【土木学会論文集　第360号／V-3　1985年8月】

送電用鉄塔基礎としての4本杭に支持されたRCスラブの設計法に関する研究

STUDY ON DESIGN METHOD FOR RC SLAB SUPPORTED BY FOUR PILES

前田　弘*
By Hiroshi MAEDA

This paper presents an empirical formula for RC slab capacity of Transmission Tower Foundation supported by four piles. More than 100 RC model tests have been carried out checked by FEM and photoelastic tests.

Findings are as follows : pull-out shear dominates slab failure, slab can be two-way beam with effective width, both magnitude of main reinforcement anchorage and arrangement of shear reinforcing bars greatly influence slab capacity, and anchor member longer than effective length does not work as expected. Furthermore the capacity has been proposed to be estimated by multiplying punching shear area obtained using effective length of anchor member and slab thickness and punching shear strength evaluated in this experimental research.

1. まえがき

送電線の鉄塔基礎は，一般に地中に埋設された鉄筋コンクリート造りの軀体とその周辺の支持地盤で構成される．

鉄塔と基礎軀体との連結方式は，RC基礎体内に鉄塔材（主脚材という）を埋め込み，主脚材に「いかり材」と称する金物を取り付けるスラブ定着方式（Fig. 1参照）と，主脚材にフランジ形式の鋼板（支圧板）を取り付ける柱体部定着方式とがある．スラブを有するフーチング型基礎では「いかり材」を，また深礎基礎では「支圧板」を用いることが多い．

鉄塔基礎に作用する荷重は，電線，がいし，鉄塔の自重および，それらに作用する風，雪荷重，さらには電線張力など数多くあるが，これらの荷重の中でも水平方向に作用する風荷重が支配的である．このため，一脚の基礎には風の方向によりほぼ同程度の圧縮力および，引揚力の両者が作用する．

このような基礎に作用する荷重のレベルは，20数年前には，20～30t程度であったものが，高電圧化，電線多導体化などのため最近では，平均で350t（最大900t）に達する状況にあり，今後さらに一層大きくなることが予想されている．

これに対して従来の基礎体の耐力算定式は，荷重レベルが今日に比べて低かった20数年前に杭のない直接基礎を対象として定められたもので，後述のように4本杭

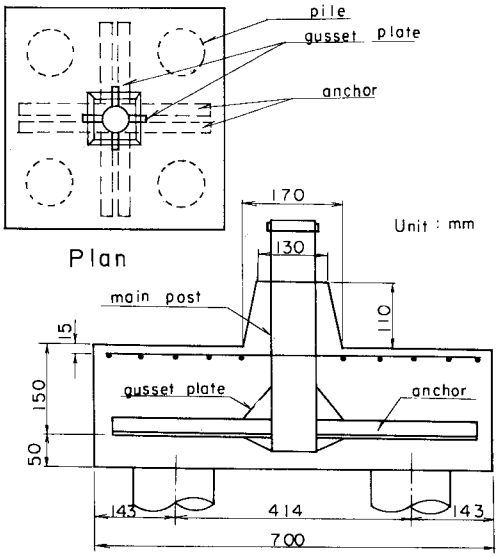


Fig. 1　Section of standard test piece (Scale 1 : 7).

* 正会員　工博　東京電力（株）送変電建設本部・副本部長
（〒100　千代田区内幸町1-1-3）

のスラブ基礎には不適当なところがあった．

本稿は，スラブ部定着方式を対象とした，RC スラブ模型の破壊実験を中心とした研究により，4 本杭に支持された RC スラブの最大荷重算定式を提案するものである．RC スラブ模型の代表例を Fig. 1 に示す．

2. 従来の設計

(1) 従来の設計方法

鉄塔用杭基礎のスラブ設計は，鉄塔主脚材を RC スラブに固定するための定着設計と，杭に支持されたスラブが破壊されないためのスラブ部設計とに分けられる．

(2) 従来設計方法の問題点

a) 定着設計

鉄塔からの荷重は，いかり材を介してその有効長さ（いかり材断面の強度から決まる）全長にわたりコンクリートに等分布な反力を生じさせるものと仮定しているが，コンクリートスラブの剛性に比べいかり材剛性が著しく小さいため，実際は主脚材に近い部分に大きい反力を生じ，先端部にいくに従って反力は小さくなるものと思われる．このため，いかり材断面の強度は余裕があるにもかかわらず，スラブは主脚材周辺に集中する引抜き力によって初期の破壊が誘起され，その後しだいに外側に進行する逐次破壊となり，結果としてスラブへの定着耐力が前記の考えから求められた値より小さくなることが予想される．

また，圧縮荷重時における最大荷重は，いかり材による定着力に主脚材の付着力を加算しているが，荷重が繰り返し荷重であること，コンクリートと主脚材（鋼材）との付着力の信頼度などを考えると，この考え方にも疑問がある．

b) スラブ部設計

杭基礎のスラブは，スラブ底面の杭反力がスラブに作用し，これに対して柱体部を支持点とした台形片持ばりで抵抗するものとして設計されている．この方法は，直径 30 cm 程度の PC 杭，RC 杭，鋼管杭などが多本数（1 脚当たり 16～25 本）使用されている時代に決められたものである．つまり，杭本数が多いため杭反力がスラブに対して一様に作用しているとみなし，直接基礎（杭のないフーチング基礎で直接地盤に設置される）と同様の取扱いをしたものである．

しかし，近年に至り荷重が大きくなってきたこと，杭施工技術が進歩してきたことなどから，大口径（直径 1.0～1.5 m）場所打ち杭 4 本を用いることが多くなり，杭を支持点としたスラブとみなして設計する方が適切であると考えられる．

3. RC 模型の破壊形式および最大荷重

前項で述べた問題点を解明し，より合理的な設計法を確立するため RC 模型による破壊実験を実施した．

送電用鉄塔の基礎は，圧縮力と引揚力を同一の基礎体で受けるため，引抜きせん断破壊の破壊性状を実験的に究明することが必要と考えた．なぜならば，この種の載荷条件では過去に研究の例がないからである．

実験は，応力伝達機構，破壊性状，破壊最大荷重を解明するため，以下の内容で行った．

(1) 実験の内容

a) パラメーター

実験の対象としたパラメーターおよびその変動範囲は，次のとおりである（Table 1 参照）．

基礎体スラブの厚さ（スラブの幅，支持杭の寸法および配置などは一定）：13，20，30 cm（縮尺 1/7 の場合）

主鉄筋比：0～0.0136

配筋：等間隔，一部中央寄り（記号 IN）

定着方法：直，折曲げ（記号 B_1，B_2，B_3）

せん断補強筋：無，有（記号 S）

いかり材の長さ：55～281 mm（記号 AL）

いかり材の断面（剛性）：L 25×25×2.3 mm（標準）L 30×30×4.5 mm，L 35×35×10 mm，いずれも縮尺 1/7 の場合（記号 A）

いかり材の平面位置：床板側面と平行，一部 45° 回転位置（記号 AD）

いかり材の断面位置：1/7 縮尺で下から 5 cm，一部断面の中央（記号 AM）

いかり材の側面形状：標準型（Fig. 1）トラス型（記号 AT，斜材角 30，38，45 度）

取付板寸法：55×55（標準），55×37，82×55，100×100，120×80，180×120 mm（記号 AG）

骨材最大寸法：5 mm，一部 25 mm（記号 Conc）

せん断スパンといかり材埋込み深さ比：0.83～2.59

コンクリート打設：柱体部と床板部一体，一部別にコンクリートを打ち縁切り（記号 J）

柱体底部幅：標準（Fig. 1）一部 2 倍（記号 2 B）

杭支持：ピン支承，一部固定（記号 F）

載荷方向：引抜き方向，一部圧縮方向（記号（C））

模型の縮尺：1/7 を主体，一部 1/4 と 1/2

b) 載荷装置

縮尺 1/7 模型；100 t 万能試験機

縮尺 1/4 模型；載荷枠を組み立て，200 t センターホールジャッキを設置

縮尺 1/2 模型；屋外に Fig. 2 に示す載荷装置を組み立てて，250 t ジャッキ 4 台を上部に設置

Table 1 Experimental models and results.

№	test piece	load: crack (t)	load: maximum (t)	failure mode	compressive strength (kg/cm²)	converted capacity (t)	shearing area (cm²)	shear strength (kg/cm²)
	Reinforcement ratio							
1	1-000	4.5	1.5	I	176	4.8	660	7.3
2	1-019	5.5	8.6	I	234	8.0	454	17.6
3	1-038	7.0	8.0	—	188	8.3	497	16.7
4	1-056	6.0	9.99	II	216	9.6	454	21.1
5	1-074	11.0	13.4	II	255	11.9	454	26.2
6	1-093	?	10.9	III	199	10.9	454	24.0
7	1-136	13.5	13.5	III	250	12.1	425	26.7
8	2-000	12.2	12.2	I	194	12.4	1480	8.4
9	2-012	14.0	14.0	—	265	12.2	1131	10.8
10	2-020	14.9	18.2	II	229	17.0	1190	14.3
11	2-023	14.6	19.7	II	234	18.2	1131	16.1
12	2-024	13.0	19.4	II	230	18.1	1190	15.2
13	2-035	16.5	21.0	II	241	19.1	1131	16.9
14	2-035-1N	15.0	20.9	II	203	20.7	1131	18.3
15	2-047	18.5	24.0		255	21.3	1131	18.8
16	2-084	20.0	22.55	III	216	21.7	1092	19.9
17	3-000	29.0	29.0	I	243	26.3	2990	8.8
18	3-015	29.8	31.0		229	29.0	2510	11.6
19	3-030	37.0	39.8	II	244	36.0	2510	14.3
20	3-040	34.0	40.0		230	37.3	2455	15.2
21	3-053	40.0	45.5	III	247	40.9	2455	16.7
22	3-082	38.0	42.0	III	229	39.3	2401	16.4
	Anchorage of positive reinforcement							
23	1-019-B_2	7.0	9.38		228	8.8	454	19.4
24	1-056-B_2	9.0	13.06		241	11.9	454	26.2
25	1-037-B_3	7.1	11.8	II	227	11.1	454	24.4
26	1-056-B_3	9.5	12.5	II	227	11.7	454	25.8
27	2-035-B_1	16.4	23.6	II	173	25.4	1131	22.5
28	2-084-B_1	19.0	31.6	II	214	30.5	1092	27.9
29	2-012-B_2	15.0	15.0		187	15.5	1131	13.7
30	2-023-B_2	15.7	20.1	II	218	19.3	1131	17.1
31	2-047-B_2	18.0	22.0		155	25.0	1131	22.1
32	2-035-B_3	18.0	24.0	II	213	23.3	1131	20.6
33	3-030-B_1	34.0	64.5	—	215	62.2	2510	24.8
34	3-053-B_1	?	85.0		217	81.6	2455	33.2
35	3-015-B_2	27.7	31.5	—	147	36.7	2510	14.6
36	3-053-B_2	34.0	61.0	—	166	67.0	2455	27.3
37	3-082-B_2	45.0	86.1	III	232	79.9	2401	33.3
38	3-015-B_3	33.3	38.6	II	228	36.2	2510	14.4
39	3-030-B_3	33.0	48.3	III	216	46.5	2510	18.5
40	3-053-B_3	43.0	53.7	III	241	48.9	2455	19.9
	Shear reinforcement							
41	2-023-S10V-1	10.0	20.2	I	188	20.8	1547	13.4
42	2-023-S6V2	11.6	20.0	I	190	20.5	1547	13.3
43	2-024-S6V-2	12.8	24.0	I	210	23.4	1614	14.5
44	2-035-S10V1	13.0	24.5	—	197	24.7	1547	16.0
45	2-035-S6V2	12.0	23.0		194	23.4	1547	15.1
46	2-035-S10V2	15.0	23.9		193	24.3	1547	15.7
47	2-084-S10V-2	23.0	37.6	III	228	35.2	1502	23.4
48	2-035-AM-S10V-2	?	27.0	—	203	26.8	1547	17.3
49	2-035-S10V-2-B_1	17.0	40.9	—	206	40.3	1547	26.1
50	2-035-S10V-2-B_3	19.5	34.7	—	210	33.9	1547	21.9
51	2-023-SP10V-1	15.2	23.5	—	207	23.1	1547	14.9
52	2-035-SP10V-1	20.5	29.8		224	28.2	1547	18.2
53	3-024-S10V-1-F	36.1	43.7		235	40.3	2603	15.5
54	3-030-S10V-2-B_3	37.5	56.0	—	215	54.0	3193	16.9
55	3-022-SP10V-1	37.5	46.0	—	225	43.4	3193	13.6
	Dimensions of anchor member							
56	1-037-A35023	6.0	11.5	II	212	11.2	493	22.7
57	1-037-A35032	5.7	10.5	II	212	10.2	497	20.5
58	2-000-A25023	8.9	8.9	I	199	8.9	1439	6.2
59	2-016-A25023	12.7	15.0	II	231	14.0	1184	11.8
60	2-016-A35100	11.0	17.3	II	217	16.6	1185	14.0
61	2-035-A35100	14.3	22.5	II	224	21.3	1125	18.9
62	2-038-A25023	12.0	16.0	II	201	16.0	1184	13.5
63	3-030-A30045	34.0	42.4	—	203	42.1	2500	16.8
	Dimensions of anchor-attached plate							
64	3-030-AG145	34.0	41.0	—	207	40.3	2377	17.0
65	3-016-AG	13.4	20.2	—	229	18.9	1798	10.5
66	3-035-AG	14.0	24.6	III	206	24.3	1718	14.1
	Length of anchor member							
67	1-000-AL55	4.75	4.75	I	199	4.8	607	7.9
68	1-038-AL55	5.0	5.54		201	5.5	455	12.1
69	1-037-AL77	7.55	8.85		221	8.4	454	18.5
70	2-035-AL55	14.0	16.5	—	182	17.3	1103	15.7
71	2-035-AL57	17.0	19.0	II	226	17.9	1118	16.0
72	2-035-AL148	15.0	19.5	II	188	20.1	1131	17.8
73	2-035-AL240	14.7	19.4	II	195	19.6	1131	17.3
74	3-030-AL41	32.0	31.3	II	216	33.0	2437	13.5
75	3-030-AL55	32.9	35.0	II	209	34.2	2510	13.6
76	3-030-AL148	31.5	40.0	II	171	43.3	2510	17.3
	Shape of anchor member (Truss type)							
77	2-016-AT30	13.0	23.8	II	229	22.2	1860	11.9
78	2-023D-AT30	12.3	23.8		197	24.0	1778	13.5
79	2-035-AT30	14.5	25.8	—	201	25.7	1778	14.5
80	2-035-AT30-D	16.0	27.8	—	205	27.5	1895	14.5
81	2-035-AT38	14.3	24.0	—	198	24.1		
82	2-035-AT45	15.0	25.4	III	199	25.5		
83	2-047-AT30	17.7	29.2	III	230	27.2	1778	15.3
84	2-084-AT30	21.0	30.8	III	227	28.9	1723	16.8
85	2-035-AT30-B_2	17.8	39.8	II	205	39.3	1723	22.8
86	2-023-AT30-B_3	15.5	27.8	—	209	27.2	1723	15.8
87	3-040-AT45	40.0	52.0	III	170	56.4	3799	14.8
	Shear reinforcement in truss type							
88	2-035-AT30-S10V-2	?	30.0	II	190	30.8	2352	13.1
89	2-024-AT30-S10V-1-F	16.6	27.6	II	216	26.6	2352	11.3
90	2-035-AT30-S10V-2-B_3	23.0	45.0	II	209	44.0	2352	18.7
91	3-040-AT45-S13V-2	48.0	64.0	III	184	66.7	4778	14.0
	Anchor member 45° rotated							
92	2-016-AD	13.0	20.0	II	225	18.9	—	
	Pile head fixed							
93	1-000-F	5.9	5.9	I	206	5.8	660	8.8
94	1-037-F	8.0	11.1	II	206	10.9	454	24.0
95	2-024-F	17.0	17.45	II	219	16.7	1092	15.3
	Pillar and slab separated							
96	2-023-J	11.3	15.4	II	170	16.7	1131	14.8
97	2-035-J	12.0	19.3	II	203	19.2	1131	17.0
	Wide pillar bottom							
98	2B-035	15.0	19.0	II	195	19.2	1131	17.0
	Size of aggregate 25mm							
99	2-020-Conc	15.0	20.0	II	203	19.9	1190	16.7
100	2-035-Conc	16.8	21.8	II	208	21.4	1131	18.9
	Compressive load							
101	2-000-(C)	18.5 以下	25.0	I	175	26.7	1259	21.2
102	2-035-(C)	16.3	36.0	II	199	36.1	758	47.6
103	2-035-(C)-1N	25.0	31.5	II	203	31.3	758	41.3
104	2-035-(C)-AT30	?	46.0	II	204	45.5	1242	36.6
105	2-035-(C)-AM-S10V-2	26.0	45.0	II	179	47.6	2352	20.2
106	3-040-(C)-AT45-St3V-2	?	103.0	III	183	107.7	4778	22.5
	Large-scale model							
107	1/2 model №1	150	255	II	199	256	15943	16.1
108	1/2 model №2	200	412	II	260	361	22062	16.4
109	1/2 model №3	480	612	III	260	537	40139	13.4
110	1/4 model №1	28	40	II	197	40.3	2171	18.6
111	1/4 model №2	38	62	III	195	62.8	3451	18.2
112	1/4 model №3	38	72		198	72.4	3451	21.8
113	1/4 model №4	36	60	III	204	59.4		
114	1/4 model №8	50	51	—	193	51.9	3810	18.6

(Note 1) Converted capacity is calculated in proportion to square root of compressive strength so as to be compared at the strength of 220kg/cm²

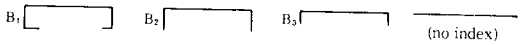
(Note 2) Descriptions of symbols

Ex.1 : 1-037 = (slab thickness index), (reinforcement ratio index)

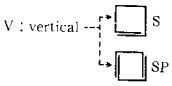
Index = 1, 13cm
= 2, 20cm
= 3, 30cm

Index = 037 0.37%

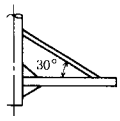
Ex.2 : Anchorage of positive reinforcement



Ex.3 : Shear reinforcement



Ex.4 : Truss-type anchor member-AT30



Ex. 5 : Failure mode

I : Bending failure

II : Punching Shear failure

III : Anchorage failure

— : Obscurity

Ex. 6 : shearing area

Fig. 13

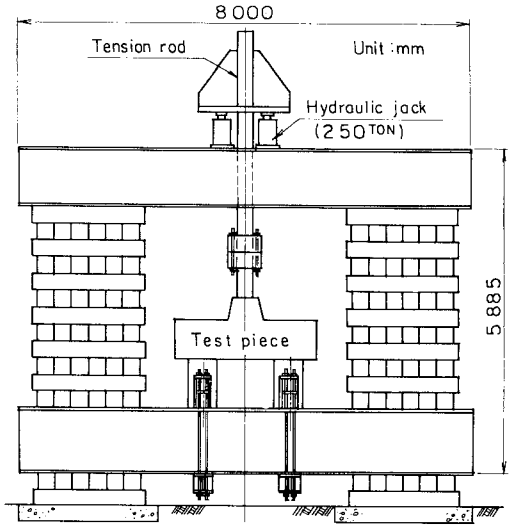


Fig. 2 Loading system (1/2 scale model).

c） 測定方法

ひずみは，1/7 模型については小型であるため主に杭間方向のスラブ内ひずみを対象に鉄筋ひずみを計測したが，1/4 および 1/2 模型については杭上を含め，かなり密な測定を行うとともに試験体上面の変位についても測定した．

鉄筋のひずみはワイヤーストレインゲージにより，また変位はしゅう動型変位計（1/500 mm 精度）により測定した．

測定ステップは，1/7 模型で 1 t ごと，1/4 模型で 2 t ごと，また 1/2 模型では想定最大荷重の 50% まで 10 t ごと，それ以降は 20 t ごととした．

実験は以上に述べたごとく，RC 模型実験を中心に実施したが，スラブ内の応力伝達機構，その他コンクリート模型では把握できない箇所を究明するため，次の実験，解析を行った．内容は，紙数の都合で省略する．

- 光弾性模型実験
- 数値解析

（2） 実験結果および考察

a） ひずみ分布および進行状況

スラブ表面のひずみ分布の傾向は，スラブ縁辺に平行で杭と杭を結ぶ方向が卓越しており，二方向板の曲げとしての様相が顕著である．またこのひずみは，スラブ縁辺に近づくに伴って小さめの値となっている．

スラブ縁辺に平行で杭と杭を結ぶ方向の中央部分の鉄筋ひずみは，荷重の増加に直線的に比例して増加するが，初期ひびわれ発生以降の挙動は正鉄筋比の大きさによって異なり，Fig. 3 に示すごとく正鉄筋比が小さい場合は，ひびわれの発生と同時に主鉄筋が降伏して破壊に至るの

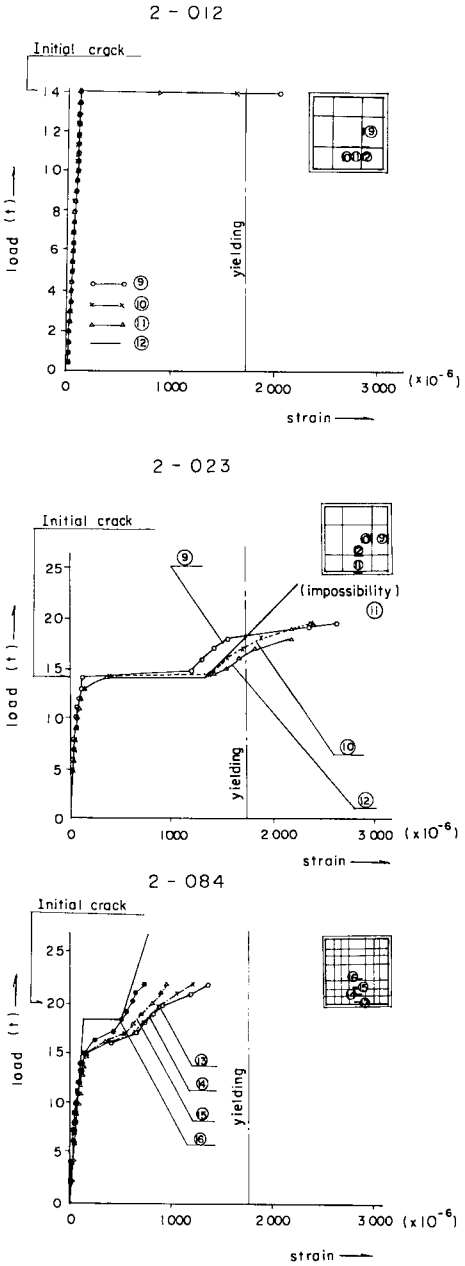


Fig. 3 Load-strain relationship.

に対して，正鉄筋比が大きい場合は，ひびわれ発生時点で圧縮をコンクリートが，引張を鉄筋がそれぞれ分担し，このつり合い状態を保ちつつ荷重が増加しつづけ，正鉄筋が降伏ひずみに達することによって破壊に至る．しかし，鉄筋の定着が不十分な場合は正鉄筋の降伏ひずみに達する前に定着が破壊し，最終荷重に至る．

スターラップのひずみは，ひびわれ発生まではほとんど発生せず，初期ひびわれ発生以降荷重増加とともに著

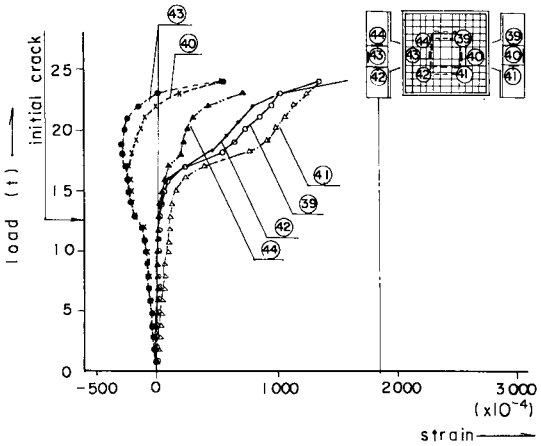


Fig. 4　Load-strain relationship (Stirrup).

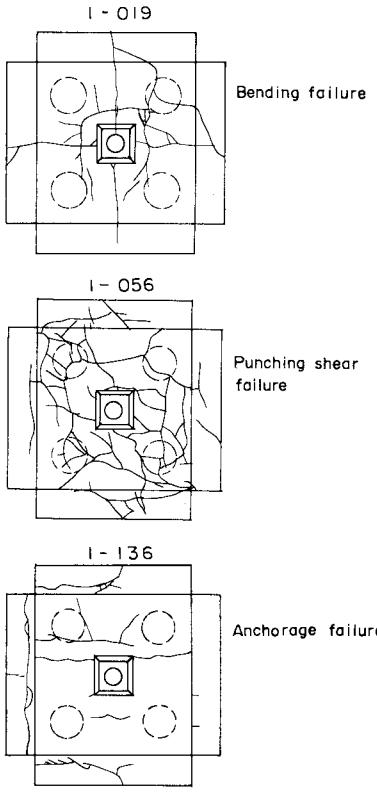


Fig. 5　Failure modes (Reinforced concrete).

しく増加する．この増加割合は，スラブ中央に近いスターラップほど大きい（Fig. 4）．

いかり材およびいかり材取付板のひずみ増加割合は，荷重増加に伴って大きくなる．またひずみの増加は，初期ひびわれ付近の荷重レベルを越えるとそれ以前に比べ著しく大きくなる．これらは，いかり材を載荷源としてスラブへ応力が伝達される際，いかり材とスラブの曲げ

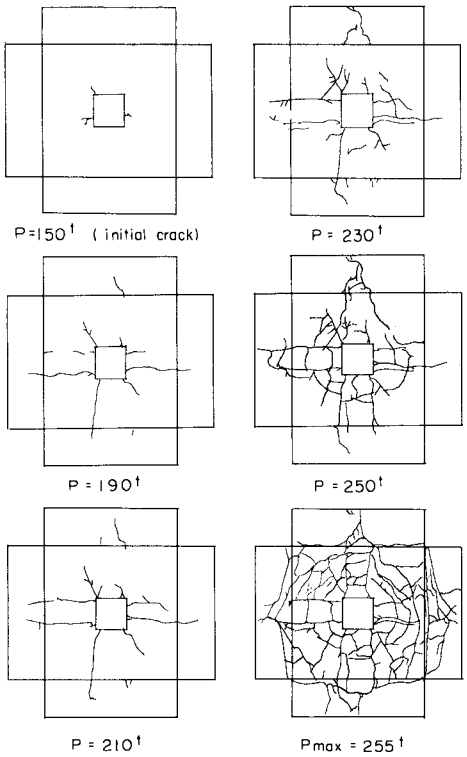


Fig. 6　Crack Process (S=1/2, model No. 1).

剛性比がきわめて小さいため，荷重の増加に伴って特に初期ひびわれ発生以降は，応力の伝達範囲がスラブ中央部に集中してくることによるものと考えられる．

b）破壊状況

ひずみとひびわれの状況から破壊のパターンは，Fig. 5 に示す代表的3タイプとなった．

（曲げ破壊）

初期ひびわれ発生後，主鉄筋はただちに降伏ひずみに達する．この場合，ひびわれは十文字形の初期ひびわれがそのまま広がり破壊する．このひびわれは，無筋の場合と全く同様の形状である．

（引抜きせん断破壊）

実験結果で最も多い破壊のタイプがこの引抜きせん断破壊であった．初期ひびわれ発生から最終破壊に至るまでのひびわれ進行状況の一例を Fig. 6 に示す．曲げによるひびわれの一部が初期ひびわれとして発生し，それ以降しばらくの間は曲げひびわれが増加してゆき，最大荷重真近になると主脚材を中心とした円形状のひびわれが発生する．このひびわれが発生した後は荷重の伸びが小さく，間もなく最終破壊に至る．

（主鉄筋の定着破壊）

初期ひびわれおよび，円形状のひびわれのいずれも発生するものの，それ以降拡大せず，ある荷重レベルになっ

てスラブ側面に水平にひびわれが発生し，ほとんど同時に最大荷重となる．正鉄筋は降伏ひずみに達しない．

引抜きせん断破壊時の円形状のせん断ひびわれは，いかり材の長さが長いほど大きい直径を示すが，ある程度以上の長さになると，その径は大きくならない．しかし，いかり材をトラス型形状にするとせん断ひびわれは，著しく大きくなる．これらのことから引抜きせん断力に抵抗している面積は，いかり材の長さとともに剛性の影響を大きく受けているものと考えられる．

床板表面に発生する引抜きせん断による円形状のひびわれは，せん断補強筋を配することによって，ひびわれ面を横切るせん断補強筋にひびわれの進行が拘束されて目視可能に至らず，せん断補強筋量を多くするとひびわれのほとんどが，Fig. 7 に示すような放射状となる．

引抜きせん断破壊状況をモデル化すると，一般にせん断補強しない場合は Fig. 8 (a)，せん断補強としてスターラップを配置した場合は Fig. 8 (b) に示すとおりとなる．

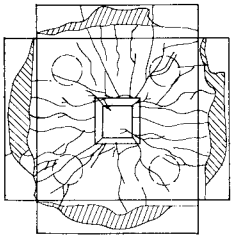


Fig. 7 Cracks of slab fully reinforced with stirrups.

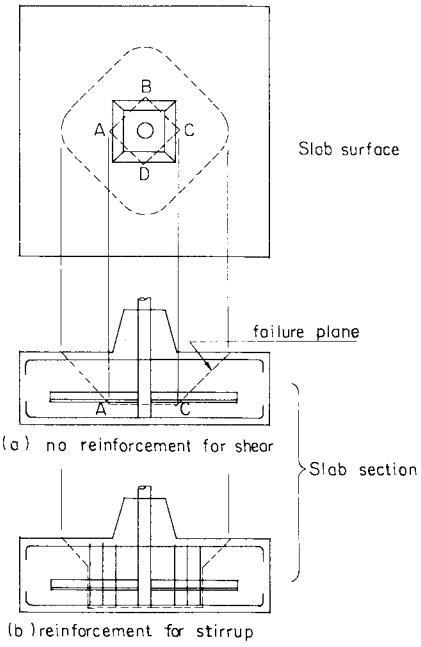


Fig. 8 Failure Planes of punching shear.

せん断補強しない場合は，いかり材の長さのうちスラブへの応力伝達上有効に働くある長さの点，A，B，C，D を結んだ正方形（せん断載荷面）から 35～45° 程度の傾きをなした破壊面を示し，ABCD を載荷面とした截頭錐体状の引抜きせん断破壊であることを明瞭に示している．また，スターラップでせん断補強した場合は，35～45° の傾きをもった破壊面はスターラップとの交点から上方についてはせん断補強しない場合と同様であるが，これより下方については図示のごとく，スターラップとの交点からスターラップに沿って垂直な破壊面を形成している．破壊したモデルをはつっていくと，せん断補強しない場合と近似した破壊面形状であった．したがってひびわれの進展過程は，截頭錐体状のひびわれを形成するまではせん断補強の有無に関係ないが，それ以降，せん断補強がないものはまもなく破壊に至るのに対し，スターラップを配置するとスターラップがしばらくの間斜めひびわれの成長を抑止しつづけ，最終的にスターラップに沿って下方垂直にひびわれが発表し破壊に至ったものと考えられる．つまり，この斜めひびわれによって破壊に至る引抜きせん断において，スターラップはきわめて効果的であり，このことは後述するごとく，せん断補強することによって大幅な最大荷重アップにつながることからもいえる．

圧縮荷重の場合は，基本的には引抜き荷重の場合と同様である．しかし，35～45° の傾きをなすひびわれが杭の定着筋を横切ることとなり，スラブ表面（下面）で明瞭な円形状のひびわれを示さない．

c） 最大荷重

無筋コンクリートスラブの最大荷重は，Fig. 11 に示す有効幅をもった二方向のはりの曲げとして計算した値とほぼ一致する．

鉄筋比の増加とともに最大荷重は増加するが，ある程度以上の鉄筋比になると定着不足のため最大荷重は増加しなくなる．鉄筋比の増加に伴う最大荷重の変化を，前述の破壊状況と合わせ考えると，次の 4 段階に分けられ

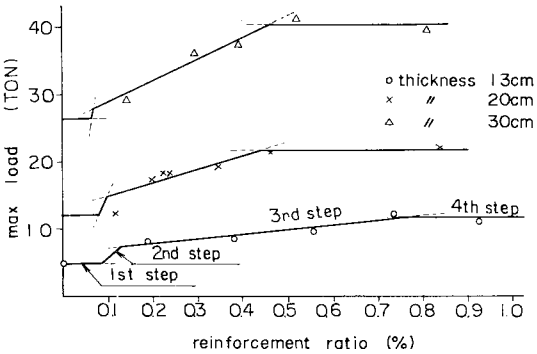


Fig. 9 Reinforcement ratio-proof stress relationship of slab.

る（Fig. 9）.

第1段階：著しく鉄筋比が小さくひびわれ発生と同時に破壊に至る領域で，鉄筋に無関係で最大荷重はほぼ一定である.

第2段階：スラブの曲げで最大荷重が決定される領域ではほぼ降伏線理論の値に近似しており，鉄筋比の増加に伴い最大荷重は増加する．なお，この段階に相当する鉄筋比の幅はきわめて狭い.

第3段階：スラブの引抜きせん断で最大荷重が決定される領域で，鉄筋比の増加とともに最大荷重は増加するが，その程度は曲げの場合ほど顕著でない．しかし，この段階でも主鉄筋の量が最大荷重に影響していることがわかる.

第4段階：ある程度以上の鉄筋比になると，第3段階の延長線上にある最大荷重は主鉄筋定着不足のため得られない．つまり定着破壊で最大荷重が決定される領域で，最大荷重は一定となる.

基本的にはこの4段階と考えられるが，定着を十分に行ったものについてみると，第4段階で著しく最大荷重がアップしているのは当然として，第3段階においても最大荷重がアップしており，この段階でも鉄筋の定着が最大荷重増加に効果があることがわかる.

引抜きせん断破壊の場合の模型の鉄筋定着長を，引抜きせん断によるひびわれ面（45°と仮定）と主鉄筋との交点から外側にとり，各スラブ厚さに対する定着長（鉄筋の定着長／鉄筋の直径）を計算するとTable 2のとおりである.

この表でわかるごとく，鉄筋が直のものでスラブ厚30 cmの場合が最も定着長が小さく，また鉄筋を折り曲げて定着長を増やした場合との差が大きい．このことから，定着の差による最大荷重の変化は，スラブ厚13, 20 cmの場合，20～30%の増であるのに比べて30 cmの場合，70～100%の増と大きいことが説明できる.

Table 2　Anchorage length.

Slab thickness (cm)	Straight bar	Bending bar (B_1, B_2, B_3)
13	15～19ϕ	21～40ϕ
20	9～13ϕ	17～38ϕ
30	2～ 3ϕ	9～34ϕ

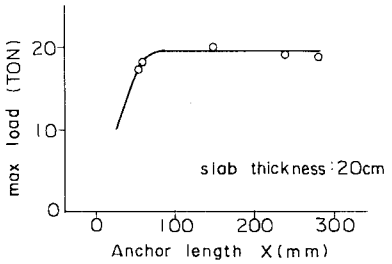


Fig. 10　Anchor length-proof stress relationship.

Fig. 10に示すごとく，いかり材の長さはある程度以上の長さ（以下有効長さという）になると最大荷重増加に寄与しない．このスラブ最大荷重に関係するいかり材の有効長さ（スラブに荷重を伝達するのに有効な長さ）は，スラブ厚さといかり材剛性との関係において決定される.

いかり材（山形材）の断面寸法を実用の範囲内で増加させても，最大荷重の増加はきわめて小さい．いかり材の曲げ剛性は，スラブの約1/1 000程度であるため多少剛性を増加させてもせん断面積の増加（最大荷重の増）にはつながらないものと思われる．ちなみにいかり材の形状を，いかり材の先端部から主脚材へ斜材を取り付けたトラス型にすると30～45%の最大荷重増となった.

いかり材の取付板寸法を大きくすると，約25%の最大荷重増となった．いかり材の有効長さは比較的短いため，有効長さの範囲内で取付板剛性の影響が大きいことを示しており，いかり材としての曲げ剛性を評価するにあたっては，山形材と取付板を合成して考える必要がある.

スターラップによりせん断補強をすると，スラブ内でいかり材の位置を上下しても最大荷重には影響しない．これらは，スターラップがない場合，せん断破壊面はいかり材位置が頂点となるのに対し，スターラップを配置すると，前述のごとく下端筋が頂点，つまり上下の鉄筋間全高で形成される．このためスターラップを配置するといかり材は，スラブ断面内のどの位置にあってもせん断面形成には影響が少ないものと考えられる.

十文字形の標準的ないかり材形状に対して，一文字形な円盤形に形状を変えても，スラブのひずみ進行状況，破壊のメカニズムなどは同様である（最大荷重は落ちる）.

実験は引抜き載荷を主体としたが，一部圧縮載荷で行った．同一模型において圧縮荷重の場合は，引抜き載荷に比べて最大荷重は77～96%増加した．破壊のパターンは引抜きの場合と全く同様であるが，圧縮力が直接杭へ流れたことおよび押抜きせん断破壊面が杭定着鉄筋を横切ることとなってせん断補強の効果を発揮したことなどによるものと考えられる.

模型縮尺は，1/7, 1/4, および1/2の3種類であるが，これら模型の最大荷重を縮尺換算のみによって相互に評価し合えるか検討した．検討にあたっては，寸法の差は二乗の比で，またコンクリートの圧縮強度の差は1/2乗の比で最大荷重を換算した．さらに定着の程度が最大荷重に与える影響については，縮尺1/7模型がモルタル（骨

Table 3 Comparison of shear capacity formula.

Previous suggested method	Insufficient anchorage			Sufficient anchorage		
	Av*	σ*	CV*	Av	σ	CV
Yield line theory	0.79	0.355	45.2	0.90	0.316	34.9
Moe	1.03	0.139	13.5	1.35	0.338	25.1
Yan	0.93	0.451	48.7	1.04	0.387	37.1
Blevot	0.88	0.429	48.8	1.01	0.367	36.5
Clark	1.23	0.229	18.7	1.53	0.212	13.9
Obata	0.93	0.451	48.7	1.07	0.388	36.4

(*) Av; average of experimental/calculated
σ; standard deviation
CV; coefficient of variation (%)

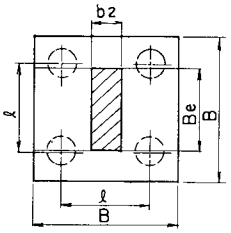


Fig. 11 Loaded area.

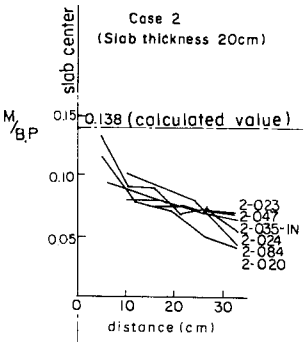


Fig. 12 Measured and calculated Values.

材最大寸法 5 mm)，1/4 および 1/2 模型がコンクリート（骨材最大寸法 25 mm）であり，これらの縮尺の比 1.8～3.5 で骨材最大寸法の比 5 との間に大きな差がなく，材料の寸法効果はないものとした．

これらをもとに縮尺が異なるものを比較すると次のとおりである．

鉄筋が直の場合

1/7 縮尺のデータを 1/2 縮尺に換算

$$20.5\,\mathrm{t}\times(70\,\mathrm{cm}/20\,\mathrm{cm})^2$$
$$\times(199\,\mathrm{kg/cm^2}/200\,\mathrm{kg/cm^2})^{1/2}=250\,\mathrm{t}$$
$$\therefore 250/255=0.98$$

鉄筋端部を折り曲げた場合

1/7 縮尺のデータを 1/2 縮尺に換算

$$24.0\,\mathrm{t}\times(25\,\mathrm{cm}/20\,\mathrm{cm})^2$$
$$\times(197\,\mathrm{kg/cm^2}/23\,\mathrm{kg/cm^2})^{1/2}\times1.09=39.3\,\mathrm{t}$$
$$\therefore 39.3/40.0=0.98$$

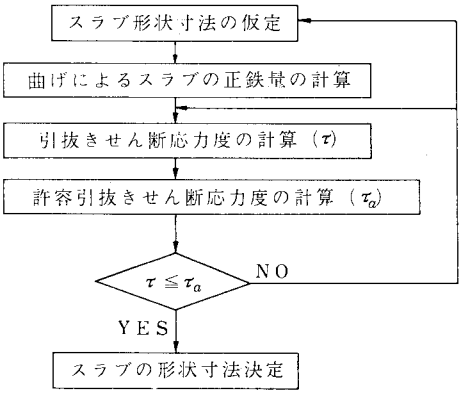
以上の結果から，縮尺 1/7～1/2 の間での縮尺の差による最大荷重への影響はみられず，また縮尺 1/2 は実物に十分近いことから，縮尺 1/7 を中心とした本実験結果を，設計式の提案に用いてよいと判断した．

実験結果を，既往の最大荷重算定の提案式と比較した結果は Table 3 のとおりであり，曲げをもとにした降伏線理論はもとより，押抜きせん断を対象とした各提案式においても適切な評価ができないことがわかり，新しい最大荷重算定式が必要であることがわかった．

4. 4 本杭に支持された RC スラブの設計法

応力伝達機構ならびに破壊性状について，RC 模型実験，光弾性模型実験および数値解析により研究を進めた結果，ほぼこれらを明らかにすることができた．すなわちスラブは，杭で単純支承された二方向スラブとして，曲げおよび引抜きせん断に対して設計するのが適切であることがわかった．

ここに提案する設計法の概略フローは，次のとおり．



（1） スラブの正鉄筋量の計算

スラブは，一方向で設計鉛直荷重の 1/2 を負担する．

スラブのスパンは，スラブの縁辺に平行な縁端杭の中心間隔とする．なお，5 本以上の杭を有するスラブでは，縁端杭以外の杭は，正鉄筋量算定に考慮しない．

計算上の有効幅（B_e）は，次式により計算する．

$B_e=b_2+0.6\,l$（ただし　$B_e\leqq B$）

ここに，b_2：荷重の載荷長さ，B：スラブ幅

鉛直荷重の載荷は，設計鉛直荷重の 1/2 を，一方向の軸方向について，b_2 の長さにわたり支間中央に，また軸と直角方向については，有効幅内に等分布するものとする．

以上のようにして求めた正鉄筋量による抵抗モーメントと，RC 模型による実測ひずみから求めた曲げモーメントの関係は，Fig. 12 のとおりであり，計算値が十分安全側にあることを示している．

（2） スラブの引抜きせん断応力度

引抜きせん断応力度は，次式で計算する．

$$\tau_p=\frac{P}{(b_0+\pi\cdot d\tau)\cdot d\tau}$$

ここに，τ_p：スラブの引抜きせん断応力度

P：設計鉛直荷重

b_0：せん断載荷面の周長

$d\tau$：スラブの有効厚さ（上下鉄筋間距離）

模型実験結果によると，スラブの引抜きせん断破壊面は，スラブ中央部の四辺形を頂面とし，ほぼ45°の角度で広がる截頭錐体状をなしている．この結果と，各国の引抜きせん断に関する設計指針を参考にして，せん断面積は，スラブの有効厚さに荷重分布範囲の周長（$b_1=b_0+\pi\cdot d\tau$）を乗じるものとする．

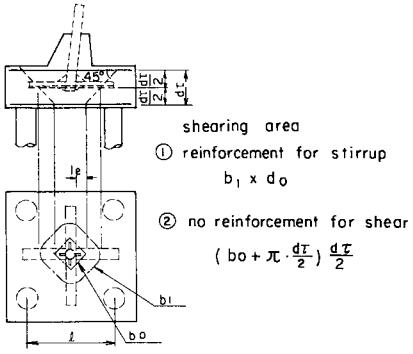


Fig. 13　Shearing plane.

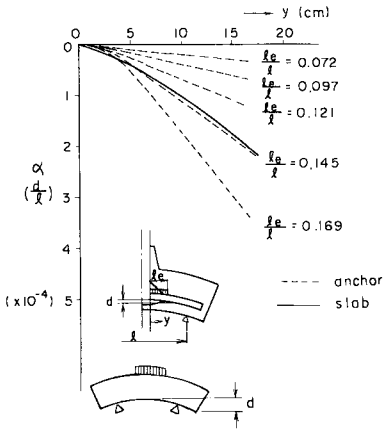


Fig. 14　Deflection curve.

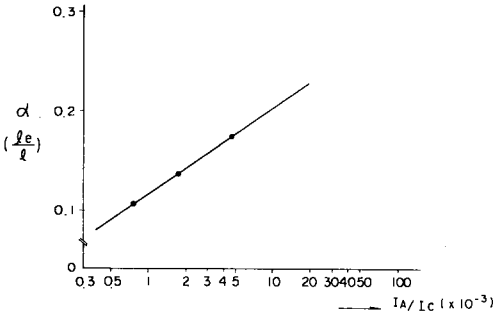


Fig. 15　Effective length factor.

せん断載荷面の周長（b_0）は，次により求める．

$$b_0=4\sqrt{2}\left(\frac{\phi}{2}+l_e\right),\quad l_e=\alpha\cdot l$$

ここに，ϕ：鋼管鉄塔の主脚材径

l_e：いかり材の有効長さ

α：いかり材の有効長さを決定する係数

l：スラブのスパン

模型実験によれば，せん断載荷面の周長は，次に記すいかり材の有効長さによって作られる四辺形とほぼ一致する．

主脚材からの荷重の1/4（いかり材一方向分）が，いかり材の取付部から先端へ向かって分布する．この分布荷重をいかり材取付部からある長さまでの等分布荷重に置き換え，この長さをいかり材の有効長さ（l_e）とした．このl_eは，Fig. 11に示す分布荷重から求まる床板のたわみ曲線と，いかり材のそれとが近似するような荷重分布長さを計算により求めたものである（Fig. 11参照）．

いかり材の有効長さ（l_e）とスラブのスパン（l）との比と，いかり材の断面二次モーメント（I_A）とスラブの断面二次モーメント（I_C）との比の関係を，Fig. 14の計算結果をもとに図示するとFig. 15のとおりとなる．

したがって，いかり材の有効長さを決定する係数（α）は，次式によって求める．

$$\alpha=0.0876\log\left(\frac{I_A\times10^3}{I_C}\right)+0.116$$

（3）スラブの許容引抜きせん断応力度

許容引抜きせん断応力度は，次式で計算する．

$$\tau_{pa1}=(4.6+7.0\,p_u)\sqrt{\frac{\sigma_{ck}}{180}}$$

……（引抜きせん断の場合）

$$\tau_{pa2}=1.2\,(4.6+7.0\,p_L)\sqrt{\frac{\sigma_{ck}}{180}}$$

……（押抜きせん断の場合）

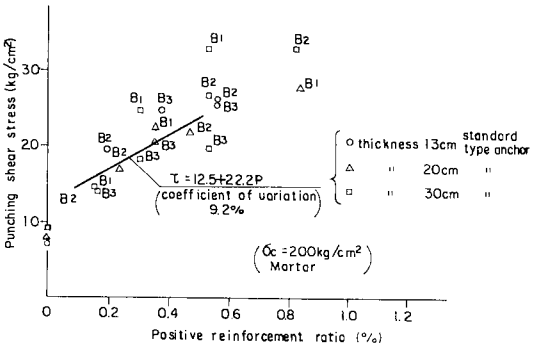


Fig. 16　Punching shear stress and positive reinforcement ratio.

ここに，τ_{pa}：許容引抜きせん断応力度

p_u：上端筋の鉄筋比（p_Lは下端筋）

σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度

許容引抜きせん断応力度を求める式は，RC模型実験結果の最大荷重を，引抜きせん断面積（Fig. 13）で除して求めた式（Fig. 16）を，使用材料の違い（試験体はほとんどがモルタルであるため，粗骨材の最大寸法25 mmのコンクリートに補正するのに，実験データをもとに引抜きせん断強度を2 kg/cm²加算），およびコンクリート強度の差（実用上の便宜を考えσ_cを200→180 kg/cm²に修正）について補正し，これを安全率3で除したものである．

押抜きせん断の場合，引抜きせん断の場合の1.2倍としたのは，本研究で対象とした模型のプロポーションによる実験結果で，押抜きせん断と引抜きせん断の耐力比が1.8～2.0の値を示したのをもとに，十分安全側な値となるよう配慮して定めたものである．

（4） 本設計法の適用

本設計法は，実務的要請から以上の実験結果をまとめたものであり，本設計法を適用することによって，構造物が危険側の設計とならないよう，特にRC模型実験結果の最大荷重を上回ることのないよう定めたものである．

したがって本設計法適用にあたっては，実験範囲を逸脱しないよういくつかの制約条件を設けたが，その主なものは次のとおりである．

- 設計荷重は，800 tを最大とする．
- スターラップは，設計鉛直荷重の70％に相当する断面積を配置する．
- 鉄筋の定着長は，せん断破壊面と正鉄筋の交点から，鉄筋径の30倍以上，かつスラブ端部で折り曲げ後，鉄筋径の10倍以上とする．
- スターラップは，せん断面を横切る位置に配置する．
- いかり材は，標準型とする．
- スラブの形状は，正方形（三角形にはしない）とし，厚さはスラブ幅の1/5以上，かつ1 m以上とする．
- 杭本数は，4本以上とする．

5. あとがき

本研究は，実務的要請から「4本杭に支持されたいかり材定着型送電用鉄塔RCスラブ基礎の設計法」を早急に確立すべく，模型実験を中心に行ったものである．

その結果，前記のような実験結果を忠実に表現した設計法を得ることができたが，なおその適用にあたって，いくつかの制約条項を付した．この適用上の制限を除去するため，つまりより理論的設計法に近づけ，合理的にするため，引続き研究続行中であり，近くその結果を発表できるものと思う．

本研究の遂行ならびに本論文の作成にあたり，終始適切な助言と懇篤なご指導を賜わった，東京大学 岡村甫教授に深甚なる謝意を表します．

また本研究の推進にあたり協力をいただいた，故三村誠三氏を委員長とする東京電力・大型送電用鉄塔基礎研究委員会の関係者各位に深く感謝いたします．

論文の作成にあたっては，随所に多くの文献，資料等を参考にしましたが，これらの主なものを末尾に記し敬意を表します．

参考文献

1) Moe, J.：Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footing under concentrated Loads, Bulletin ID 47, Development Department, Portrand Cement Association, April, 1961.

2) Yan, H. T.：Bloom-Base Allowance in The Design of Pile Caps, Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 49, No. 575, May, 1954, No. 576, June, 1954.

3) Blevot, T. and Flemy, R.：Semelles sur pieux, Annales de I′ Institut Technique de Batiment et des Travaux Publics, Vol. 20, No. 230, Feb., 1967.

4) Clark, J. L.：Behaviour and Design of Pile Caps with Four Piles, Cement Association, London, Report No. 42, 489 Nov., 1973.

5) 小幡 守・大築和夫：鉛直荷重を受ける杭支持独立フーチングの終局耐力に関する研究-ⅠおよびⅡ，日本建築学会論文報告集，1980-3，1981-1.

（1984. 11. 27・受付）