

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

PROPOSED DESIGN METHOD OF THE SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE FOOTINGS WITH A FEW PILES

石橋 忠良*・松田 好史**・斉藤 啓一***

By Tadayoshi ISHIBASHI, Yoshihumi MATSUDA and Keiichi SAITO

1. ま え が き

最近、騒音、振動防止の観点より、基礎ぐいに大口径場所打ちぐいが多く用いられている。この場合、フーチングの基礎ぐいとしては少数本となる。フーチングの部材厚は、斜引張鉄筋の計算をしない場合の許容せん断応力度で決定されるのが一般的であり、せん断の設計法はフーチングの設計に非常に重要である。この少数本の大口径ぐいを用いたフーチングのせん断に対する合理的な設計法を見出すため、せん断スパン高さ比、鉄筋比、有効高さ、およびせん断補強鉄筋量等を変化させた供試体により、主として、その抵抗面積に着目し実験的研究を行ってきた。

本論文は、これらの実験結果より壁式橋脚等に多用されている少数本の大口径ぐいを用いたフーチングの、せん断に対する設計法を提案するものである。

2. フーチングの実験概要

(1) 供 試 体

実験を行った供試体は実物の約 1/5 縮尺模型で表-1 に示す 37 体であり、No. 1 ~ 26 および 35 は片側 2 本ぐい、No. 27 ~ 34, 36, 37 は片側 1 本ぐいである。供試体の形状を図-1 に示す。ぐいを先に製作し、ぐい

の鉄筋をフーチング内に 13φ 程度入れて、フーチングと橋脚く体コンクリートを同時に打設した。なお、ぐいのコンクリートの圧縮強度は 300 kg/cm² を目標とし、ぐいが圧縮破壊しないよう配慮している。

着目したおもな要因は、せん断スパン高さ比 (a_1/d_1 : a_1 はぐい中心から橋脚く体前面までの距離、 d_1 は橋脚く体前面におけるフーチングの有効高さ)、鉄筋比 (主鉄筋比 ρ_x ・配力鉄筋比 ρ_y ・上側主鉄筋比 ρ_x' ・上側配力鉄筋比 ρ_y')、せん断補強鉄筋 (鉛直 U 形スタースラップ) 量 (A_v)、フーチング幅 (B)、張出し長さ (L) である。

使用したコンクリートの配合および養生条件を表-2 に示す。載荷実験時のコンクリートの圧縮強度 (供試体と同一養生を行った φ15×30 cm の円柱供試体強度 f_c) を表-1 に示す。

鉄筋は No. 25, 26 のせん断補強鉄筋に一般構造用圧延鋼材 (SS 41・φ 4.5 mm) を用いた以外は、すべて熱間圧延異形棒鋼 (SD 30・D 6, SD 35・D 10・D 13) とした。

供試体 No. 9, 10, 15, 16, 25, 26 は、せん断補強鉄筋

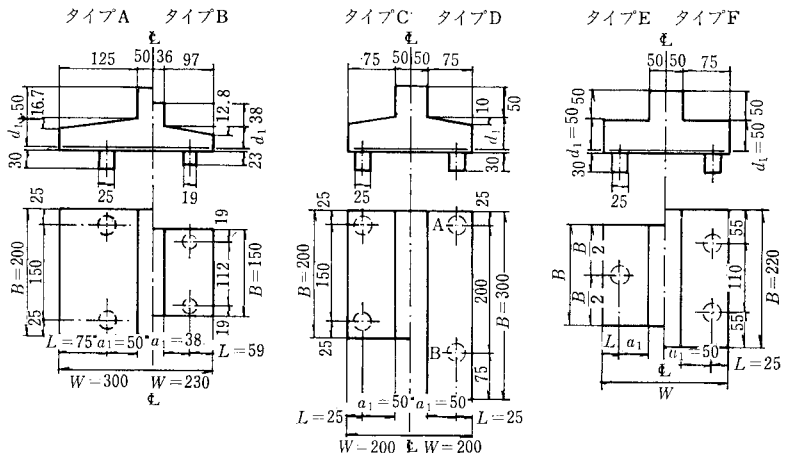


図-1 供試体形状 (単位: cm)

* 正会員 国鉄構造物設計事務所
コンクリート構造主任技師

** 正会員 工修 国鉄構造物設計事務所
コンクリート構造補佐

*** 正会員 国鉄構造物設計事務所
コンクリート構造主席

表一 供試体諸元および結果一覧表

No.	Name	Type	W × B (cm) (cm)	d ₁ (cm)	a ₁ /d ₁	ρ _x (%)	f _c (MPa) (kg/cm ²)	P _{max} (kN) (tf)	P' _{max} (kN) (tf)
01	5401	A	300×200	35	1.43	0.977	211 (20.7)	66.0 (647)	65.9 (646)
02	5402	A	300×200	29	1.72	1.49	204 (20.0)	53.0 (520)	53.5 (525)
03	5403	A	300×200	25	2.00	2.03	209 (20.5)	41.0 (402)	41.1 (403)
04	5404	B	230×150	38	1.00	0.778	212 (20.8)	52.5 (515)	52.3 (513)
05	5405	A	300×200	33	1.52	0.768	203 (19.9)	60.0 (588)	60.7 (595)
06	5406	A	300×200	25	2.00	0.760	207 (20.3)	35.0 (343)	35.2 (345)
07	5407	B	230×150	38	1.00	1.00	219 (21.5)	64.0 (628)	63.1 (619)
08	5408	A	300×200	25	2.00	1.01	201 (19.7)	35.0 (343)	35.5 (348)
09	5409	B	230×150	38	1.00	1.00	206 (20.2)	59.0 (579)	59.4 (583)
10	5410	A	300×200	25	2.00	1.01	198 (19.4)	30.0 (294)	30.6 (300)
11	5411	A	300×200	50	1.00	0.456	210 (20.6)	89.0 (873)	89.0 (873)
12	5412	B	230×150	43	0.88	0.766	199 (19.5)	62.0 (608)	63.1 (619)
13	5413	A	300×200	40	1.25	0.760	212 (20.8)	80.0 (785)	79.7 (782)
14	5414	A	300×200	25	2.00	0.456	204 (20.0)	21.0 (206)	21.2 (208)
15	5415	B	230×150	38	1.00	1.00	202 (19.8)	52.0 (510)	52.7 (517)
16	5416	A	300×200	25	2.00	1.01	200 (19.6)	26.0 (255)	26.4 (259)
17	55A	C	200×200	50	1.00	0.786	202 (19.8)	92.0 (902)	93.2 (914)
18	55B	C	200×200	62	0.81	0.491	203 (19.9)	109.0 (1070)	110 (1080)
19	55C	C	200×200	44	1.14	1.02	206 (20.2)	80.0 (785)	80.5 (789)
20	55D	C	200×200	37	1.35	1.51	202 (19.8)	64.0 (628)	64.8 (635)
21	55E	D	200×300	50	1.00	0.456	187 (18.3)	66.0 (647)	68.6 (673)
								72.0 (706)	74.8 (734)
22	55F	D	200×300	35	1.43	0.977	187 (18.3)	57.0 (559)	59.2 (581)
								60.0 (588)	62.4 (612)
23	55G	D	200×300	29	1.72	1.47	186 (18.2)	38.0 (373)	39.6 (388)
								41.0 (402)	42.7 (419)
24	55H	D	200×300	25	2.00	2.03	181 (17.8)	33.5 (329)	35.2 (345)
								33.0 (324)	34.7 (340)
25	M13R	C	200×200	40	1.25	0.760	199 (19.5)	78.0 (765)	79.4 (779)
26	N 2 R	C	200×200	29	1.72	1.49	201 (19.7)	48.0 (471)	48.7 (478)
27	W01	E	150×160	50	0.50	0.507	249 (24.4)	170.0 (1670)	161 (1580)
28	W02	E	175×160	50	0.75	0.507	288 (28.2)	142.0 (1390)	128 (1260)
29	W03	E	200×160	50	1.00	0.507	293 (28.7)	116.0 (1140)	104 (1020)
30	W04	E	250×160	50	1.50	0.507	252 (24.7)	86.0 (843)	80.9 (793)
31	W05	E	200×110	50	1.00	0.507	256 (25.1)	103.0 (1010)	96.4 (945)
32	W06	E	200×60	50	1.00	0.507	221 (21.7)	86.0 (843)	84.5 (829)
33	W07	E	250×160	50	1.00	0.507	331 (32.5)	123.0 (1210)	106 (1040)
34	W08	E	300×160	50	1.00	0.507	256 (25.1)	136.0 (1330)	127 (1250)
35	W09	F	200×220	50	1.00	0.507	235 (23.0)	124.0 (1220)	119 (1170)
36	W10	E	200×160	50	1.00	0.507	295 (28.9)	111.0 (1090)	99.1 (972)
37	W11	E	200×160	50	1.00	0.507	220 (21.6)	103.0 (1010)	101 (990)

注 1) No. 21~24 供試体の上段の値は、図一 タイプDのAぐいの値、下段の値はBぐいの値である。

2) P'_{max} の値はフーチング破壊時のぐい 1本当たりの最大荷重 P_{max} をコンクリート強度 210 kg/cm²(20.6 MPa) に換算した値である。なお、換算式は P'_{max}=(210/f_c)^{1/3}×P_{max} kgf/cm² [P'_{max}=(20.6/f_c)^{1/3}×P_{max} MPa] とした。

表二 コンクリート配合および養生方法

供試体番号	細骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				セメント種別	養生方法
						W	C	G	S		
1~16	10	12	4	59	43	165	280	1058	792	普通ポルトランド	普通養生
17~26	10	12	4	48	38	130	270	1200	740	普通ポルトランド	蒸気養生
27~37	15	12	4	68	39	168	240	1185	712	早強ポルトランド	蒸気養生

として鉛直スタラップを使用した。それ以外の供試体はすべてせん断補強鉄筋を配置していない。配筋量については、ρ_x:ρ_y:ρ_{x'}:ρ_{y'} を No. 1~35 は 1:1/6:1/6:1/12, No. 36 は 1:1:1/6:1/12, No. 37 は 1:1/6:1/6:1/6 の比とした。

(2) 荷重位置および実験方法

フーチングへの荷重は、各ぐいへの荷重力に違いが生じないように互いに連動された油圧ジャッキ(100 tf(981 kN) および 200 tf(1960 kN) 2台または 4台)により、供試体のぐいより荷重した。

実験時における測定項目は

- ① フーチング破壊時のぐい 1本当たりの最大荷重 (せん断耐力)

- ② 主鉄筋・配力鉄筋およびせん断補強鉄筋のひずみを電気抵抗ひずみゲージにより測定
- ③ 載荷点およびフーチング各部の変位を電気抵抗式変位計により測定
- ④ コンクリートのひびわれ状況を目視観察し、ひびわれ図の作成
- ⑤ 破壊部分をはつり、破壊面の位置・破壊抵抗面積の測定

である。

3. フーチングの実験結果および考察

(1) フーチングの破壊性状

a) 最大荷重 (P_{max})

実験で得られた最大荷重を 表-1 に示す。なお、比較を容易にするため載荷時のコンクリートの圧縮強度を f_c とすると、最大荷重は $(f_c)^{1/3}$ に比例するとし f_c が 210 kg/cm^2 (20.6 MPa) に換算した値 (3. (2), e) 参照) を P'_{max} として載せてある (以下、 P'_{max} を最大荷重とよぶ)。

b) ひびわれ性状

フーチング側面において、橋脚く体下面部付近に比較的小さな荷重段階において発生する曲げひびわれは、荷重が増加してもひびわれ長さ・幅とも顕著には伸展せず、直接破壊の原因にはなっていない。破壊に近い荷重段階で、くい外縁から橋脚く体前面とフーチング上面との交点とを結ぶ方向に発生する斜めひびわれが、急激に伸展して破壊した。フーチング下面をみると、くいを中心とした同心円状にひびわれが発生・伸展すること、くい上のフーチング上面に主鉄筋方向にひびわれが発生することや、円錐状に破壊することなどが認められた。

c) せん断破壊面

図-2 (a)~(s) の点線は、供試体の破壊面上の位置がその点での有効高さの 1/2 と一致した点を結んだものである。橋脚く体前面とくい外縁から等距離の位置に破壊面の中心があると仮定すると、破壊面の中心を結んだ線は放物線となる (図-7 参照)。図-2 (a)~(s) にこの仮想破壊線を実線で示す。これより、実験より求めた破壊面の中心線は、この仮想破壊線に比較的一致していることが認められる。

(2) フーチングのせん断耐力に及ぼす各要因ごとの影響

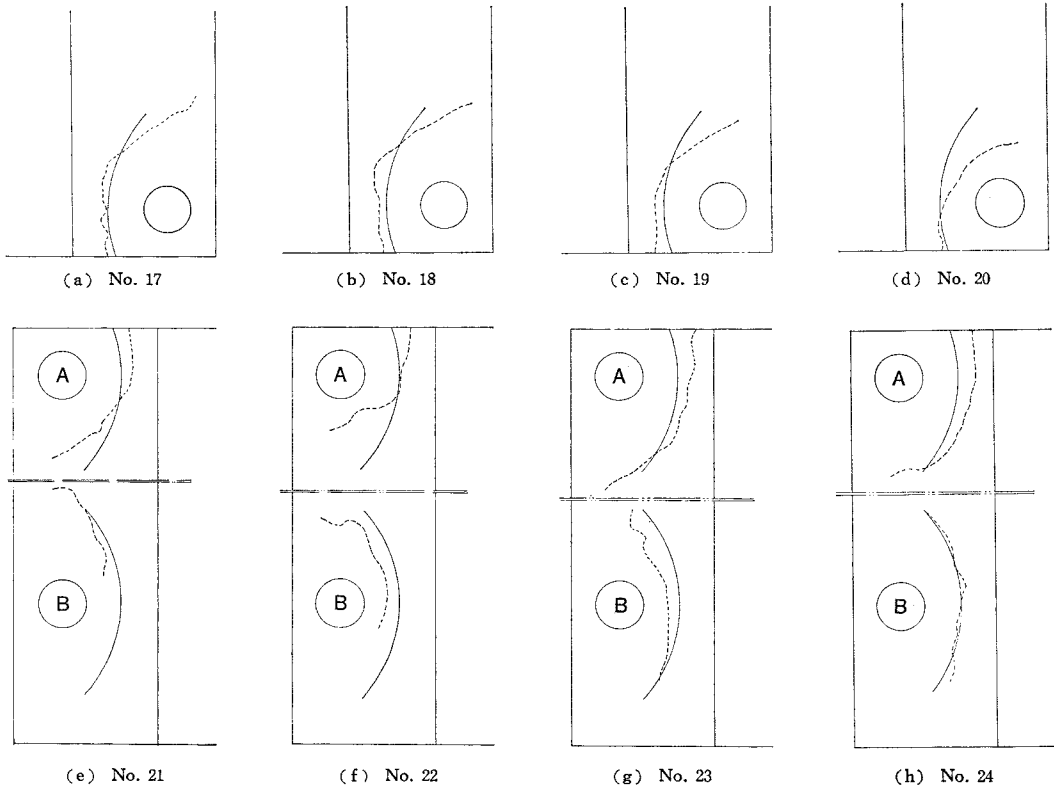


図-2 (a)~(h) せん断破壊面

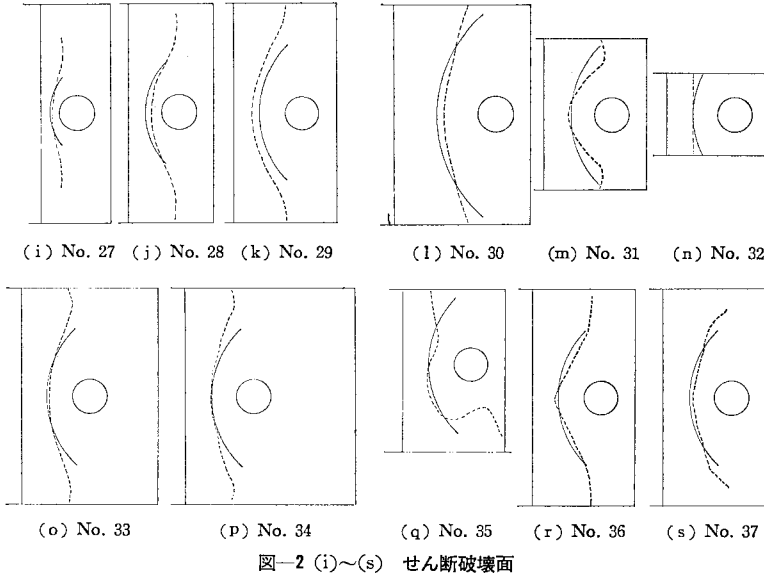


図-2 (i)~(s) せん断破壊面

a) 鉄筋比

① 配力鉄筋比 (ρ_y)

供試体 No. 36 は, No. 29 と形状寸法や配筋を等しくし, ρ_y のみ No. 29 が主鉄筋に対して 1/6 としているのに対して, No. 36 は主鉄筋と同等量とし ρ_y に着目したシリーズである. 実験の結果, 最大荷重はほぼ同じ値を示しており, ρ_y はせん断耐力にあまり大きな影響を与えないようである.

② 上側配力鉄筋比 (ρ_y')

供試体 No. 37 は, No. 29 に対して ρ_y' のみを主鉄筋量の 1/12 から 1/6 に増加させ, ρ_y' に着目したシリーズである. 実験の結果, 最大荷重はほぼ同じ値を示しており, ρ_y' もせん断耐力にあまり影響を与えないようである.

b) せん断補強鉄筋量 (A_v)

せん断補強鉄筋の効果を調べるため, くい中心と橋脚く体前面の範囲に主鉄筋と直角方向に鉛直U形スターラップを配筋し, A_v および a_1/d_1 を変化させ実験を行った. 破壊せん断応力度 $\tau_u [= P'_{max}/(1/2 \cdot B d_1)]$ と A_v の関係を 図-3 に示す.

これより, A_v が増加するに従って τ_u が低下する結果となり, さらに供試体 No. 25, 26 の 2 体について ϕ 4.5 mm の SS 41 相当

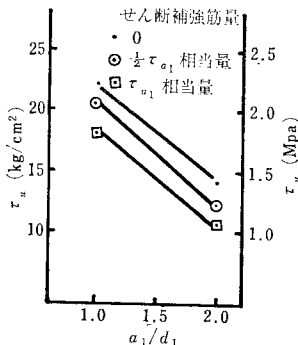


図-3 破壊せん断応力度, せん断補強筋量, a_1/d_1 の関係

丸鋼を焼鈍し, $\sigma_{sy}=2400 \text{ kgf/cm}^2$ (235 MPa) 程度にしたものを用い, 径を細くし密に配筋し実験を行ったが, 同様にせん断耐力が減少し鉛直U形スターラップを用いたせん断補強鉄筋による補強効果はなく, 逆にせん断耐力が減少する結果となった (表-3 参照). この程度の鉄筋補強はコンクリートのタイドアーチとしての抵抗機構を考えた場合の圧縮部に悪影響を与えるものと考えられる.

c) フーチング幅 (B)

供試体 No. 29, 31, 32 は B のみを変化させたシリーズである. 実験の結果を 図-4 に示す. これより B が大きくなるに従って最大荷重も大きくなるが, B の増加する割合ほどには最大荷重は増加していない.

d) 張出し長さ (L)

供試体 No. 29, 33, 34 は L (図-1 参照) のみを変化させたシリーズである. 実験の結果を 図-5 に示す. これより L が, 25, 50, 75 cm へと大きくなると, 最大荷重が 104, 106, 127 tf へと増大しており, L がせん断

表-3 せん断補強鉄筋の効果

No.	供試体名称	せん断スパン高さ比 (a_1/b_1)	せん断補強鉄筋		$\tau_u = \frac{P'_{max}}{1/2 B d_1}$ kgf/cm ² (MPa)
			補強筋量 (A_v) (注)	種別	
07	5407	1.00	0	—	22.1 (2.17)
09	5409	1.00	1/2 τ_{a_1} 相当量	SD 30 D 6	20.8 (2.04)
15	5415	1.00	τ_{a_1} 相当量	SD 30 D 6	18.5 (1.81)
08	5408	2.00	0	—	14.2 (1.39)
10	5410	2.00	1/2 τ_{a_1} 相当量	SD 30 D 6	12.2 (1.20)
16	5416	2.00	τ_{a_1} 相当量	SD 30 D 6	10.6 (1.04)
13	5413	1.25	0	—	19.9 (1.95)
25	M13R	1.25	τ_{a_1} 相当量	SS 41- ϕ 4.5を焼鈍して使用	19.9 (1.95)
02	5402	1.72	0	—	18.4 (1.81)
26	N 2 R	1.72	τ_{a_1} 相当量	SS 41- ϕ 4.5を焼鈍して使用	16.8 (1.65)

注) $\tau_{a_1}=4.3 \text{ kg/cm}^2$ (0.42 MPa)

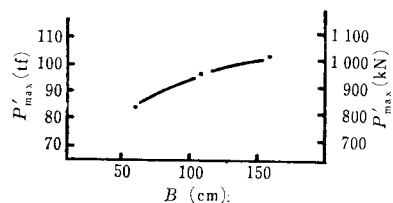


図-4 フーチング幅と最大荷重

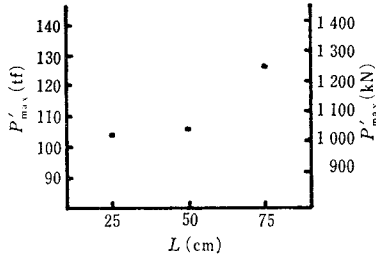


図-5 張出し長さと最大荷重

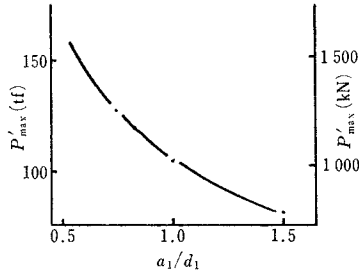


図-6 せん断スパン高さ比と最大荷重

耐力に影響を与えていると思われる傾向が認められた。

e) その他

主鉄筋比(主鉄筋量/供試体幅×橋脚く体前面における有効高さ) ρ_x およびせん断スパン高さ比 a_1/d_1 が、せん断耐力に及ぼす影響については、既往の研究結果と同様の傾向が認められた(図-6 参照)。なお、 f_c に着目した実験は特に行ってない。これは、せん断耐力はほぼ f_c の 1/3 乗に比例する^{1),2)} ことが、同様に明らかにされているため、今回の実験においては、せん断耐力は f_c の 1/3 乗に比例するとして解析した。

(3) フーチングのせん断耐力に及ぼす各要因の総合的検討

フーチングのせん断補強鉄筋があまり有効でないという実験結果となったので、ここではせん断補強鉄筋を用いない場合のせん断耐力に及ぼす各種要因の総合的な検討をする。

a) せん断補強鉄筋を用いない部材のせん断耐力の算定式

コンクリート構造の限界状態設計法試案(コンクリートライブラリー No. 48)³⁾ によれば、せん断補強鉄筋を用いない部材のせん断耐力を式(1)のように与えている¹¹⁾。

$$V_u = 0.94 f_c^{1/3} (0.75 + 1.40 d/a) (1 + \beta_p + \beta_d) b_w d \dots\dots\dots (1)$$

$$[V_u = 0.20 f_c^{1/3} (0.75 + 1.40 d/a) (1 + \beta_p + \beta_d) b_w d \dots\dots\dots (1)']$$

ここで、

V_u : せん断耐力 (kg[N])

f_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²[MPa])

a/d : せん断スパンと有効高さとの比

β_d : $\sqrt[3]{100/d} - 1 \geq 0$ (d : 部材断面の有効高さ (cm))

β_p : $\sqrt{100 \rho_w} - 1 \leq 0.73$ (ρ_w : 軸方向引張鉄筋断面積 (A_s) の腹部断面積に対する比率, $A_s/b_w d$)

b_w : 部材腹部の幅 (cm)

式(1)は $a/d \geq 3.0$ の範囲のものであり、 $a/d < 3.0$ の範囲については別途検討の予定であるとしている。

a/d の効果については、多くの実験的研究の報告がみられ、 a/d が3程度以下の範囲のせん断耐力は Zutty らは $(a/d)^{-4/3}$ に Kennedy らは $(a/d)^{-1.166}$ にそれぞれ比例すると提案している¹¹⁻⁶⁾。

また、通常のはりと異なる挙動を示す a/d の範囲は、Boris Bresler らは $a/d \leq 2.5$ の範囲としている⁷⁾。

そこで、本実験の解析にあたり破壊面の調査結果より検討断面を 図-7 の仮想破壊線で示される断面とし N 点近傍の微小区間 dl のせん断耐力を求める場合、式中のパラメーターのとり方を、N 点のせん断スパン a_N は \overline{CNB} をとり、有効高さ d は N 点における有効高さ d_N とし、有効幅 b_w は微小区間 dl とした。そして、O 点を中心とし左右 $x = \overline{OG}$ の範囲(ただしフーチングの片側の幅 \overline{OE} が \overline{OG} 以下の場合は、片側は O 点から \overline{OE} までとし、 $\overline{OG} + \overline{OE}$ とする)の仮想破壊線に示される断面を有効として、各微小区間のせん断耐力を求め、これらを積分した値を計算耐力として求めることとした。

そして、せん断スパン高さ比 a_N/d_N の小さな範囲については、式(1)に $a_N/d_N = 2.5$ あるいは 3.0 ですにつき、 $(a_N/d_N)^{-1}$ 、 $(a_N/d_N)^{-1.166}$ 、 $(a_N/d_N)^{-4/3}$ のそれぞれに比例するとして式により実験の整理を行った結果、最もよい結果が得られたのは、 $(a_N/d_N)^{-1.166}$ に比例し、 $a_N/d_N = 2.5$ で式(1)にすりとくと仮定したものである。

すなわち、N 点における微小区間 dl のせん断耐力 V_{uN} は、

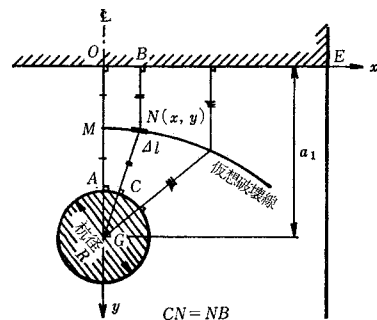


図-7 破壊面の平面形状

$$V_{uN} = 0.94 f_c^{1/3} (0.75 + 1.4 d_N/a_N) \cdot (1 + \beta_p + \beta_d) \Delta l d_N \quad (\text{ただし, } a_N/d_N \geq 2.5) \dots\dots\dots (2)$$

$$V_{uN} = 3.58 f_c^{1/3} (a_N/d_N)^{-1.166} (1 + \beta_p + \beta_d) \Delta l d_N \quad (\text{ただし, } a_N/d_N < 2.5) \dots\dots\dots (3)$$

$$[V_{uN} = 0.761 f_c^{1/3} (a_N/d_N)^{-1.166} (1 + \beta_p + \beta_d) \Delta l d_N \quad (\text{ただし, } a_N/d_N < 2.5) \dots\dots\dots (3)']$$

(注 [] 内は SI 単位の場合)

のように表わされる。なお、 ρ_w については、仮想破壊線上の位置にかかわらず $\rho_w = \rho_x$ (主鉄筋比) 一定としている。

b) 計算耐力と実験値との比較

せん断補強鉄筋を用いていない供試体について、a) により求めた計算耐力 V_u と最大荷重 P'_{max} との比 V_u/P'_{max} を表-4 に示す。

V_u/P'_{max} の平均値・標準偏差・変動係数を求めると全供試体

表-4 計算耐力と実験値の比較

No.	Name	V_u tf (kN)	V_u/P'_{max}	L/d_1	K	$V_u/P'_{max} \cdot K$
01	5401	47.3 (464)	0.718	2.14	1.54	1.106
02	5402	37.4 (367)	0.699	2.59	1.54	1.076
03	5403	30.8 (302)	0.749	3.00	1.54	1.153
04	5404	52.4 (514)	1.000	1.55	1.24	1.240
05	5405	38.3 (376)	0.631	2.27	1.54	0.972
06	5406	21.8 (214)	0.619	3.00	1.54	0.953
07	5407	57.6 (565)	0.913	1.55	1.24	1.132
08	5408	24.0 (235)	0.676	3.00	1.54	1.041
11	5411	72.9 (715)	0.819	1.50	1.21	0.991
12	5412	66.7 (654)	1.06	1.37	1.15	1.219
13	5413	56.7 (556)	0.711	1.88	1.45	1.031
14	5414	18.6 (182)	0.877	3.00	1.54	1.351
17	55A	90.4 (887)	0.970	0.500	1.00	0.970
18	55B	114 (1120)	1.04	0.403	1.00	1.040
19	55C	77.4 (759)	0.961	0.568	1.00	0.961
20	55D	63.0 (618)	0.972	0.676	1.00	0.972
21	55E	73.0 (716)	1.06	0.500	1.00	1.060
		91.7 (899)	1.23	0.500	1.00	1.230
22	55F	47.3 (464)	0.799	0.714	1.00	0.799
		59.3 (582)	0.950	0.714	1.00	0.950
23	55G	37.3 (366)	0.942	0.862	1.00	0.942
		46.8 (459)	1.10	0.862	1.00	1.100
24	55H	30.9 (303)	0.878	1.000	1.00	0.878
		39.1 (383)	1.13	1.000	1.00	1.130
27	W01	181 (1780)	1.12	0.500	1.00	1.120
28	W02	127 (1250)	0.992	0.500	1.00	0.992
29	W03	108 (1060)	1.04	0.500	1.00	1.040
30	W04	90.9 (891)	1.12	0.500	1.00	1.120
31	W05	108 (1060)	1.12	0.500	1.00	1.120
32	W06	90.6 (888)	1.07	0.500	1.00	1.070
33	W07	108 (1060)	1.02	1.000	1.00	1.020
34	W08	108 (1060)	0.850	1.50	1.21	1.028
35	W09	108 (1060)	0.908	0.500	1.00	0.908
36	W10	108 (1060)	1.09	0.500	1.00	1.090
37	W11	108 (1060)	1.07	0.500	1.00	1.070

注 1) No. 21~24 供試体の上段の値は、図-1 タイプ D の A ぐいの値、下段の値は B ぐいの値である。

2) V_u を求めるとき、図-1 の x 方向の分割を 2.5 cm として計算している。

データ数 $n=35$
 平均値 $\bar{x}=0.940$
 標準偏差 $\sigma_n=0.159$
 変動係数 $V=16.9\%$

同時期に行った供試体ごとまとめて表わすと以下のようになる。

No. 1~14 $n=12$ $\bar{x}=0.789$ $\sigma_n=0.138$ $V=17.5\%$

No. 17~24 $n=12$ $\bar{x}=1.003$ $\sigma_n=0.122$ $V=11.2\%$

No. 27~37 $n=11$ $\bar{x}=1.036$ $\sigma_n=0.0851$ $V=8.21\%$ となる。

V_u/P'_{max} と各種のパラメーターとの関係を 図-8~11 に示す。図-8~10 はそれぞれ a_1/d_1 , d_1 , ρ_x の影響を示したものであり、 V_u/P'_{max} がほぼ 1.0 に分布していることから式 (2), (3) は、ほぼこれらのパラメーターの影響を妥当に評価していると思われる。しかし、張出し長さ L の影響を示す 図-11 では、 L/d_1 が 1.0 以下で V_u/P'_{max} がほぼ 1.0 付近に分布しているが、 L/d_1 が 1.0 以上 2.0 以下では減少し、 L/d_1 が 2.0 以上では V_u/P'_{max} が 0.65 付近に分布していることがわかる。

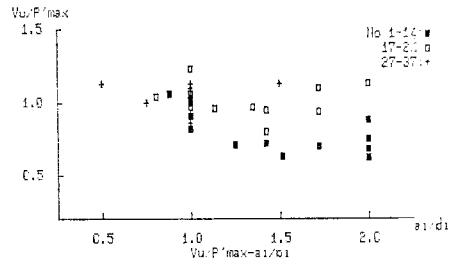


図-8 $V_u/P'_{max} - a_1/d_1$

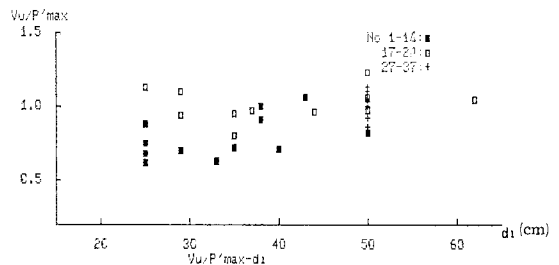


図-9 $V_u/P'_{max} - d_1$

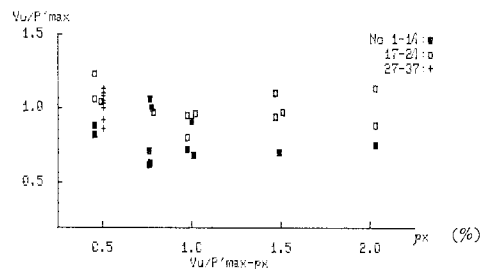


図-10 $V_u/P'_{max} - \rho_x$

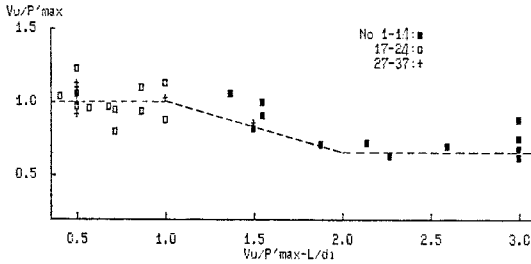


図-11 $V_u/P'_{max} - L/d_1$

これは、 L が長くなるとせん断耐力が大きくなることを意味し、この計算式の中に L を正しく評価していないことを示している。したがって、 L の影響を考慮すれば計算耐力をより精度よく評価できる。

いま、 L/d_1 による影響について、図-11 に点線で示す補正式を考える。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{1}{(1.35 - 0.35 L/d_1)} \quad \text{ただし、} 1 \leq L/d_1 \leq 2 \\ K &= \frac{1}{0.65} \quad L/d_1 > 2 \\ K &= 1.0 \quad L/d_1 < 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

なる式により、 V_u/P'_{max} の値の補正を行い再整理した結果を表-4 に示す。同様に、平均値・標準偏差・変動係数を求めると、

全供試体

- データ数 $n = 35$
- 平均値 $\bar{x} = 1.054$
- 標準偏差 $\sigma_n = 0.109$
- 変動係数 $V = 10.3\%$

No. 1~14 $n = 12$ $\bar{x} = 1.105$ $\sigma_n = 0.115$ $V = 10.4\%$

No. 17~24 $n = 12$ $\bar{x} = 1.003$ $\sigma_n = 0.112$ $V = 11.2\%$

No. 27~37 $n = 11$ $\bar{x} = 1.053$ $\sigma_n = 0.0618$ $V = 5.87\%$ となり、ほぼこの考えは妥当であると思われる。

c) 各国示方書との比較

ACI Building Code (ACI 318-77)⁹⁾、CEB-FIP Model Code (1977)⁹⁾、BSI CP-110 (The structural use of concrete, 1972)¹⁰⁾ に規定されている曲げせん断の検討方法と本実験結果との比較を試みた。

各示方書において、せん断耐力を求める場合の検討断面については、ACI Building Code での検討では橋脚く体前面から $a_1/2$ かつ d_1 のいずれか小さな距離とし、他は橋脚く体前面とし、有効幅については橋脚く体前面に平行で、フーチング全幅を有効とする場合と、4. に述べる $2a_1$ (または $a_1 + e$) を有効とした場合の 2 case について計算を行った。

図-12 は、計算の結果、変動係数の比較的小さかった $2a_1$ (または $a_1 + e$) を有効幅とした場合の、本実験

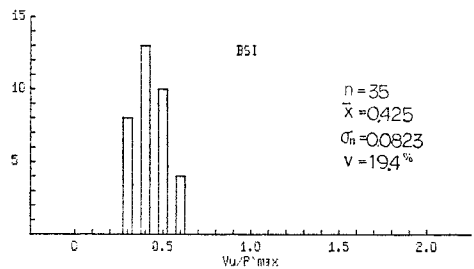
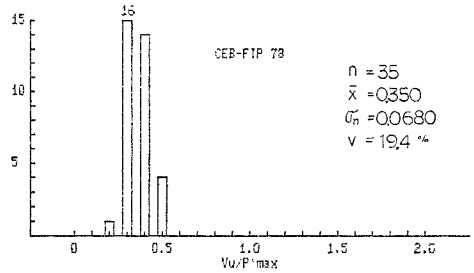
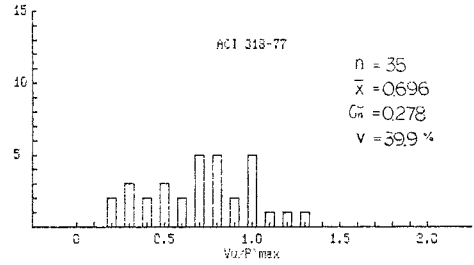


図-12 各国示方書による計算値/最大荷重の比の度数分布

に対する計算値/最大荷重の比の度数分布図であるが、これら各国示方書でのせん断検討方法と本実験結果との適合性は、十分でないようである。

d) まとめ

以上により少数本のくいを有いたフーチングのせん断耐力は、 $0.5 \leq a_1/d_1 \leq 2.0$ の範囲にくいが配置されている場合は、式 (2)、(3) により破壊面をくい外縁と橋脚く体前面との 1/2 点を通る放物線で示される断面とし、有効幅は、図-7 中、O 点を中心として、左右に $x = \overline{OG}$ (ただし、フーチングの片側の幅 \overline{OE} が \overline{OG} 以下の場合は、片側は O 点から \overline{OE} までとし、 $\overline{OG} + \overline{OE}$ とする) の範囲を有効として各点のせん断強度を求め、これらを積分することによってせん断耐力を求め、張出し長さの補正を式 (4) にて行うことにより、フーチングのせん断耐力を精度よく求めることができる。なお、実構造物の範囲では、 L/d_1 が 1 を超えることは非常に少ないので、実用上は式 (4) の補正はほとんど必要ないと考えられる。

4. フーチングのせん断に関する簡易設計法

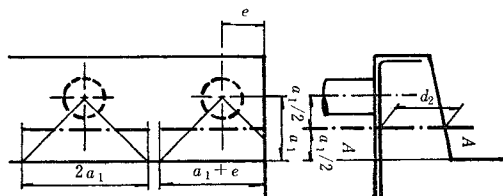
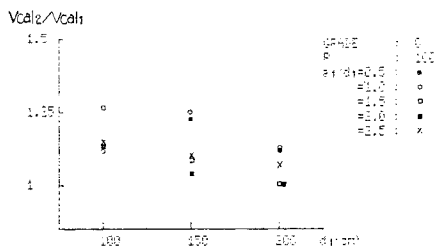


図-13 フーチングのせん断検討断面と有効幅



注) V_{cal2} を求めるとき、図-7 の x 方向の分割を 2.5 cm として計算している。また、 $V_{cal2}/V_{cal1} > 2.0$ の値を示すものは省略した。

図-14 フーチング諸元と V_{cal2}/V_{cal1}

3. (3), a) に述べた破壊面に沿ってせん断強度を積分してゆくことは、設計の実務上多くの労力を要するので簡略化した実用的な設計法について以下に述べることにする。

図-13 において、くい中心と橋脚く体前面との距離 a_1 の 2 等分点における橋脚く体前面に平行な面 A-A をせん断検討断面とする。この検討断面におけるせん断耐力は式 (2) および (3) において、 a_N をくい中心と橋脚く体前面との距離 a_1 に固定し、 d_N はこの検討断面における有効高さ d_2 とする。また、有効幅 dl は $2a_1$ (または $a_1 + e$) とする。なお、 a_1/R が 1.5 以下の場合には、せん断耐力を $1.5 R/a_1$ で割増しする。

このようにして計算したせん断耐力 (V_{cal1}) と、3. (3), b) に示した微小区間を積分して求めたせん断耐力 (V_{cal2}) との比の一例を 図-14 に示す。なお、フーチングの上面の勾配 (GRADE) を 0, 0.5, 1.0, 1.5, くい径 (R) を 100, 150, 200 cm, a_1/d_1 を 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 有効高さ (d_1) を 100, 150, 200 cm の実用的な範囲内で検討を行った結果は、 V_{cal2}/V_{cal1} はいずれも 1 以上であることが、計算で確かめられており、少数本のくいを用いたフーチングのせん断耐力の検討には、このような実用的な設計法を適用しても十分安全であると思われる。

5. 結 論

以上によって得られたおもな点を以下に示す。

(1) 鉛直スターラップは、 $1.0 \leq a_1/d_1 \leq 2.0$ のフーチングには $\tau_{a1} (= 4.3 \text{ kg/cm}^2 (0.422 \text{ MPa}))$ 相当量の

程度の配置では、ほとんどせん断補強としての効果がない。

(2) フーチングのせん断破壊面の中心は、くい外縁からの垂線と橋脚く体前面からの垂線の長さが互いに等しくなる点を結んだ放物線とほぼみなせる。また、せん断に寄与する範囲はほぼ $2a_1$ までである。

(3) 少数本のくいを用いたフーチングのせん断耐力を精度よく求める手法を明らかにし、また実務上の便利さを考えた簡易方法も示した。

なお、実験と計画・実施・本文をまとめるにあたってご指導いただいた東京大学工学部 土木工学科 岡村 甫教授、山梨大学工学部 土木工学科 楢貝 勇助教授、前国鉄構造物設計事務所主任技師 宮崎修輔氏、ならびに実験および解析にご協力いただいた八千代エンジニアリング株式会社 佐々木協一氏に深くお礼を申し上げますとともに、本研究にあたり、54 年度吉田研究奨励金を授与されましたことを記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 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, Aug. 1981.
- 2) Joint ASCE-ACI Task Committee 426: The Shear Strength of Reinforced Concrete Members, Proc. of ASCE, Vol. 99, No. ST 6, pp. 1091~1187, June 1973.
- 3) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法試案 (コンクリートライブラリー No. 48).
- 4) Zsutty, T.C.: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data, Proceedings, ACI, Vol. 65, p. 943, Nov., 1968 (Discussions, p. 435, May, 1969).
- 5) Zsutty, T.C.: Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests, ACI Journal, Vol. 68, pp. 138~143, Feb., 1971.
- 6) Kennedy, R.P.: A Statical Analysis of the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, thesis presented to the Stanford University, at Stanford, Calif., in 1967, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- 7) Bresler, B. and J.G. MacGregor: Review of Concrete Beam Failing in Shear, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST 1, Proc. Paper 5106, pp. 343~372, Feb., 1967.
- 8) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77), Chapter 11, 11-8, pp. 45~46.
- 9) International System of Unified Standard Code of Practice for Structures, Vol. 2, CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Section 11, 1978.
- 10) The Structural Use of Concrete, CP 110: Part 1: p. 29, 1972.
- 11) Okamura and Higai: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without web Reinforcement, Proc., of JSCE, No. 300, August, 1980.

(1983.1.28・受付)