

論文 鋼管横補強 RC 短柱を用いた補強要素を有する RC 建物の地震応答

江藤啓二^{*1}・菊池健児^{*2}・吉村浩二^{*3}

要旨：鋼管横補強 RC 短柱を用いた耐震要素の耐力・変形・履歴性状等の力学的性能をこれまでで行われた水平加力実験結果に基づき検討し、耐震要素の地震応答解析用の復元力特性モデルの有効性について検討を行った。さらに、このような耐震要素を耐震性能の乏しい建物に耐震補強要素として組み込んだ場合の地震応答性状について検討を行った結果、鋼管横補強 RC 短柱を用いた耐震補強要素は大地震時の耐震性能の改善に有効であることが確認できた。

キーワード：耐震補強, RC 短柱, 鋼管補強, X 形配筋, 耐震要素, 地震応答解析

1. はじめに

近年、大地震時の応答を低減する制震工法が注目され数多く提案されている(例えば^{1), 2)}。これまで、大分大学では、鉄筋コンクリート(以下 RC)耐震壁や鉄骨ブレースに替わる実用的プレファブ耐震要素として、RC 短柱を鋼管により横拘束し、強度、剛性を調整でき、かつ、強度、変形、エネルギー吸収性能の優れた耐震要素(図-1 参照)の開発を行っている。

本研究では、これまで行われた耐震要素の水平加力実験の結果に基づき耐震要素の耐力・変形・履歴性状等の力学的性能について明らかにし、耐震要素の地震応答解析用の復元力特性モデルの有効性について検討を行い、このような耐震要素を耐震性の乏しい建物に組み込んだ場合の地震応答性状を地震応答解析により検討し、耐震補強要素としての有効性について検証を行った。

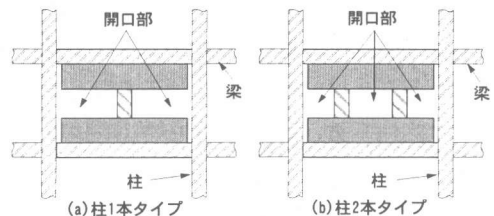


図-1 耐震要素

表-1 試験体概要

試験体					鋼管		コンクリート		主筋			主筋定着	
		b (cm)	D (cm)	h (cm)	t (mm)	t _{fy} (MPa)	F _c (MPa)	f _c (MPa)	配筋	P _g (%)	Σa _{fy} (kN)	l _a (cm)	Σφ/l _a φ _a (kN)
I シリーズ	N8D10	15	15	30	4.5	339	30	22.4	8-D10	2.53	216	35	279
	N6D13	15	15	30	4.5	339	30	28.3	6-D13	3.39	261	50	442
	H6D13	15	15	30	4.5	339	40	40.9	6-D13	3.39	281	47	501
	N6S13	15	15	30	4.5	339	30	27.5	6-13φ	3.54	251	35	172
	H6S13	15	15	30	4.5	339	40	41.5	6-13φ	3.54	251	34	248
	N4D16	15	15	30	4.5	339	30	28.4	4-D16	3.54	290	50	370
	N4D19(91)	15	15	30	4.5	339	30	25.8	4-D19	5.10	407	42	356
	N4D19(93)	15	15	30	4.5	339	30	22.9	4-D19	5.10	406	50	403
	N4S19	15	15	30	4.5	339	30	24.7	4-19φ	5.04	349	35	249
	N2D22	15	15	30	4.5	339	30	29.8	2-D22	3.44	270	53	280
	N2D19	15	15	30	4.5	339	30	29.8	2-D19	3.82	203	50	227
	4D10	15	15	30	4.5	339	30	29.8	4-D10	3.82	108	50	227
	N2D22	15	15	30	4.5	339	30	22.4	2-D22	4.01	270	53	247
	4D6	15	15	30	4.5	339	30	22.4	4-D6	4.01	54	30	80
II シリーズ	ND613-0.5	15	15	15	4.5	339	30	26.7	6-D13	3.39	278	34	292
	N6S13-0.5	15	15	15	4.5	339	30	26.7	6-13φ	3.54	251	24	172
	XT2.3-300-0	15	15	30	2.3	316	30	31.1	6-D13	3.39	280	73	676
	XT3.2-300-0	15	15	30	3.2	300	30	31.2	6-D13	3.39	280	73	677
	XT4.5-300-0	15	15	30	4.5	339	30	31.1	6-D13	3.39	280	73	676
	XT2.3-200-0	15	15	30	2.3	316	20	19.4	6-D13	3.39	280	73	509
	XT3.2-200-0	15	15	30	3.2	300	20	18.1	6-D13	3.39	280	73	476
	XT4.5-200-0	15	15	30	4.5	339	20	18.7	6-D13	3.39	280	73	493

(備考) b: 短柱柱幅 D: 短柱柱せい h: 短柱柱内法高さ t: 鋼管板厚 t_{fy}: 鋼管降伏強度

F_c: コンクリート設計基準強度 f_c: コンクリート圧縮強度

Σa: 主筋断面面積総和 f_y: 主筋降伏強度 p_g: 主筋比(Σa/bD)

Σφ: 主筋周長総和 l_a: 定着長さ φ_a: 短期許容付着応力度

2. 耐震要素の復元力特性

2.1 試験体概要

耐震要素は図-1のように架構内に挿入することを想定しており、短柱部分とRC造梁からなる工形である。復元力特性の検討に用いた試験体

は、軸力ゼロ下で正負交番繰返し载荷実験を行った試験体20体である。表-1に試験体の概要を示す。実験年度によりIシリーズ³⁾、IIシリー

* 1 (株) さとうベネック建築事業本部技術開発室・大分大学大学院工学研究科環境工学専攻 工修(正会員)

* 2 大分大学助教授 工学部建設工学科 工博(正会員)

* 3 大分大学教授 工学部建設工学科 工博(正会員)

ズ⁴⁾として示す。図-2にせん断スパン比1.0の試験体の形状・寸法を示す。実験変数はコンクリート設計基準強度 F_c (20MPa~40MPa), 主筋量 p_g (2.5~5.1%), 鋼管板厚 t (2.3mm, 3.2mm, 4.5mm), 主筋の定着長さ l_a である。

2.2 復元力特性

1) 荷重変形関係

図-3(a), (b)に実験より得られた代表的な試験体の短柱せん断力(Q)—短柱部材角(R_0)関係を示す。X形配筋部材は付着力を必要としないため定着の良い試験体では紡錘形のループ形状を示す。このような一例として試験体N6D13の $Q-R_0$ 関係を図-3(a)に示す。一方、図-3(b)の試験体N4D19(91)は曲げ降伏耐力に達しているが、定着不足により $Q-R_0$ 関係にピンチング現象が生じた試験体の一例である。図-4(a), (b)に試験体の $Q-R_0$ 関係の包絡線をIシリーズについてピンチング現象の有無に分けて示す。図中の●印は降伏変形を示す。試験体は全て曲げ降伏耐力に達し、短柱部材角 $R_0=5.0 \times 10^{-2}$ radの大変形域まで耐力低下のない優れた変形性能を示す。降伏変形はピンチング現象が生じた試験体で大きくなる傾向があるが、概ね $R_0=1.0 \times 10^{-2}$ rad程度である。歪硬化による耐力上昇は、ピンチング現象の生じない試験体では $R_0=5.0 \times 10^{-2}$ radで降伏耐力時の概ね15%である。

2) 降伏耐力

X形配筋部材の降伏耐力の算定式としてはPaulay式⁵⁾, 若林・南式⁶⁾, 小林式⁷⁾などが提案されている。これらの式は図-5のような耐力機構を考慮したものである。図-6(a)~(c)にこれらの計算値と実験値を比較した結果を示す。ここでコンクリートの有効圧縮強度は鋼管の拘束効果⁸⁾を考慮する。図より若林・南式では実験値の計算値に対する比は0.98~1.13と最も適合性が良いことがわかる。Paulay式では実験値と計算値の比は1.04~1.18と実験値をやや過小評価する傾向

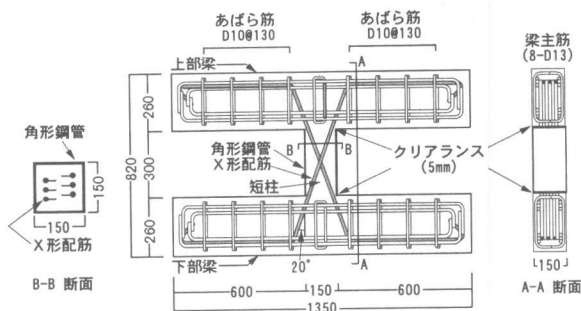


図-2 試験体形状・寸法

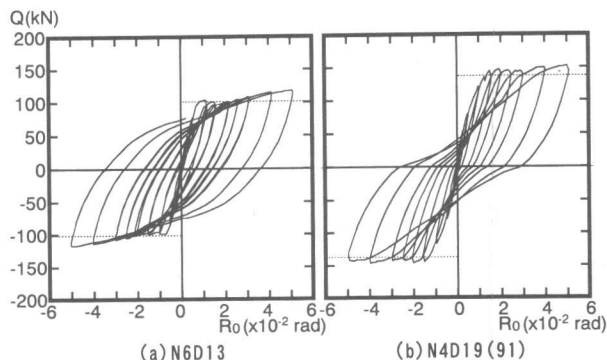


図-3 代表的な $Q-R_0$ 関係

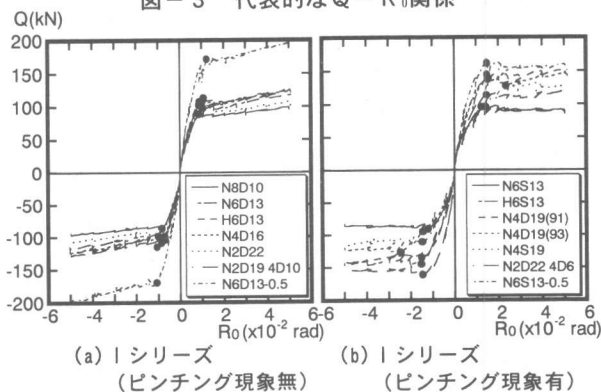
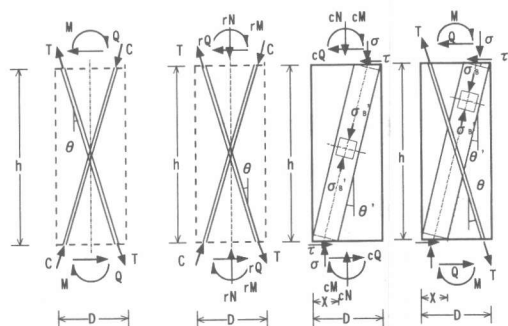


図-4 $Q-R_0$ 関係の包絡線



(a) Paulay式 (b) 若林・南式 (c) 小林式

図-5 X形配筋部材の耐力機構

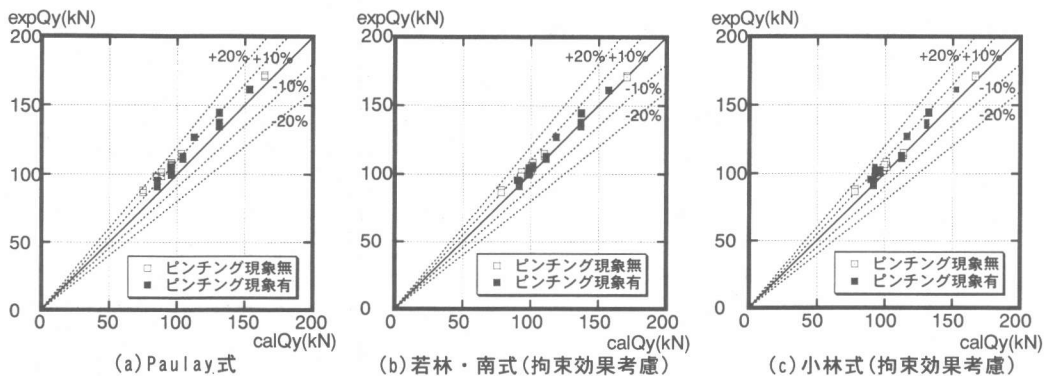


図-6 降伏耐力の計算値と実験値の比較

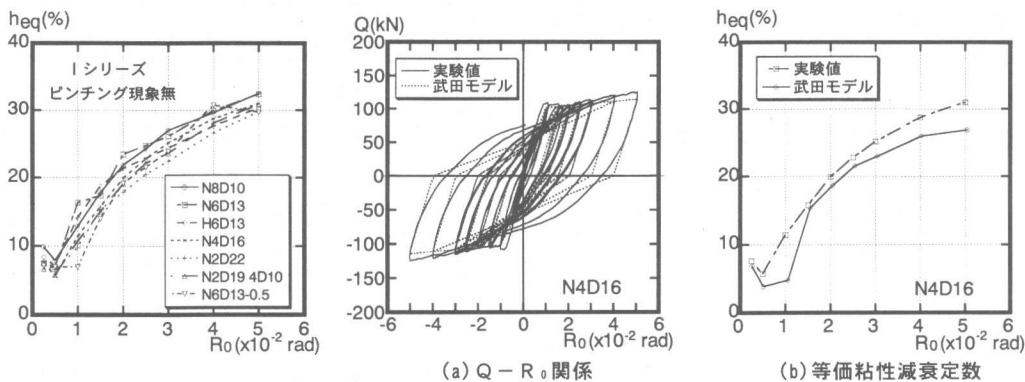


図-7 等価粘性減衰定数

図-8 履歴モデル(武田モデル)との比較

がある。小林式では実験値の計算値に対する比は0.99～1.14と若林・南式と同程度の精度である。このように耐震要素の降伏耐力は既往の耐力式により精度良く算定することができる。

3) 等価粘性減衰定数

図-7にIシリーズのピンチング現象が生じない各試験体の等価粘性減衰定数(h_{eq})と短柱部材角(R_0)の関係を示す。等価粘性減衰定数は降伏変形に達する $R_0=1.0 \times 10^{-2}$ rad程度から急増し、 $R_0=2.0 \times 10^{-2}$ radで20%程度、大変形域の $R_0=5.0 \times 10^{-2}$ rad時で30%程度に達する。

3. 既往の履歴モデルとの比較検討

耐震要素の履歴モデルとして既往の履歴モデル(武田モデル⁹⁾)の適合性について検討する。降伏耐力は若林・南式⁶⁾により、降伏変形は短柱部材角 $R_0=1.0 \times 10^{-2}$ radとした。弾性剛性は曲げ・せん断変形を考慮し、武田モデルの除荷剛性低下指数は実験結果を参考に0とした。図-8(a), (b)に $Q-R_0$ 関

係および等価粘性減衰定数(h_{eq})の実験値と計算モデルの比較例として試験体N4D16を示す。図に見られるように武田モデルでは短柱部材角が大きくなると除荷後のせん断力0から反対側への荷重に向かう履歴ループの膨らみが過小評価される傾向にあるが、概ね実験値と対応している。

4. 耐震補強要素を有する建物の地震応答

4.1 補強対象建物

図-9に耐震補強要素を組み込む建物モデルを示す。建物モデルは耐震性の乏しい学校校舎の桁桁方向を想定した3層7スパンのフレームとした。スパンは4.5mとし、階高は3.5mである。表-2に想定した柱及び梁断面リストを示す。柱断面は50cm×50cm、梁断面は地中梁を除き30cm×70cmである。各階の梁上には壁厚15cm、高さ110cmの腰壁を有する。使用材料はコンクリート強度が18MPa、使用鉄筋はSR235とする。梁間方向のスパンを10mとし、建物各層の単位床面積当たりの

重量は11.8kN/m²とした。表-3に文献10の耐震診断方法により行った建物モデルの第2次診断結果について示す。また補強では腰壁の両端に構造スリットを設けることを想定しており、その場合についても示す。想定した建物モデルは、1階、2階の内柱が腰壁によりせん断柱となり、Is値は1、2階で0.4程度である。スリットを設けた場合ではIs値は1、2階で0.3程度となる。

4.2 耐震補強概要

図-10に想定した補強パターンを示す。無補強建物(図-9)をCASE 0とし、補強建物はCASE A~Cの3ケースとした。補強は靱性型補強を意図し、腰壁に構造スリットを設け耐震補強要素を設置した。表-4に耐震補強要素概要を示す。柱断面は30cm×30cmとし、柱内法高さを60cmとした。表-5に文献10に示されている下式により求めた必要補強耐力の概算値と補強量の関係について示す。

$$\Delta Qi = (Iso - Isi) \times Ai \times (1/Fi) \times \sum Wi \quad (1)$$

ここに、

ΔQi : 必要補強耐力

Iso : 目標とする構造耐震指標(0.7)

Isi : i 層の補強前の構造耐震指標

Fi : i 層のF値で1.27(第2次診断結果)

Ai : 層せん断力の高さ方向の分布係数

$\sum Wi$: i 層が支える重量

CASE Aは必要補強耐力をほぼ満足するように設定し、CASE B, Cの補強量は、耐震補強要素のF値が通常の部材に比べ高く、式(1)の耐力補強量を低減できると考え、CASE BはCASE Aの2/3、CASE CはCASE Aの1/3の補強量とした。なお、3階では補強を必要としないが、剛性分布の影響を考慮して連層配置としている。

4.3 解析モデル

解析は平面骨組により静的漸増載荷解析および地震応答解析を行った。解析プログラムには、RESP-

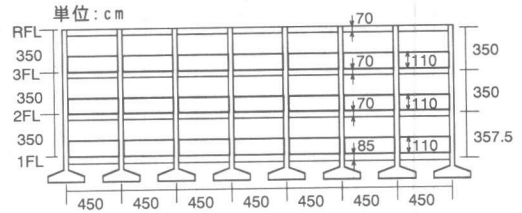


図-9 建物モデル(CASE 0)

表-2 柱・梁断面

床位置	1F	2F	3F	RF
梁				
断面	35×85	30×70	30×70	30×70
上端筋	3-22φ	4-22φ	4-22φ	3-19φ
下端筋	3-22φ	3-22φ	3-22φ	2-19φ
あばら筋	2-9φ@20	2-9φ@20	2-9φ@25	2-9φ@25
柱				
階	1~2	3	単位: cm	
断面	50×50	50×50	コンクリート強度: 18MPa	
引張主筋	4-φ22	3-φ19	鉄筋種別: SR235	
ブープ	2-9φ@25	2-9φ@25		

表-3 第2次診断結果

ケース	階	E_o	S_o	T	I_s
腰壁スリットなし	3	0.98	1.0		0.98
	2	0.45	1.0	1.0	0.45
	1	0.40	1.0		0.40
腰壁スリットあり	3	0.89	1.0		0.89
	2	0.34	1.0	1.0	0.34
	1	0.31	1.0		0.31

(備考) E_o : 保有性能基本指標 S_o : 形状指標
T : 経年指標 I_s : 構造耐震指標

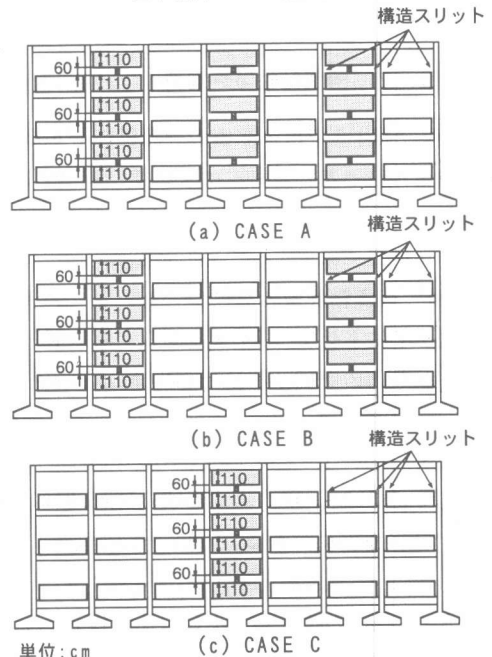


図-10 補強パターン

表-5 必要補強耐力の概算値と補強量の関係

階	必要補強耐力 (kN)	補強耐力		
		CASE A (kN)	CASE B (kN)	CASE C (kN)
3	—	669	445	223
2	1198	1179	786	393
1	1708	1765	1177	588

表-4 耐震補強要素概要

階	b (cm)	D (cm)	柱内法高さ (cm)	t (mm)	Fc (MPa)	柱配筋 (×形)	降伏耐力 ⁵⁾ (kN)
3	30	30	60	9	30	6-D19	223
2	30	30	60	9	30	6-D25	393
1	30	30	60	9	30	4-D38	588

3T/Bを用いた。解析方法は以下のとおりである。

1) 建物のモデル化

柱および梁を線材に置換する。各部材の剛域長さは各部材の危険断面までとし、腰壁がある場合は腰壁端とする。また耐震補強要素も同様に線材に置換し、短柱危険断面までを剛域と考えた。梁の軸変形は考慮しない。

2) 部材の非線形挙動のモデル化

部材の非線形挙動は、以下のようにモデル化する。柱梁および耐震補強要素の部材モデルは材端剛塑性バネモデルを用い、柱と梁の曲げの履歴特性は武田モデル(除荷剛性低下指数0.4)、柱のせん断の履歴特性は原点指向モデルとする。耐震補強要素についてはせん断変形を曲げ変形に含めて考え、履歴モデルは武田モデル(除荷剛性低下指数0.0)を用いた。耐震補強要素が取り付く梁端部には曲げ塑性ヒンジを考慮し、材中間部は弾性とした。また柱の軸変形、梁のせん断変形は弾性とした。柱と梁および耐震補強要素の曲げひび割れ耐力は、文献11の(8.5)式を用いた(鉄筋無視)。曲げ耐力は柱と梁では文献11の(15.17~15.19)式によった。柱の曲げ耐力算定時の軸力は長期軸力とした。ただし、耐震補強要素に付帯する両柱では変動軸力を考慮した。また腰壁付き梁の曲げ耐力は文献12の(4.10)式により腰壁の影響を考慮した。耐震要素の曲げ降伏耐力は実用的なPaulay式⁵⁾を用いた。降伏時剛性低下率は柱と梁では、文献11の(8.9)式の菅野式により、耐震要素では実験結果より降伏部材角を $R_0=1.0 \times 10^{-2}$ radとして求めた。柱のせん断ひび割れ耐力およびせん断耐力は、軸力効果を考慮した大野・柴田式¹³⁾、広沢min式¹⁴⁾をそれぞれ用いた。せん断降伏変形角は 0.4×10^{-2} radとした。

4. 4 静的漸増載荷解析

外力分布をAi分布とし静的漸増載荷解析を行った。図-11に各ケースの解析結果を示す。図中の2F全降伏とは、2階床位置の節点の全てがメカニズムに達した時を示す。崩壊過程は、CASE 0では、1階の層間変形角 $R=0.16 \times 10^{-2}$ rad時に2階梁下端が降伏し、1階層間変形角 R

$=0.22 \times 10^{-2}$ rad時に1階柱がせん断破壊した。補強建物のCASE A~Cでは耐震補強要素の降伏は、いずれも1階層間変形角 $R=0.20 \times 10^{-2}$ rad時に生じた。メカニズムは $R=(0.50 \sim 0.67) \times 10^{-2}$ radで形成された。耐震補強要素が多いほどメカニズム時の1階層間変形角は小さい傾向がある。いずれのケースにおいても柱でのせん断破壊は見られず、良好な変形性能を示す。

4. 5 地震応答解析

地震応答解析はNewmarkβ法を用い($\beta=0.25$)、積分時間間隔は0.001secとした。入力地震動はEL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EWとし、最大速度50cm/secに基準化した。解析継続時間は30秒間

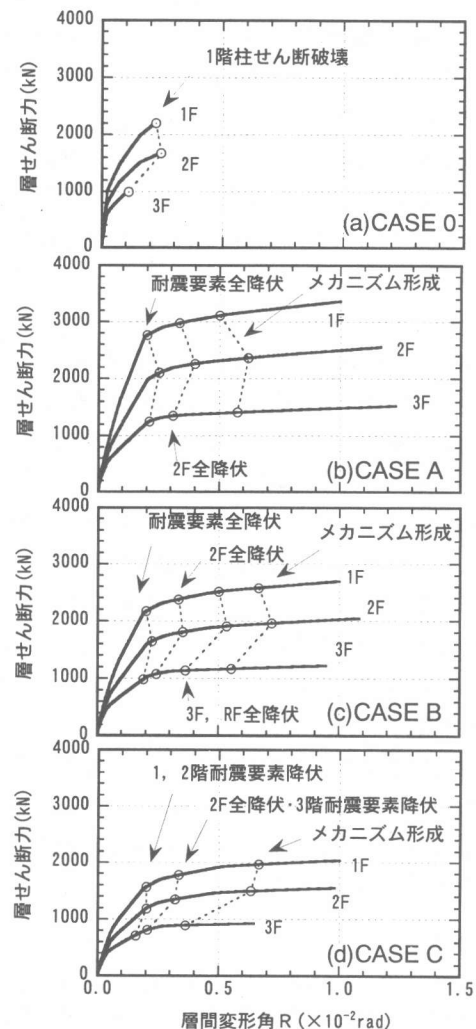


図-11 層せん断力-層間変形角関係

とし、減衰は瞬間剛性比例型で、1次固有振動に対し減衰定数5%とした。1次固有周期は、CASE 0が0.186sec、CASE A～Cがそれぞれ0.190sec、0.218sec、0.258secである。図-12に各層の最大応答層間変形角(R_{max})を示す。なお、CASE 0ではいずれの地震波形に対しても1階柱がせん断破壊となった。CASE A、Bでは大きなもので $R_{max}=1.0 \times 10^{-2}$ rad程度の最大応答変形角を生じた。補強建物の変形能を静的漸増載荷解析結果による1階柱のF値が2.0程度となること、耐震要素が過大変形しないこと等より $R = (0.67 \sim 1.00) \times 10^{-2}$ radと考えれば、CASE A、Bではこれらの変形程度以下にある。このとき耐震要素の短柱部材角は $R_0 = (3.0 \sim 5.0) \times 10^{-2}$ rad程度である。一方、CASE Cでは $R_{max} = 1.5 \times 10^{-2}$ rad程度の最大層間変形角を生じた。このとき短柱の部材角は $R_0 = 9.0 \times 10^{-2}$ rad程度の大きな変形を生ずる。図-13は、CASE Bの1階の層せん断力と層間変形角関係である。耐震補強要素を付加することによりエネルギー吸収の大きいループ形状を示す。CASE A、Cにおいても同様な傾向が見られた。

5. まとめ

鋼管横補強RC短柱を用いた耐震要素の耐力・変形・履歴性状の検討を行い、耐震要素を耐震性の乏しい建物に組み込んだ場合の地震応答性状について検討を行った結果、次のことがわかった。

- (1) 耐震要素の降伏変形は本実験の範囲では概ね短柱部材角 $R_0 = 1.0 \times 10^{-2}$ rad程度である。
- (2) 耐震要素の降伏耐力は、X形配筋部材を対象とした既往の耐力式により精度よく推定できる。
- (3) 耐震要素を耐震性の乏しい建物に適用し、その有効性が確認できた。

今後は適合性のより高い耐震要素の履歴モデルの検討を含め、要素の配置などによる応答性状の相違について検討を行い、本要素の適用条件等を明らかにする必要がある。

謝辞

本研究にあたり、(株)構造計画研究所の3次元立体建物の静的・動的非線形解析プログラムRESP-T/Bを使用させて頂きました。ここに記し感謝致します。

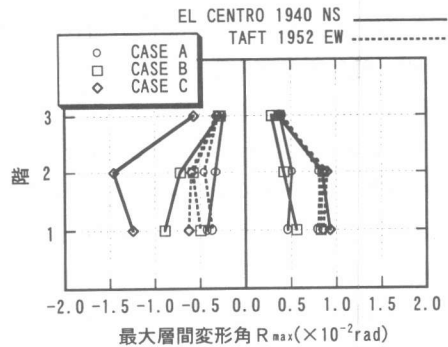


図-12 最大応答層間変形角

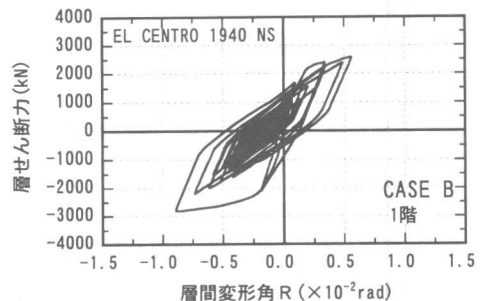


図-13 層せん断力-層間変形角関係

参考文献

- 1) 岩田衛ほか:被害レベル制御構造(Damage Tolerant structure)に関する研究,日本建築学会技術報告集,第1号,pp. 82~88,1995年12月。
- 2) 小堀肇二ほか:ハニカム開口を有する鋼板ダンパーに関する研究(その1~6),日本建築学会大会学術講演梗概集,1989,1990,1992。
- 3) 吉村浩二ほか:鋼管により横補強された鉄筋コンクリート短柱を用いた耐震要素の開発に関する実験的研究(その2,3),日本建築学会大会学術講演梗概集,C(構造II),pp. 1609~1612,1994年9月。
- 4) 吉村浩二ほか:鋼管により横補強された鉄筋コンクリート短柱を用いた耐震要素の開発に関する実験的研究(その7),日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2(構造IV),pp. 637~638,1997年9月。
- 5) Park, R. and Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, Wiley International publication, pp. 652, 1974. 8.
- 6) 若林実・南宏一:X形配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の耐震性能について,コンクリート工学年次論文報告集,第8号,pp. 433~436,1980年6月。
- 7) 小林淳・竹崎真一:X形配筋を用いた短スパンRC梁の降伏時耐力評価式,日本建築学会構造系論文集,第489号,pp. 67~76,1996年11月。
- 8) 崎野健治・孫玉平ほか:正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度の算定法,コンクリート工学年次論文報告集,第18号・2,pp. 131~136,1996年。
- 9) Takeda, T., M. A. Sozen and N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557~2573, 1970. 12
- 10) 日本建築防災協会:改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針同解説,1991。
- 11) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1999。
- 12) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能,1990。
- 13) 大野和男ほか:鉄筋コンクリート柱のせん断耐力算定式の再検討,日本建築学会北海道支部研究報告集,pp. 91~94,1978年3月。
- 14) 広沢雅也ほか:軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり,日本建築学会大会梗概集,pp. 817~818,1971年11月。