

鋼製パネルによる R C 柱の耐震補強工法の開発

岡野 素之 伊藤 克也
 (本社土木技術本部)
 渡辺 哲 松田 隆

A Development of Seismic Retrofitting Method for RC Columns using Assembled Steel Plates

Motoyuki Okano Katsuya Ito
 Satoshi Watanabe Takasi Matsuda

Abstract

A new retrofitting system using assembled steel plates instead of steel jackets has been developed. The advantage of this device is that can be easily installed in columns and does not require any complex tools. Hence, installation is expected to be easy in small spaces where the conventional method is extremely difficult. An experiment was carried out to investigate the shear strength and ductility of full-scale RC column specimens retrofitted with the proposed device, and the results showed an adequate improvement. It was also found that the device's retrofitting effect can be accurately estimated by the conventional formula for evaluating the strength of RC structures.

概要

鋼製のパネルを組み立てて施工する R C 柱の耐震補強工法を開発した。本工法は、分割した鋼製パネルを現場でプレス加工により製造し、現場で人力で組み立てた後、柱との隙間に無収縮モルタルを充填し一体化させる。鋼製パネルは軽量のため狭隘場所での短期施工が可能になる。本工法の補強効果を確認するために、実物大のせん断実験および曲げじん性実験、ならびに解析を行った。その結果、せん断耐力は補強パネルを帯鉄筋と同様に補強筋として評価した修正トラス理論で算定可能なこと、曲げ変形性能は補強パネルを帯鉄筋と同様に補強筋として考え、既往の算定方法に断面の寸法効果を導入して安全側に算定できることなどがわかった。

1. はじめに

昭和58年改訂の「建造物設計標準」より前の指針で設計された既存鉄道ラーメン高架橋の柱には、現行設計に比較して横補強筋が少ないものがある。このような柱のせん断破壊を防止し、じん性を高めることを目的に、柱全長に鋼板を配置する鋼板巻立て補強工法¹⁾が標準的に実施されている。しかし、この工法は高架下を店舗や倉庫として利用しているなど、施工上の制約条件の厳しい箇所では、鋼板の搬入の問題や、店舗営業等の関係から工期短縮を求められるなど、施工性に課題がある。

一方、鋼板巻立て補強工法は、鋼板相互を現場で溶接するので、品質確保可能な最小板厚を6 mmとして、それ以上の厚さの鋼板を使用している。ここで、せん断スパン比3程度の柱を想定し、せん断補強の指標である横補強筋比(せん断方向の補強鋼材の柱幅に対する比)と高架橋の一般的な柱幅との関係をFig. 1に示す。耐震性能から決まる一般的な R C 柱における横補強筋の補強範囲(0.5%程度)に対して、例えば鋼板厚さ6mm、柱幅

1200mmの場合は補強筋比が1%であり、R C 部材として適切な補強量を考えると、高架橋で一般的な1200mmの柱幅までは、厚さ3.2mmの鋼板で耐震性能を満足することが期待できる。

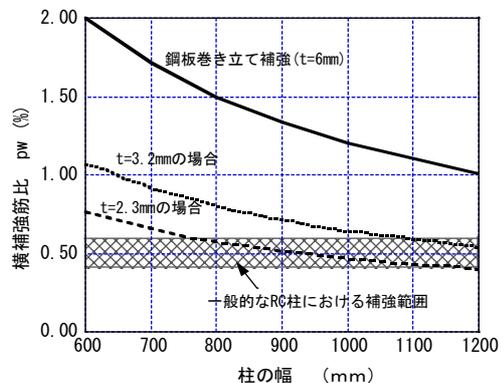


Fig. 1 横補強筋比と柱幅の関係
 Relationship between Transverse Re-bar Ratio and Width of Columns

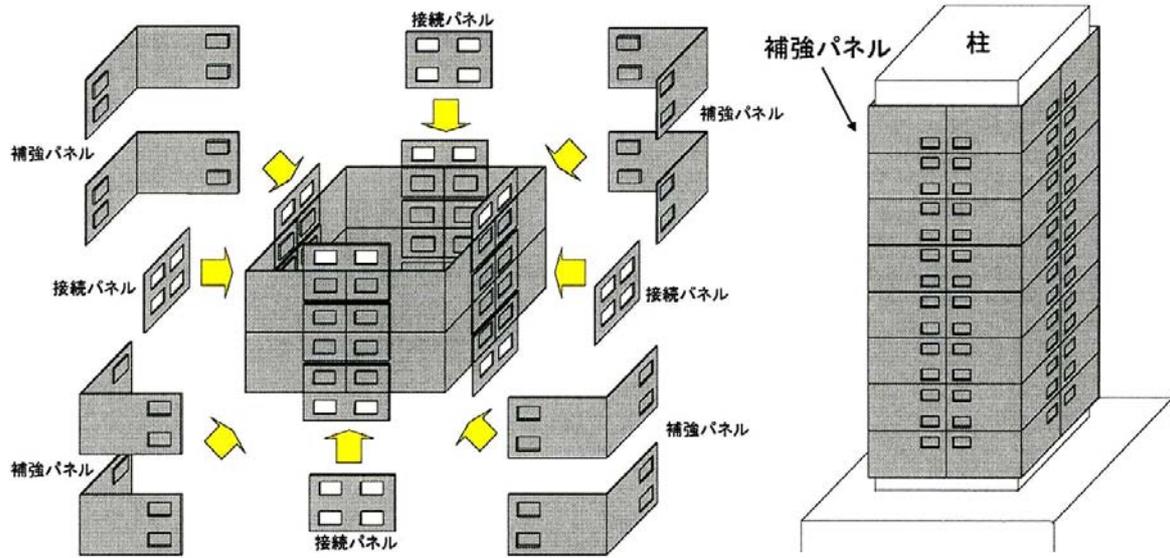


Fig. 2 補強方法の概要
Outline of Retrofitting Method



鋼製パネル



パネル組立て



モルタル充填

Photo 1 補強材料と施工手順
Materials and Assembly

そこで、前記課題を解決するため、比較的薄い鋼板を用いて、軽量のパネルに分割して人力施工を可能とし、工期を短縮する工法を考案した。本論文では、補強方法および接合部のコンセプトについて概説し、実物大規模の実験における接合部の性能、せん断およびじん性補強効果について検討し考察を加える。そして、FEM解析による検討を行い、断面の寸法効果を導入した骨格曲線の算出方法を提案する。

2. 補強方法の概要

補強工法の概要をFig.2に示す。また、補強材料と施工手順をPhoto1に示す。補強鋼材は、小型の補強パネルと接続パネルで構成され、プレス加工・塗装など全ての製造過程を工場で行う。そして、施工箇所にて台車などで搬入し、人力で組み立てる。組み立ては、補強パネルに

設けた凸状突起部と接続パネルに設けた開口部を重ねあわせてはめ込み、リベットまたはボルトで固定して接続することにより行う。その後、パネルと柱との間に無収縮モルタルを注入する。このように補強鋼板をパネルに分割して人力施工することにより以下の利点がある。

- 1) 薄い鋼板を用いるので、従来の鋼板巻立て補強より鋼材使用量が低減される。
- 2) 人力で組立てるので、駅部などの狭隘箇所での施工が可能になる。
- 3) 溶接が不要であるため、周辺への対策が軽微となり、工期が短縮される。
- 4) 現場での塗装が不要となるため工期が短縮される。
- 5) 施工に重機や大型機械を用いないので、騒音・振動の発生レベルが低い。

これらの利点により、従来からの鋼板巻立て補強に比較して、工費縮減と大幅な工期短縮が見込まれる。

3. 接合部の性能

3.1 接合メカニズム

本工法で採用した接合方法は、経済性、施工の容易性、加工性を考慮して、鋼材を切断・プレス加工し、このかみ合わせで外力に抵抗する機構とした。Fig. 3に接合メカニズムの概要を示す。これは、補強パネルに直方体凸状に加工した高さ9.3mmの突起部を接続パネルのの長形状の開口部にはめて嵌合させる構造である。補強鋼材の応力は補強パネルと接合パネル相互の支圧力により伝達される。また、面外方向(板厚方向)への変位はリベットまたはボルトで拘束する。

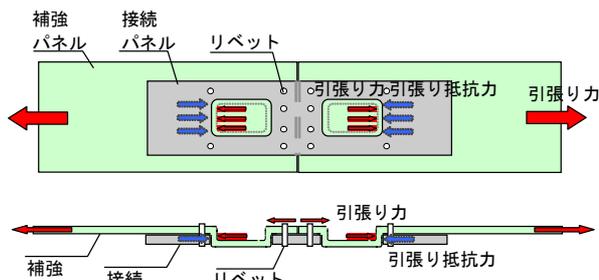


Fig. 3 接合のメカニズム
Mechanism of Joint

3.2 接合部の強度

本接合方法の強度を確認するため、板厚3.2および4.5mmの補強パネルに関して、Z 2241金属材料試験方法にしたがって接合部の引張り試験を実施した。実物では接合部にモルタルが充填されるのでこの試験は実際の接合状況よりも厳しい条件である。試験片の形状と寸法をFig.4に、破壊の状況(板厚3.2mm)をPhoto 2に示す。

いずれの試験片も、母材である補強パネルは降伏せず、接合部でリベットあるいはボルトが抜け出すと同時に、開口部が凸状のプレス部に乗り上げて面外にはずれ破壊した。接合部の強度試験結果をTable 1に示す。接合部の強度は材料の規格降伏点より高いが、材料試験による降伏点より低く母材の強度を発揮しなかった。しかしながら、最大荷重は、板厚3.2mmで147~150kN、板厚4.5mmで214~218kN、とばらつきが非常に小さく、この接合方法の信頼性の高さがうかがわれる。本接合部では、凸部を金型によるプレス加工とし、開口部をプラズマによる切削としているので、高い精度で製造でき、パネルの製作ロット毎の接合部の強度試験を行うことにより品質保証が可能であると考えられる。ここで、設計上の安全率を考慮して低減係数として0.75を導入し、これを規格降伏点に乗じて接合部の保証強度を算出する。このように保証強度を定めると、試験による接合部の強度は保証強度の138~146%となる。土木学会の鉄筋継手指針²⁾では、A級及びB級の継手においては強度基準として規格降伏点の135%以上の強度を要求しているためこれを参考として、上記低減係数を導入した。

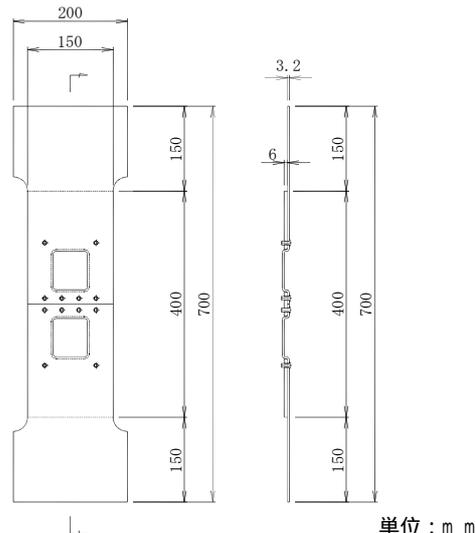


Fig. 4 接合部の試験片
Test Piece of Joint

単位：mm



Photo 2 破壊状況
Failure Circumstances

Table 1 接合部の強度試験結果
Test Results of Joint

厚さ	試験片	材料 (NSDH400) 降伏点		接合部の試験結果		接合部の保証強度 N/mm ²	強度/ 保証強度 %
		規格値 N/mm ²	試験値 N/mm ²	最大荷重 kN	強度 N/mm ²		
3.2mm	1	295以上	344	146	304	221	138
	2			147	306		138
	3			150	313		142
	平均			148	308		138
4.5mm	1	295以上	350	218	323	221	146
	2			214	317		144
	3			214	317		144
	平均			215	319		145

4. せん断補強効果

4.1 目的

鋼製パネル組立によるRC柱のせん断補強効果を確認することを目的として、実物大の試験体において正負交番載荷実験を行い、そのせん断強度と既往の計算式との整合性について検討した。

4.2 実験の概要

試験体の概要をFig.5に示す。試験体は片持ち形式の柱型とし、せん断破壊型の既存RC柱を模擬した一辺600mmの正方形断面で、引張り鉄筋比は $\rho_t=1.3\%$ 、横補強筋比は $\rho_w=0.07\%$ である。本実験はせん断補強効果の評価が目的であるため、曲げ降伏せずにせん断破壊させる必要があり、そのためせん断スパン比を1.67とし、主鉄筋にはSD390を用い曲げ耐力を高めた。同様に補強区間はせん断耐力が過大とならないように、幅30cm(標準パネル1リング分)とした。

使用材料の性質をTable 2に示す。ここで、補強パネルには厚さ3.2mmの亜鉛メッキ鋼板を用いた。載荷は、軸力882kN(柱単位断面積あたり2.5N/mm²)を保持した状態で実施し、帯鉄筋が初降伏した変位を基準として、変位制御により降伏変位(y)の整数倍でそれぞれ正負3回繰り返し載荷し、補強パネルが降伏した後は繰り返し回数を各1回で試験を継続した。

4.3 実験結果と考察

荷重と変位の関係をFig.6に示す。荷重上昇にしたがって、せん断ひびわれが発生し、やがて帯鉄筋が降伏したが、さらに荷重は上昇し、最大荷重1229kNの直後に補強パネルが柱周囲方向に降伏した。最大荷重時の状況をPhoto3に示す。その後荷重は低下するが、終局変位に至るまで、補強パネル相互の接合部では破断や外れなどの挙動はなかった。補強材が降伏して破壊するせん断引

張り破壊と見られる。図中には補強前後におけるせん断耐力の計算値を記入した。計算値は、修正トラス理論を基本とした土木学会のディープビーム式³⁾を適用し、補強パネルの全断面積を補強鉄筋として考え、材料試験による降伏強度を用い部材係数を1.0として算出した。

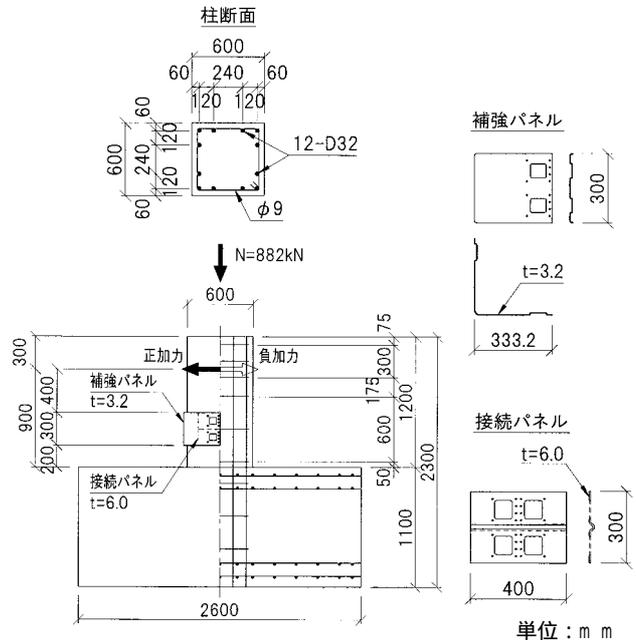


Fig. 5 せん断実験の試験体 Specimen of Shear Test

Table 2 せん断実験における使用材料の性質 Properties of Materials on Shear Test

使用部位	サイズ	材質	降伏点	引張強度	ヤング係数
			N/mm ²	N/mm ²	×10 ⁵ N/mm ²
柱主鉄筋	D32	SD390	431	619	1.97
横補強筋	φ 9	SR235	336	459	1.90
補強パネル	t3.2	NSDH400	344	463	1.90
接続パネル	t6.0	SS490	375	535	1.85
コンクリート設計基準強度 f'ck=24 N/mm ²			圧縮強度	引張強度	ヤング係数
			N/mm ²	N/mm ²	×10 ⁴ N/mm ²
材齢53日			28.2	2.53	2.18

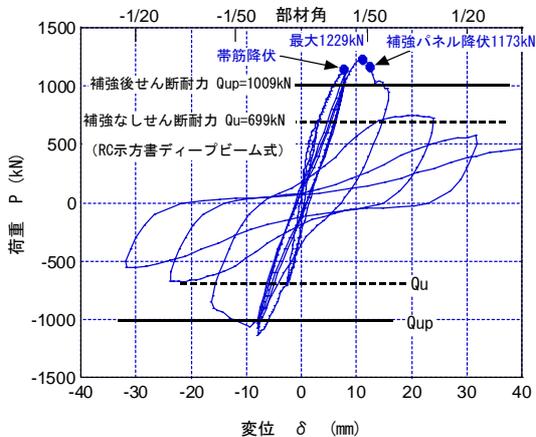


Fig. 6 荷重と変位の関係(せん断実験) Load-Displacement Relationship (Shear Test)

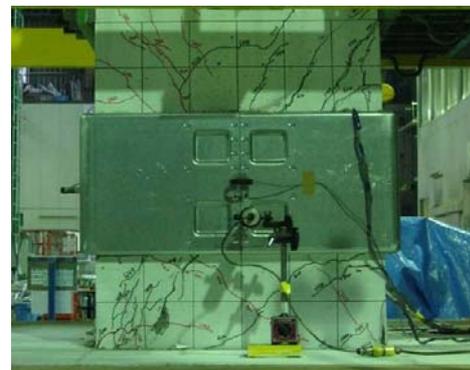


Photo 3 最大荷重時の状況 Circumstances at Maximum Load

パネルで補強した部分における、荷重と横補強筋のひずみとの関係をFig.7に示す。発生したひずみは材料試験から得られた降伏ひずみに達しており、帯筋の降伏が確認できる。また、帯筋の断面隅角部付近における補強パネルの水平方向ひずみをFig.8に示す。帯筋が降伏した変位で載荷を3回繰り返した後、補強パネルのひずみが増大し荷重低下とともに降伏に至っている。この時点での荷重は1170kNであった。

以上のように、補強パネルは必ずしも帯筋と同時に降伏しないが、Fig.6の荷重変位関係で示したように、せん断破壊は補強パネルの降伏に依存すると考えられる。そこで、補強パネルが降伏した時点を部材破壊と定義し、せん断耐力計算結果と比較すると、実験値は計算値(1009kN, 土木学会ディープビーム式)の1.16倍となる。また、最大荷重は1229kNであり、同様に計算値の1.21倍である。したがって、せん断耐力はパネルの断面積を用いた既往の計算式で安全側に算出可能である。

また、2章で示した接合部単体の引張試験では母材の降伏強度を発揮しなかったが、本実験では上記のように母材の降伏が確認されている。これは、モルタル充填によって接合部が一体化されて接合部の性能が向上したものと考えられる。

本構造は、補強パネル相互を凹凸のはめ込みを用いて接続する方法で、柱断面に4箇所(東・西・南・北)の接合部が存在するため、この部分の引張り挙動が重要である。Fig.9には、実験における荷重と、接合箇所の水平開き変位との関係を示した。ここで東・西はせん断変形する柱面、南・北は圧縮・引張を受ける柱面を示す。せん断変形する東・西側は荷重600kN程度で剛性が低下しているが、圧縮・引張を受ける南・北側の剛性は最大荷重付近まで低下していない。このように、せん断変形する面において途中で剛性が低下するのは、接合部で開きが発生するためと考えられる。その原因として、はめ込み部の緩みや、精度、細部までのモルタルの充填性が考えられるが、絶対値としては最大0.7mm以下であり、前述した

補強鋼材のひずみ挙動を考慮すると、せん断耐力算出に既往の評価式を適用することは実用上可能であると考えられる。

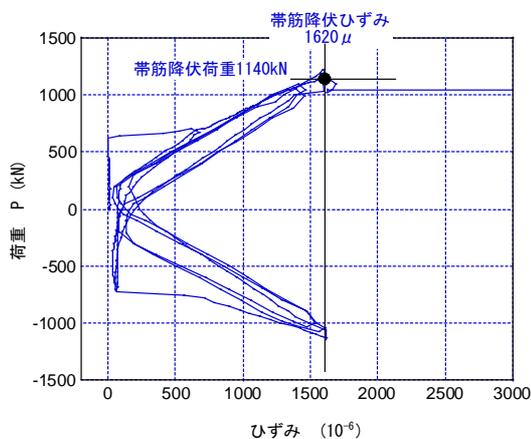


Fig. 7 荷重とひずみの関係 (帯鉄筋)
Load-Strain Relationship
(Transverse Re-Bar)

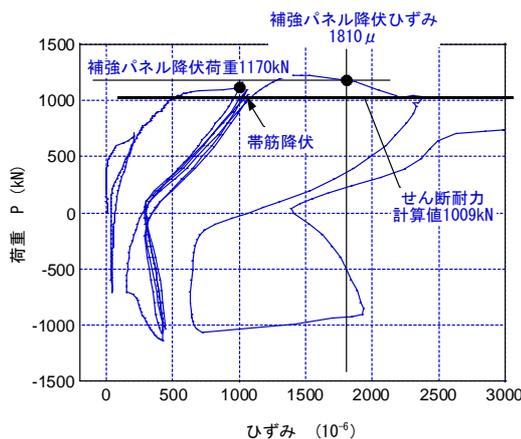


Fig. 8 荷重とひずみの関係 (補強パネル)
Load-Strain Relationship (Panel)

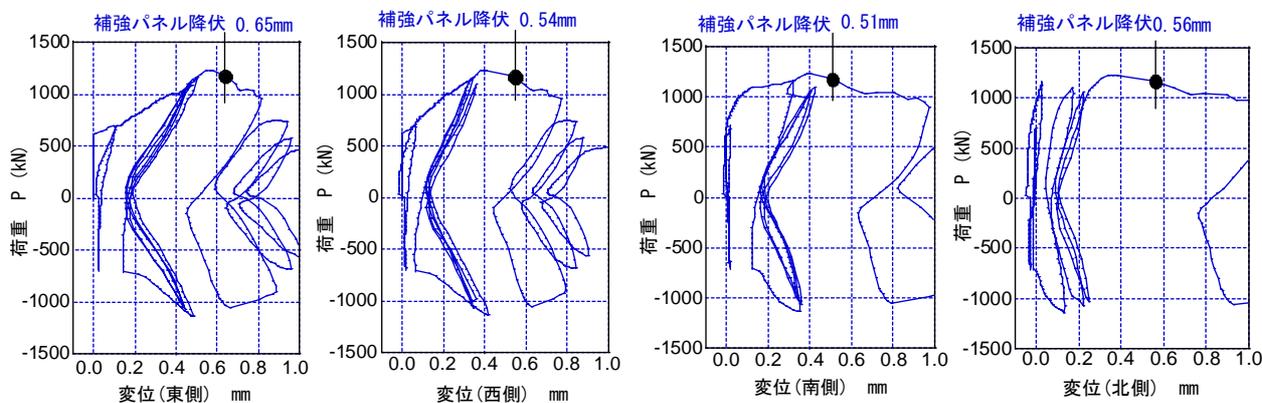


Fig. 9 荷重と接合部変位の関係
Load-Displacement Relationship of Joint

5. じん性補強効果

5.1 目的

鋼製パネル組立によるRC柱のじん性補強効果を確認することを目的として、実物大の試験体2体において正負交番荷重実験を行い、曲げ剛性について解析を加えた後、その復元力モデルについて、既往の手法および設計法との整合性を検討した。

5.2 実験の概要

試験体は片持はり形式の柱型とし、曲げ破壊型の既存RC柱を模擬した一辺600および900mmの正方形断面である。試験体の諸元をTable 3に示す。D試験体は一辺600

Table 3 じん性補強実験の試験体
Specimens of Ductility Test

試験体	D試験体	LD試験体
柱断面 mm	600*600	900*900
載荷高さ mm	1800	2700
主鉄筋 (比)	12-D32(2.6%)	28-D32(2.7%)
補強材厚さ mm (比)	3.2(1.1%)	4.5(1.0%)
軸応力度 N/mm^2	2.5	2.5

mmの正方形断面で補強パネルの板厚は3.2mm、LD試験体は一辺900mmの正方形断面で補強パネルの板厚は4.5mmである。試験体の概要をFig. 10に、また使用材料の性質をTable 4に示す。補強パネルには亜鉛メッキ鋼板を用いた。補強パネルによる補強筋比は1%程度であり、一般のRC柱よりも大きい、厚さ6mmの鋼板補強に比較して補強量は大幅に低減している(Fig. 1参照)。載荷は、軸力(柱単位断面積あたり $2.5N/mm^2$)を保持し、主鉄筋の初降伏変位(δ_y)を基準として変位制御により各変位レベルで3回ずつ繰り返した。

Table 4 じん性補強実験における使用材料の性質
Properties of Materials on Ductility Test

使用部位	サイズ	材質	降伏点	引張強度	ヤング係数
			N/mm^2	N/mm^2	$\times 10^5 N/mm^2$
柱主鉄筋	D32	SD345	363	574	2.03
			372	569	2.04
横補強筋	$\phi 9$	SR235	336	459	1.90
			331	450	2.01
補強パネル	t3.2 t4.5	NSDH400	344	463	1.90
			350	447	1.95
接続パネル	t6.0	SS490	375	535	1.85
			453	597	2.01
コンクリート設計基準強度			圧縮強度	引張強度	ヤング係数
$f'_{ck}=24 N/mm^2$			N/mm^2	N/mm^2	$\times 10^4 N/mm^2$
材齢53日			26.7	2.14	2.68
材齢40日			33.3	2.26	2.97

注) 上段: D試験体, 下段: LD試験体

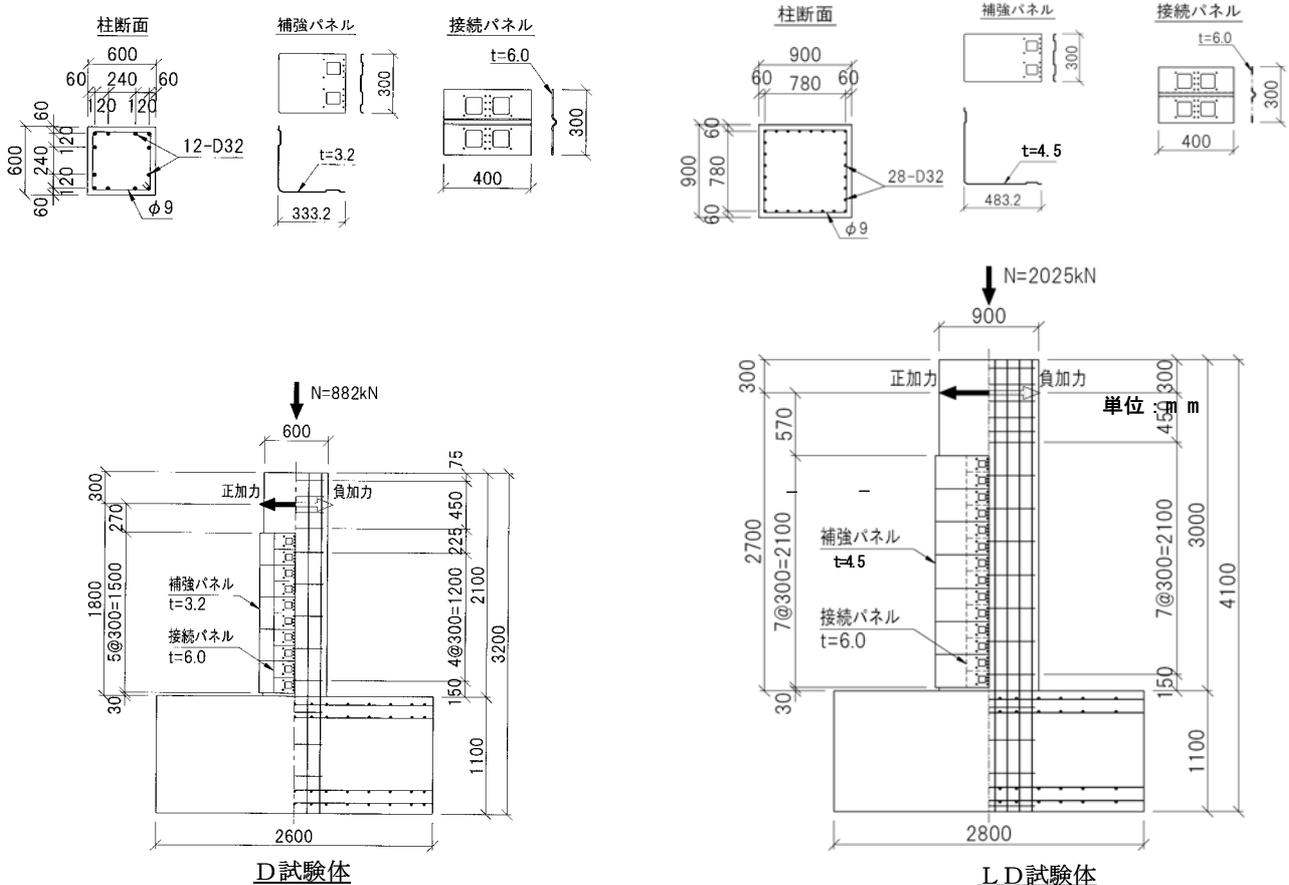


Fig. 10 じん性実験の試験体
Specimen of Ductility Test

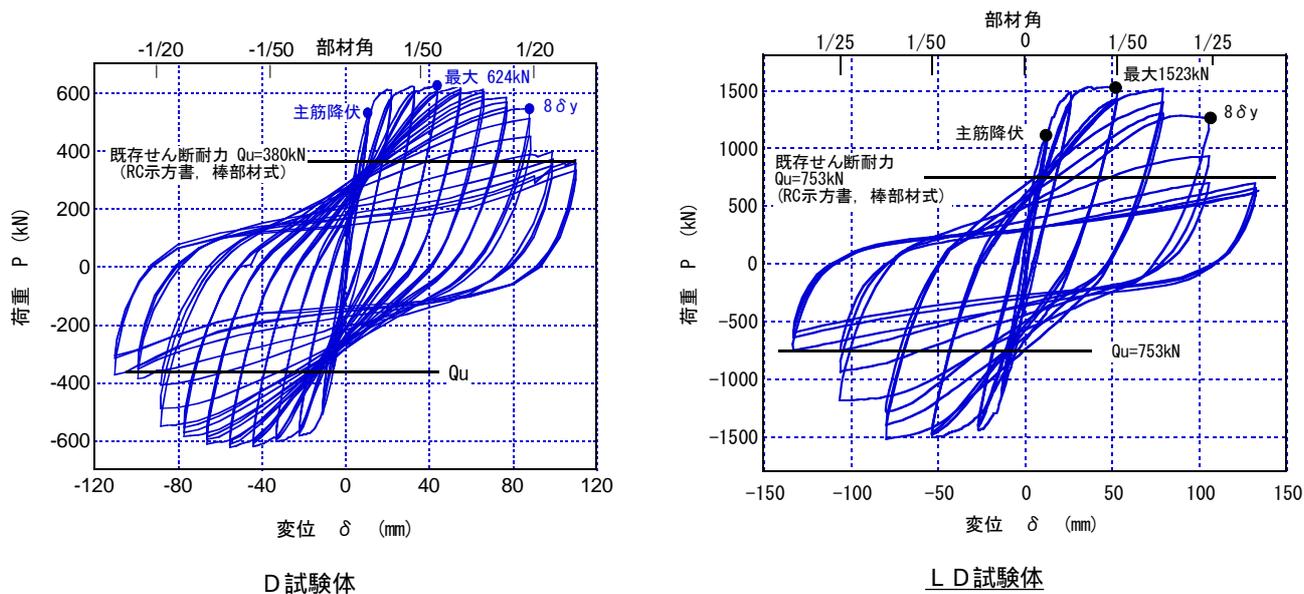


Fig. 11 荷重と変位の関係(じん性実験)
Load-Displacement Relationship(Ductility Tests)

5.3 実験結果と考察

荷重と変位の関係をFig.11に示す。両試験体とも紡錘型の履歴を示した。

5.3.1 D試験体(中型) せん断破壊せずに曲げ降伏し、4 yで最大荷重624 kNに達した。その後、次第に荷重が低減したが、8 y(部材角で約1/20)まで降伏荷重を維持し、その後繰り返しにより大きく荷重が低下した。終局に至るまで補強パネル相互の接合部では破断・はずれが発生することなく、一体化された状態を保った。終局変位時には柱下端部付近では、コンクリートが圧壊して補強パネルのはらみ出しが見られたが、柱のせん断破壊には至らなかった。8 y時の塑性ヒンジ部の状況をPhoto 4に示す。部材角で1/20に至っているにもかかわらず、かぶりコンクリートのはらみ出しは顕著でなく、基部周辺の一部におけるコンクリートの損傷に止まっていた。

5.3.2 LD試験体(大型) D試験体と同様に、せん断破壊せずに曲げ降伏し、4 yで最大荷重1523kNに達し、8 y(部材角で約1/25)まで降伏荷重を維持した。8 y時の柱下端の状況をPhoto 5に示す。その後は繰り返しにより荷重が低下したが、終局に至るまでパネル相互の接合部が破断することなく一体化された状態を保った。柱下部付近では、コンクリートが圧壊して補強パネルのはらみ出しが見られたが、柱のせん断破壊には至らなかった。

5.3.3 変形性能の比較 変形性能の比較をTable 5に示す。ここで終局変位は、荷重低下時の包絡線と降伏荷重の交点として求めた。降伏部材角、終局部材角ともに、大型は中型に比較2割程度低い結果である。また、これらの比であるじん性率はともに8.5程度であった。した



Photo 4 8 y時の塑性ヒンジ部状況(D試験体)
Circumstances of Prastic Hinge at 8 y(Specimen D)



Photo 5 8 y時の塑性ヒンジ部状況(LD試験体)
Circumstances of Prastic Hinge at 8 y(Specimen LD)

Table 5 変形性能の比較
Comparison of Duntility

試験体	D試験体 (中型)	LD試験体 (大型)
降伏変位 mm	11.2	13.2
降伏部材角 %	0.62	0.49
終局変位 mm	96	113
終局部材角 %	5.3	4.1
じん性率 μ	8.5	8.5

がって、本実験の範囲では、降伏時、終局時とも部材角は断面が大きくなると低下するが、じん性率は変わらない結果であった。

5.4 FEM解析による降伏剛性の比較

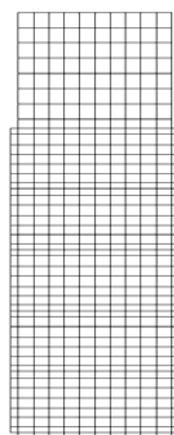
鋼板巻立て補強された柱では、RC柱の周囲に閉合した鋼製角柱が設置されるので、一般に柱の剛性が高くなるが、鋼製パネルで組立補強された柱は、部材軸直交方向に分割されているため、鋼板巻立て補強の場合より剛性が低いことが予想される。そこで、実験した実物模型について、鉄筋の降伏点までの剛性に着目して、二次元FEM解析により補強仕様による違いを実験値と比較検討した。使用した解析ソフトは、FINAL（大林組開発）⁴⁾である。

解析ケースは以下の3種類とした、

- 1) 補強RC単独とした無補強
- 2) 鋼製パネルを意図した継目のある補強
- 3) 鋼板巻立てを意図した一体型補強

コンクリートおよび補強鋼板は平面応力要素とし、鉄筋はトラス要素とした。要素分割は断面方向に10分割とし、部材軸方向には鉄筋や鋼材の位置に配慮しつつ43分割とした（Fig.12参照）。鉄筋の抜け出しは鉄道標準⁵⁾にしたがって考慮した。コンクリートの構成則としては、コンクリートの圧縮応力とひずみの関係を修正 Ahmadモデル⁶⁾、テンションスティフニング特性は出雲モデル⁷⁾とした。材料の諸数値は試験結果を用いた。

試験体の変形イメージの比較をFig.13に、各試験体の荷重と変位の関係をFig.14に示す。解析値は、明らかに、無補強、鋼製パネル補強、鋼板巻立て補強の順に剛性が高くなる。一方、実験値は、無補強のRC単独の勾配に近い結果であった、ここで、解析では鋼板が水平方向端部でコンクリートに剛結しているため、鋼製パネルを意図した継ぎ目のある場合でも鉛直方向にも剛性に寄与しているが、実際は鉛直方向には鋼板端部は剛結ではないので、解析値は剛性の高い傾向となっている。このことを考慮すると、解析における剛性は、より補強なしの解析結果および実験結果に近くなると考えられる。したがって、鋼製パネルによる補強部材の降伏剛性は、通常の鉄筋コンクリート部材と同様に算定できると考えられる。



Element and Model

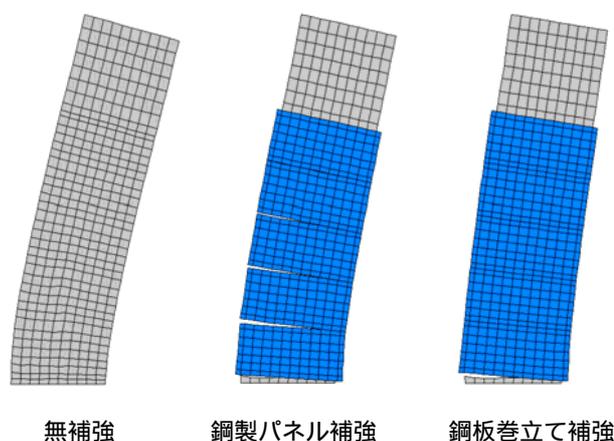


Fig. 13 変形イメージの比較
Comparison of Deformation Image

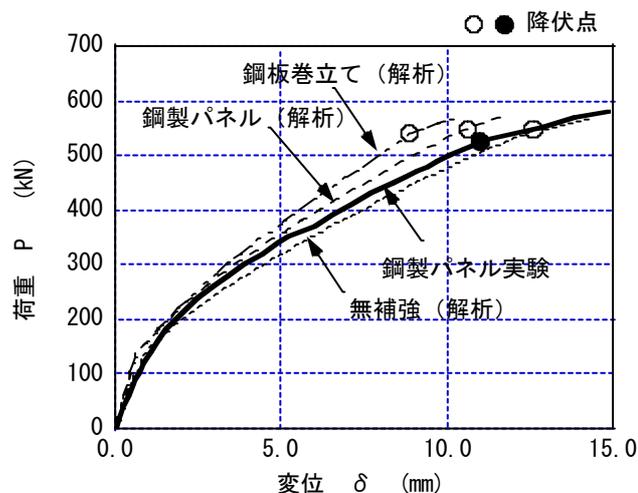


Fig. 14 降伏剛性の比較
Comparison of Stiffness at yielding

5.5 骨格曲線の検討

鉄道標準（コンクリート構造物）¹⁾では、柱周囲方向を拘束する帯鉄筋を適切に評価に取り入れた柱部材の骨格曲線が示されている。鋼製パネルによる補強工法は、柱周囲方向に鋼製パネルを配置しているため、前項で示した実験結果を上記鉄道標準と同じ考え方で評価し、骨格曲線を比較・検討した。さらに寸法効果を考慮した評価式を提案した。

5.5.1 骨格曲線と実験との比較 検討結果を、モーメントと変形角の関係で実験結果とともにFig. 15に示す。なお、この図には次項の方法で補正した曲線も示した。同図から、D試験体は実験結果を安全側に評価しているが、LD試験体では危険側の評価となることがわかる。

5.5.2 寸法効果評価式の提案 構造実験では明らかに大きなLD試験体の方がD試験体に比較して終局変形角（N点：降伏荷重まで荷重が低下した点の変位）が小さくなった。一般のコンクリート柱では、寸法が大きくなると中間帯鉄筋が配置されるので帯鉄筋の間隔は一定以上大きくならないが、柱周囲に配置する場合には補強材として間隔が大きくなる。したがって、補強材が主鉄筋の座屈を抑止する作用が低くなることが考えられる。そこで、N点に着目し柱幅の寸法効果を考慮することを試みた。両試験体はTable 5に示したように寸法を除き鉄筋比が同程度なので、寸法効果を評価する試験体と考え、評価式を検討した。

鉄道標準では、M点（最大荷重点）及びN点における変形は、次の3種類の変形成分により構成されている。

- 1) フーチングからの主鉄筋の抜け出しによる回転成分
- 2) 塑性ヒンジ部の回転成分
- 3) 塑性ヒンジ部より上の変形成分

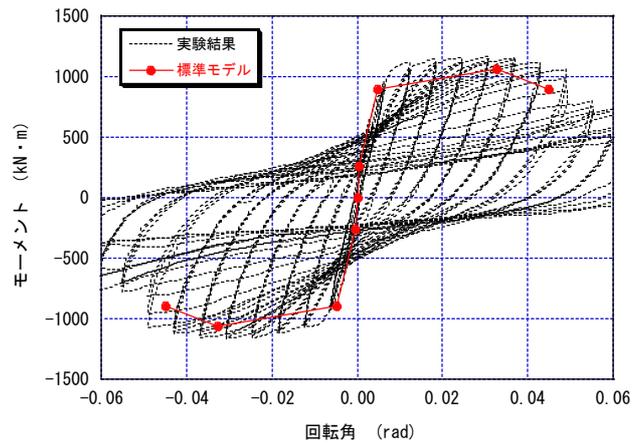
ここで、鋼製パネルによる補強効果は、帯鉄筋と同様に2)の塑性ヒンジの回転成分に影響すると考えられるので、この部分への寸法効果を考える。そこで、断面一辺が600mmのD試験体を標準とし、LD試験体において線形に減少するように部材幅を考慮する係数（ k_{rb} ）を導入し、塑性ヒンジの回転成分に乗ずることとした。したがってM点における塑性ヒンジ部の回転成分は以下の式で表される。なお、部材幅を考慮する係数（ k_{rb} ）以外は元の式にしたがった。

M点におけるヒンジ部の回転角は、次式で表される。

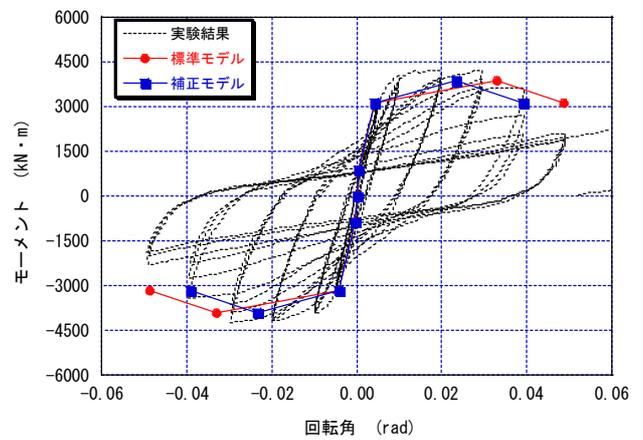
$$\theta_{pm} = k_{rb} \cdot \{0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{s0} \cdot p_s) + 0.013\} / (0.79 p_t + 0.153) \quad \dots \dots \dots (式1)$$

$$\begin{aligned} \text{ただし、} & 0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{s0} \cdot p_s) + 0.013 \leq 0.04 \\ & 0.79 p_t + 0.153 \geq 0.78 \end{aligned}$$

θ_{pm} : M点におけるヒンジ部の回転角
 k_{rb} : 部材幅を考慮する係数で次式による。



D試験体



LD試験体

Fig. 15 骨格曲線の比較
 Comparison of Skeleton Curve

$$k_{rb} = 600/b \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots (式2)$$

k_{w0} : 鉄筋強度を考慮する係数でここでは0.85
 k_{s0} : 補強鋼板の強度を考慮する係数で、ここでは0.85と0.75の積を近似し0.65とする。

p_w : 帯鉄筋比(%)
 p_t : 引張鉄筋比(%)
 p_s : 構成パネルの補強鋼材比(%)で次式で表される。

$$p_s = \frac{A_s}{b \cdot h} \times 100 = \frac{2 \cdot t}{b} \times 100 \quad \dots \dots \dots (式3)$$

A_s : 補強パネルの断面積 (mm)
 b : 腹部の幅 (mm)
 h : 補強パネルの高さ (mm)
 t : 補強パネルの厚さ (mm)

また、N点における塑性ヒンジ部の回転成分は以下の式により、(式1)の結果を用いて算出する。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_p \quad \dots \dots \dots (式4)$$

ただし、 $\Delta\theta_p = K_p \cdot (M_y - M_m)$

$$K_p = -0.1 / M_m$$

θ_{pn} : N点におけるヒンジ部の回転角
 M_y : 降伏曲げモーメント
 M_m : 最大曲げモーメント

上記方法で算出した、両試験体の骨格曲線と実験結果の比較をFig.15に示している。降伏荷重を保つN点に着目すると、D試験では、部材幅による低減係数が1.0なので、一般の帯筋の場合と同じ評価方法であるが、骨格曲線は安全側に算出できている。また、LD試験体の場合、低減による補正なしでは変形性能を過大に算出するが、柱幅の寸法効果を考慮した算出方法では実験結果に適合している。

6. まとめ

鋼板巻立てによる耐震補強工法の改良を目的として、鋼板相互の新しい接合方法を考案し、施工の簡略化を図ると同時に、補強鋼材量を低減する鋼製パネル組立てによる補強方法について実験・解析を実施した。その結果以下の知見が得られた。

- 1) プレス加工した鋼板の凸部を鋼板の穴にはめ込み、接合する形式の引張性能は、接合部単体では母材強度を發揮しないが、モルタル充填した試験体では母材降伏レベルまで接合性能が向上する。
- 2) 接合部の強度は、材料の規格強度より高くばらつきも少ないが、接合部のはずれにより破壊し実降伏強度より低い。
- 3) 鋼製パネル組立てによる耐震補強方法は、実物大の柱をせん断補強することが可能で、そのせん断耐力は、修正トラス理論にしたがった既往の算定式で安全側に評価できる。
- 4) 鋼製パネル組立てによる耐震補強方法は、実物大の柱をじん性補強することが可能で、軸方向鉄筋の降

伏変位の8倍程度までの変位まで降伏荷重を保持することができる。

- 5) 鋼製パネル相互の接合部は、せん断および曲げ実験において、部材の破壊に至るまで健全である。
- 6) 鋼製パネル組立てにより補強されたRC柱部材の曲げ剛性は、RC柱単独の剛性に近い。
- 7) 鋼製パネル組立てにより補強されたRC柱部材の骨格曲線は、接合部の強度低減を加味して鋼製パネルを鉄筋として考え、一般のRC柱の算定法に柱幅による寸法効果を考慮することにより算出可能である。

謝 辞

本研究は、東海旅客鉄道株式会社、新日本製鐵株式会社およびジェイアール東海コンサルタンツ株式会社との共同研究で実施しました。関係各位に感謝します。また骨格曲線の寸法効果の評価に関しては、財団法人鉄道総合技術研究所、谷村裕幸博士ならびに岡本大博士に適切なアドバイスを頂きました。ここに深謝いたします。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄筋コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針，鋼板巻立て補強編1999.
- 2) 土木学会編：鉄筋継手指針，コンクリートライブラリーNo.49，1982.2
- 3) 土木学会編：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002.
- 4) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁の非線形解析手法と適用性，鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その2)，日本建築学会構造系論文報告集，第431号，pp.7-16，1992.
- 5) 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)，2004.
- 6) 長沼一洋：三軸圧縮下の応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170，1995.
- 7) 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文集，No.87.9-1，pp.73-83，1983.