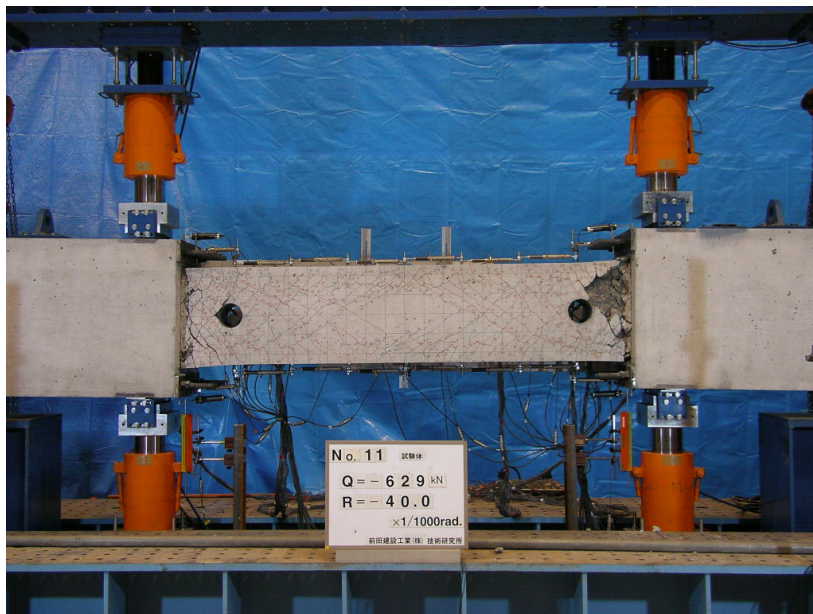


『Z-M ダイヤレン工法（材端部に開口を設けたRC梁の補強方法）』の適用範囲 拡大に関する研究

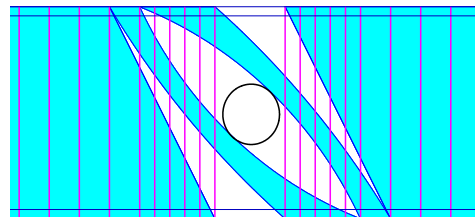
成瀬 忠 ・ 堀 伸輔 ・ 岡村 喜吉 ・ 山本 憲一郎*1 ・ 古宮 嘉之*1 ・ 渡邊 朋之

Study on Expansion of Coverage of 『Z-M Diaren Method (Beam with Web Opening at Plastic Hinge)』

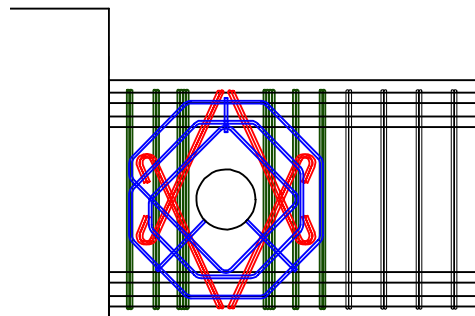
Tadashi NARUSE, Shinsuke HORI, Kiyoshi OKAMURA, Kenichirou YAMAMOTO, Yoshiyuki KOMIYA, Tomoyuki WATANABE



1/2 スケール梁部材実験



トラス理論による応力伝達モデル



開口部の補強配筋

研究の目的

集合住宅における設備配管は、一般に下り天井を設けて躯体と天井仕上げの間の空間に配管し、梁に貫通孔を設けて排気を室外に出している。しかし、戸境壁から配管が離れるほど下り天井の面積が大きくなり、居室空間が圧迫されてしまうためできるだけ梁際に貫通孔を設けることが望ましい。しかし梁の端部は地震時の建物に入力されるエネルギーを吸収するいわゆるヒンジとしての機能を確保するために、開口を設けることは許容されていない。

当社は、銭高組、コーリョー建販と共同で鉄筋コンクリート造の梁端部ヒンジ領域に梁せいの1/4以下、かつ300mm以下の開口部を設けることを可能とする「Z-M ダイヤレン工法」を開発し、2002年1月に（財）日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得した。本報では、Z-M ダイヤレン工法のさらなる適用範囲を目指して実施した有孔梁の部材実験の概要と結果の考察について報告する。

技術の説明

RC造集合住宅の梁端部ヒンジ領域に開口部を設けることを可能とする。開口部の必要補強領域には、既製開口補強筋（ダイヤレンNS）、孔際補強筋、コ型補強筋を用いて適切に補強する。

主な結論

梁端部から梁せいの1/2の位置に、梁せいの1/4の直径の開口を有するコンクリート強度60N/mm²を用いた梁部材実験を実施し、端部での入力せん断応力度 $\tau = 0.059F_c$ の高せん断応力下においても、部材変形角0.04rad.以上の変形性能を有することを確認した。

*1 本店 建築エンジニアリング・設計部

『Z-Mダイヤレン工法（材端部に開口を設けたRC梁の補強方法）』の 適用範囲拡大に関する研究

成瀬 忠 堀 伸 輔
岡村 喜吉 山本 憲一郎^{*1}
古宮 嘉之^{*1} 渡邊 朋之

要 旨

集合住宅において天井裏に設備配管を敷設する場合に多く用いられている下がり天井による居室空間の自由度の制限を緩和する技術として、梁端部のヒンジ領域に梁せいの1/4の直径の開口を設けることが可能な技術「Z-Mダイヤレン工法」を銭高組、コーリョー建販と共同開発し、2002年に（財）日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得した。本研究は、Z-Mダイヤレン工法の適用範囲を拡大するため、構造実験によりさらなる高強度材料、高入力せん断応力下での有孔梁の構造性能を把握するために実施した。

本研究の結果から、コンクリート強度 60N/mm^2 で梁端部での入力せん断応力度 $\tau = 0.059F_c$ の高せん断応力下においても、既製開口補強筋（ダイヤレンNS）、孔際補強筋、コ型補強筋を用いて適切に補強することにより、梁部材変形角 0.04rad .以上の変形性能を有することを確認した。また、開口部のせん断耐力式として一般に用いられている実験式に代わり、建築学会の靱性保証指針に示されたトラス理論式を用いて、開口部のせん断耐力を合理的に評価することができることを確認した。

キーワード 鉄筋コンクリート／有孔梁／ヒンジ領域／せん断耐力／変形性能／構造実験

目 次

- | | |
|---------|----------|
| 1. はじめに | 4. 結果の検討 |
| 2. 実験概要 | 5. まとめ |
| 3. 実験結果 | 6. おわりに |

STUDY ON EXPANSION OF COVERAGE OF

『Z-M DIAREN METHOD (BEAM WITH WEB OPENING AT PLASTIC HINGE)』

Tadashi NARUSE Sinsuke HORI
Kiyoshi OKAMURA Kenichirou YAMAMOTO
Yoshiyuki KOMIYA Tomoyuki WATANABE

Synopsis:

In the case of residential house, to set the equipment pipe in the ceiling, the space of living room would be limited in the cause of low ceiling. Therefore, we, our company, Zenitaka Corp. and Koryo Corp., have been developed 「Z-M Diaren method」 to set web opening, of which diameter should be less than 1/4 of beam height, at plastic hinge of beam. And we have also obtained Assessment of Technology for Building Construction by GBRC Foundation in 2002. This paper reports the structural ability of beam of web opening with high strength materials and under high shear stress, to extend the limit of adoption of this method.

The result of structural experiment shows the enough deformation behavior by adequately reinforced with DiarenNS, ordinal stirrup and U-shaped reinforcement. And we confirm the formula to evaluate of shear strength at plastic hinge of AIJ can predict that reasonably.

* 1 本店 建築本部 建築エンジニアリング設計部

1. はじめに

1.1 研究の背景

集合住宅では、浴室、便所またはレンジフードの排気は、一般に下り天井を設けて躯体と天井仕上げの間の空間に設備配管し、梁に貫通孔を設けて室外に出している。その場合、戸境壁から配管が離れるほど下り天井の面積が大きくなり、居室空間が圧迫されてしまうため、できるだけ壁際に配管し、梁端に貫通孔を設けたい。しかし、梁の端部は地震時の建物に入力されるエネルギーを吸収するいわゆるヒンジとしての機能を確保するために、建築学会の指針類でも開口部を設けることは許容されていない¹⁾²⁾。当社では、銭高組、コーリョー建販と共同で鉄筋コンクリート造の梁端部ヒンジ領域に梁せいの1/4以下、かつ300mm以下の開口部を設けることを可能とする「Z-M ダイヤレン工法」を開発し⁴⁾、2002年1月に(財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得した。

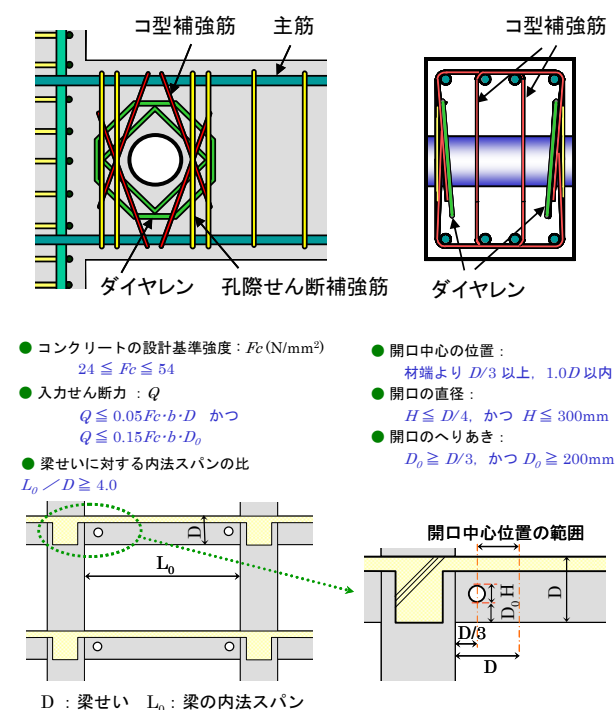


図-1 Z-M ダイヤレン工法の概要と適用範囲

表-1 試験体諸元

試験体名	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11
想定破壊形式*	B	B→S		B	
主筋	鋼種	USD685		USD590	
一般部せん断補強筋 (KSS785)	配筋 (Pw)	4-S6@55 (0.78%)		4-S6@75 (0.57%)	
開口部補強筋 S6-3重(KSS785)	配筋 (Pd)	3枚 (0.69%)	4枚 (0.91%)	3枚 (0.69%)	4枚 (0.91%)
孔隙補強筋 4-S6(KSS785)	配筋 (Ps)	4組 (0.86%)	5組 (1.08%)	4組 (0.86%)	
コ型補強筋	配筋 (Ph)	4-D6 (0.20%)	6-D6 (0.29%)	4-S6 (0.20%)	4-S8 (0.31%)
開口部全補強筋比 (Pd+Ps+Ph)		(1.74%)	(2.29%)	(1.74%)	(2.08%)
共通事項	断面 B×D=300mm×500mm、内法スパン2,300mm(a/D=2.3) ・梁主筋 上下共 7-D22 Pt=2.04% ・孔径φ125(D/4)、孔芯位置は梁端部よりD/2 ・コンクリート目標圧縮強度60N/mm ²				

*想定破壊形式 B:曲げ破壊、B→S:曲げ降伏後開口部せん断破壊

しかし、入力せん断応力度の制限により適用を見送るケースも多く、適用範囲の拡大が望まれていた。

本報は、Z-M ダイヤレン工法の適用範囲を拡大することを目的として実施した有孔梁の部材実験の概要と結果の考察について報告する。開口部のせん断耐力度として従来、一般的に用いられていた修正広沢式に代え、高強度材料に対してより合理的に評価することが可能な文献2)によるトラス理論式の妥当性についても検証する。Z-M ダイヤレン工法の概要と従来の適用範囲を図-1に示す。本研究は前田建設独自の研究として実施したものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1に試験体諸元、図-2に試験体の形状と配筋を示す。試験体はNo.7～No.11試験体の5体を製作した。No.8～No.9試験体は日本建築学会の靱性指針によるトラス理論を用いた開口部せん断耐力度の妥当性を検討するため、梁主筋にUSD685を用いて曲げ降伏後に開口部でせん断破壊するように計画した。No.7試験体は比較のための無開口梁試験体である。No.10, No.11試験体は、曲げ耐力を保持しながら変形性能を確保できることを確認するために、梁主筋にはUSD590を用いた。全試験体とも縮尺は1/2スケールとし、断面寸法は、幅bが300mm、梁せいDが500mm、内法スパン2,300mm(a/D=2.3)とした。主筋は上下共7-D22(Pt=2.04%)とした。また、一般部のせん断補強筋は、溶接閉鎖型高強度せん断補強筋を用いてNo.7～No.9試験体では4-S6@55(Pw=0.78%)、No.10, No.11試験体では4-S6@75(Pw=0.57%)とした。コンクリートは実験時の圧縮強度60N/mm²を目標とした。開口部の形状および位置はNo.8～No.11試験体とも共通で、孔径(H)はD/4、孔芯の位置は梁の両端からそれぞれD/2の距離に配置した。

表-2 コンクリートの力学的性質

試験体	材令 (日)	比重 ρ	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No.7～No.9	67～81	2.39	57.2	32.8	0.220	4.10
No.10	28	2.40	61.7	31.8	0.180	4.20
No.11	34	2.40	66.7	31.4	0.210	4.44

表-3 鉄筋の力学的性質

鉄筋径 (鋼種)	降伏点 [*] σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)	降伏歪度 ϵ_s ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	使用箇所	試験体
S6 (KSS785)	927	1149	20.0	4.52	1.86E+05	スターラップ	No.7 ～ No.9
S6 (KSS785)	913	1139	18.0	4.45	1.81E+05	開口部補強筋	
D6 (SD295A)	316	454	19.0	1.54	1.63E+05	コ型補強筋	
D22 (USD685)	519	684	26.0	2.53	1.81E+05	梁主筋	
S6 (KSS785)	942	1177	13.6	5.32	1.77E+05	スターラップ 開口部補強筋 コ型補強筋	No.10 No.11
S8 (KSS785)	1097	1229	10.7	5.39	2.04E+05	コ型補強筋	
D22 (USD590)	630	817	13.7	3.87	1.63E+05	梁主筋	

*KSS785は、0.2% offset法による。

開口部の補強方法は、既製開口補強金物として 3 重巻-S6 のダイヤレン NS を No.8, No.10 試験体には 3 枚, No.9, No.11 試験体には 4 枚配置した。開口部補強範囲(式〔11〕参照)内に通常のスターラップを用いて補強する孔際補強筋は, No.8, No.10, No.11 では 4-S6 を 4 組, No.9 では 5 組をそれぞれ孔の片側補強範囲内に配置した。コ型補強筋は側面から見てハの字になるように No.8 では 1 個所当り 4-D6, No.9 では 6-D6 を配した。また, No.10 では高強度せん断補強筋を 4-S6, No.11 では 4-S8 を配置した。5 体とも曲げ降伏先行型とした。表-2, 表-3 にコンクリートおよび鉄筋の力学的性質を示す。

2.2 加力方法

図-3 に加力装置を示す。加力は地震時の水平力を模擬した大野式加力により、水平線に対して左右のスタブの回転角が逆対象になるように変形制御しながら、正負交番加力した。スタブ両端の支点は油圧ジャッキにより鉛直変位を拘束し、両側の支点と 1 箇所の加力点を水平方向に移動できるようにして試験体に軸力が作用しないようにした。加力スケジュールは、 $R=0.125\%$, 0.25% , 0.33% を各 1 サイクル, 0.5% , 0.75% , 1% , 1.5% , 2% , 3% , 4% , 5% を各 2 サイクル, 7% を 1 サイクルとした。

2.3 計測方法

図-4 に変位計の計測位置を示す。計測はスタブに固定

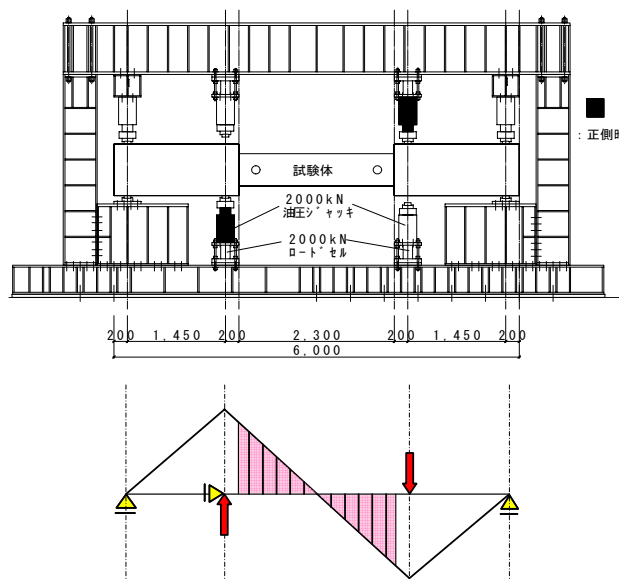


図-3 加力方法

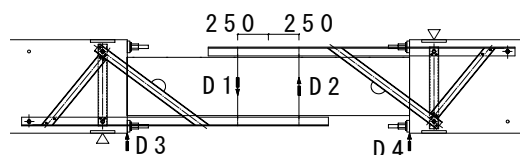


図-4 変位計測位置

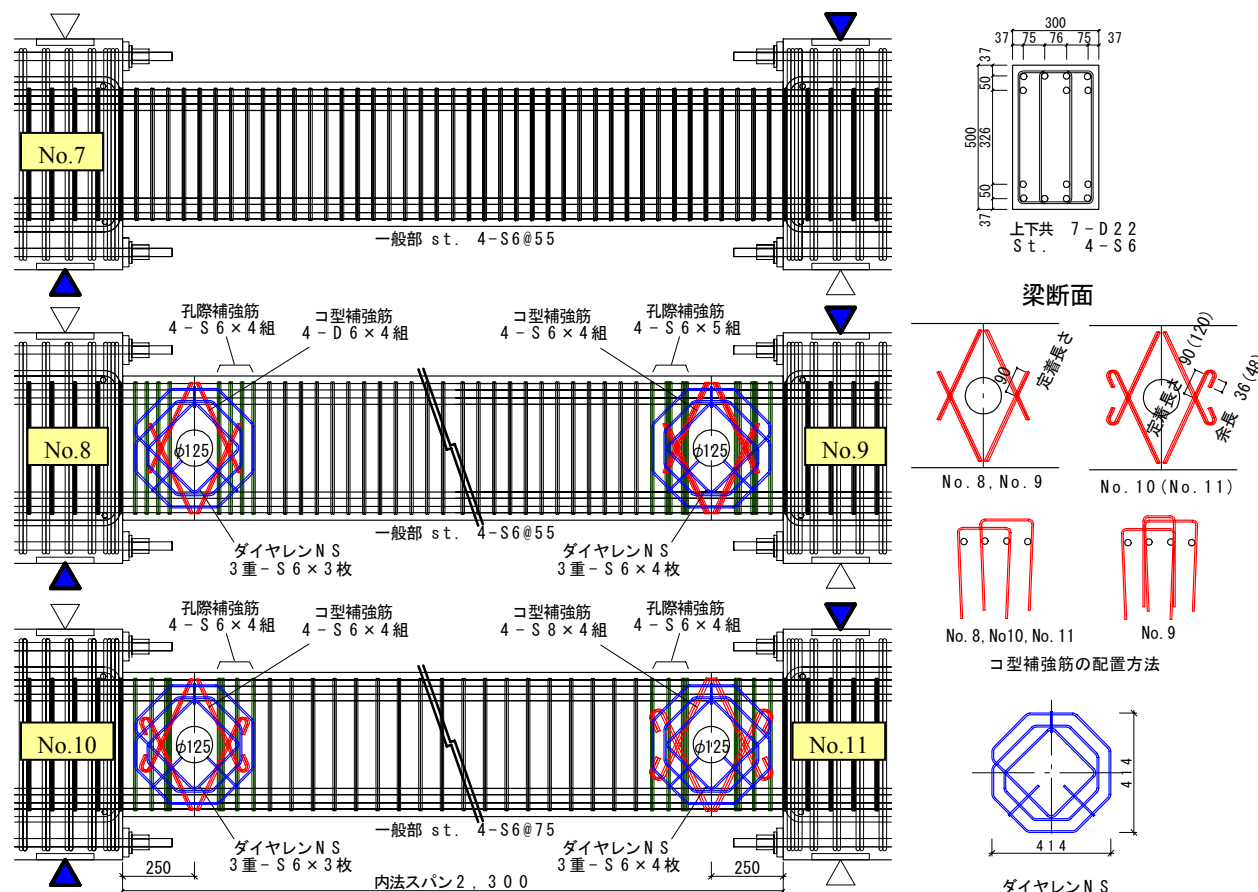


図-2 試験体の形状および配筋

した治具に変位計を取り付けて両側のスタブの相対変形を計測した。鉄筋の主要な位置にはひずみゲージを貼付し歪を計測した。また、加力点の油圧ジャッキの荷重は、ロードセルにより計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

表-4 に実験結果の一覧を示す。図-5 に各試験体のせん断力(Q)と部材変形角(R)の関係を示し、図中に各破壊経過発生時期を示した。また、写真-1 に各試験体の耐力低下が顕著になった時点での破壊状況を示す。全試験体とも曲げひび割れ、開口部せん断ひび割れ、一般部せん断ひび割れの順にひび割れが発生した。その後、曲げひび割れ幅の拡大とともに部材全体にせん断ひび割れが拡散し、一段筋、二段筋ともすべて降伏した。No.7 試験体は $R=$

-0.04rad の 2 サイクル目でせん断破壊した。No.8 試験体は $R=0.013\text{rad}$ で二段筋まで降伏し、 $R=-0.028\text{rad}$ で開口部

表-4 実験結果一覧

		No.7		No.8		No.9		No.10		No.11	
		正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
初期剛性	Ke	61.1		70.5		72.9		65.3		59.1	
曲げひび割れ発生	Q	58.0	-87.0	88.4	-74.6	64.0	-59.8	107.4	-75.2	67.6	-43.6
	R	0.04	-0.06	0.07	-0.04	0.04	-0.03	0.07	-0.04	0.05	-0.01
開口部せん断ひび割れ発生	Q	182	-162	206	-199	167	-183	148	-131	124	-104
	R	0.20	-0.18	0.25	-0.22	0.17	-0.20	0.13	-0.11	0.11	-0.08
梁主筋引張降伏 (一段筋)*1	Q	709	-713	700	-700	691	-687	581	-564	580	-566
	R	1.51	-1.45	1.46	-1.45	1.41	-1.50	1.10	-1.01	1.10	-1.02
梁主筋引張降伏 (二段筋)*1	Q	718	-697	706	-686	-701	-711	604	-586	609	-579
	R	1.62	-1.51	1.61	-1.50	-1.41	-1.51	1.21	-1.11	1.34	-1.08
孔際補強筋降伏	Q			-727		605		610			
	R			-2.81		3.80		3.03			
ダイヤレン降伏	Q			-727		-752		628			
	R			-2.81		-2.85		2.30			
コ型補強筋降伏	Q			206		249		-549			
	R			0.25		0.32		-3.23			
最大耐力	Q	764	-756	756	-733	764	-757	659	-651	651	-654
	R	3.01	-4.01	3.01	-2.61	3.01	-3.01	3.03	-3.00	3.02	-3.04
限界部材角 (80%)	Ru	4.00	-4.00	3.00	-3.00	3.50	-3.00	4.00	-3.00	5.00	-4.00
正負平均値		4.00		3.00		3.25		3.50		4.50	

単位: Q(kN)、R(‰)、Ke (kN/mm) *1: 鉄筋に貼ったひずみゲージが全て降伏した時点とした
—: 降伏せず

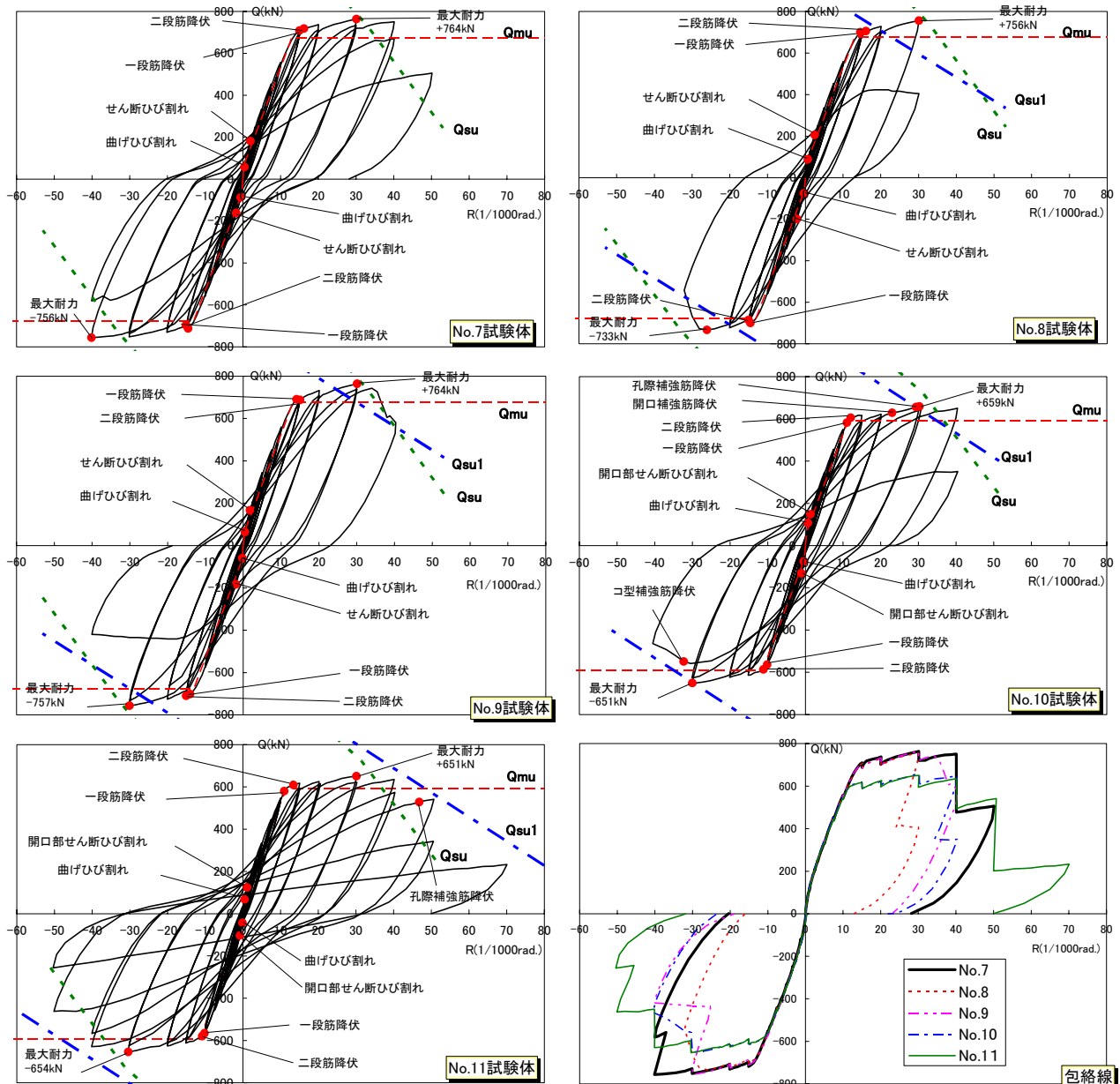


図-5 荷重－変形関係

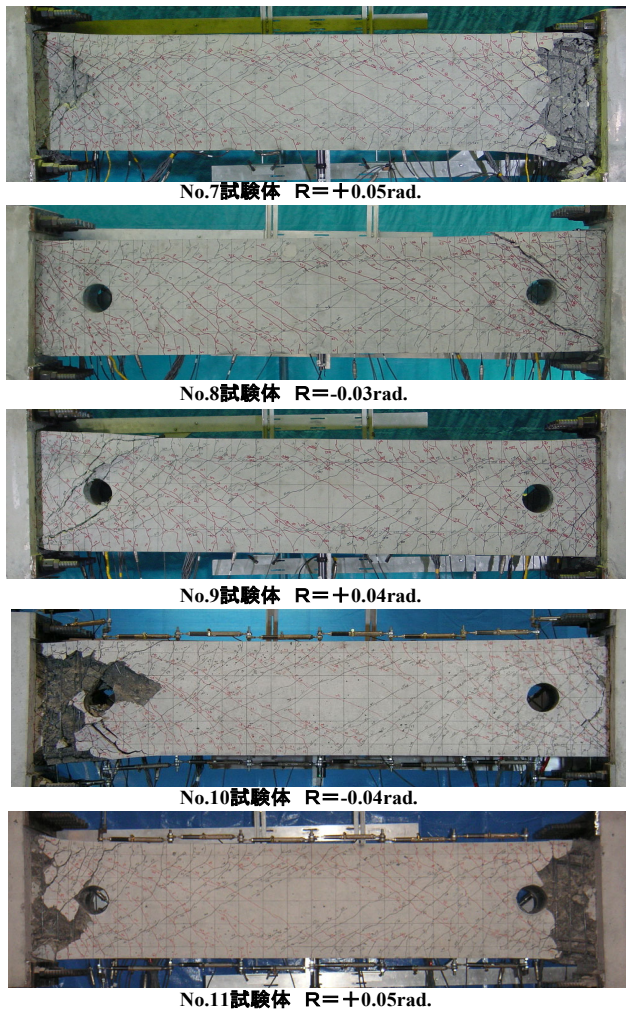


写真-1 破壊状況

がせん断破壊した。No.9 試験体は R=0.013rad.で二段筋まで降伏し、R=0.034rad.で開口部がせん断破壊した。No.10 試験体は、開口補強金物、孔際補強筋、コ型補強筋の順に降伏し、R=0.04rad.の 1 サイクル目から開口部上下に接する斜めひび割れの幅が大きくなり、最後は開口部がせん断破壊した。No.11 試験体は、孔際補強筋は降伏したが、開口補強筋およびコ型補強筋は降伏していない。開口部は加力終了まで円形状を保持し、梁端部近傍のコンクリートが繰返し加力により劣化して耐力が低下した。

3.2 荷重変形履歴

全試験体とも二段筋まですべて降伏する直前の R=±0.01rad.のループまでは履歴面積の小さい弾性に近い挙動をし、R=±0.015rad.のサイクルから徐々に紡錘型になっていった。No.7 試験体は、R=+0.03, -0.04rad.で最大耐力となり R=0.04rad.の 2 回目から耐力低下していった。R=+0.05rad.で梁端部のコンクリートが劣化し梁主筋が折れ曲がってきたので加力を終了した。No.8 試験体は、R=-0.03rad.に向う途中で開口部がせん断破壊し耐力が急激に低下した。No.9 試験体は、R=+0.03rad.を繰返し+0.04rad.

に向うときに開口部がせん断破壊し耐力が急激に低下した。No.10 試験体は、R=+0.04rad.で耐力が低下し始め、-0.04rad.に向う途中で開口部がせん断破壊し急激に耐力が低下した。No.11 試験体は、R=+0.04rad.で耐力が低下し始め、繰返しとともに No.7 試験体と同様に梁端部近傍のコンクリートが劣化し梁主筋が折れ曲がってきたため R=+0.07rad.で加力を終了した。

4. 結果の検討

4.1 初期剛性

各試験体の初期剛性の実験値と計算値の比較を図-6 に示す。計算値は鉄筋を考慮した等価断面二次モーメントを用い、曲げ変形とせん断変形を考慮している。可撓スパンは試験区間長さに 0.5D を足した長さとした。

計算値に対する実験値の比は、0.60～0.81 であるが、開口部の有無による初期剛性の差は認められない。

$$Ke = \frac{1}{(1/Kf + 1/Ks)} \quad [1]$$

$$Kf = \frac{12Ec \cdot Ie}{H^3} \quad [2]$$

$$Ks = \frac{G \cdot A}{\kappa \cdot H} \quad [3]$$

E_c : コンクリートのヤング係数

I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント

G : コンクリートのせん断弾性係数

V : ポアソン比 A : 梁端部断面積

κ : 形状係数 ($\kappa=1.2$)

H : $H=H_0+0.5D$ (H_0 : 梁内法長さ, D : 梁せい)

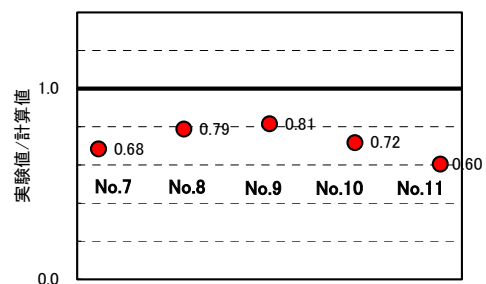


図-6 初期剛性の比較

4.2 せん断耐力式

従来、開口部のせん断耐力の評価式としては、実験式である修正広沢式が一般的に用いられてきた。しかし、材料が高強度になると実験値を低めに評価する傾向が大きくなることから、本研究では建築学会の靱性指針²⁾による理論式を準用することとした。靱性指針では、孔際補強筋によるトラス作用と開口補強筋およびコ型補強筋により斜め筋としての効果を足し合わせて評価する。ただし、開口部梁はアーチ作用を無視することとしている。

(1) 孔際補強筋

孔際補強筋については、図-7 のように主筋の付着力、孔際補強筋の垂直方向引張力および斜め方向のコンクリートの圧縮力によって形成されるトラス作用によってせん断力が伝達すると考える。このとき、無補強区間では垂直力を負担できないため図の白色部のようにコンクリートの圧縮応力を伝達しない領域が存在する。

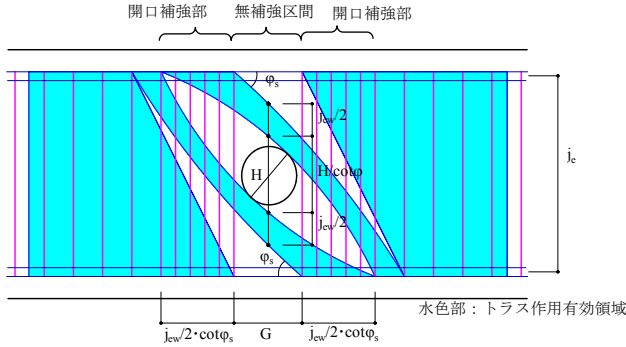


図-7 孔際補強筋によるトラス作用

孔際補強筋によるせん断耐力は、[4]～[6]式の最小値として与えられる。

$$V_u = b_e j_{ew} P_{ws} \sigma_{wy} \cot \phi_s \quad [4]$$

$$V_u = \frac{p_{ws} \sigma_{wy} + \lambda (1 - 2H/j_e) v \sigma_B}{3} b_e j_e \quad [5]$$

$$V_u = \lambda (0.5 - H/j_e) b_e j_e v \sigma_B \quad [6]$$

[4]式は孔際補強筋の降伏により決まる場合、[6]式は孔際補強筋が降伏する前にコンクリート圧縮力による部材がせん断破壊する場合、[5]式は両方の現象が平行して発生する場合を表している。

ここで、

b_e : 有孔幅として孔際補強筋芯間距離

j_{ew} : トラス作用の有効せい

$$j_{ew} = j_e - \frac{H}{\cos \phi_s} - G \tan \phi_s \quad [7]$$

λ_e : 孔際補強筋によるトラス機構の有効係数

$$\lambda_e = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad [8]$$

s : 孔際補強筋の間隔

b_s : 孔際補強筋の断面方向の最大幅

$\cot \phi_s$: トラス機構の角度

$$\cot \phi_s = \sqrt{\frac{v \sigma_B}{P_{ws} \sigma_{wy}}} - 1 \quad [9]$$

$$v = (1 - 20R_p) v_0 \quad [10]$$

靱性指針のコンクリート有効圧縮強度 $v_0 \sigma_B$ は、係数 $v_0 = 0.7 - \sigma_B/200$ であるが、靱性指針は 60 N/mm^2 までを適用範囲としているため、本研究では指針の解説に示された CEB 式による係数 $v_0 = 1.7 \sigma_B^{-1/3}$ を用いて算定した。

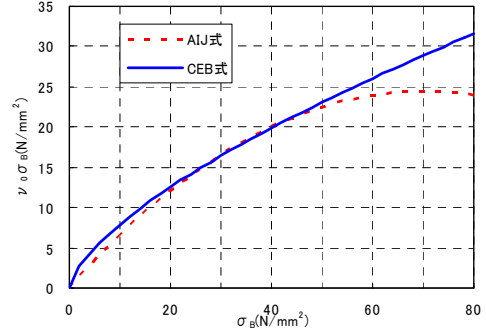


図-8 コンクリートの有効圧縮強度

このとき、片側の孔際補強筋の必要補強範囲としては、

$$\frac{j_{ew}}{2} \cot \phi_s \quad [11]$$

とする。さらに、孔際補強筋の降伏よりトラスのコンクリートの圧縮で破壊が決まる補強量

$$P_{ws} \sigma_{wy} = \lambda_e \left(\frac{1}{2} - \frac{H}{j_e} \right) v \sigma_B \quad [12]$$

を孔際補強限界とする。ただし、靱性指針ではヒンジ領域においては、 $\cot \phi_s$ は $2-20R_p$ 以下の制限が適用されるが、過去の実験および文献データによる検討結果から、 $\cot \phi_s$ は非ヒンジ領域と同じ制限値の 2 以下を用いることとした。

(2) 開口補強筋、コ型補強筋

開口補強筋およびコ型補強筋については、斜め筋としてその効果を評価し、[13] 式により鉄筋に生じる引張り力の鉛直成分を伝達するせん断力として評価する。

$$V_u = A_x \cdot \sigma_{xy} \cdot \sin \theta_x \quad [13]$$

A_x : 引張り側の斜め筋の断面積

σ_{xy} : 斜め筋の降伏点

θ_x : 斜め筋が材軸となす角

4.3 せん断耐力式の検証

図-5 の破線は菅野式によるスケルトン計算値、一点鎖線は塑性回転角 R_p を変数としたせん断耐力の計算値を示す。 R_p の始点は、菅野式による降伏時変形角の計算値とした。No.7, No.11 試験体の限界部材角は一般部せん断耐

力計算値と曲げ耐力計算値が交わる点の変形より大きく、No.8, No.9 試験体および No.10 試験体の正側の限界部材角は、開口部せん断耐力計算値の交点より大きくなっていった。図-9 は、縦軸に最大耐力実験値／曲げ耐力計算値、横軸に開口部せん断余裕度（開口部せん断耐力計算値／曲げ耐力計算値）とした。プロットした実験値は No.8～No.11 試験体と既往文献^{4)～17)}によるヒンジ領域に開口を有する梁の実験結果である。検討に用いた既往文献試験体の実験変数の範囲を表-5 に示す。

図-9 の凡例中の○印は、限界部材角 $0.8R_{max}$ （最大耐力の 80%時点の変形角）が $0.04rad$ 以上、×印は $0.04rad$ 未満の試験体を示している。また、曲げ降伏した試験体については、 $M/QD \geq 4$, $H/D \leq 4$, コ型補強筋が有る試験体を選定条件とした。開口部せん断余裕度が 1.0 未満の範囲では、実験値はすべて開口部せん断耐力計算値より大きな値となっており、開口部せん断余裕度 1.0 以上の範囲では、すべて曲げ耐力計算値以上となっている。本実験の範囲では、 $0.8R_{max}$ が $0.04rad$ 以上の良好な変形性能となったのは No.11 試験体のみであり、そのときの開口部せん断余裕度は 1.42 であった。

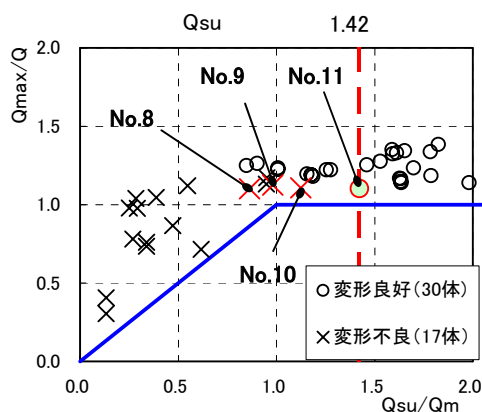


図-9 開口部のせん断耐力評価

表-5 検証に引用した既往文献試験体の変数範囲

	σ_B	$\frac{L_0}{2D}$	$\frac{H}{D}$	主筋		開口補強筋		孔際補強筋		コ型補強筋	
				P_t	σ_y	P_d	σ_{dy}	P_s	σ_{sy}	P_h	σ_{hy}
最大値	65.8	3.00	0.33	3.54%	1000	4.05%	1432	1.91%	1463	0.62%	800
最小値	15.6	1.15	0.20	0.47%	359	0.45%	331	0.16%	312	0.06%	288

試験体数 43体

L_0 : 内法スパン長(mm), σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²), b : 梁幅(mm),
 D : 梁せい(mm), H : 孔径(mm), $\sigma_y, \sigma_{dy}, \sigma_{sy}, \sigma_{hy}$: 各種鉄筋の降伏点(N/mm²)

4.4 入力せん断応力度

図-10 は縦軸に限界部材角、横軸に曲げ耐力時の材端部入力せん断応力度 (Q_m/bD) をコンクリート強度 (σ_B) で除した値、図-11 は横軸を曲げ耐力時の開口へりあき部での入力せん断応力度 (Q_m/bD_0) をコンクリート強度で除した値とした。文献データを含め、限界部材角と材端部入力せん断応力度、開口へりあき部での入力せん断応力度にはかなり高い相関関係があると考えられる。本実

験の範囲では、 $0.8R_{max}$ が $0.04rad$ 以上となる範囲として、 $Q_m/bD/\sigma_B \leq 0.059$, $Q_m/bD_0/\sigma_B \leq 0.158$ との結果を得た。

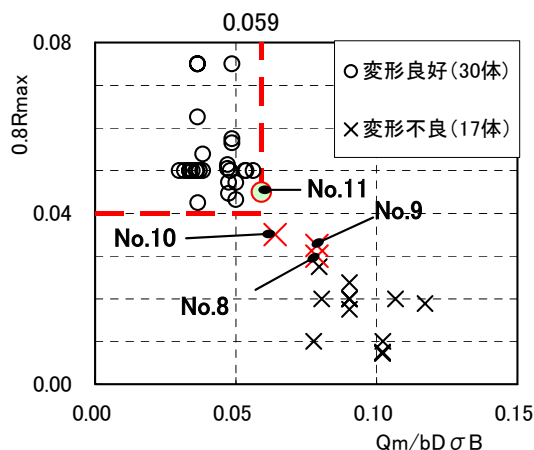


図-10 限界部材角－材端部入力せん断応力度

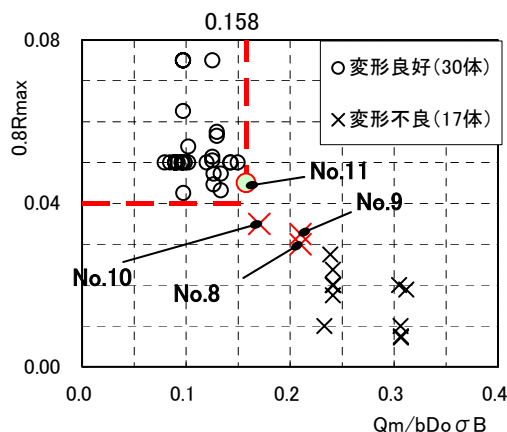


図-11 限界部材角－
開口へりあき部入力せん断応力度

5. まとめ

$60N/mm^2$ 程度のコンクリートを使用した梁端部から梁せいの 1/2 の距離に孔芯が位置し、梁せいの 1/4 の直径の開口部を設けた部材実験により以下の知見を得た。

- (1) 5 体とも梁主筋が曲げ降伏し、No.8～No.10 試験体は開口部でせん断破壊、No.11 試験体は梁端部近傍のコンクリート劣化により耐力低下した。
- (2) 無開口梁と有孔梁で初期剛性に有意な差は見られなかった。計算値に対する実験値の比は 0.60～0.81 であった。
- (3) コンクリート強度 $66.7N/mm^2$ の高強度材料を用い、材端部入力せん断応力度 $Q_m/bD\sigma_B$ が 0.059、開口へりあき部入力せん断応力度 $Q_m/bD_0\sigma_B$ が 0.158 と非常に高いせん断応力度下でも、本研究による補強方法を施し、開口部せん断余裕度 1.42 を確保す

ることにより，限界部材角 0.04rad 以上の良好な変形性能が得られた。

- (4) 開口部近傍のせん断耐力については，建築学会の靱性指針式を準用し，孔際補強筋による補強効果はトラス作用，既製開口補強金物およびコ型補強筋については斜め補強筋として評価することで，実験値を安全側に評価することができる。このときトラス機構の角度 $\cot \phi_s$ は，2.0 以下とした。

6. おわりに

本研究により，梁端部ヒンジ領域に開口部を有する梁の適用範囲を拡大することが可能となった。

今後は，研究成果を反映し，梁端部ヒンジ領域に開口を設けるニーズのある物件に積極的に適用していく予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.271-272，1996 年
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.169-175，1999 年
- 3) 成瀬 忠，堀 伸輔，岡村 喜吉，山本 憲一郎，古宮 嘉之，渡邊 朋之：高強度材料を用いた高入力せん断力下のヒンジ領域に開口を有する梁の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.195-196，2004 年
- 4) 駿河 良司，黒沢 俊也，五十嵐 治人，森本 敏幸，渡辺 朋之，山本 憲一郎，岩倉 知行：梁端部ヒンジ領域に開口を有する RC 梁の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.225-226，2002 年
- 5) 濱田 真，西原 寛，浅野 芳伸，田畑 卓，萩原 幸男，中澤 敏樹，荒川 玄，岸本 剛，小川 雅，田所 修，細矢 博，安居 功二，村田 義行，長井 信夫，中谷 外志，近藤 淳樹：梁端部に開口を有する RC 梁の構造性能に関する研究（その 1）～（その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.227-232，2002 年
- 6) 森 功二，福本 昇，佐藤 尚隆：材端部に貫通孔を有する梁の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.911-912，1994 年
- 7) 有木 勝彦，杉本 裕，佐藤 立美：材端近傍に開口を有する RC 梁のせん断耐力に関する研究（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.337-338，2001 年
- 8) 中野 克彦，松崎 育弘，田野 健治：鉄筋コンクリート有孔梁の変形性状に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.941-942，1994 年
- 9) 飯塚 正義，八木 敏行，石原 恵利江子：ヒンジゾーンに開口を設けたハーフ PCa 梁の靱性改善に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.945-946，1994 年
- 10) 神永 敏幸，津村 浩三：鉄筋コンクリート有孔梁の弾塑性挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.239-240，S63 年
- 11) 于 洪，林 静雄，松崎 育弘，田中 省治，下妻 泰：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断伝達に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.329-330，1990 年
- 12) 藤原 敏夫，狩野 芳一，寺岡 勝，林 和也，内田 和弘：鉄筋コンクリート造 T 形有孔梁の力学性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.413-414，1989 年
- 13) 辻田 耕一，多賀 章，川崎 清彦，渡辺 朋之：高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究（その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.419-420，1989 年
- 14) 村本 道哉，梁瀬 高仁，浅見 平夫：高強度せん断補強筋を用いた RC 有孔梁の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.341-342，1990 年
- 15) 寶 祖融，小谷 俊介，森本 敏幸，五十嵐 治人，駿河 良司，山本 憲一郎，渡辺 朋之，岩倉 知行：ヒンジ領域に開孔を設けた RC 梁のせん断耐力に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.221-222，2002 年
- 16) 渡部 憲，豊田 将文，公塚 正行，須田 充司：鉄筋コンクリート造有開孔梁の補強方法に関する実験的研究（その 14）変形性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.441-442，1996 年
- 17) 細矢 博，岡 靖弘，岸本 剛，浅野 芳伸：開孔を有する高強度 RC 梁の構造性能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.355-356，2001 年