

梁貫通孔補強筋「スーパーハリー Z」を用いた RC 有孔梁のせん断耐力に関する研究

Study of Shear Strength of RC Perforate Beams using Through-Hole Reinforcement Steel "Super Harry Z"

池田秀樹* 榎木浩行*

Hideki Ikeda, Hiroyuki Mominoki

梁貫通孔補強筋「スーパーハリー Z」を用いた RC 有孔梁のせん断耐力を実験的に検証し、一般的に使用されている補強設計式(修正広沢式)の妥当性を検証した。

また、せん断耐力に与える変動因子の影響について比較検討を行った。

The shear strength of RC perforate beams erected with the through-hole reinforcement steel "Super Harry Z" was experimentally verified, and the validity of the generally used reinforcement design formula was verified.

Moreover, the influence of parameters on the shear strength was compared and examined.

1. はじめに

通常の鉄筋コンクリート(以下:RCという)の梁には、空調、電気設備などの目的で腹部に貫通孔が設けられていることが一般的である。貫通孔が設けられた梁(以下:RC有孔梁という)の場合、梁のせん断耐力は開孔によって大きな影響を受ける。そのため、昭和33年頃より、開孔部のせん断補強方法および補強設計に関する実験的検証が多く行われ、現在では、軽くて施工性のよい高強度鉄筋を用いた補強金物でせん断補強することが一般的となっている。

本研究は RC 有孔梁の開孔部補強金物に、高強度鉄筋を用い、その補強効果を実験的検証にするものである。この場合、設計適用範囲として、せん断補強筋の強度は $f_s \sigma_y \leq 1275 \text{ N/mm}^2$ とした。(以下:せん断補強筋が 685 N/mm^2 以上を高強度鉄筋という。)

RC 有孔梁の終局せん断耐力の評価には、「日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説1999¹⁾」による修正広沢式が用いられることが多い。しかし、修正広沢式は主にせん断補強筋の強度が $f_s \sigma_y = 295 \sim 390 \text{ N/mm}^2$ の RC 有孔梁の実験資料をもとに提案された実験式であり、開孔部のせん断補強に高強度鉄筋を使用した場合、修正広沢式の適用範囲を逸脱しているといえる。

本研究では終局せん断耐力実験値と修正広沢式計算値との適合性について検証を行い、また、せん断耐力に与える各種変動因子の影響について比較検討を行う。

2. 実験概要

試験体はすべて開孔部でせん断破壊するように計画し、変動因子は以下に示す6つとした。

- a) 梁せい: $D = 600, 750 (\text{mm})$
- b) コンクリート設計強度: $F_c = 24, 33, 45, 60 (\text{N/mm}^2)$

- c) 開孔径比: $H/D = 1/3, 1/4, 1/4.8$
- d) あばら筋強度: $f_w \sigma_y = 295, 685, 785, 1275 (\text{N/mm}^2)$
- e) 有効補強範囲のあばら筋比: $P_s = 0.24 \sim 1.05 (\%)$
- f) 補強金物の鉄筋比: $P_r = 0.29 \sim 0.99 (\%)$

以上の変動因子の組み合わせの中より、各因子の影響を確認できるように選定し、計30体の試験体を作製した。共通因子として梁幅は 300 mm 、スパン $1,400 \text{ mm}$ とした。また、開孔は各試験体とも梁の中心で1開孔とした。破壊形式がせん断破壊先行型となるよう、主筋は高強度鉄筋 SD685 (685 N/mm^2) を使用し、配筋は3-D25とした。

開孔部の補強には提案した新しい補強金物「スーパーハリー Z」を使用し、使用鉄筋は高強度鉄筋 KSS785 (785 N/mm^2) とした。

試験体名称の説明を図1に、代表試験体の配筋図を図2に示す。また、試験体の概要を表1に示す。

実験は、二軸載荷装置を使用し、梁に水平荷重のみを載荷した。水平載荷はプログラム変位制御で、正負各1回の繰り返し載荷とした。また、実験終了の目安は、変形角 $R = 1.5 \%$ とした。載荷方法を図3に示す。

3. 実験結果

実験日材令でのコンクリート圧縮試験結果、終局せん断耐力実験値を表2に示し、使用鋼材引張試験結果を表3に示す。試験体 A-33-2R-5、A-60-2R-5 は主筋降伏後、開孔部でせん断破壊した。また、その他の試験体は計画どおり開孔部でせん断破壊した。A-33-2R-5、A-60-2R-5 について、主筋が降伏しない場合の終局せん断耐力は本実験値以上であると考えられるが、以降はその他の試験体と同様に修正広沢式計算値との直接比較を行っている。

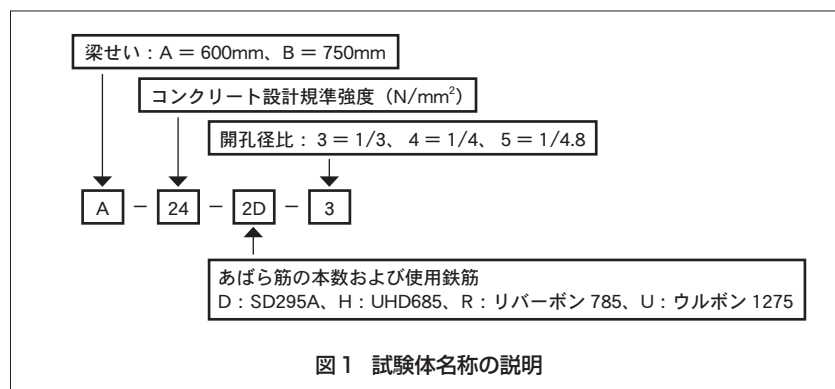
表2より、終局せん断耐力実験値と修正広沢式計算値の比 Q_{\max}/Q_{un2} (以下:強度比とする)は $0.81 \sim 1.58$ の範囲で、平均値は 1.15 、標準偏差は 0.157 となっており、強度比が 1.0 を下回った試験体は3体のみである。

* 建材事業部 技術開発部

表1 試験体概要

試験体名称	有効補強範囲の配筋		鉄筋比			曲げ略算式計算値 cQ_{my} (kN)	修正広沢式計算値 cQ_{uhl} (kN)	計画時せん断余裕度 $\frac{cQ_{uhl}}{cQ_{my}}$
	あばら筋	補強金物	一般部	有効補強範囲				
			あばら筋 P_w (%)	あばら筋 P_s (%)	補強金物 P_r (%)			
A-24-2D-3	2-D13	S8 × 2	0.67	0.35	0.39	798	346	0.43
A-33-2D-3							368	0.46
A-33-2D-4			404				0.51	
A-33-2D-5			422				0.53	
A-33-3D-3			523				0.65	
B-33-2D-3	2-D13	S8 × 2	0.56	0.27	0.29	1019	459	0.45
A-45-2D-3	2-D13	S8 × 2	0.67	0.35	0.39	798	397	0.50
A-60-2D-3							434	0.54
A-60-2D-4			489				0.61	
A-60-2D-5			516				0.65	
A-60-3D-3			588				0.74	
B-60-2D-3	2-D13	S8 × 2	0.56	0.27	0.29	1019	558	0.55
A-24-2R-3	2-R13	S8 × 2	0.67	0.35	0.39	798	393	0.49
A-33-2H-3	2-H13						406	0.51
A-33-2R-3	2-R13						415	0.52
A-33-2R-4							451	0.56
A-33-2R-5							469	0.59
A-33-2U-3	2-U10.7	0.48	0.24	0.38	803	426	0.53	
A-33-3R-3	6-R13	S13 × 2	1.15	1.05	0.99	798	608	0.76
A-33-3U-3	6-U12.6		1.14	1.03	0.99		678	0.85
B-33-2R-3	2-R13	S8 × 2	0.56	0.27	0.29	1019	511	0.50
A-45-2R-3	2-R13	S8 × 2	0.67	0.35	0.39	798	444	0.56
A-60-2H-3	2-H13						472	0.59
A-60-2R-3	2-R13						480	0.60
A-60-2R-4							535	0.67
A-60-2R-5							563	0.71
A-60-2U-3	2-U10.7	0.48	0.24	0.38	803	493	0.61	
A-60-3R-3	6-R13	S13 × 2	1.15	1.05	0.99	798	674	0.84
A-60-3U-3	6-U12.6		1.14	1.03	0.99		743	0.93
B-60-2R-3	2-R13	S8 × 2	0.56	0.27	0.29	1019	610	0.60

[鉄筋の種類] D : SD295A、H : UHD685、R : リバーボン 785、U : ウルボン 1275、S : KSS785
 [修正広沢式計算値] cQ_{uhl} : 設計強度で計算



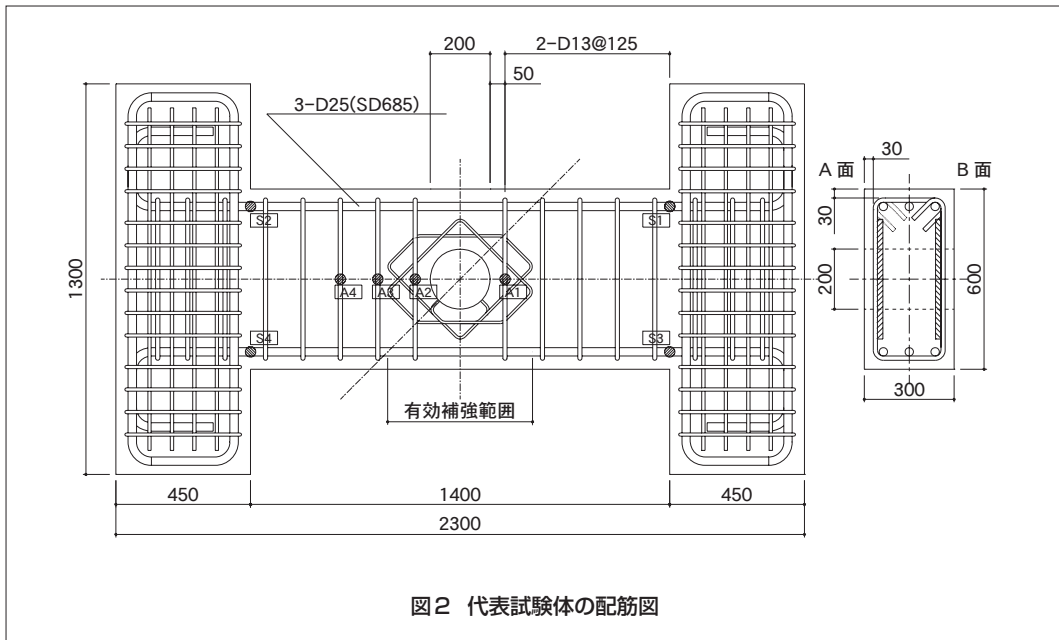


図2 代表試験体の配筋図

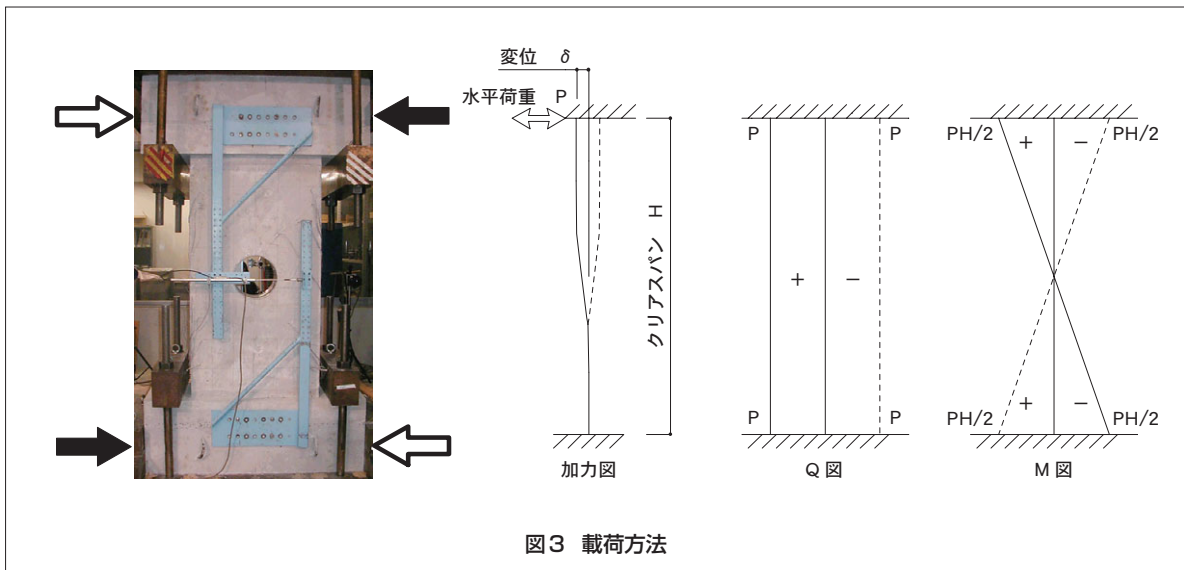


図3 荷重方法

代表試験体としてA-24-2D-3の荷重-変形角(P-R)曲線を図4に示す。主筋の曲げ降伏が先行した試験体A-33-2R-5、A-60-2R-5を除き、すべての試験体とも、荷重-変形角の関係はほぼ同様である。まず実験開始後、変形角0.25%までは直線的に耐力が増大し、変形角0.5~1.0%付近で耐力は最大となり、その後、急激な耐力低下を示し、終局状態に至った。

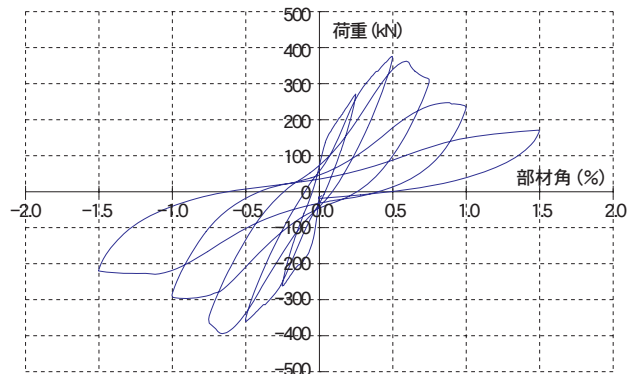


図4 荷重-変形角曲線

表2 実験結果一覧表

試験体名称	コンクリート 圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	終局せん断耐力			最大荷重時の歪 ϵ/ϵ_y	
		実験値 ${}^e Q_{uh}$ (kN)	広沢式 計算値 ${}^c Q_{uh2}$ (kN)	強度比 $\frac{{}^e Q_{uh}}{{}^c Q_{uh2}}$	あばら筋	補強金物
A-24-2D-3	24.0	394	382	1.03	1.00	0.49
A-33-2D-3	30.8	479	399	1.20	1.00	0.59
A-33-2D-4	30.1	512	431	1.19	1.00	0.48
A-33-2D-5	39.8	636	482	1.32	1.00	0.77
A-33-3D-3	34.3	608	572	1.06	1.00	0.46
B-33-2D-3	42.6	590	535	1.10	0.78	1.00
A-45-2D-3	53.2	499	453	1.10	1.00	0.94
A-60-2D-3	48.2	493	441	1.12	1.00	0.76
A-60-2D-4	48.2	560	488	1.15	1.00	0.63
A-60-2D-5	52.7	631	527	1.20	1.00	0.62
A-60-3D-3	49.0	697	608	1.15	0.94	0.44
B-60-2D-3	60.8	632	601	1.05	0.79	0.88
A-24-2R-3	21.9	391	425	0.92	0.37	0.55
A-33-2H-3	39.8	545	453	1.20	0.65	0.79
A-33-2R-3	38.8	516	466	1.11	0.60	0.75
A-33-2R-4	38.8	689	506	1.36	0.74	0.62
A-33-2R-5	37.1	821	520	1.58	0.88	0.61
A-33-2U-3	37.1	519	467	1.11	0.48	0.80
A-33-3R-3	34.3	592	660	0.90	0.37	0.42
A-33-3U-3	30.0	573	707	0.81	0.23	0.35
B-33-2R-3	42.6	752	587	1.28	0.76	0.83
A-45-2R-3	43.7	534	478	1.12	0.65	0.62
A-60-2H-3	52.7	588	485	1.21	0.78	0.72
A-60-2R-3	61.7	636	522	1.22	0.82	0.83
A-60-2R-4	53.4	737	552	1.34	0.70	0.70
A-60-2R-5	56.2	830	587	1.41	0.74	0.58
A-60-2U-3	56.2	573	514	1.11	0.46	0.89
A-60-3R-3	61.7	738	727	1.02	0.46	0.45
A-60-3U-3	48.4	749	752	1.00	0.23	0.55
B-60-2R-3	60.8	785	654	1.20	0.92	0.89

表3 使用鋼材引張試験結果

使用鋼材	径	使用部位	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び率 (%)
SD685	D25	主筋	766	986	13
KSS785	S8	補強金物	1056	1228	9
KSS785	S13		976	1091	9
SD295A	D13	あばら筋	368	517	23
UHD685	H13		747	949	16
リバーボン 785	R13		933	1074	10
ウルボン	U10.7		1400	1477	10
ウルボン	U12.6		1368	1480	7

4. 変動因子による影響

4.1 開孔径比の影響

開孔径比と強度比の関係を図5に示す。また、A-33-2D-3、A-33-2D-4、A-33-2D-5の終局時のひび割れ状況を図6(a)~(c)に示す。

図5より、全体として開孔径比が小さくなるほど、強度比は高くなる傾向が確認できる。また、使用鉄筋がSD295Aの場合に比べ、785 N/mm²級鋼を使用した場合にその傾向は顕著である。

図6(a)~(c)より、開孔径比の違いによるひび割れの発生状況を見ると、開孔径比が大きいA-33-2D-3は開孔接線ひび割れに囲まれた開孔上下部分にひび割れが集中しているが、開孔径比の小さいA-33-2D-4、A-33-2D-5では、一般部(梁部)にひび割れが分散している。

4.2 開孔部補強筋量の影響

有効補強範囲内のあばら筋比とあばら筋強度の積 $P_s \cdot \sigma_y$ と、スーパーハリーZの鉄筋比と補強金物強度との積 $P_r \cdot \sigma_y$ の和(以下：開孔部補強筋量という)と強度比

の関係を図7に示す。なお、ここでも $H/D = 1/3$ の試験体のみ図示している。

図7より、あばら筋にSD295Aを使用した場合、開孔部補強筋量が大きくなっても強度比にほとんど影響はない。しかし、あばら筋に高強度鉄筋を使用し、開孔部補強筋量が大きい場合は、強度比が低下する傾向にある。そこで、あばら筋およびスーパーハリーZの歪測定結果より、開孔部補強筋量の影響について詳細に検討する。

表2に示す最大荷重時のあばら筋および補強金物の歪 ϵ_e の降伏歪 ϵ_y に対する比 ϵ_e / ϵ_y に着目すると、あばら筋にSD295Aを用いた試験体では、12体中9体が降伏歪に達しており、平均で $\epsilon_e / \epsilon_y = 0.96$ となっている。これに対し、高強度鉄筋を用いた試験体は、平均で $\epsilon_e / \epsilon_y = 0.60$ となっている。また、スーパーハリーZは、降伏歪に達している試験体が全試験体中1体のみとなっており、平均で $\epsilon_e / \epsilon_y = 0.67$ となっている。

したがって、有効補強範囲内のあばら筋やスーパーハリーZが降伏していない試験体に、修正広沢式を適用させるには、鉄筋強度評価を制限する必要があると考えられる。

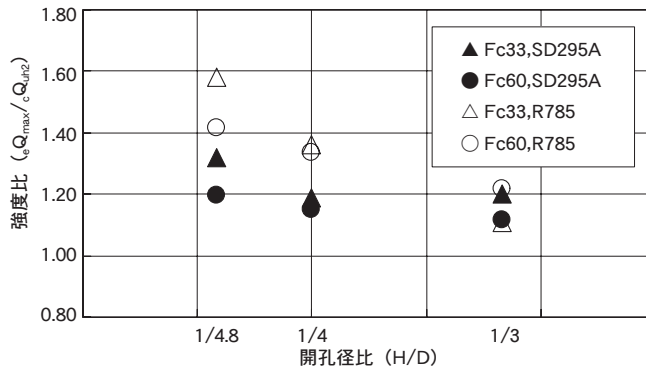


図5 開孔径比と強度比の関係

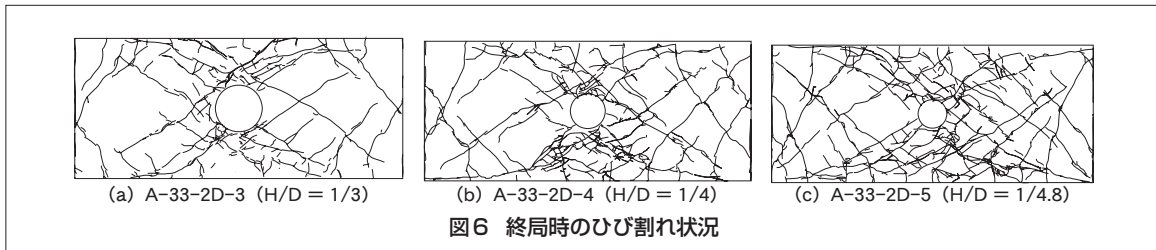


図6 終局時のひび割れ状況

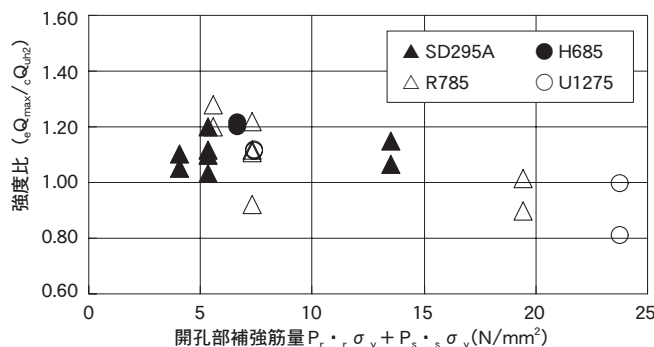


図7 開孔部補強筋量と強度比の関係

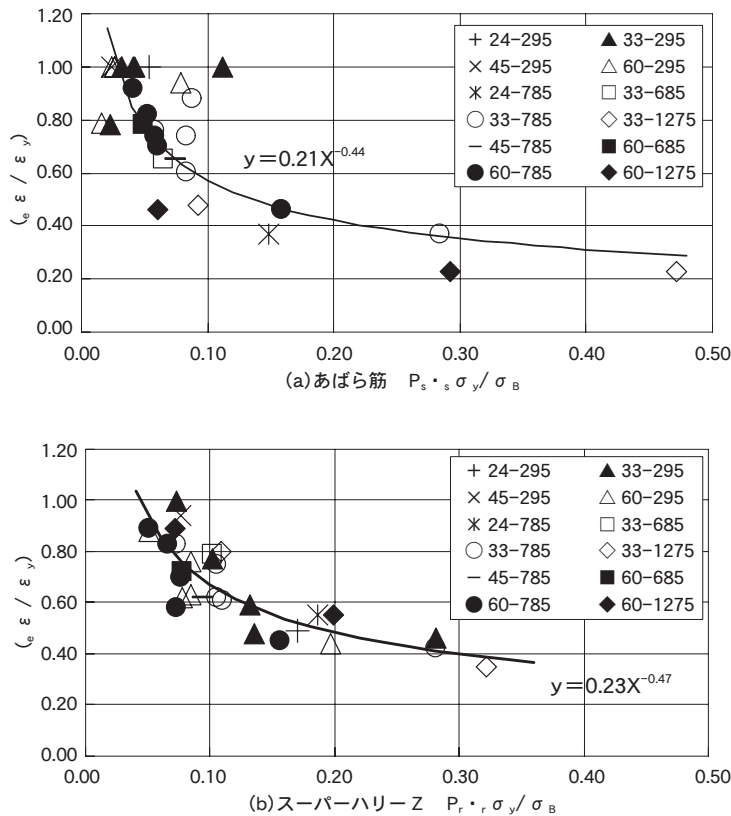


図8 補強筋量とコンクリート強度と ϵ / ϵ_y の関係

そこで、有効補強範囲内のあばら筋比およびスーパーハリーZの鉄筋比、鉄筋強度、コンクリート強度および ϵ_e / ϵ_y の関係を明確にするため、横軸に有効補強範囲内のあばら筋量およびスーパーハリーZの鉄筋量とコンクリート強度の比 ($P_s \cdot \sigma_s / \sigma_B$, $P_r \cdot \sigma_r / \sigma_B$)、縦軸に ϵ_e / ϵ_y をとり関係を図化した。あばら筋の $P_s \cdot \sigma_s / \sigma_B$ と ϵ_e / ϵ_y の関係を図8 (a) に、スーパーハリーZの $P_r \cdot \sigma_r / \sigma_B$ と ϵ_e / ϵ_y の関係を図8 (b) に示す。また同時に、この傾向を最小二乗法で計算し図中に示す。

図8 (a) (b) に示すように、あばら筋、スーパーハリーZ共に補強筋量とコンクリート強度の比が大きくなるほど、 ϵ_e / ϵ_y は低くなる傾向がみられる。

このことより、設計上、無孔梁と同等以上のせん断耐力を確保するために、開孔部補強筋量を大きくするだけでは限界があり、その材料性能を十分に発揮するには、コンクリート強度の変更、梁断面の確保が必要になる場合もあると言える。

5. 結論

- a) 強度比 (実験値 / 修正広沢式計算値) が1.0を下回った試験体は3体のみであり、スーパーハリーZを用いたRC有効梁は、その終局せん断耐力を、修正広沢式でほぼ推定できることが確認できた。
- b) 開孔径比が小さくなるほど強度比は大きくなる傾向が確認できた。この傾向は、あばら筋が高強度の方が顕著

である。

- c) 設計上、無孔梁と同等以上のせん断耐力を確保するために、開孔部補強筋量を大きくするだけでは限界がある。また、補強筋量、コンクリート強度の関係より開孔部補強筋の補強効果 ϵ_e / ϵ_y が予測できる。
- d) 今後、既往の実験データとの比較、開孔部補強筋の補強効果 ϵ_e / ϵ_y とRC有孔梁の破壊メカニズムの関係について検討を行っていく。

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1999

執筆者

池田秀樹
Hideki Ikeda
平成9年入社
建築関連製品の開発に従事
一級建築士



楢木浩行
Hiroyuki Mominoki
平成7年入社
建築関連製品の開発に従事
一級建築士

