

深礎基礎に埋め込まれたアンカーの 定着耐力に関する研究

齊藤 修一¹・石垣 洋²・松島 学³・関 博⁴

¹正会員 工修 東電設計株式会社 送変電土木部課長代理 (〒110-0015 台東区東上野 3-3-3)

²早稲田大学大学院理工学研究科 修士課程建設工学専攻 (〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1)

³正会員 工博 香川大学教授 安全システム建設工学科 (〒761-0396 高松市村町 2217-20)

⁴正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1)

山岳地の送電用鉄塔は、深礎基礎を多く適用している。従来、送電用鉄塔の脚材定着は、支圧板と呼ばれるリング状プレートを取り付ける方法を用いていた。脚材定着法の統一化を考え、本研究ではアンカーを取り付けた定着法の適用性について検討した。模型実験を行い、破壊モードは割裂破壊であることを確認し、既往の支圧板定着での耐力算定式の適合性を検討した。その結果、アンカーからコンクリートに伝達される力の方向が形状によって異なり、この方向が耐力に影響を及ぼしていると考えて結論づけ、支点反力モデルを提案した。本モデルを導入した耐力算定式により求めた計算値は、実験値との良い整合を見せた。さらに、数値解析を行って本モデルを検証し、妥当性を明らかにした。

Key Words: caisson type foundation, anchor, splitting failure, wind force, experiment, numerical analysis

1. はじめに

山岳地の送電用鉄塔は、主に図-1 に示すような深礎基礎が多く適用される。深礎基礎への鉄塔脚材の定着は図-2 に示すように支圧板と呼ぶリング状プレートを取り付ける方法を適用している¹⁾。一方、脚材を杭基礎等のフーチングに定着する場合は図-3 に示すように脚材の先端に十字型に配したアンカーを取り付ける方法を適用している²⁾。しかしながら、十分な現場調査が困難な場合、基礎型を施工時に変更できることが望まれている。このような場合、脚材定着の方法が統一されることが望ましい。

異形鉄筋の付着は、ふしからの支圧反力による円周方向の引張力により割裂ひび割れが発生するメカニズムであることが明らかであり、Tepfers らにより理論的な解が提案されている³⁾。筆者らは、今までも深礎基礎の支圧板定着方式の実験を行い、Tepfers らが提案した上述の付着強度のメカニズムの理論を参考に、内圧を受けるコンクリート部材として割裂破壊をモデル化し、設計手法を開発している⁴⁾。さらに、深礎基礎にアンカー材

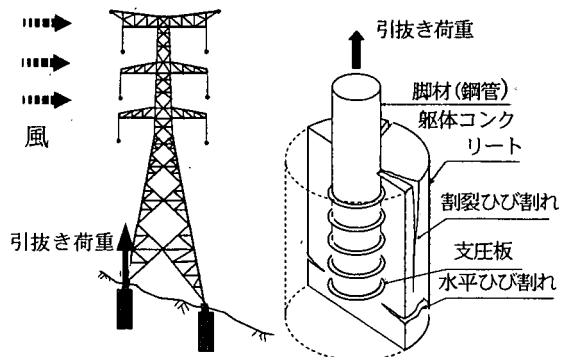


図-1 構造物と基礎形状

図-2 支圧板方式による定着

を取り付けた定着方式の実験も行い、割裂破壊をすることも示している⁴⁾。上記の観点から脚材定着法の統一化を考え、深礎基礎へのアンカー材による定着手法の適用性について検討を行った。

本研究は、深礎基礎の躯体径および脚材の埋込み深さを因子として模型実験を行い、定着耐力に与える影響について検討を行い、耐力算定式を提案した。さらに、破

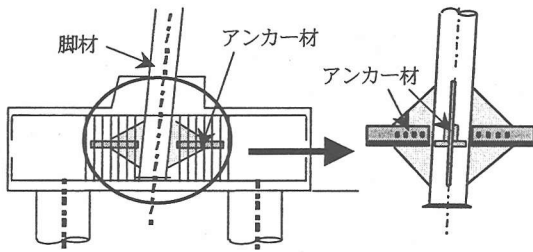


図-3 アンカーによるフーチングへの定着

表-1 モルタルの配合

試験体	水セメント比 (%)	S/C	単位量(kg/m ³)		
			水 W	セメント C	細骨材 S
A,B,F	75	4.8	270	360	1720
C,D,E,G,H,I,J	75	4.6	270	360	1656

スランプリフロー: 200±10mm

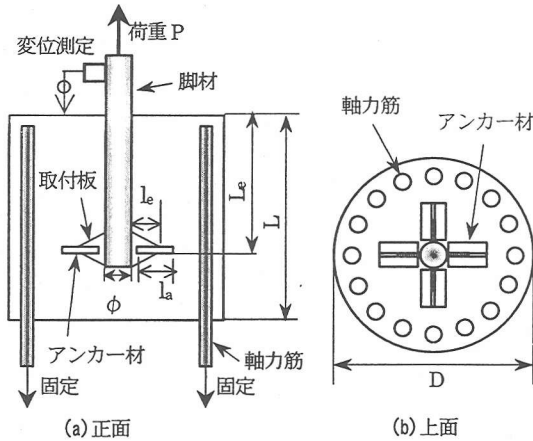


図-4 試験体の概要

壊モードを明らかにするために、破壊力学に基づいた数値解析も実施し、算定式のメカニズムを裏付けた。

2. 模型実験

(1) 使用材料と配合

試験体は配筋の寸法を考慮し、モルタルを用いて作成した。目標強度を 20N/mm² とし、各試験体で強度がほぼ同一となるよう早強ポルトランドセメントを用い、載荷時材齢を 1ヶ月以上とした。モルタルの配合を表-1 に示す。

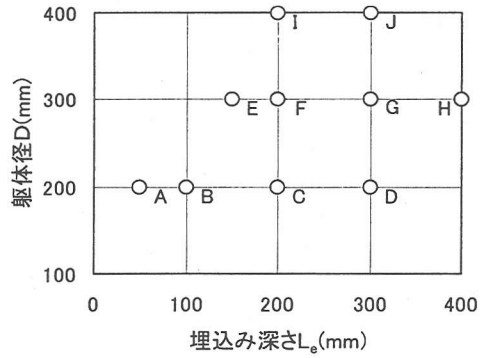


図-5 試験体因子一覧

表-2 試験体一覧

試験体	躯体		脚材				
	躯体径 D	躯体長 L	鋼管		取付板		アンカー長さ la
			埋込深さ Le	径 φ	長さ lp	厚さ tp	
A	200	200	50	36	36	9	51
B	200	250	100	36	36	9	51
C	200	350	200	36	36	9	51
D	200	450	300	36	36	9	51
E	300	300	150	42	42	9	57
F	300	350	200	36	36	9	51
G	300	450	300	42	42	9	57
H	300	550	400	42	42	9	57
I	400	350	200	42	42	9	57
J	400	450	300	42	42	9	57

(単位:mm)

(2) 試験体及び試験方法

試験体は割裂破壊で終局耐力が決定されるように設計した。試験体の概要を図-4 に示す。図のように、深礎基礎を模擬した円筒形モルタル中にアンカーを取り付けた脚材を埋め込み、軸力筋として躯体円周上に D13 鉄筋を 16 本等間隔に配置した。脚材およびアンカー部の鋼材は WELTEN780,590、軸力筋は SD345 を用いた。すべての軸力筋の先端を試験装置下部に固定し、脚材を上部に引き抜くように載荷した。軸力筋の部分で付着破壊が生じないように、各軸力筋毎にらせん筋で補強した。試験体の因子は躯体径 D およびアンカーの埋込み深さ Le であり、図-4 に示した。本因子により設定した各試験体を図-5 に示す。図に示すように、D は 200~400mm、Le は 50~400mm に変化させた。試験体の因子の詳細寸法を表-2 に示す。取付板の長さ lp は、脚材径と同一である。試験体の載荷状況を写真-1 に示す。試験体は全 10 体である。

表-3 実験結果

試験体	実験因子		実験結果				
	躯体径 D (mm)	埋込み深さ L _e (mm)	圧縮強度 f _c (N/mm ²)	引張強度 f _t (N/mm ²)	水平ひび割れ発生荷重P _{cr} (kN)	割裂ひびわれ 本数	終局耐力 P _u (kN)
A	200	50	19.7	1.96	---	4	37.5
B	200	100	20.1	1.99	---	4	78.4
C	200	200	16.1	1.72	130	3	186
D	200	300	17.3	1.80	140	2	240
E	300	150	21.8	2.10	125	4	123
F	300	200	20.3	2.00	179	3	179
G	300	300	19.8	1.97	130	3	348
H	300	400	20.7	2.03	---	4	390
I	400	200	21.0	2.05	---	3	193
J	400	300	21.4	2.08	190	4	285

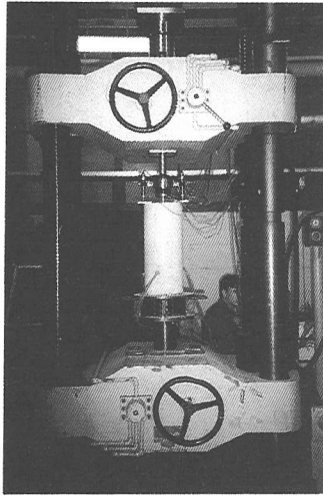


写真-1 載荷状況

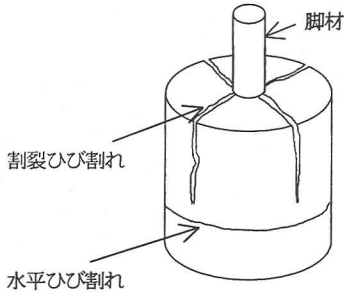


図-6 割裂破壊のひび割れ性状

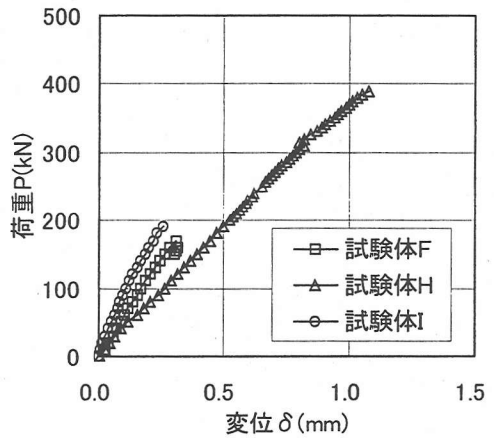


図-7 荷重Pと相対変位量δの関係

3. 実験結果

実験結果を表-3に示す。本実験で得られた破壊モードはすべて割裂破壊であった。この破壊モードの模式図を図-6に示す。図に示すように、初めアンカー底部付近から水平に引張ひび割れが発生し、その後脚材中央から放射状に割裂ひび割れが発生し、破壊に至った。水平ひび割れはすべての試験体で発生したのではなく、比較的埋込み深さが大きいもので生じる傾向があった。割裂ひび割れの本数は2~4本で、4本が最も多かった。

試験体F, H, Iの荷重-相対変位関係を図-7に例として示す。相対変位は、図-4に示したように脚材頂部と躯体上面間の相対変位である。図から、3体とも最大荷重まではほぼ弾性的な挙動を示し、脆性的な破壊に至ったことがわかる。他の試験体も同様の挙動を示した。

水平ひび割れ発生荷重P_{cr}を躯体断面積Aで除した引張強度f_{cr}(=P_{cr}/A)と躯体径Dの関係を図-8に示す。一般に、引張強度は試験体寸法の1/4~1/2乗に反比例して低下するといわれている⁵⁾⁶⁾。本試験体でも同様の傾向を示した。

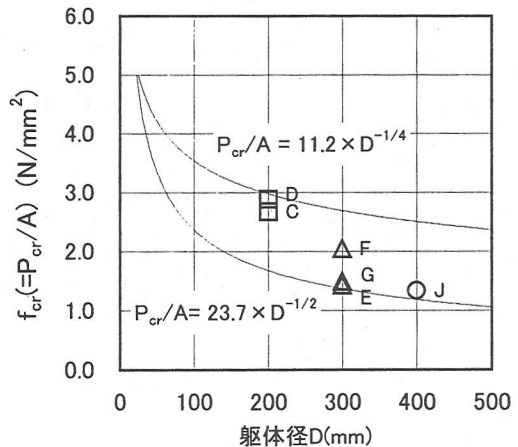


図-8 躯体径Dと引張強度f_{cr}の関係

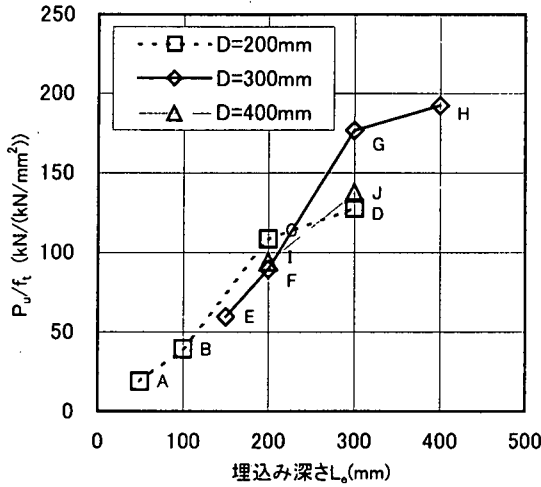


図-9 P_u/f_t と埋込み深さ L_e の関係

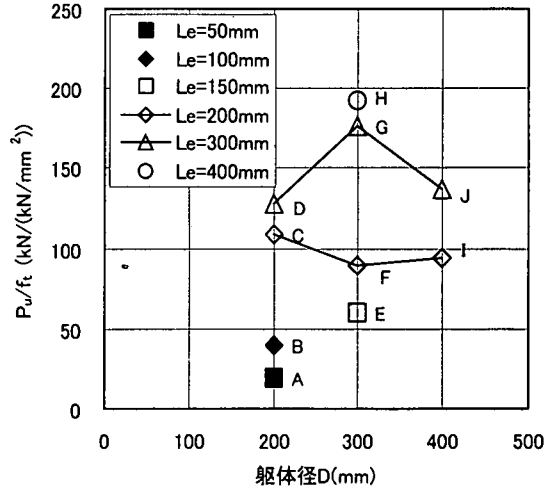


図-10 P_u/f_t と躯体径 D の関係

破壊時の終局耐力は割裂ひび割れに支配されることから、モルタルの引張強度が重要である。そこで、終局耐力 P_u を引張強度 f_t で除した P_u/f_t と本実験因子である埋込み深さ L_e と躯体径 D との関係を図-9 および図-10に示す。図-9 から、 L_e が増加すると割裂耐力も増加している。図-10 から、躯体径が大きくなると割裂耐力が増加するものもあるが、耐力の増加が見られないものもある。

4. 割裂耐力の算定式

(1) 割裂耐力と既往の割裂耐力算定式

既往の支圧板定着方式の研究¹⁾における割裂耐力算定式モデルの考え方を図-11(a)に示す。脚材に付けられた各支圧板から均等に応力を伝達し、その水平分力により円周方向に引張力が発生し、割裂破壊することが明らかとなっている。各支圧板からコンクリートに伝達される応力方向を 45° とし、図に見られるように斜線部のコンクリートが内圧に抵抗するとして、式(1)の割裂耐力 P_c の算定式が提案されている。

$$P_c = \frac{2\pi \cdot L_1 \cdot (D/2 - a) \cdot f_t}{\tan \theta} \quad (1)$$

ここで、 L_1 : 定着長さ(cm)

D : 躯体径(cm)

θ : 支圧力の方向($=45^\circ$)

f_t : コンクリートの引張強度(kgf/cm²)

a : ひび割れが進展し、内圧を伝達するだけの部分 ($=0.289D$) (cm)

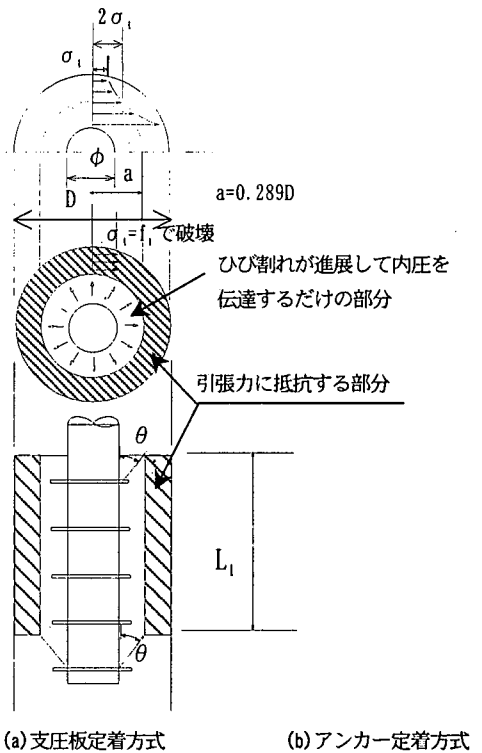


図-11 算定式の考え方

本研究におけるアンカー定着方式では、アンカーの支圧力によって荷重が伝達されると考え、支圧板方式の破壊メカニズムに準拠し、図-11(b)のようにアンカーから荷重が伝達される耐力モデルを仮定した。式(1)における L_1 をアンカーの埋込み深さ L_e とし、得られた耐力算定値 P_c と実験による耐力値 P_u の比 P_u/P_c と因子 L_e, D の関

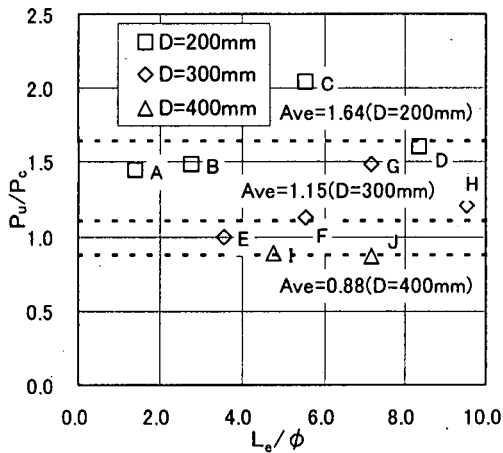


図-12 P_u/P_c と L_e/ϕ の関係

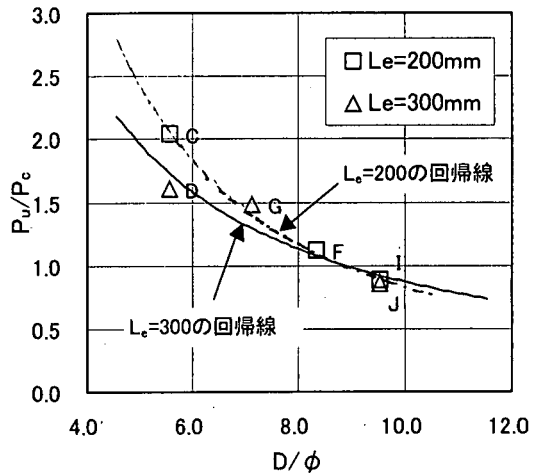


図-13 P_u/P_c と D/ϕ の関係

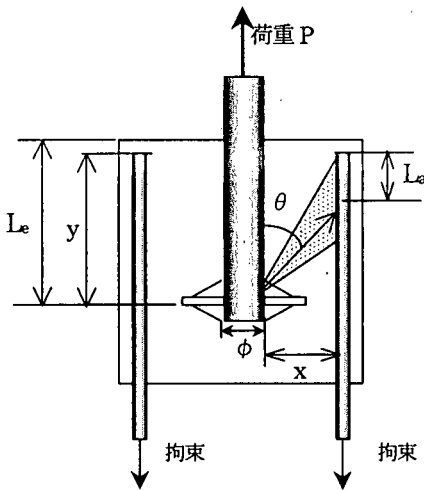


図-14 力の伝達モデル

係を図-12 および図-13 に示す。図-12 から、同一躯体径での P_u/P_c と L_e/ϕ の関係はほぼ一定値となっている。一方、図-13 に見られるように、 P_u/P_c と D/ϕ の関係は、べき乗的に低下している。この点において本アンカー一定着方式は、既往の支圧板定着とは異なり、躯体径が耐荷力に大きく影響することがわかる。

(2) アンカー一定着における提案モデル

一般に、ディーブームなどのせん断スパン比が小さな構造物は、荷重作用点からの力の流れが支点に向かう。本構造では明確な支点が存在しないが、アンカーからの反力はあるゾーンで軸力筋に伝達すると考え、支点的な状態になると想定される。反力の伝達域の中心点を支点と考え、その位置を鉄筋の上端から L_a の距離としてモデル化した。力の伝達モデルを図-14 に示す。 L_a の大

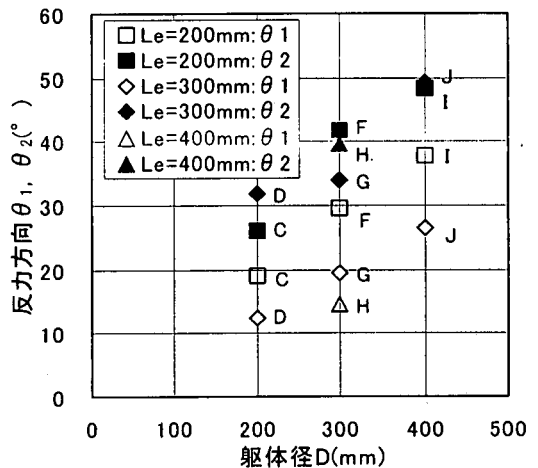


図-15 躯体径 D と反力方向 θ_1, θ_2 の関係

きさは不明なため $L_a=0$ と考え、式(2)に示すように各試験体の形状から軸力筋先端へ向かう角度 θ_1 を求めた。式(1)を式(3)に変形し、実験での終局耐力値 P_u を用いて耐力算定式から推定した角度 θ_2 を求めた。躯体径 D と θ_1, θ_2 の関係を図-15 に示す。

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{x}{y}\right) \quad (2)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{2\pi \cdot L_1 \cdot (D/2 - x) \cdot f_t}{P_u}\right) \quad (3)$$

図-15 から、躯体径が大きくなると θ_1, θ_2 のどちらも大きくなる。従って、躯体径が大きくなると反力の角度が水平に近くなるので、耐力が上昇しない原因と考えられる。 $L_a=0$ では θ_2 よりも θ_1 が小さいことから、実際の

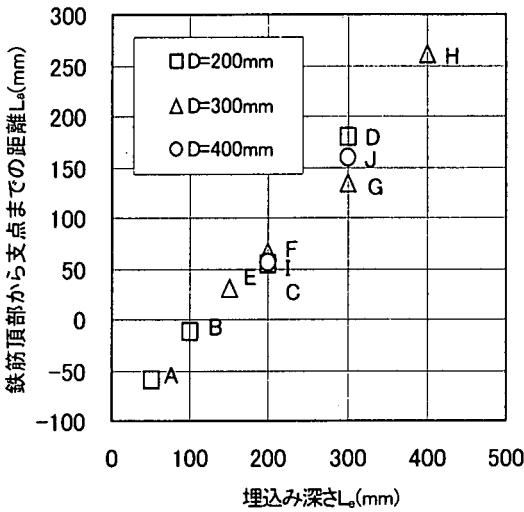


図-16 L_a と埋込み深さ L_e の関係

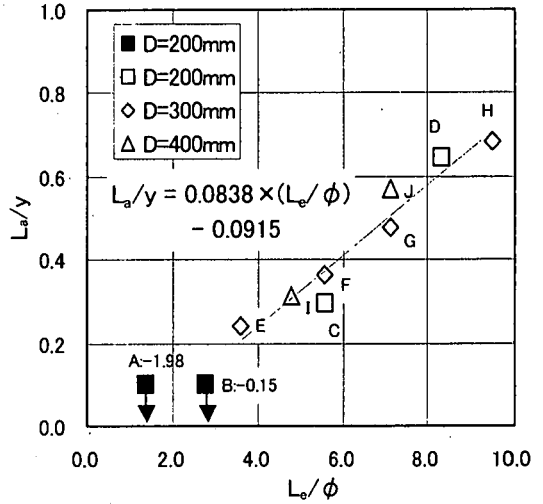


図-17 L_a/y と L_e/ϕ の関係

反力は鉄筋の頂部ではなく頂部から下方方向に長さ L_a だけ離れた位置に向かっていることがわかる。従って、図-14から L_a は、式(4)で計算できる。

$$L_a = y - \frac{x}{\tan \theta} \quad (4)$$

θ_2 から求めた長さ L_a と埋込み深さ L_e との関係を図-16に示す。図に見られるように埋込み深さ L_e が大きくなるにつれて L_a が大きくなっている。 L_e が100mm以下の場合 L_a は負となり、反力方向は躯体コンクリートの上面を越えるようになり、本理論から逸脱するため除外した。図中の $L_e=200\text{mm}$ および 300mm の試験体は、躯体径が異なるにも関わらず L_a はそれぞれほぼ一定の値となっており、 L_a は L_e に依存することがわかる。 L_a と埋め込みまでの鉄筋長さ y の比 L_a/y と無次元化した埋込長さ L_e/ϕ の関係を図-17に示す。図に見られるように y で L_a を無次元化しても、埋込み深さによって L_a/y が線形に増加している。 L_e/ϕ が無限に浅ければ、破壊モードは割裂破壊でなく引抜きせん断破壊となり、無限に深ければアンカーから水平に分断される引張破壊になると考えられる。従って、割裂破壊になる L_e/ϕ は上限値と下限値が存在すると考えられるが、本試験範囲内で上限値は確認できなかった。下限値は $L_a/y=0$ として設定することとした。 L_e/ϕ により L_a/y が異なるために、両者の関係を求めると式(5)が得られる。

$$L_a/y = 0.0838 \times (L_e/\phi) - 0.0915 \quad (5)$$

式(5)から L_a を求め、式(4)を用いると反力の角度 θ は式(6)から求めることができる。

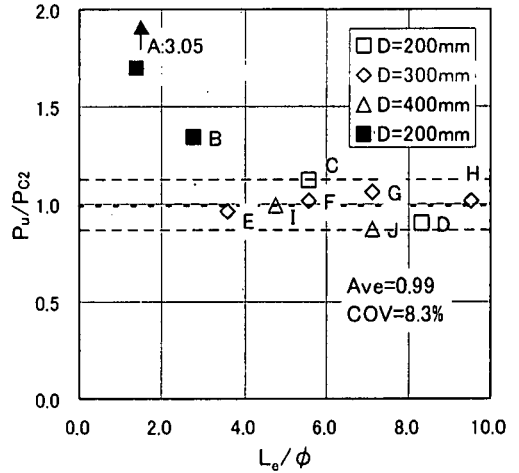


図-18 P_u/P_{c2} と L_e/ϕ の関係

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{x}{y - L_a} \right) \quad (6)$$

上記の手順で得られた θ を式(1)に代入することによって、新たに耐力計算値 P_{c2} を求めることができる。その値 P_{c2} と実験値 P_u の比 P_u/P_{c2} と $L_e/\phi, D/\phi$ の関係を図-18および図-19に示す。図-18および図-19には適用範囲外のデータも黒印で併記した。適用範囲のデータの平均値0.99、変動係数8.3%であり、比較的良好な精度で耐力を推定することができる。

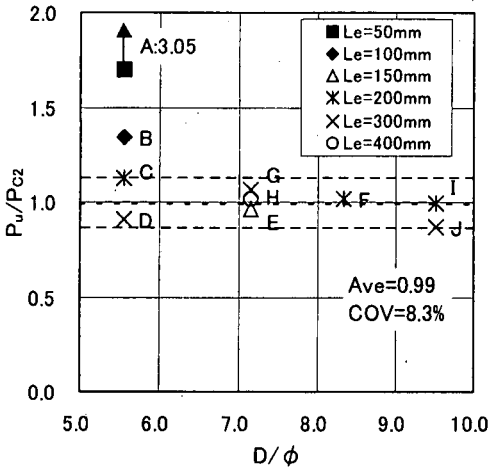


図-19 P_u/P_{c2} と D/ϕ の関係

5. 数値解析

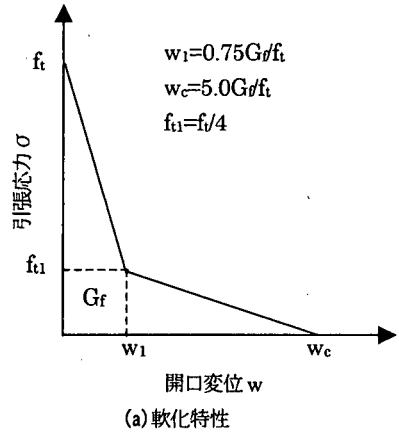
(1) 解析手法

図-14 の力の伝達モデルを設定することにより、割裂耐力が精度良く算定できることが判明した。本モデルではアンカーからの反力が、 θ 方向に向かって支点まで伝達されると仮定した。そこで破壊力学に基づき、モルタルのひび割れ幅と引張応力の関係を割裂ひび割れに用いた数値解析を実施し、仮定した支圧反力の方向の妥当性を検証することとした。

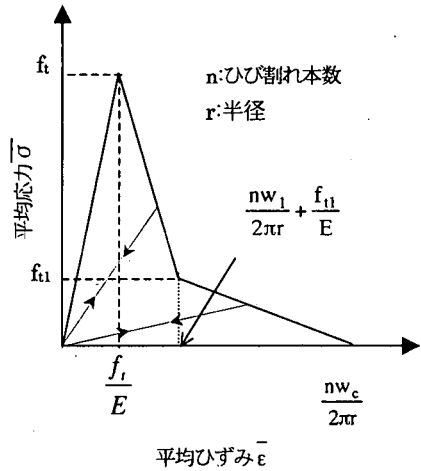
本実験結果より躯体の軸方向に数本の割裂ひび割れが発生し、アンカー定着耐力を決定している。このひび割れはほぼ均等に発生するため、既往の支圧板定着手法による解析と同様に、躯体周方向に割裂ひび割れを考慮して平均化した応力-ひずみ関係の構成則を導入することで、3次元現象を軸対称解析モデルを用いて擬似的に表現することが可能と考えた。

コンクリートはひび割れ発生後に急激に応力を解放するのではなく、ひび割れ開口とともに徐々に解放することが知られている⁹⁾。本研究では、ひび割れ幅と引張応力の関係に図-20(a)に示すような2直線モデル⁹⁾で表されるひずみ軟化モデルを面内・面外のひび割れに適用し、躯体モルタルの引張軟化特性を表現することとした。

本解析では分布ひび割れモデルを用いた。ひずみ軟化モデルとして図-20(a)の軟化特性を仮定すると、平均応力-平均ひずみの関係は、図-20(b)に示す3直線でモデル化される⁹⁾。図中の式より周方向の平均応力と平均ひずみの関係は、半径 r に応じて与えられる。本解析では、躯体を半径方向に幅がほぼ等間隔となるような複数のゾーンに分割し、各ゾーン毎の重心の値を代表半径として用いた⁹⁾。実験では円周方向で4本の割裂ひび割れ発生



(a) 軟化特性



(b) 平均応力-平均ひずみ関係

図-20 構成則のモデル化

が最も多かったことから、 $n=4$ とした。また、除荷時には、図-20(b)に示すように原点に向かう剛性を与えた。

(2) せん断ひび割れに対する構成式

面内のせん断ひび割れと直交する方向の構成式で、ひずみは図-20(a)に示した引張応力-ひび割れ幅関係から要素幅を介して得られる。模型実験結果の破壊形態⁹⁾から、面外方向の割裂ひび割れが終局耐力を支配していると考えられる。従って、せん断ひび割れの構成式では、ひび割れ幅を全モルタル要素の平均要素幅で除してひずみを求め、応力-ひずみ関係に適用した。

(3) 解析モデル

埋込み深さおよび躯体径を本研究範囲内で幅広く網羅できるため、試験体 F, H, I の3体の解析を行った。解析の一覧表を表-4に示す。

表-4 解析ケース一覧

試験体	解析ケース	躯体径	埋込み深さ
F	Case1	300	200
H	Case2	300	400
I	Case3	400	200

(単位:mm)

表-5 モルタルの物性値

解析ケース	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破壊エネルギー (N/mm)
Case1	17.3	20.3	2.00	0.10
Case2	17.6	20.7	2.03	0.10
Case3	17.9	21.0	2.05	0.10

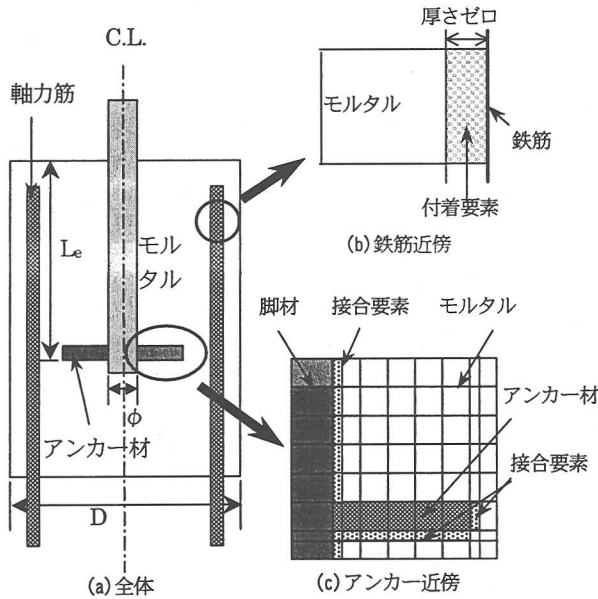


図-21 数値解析モデル

全体の解析モデルを図-21(a)に示す。実験で脚材およびアンカー部は降伏していないことから、弾性体とした。弾性係数とポアソン比は $E=200\text{kN/mm}^2$, $\nu=0.3$ とした。アンカーの形状は軸対称解析のため円形と仮定されることから、実構造のアンカーと等価な曲げ剛性を持つように弾性係数を調整した。アンカーの弾性係数は試験体 F で $E=540\text{kN/mm}^2$, 試験体 H, I で 750kN/mm^2 とした。

軸方向鉄筋はトラス要素を用いてモデル化し、 $E=183\text{kN/mm}^2$, $\nu=0.3$ とした。

図-21(b)のように軸力筋と躯体モルタルの界面は滑りを表現するため付着要素を配した。この要素ではせん断方向のひび割れによる非線形性のみ考慮した。図-21(c)のように脚材およびアンカーとモルタルの界面には、力の伝達と変形による拘束がないように $E=100$

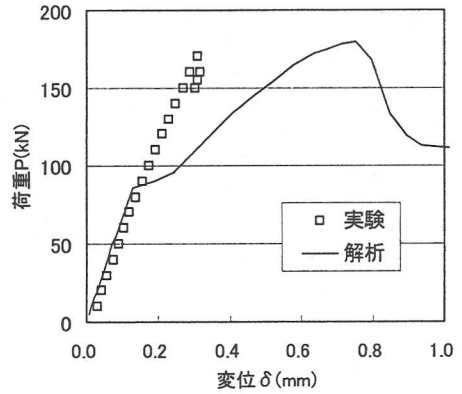


図-22(a) Case1 の荷重 P と変位 δ の関係

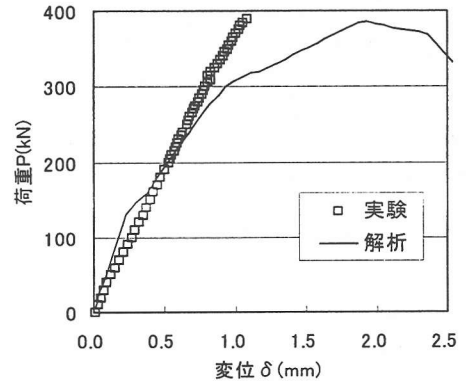


図-22(b) Case2 の荷重 P と変位 δ の関係

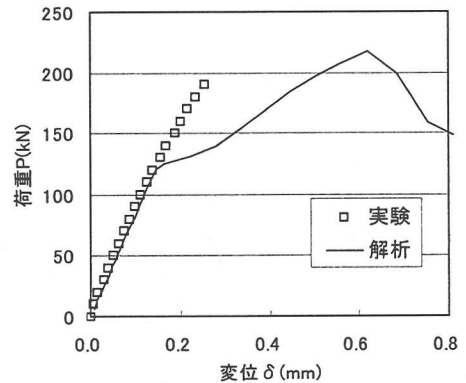


図-22(c) Case3 の荷重 P と変位 δ の関係

N/mm^2 , $\nu=0.1$, せん断剛性 $G=5\text{ N/mm}^2$ の接合要素を設定した。

躯体モルタルは Drucker-Prager の弾塑性モデルを適用し、材料定数は各試験体の管理供試体の実験結果を参考に定めた。モルタルの材料定数を表-5 に示す。

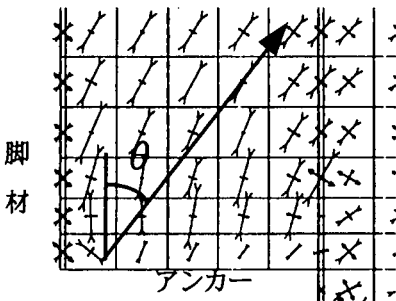


図-23(a) Case1の応力分布

($L_e=200\text{mm}$, $D=300\text{mm}$, $\theta=38^\circ$)

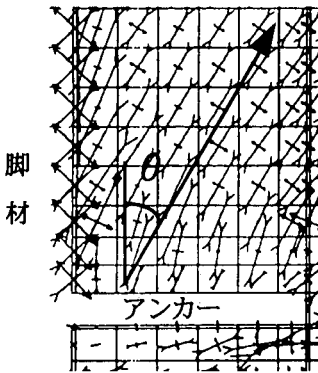


図-23(b) Case2の応力分布

($L_e=400\text{mm}$, $D=300\text{mm}$, $\theta=30^\circ$)

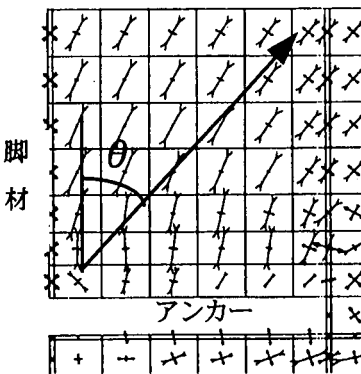


図-23(c) Case3の応力分布

($L_e=200\text{mm}$, $D=400\text{mm}$, $\theta=42^\circ$)

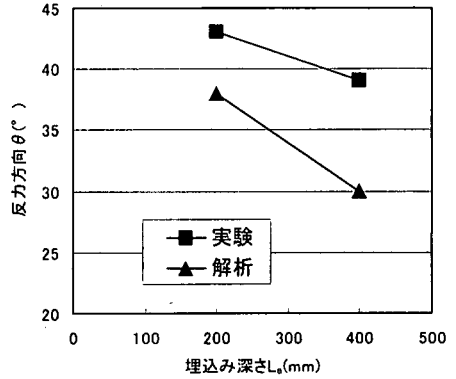


図-24 支反力方向 θ と埋込み深さ L_e の関係

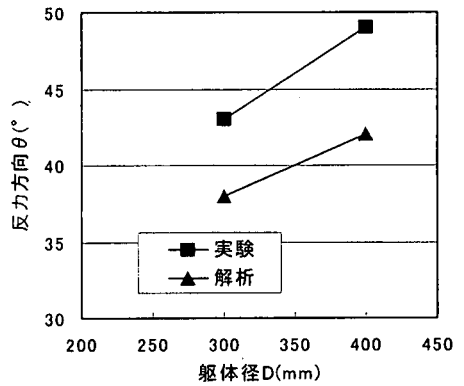


図-25 支反力方向 θ と躯体径 D の関係

この原因は実験での変位計測が、躯体上部の脚材と躯体の相対変位を計測しており、途中で躯体に生じた引張りひび割れやせん断ひび割れ等の内部ひび割れが計測されていないため、計測された変位が小さくなったと考えられる。解析では脚材の抜け出し量の絶対値を求めており、躯体内部のせん断ひび割れによる非線形挙動が計算に含まれるため、途中から両方の結果の整合性が得られなくなったものと判断される。

b) アンカーからの反力方向

数値解析結果は、実験での耐力を良くシミュレートしていることから、その内部応力も実験結果を説明している結果が得られていると判断した。本解析モデルでのアンカーからの支圧力方向の妥当性を照査するために、数値解析結果の最大荷重時の主応力分布との比較を行った。アンカー周辺での解析で得られた内部応力分布を図-23(a)~(c)に示す。図中には、恣意的ではあるがアンカーからの反力方向も、主応力方向を基に判断して表示した。

(4) 解析結果

a) 荷重変位

解析と実験の荷重変位関係の比較を図-22(a)~(c)に示す。解析による終局耐力は、実験による終局耐力と良く一致した。しかし、解析では途中で変位の増加が見られるが、実験では認められない。

各図から得られた反力角度と、実験から逆算により求められた反力角度を比較し、埋込み長および躯体径との関係を図-24, 25に示す。図に見られるように、埋込み長が大きくなると反力方向角は小さくなり、躯体径が大きくなると反力方向角は大きくなっている。両図ともに角度の絶対値には違いが見られるものの、本耐力モデルと整合を見せた。このように、本提案モデルで仮定したアンカーからの反力角度の大きさにより割裂耐力が左右されることが裏付けられ、本提案耐力モデルの妥当性が確認できた。

6. 結論

本研究では、深礎基礎のアンカー定着の耐荷力に関する実験を行い、耐力算定式を提案した。さらに、破壊モードを明らかにするために、破壊力学に基づいた数値解析も実施し、算定式のメカニズムを明らかにした。本文の範囲では以下の事項が明らかになった。

- (1) 模型実験結果から、アンカーの埋込み深さが大きくなるにつれて定着耐力は大きくなる。躯体径が大きくなっても耐荷力は大きくなる。
- (2) アンカーより生じる反力は、鉄筋の定着部に向かい、その方向は埋込み深さと躯体径の関数で表される(式(5), (6)参照)。
- (3) 躯体径と埋込み深さを因子とした、深礎基礎のアンカー定着の脚材定着耐力算定式を提案した。提案した算

定式の精度は、平均値0.99、変動係数8.3%であり、比較的良い精度で耐力を推定できる(図-16, 図-17参照)。

参考文献

- 1) 吉井幸雄, 飯島政義, 齊藤修一, 松島学: 送電用鉄塔基礎の支圧板方式による脚材定着手法に関する実験的研究, 土木学会論文集, V-41, pp.129-140, 1998.11.
- 2) 吉井幸雄, 田邊成, 松島学, 三島徹也: 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, 土木学会論文集, V-41, pp.111-128, 1998.11.
- 3) Tepfers, R.: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforced bars, *Magazine of concrete research*, vol31, No.106, pp.3-12, March 1979.
- 4) 齊藤修一, 石垣洋, 関博, 松島学: 深礎基礎に埋め込まれたアンカーの定着耐力に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol20, No.3, pp.187-192, 1998.
- 5) 塩屋俊幸: 大型鉄筋コンクリート部材のせん断特性に関する研究, 清水建設研究報告別冊, 第25号, 1987.2.
- 6) (社)日本コンクリート工学協会: コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム, 1990.3.
- 7) 吉井幸雄, 飯島政義, 齊藤修一, 松島学: 送電用鉄塔基礎の支圧板方式による脚材定着手法に関する解析的研究, 土木学会論文集, V-41, pp.141-149, 1998.11.
- 8) 石垣洋, 齊藤修一, 松島学, 関博: 深礎基礎に埋め込まれたアンカーに関する数値解析, コンクリート工学年次論文報告集, vol.21, No.3, pp.50-60, 1999.7.

(1999. 4. 2 受付)

ULTIMATE SPLITTING STRENGTH OF ANCHOR-TYPE ROD EMBEDDED IN CONCRETE FOUNDATION

Shuichi SAITO, Hiroshi ISHIGAKI, Manabu MATSUSHIMA
and Hiroshi SEKI

A caisson type concrete foundation is generally used for the power transmission towers in the mountains areas. Legs of the steel tower, attached with either rib-type plates or anchor-type plates, are embedded in concrete so as to resist tension force.

This paper discussed the elasto-plastic behavior and the ultimate strength of the rods attached with anchor-type plates, based on the experimental and analytical approach. Experimental results of the model specimens suggested that the failure mode was the splitting type. The ultimate strength is depending on the direction of force from the anchor plates to concrete. New model, as called "Force Transmission Model", was proposed so as to estimate the ultimate strength of the rods attached with anchor-type plates. Furthermore, the finite element analysis based on the fracture mechanics was carried out to verify the new model.