

論文

[2048] 縮小試験体を用いたRC有孔ばりのせん断耐力に関する基礎研究

正会員 中野清司 (東京電機大学建築学科)

正会員 立花正彦 (東京電機大学建築学科)

正会員○望月満伸 (東京電機大学大学院)

門脇広幸 (東京電機大学大学院)

1. はじめに

鉄筋コンクリート (以下RCと略称) 梁の終局せん断耐力について、解析的研究が進み、アーチ機構とトラス機構によるせん断力の伝達が考えられ、設計式にも取り入れられつつある [1]。RC有孔梁の終局せん断耐力についても同様に解析的検討が行われ、せん断補強筋によるトラス機構のみによって表されることが報告されている [2]。しかし、孔が存在した場合でも孔径の大きさによってはアーチ機構的な応力伝達も考えられ、これを考慮する方がより合理的な設計が可能となる。

本研究では、有孔梁のアーチ機構をモデル化して比較的簡単に作成できる縮小試験体によりアーチ機構の耐力に孔径が及ぼす影響を実験的に検討し、更にこの結果を用いてRC有孔梁の終局せん断耐力をアーチ機構とトラス機構で推定し、既往の縮小試験体の実験資料と比較検討したものである。

2. 実験計画とその概要

2.1 実験計画及び試験体

実験計画は表1に示す通りで、実験変数として、①孔径の大きさ(4水準)、②せん断スパン比(3水準)とし、試験体は合計11体である。

試験体の形状及び寸法を図1に示す。試験体の断面は、 $b \times D = 50 \times 100$ (mm)であり、図1に示すようにアーチ機構となる部分を取り出した形状である。孔径位置は試験体中央に設けた。コンクリートとしては豊浦標準砂を用いたモルタルとし、その割合は重量比でセメント：砂=1：3とし、各モルタル強度を表2に示す。水セメント比は70%である。

表1. 実験計画

H/D \ L/D	0	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$
1. 0	S-0*	—	S-2	S-3
1. 5	M-0	M-1	M-2	M-3
2. 0	L-0	L-1	L-2	L-3

* 試験体名

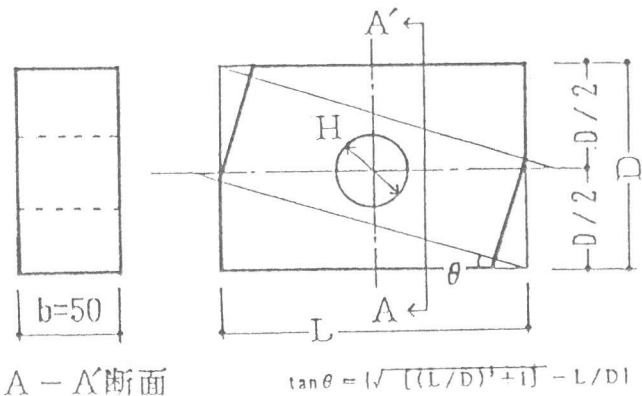


図1. 試験体の形状及び寸法

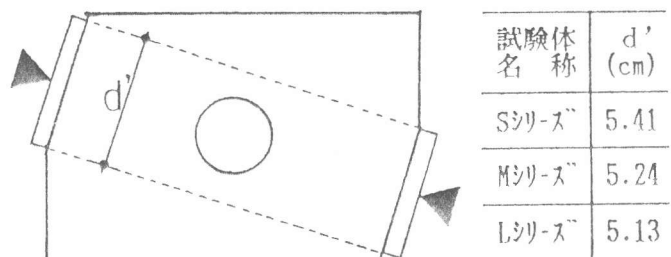


図2. 実験方法

2. 2. 実験方法及び測定方法

実験方法は図2に示すようにアーチ機構を取り出して、▲方向より圧縮試験体に純圧縮力を作用させた。載荷方法はすべて単調載荷とた。

3. 実験結果と考察

3. 1 ひび割れと破壊性状

本実験で観測された有孔梁試験体の代表的なひび割れの種類を図3に示す。本実験の破壊のひび割れ位置は図4に示すように4 Typeで生じた。各試験体の破壊形式を表2に示す。

[Type I] 試験体中央に縦ひび割れが発生し破壊する形式で無孔梁の試験体で見られる。

[Type II] ひび割れ(a)が発生した後、ひび割れ(b)が発生して最大耐力に達する。H/D=1/4の試験体で見られる。

[Type III] ひび割れ(a)が発生した後ひび割れ(c)が発生して最大耐力に達する。スパンが短いとひび割れ(c)の方が先に発生する。H/D=1/3の試験体で見られる。

[Type IV] ひび割れ(a)の発生と同時にひび割れ(c)も発生し最大耐力に達する。H/D=1/2の試験体で見られる。

以上より、破壊のひび割れ位置は孔径比H/Dによって相違するが、全て圧縮力による縦ひび割れによって最大耐力に達した。

3. 2 最大耐力

各試験体の初ひび割れ発生荷重 (eP_{cr}) とその位置及び最大荷重 (eP_m) を表2に示す。

初ひび割れ発生荷重と孔径比 (H/D) との関係を図5に示す。初ひび割れ発生荷重はH/Dが大きくなれば低くなる傾向を示し、また、同一H/Dの場合にはスパン長が短い程 P_{cr} は低くなる傾向を示す。

最大荷重と孔径比との関係を図6に示す。同図の縦軸は有孔試験体の最大荷重 (eP_m) を無孔試験体の最大荷重 (eP_m^0) で無次元化した eP_m/eP_m^0 値である。

この図より、H/Dが増大すれば直線的に eP_m/eP_m^0 が低下していく傾向にあり、 eP_m/eP_m^0 はスパン長にかかわらず同図中の示す実線の実験式 $eP_m/eP_m^0 = 1.02 - 1.77H/D$ に

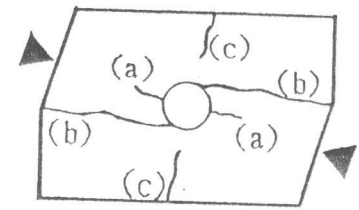
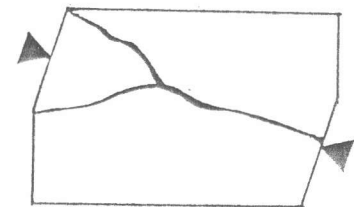
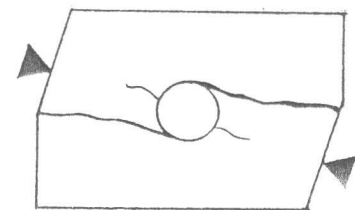


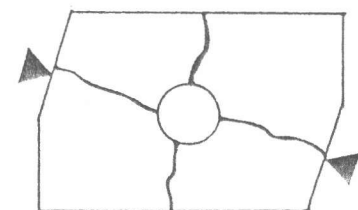
図3. 主なひび割れ



[Type I]



[Type II]



[Type III・IV]

図4. 最終破壊状況

表2. ひび割れ発生耐力及び最大耐力

試験体 名称	F _c (kg/cm ²)	破 壊 形 式	ひ び 割 れ		eP _m (kg)
			P _{CR} (kg)	位 置	
S-0	314	Type I	7450	(b)	7660
S-2	282	Type III	950	(c)	2590
S-3	243	Type IV	300	(c)	300
M-0	332	Type I	6200	(b)	6200
M-1	332	Type II	2250	(a)	3700
M-2	315	Type III	1500	(a)	2890
M-3	315	Type IV	928	(c)	928
L-0	305	Type I	2000	(b)	5700
L-1	314	Type II	2750	(a)	4220
L-2	281	Type III	2100	(a)	2530
L-3	281	Type IV	980	(c)	980

て推定できる。なお、同図中に示す点線は既往のRC有孔梁の孔径比によるコンクリートの耐力低下勾配の実験式[3]を示しており、本実験の耐力低下勾配とはほぼ一致している。

以上より、RC有孔梁においても $H/D < 0.6$ の範囲でアーチ機構によるせん断力の応力伝達も可能であると考えられる。

なお、無孔試験体の最大荷重の実験値 eP_m と加力面の断面積にモルタル強度 F_c とを掛け合わせた計算値 $cP_m = F_c \cdot b \cdot d'$ (d' : 図2参照) との比 $eP_m / cP_m = 0.71 \sim 0.9$ であった。

4. RC有孔梁のせん断強度に対する一提案

RC有孔梁の終局せん断強度式として解析的なアプローチからトラス機構のみが存在する方法が提案されている[2]が、上記の実験結果より有孔部材でもアーチ機構による耐力負担が可能であることから、ここではRC有孔梁の終局せん断強度としてトラス機構とアーチ機構が存在することとして推定式を以下の仮定に基づいて提案する。

仮定1: 孔際のあばら筋のトラス機構は図7の通りとする。

仮定2: 仮定1のトラス機構であばら筋がコンクリートのトラス耐力に先立ち降伏する場合にはあばら筋の負担分の残りのコンクリート耐力がアーチ機構に作用するものとする。

仮定3: アーチ機構は図8の通りとし、有孔梁によるアーチ機構の耐力低下率(α) ($1.02 - 1.77 H/D$) によるものとする。

孔際のトラス機構による終局せん断耐力 (V_t) は(1)式に求められ、このときコンクリート圧縮応力 $c\sigma_t$ は(2)式で表される。アーチ機構による終局せん断耐力 (V_a) は(3)式によって求められ、RC有孔梁の終局せん断耐力 (V_u) は(1)式と(3)式の和の(4)式にて求められる。

$$V_t = b \cdot j_t \cdot P_w \cdot \sigma_{uu} \cdot \tan \theta_{t1} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$c\sigma_t = (1 + \cot^2 \phi) P_w \cdot \sigma_w \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$V_a = (\nu \sigma_B - c\sigma_t) \cdot \tan \theta_a \cdot b \cdot (D/2) \cdot \alpha \quad \dots \dots (3)$$

$$V_u = V_t + V_a \quad \dots \dots \dots (4)$$

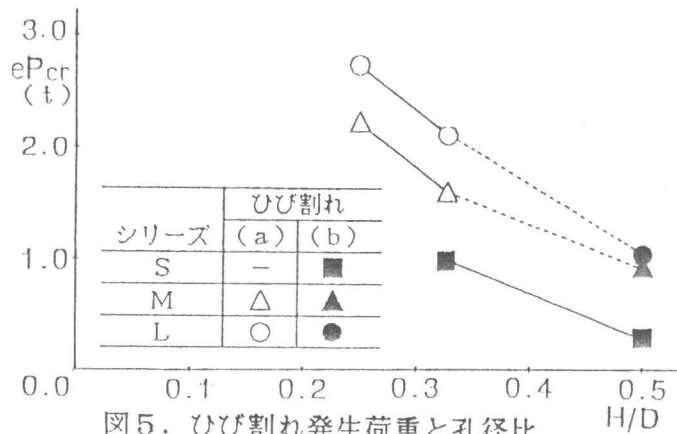


図5. ひび割れ発生荷重と孔径比

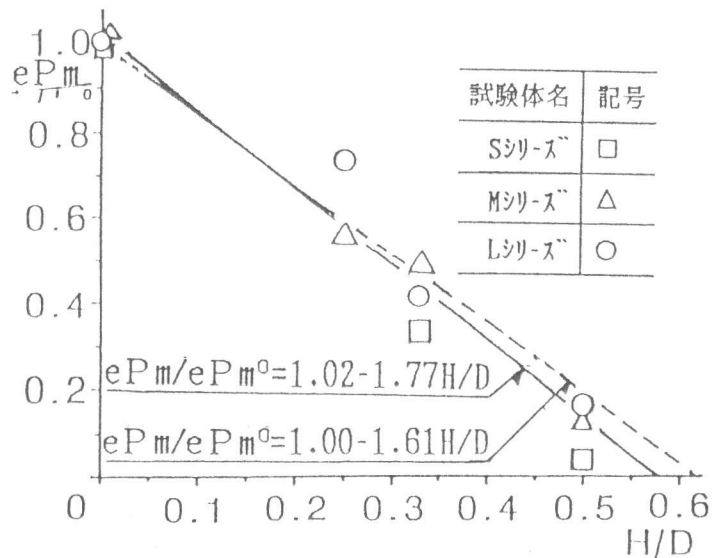


図6. コンクリート要素の最大せん断耐力と孔径比

ここでの記号は以下の通りである。

b : 梁幅

$j t$: 応力中心間距離

$$P_w = A_w / b \cdot j t \cdot \tan \theta_{t2}$$

$$\sin \theta_{t2} = (H/2) / \sqrt{a^2 + (j t/2)^2}$$

$$\tan \theta_{t1} = 2a / j t$$

$$\tan \theta_a = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)$$

$$\alpha = (1.02 - 1.77H/D)$$

$$\nu = (0.7 - F_c / 2000)$$

σ_B : コンクリートの有効圧縮強度

σ_{uv} : あばら筋の最大強度

$$\phi = \pi / 2 - (\theta_{t1} + \theta_{t2})$$

本推定値と既往の実験資料 [4] との比較を図9に示す。この実験資料の試験体断面は $b \times D = 50 \times 100 \text{mm}$ 、せん断補強筋 $p_w \sigma_y = 6.41 \text{kg/cm}^2$ と $H/D = 1/5, 1/3, 1/2$ を実験変数とする3体であり、加力方法は片持ちばり形式とし繰り返し曲げせん断力を与える方法である [4]。

この図より $H/D = 1/5, 1/3$ の試験体の誤差は3割程度であり比較的良く一致している。しかし、 $H/D = 1/2$ の試験体においては誤差が大きい。これは、孔際のせん断ひび割れの角度 (ϕ) 及びあばら筋の寄与率等が孔際によって相違するためと考えられる。今後この点について検討が必要である。

6. まとめ

RC有孔梁の終局せん断耐力について、アーチ機構に着目した縮小試験体により実験的に検討した結果、孔径比 $H/D < 1/2$ であればアーチ機構が存在し、一つの推定方法を示した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針 (案)・同解説、1988
- 2) 市之瀬・横尾：「鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法の一提案 (その1、その2)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.319-322、1990
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造計算規準・同解説、1988
- 4) 中野・立花「縮小試験体による鉄筋コンクリート有孔ばりのせん断補強法に関する基礎的研究」 コンクリート工学年次論文報告集、第11巻2号、1989

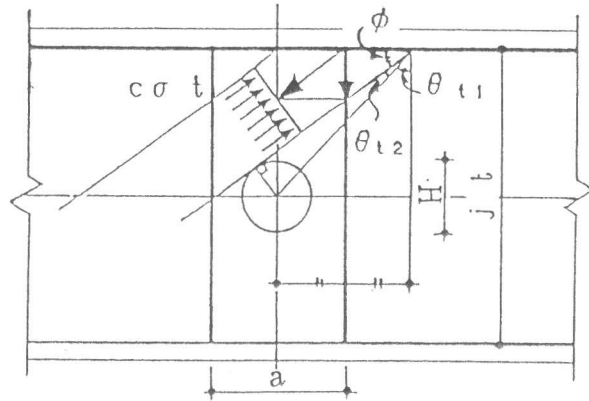


図7. 孔際のトラス機構

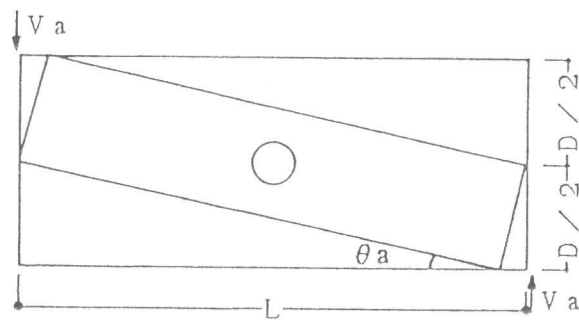


図8. 孔際のアーチ機構

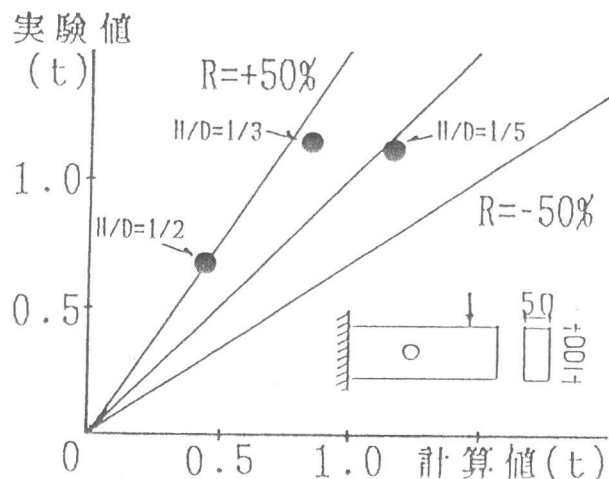


図9. 本推定式と実験資料との比較