

既存鉄筋コンクリート造躯体の新設貫通孔に対する補強技術

渋市克彦 増田安彦

Reinforcement of RC Beams or Walls with New Openings

Katsuhiko Shibuichi Yasuhiko Masuda

Abstract

The installation of new openings in existing structures to renew piping is a common requirement in retrofit construction. The authors aimed to develop strengthening methods to facilitate the installation of new openings without damaging structural integrity. For beams, we built on the established method that employs bent CFRP plates, to develop a new strengthening method using bent steel plates. We experimentally verified the performance of this new method, considering the formulate and strengthening mechanism. Calculated estimates of safety value were found to correlate with experimental safety value. For walls, we contrived a simple new strengthening method involving the attachment of CFRP plates. Results confirmed the effectiveness of the method for damage prevention while the adhesive bond remained intact.

概要

耐震改修工事においては、新たな設備配管を設置するため、既存の梁や壁に貫通孔の新設が要求されることがある。そこで、既存躯体の外部から簡易な補強を施して貫通孔を新設する工法の開発を目指した。既存RC梁に対しては、開発済みのL型CFRP板を用いる補強タイプに加え、折曲鋼板を用いる補強タイプを開発し、構造性能確認実験により補強効果を確認した。実験結果より、折曲鋼板がせん断補強筋の代替として作用するメカニズムを考察し、設計式を提案した。設計式は、実験結果を補強量に応じて安全側に評価することを確認した。一方既存RC壁に対しては、新たに開口補強筋を設置する一般的な工法よりも簡便な方法として、CFRP板を躯体外側に接着する補強方法を考案し、性能確認実験を実施した。実験よりCFRP板による補強は、接着が健全である限り開口補強筋と同等の損傷抑止効果を発揮することを確認した。

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以後、RCと称す)造建物の耐震改修工事においては、建物自体の耐震化は勿論のこと、顧客の要求に応じて柔軟な設計対応が出来ることが重要である。例えば、建物の用途変更を伴うケースなどでは、建築計画の変更に伴って設備配管の新設や経路変更が必要となる場合がある。ここで、梁や壁などの既存躯体に貫通孔を新設するには、耐力の低下や貫通孔周辺での局所的な破壊を防止するため、開口補強筋の新設が要求される。開口補強筋の新設はコンクリート研りを伴う大掛かりな作業となり、施工が困難である。一方で、既存躯体を避けて配管を新設すると、梁下部分が下がり天井となるなど建物の使用性が低下する場合がある。

そこで大林組では、既存躯体を外側から簡易な方法で補強することにより、構造性能を損なわずに貫通孔を新設できる工法の開発を目指したり²⁾。これらの工法を用いることにより、建物の使用性および構造性能について、いずれも要求水準を満足することが可能となる。本報では、既存RC梁および既存RC壁の新設貫通孔に対する補強工法を紹介する。

2. ハリトース工法[®](折曲鋼板タイプ)

2.1 背景および工法の概要

既存RC梁において、貫通孔の新設により低下する梁のせん断終局強度を無開口の場合と同等まで回復させることを目的として、筆者らはこれまでにL型CFRP板を用いた補強工法の開発を行った(ハリトース工法)³⁾。今回新たに、より一般的な材料を用いた補強タイプとして、折曲鋼板を用いた補強工法を開発した。

折曲鋼板タイプの構成をFig. 1に示す。本工法では、予めL字型に加工した折曲鋼板を梁に接着し、貫通孔の左右においてせん断補強筋の代替として作用させる。施工手順としては、はじめにディスクサンダーなどを用いて躯体の脆弱部を除去した後、梁の両側から所定位置にあと施工アンカーを打設する。次に、折曲鋼板を接着剤に

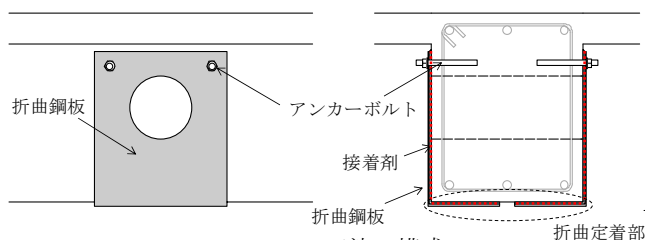


Fig. 1 工法の構成
Outline of the Method

より既存躯体と一体化させ、さらに梁上側はあと施工アンカーにより固定する。ここで、アンカーボルトを通すために折曲鋼板に設ける孔の隙間においても、接着剤のはみ出しを目視することで接着剤の充填を確認する。

2.2 構造性能確認実験

2.2.1 実験計画 折曲鋼板による補強効果を検証することを目的として、構造性能確認実験を実施した。試験体は、無補強試験体1体および鋼板補強試験体5体の計6体を製作した。試験体形状、配筋、貫通孔の位置やサイズなどは全試験体共通であり、折曲鋼板の幅やアンカーの径および本数、折曲定着長さを実験変数とした。また、いずれの試験体も貫通孔周辺でせん断破壊するように計画した。試験体諸元をTable 1に、使用した材料の諸元を

Table 1 試験体諸元
Description of Test Specimens

試験体名	O	PL1	PL2	PL3	PL4	PL5	
部材断面	b×D=400mm×500mm						
主筋	上端、下端とも3+2-D22 (SD390), pt=1.1%						
せん断補強筋	2-D6@150 (SD345), pw=0.11%						
せん断スパン比	2						
補強	なし	3.2mm					
		鋼板厚さ					
		鋼板幅	300mm	400mm			
		ボルト	2-M16	2-M20		4-M16	
折曲定着長さ	180mm		50mm	180mm			

Table 2 使用した材料の諸元
Material Property

a) コンクリート

試験体名	O	PL1	PL2	PL3	PL4	PL5
圧縮強度 [N/mm ²]	19.9	20.7	20.1	20.9	21.1	21.4
割裂強度 [N/mm ²]	1.93	2.03	2.04	2.16	2.05	1.99
弾性係数 [N/mm ²]	2.15×10 ⁴	2.35×10 ⁴	2.14×10 ⁴	2.32×10 ⁴	2.28×10 ⁴	2.19×10 ⁴

b) 鋼材

材質	用途	引張強度 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]	
鉄筋	D22 (SD390)	主筋	636	450	1.96×10 ⁵
	D6 (SD345)	せん断補強筋	547	368	1.88×10 ⁵
鋼板	t3.2 (SS400)	折曲鋼板	451	293 (0.2% offset)	2.07×10 ⁵
全ねじボルト	M16 (SS400級)	PL1, PL2, PL5のアンカーボルト	505	451 (0.2% offset)	2.10×10 ⁵
	M20 (SS400級)	PL3, PL4のアンカーボルト	386	268	2.08×10 ⁵

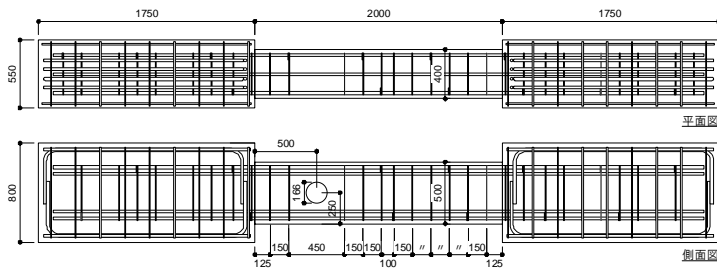


Fig. 2 無補強試験体の配筋図

Reinforcement View of not Strengthening Test Specimen

Table 2に、無補強試験体の配筋図をFig. 2に、補強試験体の概要をFig. 3に示す。貫通孔は、梁端部から貫通孔芯までの距離が1.0D(D:梁せい)となる位置とし、試験体製作時にはコンクリート打設前にボイドを設置することによって形成した。また、貫通孔新設によってせん断補強筋が切断された状態を再現するため、貫通孔周りの2組のせん断補強筋を配筋しなかった。

鋼板補強試験体は、PL1とPL2の比較により鋼板幅および鋼板接着面積による影響を、PL2とPL3の比較によりアンカーボルト径による影響を、PL2とPL5の比較によりアンカーボルト本数による影響を、PL3とPL4の比較により折曲定着長さによる影響を検討できるように計画した。

加力装置の概要をFig. 4に示す。加力は、左右のスタブの平行を維持しながら、2台のアクチュエータを逆方向に

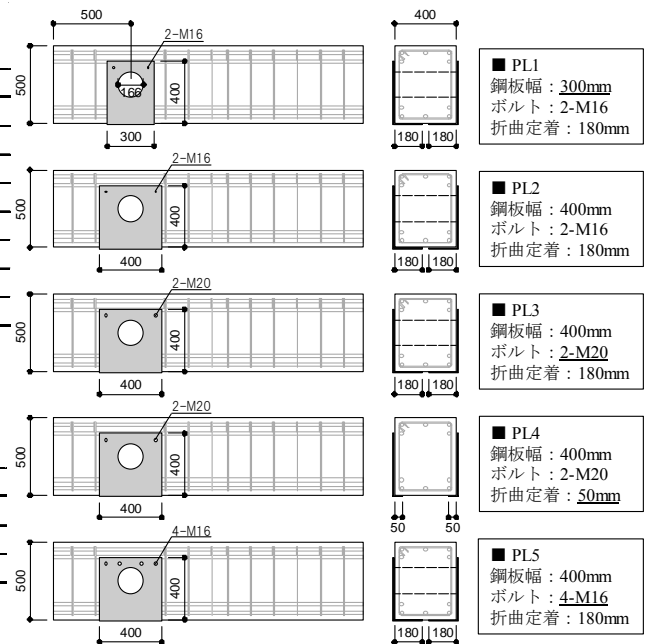


Fig. 3 補強試験体の概要
Outline of Strengthening Test Specimens

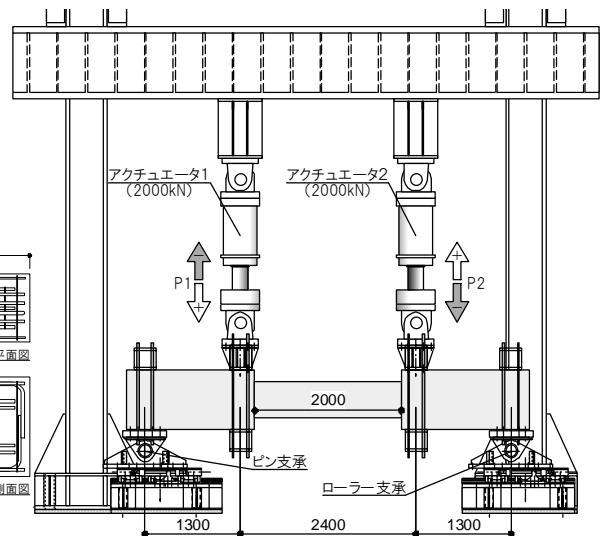


Fig. 4 加力装置
Loading System

押し引きすることにより、試験区間に逆対称の変形が生じるように制御した。試験体の変形は梁両端部の相対鉛直変形で、荷重は梁に作用するせん断力で評価した。加力は、部材角 $R=1/1000, 1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1/50$ を正負2回ずつ繰り返す交番载荷とした。

2.2.2 実験結果 実験より得られた最大耐力の一覧をTable 3に、荷重変形関係をFig. 5に示す。無補強試験体Oは、 $R=1/250$ (変形8mm)のピーク時に最大耐力を発揮し、その後貫通孔周辺でせん断破壊した。一方、ほとんどの鋼板補強試験体(PL1を除く)は $R=1/150$ (変形13.3mm)の加力サイクル途中までせん断力が上昇した。最大耐力としては、無補強試験体と比較して鋼板補強試験体は36~70%上昇する結果となり、いずれも補強の効果が確認された。

鋼板補強試験体は、いずれも折曲鋼板自体は降伏せず、鋼板の各定着箇所が損傷して補強効果を喪失し、貫通孔周囲でせん断破壊した。

補強箇所の破壊状況をPhoto 1に示す。PL1, PL2, PL3, PL5は、 $R=1/250\sim 1/150$ へ推移する間に、アンカーボルト周辺に鋼板を横切るせん断ひび割れが発生した。また最大耐力直後には、アンカーボルト周辺において折曲鋼板とコンクリートが接着剥離していることを、打音検査により確認した。以降の加力サイクルでは、アンカーボルト周辺のコンクリートが支圧破壊することによって補強効果を喪失した。同一の破壊モードであっても、アンカーボルト径が異なるPL2とPL3, またアンカーボルト本数が異なるPL2とPL5の最大耐力を比較すると、いずれもPL2に対して1.2倍程度高い結果となった。一方で、折曲鋼板の幅(=接着面積)が異なるPL1とPL2を比較すると、PL1の方が最大耐力を発揮するタイミングがやや早いも

の、最大耐力に大きな差異は生じなかった。以上のことより、アンカーボルトによる折曲鋼板の固定度が補強効果に大きく影響を及ぼすものと判断した。

一方、折曲定着長さが短いPL4については、他の試験体と同様、最大耐力以前にアンカーボルト周辺に鋼板を横切るせん断ひび割れの発生が確認されたが、最大耐力時に梁底面で鋼板に沿った付着ひび割れが発生した。その後、付着ひび割れを起点として周囲のコンクリートが損

Table 3 最大耐力の一覧
List of the Maximum shear force

試験体名	O	PL1	PL2	PL3	PL4	PL5
最大耐力 [kN]	135	184	188	223	215	230
試験体Oとの耐力比	1.00	1.36	1.39	1.65	1.59	1.70
最大耐力時変形 [mm]	8.0	8.0	12.0	11.5	12.5	12.0
補強材の破壊箇所	—	アンカー 支圧	アンカー 支圧	アンカー 支圧	折曲 定着部	アンカー 支圧

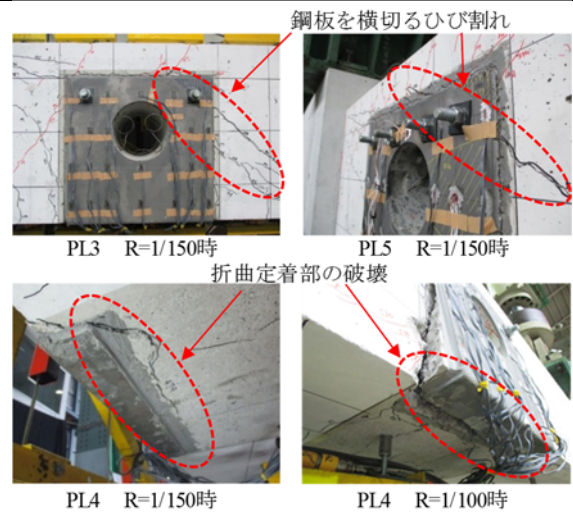


Photo 1 補強箇所の破壊状況
Status of the Damaged Parts

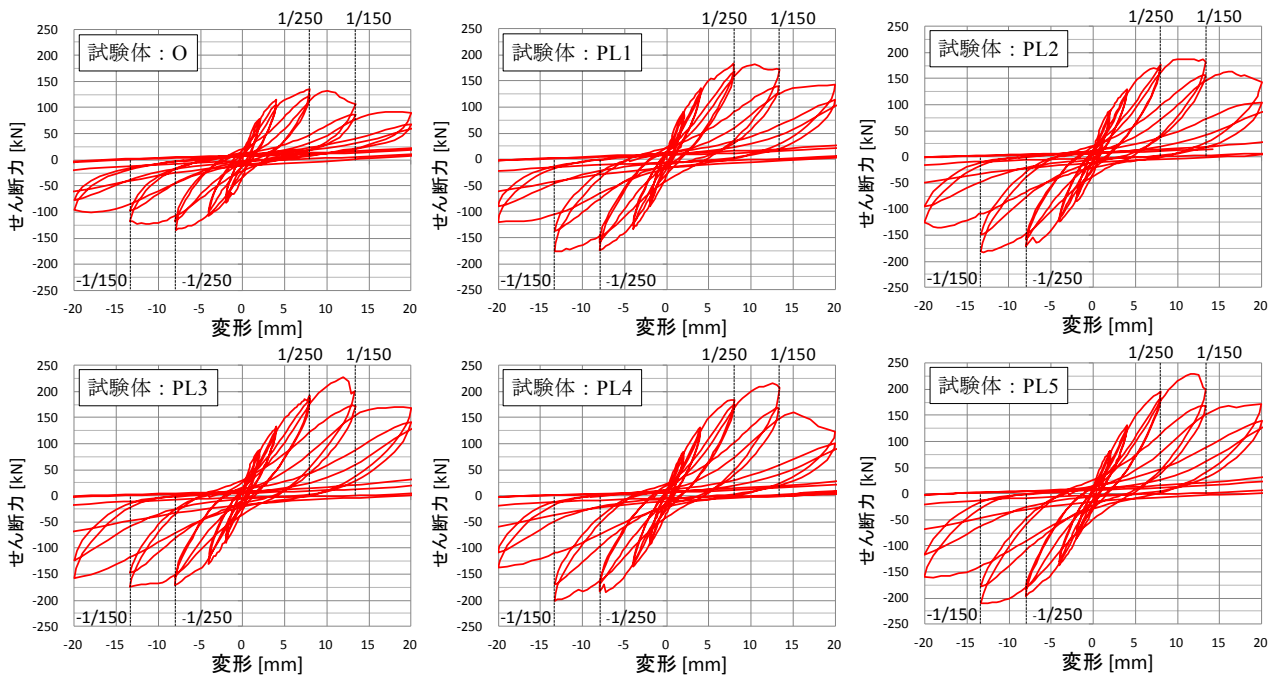


Fig. 5 荷重変形関係
Shear Force – Deformation Relationship

傷し、補強効果を喪失した。

2.3 補強性能の評価

2.3.1 補強効果の評価 実験結果より得られた折曲鋼板による補強効果発揮のメカニズムをFig. 6に示す。本実験では、鋼板を横切るひび割れが確認された。本工法においては、折曲鋼板が貫通孔の左右においてせん断補強筋の代替として作用し、このようなひび割れの拡大を抑止する。その反力を、梁上部のアンカーボルトと下部の折曲定着部が負担する。すなわち、本実験のように鋼板が十分大きな降伏耐力を有する限り、アンカーボルトのせん断耐力および下部の折曲定着部の耐力によって、補強効果 Q_{ST} の上限を評価できるものと考えられる。

アンカーボルトのせん断耐力 Q_a の算定式を(1)~(3)式に示す。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (1)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_{bolt} \cdot a_{bolt} \cdot n_{bolt} \quad (2)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \cdot a_{bolt} \cdot \sqrt{\sigma_B \cdot E_C} \cdot n_{bolt} \quad (3)$$

- Q_{a1} : ボルトのせん断降伏により決まるせん断耐力[N]
- Q_{a2} : コンクリートの支圧により決まるせん断耐力[N]
- σ_{bolt} : アンカーボルトの降伏強度[N/mm²]
- a_{bolt} : アンカーボルトの断面積[mm²]
- n_{bolt} : アンカーボルトの有効本数 (孔片側の本数とする)
- σ_B : コンクリート圧縮強度[N/mm²]
- E_C : コンクリートのヤング係数[N/mm²]

ここで、実験時には鋼板を横切るようなひび割れが発生し、鋼板上部に沿ったひび割れと繋がったことから、貫通孔両側のアンカーボルトが同時に反力として寄与するとは考え難い。よって、貫通孔を芯として片側のアンカーボルトのみがせん断抵抗に寄与するものと仮定し、アンカーボルトの有効本数を定めることとした。アンカーボルト1本あたりのせん断耐力については既往研究も多いが、ここでは耐震改修指針⁴⁾に示される評価式を準用した。

一方、梁下部における定着は、折曲定着部の抵抗による。折曲定着部破壊のメカニズムをFig. 7に示す。PL4の破壊時に観察されたように、折曲定着長さ L が極端に短い場合、折曲鋼板が補強効果を発揮する際の引上げ力が

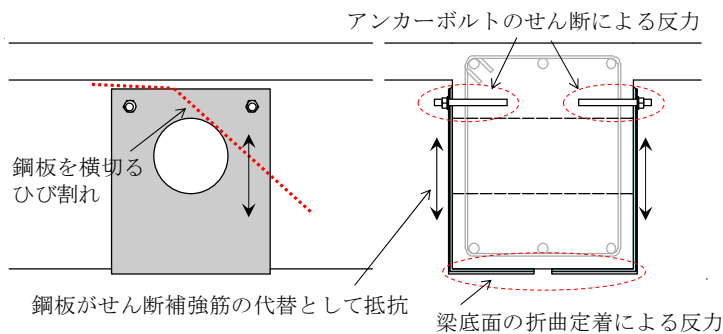


Fig. 6 補強効果発揮のメカニズム
Mechanism of Reinforcement

加わることによって、梁底面において付着ひび割れを誘発することがあることがわかった。本来は、折曲定着部の終局耐力 Q_L を算出し、(1)式によるアンカーボルトのせん断耐力 Q_a との下限値をもって、補強効果 Q_{ST} を定める必要があると考えられる。しかし本実験において折曲定着部が破壊した試験体は、折曲長さが主筋のかぶり厚さ程度と極端に短いPL4一体のみであることから、耐力の定量的評価は今後の課題とし、実施工時には充分な定着長さを確保する仕様規定とした。以降の検討では、補強効果 Q_{ST} =アンカーボルトのせん断耐力 Q_a として、PL4を除くアンカーボルト周辺が破壊した鋼板試験体を対象として評価式の精度を検討することに主眼を置いた。

2.3.2 補強梁のせん断終局強度 RC規準⁵⁾では、貫通孔を有する梁のせん断終局強度 Q_{suo} の算定方法として(4)式が示されている。折曲鋼板による補強効果をせん断補強筋の代替と見做す本工法においては、(4)式におけるせん断補強筋の効果を表す第二項に、補強効果 Q_{ST} をせん断面積で除した値を加算し、(5)式とすることで、補強梁の終局せん断強度を算定することとした。

$$Q_{suo} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/Qd + 0.12} (1 - 1.61H/D) + 0.85 \sqrt{p_s \cdot s \cdot \sigma_y} \right\} bj \quad (4)$$

$$Q_{suo_st} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/Qd + 0.12} (1 - 1.61H/D) + 0.85 \sqrt{p_s \cdot s \cdot \sigma_y + \left(\frac{Q_{ST}}{b \cdot c} \right)} \right\} bj \quad (5)$$

- Q_{suo_st} : 補強梁のせん断終局強度[N]
- Q_{ST} : 補強効果[N] (ここでは、 $Q_{ST}=Q_a$)
- P_t : 引張鉄筋比[%]
- σ_B : コンクリート強度[N/mm²]
- M/Qd : せん断スパン比
- P_w : せん断補強筋比
- P_s : 孔周囲のせん断補強筋比
- $s \cdot \sigma_y$: 補強筋の降伏応力度[N/mm²]
- H/D : 孔径/梁せい
- b : 梁幅[mm]
- j : 応力中心間距離[mm]

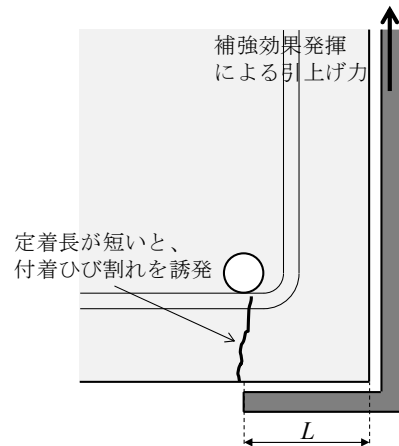


Fig. 7 折曲定着部破壊のメカニズム
Mechanism of Failure in Bent Part

ここで、(5)式の適用範囲はRC規準に示される(4)式に準ずるものとする。また、RC規準では、孔芯から45°の線を引いて上下主筋各図心線と交わる位置までの材軸方向長さ(Fig. 8参照)を孔周囲の補強筋の有効な範囲 c として定め、この範囲内の鉄筋量より孔周囲のせん断補強筋比 P_s を算定している。これに準じ、(5)式においても補強効果の作用するせん断面積を $b \times c$ と仮定した。

(5)式による計算値と実験値の比較をTable 4およびFig. 9に示す。ここで、コンクリート強度は実験時の実強度、アンカーボルトの強度は規格値を用いた。計算値は、いずれの試験体に対しても十分な安全率を持ち、かつ補強量に応じて評価できることを確認した。なお、本実験においては補強効果を確認するため、いずれの補強試験体も補強箇所が破壊するように計画したが、実際の設計においては、(5)式による補強梁の終局せん断強度が、貫通孔新設前の梁と比較して同等以上となるように計画する。

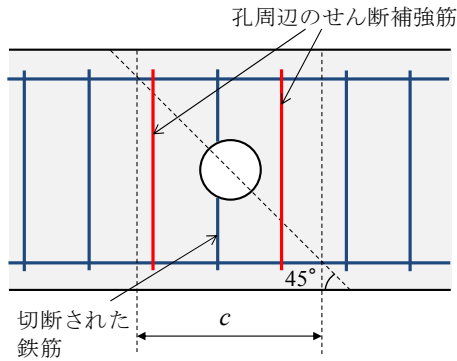


Fig. 8 貫通孔周囲の補強筋が有効な範囲
Effective Area around the Opening

Table 4 計算値と実験時の最大耐力の比較
Comparison of the Experimental Value and Calculated Value

試験体名	O	PL1	PL2	PL3	PL4	PL5
実験値 [kN]	135	184	188	223	215	230
計算値 [kN]	66	139	138	155	155	170
実験値/計算値	2.05	1.32	1.36	1.46	1.39	1.35

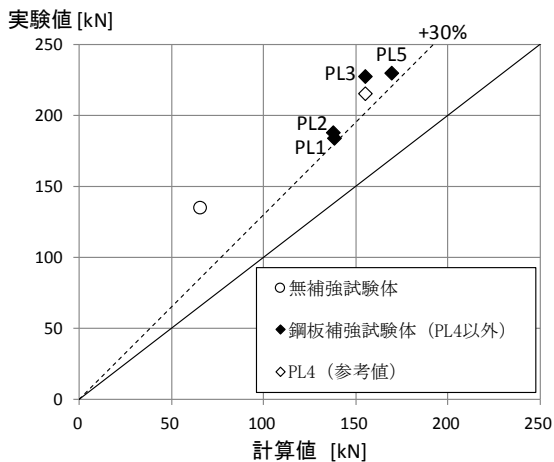


Fig. 9 計算値と実験時の最大耐力の比較
Comparison of the Experimental Value and Calculated Value

3. RC壁の新設開口に対する簡易な補強工法

3.1 開発背景

ハルトース工法と同様に、設備配管のために既存RC壁に開口の新設が求められることがある。ここで、等価開口周比に応じて耐力を低減しなければならず、さらに開口周辺の局所的な損傷を防ぐことを目的として、新たな開口補強筋の設置が求められることが多い。開口補強筋の設置には、周囲のコンクリートを大きく斫り、配筋後にモルタルやコンクリートを打設する必要がある。これらの作業は騒音・振動を伴う上、工期やコストが増大するだけでなく、健全なコンクリートを痛めることにもなりかねない。そこで、RC壁外部から開口際にCFRP板を接着することによって、開口補強筋の代替とすることを試みた。補強方法としては、CFRP板を接着剤でコンクリート面に貼付するのみの方法(CF貼付補強)と、CFRP板を接着の上さらに端部を鉄板定着してボルト締めする方法(CF定着補強)を考案し、構造実験によるその補強性能を確認することとした。

3.2 実験計画

試験体は、壁中央に150mm×150mmの小開口を設けたW1シリーズ、および梁際にダクト開口を模した350mm×250mmの開口を設けたW2シリーズを計画した。W1シリーズでは、開口補強筋による効果とCF貼付補強による効果の比較を目的として3体、W2シリーズでは開口補強筋による効果とCF定着補強による効果の比較を目的として2体の試験体を製作した。ここで、W1-2およびW2-2については、それぞれW1-1およびW2-1の開口補強筋と軸剛性が同等程度となるCFにより補強した。

試験体諸元をTable 5に、使用した材料の諸元一覧をTable 6に、各シリーズの配筋図をFig. 10に、各試験体の概形図をFig. 11に示す。CFによる補強試験体は、いずれもエポキシ系接着剤を用いて壁の両面から貼付した。また、CF定着補強の試験体については、CFRP板端部にアンクル材を接着の上、貫通ボルトにて締付けることで定着を行った。

Table 5 試験体諸元
Description of Test Specimens

試験体名	W1-1	W1-2	W1-3	W2-1	W2-2
梁	サイズ	b×D=320mm×400mm			
	主筋	上下とも 4(2+2)-D22, SD345			
	せん断補強筋	2-D10@150, SD295			
柱	サイズ	B×D=220mm×220mm			
	主筋	12-D13, SD295			
	せん断補強筋	□-D6@150, SD295			
壁	壁厚	70mm			
	壁筋	縦横とも D6シングル@150, SD295			
スタブ	サイズ	b×D=600mm×500mm			
	主筋	上下とも 6-D22, SD345			
	せん断補強筋	2-D13@100, SD295			
開口	位置	壁中央		梁際	
	サイズ	150mm×150mm		350mm×250mm	
補強	方法	開口補強筋	CF貼付 (厚さ1.0mm)	開口補強筋	CF貼付 (厚さ1.5mm)
	量	1-D10/辺	2枚/辺	6枚/辺	1-D13/辺 2枚/辺

Table 6 使用した材料の諸元
Material Property

a) コンクリート

試験体名	W1-1	W1-2	W1-3	W2-1	W2-2
圧縮強度 [N/mm ²]	19.9	20.7	20.1	20.9	21.1
割裂強度 [N/mm ²]	1.93	2.03	2.04	2.16	2.05
弾性係数 [N/mm ²]	2.15×10 ⁴	2.35×10 ⁴	2.14×10 ⁴	2.32×10 ⁴	2.28×10 ⁴

b) 鋼材

材質	用途	引張強度 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
D6 (SD345)	壁筋, 柱補強筋	554	380	1.93×10 ⁵
D10 (SD295)	W1-1開口補強筋	526	360	1.95×10 ⁵
D13 (SD295)	W2-1開口補強筋, 柱主筋	557	370	1.92×10 ⁵

c) CFRP 板

厚さ	用途	板幅 [mm]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
1.0mm	W1-2の補強	50	2400	1.67×10 ⁵
1.5mm	W2-2の補強	50	2400	1.67×10 ⁵

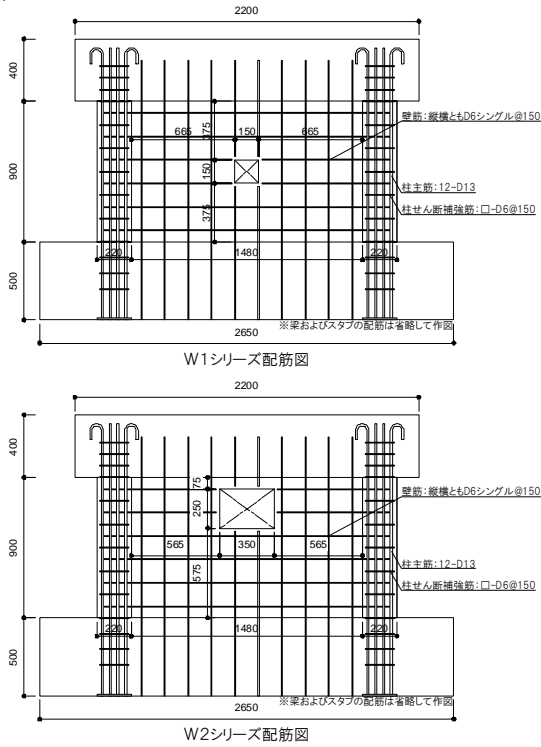


Fig. 10 無補強試験体の配筋図
The Reinforcement View of the Test Specimen

加力装置をFig. 12に示す。加力時には、柱の軸力比が0.1となるような鉛直力を加えた状態で、パンタグラフにより面外変形を拘束しながら、2台のジャッキにより水平力を加えた。加力は、壁脚から加力点までの高さと同加力点水平変位から得られる変形角Rにより、R=1/1000, 1/500, 1/250, 1/150を正負2回ずつ繰り返す交番載荷とした。

3.3 実験結果

荷重変形関係をFig. 12に、試験体の最終破壊状況をPhoto 2に示す。W1シリーズについては、いずれの試験体もR=1/250に達した時点が最大耐力となった。CF貼付補

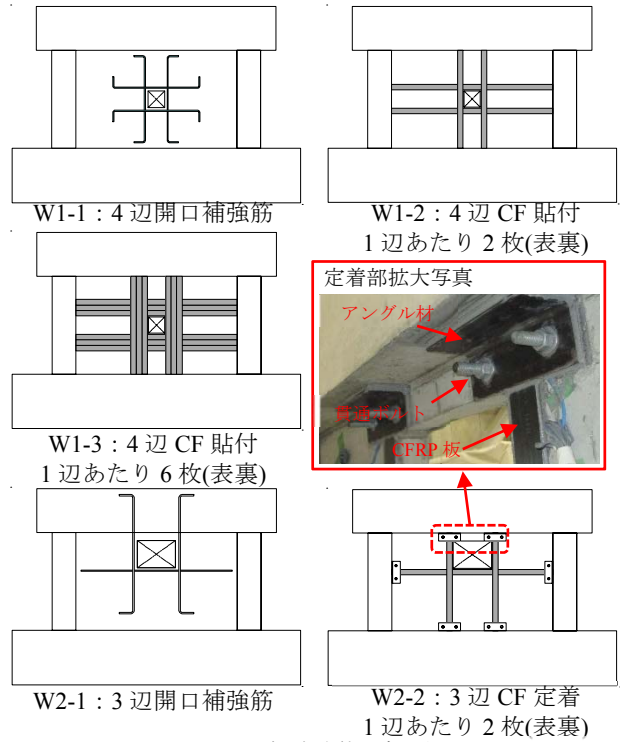


Fig. 11 各試験体の概形図
The Outline of the Test Specimens

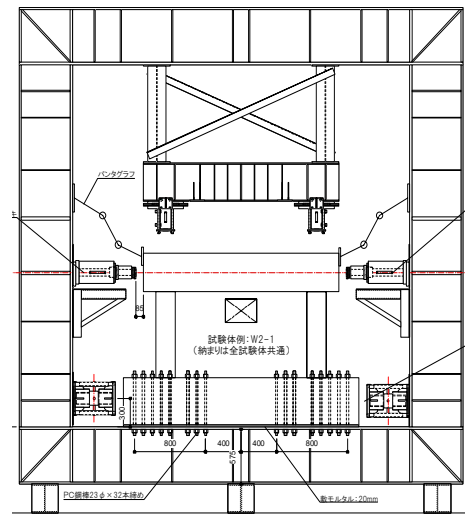


Fig. 12 加力装置図
Loading System

強をしたW1-2およびW1-3は、R=1/150の加力サイクルにかけてCFRP板が剥離し始めた。CFRP板は躯体に接着剤で貼付されているのみなので、接着剤が剥離した瞬間に躯体の負担応力が増大し、ひび割れが大きく開く様子が確認された。一方W2シリーズについては、開口補強筋により補強したW2-1がR=1/250で最大耐力を発揮したのに対し、CF定着補強を施したW2-2はR=1/175程度の変形角までせん断力が上昇した。最大耐力以降は、アングル材による定着部は健全であったものの、中間部の接着剤が剥離し始め、せん断力はW2-1と同程度となった。

耐力の一覧をTable 7に示す。ここで、表中に併記する

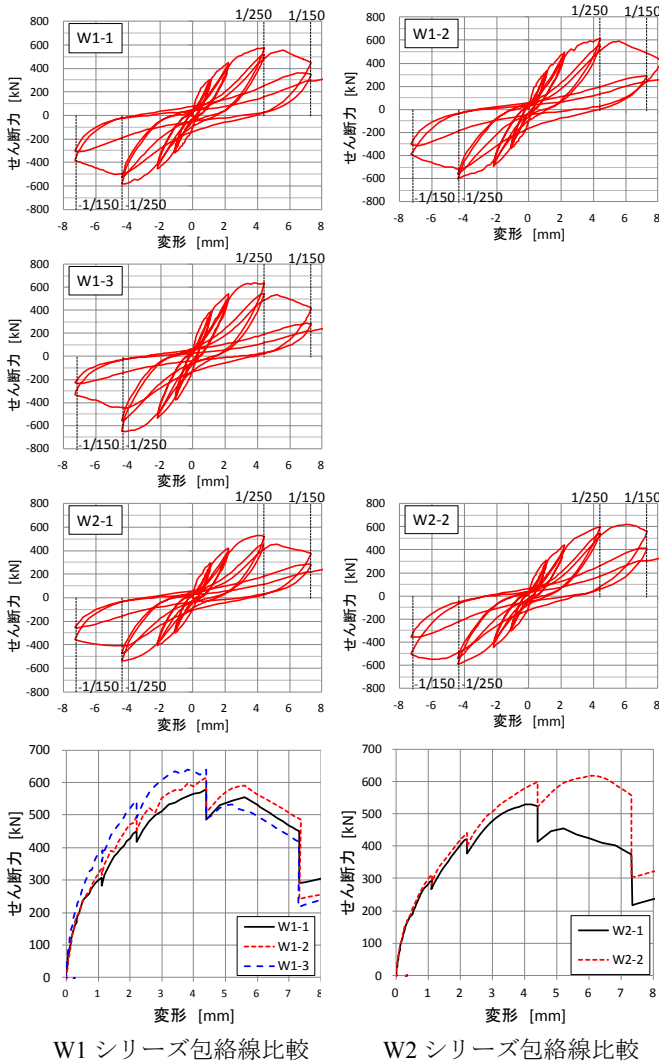


Fig. 12 荷重変形関係
Shear Force - Deformation Relationship

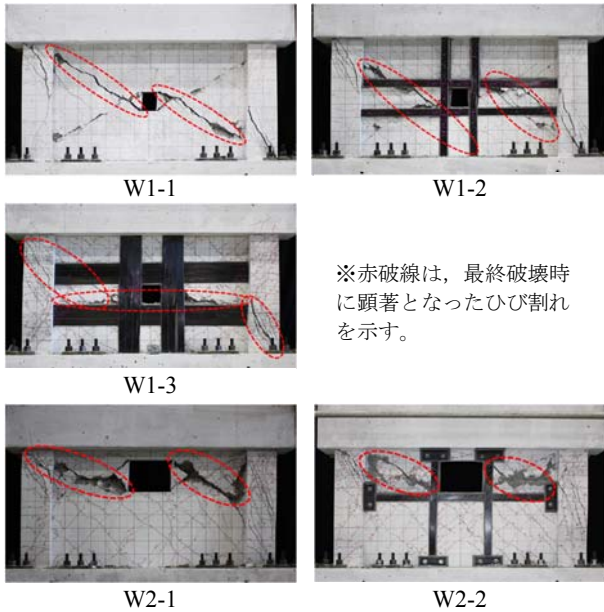


Photo. 2 最終破壊状況
Photos of finally damaged

計算値は、耐震診断基準⁶⁾に準じ係数を平均式の値とした(6)式により求めた。

$$Q_{su_mean} = \gamma \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e j_e \quad (6)$$

- Q_{su_mean} : 補強梁のせん断終局強度[N]
- P_{te} : 等価引張鉄筋比[%]
- σ_B : コンクリート強度[N/mm²]
- l : 壁の全長[mm]
- P_{se} : 等価横筋比
- σ_{wy} : 横筋の降伏応力度[N/mm²]
- σ_{0e} : 軸方向応力度[N/mm²]
- b_e : 等価壁厚[mm]
- j_e : 応力中心間距離[mm]

開口補強筋により補強した試験体に対する最大耐力の比は、CF貼付補強をしたW1シリーズで1割程度、CF定着補強をしたW2シリーズで2割程度高い結果となったことより、CF貼付補強およびCF定着補強のいずれも、開口補強筋と同等以上に壁面の損傷を抑制する効果があるものと推察される。ただし、補強効果を発揮するためにはCFRP板と躯体との接着が健全である必要があり、本実験においてはCF貼付補強ではR=1/250、CF定着補強ではR=1/150以降は補強効果を喪失した。

コンクリート中の開口補強筋は、せん断ひび割れが発生した後に補強効果を発揮する、CFRP板においては、せん断ひび割れが横切ることによって接着剥離し、逆に補強効果が減じる領域が生じる。W1-2試験体における、CFRP板の付着状況をPhoto 3に示す。写真は、CFRP板の剥離が始まったR=+1/250ピーク時の状況である。開口縁からCFRP板端部までの距離は665mmであるが、壁面には既にCFRP板を横切るせん断ひび割れが多数発生しており、端部付近では接着剥離している領域があった。CFRP板が補強効果を発揮するためには、一定の定着長さが必要であると考えられるが、上記の現象から、その補強効果を定量的に評価するためには、定着長さに及ぼすひび割れの発生位置や間隔の影響を把握する必要があるなど技術的な課題が多く残っている。よってここでは、定着長さについてごく簡単な考察を加えるに止めることとする。

Table 7 最大耐力の一覧
List of the Maximum shear force

試験体名		W1-1	W1-2	W1-3	W2-1	W2-2
正加力時	最大耐力[kN]	580	615 (1.06)	641 (1.11)	530	618 (1.17)
	最大耐力時 変形[mm]	4.4	4.4	4.4	4.2	6.2
負加力時	最大耐力[kN]	580	615 (1.06)	641 (1.11)	530	618 (1.17)
	最大耐力時 変形[mm]	4.4	4.4	4.4	4.2	6.2
計算値 Q_{su_mean} [kN]		500 ($\gamma=0.91$)			435 ($\gamma=0.79$)	

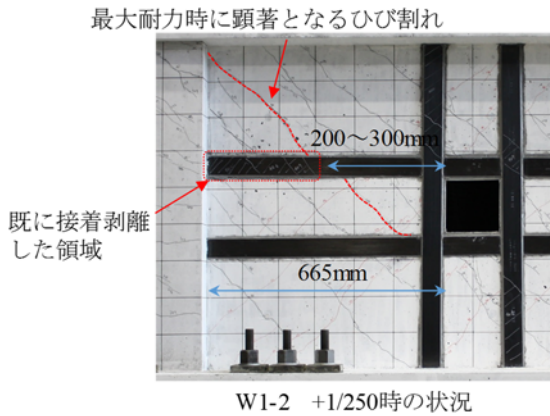


Photo 3 CFRP 板の定着長さ
Fixing Length of CFRP Plate

開口補強筋降伏に相当する応力をCFRP板に負担させることを期待した場合、接着の健全性を確保するため、コンクリートとの接着強度を $0.12\sigma_B$ と仮定すると、少なくとも(7)式を満たす必要があると考えられる。

$$A_s \cdot \sigma_{sy} < n_{PL} \cdot (0.12\sigma_B \cdot b_{CF} \cdot L_{CF}) \quad (7)$$

- n_{PL} : CFRP板の枚数[mm²]
- A_s : 開口補強筋の総断面積[mm²]
- σ_{sy} : 開口補強筋の降伏応力[N/mm²]
- σ_B : コンクリート強度[N/mm²]
- b_{CF} : CFRP板の幅[mm]
- L_{CF} : CFRP板の定着長さ[mm]

なお、(7)式ではアングル材による定着部の効果を定量的に評価することが難しいので、その効果を無視し、定着部がないW1-2で(7)式の検討を行った。W1-2では、(7)式を満たすためには定着長さ L_{CF} は103mm以上必要となる。前述のPhoto 3では、開口縁から最大耐力時に顕著となるひび割れまでの距離を定着長さとして仮定すると、その値は200~300mm程度であり、(7)式による必要長さ103mmを上回る。実験時にも、おおよそこの程度の範囲が定着長さとして機能した結果、開口補強筋と同等の補強効果を発揮したものと推察される。

4. まとめ

耐震改修工事において、既存躯体に補強を施すことで、

所定の構造性能を確保しながら、新たな設備配管用の貫通孔を設ける工法を開発した。

- 1) 既存RC梁に対しては、折曲鋼板を用いる補強タイプを開発し、構造性能確認実験により補強効果を確認した。実験結果より、折曲鋼板がせん断補強筋の代替として作用するメカニズムを考察し、設計式を提案した。設計式は、実験結果を安全側に、かつ補強量に応じて評価することを確認した。
- 2) 既存RC壁に対しては、新たに開口補強筋を設置する一般的な工法よりも簡便な方法として、CFRP板を躯体外側に接着する補強方法を考案し、性能確認実験を実施した。実験よりCFRP板による補強は、接着が健全である限り開口補強筋と同等の損傷抑制効果を発揮することを確認した。

これらの工法を適用することにより、耐震改修工事における設計の自由度が向上し、顧客の要求に対してより柔軟な対応が可能になる。

謝辞

本研究の実施に当たり、貴重なご意見およびご指導いただいた、日本シーカ株式会社の木村耕三氏に深謝いたします。

参考文献

- 1) 白井和貴, 他: 既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔に対する補強効果に関する研究, 大林組技術研究所報, No. 68, 2004,12
- 2) 白井和貴, 他: 既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔に対する補強工法の開発, 大林組技術研究所報, No. 68, 2004,12
- 3) 渋市克彦, 他: CFRP板を用いたRC有孔梁に対する補強工法「ハリトース工法」の開発, 大林組技術研究所報, No. 77, 2013,12
- 4) 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, 2001,10
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010,3
- 6) 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診断指針・同解説, 2001,10