# 論文 既存 T 形梁の新設貫通孔に対する補強効果に関する実験的研究

## 蔦壁 潤一郎\*1・安岡 威\*2・勝俣 英雄\*3・田才 晃\*4

要旨:リニューアル工事で既存梁に貫通孔を新設する場合の補強方法を検討することを目的 として,RC造T形梁の静的加力実験を行った。貫通孔は丸孔で直径は梁せいの 1/3,数は 2 個とし,梁の柱面から1個目の貫通孔の中心までを梁せいの 2/3,1個目と2個目の孔の中心 間隔は梁せいの 2/3 とし,RC規準<sup>1)</sup>で望ましくないとされる位置に敢えて設けた試験体を用 い,開発した補強方法の有効性を検討した。その結果,最大耐力の増加・破壊モードの変化 といった効果が見られた。

キーワード:T形梁,新設貫通孔,鋼板貼り付け補強,ツバ付鋼管補強

1. はじめに

既存建築物のリニューアル工事において,室 内の機能性を高めるために,梁に設備配管用の 貫通孔を新設する場合がある。だが新たに貫通 孔を設けることで,梁の構造性能が低下すると 考えられるので,低下を補うために何らかの補 強が必要になる。

既存RC造建物の梁の新設貫通孔補強に関する 研究は幾つか行われているが,その殆どは矩形 断面梁に単独の貫通孔を設けた場合の検討であ る。実際の梁ではスラブが取り付くことが多く, さらにリニューアル工事の設備の実状では梁に 複数の貫通孔を設けるニーズや,貫通孔位置が RC規準<sup>1)</sup>で推奨される位置(スパン中央,かつ高 さの中央)より構造的に厳しい位置に設けるニー ズなどがある。

そこで本研究ではスラブ付梁(T形梁)試験体

を作成して,貫通孔数を実際のリニューアル工 事でニーズが多い2個とし,貫通孔を柱面に近 い位置に設け,貫通孔の有無や補強方法をパラ メーターとした静的加力実験を行った。実験結 果から,貫通孔の影響による耐力低下や,それ ぞれの補強手法による補強効果などを比較検討 した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は,貫通孔の有無および補強方法をパ ラメーターとする計4体を作成した。全試験体 共に1970年代におけるRC造建物の低層階の梁 を想定した。曲げ降伏耐力とせん断破壊耐力が ほぼ同程度の場合が多いと考えられるので,そ のように設計した。

試験体緒元を表 - 1 に,試験体配筋図を図 -

					表 - 1 訪	<b>忒験体</b> 緒	īЛ			
≐+° ≣ \$ /★	b×D	L	スラブ		主筋		あばら筋		世 ふ つ 粉	ᅓᅶ
<b></b>	(mm)	(mm)	t×B(mm)	$P_{t}(\%)$	配筋	$P_{w}(\%)$	配筋	配筋	貝迪九奴	作用5虫
No.1									0	なし
No.2		2500	100~000	1.40	5-D22	0.14	2 D6@150	0 @200	2	なし
No.3	300^300	2300	100~900	1.49	(二段配筋)	0.14	2-D0@150	9 @200	2	鋼板貼り付け
No.4									2	ツバ付き鋼管
b:梁幅			D:梁全せし	1	L:クリアス	パン長さ	t:ス	ラブ厚さ	B:ス	ラブ幅

\*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 工学部 建設学科 (仮会員)

\*3 (株)大林組 技術研究所 (正会員)

\*4 横浜国立大学 大学院 助教授 システムの創生部門 人もの空間のシステム分野 (正会員)

1 に,材料特性を表 - 2 にそれぞれ示す。スケ ールは実大の 80%程度とし,断面は 300mm× 500mmの梁部分に 100mm×900mmのスラブが付 いたもので,せん断スパン比は*M/QD* = 2.5 であ る。コンクリート強度は <sub>B</sub> = 24N/mm<sup>2</sup>,主筋は SD345,あばら筋はSD295 相当,スラブ筋は SR235 相当を想定した材料とした。

貫通孔は丸孔で直径は梁せいの 1/3,数は2個 とし,梁の柱際から1個目の貫通孔の中心まで 梁せいの 2/3,1個目と2個目の孔の中心間隔は 梁せいの 2/3とした。RC規準<sup>1)</sup>では望ましくない 開孔位置であるが,後述のような補強により十 分に性能が回復できると期待したからである。



表 -	2	材料特性	(単位:	=N/mm <sup>2</sup>	=%)	
						_

討除休	コンクリート	主筋		あば	ら筋	スラブ筋	
山洞火中	$\sigma_{\rm B}$	$\sigma_{y}$	у	$\sigma_{y}$	у	$\sigma_{\rm y}$	
No.1	23.8						
No.2	23.9	265	0.20	227	0.10	227	
No.3	23.1	303	0.20	321	0.19	327	
No.4	23.5						

2.2 補強方法

補強は貫通孔周辺あるいは内部に,鋼板や鋼管を接着する方法とした。補強に用いた鋼板, 鋼管の材料特性を表-3に示す。鋼板・鋼管共に SS400を用いた。

(1) 鋼板貼り付け補強

No.3 で採用した補強方法である。補強概要を 図-2に示す。貫通孔の周囲に厚さ 6mm の鋼板 (380mm×700mm)を両側から貼り付け,貫通ボル トとナットにより締め付けた。接着は鋼板とコ ンクリート間およびボルト穴周囲に,エポキシ 樹脂を圧入した。



## (2) ツバ付き鋼管補強

No.4 で採用した補強方法である。補強概要を 図-3に示す。それぞれの貫通孔に鋼管(長さ 300mm,外径159mm,肉厚13mm)を挿入し, そこにツバのように厚さ6mmの鋼板(300mm× 280mm)を両側に取り付けた。鋼管・鋼板の接着 のためエポキシ樹脂を圧入した。



図-3 ツバ付き鋼管補強概要

表-3 補強材料の材料特性

-		1110 0= 111			
	ヤング率	降伏強度	降伏歪	引張強度	破断歪
	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	(%)	$(N/mm^2)$	(%)
鋼板	217000	347	0.18	415	36.7
鋼管	226000	336	0.18	475	35.6

2.3 加力方法

加力は図 - 4 で示す加力装置を用いた。梁材 軸を鉛直にし,2 本の油圧ジャッキにより上下 スタブが平行を保ちつつ,かつ軸力が常にほぼ0 になるように制御した。水平油圧ジャッキによ り,加力ビームを通じて試験体に正負繰り返し 逆対称曲げ変形を与えた。

載荷は,まず荷重制御で載荷パス±20kN,± 40kN,±60kNを目標とし,その後に変位制御で 部材角±1/500rad,±1/250rad,±1/150rad,± 1/100rad,±1/50rad,±1/25radを目標とし,正 負繰り返しで行った。

全体変形はスタブ間を計測し,部分変形とし て図 - 1 に示したインサートナット間を計測し た。また,鉄筋の歪は図 - 1 に示した位置で計 測した。



3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の最終破壊状況(R=+1/25rad)の写真 を図-5に,実験結果一覧を表-4に示す。

各試験体とも,曲げひび割れに続きせん断ひ び割れが発生し,R=-1/150rad 程度で負側最大耐 力,R=+1/100rad 程度で正側最大耐力に達した。 その後 No.1 では R=+1/25rad, R=-1/50rad で, そ の他の試験体では R = ± 1/25rad で正側・負側共 に最大耐力の 80%以下となり加力を終了した。

No.1 では R= ± 1/150rad であばら筋が引張降伏 (ここでは半分以上のあばら筋が降伏した場合を 言う), R=+1/100rad で主筋が引張降伏した。

No.2 では R=+1/250rad で貫通孔周辺のあばら 筋が降伏したが,その時点での耐力低下は見ら れず,R=+1/100rad で主筋が引張降伏した。最大 耐力は正負共に No.1 より約 10%だけ低下した。

No.3, No.4 の最大耐力は共に, No.1, No.2 を 上回った。補強により貫通孔のない状態まで回



図 - 5 最終破壊状況

表 - 4 実験結果一覧											
計除休	Q <sub>fc</sub>	$\delta_{fc}$ $Q_{sc}$ $\delta_{sc}$		$\delta_{sc}$	Ī	E側	<u>ا</u>	則	R <sub>Q809</sub>	(rad)	
<b>武尚央1</b> 平	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	Q <sub>max</sub> (kN)	R <sub>Qmax</sub> (rad)	Q <sub>max</sub> (kN)	R <sub>Qmax</sub> (rad)	正側	負側	
No.1	41.6	0.92	164.2	10.0	226.4	+1/100	-207.8	-1/150	+1/25	-1/50	
No.2	40.2	0.94	102.2	5.0	207.5	+1/100	-175.7	-1/150	+1/25	-1/25	
No.3	59.9	1.60	177.8	10.0	240.3	+1/100	-222.5	-1/150	+1/25	-1/25	
No.4	60.0	1.46	183.5	10.0	238.6	+1/100	-215.5	-1/150	+1/25	-1/25	

 $Q_{tc}$ :曲げひび割れ発生時の荷重  $\delta_{tc}$ :曲げひび割れ発生時の変位  $Q_{sc}$ :せん断ひび割れ発生時の荷重

iδ<sub>sc</sub>:せん断ひび割れ発生時の変位 Q<sub>max</sub>:最大荷重 R<sub>qmax</sub>:最大荷重時の部材角 R<sub>Q80%</sub>:最大荷重の80%以下となった部材角





復したと言える。

No.3 では R= ± 1/100rad であばら筋が引張降伏, R=+1/100rad で主筋が引張降伏した。最終破壊時 (R=+1/25rad)では,補強していない部分で対称に 入ったせん断ひび割れが広がり,入隅部分の主 筋に沿ったひび割れと繋がった。

No.4 では R= ± 1/50rad であばら筋が引張降伏, R=+1/150rad で主筋が引張降伏した。最終破壊時 (R=+1/25rad)では,補強していない部分でせん断 ひび割れが広がり, No.3 と同様に補強した部分 横の主筋に沿ったひび割れと繋がった。

全試験体共に,負側の最大耐力が常に正側を 1割程度下回っているが,これは斜めひび割れ が先行する破壊であったため,負側で正側時に 入ったひび割れが影響したためと思われる。

### 3.2 荷重 - 変形関係

せん断力(Q) - 変形()関係を図 - 6 に示す。

図中に示した曲げ応答計算値は貫通孔がない 場合の,RC規準<sup>1)</sup>に従って曲げ変形のみを考慮し たときの荷重変形関係の計算値である。弾性剛 性はスラブを考慮し,降伏点剛性低下率は梁 の矩形断面部分に対する ,を求めた。破線は靭 性指針<sup>2)</sup>によるせん断強度*V<sub>su</sub>*(=1, Rp=0とし て計算)二重鎖線は荒川mean式<sup>3)</sup>によるせん断強 度*Q<sub>su</sub>*の計算値で,いずれも貫通孔がない場合を 示す。また貫通孔を設けた試験体(No.2, No.3, No.4)の図中には,細い破線で(1)式に示す貫通 孔を考慮した広沢式<sup>4)</sup>を用いて求めたせん断強 度*Q<sub>suo</sub>*を示す。ただし,(1)式では貫通孔2個の 場合,中心間距離が孔径の3倍以上のとき,貫 通孔1個の強度と同等とみなせる。本試験体で は中心間距離が孔径の2倍であるが,貫通孔1 個のみを考慮して算出した。なお,計算にあた って材料強度は材料試験値を用いた。

 $Q_{suo} = \left\{ \frac{0.092 k_u k_p (F_c + 18)}{M / Q d + 0.12} \left( 1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_s \sigma_y} \right\} bj$ ここでH:貫通孔の直径 他の記号は文献4)参照

(1)

No.2 はせん断破壊したが,最大耐力が広沢式 よりかなり大きな値になっている。これは計算 の際に,矩形断面であるとして計算したためで あると考えられる。

3.3 主筋の歪分布

全試験体の最大耐力時(R=+1/100rad)における 主筋の歪分布を図 - 7 に示す。

スラブが圧縮となる危険断面において,全試 験体ともに引張主筋1,2は降伏,圧縮主筋3,4 が負担する力はNo.1,No.3,No.4 ではほぼ0で あるが,No.2 では圧縮力を少し負担している。

スラブが引張となる危険断面では全試験体と も引張主筋は降伏せず,圧縮主筋は圧縮力を負 担している。



No.2の主筋2は他の試験体も含めすべての主筋 における歪分のもつ傾きに比べ,その傾きの度 合いが小さい。このことから No.2 では若干の付 着劣化が起こっていたと考えられる。

実験結果の検討

4.1 せん断変形成分の分布

計測した部分変形の測定値から,各区間の試 験体のせん断変形量を算出した。最大耐力時 (R=+1/100rad)における各区間のせん断変形量を プロットして図 - 8に示す。

貫通孔を含む区間 1・区間 2 のせん断変形は No.1 に比べ No.2 はかなり大きく, No.3, No.4 は小さい。また区間 3 のせん断変形は No.3 が他 より大きい。さらに,区間 4・区間 5 のせん断変 形は No.4 で他より大きい。これらのことから, No.2 は貫通孔周辺のせん断による損傷で耐力が 低下し(せん断破壊し),No.3 及び No.4 では 補強していない部分のせん断による損傷で 耐力が低下したと判断される。

4.2 貫通孔の影響

No.2 はせん断ひび割れ発生時せん断力が, No.1 の 60%になり,長期応力でせん断ひび 割れが生じる可能性がある。また,No.2 は No.1 よりあばら筋の降伏時のせん断力が小 さい。最大耐力は No.2 は No.1 より正側・負 側共に約 10%低いだけであるが,構造性能は 明らかに低下おり,貫通孔を設けた場合は補 強が必要である。また,No.1 は曲げ破壊・ せん断破壊が並行して破壊に至ったのに対 し,No.2 はせん断破壊が先行して破壊に至った。 なお,最大耐力後の耐力低下は No.1, No.2 共に あまり差は見られなかった。

No.2 の最大耐力は式(1)で算出したものより かなり大きいが,それは最大耐力時 (R=+1/100rad)のスラブの貫通孔近辺のひび割れ がNo.1 よりNo.2 は多いことから,スラブの影響であることは明らかである。しかし,本実験 結果からだけでは詳細なメカニズムについては 不明である。

貫通孔の影響を探るために,断面の曲げモー メントに着目して,最大荷重時(R=+1/100rad)に おいて各主筋歪ゲージ位置における断面の,圧 縮縁からコンクリート圧縮合力位置までの距離 xを算出した。すなわち,外力による各断面のモ ーメントMnに対し,計測した主筋およびスラブ 筋の歪から各鉄筋の負担力を求め,モーメント



のつりあいから次式によりxを求めた。

$$x = \frac{M_n - \sum T_s \, d_s + \sum C_s \, d_s}{\sum T_s - \sum C_s}$$

ここで, T<sub>s</sub>:鉄筋の引張力 C<sub>s</sub>:鉄筋の圧縮力 d<sub>s</sub>: 圧縮縁から鉄筋中心 までの距離

(2)

xの材軸方向の分布を図 - 9に示す。点がコン クリートの圧縮合力の中心を,横軸は部材水平 方向の位置を示す。図より No.1, No.2 共に,部 材両端の圧縮領域を対角線状に結ぶように圧縮 力が生じていたことがわかる。ただし No.2 の貫 通孔周辺では, No.1 に比ベコンクリート圧縮力 が貫通孔を迂回しスラブ側に寄っている傾向が 伺え,貫通孔の影響による応力状態の変化が現 れている。





#### 4.3 補強効果の検討

No.3, No.4 の最大耐力は正負共にほぼ同じと なり, No.2 より正側で約15%, 負側で約25%耐 力が高い。せん断ひび割れ発生時のせん断力も 高くなり,破壊モードもせん断破壊モードから 曲げ・せん断破壊が並行するモードへと変わっ た。No.1 と比較しても最大耐力・せん断ひび割 れ発生時のせん断力は高くなっており,貫通孔 を設ける前より高い構造性能を確保できた。す なわち,貫通孔の補強という点では,貫通孔の ない場合の性能まで改善した点で効果があった と言える。ただし,その改善は,無補強部分で 破壊したため,あまり大きなものでなかった。 なお,部材の性能としては,無開口時や補強 時の性能は望ましいレベルとは言えない。部材 全体に渡ってせん断補強する,などとした方が よい。

5. まとめ

既存の鉄筋コンクリート造 T 形梁の静的加力 実験を行い,新設貫通孔が梁部材に及ぼす影響, また新設貫通孔を補強した場合の補強効果につ いて検討した結果,以下のような知見を得た。

- (1) T形梁に新設貫通孔を端部よりに2個,中心 間隔を梁せいの2/3として設けた場合,せん 断耐力は低下する。しかし,実験で得られた 耐力はスラブの寄与により,あまり低下せず, 矩形断面を対象とした評価式による耐力の 予想値を大きく上回った。ただし,せん断ひ び割れ発生荷重が低下するなど,貫通孔を設 けると構造性能の低下は明らかであり,補強 を必要とする。
- (2)本研究で用いた貫通孔に対する鋼板貼り付け補強,ツバ付き鋼管補強はともに,貫通孔のない場合よりも最大耐力を向上させる。貫通孔のない状態まで性能を回復させるという点では十分な補強であった。

#### [謝辞]

実験全般を通して(株)大林組技術研究所・ 白井和貴氏,横浜国立大学文部技官・畠中雄一 氏,同大学生・山崎和宏氏には多大な協力を得 ました。ここに深く感謝の意を表します。 参考文献

- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説 1999
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭 性保障型耐震設計指針・同解説 1998.3
- 3) 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 14 - 梁のせん断耐力 1987
- 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 10-鉄筋コンクリート有孔ばりのせん断強度とじん性 1987