

論文

[2018] 地震動による鉄筋コンクリート柱の挙動と供用性能の評価

正会員 池田尚治（横浜国立大学工学部）

正会員 山口隆裕（横浜国立大学工学部）

正会員 〇鶴澤哲史（横浜国立大学大学院）

1. 緒言

昭和61年制定の土木学会「コンクリート標準示方書 設計編」（以下、示方書と記す）[1]の耐震に関する検討の項においては、耐震設計を地震時の安全性のみならず地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて行うという新しい考え方がすでに導入されている。

本研究は、鉄筋コンクリート（以下、RCと記す）柱に実地震波の応答を準動的に載荷することにより地震時の応答挙動を再現すること、それによって示方書の耐震設計法の妥当性の検証を行うこと、および、地震後の構造物の供用性能をひび割れを指標として定量的に評価することを目的としたものである。また、RC柱の地震時の挙動を推定する場合に必要な耐力と変形の関係や復元力モデルについて実験と対応させて考察することとした。

2. 実験計画および供試体

実験は、載荷方法として静的正負繰返し載荷と準動的載荷の二つを行うこととし、その目的に応じてシリーズIとシリーズIIの二つのシリーズに分けて行った。示方書の解説によれば、構造物の地震後の供用性能を地震時の最大応答変位に関連づけて $1\delta_y$ （ δ_y は降伏変位）から $4\delta_y$ の4段階に分類している。シリーズIの実験はRC柱を用いて静的載荷を行いその4段階の各変位における柱の被災程度をひび割れ状況を指標として求めること、および、設計震度の限界状態による補正係数（ ν_4 ）の値に対応する地震波を準動的に作用させて、各限界状態における地震時の応答挙動を再現し、示方書の設計方法の妥当性の検証を行おうとしたものである[2]。シリーズIIの実験は、意図的にせん断破壊するように設計したRC柱を用いて、実地震波を準動的に作用させ、RC柱のせん断破壊現象を生起しその挙動を把握しようとしたものである[3]。

実験に使用した供試体の形状寸法を図-1に示す。シリーズIとシリーズIIに使用した供試体の形状寸法及び軸方向鉄筋比（3.80%）は全て同じである。各供試体のフープ筋の配筋状況を表-1に、また、使用した材料の力学的特性を表-2に示す。

表-1 フープ筋の配筋状況

供試体	呼び径	間隔(cm)	フープ筋比(%)
Iシリーズ	D3	2	0.35
IIDタイプ	D6	6	0.53
IIBタイプ	D3	6	0.12

表-2 使用材料の力学的特性

	呼び径	規格	降伏強度	引張強度	適用
			kgf/cm ²		供試体
鉄筋	D13	SD30	3704	5641	シリーズⅠ
	D13	SD30	3600	5610	シリーズⅡ
	D3	SD30	3348	5019	シリーズⅠ
	D3	SD30	3300	5060	II Bタイプ*
	D6	SD35	4300	5630	II Dタイプ*
コンクリート	粗骨材の最大寸法		圧縮強度 kgf/cm ²		
	13mm		395		シリーズⅠ
	13mm		270		シリーズⅡ

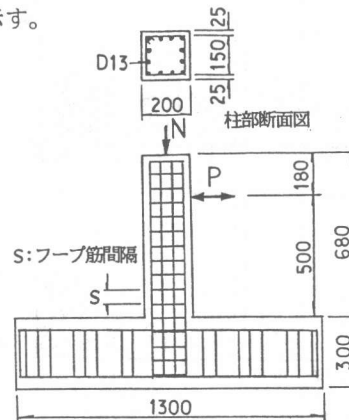


図-1 供試体の形状寸法

シリーズIの供試体のフープ筋比は0.35%となりほぼ計算必要量が配置されている。供試体数は静的载荷用2体と準動的载荷用4体の合計6体である。シリーズIIの実験には、意図的にせん断破壊するように設計した供試体（以下、II B (Brittle) タイプと記す）と比較のために靱性のある破壊を想定した供試体（以下、II D (Ductile) タイプと記す）の2種類の供試体を作成した。II BタイプとII Dタイプのフープ筋比はそれぞれ0.12%、0.53%となり、フープ筋量としては、計算必要量の30%、140%に相当する。供試体数はII Bタイプが3体、II Dタイプが2体の合計5体である。

静的および準動的の载荷にはともに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または水平変位を作用させた。変位は、水平力の载荷点と同じ高さで計測しX-Yレコーダーで連続的に記録した。

3. 静的正負繰返し载荷実験

3. 1 実験方法

载荷方法は両シリーズともに計算降伏荷重時の変位 $1\delta_y$ から最終载荷まで変位を $1\delta_y$ ずつ増加させながら、各変位で1回の正負载荷を行うこととした。

シリーズIでのひびわれ測定は、各正負の最大変位時と除荷時に行った。このとき供試体には、ひび割れ線は直接記入せず、目測によるスケッチとひび割れ幅の測定及び約80cm離れたところから写真撮影を行った。静的载荷用供試体のうち1体には、軸圧縮力4tonf ($N/A_c=10\text{kgf/cm}^2$, A_c : 柱部の断面積)、他の1体には10tonf ($N/A_c=25\text{kgf/cm}^2$) を作用させ軸圧縮力の大きさの違いによる影響を見た。シリーズIIでは、II BタイプとII Dタイプ各1体について軸圧縮力4tonf を作用させ静的载荷を行った。

3. 2 実験結果と考察

図-2(a)、(b)にシリーズIにおける軸圧縮力4tonf、および、10tonfを作用させた供試体の水平力-変位曲線を示す。軸圧縮力4tonfの場合、計算降伏耐力(7.1tonf)時における変位は2.85mm(シリーズIの $1\delta_y$)、また最大耐力(負荷荷の最大)

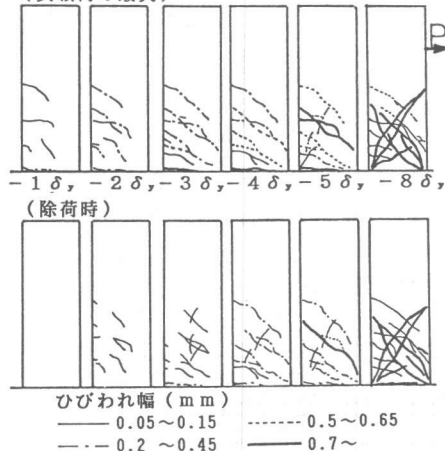
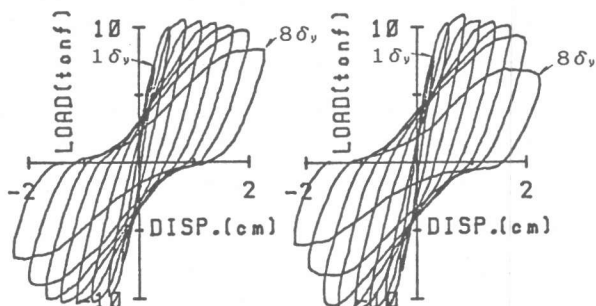
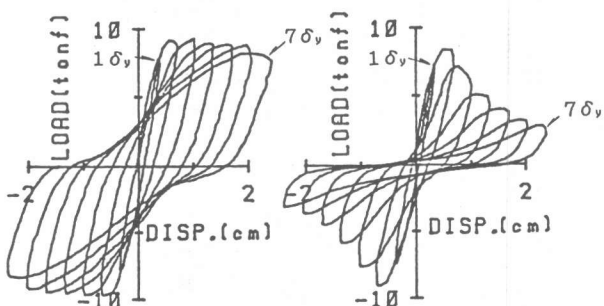


図-3 ひび割れ状況(軸圧縮力4tonf)



(a)軸圧縮力4tonfの供試体 (b)軸圧縮力10tonfの供試体
図-2 水平力-変位曲線(シリーズI)



(a)II Dタイプ供試体 (b)II Bタイプ供試体

図-4 水平力-変位曲線(シリーズII)

は10.5tonfであった。変位量に対する除荷時の残留変位量の割合は変位量が大きくなるにしたがって増え、4 δ 、変位時の残留変位量は約2 δ 、になった。また、斜めひび割れが大きく成長した8 δ 、変位時の耐力は最大耐力の約7割となった。軸圧縮力10tonfの場合、1 δ 、変位時の耐力は7.8tonf、最大耐力は10.9tonfとなり、4tonfの供試体と比べて初期剛性、最大耐力はともに若干大きく、斜めひび割れの成長も遅かった。しかし、ひとたび斜めひび割れが成長すると耐力の低下の度合は大きく、8 δ 、変位時の耐力は最大耐力の約6割まで低下した。図-3に軸圧縮力4tonfの供試体の負側の最大変位時と除荷時のひび割れの状況を示す。目視で確認できるひび割れはその幅が0.05mm程度となっており、0.2mm程度になると約80cmから離れたところでも確認できた。被災の程度が「健全維持」とされる1 δ 、載荷時のひび割れ幅は、最大でも柱の基部の曲げひび割れが0.3mm程度であり、また除荷時の残留ひび割れは確認できなかった。

「軽微な損傷」とされる2 δ 、載荷後において残留ひび割れが確認できたが幅は0.1mm以下であった。「かなりの損傷」とされる4 δ 、載荷時には、柱の基部の曲げひび割れの幅は1.5mmとなりかなり大きい。除荷時の残留ひび割れは0.2～0.4mm程度であった。また、5 δ 、以上の変位量になると、斜めひび割れの成長が顕著となった。以上のひび割れ状況の観察結果と供試体の力学的な性能評価から考えて示方書の被災の程度分類は妥当なものであると思われる。

図-4(a)、(b)にII Dタイプ、II Bタイプ供試体の水平力-変位曲線を示す。せん断補強の十分なII Dタイプ供試体の場合、7 δ 、変位時の耐力は最大耐力の約8割で靱性に富んだ挙動を示した。一方、せん断補強の不足したII Bタイプ供試体の場合、変位量が2 δ を超えると斜めひび割れが大きく成長し、耐力が急激に低下し脆性的な挙動を示した。7 δ 、変位時の耐力は最大耐力の約3割であった。フープ筋量が計算必要量の30%しか配置されていないにもかかわらず耐力が2 δ の変形まで保たれたのは、側方鉄筋がせん断抵抗に寄与しているためと考えられる。

シリーズI、IIともに計算上の降伏荷重時に実験による変形挙動が明確に降伏現象を示さないのは、側方鉄筋の影響により耐力が上昇するためである。また、シリーズIの実験時点では、柱根元部の反力点の位置の変更(5.参照)を計算上考慮していないので計算降伏耐力と実験値にはさらに大きな差が見られる。

表-3 作用地震波の最大加速度の大きさ

被災の程度		シリーズI	シリーズII
1 δ 、	健全維持	21.8 gal	26.7 gal
2 δ 、	軽微な損傷	31.1 gal	38.1 gal
3 δ 、	中程度の損傷	39.6 gal	48.5 gal
4 δ 、	かなりの損傷	54.5 gal	66.8 gal
破壊レベル		—	134 gal

4. 準動的載荷実験

4. 1 実験方法

使用した作用地震波は両シリーズともにEl Centro 1940(NS)の0.02～8.00秒である。1自由度系換算仮想重量はシリーズIは159.5tonf、シリーズIIは141.5tonfとし減衰定数は両シリーズともに0.05とした。これは、シリーズIでは軸圧縮力4tonfの供試体、シリーズIIではII Dタイプ供試体のそれぞれ静的載荷実験から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で約2.5倍になるところに相当する。表-3に両シリーズの供試体に作用させる地震波の最大加速度の大きさを示す。作用地震波の最大加速度は示方書に示された1 δ 、～4 δ 、の4段階の被災の程度を想定した補正係数(ν_4)の値に相当する値とした。また、シリーズIIでは供試体を破壊させるために最大加速度の大きさを4 δ 、の2倍(以下、破壊レベルと記す)となる地震波も作用させた。載荷方法は、シリーズIは4体の供試体それぞれに各被災レベルの地震波から作用させた。シリーズIIはII B、II Dタイプの供試体の各1体に1 δ 、レベルの地震波から順次作用させ、また、他のII Bタイプの1体に4 δ 、レベルの地震波から順次載荷した。軸圧縮力は両シリーズともに4tonfとした。

4. 2 実験結果と考察

図-5にシリーズIより得られた最大応答変位の実験値と示方書に示す被災の程度に対する設定変位の比較を示す。なお、示方書では ν_3 として地震波の応答加速度の増幅を2倍としているので、これを用いて供試体は設計された状態となっている。今回の実験では加速度応答スペクトルが約2.5倍のところで行ったもので少し危険側に設定されているが、実験値は安全側を示した。なお、側方鉄筋の効果により耐荷力が増大するため塑性変位の領域では安全側の割合も大きくなっている。図-5に示されるように実験値の被災程度 $3\delta_y$ と $4\delta_y$ を結ぶ直線と設定値の傾きがほぼ同じであることから側方鉄筋がない場合でも実験値の最大応答変位は設定値を満足するものと推定される。従って、今回の作用地震波に対して示方書の補正係数 (ν_4) の値は妥当であると言える。最大変位時におけるひび割れ幅は、今回の供試体においては実際の応答変位が設計想定値よりもほぼ1段階小さくなったので、静的載荷と比べて当然小さくなった。また、作用地震波が終了した8秒の時点での残留ひび割れ幅の大きさも小さく被災の程度が「かなりの損傷」時でもひび割れ幅は最大で0.2~0.4mm 残留しただけでそのほかの損傷レベルではほとんど見られなかった。

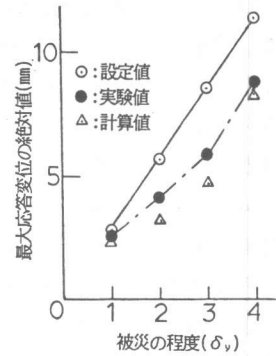
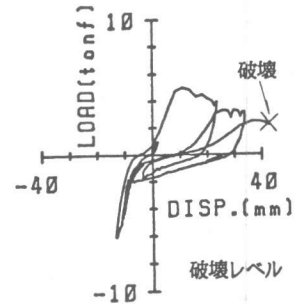
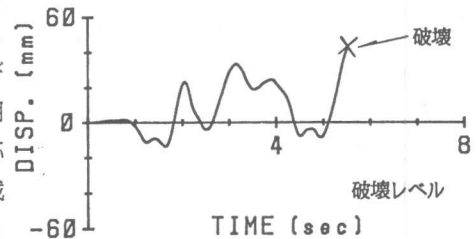


図-5 被災の程度と最大応答変位



(a) 復元力-応答変位の履歴曲線



(b) 応答変位の時刻歴曲線

図-6 II Bタイプ供試体のせん断破壊挙動

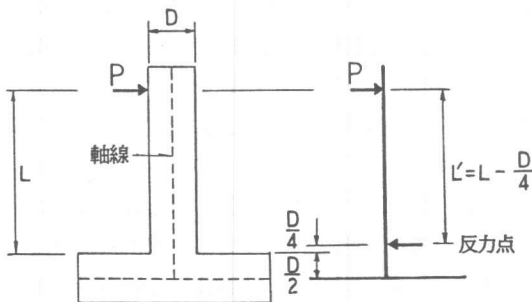


図-7 柱のモデル化

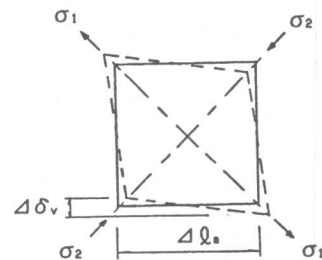
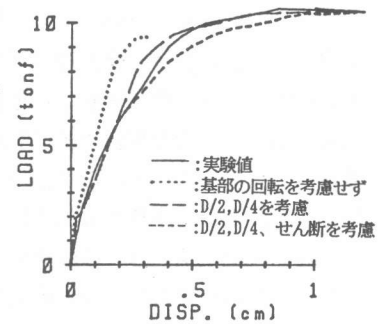


図-8 せん断による変形

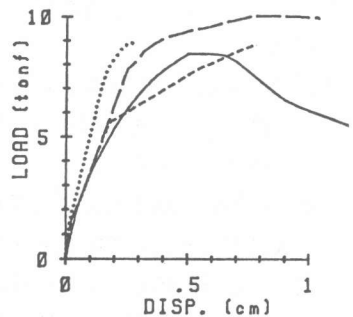
5. 変形解析および応答解析

RC柱の変位を計算するにあたっては図-7に示すように柱のモデル化を行った[4]。また、今回の解析においては、RC部材のせん断変形を図-8に示すように主応力方向が 45° となる変形と仮定し、計算上せん断変形量を考慮した[5]。図-9(a)にシリーズIの軸圧縮力4tonfの供試体、図-9(b)にシリーズIIのせん断破壊したIIBタイプ供試体の静的載荷試験より得られた水平力-変位曲線の包絡線と計算値の比較を示す。柱をモデル化せずにフーチング付きRC柱をフーチング上面で固定された棒部材に置き換えて計算した結果は実験値と大幅に異なり、特に鉄筋降伏後の塑性変形については全く異なった結果となっている。

応答解析については、図-10に示された復元力モデルを用いて解析を行った。図-11(a)にシリーズIの供試体に $2\delta_y$ レベルの地震波を作用させたときの応答変位の時刻歴曲線の実験値と計算値の比較を示す。また、図-11(b)には $4\delta_y$ レベルの地震波を作用させた場合の比較を示す。これらの図より実験値と計算値は最大応答変位、応答周期ともによく対応していることがわかる。示方書での「かなりの損傷」に相当する $4\delta_y$ レベルの地震波を受けた供試体が復元力モデルによる計算でよく表現できることは、この被災のもとではまだ構造物が相当に耐荷性能を持っていることを示すものである。図-11(b)に示すように $4\delta_y$ レベルの地震波を作用させた場合、実験値は最大応答変位後、負側に塑性変形し、計算値はやや正側に変形している。このことは、使用した復元力モデルは塑性率に対する剛性の低下は考慮されているが、低荷重レベルでの繰返し載荷による部材の損傷に対しては考慮されていないためである。



(a) シリーズI (軸圧縮力4tonf)



(b) IIBタイプ供試体

図-9 静的載荷の実験値と変形計算値の比較

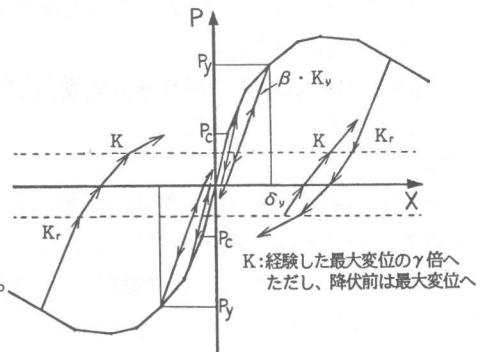
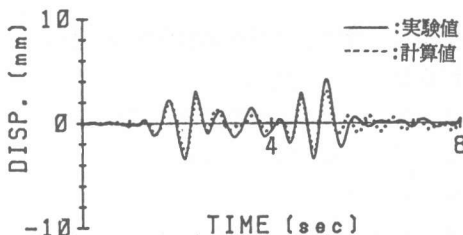
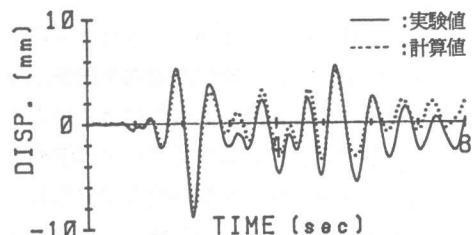


図-10 荷重-変位の復元力モデル



(a) $2\delta_y$ レベル時



(b) $4\delta_y$ レベル時

図-11 シリーズIの実験値と計算値の比較

図-12にせん断補強の不足したII Bタイプ供試体の $4\delta_y$ レベルでの実験値と計算値の応答変位の時刻歴曲線を示す。同図中の靱性型の場合の計算値は斜めひび割れによる劣下の影響を再現できず実験値との差が大きくなっている。これに対して、脆性破壊を仮定して繰り返しの影響を考慮した計算値(脆性型)は、ほぼ実験値と対応した結果を示しており、せん断破壊する構造物の地震時の挙動もある程度推定することが可能であることが示された。

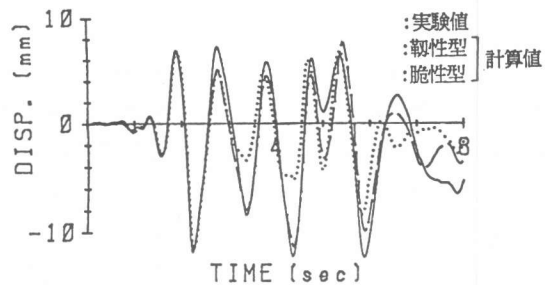


図-12 II Bタイプ供試体 ($4\delta_y$ レベル時) の実験値と計算値の比較

7. 結論

本研究の実験および解析より得られた結果を総合的に検討して得た結論は次のとおりである。

- 1) 示方書に示された各程度の被災後における供用性能をひび割れを指標としてその妥当性を確認することができた。
- 2) 示方書解説に示す構造物の限界状態による補正係数 (ν_d) の値がEl Centro 地震波に対して妥当であることが検証された。
- 3) 実際の地震動のもとでRC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ることが示された。
- 4) 柱部材を提案した棒部材のモデルに置き換えると簡便に解析が行え、計算値は実験値とよく一致した。また、せん断力の影響の大きい部材についてせん断変形を考慮する計算方法の妥当性を確認できた。
- 5) 静的正負載荷実験の結果を基に復元力特性を求めることにより地震時挙動を計算でほぼ正確に求めることができた。

[謝辞]

本研究の実施に当たり森下豊 技官の多大な協力を頂いた。ここに感謝の意を表します。なお、本研究は文部省科研一般研究(B) No.61460159 (研究代表者 池田尚治) と 総合研究(A) No.63302042 (研究代表者 伯野元彦 教授)の一環として行ったものである。

[参考文献]

- [1] 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、pp.89~93
- [2] 池田、椿、山口：鉄筋コンクリート構造物の耐震限界状態と地震後の供用性能の評価、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集 第5部、1988、pp44~45
- [3] 池田、山口、鶴澤：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、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集 第5部、1989、pp488~489
- [4] 池田：コンクリート構造物の耐震設計方法に関する研究 文部省科学研究(一般研究B)研究成果報告書(No.61460159)、1988、pp3~19
- [5] 池田、山口、南雲：鉄筋コンクリートはりの変形の解析モデルについて、土木学会第42回年次学術講演会講演概要集 第5部、1987、pp138~139