

論文 せん断余裕度の低い RC 柱部材の耐震性能に関する実験的研究

丸山 哲郎*1・小林 将志*2・醍醐 宏治*3

要旨: 鉄筋コンクリート部材の地震時の破壊形態や変形性能についてこれまでに多くの研究が行われてきた。しかし、曲げせん断耐力比が 0.9 以下の RC 部材の変形性能を定量的に評価した研究は少ない。今回、曲げせん断耐力比が 0.6~0.9 程度の矩形 RC 柱について、既往の試験結果を整理するとともに、新たに矩形 RC 柱を模擬した試験体を用いて正負交番載荷試験を実施し、破壊形態と変形性能についての評価を行った。その結果、せん断力と曲げ降伏耐力に達する時のせん断力の比が 1.0 程度以上、曲げせん断耐力比が 0.8 程度以上の RC 柱部材は、変形性能が既往のじん性率算定式と概ね一致することが確認された。

キーワード: RC 柱部材, 破壊形態, 変形性能, 曲げせん断耐力比, 曲げ降伏後のせん断破壊

1. はじめに

兵庫県南部地震以降に改訂された耐震設計基準類に基づき新設あるいは補強された構造物は、一般に、せん断破壊に対する余裕度が高く、曲げ降伏後にせん断破壊が生じる可能性は極めて低い。しかしながら、旧基準で構築された構造物の中には、曲げ耐力に達する際のせん断力とせん断耐力の比(以下、曲げせん断耐力比, V_y/V_{mu})が 1.0 に近い場合や帯鉄筋等の横方向鉄筋が十分に配置されていない場合があり、主鉄筋が降伏した後、大変形領域での正負交番繰返しによってせん断耐力が著しく減少し、せん断破壊するものが存在する。

鉄筋コンクリート(以下、RC)部材の耐震性能については、破壊形態や変形性能についてこれまで多くの研究(例えば 1), 2), 3) が行われてきた。しかし、曲げせん断耐力比が 1.0 以下の RC 部材の変形性能を定量的に評価した研究は比較的少ない。その一例として石橋らの研究 4) によるじん性率の算定式があるが、石橋らの部材じん性率の算定式は、適用範囲が曲げせん断耐力比 0.9~2.7 であり、曲げせん断耐力比が 0.9 未満の RC 部材の変形性能については評価できないのが現状である。

現在、ラーメン高架橋や橋脚の耐震補強が進められているが、補強対象数が多く、全ての補強が完了するまでにはかなりの期間を要する。耐震補強を合理的に進めるためには、破壊判定による補強の要否だけでなく、変形

性能を含めた耐震性能を評価して補強の優先度について検討していく必要であると考えられる。

そこで、今回、曲げせん断耐力比が 0.9 未満の矩形 RC 柱の耐震性能を確認することを目的として、曲げせん断耐力比が 0.6~0.9 程度の既往の実験結果を整理するとともに、新たに 2 体の矩形 RC 柱を模擬した試験体を用いて正負交番載荷試験を実施し、破壊形態と変形性能についての検討を行ったので以下に報告する。

2. せん断余裕度の低い RC 柱部材に対する正負交番載荷試験

文献 5), 6), 7) で公表されている既往試験データの整理を行い、今回の検討において不足するデータの収集を目的に、せん断余裕度の低い矩形 RC 柱を模擬した試験体による正負交番載荷試験を 2 体実施した。

2.1 試験体諸元

試験体の諸元を表-1 に、試験体の形状および配筋の例を図-1 に示す。試験体の断面寸法は、N-1, N-2 試験体ともに 600mm×600mm、せん断スパン比 (l_a/d) は 3.0、 V_y/V_{mu} はそれぞれ 0.74, 0.78 である。なお、N-1 試験体においては帯鉄筋を配置していない。曲げ耐力およびせん断耐力の算定には、表-1 に示す材料試験により実測したコンクリート強度および鉄筋の降伏点強度を用いて算出した。

表-1 試験体諸元

試験体番号	断面寸法 B×H (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン比 l_a (mm)	せん断スパン比 l_a/d	軸方向鉄筋 (径×本数)	引張鉄筋比 ρ_t (%)	帯鉄筋 (径×組数)	帯鉄筋ピッチ (mm)	帯鉄筋比 ρ_w (%)	軸力 (N/mm ²)	材料強度		
											コンクリート f'_{ck}	軸方向鉄筋 f_{sy}	帯鉄筋 f_{sy}
N-1	600×600	550	1650	3.00	D22×16	0.59	—	—	—	0.98	25.3	375.7	—
N-2	600×600	550	1650	3.00	D29×20	1.17	D10×1組	125	0.19	0.98	28.0	385.9	403.5

*1 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター (正会員)

*2 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター 課長 工修 (正会員)

*3 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター 工修 (正会員)

2.2 荷重方法

試験における荷重方法は、一定の軸力 0.98N/mm^2 を作用させた状態での静的正負交番荷重とした。試験は最外縁の軸方向鉄筋のひずみが、材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達するまでは荷重制御により行い、正側、負側それぞれの荷重点変位の平均値を降伏変位 δ_y 、水平荷重の平均値を降伏荷重 P_y とした。 $2\delta_y$ 以降は降伏変位の整数倍となる変位を変位制御にて与え、正負交番荷重試験を行った。なお、各変位段階における繰り返し回数は3回とした。

2.3 試験結果

(1) 損傷状況と破壊形態

図-2 に軸方向鉄筋降伏時および荷重が $1/2P_y$ を下回った時の試験体の損傷状況を示す。破壊形態の分類としては、「せん断破壊」、「曲げ降伏後のせん断破壊」、「曲げ破壊」の3種類とした。ここで、「せん断破壊」とは曲げ降伏耐力に達する前に耐力が急激に低下するもの、「曲げ降伏後のせん断破壊」とは軸方向鉄筋が降伏した後に、せん断破壊と同様に斜めひび割れが進展して急激に耐力が低下するもの、「曲げ破壊」とは軸方向鉄筋の降伏後、曲げひび割れが進展し、基部に塑性ヒンジが形成されてコンクリートの圧縮破壊などにより耐力が低下し、終局に至るものとした。

N-1 試験体については、 $1\delta_y$ では曲げひび割れが発生したが、斜めひび割れは微小であった。 $2\delta_y$ では荷重点から圧縮縁基部にかけての斜めひび割れが進展し、ひび割れがく体を貫通し、耐力が大きく低下して曲げ降伏時の荷重を下回った。 $3\delta_y$ 以降は荷重点付近から圧縮縁基部にかけての斜めひび割れ幅が拡大し、耐力の低下も大きかった。破壊形態としては曲げ降伏後のせん断破壊である。

N-2 試験体については、 $1\delta_y$ の1回目の荷重で荷重点から基部の圧縮縁にかけての斜めひび割れが多く発生し、

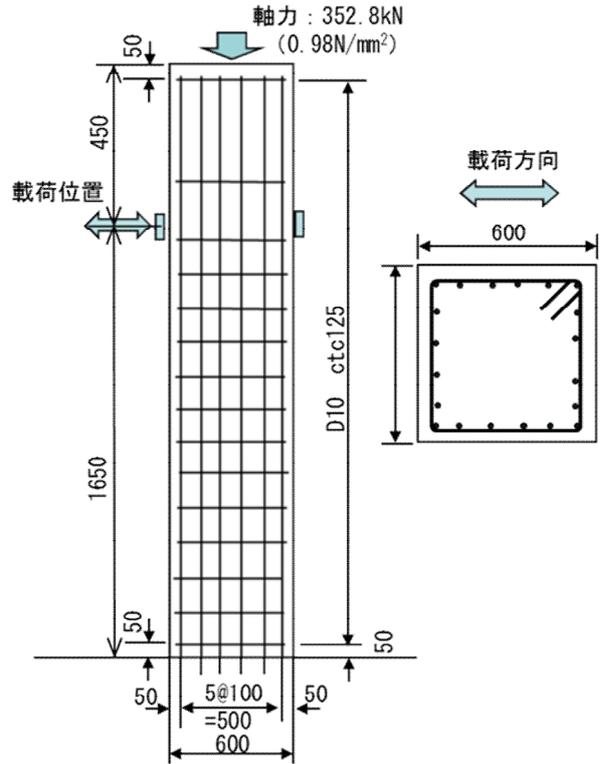


図-1 試験体の形状および配筋の例 (N-2)

帯鉄筋2本が軸方向鉄筋に先行して降伏した。N-1 試験体との違いは、発生した斜めひび割れが分散して発生した点である。また、軸方向鉄筋の降伏に先行して2本の帯鉄筋が降伏したが、軸方向鉄筋の降伏までは荷重が増加した。 $2\delta_y$ の正側の荷重では、荷重点では降伏荷重を上回ったが、 $2\delta_y$ の変位に達する前に荷重点から基部の圧縮縁にかけてのひび割れ幅が増大し、急激に耐力が低下し、降伏荷重を下回った。 $2\delta_y$ の負側の荷重では、荷重点でも降伏荷重を上回らなかった。 $3\delta_y$ では荷重点側面のかぶりコンクリートが剥落し、大きく耐力が低下し、 $4\delta_y$

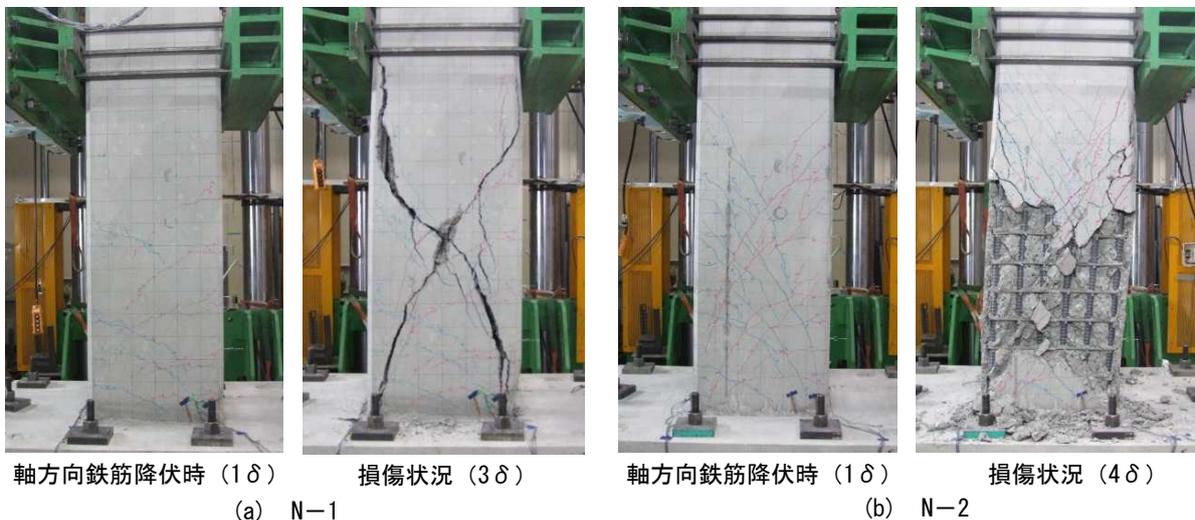


図-2 損傷状況

以降も耐力の低下が大きかった。破壊形態としては、一部の帯鉄筋が軸方向鉄筋に先行して降伏しているが、軸方向鉄筋の降伏までは荷重が上昇しており、曲げ降伏後のせん断破壊である。

(2) 載荷点における荷重と変位の関係

図-3に載荷点における荷重-変位関係を示す。N-1試験体では、 $2\delta_y$ の正側の載荷途中で最大荷重に達したが、 $2\delta_y$ の変位に達する前に大きく耐力が低下し降伏荷重を下回った。また、 $2\delta_y$ の負側の載荷では、降伏荷重まで達しなかった。N-2試験体においては、正側の載荷では $2\delta_y$ で最大荷重に達したが、負側の載荷では $2\delta_y$ で降伏荷重を下回った。また、 $2\delta_y$ 以降大きく耐力が低下した。

3. 試験結果と既往の実験データの整理

3.1 試験データの整理

前章の2体の正負交番載荷試験の結果と文献^{5), 6), 7)}で公表されている、曲げせん断耐力比 (V_y/V_{mu}) が0.6~0.9程度の矩形RC柱に関する実験データを用いて、破壊形態と変形性能について整理した。文献^{5), 6), 7)}から収集した既往実験の試験体諸元を表-2に、新たに実施した正負交番載荷試験の結果と既往実験の結果を表-3に示す。表-3に示す各試験体の耐力の計算値は、曲げ降伏耐力に達する時の水平力 P_y については引張側軸方向鉄筋の応力が材料試験で求められた降伏点 (f_{sy}) に達するときの水平力とし、曲げ終局耐力 P_u は、文献⁸⁾を参考として、コンクリートの終局ひずみを0.0035として終局曲げ耐力 M_u を算出して求めた値とした。また、せん断耐力 V_y については、文献⁹⁾の付属資料10を参考にし、 l_a/d の効果および側方鉄筋の影響を考慮して算出した。なお、 P_y , P_u , V_y の算出における材料係数 γ_c , γ_s , 部材係数 γ_{bc} , γ_{bs} , 材料修正係数 ρ_m については全て1.0とした。また、表-3に示す実験値の降伏変位 δ_y は、軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の載荷点位置の水平変位量とし、終局変位 δ_u は実験から得られる荷重-変位曲線の包絡線において、試験体の水平荷重が降伏荷重 P_y を下回らない最大変位とした。なお、降伏荷重 P_y , 最大荷重 P_u , 降伏変位 δ_y および終局変位 δ_u は、正側の載荷と負側の載荷の平均値としている。

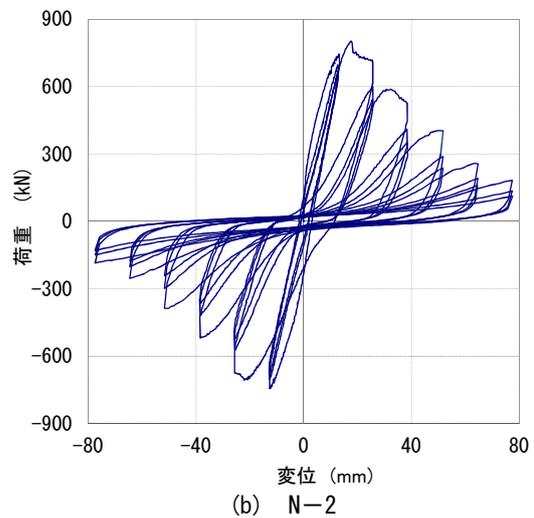
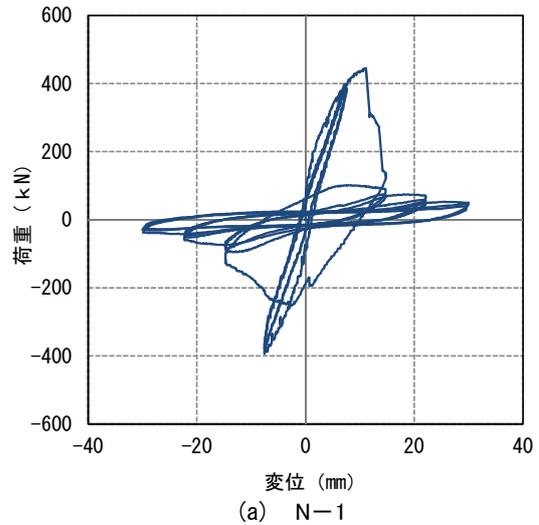


図-3 荷重と変位との関係

3.2 破壊形態と V_y/V_{my} , V_y/V_{mu} との関係

破壊形態と各試験体の、曲げ降伏耐力に達する時のせん断力 V_{my} とせん断耐力 V_y との比 (V_y/V_{my}) および曲げせん断耐力比 (V_y/V_{mu}) の関係を図-4に示す。破壊形態は試験体 No.1, No.2 がせん断破壊、N-1, N-2 および No.3, No.4 が曲げ降伏後のせん断破壊である。各試験体の破壊形態と V_y/V_{my} および V_y/V_{mu} から、破壊形態がせん断破壊となるか曲げ降伏後のせん断破壊となるかの境界は、 V_y/V_{my} では0.84~0.94, V_y/V_{mu} では0.66~0.74の間にあると考えられる。

表-2 既往試験の試験体諸元

試験体番号	断面寸法 B×H (mm)	有効高さ d (mm)	せん断 スパン l _a (mm)	せん断 スパン比 l _a /d	軸方向 鉄筋 (径×本数)	引張 鉄筋比 ρ _t (%)	帯鉄筋 (径×組数)	帯鉄筋 ピッチ (mm)	帯鉄筋 比 ρ _w (%)	軸力 (N/mm ²)	材料強度		
											コンク リート f' _{ck}	軸方向 鉄筋 f _{sy}	帯鉄筋 f _{sy}
											(N/mm ²)		
No. 1 ⁵⁾	400×400	360	1150	3.19	D19×16	0.99	—	—	—	0.98	23.2	370.1	—
No. 2 ⁵⁾	400×400	360	1150	3.19	D19×16	0.99	—	—	—	0.98	27.7	374.8	—
No. 3 ⁹⁾	400×400	360	1150	3.19	D19×16	0.99	D6×1組	200	0.08	1.00	26.7	368.5	354.6
No. 4 ⁷⁾	650×650	600	1850	3.08	D22×20	0.60	D6×1組	200	0.05	0.98	30.3	373.0	301.0

3.3 変形性能

変形性能の検討においては、今回は実験ベースでの検討であることから、文献⁹⁾で用いられている設計ベースの部材じん性率の算定式のもとになっている、実験ベースの石橋らの研究⁴⁾による部材じん性率の算定式を用いて検討を行った。変形性能の検討では、表-3に示すデータの内、せん断破壊となっているNo.1, No.2試験体を除いたデータと、石橋らの変形性能についての研究結果⁴⁾のデータを用いて行った。なお、石橋らの研究⁴⁾による部材じん性率は、文献の値をそのまま用いた。表-4に新たに実施した正負交番載荷試験と既往実験データの部材じん性率の一覧を示す。

今回、部材じん性率の評価においては、く体の変位による部材じん性率で行っており、軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位は含めていない。く体の変位による部材じん性率を μ_0 、軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位を δ_1 とする。なお、今回収集した既往データの降伏変位 δ_y および終局変位 δ_u は、軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位を含んだ値である。従って、式(1)、(2)に示す石橋らの研究⁴⁾による鉄筋の抜け出し量の計算式により、降伏時および終局時の軸方向鉄筋の抜け出し量を算出し、式(3)により降伏時の回転変位 δ_{y1} および終局時の回転変位 δ_{u1} を算出して降伏変位 δ_y および終局変位 δ_u からそれぞれ差し引くことにより、く体の変位を算出した。計算したく体の変位をそれぞれ δ_{y0} 、 δ_{u0} とする。

$$\Delta l_y = 0.070 - 0.0054(D/\phi) + 0.00017(D/\phi)^2 \quad (1)$$

$$\Delta l_u = 0.083 - 0.0054(D/\phi) + 0.00015(D/\phi)^2 \quad (2)$$

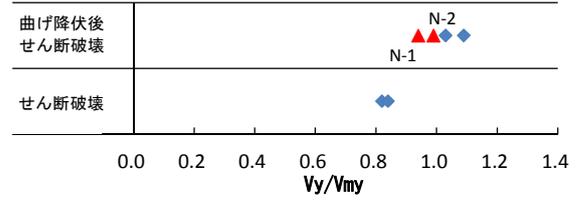


図-4 破壊形態と V_y/V_{m_y} , V_y/V_{m_u} の関係

ここで、

Δl_y : 降伏時の軸方向鉄筋抜け出し量 (mm)

Δl_u : 終局時の軸方向鉄筋抜け出し量 (mm)

D: 鉄筋中心間隔

ϕ : 軸方向鉄筋鉄筋径

$$\delta_1 = h \cdot \Delta l / (d - x_n) \quad (3)$$

ここで、

Δl : 軸方向鉄筋の抜け出し量

h: く体高さ (基部から載荷点まで)

d: 部材の有効高さ

x_n : 圧縮縁より中立軸までの距離

く体の変位の部材じん性率の計算値の算出には、石橋らの研究⁴⁾による実験式である式(4)を用いて算出した。

表-3 試験結果と既往試験データ

試験体番号	計算値					実験値				
	降伏荷重 P_y	最大荷重 P_u	せん断耐力 V_y	V_y/V_{m_y}	V_y/V_{m_u}	降伏荷重 P_y	最大荷重 P_u	降伏変位 δ_y	終局変位 δ_u	破壊形態
	(kN)	(kN)	(kN)			(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	
N-1	317.5	405.9	299.2	0.94	0.74	396.6	419.5	7.46	9.35	曲げ降伏後のせん断破壊
N-2	596.7	756.1	591.5	0.99	0.78	744.0	774.7	12.91	15.37	曲げ降伏後のせん断破壊
No.1	196.1	246.7	160.0	0.82	0.65	—	211.9	—	—	せん断破壊
No.2	201.1	255.2	169.4	0.84	0.66	—	215.8	—	—	せん断破壊
No.3	197.8	250.4	202.8	1.03	0.80	217.1	263.6	6.25	14.45	曲げ降伏後のせん断破壊
No.4	369.0	482.0	418.4	1.09	0.85	384.5	499.5	9.10	33.60	曲げ降伏後のせん断破壊

表-4 部材じん性率

試験体番号	計算値				実験値					
	Δl_y	Δl_u	μ_{0c}	μ_{0t}	降伏変位 δ_y	終局変位 δ_u	δ_{y0}	δ_{u0}	μ_{0t}	μ_{0t}/μ_{0c}
					(mm)		(mm)			
新規試験データ	N-1	2.06	2.17	2.98	7.46	7.46	5.40	5.29	0.98	0.33
	N-2	2.64	2.77	3.41	12.91	12.91	10.27	10.14	0.99	0.29
既往試験データ	No.3	2.60	2.72	3.38	6.25	14.45	3.65	11.73	3.21	0.95
	No.4	2.16	2.26	3.89	9.10	33.60	6.94	31.34	4.52	1.16

$$\mu_0 = -1.9 + 6.6(Vy/Vmu) + (13p_w - 1.6)p_w \quad (4)$$

ここで、 p_w : 帯鉄筋比 (%)

式(4)で算出されたく体のみの部材じん性率の計算値を μ_{0c} 、既往の実験で得られたく体のみの部材じん性率を μ_{0t} とする。

石橋らの研究による部材じん性率算定式の曲げせん断耐力比による適用範囲は、文献⁴⁾より $0.9 \leq Vy/Vmu \leq 2.7$ とされているが、新たに試験を実施した試験体のデータおよび収集したデータはこの適用範囲を外れている。この適用範囲を外れているデータについて、じん性率算定式の適用の可否について検討した。図-5に μ_{0t} と μ_{0c} の比較を示す。図-5より、No.3 および No.4 試験体においては、部材じん性率の計算値 μ_{0c} と実験値 μ_{0t} が概ね一致しているが、N-1 および N-2 試験体においては、計算値と実験値の差異が大きくなっている。ここで、く体部分の部材じん性率 μ_0 の実験値と計算値の比 μ_{0t}/μ_{0c} に着目すると、N-1 および N-2 試験体については0.33, 0.29であり、実験値と計算値の差が大きいが、No.3 および No.4 試験体については0.94 と 1.16 であり、概ね実験値と計算値が一致している。このことより、破壊形態が曲げ降伏後のせん断破壊型である RC 部材でも、性能によっては部材じん性率の計算式が適用できないことがわかる。

そこで、部材じん性率の実験値と計算値が概ね一致した No.3, No.4 試験体と差が大きい N-1, N-2 試験体との違いについて確認するため、 μ_{0t}/μ_{0c} と引張鉄筋比(p_t)、帯鉄筋比(p_w)、 Vy/Vmy および Vy/Vmu との関係の比較を行った。その結果を図-6に示す。 μ_{0t}/μ_{0c} と引張鉄筋比(p_t) および帯鉄筋比(p_w) との関係については、特に傾向は見られない。しかし、 μ_{0t}/μ_{0c} と Vy/Vmy および Vy/Vmu との関係については、じん性率の実験値と計算値とで差が大きかった N-1, N-2 試験体は、実験値と計算値が概ね一致した No.3, No.4 試験体と比較して、 Vy/Vmy および Vy/Vmu が小さいことがわかる。この結果より、今回検討した試験データの諸元の範囲において、 Vy/Vmy が 1.0 程度以上、 Vy/Vmu が 0.8 程度以上であれば、石橋らの部材じん性率の計算式が適用可能であると言える。

4. まとめ

今回、 Vy/Vmu が 0.9 未満の矩形 RC 柱の耐震性能を確認するため、既往の試験データを収集して整理するとともに、新たに 2 体の矩形 RC 柱を模擬した試験体を用いて正負交番載荷試験を実施し、 Vy/Vmu が 0.6~0.9 程度の場合の、部材じん性率の算定式の適用の可否について検討を実施した。

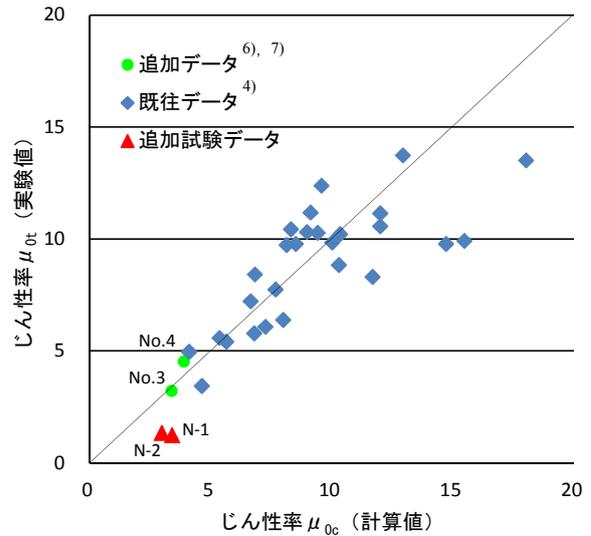


図-5 μ_{0t} と μ_{0c} の比較

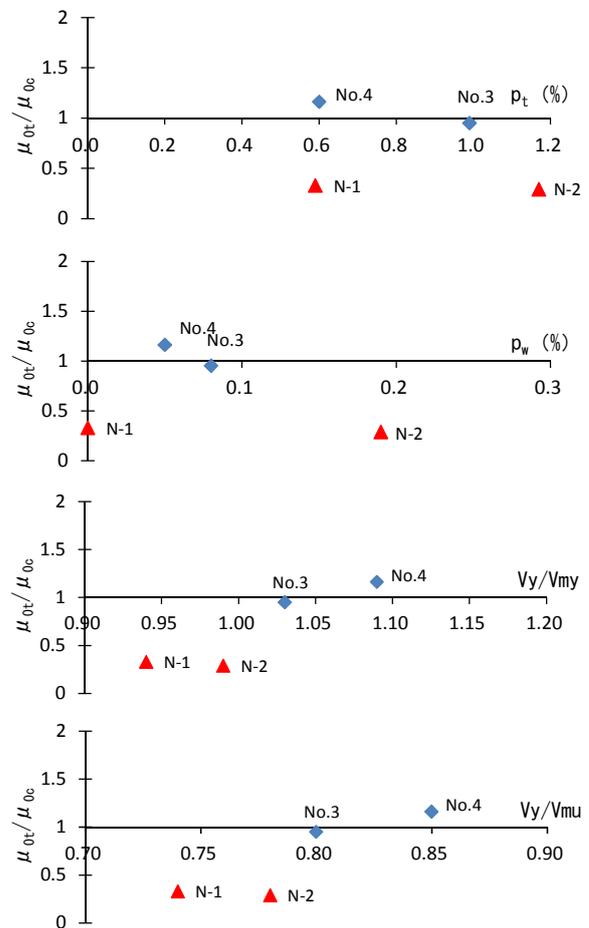


図-6 μ_{0t}/μ_{0c} と p_t , p_w , Vy/Vmy , Vy/Vmu の関係

検討の結果、今回検討した試験データの諸元の範囲において、 $Vy/Vmy \geq 1.0$, $Vy/Vmu \geq 0.8$ であれば実験値と計算値が概ね一致しており、石橋らの研究⁴⁾による部材じん性率の算定式(式(4))が適用可能であることが分かった。

参考文献

- 1) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第 378 号, V-6, pp203-212, 1987.2
- 2) 宮城敏明, 服部尚道, 吉川弘道, 藤田幸弘: RC 柱におけるせん断耐力劣化を考慮した変形性能評価手法, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, 2000
- 3) M.J.N Priestley, F.Seible and G.M.Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridge, 1996
- 4) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号, V-8, pp.57-66, 1988.2
- 5) 石橋忠良, 中山弥須夫, 津吉 毅: 帯鉄筋を配置していない RC 柱の地震時破壊形態, 土木学会論文集, No.676, V-51, pp.13-18, 2001.5
- 6) 小林 薫, 石橋忠良: RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.683, V-52, pp.91-102, 2001.8
- 7) 菅野貴浩, 石橋忠良, 松尾伸二, 幸田和明: 補強鋼材を斜めに配置した鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集 E, Vol.65, pp.45-62, 2009.2
- 8) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善出版株式会社, 2004.4
- 9) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 (SI 単位版), 丸善出版株式会社, 1999.1