

送電用鉄塔基礎のいかり材方式による 脚材定着手法に関する研究

吉井幸雄¹・田邊 成²・松島 学³・三島徹也⁴

¹正会員 東京電力株式会社送変電建設本部部長 (〒100-0011 千代田区内幸町1-1-3)

²正会員 東京電力株式会社送変電建設本部副長

³正会員 工博 東電設計株式会社技術開発本部コンクリート・材料チーム次長 (〒110-0015 台東区東上野3-3-3)

⁴正会員 工博 前田建設工業株式会社技術本部技術研究所 (〒179-0071 練馬区旭町1-39-16)

4本杭によって支持されたフーチングに、アンカー部のいかり材を介して引抜き荷重が作用した場合のせん断耐力設計法は、コンクリート標準示方書¹⁾に示されている。しかしながら、実験による検証は小型試験体に限られており、スケールの影響は必ずしも明確になっていない。また、せん断補強筋が配置された場合の効果も十分解明されているとは言えない現状にある。本研究は、実規模載荷試験を新たに実施するとともに、既往の試験体についても検討を加え、スケールの影響、せん断補強筋の効果等の定量化を行うものである。定着部材であるいかり材の挙動についても、詳細な計測結果を基に検討を加え、設計の合理化を試みる。

Key Words : experiments, pull-out shear, shear design, size effect, anchor, footing, full scale

1. はじめに

送電用鉄塔の基礎には、フーチング状の杭基礎形式が広く用いられており、図-1に示すような“いかり材”と称する十字型の鋼材からなるアンカーを用いて、上部構造物からの荷重を下部構造物に伝達する方式が取られる。その典型例として、4本杭に支持されたフーチングの引抜き破壊性状については前田²⁾、佐々木³⁾らが検討を加えており、せん断耐力算定式が提案されているが、主に小型模型試験体の結果から導かれたものである。

これに対して、送電用鉄塔は図-2に示すように、年々、大容量化に伴い大型化してきており、今後も大型化する事が予想される。たとえば、UHV送電用鉄塔基礎の場合、引抜き時の設計荷重が2400tf以上となる場合がある。こうした現状の流れの中で設計上懸念されることのひとつが、設計式を立案するにあたって参照する試験体と実構造物のスケールが大幅に異なってきたことである。

鉄筋コンクリートに関する諸強度に寸法効果が存在することは一般に認められており、それら諸強度がスケールの増加とともに減少する傾向にあることを考えれば、大型構造物の設計に寸法効果を考慮しないことは危険側の設計となる。各方面で寸法効果に関する研究が精力的に進め

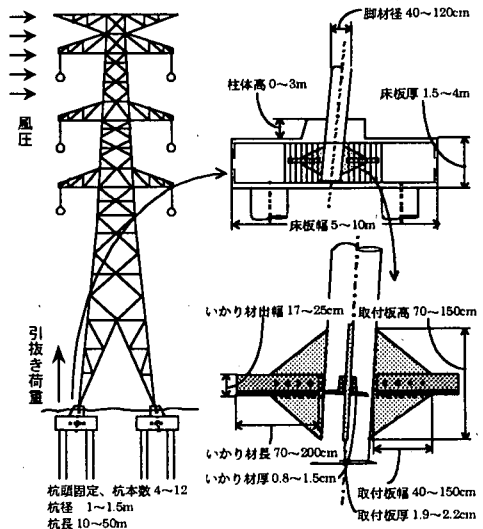


図-1 いかり材 (アンカー) によるフーチングへの定着

られているが、統一的な評価法を確立するまでには至っていないのが現状である。国内で一般的に用いられているものとしては、1986年に改定された土木学会コンクリート標準示方書において、せん断強度に対して、有効高さの1/4

乗根で評価する方法がある。この評価方法は、棒部材に対して大型の梁実験によりその妥当性が検証されているが、フーチングのような面部材に対する妥当性は明らかとなっていない。

本論文は、送電用鉄塔杭基礎の引抜きせん断破壊に対し、実物大の載荷実験を行い、スケールの影響を中心に耐力算定方式の妥当性について検討を加えるものである。また、実物大で実験を行うことによって、小型試験体に比べていかり材の寸法が大きくなり、いかり材のひずみ値などの挙動を精度良く計測できるという利点も生じた。この特長を生かして、いかり材の設計法についても検討を加える事とした。

2. 既往の脚材定着耐力算定式

(1) フーチングの引抜きせん断機構

筆者等は、RCフーチングの引抜きせん断破壊機構を明らかにすることを目的として、スケール1/5から1/3程度の模型試験体による引抜きせん断破壊実験を行ってきた^{4),5)}。以下に、これまでに得られた知見を取りまとめて説明する。

a) 引抜きせん断機構

実験に用いた代表的な試験体を図-3に示す。図-4は、試験体の表面におけるひび割れ形成状況を模式的に示したものである。ひび割れは、せん断補強筋の有無にかかわらず、まず放射状ひび割れが発生し、その後、放射状ひび割れを囲むように同心円状ひび割れが形成されるパターンである。放射状ひび割れは曲げによるものであり、同心円状のひび割れはいかり材から生じている斜め曲げせん断ひび割れ(主に曲げせん断ひび割れ)が表面に達したものである。最終的にはこのひび割れが卓越し脚材の抜け出しを伴って破壊に至ったものである。

正鉄筋のひずみは、放射状ひび割れの進展とともに増加しているが、終局耐力時に降伏するまでには至らないケースが多い。正鉄筋が降伏する場合でも、フーチング中央部付近の鉄筋が降伏し、縁端に近い部分は降伏していない。

図-5(a)は実測されたせん断補強筋の荷重-ひずみ曲線の一例を示したものである。せん断補強筋は、このひび割れの発生とともに、ひずみ量が増大し、脚材に近いせん断補強筋(内側鉄筋)から順次降伏があり、このひずみ量の変化により、斜めひび割れの進展状況が分かる。せん断補強筋は、終局耐力時にすべて降伏している。

せん断補強されていない試験体は、斜めひび割れの形成をもって終局となるため、斜めひび割れ形成荷重は終局耐

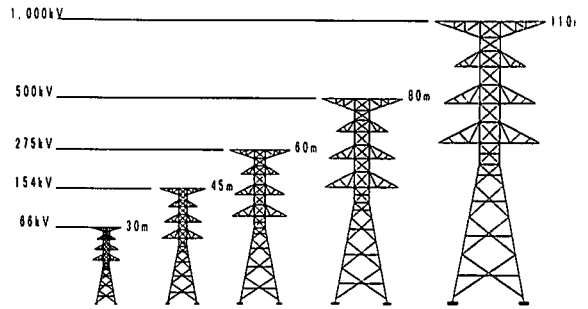


図-2 鉄塔形状の大型化

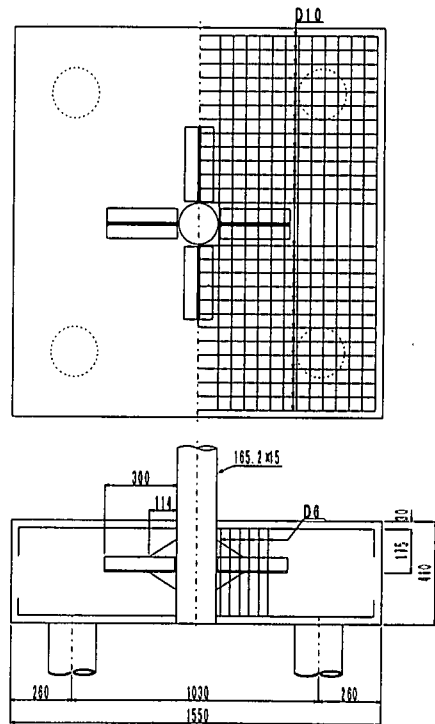


図-3 既往の試験体

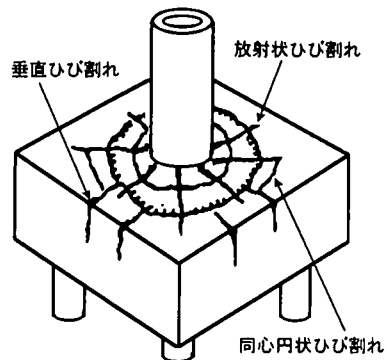
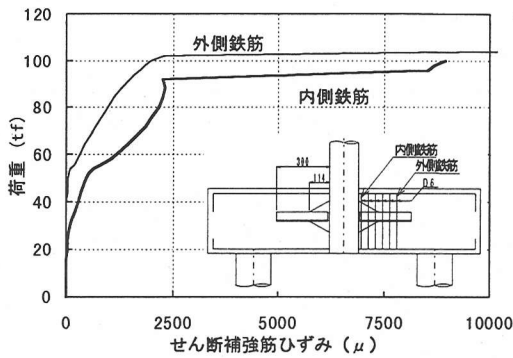
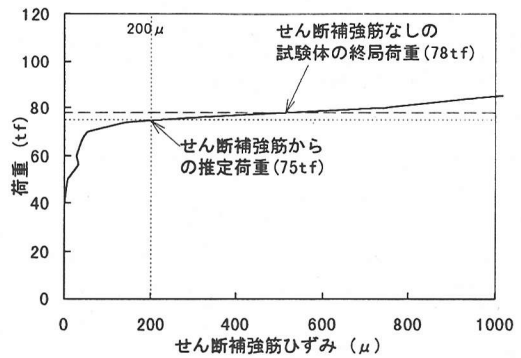


図-4 典型的なひび割れパターン



(a) 荷重-ひずみ曲線



(b) 斜めひび割れ形成荷重の推定

図-5 せん断補強筋のひずみ

力と等しく、明確である。一方、せん断補強筋が配置されていると、斜めひび割れ形成後もせん断補強筋が荷重を負担し、耐力が上昇するため、斜めひび割れ形成荷重を明確に判定することはできない。そこで、せん断補強筋の有無以外は同じ仕様である試験体の耐力を比較した結果、図-5(b)に示すように、脚材から最遠にあるせん断補強筋のひずみが 200μ に達した時の荷重を斜めひび割れ形成荷重として問題ないとの知見を得た。せん断補強筋をもつ試験体の斜めひび割れ形成荷重は、上記の方法にしたがって定め

た。写真-1は、破壊後の試験体を斜めひび割れに沿って解体したものである。斜めひび割れは、取付板付近から発生し、コーン状に形成される。せん断補強されていないと、斜めひび割れがコーン状に形成された時点で終局耐力を示す。引抜きせん断耐力に影響を及ぼす要因としては、いかり材の埋め込み深さ、正鉄筋量、コンクリート強度、いかり材の剛性およびせん断補強筋量であることが明らかとなった。

b) 終局耐力算定式

i) せん断補強筋を有するRCフーチングのせん断耐力
 既往の耐力算定式の特徴は、いかり材回りのせん断補強筋(スターラップ)が無い場合のRCフーチングの引抜きせん断耐力 P_c と、いかり材周辺のせん断補強筋の効果 P_s の和として、全体せん断耐力 P_u が与えられるとした点である。すなわち、

$$P_u = P_c + P_s \quad (1)$$

ii) せん断補強筋の無い場合のせん断耐力
 引抜きによるひび割れ面がいかり材の底面に発生した後、せん断ひび割れが取付板の先端より、45度の方向に発生すると考え、図-6のように、せん断高さをいかり材の底

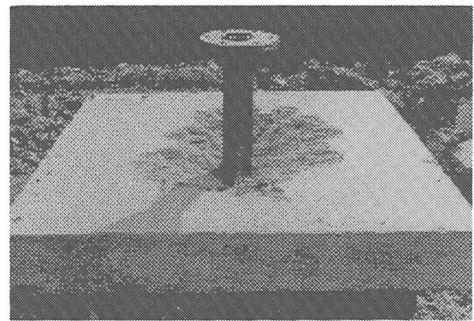


写真-1 破壊面(既往の試験体)

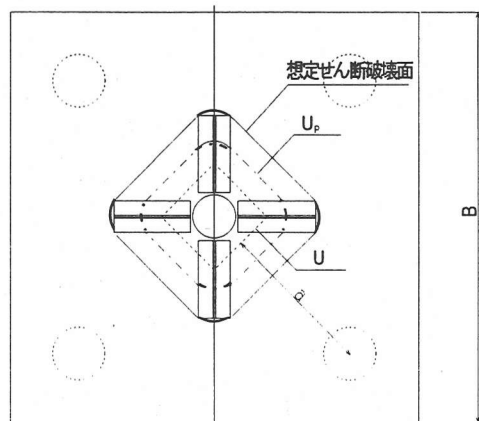
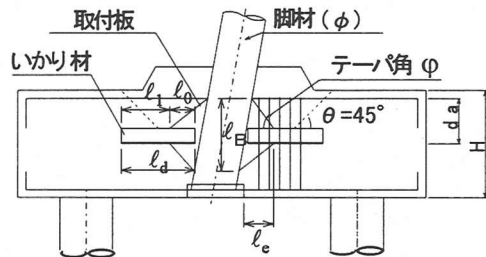


図-6 設計モデル

面から主鉄筋高さ、載荷周長を取付け板の先端を結んだ線の長さ、せん断面の周長を載荷周長から発生する45度せん断の1/2の高さにおける線の長さとして、以下の式のように算出する。

$$Pc = \tau_{Pa} \cdot U_p \cdot d_a \quad (2)$$

ここに、 U_p : せん断面の周長 (cm) ($U_p = U + \pi \cdot d_a$)

U : 載荷周長 (cm) ($U = 4\sqrt{2}(\ell_e + \phi/2)$)

d_a : 有効せん断高さ (cm)

τ_{Pa} : せん断応力度 (kgf/cm²)

$$\tau_{Pa} = 0.6 \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_r \cdot f_c'^{1/2} \quad (3)$$

ここに、 $\beta_p = (100p)^{1/3}$ (p : 主鉄筋比)

$\beta_d = (100/d_a)^{1/4}$

$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25U/d_a)$

f_c' : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

iii) せん断補強筋によるせん断耐力

$$Ps = f_y \cdot A_{ss} \quad (4)$$

ここに、 f_y : せん断補強筋の降伏応力度 (kgf/cm²)

A_{ss} : 想定せん断破壊面の内側に配置したせん断補強筋の全断面積 (cm²)

c) 耐力算定式の問題

i) スケールの影響

既往の耐力算定式には既にスケールの影響が見込まれており、 Pc において有効高さ d_a が大きくなるにつれてせん断耐力 Pc が低減する現象を見込んだ係数 β_d が導入されている。既往の実験のせん断ひび割れ形成荷重 Pc をスケールの影響を排除した算定荷重 ($\beta_p \cdot \beta_r \cdot f_c'^{1/2} \cdot U_p \cdot d_a$) で除したものと有効せん断高さの関係を図-7に示す。せん断有効高さがこれを大きく越える場合については外挿することとなるので留意する必要がある。

ii) 取付板

せん断面の周長はせん断面として期待する面積を算定するためのもので、取付板の先端を結んだ正方形である載荷面から、45°で想定したフーチング上端主鉄筋位置 (d_a)

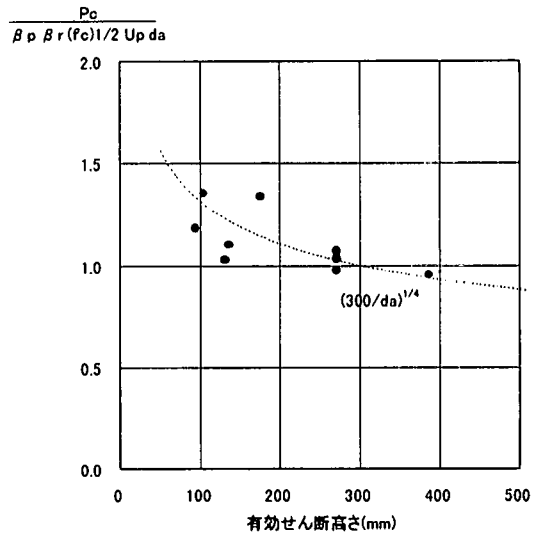


図-7 スケールの影響

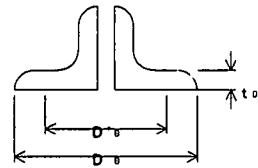


図-8 いかり材の断面

との中間点を結んだ線としている。せん断耐力を増大させる方法の一つとして、取付板を極力大きくすることによってこの載荷面積を大きくとることが考えられる。この点については取付板の設計上の問題点として後に取り上げる。

iii) せん断補強筋の負担分 Ps の評価

既往の耐力算定式では、取付板先端より外側の斜めひび割れ面を貫通するせん断補強筋のみがせん断耐力に寄与すると考えている。しかしながら、実構造物では、図-1に示すように、取付板先端より内側にもせん断補強筋を配置するのが一般的である。この補強筋もある程度せん断耐力に寄与するものと考えられ、耐力算定上考慮すべきせん断補強筋の範囲については再検討の余地があると思われる。

また、せん断補強筋量が極端に多い場合は、上記式(1)の足し合わせ式は成立しないと考えられている。せん断補強筋量が多い場合には、せん断耐力に上限値を設ける等の合理的な措置が必要と思われる。

(2) 取付板およびいかり材の設計

a) 設計式

いかり材部にあたる既往の取付板およびいかり材に対する設計方法は以下に示す通りである。

i) いかり材の長さ

$$l_d = l_0 + l_1 \quad (5)$$

ここに、 l_d : いかり材全長

l_0 : いかり材の取付に必要な長さ (取付板内側の長さ)

l_1 : 半無限長の弾性床上の梁として扱うのに必要な長さ

$$l_1 = \pi / \{k_B \cdot D'_B / (4E_S) \cdot I_S\}^{1/4} = \pi / \beta$$

k_B : コンクリートの反力係数 (kgf/cm²)

E_S : いかり材の弾性係数 (kgf/cm²)

D'_B : いかり材の有効載荷幅 (全幅が有効とはならないため低減させる)

$$D'_B = D_B / 1.5$$

D_B : いかり材の載荷幅 (cm)

I_S : いかり材の断面二次モーメント

(図-8参照)

ii) いかり材の曲げ応力度

$$\sigma_s = M_{\max} / Z_s \leq \sigma_{sa} \quad (6)$$

ここに、 $M_{\max} = P / (8\beta)$

P : 引抜き荷重

Z_s : いかり材の断面係数 (cm³)

σ_{sa} : 鋼材の許容曲げ応力度 (kgf/cm²)

iii) いかり材, 取付板のせん断応力度

図-9に示す断面二次モーメントを越えれば検討を省略できるものとしている。

iv) いかり材下のコンクリートの支圧強度

検討を省略できる。

v) 取付板の形

先端のテーパ角度 φ は30°以上とする。

b) 設計上の問題点

既往の設計においては断面二次モーメントが荷重によって決められているため、図-10に示すように、 l_e / ϕ (l_e : 取付板の長さ、 ϕ : 脚材径) は低い荷重で大きく、大荷重で小さくなっている。この制限をはずし、取付板の応力分

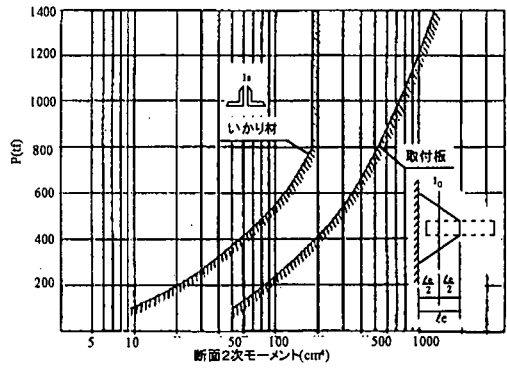


図-9 いかり材, 取付板の必要断面二次モーメント

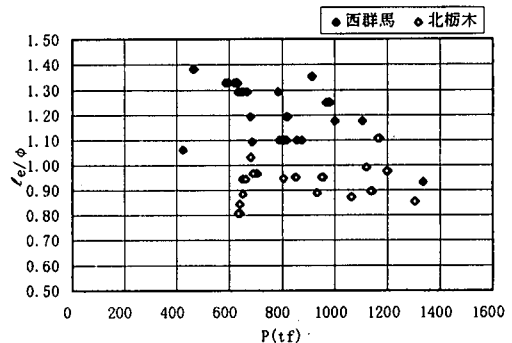
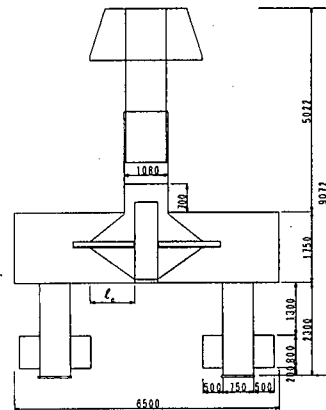


図-10 実設計の l_e / ϕ



ここに、 $l_e=1100\text{mm}$ (No. 1), $l_e=550\text{mm}$ (No. 2)

図-11 試験体の形状

布から決まるテーパ角度 φ をぎりぎりの値30°とすれば、載荷面積が増加するためフーチングのせん断耐力の上で有利となる。これまでの試験体の l_e / ϕ は0.2~0.8程度の範囲であり、この範囲では低減の傾向は見られないものの、この比が大きくなった場合に、どのような影響が生じるかは不明である。

表-1 試験体仕様

試験体番号	フーチング幅	フーチング高さ	有効せん断高さ	スパン長	取付板長さ	いかり材長さ	脚材径	2次モーメントの断面	2次モーメント	圧縮強度	コンクリートの	主鉄筋比	せん断スパン比	せん断補強筋量
記号	B	H	da	a	le	ld	ϕ	I_G	I_S	fc'	P_{Nu}	a/da	-	-
単位	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	kg/cm ²	%	-	-	-
No.1	650	175	83	221	110	153	56	200978	4289	188	0.93	2.70	20D16	
No.2	650	175	83	260	55	98	56	200978	4289	185	0.93	3.20	16D16	

3. 実規模実験

(1) 目的

既往の耐力算定式は寸法効果の影響を取り入れた形になっているとはいえ、検討用試験体のスケールは1/3程度までであり、実スケールに近い試験体による検証はなされていない。算定式の信頼性を高める目的で、2000tfクラスの引抜き耐力を有する実規模フーチングを作製、実験し、寸法効果の影響を検証することとした。また、取付板形状の影響、いかり材の挙動についてもあわせて検討する事とする。

(2) 試験体

実験は、 le/ϕ をパラメータとして、 $le=110\text{cm}$ の試験体 (No.1) と 55cm の試験体 (No.2) の2体を実施した。試験体の形状寸法および配筋状態は、図-11、図-12に示す通りである。試験体の諸元は表-1に示す通りである。

(3) 載荷装置

載荷装置は写真-2に示すように主梁、副梁①、副梁②、ジャッキ台座を組み立て載荷フレームを構成したものである。4本の杭に設けた張り出し部に副梁②を4本渡し、以降、順次副梁①、主梁を組み、ジャッキ台座に7台の油圧ジャッキをセットして頭部の張り出し部に荷重をかけることにより、フーチングに引抜き力を作用させた。この装置は、静定構造となっているため、4本の杭に均等に荷重が作用する機構となっている。なお、杭の張り出し部と副梁②の間には、硬質ゴムとテフロンシートを挟みこみ、極力変形を拘束することがないようにした。載荷は、図-13に示すように、第1ステップと第2ステップの2日にわたって実施した。

(4) 計測項目

主な計測項目は、表-2に示すように、フーチングの正鉄

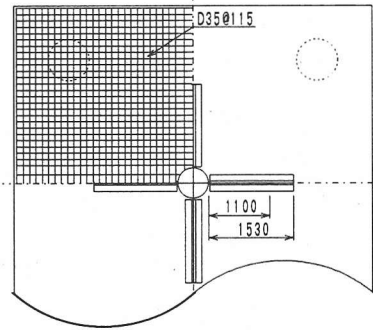
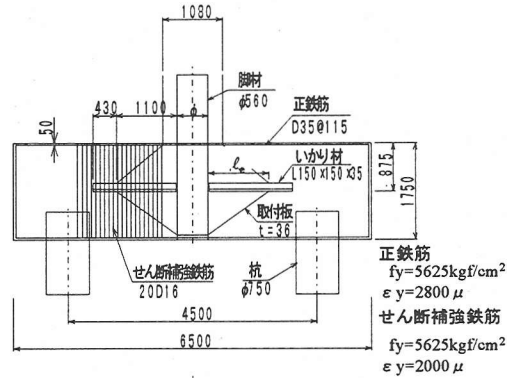


図-12 試験体の配筋図 (No. 1)

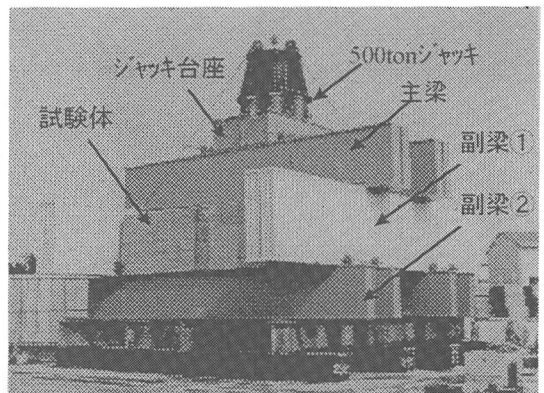


写真-2 載荷状況

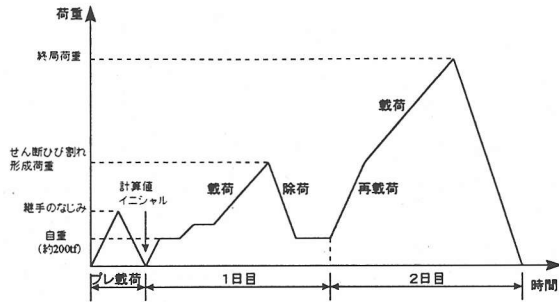


図-13 載荷サイクル

筋ならびにせん断補強筋のひずみである。せん断補強筋には多数のひずみゲージを取り付け、斜めひび割れ形成状況を追跡することとした。また、ひび割れ形成状況については、試験体表面に形成されるひび割れをまず目視で観察し、実験終了後、試験体を中央部付近で切断し、内部に形成されるひび割れを観察することとした。

4. 実験結果および考察

(1) ひび割れの進展と計算値との比較

No. 1, 2試験体のせん断補強筋のひずみから判断したフーチング内部のひび割れ形成およびせん断補強筋降伏の進展の様子を図-14, 図-15に示す。ここに、ひび割れ面は試験体を中心線で2つに切断することによって得たものである。せん断ひび割れ形成荷重は最も外側のひずみゲージが大きく動き始めた点として判定し、全せん断補強筋降伏荷重は全てのせん断補強筋のひずみが2000 μ を超えた時として整理した。参考までに、写真-3に試験体切断面の状況を示す。

脚材付近から発生した水平なひび割れは取付板付近より斜めのせん断ひび割れ(およそ30°の方向)となって進展しており、主要なひび割れ面は2~3本程度である。その後脚材付近で降伏したせん断補強筋が、概ね同じような経路によって内側から外側に向かって漸次降伏し、最外端付近のせん断補強筋の降伏によって、全てのせん断補強筋の降伏に至る様子が判る。

表-3に、既往の耐力算定式による計算値と実験値の比較を示す。ここに、実験値のせん断ひび割れ形成荷重は取付板最外端近傍のひずみゲージが200 μ を超えた時の荷重であり、終局荷重は載荷がそれ以上できない状態の荷重である。ひび割れ形成荷重の計算値はせん断補強筋のないフーチングのせん断耐力 P_c である。また、せん断補強筋降伏荷重の計算値はせん断ひび割れ面上にあるせん断補強筋の

表-2 計測項目および計測目的

測定目的	測定部材	対象	測定項目	測定場所	センサー	測定点数
荷重管理	油圧ジャッキ	荷重	載荷点	油圧ゲージ		1
	杭材	荷重	軸ひずみ	2mmゲージ		8
いかり材変形状態	脚材定着部	いかり材	軸ひずみ	圧縮側	2mmゲージ	6
			引張側	2mmゲージ	5	
		変形量	圧縮側	2mmゲージ	5	
			60mmゲージ	5		
取付板応力状態	取付板	主応力	引張側	2mmゲージ	3	
			圧縮側	2mmゲージ	3	
せん断補強筋の負担分	フーチング	せん断補強筋	軸ひずみ	補強筋列	2mmゲージ	226
ひび割れ面の検出		D6筋	軸ひずみ	ひび割れ面	2mmゲージ	40

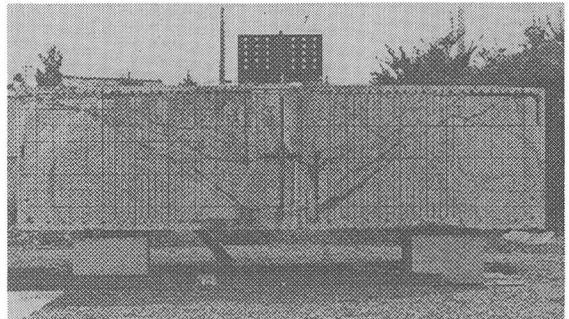


写真-3 試験体切断面の状況 (No. 1)

表-3 実験値と計算値の比較

荷重	No.1			No.2		
	実験値 (tf)	計算値 (tf)	比率	実験値 (tf)	計算値 (tf)	比率
せん断ひび割れ形成荷重 P_o	976	937	1.04	741	709	1.05
せん断ひび割れ面に配置した鉄筋のみ考慮 P_c+P_s	1692	1541 (80本)	1.10	1432	1433 (96本)	1.00
終局荷重	1960			1640		

()内は計算において考慮したせん断補強筋およびそれらの本数を示す。

みを考慮して算出した P_c+P_s である。既往の耐力算定式においては、安全を見て、せん断ひび割れ面上のせん断補強筋のみを考慮する事となっているため、せん断補強筋降伏

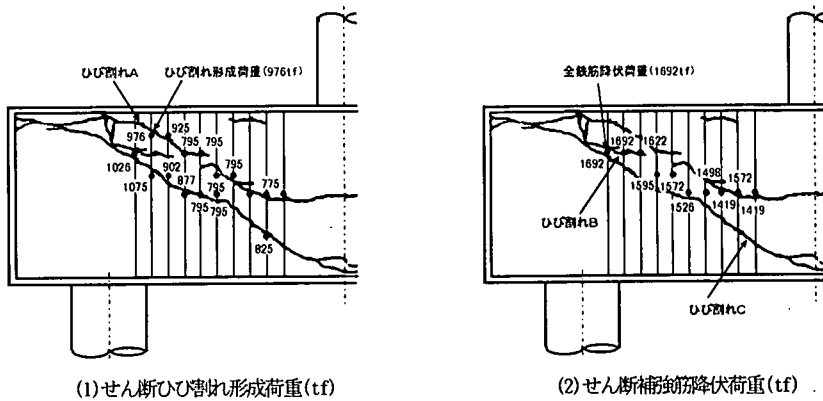


図-14 試験体No. 1のひび割れ、せん断補強筋降伏の進展の様子

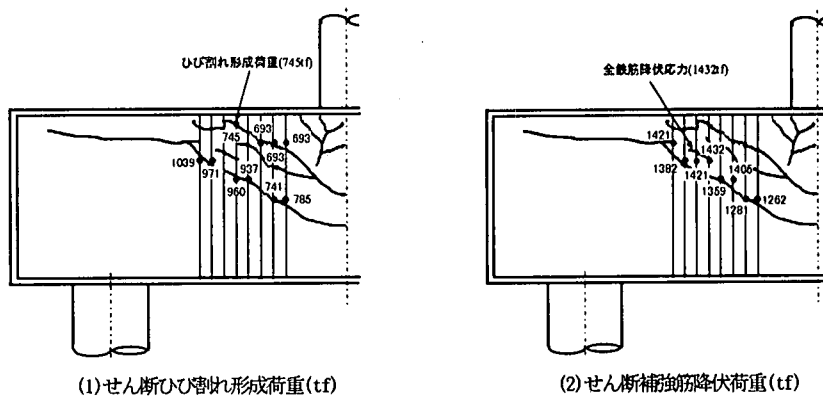


図-15 試験体No. 2のひび割れ、せん断補強筋降伏の進展の様子

荷重の計算値は、既往の耐力算定式のせん断耐力に等しい。計算値と実験値は比較的良好に一致しており、既往の耐力算定式は概ね妥当であると考えられる。しかしながら、終局荷重に対する余裕度が見かけ上高いことと、取付板内側のせん断補強筋も降伏していることなどを考え合わせると、せん断補強筋をすべて考慮するなど合理化の余地は残されているものとする。以下では、せん断耐力への影響因子に対して個別に詳細な検討を加えていく。

(2) スケールの違いによる影響

破壊面の形態、荷重-脚材の抜け出し量関係、荷重-せん断補強筋のひずみ関係を小型試験体と比較したものが図-16である。これを見るとせん断ひび割れの発生形態は小さな試験体と特に変わらない。せん断補強筋の動きと脚材の抜け出しの関係は似ているが、大型試験体では全せん断補強筋が降伏した後の耐力の増加が明瞭に認められた。これは、せん断補強筋のひずみ硬化の影響が大型試験体では顕著に表れることがその一因と考えられ、その理由は以下のように説明できる。

ひび割れ状況(写真-3)から判断すると、支配的なひび割れ面は1~2面であり、試験体寸法が大きくなってもひび割れ本数はそれほど増加しないようである。このことは、試験体寸法が大きくなるほど、支配的なひび割れ面に变形が集中し、そこを貫通するせん断補強筋のひずみも増加する傾向にあることを意味している。すなわち、試験体寸法が大きいくほど、せん断補強筋の降伏以降にひずみ硬化の影響によって鉄筋応力が増加する傾向が強いと考えられる。また、後述するように、大型試験体では取付板寸法が大きく、取付板の摩擦の影響も無視できないと考えられる。せん断補強筋降伏後の荷重増加の問題を除けば、概して、変形状に対するスケールの影響はそれほど大きくないと思われる。

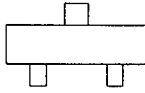
せん断ひび割れ形成荷重を、有効せん断高さによって整理したのが図-17である。既往の小型試験体の結果と同じく有効高さの1/4乗に反比例する関係にはほぼ合致することが認められる。以上より、2000tfクラスの大型フーチングに対しても、スケールの影響については既往の算定式で特に問題ない事が確認されたものとする。

縮尺: 1/5



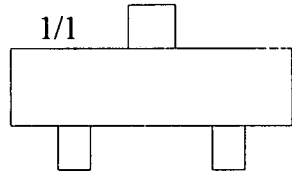
(No. 506)

1/2



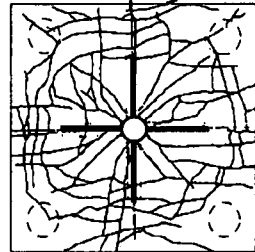
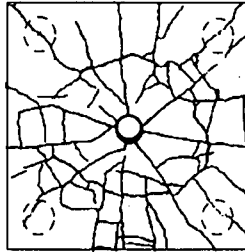
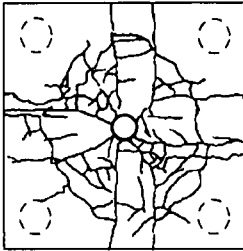
(No. 517)

1/1

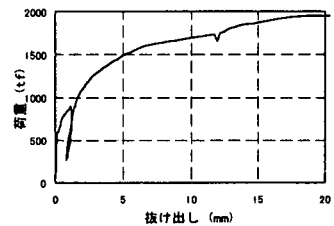
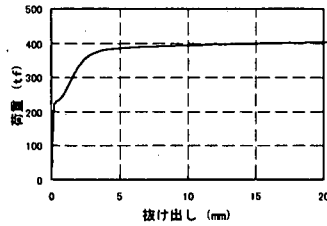
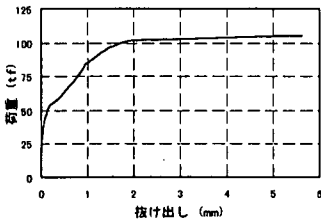


(No. 1)

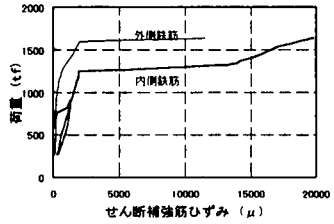
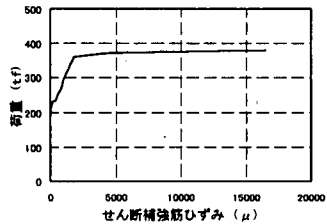
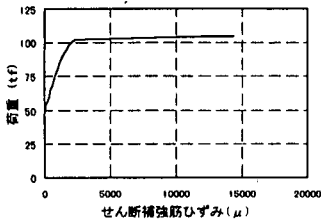
(a) 試験体



(b) ひび割れ状況



(c) 抜け出し



(d) せん断補強筋のひずみ

図-16 異なるスケールの試験結果の対比

$$\frac{P_c}{\beta p \beta r(\Gamma_c)^{1/2} U_p d_a}$$

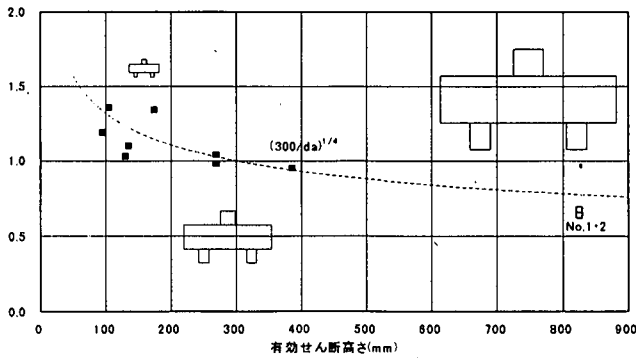


図-17 せん断ひび割れ形成荷重に対するスケールの効果

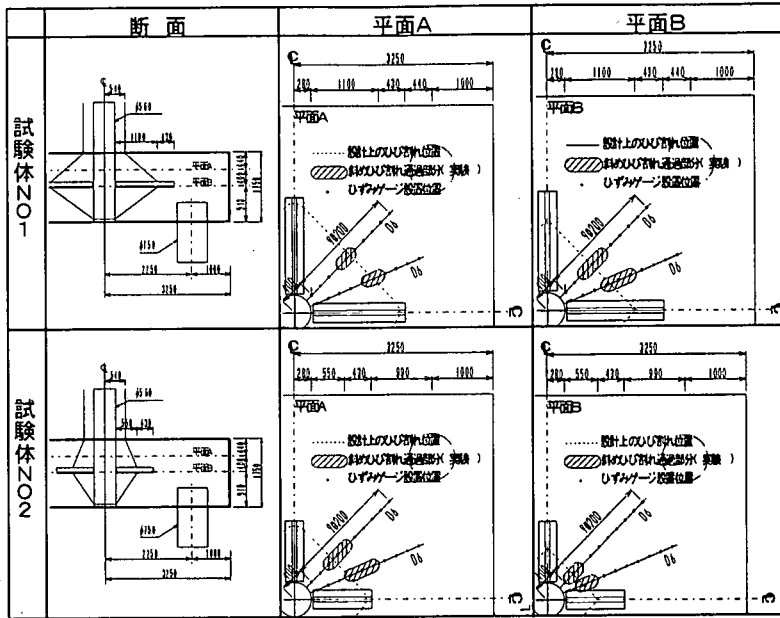


図-18 平面的なせん断破壊性状

(3) 取付板の長さの影響

せん断ひび割れ面の形状を試験体2体で比較したものを図-18に示す。内部に脚材から放射状に配置した計測用補助鉄筋 (D6) のひずみ分布からみて、取付板が長くなるとその影響が多少出現して、図-19に示すようなえぐられる状態に若干近づくが、せん断ひび割れ面形状に大きな差はないことが判った。No.1試験体程度までは取付板を長くして ($l_e/\phi=2$)、特に問題はないものと考えられる。

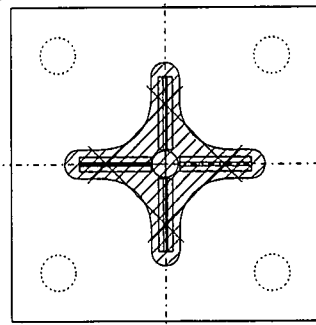


図-19 懸念される破壊形状

(4) 取付板の摩擦の影響

大型試験体において、せん断面を貫通するせん断補強筋が全部降伏したにもかかわらず、若干の荷重増加が見られる事は、先に指摘した通りである。大型試験体の場合、取付板が比較的大きく、フーチングの曲げ圧縮域 (下縁近傍) まで取付板の下端が達している。取付板とコンクリートの境界面の圧縮力によって取付板に鉛直下方向の摩擦力が作用し、荷重増加が生じたことも考えられるため、摩擦力の評価を試みる。なお、いかり材に作用する摩擦力は、取付板に作用する圧縮力に摩擦係数 ν を掛け合わせることにによって評価する (図-20)。

荷重作用時のフーチングは平面保持が成立し、コンクリートの直応力分布 σ は直線分布するものとする、取付板の作用圧縮力 N は次式で与えられる。

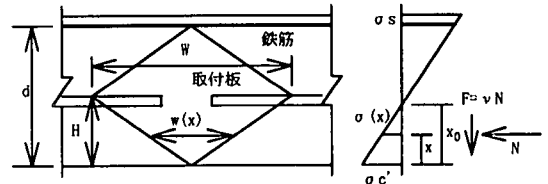


図-20 モデル図

$$N = \int_0^H \sigma(x)w(x)dx \quad (7)$$

ここに、 $\sigma(x)$: x 位置でのコンクリート応力

$w(x)$: x 位置での取付板の長さ

H : 取付板下半分の高さ

$\sigma(x)$ が直線分布の場合、いかり材取付板の長さを W とし、圧縮縁のコンクリート応力を σ_c 、中立軸の距離を

表-4 推定摩擦力

	終局時の 鉄筋ひずみ (μ)	推定摩擦力 (tf)	全鉄筋降伏後 の荷重増分 (実験値) (tf)
試験体 No.1	1293	230	268
試験体 No.2	1552	138	208

x_0 とすると、

$$N = 1/6 \cdot \sigma'_c \cdot W/H \cdot x_0^2 \quad (8)$$

となる。取付板は2組あり、摩擦作用面は表裏の2面であるから、取付板に作用する摩擦力Fは、

$$F = 2/3 \cdot \nu \cdot \sigma'_c \cdot W/H \cdot x_0^2 \quad (9)$$

となる。圧縮縁のコンクリート応力 σ' は、実験で測定している曲げ主筋ひずみ ϵ_s より求められるため、

$$F = 2/3 \cdot \nu \cdot x_0 / (d - x_0) \cdot W/H \cdot x_0^2 \cdot \epsilon_s \cdot Ec \quad (10)$$

を得る。

コンクリートに埋め込まれた鉄板とコンクリート間の摩擦係数として一般的な値、摩擦係数 $\nu=0.7$ として、取付板近傍の終局時の鉄筋ひずみの平均値から摩擦力を評価した結果が表-4である。摩擦力と全鉄筋降伏後の荷重増加分は同程度の値であり、摩擦力の影響は無視できない程度である事が分かる。以下の検討では、摩擦力の影響などを排除して安全側の評価を行うため、全せん断補強筋降伏荷重をもって実験上の終局荷重とみなす事とする。

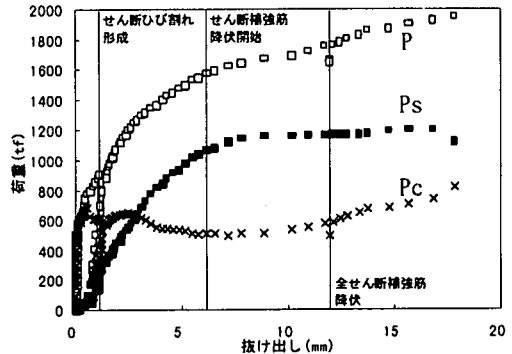
(5) コンクリート負担分 P_c と鉄筋負担分 P_s の重ね合わせについて

a) P_c , P_s の分離

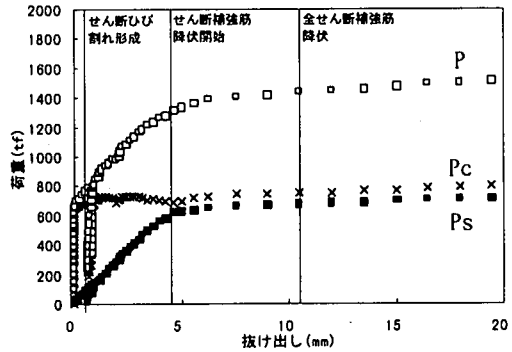
コンクリートにコーン状のせん断破壊面が形成されているならば、鉄筋の負担分 P_s はひび割れを貫通するせん断補強筋のひび割れ位置に作用する力の総和として求められる。ひび割れ位置のせん断補強筋ひずみを代表する計測点としては、図-14に示す試験体内部のひび割れ状況を参考に、各せん断補強筋の中で形成ひび割れ面に最も近い測定点を選定した。実際のせん断補強筋は十字型に2段配置されており、さらにひずみ計測鉄筋は一本おきとなっているため、鉄筋の負担分 P_s は選定点の鉄筋力の総和の $8 \times 2 = 16$ 倍として計算した。なお鉄筋降伏後にゲージが切断し測定不能となったものも見られるため、鉄筋降伏後の鉄筋応力は降伏強度に等しいと考え、ひずみ硬化の影響は無視して検討を進める事とした。

図-21は、 P , P_c , P_s と抜け出し変位の関係を示したものである。ひび割れ形成直後のコンクリート負担荷重に着目すると、No. 1試験体では若干の低下が見られるものの、顕著な低下は認められない。

ひび割れ形成が終了し、ある程度変形が進んだ後のコン



(a) 試験体No. 1



(b) 試験体No. 2

図-21 コンクリートの負担荷重の推移

クリートの負担荷重の推移に着目すると、コンクリートの負担荷重は一旦低下した後、再び増加する傾向を示している。この再増加現象は、先に説明した取付板の摩擦が多分に影響しているものと考えられる。したがって、コンクリートの負担分の最小値に着目するとすれば、 P_c の最小値はひび割れ形成荷重を数割下回っており、ひび割れ形成時のコンクリートの負担荷重に鉄筋の負担荷重を足しあわせることによって終局耐力を求めるという前提が崩れていることを示唆している。この理由としては、ひび割れ幅が増大することにより、コンクリートがせん断面において荷重を伝達しにくくなる点等が考えられる。以下では、大型試験体および既往の小型試験体を用いて、 P_c , P_s 足し合せの是非について検討を加える⁵⁾。

表-5 試験体一覧

試験体番号	フーチング幅	フーチング高さ	有効せん断高さ	スパン長	コンクリートの圧縮強度	主鉄筋比	せん断スパン比	せん断ひび割れ形成荷重	P _o 計算値	実験値と計算値の比	降伏せん断補強筋	全せん断補強筋	せん断補強筋	P _u -P _s (実験値)	せん断補強筋	低減係数	実験/設計
記号	B	H	d _a	a	f _{o'}	P _h	a/d _a	P _{o,e}	P _o	P _{o,e} /P _o	-	P _u	P _s	P _u -P _s	P _s /P _u	α=(P _u -P _s)/P _s	-
単位	cm	cm	cm	cm	kg/cm ²	%	-	tf	tf	-	tf	tf	tf	tf	-	-	-
No.1	650	175	83	221	188	0.93	2.7	976	937	1.04	1572	1692	1207	485	0.71	0.52	0.90
No.2	650	175	83	260	185	0.93	3.2	741	709	1.05	1308	1432	966	466	0.67	0.66	1.01
501	165	40	27	69	138	0.52	2.6	78	60	1.30	98	102	43	59	0.42	0.98	0.99
502	200	50	27	81	196	0.80	3.0	120	96	1.25	197	197	140	57	0.71	0.59	1.02
503	165	50	27	65	217	0.74	2.4	112	95	1.18	179	218	187	31	0.86	0.33	1.14
505	155	41	18	59	163	0.66	3.4	不明	42	-	98	106	64	42	0.60	1.01	1.28
506	128	41	18	47	186	0.66	2.7	64	44	1.45	100	107	84	43	0.60	0.98	1.21
517	340	90	39	130	178	0.74	3.4	226	179	1.26	不明	370	263	107	0.71	0.60	1.03
201	165	40	10	69	156	2.09	7.3	30.4	27.7	1.10	-	-	0	30.4	0.00	-	1.09
202	165	20	11	70	215	1.28	6.7	38.1	29.7	1.28	-	-	0	38.1	0.00	-	1.28
206	165	25	13	69	167	0.93	5.3	32.4	31.5	1.03	-	-	0	32.4	0.00	-	1.03
207	70	20	14	23	203	0.30	1.7	20.0	18.0	1.11	-	-	0	20.0	0.00	-	1.11

注) ひび割れ発生荷重はせん断補強筋ひずみが200μに達した時とした。
 不明とあるものはデータが古く検討できなかったことを示す。
 実験/設計とは全せん断補強筋降伏荷重を後述する提案設計耐力式で除した値を示す。
 P_sの算定にはすべてのせん断補強筋を対象とした。

b) せん断補強筋の分担率に着目した脚材定着耐力算定式

検討に用いる試験体の諸元および結果は表-5に示す通りである。各試験体はすべて全せん断補強筋が降伏しており、全せん断補強筋が降伏した時の荷重を終局荷重P_uとみなす事とする。

P_u-P_sを実験におけるせん断補強筋以外のRCの分担荷重とし、これと耐力算定式におけるせん断補強筋が無い場合の荷重P_cと比をα=(P_u-P_s)/P_cとして、αを縦軸に、P_s/P_u(せん断補強筋分担率)を横軸にとって、整理したものが図-22である。同図より、P_s/P_uが大きくなるに従ってαが低下しており、P_s/P_u=1.0になるときαが0となる直線上に実験値が分布することが判った。また、既往のせん断補強筋の無い試験体の実験から、P_s/P_u=0.0において、α=1.0(変動係数7%)である。また、データは1つだけであるが、P_s/P_uが0.5以下では、ほぼ足し合わせが成立すると考えた。

P_sが大きくなると、せん断補強筋が全て降伏していても、P_uが式(4)から算出される値に比べて小さくなる。そこで、見かけ上P_cが小さくなるを考え、ここに低減係数αを導入し、まず、引抜き時においてP_uは次式に従うものと仮定した。

$$P_u = \alpha \cdot P_c + P_s \quad (11)$$

ここに、低減係数αは図-22によれば、P_s/P_u=1.0のとき丁度α=0となるべき係数である。また、低減が起らない範囲ではα=1である。そこで低減が起り始めるときのせん断

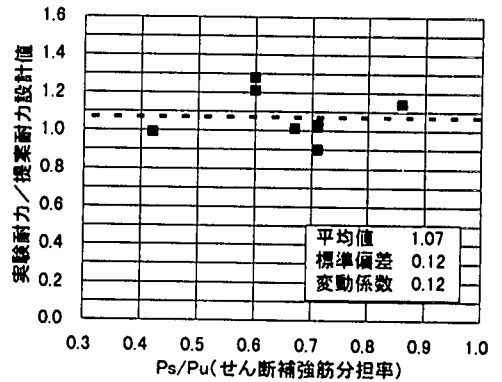


図-23 提案耐力式と実験値との比較

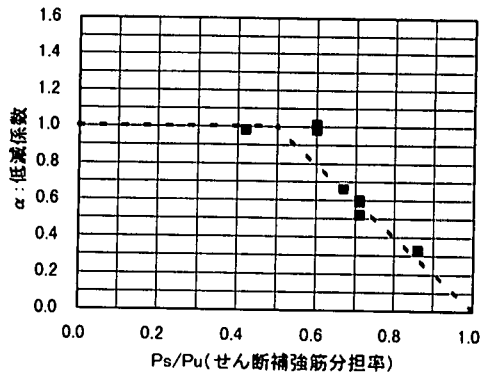


図-22 P_cと低減係数αとせん断補強筋分担率の関係

補強筋耐力の比率をP_s/P_u=γと置き、低減区間 γ < P_s/P_u ≤ 1 の範囲ではαは次式の線形関係にあると考えた。

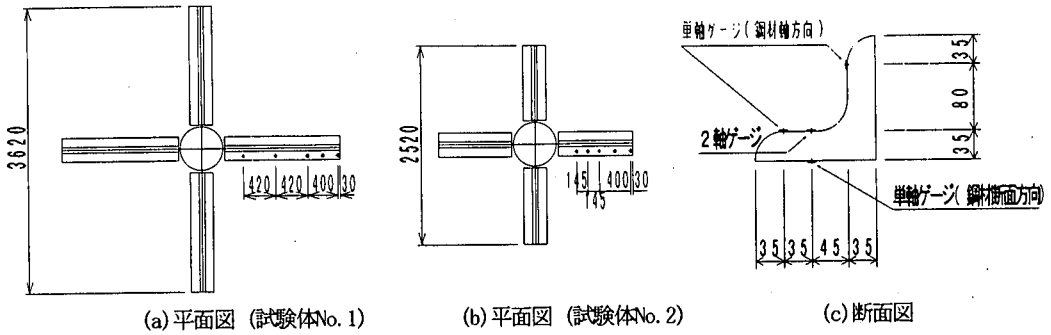


図-24 いかり材に付けたひずみゲージの位置と方向

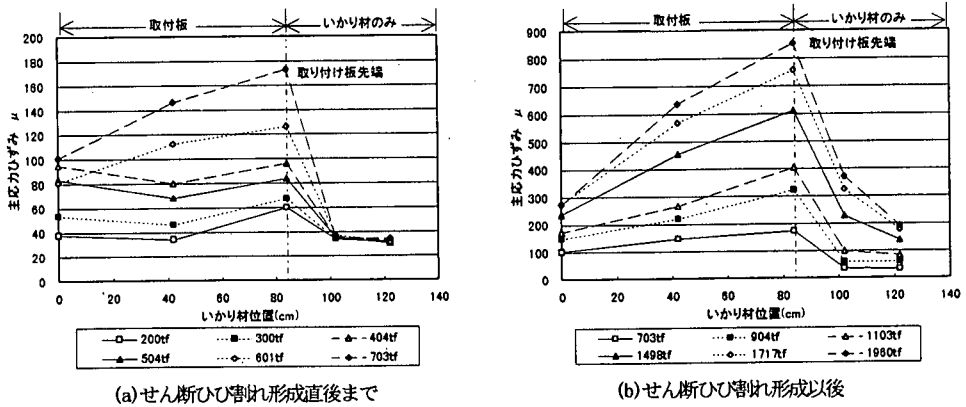


図-25 いかり材の支圧応力分布 (試験体No. 1)

$$\alpha = (P_s / P_u - 1) / (\gamma - 1) \quad (12)$$

このように置くと、式(11)に式(12)を代入することにより P_u についての2次方程式が得られ、これを解くことによって得られる意味のある解は、

$$P_u = P_c / (1 - \gamma) \quad (13)$$

であり、低減区間 $\gamma < P_s / P_u \leq 1$ の範囲では耐力は γ に依存する一定値となることが分かる。図-21の実験結果の考察より、 $\gamma = 0.5$ と考えれば

$$P_u = P_c + P_s \quad (P_s / P_u < 0.5) \\ 2 \cdot P_c \quad (P_s / P_u \geq 0.5) \quad (14)$$

が得られる。

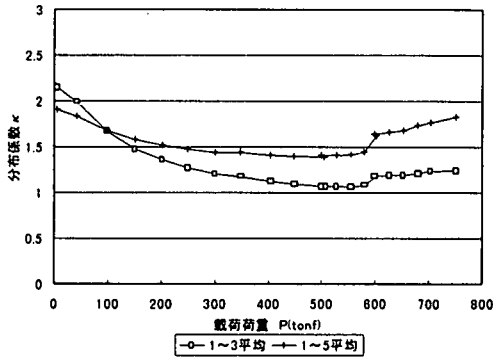
先の実験で得られた耐力を式(14)の耐力算定式で除したものを縦軸、 P_s / P_u を横軸にとって比較したものが図-23である。これより、本計算法が実験と比較的良く整合がとれていることが確認できる。

(6) いかり材の支圧分布

いかり材の支圧分布をみることによって、いかり材のどの部分が荷重を伝達していたかが理解できる。図-24はいかり材に貼られたひずみゲージの位置と方向を示したものである。また、図-25はいかり材長手方向と断面方向に二軸に貼られたひずみゲージの主応力方向ひずみを示している。

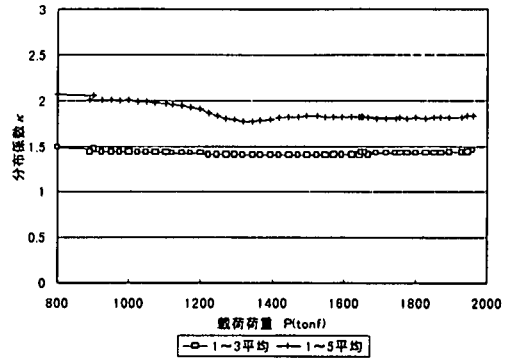
試験体No. 1のせん断ひび割れが発生する直前の荷重703tf時をみると、取付板より内側の一点破線より左側の部分では、ほぼ均等な荷重が作用しているが、外側(一点破線より右側)の部分では、その20%程度のひずみしか発生していない。せん断ひび割れ形成後は、変形が大きいため計測値に十分な精度はないが、かなりの応力が取付板より内側に集中し、取付板先端付近のひずみが大きくなっている。

図-26は弾性状態、ならびに終局耐力までの全体(+)ならびに取付板より内側部分(□)のひずみ分布係数 κ (最大曲げひずみ ÷ 平均曲げひずみ) を示した。弾性、弾塑性状態を通じて κ は全体ではほぼ2.0、取付板部分のみではほぼ1.5で推移しており、取付板先端部分の分担率は低くなっていることが判った。



(a) せん断ひび割れ形成直後まで

(分布係数 κ = 最大平面ひずみ/平均平面ひずみ □: 取付板内のみ +: 全体)



(b) せん断ひび割れ形成以後

図-26 いかり材取付板より内側部分の分布係数 (試験体No. 1)

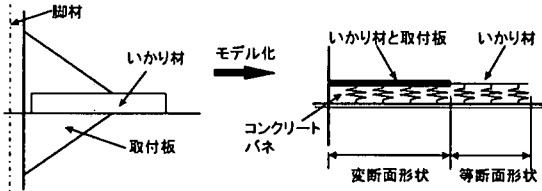
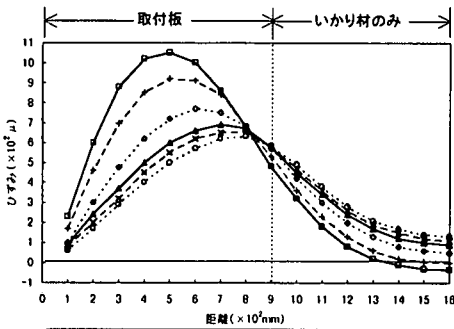
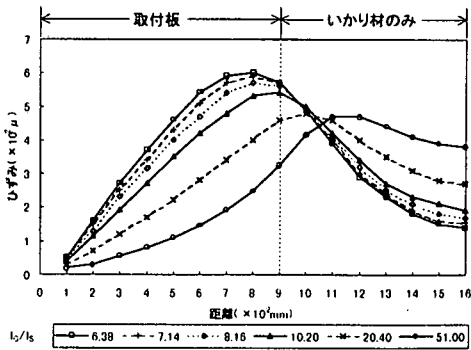


図-27 解析モデル



(a) 剛性比が小さい場合



(b) 剛性比が大きい場合

図-28 ひずみ分布

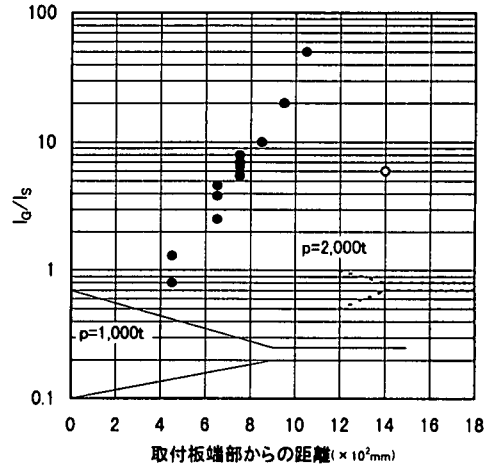
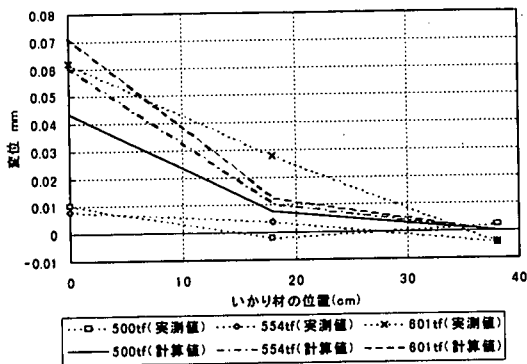
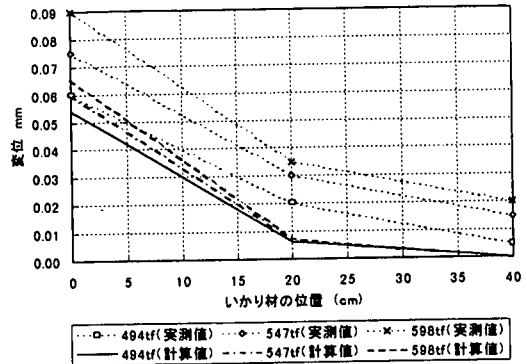


図-29 いかり材と取付板の剛性比とせん断ひび割れ位置

(7) いかり材と取付板の剛性比とせん断ひび割れ形成面
 弾性論で考えれば、せん断ひび割れ形成位置は変位が最も急変するところ、言い換えればひずみが最も大きい所で生ずる。従って、取付板といかり材の剛性比によって最大ひずみが異なれば、せん断ひび割れ形成位置も当然異なるはずである。既往の取付板といかり材の剛性比 I_e/I_c は、2.5~5.0程度である。しかし、今回の実験では取付板の強度を確保するために、この剛性比が50.0程度と大きくなっていることから、この影響を良く見極める必要がある。そこで、図-27に示すような弾性パネ支承上の梁モデルにより、パネ支承上のモデルを作成し、いかり材と取付板の剛性比の関係とせん断ひび割れ位置(最大軸方向ひずみ発生位置)を1000tfの荷重に対する既往の設計法による取付板モデルで試算した。ひずみ分布を図-28に、せん断ひび割れ

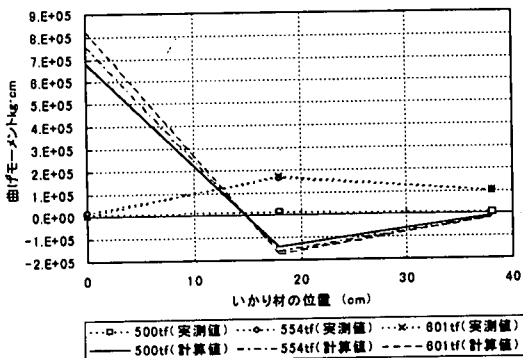


(a) 試験体No. 1

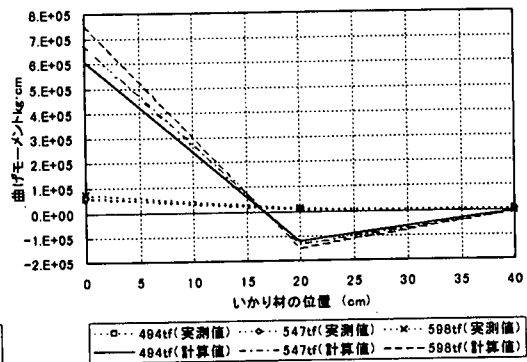


(b) 試験体No. 2

図-30 取付板より外側のいかり材の変形



(a) 試験体No. 1



(b) 試験体No. 2

図-31 取付板より外側のいかり材の曲げモーメント

形成位置を図-29に示す。図-29には2000tfで設計した場合も示した(○印)。これを見ると剛性比を大きくした方が、せん断ひび割れ形成位置を外側(取付板先端側)にすることになるので好ましいことがわかった。

(8) 取付板より外側のいかり材の挙動

せん断ひび割れ発生以前における取付板より外側のいかり材について、弾性床上の梁として仮定した場合の変形と実験値の比較を図-30に、曲げモーメントの比較を図-31に示す。ただし、曲げモーメントの実験値は、いかり材軸方向の3点のひずみとその断面性能から求めたものである。

これによると変形については、概ね弾性床上の梁の挙動を示しているが、曲げモーメントについては実験と解析結果は一致していない。これは、解析においていかり材と取付板の接合部を剛接合と仮定しているのに対し、実際には、取付板部も含めていかり材全体が変形しており、図-27に示したようなモデルとして挙動している可能性が高いことを示唆している。

(9) いかり材上面のコンクリートの支圧強度

図-32に今回の実験を含めて、これまでのいかり材定着実験における終局耐力時の荷重をいかり材の全面積 A_0 および、取付板より内側部分の面積 A_1 にコンクリートの圧縮強度を乗じたもので除したものを示した。 A_0 の部分のみが有効と考えた場合の平均支圧応力は、No.2試験体の結果より、 $1.3f'c$ 程度となっている。この場合の分布係数が1.5であることを考慮すると、支圧応力の最大値は $1.3 \times 1.5 = 1.95f'c$ となる。今回の実験においては、試験体切断後の観察結果から、コンクリートの支圧破壊の傾向は見られなかったことから、支圧強度はそれ以上、すなわち一軸圧縮強度の2倍程度以上あると考えられる。一般に拘束されたコンクリートの支圧強度は一軸圧縮強度の2~3倍程度といわれており、この事実とも一致している。以上を考慮して、支圧に対する許容応力度としては、安全率3程度を確保できるように、 $0.75f'c$ を用いることとする。

5. 新しい脚材定着耐力算定式およびいかり材設計法の提案

これまでの検討に基づき、送電用鉄塔基礎のいかり材定着設計法について以下を提案する。

(1) 脚材定着耐力算定式

スケール効果と耐力算定式の精度については1600tf, 1400tf程度のひび割れ形成荷重, 全せん断補筋降伏荷重が比較的良好な精度で実験値と対応しており, 他の梁の大型せん断実験結果等も, 同様に有効せん断高さの1/4乗に比例することを示唆していること等から, 既往の設計法同様のせん断耐力算定式を適用できると考える。ただし, せん断補筋筋量が大きくなるにつれて, 終局耐力に頭打ち傾向が見られるため, せん断面の内側の全てのせん断補筋が有効として, せん断補筋による負担荷重 P_s が最大荷重の50%以下になるように制限を設ける事とする。なお, 適用範囲として大型試験体の2倍程度のスケールの実構造物を想定して, 設計荷重の上限値を2600tfとする。

(2) 取付板長さの制限

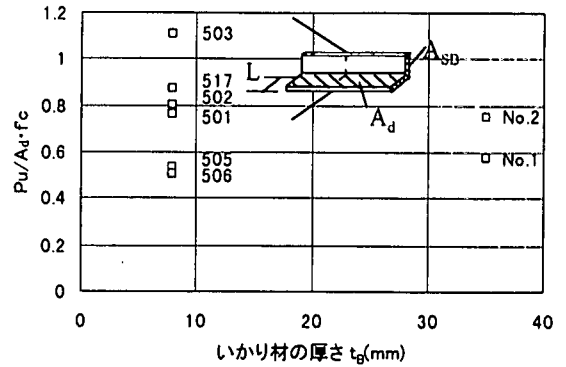
取付板を脚材径の2倍まで拡大する効果については, $l/\phi = 2.0$ の試験体のせん断ひび割れ形成荷重, 全せん断補筋降伏荷重が比較的良好な精度で表現できているが, $l/\phi = 2.0$ のものは1.0のものに比べて, せん断面の広がり若干小さく, 算定値との比較においても小さめの値となっており, $l/\phi = 2.0$ 以上となった場合に耐力が低下する可能性が懸念される。このようなことから, 取付板の長さについては, $l/\phi \leq 2.0$ の範囲で適用可能なこととする。

(3) いかり材設計法

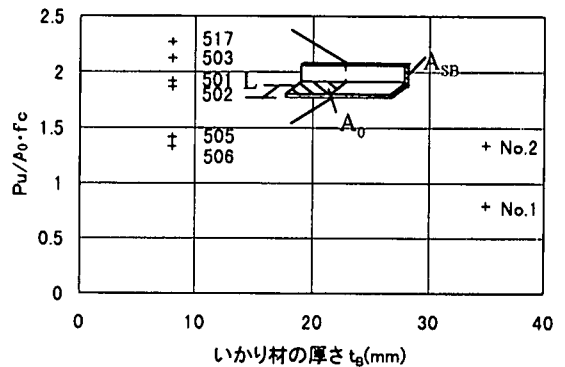
いかり材については荷重の大部分が取付板の内側にみに作用しており, 弾性状態では弾性床上の梁に近い挙動を示していたことから以下の通りとする。

a) 曲げ応力度

軸方向の曲げ応力度に対しては, 弾性状態において変形挙動が, 弾性床上の梁の挙動を示していたこと, 実験結果における曲げモーメントが既往の設計式よりもかなり小さいこと, 取付板といかり材の剛性比は大きめの方がせん断面を大きくする上で有利と考えられることなどから, 既往の式を基本とするが, 既往よりもいかり材にかかる曲げ応力を低減させることを指向し, いかり材に均等に荷重が作用した (実際には取付板より内側に大きな荷重がかかるが安全側に考慮した) 場合の取付板より先端部分の荷重の



(a) 面積を A_d とした場合 (いかり材全長を有効とした場合)



(b) 面積を A_0 とした場合 (取付板内に有効とした場合)

図-32 いかり材の厚さと支圧強度の関係

みを考慮することとする。

いかり材の曲げ応力:

$$\sigma_s = M_{\max} / Z_a < \sigma_{sa} \quad (15)$$

ここに, $M_{\max} = (l_1 / l_d)(P / 8\beta)$

また, 軸直交方向の曲げについては, 既往の通り延性材料であることを考慮して, 特に設計式を設けないこととする。

b) せん断応力度

いかり材の軸直交方向のせん断応力度については, 終局荷重時において取付板より外側の荷重分担は, 高々いかり材の全長 l_d のうち取付板より外側の長さ l_1 / l_d 程度以下でしかないこと, 取付板といかり材の剛性比は大きめの方がせん断面を大きくする上で有利と考えられることから, 既往の式を基本とするが, 既往よりもいかり材にかかるせん断応力を低減させることを指向し, いかり材に均等に荷重が作用すると仮定した場合の取付板より先端部分の荷重

のみを考慮することとする。また、取付板内の負担荷重の最大値は平均値の1.5倍以内と思われるため、1.5倍の荷重がいかり材の取付板の外側に全てかかるものとして、安全性を照査することとする。

いかり材の軸直交方向のせん断：

$$\tau_{s1} = \kappa_2 \cdot (\ell_1 / \ell_d) (P/8) / A_{sB} < \tau_{sa} \quad (16)$$

ここに、 A_{sB} ：いかり材断面積(cm^2)、

κ_2 ：支圧応力分布を考慮する係数 (=1.5)

いかり材軸方向のせん断応力は、取付板内の負担荷重の最大値は平均値の1.5倍以内と思われるため、1.5倍の荷重がいかり材の取付板の内側に全てかかるものとして、安全性を照査することとする。

いかり材の軸方向のせん断：

$$\tau_{s2} = \kappa_2 \cdot (P/8) / (\ell_0 \cdot t_a) < \tau_{sa} \quad (17)$$

ここに、 κ_2 ：支圧応力分布を考慮する係数 (=1.5)

c) コンクリートの支圧応力度

コンクリートの支圧応力度については、内部に拘束をうけるコンクリートの支圧応力度は一般的に一軸状態に比べて大きく、今回も含めた既往の実験結果からみて2倍程度の強度増分が見込める点、荷重分布は取付板の内側に集中している点、4方向のいかり材に均等に荷重が作用しない場合も懸念されることなどから、支圧を受け持つ幅は取付板より内側のみと考え、さらに安全率を考慮して、許容支圧応力度は一軸圧縮強度の0.75倍とする。なお、荷重のバラツキ分についてはいかり材のせん断と同じく1.5倍の係数を設けることとする（この点は既往の式通り）。

コンクリートの支圧応力：

$$\sigma_c = \kappa_2 \cdot (P/8) / A_c < 0.75\sigma_{ck} \quad (18)$$

ここに、 $A_c = \ell_0 \cdot L$

L ：いかり材の幅(cm)

κ_2 ：支圧応力分布を考慮する係数 (=1.5)

6. まとめ

いかり材方式による脚材定着設計法について、実規模載荷実験を実施し、せん断破壊性状ならびにいかり材の挙動について以下の知見を得た。

(1) 実規模実験においても、既往の耐力算定式は概ね実験結果と一致している。特に、コンクリートの負担分 P_c

については、有効高さの1/4乗に反比例すると考えてよい。ただし、スケールが大きくなるにつれて若干の低下傾向が見られることから、設計上の適用範囲は、実規模載荷実験の2倍程度のスケールにとどめることとした。

(2) 既往の耐力算定式では、取付板先端より外側の斜めひび割れ面を貫通するせん断補強筋のみを有効としていたが、鉄筋ひずみの測定結果によると、取付板先端より内側の鉄筋も降伏しており、せん断耐力に寄与していると考えて問題ないことが明らかになった。

(3) 実規模実験および既往の実験結果より、せん断補強筋量が増えるにつれて P_c+P_s の足し合せが成立せず、せん断補強筋分担率 (P_s/P_u) が50%以上になるとせん断耐力は、せん断補強筋がない場合の耐力の2倍で一定となる傾向がある事が明らかとなった。

(4) 取付板形状については、実規模実験の範囲内では、明瞭な影響は認められなかったことから、 $\ell_e/\phi \leq 2.0$ まで拡張可能であると考えられる。

(5) いかり材の支圧応力分布係数は κ は、1.5~2.0の値を取り、この影響を考慮した設計方法が必要である事を示した。

(6) いかり材近傍のコンクリートの許容支圧応力度は、一軸圧縮強度の0.75倍程度と考えるとよい。

謝辞：本研究を遂行するにあたって東京大学教授 岡村甫博士、前川 宏一博士から始終有益なご指導を賜りました。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) コンクリート標準示方書 (平成3年版) 設計編, 土木学会, pp. 185-186, 1991.
- 2) 前田弘: 4本杭に支持されたRCスラブの設計法に関する研究, 東京大学, 学位論文, 1984.
- 3) 佐々木弘美, 谷野謙吾, 横沢和夫: せん断補強筋を有するフーチングの引抜きせん断耐力, 土木学会第43回年次講演会講演概要集, V-322, pp. 692-693, 1988.
- 4) Sonobe, Y., Tanabe, S., Yokozawa, K. and Mishima, T. : Experimental Study on Size Effect in pull-out Shear using Full Size Footings, Size Effect in Concrete Structures, E&FN SPON, pp. 105-116, 1994.
- 5) 田邊成, 吉井幸雄, 松島学, 三島徹也: 4本杭に支持されたフーチングの引抜き・押抜き模型実験におけるせん断補強筋の効果, コンクリート工学年次論文報告書, Vol 18, No. 2, pp. 707-712, 1996.

(1998. 1. 23受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON ANCHORAGE METHOD OF FOOTING FOR POWER TRANSMISSION TOWER USING EMBEDDED STEEL ANCHOR

Yukio YOSHII, Shigeru TANABE, Manabu MATSUSHIMA and Tetsuya MISHIMA

The design method of pull-out shear capacity of footing supported by four piles is shown in Standard Specification for Concrete of JSCE. However, since the specimen used for verification is generally limited to small models, the size effect on pull-out shear has not been evaluated quantitatively enough. Furthermore, the contribution of shear reinforcing bars(stirrups) to shear capacity is not also clarified enough. Therefore, in this study, pull-out tests using full scale specimens are newly carried out in addition to our previous experiments. Through these test results, we evaluate the design method of pull-out shear capacity taking account of size effect and contribution of stirrups. In addition, based on the behavior of embedded steel member as anchorage obtained from detailed measurements, we try to rationalize the design method of the steel anchor.