

円形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構造物の耐震性に関する検討は、静的強制載荷時の挙動が解析によりある程度追跡できることがわかっている¹⁾。しかし、実験的検討も強制載荷による実験が多く、振動台実験のような動的加振実験はほとんど行われていないため、動的加振時の多方向入力を受ける構造物の解析手法の妥当性は十分に検証されていない。よって、多方向入力を受ける土木構造物の耐震性について検討するためには、まず、既往の研究成果に加えて、動的加振実験によるデータの蓄積と解析手法の適用性に関する検討が必要と考えられる。著者らは、これまで正方形断面を有する鉄筋コンクリート柱（以下、RC 柱）の水平二方向加振実験²⁾を実施し、二方向入力に RC 柱の耐力・変形特性に及ぼす影響を検討してきた。本文では、円形断面を有する RC 柱を対象とした水平二方向加振実験の結果を示す。

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。柱部は直径 600mm の円形断面、かぶりコンクリートの厚さ 40mm、軸方向鉄筋は SD295、D10 を 40 本（軸方向鉄筋比 1.01%）、帯鉄筋は SD295、D6 を 75mm 間隔で配筋した。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/mm² 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作用中心までの比が 5.0 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、慣性力作用位置（柱基部から 3,000mm）における相対変位、絶対加速度、および軸方向鉄筋ひずみとした。慣性力作用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式変位計を用いて測定した。変位計取り付け位置

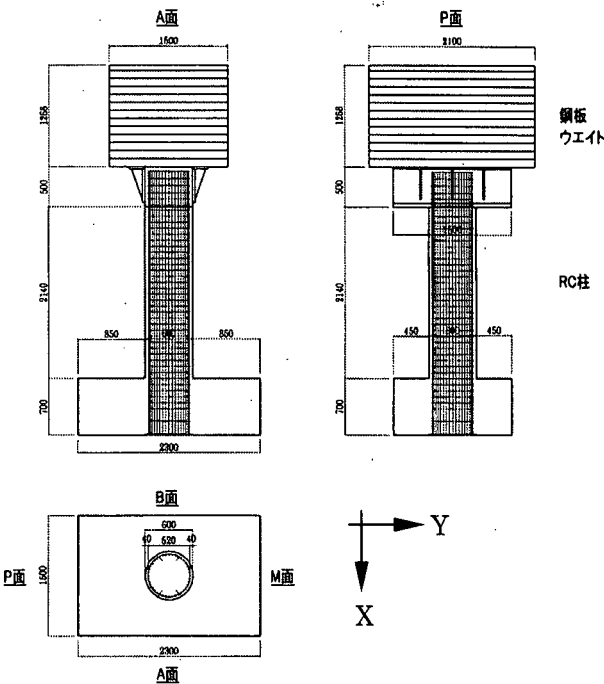
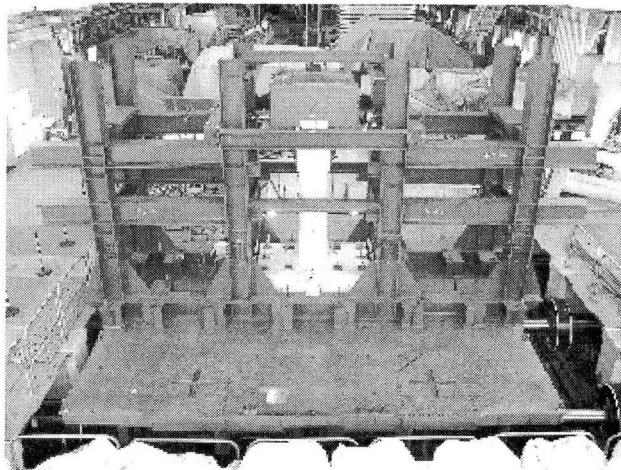


図-1 実験供試体(単位 mm)

表-1 実験時材料特性(単位 N/mm²)

	圧縮・降伏強度	ヤング係数
コンクリート	33.7	3.30×10 ⁴
軸方向鉄筋 (D10)	372	1.79×10 ⁵
帯鉄筋 (D6)	340	1.80×10 ⁵

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。慣性力作用位置における絶対加速度は、柱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 の高さまでについて、それぞれの鉄筋に対し 15 点貼り付けた。



写真一 供試体設置状況

(2) 加振波形

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)。ここで、相似則を考慮すると、模型のスケールファクターが4の場合、時間軸を半分にすると実地震時の挙動を再現できることになる。しかし、ここでは再現が目的ではなく、RC 柱の剛性が弾性時および非弾性時の挙動の把握が目的であることから、1 回目は時間軸 50%および加速度振幅 15% (最大加速度は X 方向 100gal、Y 方向 96gal)、2 回目は時間軸 50%および加速度振幅 80% (最大加速度は X 方向 533gal、Y 方向 513gal)、にそれぞれ圧縮して加振波形として用いた。なお、加速度振幅レベルは、静的荷重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決定したものである。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で行った。

3. 実験結果の検討

(1) 損傷の進展状況

1 回目加振後は損傷をほとんど確認することができなかった。2 回目加振後の損傷の状況を図-3 に示す。

柱基部からおよそ 300mm と 450mm の位置で幅 0.3mm 程の水平クラックが一周する形で生じた。また、およそ 750mm の位置でもほぼ一周するようにヘアクラックが生じた。また、B 面から M 面にかけての基部からおよそ 50~350mm の高さ、およびこのほぼ対角線に位置する A 面から M 面にかけての基部からおよそ 200mm でかぶりコンクリートの剥離、剥落が生じた。軸方向鉄筋は B 面から M 面にかけての 15 本が、柱基部から 150~225mm の区間(帯鉄筋一区間)で座屈した(図-4)。

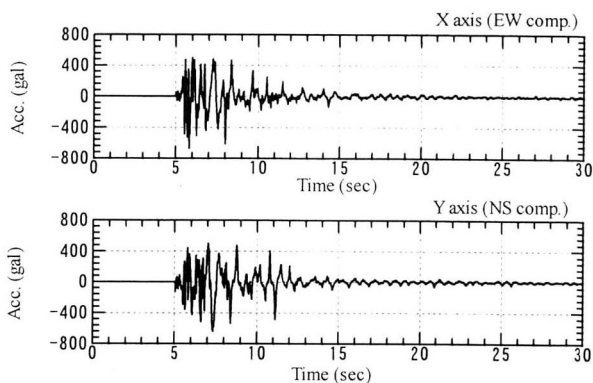


図-2 入力波形(時間軸 50%に圧縮したもの)

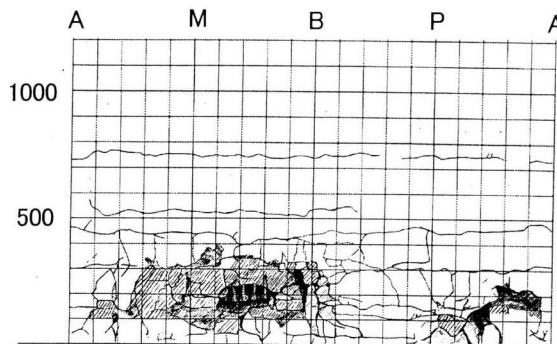
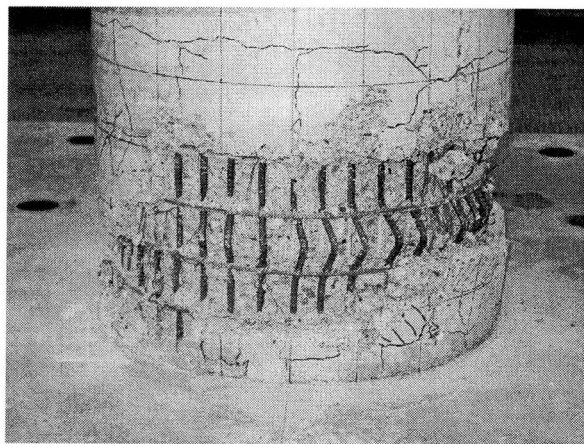


図-3 最終損傷図



写真二 座屈した鉄筋(M 面: かぶりコンクリートはつり後)

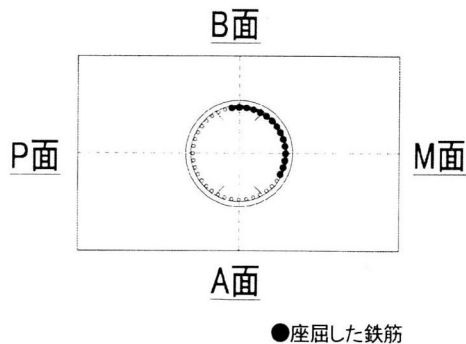


図-4 座屈した軸方向鉄筋の位置(平面図)

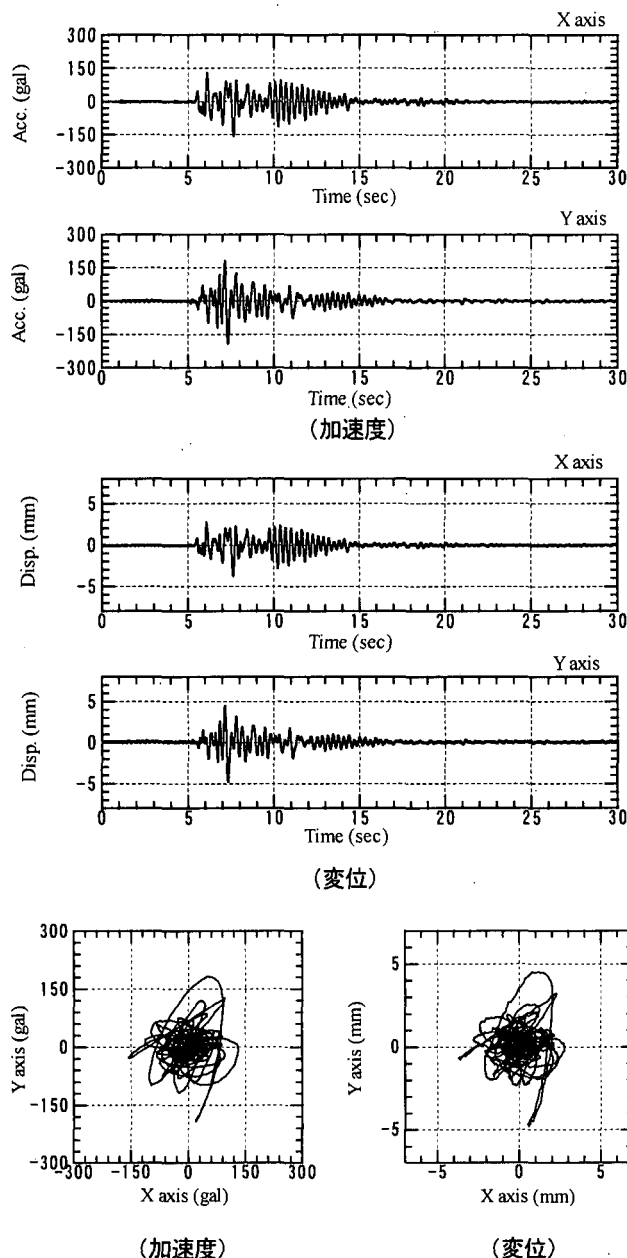


図-5 慣性力作用位置における加速度および変位
(1回目加振時: 加速度振幅 15% 圧縮)

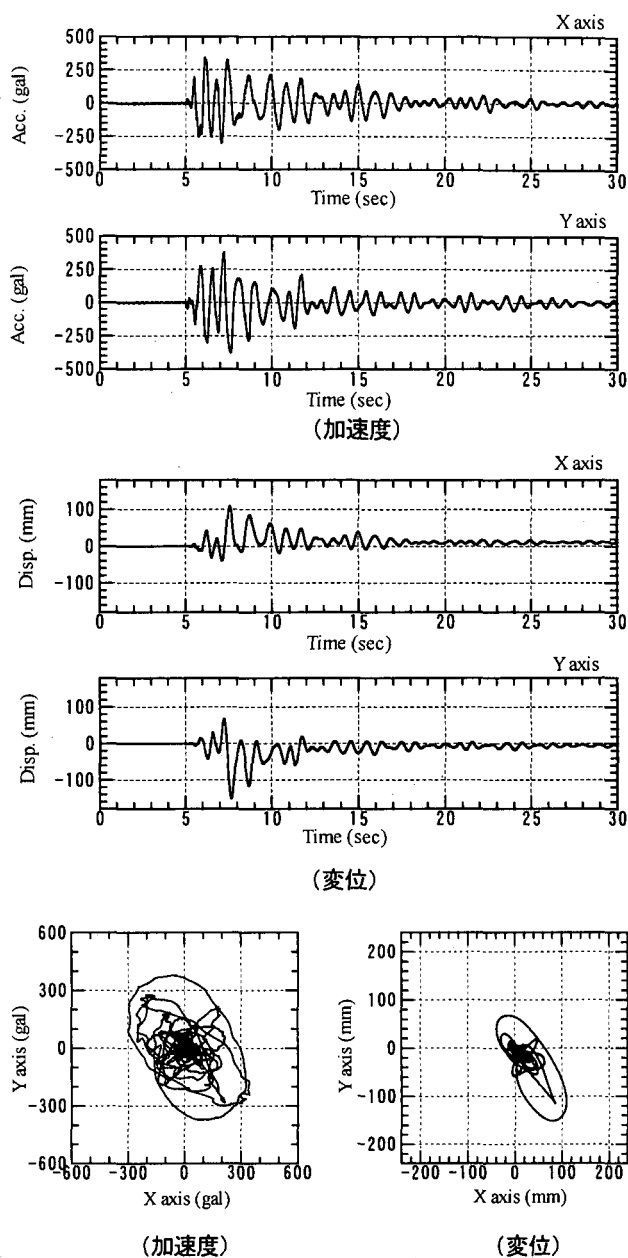


図-6 慣性力作用位置における加速度および変位
(2回目加振時: 加速度振幅 80% 圧縮)

ただ、座屈した鉄筋の曲率は異なっており、B 面と M 面の中間部付近の鉄筋が大きくなった。内部コンクリートは健全であった。

(2) 変位記録の補正

測定された変位記録には、測定機器の特性による影響や不動点の取り扱いなどにより、本来測定したいデータ以外の要素が含まれる可能性があり、その影響が大きい場合は除去する必要がある。

慣性力作用位置において測定された変位を取り扱う際に考慮すべきこととしては、(1)フーチングの剛体挙動、(2)不動点の取り扱い、があげられる。(1)は、スウェーイ、ロッキングの影響であるが、慣性力作用位置での剛体変位は最大でも測定値の 1% 未満と小さいため補正は行わ

ないこととした。(2)は、供試体の周りの剛体フレームが振動台と異なる挙動をしている場合であるが、これもほとんど無視できる程度のものであるから補正は行っていない。

(3) 慣性力作用位置における加速度－変位関係

慣性力作用位置における加速度および変位の時刻歴応答波形および軌跡を図-5、図-6 に示す。

1 回目加振では、最大加速度および最大変位は 7 秒付近で生じており、およそ 150gal、4mm (X 方向)、180gal、5mm (Y 方向) であり、入力最大加速度の 2 倍程度になった。いずれの方向とも、全時刻を通じて波の周波数特性はほぼ一定している。特に X 方向では主要動が終わった 10 秒以降でも比較的大きな加速度応答および変位応

答が生じているという特徴がある。また、軌跡を比較すると、両者は相似している。これから加速度と変位はほぼ線形関係が成り立っていることがわかる。なお、この加振時の軸方向鉄筋ひずみは最大でも 700μ であり、部材としては弾性範囲内であると判断できる。この傾向は正方形断面 RC 柱の場合と同様であり⁴⁾、断面形状による影響はないことがわかる。

2 回目加振では、最大加速度は入力加速度（およそ 500gal）よりもやや小さく 350gal 程度である。また、最大変位はおよそ 110mm（X 方向）、140mm（Y 方向）である。1 回目加振と異なる点は、応答波形の周波数が長くなっていることである。この周波数は全時刻で一定ではなく、Y 方向の加速度が最大になっている 7 秒付近を境として、この前後でも周波数が異なっている。また、1 回目加振では応答加速度は 15 秒以降ほとんど生じていないが、2 回目加振では 20 秒を過ぎても最大で 100gal 程度生じている。この原因としては、部材の剛性が劣化したことにより部材の固有周波数が小さくなり、入力波の後半部に含まれる波形成分の固有周波数に近づいたために、共振しやすくなった可能性が考えられる。残留変位は、X 方向 10mm、Y 方向 5mm 程度生じた。

次に、軌跡を見ると、1 回目加振と違い形状が異なっていることがわかる。この違いが生じ始めた時刻をみると、7 秒付近であり、この時は変位の絶対値は増加しているのに対し、加速度の絶対値はほとんど変わっていない。この傾向は、正方形断面 RC 柱の実験で見られたものと同様である。

(4) 固有周波数の推定

RC 柱の剛性の劣化を検討するために、固有周波数の推定を行った。固有周波数は、加振前および各加振後に慣性力作用位置と振動台上の加速度計により測定した微動記録を用いて推定した。固有周波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、慣性力作用位置と振動台上のスペクトル比の平均から推定した（表-2）。

加振前および 1 回目加振後は、ほとんど周波数は変化しておらず、初期の剛性が保持されていることがわかる。しかし、2 回目加振後は明らかに低周波になっている。この結果を損傷の進展と対応させると、固有周波数の変化はかぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の座屈などにより損傷が生じることで起こることがわかる。ウエイトを含めた供試体を 1 質点系モデルとみなすと、モデルの剛性は、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 1/4 程度に低下したと推定できる。

表-2 推定した固有周波数(Hz)

	加振前	1 回目 終了後	2 回目 終了後
X 方向	3.8	3.5	1.7
Y 方向	3.9	3.7	1.7

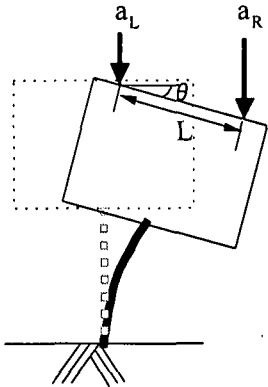


図-7 ウエイトの回転による影響の測定

4. 地震時保有水平耐力の計算と実験結果の比較

水平二方向载荷を受ける場合の水平荷重－水平変位関係と、道路橋示方書⁵⁾（以下「道示」）に規定される地震時保有水平耐力法の計算より求められる水平荷重－水平変位関係との比較を行う。

地震時保有水平耐力法による計算は、実験での入力波形の特性に合わせてタイプⅡ地震動に対する水平荷重－水平変位関係を求めた。計算は、材料強度に実験値を用い（表-1）、慣性力作用位置まで柱で構成されているとしたうえで柱の自重を考慮した柱基部の軸力が実験と同じになるようにして行った。

実験時の水平荷重－水平変位関係は、振動台実験が本来、耐力・変形特性の把握に重点を置いた载荷実験とは異なり、構造物の応答特性の把握に重点があることから直接算出することはできない。そのため、ここでは慣性力作用位置での加速度と質量から水平荷重に相当する値を求める。また、二方向加振であることから、部材としての水平荷重－水平変位関係を求める方法を考える必要がある。

慣性力作用位置における加速度、変位には、ウエイトおよび RC 柱の慣性力や P-δ 効果の影響が含まれる。今回の実験において生じる慣性力は、質量がほぼウエイトに集中していることから、ウエイトに全質量が集中した剛体とみなして検討することにする。ここでは、回転による影響を考慮した。図-7のように、ウエイト上部において鉛直加速度を測定し、相対鉛直加速度から求めた相対鉛直変位と、測点間距離から回転角 θ を次の式により求めた。

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\Delta d}{L} \right)$$

Δd : 相対変位(= $\int (a_R - a_L) dt$)

L : 測点間距離

a_R, a_L : 鉛直加速度

となる。これから剛体の回転慣性の影響を含めた柱基部でのモーメントを求める。

慣性力およびモーメントの釣合式は、

$$m\ddot{x} + S = 0$$

$$J\ddot{\theta} + M - \frac{h}{2}S = 0$$

m : 全質量

$\ddot{x}$: 慣性力作用位置での加速度

θ : 剛体の回転角

h : 剛体高さ

J : 剛体重心に関する回転慣性モーメント

S : せん断力

M : 剛体底面(柱天端)でのモーメント

これより求まる柱天端でのモーメントとせん断力 M 、 S とRC柱の高さより基部でのモーメントを算出する。このモーメントと柱基部から慣性力作用位置までの高さから水平荷重 P を求めた。また、 $P-\delta$ 効果の影響については、柱基部に作用する軸力を測定しない限り取り除くことはできないので影響は無視することとした。これらの補正後、部材としての水平荷重-変位関係を、方向別に求めた値に対する二乗平方和をとり求めた。

以上より、2回目加振時の実験値と保有水平耐力法による計算値を比較した。

方向別に求めた水平荷重-水平変位関係を図-8に示す。地震時保有水平耐力法による耐力は実験により求められた荷重よりやや大きい。また、実験による水平荷重は計算による終局変位を超えてもすぐには低下しておらず、じん性は計算値よりも大きいといえる。しかし、大変位が生じているのは数ループだけであることから、徐々に変位が大きくなるような場合には荷重特性が異なる可能性もあり、入力波形の特性にも依存していることが考えられる。

部材としての水平荷重-水平変位関係を図-9に示す。方向別の場合とは異なり、実験による最大荷重は計算値を若干上回るものの、実験値の包絡線と計算値はほぼ同等であることがわかる。また、この場合も計算による終局を過ぎててもすぐには荷重低下を生じていない。実験時の変位は計算の終局変位を超えた後に最大変位になったこと、また、その後に水平荷重-水平変位関係の傾き(剛性)が小さくなり、この時にかぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の座屈などによる断面損傷が生じたと考え

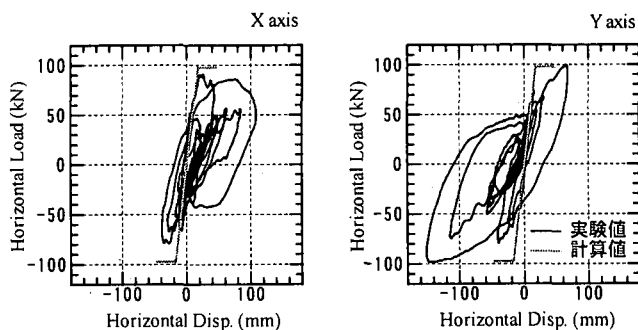


図-8 水平荷重-水平変位関係(方向別)

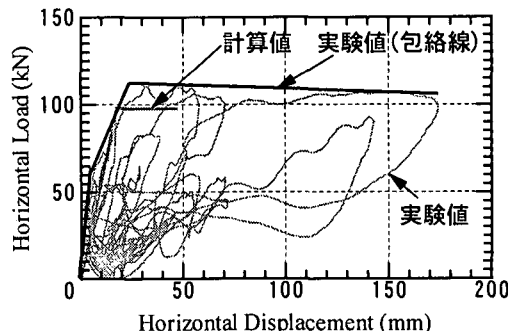


図-9 水平荷重-水平変位の比較(合成後)

られることから、計算による終局変位はこのような断面の損傷が生じ始める時と対応していると考えられる。このことから、かぶりコンクリートの剥離が始まる頃を終局状態とすると、二方向入力を受ける場合の部材としての終局状態は現行道示とほぼ同等であるといえる。

5. 結論

円形断面を有するRC柱が水平二方向加振を受ける場合の損傷の進展や、耐力・変形特性などに関して検討するために振動台実験を行い、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加振を行った。その結果、慣性力作用位置における加速度と変位は、時刻歴波形については全時刻にわたって波の周波数特性はほぼ一定であり、軌跡については相似しておりほぼ線形関係になった。なお、この時損傷は特段生じなかった。
- (2) RC柱が明らかに降伏を超える挙動をするレベルで加振を行った。その結果、慣性力作用位置における加速度と変位は、時刻歴波形については最大変位時付近を境にして波の周波数特性が変化し、軌跡も最大変位時付近を境に異なった。なお、この時かぶりコンクリートの剥離と約半数の軸方向鉄筋の座屈が生じた。
- (3) 部材の剛性を検討するために、加振前後で微動測定を行い、固有周波数の推定を行った。この結果、固有周波数は1回目加振前後では変化がなかったもの

の、2回目加振後は半分程度になった。これから剛性は2回目加振前後で1/4程度に低下したと推定された。

- (4) 地震時保有水平耐力法に基づく計算値と実験値より二方向入力時の耐力・変形特性を検討した。その結果、部材としての耐力・変形特性はほぼ同等となった。また、かぶりコンクリートの剥離の始まる頃を終局状態とすると、二方向入力を受ける場合の部材としての終局状態は現行道示とほぼ同等であるといえる。

参考文献

- 1) 例えば、平石ほか：二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の構造的性状、日本建築学会構造系論文集 第454号、1993.12
- 2) 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、pp917-920、2001.8
- 3) NAKAMURA,Y : Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information No.23c, RTRI, 1995.2
- 4) 西田、運上、長屋：正方形断面RC柱の水平二方向加振振動台実験（線形領域加振の場合）、第56回土木学会年次学術講演会概要集、2001.10
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、1996.12