

論文 プレストレスト鉄筋コンクリート造梁部材の繰返し載荷実験

伊藤央^{*1}・杉本訓祥^{*2}・塩原等^{*3}・小谷俊介^{*4}

要旨: 鉄筋コンクリート(RC)部材からプレストレストコンクリート(PC)部材まで、曲げ耐力比を変動因子とした片持ち梁8体の静的漸増振幅繰返し載荷実験を行い、荷重変形関係の履歴ループ形状における曲げ耐力比の影響と、PC鋼材の偏心配置の影響を検討した。除荷から再載荷にかけてのループ形状や片側での繰返し載荷において曲げ耐力比の影響が大きかった。また、曲げ耐力比が0.4以下のプレストレスト鉄筋コンクリート(PPRC)部材においては、RC部材と同程度の履歴エネルギー消費が見られた。

キーワード: プレストレスト鉄筋コンクリート、履歴特性、曲げ耐力比

1 はじめに

プレストレストコンクリート(PC)部材の荷重変形関係は、鉄筋コンクリート(RC)部材と異なり、除荷時に弾性的に原点に戻る原点指向型のS字型ループを描き、履歴エネルギー消費量がRC造部材に比べて小さい。普通鉄筋とプレストレスを導入した緊張用鋼材とを用いるプレストレスト鉄筋コンクリート(PPRC)部材は、PC部材とRC部材の中間的な性質を示す。これが地震応答にどのように影響するかが耐震設計上大きな課題となっている。

しかし、PC、PPRCおよびRC部材の履歴特性を系統的に比較した実験は少ない。また、プレストレスの偏心配置の影響に関する研究も少ない。そこで、曲げ耐力比(曲げ終局時における曲げモーメントのうちPC鋼棒の負担する曲げモーメントの割合)を主なパラメータとして、履歴特性を実験的に検討した。試験体は、RC部材1体、緊張材を断面対称位置に配置し曲げ耐力比を0.2から1.0まで変化させた試験体5体、および、緊張材を偏心配置した試験体2体の計8体で、これらに静的漸増繰返し載荷実験を行った。ここでは、その実験結果について報告する。

2 実験概要

2.1 試験体の概要

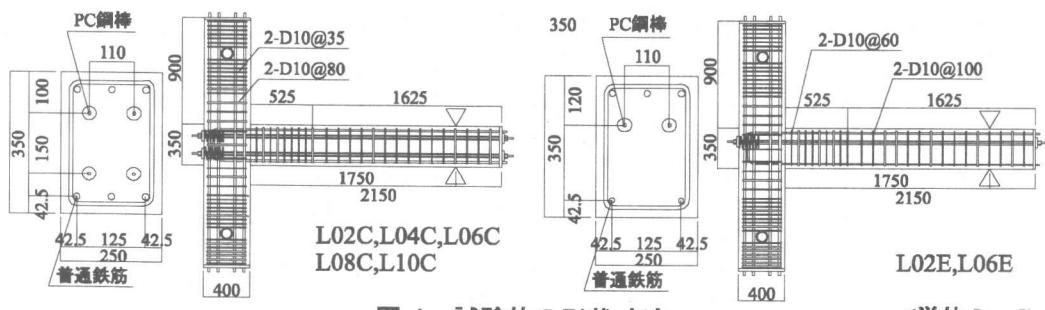


図-1 試験体の形状寸法

(単位 [mm])

*1 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 株式会社大林組 修士(工学) (正会員)

*3 東京大学大学院工学系研究科 助教授 工博 (正会員)

*4 東京大学大学院工学系研究科 教授 Ph.D.・工博 (正会員)

試験体は、図-1に示すように梁幅 b × 梁せい D が 250×350 mm の矩形断面の梁と 400×400 mm の正方形断面の柱で形成するト字型柱梁接合部であり、梁の主筋を実状に合わせて定着している。梁はせん断スパン a を 1750 mm、せん断スパン比 a/D を 5 とした。試験体 L00C、L02C、L04C、L06C、L08C および L10C では、曲げ耐力比をそれぞれ 0.0、0.2、0.4、0.6、0.8 および 1.0 とし、各試験体の曲げ終局耐力、PC 鋼棒と普通鉄筋の鋼材係数 q (式(1)) の和がそれほど同じ値 (80-100 kN、0.14-0.17) となるようにした。試験体 L02E、L06E は、曲げ耐力比 0.2、0.6 の試験体 (L02C、L06C) をもとに、緊張材の位置を偏心させた (コンクリート断面中心から 55 mm の位置)。この場合、圧縮側普通鉄筋量は、負加力側の曲げ耐力比が正加力側の曲げ耐力比と同じ 0.2、0.6 となるように決定し、曲げ終局耐力は耐力の高い方が他の 6 体とほぼ等しくなるようにした。

$$q = (a_y \cdot \sigma_y + a_{py} \cdot \sigma_{py}) / (b \cdot D \cdot \sigma_B) \quad (1)$$

ここに、 a_y ：普通鉄筋の断面積、 σ_y ：普通鉄筋の降伏点、 a_{py} ：PC 鋼棒の断面積、 σ_{py} ：PC 鋼棒の降伏点、 b ：断面の有効せい、 D ：断面の幅、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度。

コンクリート設計基準強度は 45 MPa とし、緊張材には PC 鋼棒 (JIS 規格番号 B 種 1 号) を使用した。梁は、PRC 部材と PC 部材では文献[1]を、RC 部材では文献[2]を用いてせん断強度を算定し、曲げ終局時せん断力に対して 1.5 倍以上になるようにし、すべての試験体でばら筋と同じ配筋とした。また、梁主筋の重心位置も同じとした。柱は、梁曲げ降伏先行型の破壊形式となるように、文献[3]の略算法で曲げ終局強度を計算し、それが梁の曲げ終局強度の 1.3 倍以上となるよう設計した。また、柱梁接合部で破壊が生じないように、文献[2]を準用して接合部必要補強筋量を決定した。梁端部の梁主筋は、 20 mm の鉄板に溶接定着し、柱梁接合部内では上端筋は曲げ下げ、下端筋は曲げ上げ定着とした。プレストレスはコンクリート材令 19 日で導入し、導入力は規格降伏点の 85%、細径の 9.2ϕ および 13ϕ の鋼棒についてはさらにその 95% の値とした。試験体 L02C、L04C、L06C、L08C および L10C では梁断面の上下端から 100 mm の位置、試験体 L02E、L06E についてはコンクリート断面中心から 55 mm 偏心した位置にプレストレスを導入した。PC 鋼棒は梁の両端部でアンカープレートとナットにより緊張定着したあと、グラウトを注入した。

表-1 梁部材の諸元

試験体	λ	σ_B [MPa]	主筋 種別	σ_y [MPa]	P_t [%]	PC 鋼棒 種別	σ_{py} [MPa]	q_p	P_η [kN]	あばら筋 種別	σ_{wy} [MPa]
L00C	0.0	50	3-D25	346	1.98	---	---	0.00	---	2-D10 @100mm 1.5D 以外 $P_w=0.57\%$	322
L02C	0.2	50	4-D19	348	1.49	2-9.2φ	1263	0.04	215		
L04C	0.4	51	3-D19	348	1.12	2-13φ	1070	0.07	416		
L06C	0.6	51	3-D16	354	0.78	2-17φ	1096	0.12	726		
L08C	0.8	51	2-D13	331	0.33	2-17φ	1096	0.12	728		
L10C	1.0	52	(2-6φ)	327	---	2-21φ	1045	0.17	1119		
L02E	0.2	52	4-D19	348	1.49	2-9.2φ	1263	0.04	105		
			2-D19	348	0.75	---	---	0.04	---		
L06E	0.4	52	3-D16	354	0.78	2-17φ	1096	0.12	368		
			2-D13	331	0.33	---	---	0.12	---		

λ ：曲げ耐力比、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 σ_y ：普通鉄筋の降伏点強度

P_t ：普通鉄筋の引張鉄筋比、 σ_{py} ：PC 鋼棒の降伏点強度、 q_p ：PC 鋼棒の鋼材係数

P_η ：導入時プレストレス力、 σ_{wy} ：あばら筋降伏点強度、 p_w ：あばら筋比

2.2 実験方法

加力装置を図-2に示す。文献[4]を参考にして、柱部材を水平、梁部材を鉛直になるように設置し、梁端に反力壁に固定したジャッキを用いて載荷を行った。柱は、一端をピン支持、他端をローラー支持とした。加力は、静的正負繰り返しの漸増振幅載荷とし、梁の降伏以前は荷重制御、降伏後は変形制御により行った。振幅は、ひび割れ荷重の2/3、4/3の荷重、降伏点変位（塑性率1、部材角にしておよそ1/133）、塑性率2、塑性率1の順に図-3の載荷履歴を用いた。その後は、ひび割れ荷重に対して正負1サイクル、塑性率3に対し図-3の載荷履歴、塑性率4、5、6、7に対し正負1サイクルづつという順とした。ひび割れ荷重は、3.2節で示す曲げひび割れ強度式で求めた。加力の際の降伏点変位は、最初に純RC部材であるL00Cを加力し、3.2節に示す終局強度計算値の3/4倍の強度での変形の4/3倍の変形とし、その他の試験体でも同じ値を基準変形（これを塑性率1と呼ぶ）とした。梁の変形は、図-2に示した基準点に取り付けた治具により測定した梁端部の変位とした。梁主筋およびPC鋼棒の歪度は、接合部内に1点（普通鉄筋は折り曲げ起点、PC鋼棒は柱せいの中央部）、梁危険断面、危険断面より0.75D、1.5Dの位置に3点の計4点の歪ゲージで測定した。

3 実験結果

3.1 破壊性状

試験体L00C、L02C、L02EおよびL04Cでは普通鉄筋が引張降伏した後剛性が低下するが、その後徐々に耐力は上昇した。試験体L06C、L06E、L08CおよびL10Cでは、いずれも塑性率2から圧縮側コンクリートの圧壊が始まり、その後剥落が顕著となった。試験体L08C、L10Cでは、塑性率6までに危険断面から0.5D程度の範囲で被りコンクリートがほぼ完全に剥落した。梁部材の曲げひび割れ発生範囲は、曲げ耐力比が大きくなるほど狭くなった。

3.2 各特性点の予測と結果

既往の方法による復元力特性のスケルトンカーブの推定精度を検討するため、諸強度と変形を実験値と計算値で比較する。曲げひび割れモーメントは、プレストレスロスを考慮するため有効プレスト力（導入プレストレス力の0.85倍）を用いた文献[5]の式(2)を用いて計算した。また文献[6]のファイバー解析プログラムのRESPONSEを用い、断面の平面保持を仮定し、コンクリート・普通鉄筋・PC鋼棒の応力度-歪度関係を仮定した断面解析により曲げモーメントと曲率の関係を精算した。この場合、普通鉄筋、PC鋼棒それについて、材料試験で得た降伏歪（PC鋼棒についてはプレストレスの導入時の歪を考慮した）に達する時をそれぞれの降伏点強度とした。また、部材端部の変形を算定するために、危険断面がそれぞれの強度に達した時の部材軸方向の曲率分布を、

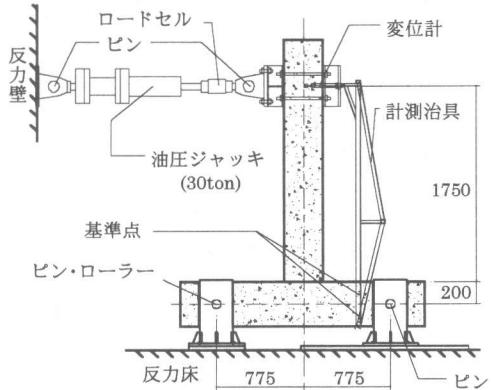


図-2 加力方法（単位mm）

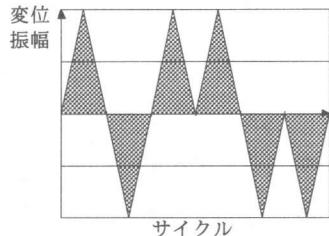


図-3 1セットの載荷履歴

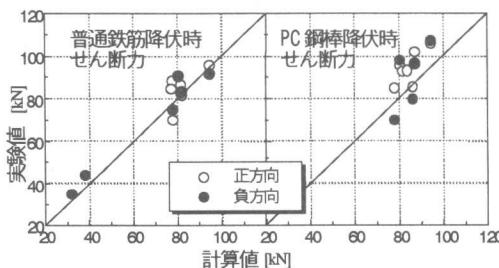
普通鉄筋降伏時は線形、PC 鋼棒降伏時では普通鉄筋が降伏する点でバイリニアな分布であると仮定して積分した。計算には材料試験の結果を用いた。実験の結果得られた各試験体の特性点を計算値と比較して表-2に示す。

$$M_{cr} = (\sigma_{tb} + P/A_c + P \cdot e/Z) \times Z \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{tb} = (5/3) \times 0.07 \times \sigma_B$ ：コンクリートの曲げ引張強度、 $P = 0.85 \times P_n$ ：有効プレストレス力、 A_c ：コンクリートの断面積、 e ：プレストレス力の偏心距離、 Z ：断面係数。

表-2 各試験体特性点の計算値と実験値

試験体		曲げひび割れ発生				曲げ降伏（普通鉄筋）				曲げ降伏（PC鋼棒）			
		計算値		実験値		計算値		実験値		計算値		実験値	
		せん断力 [kN]	変位 [mm]	せん断力 [kN]	変位 [mm]	せん断力 [kN]	変位 [mm]	せん断力 [kN]	変位 [mm]	せん断力 [kN]	変位 [mm]	せん断力 [kN]	変位 [mm]
L00C	正負	16.7	1.14	15.3 -10.0	0.51 -0.27	82.0	11.7	81.6 -83.6	12.7 -16.5	---	---	---	---
L02C	正負	24.8	1.78	24.9 -20.4	1.19 -1.15	81.6	11.7	86.6 -82.8	13.1 -13.2	87.1	12.5	101.9 -96.4	23.1 -21.2
L04C	正負	30.4	2.23	28.4 -30.2	1.19 -2.27	80.4	11.7	90.8 -90.6	14.9 -15.9	86.2	12.5	85.5 -79.9	12.0 -12.5
L06C	正負	40.7	3.06	40.0 -37.2	1.72 -2.09	94.6	15.4	95.8 -91.6	12.4 -13.5	94.6	15.4	105.8 -107.4	16.8 -20.1
L08C	正負	40.7	3.06	36.0 -30.3	2.27 -1.80	78.0	15.3	70.2 -75.0	8.96 -12.0	78.0	15.3	85.2 -70.2	17.5 -12.4
L10C	正負	51.6	3.93	50.5 -44.7	3.07 -2.94	---	---	---	---	80.5	13.7	95.8 -98.0	18.2 -19.2
L02E	正負	24.5 -16.9	1.77 -1.15	26.6 -17.7	1.43 -1.01	77.6 -38.2	11.7 -11.7	88.3 -44.1	15.6 -11.3	81.6 ---	12.3 ---	92.8 ---	22.2 ---
L06E	正負	40.0 -17.4	3.00 -1.19	38.1 -51.0	2.31 -4.31	77.2 -32.1	11.7 -11.7	84.4 -34.9	14.9 -7.23	83.8 ---	12.7 ---	92.7 ---	19.9 ---



(a) 強度の比較

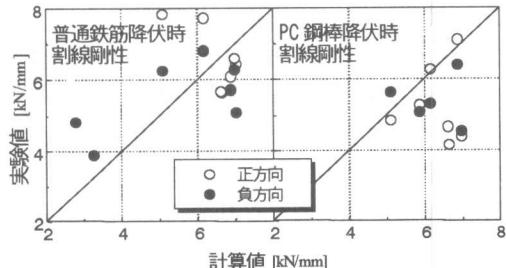


図-4 解析結果と実験値の比較（横軸が解析結果）

普通鉄筋降伏時、PC 鋼棒降伏時のせん断力と割線剛性を計算値と実験値で比較し図-4に示す。せん断力は変動係数が 6~13%で精度が高いが、剛性は変動係数が 20~30%程度で、強度の評価に比べるとばらつきが大きい。

4 荷重-変形の履歴曲線

4.1 部材端の変形

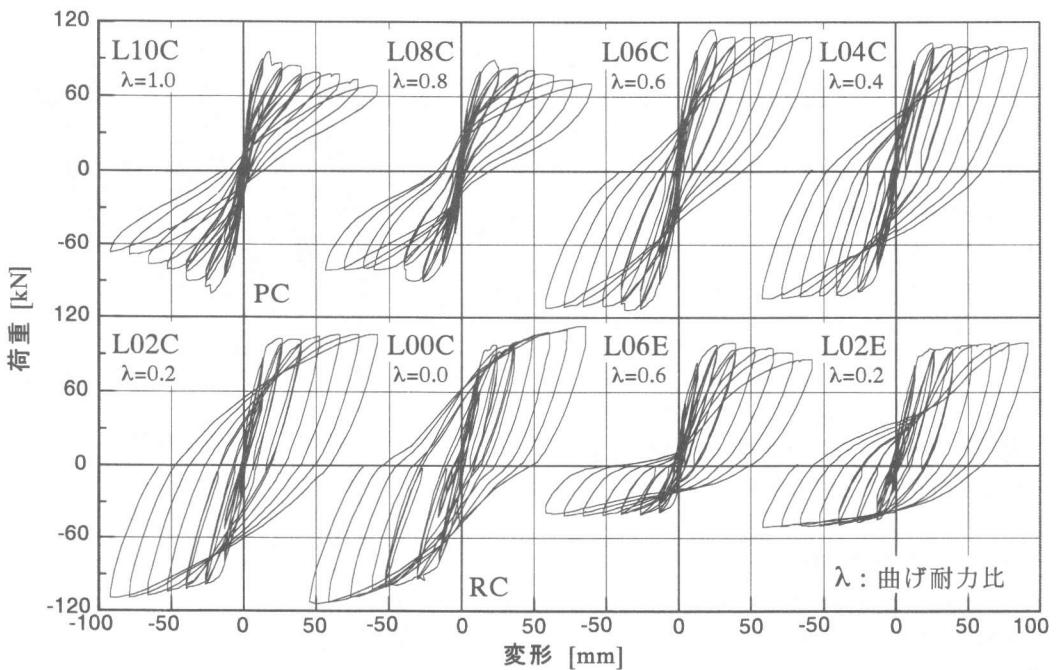


図-5 荷重-変形の履歴曲線

曲げ耐力比が繰返し載荷に対して及ぼす影響を比較するため、繰返し載荷時の梁端部に作用する荷重と梁端の変形の履歴を図-5に示す。試験体L00C、L02Cはひび割れ発生や普通鉄筋の降伏によって剛性が急激に変化し、また、普通鉄筋降伏後も耐力は徐々に増加した。試験体L04C、L06C、L08C、L10Cは、いずれもひび割れ発生後剛性が緩やかに低下し、試験体L04C、L06Cでは鋼材の降伏に続いて最大耐力に達した。試験体L04Cは普通鉄筋降伏後、試験体L06Cはコンクリートの圧壊時に一旦荷重が低下したが、その後の耐力低下は小さい。試験体L04Cでは普通鉄筋の降伏に先行してPC鋼棒が降伏した。試験体L08C、L10Cでは、最大耐力に達するまでの剛性低下は鋼材の降伏とは関わりなく進んでいる。その後コンクリートの圧壊に伴い荷重が低下し続けた。緊張材を偏心配置した試験体L02E、L06Eでは、それぞれ曲げ耐力比の等しい試験体L02C、L06Cと比較して、耐力がほぼ等しい正側で良く似た履歴形状を示した。正方向載荷時にコンクリートの圧壊が見られたL06Eでは最大耐力後に耐力低下が見られた。

試験体L00C、L02C、L04C、L06C、L08CおよびL10Cの塑性率2の時の1サイクル目の履歴曲線を図-6に示す。荷重は、変形が最大の時の荷重を1.0とし規準化して示した。同変形での除荷開始直後の剛性はいずれの試験体も高く、その後曲げ耐力比の大きいものほど早く剛性が低くなる。また、除荷のから反対方向への再載荷にかけての履歴曲線が、曲げ耐力比の増加とともに下に凸から上に凸まで徐々に変化していく。残留変形は、曲げ耐力比が大きい試験体ほど小さい。

次に、塑性率3まで行った片側繰返し載荷での

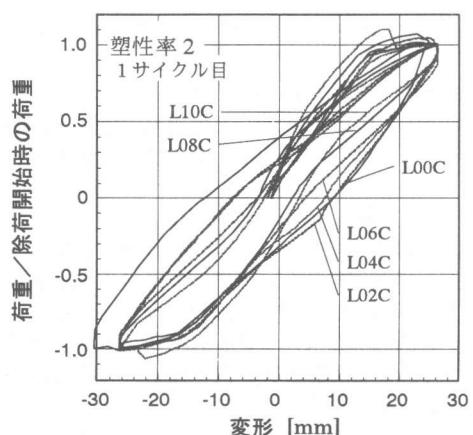


図-6 除荷から再載荷にかけての履歴

ループ形状を比較する。塑性率 2 の片側繰り返し載荷の様子を図-7 に示す。荷重はサイクルの最大荷重で規準化した。片側での繰り返し載荷時の 2 度目と 1 度目の面積の比（濃い部分の面積の全体の面積に対する比）では、塑性率が 1 のときではどの試験体も 0.5 から 0.8 であった。しかし、塑性率が 2、3 になると、曲げ耐力比が 0.2 以下の試験体では 0.2 程度であるのに対し、曲げ耐力比が 0.6 以上のものでは 0.6 程度であり、片側の繰り返しでもエネルギー消費が大きいことがわかった（図に面積比を示した）。

4.2 等価粘性減衰定数

各試験体の各塑性率の最初のサイクルについて等価粘性減衰定数 h_{eq} を計算し、図-8 に示す。塑性率 1（部材角で 1/133 程度）の範囲では h_{eq} は曲げ耐力比によらずほぼ一定となった。塑性率が大きくなるにつれ、曲げ耐力比が大きいほど h_{eq} が小さい傾向が見られる。ただし、曲げ耐力比が 0.4 以下の PRC 部材では塑性率 7（部材角で 1/20 程度）の範囲まで、RC 造部材と同程度のエネルギー消費能力がある。

5まとめ

曲げ耐力比を 0.0～1.0 まで変化させた片持ち梁の繰り返し載荷実験により以下の知見が得られた。

- (1) 等価粘性減衰定数は、塑性率 1 では曲げ耐力比によらず、また塑性率 7 でも、曲げ耐力比が 0.4 以下の PRC 部材では RC 造部材と同程度となった。
- (2) 履歴曲線の除荷から載荷にかけて、剛性の変化のしかたに曲げ耐力比の影響がみられた。
- (3) 曲げ耐力比が 0.6 以上の試験体では、片側の繰り返し載荷でもエネルギー消費が大きかった。

謝辞 本研究は、株式会社ピー・エスの研究助成を受けて行った。また、株式会社ピー・エスの林三雄氏、市澤勇彦氏に試験体の設計、試験体製作、プレストレス導入およびグラウト注入作業もお世話になった。ここに、厚く感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 日本建築学会、プレストレスト鉄筋コンクリート（III種 PC）構造設計・施工指針・同解説、1986
- [2] 日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990
- [3] 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1991
- [4] 西山峰広ほか：プレストレストコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元特性と接合部せん断性状に関する実験研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 429 号、PP31～40、1991.11
- [5] 日本建築学会、プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、1987
- [6] Michael P.Collins and Denis Mitchell : PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES, PRENTICE HALL, Englewood Cliffs, New Jersey, 1991

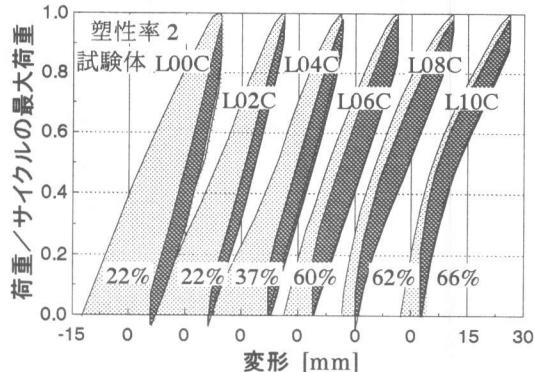


図-7 片側での繰り返し載荷

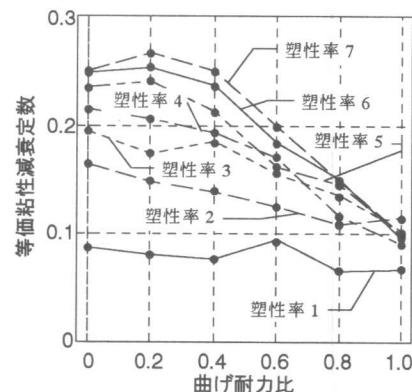


図-8 等価粘性弹性係数