

論文

[2060] 高強度 RC 有孔梁の小型試験体によるせん断実験

大塚 弘^{*1}

1. はじめに

近年、RC造の高層化に伴い、コンクリートや鉄筋が高強度化する傾向にあり、RC有孔梁においても高強度のコンクリートを用いた研究がなされつつある〔1～3〕。本研究では、高強度RC有孔梁の孔径比及び肋筋比を変化させた場合におけるひびわれ耐力や剛性、せん断耐力、破壊の進展状況等の基本的な性状を縮小試験体を用いて検討したので報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は表1に示すようにシリーズ1～シリーズ3に分けて製作している。試験体寸法は $b \times D = 7.65 \times 10 \text{ cm}$ の縮小モデルで共通である。主筋はいずれも3-D10 ($P_t = 3.25\%$)とした。肋筋比 (P_w) はシリーズ1が 0.2%、シリーズ2が 0.6%、シリーズ3が 1.2%である。孔径比 (H/D) は、シリーズ1が約1/10～1/3の5種類、シリーズ2及び3が約1/8～1/3の4種類で比較のためにそれぞれ無孔梁を製作している。せん断スパン比は1.54である。試験体の配筋図は図1に示す。肋筋はスパイラル状に配筋してあり、開口部の両側は溶接してからスパイラル状に配筋している。また、開口部周囲には開口部両側の肋筋以外のせん断補強筋は設けていない。

なお、試験体は各シリーズとも無孔梁のせん断耐力が曲げ耐力以下となるように計画し、有孔梁は無孔梁と同配筋のものに開口部を設けた。

2.2 使用材料

コンクリートとしては、普通ポルトランドセメントと骨材 (最大寸法 5 mm) の重量比を 1:1.34、水セメント比を35%としたモルタルとし、主筋にはSD295Aを焼き入れした高強度鉄筋を用いた。肋筋にはJISG3532・SWM-Bの普

表1 試験体の種類

	試験体	主筋	肋筋	H/D
シリーズ1	C1000	$P_t = 3.25\%$	$P_w = 0.2\%$ 2-2 ϕ 4.1cm @	0
	C1095			1/10.5
	C1160			1/6.25
	C1250			1/4.00
	C1320			1/3.13
シリーズ2	C2000	3-D10	$P_w = 0.6\%$ 2-3.2 ϕ 3.5cm @	0
	C2130			1/7.69
	C2250			1/4.00
	C2320			1/3.13
シリーズ3	C3000	$P_t = 3.25\%$	$P_w = 1.2\%$ 2-4.0 ϕ 2.74cm @	0
	C3130			1/7.69
	C3250			1/4.00
	C3320			1/3.13

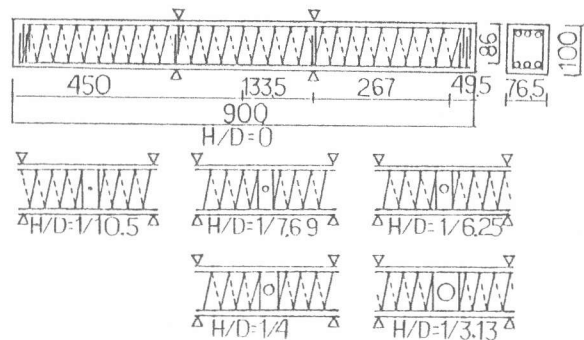


図1 試験体配筋図

表2 コンクリートの試験結果

シリーズ	圧縮強度 (Kg/cm^2)	割裂強度 (Kg/cm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$)
1	802.5	37.9	3.23
2	941.8	38.4	3.29
3	932.5	40.0	3.05

*1 東海興業 (株) 技術研究所 (正会員)

通鉄線を用いた。試験体製作に用いた材料の試験結果を表2、表3に示す。

2.3 加力方法及び測定方法

加力は大野式加力とし、図2に示す加力装置の左右にセットしたジャッキを用いて多数回の正負交番繰返し载荷を行った。又、ジャッキ荷重はロードセルによりコントロールした。

加力履歴は図3に示すように、正負曲げひびわれ時に1回繰返しした後は変形制御で行い、部材角(R)が $1/1000$ 、 $1/800$ 、 $1/400$ の時に正負各1回繰返し、 $R=1/200$ 、 $1/100$ で正負各2回の繰返しを行った。その後、 $R=1/50$ 、 $1/35$ で正負各1回繰返しした。シリーズ2及び3では更に $R=1/25$ の正で1回繰返しを行って終了させた。

変形測定は図4に示すように、中央部試験区間に設けたゲージホルダーによって行い、主筋、肋筋には図5に示す位置に単軸ゲージを貼って挙動を測定した。

3 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の最終破壊状況を図6に示す。いずれのシリーズも最初に曲げひびわれが発生した。その後、無孔梁は曲げせん断ひびわれ一腹部せん断ひびわれの順に、有孔梁は開口部せん断ひびわれ一開口部以外の腹部せん断ひびわれの順に発生した。シリーズ1、2の有孔梁のせん断ひびわれは孔径が大きくなるにつれて集中的なものとなったが、シリーズ3ではせん断ひびわれ数も多く、分散的であった。各シリーズとも主筋の降伏はなかった。シリーズ1の試験体の最大耐力時部材角は全て $R=1/100$ (VIIサイクル)であり、この時点で有孔梁の肋筋が破断した。シリーズ2の最大耐力時部材角はC2000、C2130が $R=1/50$ (IXサイクル)、C2250、C2320が $R=1/100$ (VIIサイクル)となった。シリーズ3の最大耐力時部材角はC3000、C3130が $R=1/50$ (IXサイクル)、C3250、C3320が $R=1/100$ (VIIサイクル)であった。ひびわれ発生から破壊に至る経過は普通コンクリートの場合と類似した。又、破壊モードはいずれのシリーズもせん断破壊となった。

表3 鉄筋の試験結果

呼び名	0.2%耐力 (Kg/cm ²)	引張強度 (Kg/cm ²)	ヤング係数 ($\times 10^6$ Kg/cm ²)	伸び率 (%)
2 ϕ	6425	7054	1.82	14.3
3.2 ϕ	6255	6848	1.99	12.4
4 ϕ	5860	6465	1.64	10.8
D10	5510	5881	1.69	12.1

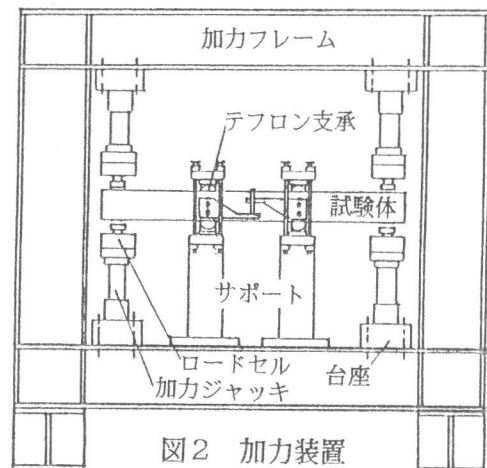


図2 加力装置

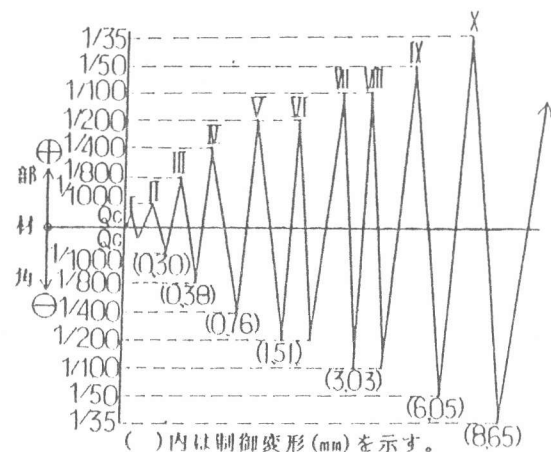


図3 加力履歴

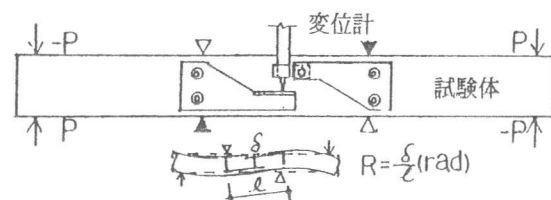


図4 変形測定用ゲージホルダー

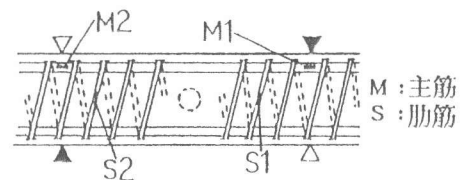


図5 ワイヤゲージ位置

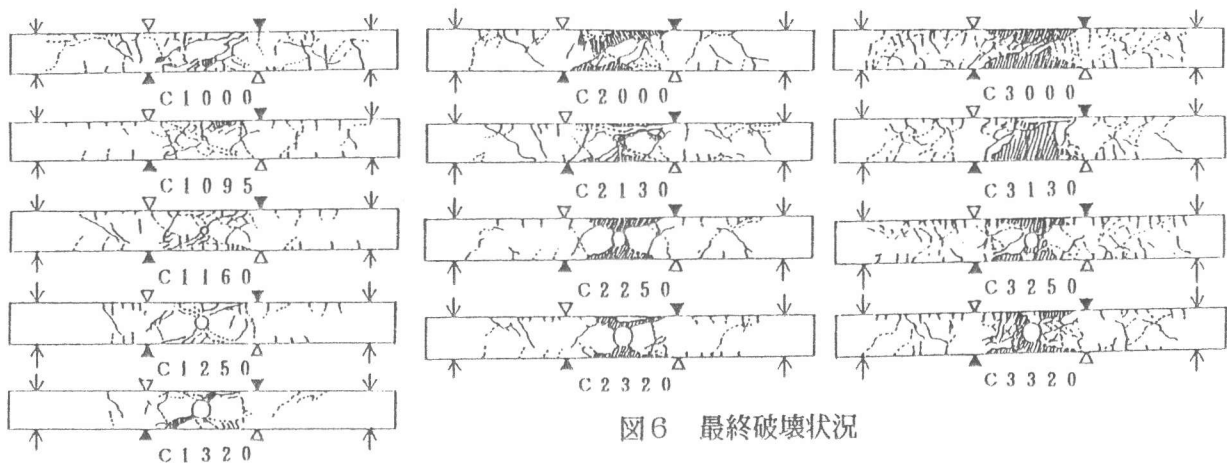


図6 最終破壊状況

3.2 セン断力-変形関係

せん断力と変形を図7に示す。シリーズ1のC1000は荷重の増加と共に徐々に変形が増し、部材角(R)が1/100で最大耐力となった。 $R=1/100$ での繰返しによる耐力低下はせん断破壊型のために大きい、最大耐力時以降の負勾配はスパイラルのために比較的緩い。C1095~C1320は開口部せん断ひびわれ以降もせん断力、変形が増大したが、最大耐力時における筋筋の破断で急激な耐力低下と変形増大が生じた。しかし、最終時の $R=1/35$ では最大耐力の50%程度を保持した。

シリーズ2のC2000は $R=1/200$ と $R=1/100$ での繰返しによる耐力低下はあったが、 $R=1/50$ になるまで耐力が上昇した。最大耐力時以降の負勾配は比較的緩やかである。又、C2130~C2320は、開口部せん断ひびわれ以降もせん断力及び変形が増大したが、 $R=1/50$ でせん断ひびわれ増加による急激な変形を生じた。最大耐力以降の負勾配は比較的緩やかであり、 $R=1/25$ では最大耐力の50%程度を保持した。

シリーズ3での

C3000は最大耐力時までシリーズ2のC2000と同様の傾向を示したが、最大耐力時以降の負勾配はC2000よりも更に緩やかとなった。C3130~C3320は開口部せん断ひびわれ以降においてもせん断

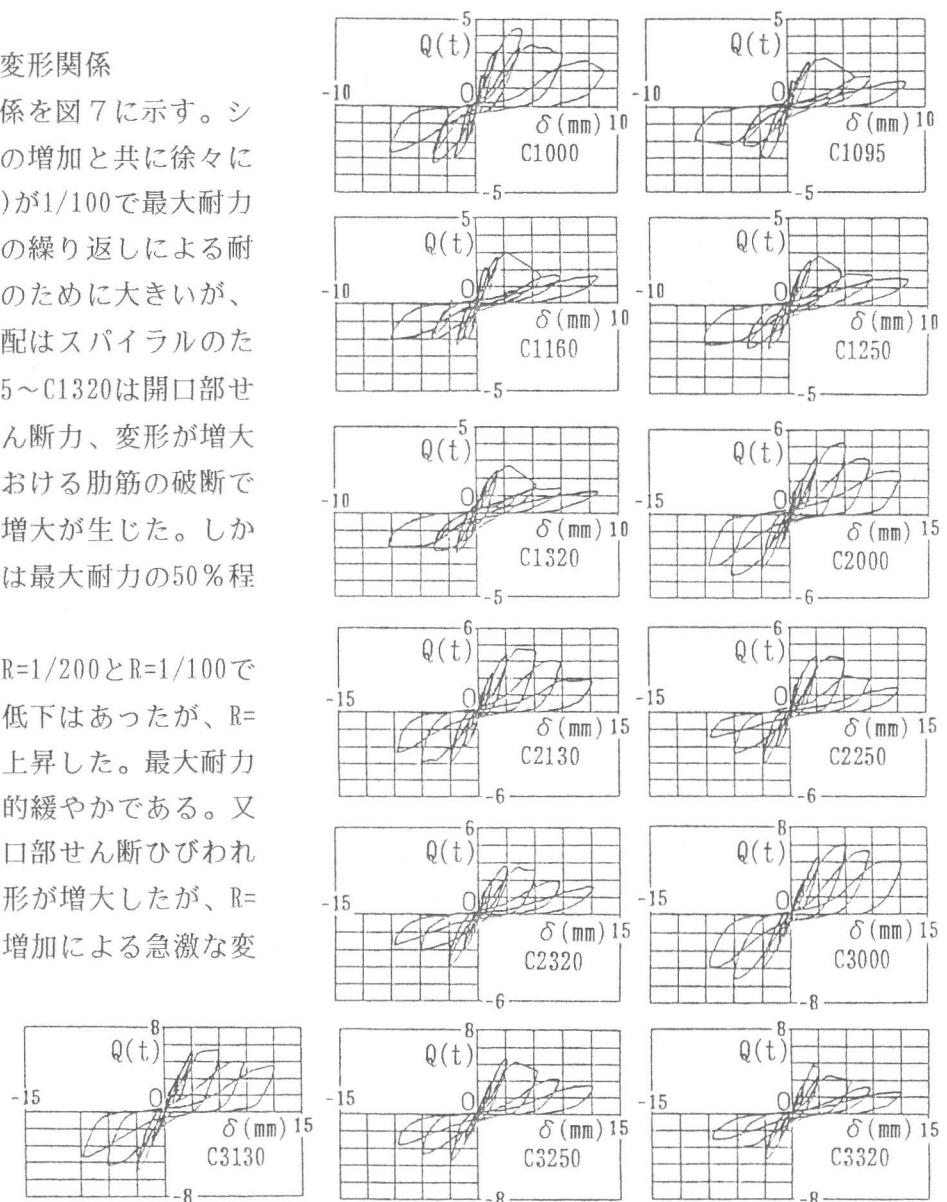


図7 セン断力-変形関係

力及び変形が増大したが、C3250とC3320は $R=1/50$ でせん断ひびわれ幅増加による急激な耐力低下と変形増大が生じた。最大耐力時以降の負勾配は孔径が大きくなるにつれて急勾配となった。

4 実験結果の検討

4.1 実験値と計算値の比較

1) 曲げひびわれ耐力の実験値と計算値を表4に示す。実験値は各シリーズともほぼ同一の耐力となっている。実験値と脚注に示す式を適用した場合の計算値では、各シリーズとも概ね良く近似している。

2) せん断ひびわれ耐力の実験値と計算値を表5に示す。脚注に示す式を適用した場合、シリーズ1のC1160を除き、実験値は*2式による無孔梁のせん断ひびわれ耐力計算値及び*1式による有孔梁のせん断ひびわれ耐力計算値と良好な近似を示した。

3) せん断終局耐力の実験値と計算値を表6に示す。脚注に示す式を適用した場合、無孔梁の実験値は、*3式による計算値と近似した。又、*4式による計算値とはC1000を除き、安全側に近似した。有孔梁の実験値は*1式による計算値より小さい値となった。*2式による計算値と実験値では

概ね良い対応を示した。又、各シリーズとも実験値と2式による計算値の比率は有孔梁の孔径が大きくなるにつれて増加する傾向を示した。

表5 せん断ひびわれ耐力一覧

	試験体 記号	実験値 (Kg)	計算値 (Kg)*1	実/計
シリーズ1	C1000	1730	1625*2	1.06
	C1095	1404	1474	0.95
	C1160	1970	1292	1.52
	C1250	1097	1040	1.05
	C1320	867	844	1.03
シリーズ2	C2000	1744	1750*2	1.00
	C2130	1450	1482	0.98
	C2250	996	1120	0.89
	C2320	906	908	1.00
シリーズ3	C3000	1708	1740*2	0.98
	C3130	1460	1474	0.99
	C3250	1104	1114	0.99
	C3320	900	904	1.00

*1 $cQ_{sc}=1.071K_1\sqrt{Fc}(M/Qd)^{K_3}(1-1.61H/D)bD$

*2 $cQ_{sh}=K_1\sqrt{Fc}(M/Qd)^{K_3}bD$

表4 曲げひびわれ耐力一覧

	試験体 記号	実験値 (Kg)	計算値 (Kg)*1	実/計	計算値 (Kg)*2	実/計
シリーズ1	C1000	797	716	1.11	834	0.96
	C1095	800		1.12		0.96
	C1160	844		1.18		1.01
	C1250	926		1.29		1.11
	C1320	854		1.19		1.02
シリーズ2	C2000	847	766	1.11	834	1.02
	C2130	803		1.05		0.96
	C2250	803		1.05		0.96
	C2320	700		0.91		0.84
シリーズ3	C3000	904		1.16		1.08
	C3130	796		1.02		0.95
	C3250	800		1.03		0.96
	C3320	800		1.03		0.96

*1 $cQ_{bc1}=1.8\sqrt{FcZe}/a$

*2 $cQ_{bc2}=(4.2+3.7Plp)bD^2/a$

表6 せん断終局耐力一覧

	試験体 記号	実験値 (Kg)	計算値 (Kg)*1	実/計	計算値 (Kg)*2	実/計
シリーズ1	C1000	4481	4777*3	0.94	2542*4	1.76
	C1095	3054	7262	0.42	3579	0.85
	C1160	2997	6565	0.46	3224	0.93
	C1250	2824	5599	0.50	2731	1.03
シリーズ2	C1320	2706	4847	0.56	2348	1.15
	C2000	5064	5692*3	0.89	4019*4	1.26
	C2130	4501	8937	0.50	4150	1.08
	C2250	3944	7436	0.53	3409	1.16
シリーズ3	C2320	3637	6560	0.55	2977	1.22
	C3000	6392	5899*3	1.08	5293*4	1.20
	C3130	5848	9677	0.60	4437	1.32
	C3250	5402	7805	0.69	3551	1.52
	C3320	4608	6943	0.66	3126	1.47

*1 $cQ_{ug}=\{0.143(1-1.61H/D)+0.22\sqrt{\Sigma FwD\cdot w\sigma_y/Fc}\}Fc b_j$

*2 $cQ_{uh}=\{0.092KuKp(180+Fc)(1-1.61H/D)/(M/Qd+0.12)+2.7\sqrt{FwD\cdot w\sigma_y}\}b_j$

*3 $cQ_{ua}=\{0.115KuKp(180+Fc)/(M/Qd+0.12)+2.7\sqrt{Fw\cdot w\sigma_y}\}b_j$

*4 $cQ_{vu}=b_j l Pw\sigma_{wy} \cot\phi + \tan\theta (1-\beta)bD \nu \sigma_R/2$

4. 2 セン断力-歪関係

せん断力・主筋歪曲線の代表的なものを図8に示す。正荷重ではせん断力の増大に伴って主筋歪が徐々に増加したが、負荷重に於いてはせん断ひびわれのみ進展するため主筋歪が増加せず、途中から圧縮歪になる状態が見られた。又、主筋はいずれの試験体も降伏歪に至らなかった。

せん断力と肋筋歪の関係を図9に示す。無孔梁の肋筋歪はいずれもせん断破壊卓越型のため、主筋に比べて非常に大きく、降伏歪以上の値を示した。有孔梁の肋筋歪は開口部より離れた部位のため小さいが、破壊状態から推察すると、開口部両側の肋筋は降伏域に達しているものと思われる。

4. 3 セン断終局強度と孔径比の関係

せん断終局強度(τ_u)と孔径比(H/D)の関係を図10に示す。シリーズ1では有孔梁の孔径比が約1/10の時、強度が無孔梁の68.2%になった。又、有孔梁の開口部が大きくなるにつれて直線的な強度低下を示した。

実験結果は広沢式による算定線に近似したが、有孔梁委員会式とはかなり異なった。シリーズ2では有孔梁の孔径比増加に伴い、概ね直線的な強度低下が見られた。実験結果はシリーズ1と同様、広沢式による算定線に近似する傾向を示した。シリーズ3では有孔梁の孔径比増加に伴って直線的な強度低下を示したが、実験結果は二つの算定線の中間に位置する結果となった。又、他のシリーズに比べてせん断ひびわれによる応力集中が少なく、強度が増大した。

4. 4 無孔梁に

対するせん断終局強度比と孔径比の関係

各試験体のせん断終局強度をコンクリート強度で割って無次元化した時の無孔梁(F_c)に対する有孔梁(F)の比率と孔径比の関係を図11に示す。シリーズ1は無

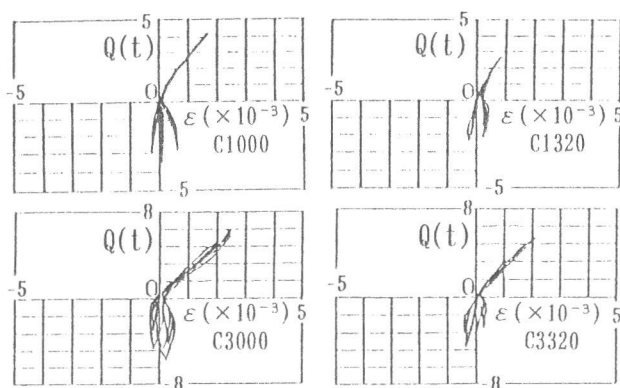


図8 セン断力-主筋歪関係

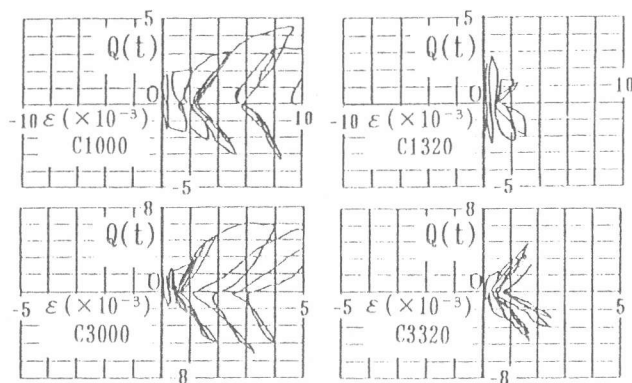


図9 セン断力-肋筋歪関係

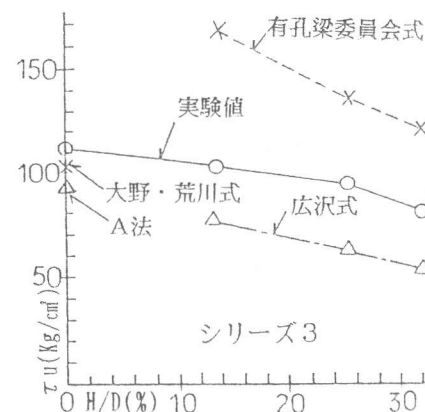
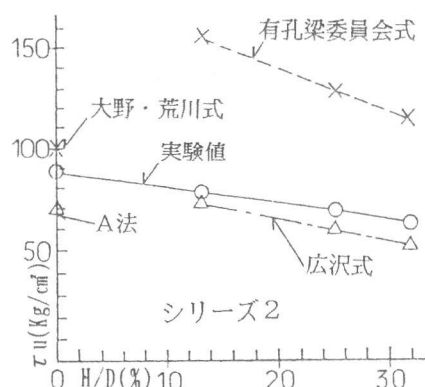
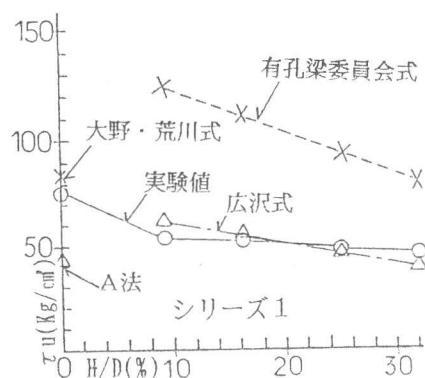


図10 セン断終局強度と孔径比の関係

孔梁に対し、有孔梁の孔径比が約1/10で32%、1/3で40%の強度比低下となった。シリーズ2、3の結果は無孔梁から有孔梁の孔径比増加に伴って類似の直線的低下となり、無孔梁に対し、有孔梁の孔径比が約1/8で10%程度、1/3で28%の強度比低下となった。

4. 5 セン断終局強度と肋筋比の関係

せん断終局強度をコンクリート強度で除して無次元化したものと肋筋比の関係を図12に示す。無孔梁及び孔径比が約1/8、1/4の場合は肋筋比が0.6%から1.2%になることによって、 $\tau u / \sigma B$ が概ね1.3倍に上昇した。また、孔径比が1/4及び約1/3の場合は肋筋比の増加に伴って $\tau u / \sigma B$ が直線的に上昇する傾向を示した。

4. 6 セン断終局強度と孔周囲せん断補強量の関係

せん断終局強度と孔周囲せん断補強量の関係を図13に示す。図中の上段の $H/D=0 \sim 1/3$ は有孔梁委員会式(A)、下段の $H/D=0 \sim 1/3$ は広沢式(B)によるものである。実験結果はシリーズ1、2が広沢式による補強効果と良好な対応を示した。

5 まとめ

縮小試験体による高強度RC有孔梁の実験を行った結果、次のような知見が得られた。

1) ひびわれ発生から破壊に至る経過は普通コンクリートの場合とほぼ同じであった。

2) 本実験に於いても肋筋の増加がせん断ひびわれ分散及びせん断耐力に好影響を与える事が十分に把握できた。

3) セン断終局強度実験値における孔径比増大及び肋筋比増加に対する定性的傾向を把握することができた。

4) 今回の実験では、ひびわれ耐力及びせん断終局強度の実験値が概ね既往の実験式や理論式と良好な対応を示したが、計算式を高強度RC有孔梁に適用するには寸法効果の問題が残る事から相似則を踏まえた検討が更に必要と考える。

[謝辞] 本研究のまとめにあたり、貴重なご意見をいただいた日本大学理工学部、村内明教授に厚くお礼申し上げます。

[参考文献]

- 1) 横尾慎一、市之瀬敏勝：高強度コンクリートを用いたRC有孔梁のせん断実験 日本建築学会大会 1992年8月
- 2) 中野清司、立花正彦、他：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断補強に関する実験的研究(その3、その4) 日本建築学会大会 1989年10月
- 3) 三橋博巳、清水泰、他：鉄筋コンクリート造有孔梁の耐震性能に関する実験研究(その7、10) 日本建築学会大会 1992年8月
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説 1990年

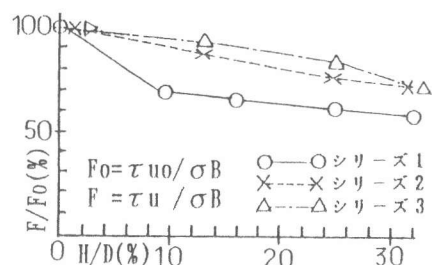


図11 無孔梁に対するせん断終局強度比と孔径比の関係

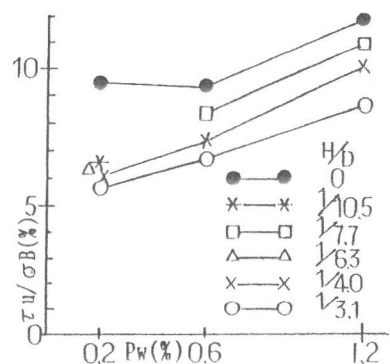


図12 セン断終局強度と肋筋比の関係

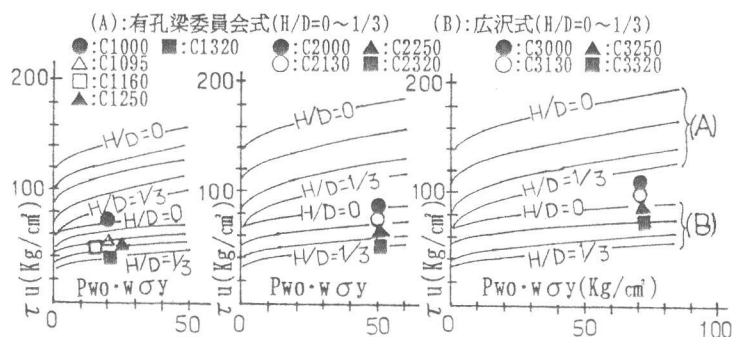


図13 セン断終局強度と孔周囲せん断補強量との関係