

論文 外付けフレームを用いた耐震補強における接合部強度

永山 憲二^{*1}・田才 晃^{*2}・勝俣 英雄^{*3}・関 松太郎^{*4}

要旨：既存 RC 建物の外付け耐震補強における既存 RC フレーム－新設 RC フレーム間の接合部に着目し、接合部強度、すなわちあと施工アンカーの本数をパラメータとした解析を行った。その結果、外付け補強の場合でも、内付け補強の場合と同様に本数を算定すれば、十分であるという結果が得られた。またアンカーの配置は、せん断力の集中する場所に重点的に配置した場合、等間隔に配置した場合に比べ高い補強効果が発揮された。

キーワード：既存 RC 建物、外付け耐震補強、接合部強度

1. はじめに

筆者等は昨年、既存 RC 建物の外付け耐震補強における既存 RC フレーム－新設 RC フレーム間の接合部に着目し、接合部強度、すなわちあと施工アンカーの本数をパラメータとした実験を行い¹⁾、以下の知見を得た。

(1) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説²⁾(以下改修指針)に従って算定した本数に、3～4 割の余裕をつけた場合、 $\pm 1/25$ 程度の大変形においても接合部の顕著な破壊はみられなかった。

(2) 接合部のアンカー本数を改修指針²⁾に従った場合の 1/2 以下に低減しても、最大耐力は十分にアンカーを配置した試験体と同様の結果が得られ、十分な補強効果が発揮された。

(3) アンカーの配置は、せん断力の集中する個所に集中して配置することが望ましい。

しかしながら、接合部に必要とされる適切なあと施工アンカー量、およびその適切な配置方法については明らかになっていない。

本研究は、外付け耐震補強の場合に実際に必要とされるあと施工アンカーの本数を明らかにすることを目的に、補強骨組の弾塑性解析を行った。また、あと施工アンカーの適切な配置についても検討を行った。

2 補強骨組のモデル化

まず、昨年行った実験結果¹⁾を再現することを目的に、補強の対象となる既存 RC フレーム、補強フレーム、接合部を実験に用いた試験体¹⁾を基にモデル化した。モデル化した骨組みの解析結果を実験値¹⁾と対応することを確認し、そのモデルを用いてアンカーの本数をパラメータとした解析を行う。モデル化した補強骨組みの概念図を図-1 に示す。

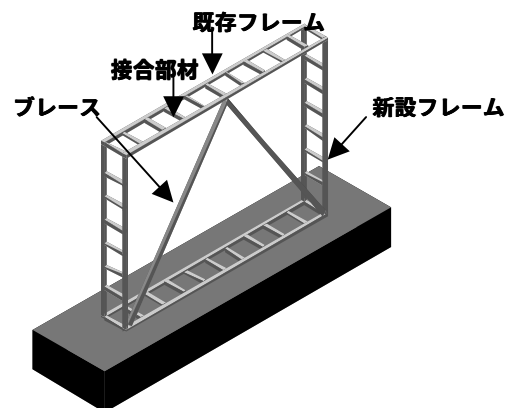


図-1 補強骨組み概念図

2.1 既存 RC フレーム

2.1.1 解析モデル

補強の対象となる既存 RC フレームは、補強フレームを接続する際の接合部部材を配置する位置で柱・梁ともに分割した。分割位置を図-2 に示す。

柱・梁共に一軸バネモデルとし、スケルトンカー

*1 横浜国立大学大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 横浜国立大学 助教授 工学部 建設学科 博士(工学) (正会員)

*3 (株)大林組 技術研究所 建築振動制御研究室 (正会員)

*4 (株)大林組 技術研究所 建築振動制御研究室 工博 (正会員)

ブは図-3に示すものを、履歴特性は試験体¹⁾の耐力低下を忠実に再現することを目的に、図-4に示すものを用いた。なお、実験¹⁾において既存フレームは曲げ破壊であったため、曲げのみを考慮することとした。既存フレーム諸元を表-1に示す。

柱・梁共にヤング係数は昨年の実験時の材料試験結果¹⁾を用いた。ひび割れモーメント M_c 及び降伏モーメント M_y は、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」³⁾のひび割れモーメント、及び柱の終局強度略算式を用い、材料試験結果¹⁾を用いて算定した。降伏後の剛性は弾性剛性の1%とした。

また、柱・梁の分割により、分割された部分がそれぞれの部材と認識されるため、内法の小さな部材となる。そのため、曲げひび割れ発生後の剛性低下係数 α は $M/QD \leq 2.0$ の場合の式(1)⁴⁾を用いた。

$$\alpha = (-0.04009 + 0.12370 \cdot a/D + n \cdot p_t + 0.11671 \cdot \eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (1)$$

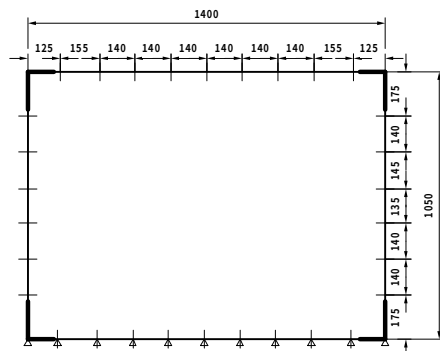


図-2 分割位置（太線部は剛域）

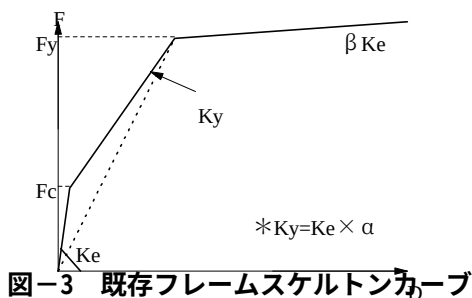


図-3 既存フレームスケルトンカーブ

表-1 既存フレーム諸元

	E (Gpa)	I (m ⁴)	Mc (kNm)	My (kNm)	α	β	r (m)
柱	13.69	0.000134	9.97	28.29	0.055	0.01	0.15
梁		0.004577	38.43	76.71	0.075	0.01	0.10

E:ヤング係数, I:断面2次モーメント, r:剛域長さ

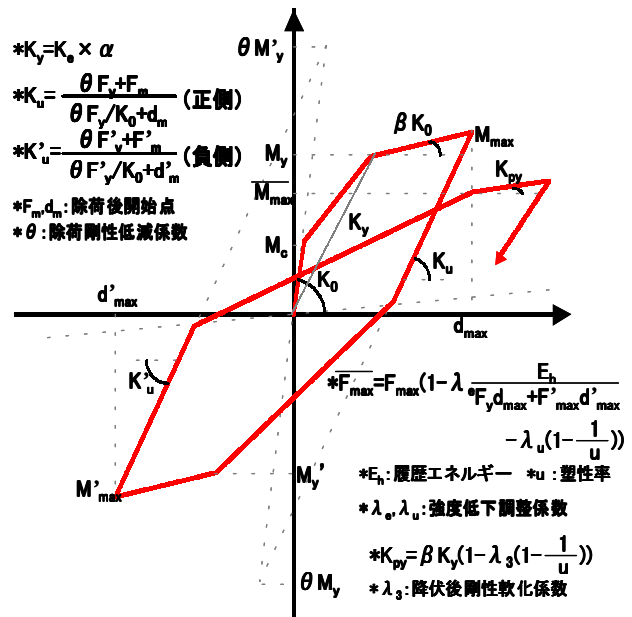


図-4 既存フレーム履歴特性

2.1.2 既存骨組の実験値との対応

解析結果と実験値¹⁾との比較を図-5に示す。解析結果と実験値¹⁾は概ねよい対応を示している。

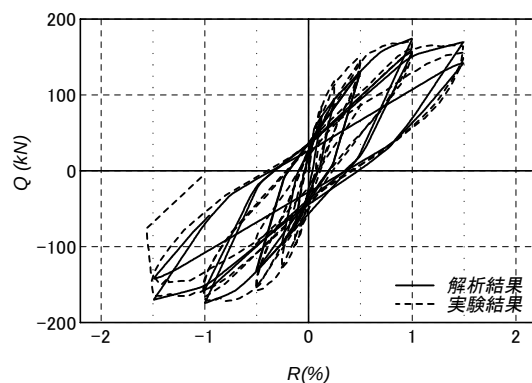


図-5 既存フレーム解析結果

2.2 補強フレーム

2.2.1 解析モデル

補強フレームは、新設 RC フレーム・鉄骨枠・ブレースからなる。試験体¹⁾では、新設 RC フレームと鉄骨枠は頭付きスタッドを介して接続されているが、新設フレームの耐力は RC フレームと鉄骨枠の耐力の単純和より大きい不完全合成（新設 RC と鉄骨枠間の滑りを考慮した耐力）となり、ある程度一体となった性状を示していた。そのため、解析では一体の部材（新設 RC フレーム+鉄骨枠の新設フレーム）にモデル化した。

(1)新設フレーム

新設フレームにおいても、分割位置、スケルトンカーブ及び履歴特性は既存 RC フレームと同様に図-2, 3, 4 に示すものを用いた。

試験体¹⁾の新設フレームの損傷過程は、新設 RC フレーム、鉄骨枠のそれぞれの耐力を考慮すると、【RC 部曲げひび割れ発生→RC 部曲げ降伏→鉄骨枠曲げ降伏】となるが、解析ソフトの制約を考慮して、新設フレームの初期剛性として、RC 部に曲げひび割れが発生した後の剛性を用いた〈式(2)〉。

$$K_{0\text{新設}} = \frac{12EI}{h^3} \cdot \alpha_{\text{新設RC部}} \quad (2)$$

$\alpha_{\text{新設RC部}}$ ：式(1)により算定した新設 RC 部の曲げひび割れ発生後の剛性低下係数

ここで、ヤング係数 E は実験時の材料試験¹⁾における新設部コンクリートのヤング係数とし、断面二次モーメント I は RC 部中立軸における RC 部と鉄骨枠の等価断面二次モーメントを用いた。

剛性低下一点目の耐力 M_{y1} (図-3 の M_c) は、新設 RC 部が降伏した変位における、新設 RC 部と鉄骨枠の耐力の合計とした。また、RC 部降伏後は鉄骨枠の剛性・耐力が支配的になると考え、新設フレームの剛性低下後の剛性として式(3)を用いた。

$$K_{\text{新設剛性低下後}} = K_{0\text{新設}} \cdot \frac{I_{\text{鉄骨枠}}}{I_{\text{新設}}} \quad (3)$$

$I_{\text{鉄骨枠}}$ ：RC 部中立軸における鉄骨枠の断面二次モーメント

$I_{\text{新設}}$ ：RC 部中立軸における等価断面二次モーメント

剛性低下二点目の耐力 M_{y2} (図-3 の M_y) は、新設 RC 部降伏耐力と鉄骨枠降伏耐力の合計とした。降伏後剛性 β は $K_{0\text{新設}}$ に対して 1%とした。

新設フレームの諸元を表-2 に示す。

表-2 新設フレーム諸元

	E (Gpa)	I (m ⁴)	Mc (kNm)	My (kNm)	α	β	r (m)
柱	1.06	0.00027	15.63	17.04	0.68	0.02	0.15
梁	1.37		25.01	35.83			0.10

E:ヤング係数, I:断面 2 次モーメント, r:剛域長さ

(2)ブレース

ブレース部の軸変形に対する履歴特性を図-6 に示す。試験体¹⁾のブレースには摩擦型の制震装置⁵⁾を用いており、この履歴特性を用いた。軸変形に対するヤング係数は実験時の材料試験¹⁾におけるブレース材の値を、断面積はブレース材の断面積を用いた。滑り出しの耐力 F_y は、要素実験¹⁾の値を参考に、200kN とした。

ブレース部の曲げに対する履歴特性を図-7 に示す。ヤング係数として材料試験時¹⁾のガセットプレート¹⁾の値を、断面二次モーメントはガセットプレート最狭部の値を用いた。降伏耐力 M_y についてもガセットプレート最狭部の値を用いた。

ブレース諸元を表-3 に示す。

表-3 ブレース諸元

	ヤング係数 (Gpa)	A(m ²) I(m ⁴)	My (kNm)	β
軸	210	0.001899	200	0
曲げ	210	1.44×10^{-9}	0.67	0.02

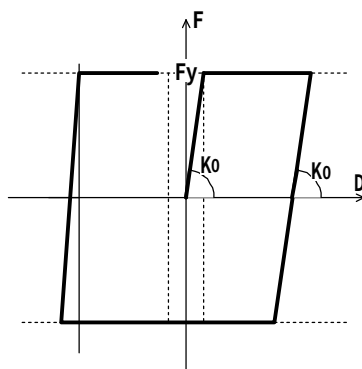


図 6 ブレース軸履歴特性

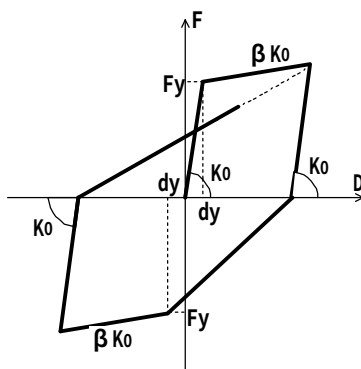


図 7 ブレース曲げ変形履歴特性

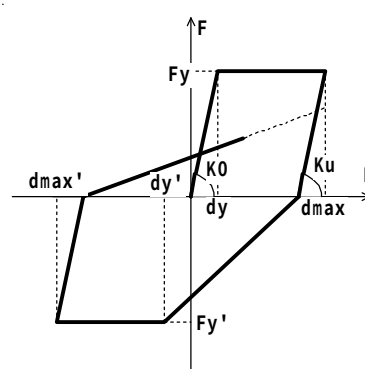


図 8 接合部材履歴特性

(3)接合部

接合部は、曲げに対する剛性を可能な限り高くしてせん断のみに抵抗する線材にモデル化した。

接合部材の耐力は、マトックの直接せん断強度⁶⁾から応力集中などを考えてコンクリートの項を低減（分割の程度が荒く、分割範囲内での応力が一定でないと考えられるため）した式(4)により算定した。式(4)の第一項は接合鉄筋（アンカー筋が相当する）によって発生する摩擦力を示し、第二項はコンクリートの負担項である。 T_{ya} はあと施工アンカーの降伏時の引張力であり、これが接合面に作用する圧縮力の最大値と考え、摩擦係数 0.8 として第一項が得られる（ n_a はアンカー本数）。

$$Q_{ya} = 0.8 \cdot T_{ya} \cdot n_a + \text{コンクリート接触面積} \cdot 1 \quad (N) \quad (4)$$

接合部材は図-2 に示す分割位置に配置し、分割位置にアンカーが配置されない場合は第二項の耐力のみとした。接合部材の履歴特性を図-8 に示す。

また、接合部材の初期剛性は、昨年の実験時¹⁾の接合面の初期剛性を用い、29203kN/mm とした。

2.2.2 補強骨組の実験値との対応

(1)接合部非破壊型

接合部非破壊型モデルのアンカー配置位置を図9 に示す。また、解析結果と実験値¹⁾の比較を図-10 に示す。実験値と解析結果は概ねよく対応した。

(2)接合部破壊型

接合部破壊型モデルのアンカー配置図を図-9 に示す。また、実験値¹⁾と解析結果の比較を図-11 に、解析における既存及び新設フレームの変位の推移を図12 に示す。解析結果は実験値¹⁾と比較して耐力低下の割合は低いものの概ね対応しており、部

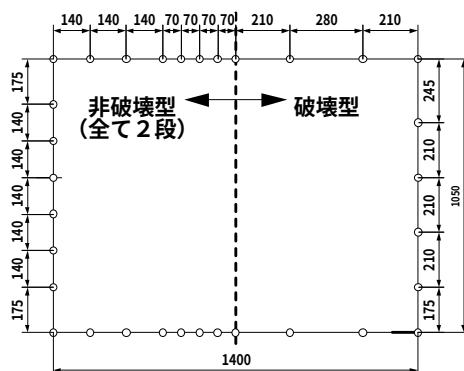


図-9 アンカー配置図

材角-1%第二サイクルピーク時に新設-既存フレーム間のずれ・離れが急激に大きくなり、その後新設フレームは既存フレームの変形に追従できなくなったという実験結果を再現している。

接合面は、まずコンクリート部（式4の第二項が該当）が降伏し、その分の耐力をアンカー負担分（式4の第一項）で負担しきれなくなり破壊に至る。

また、梁の接合面が破壊に至るとフレームが大幅に耐力低下し、その直後に柱の接合面も破壊に至った。この結果も実験結果と整合している。

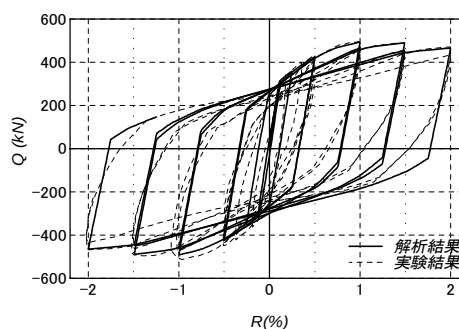


図-10 接合部非破壊型解析結果

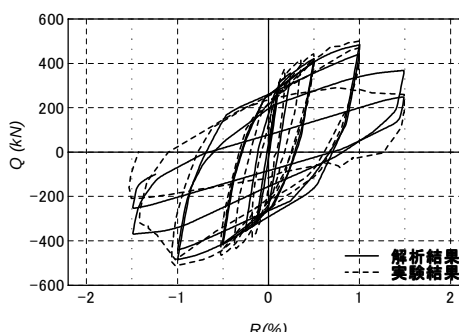


図-11 接合部破壊型解析結果

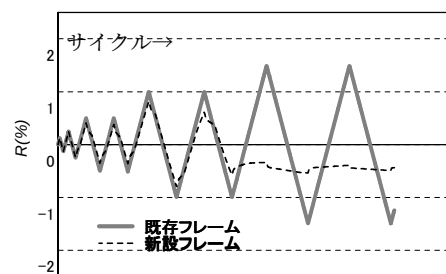


図-12 既存・新設フレーム変位推移

3 アンカー本数及び配置に関する検討

上記接合部モデルを用い、あと施工アンカー本数及び配置をパラメータとした解析を行った。

3.1 柱・梁の配置のバランス

(1) 梁が剛強な場合

梁に十分にアンカーを配置し(接合部非破壊型の配置・本数) 柱にアンカーを配置しない場合の解析結果と、柱に十分にアンカーを配置し(接合部非破壊型の配置・本数) 梁にアンカーの少ない場合(接合部破壊型の配置・本数)の解析結果の、既存及び新設フレームの変位推移の比較を図-13 に、荷重変形関係の比較を図-14 に示す。図-13 より、梁に十分アンカーを配置すれば、大変形時にも新設フレームが既存フレームの変形に追従しており、十分な靱性を伴った補強効果が得られるのに対して、柱に十分にアンカーを配置しても梁にアンカーが少なければ、大変形時に新設フレームが既存フレームの変形に追従せず、それに伴い耐力低下が起こり、十分な補強効果が得られないことが分かる。

(2)梁が剛強でない場合

実験を再現した既存フレームの梁は、スタブの影響を考慮して剛強となっているが、既存フレームの梁が剛強でない場合についても検討した。

梁の諸元を表 4 に、荷重変形関係の比較を図-15 に示す。アンカーの本数及び配置は、(1)と同様のもので比較した。この場合も同様に梁に十分アンカーを配置することが重要であることがわかる。

表-4 梁諸元 (剛強でない場合)

	E (Gpa)	I (m ⁴)	Mc (kNm)	My (kNm)	α	β	r (m)
梁	1.37	0.00045	8.19	35.41	0.024	0.01	0.10

3.2 必要なアンカー本数

(1)柱アンカーなしの場合

前章より、柱にアンカーを配置しなくても梁に十分にアンカーを配置すれば靱性を伴った補強効果が得られるという結果が得られたため、柱にアンカーを配置しない場合に梁のアンカー本数をパラメータとした解析を行い、柱にアンカーがない場合に梁に必要とされるアンカーの本数を検討した。

梁のアンカー本数が7本(接合部破壊型)、11本、15本及び17本の場合の既存・新設フレームの変位推移を図-16 に、荷重変形関係を図-17 に示す。各本数とも梁全体にまんべんなく配置した。本数を

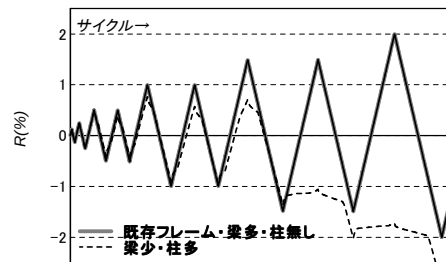


図-13 新設フレーム変位推移の比較

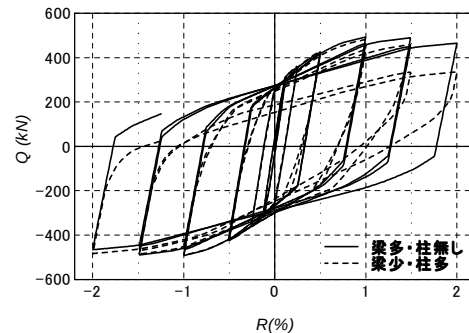


図-14 荷重変形関係の比較

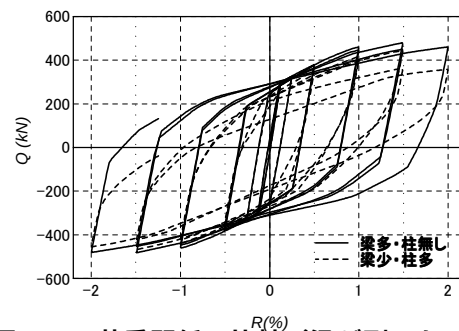


図-15 荷重関係の比較 (梁が剛でない場合)

増やすと徐々に補強効果が高まり、17本で部材角 $\pm 2\%$ 程度の大変形においても新設フレームが既存フレームの変形に追従し、十分に補強効果が発揮されている。柱にアンカーを配置しない場合、梁に必要とされる本数は17本となる。

なお、梁が剛強でない場合も必要な本数は同様に17本となった。

(2)柱アンカーありの場合

梁のアンカー本数が14~17本の場合に、部材角 $\pm 2\%$ 程度の大変形においても十分に補強効果が発揮されるために必要とされる柱のアンカー本数を表-5 に示す。アンカー量を決める際、梁に十分な本数を配置することが効果的であることがわかる。

表-5 必要柱アンカー本数

梁 (本)	17	16	15	14
柱 (本)	0	1	3	16

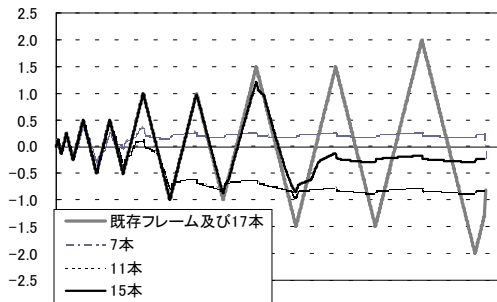


図-16 梁本数による変位推移の比較

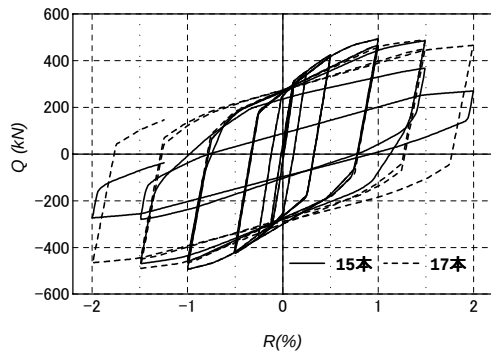


図-17 梁本数による荷重関係関係の比較

(3)解析結果の検討

本補強骨組みモデルに必要とされるアンカー本数を、内付け補強の場合と同様に耐震改修指針に従い算定すると、梁 19 本・柱 16 本となる。柱にアンカーを配置しない場合でも、耐震改修指針に従い内付け補強の場合と同様に本数を算定すれば十分な靱性を伴った補強効果が得られると考えられる。

3.3 アンカー配置に関する検討

あと施工アンカーの配置により、接合面の負担できる耐力には差が生じると考えられる。そのため、あと施工アンカーの配置をパラメータとした解析を行った。梁のみの配置とし、本数は 15 本で、配置は等間隔の場合、**図-18** に示す中央に集中した場合、及び端に集中した場合について検討した。各配置における荷重変形関係を**図-19** に示す。

本モデルは、K 型ブレースを用いているため、上梁中央のブレース接点部に大きなせん断力が加わるが、その部分にアンカーを集中配置した中央集中型は、端部集中型・まんべんなく配置型に比べ高い補強効果を発揮した。しかしながら、端に集中配置した場合はまんべんなく配置した場合と比べ、若干低い補強効果を示した。他の本数においても同様の

傾向が見られ、せん断力の集中する個所にアンカーを集中配置することは効果的であるといえる。

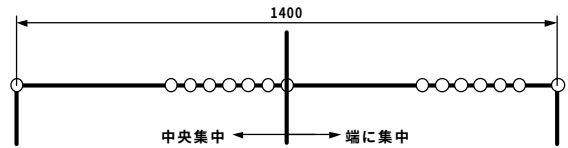


図-18 中央集中型

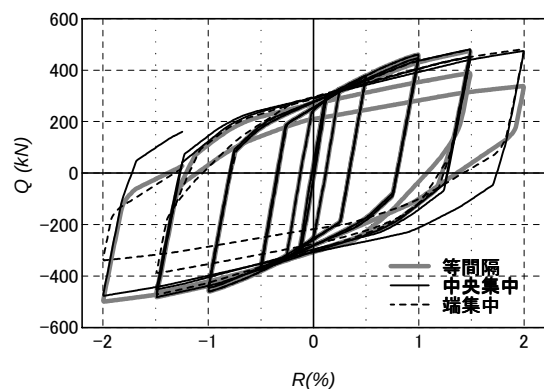


図-19 配置による比較

4. まとめ

昨年の実験¹⁾を基にモデル化した接合部部材、すなわちあと施工アンカーの本数、及び配置をパラメータとした解析を行った結果、実験時¹⁾の試験体の場合、接合面に必要とされるアンカー本数は、改修指針²⁾に従い、内付け補強の場合と同様に本数を算定すれば、十分であったことがわかった。

【参考文献】

- 1) 永山, 勝俣他: 既存 RC 造建物の外付け制震フレームによる耐震補強に関する研究, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, 2002.11
- 2) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 1990.1
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999.11
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.9
- 5) 日野, 中村他: 高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発と実建物への適合, 鋼構造年次論文報告集, 第 8 巻, pp.133 ~140, 2000.11
- 6) A.H.Mattock and N.M.Hawkins :Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research, PCI Journal March-April 1972