

論文 鉄筋を柱の外周に配置し四隅で定着して補強したせん断スパン比が小さいRC柱部材の耐震性能に関する実験的研究

丸山 哲郎*1・醍醐 宏治*2・大郷 貴之*3

要旨：鉄筋コンクリートラーメン高架橋の耐震補強工法のひとつとして、柱の隅角部に設置した支持材と補強鋼材で柱を補強する工法がある。この補強方法はせん断スパン比が比較的大きな柱を対象として、補強による耐震性能の向上が確認されている。しかし、せん断スパン比が1.0程度と小さい柱に対する補強効果については明らかにされていない。今回、せん断スパン比が1.0のRC柱試験体を用いて静的正負交番載荷試験を実施し、補強後の耐震性能について確認を行った。その結果、せん断スパン比が1.0程度の柱に対しても変形性能が向上することが確認された。

キーワード：鉄筋コンクリート、せん断スパン比、変形性能、静的正負交番載荷試験

1. はじめに

兵庫県南部地震におけるコンクリート構造物の甚大な被害を契機に、現在、既設構造物の耐震補強が進められている。鉄筋コンクリート（以下、RC という）ラーメン高架橋の耐震補強では、一般に、施工性や経済性に優れた鋼板巻き立て耐震補強工法（以下、鋼板巻き補強という）が用いられているが、都市部を中心に高架下を店舗や事務所等で利用している箇所においては、重機等が利用できないことに加え、支障物が多く、鋼板巻き立て補強を行うためには、移転等に多大な労力を要することが多い。このような高架橋に有効な補強方法として、**図-1**に示すように、柱の外周に補強鋼材を設置し、柱の隅角部に設置した支持材で定着する補強方法があげられる。この補強方法の特徴は、人力のみで施工ができ、また補強鋼材の間隔を空けることが可能であることから支障物を避けて補強することができ、支障物の移転を最小限にすることができる点である。

本工法を適用した柱の耐震性能は、既往の研究^{例え¹⁾}により確認されているが、これらの研究はせん断力を受ける部材の支点から載荷点までの距離（以下、せん断スパン、 l_a 、という）と有効高さ d の比であるせん断スパン比（以下、 l_a/d という）の比較的大きな部材を対象として行われてきたものである。

一方で、ラーメン橋台の桁受け部の柱や高架橋の盛土構造へのアプローチ部の柱などの柱長さが短い場合では、 l_a/d が1.5程度未満の柱が存在し、一般的に l_a/d が小さい柱は l_a/d が大きい柱と変形の特性が異なることが知られている²⁾。これまで、 l_a/d が1.5程度未満の

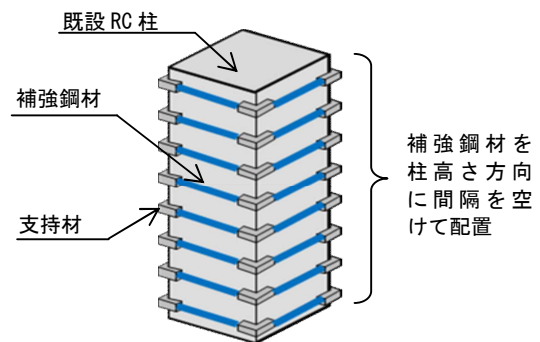


図-1 補強概要図

RC柱部材を対象として本工法の補強効果を確認した研究事例はなく、地震時の破壊性状や補強後の変形性能などが十分に解明されていないのが現状である。しかし、補強後のRC柱部材の耐震性能を適切に評価することは、耐震補強設計を合理的に進めるうえで不可欠といえる。

このような背景から、本研究では、鉄筋を柱四隅で定着し補強した l_a/d が1.0のRC柱を模擬した試験体を用いて静的正負交番載荷試験を行い、損傷の進展過程を観察するとともに、補強後の変形性能について考察を行った。

2. 実験の概要

2.1 試験体諸元

試験体の諸元を表-1に、形状の例を**図-2**に示す。各試験体は、断面寸法が450mm×450mm、 l_a/d が1.0のRC柱である。各試験体に使用したコンクリートの圧縮強度試験と鋼材の引張試験の結果を表-2に示す。表-1に示した曲げせん断耐力比 (V_y/V_{mu}) の算定に

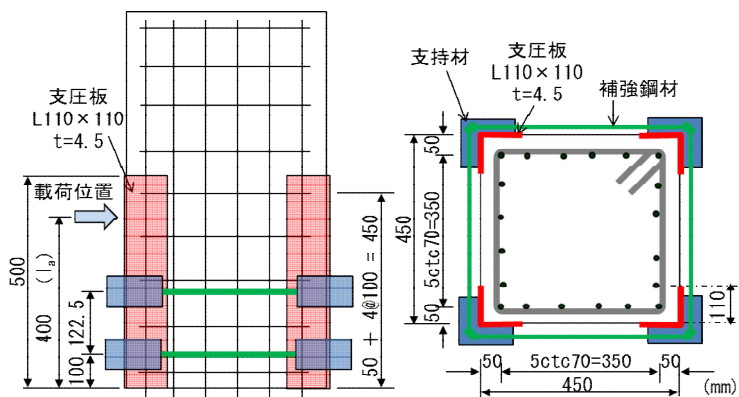
*1 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (正会員)

*2 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター 修(工) (正会員)

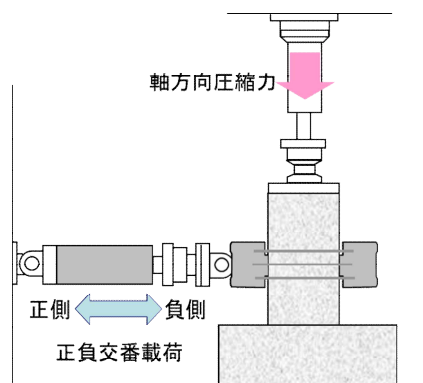
*3 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター 課長 工修

表－1 試験体諸元

試験体名称	断面幅 b (mm)	断面高さ h (mm)	せん断スパン _a (mm)	軸方向鉄筋	帯鉄筋	補強鉄筋	引張鉄筋比 ρ_t (%)	帯鉄筋比 ρ_w (%)	補強鉄筋比 ρ_{RB} (%)	支圧板			曲げせん断耐力比 V_y/V_{mu}
				径×本数	径・間隔 (mm)	径・間隔 (mm)				形状	板厚 (mm)	寸法 (mm)	
B-1	450	450	400	D22×6	D10 ctc100	—	1.29	0.32	2.33	—	—	—	0.69
RB-1	450	450	400			D29 ctc122.5				—	—	—	—
RB-2	450	450	400			D22 ctc122.5				L形鋼	9.0	110×110	1.56
RB-3	450	450	400								4.5	110×110	1.50
RB-7	450	450	400								4.5	110×110	1.15



図－2 試験体概要図 (RB-3)



図－3 荷重装置の概要図

用いたせん断耐力 (V_y) は、コンクリートが受け持つせん断耐力 (V_c) と部材内部に配置したせん断補強鋼材が受け持つせん断耐力 (V_s)、補強鋼材が負担するせん断耐力 (V_{RB}) の和として算出した。なお、 V_{RB} は V_s と同様に算出し³⁾、 V_c は l_a/d および側方鉄筋の影響を考慮して算出した⁴⁾。また、 V_{mu} は曲げ耐力 M_u に達する時に発生するせん断力で、 M_u/l_a により算出した。

B-1 試験体は、無補強の試験体であり、曲げせん断耐力比は 0.69 である。RB-1～RB-7 試験体は、B-1 試験体と同様の試験体に対して、補強鋼材により補強した試験体である。試験パラメータは、く体断面の拘束を大きくして変形性能の向上を目的にく体表面と支持材との間に配置した高さ方向に連続する鋼材（以下、支圧板という）の有無および鋼材の厚さと、曲げせん断耐力比による影響の検討を目的として補強鋼材量とした。

RB-1～RB-3 試験体では、補強鋼材にねじふし鉄筋を使用し、支持材には当該補強方法で一般的に用いられているプレキャストタイプのものを用いてナットにより固定した。なお、ナットの締付けは、一般に本工法で用いている締付けトルクである $177N\cdot m$ で一定とした。RB-7 試験体については、補強鉄筋径を D22 と細くした試験体であり、当該鉄筋径用のプレキャストタイプの支持材がないため、等辺山形鋼 (L-100×100×4.5, $L=75mm$) を試験体の隅角部に分割して配置し、補強鋼材と等辺山形鋼はフレア溶接にて固定した。ま

表－2 材料強度

試験体名称	軸方向鉄筋降伏強度 (N/mm ²)	帯鉄筋降伏強度 (N/mm ²)	補強鉄筋降伏強度 (N/mm ²)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	
				柱	フーチング
B-1	375.0	403.0	—	25.4	33.8
RB-1	375.7	413.1	390.8	17.5	28.2
RB-2	384.9	376.1	455.6	30.4	35.5
RB-3	365.9	395.1	437.6	29.0	32.9
RB-7	374.5	395.1	474.5	29.5	31.5

た、等辺山形鋼は、く体と補強鋼材との隙間がプレキャストタイプの支持材を用いた場合と同様の 25mm となるように設置し、く体との隙間にはポリマーセメントモルタルを充填した。なお、等辺山形鋼の形状は、他の試験体と条件を統一するために、く体に接する部分の形状をプレキャストタイプの支持材と同一とした。RB-2, RB-3, RB-7 試験体については、く体の隅角部に支圧板として L 形鋼を配置し、その上から支持材を設置した。

2.2 荷重方法および計測項目

荷重装置の概要図を図－3 に示す。水平方向に荷重した際の柱の軸方向鉄筋のひずみを計測し、軸方向鉄筋が初降伏した時の荷重点位置の水平変位を降伏変位 δ_y とし、 δ_y の整数倍で変位制御にて繰返し漸増荷重を行った。なお、各サイクルでの繰返し回数は 3 回とした。軸方向圧縮力は、一般の鉄道高架橋における死荷重による軸方向圧縮力を想定し^{例え5)}、 $0.98N/mm^2$ で一

定とした。

計測項目は、載荷点の水平変位およびく体の水平変位、軸方向鉄筋、帯鉄筋、補強鋼材のひずみ、軸方向鉄筋のフーチングからの拔出し量、柱の軸方向変位、ひび割れ状況とした。

3. 実験結果

3.1 試験体の損傷状況

図-4に損傷状況の例として B-1 試験体および RB-2 試験体の軸方向鉄筋降伏時および降伏荷重の計算値 P_{ycal} を下回った時の載荷サイクルの損傷状況を示す。また、各試験体の損傷状況について以下に記す。

(1) B-1 (無補強試験体)

$1\delta_y$ では、水平方向の載荷により、まず柱基部のフーチングとの境界面に水平ひび割れが発生した。その後、載荷点から柱基部の圧縮側縁端の対角ラインに沿う斜めひび割れが進展し、荷重の増加とともに載荷点下側に新たに水平および斜めひび割れが発生して正側の載荷において斜めひび割れが交差する付近の帯鉄筋が降伏した。さらに荷重が増加すると、斜めひび割れが進展するとともに、柱基部の軸方向鉄筋が降伏した。繰返し載荷により、斜めひび割れが若干進展したものの、ひび割れ本数やひび割れ幅に大きな変化はなかった。なお、 $1\delta_y$ 1 回目の正側載荷が最大荷重となった。

$2\delta_y$ のサイクルでは、載荷点と柱基部の圧縮側縁端との対角ライン付近の斜めひび割れの本数が増加するとともに、ひび割れ幅が拡大した。また、柱基部付近で、コンクリート表面が剥離するような微細なひび割れが発生した。2~3 回目の繰返し載荷では、斜めひび割れ幅が顕著に拡大し、斜めひび割れが交差する箇所がかぶりコンクリートが剥落した。その後、交番載荷により、斜めひび割れに沿ってかぶりコンクリートの剥落が生じた。載荷中、対角ラインに沿う斜めひび割れが大きく進展して広がったが、さらに載荷が進んでも、部材全体が崩れるような挙動とはならなかった。また、曲げ変形が支配的な l_a/d の大きな部材に生じるような明確な回転中心は確認し難い状況であった。

載荷終了後、試験体内部の損傷状況について観察を行ったところ、斜めひび割れがコアコンクリート内部まで貫通しており、大きなひび割れを生じていた。斜めひび割れが交差する付近および斜めひび割れに沿った位置において、コアコンクリートが粉体化していたものの、コアコンクリートの大部分は軸方向鉄筋の内側に保持されていた。

(2) RB-1 試験体

$1\delta_y$ では、水平方向の載荷により、まず柱基部とフーチング上面の境界部に水平ひび割れが発生した。さらに荷重が大きくなると、柱基部の圧縮側縁端と載荷点を結ぶ斜めひび割れが発生し、その後、軸方向鉄筋が柱基部において降伏した。B-1 試験体と比較して、発生したひび割れ本数やひび割れ幅に顕著な差異は見られなかった。

$2\delta_y$ のサイクルでは、正側の載荷で帯鉄筋が降伏し、斜めひび割れの本数が増大するとともに、ひび割れ幅が拡大した。また、柱基部付近でコンクリート表面が剥離するような微細なひび割れが発生した。なお、 $2\delta_y$ の 1 回目の正側載荷が最大荷重であった。その後、斜めひび割れ交差部からかぶりコンクリートが剥落し、載荷側面の全体に剥落範囲が広がった。さらに交番載荷を続けると、補強鋼材の 1 段目と 2 段目の間で水平方向にずれるような変形を示した。また、載荷側面の下段の補強鋼材が降伏した。なお、損傷が進展しても軸方向圧縮力は保持し続けていた。

載荷終了後、試験体内部の損傷状況を確認したところ、斜めひび割れの交差部を中心にコアコンクリートが粉体化していたものの、コアコンクリートの大部分は軸方向鉄筋の内側に保持されていた。また、補強鋼材は面外方向に若干変形した。なお、支持材には有害な損傷や変形は確認されなかった。

(4) RB-2 試験体

$1\delta_y$ および $2\delta_y$ のサイクルでは、RB-1 試験体とほぼ同様の損傷が発生したが、ひび割れ本数は少なく、ひび割れ幅も小さかった。その後、かぶりコンクリートの剥落が生じ、柱基部付近の斜めひび割れに沿って部

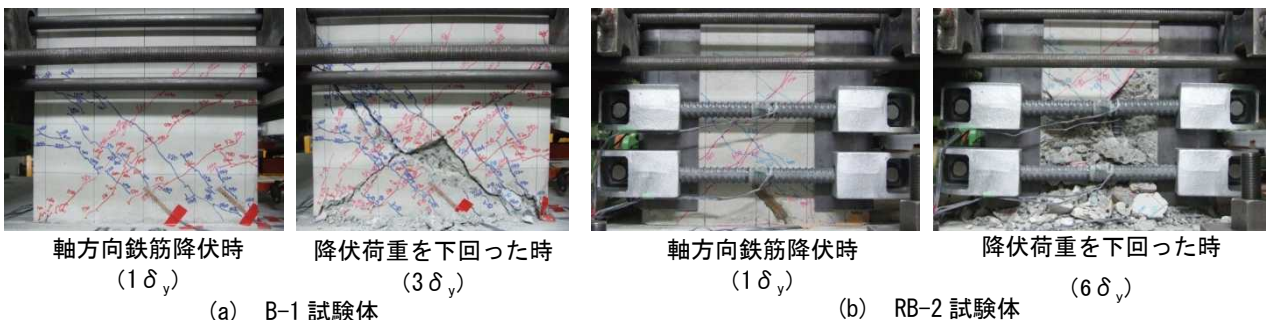


図-4 試験体損傷状況

材の損傷が進展し、荷重が低下した。RB-1 試験体と比較すると、かぶりコンクリートが剥落する荷重ステップが遅く、また損傷の進展も緩やかであった。補強鋼材については、荷重面側の下段において降伏したが、RB-1 試験体のような、補強鋼材の1段目と2段目の間で水平方向にずれるような変形は示さなかった。なお、軸方向鉄筋の顕著な変形は見られず、軸方向圧縮力は保持している状況であった。

荷重終了後、試験体内部の損傷状況を確認したところ、斜めひび割れがコアコンクリート内部まで貫通しており、斜めひび割れの交差位置より外側を中心に、コアコンクリートが粉体化していたものの、コアコンクリートの大部分は軸方向鉄筋の内側に保持されており、コアコンクリートの中心部においては粉体化の程度は小さかった。補強鋼材は面外方向に若干変形をしていた。なお、支持材には有害な損傷や変形は確認されなかった。また、支圧板についても顕著な変形や損傷は確認されなかった。

(3) RB-3 試験体

RB-3 試験体の損傷の進展状況は RB-2 試験体と概ね同様であったが、補強鋼材は降伏しなかった。なお、RB-3 試験体においては、支圧板として RB-2 試験体に用いたものよりも薄い、厚さ 4.5mm の L 形鋼を用いたが、支圧板に支持材が接する範囲では支圧板に顕著な変形はなく、支持材の外側（支持材より柱の中心側）で支持材端部を支点として面外方向に変形していた。

(4) RB-7 試験体

RB-7 試験体は、RB-3 試験体と概ね同様に損傷が進展したが、かぶりコンクリートの剥落が発生して以降の損傷の進展が若干早かった。

補強鋼材はかぶりコンクリートが本格的に剥落する荷重中盤に、荷重面側および荷重側面側の下段において降伏した。また、軸方向鉄筋には顕著な変形は見られず、他の試験体と同様に軸方向圧縮力は保持している状況であった。

荷重終了後、試験体内部の損傷状況を確認したとこ

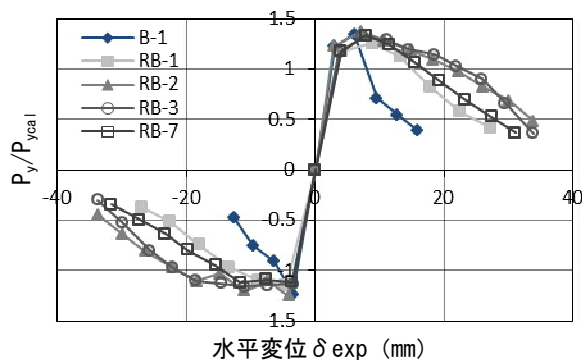


図-5 荷重-水平変位の包絡線

ろ、斜めひび割れが交差する付近および斜めひび割れに沿った位置においてコアコンクリートが粉体化していたものの、コアコンクリートの大部分は軸方向鉄筋の内側に保持されていた。

支持材として用いた等辺山形鋼においては、若干角度が開くような変形があったものの、有害な変形や損傷は発生せず、補強鋼材と支持材との溶接部にも亀裂等の有害な損傷は確認されなかった。なお、充填モルタルは角部に微細なひび割れが発生していたが、補強効果に影響を与えるような損傷には至らなかった。支圧板は、RB-3 と同様に支圧板端部が支持材端部を支点として面外方向に変形した。

3.2 荷重と水平変位の関係

各試験体の荷重点荷重と水平変位の関係の包絡線を図-5に示す。なお、図-5は材料特性値のばらつきの影響をなくすため、荷重点荷重を降伏荷重の計算値 (P_{ycal}) で除して単位化したものである。ここで、 P_{ycal} は最外縁の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強度 (f_{sy}) に達するときの水平力とし、参考文献3)を参考に算出した。各試験体の P_{ycal} と実験結果を表-3に示す。なお、表-3に示す実験値は最大荷重を除いて正負の平均値を示し、最大荷重については正側と負側の荷重のうち最大の値を示す。

各試験体ともに、軸方向鉄筋が降伏し、最大の水平抵抗荷重に達した後に、部材が降伏荷重を維持する最大の変位に達し、降伏荷重を下回るといった履歴になっ

表-3 実験結果

試験体名称	計算値		実験値				じん性率 μ
	降伏荷重 P_{ycal} (kN)	最大荷重 P_{ucal} (kN)	降伏荷重 P_{yexp} (kN)	最大荷重 P_{uexp} (kN)	降伏変位 δ'_{yexp} (mm)	終局変位 δ'_{uexp} (mm)	
B-1	1024	1282	1260	1376	2.61	6.76	2.6
RB-1	994.8	1212	1158	1252	3.74	13.7	3.7
RB-2	1062	1344	1327	1470	2.83	21.3	7.5
RB-3	963.5	1281	1105	1279	3.13	22.1	7.1
RB-7	1034	1309	1136	1323	3.45	14.7	4.3

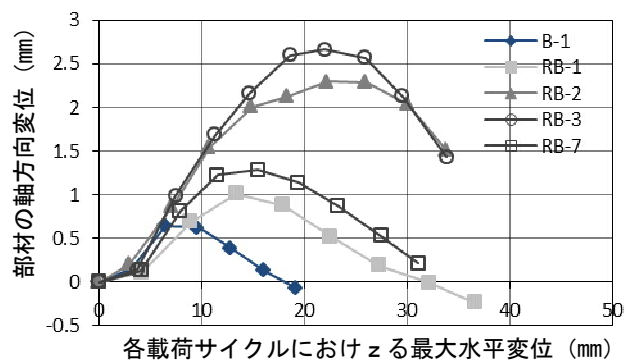


図-6 部材の軸方向変位

ていることがわかる。最大荷重については、全ての試験体で、 $2\delta_y$ の正側の荷重で最大となり、最大荷重の計算値と実験値は概ね一致した。補強鋼材にて補強を行った試験体は、いずれも最大荷重からの低下が緩やかになる傾向を示した。

3.3 部材の軸方向変位

地震時に高架橋等の柱部材が軸方向に短縮すると、列車の安全走行に影響を与えるとともに、その後の復旧性にも影響を与える。従って、今回の実験では軸方向の変位についても検討を行った。

図-6に各試験体の軸方向変位と各荷重サイクルにおける最大の水平変位との関係を示す。部材の軸方向変位は、各荷重サイクルが終了し、水平変位が0mmとなった時点での値を示しており、負の値が、部材が短縮する方向である。各荷重サイクルにおける水平変位は、水平変位の絶対値のうち最大のものを示す。いずれの試験体も、荷重序盤は正側の鉛直変位となり、その後、負側の鉛直変位となっている。これは、荷重序盤は軸方向鉄筋の伸出しやフーチングからの抜出しにより正側の鉛直変位となり、その後、部材の損傷が進むに従い部材が短縮していると想定される。無補強のB-1試験体を含む全ての試験体において、水平荷重が降伏荷重の1/2程度になっても軸力を保持しており、鉛直変位も小さい。このことから、せん断スパン比が小さい部材は、損傷が生じて軸方向に短縮する変位は生じ難いといえる。また、補強鋼材にて補強を行ったRB-1~RB-7試験体については、無補強のB-1試験体と比較して、緩やかに短縮する傾向であり、支圧板を配置するとその傾向はより大きくなる結果であった。

3.4 部材のじん性率

表-3にじん性率 μ の実験値を示す。なお、じん性率 μ は(1)式により計算した。

$$\mu = \delta_u'_{exp} / \delta_y'_{exp} \quad (1)$$

ここに、

$\delta_y'_{exp}$: 降伏荷重の計算値 P_{ycal} に達した時の水平変位の実験値 (mm)

$\delta_u'_{exp}$: 降伏荷重の計算値 P_{ycal} を維持する最大の水平変位の実験値 (mm)

B-1試験体と比較して、補強鋼材にて補強を行ったいずれの試験体も、じん性率が向上している。以上のことから、柱の外周に補強鋼材を設置し、補強鋼材を柱の隅角部に設置した支持材で定着する補強を行うことで、せん断スパン比が1.0程度の部材においても変形性能が改善されると考えられる。

4. 変形性能の評価

4.1 変形性能の評価方法

RC部材の変形性能の評価方法は、一般にじん性率による評価方法と部材の回転角による評価方法がある。本章では、部材の回転角により評価を行う。なお、変形性能の評価においては、水平荷重が降伏荷重の計算値 P_{ycal} を下回らない最大の変位を終局変位 δ_u とし、 δ_u の水平変位点をN点と定義する⁶⁾。

RC部材のじん性補強を行った場合、N点における回転角 θ_n は、補強前と比較して大きくなる。一般に、RC部材の終局回転角 θ_n は式(2)により算定される。

$$\theta_n = \theta_{n0} + \theta_{n1} \quad (2)$$

ここに、

θ_{n0} : N点におけるく体変形による回転角 (rad)

θ_{n1} : N点における部材接合部からの軸方向鉄筋の抜出しによる部材端部の回転角 (rad)

本章では、N点におけるく体による回転角である θ_{n0} により変形性能の評価を行った。

く体の変形形態には曲げ変形とせん断変形があり、 l_a/d が大きい部材においては曲げ変形に比べてせん断変形は微小である。しかし、今回行った試験体のように、 l_a/d が小さい部材においては、水平変位に占めるせん断変形の割合が比較的大きく²⁾、また、塑性ヒンジ部と塑性ヒンジ部以外との区別が明確でない。以上のことを踏まえ、今回対象とする補強鋼材により補強を行った l_a/d が小さい部材における θ_{n0} の実験値 θ_{n0exp} は、せん断変形と曲げ変形を含んだ回転角として式(3)により算定することとした。(図-7、図-8参照)

$$\theta_{n0exp} = \theta_{nexp} - \theta_{n1cal} \quad (3)$$

ここに、

θ_{nexp} : N点におけるく体変形による回転角の実験値で、式(4)により算定する。(rad)

$$\theta_{nexp} = \delta_{nexp} / l_a \quad (4)$$

δ_{nexp} : 降伏荷重の計算値を維持する荷重点における最大の水平変位の実験値 (mm)

θ_{n1cal} : N点における部材接合部からの軸方向鉄筋の抜出しによる部材端部の回転角 (rad) の計算値で、式(5)により算定する⁸⁾。

$$\theta_{n1cal} = \angle l_n / (d - x_n) \quad (5)$$

$\angle l_n$: N点における部材接合部からの軸方向鉄筋の抜出し量 (mm)

x_n : N点における中立軸位置 (mm)

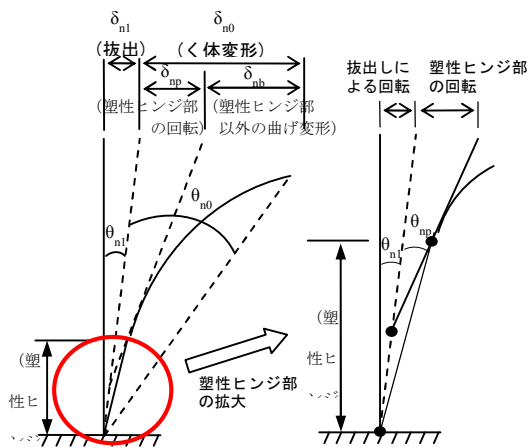


図-7 l_a/d が大きい部材における一般的な終局変位の考え方

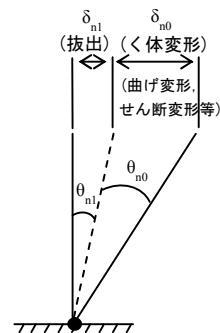


図-8 l_a/d が小さい部材における終局変位の考え方

4.2 変形性能の評価

図-9にN点におけるく体変形による回転角 θ_{n0exp} と曲げせん断耐力比 V_y/V_{mu} との関係を示す。無補強のB-1試験体と補強鋼材により補強したRB-1~RB-7試験体を比較すると、いずれも変形性能が向上している。また、 V_y/V_{mu} が1.5程度で支圧板を配置していないRB-1試験体と支圧板を配置したRB-2, RB-3試験体を比較すると、支圧板を設置した方が、変形性能がより向上する傾向にあることがわかる。これは、柱の隅角部にL形鋼を配置することで、補強鋼材によるく体断面の拘束効果が向上することにより、低 l_a/d 特有の局部的なせん断変形が抑制され、耐力低下を減少させたと考えられる。また、支圧板を用いた試験体で、補強鋼材量を変化させたRB-3, RB-7試験体を比較すると、補強鋼材量の増加に応じて、変形性能が向上する傾向を示した。

以上のことより、 l_a/d が小さいRC部材においても、鉄筋を柱四隅で定着して補強することにより、変形性能が向上させることができると考えられる。また、柱四隅に設置する支持材に支圧板を設置することにより、変形性能はさらに向上すると考えられる。また、今回行った試験の範囲内では、補強鋼材量が多くなるにつれ、変形性能が向上すると考えられる。

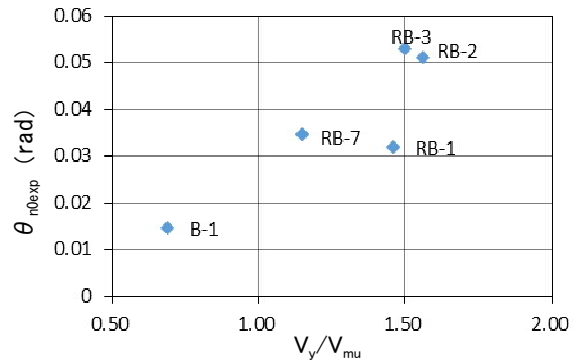


図-9 く体変形による回転角と V_y/V_{mu} の関係

5. まとめ

RC柱部材を模擬したせん断スパンの小さい試験体において、鉄筋を柱の四隅で定着して補強を行い静的正負交番載荷試験により変形性能についての評価を実施した。今回実施した試験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) l_a/d の小さいRC柱部材においても、鉄筋を柱四隅で定着して補強することにより、変形性能が向上する。
- (2) 定着部に支圧板を設置することにより、設置しない場合と比較して変形性能が向上すると考えられる。
- (3) 支圧板を用いた試験体においても、補強鋼材量が多くなるに従い、く体変形による回転角が大きくなり、変形性能が向上する傾向であった。

参考文献

- 1) 津吉毅, 石橋忠良, 小林将志, 田附伸一: 鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設RC柱の耐震補強に関する研究, 土木学会論文集, No.662, V-49, pp205-216, 2000.11
- 2) 水野浩一郎, 小林将志: せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート部材の変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学会年次論文報告集, vol.35, No.2, pp781-786, 2013.7
- 3) 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, 2004.4
- 4) 運輸省鉄道局監修, 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, 1992.10
- 5) 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, No.390, V-8, pp57-66, 1988.2
- 6) 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(耐震設計), 丸善, 2012.9