

含めた供試体を1質点系モデルとみなした場合、全体系の剛性は、1次の固有振動数の二乗に比例する。これから2回目加振後の剛性は、加振前の25~35%程度に低下したと推定できる。

(2) 慣性力の作用中心位置における加速度-変位関係

慣性力の作用中心位置における加速度および変位の二方向(X軸、Y軸)の時刻歴波形および、X-Y平面内の軌跡を図-4に示す。ここで、加速度および変位記録補正は、剛体フレームと振動台の加速度はほぼ同じであったものの、一部の变位記録に高振動数のノイズが入っていたため、変位記録については一律にハイカットフィルターをかけて高振動数成分を除去した。符号の定義は、図-1で定義した座標軸に対して入力加速度が正の時に加速度および変位が正となるようにした。

1回目加振時では、最大変位は断面剛性の小さいP面-M面方向(Y軸方向=弱軸まわり)で7mm程度、断面

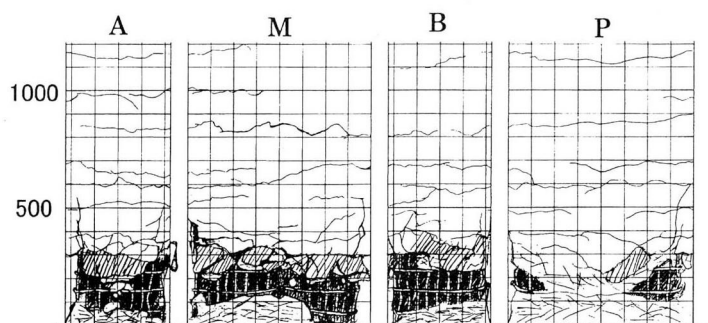
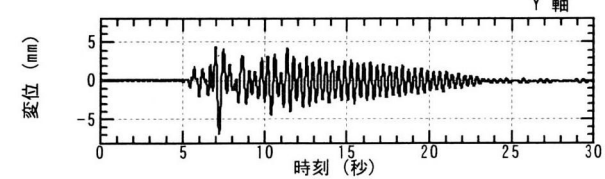
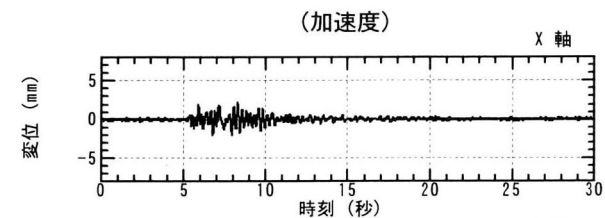
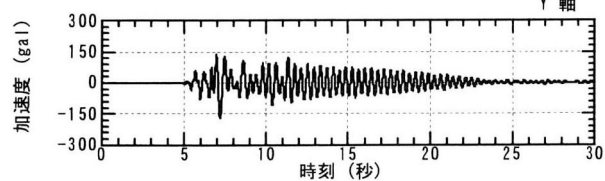
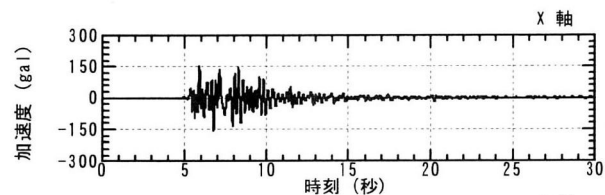


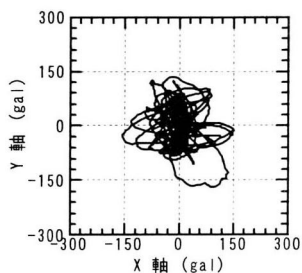
図-3 最終損傷図



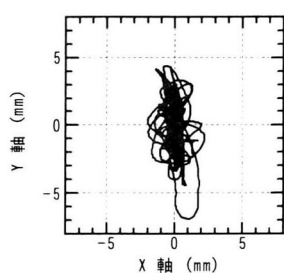
写真-2 損傷状況



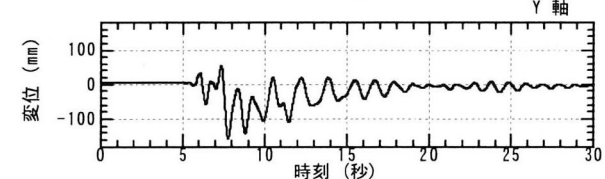
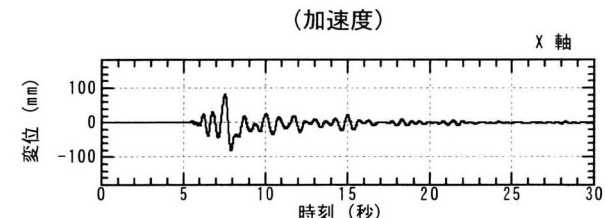
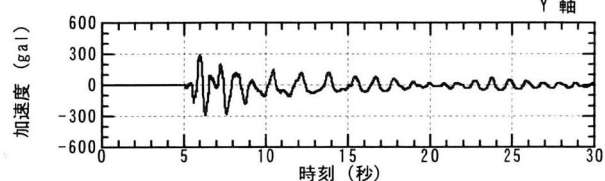
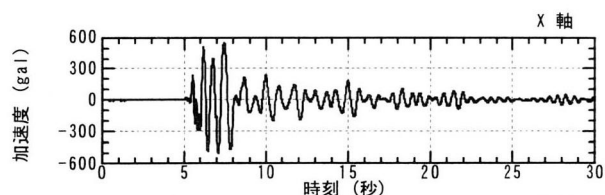
(加速度) (変位)



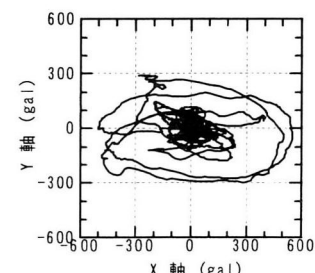
(加速度)



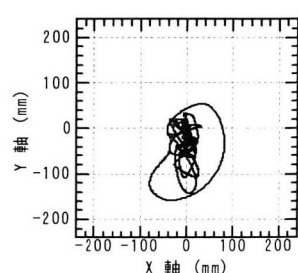
(変位)



(加速度) (変位)



(加速度)



(変位)

(1)1 回目加振

(2)2 回目加振

図-4 慣性力の作用中心位置における加速度および変位の軌跡

剛性の大きいA面-B面方向(X軸方向=強軸まわり)で2mm程度と前者の方が大きいものの、最大加速度はP面-M面方向で170gal程度、A面-B面方向で150gal程度とほぼ同じであった。Y軸方向の加速度波形では、主要動を過ぎた時刻においても入力に対して大きな応答を示している。そこで10秒以降の波形を対象として振動数特性をみると、この加振終了後の固有振動数(2.9Hz)とほぼ同じ振動数成分が卓越していたことから、応答が大きくなったのは入力波と共振したためと考えられる。また、軌跡をみると、変位は断面剛性の小さいY軸方向の振幅が卓越しているが、加速度には特定の卓越方向はみられなかった。

2回目加振時では、断面の主軸毎の最大変位は、P面-M面方向で160mm程度、A面-B面方向で80mm程度であり、1回目加振時に比べ剛性の大きな主軸(X軸)方向にも比較的大きな変位が生じた。最大加速度は、P面-M面方向で300gal程度、A面-B面方向で550gal程度となった。時刻歴波形では、加速度(ベクトル和)が最大となる6秒付近からA面-B面方向(X軸方向)の加速度波形の短周期成分がなくなり、さらに相対変位が最大となる7秒付近から加速度および変位の長周期化が顕著になっている。この時刻は、かぶりコンクリートの剥離など断面損傷が生じ始めた頃と対応することから、これが長周期化の原因と考えられる。この傾向は、正方形や円形断面での実験結果と同じである。

軌跡をみると、1回目と異なり、加速度軌跡に卓越方向(X軸方向)があることや楕円を描いたという特徴がある。変位軌跡は、1回目と同じくY軸方向の振幅が卓越したものの、X軸方向にも1ループのみであるが比較的大きな振幅が生じた。加速度が楕円を描いた時刻付近で加速度と変位のベクトル和を比較すると、加速度は最大500gal程度でそれほど増加しなかったが、変位のベクトル和は徐々に増加した。このことから、最大荷重付近では荷重をほぼ保持したままで変形だけが大きくなったことがわかる。

ここで、断面剛性の大きな主軸(X軸)方向にも比較的大きな変位が生じた要因を考察する。剛性低下は、コンクリートや鉄筋の損傷度合いと関係しているが、水平二方向入力を受けるRC柱の場合、損傷はもっともひずみが大きくなる柱角部から進展し始める。また、方向により断面剛性に差がある場合、それが小さい主軸方向の振動が卓越するため損傷の進展が早くなる。よって、正方形や円形断面に比べて、角部をもちかつ断面主軸間に剛性差がある長方形断面では早い段階から断面損傷することで剛性低下を生じる。今回の実験では、角部および剛性の小さな主軸(Y軸)に直交するP面、M面側から始まった断面損傷の影響により、剛性の大きな主軸方向の剛性も低下し塑性化の進展が促進されたと考えられる。

このことから、RC柱に対する水平二方向入力の影響は、断面剛性に主軸間で差がある場合、特にそれの大きな主軸方向における応答変位が主軸別に考慮した場合より大きくなるという形で現れる可能性があることがわかる。

変位波形と損傷との関係を見ると、P面-M面方向成分(Y軸)は7.5秒付近以降ほとんどマイナス側にふれていることから、P面側はほとんど圧縮力が作用していたと考えられる。このことから、断面損傷が少なかったのは、引張と圧縮が繰り返し作用することにより生じる軸方向鉄筋の座屈やコンクリートのひびわれの拡大が生じなかったためと考えられる。

4. 結論

長方形断面を有するRC柱の水平二方向加振振動台実験を行い、次のような結果を得た。

- (1) 軸方向鉄筋が降伏に至らないレベルでの加振は、慣性力の作用中心位置における変位は断面剛性の小さな主軸方向に振動が卓越したが、加速度には卓越方向はみられなかった。
- (2) RC柱が降伏を超えるレベルでの加振では、慣性力の作用中心位置における加速度と変位はいずれも卓越方向が生じた。また、加速度軌跡は、変位軌跡と異なり楕円を描くという特徴があった。
- (3) この時、断面剛性の大きい主軸方向にも比較的大きな変位が生じた。これは角部をもちかつ断面主軸間に剛性差がある長方形断面では早い段階から断面損傷し、剛性低下を生じたためと考えられる。
- (4) 部材の剛性は、微動を用いて推定した固有振動数の変化から、2回目加振後は1回目加振後の25~35%程度に低下したと推定された。

参考文献

- 1) 西田、運上、長屋：正方形RC柱の水平二方向非線形領域加振振動台実験、第26回地震工学研究発表会講演論文集、pp.917-920、2001.8
- 2) 西田、運上：円形鉄筋コンクリート柱の水平二方向加振振動台実験、第5回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.259-264、2002.1
- 3) NAKAMURA, Y: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information No.23c, RTRI, 1995.2