

論文 押し抜きせん断強度に及ぼすスタッド筋の補強効果に関する基礎的研究

立柄 寛^{*1}・榎谷 榮次^{*2}・伊藤 嘉則^{*3}・神吉 裕輔^{*4}

要旨：スタッド筋によるせん断補強が、押し抜きせん断強度に与える影響を調べるため、その基礎的資料を得ることを目的とした実験を行った。具体的には、一方向スラブに着目し、シアスパン比及び補強筋量などを変動させた押し抜きせん断実験を行った。その結果、スタッド筋による補強効果が確認され、それらは補強筋量よりも配筋方法に大きな影響を受けることが明らかとなった。

キーワード：スタッド筋，一方向スラブ，押し抜きせん断強度，フラットプレート構造

1. はじめに

鉄筋コンクリートスラブが、部分的に大きな集中荷重を受けると、押し抜きせん断破壊を引き起こすことがある。鉄筋コンクリート建築物において、このような破壊が問題となるのは、フラットスラブ構造における柱周りのスラブがその 1 つに挙げられる¹⁾。このような破壊を防ぐため通常は、柱頭部にキャピタルを設けるかスラブ厚を増すなどの対策が施される。しかしこのような設計法は、経済的に必ずしも有効とは言い難い。従って、押し抜きせん断挙動を改善する有効なせん断補強方法の確立が望まれる。

本研究は、従来の鉄筋とは形状が異なるせん断補強筋²⁾をフラットプレート構造に適用し、それが押し抜きせん断強度に与える影響について検証したものである。その鉄筋を具体的に示すと、図 - 1 に示すように、1 本の異形鉄筋 (JIS 規格による普通強度の鉄筋) の両端部を熱間プレスによって特殊な皿 (鉄筋径の 3 倍) を有したスタッド付きの鉄筋 (以下、スタッド筋とする) である。このスタッド筋の一端を、複数本、薄板鋼板 (厚さ 3mm, 材質 SS400) に溶接接合し、予め 1 列に組み上げレール状にすることで、従来の鉄筋と比べ、施工の合理化をも可能にしたせん断補強筋 (以下、スタッドレール補強筋とする) である。

なお本論では、スタッド筋によるせん断抵抗を明確に把握するため、スラブを柱位置で直交する 2 方向の梁と見なし、そのうちの 1 方向スラブに着目した押し抜きせん断実験を試みた。以下では、せん断補強効果について耐力及び破壊性状を観点に検証し、押し抜きせん断耐力式に対する実験値との比較と、梁としての検証も同時に行うことで、押し抜きせん断挙動を解明するための基礎的データを得ることを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表 - 1 に、その概要を図 - 2 に示す。

本研究に用いた試験体の形状は、厚さ 200mm、幅 450mm の 1 方向スラブとし、長さ方向中央には、断面 250 × 250mm の柱相当材を設けたものである。

全試験体に関する共通条件は、コンクリート設計



図 - 1 スタッドレール補強筋

*1 関東学院大学大学院 工学研究科博士前期課程 建築学専攻 (正会員)

*2 関東学院大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

*3 建材試験センター 中央試験所構造グループ 技術職 工修 (正会員)

*4 ジャパンライフ株式会社

表 - 1 試験体一覧及び実験結果

試験体記号	試験体一覧								実験結果																						
	スラブ断面 BxD [mm]	シラスパン比 Ls/D	スタッドレール		スタッド筋				ひび割れ発生時				最大荷重時		限界時	破壊モード															
			補強長さ Rs [mm]	補強長さ比 Rs/D	本数	径 [mm]	間隔 S [mm]	材質	補強筋量 Pw [%]	曲げ		せん断		荷重 Vut [kN]			たわみ vmax [mm]														
										荷重 Vcm [kN]	たわみ vcm [mm]	荷重 Vcs [kN]	たわみ vcs [mm]																		
2- D10-3-100-1	450 x 200	1.0	265	1.3	2列	D10	100	SD295A	0.34	27.1	203.9	0.8	312.6	1.2	817.2	3.5	4.1	MS													
2- D10-3-100-2		2.0								28.6	149.1	1.0	213.6	1.5	443.8	3.9	6.6	S													
2- D10-3-100-3		3.0	465	2.3						1列	D10	100	SD295A	0.34	20.5	153.1	2.1	195.5	2.8	264.7	5.4	10.5	S								
2- D10-5-100-3															27.7	77.4	0.9	188.8	2.7	302.6	6.8	9.3	MS								
2- D10-7-100-3															27.7	92.8	1.0	208.2	2.8	335.4	6.8	13.0	MS								
1- D10-5- 50-3		3.0	265	1.3						1列	D13	50	SD295A	0.60	27.6	94.2	1.1	192.6	2.6	223.1	6.1	10.0	MS								
1- D13-5- 50-3															27.6	88.3	1.0	195.5	2.8	240.0	4.9	7.3	S								
2- D13-2-200-3															2列	265	1.3	200	D13	100	SS490	0.30	27.1	88.3	1.3	207.5	3.1	251.7	5.5	5.9	S
2- 12-3-100-3																							12	100	SS490	0.53	19.8	90.8	1.1	131.4	1.6
0- 0-0- 0-3		-	-	-						-	-	-	-	-	21.1	112.8	1.3	158.4	1.9	181.6	3.7	3.8	S								

(注) 1. 試験体記号の順番は、以下の内容を示す。
 補強本数 - スタッド筋径 - 1組のスタッドレール補強筋のスタッド筋本数 - スタッド筋間隔 - シラスパン比
 2. 補強筋量 $P_w = A_w / (B_s \times S)$ は、スラブ断面幅を $B_s = (C+d)$ として算出。但し C: 柱幅, d: スラブ有効せい
 なお B_s はスラブ有効幅とし、危険断面を柱面から $d/2$ としたときの1辺に相当する。
 3. 限界時たわみは、最大荷重から80%荷重が低下したときのたわみとする。
 4. 破壊モードの記号 MS: 曲げ降伏後のせん断破壊, S: せん断破壊

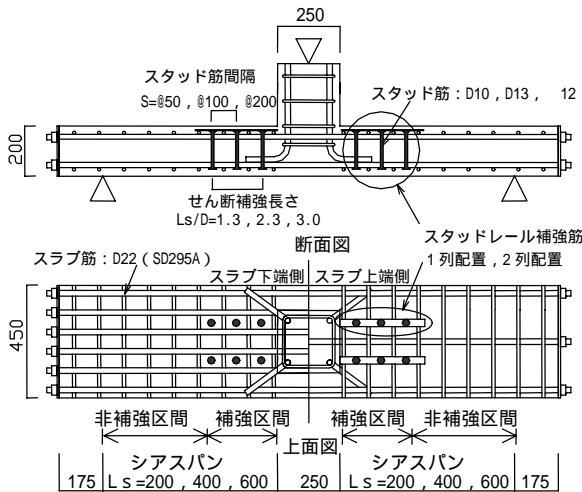


図 - 2 試験体

基準強度 ($F_c 21 \text{ N/mm}^2$), 鋼材降伏強度 (SD295A) である。なお実験の目的からせん断破壊先行とするため、スラブ下端筋は 6 - D22 (但し上端筋は 3 本) とした。

変動要因は、表 - 1 中の試験体 2-D10-3-100-3 を基準試験体として、以下のように定めた。なお、変動要因以外の条件が同じものを下記に示した。

- (1) スタッドレール補強筋の条件を共通にし、シラスパン比を 1.0, 2.0, 3.0 とした 3 種類
- (2) スタッドレール補強筋の補強長さを、柱際からスラブのせいに対して 1.3, 2.3 及び 3.0 倍とし、補強長さ比 (R_s/D) を変えたもの 3 種類
- (3) 補強長さを一定にし、スタッド筋の径を D10, D13, 12, 間隔を 50mm, 100mm, 200mm,

表 - 2 コンクリートの調合

水セメント比 W/C [%]	単位重量 [kg/m ³]			細骨材率 s/a [%]	混和材 A [kg/m ³]
	セメント	粗骨材	細骨材		
51	357	996	757	44.1	7.93

表 - 3 鉄筋の機械的性質

種類	降伏強度 [N/mm ²]	降伏ひずみ [$\times 10^{-6}$]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	伸率 [%]
スタッド筋 D10 (SD295A)	368	2022	507	182	21
スタッド筋 D13 (SD295A)	340	1848	482	184	24
スタッド筋 12 (SS490)	304	1520	508	200	20
スラブ主筋 D22 (SD295A)	375	1894	569	198	23

更にはスタッドレール補強筋を 1 列及び 2 列配置とし、補強筋量を変えたもの 5 種類。但し丸鋼 (12) に関しては、SS490 を使用した。

以上の変動要因のもと、無補強とした試験体 1 体を含め総計 10 体とした。なお、コンクリートの調合を表 - 2 に、鉄筋の機械的性質を表 - 3 に示す。

2.2 加力方法

実験は、図 - 3 に示すように、容量 3MN 大型構造物試験機を用いて、スラブの両端を単純支持し、柱近傍のスラブに押し抜きせん断力が加わるよう、柱相当材に鉛直荷重を単調載荷によって加えた。変位は、柱相当材直下及び支持部直上に電気式変位計を設置し、支持部に対する柱相当材の鉛直方向変位をたわみ (v) とした。

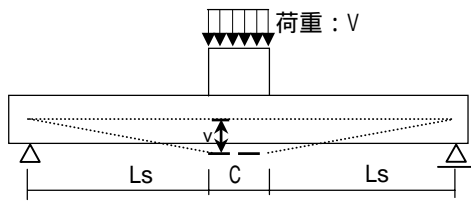


図 - 3 実験方法の概要

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図 - 4 に代表的な試験体の破壊状況を示す。

初期ひび割れは、いずれの試験体も柱相当材直下のスラブ下端に曲げひび割れが発生した。しかし、その後は特に進展せず、破壊に影響を与えるものではなかった。一方、せん断ひび割れは、柱相当材と支持部間の中央に発生した。この時の荷重は、シアスパン比 1.0 の試験体が、他の試験体に比してやや高い値を示したほかは、目立った違いは見られなかった。その後、支持スパン間全域に無数の斜めひび割れが発生した。これら斜めひび割れには、大きく分けて 2 つのタイプが見られた。1 つは、補強区間に発生したもので、スタッド筋間を結ぶ斜めひび割れである。これは、スタッド筋の間隔が密になるにつれ、ひび割れ角度が大きくなる傾向が確認された。2 つは、支持点近傍からスタッドレール補強筋の補強区間と非補強区間の境界面に向かう大きな斜めひび割れである。このひび割れは、更に角度を変え、柱とスラブ接合面の内端部に向かって水平方向に平行なひび割れとなった。最終的な破壊は、支持点とスタッドレール補強筋間を結ぶひび割れ幅が拡大し、柱相当材近傍で圧壊した後、破壊へと至った。なおシアスパン比 1.0 及び 2.0 も含め補強長さを長くした試験体については、他と比較してひび割れがスパン全般にわたって無数に発生していた。これは、補強長さを長くしたことにより、ひび割れの分散化が図れたものと思われる。

以上より、フラットプレート構造を想定した 1 方向スラブが押し抜きせん断破壊をする場合、支持点から柱とスラブの接合面周辺に向かって発生する斜めせん断ひび割れによってせん断破壊することが明らかとなった。これらのひび割れ形状は、支持点間をアーチ状に結ぶものであった。この様相から

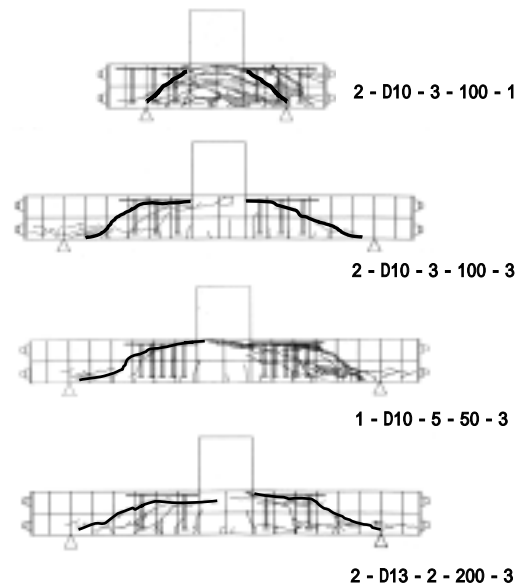


図 - 4 破壊状況

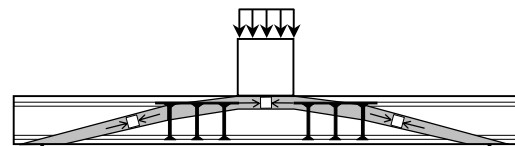


図 - 5 圧縮ストラットの形成

スラブ内でのせん断抵抗として、図 - 5 に示すようにスラブ支持点から柱頭部にかけてアーチ状に作用する斜め圧縮ストラットの形成が考えられる。

3.2 荷重 - たわみ曲線及び最大荷重

代表的な荷重 - たわみ曲線の比較を変動要因以外の条件が同じ試験体ごとに図 - 6 より検証する。

シアスパン比(L_s/D)による影響としては、 L_s/D が小さくなるにつれ、剛性及び最大荷重が高くなる傾向を示した。しかし、最大荷重後の耐力低下は著しく、靱性性状に劣る結果となった。この結果は、表 - 1 中の限界時たわみ(最大荷重から 80% 荷重が低下した点)を見ても明らかである。従ってスタッドレール補強筋の補強条件が同じでも、 L_s/D の違いが最大荷重及び靱性性状に影響を及ぼすことが検証された。

補強長さ比(R_s/D)の影響としては、 R_s/D が大きくなるにつれ、最大荷重は向上した。その増加率は、直線的に増加する傾向を示した。しかし曲線形状そのものに、大きな違いは見られなかった。但し、補強長さは、最大荷重に影響を与えるものの、実際に補強する長さについては、破壊面がどの範囲まで影響を及ぼすかを含めて今後検証する必要がある。

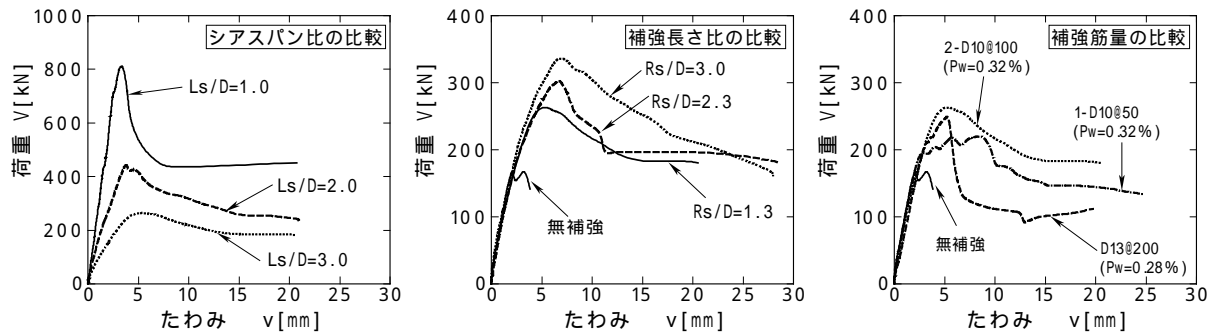


図 - 6 荷重 - たわみ曲線

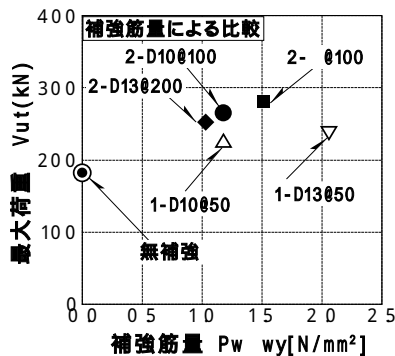


図 - 7 最大荷重と補強筋量の関係

補強筋量(P_w)による影響としては、 P_w が 1 番小さい試験体の曲線形状が、最大荷重後、最も急激な荷重低下を示した。しかし最大荷重については、 P_w との関係は得られなかった。そこで、最大荷重を表 - 1 中の P_w w_y の関係で検証した。図 - 7 より、いずれの試験体も P_w w_y に関わらず、スタッドレール補強筋を 2 列配置した方が、1 列配置より最大荷重は高くなる傾向を示した。また P_w w_y に対する最大荷重の増加率も、2 列配置の試験体の方が高い。従ってスタッド筋によるせん断補強により、押し抜きせん断強度そのものは向上し、無補強の試験体に対しても最大荷重は大きく増加するが、それは補強筋量よりも補強本数に大きな影響を受けることが明らかとなった。但し、同じ補強本数の場合、 P_w w_y が大きい方が、最大荷重は高くなった。

4. 計算値との比較

4.1 既往の押し抜きせん断耐力式との比較

鉄筋コンクリートスラブの押し抜きせん断耐力を算定する場合、実際の破壊形態とは別に柱面(載荷面)からある距離(a)だけ離れた位置に鉛直の破壊面を想定し、これを危険断面と扱って耐力算定される。柱面からの距離(a)については、各提案式に

より異なるが、コンクリートが負担する押し抜きせん断耐力は概ね次式で与えられる。

$$V_u = V_{uc} = u \times U \times d \quad (1)$$

u : コンクリートのせん断応力度

U : 危険断面の周長

d : スラブの有効厚

日本建築学会³⁾(以下、AIJ 式)では、式(1)において危険断面の距離(a)を $d/2$ とし、 $U = 4(C+d)$ で算出される。そこで AIJ 式による計算値と実験値との比較を行った。なお、本来のスラブにおけるせん断抵抗は、柱の四周部で行われるが、本試験体は、1 方向スラブであるため、柱 2 辺のみとなる。従って得られた計算値は 1/2 倍して比較した。図 - 8 において、無補強とした試験体の実験値は、計算値を約 2 割下回り、補強した試験体と比べても一番過小評価していた。これは、2 方向スラブの耐力として与えられる値を単純換算しても、本試験体の 1 方向スラブは、実際のスラブのような平面的な広がりが無いため、実験値が 2 方向スラブの半分の耐力より低めの値を示したためと考えられる。視点を変えれば、実際のスラブでは 3 次元的状态であるため、周辺からの拘束効果などが作用しているものと思われる。また 1 列配置とした試験体についても、2 体とも計算値を下回った。これは、コンクリートが抵抗するせん断耐力が、上記の理由により低めの値を示したことが理由の 1 つに挙げられる。一方では、スタッド筋による鉄筋の効果が十分に発揮しなかったためとも考えられる。それは、2 列配置とした試験体は、スタッド筋の間隔を 200mm とした試験

表 - 4 計算結果一覧

試験体記号	AIJ式		ACI式				修正ACI式			終局A法			
	Vu1 [kN]	Vut Vu1	Vuc2 [kN]	Vus2 [kN]	Vu2 [kN]	Vut Vu2	Vuc2' [kN]	Vu2' [kN]	Vut Vu2'	Vuc3 [kN]	Vus3 [kN]	Vu3 [kN]	Vut Vu3
2- D10-3-100-1	255.2	3.20	127.0	90.4	217.4	3.76	203.2	293.6	2.78	71.7	215.7	574.7	1.42
2- D10-3-100-2	262.2	1.69	130.5	90.4	220.9	2.01	208.7	299.1	1.48	71.7	129.4	402.3	1.10
2- D10-3-100-3	222.0	1.19	110.4	90.4	200.8	1.32	176.7	267.1	0.99	71.7	63.9	271.1	0.98
2- D10-5-100-3	258.0	1.17	128.4	90.4	218.8	1.38	205.4	295.8	1.02	71.7	86.2	315.8	0.96
2- D10-7-100-3	258.0	1.30	128.4	90.4	218.8	1.53	205.4	295.8	1.13	71.7	86.2	315.8	1.06
1- D10-5- 50-3	257.6	0.87	128.2	90.4	218.6	1.02	205.0	250.2	0.89	35.9	95.9	263.5	0.85
1- D13-5- 50-3	257.6	0.93	128.2	149.4	277.6	0.86	205.0	279.7	0.86	59.3	89.4	297.3	0.81
2- D13-2-200-3	255.2	0.99	127.0	74.7	201.7	1.25	203.2	277.9	0.91	59.2	88.0	294.4	0.86
2- 12-3-100-3	218.2	1.29	108.5	118.9	227.4	1.23	173.7	292.5	0.96	94.3	55.2	299.1	0.94
0- 0-0- 0-3	225.2	0.81	224.1	0.0	224.1	0.81	224.1	224.1	0.81	0.0	85.8	171.5	1.06

学 会 式 : $Vu1=Vuc1= u \times U \times d$
 A C I 式 : $Vu2=Vuc2+Vus2$
 $Vuc2=(1/2 \times u \times U \times d)$
 $Vus2=(Aw \times wy \times d/S)$
 終局A法 : $Vu3=Vuc3+Vus3$
 $Vuc3=\tan^{-1} \times (1 -) \times Bc \times D \times B/2$
 $Vus3=Bc \times Jt \times Pw \times wy \times \cot$

ここで
 $u=1/3 \times (B)^{1/2}$
 $U=4 \times (C+d)$
 B : コンクリート圧縮強度
 C : 柱幅
 Aw : 危険断面内にあるスタッド筋断面積
 wy : スタッド筋降伏強度
 S : スタッド筋間隔
 その他記号は、文献参照

(注)計算は、最終的に1方向スラブの鉛直耐力に換算して実験値と比較した。

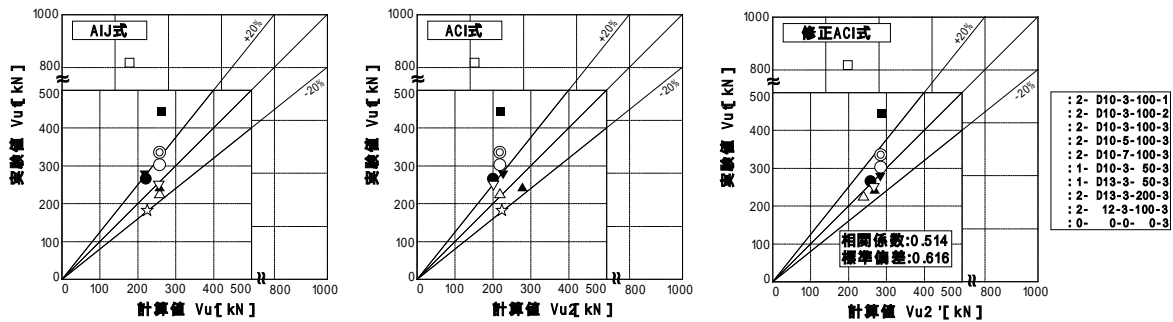


図 - 8 実験値と計算値の比較

体 1 体を除き全て計算値を上回ったためである。AIJ 式は、コンクリートによる負担せん断耐力 Vuc のみで与え、鉄筋による効果を考慮していない。平面的な拘束効果が得られないにも関わらず計算値を上回るということは、鉄筋による効果を同式は反映していないことが窺える。

一方、諸外国による規準式は、柱周りのスラブにせん断補強が施された場合、鉄筋による負担せん断耐力 Vus を累加させた耐力が与えられている。

$$Vu = Vuc + Vus \quad (2)$$

(2)式中の u 及び U は低減係数であり、各国規準式によって異なっている。せん断補強筋の全てがせん断抵抗に参与すると考えられる場合、 u は ACI 規準⁴⁾のように 1.0 で与えられる。一方、梁のせん断理論によるとせん断補強筋が介在する場合、鉄筋量が増えるにつれ、コンクリートが負担するせん断抵抗は減少すると言われている。なお ACI 規準では $u = 0.5$ が与えられている。そこで、鉄筋の効果を考慮した押し抜きせん断耐力式として、ACI 規準による計算値との比較を行った。その結果、図 - 8 より、

せん断補強筋の効果を考慮していない AIJ 式より、全体的に実験値を低めに評価する結果となった。これはコンクリートの負担せん断耐力に対する低減率 ($u = 0.5$) がやや大きいためと考えられる。そこで、 Vuc に対する u を実験値から逆算して求めたところ、平均値 $u = 0.76$ が得られた。また 1 列配置の試験体は、鉄筋量に比した効果が得られないことが実験結果から推測される。そこで鉄筋の負担せん断耐力に対する低減率 u についても同様に算出したところ、 $u = 0.5$ が得られた。これは British 規格の $u = 0.5$ と一致する。この u を用い ACI 規準式を修正した結果、実験値との適合性は向上した。しかし、いずれもシアスパン比による影響が考慮されていない。押し抜きせん断耐力式は、既に数多くの諸式が提案され、スラブ厚と柱一辺との比 (d/c) を因子に含めたものはあるがシアスパン比という形で取り入れたものはない。ACI 規準でも、もともと (d/c) を取り入れており、危険断面までの距離を柱面から $d/2$ としたときに得られる関係を用いて諸式が構成されている。本論のようなシアスパン比が 1.0 又は 2.0 という状況は、床スラブの場合やや現実的ではないが、基礎スラブには該当する。しかし

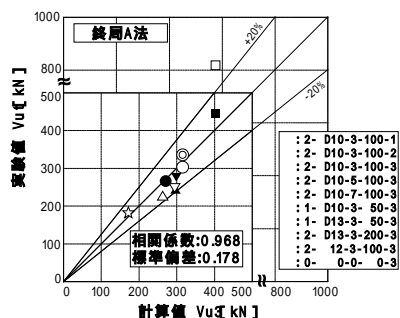


図 - 9 実験値と計算値の比較

支持条件が何らかの形でコンクリートの押し抜きせん断耐力に影響を及ぼすことは明らかである。

4.2 梁理論によるせん断耐力式との比較

これまで検証に用いた押し抜きせん断耐力式は、2方向スラブとしての3次元的な破壊を取り扱ったものである。そこで、梁理論による終局せん断強度式に対する検証として、シアスパン比の影響も考慮した終局A法⁵⁾との比較を行った。なお同式は、梁に対する強度式であるので、この場合、鉄筋の負担せん断耐力を低減して採用する必要がある。そこでPwに対する低減率を2列配置の試験体について、実験値に最も適合する値を逆算して求めたところ1/2Pwが得られた。一方、1列配置の試験体については、前述の低減率を考慮すると、2列配置の1/2Pwに対して1/4Pwとする必要がある。これら低減したPwを用い、1方向スラブの鉛直耐力に換算して算定した。その結果、図-9より、全体的に実験値を精度良く評価している。またシアスパン比1.0の試験体は、やや過大評価となっているが、この因子の影響がいくらか反映された結果を示した。更に注目すべき点は、無補強とした試験体の実験値は、計算値とほぼ一致する結果となった。このことから、コンクリートが負担するせん断抵抗は、図-5で示したアーチ状の圧縮ストラットを形成し、この圧縮ストラットは、圧縮域間を結ぶ圧縮力により保持されるストラット構造によるせん断抵抗機構が関与しているものと考えられる。

以上より、本研究の実験範囲では、ACI式を適用する場合、 $\alpha = 0.76$ とすることで実験値に良く適合することが明らかとなった。但し1列配置の場合、鉄筋による効果は、2列配置の試験体の1/2倍とす

る必要がある。一方、梁理論による終局A法との比較からコンクリートのせん断抵抗機構として、アーチ作用による圧縮ストラットが形成していることが推定された。

5. まとめ

以上、押し抜きせん断強度に及ぼすスタッド筋の補強効果について調べた実験結果より、以下の知見が得られた。

- (1)スタッド筋によるせん断補強効果を有していることが確認された。しかし、それは補強筋量よりも補強本数が大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。
- (2)スタッド筋の補強条件が同じ場合でも、シアスパン比が最大荷重及び靱性能に影響を及ぼすことが明らかとなった。それは、シアスパン比が小さくなるにつれ、最大荷重は高くなる傾向を示すが、逆に靱性能は劣る結果となった。
- (3)スタッドレール補強筋の補強長さが長くなるにつれ最大荷重は直線的に増加することが明らかとなった。しかし曲線形状そのものに大きな影響を与えるものではない。
- (4)本実験の範囲では、ACI式中におけるコンクリート負担せん断耐力の低減を0.5から0.76と修正することで適合することが検証された。但し、1列配置の場合、鉄筋による効果は、2列配置の1/2倍で評価する必要がある。
- (5)梁理論による終局A法との検証から、コンクリートのせん断抵抗機構としてアーチ作用による圧縮ストラットの形成が推測された。

参考文献

- 1) R.Park, W.L.Gamble: Reinforced Concrete Slabs, Second Edition, John Wiley and Sons, INC. pp551 ~ 620, 2000
- 2) Adel A.Elgabry, Amin Ghali: Design of Stud-Shear Reinforcement for Slabs, ACI Structural Journal, May/June, pp350 ~ 361, 1990
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp89 ~ 100, 1999
- 4) ACI Committee 421: Shear Reinforcement for Slabs, Report ACI 421.1R-92, American Concrete Institute, Detroit, Dec. 1992
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp114, 1990