

報告

[2062] リング+メッシュ型補強金物を用いた RC 有孔梁のせん断実験

小林亮介^{*1}・立花正彦^{*2}・中野清司^{*3}

1. はじめに

本報告はリング筋と金網によって構成される鉄筋コンクリート（以下RCと略記）有孔梁の簡易補強材（メッシュ状補強金物；図1参照）及び孔上下部に主筋とメッシュ状補強金物との間にU字型補強鉄筋（以下U字鉄筋と略記）を用いた単孔または2連孔を有するRC有孔梁のせん断破壊実験を行い、その破壊状況、耐力及び変形状を検討し、この補強材のせん断補強効果について考察したものである。

2. 試験体

実験変数は、孔の有無、孔の大きさ、補強筋量、孔際のあばら筋量、孔の数などで、試験体数は10体である。

試験体の形状及び寸法を図2に示す。試験体の断面は $B \times D = 250 \times 400\text{mm}$ 、主筋は3-D22($P_t = 1.346\%$)とし、内法スパン1000mmの時のせん断スパン比は $M/Qd = 1.45$ とし、各試験体共通である。各試験体の実験変数の組合せを表1に示す。

主筋はSD345、あばら筋はSD295、メッシュ状補強金物はSWM-Bとし、これらの機械的性質を表2に示す。コンクリートは普通コンクリートとし、各試験体のコンクリート強度を表3に示す。

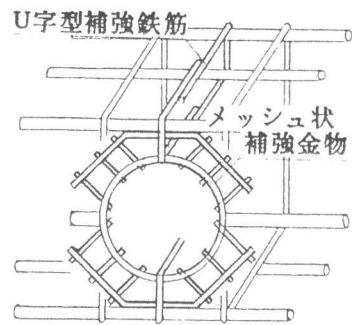
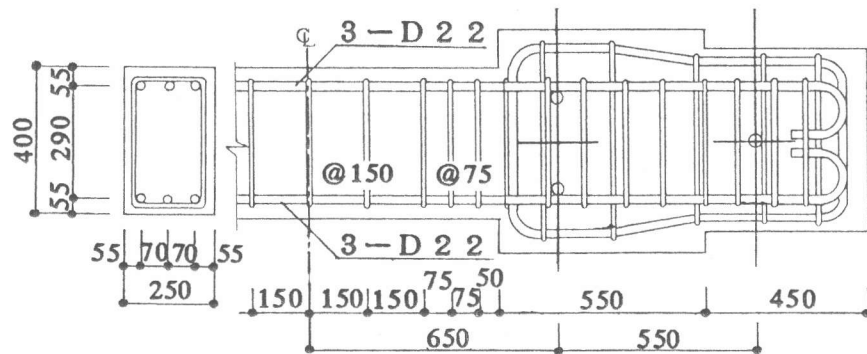
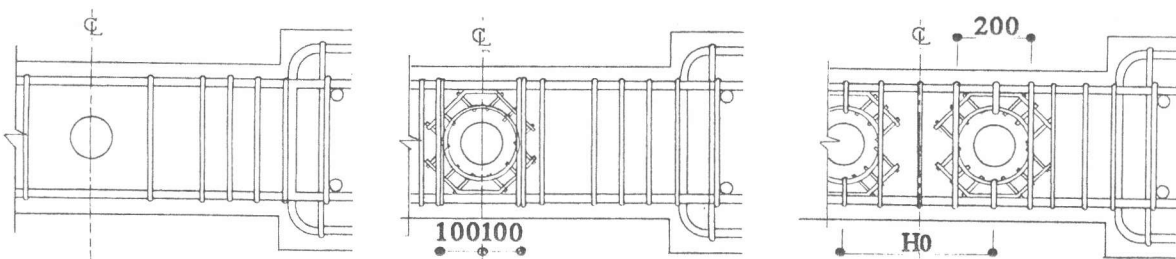


図1 補強金物



無孔梁 (No.1) 試験体



有孔無補強 (No.2)

有孔有補強 (単孔)

有孔有補強 (2孔)

図2 試験体の形状及び寸法

* 1 東京電機大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
 * 2 東京電機大学講師 工学部建築学科、博 (工) (正会員)
 * 3 東京電機大学教授 工学部建築学科、博 (工) (正会員)

3. 加力方法及び測定項目

実験方法は、図3に示す通り、連続梁形式で行い、2台のアクチュエータ(最大能力:静的75tf)で逆対称曲げモーメントを作用させる。両端部は直径600mmのピン支持とし、更に片側はローラー支持とする。アクチュエータは両端部ユニバーサルのピン支持であるため、横倒れ防止治具を取り付ける。

測定項目は各部の変位及び歪値とする。測定方法は図4に示す通り、加力スパンの曲げ及びせん断変形量(D1、D2)歪値は主筋、あばら筋及びメッシュ状補強金物を測定する。載荷条件は無孔梁試験体の長期許容せん断力として、 $(Q=bj \cdot \alpha f_s = 7.33tf)$ で正負1サイクル加力し、その後正加力方向で荷重及び変形を増大して破壊させ、大変形時($\delta = 50mm$ 程度)まで載荷する。

4. 実験結果と考察

4. 1 ひび割れ及び破壊状況

最大せん断耐力直前のひび割れ状況及び実験終了時の破壊状況の代表例を図5及び図6に示す。

・最大耐力に支配的な孔周りのひび割れは、孔部中心を通る約45度方向のせん断ひび割れ(以下45度ひび割れ)と孔上下部の接線方向に生じるせん断ひび割れ(以下接線ひび割れ)の2つである。

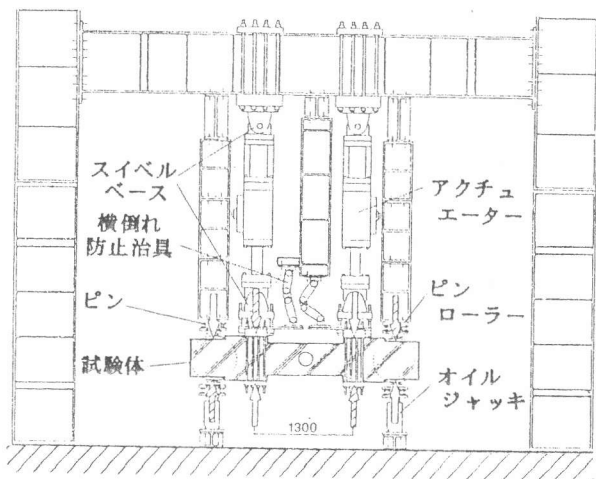


図3 加力方法

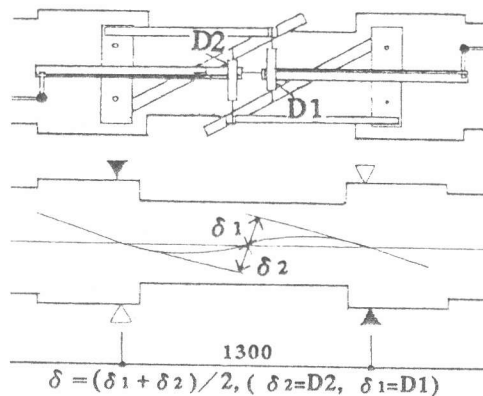


図4 測定方法

表1 各試験体の実験変数の組み合わせ

No.	孔数 (個)	孔径 H/D	孔中心 間隔 H (mm)	メッシュ状 補強金物		孔際の あばら筋		全補強 筋量 $\Sigma F_w \times \sigma_y$ (kgf/cm ²)	メッシュ状 補強金物の 形式	U字 鉄筋の 有無
				sPw (kgf/cm ²)	sPw \times σ_y (kgf/cm ²)	mPw (kgf/cm ²)	mPw \times σ_y (kgf/cm ²)			
NO.1	0	0	0	0.38	14.27	0	0	14.27	—	—
NO.2	1	0.3	0	0.00	0	0	0	0	—	—
NO.3	1	0.3	0	0.79	29.52	1.00	50.35	79.87	型式I	—
NO.4	1	0.3	0	0.79	29.52	0.67	0.67	66.84	型式I	—
NO.5	1	0.3	0	0.39	14.76	1.00	50.35	65.11	型式I	—
NO.6	1	0.3	0	0.39	14.76	1.00	50.35	65.11	型式I	有
NO.7	1	0.3	0	0.79	29.52	1.00	50.35	79.87	型式I	—
NO.8	1	0.3	0	0.39	14.76	1.00	50.35	65.11	型式II	—
NO.9	2	0.3	400	0.39	14.76	1.00	50.35	65.11	型式I	有
NO.10	2	0.3	300	0.39	14.76	1.00	50.35	65.11	型式I	有

[備考] 補強金物の
形状



表2 使用材料の機械的性質

鉄筋径及び 使用箇所	材質	断面積 (cm ²)	降伏点強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
D22(主筋)	SD345	3.871	3884	5997
D10(Str)	SD295A	0.7133	3750	5351
φ9	SWM-B	0.6377	5060	5775
φ7.5	SWM-B	0.4301	5560	6414
φ9*	SWM-B	0.6391	3554	4644
φ7.5*	SWM-B	0.4301	3181	4602

*はバット溶接を行なった部分である。
φ7.5はNO.4に、φ9は他の試験体に使用されている。

表3 コンクリート強度

試験体名	材令 (日)	強度 (kgf/cm ²)
NO.1	37	271
NO.2	39	280
NO.3	60	293
NO.4	85	298
NO.5	40	275
NO.6	86	291
NO.7	89	290
NO.8	43	275
NO.9	92	279
NO.10	93	292

有孔試験体では実験変数に関わらず各試験体ともにまず孔部中心を通る45度ひび割れが $Q=5.5\sim 6.7$ tf, ($\delta=0.21\sim 1.17$ mm)で発生する。有孔無補強試験体では、孔部中心を通る45度せん断ひび割れが主筋に沿って加力点近傍に達し最大せん断耐力に達する(破壊形式I)。有孔有補強試験体では、補強量に関わらず45度ひび割れに引続き、接線ひび割れが発生し、このひび割れが加力点近傍に達し最大せん断耐力に達する(破壊形式II)。これはメッシュ状補強金物により45度ひび割れの進展が阻止されたためと考えられる。又、2連孔でも本補強法では単孔と同じ性状を示す。ひび割れの本数は補強筋量の増加にと

もない、孔周辺に分散して発生する傾向を示す。

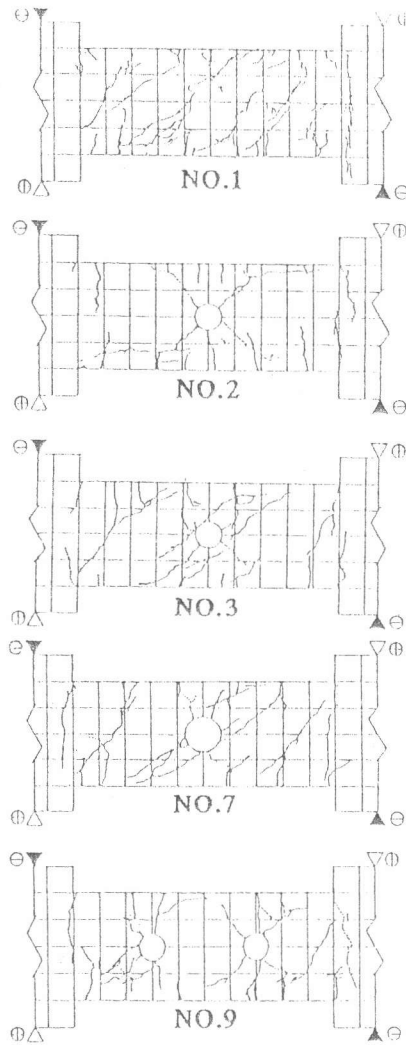


図5 最大耐力時直前のひび割れ図

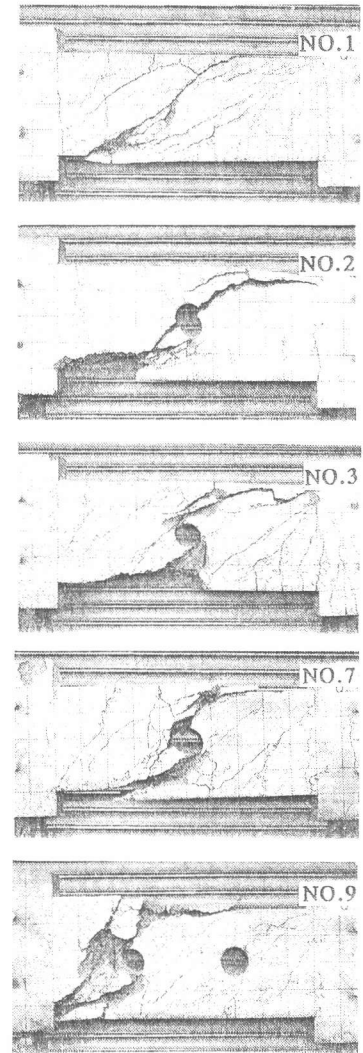


図6 実験終了後の破壊状況

各試験体の破壊形式を表4に示す。但し、NO.6, 9, 10試験体では、無孔梁の曲げ降伏時におけるせん断力の計算値¹⁾ $Q_b = M_u / \ell = 24.24$ tf (M_u :終局曲げモーメント、 ℓ :せん断スパン長)とほぼ同一にせん断破壊を、又、NO.3試験体は曲げ降伏後大変形時にせん断破壊した。

表4 実験結果

試験体名	破壊形式	孔周り各種ひび割れ発生荷重 (tf)			eQ (tf)	tQ1 (tf)	eQ/tQ1	tQ2 (tf)	eQ/tQ2
		45度	曲げ	接線					
NO.1	—	—	5.73	—	19.73	20.65	0.96	17.98	1.10
NO.2	破壊形式 I	6.73	6.73	11.03	11.03	7.52	1.47	5.90	1.87
NO.3	破壊形式 II	6.37	7.41	17.19	26.70	25.95	1.03	24.27	1.10
NO.4	破壊形式 II	6.27	6.27	18.35	22.42	24.48	0.92	22.78	0.98
NO.5	破壊形式 II	5.58	7.24	19.01	22.05	23.88	0.92	22.27	0.99
NO.6	破壊形式 II	6.05	6.77	20.43	24.26	24.15	1.00	22.48	1.08
NO.7	破壊形式 II	4.96	6.35	18.30	22.10	24.49	0.90	23.18	0.95
NO.8	破壊形式 II	5.51	3.46	18.01	20.47	22.52	0.91	21.20	0.97
NO.9	破壊形式 II	7.38	4.29	17.67	24.58	23.95	1.03	22.32	1.10
NO.10	破壊形式 II	7.18	4.90	19.77	26.18	24.16	1.08	22.49	1.16

45度: 孔部45度方向ひび割れ
 曲げ: 孔上下部曲げひび割れ
 接線: 孔上下部接線方向ひび割れ

eQ: 実験耐力
 tQ1: $M/Qd=1.450$ を使用した広沢式²⁾による理論耐力
 tQ2: $M/Qd=1.884$ を使用した広沢式²⁾による理論耐力

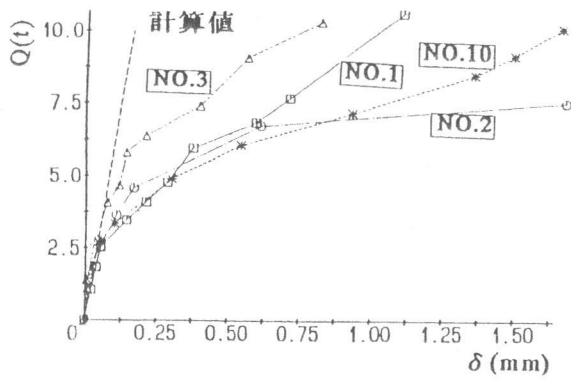
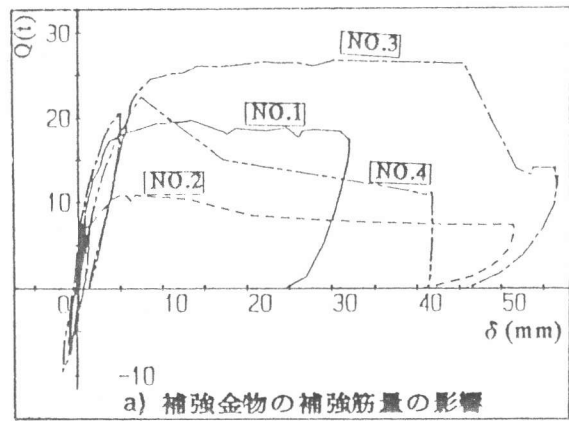


図7 初期剛性の代表例

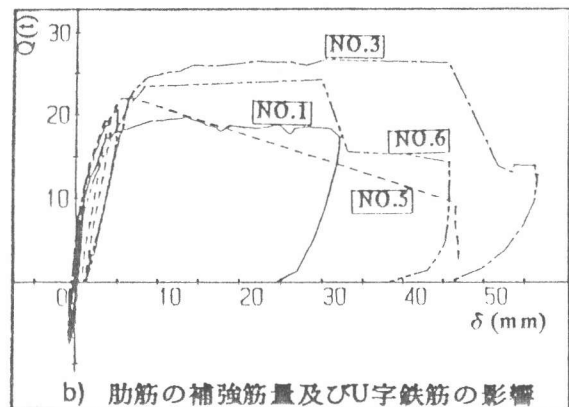
4. 2 変形状

初期剛性の代表例を図7に、又、各試験体の実験変数別に比較した荷重変形曲線を図8にそれぞれ示す。縦軸は部材に作用するせん断力(Q)、横軸は図4に示す曲げせん断変形量(δ)をそれぞれ示す。

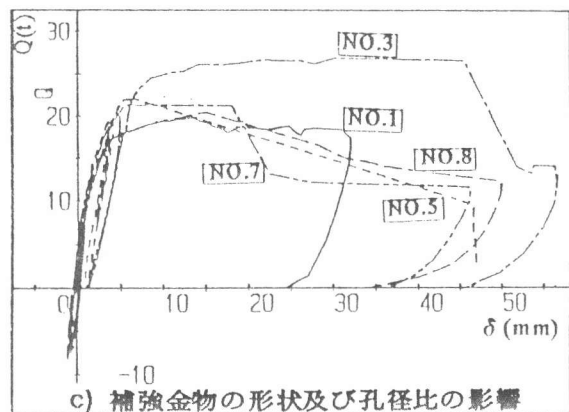
これらの図より、以下の点が明らかとなった。
 ①曲げひび割れ発生までの初期剛性は実験変数に依らずほぼ同じ性状を示す(図7)。
 ②孔周以外で発生したせん断ひび割れの発生本数が少ない試験体程せん断ひび割れ発生後の剛性は高くなる傾向を示す(図7)。
 ③せん断ひび割れの発生本数の少ない試験体ほど最大せん断耐力後耐力低下が著しくなる傾向を示す(図8 a~d)。これは、破壊面が1ヶ所に集中するためと考えられる。
 ④補強金物の形状はII(表1:備考参照)の方がIに比べ最大耐力以降の耐力低下が緩やかである(図8 c)。又、U字鉄筋を用いることにより耐力の増加及び変形状の改善が認められる。(図8 b)。
 ⑤せん断破壊先行型の試験体で、最大せん断耐力時の変形量は、補強筋量が多くなる程若干大きくなる傾向を示し、その変形量は $\delta_n = 5.26 \sim 7.45$ mm程度である(図8 a, b)。曲げ降伏直後にせん断破壊する試験体(NO. 9, NO. 10)では、最大耐力時の変形量はせん断破壊先行型の試験体より増大し、 $\delta = 11.0 \sim 14.5$ mmの範囲である。曲げ降伏後大変形時に、せん断破壊する試験体(NO. 3, NO. 6)の最大変形量は、 $\delta = 30.11$ mmと大きく、降伏変形量の約6倍である。この場合のせん断耐力と曲げ耐力の比は1.1である。



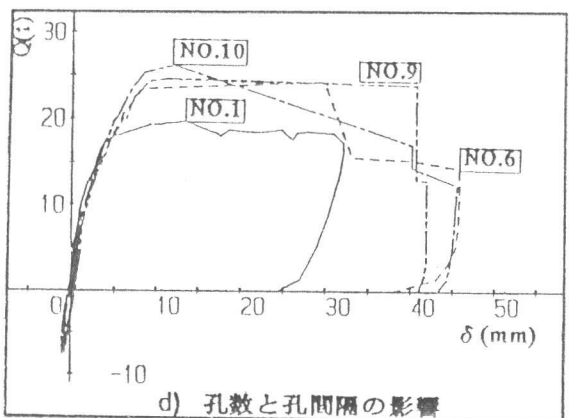
a) 補強金物の補強筋量の影響



b) 筋筋の補強筋量及びU字鉄筋の影響



c) 補強金物の形状及び孔径比の影響



d) 孔数と孔間隔の影響

図8 荷重～変形曲線

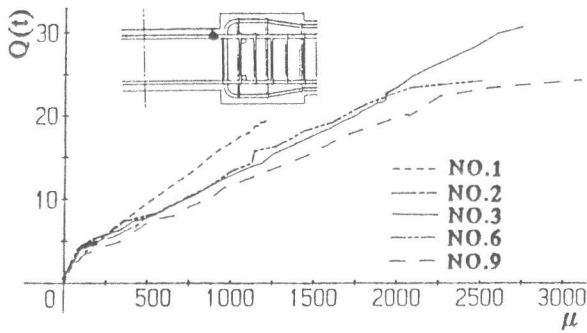


図9 主筋の歪性状

4. 3 各部の歪性状

(1) 主筋

曲げ応力の一番大きい断面の主筋の歪性状の代表例を図9に示す。NO. 3の試験体では降伏歪に達し、最大耐力時には大きく塑性域にある。このことから曲げ降伏していることが分かる。せん断破壊したNO. 1, 2, 4, 5, 7, 8試験体では降伏歪に達していない。これらの事からもNO. 3, 6, 9, 10試験体は、最大せん断耐力付近で曲げ降伏していることが分かる。

(2) あばら筋

孔際のあばら筋の歪性状を図10に示す。あばら筋はせん断ひび割れの発生により急激に引張側に増大する。特に有孔有補強試験体では孔際の接線方向ひび割れが発生すると大きく増大する傾向を示し、最大せん断耐力時にはほぼ降伏歪に達する。

(3) メッシュ状補強金物

メッシュ状補強金物各点の歪性状の代表例を図11(a)、(b)、(c)に示す。

メッシュ状補強金物で最大歪を示す位置は孔部上部位置である。NO. 6、NO. 10試験体で降伏歪に達しているが、M1での歪値は1350~2856 μ の範囲である(図11(a))。

リング筋のバット溶接部であるM5点の歪値は最大で1254 μ であり、溶接熱影響部の降伏点最低記録値3.0tf/cm²に相当する歪度1426 μ には達していない(図11(b))。補強金物のM6点の歪値はII(表1参照)の方が約1.7倍の歪値を示し、有効に働くものと考えられる(図11(c))。

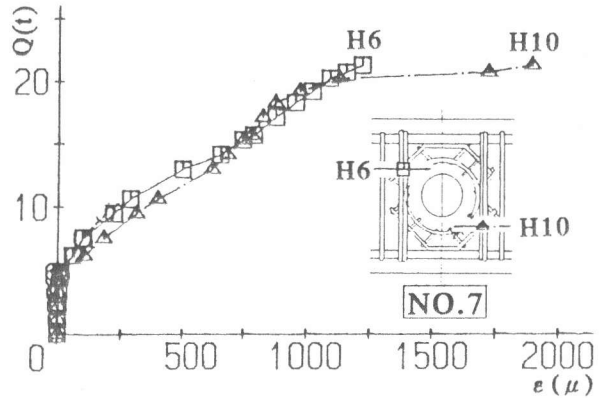
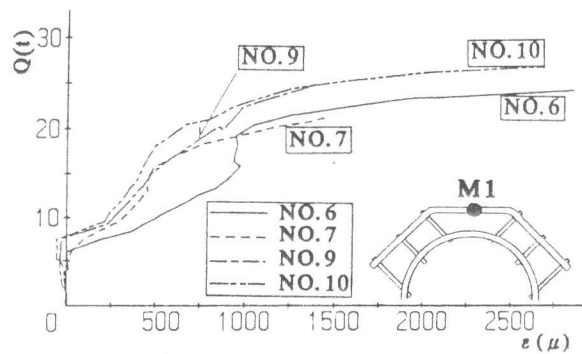
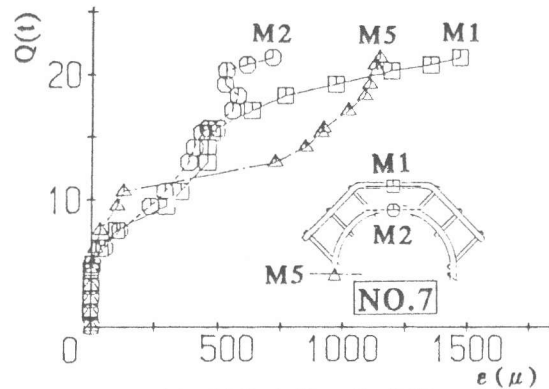


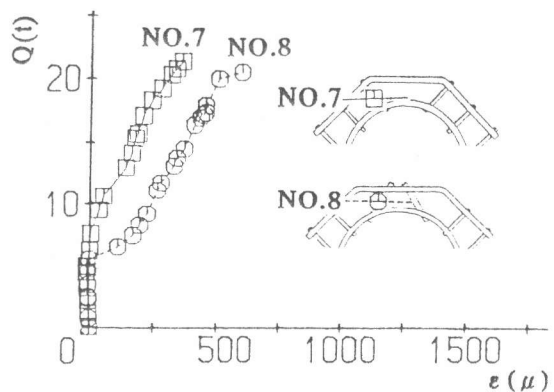
図10 孔際のあばら筋の歪性状



(a) M1における歪性状



b) 補強金物の代表例



(c) 補強金物の形状の影響

図11 補強金物の歪性状

4. 4 耐力

各試験体のひび割れ発生荷重及び最大耐力を表4に示す。又、各試験体の最大耐力と無孔梁のせん断耐力との比($E Q / c Q$)と実験変数 $\Sigma(P_w \times \sigma_y)$ との関係を図12に示す。なお、同図中に示す●は無孔梁試験体(NO.1)である。又、 $c Q$ は各試験体でコンクリート強度が相違するため、それぞれ実験時のコンクリート強度を用いた荒川min式¹⁾による計算値である。

これらの図より、 $H/D=0.2675$ の試験体で $E Q / c Q=1.21 \sim 1.46$ 、 $H/D=0.3325$ の試験体で $E Q / c Q=1.14 \sim 1.21$ となり、又 $P_w \cdot \sigma_y$ が大きくなる程この比は大きくなる傾向を示す。以上より、補強した試験体は無孔梁のせん断耐力を上回り、無孔梁と同等又はそれ以上の耐力を示すものと考えられる。

現行のせん断耐力の計算値は、修正広沢min式²⁾を用い、その結果と実験値との比較を表4に示す。最大せん断耐力の比較は単孔 $H/D=0.2675$ の試験体では $0.92 \sim 1.03$ の範囲で、 $H/D=0.3325$ の試験体では $0.90, 0.91$ 、2連孔の試験体では $1.03, 1.08$ の値となっており、本計算値にてほぼ推定できるものと考えられる。尚、No. 3, 6, 9, 10の各試験体は、最大せん断耐力は曲げ降伏耐力とほぼ一致している。

5. まとめ

メッシュ状補強金物を用いたRC有孔梁のせん断破壊先行型の実験により下記の結論を得た。

①最大耐力を支配するひび割れは、試験体により相違し、有孔無補強試験体では孔を45度方向に横切るせん断ひび割れで、有孔有補強試験体では補強筋量に関わらず孔上下部に発生するせん断ひび割れである。②孔周辺のせん断ひび割れは補強筋量が多いほど多数発生し分散する傾向にある。③2連孔試験体で孔径間隔比 $H_0/H=2.8$ 及び 3.7 (H_0 : 孔間隔、 H : 孔径)で本補強金物で補強した場合、その破壊形状は単孔と同じ性状であり、2連孔にしてもその影響は認められない。④最大せん断耐力は補強筋量が多くなるほど増大し、またU字鉄筋を用いても最大せん断耐力は増大する傾向を示す。⑤有孔有補強試験体は実験変数に関わらず無孔梁のせん断耐力を上回り、RC無孔梁と同等またはそれ以上の耐力を有するものと考えられる。

[謝辞] 本実験は松井金網(株)の委託によるものである。実験及びその資料整理に際し、本学大学院生笹谷真通、及び平成5年度卒研生石沢紀明、田川素彦、田口芳紀、根岸秀幸、根本司の各氏の協力を得た。これら各位に謝意を表す。

- [参考文献] 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988年改訂版、日本建築学会
 2) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、日本建築学会
 3) 広沢雅也、清水 泰、建築技術、1979年3月、pp.13~21

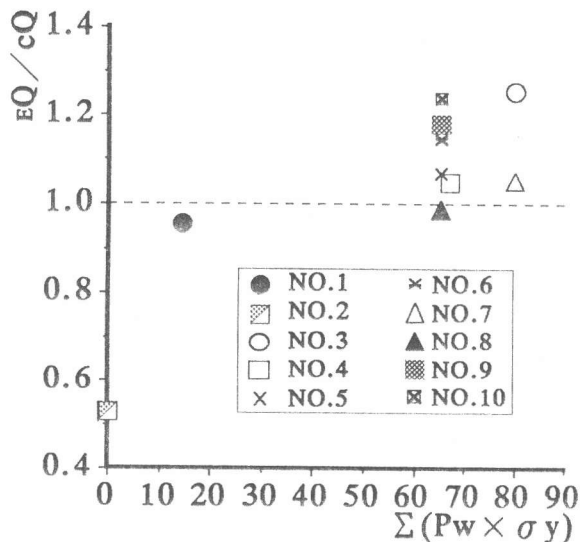


図12 補強筋量と耐力比