

## せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価

## REVALUATION OF THE EQUATION FOR SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT WEB REINFORCEMENT

二羽淳一郎\*・山田一字\*\*・横沢和夫\*\*\*・岡村 甫\*\*\*\*

By Junichiro NIWA, Kazuie YAMADA, Kazuo YOKOZAWA and Hajime OKAMURA

In the past, the equation for the shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement had been proposed, whereas the result of large-size beam tests carried out recently revealed that the nominal shear strength was inversely proportional to the fourth root of the effective depth. Taking this fact into account, the proposed equation is reevaluated and a new equation is derived. The validity of the new equation is verified by the authors using tests of large-size beams subjected to a concentrated load. Finally, suggestions concerning application of the new equation for design are mentioned.

## 1. 序 論

せん断スパンと有効高さとの比  $a/d$  が 2.5~3.0 程度以下で、斜めひびわれの発生後ただちに破壊に至るせん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度については、1980年に式(1)が提案されている<sup>1)</sup>。また、この式に基づく設計式が、土木学会『限界状態設計法指針(案)』に採用されている<sup>2)</sup>。

$$f_v = 0.20 f_c^{1/3} (1 + \beta_p + \beta_d) \cdot (0.75 + 1.4/a/d) \cdots (1)$$

ただし、 $f_v$ : 終局せん断強度 (MPa),  $f_c$ : コンクリート圧縮強度 (MPa),  $a$ : せん断スパン,  $d$ : 有効高さ,  $b_w$ : ウェブ幅,  $A_s$ : 引張鉄筋断面積

$$p_w = 100 A_s / (b_w d), \beta_p = \sqrt{p_w} - 1 \leq 0.732$$

$$\beta_d = d^{-1/4} - 1, d[m]$$

式(1)は、既往の内外の実験データより導かれたものであって、その実験データの概要を研究者別に示すと表-1 のようになる。表-1 より認められるように、それ

らのデータは  $d=0.1\sim 0.5$  m 程度で、また  $p_w \geq 0.5\%$  程度の領域に含まれるものが大部分である。特に、 $p_w < 0.5\%$  かつ  $d > 1$  m のデータは皆無に近い。

しかしながら、フーチング、カルバートなどせん断補強鉄筋を用いず、コンクリートのせん断強度  $f_v$  のみによって断面の定まる RC 構造物では、むしろ  $p_w < 0.5\%$  かつ  $d > 1$  m のケースが一般的である。

したがって、この領域における精度の良好な式が、設

表-1 既往の実験データの概要 (表中の値はパラメーターの範囲、カッコ内は平均値)

研究者	データ数	$f_c$ (MPa)	$p_w$ (%)	$d$ (m)	$a/d$
Aster	5	28~28 (27.9)	0.4~0.9 (0.62)	0.50~0.75 (0.55)	3.70
Chang	12	31~38 (33.0)	1.9~2.9 (2.36)	0.137	3.72
Diaz de Cosio	22	14~29 (23.8)	1.9~2.9 (2.18)	0.08~0.17 (0.11)	4.00
Higai	7	31~37 (32.9)	2.39	0.159	3.5~6.5 (4.36)
Kani	44	18~35 (27.3)	0.5~2.9 (2.13)	0.13~1.10 (0.39)	2.6~8.0 (4.36)
Krefeld	53	12~39 (24.6)	1.1~4.5 (3.06)	0.24~0.48 (0.26)	3.6~8.5 (5.28)
Leonhardt	18	30~35 (35.5)	1.3~2.1 (1.71)	0.07~0.60 (0.25)	3.0~5.9 (3.59)
Mathey	7	24~31 (26.2)	0.5~0.9 (0.75)	0.403	2.8~3.8 (3.37)
Mattock	6	16~41 (24.3)	1.0~3.1 (2.24)	0.254	3.0~5.4 (4.20)
Moady	24	12~41 (26.0)	0.6~2.4 (1.80)	0.26~0.27 (0.27)	2.9~3.4 (3.26)
Morrow	11	15~46 (29.3)	1.2~3.8 (2.26)	0.34~0.36 (0.35)	3.8~7.9 (4.70)
Rajagopalan	10	25~37 (26.6)	0.3~1.7 (0.75)	0.26~0.27 (0.27)	3.9~4.3 (4.14)
Taylor	35	19~37 (26.6)	0.9~2.3 (1.61)	0.22~0.22 (0.22)	3.8~4.1 (4.00)
Van den Berg	34	15~66 (34.5)	4.35	0.359	3.5~4.9 (3.78)
合計	288	12~66	0.3~4.5	0.07~1.10	2.6~8.5

注) 具体的な出典は参考文献<sup>1)</sup>を参照\* 正会員 工博 山梨大学助教授 工学部土木工学科  
(〒400 甲府市武田4-3-11)\*\* 正会員 工博 前田建設工業(株)技術研究所  
(〒355 埼玉県比企郡滑川村月輪1576-1)

\*\*\* 正会員 前田建設工業(株)技術研究所(同上)

\*\*\*\* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科  
(〒113 文京区本郷7-3-1)

計式としては望ましいことになる。式(1)はいわゆる寸法効果の影響を $\beta_d$ といった形で取り入れているが、その裏付けとなるデータは $d \leq 1\text{ m}$ のものが大部分であるので、 $d$ がそれ以上となった場合でも、式(1)によってせん断強度を精度よく推定し得るか否かについてはさらに検討していく必要があると思われる。

2. 寸法効果の影響の評価

(1) 既往のデータによる検討

しかるに、最近、わが国でこの領域の実験が行われ、この領域では $f_v$ が $d^{-1/4}$ に比例して低下していくと考えるのが妥当であるとの指摘がなされた<sup>3)</sup>。そこで、式(1)の有効高さおよび鉄筋比に関する $\beta_a, \beta_p$ の和の部分を $d^{-1/4}$ の関数形を直接的に取り入れた積の形とすることを考え、種々検討した結果、次式が適当であると判断された。

$$f_v = 0.20(p_w f_c')^{1/3} d^{-1/4} \cdot [0.75 + 1.4/(a/d)] \dots \dots (2)$$

ただし、 $p_w$ に対する制限はなし

式(1)が導かれた表-1のデータに対して、実験値と計算値とを比較した結果、288個の全データに対して、実験値と計算値との比の平均値 $\mu$ および変動係数C.V.はそれぞれ次のようになった。

式(1)  $\mu=1.00, C.V.=\sigma/\mu=9.2\%$

式(2)  $\mu=1.01, C.V.=\sigma/\mu=9.1\%$

ただし、 $\sigma$ は標準偏差

つまり、ほぼ同一の精度であった。

なお、これらの各式に共通の適合性の悪いデータを抽出して、観察したところ、Kaniのデータ<sup>4)</sup>には曲げ破壊したと推定されるデータが4個含まれていた。また、Diaz de Cossioのデータ<sup>5)</sup>は斜めひびわれ発生荷重であって、厳密には破壊荷重を意味してはいないことが認められた。そこで、これらのデータを除くこととし、また $d$ の大きいTaylorのデータ<sup>6)</sup>3個を追加し、合計265個のデータについて、再度検討を行った。その結果は次のとおりである。

式(1)  $\mu=1.01, C.V.=8.2\%$

式(2)  $\mu=1.02, C.V.=8.2\%$

この場合も、ほぼ同一の精度であることが確認された。

なお、データが特定の領域に集中していると、たとえデータ全体に対する変動係数が小さくとも式の適用性に問題が生じるおそれがある。そこで $p_w^{1/3}$ および $d^{-1/4}$ がほぼ等間隔になるように、表-2のように $p_w$ と $d$ の領域を区分して、同一区分内での平均値を、その領域を代表するものとして再度検討した。その結果17個の領域に対して、その個々の平均値の平均と変動係数は次のようになった。

式(1)  $\mu=1.02, C.V.=5.4\%$

表-2 データの分布と計算式の適合度

pw (%)	データ総数 265 個				
	d (m) 0~0.1	0.1~0.2	0.2~0.35	0.35~0.7	0.7~1.5
0 ~ 0.3			2 1.125 (10.8%) 1.144 (10.8%)		
0.3~0.7			5 0.980 (11.9%) 0.977 (12.0%)	4 0.981 (8.3%) 0.941 (6.8%)	1 1.049 (-) 0.942 (-)
0.7~1.3			27 1.031 (8.8%) 1.030 (9.1%)	6 0.985 (4.5%) 0.980 (4.9%)	
1.3~2.2	2 1.121 (0.7%) 1.085 (0.7%)	9 1.068 (6.8%) 1.061 (6.8%)	67 0.978 (9.1%) 0.969 (9.3%)	10 0.974 (4.0%) 1.010 (3.9%)	1 1.025 (-) 1.075 (-)
2.2~3.4		20 1.026 (9.9%) 1.028 (9.9%)	43 0.999 (5.6%) 1.036 (6.0%)	12 0.972 (3.8%) 1.070 (3.9%)	5 0.899 (6.9%) 1.071 (6.9%)
3.4~5.0			17 1.048 (5.7%) 1.037 (6.0%)	34 1.031 (5.7%) 0.990 (5.7%)	

注) 表の見方

データ数  
実験値/式(1)の平均値  
(内・変動係数)  
実験値/式(2)の平均値  
(内・変動係数)

表-3  $p_w, d, f_c'$ の領域ごとの算定精度

pw (%)	データ数	実験値/式(1) 平均値 (変動係数)	実験値/式(2) 平均値 (変動係数)
0 ~ 0.3	2	1.125 (10.8%)	1.144 (10.8%)
0.3~0.7	10	0.987 (9.5%)	0.959 (9.8%)
0.7~1.3	33	1.023 (8.5%)	1.021 (8.7%)
1.3~2.2	89	0.990 (8.9%)	1.009 (8.7%)
2.2~3.4	80	0.995 (7.5%)	1.041 (7.2%)
3.4~5.0	51	1.037 (5.8%)	0.989 (5.8%)

d (m)	データ数	実験値/式(1) 平均値 (変動係数)	実験値/式(2) 平均値 (変動係数)
0 ~ 0.1	2	1.121 (0.7%)	1.085 (0.6%)
0.1~0.2	29	1.039 (9.2%)	1.038 (9.2%)
0.2~0.35	161	1.002 (8.5%)	1.014 (8.6%)
0.35~0.7	66	1.004 (5.9%)	1.003 (6.2%)
0.7~1.5	7	0.939 (8.7%)	1.053 (7.3%)

f <sub>c</sub> ' (MPa)	データ数	実験値/式(1) 平均値 (変動係数)	実験値/式(2) 平均値 (変動係数)
10~20	37	0.979 (7.8%)	0.999 (7.7%)
20~30	120	0.993 (8.0%)	1.013 (8.6%)
30~40	92	1.027 (8.3%)	1.013 (8.6%)
40~50	14	1.039 (6.2%)	1.013 (5.7%)
50~60	2	1.016 (1.1%)	0.975 (1.1%)

式(2)  $\mu=1.02, C.V.=5.2\%$

なお、領域内のデータ数が2個以下となる4個の領域を無視すると、残りの13個の領域に対して、

式(1)  $\mu=1.00, C.V.=4.2\%$

式(2)  $\mu=1.01, C.V.=3.8\%$

となって、いずれの場合も両式の適合性はほぼ同じであった。

式(2)についてみると、各領域内での変動係数は3.9~12.0%の範囲であり、また4個以上データのある領域での変動係数の平均値は7.0%で標準偏差が0.023であり、データ全体の変動係数8.2%とあまり大きな差はなかった。

なお、表-3には、 $p_w, d, f_c'$ の各領域ごとに、実験値と式(1)による計算値との比、および式(2)による計算値との比を比較して示した。表-3からも、式(1)と式(2)で既往のデータに対する適合性がほぼ同程度

であることが確認される。

### (2) 低鉄筋比大型はりデータによる検討

せん断補強鉄筋を用いない RC はりが集中荷重を受ける場合、鉄筋比および有効高さの影響を  $\rho_w^{1/3} \cdot d^{-1/4}$  と積の形で表わした式 (2) と、 $1 + \beta_p + \beta_a$  と和の形で表わされた式 (1) とでは、既往の実験データに対する適合性がほとんど同程度であった。ただし、鉄筋比や有効高さの影響を表わす部分が和の形であっても、積の形であっても、既往のデータが豊富な領域、すなわち  $d \leq 1$  m かつ  $\rho_w \geq 0.5\%$  の領域においては、両式の計算値自体がほとんど異ならないことに注意する必要がある。この両式の計算値が大きく異なるのは、鉄筋比が小さく、有効高さの大きい、実用上、一方向スラブとして、せん断強度から断面厚が定まる領域においてである。

そこで、最近行われた有効高さが大きく、鉄筋比の小さいはりの実験データ<sup>3)</sup>を利用して、この両式の妥当性を検討することにした。ただし、この実験は水圧を利用して等分布荷重を作用させたものであるため、作用せん断力がスパン内で変化しており、この点について考慮する必要がある。したがって、低鉄筋比大型はりにおける両式の適合性を検討する前に、あらかじめ等分布荷重の処理方法について考察する。

## 3. 等分布荷重の処理

### (1) 井畔氏らの方法<sup>3)</sup>

井畔氏は、はりが等分布荷重を受ける場合に、Kani の考え方<sup>4)</sup>を参考にして、スパン  $l$  の  $1/4$  を集中荷重を受ける場合のせん断スパン  $a$  と等価であるとみなしている。また、破壊を引き起こす斜めひびわれの発生部位 (支点とはり下縁における斜めひびわれの発生部位との距離を  $x$  と定義している) は  $a$  の中央であると考えて、 $l/d = 12$  であることから、支点から  $x = 12d / (4 \times 2) = 1.5d$  の位置での作用せん断力とせん断耐力 ( $a/d = 3.0$  として算定) の計算値を比較している。また、これを裏付けるものとして、実験より観測される  $x$  がほぼ  $1.5d$  となっていることを指摘している。

### (2) 多数の集中荷重に分割する方法

この井畔氏らの方法はきわめて簡便ではあるが、等分布荷重を受ける場合のスパンの  $1/4$  が集中荷重を受ける場合のせん断スパンに等価であることや、またその  $1/2$  が破壊を引き起こす斜めひびわれ発生部位であることの合理的な説明が困難である。また、仮にスパンの  $1/4$  がせん断スパンに等価であるとするならば、作用せん断力もその仮定に基づいて算出すべきではないかとも思われる。いずれにせよ、スパンと有効高さとの比  $l/d$  を実験シリーズを通じて一定としていることもあって、 $x$  を  $l/8$  と評価することの普遍性を確認することができな

い。

そこで、1つの解析的なアプローチとして、等分布荷重を多数の集中荷重に分割して置き換える方法を試みた。

すなわち、最初にはりに単位の等分布荷重  $w=1$  が作用している状態を考える。次に、この単位の等分布荷重を多数の集中荷重の集合であると考えて、スパンを有限個の区間に分割し、それぞれの区間に作用する等分布荷重の合計に等しい集中荷重を各区間の中心に作用させる。

このようにして得られた1個の仮想の集中荷重に対して、作用せん断力図を描く。そして、支点付近ならびに荷重作用点付近でのはりのせん断強度の上昇分を、見掛け上作用せん断力の低減によって考慮することにし、描かれた作用せん断力図をもとに作用せん断力の低減を行う。

ここで用いる低減関数には、荷重と支点間の距離に応じて、はりの破壊モードが斜め引張破壊モードからディープビーム的な破壊モードへと変化することを考慮して、両破壊モードに対応できるものを選んでおく。

荷重作用点と支点間のせん断スパンでは、荷重と支点反力の両方の影響が組み合わさると考え、小数本の杭に支持されたフーチングのせん断強度を検討する場合の石橋氏らの方法<sup>7)</sup>を参考にして、その両者の影響を平均して考慮することにした。

今回の場合、荷重の対称性から、破壊が起きるせん断スパンはいずれの支点側と仮定してもよいが、これをたとえばスパンの左側と仮定すれば、左支点近傍の仮想の集中荷重によるせん断力のうち、右側の支点と仮想の集中荷重間のせん断力 (負のせん断力) はこの破壊パターンに対してはむしろ好影響を与え、せん断強度を増加させる方向に作用すると考えられる。したがって、本手法では集中荷重と左支点間のせん断力 (正のせん断力) のみを低減することとし、集中荷重と右支点間のせん断力 (負のせん断力) はそのままの値を用いることにした。

以上のようにして個々の仮想の集中荷重に対して得られる低減された作用せん断力図を、すべての仮想の集中荷重に対して加算する。加算された全体としてのせん断力図中で最も大きいせん断力 (正のせん断力) の値を  $V_{\max}$  とする。

最後に、式 (1) あるいは式 (2) で、式中の  $a/d$  の関数部分  $F(a/d)$  を 1 とした基本せん断耐力  $V_{co}$  を計算して  $V_{co}/V_{\max}$  を求め、この値をせん断破壊時の等分布荷重の計算値  $w_{cal}$  とする。

数値計算にあたり、スパン分割数の増加による計算値の変化を検討したが、分割数を 50 程度にとれば、ほぼ計算値が一定値に漸近することが認められたので、本手

法においては、スパンを50等分して計算を行うことにした。以上の計算のフローを図一に模式的に示す。

低減関数  $\beta_x$  の値は、支点からの影響を考慮する  $\beta_{x1}$  と荷重からの影響を考慮する  $\beta_{x2}$  の平均値とした。この値を前述の正のせん断力のみに乗じて、低減された作用せん断力を求める。また、これらの各  $\beta_{xi}$  は破壊モードの変化に適応できるように定める。

この場合、支点からの影響と、荷重からの影響は同様に表わし得ると仮定し、各  $\beta_{xi}$  は着目するせん断スパン内の位置と支点あるいは荷重からの距離  $x$  (絶対値) のみによって定まるとした。

具体的には、式(1)あるいは式(2)の  $a/d$  の関数形  $F(a/d) = 0.75 + 1.4/(a/d)$  を参考とし、これが1となる  $a/d = 5.6$  の場合を目安に、支点あるいは荷重からの距離  $x$  が  $5.6d$  の半分の  $2.8d$  以上となったときに各  $\beta_{xi}$  が1.0となるとした。  $x$  が  $2.8d$  未満となったときには、破壊モードに応じてその関数形を式(1)あるいは式(2)におけるものから、ディープビーム的な破壊に対応する関数形と変化させた。なお、この方法によれば、集中荷重を受ける場合についても、せん断強度を適切に評価することが可能である。

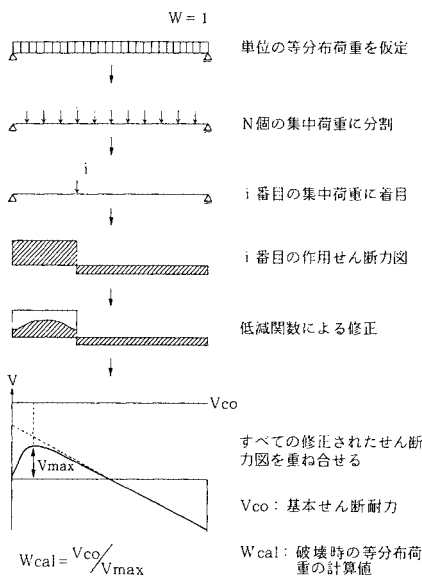
以上より、個々の作用せん断力図に乗じるべき低減係数  $\beta_x$  は次のようになる(図-2)。

$$\beta_x = (\beta_{x1} + \beta_{x2}) / 2 \dots\dots\dots (3)$$

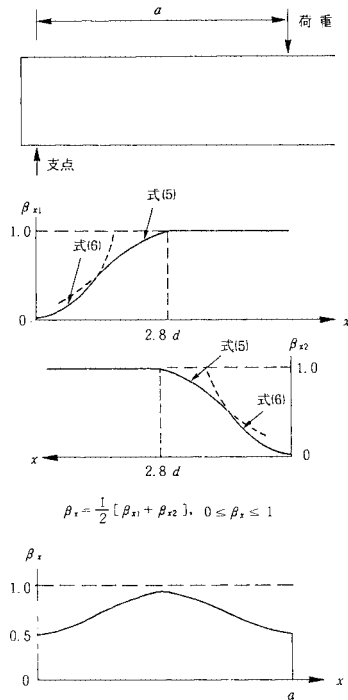
ただし、

$$2.8d \leq x \quad \beta_{xi} = 1 \dots\dots\dots (4)$$

$$0 \leq x < 2.8d \quad \beta_{xi} = \frac{1}{0.75 + 1.4/(2x/d)} \dots\dots\dots (5)$$



図一 集中荷重分割方法の計算手順



図二 低減係数  $\beta_x$

あるいは

$$\beta_{xi} = 0.21 f_c'^{-1/6} \cdot [1 + (2x/d)^2] \dots\dots\dots (6)$$

のうちのいずれか小さい方

なお、この場合、ディープビーム的なせん断破壊強度は次式により算定できるものとした。

$$f_v = \frac{0.94 f_c'^{1/2} p_w^{1/3} d^{-1/4}}{1 + (a/d)^2} \dots\dots\dots (7)$$

式(6)は、基本的なせん断強度  $f_{v0} = 0.20 f_c'^{1/3} p_w^{1/3} d^{-1/4}$  を式(7)により除することにより得られるものである。

(3) 両方法によるせん断強度の算定結果

理想的な等分布荷重を作用させた実験としては、Leonhardtによるものが有名である。そこで、各算定方法の妥当性を検証するために、Leonhardtのデータ<sup>8)</sup>を用いて検討することにした。

表一4は井畔氏らによる方法と、集中荷重に分割する方法の両計算結果を実験値と比較して示したものである。なお、比較のため式(1)、式(2)のいずれにつ

表一4 等分布荷重を受ける小型はりのせん断強度の算定

供試体	d (m)	p <sub>w</sub> (kg)	ε/d	f <sub>c</sub> ' (MPa)	井畔氏らの方法 実験値/計算値		集中荷重分割法 実験値/計算値	
					式(1)	式(2)	式(1)	式(2)
14/1	0.273	2.04	11.0	33.0	1.04	1.08	1.10	1.13
14/2	0.273	2.04	11.0	33.0	1.04	1.08	1.10	1.14
15/1	0.272	2.05	14.7	35.0	1.01	1.05	1.05	1.08
15/2	0.273	2.05	14.7	35.0	1.08	1.11	1.11	1.15
16/1	0.273	2.04	18.3	34.5	1.09	1.13	1.12	1.16
16/2	0.274	2.04	18.2	34.5	1.09	1.13	1.12	1.15
17/2	0.274	2.04	21.9	32.4	1.07	1.11	1.08	1.11

注) Leonhardtらのデータ<sup>8)</sup>、圧縮強度は f<sub>c</sub>' = 0.85β<sub>x</sub> で換算

いても計算を行っている。

表一4によれば、井畔氏らの方法によっても、等分布荷重を集中荷重に分割する方法によっても、実験値と計算値の比のばらつきは小さく、またその平均値もほぼ許容される範囲内にある。また、式(1)と式(2)では若干式(2)による計算値の方が小さい傾向にある。なお、このデータは  $f_c$  が 32.4~35.0 MPa、 $p_w$  が約 2%、 $d$  が約 27 cm で  $l/d$  が 11~22 程度のものである。

#### 4. 低鉄筋比大型はりデータに基づくせん断強度式の検証

##### (1) 分布荷重の場合

等分布荷重を受ける小型供試体に対して、分布荷重を集中荷重に分割する方法により、ほぼ妥当な精度でせん断強度が推定できたので、引き続きこの方法を等分布荷重を受ける低鉄筋比大型はりに適用し、せん断強度の実験値と比較することにした。その結果を表一5に示す。

表一5によれば、低鉄筋比大型はりでは実験値と計算値がかなり異なることが認められる。式(1)の場合、実験値と計算値との比は 0.81~1.18 の範囲である。このうち、実験値と計算値との比が 0.81 となる KS-4 供試体は  $d$  が 1 m で粗骨材の最大寸法 (MS) が 10 mm のものであり、MS が 25 mm である以外は KS-4 と同一である KS-5 供試体に比較して、約 10% 程度強度が低下している。これは骨材のかみ合せ作用の低下に基づくと考えられるので、一応このデータを除外してみると、実験値と計算値との比は 0.93~1.18 となり、ほぼ妥当な精度で算定できているといえる。しかしながら、計算結果を詳細にみれば、実験値と計算値との比が有効高さの増加に伴って相対的に増加していく状態が明らかに認められる。つまり、式(1)で考慮されている寸法効果の影響は実際に比べると少し過大であり、有効高さの増加に伴い、その程度が拡大されていくことになる。

一方、式(2)の場合は、式(1)にみられるような有効高さの変化に伴う実験値と計算値との比の変動はなくなっているものの、その値自体が 0.79~0.86 と小さく、実験値を幾分過大評価する傾向が認められる。結局、両式とも十分に精度よく実験値を算定しているとはいえない。

式(2)は集中荷重を受ける場合には、 $d=1$  m 程度

の比較的有効高さの高いはりに対しても適合性は悪くはなかった。しかし、この等分布荷重を受ける低鉄筋比大型はりのデータに対しては、その算定に若干の問題が残る。

すでに述べたように式(1)と式(2)とでは、既往の実験結果の大多数については、ほとんど差は与えないが、実際にこれらの式が適用されていく領域、たとえば  $d=3$  m、 $p_w=0.4\%$  の場合では大幅に異なる(式(2)は式(1)の約 1.4 倍の値となる)ということである。

このように、実験値と計算値との差が大きくなる原因としては、計算値側の問題として、まず式(1)や式(2)の精度、さらには等分布荷重の処理方法の妥当性などが考えられる。ただし、低鉄筋比大型はりであるがゆえに、実験値自体についても若干の誤差を含んでいる可能性がある。

たとえば、この大型はりの実験では、載荷時間が 1 ステップ当たり約 30 分(載荷 10 分、測定 20 分)と長く、かつ荷重を保持して測定を続けている間に破壊に至っている。破壊までの荷重ステップ数は等間隔で約 12 回程程度であり、もし順調に加力を続ければ、さらに 1 ステップ程度(約 10% 弱)は強度が増加する可能性がある<sup>9)</sup>。

いずれにせよ、等分布荷重の処理方法の影響が大きいと考えられるので、等分布荷重による不明確な部分を取り除くためにも、新たに集中荷重を受ける低鉄筋比大型はりのせん断破壊実験を行うことにした。

##### (2) 集中荷重載荷実験

供試体の形状・寸法および鉄筋の配置を表一6および図一3に示す。供試体は全部で 4 体である。No.1、No.2 は有効高さ  $d=2$  m で鉄筋比  $p_w$  はそれぞれ 0.28% または 0.14% である。No.3、No.3-CR はいずれも  $d=1$  m で  $p_w=0.14\%$  であり、このうち No.3-CR には、あらかじめ曲げびわれを発生させておき、曲げびわれの存在がせん断強度に及ぼす影響を検討することにした。

また、せん断破壊に先行して曲げ破壊を生じないように主鉄筋には降伏点の高い異形 PC 鋼棒(ゲビンデスターブ)を使用した。なお当然スパン内にはせん断補強を行っていない。鉄筋の定着部にはアンカプレートで固定し、さらに定着部補強のためにスターラップを配置した。このゲビンデスターブは住友電工(株)

表一5 等分布荷重を受ける低鉄筋比大型はりのせん断強度の算定

供試体	d (m)	p <sub>w</sub> (%)	l/d	f <sub>c</sub> (MPa)	井畔氏らの方法		集中荷重分割法	
					実験値	計算値	実験値	計算値
					式①	式②	式①	式②
KS-3	0.60	0.42	12.0	21.1	0.88	0.81	0.93	0.86
KS-4	1.00	0.40	12.0	27.2	0.77	0.66	0.81	0.69
KS-5	1.00	0.40	12.0	21.9	0.92	0.79	0.97	0.83
KS-6	2.00	0.40	12.0	28.5	0.99	0.75	1.04	0.79
KS-7	3.00	0.41	12.0	24.3	1.11	0.79	1.18	0.84

表一6 集中荷重を受ける低鉄筋比大型はり供試体の諸元

供試体	全長 L (m)	スパン長 l (m)	桁高 h (m)	有効高さ d (m)	はり幅 bw (m)	主鉄筋断面積 A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	主鉄筋比 p <sub>w</sub> (%)	備考
No.1	13.5	12.0	2.1	2.0	0.6	33.24 φ 23-8本	0.28	
No.2	13.5	12.0	2.1	2.0	0.6	16.62 φ 23-4本	0.14	
No.3	7.0	6.0	1.1	1.0	0.3	4.15 φ 23-1本	0.14	
No.3-CR	7.0	6.0	1.1	1.0	0.3	4.15 φ 23-1本	0.14	曲げびわれ導入

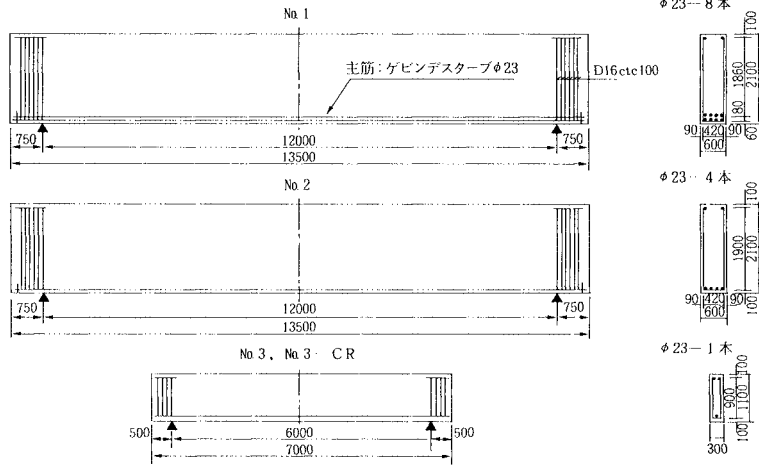


図-3 各供試体の形状寸法

より提供を受けたものである。

コンクリートは全供試体とも共通の配合とした。粗骨材の最大寸法は 25 mm である。その配合を表-7 に示す。

主鉄筋は、前述のゲビンデスターブ  $\phi 23$  である。その降伏点、引張強度、弾性係数および支圧面積係数<sup>10)</sup>は表-8 に示すとおりである。ゲビンデスターブはねじしバーであるが、支圧面積係数が 0.068 であり、通常の異形鉄筋の支圧面積係数が 0.06 前後であることからみて、通常の異形鉄筋と同程度の付着性能を有するものと判断される。

試験体はすべて側面を上下面として横打ちとした。No. 1, No. 2 の供試体は 1 層 30 cm として 2 層打ち、No. 3, No. 3-CR の供試体は 1 層打ちとし、高周波パイププレートにより十分に締め固めた。打設終了後は 5 日間保温シートにより撒水保温養生した。

載荷方法は、せん断スパン比  $a/d=3.0$  の中央 1 点載荷である。No. 1, No. 2 の供試体は、側面を下にして水平にしたまま、反力壁を利用して載荷した。供試体は受け架台に載せられており、供試体と受け架台との間の摩擦拘束を除去するために、架台と供試体との間に多数のベアリングボールをおいて鋼板を載せ、鋼板と供試体

との間にはテフロンシートを敷いた。また、載荷点および支点では、それぞれ長さ 13 cm, 10 cm の支圧板をはり幅いっぱいを使用して載荷した。摩擦拘束が除去できているか否かを調べるために、パンタグラフ・ジャッキを用いて供試体を動かしてみたが、自重約 390 kN の供試体が 5 kN 以下の水平力で受け架台の上を滑るように動くことが認められたので、摩擦拘束はほぼ完全に除去できているものと考えられる。この載荷方法を図-4 に示す。

No. 3, No. 3-CR の供試体は、はり試験機を用い、供試体を鉛直に支持し、載荷点および支点とも長さ 6.5 cm の支圧板をはり幅いっぱいを使用して載荷した。

載荷サイクルは次に示すサイクルを基本とした。

- 第 1 サイクル 0 kN → 曲げひびわれ発生 → 0 kN
- 第 2 サイクル 0 kN →  $\tau = V / (b_w d) = 0.392 \text{ MPa}$  (4 kgf/cm<sup>2</sup>) に達するまで → 0 kN
- 第 3 サイクル 0 kN → 破壊まで

載荷中に適宜荷重を保持して、主鉄筋ひずみ、圧縮部コンクリートひずみ、はりの横方向変位を測定し、また

表-7 使用したコンクリートの配合

骨材の最大寸法 (mm)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	スラブ厚 (cm)	C (kg)	W (kg)	S (kg)	C (kg)	混和剤 (kg)
25	4	43.4	12 ± 1	322	177	880	1023	ポゾリス No.70 3.45

表-8 異形 PC 鋼棒 (ゲビンデスターブ) の特性

呼び名	公称径 (mm)	公称断面積 (cm <sup>2</sup> )	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	支圧面積係数
$\phi 23$	23	4.155	999	1130	$2.01 \times 10^4$	0.068

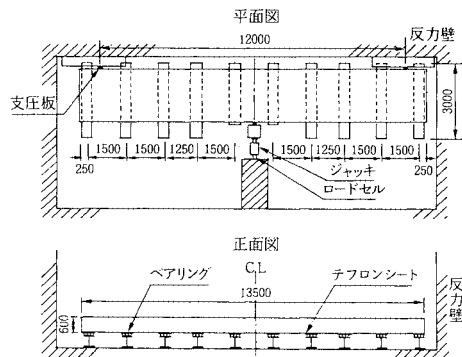


図-4 No. 1, No. 2 の載荷方法

同時にひびわれ発生状況を観測した。使用した各測定計器の配置位置を図-5に示す。

No.3-CRは、載荷前にあらかじめ曲げひびわれを導入した供試体である。曲げひびわれは図-6に示すように、はりとH鋼でラーメンを組み、H鋼の端部間に引張力を加えることにより、はり部分に一定の曲げモーメントを作用させて導入したものである。この際、はりは水平に保たれ、受け架台の上に載せてある。また、はりの引張縁には0.25dピッチで高さ1cmのスリットを設け、曲げひびわれが入りやすいようにしてある。このようにして導入された曲げひびわれを図-7に示す。

(3) 実験結果の概要

実験結果として、コンクリートの圧縮強度、弾性係数、曲げひびわれ発生荷重、最大荷重および破壊モードを表-9に、また破壊後の各供試体の状況を図-8に示す。

a) No.1 供試体 ( $l=12\text{ m}$ ,  $d=2\text{ m}$ ,  $p_w=0.28\%$ )

荷重  $P=706\text{ kN}$  (せん断応力度  $\tau=0.294\text{ MPa}$ ) 時に、中立軸まで達するような曲げひびわれが、大きな破裂音

とともに、はりの中央部付近に一気に発生した。

2サイクル目は、 $P=588\text{ kN}$  ( $\tau=0.245\text{ MPa}$ ) から曲げひびわれが発生して順次増加していき、最終的にははり下縁の支点から1.5d付近に  $P=784\text{ kN}$  ( $\tau=0.327\text{ MPa}$ ) で発生した斜めひびわれが進展し、 $P=804\text{ kN}$  ( $\tau=0.335\text{ MPa}$ ) で荷重を停止して測定中に急激に破壊に至った。

b) No.2 供試体 ( $l=12\text{ m}$ ,  $d=2\text{ m}$ ,  $p_w=0.14\%$ )

荷重  $P=627\text{ kN}$  ( $\tau=0.261\text{ MPa}$ ) 時に、ほぼ中立軸に達するような曲げひびわれがはりの中央部に発生した。この最初の曲げひびわれの発生状況はNo.1とほとんど同様であった。

2サイクル目は、 $P=529\text{ kN}$  ( $\tau=0.221\text{ MPa}$ ) から曲げひびわれが発生しはじめたが、No.1と比較すると曲げひびわれが発生する領域が狭く、最初に発生したはり中央部の曲げひびわれの近傍に集中していた。また、ひびわれ本数も少なかった。

破壊は、はり下縁の支点から2d付近に  $P=764\text{ kN}$  ( $\tau=0.319\text{ MPa}$ ) で発生した斜めひびわれが急激に進展して破壊に至った。なお、No.1, No.2ともに2サイクル目の本来の目標値である  $\tau=0.392\text{ MPa}$  に達する以前に破壊に至った。

c) No.3 供試体 ( $l=6\text{ m}$ ,  $d=1\text{ m}$ ,  $p_w=0.14\%$ )

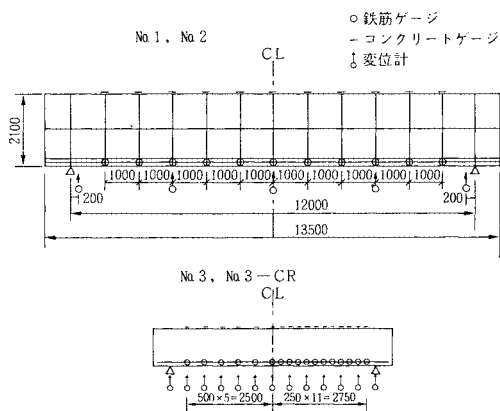


図-5 測定計器の配置

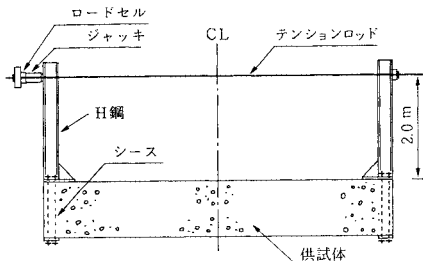


図-6 曲げひびわれ導入方法

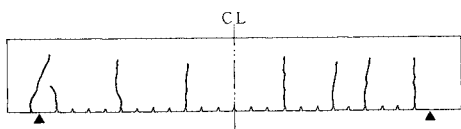


図-7 曲げひびわれ導入状況 (No.3-CR)

表-9 実験結果の概要

供試体	コンクリート		曲げひびわれ発生荷重 kN	最大荷重 kN	破壊モード
	圧縮強度 MPa	弾性係数 MPa			
No.1	28.0	$2.60 \times 10^4$	706	804	斜め引張破壊
No.2	27.1	$2.38 \times 10^4$	627	764	斜め引張破壊
No.3	25.4	$2.50 \times 10^4$	96*	204*	斜め引張破壊
No.3-CR	25.4	$2.50 \times 10^4$	—	311*	曲げ引張破壊

\*: No.3, No.3-CRは自重を含まない値

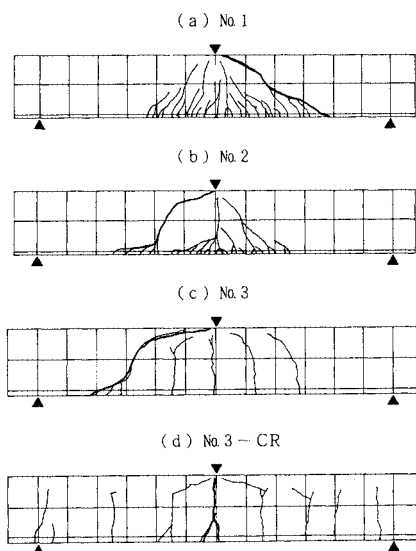


図-8 破壊後の各供試体の状況

荷重  $P=98 \text{ kN}$  ( $\tau=0.163 \text{ MPa}$ ) 時 (自重を含まず, 以下同様) に中立軸まで達するような曲げひびわれがスパンの中央に発生した。2 サイクル目では, 曲げひびわれが順次増加していったが, ひびわれ間隔は No. 2 と比較した場合に規則的であり, 載荷点から左右に  $1.5 d$  の範囲内にはほぼ  $70 \text{ cm}$  ( $0.7 d$ ) ピッチで発生した。

破壊は, はり下縁の支点から  $1.5 d$  付近に  $P=204 \text{ kN}$  ( $\tau=0.340 \text{ MPa}$ ) で発生した斜めひびわれが急激に進展して破壊に至った。

この供試体も, No. 1, No. 2 同様,  $\tau=0.392 \text{ MPa}$  に達する以前に破壊した。

d) No. 3-CR 供試体 ( $l=6 \text{ m}$ ,  $d=1 \text{ m}$ ,  $p_w=0.14 \%$ , 曲げひびわれあり)

あらかじめ桁高の  $2/3$  程度まで曲げひびわれを導入しておいた本供試体は, 他の供試体とは著しく異なった挙動を示した。

荷重  $P=108 \text{ kN}$  ( $\tau=0.180 \text{ MPa}$ ) 時 (自重を含まず, 以下同様) に事前に曲げひびわれの発生していなかったはり中央部から, 曲げひびわれが発生しはじめた。  $P=147 \text{ kN}$  ( $\tau=0.245 \text{ MPa}$ ) 程度から, 事前に導入しておいた曲げひびわれの先端部から斜めひびわれが発生しはじめ, 荷重の増加とともにわずかず進展したが, 急激に進展していくことはなかった。中央部に発生した曲げひびわれは荷重の増加とともにしだいに進展していき, 最終的に  $P=311 \text{ kN}$  ( $\tau=0.518 \text{ MPa}$ ) 時にはり中央部の曲げひびわれ幅が急激に拡大していくとともに, 載荷点付近のコンクリートが圧壊し, 破壊に至った。

なお, はり下縁の支点から  $1.5 d$  付近に曲げひびわれが存在していたが, これがせん断破壊を誘発することとはなかった。

#### (4) 実験結果に対する考察

##### a) 曲げひびわれ発生荷重について

曲げひびわれ発生荷重は, 有効高さが大きいことを考え, 主鉄筋の影響を考慮して弾性理論より求めることにした。

表一10 に示されるように, No. 1 および No. 2 では, 主鉄筋の影響を考慮して弾性理論より求めた曲げひびわれ発生荷重は, 鉄筋を無視した場合よりも, それぞれ約 7%, 4% 程度大きくなり, ほぼ妥当な精度で実験値を推定していることが認められる。

なお, No. 3 については, 供試体の単位重量を  $w=24.5 \text{ kN/m}^3$  として自重の影響を考慮し, 曲げひびわれ発生荷重を求めたものの, 鉄筋を考慮または無視したいずれの場合も実験値に比較してかなり大きめの計算値となった。この原因としては, No. 3 は No. 1 や No. 2 に比較して, 撒水保温養生終了後, 載荷までの経過時間が長かったために, 乾燥収縮の影響を受けていたことが考

表一10 曲げひびわれ発生荷重の算定

供試体	実験値 Per kN	主鉄筋を考慮 した計算値 Per1 kN	主鉄筋を無視 した計算値 Per2 kN	$\frac{\text{Per}}{\text{Per1}}$	$\frac{\text{Per}}{\text{Per2}}$
No. 1	706	668	625	1.06	1.13
No. 2	627	635	613	0.99	1.03
No. 3	122 *	165	161	0.74	0.76

\* : 自重の影響を補正した値

表一11 式 (1) および式 (2) によるせん断破壊荷重の算定

供試体	破壊荷重 P kN	式(1)の計算値 Pcal1 kN	式(2)の計算値 Pcal2 kN	曲げ耐力 Pr kN	$P/Pcal1$	$P/Pcal2$
No. 1	804	651	972	2350	1.23	0.83
No. 2	764	374	762	1210	2.04	1.00
No. 3	227 *	160	221	303	1.42	1.03
No. 3-CR	334 *	160	221	303	(2.09) 以上	(1.51) 以上

\* : 自重の影響を補正した値

えられる。実際に, 養生終了後, ただちに曲げひびわれを導入した No. 3-CR では, 曲げモーメント  $250 \text{ kNm}$  の際に初めて曲げひびわれが発生した。この値を中央集中荷重に変換すれば, 約  $155 \text{ kN}$  となるが, これは曲げひびわれ発生時の計算値にかなり近い値である。

##### b) 最大荷重について

最大荷重の実験値ならびに式 (1) および式 (2) による計算値を表一11 に示す。破壊モードは No. 1, No. 2 および No. 3 は斜め引張破壊, あらかじめ曲げひびわれを導入した No. 3-CR は曲げ破壊であった。

No. 1~No. 3 について実験値と計算値を比較すると, 式 (1) ではいずれも計算値が小さいことがわかる。これは安全側の算定であるが, 実験値と計算値との比は  $1.2\sim 2.0$  とかなりばらつき, その算定精度は十分であるとはいいがたい。今回の実験のような, 式 (1) の基礎となるデータの不足していた領域, すなわち,  $d \geq 1.0 \text{ m}$ ,  $p_w \leq 0.5 \%$  の領域では, 危惧されたような式 (1) の適合性の低下を予想させる結果となっている。

これに対して, 等分布荷重を受ける大型 RC はりの実験から, せん断強度は  $d^{-1/4}$  に比例して低下していくという情報を得て, これを参考に  $d$  の影響および  $p_w$  の影響を積の形で取り入れた式 (2) は, No. 1 の場合に実験値を若干過大に予測することとなったものの, No. 1~3 を通して実験値と計算値との比が  $0.83\sim 1.03$  であり, ほぼ妥当な範囲で実験値を推定できることが明らかとなった。また, No. 1 についても, 荷重を保持して測定を行っている間に破壊したものであり, この場合も順調に加力すれば実験値が幾分増加する可能性がある。

なお, あらかじめ曲げひびわれを導入しておいた No. 3-CR は予想外の曲げ破壊となった。計算上の曲げ耐力は表一11 に示すとおりである。ゲビンデスタープの降伏点は残留ひずみ  $0.2 \%$  をもって定義したが, この値と引張強度の差があまり大きくなかったこと, また No. 3-CR が低鉄筋比であり, 破壊時にひびわれ幅が相当に広がっていたことを考慮し, 曲げ耐力は引張強度を



用いて算定した。

### c) 破壊モードについて

No.1~No.3までは、設計どおり斜め引張破壊モードにより破壊した。しかしながら、No.3-CRは予想に反して曲げ引張破壊となった。

No.3-CRを今回の実験に付け加えたのは以下の理由による。すなわち、No.1およびNo.2のひびわれ発生状況、破壊状況を観察した結果、これらが低鉄筋比であるために、曲げひびわれの発生がスパン中央に集中し、その結果、斜めひびわれを誘発し、ひいては斜め引張破壊の原因となるせん断スパン中央部の曲げひびわれが発生しにくいことが認められたからである。このことが、式(1)と比較してせん断強度が上昇している原因ではないかとも推定されたので、あらかじめ曲げひびわれをスパン内に発生させておくことにより、せん断強度の下限値が得られるであろうと予測して、No.3-CRの実験を行うことにしたのである。

曲げひびわれの導入に際し、曲げひびわれの高さをどの程度までとしておくかについて検討したが、実験の目的が曲げひびわれが確実に発生していることを前提としていること、また曲げひびわれ高さが十分に高ければ、その途中から斜めひびわれが発生するとの予測のもとに、はり断面の1/2以上曲げひびわれを発生させておくことにした。ただし、供試体が低鉄筋比のため、実際にはひびわれ高さの制御は困難であり、導入された曲げひびわれの高さは、はり下縁より桁高のほぼ2/3程度にまで達していた。

しかし、実際には、斜めひびわれは曲げひびわれの途中からは発生せず、その先端からわずかに発生するにとどまり、また急激に進展することもなく、最終的には曲げ破壊となった。この原因としては、導入された曲げひびわれにより、はりの曲げ剛性が低下してひびわれ部分に変形が集中したことや、曲げひびわれの近傍ではその直交方向の引張応力が解放されてコンクリートに引張力が作用せず、曲げひびわれから枝分かれする斜めひびわれが発生しにくかったことなどが考えられる。

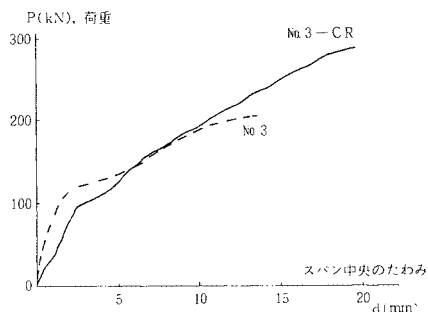


図-9 荷重とスパン中央のたわみの実測値 (No.3, No.3-CR)

したがって、ひびわれのない場合に、はり内部のコンクリートの変形条件がひびわれ発生限界を超えて生じる斜めひびわれが、この場合は発生せず、結果的に曲げ破壊に至ったのではないかと予測される。No.3-CRとNo.3の荷重-変位曲線を図-9に示すが、この図からも明らかにNo.3-CRの初期の曲げ剛性が大きく低下していることが認められる。

## 5. せん断強度式の再評価と設計への適用

今回新たに行った低鉄筋比大型はりの実験結果と式(1)ならびに式(2)とを比較した表-11によれば、きわめて限られた実験数ではあるが、実験値は式(1)による計算値よりもかなり大きめであり、むしろ式(2)に近いことが認められる。

式(1)は既往の大多数の実験データに対して、きわめてよい適合性を示すものであることには疑いがない。しかしながら、式(1)は実験データの定性的な傾向は表わし得るものの、実験式であるがゆえに、既往の実験データが不足する領域について、その適合性が確認されてはいなかった。従来、実験データが不足していた領域で、実用上はRC構造物として多用される領域を対象として行った今回の実験結果によれば、式(1)はかなり安全側にせん断強度を推定するものであることが明らかとなったのである。

式(2)自体も、式(1)を基礎とした実験式ではあるが、既往の大多数の実験データとの適合性も式(1)と同程度によく、さらに実用上多用される  $d \geq 1.0 \text{ m}$  かつ  $p_w \leq 0.5\%$  の領域に対しては式(1)よりも適合性がよいと判断された。

ただし、実験数が過小であるために式(2)をこのままただちに設計に適用していくことには問題が残る。また、等分布荷重を受ける低鉄筋比大型はりに対する適用性の問題もある。しかし、これらについてはとりあえず設計上部材係数を大きくとることによって対処できると考えられる。今後、この領域の実験データがさらに蓄積されていけば、部材係数の値自体についてもより明確にされていくものと思われる。

なお、設計にあたって式(2)を用いる場合、 $p_w$ 算定時の軸方向鉄筋をどの程度まで考慮してよいかという問題がある。すなわち、設計断面が矩形ではなくて、たとえば箱形の場合、その下床版中の軸方向鉄筋面積をすべて考慮してよいかということである。せん断強度に及ぼす  $p_w$  の効果が、主として、ひびわれ幅拡大の抑制とほそ作用から生じるとすれば、ウェブから遠く離れた軸方向鉄筋には後者の作用は期待できないことになる。したがって、設計に用いる  $p_w$  の値には適当な制限(たとえば  $p_w \leq 3.0\%$ )を設けておくことが望ましいとい

える。

今回行った低鉄筋比大型はりのうち、曲げひびわれを導入した No.3-CR の主鉄筋比は 0.14 % であり、この値は構造細目から定まる最小鉄筋比にほとんど等しくなっている。最小補強は曲げひびわれが発生しない程度の設計荷重に対して行われるものと思われるが、この実験結果をみるかぎり、たとえひびわれが温度応力や乾燥収縮等、設計荷重以外の影響で発生していたとしても、そのせん断強度を式(2)で評価しても危険ではないと考えられる。

## 6. 結 論

すでに提案されているせん断補強鉄筋を用いないはりのせん断強度式(式(1))が、既往の実験データがほとんどない  $d > 1.0$  m,  $p_w < 0.5$  % の領域においても妥当であるか否か、また等分布荷重を受ける低鉄筋比大型はりの実験より指摘されたような  $d^{-1/4}$  に比例して低下していく寸法効果の影響を、積の形で取り入れた新強度式(式(2))の適合性はどうかという諸点に着目し、今回低鉄筋比大型はり供試体を製作し、集中荷重を載荷して実験を行った。一連の検討の結果、以下のような結論を得た。

(1) 式(1)、式(2)とも既往の実験データの豊富な領域に対しては、実験値を妥当な精度で推定することが可能であり、その適合性も同程度である。

(2) 集中荷重を受ける低鉄筋比大型はりに対して、式(1)がかなり安全側のせん断強度を推定するのに対して、式(2)はほぼ実験値に近い値を推定できた。

(3) 式(1)、式(2)ともに実験式ではあるが、算定精度ならびに適用範囲の両面から判断すれば、設計には式(2)を適用していく方が望ましいと考えられる。ただし、寸法が大きく、かつ低鉄筋比の実験データ数がわずかであることを考慮すれば、当面の間は部材係数を

大きく(たとえば  $\gamma_0 = 1.3$  程度)とっておく方が適当である。

謝 辞：本研究を行うにあたり貴重なご意見をいただいた東京都立大学工学部 山崎 淳助教授、山梨大学工学部 檜貝 勇教授、清水建設技術研究所 塩屋俊幸氏、ならびに実験の実施にご協力を得ました前田建設技術研究所の皆様には、厚く御礼申し上げます。

## 参 考 文 献

- 1) Okamura, H. and Higai, T. : Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, Proc. of JSCE, No.300, 1980.8.
- 2) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)、コンクリート・ライブラリー第52号, 1983.11.
- 3) 井畔瑞人・塩屋俊幸・野尻陽一・秋山 暉：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第348号/V-1, 1984.8.
- 4) Kani, G.N.J. : Basic facts concerning shear failure, Journal of ACI, 1966.6.
- 5) Diaz de Cossio, R. : Discussion to "Shear and diagonal tension", by ASCE-ACI Committee 326, Journal of ACI, 1962.9.
- 6) Taylor, H.P.J. : Shear strength of large beams, Proc. of ASCE, ST 11, 1972.11.
- 7) 石橋忠良・松田好史・斉藤啓一：小数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, 第337号, 1983.9.
- 8) Leonhardt, F. and Walther, R. : Beitrage zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, Beton und Stahlbetonbau, 1962.2.
- 9) 塩屋俊幸：private communication.
- 10) 國分正胤・岡村 甫：太径鉄筋の使用に関する研究, 土木学会論文報告集, 第202号, 1972.6.

(1986.2.25・受付)