

多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力評価 に関する研究

齋藤啓一¹・高橋宏幸²・石橋忠良³・丸山久一⁴・秋山充良⁵・鈴木基行⁶

¹正会員 博(工) ジェイアール東日本コンクリート㈱ 東北支店 (〒983-0853仙台市宮城野区東六番丁31番2号)

²正会員 ジェイアール東日本コンクリート㈱ 東北支店 (〒983-0853仙台市宮城野区東六番丁31番2号)

³フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道㈱ 建設工事部 (〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-2)

⁴フェロー会員 工博 長岡技術科学大学教授 環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町1603-1)

⁵正会員 博(工) 東北大学助教授 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒980-8579仙台市青葉区荒巻字青葉06)

⁶フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒980-8579仙台市青葉区荒巻字青葉06)

RC部材のせん断耐力算定式は、2点対称集中荷重の実験結果を基本にしているが、実構造物における直接基礎や多列杭を配置したフーチングなどでは、作用荷重が分布形状あるいは多列多点形状となるので、このような荷重分布形状でも良好な結果を与えるせん断耐力算定手法を確立することが、実構造物を合理的に設計する上で重要である。そこで、支承からの距離と荷重からの距離との相互の影響を考慮したはりのせん断耐力算定手法を提案した。そして、多点対称荷重や多点非対称荷重による既往の実験結果を用いることにより検証を行い、提案手法が実験結果を精度良く評価することを明らかにした。また、等分布荷重を多点荷重に分割すれば、等分布荷重が作用するはりにも同手法を適用することが可能であり、これまでの提案手法に比べて、広範囲の実験結果に対して良好な評価を与えることを示した。

Key Words: *multiple points load, uniformly distributed load, shear strength, reinforced concrete beams*

1. まえがき

コンクリート構造物の設計法は、鉄道では運輸省から平成3年12月に「鉄道構造物等設計標準」として事業者に達達され、(財)鉄道総合技術研究所から解説を加えて平成4年10月に「鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)」(以下、設計標準という)として刊行された¹⁾。本設計標準は、土木学会コンクリート標準示方書(昭和61年制定)²⁾(以下、標準示方書という)を参考にして、限界状態設計法を全面的に採用したものである。

構造物を構成する各部材は、曲げやせん断そしてねじり等に対して所要の安全率を確保するように、部材の形状寸法や配筋量が決められるが、部材によってはせん断に対する検討で決定される場合も多く、せん断に対する設計法は非常に重要である。

標準示方書には、実際の荷重分布状態を単純化したりすることや、荷重についても実際のものと同価または安全側のモデル化を行って良いことなどが記述されており、多点荷重や分布荷重が作用する代表的な部材であるフー

チングの項で、本来は部材の耐力を割り増すべきであるが、計算上の簡便さを考えて、作用する荷重をせん断スパンに応じた係数で低減し、作用せん断力を求める方法が示されている。なお、せん断力を検討する断面については、直接基礎では壁前面より $h/2$ (h は壁前面におけるフーチング厚)離れた位置、片側1列の杭基礎では壁前面より杭中心までの距離の $1/2$ の位置、多列杭では直接基礎に準じて求めることとしている。

これらの規定は、片側1列の杭を配置したフーチングの実験結果³⁾を基本として安全側に定められたものであり、実構造物において多用される多列杭の多点荷重が作用する場合や、直接基礎の分布荷重が作用する場合など、実際の荷重分布状態を反映可能なせん断耐力算定式や、検討位置を精度良く求めることが出来る合理的な設計法の解明が課題として残されていた。

本研究は、これらの課題を検討するために、まず、筆者らの研究を含めてこれまでに行われた研究の特徴や課題を明らかにし、そして、筆者らがこれまでに提案した計算手法に、二羽^{4), 5)}が提案する2点対称荷重を受けはりやディープビームのせん断耐力算定式を用いて、

実験結果における適用性を検証した結果、新たな知見が得られたので報告するものである。

2. 既往の研究

標準示方書では、RC 部材のせん断耐力はスパンとはり高さの比(以下、 l/h という)の影響を受けるために、 l/h が 2.0~3.0 以下の場合にはディーブビームの規定を、2.0~3.0 以上の場合には棒部材の規定をそれぞれ適用するとしている。

はりやディーブビームのせん断破壊性状は、これまでに数多くの研究が行われており、2 点対称集中荷重載荷でせん断補強鉄筋を用いない試験体の結果を基本にした精度のよいせん断耐力算定手法が、二羽らによって提案され^{4,5)}、これらの提案式が標準示方書の基本となっている。しかし、前述したような実構造物に作用する分布荷重や多点荷重のような荷重の形状のものを合理的に取り扱うには、問題を含んだものであった⁶⁾。

等分布荷重を理想的に作用させた実験として Leonhardt and Walther⁷⁾ によるものが有名である。載荷桁と試験体との間に水袋を配置して等分布荷重をはりに作用させ、 l/h が 5.1~22.0 の 14 体の載荷実験を行い、そのうちの 13 体がせん断破壊したことを報告している。また、我が国でも大型構造物のせん断設計で問題となる寸法効果の解明を目的とした井畔ら⁸⁾による実験があり、 l/h が 12.0、鉄筋比 0.4%と一定で、有効高さが 10cm から 3m までの大型鉄筋コンクリートはりによる報告がある。そして井畔らは Kani の考え方を参考にして、等分布荷重の場合のせん断スパンをスパンの 1/4 であるとし、 a/d とせん断強度との関係から斜め引張破壊となる a/d を 3.0 以上と考慮して、試験体の形状をスパン l /有効高さ d (以下、 (l/d) という)を 12 とすることにより、ディーブビーム的な支持機構とならない下限値に近いはりとしてのせん断強度の値を得ることを計画し実験を行った。そして、支点から $1.5 \times d$ の位置を破壊断面と定めて、この位置における作用せん断力とせん断耐力($(a/d)=3.0$ として求める)の計算値を比較するという計算手法を提案した。

等分布荷重が作用する場合の計算手法については、二羽らは、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を行った論文⁴⁾の中で、井畔らの手法は合理的な説明が困難であると指摘している。そして等分布荷重を n 個の集中荷重に分割して、それぞれの集中荷重について支点からの影響と荷重からの影響を考慮した低減関数による修正を行い、全ての修正されたせん断力図を重ねることにより作用せん断力を求め、その中の最大

せん断力 V_{max} と基本せん断耐力 V_{co} との比を求めて、破壊時の等分布荷重の計算値 $W_{cal}(=V_{co}/V_{max})$ を計算する手法を試みている。その結果、ほぼ妥当な精度でせん断強度が推定できると思われたが、計算結果を詳細に見ると、せん断耐力算定式の有効高さ d および鉄筋比 p_w に関する関数形が、和の形(旧来の形)と積の形(新しい形)により、前者では寸法効果が実験値よりも少し過大であり、後者では実験値と計算値の比の変動はなくなるが、実験値を幾分過大評価するという傾向が認められるので、両式とも十分に精度良く実験値を算定しているとは言いがたいと記している。

一方、多点荷重を作用させた実験には小林ら^{9,10)}によるものがある。荷重数が 4 点あるいは 8 点で、8 点荷重では等分布、支点側で大きくなる三角形分布、支点側で小さくなる三角形分布と分布形状を変えた試験体もあり、全部で 13 体の報告がある。実験は昭和 55 年に土木学会コンクリート標準示方書および道路協会道路橋示方書でコンクリートの許容せん断応力度の改訂が行われたことが発端となっている。当時、土木学会により限界状態設計法による新しいせん断強度の計算式¹¹⁾が提案された時期で、採用すべき設計法を確認することが目的で実験を実施しており、その結果から破壊強度は支点に近づく増加する割合が大きいため、土木学会コンクリート標準示方書(照査位置によりせん断力を低減して計算する)および道路協会道路橋示方書(せん断支間比により許容応力度を割増す)のいずれの方法を用いても安全側となり問題はないと報告している。

筆者らも、多列杭を配置した場合のフーチングの設計法や、実構造物における荷重分布の複雑さを考慮できるせん断設計法の確立を目指して、多点荷重を載荷したはりの実験を行ってせん断耐力算定手法を提案した^{12,13)}。

しかし、この手法を Leonhardt and Walther や井畔らが行った等分布荷重の実験結果に適用すると、 l/d が小さな形状となる(すなわちディーブビームに近づく)領域で、実験値を過小評価するという傾向を示しており、原因の解明が必要となっていた。また、筆者らの計算式は、 a/d の効果を 3 つの領域に区分しており、有効高さ d および鉄筋比 p_w に関する関数形も和の形(旧来の形)となっていて、現行標準示方書の基本となっている二羽らの提案式^{4,5)}における a/d の効果に対する区分や、耐力算定式における関数形(積の形)とは異なるせん断耐力算定手法であった。

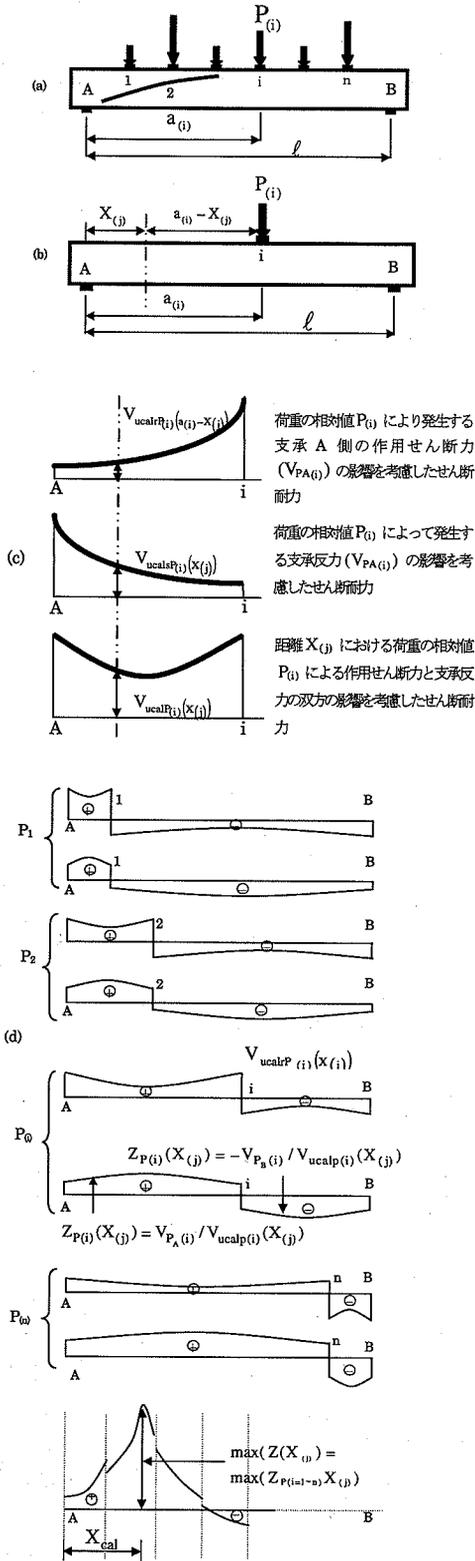


図-1 多点荷重を受けるはりのせん断耐力算定方法の概念

3. 多点荷重を受けるはりのせん断耐力の算定手法の提案

(1) 2 点对称荷重を受けるはりやディープビームのせん断耐力算定式

基本にした二羽らの提案式^{4,5)}である 2 点对称荷重を受ける、はりならびにディープビームのせん断耐力算定式を、式(1)ならびに式(2)に示す。

はりの場合、

$$V_{cal1} = K_1 \times (p_w \times f'_c)^{1/3} \times b \times d \times (d/1000)^{-1/4} \times [0.75 + 1.4 \times (a/d)] \quad (1)$$

ディープビームの場合、

$$V_{cal2} = K_2 \times f'_c{}^{2/3} \times b \times d \times [1 + 3.33 \times r/d] \times [1 + \sqrt{p_w}] / [1 + (a/d)^2] \quad (2)$$

ここに、 $K_1 = 0.20$ 、 $K_2 = 0.24$ (定数)、 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)、 b : 部材の幅 (mm)、 d : 部材の有効高さ (mm)、 r : 支承や載荷板の長さ (mm)、 a : せん断スパン (mm)、 A_s : 軸方向鉄筋の断面積 (mm^2)、 p_w : 式(3)により求める。

$$p_w = A_s / (b \times d) \times 100 \quad (3)$$

(2) 多点荷重を受けるはりのせん断耐力算定手法

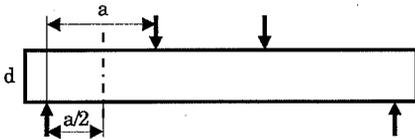
今、図-1(a)に示すような n 個の荷重が載荷される場合を考える。また、支承 A から荷重群が載荷される位置に向かう面がせん断破壊となることを想定する。

図-1(b)に示される i 番目の荷重の相対値 $P_{(i)}$ に着目し、支承 A の中心から荷重の相対値 $P_{(i)}$ までの距離を $a_{(i)}$ とする。

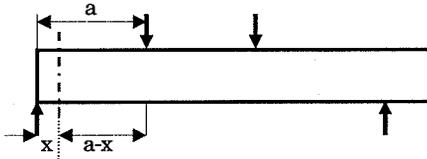
はりのせん断耐力は a/d の影響を受けるが、岡村¹⁴⁾は、この a/d の影響は支承反力の影響が主であると述べている。また、檜貝は、はりの一部以外を補強した実験結果から、どの位置に作用する荷重についても支承近傍と同様に、載荷点の近傍でもせん断耐力が大きくなることを報告¹⁵⁾している。これらのことは、はりが保有するせん断耐力がせん断スパン $a_{(i)}$ 区間内で一定ではなく、支承や載荷点近傍ではそれ以外の区間よりも大きな強度を保有することを示唆している。そこで、せん断スパン $a_{(i)}$ 区間内の任意の位置のはりのせん断強度を、荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって発生する支承反力の影響によるものと、荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって発生する作用せん断力の影響によるものとの和の形で求める (図-1(c)) ことを考えた。

ここで、荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって発生する支承反力と作用せん断力は互いにその値が等しいことと、支承反

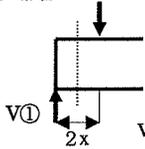
(a) 二羽式は $a/2$ 点のはりのせん断耐力を示すと仮定する。



(b) X 点のはりのせん断耐力を以下により求める



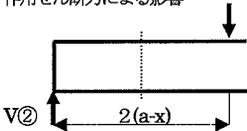
支点反力の影響



$V①$: 二羽式(せん断スパン= $2X$)で計算

$V②$: 二羽式(せん断スパン= $2(a-x)$)で計算

作用せん断力による影響



X 点のはりのせん断耐力を

二羽式により, $\frac{V①+V②}{2}$

として求める。

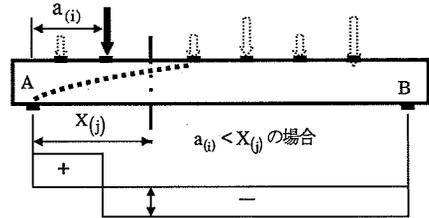
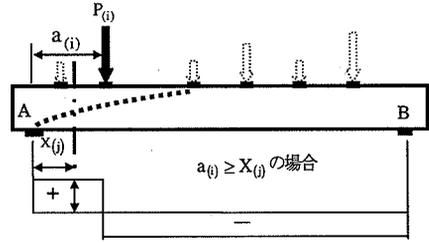
図-2 二羽らの式を用いてはりの X 点におけるせん断耐力を求める方法

力の影響を支承中心から検計位置までの距離の関数とし、作用せん断力の影響を荷重の相対値から検計位置までの距離の関数として、式(1)あるいは式(2)により求めることにすると、支承 A の中心から距離 $X_{(j)}$ (荷重の相対値 $P_{(i)}$ からは $a_{(i)} - X_{(j)}$) の位置におけるせん断耐力式 $V_{ucalP_{(i)}}(X_{(j)})$ は式(4)ならびに式(5)により表現される。

$$V_{ucalP_{(i)}}(X_{(j)}) = V_{ucalP_{(i)}}(X_{(j)}) + V_{ucalP_{(i)}}(a_{(i)} - X_{(j)}) \quad (4)$$

$$= \frac{1}{2} V_{cal1 \text{ or } 2}(a=2 \times X_{(j)}) + \frac{1}{2} V_{cal1 \text{ or } 2}(a=2 \times (a_{(i)} - X_{(j)})) \quad (5)$$

ここで、 $V_{ucalP_{(i)}}(X_{(j)})$ は、せん断スパン $a_{(i)}$ 区間内の支承 A の中心から距離 $X_{(j)}$ (荷重の相対値 $P_{(i)}$ からは $a_{(i)} - X_{(j)}$) の位置におけるせん断耐力である。 $V_{ucalP_{(i)}}(X_{(j)})$ は、荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって発生する支承反力 $V_{P_{(i)}}$ による影響を考慮した成分で、二羽らの提案式がせん断スパン a の $1/2$ 点のはりのせん断耐力を示していると考え、式(1)あるいは式(2)を用いて式中のせん断スパン a を $2 \times X_{(j)}$ に置き換えることによって



↓ : 着目している載荷荷重

..... : 想定している支承 A から荷重群が載荷される位置に向かうせん断破壊面

図-3 距離 $X_{(j)}$ と作用せん断力の符号との関係

求め、 $V_{ucalP_{(i)}}(a_{(i)} - X_{(j)})$ は、荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって発生する作用せん断力 $V_{P_{(i)}}$ による影響を考慮した成分で、式(1)あるいは式(2)を用いて、式中のせん断スパン a を $2 \times (a_{(i)} - X_{(j)})$ に置き換えることによって求められる(図-2を参照)。なお、 $V_{cal1 \text{ or } 2}$ とは、 a/d の値がはりとディープビームの領域が近接する領域では、式(1)と式(2)の値を比較して、大きな値を計算値として採用することを表したものである。

以上は、距離 $X_{(j)}$ がせん断スパン $a_{(i)}$ 区間内の場合であるが、距離 $X_{(j)}$ がせん断スパン $a_{(i)}$ 区間の外側(すなわち、荷重の相対値 $P_{(i)}$ から支承 B の区間)になると、荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって発生する作用せん断力の値が、図-3に示すように距離 $X_{(j)}$ では負となる。このことは、想定している支承 A から荷重群が載荷される位置に向かうせん断破壊面に対して、荷重の相対値 $P_{(i)}$ が距離 $X_{(j)}$ ではむしろ好影響を与え、せん断破壊強度を増加させる方向に作用すると考えられる。この影響について、二羽ら⁴⁾は、等分布荷重を n 個の集中荷重に分割して、それぞれの集中荷重について、支点からの影響と荷重からの影響を考慮した低減関数による修正を行うが、そのときに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より、その効果を考慮することを提案している。しかし、筆者らは、支承 A を支承 B と読み替えてせん断スパン $a_{(i)}$ 区間内と同様にして計算するが、式(5)によ

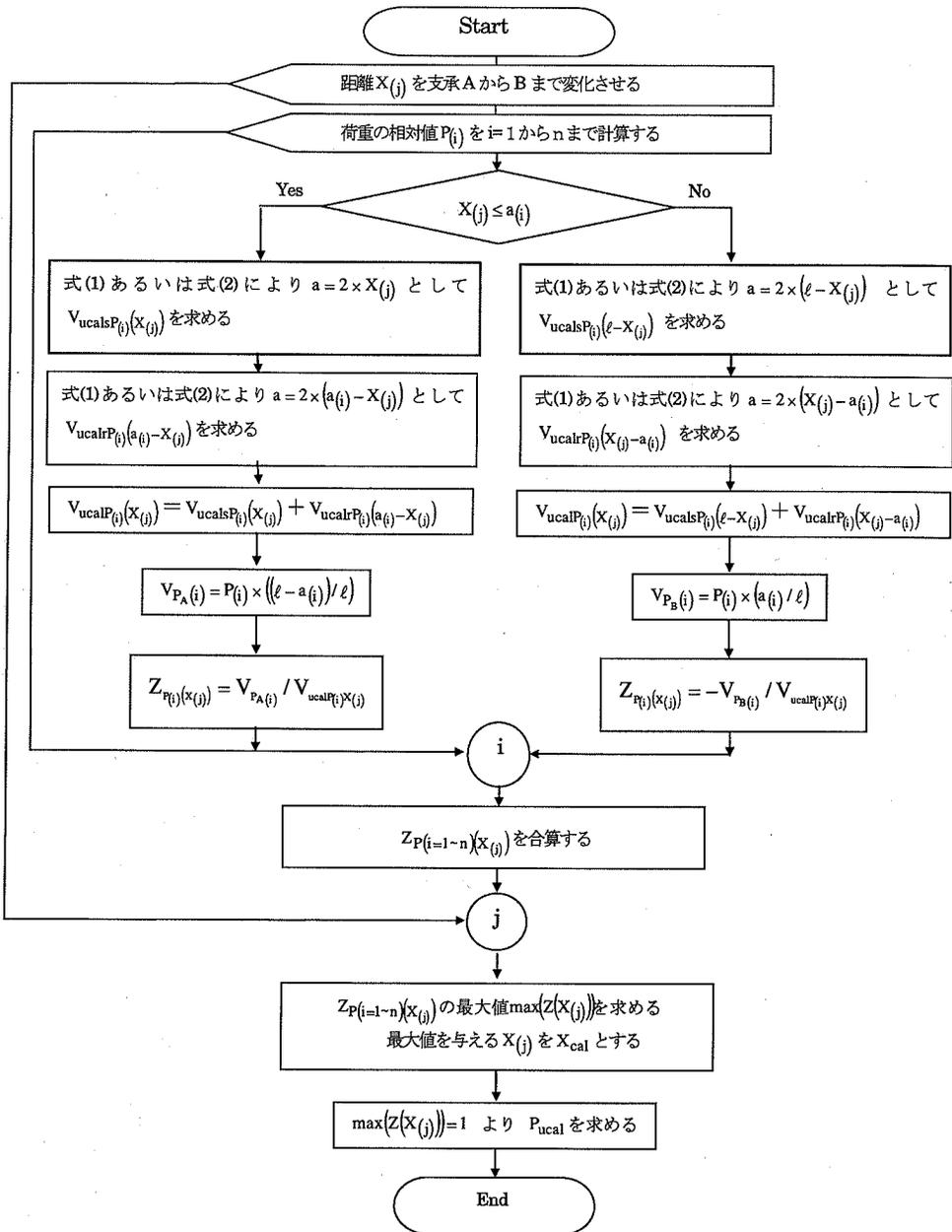


図-4 計算のフロー

り計算される値に負の符号を付与することにより、その効果を考慮することとした。

次に、 n 個の荷重の大きさが互いに異なることを想定して、式(5)により得られた距離 $X(j)$ におけるはりのせん断耐力 $V_{ucalP(i)}(X(j))$ の値を、荷重の相対値 $P(i)$ によって支承 A に生ずる反力 [作用せん断力 $V_{PA(i)}$ は式(6)により求める。距離 $X(j)$ が荷重の相対値 $P(i)$ より支承 B 側となる時には、支承 B に生じる反力 (作用せん断力

$V_{PB(i)}$ は式(7)による] の値で除すことで、距離 $X(j)$ におけるはりが保有するせん断耐力に対して、荷重の相対値 $P(i)$ の及ぼす影響の程度 $Z_{P(i)}(X(j))$ を式(8)により求める (図-1(d)) こととした。

$$V_{PA(i)} = P(i) \times ((l - a(i)) / l) \quad (6)$$

$$V_{PB(i)} = P(i) \times (a(i) / l) \quad (7)$$

表-1 実験結果

試験体名	支承から各載荷点までの距離 (mm) ^(注)						f _c (N/mm ²)	P _{sc} (kN)	P _{max} (kN)	X _{test} (mm)	P _{ucal} (kN)	X _{cal} (mm)	P _{max} /P _{ucal}	(X _{test} -X _{cal})/d
	150	300	450	600	750	900								
N 6	○		○				30.7	78.5	176	225	158	150	1.12	0.278
N 7	○			○			30.7	73.5	113	250	110	350	1.03	-0.370
N 8	○				○		30.7	66.7	88.3	275	80.1	390	1.10	-0.426
N 9	○					○	30.7	65.7	65.7	425	73.8	430	0.890	-0.019
N1 0		○	○				30.7	56.9	157	275	112	300	1.40	-0.093
N1 1				○			30.7	49.0	101	275	84.6	300	1.20	-0.093
N1 2		○				○	30.7	53.9	79.4	400	73.6	390	1.08	0.037
N1 3		○				○	30.7	58.8	71.1	300	68.2	420	1.04	-0.444
N1 4			○	○			36.7	44.1	76.5	325	79.5	330	0.962	-0.019
N1 5			○		○		36.7	44.1	62.1	375	64.2	410	0.966	-0.130
N1 6			○			○	36.7	47.1	62.1	375	58.7	450	1.06	-0.278
N1 7				○	○		36.7	47.1	64.7	475	54.1	400	1.20	0.278
N1 8				○		○	30.7	37.3	41.7	350	46.4	390	0.898	-0.148
N1 9	○	○	○				30.7	49.0	132	250	105	150	1.25	0.370
N2 0	○	○		○			30.7	44.1	123	275	81.8	300	1.50	-0.093
N2 1	○		○	○			30.7	44.1	73.5	250	69.2	330	1.06	-0.296
N2 2	○	○	○		○		30.7	39.2	72.6	300	56.8	390	1.28	-0.333
N2 3		○		○		○	30.7	34.3	49.0	300	43.3	390	1.13	-0.333
N2 4		○	○	○			30.7	34.3	73.5	275	57.6	300	1.28	-0.093
N2 5		○		○	○		30.7	29.4	51.3	325	45.2	390	1.14	-0.241
N2 6			○	○		○	30.7	19.6	39.0	400	37.5	390	1.04	0.037
N2 7			○	○	○		30.7	29.4	47.1	350	38.9	390	1.21	-0.148
N2 8				○	○	○	30.7	29.4	28.9	375	29.8	390	0.972	-0.056

(注) スパン中央から支承A側における片側の値

表-2 コンクリートの示方配合ならびに養生方法

Gmax (mm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	スラン プ (cm)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (kg/m ³)	セメントの 種類	養生 方法 (注)
					W	C	G	S			
25	4	53.5	35.1	8	149	279	1219	658	0.698	普通ポルトランド	蒸気

表-3 使用した鋼材の諸特性

径	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
D22	390.3	589.4	1.86

$$Z_{P_{(i)}(X_{(j)})} = V_{P_{(i)}} / \sqrt{V_{ucalP_{(i)}(X_{(j)})}$$

あるいは

$$Z_{P_{(i)}(X_{(j)})} = -V_{P_{(i)}} / \sqrt{V_{ucalP_{(i)}(X_{(j)})} \quad (8)$$

以上の計算を、距離 X_(j) で n 個の荷重の相対値について行って、距離 X_(j) のはりが保有するせん断耐力に対する n 個の荷重の相対値による影響の程度 Z_{P_(i=1~n)(X_(j))} を求める。

そして、距離 X_(j) を支承 A から支承 B まで変化させ、各位置における Z_{P_(i=1~n)(X_(j))} を求め、式(9)ならびに式(10)により、Z_{P_(i=1~n)(X_(j))} の最大値 max(Z(X_(j))) を求めて、max(Z(X_(j))) を与える支承 A からの距離 X_(j) をせん断破壊位置の計算値(X_{cal})とする。

最後に、式(11)に示すように、max(Z(X_(j))) が 1 となる (X_(j) 点でのせん断耐力が作用せん断力と等しくなる) という条件から、多点荷重が載荷されるはりがせん断破壊する時の載荷荷重の計算値(P_{ucal}) を求める。なお、載荷荷重がスパン中央において左右対称でない場合

には、支承 A 側からの検討と支承 B 側からの検討との両方向から計算を行って、いずれか小さい方の値を解とする。

$$\max(Z(X_{(j)})) = \max[Z_{P_{(i=1~n)}}(X_{(j)})] \quad (9)$$

$$X_{cal} = X_{(j)} [\max(Z(X_{(j)})) \text{ を与える距離 } X_{(j)}] \quad (10)$$

$$P_{ucal} (\max(Z(X_{(j)})) = 1) \quad (11)$$

以上、計算のフローを図-4に示す。

4. 提案手法による計算値と実験値との比較

まず、3章に示した提案手法による計算値と筆者らが行った多点荷重の実験結果との比較を述べ、既往の多点荷重に関する実験結果と等分布荷重に対する実験結果についての比較結果を述べることにする。

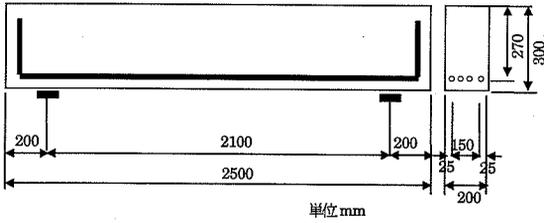


図-5 試験体の形状と配筋状況

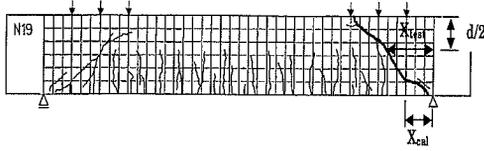


図-6 X_{test} と X_{cal} の一例 (試験体N19)

(1) 筆者らが行った実験の概要 ^{12), 13)}

a) 試験体形状と配筋状況

筆者らの行った試験体の形状と配筋状況を図-5に示す。試験体の形状や寸法ならびに配筋状況は全て同じであり、はり幅 b 200mm, 軸方向鉄筋は1段配置で鉄筋量 A_s は $D22 \times 4$ 本である。試験体は表-1に示すように全部で23体製作した。

b) 使用材料

コンクリートの示方配合ならびに養生方法を表-2に示す。試験体は打設後12時間の蒸気養生を行った。実験時のコンクリートの圧縮強度(試験体と同じ養生槽で養生を行った $\phi 150 \times 300$ mm 円柱試験体の圧縮強度 (f'_c))を表-1に示す。使用した鋼材と諸特性を表-3に示す。

c) 実験装置および荷重方法

多点荷重の荷重方法は、荷重桁をトーナメント式分配桁とし、その下に一系統に接続した小型油圧ピストンを設置して、パスカルの原理により各点に均等な荷重が荷重されるように工夫した。荷重位置はスパン中央において対称であり、スパン片側における荷重位置を表-1に示す。荷重は4点のものが13体で、6点のものが10体である。各シリーズでは、支承から一番近い荷重位置を固定して、二番目以降の荷重位置をスパン中央に向かって増加させることにより、荷重位置の違いによる影響を調べた。

荷重板には $50 \times 200 \times 20$ mm の鋼板を用いている。荷重板とコンクリート表面との摩擦の影響を緩和するために、試験体との間にはゴム板を敷いた。支承部は片側をヒンジ支承としたが、もう一方はローラー支承として試験体の水平変位を拘束しないように配慮した。支承部には $100 \times 200 \times 20$ mm の鋼板を用いた。

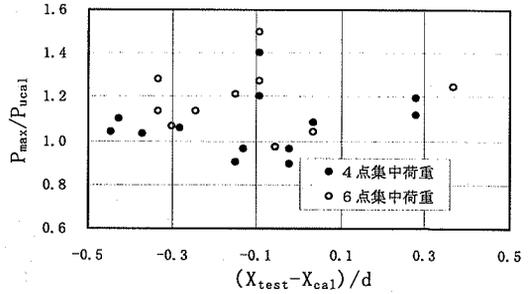


図-7 X_{test} と X_{cal} との比較

支承部と荷重点で異なる大きさの鋼板を用いているが、せん断スパン比が小さい場合にはその違いがせん断強度に影響を及ぼすことが考えられ、同一寸法のものを用いるのが望ましい。しかし大きな荷重板を用いると、荷重位置が互いに近接する場合には、はり上面が荷重板で連続的に拘束される状態となり、せん断破壊性状に影響を及ぼすことが想定されたので、支圧破壊が発生しない程度に荷重板の幅を小さくした。

d) 測定項目

測定を行った主な項目は、荷重と荷重点直下の変位、軸方向鉄筋の歪、コンクリート表面の歪、ひび割れ幅やせん断ひび割れ発生荷重 (P_{sc}) と最大荷重(以下、 P_{max} という)である

e) 実験結果

実験で得られたひび割れならびに破壊性状はすでに報告しているので、ここでは記述しないが、試験体全23体は全てせん断破壊であった。

P_{sc} と P_{max} を表-1に示す。また、ひび割れ図からせん断破壊面と有効高さ d の $1/2$ 点が変わる位置(以下、せん断破壊位置という)を求め、支承中心からせん断破壊位置までの水平間距離 X_{test} の値(mm)も、表-1に示した。

(2) 筆者らの実験結果に対する適用性

表-1に3章に示した計算手法を用いた場合の実験値と計算値との比較結果を示す。なお、検討位置はスパン方向10mm毎とした。

これより、せん断耐力の実験値/計算値の平均値と変動係数は、4点対称荷重13体で1.07、13.0%、6点対称荷重10体で1.19、12.8%となり、全試験体23体では1.07、13.6%となった。6点対称荷重の場合に、若干計算値が過小評価となるが、3章に示した計算手法は、実験値を良く評価できる。

また、本手法を用いると X_{cal} も算出される。図-6に X_{test} と X_{cal} との関係の一例を示す。全試験体23体の

表-4 対称荷重の実験値と計算値との比較

試験体名	Type (注)	P_{max} (kN)	X_{test} (mm)	X_{cal} (mm)	P_{cal} (kN)	P_{max}/P_{cal}	$(X_{test}-X_{cal})/d$
K-071	I	52.5	340	480	43.2	1.22	-0.58
K-072	I	69.6	380	400	57.7	1.21	-0.08
K-073	I	93.2	280	300	93.9	0.992	-0.08
K-074	I	158	300	130	138	1.14	0.71
L-075	II	24.0	400	410	19.9	1.21	-0.04
L-076	II	37.5	350	260	29.1	1.29	-0.04
L-077	II	61.5	320	270	43.7	1.41	0.21
L-078	II	85.3	350	200	64.7	1.32	0.63

(注) I : 4点対称荷重
II : 8点対称荷重

表-5 台形荷重の実験値と計算値との比較

試験体名	Type (注)	P_{max} (kN)	X_{test} (mm)	X_{cal} (mm)	P_{ucal} (kN)	P_{max}/P_{ucal}	$(X_{test}-X_{cal})/d$
M-079	I	78.5	420	410	54.4	1.44	0.04
M-080	I	88.5	240	400	48.6	1.82	-0.67
N-082	II	34.8	420	400	30.8	1.13	0.08
N-083	II	71.6	300	270	53.9	1.33	0.13
N-085	II	139	220	150	118	1.18	0.29

(注) I : 支点方向に荷重が大きくなる
II : スパン中央方向に荷重が大きくなる

比較結果を図-7に示す。なお、比較にあたり、 X_{test} と X_{cal} との差を有効高さ d で除して、無次元化(以下、 $(X_{test}-X_{cal})/d$ という)を図った。無次元化に際してはりのスパン l ではなく有効高さ d に着目したのは、フーチングの設計で $h/2$ (h は壁前面におけるフーチング厚)点をせん断力の検計断面としており、適用性を検証するためには、スパン l ではなく有効高さ d に着目するのが良いと考えたことによる。これより、 $(X_{test}-X_{cal})/d$ の値には荷重数の違いによる傾向も認められず、若干、負の領域に分布するものが多いようにも見えるが、正負のいずれの領域にばらついており、 $-d/2 \sim d/2$ の範囲に分布して大きな乖離が見られないことから、本手法によって X_{test} も適切に評価できるのが分かる。

(3) 多点荷重に関する既往の報告を用いた検証

3章に示した計算手法を検証するために、小林らによる実験結果^{9), 10)}を用いて検討を行った。実験は全部で13体であり、荷重の形が対称荷重と非対称荷重のものがある。対称荷重の試験体は荷重数4点が4体、8点のものが4体である。また、非対称荷重の試験体は、荷重数8点で台形状(以下台形荷重という)となっており、支点方向に荷重が大きくなっているもの2体、スパン中央方向に荷重が大きくなっているもの3体の合計5体である。なお、対称荷重と非対称荷重ともに、各荷重はスパン中心に対して左右対称配置となっている。試験体の

形状等は、スパン l 2880 mm、はり幅 b 200 mm、有効高さ d 240 mm、コンクリートの圧縮強度 f_c 23.4 N/mm²、軸方向鉄筋の断面積 A_s 771.6 mm²(p_w 1.61%)と全て同じである。

a) 対称荷重

表-4に対称荷重での実験値と計算値との比較結果を示す。載荷板の長さは100 mmであるとの報告¹⁰⁾があったが、支承の長さの記述がなかったので、支承の長さを100 mmから250 mmまで50 mm間隔で、式(2)中の r を両者の平均値として計算を行った。その結果、支承の長さ100 mmでは実験値/計算値の平均値と変動係数が1.46, 12.8%, 150 mmでは1.34, 10.9%, 200 mmでは1.22, 10.1%, 250 mmでは1.14, 10.6%となり、変動係数は200 mmの時に最も小さな値となり、若干、平均値が大きくなるが、3.(2)に示した計算手法が実験値を比較的良く評価することを確認した。また、 X_{test} も試験体K-071, K-074やL-078などで大きくばらつくが、荷重数の違いによる傾向も見られない。

b) 台形荷重

荷重の形態が非対称である台形荷重の実験値と計算値の比較結果を表-5に示す。支点側に荷重が大きくなる形状の試験体M-079とM-080で実験値/計算値が大きくなり、特に試験体M-080では1.82と非常に大きな値となった。しかし、スパン中央方向に荷重が大きくなる形状の試験体N-082~N-085では、対称荷重とほぼ同じ結果となった。また、 X_{test} についても、試験体M-080で

表-6 等分布荷重の実験値と計算値との比較 (分割幅は10mm)

試験体名	スパン ℓ (mm)	d (mm)	b (mm)	P_w (%)	$f_c^{(T1)}$ (N/mm^2)	支承の長さ (mm)	P_{max} (kN)	P_{ucal} (kN)	P_{max}/P_{ucal}	$X_{test}^{(T2)}$ (mm)	X_{cal} (mm)	$(X_{test}-X_{cal})/d$	記事	
11/1	1500	290	190	1.87	34.8	100	360	241	1.49	320	340	-0.07	Leonhardt and Walther の実験	
11/2	1500	296	190	1.88	34.8	100	390	251	1.56	-	340	-		
12/1	2000	273	190	2.04	33.6	100	199	125	1.59	330	330	0.00		
12/2	2000	272	189	2.06	33.6	100	157	124	1.27	-	330	-		
13/1	2500	273	190	2.04	34.1	100	109	87	1.26	450	340	0.40		
13/2	2500	272	189	2.06	34.1	100	109	86	1.27	-	330	-		
14/1	3000	273	190	2.04	33.0	100	69.9	64.8	1.08	390	330	0.22		
14/2	3000	273	190	2.04	33.0	100	70.2	64.8	1.08	-	330	-		
15/1	4000	272	190	2.05	35.0	100	46.8	44.0	1.06	450	360	0.33		
15/2	4000	273	189	2.05	35.0	100	49.8	43.9	1.13	-	370	-		
16/1	5000	273	189	2.05	32.5	100	37.8	31.6	1.19	480	420	0.22		
16/2	5000	274	189	2.04	32.5	100	37.6	31.7	1.18	-	420	-		
17/2	6000	274	189	2.04	32.4	100	28.4	24.9	1.14	450	480	-0.11		
KS-3	7200	600	300	0.4	21.1	120	30.9	36.9	0.836	1060	720	0.57		井畔らの実験
KS-5	12000	1000	500	0.4	21.9	200	44.0	55.6	0.792	1870	1330	0.54		
KS-6	24000	2000	1000	0.4	28.5	600	77.0	110	0.702	4160	3440	0.36		
KS-7	36000	3000	1500	0.4	24.3	600	105	139	0.757	5890	4920	0.32		

注1) Leonhardt and Walther⁶⁾のデータ, 圧縮強度は $f_c = 0.85 \times \beta_w$, β_w は角柱試験体強度

注2) 一はひび割れ図が無いので未測定

表-7 計算手法の比較

試験体名	井畔らの方法 ⁶⁾	二羽らの方法 ⁷⁾	檜貝の方法 ¹⁷⁾	筆者らの方法
11/1	1.61*	2.08*	1.19	1.18
11/2	1.67*	2.19*	1.30	1.22
12/1	1.71*	1.82*	1.35	1.39
12/2	1.37*	1.45*	1.08	1.11
13/1	1.33*	1.35*	1.09	1.15
13/2	1.34*	1.36*	1.09	1.16
14/1	1.08	1.13	0.943	1.01
14/2	1.08	1.14	0.952	1.02
15/1	1.05	1.08	0.962	1.02
15/2	1.11	1.15	1.02	1.08
16/1	1.13	1.16	1.09	1.17
16/2	1.13	1.15	1.08	1.16
17/2	1.11	1.11	1.07*	1.13
KS-3	0.810	0.860	0.853*	0.814
KS-5	0.790	0.830	0.876*	0.758
KS-6	0.750	0.790	0.937*	0.637
KS-7	0.790	0.840	1.08*	0.700

(注) *は筆者らが計算した実験値/計算値で他は文献による。檜貝の方法¹⁷⁾は関数形が和の形(旧来の形)の値である。

含まれているが、 G_{max} が25mmである以外は、試験体KS-4と全く同じである試験体KS-5と比較すると、試験体KS-4では約10%程度強度が低下していたので、今回の検討データから試験体KS-4の実験結果は除外している。

図より、Leonhardt and Waltherの実験は ℓ/d を変化させており、 ℓ/d が小さな形状(ディーブビームに近づく領域)で実験値/計算値が1.0から1.6程度へと大きくなるという傾向が現われた。また、 ℓ/d が12と一定値である井畔らの実験では、せん断耐力の実験値/計算値が0.7~0.8程度となっており、かなり値が低くなるがLeonhardt and Waltherの実験に対する結果と異なり、あまり実験値/計算値の値自体に変化が認められなかった。

そこで、分割幅を10mmから順次大きくして支承の長さ(図中○で示す)まで変化させて、分割幅の変化と計算結果についての傾向を検討した。結果を図-8中に示す。

これより、分割幅を支承の長さと同じ値にすると、

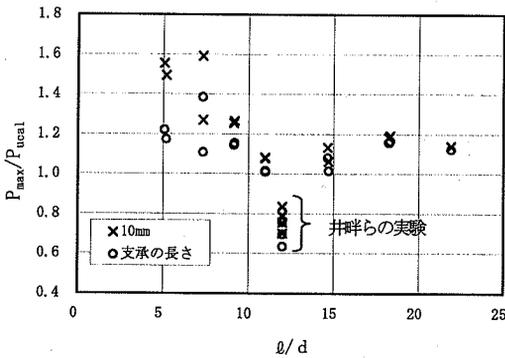


図-8 分割幅の変化と計算結果

0.67と大きな乖離が認められ、耐力の計算結果が不一致であることと連動していたが、それ以外は0.04~0.29の範囲に分布しており、傾向も見られない。

(4) 等分布荷重に関する既往の報告を用いた検証

等分布荷重もはり方向に細分化すれば、多点荷重とみなせる。そこでLeonhardt and Walther⁷⁾や井畔ら⁶⁾による等分布荷重の実験結果を用いて、3章に示した計算手法を等分布荷重に適用することを検討した。

細分化するにあたり、ディーブビームの式(2)には支承や載荷板の長さ r のパラメータが含まれているので、支承の長さは実験に用いられた支承の数値とするが、載荷板の長さをどのように考えるか、すなわち、等分布荷重を幾つに分割するかが問題となる。そこでまず、分割幅を非常に小さな値である10mmとし、 r は支承の長さと同分割幅10mmとの平均値としてまず計算を行ってみた。計算の結果を表-6に示す。また、横軸を ℓ/d と無次元化した値とし、縦軸にはせん断耐力の実験値/計算値としたもの(図中xで示す)を図-8に示す。なお、井畔らによる実験結果には、粗骨材の最大寸法(G_{max})の変化に着目した G_{max} が10mmの試験体KS-4が1体

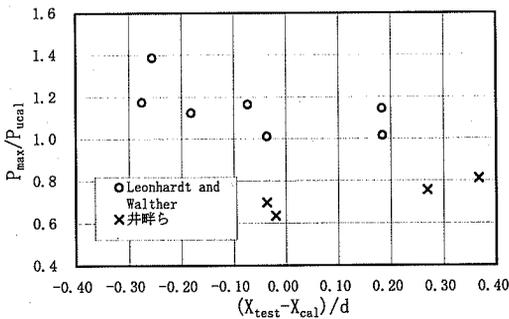


図-9 X_{cal} と X_{test} との関係(分割幅は支承の長さ r)

全部の試験体 17 体で、せん断耐力の実験値/計算値の平均値と変動係数が、1.04、19.4%となり、平均値は 1.0 付近となるが、変動係数が非常に大きな値になった。しかし、計算結果を詳細に調べると、Leonhardt and Walther の実験のみの結果では、試験体数 13 体でせん断耐力の実験値/計算値の平均値と変動係数が、1.14、8.8%となっており、平均値は若干 1.0 より大きい変動係数が良好な値となり、 l/d の変化による傾向も見られないことが分かった。

分割幅を支承の長さとする実験結果と計算値との乖離が見られなくなる理由を考察する。せん断耐力機構に及ぼす r/d の影響は、支点と載荷点とを結ぶ面をアーチリブとしたタイドアーチ的な耐力モデルでの、はり内部のコンクリートに作用する圧縮応力分布の大きさと分布幅について、実験的に認められる破壊位置の近くでかつ応力分布が比較的滑らかに変化している主鉄筋の上部の位置での FEM による解析的な検討と、解析と同一条件の l/d が $r = 5\text{cm}, 10\text{cm}, 15\text{cm}$ とした試験体による実験結果から決定されたものである⁵⁾。したがって、パラメータ r は主鉄筋上部の位置でのアーチリブ幅を表しており、支承の幅が大きな影響を与えることが考えられる。支承の長さや載荷板の長さが異なる場合には、詳細な検討が必要であると思われるが、載荷板が連続となる分布荷重のような場合に、パラメータ r を近似的に支承の長さとして取り扱って(載荷板の長さや支承の長さを同じとして l/d 方向に支承の幅で分割する)計算を行うと、等分布荷重が載荷されたはりの内部に発生するタイドアーチ的な耐力モデルをほぼ適切に評価するために、実験結果と計算値との乖離がなくなるものと思われる。

次に、ひび割れ図が報告されていた 11 体の X_{test} を図上で実測して、横軸に $(X_{test} - X_{cal})/d$ ととり、縦軸にせん断耐力の実験値/計算値の値としたものを図-9 に示す。これより、 $(X_{test} - X_{cal})/d$ は正負の領域にまたがって分布し、その値も $-0.28 \sim 0.37$ の範囲にばらついており傾向も見られない。

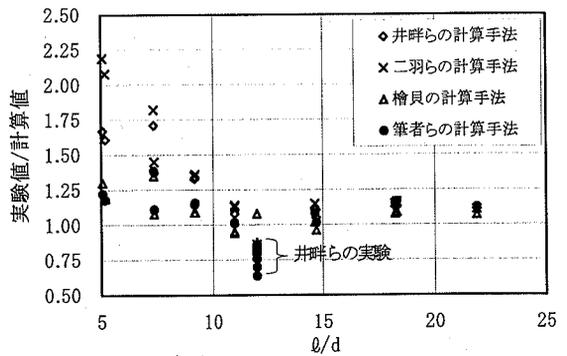


図-10 計算手法の比較

また、井畔らの方法や二羽らにより提案された集中荷重分割法の手法⁴⁾、檜貝の方法¹⁷⁾ならびに白戸らによる複数の照査杭列を持つ杭基礎フーチングに関する提案手法¹⁸⁾と、今回提案した筆者らの手法との比較を行った。比較結果を表-7 ならびに図-10 に示す。なお、井畔らや二羽らは、 l/d が 11 程度以上のはりの実験結果についてのみ適用結果を報告しているが、 l/d が 11 より小さな実験結果についても計算を行って、その適用精度を調べることとした。檜貝の方法による検討は、関数形を和の形(旧来の形)による結果(一部は筆者が計算した値)を記載している。これは関数形を積の形とすると、和の形では実験値/計算値の平均値と変動係数が全試験体で 1.06、12.8%、Leonhardt and Walther のみの試験体で 1.09、11.3%となり、積の形では同じく 1.06、20.1%、1.16、11.8%となり、和の形による方が良い結果を与えることを考慮したためである。また、白戸らの手法は、せん断スパン a を各照査断面に作用する曲げモーメントをせん断力で除した値(ケース 2 提案法¹⁸⁾)として計算を行ったが、実験値/計算値が 3.6~133.6 と非常にばらついたことと、決定断面位置がスパン中央付近となり、 l/d が大きくなると実験値/計算値も大きくなるという傾向を示した。これは、式(12)に示すせん断スパン比 a/d に応じた補正係数 C_{dc} を、フーチングのようなディープビームの領域以外の領域にも適用することが原因と考えられたので、比較対象から除外した。

$$C_{dc} = \frac{14}{1 + (a/d)^2} \quad (12)$$

これより、Leonhardt and Walther の実験値に対して計算値が若干過小評価となり、井畔らの実験値に対しては過大評価となることが分かった。また、筆者らの手法は計算値が他者に比べると 10%程度大きくなるようであり、そのために井畔らの実験値に対してかなり計算値が過大となった。しかし、井畔らや二羽らの計算手法は、 l/d が 11 程度以上のはりで適用性が良いが、 l/d

が小さい領域では計算値が過小評価となる傾向が現れ、適用限界が存在することが分かる。檜貝の手法は良い結果を与えることが分かったが関数形の問題を含んでいる。一方、筆者らの手法はLeonhardt and Waltherによる実験のみの結果であるが、はりの領域から l/d が5程度のディープビームに近い領域まで適用可能である。二羽らの報告⁴⁾にLeonhardt and Waltherと井畔らによる実験の結果に違いが見られる原因として、大型はりの実験では載荷ステップの間隔が大きいため約10%程度の強度増加の可能性が井畔らによる実験結果に存在しているとの報告もあるので、今後、さらに検討が必要であると考えている。

5. まとめ

本研究により得られた結論を以下に示す。

- (1) せん断スパン区間内の任意点のせん断強度を、載荷荷重によって発生する支承反力と作用せん断力とのそれぞれの影響の和として求め、前者は検討位置と支承までの距離、後者は検討位置と載荷荷重までの距離を用いて二羽式により評価する多点荷重におけるせん断耐力算定手法を提案した。
- (2) 提案した手法は筆者らの4点や6点对称荷重の実験値を良く評価する。

(3) 提案した手法は小林らの4点や8点对称荷重の実験値も良く評価することを確認した。荷重の形態が非対称の場合、支点側に荷重が大きくなる台形荷重では、計算値が過小評価となったが、試験体数が2体と少ないので、今後、さらに検討が必要であるが、スパン中央方向に荷重が大きくなる台形荷重では、実験値を良く評価する。

(4) 等分布荷重をスパン方向に分割幅を支承の長さと同じ値として分割し、多点荷重として取り扱ってその値を等分布荷重のせん断耐力と考える算定手法を提案した。

井畔らによる大型試験体の4体では、計算値が約30%程度実験値を過大評価する結果となったが、Leonhardt and Waltherのみの実験結果に着目すると、13体で実験値/計算値の平均値と変動係数が1.14ならびに8.8%となり、これまでの提案手法に比べると、 l/d が22程度から5程度のはりの領域からディープビームに近い領域までの幅広い範囲に適用可能であり、実験結果を良く評価出来ることを示した。

以上、本研究では、せん断補強鉄筋の無い場合の多点対称荷重、台形荷重ならびに等分布荷重を受けるRC部材のせん断耐力評価法を提案した。今後は、支点側に大きな荷重分布となる場合や、試験体の形状が大きくなる場合、ならびにせん断補強に関する検討が必要であると考えている。

付録 表-1 使用記号一覧

A_s	: 軸方向鉄筋の断面積	$V①$: せん断スパンを $2X$ として二羽式により求められるせん断耐力
$a_{(i)}$: 支承Aの中心から荷重の相対値 $P_{(i)}$ までの距離	$V②$: せん断スパンを $2(a-X)$ として二羽式により求められるせん断耐力
b	: 部材の幅	V_{cal1}	: はりのせん断耐力
C_{dc}	: せん断スパン比 a/d に応じた補正係数	V_{cal2}	: ディープビームのせん断耐力
d	: 有効高さ	V_{co}	: 基本せん断耐力
f'_c	: コンクリートの圧縮強度	V_{max}	: 最大せん断力
h	: はり高さ	$V_{P_A(i)}$: 荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって支承Aに生ずる反力 (=作用せん断力)
h'	: 壁前面におけるフーチング厚	$V_{ucalP_{(i)}(X_{(i)})}$: せん断スパン $a_{(i)}$ 区間内の支承Aの中心から距離 $X_{(i)}$ の位置におけるせん断耐力
K_1, K_2	: 定数	$V_{ucalP_{(i)}(a_{(i)}-X_{(i)})}$: 荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって発生する作用せん断力 $V_{P_A(i)}$ による影響を考慮した成分
l	: スパン	$V_{ucalP_{(i)}(X_{(i)})}$: 荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって発生する支承反力 $V_{P_A(i)}$ による影響を考慮した成分
$\max(Z(X_{(j)}))$: $Z_{P_{(i)=1\sim n}}(X_{(j)})$ の最大値	$V_{P_B(i)}$: 荷重の相対値 $P_{(i)}$ によって支承Bに
$P_{(i)}$: 荷重の相対値		
P_{max}	: 実験で得られた最大荷重		
P_{ucal}	: 多点荷重が載荷されるはりがせん断破壊する時の載荷荷重の計算値		
P_{sc}	: せん断ひび割れ発生荷重		
P_w	: 鉄筋比		
r	: 支承や載荷板の長さ		

W_{cal} : 破壊時の等分布荷重の計算値
 X_{cal} : $\max(Z(X_{(j)}))$ を与える支承 A からの距離 $X_{(j)}$ でせん断破壊位置の計算値
 X_{test} : 支承中心からせん断破壊位置までの

水平間距離
 $Z_{P(i=1\sim n)}(X_{(j)})$: 距離 $X_{(j)}$ のはりが保有するせん断耐力に対する n 個の荷重の相対値による影響の程度

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物, 丸善株式会社, 1999.
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編 (平成 8 年版), 土木学会, 1996.
- 3) 石橋忠良, 松田好文, 齋藤啓一: 少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文集, 第 337 号, pp. 197-204, 1983.
- 4) 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 梁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.
- 5) 二羽淳一郎: FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, Vol. 2, pp. 119-126, 1983.
- 6) 土木学会: コンクリートライブラリー-70, 土木学会, 1996.
- 7) Leonhardt, F. and Walther, R.: Beitrage zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, Beton und Stahlbetonbau, pp. 32-42, 1962.
- 8) 井畔端人, 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梁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 (報告), pp. 175-184, 1984.
- 9) 小林茂敏, 森濱和正, 高橋正志: 多点載荷されるせん断補強鉄筋のない RC ばりのせん断強度, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol. 8, pp. 493-496, 1984.
- 10) 小林茂敏, 森濱和正, 高橋正志: 鉄筋コンクリート部材のせ

- ん断実験データ集, 建設省土木研究所, 土木研究所資料第 2045 号, 1984.
- 11) 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.
- 12) 石橋忠良, 齋藤啓一, 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, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol. 7, pp. 357-360, 1983.
- 13) 岩崎英徳, 丸山久一, 吉田武, 石橋忠良: 多点荷重を受ける RC 梁のせん断性状に関する基礎的研究, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol. 7, pp. 513-516, 1983.
- 14) 岡村甫: コンクリート構造の限界状態設計法, 共立出版株式会社, pp. 75-79, 1978.
- 15) 檜貝勇: 移動荷重を受けるはりのせん断補強方法に関する研究, セメント技術年報 Vol. 24, 1970
- 16) 森濱和正, 小林茂敏, 高橋正志: 多点載荷されるはりのせん断支間比の取扱いに関する研究, 土木学会第 38 回年次学術講演会講演概要集 V-5, pp. 59-60, 1983.
- 17) 檜貝勇: 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 V-5, pp. 399-400, 1984.
- 18) 白戸真大, 福井次郎, 幸左賢二, 梅原剛: ディープビーム・フーチングのせん断耐力算定法に関する研究, 構造工学論文集 Vol. 47A, pp. 1315-1325, 2001.

(2003. 7. 25 受付)

THE SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAMS UNDER MULTIPLE POINTS LOAD

Keiichi SAITO, Hiroyuki TAKAHASHI, Tadayoshi ISHIBASHI, Kyuuichi MARUYAMA, Mitsuyoshi AKIYAMA and Motoyuki SUZUKI

The formula for calculating the shear strength of a reinforced concrete member is based on the result of a test under symmetrical concentrated loading at two points. In a spread foundation or multiple-pile footing of an actual structure, loading is distributed or applied at multiple points along multiple lines. For effective design of structures, therefore, establishing a shear strength calculation method that produces satisfactory result even for such loading distribution is important. Then, a method was proposed to calculate the shear strength of a beam while considering the mutual effects of the distances from the bearing and from the load. Verifications were made using the existing results of tests under symmetrical or unsymmetrical loading at multiple points. It was revealed that the proposed method reproduced the test results fairly accurately.