

論文

[2096] ブレース付き鉄筋コンクリート骨組の耐震性能に関する研究

正会員○福原安洋（呉工業高等専門学校建築学科）

正会員 嶋津孝之（広島大学第4類建設構造工学）

1. 序

鉄筋コンクリート骨組の耐震性確保のためには、大地震において、耐力だけでなく、層間変形角(δ/h) $>1/100$ が、必要と考えられる[1]。また、著者らは、これまでの研究で、鉄筋コンクリートブレース付き骨組で、その降伏形が、引張り側柱降伏形（耐震壁の場合の曲げ破壊に相当）の場合には、耐震壁に以上の耐震性能を有すること、また、鉄筋コンクリート圧縮ブレース部分が降伏する形式（耐震壁の場合のスリップ破壊に相当）の場合は、圧縮ブレースの圧壊により致命的なダメージを受けるため、靱性能力に乏しいことを明らかにしてきた[2]。一方、圧縮力に抵抗しない鋼ブレースを用いることも考えられるが、この場合は筋違の降伏伸びに伴う緩みのため、履歴ループがスリップ形になるなどの欠点が予想される。そこで、本研究では、圧縮力を負担するブレースに、できるだけ変形能力を持たせることにより、フレームの耐震性の向上を目指すことを目的として、模型実験により、各種ブレース部材を有するフレームの耐震性能について、および、耐震壁との違いについて検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体および加力測定方法

実験に用いた試験体、および使用材料について、その一覧表を表-1に、また、その形状を図-1に示す。

表-1 試験体一覧表

試験体	ブレース断面 または 壁断面	フレーム 配筋	コンクリートの性質
89-R	(ラーメン)	断面 (8×8cm)	$F_c=614$ (kg/cm ²)
89-B-1	RCブレース (断面 40×40) $F_c=614$ (kg/cm ²) 2-D6 ($p_R=4.0\%$)	断面主筋 (6-D6) $p_R=3.0\%$	$E_c=3.33$ $\times 10^5$ (kg/cm ²)
89-B-2	RC鋼管が-ブレース $F_c=350, E=2.1$ (kg/cm ²) 2-D6 ($p_R=4\%$), □40×40×1.6	$\sigma_y=3.77$ (t/cm ²) $\sigma_m=5.58$ (t/cm ²) $\sigma_y=3.77$ (t/cm ²) $\sigma_m=5.58$ (t/cm ²)	$\epsilon_m=0.3\%$
89-B-3	鋼管ブレース □40×40×1.6 定着 2-D10 7ツク	$\Lambda=2.457$ $\sigma_y=2.63$ (t/cm ²) $\sigma_m=3.68$ (t/cm ²)	帯筋 2-2.6φ @20
90-B-1	RCブレース(断面 50×50) 4-6φ $p_R=4.52\%$	(6φ) $\sigma_y=2.18$ (t/cm ²)	$F_c=664$ (kg/cm ²)
90-B-2	RCブレース (断面 50×50) 4-6φ ($p_R=4.52\%$) 7φアボント'チ-ブ グリス塗布 材端部 ゴム(2mm厚)スリット	$\sigma_y=4.85$ (t/cm ²) $\sigma_m=5.93$ (t/cm ²)	$E_c=3.38$ $\times 10^5$ (kg/cm ²)
90-HV2	耐震壁 (t=20mm) 2.6φ@40 ($p_R=0.66\%$)	$\sigma_y=6.33$ (t/cm ²) $\sigma_m=6.70$ (t/cm ²)	$\epsilon_m=0.3\%$
89-HV1	耐震壁 (t=15mm) 2.6φ@40 ($p_R=0.88\%$)		(89-R)と 同じ

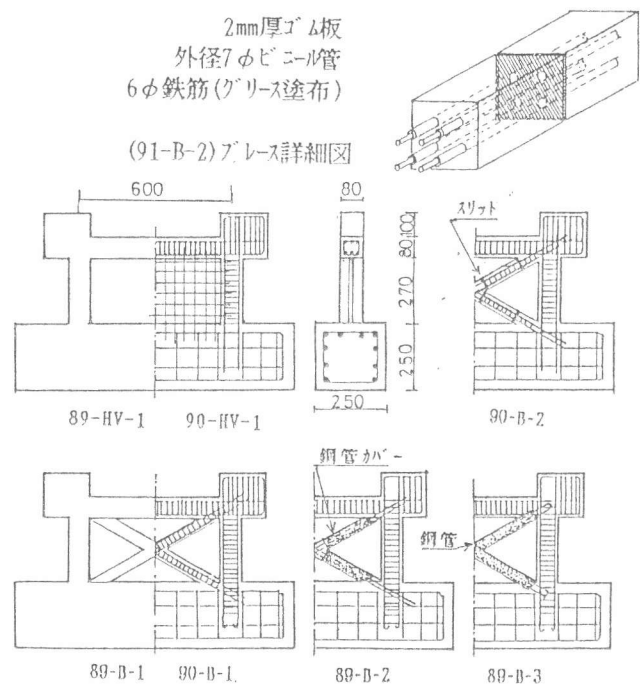


図-1 試験体の形状と配筋図

試験体は、実際の骨組の 1/10 程度の模型で、ブレース付き骨組 5 個、耐震壁 2 個、ラーメン 1 個を含む計 8 個である。これらの試験体は、ラーメンを除き、ブレース材、あるいは、壁板部が破壊する形式、いわゆるスリップ破壊形を示すものである。ラーメンは、他の試験体と比較するため、梁柱とも同一の断面である。ブレース付き骨組にはブレースが鉄筋コンクリート断面のもの(89-B1, 90-B1)と、これに対し、大きな変形能力($\delta/h > 1/100$)を期待する、次の 3 個が含まれている。すなわち、①横拘束による変形性能向上を目的とし、鋼管で拘束したコンクリート部材のもの(89-B-2)、②鋼管を用い、さらに、接合部(ブレース交差部)にあえてスチフナを設けず、局部変形により、エネルギー吸収を期待したもの(89-B-3)、端部は、溶接した鉄筋フックにより梁柱接合部に定着している。

③図-1 にディテールを示すように、圧縮ブレースの鉄筋の塑性変形能力に期待するため、鉄筋コンクリートブレース部材の中途に軟質ゴム板をスリットに挟み、主筋はアンボンドとしたもの(90-B-2)。なお、スリットに用いた

ゴム板は、2mm 厚で、弾性係数は、2000 (kg/cm²) である。

また、耐震壁 89-HV-1, 90-HV-2 は、降伏までの骨組の剛性および壁板部とブレースのコンクリート量、鉄筋量が、試験体 89-B-1, 90-B-2 とそれぞれ、ほぼ同等である。

加力実験の状況を 図-2 に示す。加力方法は、各柱頭に、常時 2.4t (柱断面につき 37.5 (kg/cm²)) を加え、水平ジャッキにより、漸増振幅正負交番繰り返し載荷を行った。

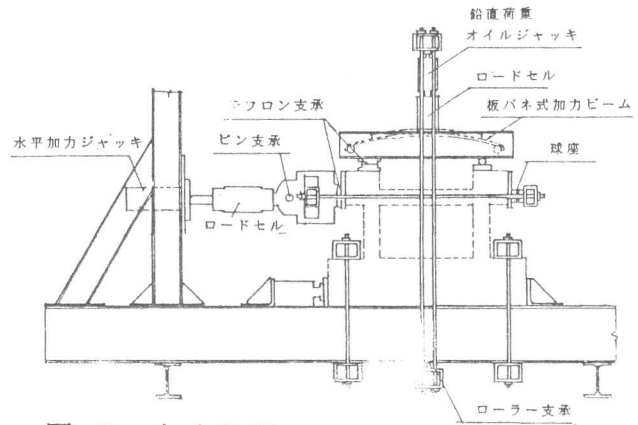


図-2 加力装置

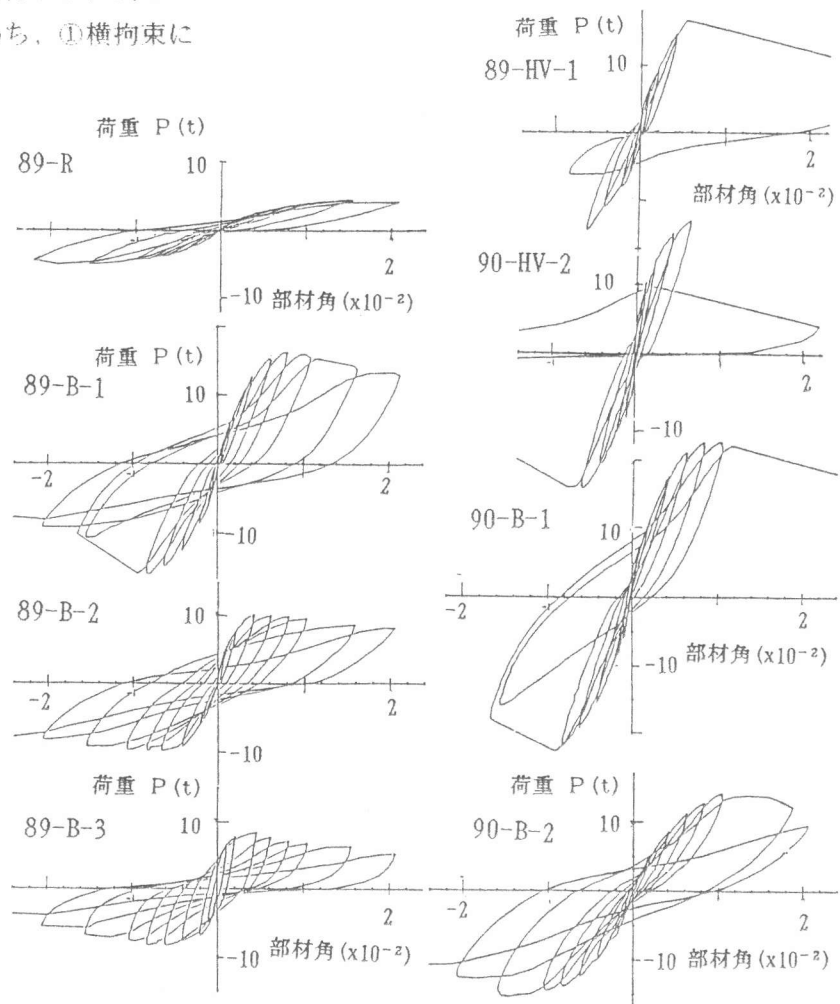


図-3 荷重 - 変位履歴曲線

2. 2 破壊経過, および実験結果

荷重-たわみの関係は, 図-3に, また, 耐力等の実験結果を, 表-2 に示す. 試験体のうち, ブレースが鉄筋コンクリート断面のもの(89-B-1, 90-B-1)は, 部材角 8/1000 程度で最大荷重を示し, その直後に圧縮ブレースおよびブレース交差部で圧壊が始まり, さらに, 部材角 15/1000付近で, 大きく破壊した. 鋼管で覆い鋼管コンクリート断面のもの(89-B-2)は, 最大耐力後, 大きな変形に耐え, 部材角40/1000 で ブレース交差部のコンクリートが剥離し, 主筋が座屈して, 終局に至った. 鋼管を用いた(89-B-3)は, 部材角 1/1000 で降伏後, 部材角15/1000で, ブレース交差部が板座屈し, 溶接部が破断するまで大きな変形に耐えた. 部材にスリットを設けたもの(90-B-2)は初期剛性は小さいものの, 大きな部材角(11~14/1000)で最大耐力となり, その後も大きな変形能力を示した. また, 耐震壁(89-HV-1)は, (89-B-1)と, (90-HV-2)は, (90-B-1)とそれぞれ比較すると, 部材角 $\delta/h=4/1000$ 程度まで $P-\delta$ 関係は, ほぼ同等であるが, 耐震壁は, その後剛性が低下し, 小さい耐力でスリップ破壊を生じた.

柱部は, 耐震壁, ブレース骨組ともに, 降伏荷重時には, 引張力によりひび割れが発生するが, 減力時にはひび割れが密閉した. ただし, 材端部で, 引張り応力時には引張り曲げ歪を受ける側では, 降伏歪を越えている. また, 部材の荷重-伸縮曲線は膨らみの無いループを描き, 終局荷重時には, 曲げせん断破壊形を示した. なお, 表-2における降伏荷重は, 骨組の剛性低下の急激な開始点とし, 終局荷重は, 急激な耐力低下点, または, 最大耐力の80%の点とした.

3. 実験結果の検討

3. 1 荷重たわみ関係, 最大耐力 および変形能力について

図-4 に各試験体の荷重とたわみ曲線の包絡線の実験結果と計算値を示す. 計算値は, 線材 FEM弾塑性解析法を用い, 解析において, 鉄筋コンクリート部材の剛性, 耐力は, それぞれ, 文献[4], 文献[5]により求め, 引張りひび割れ応力度は, $N/BDf_c=0.1$ とした. 鋼管で拘束したものは, 鋼管の耐力は無視している. また, アンボンドのものは, 付着はないものとしている.

まず, 表-3 に示した最大耐力と実験値を比較してみると, ブレースが鉄筋コンクリート部材のもの(89-B-1, 90-B1)は, ほぼ計算値の大きさを示し, アンボンドのもの(90-B-2)は, 計算値を十分上回った. 一方, (89-B-2)は, 計算値より耐力が低い, これは, ブレース交差部のコンクリートの充填が

不十分で, コンクリート強度がシリンダー強度より低いものと推定される. (89-B-3)の降伏耐力は, ブレース交差部のスチフナがないため, 鋼管断面積を 1/2

表-2 実験結果一覧表

	ひび割れ荷重 実験値		降伏荷重時 実験値		最大荷重時 実験値		終局荷重時 実験値		降伏荷重時 計算値		計算との比較
	Py (t)	$\delta y/h$ x0.001	Py (t)	$\delta y/h$ x0.001	Pm (t)	$\delta m/h$ x0.001	Pu (t)	$\delta u/h$ x0.001	cPy (t)	c $\delta y/h$ x0.001	
89-R	+1.6 -2.5	+2.0 -4.0	+4.0 -3.6	+8.06 -8.06	+4.8 -4.4	+15.0 -15.0	+4.0 -4.0	+32.3 -23.5	4.5	4.5	+1.07 -0.98
89-B-1	+8.4 -7.4	+0.2 -0.2	+14.5 -15.0	+6.0 -6.0	+15.5 -15.8	+8.0 -8.0	+15.5 -13.0	+9.0 -9.0	14.5	3.45	+1.06 -1.09
89-B-2	+8.9 -9.8	+4.0 -4.0	+9.0 -9.5	+4.03 -3.55	+9.7 -9.8	+6.3 -4.0	+7.5 -6.5	+40.0 -40.5	10.5	3.90	+0.92 -0.93
89-B-3	+7.4 -8.1	+4.0 -4.4	+6.7 -7.5	+2.74 -2.74	+7.8 -8.1	+6.0 -4.4	+5.5 -7.0	+29.0 -22.6	7.4	1.52	+1.05 -1.09
90-B-1	+9.3 -7.0	+2.0 -0.8	+21.3 -22.0	+6.0 -8.0	+22.0 -22.0	+8.6 -9.6	+22.3 -22.0	+8.6 -9.6	23.0	4.61	+0.97 -0.96
90-B-2	+4.5 -7.0	- -	+13.4 -14.0	+6.0 -6.0	+15.0 -14.0	+14.5 -11.2	+12.0 -13.0	+20.0 -20.0	11.0	6.65	+1.36 -1.27
90-HV-2	+6.5 -7.0	+0.64 -0.65	+17.9 -17.9	+5.4 -6.0	+17.9 -17.9	+6.0 -6.0	- -	- -	17.0	-	+1.05 -1.05
89-HV-1	+4.0 -5.0	+0.58 -0.58	+14.1 -16.5	+6.0 -5.2	+14.1 -16.5	+6.0 -5.8	- -	- -	15.1	-	+0.93 -1.09

とした計算値とほぼ近い値を示した。

最大荷重時の部材角の大きさは、図-4 に示すように、ブレースの縮量により決まり、コンクリートブレース材の場合(90-B-1, 89-B-1)は、歪度 $\epsilon_u = 3000 \times 10^{-6}$ に対応する部材角 $\delta_u/h = 6.9/1000$ (図-4 に示すB点) を越えるとまもなく最大耐力を示し、破壊に至っている。なお、耐震壁の場合は、この点以前で破壊に至っている。これに対し、コンクリートを鋼管拘束したり、スリットを用いたもの(89-B-2, 90-B-2)は、部材角で2倍程度(図-4 中のC点まで)変形能力が向上した。また(89-B-3)は、鋼材の降伏歪度が小さいため、小さい部材角(図-4 中のA点)で、降伏に至り、その2倍程度の変形の後、徐々に耐力低下するが、大きな変形能力を示している。すなわち、これらのいずれの試験体も期待した部材角 $\delta/h = 10/1000$ を十分上回った。

また、図-4 から明らかなように、ブレース付き骨組の荷重-たわみについての弾塑性性状は、上述した仮定による計算により推定できることが分かる。

ブレース付き骨組の変形能力は、ブレース部材および柱の軸方向応力度の程度 (N/BDF_c) に反比例することは、文献[2] で明らかにした。図-5 に、これまでの筆者らの行った実験結果[2]を含め、部材の軸方向応力度の度合 (N/BDF_c) と塑性率 ($\mu = \delta_u / \delta_y$) の関係を示す。図中、ブレース圧壊型のものを、円内に示す。今回の試験体の内、鉄筋コンクリート断面の場合(89-B-1, 90-B-1)は、塑性率 (μ) = 2 以下となるが、鋼管拘束ブレース等を用いることにより、これを、3~5倍に向上させることができた。

3.2 ブレースの挙動について

ブレースの挙動については、その一例として、図-6 に、試験体 90-B-1 と 90-B-2 の場合の荷重と鉄筋の歪み度の履歴曲線を示す。いずれの試験体も、引張り、圧縮の両方に大きな歪みを受け

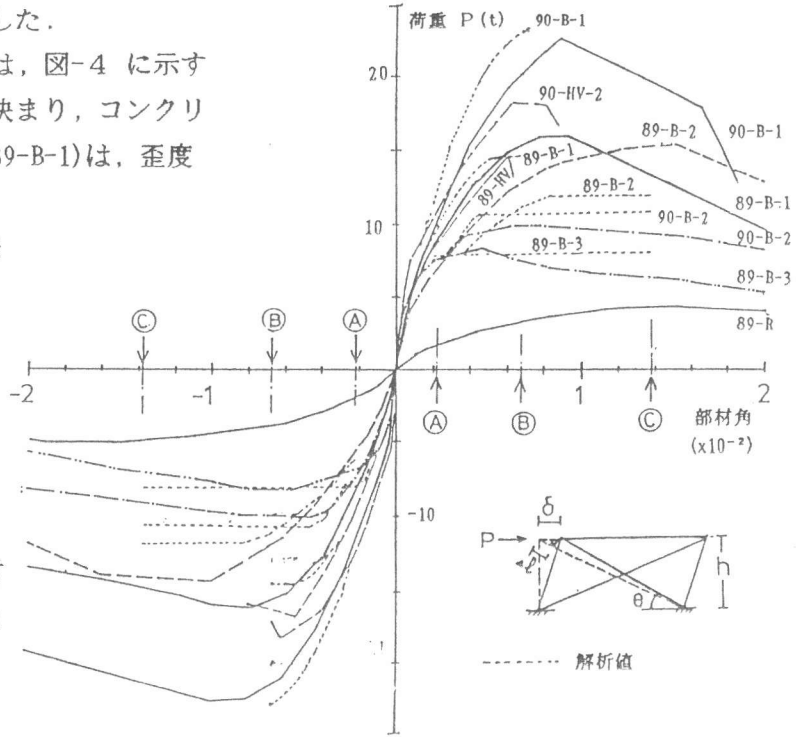
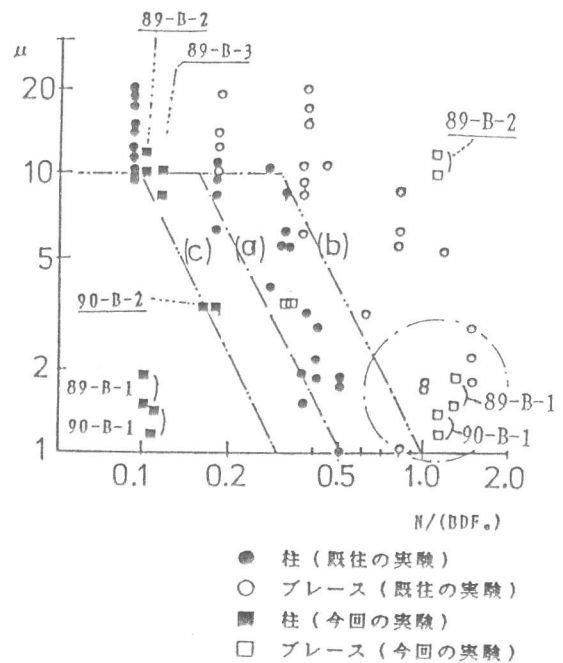


図-4 荷重 — 部材角



(a) : $\mu = \{0.5 / (N/BDF_c)\}^2$
 (b) : $\mu = \{1.0 / (N/BDF_c)\}^2$
 (c) : $\mu = \{0.3 / (N/BDF_c)\}^2$

図-5 部材圧縮応力度 ($N/(BDF_c)$)
 - 塑性率 ($\mu = \delta_u / \delta_y$)

ており、ほぼ計算値どりの挙動を示す。ただし、(90-B-1)の場合は、二次応力の影響を受けており、測点①と測点②を平均すると、計算値と一致する。また、(90-B-2)の場合には、主筋降伏 ($\epsilon_y = 2310 \times 10^{-6}$)後は、膨らみのあるループを描いていることが分かる。

3.3 等価粘性減衰定数について

図-3 および 図-6 から分かるように、ブレース部材形式の違いにより、履歴ループに差が表れている。すなわち、履歴ループの形は、ブレースの鋼材の伸縮量の大きいもの(89-B-2, 89-B-3, 90-B-2)は、履歴ループに膨らみがある。このことは、地震時のエネルギー吸収能力が大きいことを示す。この履歴ループより、各部材角での等価粘性減衰定数 (h_{eq}) を求め、図-10 に示した。鉄筋コンクリートブレースのものは、降伏部材角以後は部材角に比例して、大きくなる傾向がある。このことは以下のように説明できる。

ブレース骨組の降伏後の水平力の負担と変形を 図-8 のように示し、ブレース材の鋼材部分 (rN) の弾塑性変形に伴うエネルギー吸収を減衰抵抗と考え、さらに、文献[3]の結果を参考にして、鋼材の負担軸力 (rN) の履歴ループを、図-9 のように仮定すると、その消費エネルギー量は、 $N_y(\mu-1)\Delta$ であり、一方、骨組の履歴ループにおける荷重と変形は、図-8 のようであるから、ブレース材による等価粘性減衰定数 (${}_B h_{eq}$) は、次式で表される。

$$\begin{aligned} {}_B h_{eq} &= \{rN_y(\mu-1)\epsilon_y \cdot h / \cos\theta \cdot 2\} / \{2\pi P_y \cdot \delta / 2\} \\ &= 1/\pi \cdot (1-1/\mu) \cdot rN_y / P_y \end{aligned} \quad (1)$$

また、ラーメン部材による ${}_R h_{eq}$ を、試験体(89-R)を参考にすると、部材角により多少の変動があるが、 ${}_R h_{eq} = 4\%$ 程度を考慮することし、ブレースつき骨組全体では、次式となる。

$$h_{eq} = {}_B h_{eq} + {}_R h_{eq} = {}_B h_{eq} + 0.04 \quad (2)$$

この値を、図-10 の実験値と比較すると、傾向が一致している。すなわち、鉄筋コンクリートブレース付き骨組の降伏以後の等価粘性減衰定数は、ブレース材の鋼材量に関係し、(2)式で推定できる。なお、(90-B-2)は、フレームの降伏以前の部材角でも、(89-B-1)、(90-B-1)に較べて大きい値を示している。これは、定着部付近や、接合部内では、鉄筋が完全なアンボンドで無いこと、また、骨組の剛性が小さいためと考えられる。また、(89-B-1)は、異形鉄筋であり、丸鋼を用いた(90-B-1)より付着による減衰抵抗のため、 h_{eq}

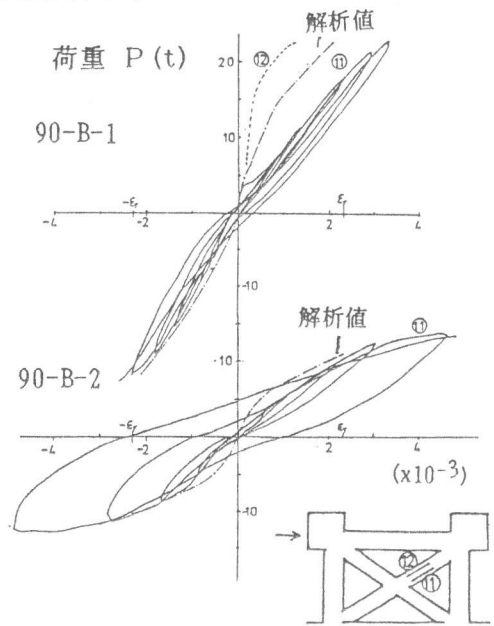


図-6 ブレース主筋の歪み曲線

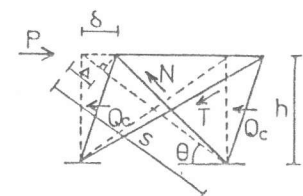


図-7 骨組の変形と応力

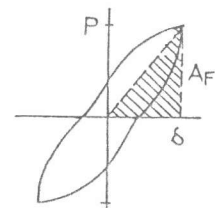


図-8 骨組の荷重-たわみループ

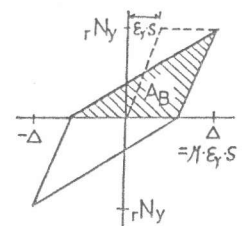


図-9 ブレース主筋の応力-伸縮ループ

が多少大きいものと考えられる。
 (89-B-2) の h_{eq} は、大変形時に大きい値を示すが、これは鋼管のコンクリート拘束効果により、主筋の付着破壊抵抗によるものと考えられる。さらに(89-B-3) は、最大耐力時まで、特に大きな値を示したが、これは、ブレース鋼管接合部が大きな弾塑性変形に耐え、エネルギー吸収したものと考えられる。鋼管拘束部材や、鋼管部材の場合は、その減衰性状のメカニズムが複雑であり、今後の課題である。また、ブレース付き骨組と耐震壁を比較すると、耐震壁は、等価粘性減衰定数は、小部材角で、斜めひび割れ損傷が進むため、多少大きい値を示す。

4 結論

本研究の結果、ブレース付き骨組について、次のことが明かとなった。

- 1) 降伏時の耐力と変形量は、ブレース部分のコンクリートの圧縮強度およびその時の歪度の大きさにより決まる。
- 2) 終局時の変形能力は、ブレースの圧縮変形能力により決まり、圧縮ブレースを鋼管拘束したり、スリットを用いることにより、終局層間変形角を 1/100 以上にする事ができる。
- 3) 塑性率は、柱、あるいは、圧縮ブレースの圧縮応力度の程度に反比例するが、今回の実験では、圧縮ブレースの変形性能向上の工夫により、塑性率を向上させ得ることを示した。
- 4) 鉄筋コンクリートブレース材を用いた骨組の降伏後の等価粘性減衰定数は、式(2)により、推定できる。
- 5) ブレース部材に鋼管、あるいは鋼管拘束部材を用いたものは、ブレース部材の鋼材(鉄筋も含む)の伸縮によるエネルギー吸収効果が大きく、等価粘性減衰定数が特に大きい。
- 6) 耐震壁に較べると、次のことがいえる。①最大耐力およびその時の変形において勝る。②降伏後の h_{eq} が大きい。③塑性率の改良が可能である。
- 7) ブレース交差部の鋼材の座屈防止について、改良することより、靱性をより一層増すことが期待できる。

参考文献

- 1) 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(90), p. 13
- 2) 鳴津孝之、福原安洋：鉄筋コンクリート筋違入骨組の実験研究(第3~4報), 建築学会大会 学術講演梗概集, S. 44. 8, pp. 993-936, 同 (第5報), S. 52. 10, pp. 1693-1694
- 3) 福原安洋：繰り返し軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材の性状について
 (その1), 建築学会中国支部研究報告集 第7巻1号, S54. 10, pp. 1-4
 同 (その2), 同 第7巻2号, S55. 3, pp. 41-44
- 4) 建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(1988), pp. 59-63
- 5) 1)と同文献, p. 396-397, 式(4.7a), (4.7b), (4.7c)

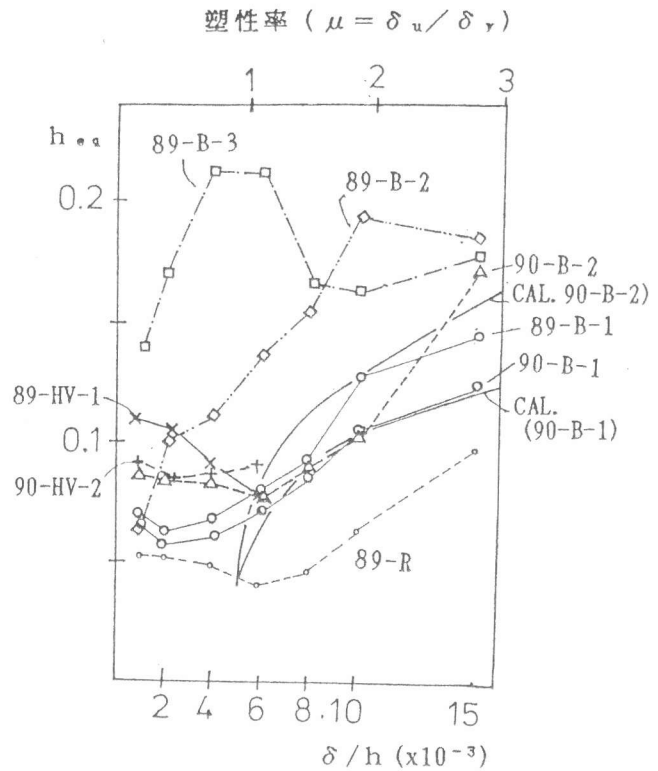


図-10 部材角 - 等価粘性減衰定数 (h_{eq})