

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

吉井幸雄¹・飯島政義²・齋藤修一³・松島 学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 工修 東京電力株式会社 送変電建設本部 主任

³正会員 東電設計株式会社 第二土木本部 送変電土木部 課長代理 (〒110-0015 台東区東上野 3-3-3)

⁴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

山岳地の送電用鉄塔基礎には深礎基礎が多く用いられている。送電用鉄塔基礎は一般の土木構造物と異なり引抜き荷重が作用する特徴を有している。鉄塔脚の深礎基礎への定着手法は、支圧板と呼ぶリング状プレートを取り付けた鉄塔脚材を埋め込むもので、既往の引抜き模型実験の結果、脚材を中心とした放射状の割裂破壊を起こすことがわかってきている。本研究は、破壊力学に基づきコンクリートの引張軟化特性を用いてひび割れの進展を考慮することにより、軸対称擬似3次元解析を用いて模型実験結果のシミュレーションを行い、実験的検討から求めた脚材定着耐力算定式との比較より、提案した数値解析手法の妥当性を評価したものである。

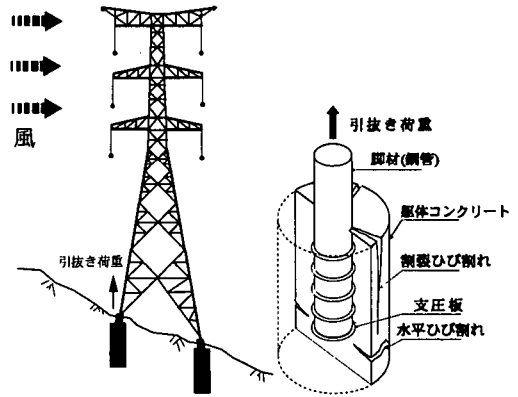
Key Words : anchor, splitting failure, numerical method, fracture mechanics, symmetric computation

1. はじめに

送電用鉄塔の深礎基礎への定着部を脚材と称し、その定着手法は、支圧板と呼ぶリング状プレートを取り付けた脚材を埋め込むものである。円柱形の深礎基礎は、軸方向に軸力筋を配置しており、円周方向には軸力筋を取り囲むように帯鉄筋を配置しているが、その鉄筋量は少ない。そのため、脚材に引抜き荷重が作用した場合、破壊形態は図-1 に示す割裂破壊であることが既往の研究から明らかにされている^{1), 2), 3), 4)}。

今までに、筆者らはこのような定着機構は躯体コンクリートを無筋コンクリートとして取り扱うことができ、破壊力学に基づくコンクリートの引張軟化特性を適用した数値解析が有効であることを示してきた^{5), 6)}。

数値解析を行うにあたり、軸対称解析を用いることとし、コンクリートのひびわれ幅と引張応力の関係を用いた構成則を周方向引張応力により発生する割裂ひびわれに適用した。本研究は、破壊力学に基づきコンクリートの引張軟化特性を導入した有限要素解析により、模型実験をシミュレーションし、脚材定着耐力算定式と数値解析の各結果との比較により提案する数値解析手法の妥当性を評価したものである。



(a) 送電用鉄塔と深礎基礎 (b) 支圧板方式と破壊形態

図-1 支圧板方式による深礎基礎への定着

2. 数値解析手法

(1) 解析手法

数値解析手法の開発にあたり、周方向に割裂ひび割れの発生を考慮した軸対称擬似3次元有限要素解析を用いることとした。これは、既往の模型実験^{1), 4)}からわかるよ

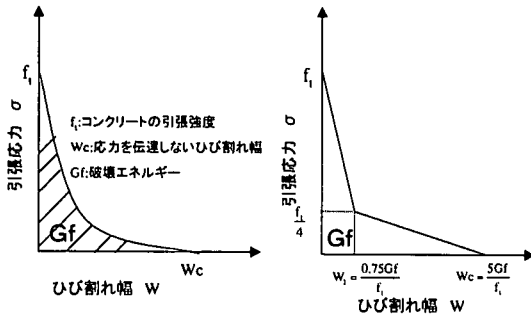


図-2 コンクリートの引張領域の構成則

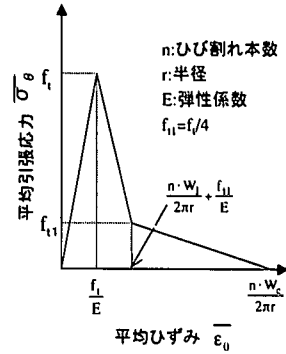


図-3 周方向の平均引張応力-ひずみ関係

うに、支圧板方式による脚材定着耐力の支配的要因は、図-1(b)に示すような割裂ひび割れの発生であり、割裂ひび割れは比較的均等に発生すること、脚材軸方向の支圧板に発生する応力分布の違いが耐力に影響する能性があることによる。これにより、軸対称解析で引抜き力による割裂ひび割れを考慮した3次元の挙動を擬似的に表現することが可能となる。

また、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、ひび割れの開口とともに徐々に応力を解放することが知られている。そこで本研究では、ひび割れ幅と引張応力の関係に、図-2に示すような2直線で表される1/4モデル⁷⁾を面内・面外のひび割れ適用し、コンクリートの引張軟化特性を表現することとした。

(2) 割裂ひびわれに対する構成式

脚材の引抜きにより、躯体コンクリートには周方向に引張応力が発生する。割裂ひび割れ発生前の引張領域の応力-ひずみ関係は弾性体とする。割裂ひび割れ発生後は周方向の応力が一様であると仮定すると、割裂ひび割れを含めた周方向の平均応力-ひずみ関係は次のように求めることができる。

割裂ひび割れ発生以降の座標 r の位置に応力 σ が作用している時の変形量 δ は、割裂ひび割れ部のひびわれ幅とひび割れないコンクリート躯体部の弾性変形量の和として式(1)で与えられる。

$$\delta = n \cdot w + \frac{\sigma}{E} 2\pi r \quad (1)$$

ここに、 n : ひびわれ本数

w : ひび割れ幅 (cm)

E : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²)

これより、平均ひずみ ϵ は式(2)で与えられる。

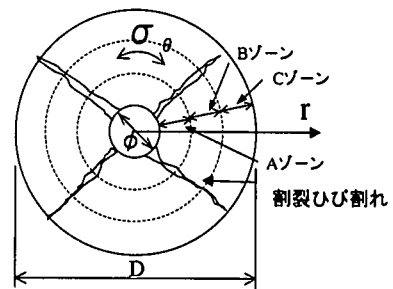


図-4 半径方向のゾーン分割

$$\epsilon = \frac{\delta}{2\pi r} = \frac{n \cdot w + \frac{\sigma}{E} 2\pi r}{2\pi r} \quad (2)$$

式(2)を σ について解くことによって、平均応力-ひずみ関係を求めることができる。

図-2より、応力-ひびわれ幅関係は2直線と与えられるので、それらの内の1本の直線を、

$$\sigma = a \cdot w + b \quad (a, b \text{ は材料定数}) \quad (3)$$

とおき、式(3)を式(2)に代入すると、

$$\epsilon = \frac{n(\sigma - b)}{2\pi ar} + \frac{\sigma}{E} \quad (4)$$

を得る。式(4)を σ に関して解くことによって、周方向の平均応力-ひずみ関係は、

$$\sigma = \frac{1}{n/(2\pi ar) + 1/E} \left(\epsilon + \frac{n \cdot b}{2\pi ar} \right) \quad (5)$$

となる。これより、割裂ひび割れ発生以降の周方向の平均応力-ひずみ関係も直線になることがわかる。

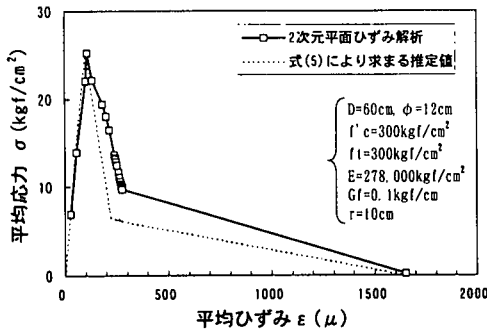


図-5 周方向の平均応力-ひずみの比較

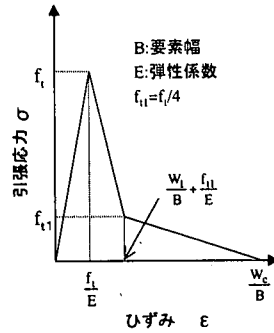


図-6 面内の引張応力-ひずみ関係

上記の手順を 1/4 モデルで表される引張軟化特性を構成する 2 直線それぞれに適用すると、図-3 に示すようにそれに対応する平均応力-ひずみ関係は、3 直線で示される。式(5)からわかるように、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。今回は、図-4 に示すように躯体コンクリートを半径方向に複数のゾーンに分割し、各ゾーン毎に代表半径を用いた。模型実験結果⁴⁾によると 4 本の割裂ひび割れ発生が最も多いことを考慮し、ひび割れ本数は $n=4$ とした。

上記の方法で求めた周方向の平均応力-ひずみ関係と 2 次元平面ひずみ解析結果⁴⁾ の関係を比較して図-5 に示す。図に見られるように、2 次元平面ひずみ解析から得られた平均応力-ひずみ関係は本構成式から得られる平均応力ひずみ関係よりも少し大きくなっている。この理由として、ひび割れ先端要素の外側のコンクリートは弾性状態にあり、ひび割れ要素の周方向変位を拘束する。着目する要素にひび割れが発生している場合、外側の要素はひび割れ発生が小さい状態あるいは弾性状態にあり、着目する要素の周方向変位を拘束すると考えられる。2 次元平面ひずみ解析は半径方向のひび割れ進展を考慮した解析であるので、着目するひび割れが発生した要素の外側のコンクリートは弾性状態あるいはひび割れの影響が小さい状態にあり、着目した要素の周方向変位を拘束する。そのため、2 次元平面ひずみ解析結果では引張軟化の程度が提案したモデルよりも小さくなっている。その点を考慮すれば、ここで示した周方向の構成式は妥当であると判断できる。

(3) せん断ひび割れに対する構成式

面内の引張応力-ひずみ関係は、ひびわれ発生前は弾性体とする。ひびわれが入った場合、ひびわれと直交する方向の構成式は、図-2 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。面内の引張応力-ひずみ関係を図-6 に示す。この場合、要素寸法が解析結果に影響を及ぼす恐れがあるが、模型実験結果の破壊形態²⁾ (図-1(b) 参照) から判断して終局耐力と密接に関連し

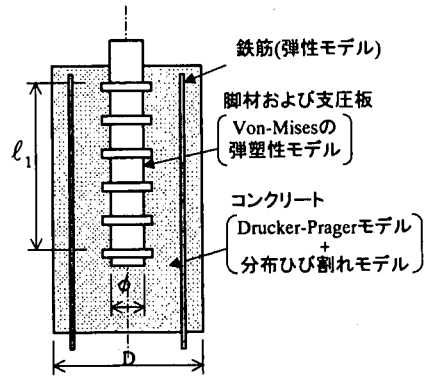


図-7 深礎基礎の形状と材料モデル

ているのは面外の割裂ひびわれであり、面内ひびわれのモデル化の影響は比較的少ないと考えられる。従って、ひび割れ幅をひずみに換算するための要素幅 B は、全要素の平均的な値を用いた。ひび割れ発生後のせん断剛性については、ひび割れ発生前の 1/10 に低下すると仮定した。除荷時の応力-ひずみ関係は、原点に向かうとした。

(4) 解析モデル

解析にあたり、脚材、支圧板、軸力筋、躯体コンクリート部を図-7 に示ような材料モデルを用いた。躯体コンクリート部、脚材部、支圧板部は 4 節点のアイソパラメトリック要素を用い、軸力筋はトラス要素を用いた。脚材および支圧板とコンクリートの界面および軸力筋とコンクリートの界面は相対すべりを考慮した。

要素分割を図-8 に示す。引抜き荷重は軸力筋の底部を鉛直方向に拘束し、脚材頂部に強制変位を与えることによって解析を行った。収束計算には、修正ニュートンラプソン法を用いた。

以降に各モデル化について言及する。

a) 脚材・支圧板部および軸力筋

脚材部と支圧板部は塑性変形を考慮できるよう、Von-Mises の降伏条件に基づいた弾塑性モデルを用いた。ただ

表-1 材料定数および半径方向のゾーン分割

ケース	f'_c (kgf/cm ²)	f_t (kgf/cm ²)	E (kgf/cm ²)	GF (kgf/cm)	ゾーン毎の代表半径 (cm)					
					A	B	C	D	E	F
case1	265	24.1	262,000	0.1	10	18	26	--	--	--
case2	290	25.5	274,000	0.1	10	18	26	--	--	--
case3	272	24.5	265,000	0.1	10	18	26	34	42	50
case4	300	26.1	278,000	0.1	50	90	130	--	--	--

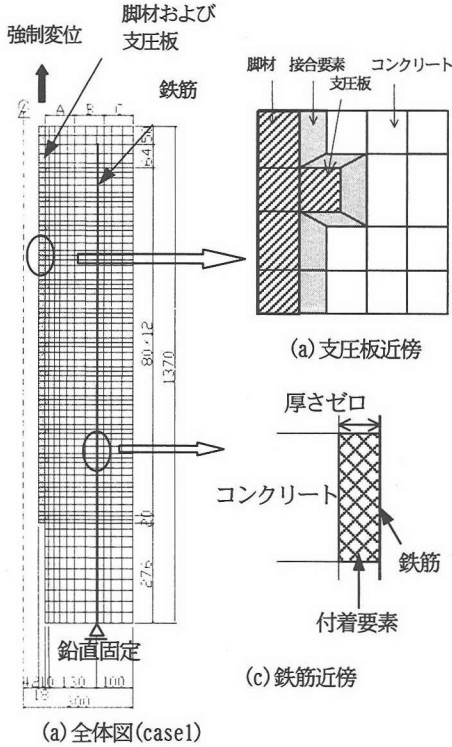


図-8 要素分割と境界条件

し、支圧板に関しては、解析の安定性を高めるため、曲げ剛性と降伏モーメントが同一になるように剛性と降伏強度を調整し、図-8に見られるように要素分割は支圧板の厚みを実際より大きく設定した。軸力筋は、模型実験において降伏していないことから弾性モデルを用いた。

b) 躯体コンクリート部

割裂ひびわれの発生による 3 次元的挙動を表現するために、躯体周方向の応力-ひずみ関係は周方向に平均化したものを用いる。

ひびわれ発生後の軟化特性は図-2 に示す 2 直線型でモデル化を行った。コンクリートの圧縮領域の構成則は、Drucker-Prager の弾塑性モデルを適用し、応力-ひずみの関係が土木学会のコンクリート標準示方書に示された関係と一致するように図-9 に示す多直線によるモデル⁹⁾を設定した。面内ひびわれは分布ひびわれモデルで表現するものとした。

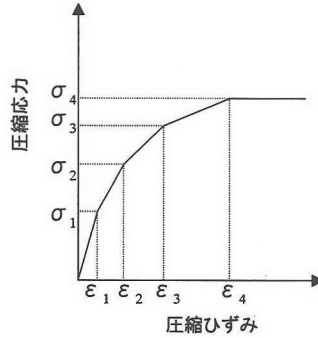


図-9 コンクリートの圧縮領域の構成則

表-2 解析結果

ケース	脚材径 φ (cm)	躯体径 D (cm)	脚材定着長 ℓ ₁ (cm)	終局耐力 (tf)		Pue/Pua
				解析値Pua	実験値Pue	
case1	12	60	96	166	160	0.96
case2	12	60	192	332	308	0.93
case3	12	110	72	153	220	1.44

c) 躯体コンクリート部と脚材および軸力筋の界面

躯体コンクリートと脚材の間は、模型実験で脚材にグリースを塗布して摩擦を除去しているの、図-8に見られるように、解析では相対すべりを表現するために、数値計算上ゼロに見なせる小さいせん断剛性(100kgf/cm²)を有する接合要素を用いた。コンクリートと軸力筋の間には、付着要素を用いた。

(4) 材料定数

コンクリートの材料定数を表-1 に示す。周方向構成式は前項で述べたように躯体コンクリートの各ゾーンの代表半径で与えられるものとし、各ゾーンの幅がほぼ等間隔になるように case1, 2, 4 では 3 分割、case3 では 6 分割とした。代表半径は各ゾーンの重心の値を用いた。

3. 解析結果および既往模型実験結果との比較

(1) 解析因子

既往の実験のうち解析を行ったものは、表-2 に示すように①脚材の定着長 ℓ₁ を因子としたもの、②躯体径 D を因子としたものである。前者は、定着長が長い場合、上部からの割裂ひび割れが徐々に進展し、終局耐力に至る進行性破壊を生じ、定着長が短い場合、急激な割裂ひ

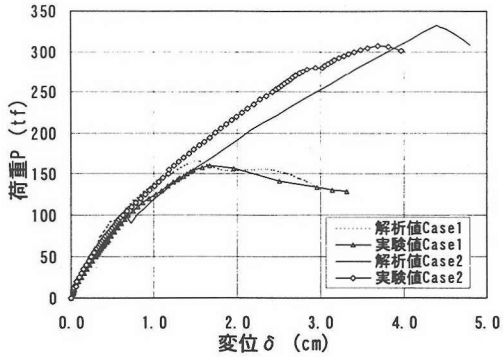


図-10 荷重-変位関係

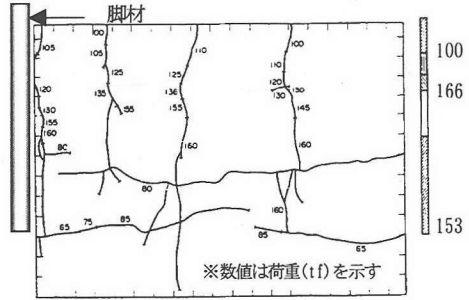


図-12 躯体側面の割裂ひび割れの進展の比較

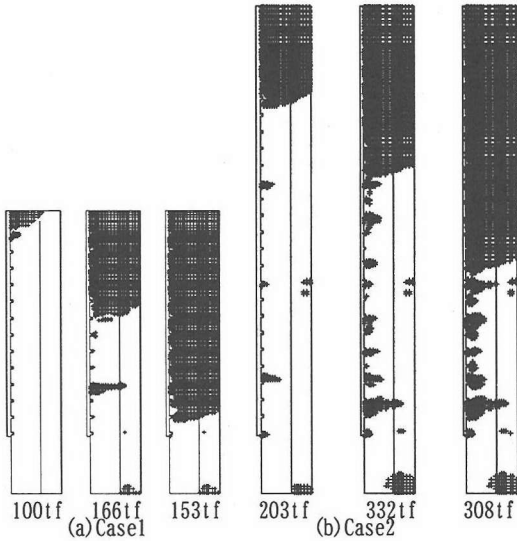


図-11 割裂ひび割れ

ひ割れの進展により終局に至る全般性破壊が既往の実験から見られ、本解析手法で同様の挙動を模擬できるかを検証するものである。後者は、躯体径が大きくなると終局耐力が躯体径の増大に対して線形で増加しない、いわゆる、寸法効果が生じることが既往の実験で明らかにされており⁷⁾、本解析手法で模擬できるかを検証するものである。材料定数は表-1に示すとおりである。

(2) 脚材定着長の因子

a) 荷重-変位関係

脚材定着長を因子とした解析ケースは、表-2に示した case1 と case2 である。図-10に両ケースの荷重-変位関係図を示す。いずれのケースも終局耐力を超えた解析が行われており、定着長が短い場合も長い場合も荷重-変位関係はほぼ一致していることがわかる。両者の終局耐力の実験値と解析値の比は 0.96 と 0.93 であり、おおむね一致した。

b) 割裂ひび割れ

図-11に case1 および case2 の解析における各荷重段階での割裂ひび割れの発生状況を示す。面外に生じる各要素の周方向応力が引張強度を超えると割裂ひび割れが発生したと判断した。図-11に見られるように割裂ひび割れは躯体コンクリート上部から躯体コンクリートの下部へと徐々に進展していることがわかる。case1 の定着長が短いケースでは終局耐力時に脚材の下端付近まで割裂ひび割れが進展しているのに対し、case2 の定着長が長いケースでは、割裂ひび割れは脚材の中央付近までしか進展していない。この傾向は、面内ひび割れの状況と一致している。

躯体コンクリート側面のひび割れ進展状況の比較を case1 を代表して図-12⁹⁾に示す。同荷重時にほぼ等しい割裂ひび割れの進展状況であることがわかる。

c) せん断ひび割れ

数値解析での面内ひび割れは、せん断ひび割れと引張ひび割れである。水平からの角度が 10 度程度を境にし、水平に生じているひび割れが引張ひび割れ、その他がせん断ひび割れと判断した。せん断ひび割れは、各要素の面内の主応力がコンクリート引張強度を越えた時、生じるとした。また、除荷によりひび割れ直交方向のひずみがひび割れ発生ひずみ (f_t/E) よりも小さくなるとひび割れが再結合するものとした。

せん断ひび割れおよび引張ひび割れの実験と解析の比較を図-13に示す。実験結果は、切断面で観察されたものである。case1 はひび割れ方向が上向き 45 度方向となっており、実験⁹⁾と解析は一致している。case2 は躯体コンクリートの上部は case1 と同様に上向き 45 度方向を示しているが、中央付近から下部は解析では水平にひび割れが発生しているのみで、せん断ひび割れは発生していない。せん断ひび割れは低荷重時はコンクリートの下部に多く発生しており、荷重が上昇するに従って、水平ひび割れが支配的となる。この現象は、低荷重時は軸力筋からコンクリートに伝達される力が下部で大きいためであり、荷重が大きくなると、水平ひび割れがコンクリー

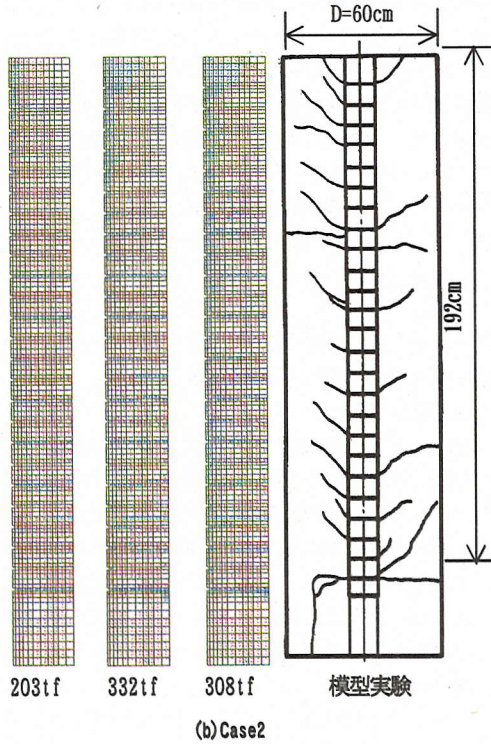
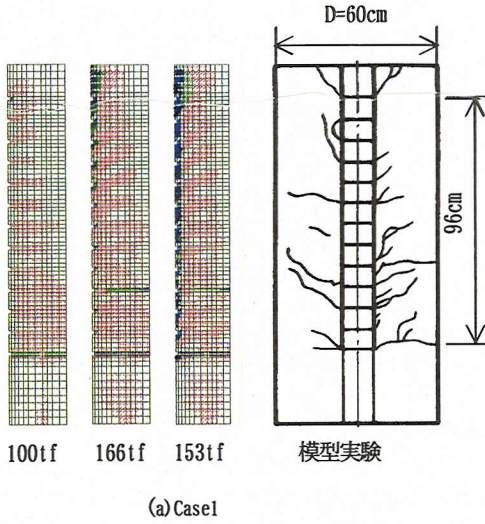


図-13 面内びひ割れ

トの側面まで貫通し、そのひび割れが支配的となるためにせん断ひび割れが消滅するためと考えられる。

d) 脚材のひずみ分布

脚材のひずみ分布を図-14 に示す。case1 の脚材のひずみ分布は約 50tf 毎に実験値と解析値の分布を示した。それぞれの荷重段階毎でひずみ分布の状況はほぼ一致していることがわかる。同様に、case2 の脚材ひずみ分布も約 100tf 毎に分布を示すが、荷重が小さい(約 100tf)場合、ひずみ分布の勾配は上部が大きく下部が小さくなってい

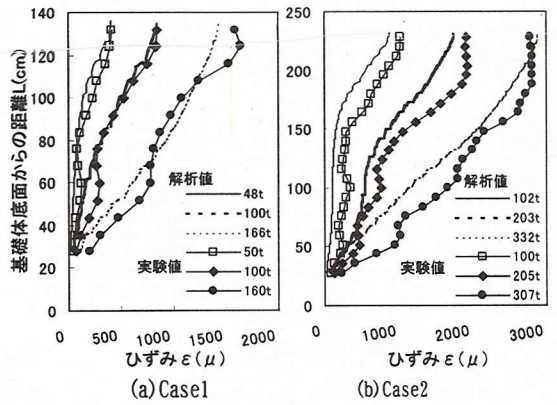


図-14 脚材ひずみ分布

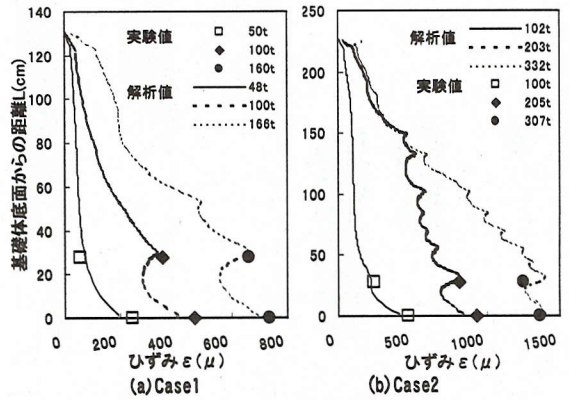


図-15 軸力筋のひずみ分布

る。この傾向は実験値と解析値は一致している。荷重約 200tf では、脚材上部のひずみ分布の勾配は大きくなっていくものの、脚材下部でもひずみ分布の勾配が大きくなっている。終局耐力時の荷重約 300tf では、ひずみ分布の勾配は上部が小さく、脚材中央部付近から下部のひずみ分布勾配が大きい。解析結果も同様のひずみ分布の傾向となっており、両者は等しい結果が得られている。

e) 軸力筋のひずみ分布

各荷重毎の軸力筋のひずみ分布を図-15 に示す。測定点は、コンクリート内部とコンクリート最下端の 2 点のみであるが実験値と解析値は両ケースとも一致している。脚材に引抜き荷重を加えると、軸力筋の下部を固定しているので、載荷初期の段階で引抜き荷重に相当する荷重が躯体コンクリートの最下部で生じる。その後、徐々に軸力筋を介してコンクリートへ伝達される力が大きくなり軸力筋の最上部でほぼゼロとなる。本解析でもこの傾向をとらえている。

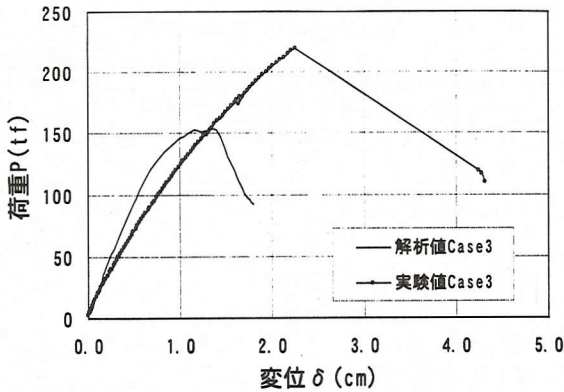


図-16 荷重-変位関係(case3)

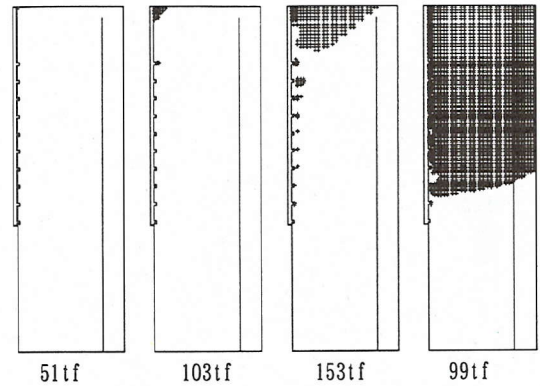


図-17 割裂ひび割れ(case3)

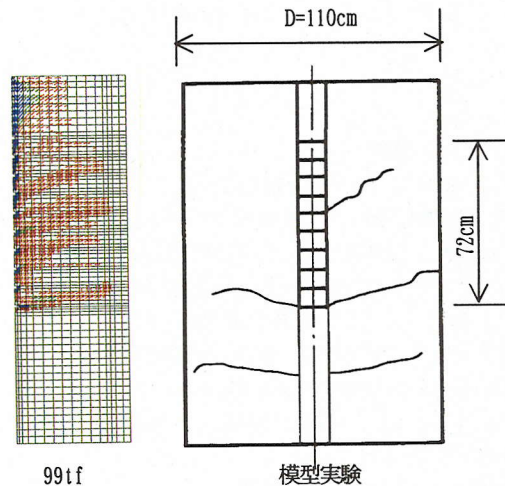
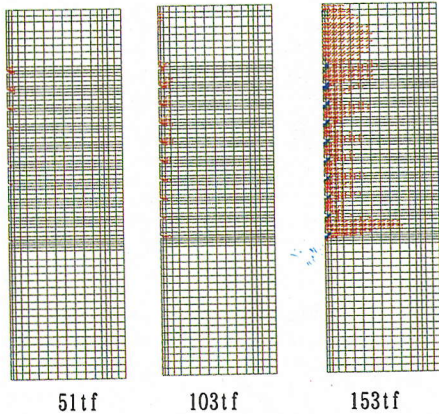


図-18 せん断ひび割れ(case3)

(3) 躯体径の因子

a) 荷重-変位関係

躯体径の違いによる解析ケースは、既往の実験で躯体径の大きい case3 である。図-16 に荷重-変位関係を示す。両者とも終局耐力までほぼ弾性的な挙動を示し、終局耐力以降急激に変形が進行する脆性的な破壊であり、破壊性状は一致している。終局耐力時の変位量は数値解析の方が小さく、解析値は剛性が大きい傾向になっている。終局耐力の実験値と解析値の比は表-2 に示すように 1.44 である。

b) 割裂ひび割れ

荷重毎の割裂ひび割れの発生状況を図-17 に示す。荷重 103tf まではほとんど割裂ひび割れは発生していない。終局耐力時の 153tf でも割裂ひび割れは上部に少し発生している程度である。実験では終局耐力と同時に急激に割裂ひび割れが発生して破壊に至ったが、本解析においては終局耐力を迎えた直後、急激な割裂ひび割れの進展が見られた。割裂ひび割れは脚材下部まで発生しており

実験値と解析値は一致しており、破壊形態が等しいことがわかる。

c) せん断ひび割れ

面内ひび割れの比較を図-18³⁾に示す。case1 と比較してせん断ひび割れの本数は少なく、解析でのひび割れは脚材近傍に集中しており、躯体の外側まで進展しない。終局耐力に達した直後、せん断ひび割れはコンクリート側面に進展し、case1 と同様に多くのせん断ひび割れは、支圧板近傍から発生しているせん断ひび割れに吸収される。せん断ひび割れの角度を比較すると実験値と解析値はほぼ一致しており、その角度は case1 より水平に近くなっていることがわかる。模型実験のせん断ひび割れはほとんど発生していないが、解析ではせん断ひび割れが脚材近傍から伸びており、実験に見られるような局所化があまり進んでいない。本ケースのように躯体径が大きい試験体では、局所化が進みせん断ひび割れ本数が少なくなるため、割裂耐力が増大するが、解析では局所化が進まないために、耐力が小さめに出現している可能性があるよう

表-3 実規模解析結果

ケース	脚材径 ϕ (cm)	躯体径 D (cm)	脚材定着長 L_1 (cm)	終局耐力 (tf)		Puc/Pua
				解析値Pua	計算値Puc	
case4	60	300	480	2990	2410	0.81

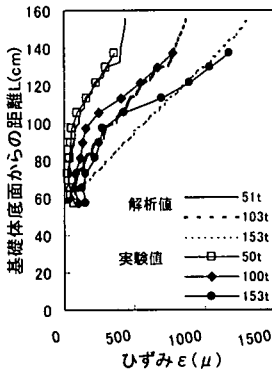


図-19 脚材のひずみ分布 (case3)

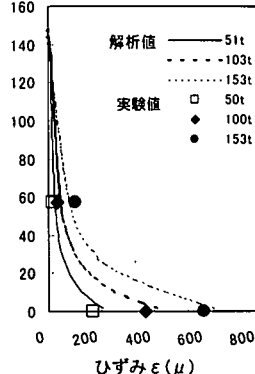


図-20 軸力筋のひずみ分布 (case3)

に思われる。

d) 脚材のひずみ分布

各荷重毎の脚材のひずみ分布を図-19に示す。荷重約80tfでは脚材上部から中央部までひずみ分布の勾配が大きく、それより下部はほとんどひずみが発生しておらず、脚材からの荷重をコンクリートに伝達していないことがわかる。荷重が大きくなるに従って解析では脚材下部にもひずみ分布に勾配が生じ、その勾配は終局耐力時にはほぼ脚材長にわたり均等になっている。実験では脚材中央部でひずみが小さい箇所も一部あるが全体的に見れば脚材のひずみは一致している。

e) 軸力筋のひずみ分布

軸力筋のひずみ分布を図-20に示す。どの荷重状態においても荷重約150tfまでのひずみは実験値と解析値はよく一致している。

4. 実規模構造物の解析と提案された耐力算定式の比較

寸法効果を評価するために本解析手法を用いて、躯体径3.0m、定着長4.8mの実規模構造物の数値実験を実施した。表-3に解析条件および解析結果を示す。材料定数は表-1に示したとおりである。本研究では、基礎体形状の影響を取り除くために無次元化した定着強度係数 η を式(6)に示すように定義し、前述のcase1, 2, 3, 4について、 $(D-\phi)$ との関係を図-21に示す。

$$\eta = \frac{P_{ua}}{(D-\phi) \cdot l_1 \cdot f_1} \quad (6)$$

図に見られるように基礎体寸法が大きいほど定着耐力が比例して大きくならない寸法効果の影響があることが見

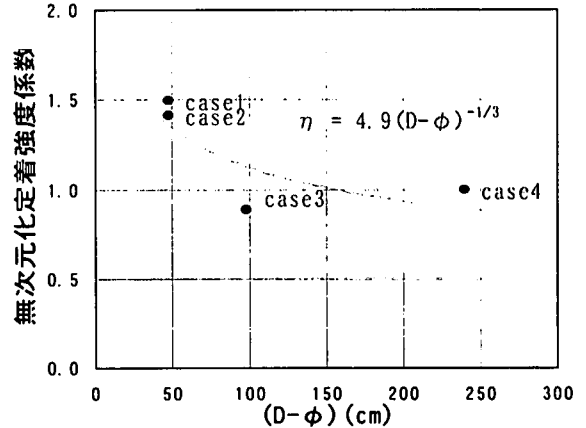


図-21 $(D-\phi)$ と無次元化した定着強度

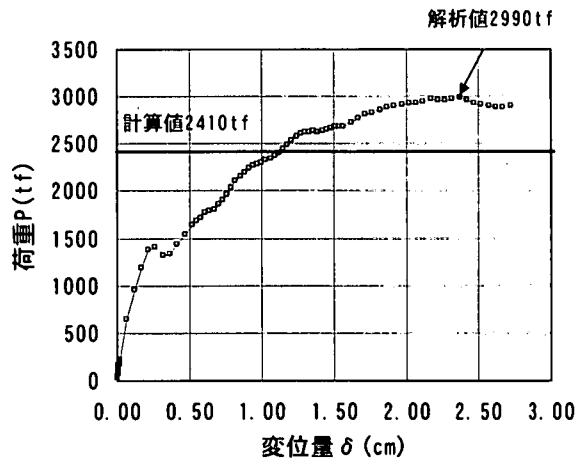


図-22 荷重-変位関係(case4)

られ、既往の研究の提案³⁾と同様に $-1/3$ 乗に比例している。荷重変位関係を図-22に示す。終局耐力 P_{ua} は2990tfであった。実験的研究によって寸法効果などの影響を考慮して得られた脚材定着耐力算定式¹⁰⁾による計算値 P_{uc} は2410tfであり、約19%の誤差を生じている。模型実験のシミュレーションも10%程度の違いが生じていることや既往の模型実験による算定式と実験結果も10%程度の違いが生じていることを考慮すれば本解析結果と耐力算定式の値は同程度であると判断される。

5. まとめ

支圧板定着方式により脚材定着された深礎基礎の引抜き時挙動を検討するために、コンクリートの引張軟化特性を考慮した擬似3次元数値解析手法を構築した。

本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである。

- (1) 本数値解析手法により、既往の模型実験結果の荷重-変位関係をシミュレートし、破壊時までの挙動と終局耐力を求めることができた。荷重が大きくなるにつれて割裂ひびわれが上部から進展していく逐次破壊の状況をシミュレートできた。
- (2) 定着長が長い場合、終局耐力時には脚材の上部はひずみ分布勾配がなく、支圧板が荷重を分担していない現象が見られ、実験結果と一致した。
- (3) 躯体径が大きい場合、実験結果と同様に脆性的な破壊になることをシミュレーションすることができた。
- (4) 実規模構造物の数値実験による定着耐力は、寸法効果の影響が見られ、実験的研究¹⁰⁾をもとに提案されている算定式による定着耐力と一致しており、本解析手法が実構造物の数値実験にも適用できることが判明した。

以上のように、コンクリートの割裂ひびわれを、引張軟化特性を用いて周方向に平均化した応力-ひずみ関係を導入した擬似3次元解析で表現できた。

謝辞: 本研究を進めるに当たり、東京大学岡村甫教授、前川宏一教授にご指導をいただきました。ここに、深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 奥山一夫, 吉井幸雄, 松島学, 横沢和夫: 送電用鉄塔深礎基礎における鋼脚柱の定着設計法について, 土木学会第41回年次学術講演会, V-136, pp. 269-270, 1986. 11.
- 2) 広中了, 田邊成, 三島徹也: 支圧板付き鋼管の定着耐力に関する実験, 土木学会第50回年次学術講演会, V-399, pp. 798-799, 1995. 9.
- 3) 斉藤修一, 吉井幸雄, 飯島政義: 支圧板付き鋼管の定着耐力算定方法に関する検討, 土木学会第50回年次学術講演会, V-399, pp. 800-801, 1995. 9.
- 4) 飯島政義, 吉井幸雄, 広中了, 松島学: 支圧板付き鋼管の深礎基礎への定着に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 569-574, 1996. 7.
- 5) 飯島政義, 斉藤修一, 三島徹也: 内圧を受ける厚肉円筒コンクリート部材の数値解析, 土木学会第51回年次学術講演会, V-577, pp. 1152-1153, 1996. 9.
- 6) 斉藤修一, 飯島政義, 三島徹也: 支圧板付き鋼管の深礎基礎への定着に関する数値解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 455-460, 1996. 7.
- 7) コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, 1990. 3.
- 8) 宮下丘, 速水由紀夫: 塑性論より導いたコンクリートの応力-ひずみ関係, RC構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集, pp. 19-22, 1984. 12.
- 9) 破壊力学の応用研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, 1993. 10.
- 10) 吉井幸雄, 飯島政義, 斉藤修一, 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, 1998. 11.

(1998. 1. 29 受付)

NUMERICAL ANALYSIS ON ANCHORAGE PERFORMANCE OF PIPE WITH RIBS EMBEDDED IN THE CAISSON TYPE FOUNDATION

Yukio YOSHII, Masayoshi IJIMA, Shuichi SAITO and Manabu MATSUSHIMA

A caisson type foundation is generally used for power transmission towers in mountainous areas. The leg of the tower, which is a steel pipe with ribs, is embedded in the cylindrical concrete structure as an anchor. Some experiments have been conducted by pulling out the anchor for investigating the failure mode and ultimate capacity. It was found that the failure mode was the splitting failure with cracks propagating from the pipe rib.

This paper describes the simulation of the behavior of the concrete cylinder with pullout anchors. It is impossible to simulate splitting cracks by a pure axial symmetric geometry. Therefore, a quasi 3-dimensional analysis using an axial symmetric geometry with the smeared crack element and the non-linear constitutive model in the circumferential direction based on fracture mechanics is carried out. The results of the simulations show the same failure mode and load-displacement relationship compared with experimental results. Some real size foundations, having a diameter of three meters, are also computed by the same numerical method. From the results of the analysis, it is found that the bearing capacity has a size effect.