

等分布荷重を受け、曲げモーメントの反曲点を スパン内に持つRCはりのせん断耐力

梶 勇*

土木構造物には、曲げモーメントが二次曲線的に、せん断力は直線的に分布し、かつ、スパン内に曲げモーメントの反曲点を有する部材が多数存在する。本研究においては、この種部材の断面力分布を抽象化した条件では供試体の載荷試験を行って、そのせん断破壊性状およびせん断耐力を検討した。さらに、著者が提案している「区間強度式」を適用したせん断耐力算定法を提案しその妥当性を示した。

Keywords : reinforced concrete beams, shear strength, uniformly distributed load, statically indeterminate beams

1. ま え が き

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に関する活発な研究の結果、簡単な構造物が単純な荷重の作用を受ける場合のせん断破壊については、かなりの知見を得るに至っている。すなわち、単一の、あるいは、対称な2個の集中荷重を受ける単純はりに関しては、そのせん断破壊性状はかなり明らかにされており、せん断耐力も経験式によって精度良く算定できるようになっている。また、等分布荷重を受ける単純はりについても、せん断実験結果の蓄積が進みつつあり、その破壊性状もある程度明らかにされている。

しかしながら、簡単な構造物である単純はりであっても、多数の集中荷重が作用する場合のせん断破壊性状は明らかにされておらず、その耐力を精度良く推定することもできない。また、連続はりあるいはラーメン構造の部材のように、単一の集中荷重が作用しても部材内で曲げモーメント分布が正負に変化する場合、さらには、等分布荷重の作用により、曲げモーメントは二次曲線状に、せん断力は直線的に分布するような場合について、合理的な設計ができるだけの知識は得られておらず、そのような部材のせん断力に対する設計は、一般には、耐力を過小評価して行わざるを得ない状況である。

鉄筋コンクリート橋梁においては、一般に自重あるいは死荷重の影響が大である。また、ボックスカルバート、原子力発電所の海水管ダクト、取水ビットなどのような地中構造物では、土圧の影響が大きい。すなわち、多くの土木構造物において、分布荷重は重要な荷重作用の一つであり、分布荷重を受けるRC構造物のせん断破壊に関する研究は極めて重要であると言えることができる。

本研究は、一般的な土木構造物の荷重状態、断面力状態

を抽象化した条件、すなわち、等分布荷重の作用により、曲げモーメントは二次曲線的に、せん断力は直線的に分布する部材で、かつ、スパン内に曲げモーメントの反曲点を有するという条件下で、RCはりのせん断破壊性状を実験的に検討すると共に、この種部材のせん断耐力算定法を提案しようとするものである。

すなわち、断面力分布を変化させたRCはり供試体26体のせん断破壊実験を行って、斜めひびわれ発生状況、破壊荷重などのデータを得るとともに、筆者が別途提案している「区間強度式」を応用したせん断耐力算定法を開発し、実験結果と比較することにより、その妥当性を示した。せん断耐力の算定において、斜めひびわれ発生位置を明らかにすることの重要性に着目したことは、本研究の特徴の一つである。

2. 実験の概要

(1) 供試体

等分布荷重により二次曲線状に分布する曲げモーメントが作用し、かつ、スパン内に曲げモーメントの反曲点を有するようなはりの、せん断破壊性状およびせん断耐力を検討するため、図-1に示すような、張り出し部を持つ単純はり形式のRC供試体を用いた¹⁾。この供試体は、不静定構造部材の曲げモーメント、せん断力分布を再現できる一方、実際には静定構造であるため、各断面に作用する曲げモーメントおよびせん断力の値を正確に知ることができる点に特徴がある。本研究の結果は、不静定構造部材に適用することができるが、その場合、ひびわれの発生・発達による断面の剛性変化に伴う断面力分布の変化については別途考慮する必要がある。単純スパン部には等分布荷重 w (合力 P) を、張り出し部先端付近には集中荷重 P' を載荷するのであるが、 P' と P の比率を変化させることにより、正のスパンモーメント M_1 と負の支点モーメント M_2 の比率を任意に変化させ

*正会員 工博 山梨大学教授 工学部土木環境工学科
(〒400 甲府市武田4-3-11)

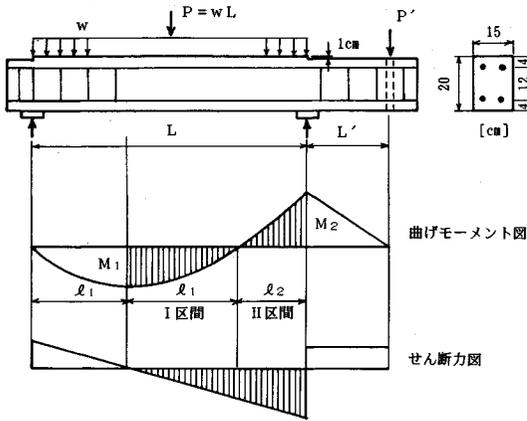


図-1 実験供試体の形状・寸法

表-1 供試体の諸元

供試体 番号	L cm	L' cm	M ₂ /M ₁	l ₁ /d	l ₂ /d	f _c ' kgf/cm ²	p _w %
II-10	100	37.5	1.0	2.59	1.08	320	3.23
II-20			2.0	2.29	1.68	315	
II-30			3.0	2.08	2.08	320	
IV-00	140	42.5	0.0	4.38	0.00	238	3.23
IV-10			1.0	3.63	1.50	248	
IV-22			2.2	3.14	2.48	193	
IV-30			3.0	2.92	2.92	225	
V-025	160	45.0	0.25	4.72	0.56	330	3.23
V-050			0.50	4.49	1.01	313	
V-075			0.75	4.30	1.39	341	
V-10			1.0	4.14	1.72	299	2.39
V-30			3.0	3.33	3.33	290	
V-40			4.0	3.09	3.82	339	3.23
V-50			5.0	2.90	4.20	319	
V-70			7.0	2.61	4.78	322	
I-10	180	47.5	1.0	4.66	1.93	300	3.23
I-20			2.0	4.12	3.01	435	
I-30			3.0	3.75	3.75	338	
VI-01	220	52.5	0.1	6.71	0.33	418	3.23
VI-02			0.2	6.56	0.63	300	
VI-05			0.5	6.18	1.39	335	
VI-10*			1.0	5.70	2.36	320	
VI-20*			2.0	5.03	3.68	313	
VI-30			3.0	4.58	4.58	336	
VI-50			5.0	3.99	5.78	334	
VI-70			7.0	3.59	6.57	329	

ることが出来る。

供試体の諸元は表-1 に示したとおりであるが、断面はすべて幅 15 cm × 高さ 20 cm、有効高さ 16 cm の複鉄筋矩形断面であり、圧縮鉄筋と引張鉄筋の断面積は等しい。鉄筋比 p_w は 3.23% (2D22) を標準としたが、一部の供試体では 2.39% (2D19) とした。単純スパン長 (L) は、100 cm から 220 cm の範囲で 5 種に変化させた。単純スパン長と断面有効高さの比 (L/d) は 6.25 から 13.75 の範囲である。また、支点モーメントと支間モーメントの比 M_2/M_1 は、0 から 7.0 の広い範囲にわたっ

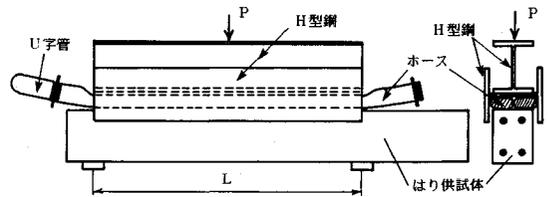


図-2 等分布荷重の載荷方法

て 12 種類に変化させた。

実験においては、支間モーメント最大断面 (M_{max}) からモーメントの反曲点 ($I.P.$) までの区間 (I 区間)、および、反曲点から中間支点までの区間 (II 区間) に着目することとし、この試験区間内でせん断破壊が生ずるようになるため、試験区間以外には閉合型スターラップ (2D10, 間隔 10 cm) を配置してせん断補強を行った。また、供試体 VI-10 および VI-20 については、強制的に I 区間でせん断破壊を生じさせることを目的として、II 区間にも閉合型スターラップ (2D10, 間隔 10 cm) を用いた。

(2) 載荷方法

等分布荷重の載荷方法は図-2 に示すとおりである。適量の水を入れた 2 本の消防用ホース (直径 75 mm, 耐圧 32 kgf/cm²) の片端を鋼製の U 字管で連結し、これを単純スパン長 L と等しい長さの H 形鋼で保持し、さらに荷重分配用の別の H 形鋼を介して集中荷重 P を加えたのである。供試体の等分布荷重載荷区間以外の部分は、はりの上面を他の部分より約 1 cm 低くして、等分布荷重の伝達を確実にした。両支点に用いた支圧板は、厚さ 3 cm、幅 (軸方向長さ) 8 cm の鋼板である。

張り出し部の集中荷重 P' は、供試体に予め開けておいた鉛直方向の穴を利用して、PC 鋼棒とセンターホールジャッキを用いて載荷した。荷重は破壊まで単調増加させた。また、 P の増分は 0.25~0.5 tf とした。

(3) 計測

荷重については、等分布荷重の総和 P および張り出し部の集中荷重 P' を、それぞれロードセルによって測定するとともに、U 字管に取り付けた圧力計でホース内の水圧をモニターした。本実験においては、 P' と P の比率が特に重要なので、常時荷重を監視して、所定の比率を保つように P' の微調整を行った。

供試体の変位は、支点、集中荷重載荷点および支間モーメント最大断面で測定し、鉄筋のひずみは、支間モーメント最大断面、中間支点断面およびモーメントの反曲点断面でそれぞれ測定した。

(4) 使用材料

供試体の軸方向鉄筋には、D22 および D19 を、スターラップには、D10 を使用した。それぞれの降伏点およびヤング係数は表-2 に示した。

表-2 鉄筋の性質

シリーズ	種類	降伏点 kgf/cm ²	ヤング係数 kgf/cm ²
I、II	D22	3,660	1.80*10 ⁶
	D10	3,390	1.51*10 ⁶
IV	D22	3,750	1.87*10 ⁶
	D10	3,390	1.68*10 ⁶
V	D22	3,620	1.78*10 ⁶
	D19	3,761	1.87*10 ⁶
	D10	3,390	1.68*10 ⁶
VI	D22	3,616	1.78*10 ⁶
	D10	3,390	1.68*10 ⁶

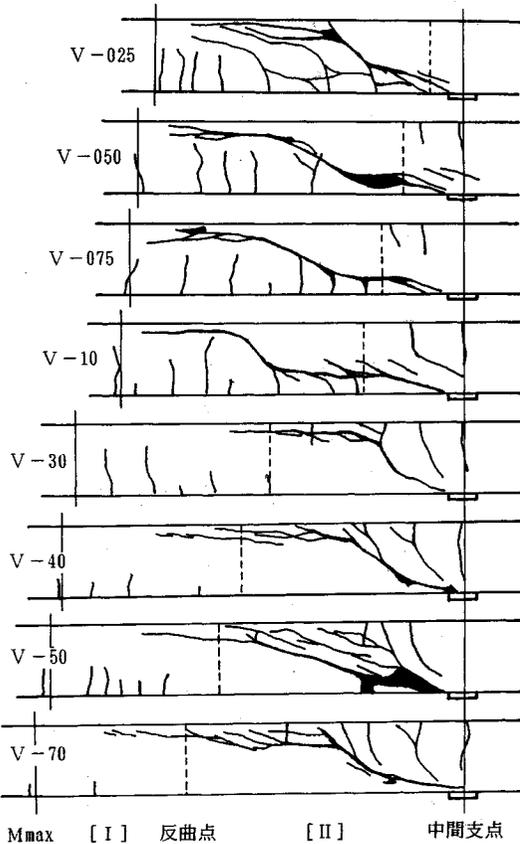


図-3 斜めひびわれの発生状況 (Vシリーズ)

コンクリートには、早強ポルトランドセメント、最大寸法 20 mm の砕石および富士川産細骨材を使用した。コンクリートの W/C は 55~70% で、目標スランプは 8 cm または 15 cm である。はり載荷試験時の材令は、14 日を標準としたが、実際には 8 日~44 日の範囲に渡っている。載荷試験時におけるコンクリート圧縮強度 f_c は表-1 に併せて示した。

3. 斜めひびわれおよび破壊の状況

26 体の供試体は、すべて試験区間 I または II におい

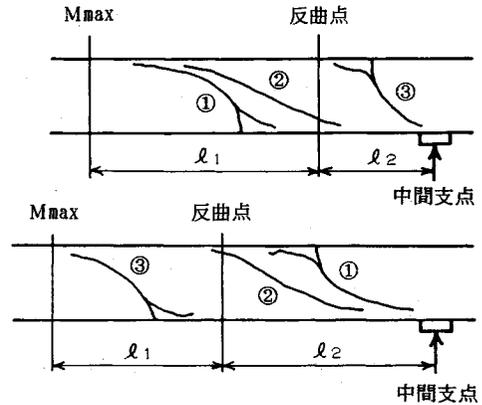


図-4 斜めひびわれ概念図

てせん断破壊を起こした。なお、破壊時において、軸方向鉄筋の降伏は認められなかった。

試験区間におけるひびわれ発生状況の一例を図-3 に示す。これらは、単純スパン長 L が 160 cm で、支点モーメントと支間モーメントの比 $M_2/M_1=0.25\sim7.0$ の、V シリーズの供試体である。 M_2/M_1 が小さい場合には、正の曲げモーメントが作用する I 区間に発生した斜めひびわれが発達してせん断破壊に至り、 M_2/M_1 が大きくなると、負の曲げモーメントが作用する II 区間の斜めひびわれが発達してせん断破壊に至っている。本実験に用いた供試体の場合には、 $M_2/M_1=2$ を境界にして破壊区間が I から II に移行している。

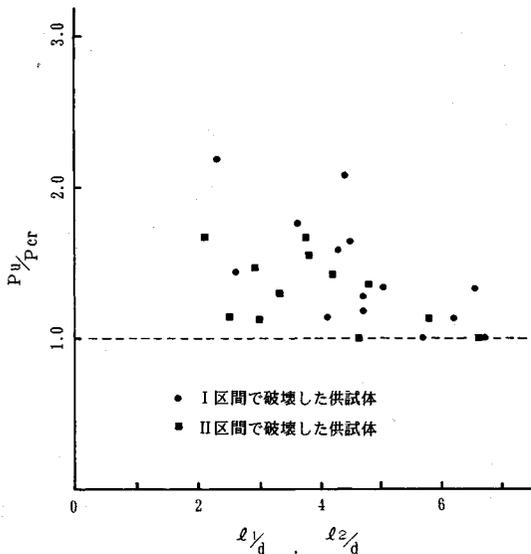
図-4 に概念的に示したように、最初に発生した斜めひびわれ①の位置が、たまたま、I 区間については支間モーメント最大断面に近かった場合、II 区間については中間支点に近かった場合には、やがて斜めひびわれ②が発生し、その後にせん断破壊を起こした。このような供試体では、いずれの斜めひびわれが破壊に重要な影響を及ぼしているのか判断し難い場合があった。また、I 区間と II 区間の長さの比 (l_1/l_2) によっては、破壊側でない区間にも斜めひびわれ③が発生する場合もある。

集中荷重を受ける単純はりが斜め引張破壊を起こす場合には、斜めひびわれの発生とほぼ同時にせん断破壊に至るのが一般的であるが、図-3 に示した V-075、V-70 の場合のように、斜めひびわれのパターンは、集中荷重をうける単純はりの斜め引張破壊と極めて類似している場合であっても、斜めひびわれ発生から破壊に至るまでの荷重の増加が比較的大きい場合もあり、各供試体におけるせん断破壊荷重 (P_u) と斜めひびわれ荷重 (P_{cr}) の比率は 1.00~2.18 の範囲であった。しかし、図-5 に示したように、 l_1/d または l_2/d が約 5 以上の場合には P_u/P_{cr} は 1 に漸近しており、単純はりの場合と類似の傾向を示していると思われる。

各供試体のせん断破壊荷重 (P_u) および破壊位置

表—3 載荷試験結果および破壊荷重の推定結果

番号	M ₂ /M ₁	実験結果			計算結果(1)			計算結果(2) (区間強度法)			
		破壊 区間	破壊荷重 P _u (tf)	破壊位置 x ₁ /d x ₂ /d	破壊 区間	破壊荷重 P _{uc1} (tf)	P _{uc1} /P _u	破壊 区間	破壊荷重 P _{uc2} (tf)	破壊位置 x _{1c} /d x _{2c} /d	P _{uc2} /P _u
II-10	1.0	I	35.17	0.94	I	29.20	0.830	I	28.18	1.04	0.801
II-20	2.0	I	27.26	0.75	II	23.43	(0.860)	II	23.43	0.75	(0.860)
II-30	3.0	II	25.09	0.93	II	16.74	0.667	II	16.74	0.94	0.667
IV-00	0.0	I	18.70	1.63	I	13.54	0.724	I	13.54	1.36	0.724
IV-10	1.0	I	17.60	1.13	I	19.19	1.090	I	15.35	1.24	0.872
IV-22	2.2	II	14.00	0.94	II	10.81	0.772	II	10.81	1.11	0.772
IV-30	3.0	II	14.70	0.98	II	9.66	0.657	II	9.66	1.26	0.657
V-025	0.25	I	19.10	1.72	I	15.18	0.795	I	15.18	1.47	0.795
V-050	0.5	I	22.90	1.63	I	16.19	0.707	I	16.11	1.40	0.703
V-075	0.75	I	20.50	1.31	I	17.95	0.876	I	15.02	1.34	0.733
V-10	1.0	I	16.00	1.79	I	16.60	1.038	I	12.23	1.35	0.764
V-30	3.0	II	10.40	1.21	II	8.43	0.811	II	8.43	1.44	0.811
V-40	4.0	II	12.40	1.44	II	9.01	0.727	II	9.01	1.53	0.727
V-50	5.0	II	11.40	1.71	II	8.38	0.735	II	8.38	1.58	0.735
V-70	7.0	II	9.50	1.76	II	7.87	0.828	II	7.87	1.62	0.828
I-10	1.0	I	14.21	1.03	I	16.90	1.189	I	11.54	1.45	0.812
I-20	2.0	II	13.45	1.45	II	11.36	0.845	II	11.36	1.31	0.845
I-30	3.0	II	12.52	1.28	II	9.01	0.720	II	9.01	1.59	0.720
VI-01	0.1	I	12.93	1.74	I	13.02	1.007	I	13.02	1.65	1.007
VI-02	0.2	I	13.28	1.49	I	12.04	0.907	I	12.04	1.62	0.907
VI-05	0.5	I	12.42	1.47	I	13.69	1.102	I	11.46	1.65	0.923
VI-10*	1.0	I	12.49	1.34	I	15.28	1.223	I	10.18	1.55	0.815
VI-20*	2.0	I	15.96	1.11	I	18.46	1.157	I	12.31	1.51	0.771
VI-30	3.0	II	8.85	1.81	II	8.05	0.910	II	8.05	1.74	0.910
VI-50	5.0	II	7.91	1.78	II	7.31	0.924	II	7.31	1.83	0.924
VI-70	7.0	II	7.43	1.17	II	6.89	0.927	II	6.89	1.88	0.927



図—5 斜めひびわれ荷重と破壊荷重の関係

(x_1/d , x_2/d) の実験値は表—3に示した。ここで、破壊位置とは、破壊の原因となった斜めひびわれが断面有効高さの中央を横切った位置のことで、I区間については、曲げモーメントの反曲点から斜めひびわれまでの距離 x_1 で、II区間については、中間支点から斜めひびわれまでの距離 x_2 で表している。

4. 区間強度式によるせん断耐力の算定方法

(1) 区間強度式の概要

例えば、集中荷重を受ける単純はりの場合、そのせん断耐力はせん断スパンと断面有効高さの比 a/d によって大きく変化することが知られている。その理由については、はりの上面に作用する荷重と、はりの下面に作用する支点反力によって、ウエブコンクリートには鉛直方向の圧縮応力 σ_v が発生し、この作用によって、斜めひびわれの発生・発達をもたらすウエブの主引張応力 σ_1 が減少するためであると考えられている。すなわち、大きな σ_v が発生する支点付近および載荷点付近のせん断耐力は他の部分よりも大きくなるのであり、せん断スパンが短いはりでは、支点と載荷点間の距離が短く、はり各部により大きな σ_v が発生するため、せん断スパンの長いはりに比べてせん断耐力が増加するのである。一般に、ウエブに鉛直方向の圧縮応力を生じさせるような荷重および支持状態は、それぞれ直接載荷および直接支持と呼ばれ、圧縮応力を生じさせないような状態は、それぞれ間接載荷および間接支持と呼ばれている。

著者は、図—6に示すような、せん断スパンの一部(試験区間)においてせん断補強量を著しく削減し、その区間内でせん断破壊が起こるようにした供試体を用いて、試験区間のせん断耐力が、斜めひびわれから支点までの

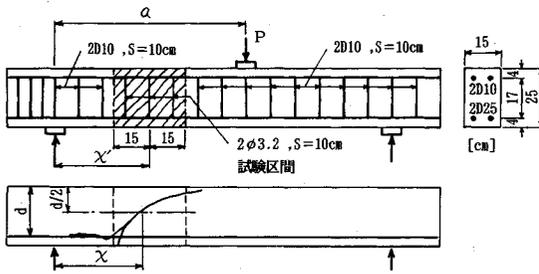


図-6 区間強度を求める実験の供試体

距離 (x) および荷点までの距離 (a-x) によってどのように変化するか実験的に検討し、以下のような関係式を提案した²⁾。

$$V_u = R \cdot V_0$$

$$= 0.958 \cdot [\coth(x/d)]^{1.360}$$

$$\cdot [\coth(a/d - x/d)]^{1.484} \cdot V_0 \dots \dots (1)$$

V_0 は σ_p の影響を受けない場合の断面のせん断耐力 (基本的せん断耐力) で、次式によって表されるものとした。

$$V_0 = 0.94 f'_c{}^{1/3} p_w^{1/3} (100/d)^{1/4} \cdot b_w d \dots \dots (2)$$

ここで、 f'_c : コンクリートの圧縮強度

p_w : 引張鉄筋比 = $100 \cdot A_s / (b_w d)$ %

d : 有効高さ cm

b_w : ウェブ幅 cm

支点から荷点までの全断面について V_u を求めれば、その最小値がはりのせん断耐力であり、最小値を与える x が破壊断面の位置を示すものである。

(2) 実験供試体への区間強度式の適用

本実験の供試体は、張り出し部を有する単純はりで、単純スパンに等分布荷重 $w (w = P/L)$ が、張り出し部先端付近に集中荷重 P' が作用している。 P と P' の比率によって、支間モーメント M_1 と支点モーメント M_2 の比率は変化し、従って曲げモーメントの反曲点 (I.P.) の位置も変化するが、左支点から反曲点までの距離が $2l_1$ で反曲点から中間支点までの距離が l_2 であるとする。また、強度解析の対象区間は、支間モーメント最大断面 (M_{max}) から反曲点までの I 区間、および、反曲点から中間支点までの II 区間とする (図-7 参照)。

まず、単純スパンを 2 分割し、左支点から反曲点までをスパンとする単純はり A と、中間支点で固定されたスパン長 l_2 の片持ちはり B に分解する。

a) 区間 I の解析

等分布荷重を n_1 個の集中荷重 $P_j (j=1, 2, \dots, n_1)$ に置換する ($P_j = P/n_1 = wL/n_1$)。次に、スパンを n_1 等分した各断面においてせん断耐力を検討するのであるが、この場合には、多数の集中荷重の複合作用を考えなければならないので、 x および a の値に応じてせん断耐力が

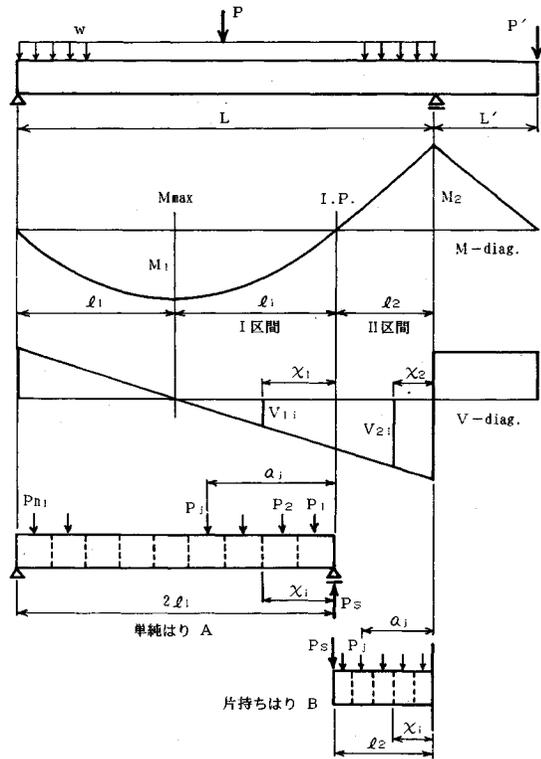


図-7 区間強度法におけるモデル化

R 倍に増加すると考えるよりも、作用するせん断力が $1/R$ 倍に減少すると考える方が便利である。それで、後者の考え方をを用いることとし、各集中荷重によって着目断面に発生する (計算上の) せん断力を $1/R$ 倍した値を「有効せん断力、 V_{ei} 」と称することにする。さらに、 n_1 個の集中荷重による有効せん断力の総和が、断面の基本的せん断耐力 V_0 に達したときにせん断破壊が生ずるとの基本的仮定を行う。

P_j によって x_i 断面に発生するせん断力 V_{ij} および有効せん断力 V_{ei} は式 (3) によって表される。

$$V_{ei} = V_{ij} / R_{ij} \dots \dots (3)$$

ただし、

$$V_{ij} = P_j \cdot (2l_1 - a_j) / (2l_1), \quad j > i \dots \dots (4)$$

$$V_{ij} = -P_j \cdot a_j / (2l_1), \quad j \leq i$$

$$R_{ij} = 0.958 [\coth(x_i/d)]^{1.360}$$

$$\cdot [\coth(a_j/d - x_i/d)]^{1.484} \dots \dots (5)$$

荷重 P_1 から P_{n1} による有効せん断力の総和は、式 (6) で表されるので、結局、 x_i 断面がせん断破壊するときの等分布荷重 w_{uti} は式 (7) で求められる。

$$V_{ei} = \sum_{j=1}^{n_1} V_{ej} \dots \dots (6)$$

$$w_{u1i} = \frac{V_0}{\sum_{j=1}^i \frac{-a_j}{n_1 R_{ij}} + \sum_{j=i+1}^{n_1} \frac{2l_1 - a_j}{n_1 R_{ij}}} \dots\dots\dots (7)$$

以上の計算を、断面 1 から断面 $n_1/2$ まで繰返し、 w_{u1i} の最小値を求めれば、それが区間 I でせん断破壊する場合の等分布荷重の値 w_{u1} であり、その時の x が破壊断面の位置である。

ただし、上記の計算は、単純はり A の両支点がいわゆる直接支持であることを仮定したことによる。しかし、はり A の右側支点は仮定の支点であって、実際にはりの下側から反力が作用しているわけではない。従って、この支点は間接支持として取り扱わなければならないとも思われる。右側支点が間接支持であれば、はり A のせん断耐力は当然低下することになるので、この支持条件の相違に対する何等かの補正が必要になるが、それについては 5. で検討することとする。

b) 区間 II の解析

区間 II についても、スパンおよび等分布荷重を n_2 等分して、基本的には区間 I と同様の方法を適用する。ただし、この場合には、片持ちはりの先端に単純はり A の仮想支点反力と等しい大きさの集中荷重 ($P_s = w \cdot l_1$) が作用すること、および、片持ちはりの場合には、注目している断面 x_i よりも支点側に載荷される荷重 ($P_j, j \leq i$) は、 x_i 断面にせん断力を発生させないので、これらを考慮する必要があることが単純はりの場合とは異なっている。

すなわち、 P_j によって x_i 断面に発生するせん断力 V_{ij} および有効せん断力 V_{eij} は式 (8) および式 (9) によって、全荷重による有効せん断力の総和は式 (10) によって表されるので、結局、 x_i 断面が破壊するときの等分布荷重 w_{u2i} は式 (11) によって求めることができる。

$$V_{ij} = P_j, j > i \dots\dots\dots (8)$$

$$V_{eij} = V_{ij} / R_{ij} \dots\dots\dots (9)$$

$$V_{ei} = \sum_{j=i+1}^{n_2} V_{eij} \dots\dots\dots (10)$$

$$= \sum_{j=i+1}^{n_2} \frac{P_j}{R_{ij}} + \frac{P_s}{R_i}$$

$$w_{u2i} = \frac{V_0}{\sum_{j=i+1}^{n_2} \frac{l_2}{n_2 \cdot R_{ij}} + \frac{l_1}{R_i}} \dots\dots\dots (11)$$

ただし、 R_i は P_s についての R で、式 (12) による。

$$R_i = 0.958 [\coth(x_i/d)]^{1.360} \cdot [\coth(l_2/d - x_i/d)]^{1.484} \dots\dots\dots (12)$$

以上の計算を断面 1 から断面 n_2 まで繰返し、 w_{u2i} の最小値を求めれば、それが区間 II でせん断破壊する場合の等分布荷重の値 w_{u2} であり、その時の x が破壊断面の位置である。結局、 w_{u1} と w_{u2} のうちの小さい方の値が

供試体がせん断破壊する時の等分布荷重強度 w_u であり、それに対応する x が破壊位置を示すものである。

これと類似の手法はこれまでも幾つか提案されている^{3),4)}。しかし、それらにおいてはせん断力の低減係数 R は直感的にかつ大胆に仮定されており、本研究のように実験結果の裏付けを持った低減係数を用いたものはない。また、曲げモーメントの反曲点を持つような部材に対してこの種の手法を適用した例は、少なくとも著者の知る限りでは公表されていない。

5. せん断耐力および破壊位置の検討

4. で提案したせん断耐力算定法によって求めた各供試体のせん断破壊荷重 P_{uc1} は、表-3 に併せて示した (計算結果 (1))。

全供試体について、せん断破壊荷重の計算値と実験値の比率 (P_{uc1}/P_u) の平均値は 0.886 で、その変動係数は 18.2% であり、計算値の適合性はさほど悪くはないと思われる。しかし、II 区間で破壊した 12 の供試体においては、 P_{uc1}/P_u の平均値および変動係数が、それぞれ 0.794 および 11.6% であるのに対して、I 区間で破壊した 13 の供試体については平均値および変動係数が、それぞれ 0.973 および 17.5% であって、I 区間で破壊した供試体については、破壊荷重の計算値が比較的大きく、また変動係数もかなり大きいことが明かである。これは、4. (2) で述べたように、I 区間の耐力算定において、モーメントの反曲点を直接支持としてみなしていることの影響であると考えられる。すなわち、反曲点から中間支点までの距離 l_2 が特に短い場合には反曲点を直接支持とみなしても良いが、 l_2 がある程度以上長い場合には間接支持とみなす必要があることを示唆しているものと思われる。

そこで、区間 I で破壊した供試体について、せん断耐力の計算値と実験値の比率 (耐力比: P_{uc1}/P_u) と l_2/d の関係をプロットすると図-8 のようである。 l_2/d が 1 以下の範囲では耐力比に対する l_2/d の影響は特に認められないが、 l_2/d が 1 から 2 の範囲では l_2/d が増加するほど耐力比が増加している。また、さらにそれ以上 l_2/d が大きくなっても耐力比に変化は認められない、という傾向が明かであり、上記の考察を裏付けている。

これらの結果から、I 区間の耐力算定においては、反曲点の支持条件を考慮するために、区間強度式を適用して求めた耐力を、式 (13) に示す補正係数 K で除して低減する必要があることがわかった。なお、図-8 の l_2/d が 1 以下の範囲において、本来 1.0 となるべき P_{uc1}/P_u の値が約 0.8 となっているが、これは区間強度式による耐力算定の誤差であると思われるので、支持条件の影響としては、図-8 の破線 (K') の関係を式 (13) のように変換して用いた。

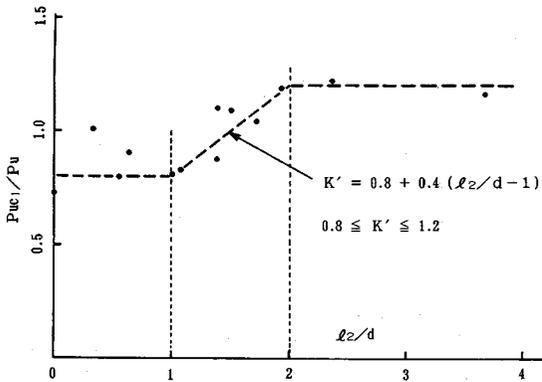


図-8 I区間のせん断耐力の補正係数

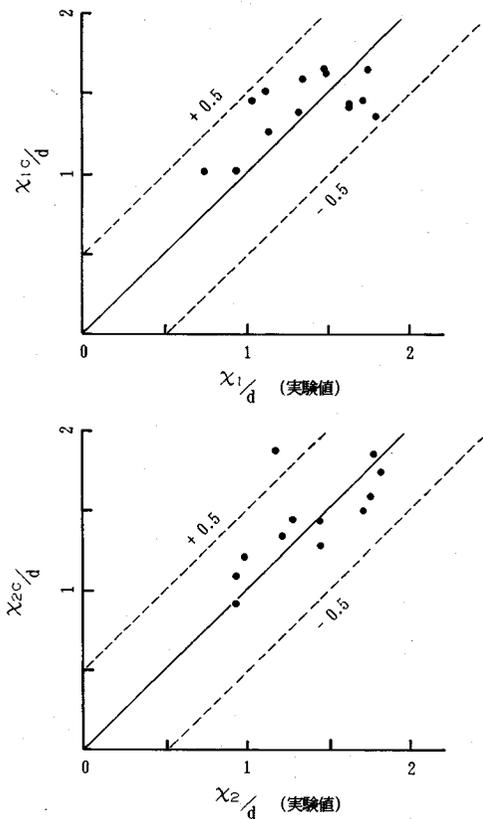


図-9 破壊断面の位置

$$K=1+0.5(l_2/d-1) \dots \dots \dots (13)$$

ただし、 $1.0 \leq K \leq 1.5$

補正係数 K を用いて計算した各供試体のせん断破壊荷重 (P_{uc2}) および破壊断面の位置 x_{1c} , x_{2c} は表-3に示した(計算結果(2)). x_1 および x_2 は、それぞれ I 区間で破壊する場合の破壊断面からモーメント反曲点までの距離および II 区間で破壊する場合の破壊断面から中間支点までの距離であり、サフィックス c は計算値の意味

表-4 破壊断面のせん断強度

供試体番号	M_2/M_1	破壊区間	v_B kgf/cm ²	v_{uc} kgf/cm ²	v_{uc}/v_B
II-10	1.0	I	15.0	29.2	1.95
II-20	2.0	II	14.9	50.0	3.36
II-30	3.0	II	15.0	36.1	2.41
IV-00	0.0	I	13.6	19.4	1.43
VI-10	1.0	I	13.8	17.4	1.26
VI-22	2.2	II	12.7	23.2	1.83
VI-30	3.0	II	13.4	21.0	1.57
V-025	0.25	I	15.2	20.6	1.36
V-050	0.50	I	14.9	20.8	1.40
V-075	0.75	I	15.3	18.6	1.22
V-10	1.0	I	13.3	14.3	1.08
V-30	3.0	II	13.1	18.3	1.40
V-40	4.0	II	15.3	20.2	1.32
V-50	5.0	II	15.0	19.3	1.29
V-70	7.0	II	15.0	18.9	1.25
I-10	1.0	I	14.7	13.7	0.93
I-20	2.0	II	16.6	24.5	1.48
I-30	3.0	II	15.3	19.7	1.29
VI-01	0.1	I	16.4	20.0	1.22
VI-02	0.2	I	14.7	18.1	1.23
VI-05	0.5	I	15.3	15.8	1.03
VI-10*	1.0	I	15.0	12.8	0.85
VI-20*	2.0	I	14.9	13.1	0.88
VI-30	3.0	II	15.3	18.1	1.18
VI-50	5.0	II	15.2	17.6	1.16
VI-70	7.0	II	15.2	17.3	1.14

である。なお、これ以後、4.(2)のモデルに区間強度式および式(13)の補正係数を適用したせん断耐力算法を「区間強度法」と呼ぶことにする。

P_{uc2}/P_u の比率の平均値および変動係数は、全 26 供試体については 0.808 および 10.9% であり、I 区間で破壊した 13 供試体については 0.817 および 10.3%、II 区間で破壊した 12 供試体については 0.794 および 11.6% であって、計算耐力は平均的に 20% 程度実験値よりも低めではあるが、変動係数は小さく、また I、II 区間の強度推定精度のバランスも良く、ほぼ満足すべき結果であると考えられる。

区間強度法で算定した破壊区間は、I および II 区間の計算上の耐力の値が接近している II-20 を除く全ての供試体について、実験結果と一致している。また、破壊断面位置の計算値と実験値の関係は図-9 に示したとおりである。どちらの区間で破壊する場合でも、 x/d の計算値と実験値の誤差の平均値は 0.1 程度以内であり、標準偏差も 0.25 程度以内であって、破壊断面位置の推定精度も良好であると言える。破壊断面位置の推定の誤差は、直接、作用せん断力の算定値の誤差にはねかえるので、スパン内でせん断力が変化する部材の解析においては、破壊断面位置の推定精度が特に重要である。

以上のように、区間強度法によって本実験供試体のせん断耐力ならびにせん断破壊位置を精度良く算定できる

ことが実証されたのである。表-4は、区間強度法によって算定した破壊断面のせん断強度 v_{uc} と、断面の基本的せん断強度 v_0 を比較したものである。なお、 v_0 は現行RC示方書のせん断耐力算定式(安全係数は含まれていない)とほぼ同一である。 v_{uc}/v_0 はいずれも0.85以上であり、区間強度式による算定の誤差を考えれば、示方書式は一般に安全側の耐力を与えると思われる。そして、ほとんどの供試体において v_{uc}/v_0 は1.0から3.4の範囲にあることから、示方書式がせん断強度を過小評価するケースが多いことも明らかである。

区間強度式は元来集中荷重による実験結果から導かれたものであり、等分布荷重にも十分適用可能であることを考え併せると、多数の集中荷重が作用する場合、等分布でない分布荷重が作用する場合、あるいはそれらの組合せの場合など、一般的な荷重条件に対しても適用できる可能性が高いものと思われる。ただし、区間IIに全く荷重が作用しないというような特殊な場合には、区間IIが全面的に間接載荷されることになるので、そのような場合の区間IIの耐力算定については別途検討が必要であろう。また、本論文では、研究成果を直接実用設計に適用することを意識していない。ここで提案した方法を設計に応用する手法に関しては現在検討を進めているので、別の機会に公表したいと考えている。

6. 結 論

連続桁、ラーメン構造のはり、あるいは地中のボックス構造物の部材のように、2次曲線的に分布する曲げモーメントと直線的に分布するせん断力の作用を受ける部材で、曲げモーメントの反曲点を有する部材のせん断耐力の算定法を開発することを目的として、片持ち部を有する単純はり供試体によるせん断破壊実験を実施し、さらに、それらの結果を基礎としてせん断耐力の算定法について検討した結果、以下のような結論が得られた。なお、軸力の作用を受ける部材は本研究の対象外であり、

これについては今後の検討課題である。

(1) 作用せん断力の大きさは、I区間(支間正モーメント区間)におけるよりも常にII区間(支点負モーメント区間)において大であるが、せん断破壊はII区間で生ずるとは限らず、支点モーメントと支間モーメントの比(M_2/M_1)が小さい場合にはI区間においてせん断破壊を生ずる。

(2) 斜めひびわれ発生からせん断破壊に至るまでの耐力の余裕は主としてスパン長によって決まり、スパン長が短ければせん断圧縮破壊、長ければ斜引張破壊を生じている。このような挙動は、集中荷重を受ける単純はりのそれと類似である。

(3) モーメントの反曲点を有するRC部材を、複数の単純なはり部材に分解し、さらに等分布荷重を多数の集中荷重に置き換えてモデル化し、それらに著者が別途提案している区間強度式を適用することによって、せん断耐力およびせん断破壊断面位置を算定する方法(区間強度法)を提案し、その妥当性を実証した。

(4) 区間強度法による計算結果から、コンクリート標準示方書のせん断耐力算定式は、多くの場合にせん断耐力を過小評価することを示した。

参 考 文 献

- 1) 角田与史雄・古内 仁：張出しを有するRCはりのせん断強度に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集9-2，pp.341~346，1987年。
- 2) 松貝 勇：等分布荷重を受ける鉄筋コンクリートはりのせん断強度の解析，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第5部，pp.399~400，1984年10月。
- 3) 二羽淳一郎・山田一字・横沢和夫・岡村 甫：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，土木学会論文集第372号/V-5，pp.167~176，1986年8月。
- 4) 石橋忠良・斉藤啓一・丸山久一：多点荷重を受けるはりのせん断耐力に関する一考察，第7回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.517~520，1985年。

(1992.3.28 受付)

SHEAR STRENGTH OF THE BEAMS WITH MOMENT INFLECTION UNDER THE EFFECT OF UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD

Takeshi HIGAI

Many RC members are subjected to the parabolic bending moment distribution and linear shear force distribution under the combined action of distributed load and concentrated loads. And they usually have some moment inflection points within the span. In this study, shear resisting behavior and shear capacity of this type of beams were examined based on the experimental results. Then, the calculating method of shear capacity of the beams was proposed, utilizing the "zone shear strength equation" which has been proposed by the author.