

鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式

Punching Shear Load Equation of Reinforced Concrete Slabs

前田幸雄*・松井繁之**

By Yukio MAEDA and Shigeyuki MATSUI

The major failure mode of reinforced concrete slabs subjected to a concentrated load on the small loading area is governed by punching shear. After the first study of Talbot in 1913, many research works have been carried out to investigate the mechanism and to derive a punching shear load equation. In Japan, the empirical equation analyzed statistically by Kakuta et al. has been used to be the most appropriate one to explain test results. However, it seems to be inappropriate to explain the punching shear load of one-way slabs using a rectangular loading pad. The authors have derived an equation applicable to one-way slabs also, which is composed of the ultimate shear strength in compression zone along the perimeter of the loaded area and the splitting strength of bottom covers induced by the dowel force of reinforcement.

1. ま え が き

道路橋鉄筋コンクリート床版，フラットスラブ，フーチングなどで荷重が小さな面積で集中的に作用する場合，その静的終局耐荷力は一般的に押抜きせん断破壊によって決まる。構造物の設計法が許容応力度設計法から荷重係数設計法や限界状態設計法に変わろうとしている今日，1つの部材である鉄筋コンクリート床版の終局耐荷力を適切に推定することは重要なことである。

鉄筋コンクリート床版（以下，床版という）の押抜きせん断耐荷力に関する研究は1913年のTalbotの実験報告に始まるとされており^{1),2)}，その後，今日まで多くの研究者により種々の耐荷力機構，耐荷力式が提案されてきた。これまで提案された耐荷力式をみると，床版の押抜きせん断耐荷力への影響因子は，床版有効高，コンクリート強度，載荷板周長，鉄筋比，鉄筋降伏応力，終局曲げ耐荷力などである。場合によっては，床版全厚，配力鉄筋比，載荷板の形状，載荷板の大きさと床版スパンの比，床版の支持条件，載荷位置なども影響する。よって，正確にはこれらすべての影響因子を考慮しなければ

ならない。しかし，使用している主要材料であるコンクリート自身の不均一性，床版厚や配筋における施工誤差のため，いくつかの因子の影響度は評価しにくい。さらに，床版の押抜きせん断破壊機構そのものの解明もいまだ不十分である²⁾。このため，実用的な耐荷力算定式も床版諸元や試験条件が変わると実験結果と大きく異なることがある。

このような経緯から，角田ら³⁾は影響因子を種々変化させた60体にのぼる床版の実験を行い，既往の実験結果も加えて影響因子の統計解析を実行し，実験結果との適合性のよい実用的耐荷力算定式を導いている。

著者らは昭和54年度に日本でも初期の合成桁橋である旧神崎橋の床版の破壊実験を行った。その実験結果の押抜きせん断耐荷力について角田らの提案式で照査を試みた。本実験では自動車後輪接地面を想定して50cm×20cmの長方形載荷板を用いて載荷を行っており，実験値は後述するように角田らの提案式による計算値より相当大きくなり，種々の検討を行う必要が生じた。この結果，長方形載荷板を用いた実験結果にも適合性のよい1つの実用算定式を見出した。ただし，本提案式の適用範囲を道路橋RC床版のように比較的薄い床版に限定しておきたい。

以下，この提案式を示し，多数の既往実験結果との比

*正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科
(〒565 吹田市山田丘2-1)

**正会員 工修 大阪大学講師 工学部土木工学科(同上)

較から、その適合性および適用性について報告する。

2. 押抜きせん断耐荷力算定式の提案

角田らの実用算定式は次式である。

$$P = 0.674 (b_0 + 3\pi d) d \sqrt{\sigma_{ck}} \left(1 + 0.5 \frac{p\sigma_{sy}}{\sqrt{\sigma_{ck}}} \right) / (1 + d/20) \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 $p\sigma_{sy}/\sqrt{\sigma_{ck}} > 3.33$ のとき $p\sigma_{sy}/\sqrt{\sigma_{ck}} = 3.33$ とする、

ここに、

- b_0 : 載荷板周長 (cm),
- d : 有効高さ (cm),
- σ_{ck} : コンクリート圧縮強度 (kg/cm²),
- p : 鉄筋比 (A_s/bd),
- σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度 (kg/cm²).

この算定式の適合性は、角田ら自身で行った約60本の実験結果と比較し、Fig. 1 (e) のように計算値に対する実験値の比の度数分布を描いて判断できる。同図 (a) ~ (d) に、同じ実験値を用いて既往の著名な4つの算定式による結果も示したが (文献3) より転載)、明らかに式 (1) の適合性の優れていることが理解できる。

さて、この角田らの提案式 (1) を著者らが行った旧神崎橋床版の実験結果⁷⁾ (Table 1 の上2段に示す W-1, A-3) に適用したところ、実験値/計算値は1.8を上回る結果を得た。これら2つの床版は現場から2本の主桁をつけたまま採取してきたもので、W-1では実橋どおりの支承条件で実験し、A-3は主桁がたわまないよう

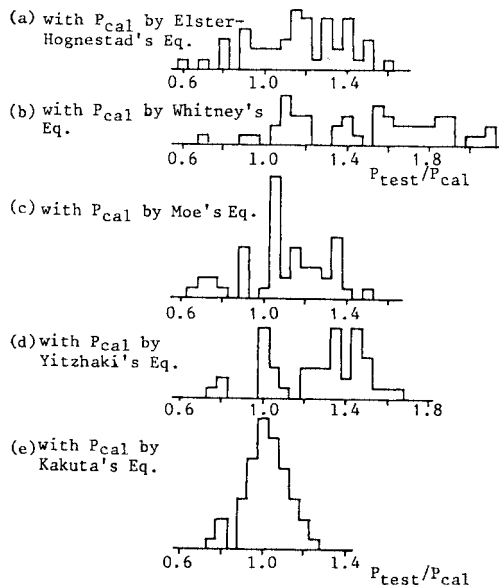


Fig. 1 Histograms³⁾ of P_{test}/P_{cal} regarding to 60 test results of Kakuta et al.

支持した。床版と主桁はブロックジベルで連結されているため、浮き上がり防止は設けなかった。載荷は各床版中央で行い、W-1では50 cm×20 cm、A-3では25 cm×20 cmの長方形載荷板を用いた。

上記実験での適合性の低下から、さらに Table 1 に示した多数の同種の既往実験結果^{8)~16)}についても照査を行ったが、ほとんどの場合、計算値の方が実験値より小さくなることが判明した。

そこで、著者らは、自ら行った床版破壊実験での押抜きせん断破壊時の挙動観察、ならびに、実験後の破壊断面の観察から、床版の押抜き破壊モデルを組み立て、そのモデルでの応力分布から耐荷力式を組み立てることに着眼した。

(1) 押抜きせん断破壊モデル

著者らが経験した床版の押抜きせん断破壊状況は、床版上面では、載荷板下でその載荷板の形状どおりに陥没し、全く同時に、下面では、非常に広い範囲で下側鉄筋のかぶりコンクリートがはく離破壊するものであった。破壊後の載荷板中心での断面の状況を模式的に示すと Fig. 2 のようなものであった。すなわち、載荷板端から45°あるいは45°より少し小さい角度で引張鉄筋位置までせん断破壊し、それより外側領域でかぶりコンクリートが10 cm~20 cmの長さにわたりはく離していた。この下側のかぶり破壊は引張側鉄筋のダウエル効果による

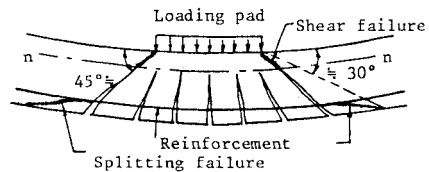


Fig. 2 Modeling of punching shear failure of slabs.

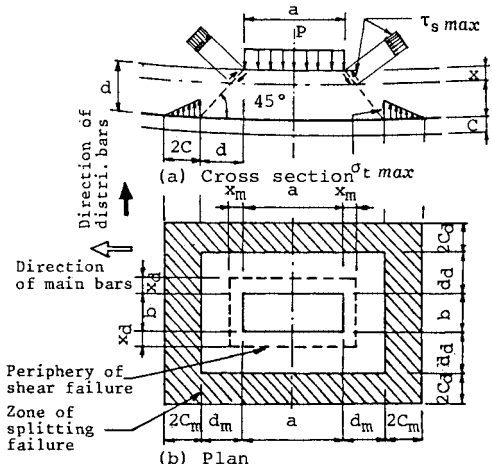


Fig. 3 Stress distributions at punching shear failure.

ことは明らかである。従来からも、このダウエル効果については論議されているが^{22,4)}、床版の耐力算定式には取り入れられていない。

このような観察から、破壊直前の断面での応力分布を Fig. 3 (a) のように仮定した。すなわち、圧縮側表面より x 離れた深さまで 45° 方向に最大せん断応力が一樣に分布し、かぶり破壊部では、破壊始点が最大引張応力で、ある距離まで三角形に分布すると考えた。そして、載荷板端とはく離破壊始点を結ぶ線上（一般に紙面直角方向で面となる）の引張側コンクリート部では斜めひびわれが開いており、この部分は全くせん断に寄与しないと仮定した。また、圧縮鉄筋のダウエル効果は無視した。

(2) 押抜きせん断耐力算定式

上記モデルの垂直方向の応力分布を載荷板回りで積分すると外力 P とつり合う。ここで、①せん断破壊深さ x 、および、その限界周長、②かぶり破壊始点とはく離破壊直前の引張応力分布範囲、③コンクリートの最大せん断応力度と最大引張応力度、などの諸量を決定しなければならない。種々検討の結果、以下のような値を採用すれば実験値との対応がよいことがわかった。すなわち、

a) せん断破壊の深さ x は引張側コンクリート無視の弾性時の中立軸深さとし、限界周は主鉄筋方向、配力鉄筋方向とも、載荷板端よりおのおの主鉄筋に直角な断面、および、配力鉄筋に直角な断面の中立軸深さ x_m 、 x_d だけ離れた矩形周とする。

b) かぶりの破壊始点は載荷板端からの 45° 方向線と引張側鉄筋の中心線との交点とし、引張応力分布範囲をかぶりの2倍とする。ただし、ここではかぶりは鉄筋中心からコンクリート下面までの距離とする。この長さは計算耐力に敏感に影響するので、Fig. 4 (a) に示した床版の一部分の $abcd-efgh$ のはり状態を取り出し3次元解析を行い、ダウエル力による引張応力分布状況を調べたが、Fig. 4 (d), (e) に示すように鉄筋方向の分布および幅方向の分布とも複雑な曲線分布となった。実用式としての簡易な定式化、および、破壊時の応力の平滑化の可能性を考慮して、上記のように、鉄筋方向で直線分布、幅方向で一樣分布と仮定した。そして実験結果と一致するように分布範囲を決定した。

c) 一般に、床版の主鉄筋は床版厚中心からみて配力鉄筋より外側に配置され、かつ、両方向の鉄筋量も異なるので、直角2方向の中立軸、有効高さおよびかぶりが異なる。これらをそのまま反映させる。

以上の諸値を用いて内部応力を積分すると、結果的に押抜きせん断耐力 P は次式のように提案できる。

$$P = \tau_{s,max} [2(a + 2x_m)x_d + 2(b + 2x_d)x_m] + \sigma_{t,max} [2(4C_a + 2d_a + b)C_m + 2(a + 2d_m)C_d] \dots\dots\dots (2)$$

ここに、
 a, b : 載荷板の主鉄筋方向、配力鉄筋方向の辺長 (cm),
 x_m, x_d : 主鉄筋および配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した断面の中立軸深さ (cm),
 d_m, d_d : 主鉄筋、配力鉄筋の有効高さ (cm),
 C_m, C_d : 主鉄筋および配力鉄筋からのかぶり厚さ (cm),
 $\tau_{s,max}, \sigma_{t,max}$: コンクリートの最大せん断応力度、最大引張応力度 (kg/cm²).

d) 式(2)で未決定のものは $\tau_{s,max}, \sigma_{t,max}$ および、 x_m, x_d を求めるためのコンクリートのヤング係数 E_c である。これらはすべてコンクリートの圧縮強度 σ_{ck} と関連づけられる。

$\tau_{s,max}$ に関しては、その実験方法が合理的と判断できる伊東の実験式(3)⁵⁾を採用した。この実験式の適用により、載荷板周辺のコンクリート圧縮部における3軸応力状態は厳密に評価しなくてもよいと考えられる。

$$\tau_{s,max} = 0.252\sigma_{ck} - 0.000246\sigma_{ck}^2 \quad (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (3)$$

$\sigma_{t,max}$ に関しては岡村の実験式(4)⁶⁾が有効である。

$$\sigma_{t,max} = 0.583(\sigma_{ck})^{2/3} \quad (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (4)$$

E_c については既往の実験結果の平均値を与える次式を作成した。

$$E_c = 210\,000 + 900(\sigma_{ck} - 300) \quad (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (5)$$

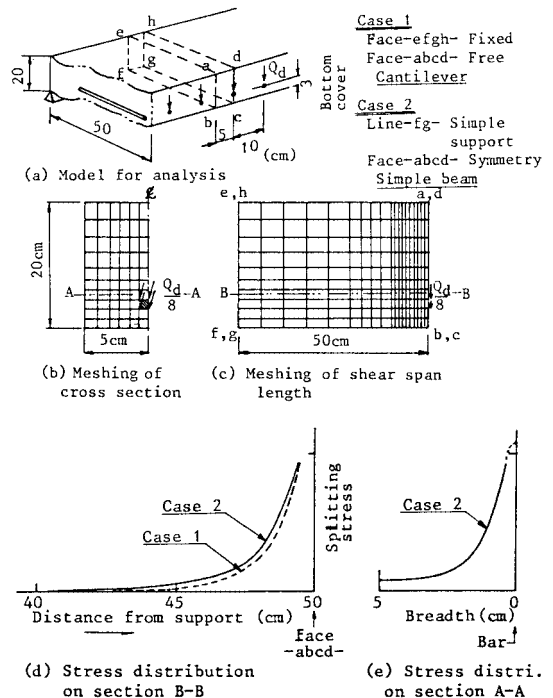


Fig. 4 3-dimensional analysis of beams on splitting stress distribution due to dowel action.

ただし、鉄筋のヤング係数は $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とする。

以上、a)~d) で決定した諸量を用いると、押抜きせん断耐力への主要影響因子である床版厚、有効高さ、鉄筋量、コンクリート圧縮強度、載荷板の大きさ・形状については考慮したことになる。上記提案式(2)を用いて既往の長方形載荷板を用いた1方向版21体の耐力を計算し、実験値と比較したが、Table 1に示したようにほぼ満足できる結果を得た。ただし、(**)印をつけたものは後述のように若干の修正を施す必要があり、修正値を()内に示した。

3. 提案式(2)の2方向版への適用性の検証

提案式(2)が正方形載荷板を用いた2方向版の押抜きせん断強度についても算定できるか否かを検証する必要がある。そこで、角田らが行った57本の実験床版(1部1方向版を含む)の耐力を計算し実験値との比を求めた。それらの結果を角田らの提案式による結果ととも

にTable 2に詳述した。この全結果の実験値/計算値の度数分布を描くとFig. 5のとおりであり、角田らの比の平均値 $\mu=1.015$ 、標準偏差 $S_x=0.106$ に対して、本提案式の場合は $\mu=0.978$ 、 $S_x=0.100$ となり、角田らの提案式と同じ精度で2方向版の押抜きせん断耐力も推定できることが検証できた。Table 2で(?)または(??)をつけたのは実験に問題があったと考えられるもの、および、コンクリート強度が極端に低いものであ

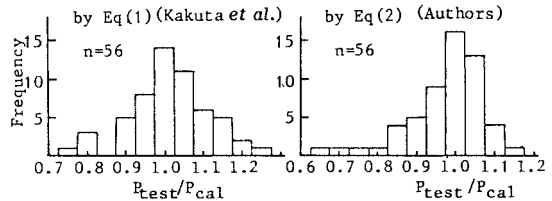


Fig. 5 Comparison of histograms of P_{test}/P_{cal} by Eq(1) and Eq(2) proposed by authors.

Table 1 Punching shear failure loads of one-way slabs using rectangular loading pad.

Specimen	Conditions of test					Concrete strength f_{ck} (kg/cm ²)	P_{test} (ton)	Kakuta et al.		Authors'		L/a
	Span(L) x Breadth(B) (cm)	Thick. t (cm)	Reinforcing d (cm)	Dia.-pitch (mm)	Loading pad a x b (cm)			P_{cal} (ton)	P_{test}/P_{cal}	P_{cal} (ton)	P_{test}/P_{cal}	
W-1 ⁷⁾ (Authors)	150x1200*	18.0 (18.5)	14.5 (13.45)	φ12-10 * (φ 9-10 *)	50x20	375	77.5	41.58	1.864	70.80 (75.72)	1.095 * (1.024)	3.0
A-3 ⁷⁾ (Authors)	150x300	18.0 (18.5)	14.5 (13.45)	φ12-10 * (φ 9-10 *)	25x20	375	62.0	33.94	1.827	54.59 (58.74)	1.136 * (1.056)	6.0
R-2 ⁸⁾ (Authors)	180x300	19.9	16.9 (15.45)	D16-9 (D13-25)	30x12	350	58.0	46.73	1.241	56.41	1.028	6.0
NS ⁹⁾	235x360	18.0	15.0 (13.4)	φ16-10 (φ13-30)	60x30	255	63.8	49.45	1.290	75.56 (63.04)	0.844 ** (1.012)	3.9
OS ⁹⁾	235x360	18.0	15.0 (13.4)	φ16-10 (φ13-30)	60x30	303	53.6 *	51.95	1.032	79.85 (65.80)	0.671 ** (0.814)	3.9
A-1 ¹⁰⁾	400x600	18.0	15.0 (13.55)	D16-10 (D13-20)	50x20	316	56.1	43.95	1.276	69.76	0.804	8.0
A-6 ¹⁰⁾	350x600	22.0	19.0 (17.1)	D19-12.5 (D19-15)	50x20	243	101.0	70.36	1.435	94.79	1.066	7.0
A-10 ¹¹⁾	350x600	20.0	17.0 (15.1)	D19-15 (D19-17.5)	50x20	292	91.4	62.67	1.458	88.34	1.035	7.0
S-80 ¹²⁾	150x300	16.0	13.0 (11.7)	D13-12.5 (D13-25)	26x20	320	40.0	33.59	1.191	42.79	0.944	5.8
C-80 ¹²⁾	130x300	16.0	13.0 (11.7)	D13-12.5 (D13-25)	26x20	321	53.0	33.62	1.576	42.48	1.248	5.0
C-25 ¹²⁾	130x300	16.0	13.0 (11.7)	D13-12.5 (D13-45)	26x20	339	40.0	31.91	1.253	39.52	1.012	5.0
NS-1 ¹³⁾ (Authors)	150x300	12.0	9.5 (8.7)	D10-7.5 (D 6-8.35)	37.5x15	302	29.0	27.62	1.050	38.00 (31.51)	0.763 ** (0.920)	4.0
NS-2 ¹³⁾ (Authors)	150x300	12.0	9.5 (8.7)	D10-7.5 (D 6-8.35)	37.5x15	302	31.0	27.62	1.122	38.00 (31.51)	0.816 ** (0.984)	4.0
SLAB-A ¹⁴⁾	165x330	17.0	14.0 (12.9)	φ13-12.5 (φ 9-25)	50x20	335	51.0	35.44	1.439	60.80 (49.27)	0.839 ** (1.035)	3.3
A-1 ¹⁵⁾	235x660	18.0	15.0 (13.4)	D16-10 (D16-12.5)	50x20	290 *	67.5	58.04	1.162	67.59	0.999	4.7
A-2 ¹⁵⁾	234x660	18.0	15.0 (13.4)	D16-10 (D16-12.5)	50x20	290 *	70.0	58.04	1.206	67.59	1.037	4.7
B-2 ¹⁵⁾	235x660	18.0	15.0 (13.4)	D16-10 (D16-12.5)	50x20	290 *	70.0	58.04	1.206	67.59	1.037	4.7
IS ¹⁶⁾	80x310	7.1	6.1 (5.5)	D 6-5 * (D 6-5 *)	15x4.5	478	10.7	11.93	0.897	10.39	1.030	5.3
OS ¹⁶⁾	80x310	7.1	6.1 (5.5)	D 6-5 * (D 6-10*)	15x4.5	478	10.2	10.43	0.978	9.19	1.110	5.3
IR ¹⁶⁾	80x310	7.1	6.1 (5.5)	D 6-5 (D 6-5)	15x4.5	478	10.3	11.93	0.864	10.22	1.008	5.3
DR-6 (Authors)	180x300	19.0	15.2 (13.6)	D16-10 (D16-13)	30x12	415	66.2	53.58	1.236	69.72	0.950	6.0
Remarks	* Supported by two H-beams		Up.-Main bars Low.-Distri. bars * Singly reinforced section			* Light weight concrete	* Deteriorated			* (x) is the result for t=18.5. ** (x) is given by Eq.(7).		
For light weight concrete, $\tau_{max}=0.8 \times \text{Eq. (3)}$, $\sigma_{tmax}=0.8 \times \text{Eq. (4)}$, $E_c=2/3 \times \text{Eq. (5)}$.												

Table 2 Verification of proposed Eq (2) by 57 tests of Kakuta et al.

Specimen	Conditions of test						Ptest (ton)	Kakuta et al.			Authors	
	Span(ϕ) x span(ϕ) (cm)	Thick. t (cm)	Reinforcing			Loading pad a_2 (cm)		Concrete strength σ_{ck} (kg/cm ²)	Pcal (ton)	Ptest Pcal	Pcal (ton)	Ptest Pcal
			d (cm)	Dia.-pitch (mm)	(cm)							
SB1-S1	100x100	10	7.5	D10-8	5	365	14.02	13.99	1.002	13.745	1.020	
SB1-S2	"	"	"	"	"	398	13.02	14.28	0.912	14.571	0.959	
SB2-S3	"	"	"	"	10	341	20.03	16.83	1.190	18.065	1.109	
SB2-S4	"	"	"	"	"	373	16.03	17.17	0.934	18.435	0.870	
SB2-S5	"	"	"	"	"	390	17.03	18.06	0.943	18.606	0.915	
SB3-S6	"	"	"	"	15	338	20.04	19.83	1.011	22.529	0.890	
SB3-S7	"	"	"	"	"	360	22.04	21.11	1.096	22.830	0.965	
SB4-S8	"	"	"	"	20	344	24.04	22.96	1.047	27.132	0.886 **	
SB4-S9	"	"	"	"	"	320	23.54	22.58	1.043	(23.698 26.697 23.425)	(1.014 0.882 ** 1.005)	
SP1-S10	"	"	"	D10-20	10	323	11.78	11.04	1.067	14.095	0.836 *	
SP1-S11	"	"	"	"	"	348	13.18	11.32	1.164	(12.776 14.439 13.055)	(0.922) 0.912 * 1.010)	
SP3-S12	"	"	"	D10-6	"	357	21.03	20.10	1.046	19.792	1.063	
SP3-S13	"	"	"	"	"	344	20.03	19.96	1.004	19.609	1.021	
SP4-S14	"	"	"	D10-5	"	347	22.28	20.22	1.102	20.740	1.074	
SP4-S15	"	"	"	"	"	348	22.03	20.24	1.088	20.745	1.062	
SC1-S16	"	"	7.2	D13-15	"	362	17.08	15.36	1.112	18.788	0.909	
SC1-S17	"	"	"	"	"	346	19.03	15.20	1.252	18.881	1.008	
SC4-S18	"	"	7.5	D10-8/15 *	"	311	16.88	14.50	1.164	16.249	1.039	
SC4-S19	"	"	"	"	"	319	16.03	14.58	1.099	16.350	0.980	
SA1-S20	50x50	"	"	D10-4	"	322	23.83	19.47	1.224	21.852	1.091	
SA1-S21	"	"	"	"	"	344	21.23	20.13	1.055	22.114	0.960	
SA3-S22	150x150	"	"	D10-8	"	324	18.94	16.64	1.138	17.832	1.062	
SA3-S23	"	"	"	"	"	326	19.24	16.66	1.155	17.850	1.078	
SA4-S24	200x200	"	"	"	"	385	16.04	17.30	0.927	18.552	0.865	
SA4-S25	"	"	"	"	"	353	15.04	16.96	0.887	18.185	0.827	
SH4-S28	100x100	15	12.0	D10-5	"	322	30.06	31.60	0.951	31.767	0.946	
SH4-S29	"	"	"	"	"	326	29.16	32.10	0.908	32.163	0.907	
SH4-S30	"	20	17.0	D10-3.5	"	334	50.03	51.27	0.976	48.747	1.032	
SH4-S31	"	"	"	"	"	326	52.03	50.99	1.020	49.341	1.054	
S61	150x150	"	"	D10-5	30	464	66.0	61.39	1.075	77.574	0.851 **	
S62	"	"	"	"	"	492	66.0	62.49	1.056	(70.236 74.949 67.320)	(0.940) 0.881 ** 0.980)	
S63	"	"	"	D16-10	20	403	>75.0	92.9	--	83.557	--	
S64	"	"	"	"	"	460	75.0	74.72	1.003	65.648	1.142	
S65	"	"	"	D22-20	"	460	63.5	63.77	0.996	65.379	0.971 *	
S66	"	"	"	"	"	524	60.0	65.90	0.910	(63.214 64.495 62.133)	(1.005) 0.930 * 0.966)	
S67	"	15	12.0	D16-5	"	436	40.0	54.36	0.736	61.720	0.648 ?	
S68	"	"	"	"	"	485	66.0	57.32	1.151	60.067	1.099	
S69	"	"	"	D16-8	30	459	54.0	67.31	0.802	69.049	0.782 ?	
S70	"	"	"	"	"	465	71.0	67.75	1.048	68.849	1.031	
S71	"	"	"	D16-15	"	479	60.0	57.82	1.038	56.833	1.056	
S72	"	"	"	"	"	530	60.0	59.15	1.014	56.670	1.059	
S73	"	"	"	D10-6	10	154	19.0	23.07	0.824	25.926	0.732 ??	
S74	"	"	"	"	"	198	19.0	24.36	0.780	27.151	0.700 ??	
S74	"	"	"	"	"	248	24.0	25.65	0.936	28.425	0.844	
S75	"	"	"	"	"	505	31.2	30.87	1.011	31.940	0.977	
S76	"	"	"	"	"	492	34.1	30.63	1.113	32.885	1.069	
S89	100x100	10	8.0	D10-8	"	297	17.4	16.35	1.064	16.449	1.058	
S90	"	"	"	"	10*	283	16.5	16.18	1.020	16.278	1.014	
S91	"	"	"	"	10**	338	17.7	16.86	1.050	16.591	1.067	
S92	100x50	"	"	"	10	299	16.2	16.38	0.989	16.473	0.983	
S93	"	"	"	"	10***	295	16.0	16.34	0.979	16.426	0.974	
S94	100x75	"	"	"	10	337	17.0	16.86	1.008	16.824	1.010	
S95	"	"	"	"	10***	284	15.8	16.19	0.976	16.291	0.969	
S101	100x140*	"	7.5	D10-9/12.75*	10	326	13.8	14.27	0.967	16.518	0.835***	
S102	"	"	"	"	"	377	13.7	14.78	0.927	(13.535 17.136 13.850)	(1.020) 0.799*** 0.989)	
S103	"	"	"	"	"	368	14.0	14.76	0.949	17.047	0.821***	
S104	"	"	"	"	"	394	13.45	15.05	0.894	(13.814 17.320 13.936)	(1.013) 0.777*** 0.965)	
Remarks	* One way slab Simply supported		Mean	Isotropic Singly rein- forced * Orthotropic	** L/4 ** L'/4 *** Diago- L/4 Square	Cylinder strength		Eq.(1)		* (x) is given by Eq.(6) **(x) is given by Eq.(7) *** (x) is modified with Eqs.(6)&(7)		

り、これら4つのデータを除くと、 $\mu=0.998$, $S_x=0.070$ となり、実験値と適合性が向上する。参考のため、Table 1で示した長方形載荷板を用いた1方向版21体

については $\mu=1.007$, $S_x=0.093$ で、2方向版と同様の精度で耐力が推定できるといえるであろう。

4. 押抜きせん断耐力力への各種パラメーターの影響

角田らは文献3)において押抜きせん断耐力力への各種変数の影響度について実験結果で検討している。本論文の提案式は角田らのほぼ全実験結果および長方形載荷板を用いた2方向版との適合性がよいことから、各種変数の影響度を式(2)の数値計算によって調べた。各変数の変化範囲は以下のとおりである。

- ① 床版厚： $t=12\sim 24$ cm (標準 18 cm)，
 - ② σ_{ck} ：200～500 kg/cm² (標準 300 kg/cm²)，
 - ③ 鉄筋量：鉄筋比で $p=0.4\sim 2.0$ % (ただし、複鉄筋断面でも引張側鉄筋のみで表示)，
 - ④ 鉄筋径：D 10, D 13, D 16, D 19 (標準 D 13 を 10 cm 間隔、または、D 16 を 10 cm 間隔)，
 - ⑤ かぶり： $C=2\sim 6$ cm (標準 3 cm)，
 - ⑥ 載荷板の大きさ：主鉄筋方向 $a=20\sim 50$ cm (標準 50 cm)，配力鉄筋方向 $b=20$ cm (一定)。
- ここに、() 内の標準値は他の変数の影響度を調べるときに固定する値である。

Fig. 6 (a)～(g) に各変数による耐力力の変動状況を標準値のときの耐力力との比で示した。これらの結果から次のようなことがいえる。

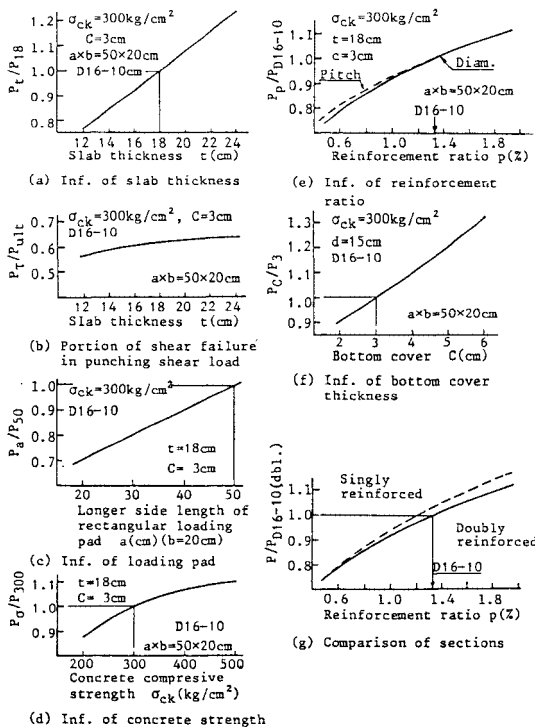


Fig. 6 Influence of various factors on punching shear failure load.

a) 床版厚、かぶり、載荷板の大きさは耐力力に正比例で影響する。

b) Fig. 6 (b) はかぶりが 3 cm のときの全耐力力に対する圧縮側のせん断破壊部の分担率の変動状況を調べた一例である。これより、分担率はほぼ一定で、約 60 % をせん断破壊が、約 40 % をダウエル効果によるかぶりの離破壊が分担している。ただし、この比率は他の変数の変化によって変化することに注意を要する。

c) コンクリート強度、鉄筋比も耐力力に対する主要影響因子である。

d) Fig. 6 (g) は引張側主鉄筋・配力鉄筋に D 16 を 10 cm 間隔で配置し、圧縮側にも引張側の半分の鉄筋量を配置した複鉄筋断面を標準として、鉄筋比を変数にした耐力力の変化と、同時に、同じ鉄筋比の単鉄筋断面の耐力力変化を併記したものである。この図で注目すべき点は、同じ鉄筋比の引張側鉄筋配置であれば単鉄筋断面の方がわずかであるが耐力力が大きくなることである。この理由は、単鉄筋断面の方が中立軸深さが大きくなり、せん断破壊部の耐力力が増大するためである。

以上の結果から、床版の押抜きせん断耐力力を向上させるには、床版厚、鉄筋量、かぶりを大きくすることが有効といえる。しかし、かぶり増加については曲げひびわれの助長、鉄筋とコンクリートとの付着破壊の助長などが考えられ、実対策としては問題が残る。

5. 提案式(2)の適用範囲と修正式

さて、Table 1 および Table 2 の結果を総合判断して、著者らの提案式(2)の適用範囲は次のようなものと考えられる。

- ① 床版厚 7 cm～22 cm，
- ② かぶり 1 cm～4 cm (主鉄筋に着目)，
- ③ コンクリート強度 200～500 kg/cm²

これらに加え、以下に述べるような特殊条件の場合には式(2)に若干の修正を加える必要があろう。

道路橋床版を例にとってみると、1方向版では一般的に主鉄筋量と配力鉄筋量は異なっている。この異方配筋の押抜きせん断耐力力への影響を調べる基礎研究として小柳ら^{16),17)}の実験研究がある。この研究の実験結果に対して本提案式(2)を当てはめ、適用性を検討した。

Table 3 に小柳らの実験床版諸元・実験結果の詳細と提案式(2)による計算耐力力・耐力力比をまとめた。全試験体の実験値/計算値の平均値と標準偏差は $\mu=0.938$, $S_x=0.109$ となり、Table 1, 2 の結果より平均値が低下した。この低下は、全試験体とも式(2)で仮定した全はく離破壊領域の引張応力分布を考慮したためであり、場合によっては、一部の引張応力分布を減じる必要があると判断できた。たとえば、Fig. 7 に示した

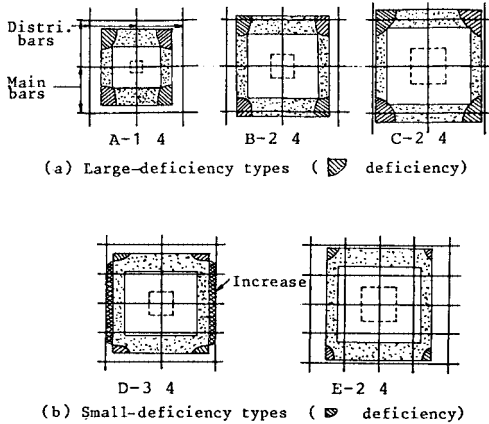


Fig. 7 Deficiency for splitting failure due to reinforcing.

ように、鉄筋間隔に比して載荷面積が小さかったり、極端に配力鉄筋間隔が大きい場合、引張側鉄筋のダウエル効果が回廊状の4隅に及ばず、図中のハッチング部で上向き引張応力が発生していないと推測できる。この推定

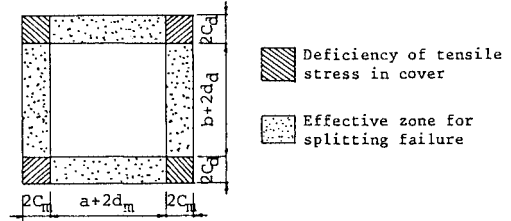


Fig. 8 Splitting failure zone having deficiency due to reinforcing.

Table 3 Punching shear failure loads of slabs having orthotropic reinforcements.

Specimen	Conditions of test						P _{test} (ton)	Equation 2		Equation 6			
	Thick. t (cm)	Main bar reinforcing		Distri. bar reinforcing		Loading pad a ² (cm)		Concrete strength σ _{ck} (kg/cm ²)	P _{cal} (ton)	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$	P _{cal} (ton)	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$	
	d (cm)	Dia.	pitch (mm)	d (cm)	Dia.	pitch (mm)							
A1-1	5	4.1	D6 -7.88	3.5	D6 -7.80	2	346	2.58	3.03	0.851	2.72	0.949	
A1-2	"	"	"	"	"	"	361	2.80	3.06	0.915	2.74	1.022	
A2-1	"	"	"	"	"	"	399	2.78	3.06	0.908	2.72	1.022	
A2-2	"	"	"	"	"	"	414	2.40	3.08	0.779	2.73	0.879	
A3-1	"	"	"	"	"	"	399	2.41	2.89	0.834	2.54	0.949	
A3-2	"	"	"	"	"	"	414	2.40	2.91	0.825	2.56	0.938	
A4-1	"	"	"	"	"	"	346	2.36	2.63	0.897	2.32	1.017	
A4-2	"	"	"	"	"	"	346	2.35	2.63	0.894	2.32	1.013	
B1-1	"	"	"	"	"	"	391	3.70	3.79	0.976			
B1-2	"	"	"	"	"	"	434	3.72	3.85	0.966			
B2-1	"	"	"	"	"	"	319	3.40	3.53	0.963	3.24	1.049	
B2-2	"	"	"	"	"	"	294	3.58	3.47	1.032	3.19	1.122	
B3-1	"	"	"	"	"	"	319	2.68	3.30	0.812	3.01	0.890	
B3-2	"	"	"	"	"	"	294	2.92	3.24	0.901	2.96	0.986	
B4-1	"	"	"	"	"	"	319	2.77	3.14	0.882	2.84	0.975	
B4-2	"	"	"	"	"	"	434	2.76	3.39	0.814	3.03	0.911	
C1-1	"	"	"	"	"	"	385	4.52	4.90	0.922	4.56	0.991	
C1-2	"	"	"	"	"	"	386	4.70	4.90	0.959	4.56	1.031	
C2-1	"	"	"	"	"	"	385	3.96	4.78	0.828	4.44	0.892	
C2-2	"	"	"	"	"	"	386	4.16	4.78	0.870	4.44	0.937	
C3-1	"	"	"	"	"	"	385	3.31	4.51	0.734	4.17	0.794	
C3-2	"	"	"	"	"	"	386	3.39	4.51	0.752	4.17	0.813	
C4-1	"	"	"	"	"	"	385	2.71	4.31	0.629	3.98	0.680	
C4-2	"	"	"	"	"	"	386	3.00	4.31	0.696	3.98	0.754	
D1-1	"	"	D6 -5.0	"	"	"	396	5.18	4.60	1.126			
D1-2	"	"	"	"	"	"	440	5.40	4.66	1.159			
D2-1	"	"	"	"	"	"	396	4.74	4.46	1.063			
D2-2	"	"	"	"	"	"	440	5.32	4.53	1.174			
D3-1	"	"	"	"	"	"	396	4.02	4.20	0.957			
D3-2	"	"	"	"	"	"	440	4.72	4.27	1.105			
D4-1	"	"	"	"	"	"	396	3.78	3.57	1.059			
D4-2	"	"	"	"	"	"	440	3.70	3.76	0.984			
E1-1	"	"	"	"	"	"	402	5.56	5.78	0.962			
E1-2	"	"	"	"	"	"	391	5.60	5.61	0.998			
E2-1	"	"	"	"	"	"	402	5.46	5.61	0.973	5.25	1.040	
E2-2	"	"	"	"	"	"	391	4.96	5.44	0.912	5.10	0.973	
E3-1	"	"	"	"	"	"	402	5.11	5.29	0.967	4.93	1.037	
E3-2	"	"	"	"	"	"	391	5.18	5.12	1.012	4.78	1.084	
E4-1	"	"	"	"	"	"	402	4.16	5.00	0.832	4.63	0.898	
E4-2	"	"	"	"	"	"	391	4.34	4.82	0.900	4.49	0.967	
A-1	"	"	D6 -7.88	"	"	"	371	3.77	3.88	0.972			
A-2	"	"	"	"	"	"	"	3.58	3.79	0.944	3.47	1.032	
A-3	"	"	"	"	"	"	"	3.28	3.57	0.919	3.25	1.009	
A-4	"	"	"	"	"	"	"	2.92	3.42	0.854	3.09	0.945	
B-1	"	"	D6 -5.0	"	"	"	403	5.16	4.51	1.144			
B-2	"	"	"	"	"	"	"	4.51	4.38	1.030			
B-3	"	"	"	"	"	"	"	4.36	4.13	1.056	3.72	1.172	
B-4	"	"	"	"	"	"	"	3.80	3.90	0.974	3.49	1.089	
Remarks	Singly reinforced section						Cylinder strength						

は Fig. 4 (e) に示した幅方向におけるコンクリート部の引張応力分布結果から妥当性のあるものと思われる。この引張応力の欠損領域は鉄筋間隔、かぶり量、載荷板の大きさの組合せで変化するものと思われるが詳細な検討は容易ではない。よって、ここでは簡易的に Fig. 8 に示す 4 隅が耐力に寄与しないと仮定し、このような現象の発生が予想される試験体について、すなわち、床版中の主鉄筋あるいは配力鉄筋のいずれか一方でも配筋間隔が大きく、Fig. 7 に示したようにはく離破壊領域外縁から鉄筋が離れる供試体について、この欠損分を控除すると Table 3 の最後欄に示すような値となった。この修正を加えた計算値と加える必要のない式 (2) のままの結果の全体について、実験値/計算値の平均値と標準偏差を求めると $\mu=0.990$, $S_x=0.103$ となり、配筋によるはく離破壊応力の欠損が予想される場合、上記のような修正を行っても大きな誤りのないことがわかった。ただし、このような修正を行っても C3, C4 シリーズではまだ計算値は実験値より過大である。これらの試験体に関して小柳らは曲げ破壊が先行しているとの観察を行っている。著者らも、これらの試験体について、極端に大きな配力鉄筋間隔であるためかぶり破壊以前に配力鉄筋がはく離始点付近で降伏したか、あるいは、はく離破壊領域が極度に小さくなったのではないかと推定している。

配筋によるこのような応力欠損の可能性は Table 2 の

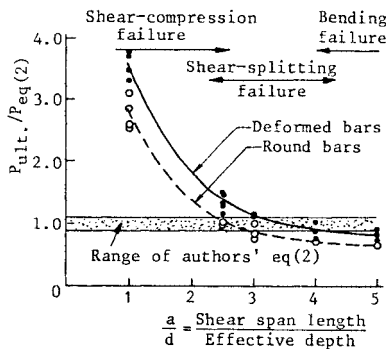


Fig. 9 Ultimate loads of reinforced concrete beams.

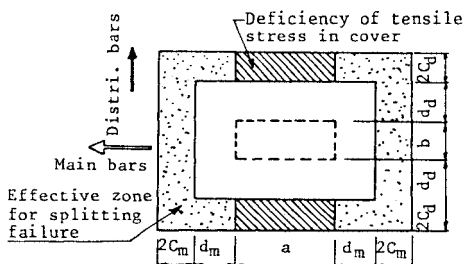


Fig. 10 Deficiency for splitting failure due to small L/a .

角田らの実験床版のうち最後欄で (*) 印をつけたものにもあり、Fig. 8 に従った修正値を () 内に示したが、これら修正値は実験値をよりよく説明するようになった。

以上から、Fig. 8 のような配筋による応力欠損が生じる場合、耐力式は次式のように修正される。

$$P = \tau_{s,max} |2(a+2x_m)x_a+2(b+2x_d)x_m| + \sigma_{t,max} |2(2d_a+b)C_m+2(a+2d_m)C_d| \dots \dots (6)$$

次に、Table 1 の計算値で (**) 印をつけた NS, OS, NS-1, NS-2 および SLAB-A が他の供試体よりも実験値との適合性が低いことに着目する必要がある。これらの 1 方向版では支持スパンの同方向の載荷板長に対する比 (L/a) が大略 4 以下となっている。Fig. 9 は RC はりの破壊荷重を式 (2) (ただし、はり用に修正した) で推定し ($P_{eq(2)}$)、実験値との比の変化を a/d (a はせん断スパン長、 d は断面の有効高さ) を変数として表わしたものである。この図が示すように、はりの破壊荷重は a/d によって大きく変化し、 a/d が小さくなると破壊型式がせん断圧縮破壊となり破壊荷重は非常に大きくなる。一方、 a/b が大きくなると、曲げ破壊が卓越してくるため破壊荷重は低下する。

同様に、長方形載荷板を用いた 1 方向版の場合も、たとえば、Table 1 中の W-1, A-3 で a/b の小さい方の傾向を、文献 10) の A-1 の場合には曲げ型としての傾向を示していると考えられる。しかし、床版実験では剛な載荷板を用いるため、 L/a が小さいときには荷重が載荷板全面積に等分布しにくくなり、支持辺に平行な載荷板端で荷重が集中する傾向が大きくなって、この辺に平行な部分のはく離破壊が先行することがある。よって、破壊時には Fig. 10 に示すように、載荷板長辺に平行なはく離領域のうち中央部分で応力欠損部が発生し、破壊荷重が減少することが予測できる。破壊後この部分を観察するとはく離破壊を起こしている例もあるが、この破壊は二次的なものと考えられる。この応力欠損領域の詳細な検討は今後の研究にゆずるとして、本報告では Fig. 10 に示した斜線部を応力欠損領域と考え、Table 1, Table 2 中の最後欄で (**) 印をつけた L/a が 4 よりも小さい試験体の計算荷重を低減し () 内に示した。これら修正値は実験値とのよい一致度を示すようになった。また、Table 1 中の (***) 印をつけた供試体ではこの応力欠損と式 (6) について述べたような応力欠損の両方が考えられ、2 重の修正を施すと、() 内に示したように実験値との対応が向上した。ただし、最初の行の W-1 の実験値は低下していない。この供試体はたわみが許される 2 本の主桁で支持されているため配力鉄筋方向にも曲率が生じ、荷重が等分布し、Fig. 3 (b) の仮定どおりに破壊したと考えられる。

以上から、長方形載荷板を用いた1方向版の実験床版のうち、 L/a が4以下の場合、その押抜きせん断耐力はFig. 10を参照して次式で算定してよいと思われる。ただし、 L/a が3以下についてはさらに検討が必要であろう。

$$P = \tau_{s,\max} \{2(a+2x_m)x_d + 2(b+2x_d)x_m\} + \sigma_{t,\max} \{2(4C_d + 2d_d + b)C_m + 2d_d \cdot 2C_d\} \dots (7)$$

ただし、道路橋床版のように荷重がタイヤを介して作用する場合には、載荷面で荷重は等分布すると考えられるので、実橋床版の押抜きせん断耐力については式(2)で推定してよいであろう。

5. 結 論

部分集中荷重を受ける床版の押抜きせん断耐力に関して、破壊パターンに立脚した精度のよい算定式を提案した。本提案式(2)は長方形載荷板を用いた1方向版にも適用できる。ただし、適用範囲については道路橋床版のように比較的薄い床版厚のものに限定しておきたい。すなわち、床版厚に関しては7cm~22cm、かぶりは1cm~4cmの範囲である。

さらに、鉄筋間隔が大きい場合には引張側鉄筋のダウエル効果が広がらず、かぶりのはく離破壊部分に欠損が生じ耐力が減少する。このような配筋の床版に対しては修正提案式(6)を用いるべきである。

また、支持スパン長(L)の載荷板長(a)に対する比が3~4の場合にも、やはりのはく離破壊部の欠損が生じることを指摘し、修正提案式(7)が適用できることを示した。ただし、 L/a が3以下については本研究外であることを付記しておきたい。

著者らは独自の数少ない実験経験から上記算定式を提案し、その適合性について検証できたのは、角田らおよび小柳らの実験研究成果があったためであり、ここに両グループの研究者に対して感謝の意を表する次第である。

上記提案式にはまだ問題点が残るが、1つの統一した考えで条件の異なる種々の床版の押抜きせん断耐力について説明できたものと思われ、今後の設計法に関する1資料になれば幸いである。

参 考 文 献

1) Report of ACI-ASCE Committee 326 : Shear and Diagonal Tension, Part 3, ACI Journal Vol. 59, No. 3,

pp. 353~394, 1962.

- 2) 小柳 治：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断とその設計上の取扱い，コンクリート工学 Vol. 19, No. 8, pp. 3~13, 1981.
- 3) 角田与史雄・井藤昭夫・藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第229号，pp. 105~115, 1974.
- 4) 神山 一：鉄筋コンクリートはりのせん断破壊機構，コンクリートジャーナル，Vol. 6, No. 8, pp. 24~32, 1968.
- 5) 伊東茂富：コンクリート工学，森北出版，pp. 75, 1972.
- 6) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法，コンクリートセミナー4，共立出版，pp. 17~18, 1979.
- 7) 大阪市土木局・関西道路研究会・道路橋調査研究委員会：旧神崎橋の耐力に関する研究報告書，pp. 16~21, 1983.
- 8) 前田幸雄・松井繁之：道路橋 RC 床版の劣化度制定法に関する研究，土木学会関西支部昭和57年度シンポジウム論文集，pp. 107~116, 1983.
- 9) 倉田宗章・園田恵一郎・実松秀夫・竹村泰弘：既設道路橋 R. C. 床版の疲労破壊実験と疲労破壊機構に関する一考察，第22回構造工学シンポジウム，pp. 63~70, 1976.
- 10) 飯岡 豊・松貝 勇・村木宏行：鉄筋コンクリート床版の疲労試験，日本道路公団昭和51年度試験所報告，pp. 132~142, 1977.
- 11) 飯岡 豊・松貝 勇・藤田信一：同上(第2報)，同上昭和52年度報告，pp. 198~209, 1978.
- 12) 松貝 勇：鉄筋コンクリート床版の耐力に関する試験研究，同上昭和49年度報告，pp. 140~149, 1975.
- 13) 前田幸雄・松井繁之・小島一雄・西本裕司：道路橋 RC 床版の疲労破壊特性について，土木学会関西支部昭和51年度年次学術講演会概要，I-46, 1976.
- 14) 高木秀貴・井藤昭夫：クラックシミュレート RC 床版の耐力について，土木学会第32回年次学術講演会概要集，V-83, 1977.
- 15) 太田 実・村瀬佐太美・百田国広・新開幸一郎：プレキャスト鉄筋コンクリート床版の強度試験，土木技術資料，Vol. 12, No. 4, pp. 24~29, 1970.
- 16) 園田恵一郎：法定外軸重車(過積載車)が RC 床版の損傷に与える影響度の研究，阪神高速道路公団・日本材料学会研究報告書，pp. 1~5, 1983.
- 17) 水谷 隆・大野定俊・小柳 治：異方配筋された鉄筋モルタルスラブの押抜きせん断に関する一研究，土木学会第36回年次学術講演会概要集，V-138, 1981.
- 18) 大野定俊・水谷 隆・小柳 治：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断破壊機構と AE 計測，同上，V-140, 1981.

(1984. 1. 11・受付)