

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

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 送变电建設本部 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 送变电建設本部 主任

³正会員 東電設計株式会社 第二土木本部 送变电土木部 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

山岳地の大型送電用鉄塔基礎に多く用いられる深礎基礎への鉄塔脚材の定着手法は、支圧板と呼ぶリング状プレートを節状に取り付けた鉄塔脚材を基礎に埋め込むものである。既往の引抜き模型実験の結果、脚材定着耐力は、支圧板からの伝達力に起因した周方向引張力によるコンクリートの割裂破壊で決定されることが判明している。

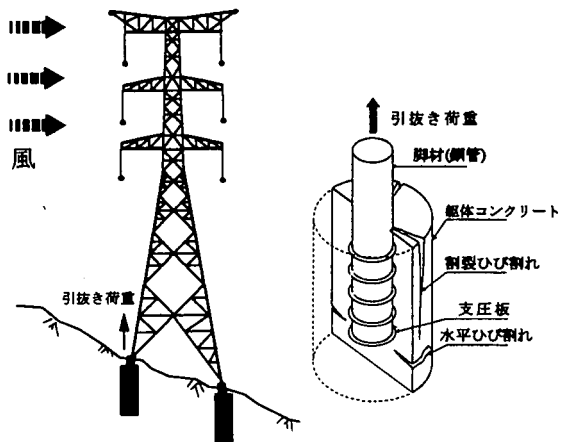
本研究では、模型実験により、躯体径、定着長およびコンクリート強度の各因子が脚材定着耐力に及ぼす影響について検討し、さらに、破壊力学に基づく有限要素法を用いた内圧を受けるコンクリートのひび割れ進展解析により、割裂破壊のメカニズムについて考察を加えた。これらにより、躯体コンクリートの割裂破壊メカニズムに立脚した新たな脚材定着耐力算定式を導いた。

Key Words : experiments, uplift load, anchor, splitting failure, numerical analysis, fracture mechanics

1. はじめに

送電用鉄塔基礎は、風荷重による引抜き荷重が卓越する構造物であり、山岳地の大型送電用鉄塔基礎には、図-1(a)に示す円柱型の深礎基礎が多用されている。深礎基礎躯体コンクリートへの鉄塔脚の定着部を脚材と称し、その定着手法は図-1(b)に示すように、脚材(鋼管)に支圧板と呼ぶ薄いリング状プレートを節状に取り付けた支圧板方式を用いている。既往の引抜き模型実験結果¹⁾より、破壊形態は脚材から放射状に数本のひび割れが生じる割裂破壊であることが判明している。この破壊形態を基に、異形鉄筋の定着に関する研究²⁾を参考に、内圧を受ける円筒体のモデル化を行い、適用範囲を設けた上で定着耐力算定式を確立³⁾して、設計基準⁴⁾に採用してきた。しかしながら、送電用鉄塔の大型化による荷重の増大、高張力鋼の採用による脚材径の縮小等により、従来の基準では対応できない範囲が生じてきた。今までにも、筆者らは、これらの問題を解決するために実験^{5),6)}、数値解析⁷⁾を通して検討を行ってきた。

本研究は、躯体径、定着長およびコンクリート圧縮強度の各因子の適用範囲を拡大することを目的とした模型



(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

実験、破壊力学に基づく有限要素法を用いた内圧を受けるコンクリートのひび割れ進展解析により検討を行い、新たな脚材定着耐力算定式を導いたものである。

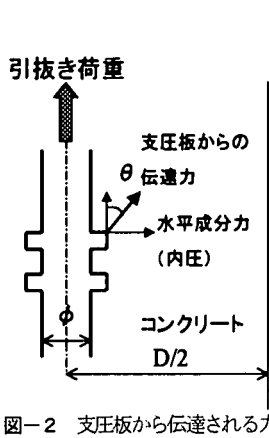


図-2 支圧板から伝達される力

2. 既往の脚材定着耐力算定式

(1) 基本となる定着耐力算定式

脚材定着部の破壊形態は、図-1(b)に示すような躯体コンクリートの割裂破壊である。既往の模型実験結果より、基本となる脚材定着耐力 P_0 は、以下の仮定に基づき式(1)で算定している。

①脚材に引抜き荷重が作用すると、図-2に示すように支圧板から斜め上向き ($\theta = 45^\circ$) に応力が伝達し、その水平成分力は深礎基礎躯体コンクリートを外側に押し広げる。そのため、躯体コンクリートに周方向引張力が発生する。

②躯体コンクリートには、この周方向引張力により脚材周辺からひび割れが発生し、終局時には、図-3に示すように半径 a の区間は既に割裂ひび割れが進展しており、周方向には抵抗しない。半径 a は、中空の厚肉円筒理論による周方向応力分布の外縁応力の2倍の位置に相当し、半径 a のひび割れ進展領域の外側部分では、定着長 l_1 (=支圧板設置区間長)の薄肉円筒に働く周方向引張応力 σ_t が引張強度 f_t を越えて最終的な破壊に至る。

③各支圧板は均等に荷重を分担する。

$$P_0 = \frac{2\pi (D/2 - a) \cdot l_1 \cdot f_t}{\tan \theta} \quad (1)$$

ここに、

- D: 深礎基礎躯体径 (cm)
- a: 割裂ひび割れ進展領域の半径 (= $0.289 \cdot D$)
- l_1 : 定着長 (cm) (=支圧板設置区間長)
- f_t : コンクリートの引張強度⁹⁾ (kgf/cm^2)
= $0.58 f'_c$ ^{2/3} (2)
- f'_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)
- θ : 支圧板からの荷重伝達角度 (= 45°)

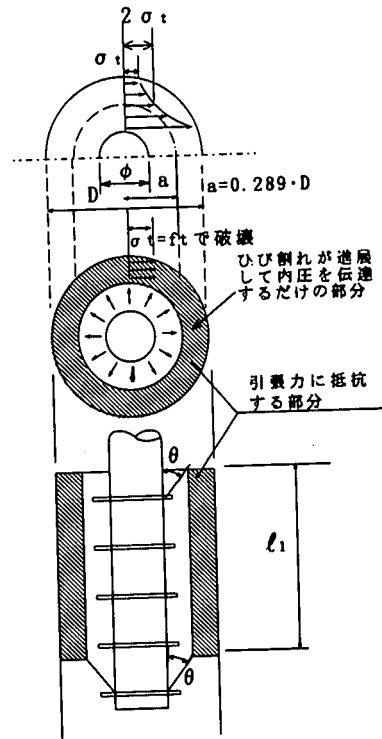


図-3 既往の定着耐力算定式のモデル

式(1)による脚材定着算定の適用範囲は、模型実験において割裂破壊により定着耐力が決定された範囲であり、下記で表される

- $l_1 / \phi \leq 10.0$
- $3.0 \leq D / \phi \leq 6.0$
- $180 \text{kgf}/\text{cm}^2 \leq f'_c \leq 270 \text{kgf}/\text{cm}^2$

ここに、 l_1 / ϕ は定着長に対する因子、 D / ϕ は躯体径に対する因子であり、これらの範囲内であれば、割裂破壊に抵抗する幅を $(D/2 - a)$ とした式(1)の適応性は高い¹⁾。

(2) 算定式の問題点

近年、送電電圧の高電圧化に伴い送電用鉄塔が大型化しており、荷重の増大に対する高張力鋼の採用による脚材径の縮小、コンクリートの高強度化等により、従来の基準では対応できない範囲が生じてきた。すなわち、 l_1 / ϕ を大きくした場合の逐次進行性破壊による耐力低下、 D / ϕ を大きくした場合の割裂破壊以外の破壊形態の出現、寸法効果による耐力低下などが懸念される。なお、寸法効果で考慮する有効幅の設定方法についても検討が必要と考えられる。下記の範囲を新たな適用範囲の目標とした。

- $l_1 / \phi \leq 16.0$
- $3.0 \leq D / \phi \leq 9.0$
- $180 \text{kgf}/\text{cm}^2 \leq f'_c \leq 420 \text{kgf}/\text{cm}^2$

表-1 模型実験ケース一覧

試験体 No.	躯体径 D (cm)	躯体長 L (cm)	埋込み長 ℓ_0 (cm)	定着長 ℓ_1 (cm)	脚材径 ϕ (cm)	躯体径と脚材径の比 D/ϕ	定着長と脚材径の比 ℓ_1/ϕ	コンクリート圧縮強度 f'_c (kgf/cm ²)	算定耐力 P_0 (tf)	終局耐力 P_{ue} (tf)	算定耐力と終局耐力の比 P_{ue}/P_0	割壊ひび割れの本数 (本)	算定耐力 P_u (tf)	終局耐力と算定耐力の比 P_{ue}/P_u	
															平均値
今回の模型実験	STP-1	60	113	83	72	12	5.0	6.0	288	146	122	0.84	5	127	0.96
	STP-2	60	137	107	96	12	5.0	8.0	285	184	160	0.87	4	158	1.01
	STP-3	60	161	131	120	12	5.0	10.0	283	240	183	0.76	4	196	0.83
	STP-4	60	201	171	160	12	5.0	13.3	283	320	270	0.84	4	251	1.08
	STP-5	60	233	203	192	12	5.0	16.0	290	390	308	0.79	4	296	1.04
	STP-6	85	135	91	72	12	7.1	6.0	290	207	135	0.65	4	169	0.80
	STP-7	110	157	98	72	12	9.2	6.0	272	257	220	0.86	3	201	1.10
	STP-8	85	159	115	96	12	7.1	8.0	290	257	172	0.67	3	208	0.83
	STP-9	60	137	107	96	12	5.0	8.0	195	150	153	1.02	4	143	1.07
	STP-10	60	233	203	192	12	5.0	16.0	181	285	290	1.02	4	253	1.15
STP-12	60	137	107	96	12	5.0	8.0	421	250	187	0.75	4	185	1.01	
既往の模型実験	A-3	65	120	60	43	22	3.0	2.0	279	91	88	0.97	4	81	1.08
	A-4	65	120	51	34	22	3.0	1.8	197	58	70	1.21	4	60	1.17
	A-5	65	120	43	34	22	3.0	1.8	258	69	64	0.92	4	66	0.98
	A-7	65	120	60	43	22	3.0	2.0	267	89	88	0.99	4	80	1.10
	A-8	65	120	57	40	22	3.0	1.8	197	68	84	1.23	4	69	1.22
	A-12	90	120	43	26	22	4.2	1.2	238	68	57	0.84	4	68	0.84
	B-2	90	120	85	68	22	4.2	3.1	200	162	174	1.08	不明	148	1.18
	B-3	130	120	85	68	22	6.0	3.1	159	201	155	0.77	不明	186	0.83
	B-4	65	120	60	51	22	3.0	2.4	270	107	90	0.84	不明	94	0.96
	NO-1	60	120	84	67	15	3.9	4.4	159	91	104	1.14	3	87	1.07
	STAD1	50	175	112	105	14	3.6	7.5	230	152	150	0.98	4	138	1.09
	STAD2	50	175	142	135	14	3.6	9.7	195	175	170	0.97	3	162	1.05

$$P_0 = 2\pi \cdot (D/2 - a) \cdot \ell_1 \cdot f_t / \tan 45^\circ$$

$$f_t = 0.58 \cdot f'_c{}^{2/3}$$

平均値 0.91 平均値 1.02
変動係数 0.17 変動係数 0.11

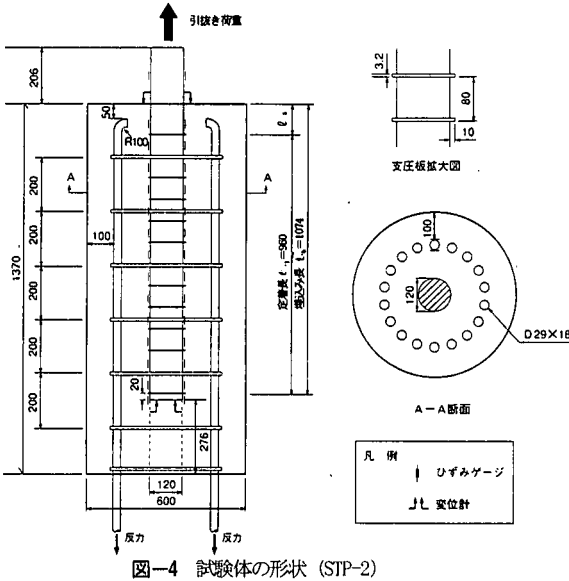


図-4 試験体の形状 (STP-2)

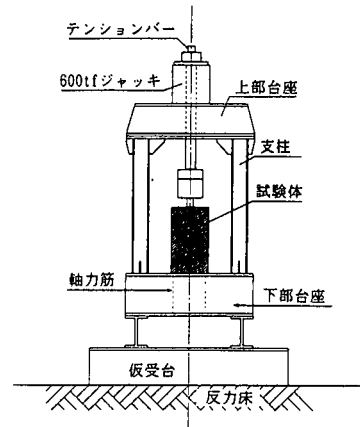


図-5 引抜き試験装置と試験体

3. 模型実験

(1) 試験体と載荷方法

脚材定着耐力算定式の適用範囲を拡大するために、模型実験を実施した。試験体は、定着長と脚材径の比 ℓ_1/ϕ 、躯体径と脚材径の比 D/ϕ 、およびコンクリート圧縮強度 f'_c を因子とした。他に支圧板の形状や配置間隔なども実験因子と考えられるが、実用的な形状の範囲では定着耐力に影響を及ぼさないことを既往の実験において確認しており、本実験因子には採用しなかった。表-1に試験体形状、式(1)により計算される耐力 P_0 および実験結果を、既往の模型実験と併せて示す。

試験体の躯体径 D は、60cm を標準とした。実基礎の躯体径が約 3.5m であることから、約 1/6 スケールの模型実験である。鋼管には高張力鋼(引張強さ $\geq 780\text{N/mm}^2$)を用い、径 ($\phi=120\text{mm}$) および肉厚(18mm)は一律とした。躯体径を $D=60\text{cm}$ から 110cm の範囲で変化させ、躯体径と脚材径の比 D/ϕ は 5.0 ~ 9.2 とした。定着長と脚材径の比 ℓ_1/ϕ は、6.0 ~ 16.0 の範囲で変化させた。コンクリートの圧縮強度 f'_c は、180, 270 および 420kgf/cm² を目標値とした。支圧板は実規模を約 1/6 に縮小し、肉厚 3.2mm, 出幅 1cm のリングプレートとし、配置間隔は 8cm とした。

表-1に示した今回の模型実験の内、STP-1~5 が ℓ_1/ϕ を因子としたシリーズ、STP-1, 6, 7 および 2, 8 が D/ϕ を因子としたシリーズ、STP-2, 9, 12 および 5, 10 が f'_c を因子としたシリーズである。



写真-1 載荷時の状況 (STP-2)

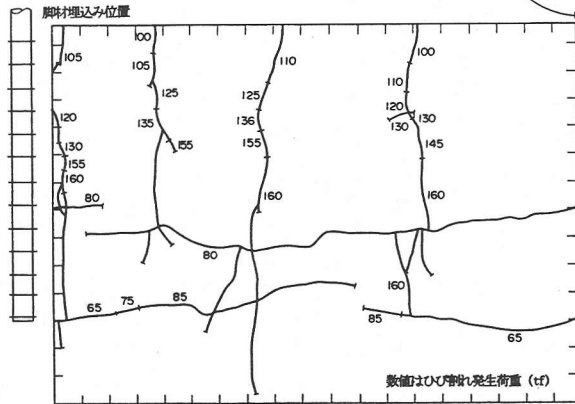


図-7 試験体のひび割れ状況 (STP-2) (上: 上面, 下: 側面展開図)

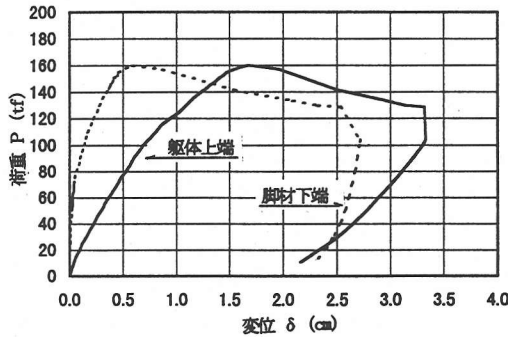


図-6 荷重-変位関係 (STP-2)

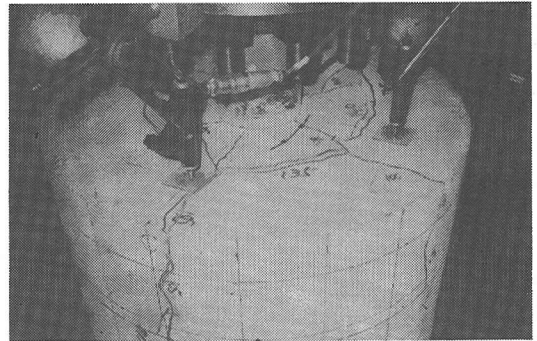


写真-2 躯体上面および側面でのひび割れ状況 (STP-2)

図-4 および5 に示すように、軸力筋を載荷装置下端に固定させ、荷重制御により脚材を引抜くことで載荷した。なお、軸力筋が降伏することなく、定着耐力が割裂破壊で決定されるよう、試験体には十分な軸力筋を配した。計測は、載荷荷重の他に、躯体上端および脚材定着部下端での脚材抜け出し変位量、脚材(鋼管)のひずみなどとした。なお、鋼管とコンクリートの付着は終局耐力には影響を及ぼさないと考えられることから除去することとし、ひずみゲージを貼り付けた後に鋼管にグリスを塗布した。載荷状況の例を写真-1 に示す。

(2) 実験結果

終局耐力 P_{ue} および終局耐力と計算耐力の比 P_{ue}/P_c を表-1 に併せて示す。終局耐力は模型実験での最大荷重を表している。表中には、試験体側面で進展が見られる割裂ひび割れの本数も示す。いずれの試験体も割裂破壊により終局耐力を迎えた。試験体 STP-2 を代表として荷重-変位関係を図-6 に示す。荷重-変位関係は線形に近い挙動を示した後、荷重 $P=160\text{tf}$ で脆性的な破壊

を生じる。同試験体の載荷時の試験体周面ひび割れの進展状況を図-7 に示す。初めに、脚材下端近傍で水平ひび割れが生じる ($P=65\text{tf}$)。次に、試験体上面において、割裂ひび割れが脚材周辺から半径方向に発生 ($P=95\text{tf}$)・進展し、外縁に達する ($P=100\text{tf}$)。最後は、割裂ひび割れが試験体側面を下方に進展し、終局耐力 ($P=160\text{tf}$) を迎える。躯体上面で見られる同心円状(コーン状)のひび割れは、割裂ひび割れ発生後の2次的なものである。いずれのひび割れも終局耐力までは幅1mm未滿と微細であり、終局耐力時に出現した割裂ひび割れは幅1cm前後の大きなものである。同試験体の躯体上面および側面でのひび割れ状況を例として写真-2 に示す。

同じく試験体 STP-2 の脚材ひずみ分布の推移を図-8(b) に示す。脚材ひずみは支圧板間において計測していることから、ひずみ分布の変化度合いが、各支圧板の荷重分担を表すことになる。ひずみ分布は最上部を除いてほぼ一様の勾配になっており、最上部以外の脚材定着部においては荷重がほぼ均等に分担していることがわかる。

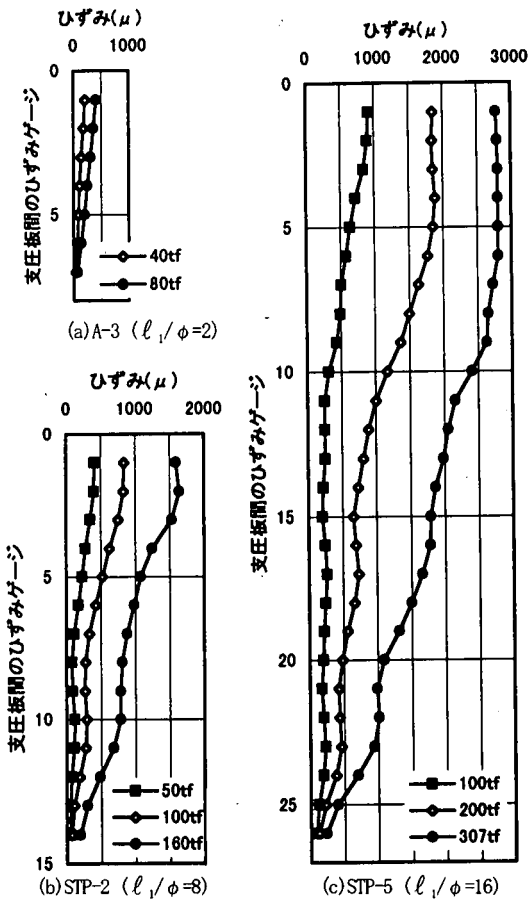


図-8 脚材ひずみ分布の推移

図-8(c)に、定着長の長い試験体 STP-5 の脚材ひずみ分布の推移を示す。躯体コンクリートの側面にひび割れが生じた荷重 ($P=100\text{tf}$) 以降、脚材上部のひずみが一定となる区間、すなわち荷重を分担していない領域が生じており、その範囲は試験体 STP-2 に比べて長い。また、図-8(a)には、定着長の短い試験体 A-3 の脚材ひずみ分布の推移を示す。ひずみ分布は常に直線的であり、脚材定着部全域において荷重が均等に分担していることがわかる。すなわち、定着長 l_1 が長い試験体ほど、上部からコンクリートの破壊が逐次進行すると考えられる。

定着長と脚材径の比 l_1 / ϕ と P_{ue} / P_0 の関係を図-9 に示す。今回の模型実験結果に既往のものを含めて示している。以後、実験結果の評価に際しては、既往の実験結果を含めて整理する。図-9 より、平均値 0.91、変動係数 17% と変動は大きいものの、定着耐力算定式(1)は、実験結果を概ね評価していると考えられる。図-8 に見られたように、定着長 l_1 が長い試験体ほど、上部からコンクリートの破壊が逐次進行し、耐力が低下すると想定される。図-9 には示していないが、べき乗回帰した場合のべき数は -0.08 であり、定着長に対する耐力低下が

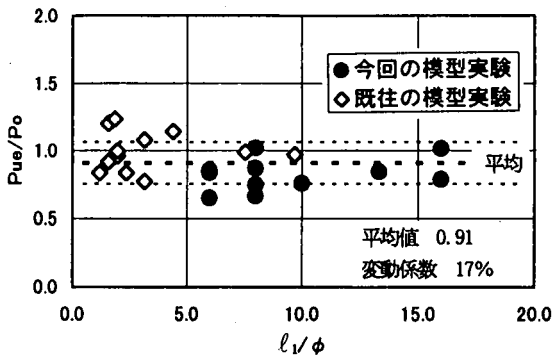


図-9 l_1 / ϕ と P_{ue} / P_0 の関係

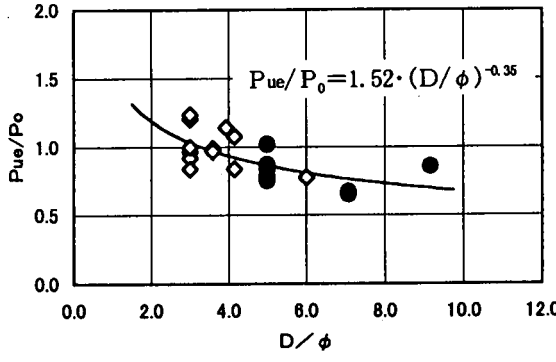


図-10 D / ϕ と P_{ue} / P_0 の関係

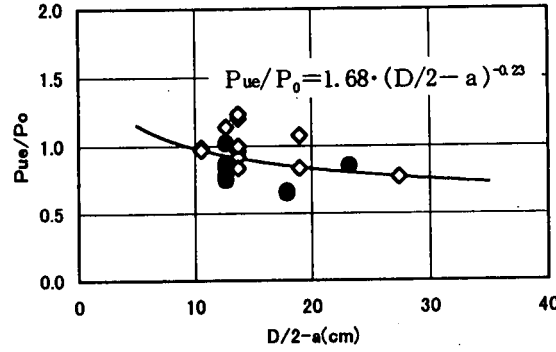


図-11 $(D/2-a)$ と P_{ue} / P_0 の関係

若干見受けられる。しかしながら、その低下度合いは極小小さく、変動の範囲に含まれると本図からは考えられる。躯体径と脚材径の比 D / ϕ と P_{ue} / P_0 の関係を図-10 に示す。同図にはべき乗回帰曲線を併せて示しており、 D / ϕ が大きくなると終局耐力が計算耐力に比べて指数的に低下する傾向が見受けられる。一方、従来の定着耐力算定で考慮している割裂破壊に抵抗する幅 $(D/2-a)$ と P_{ue} / P_0 の関係をべき乗回帰曲線と併せて図-11 に示す。同図からも、 $(D/2-a)$ が大きくなると終局耐力が計算耐力に比べて低下する傾向が見受けられるが、データのばらつきが大きい。割裂引張強度にはす

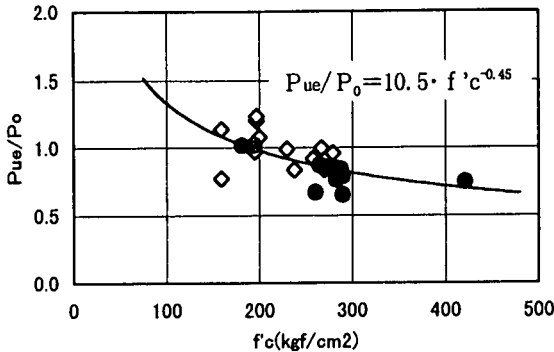
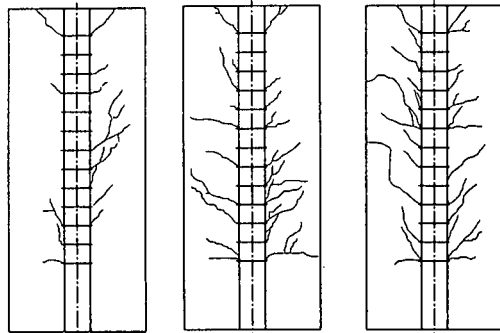


図-12 コンクリート圧縮強度とPue/Poの関係



(f'c=195kgf/cm²) (f'c=265kgf/cm²) (f'c=421kgf/cm²)
(a) STP-9 (b) STP-2 (c) STP-12

図-13 内部ひび割れ発生状況

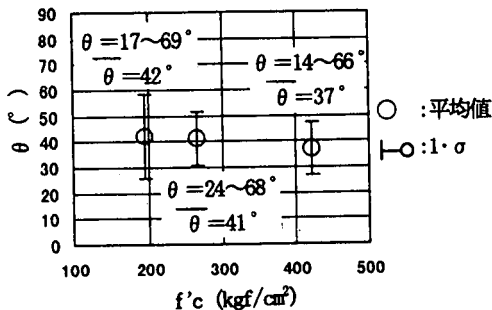


図-14 せん断ひび割れ角度とコンクリート圧縮強度の関係

法効果の存在が報告¹⁰⁾されており、また、内圧を受けるコンクリートにも寸法効果の存在が報告¹¹⁾されている。ここに示している模型実験結果からも寸法効果の存在が認められるが、模型実験には寸法以外の要因も含まれているために定量的な評価ができず、さらなる検討が必要である。この検討は5. 数値解析にゆずる。

コンクリートの圧縮強度 f'_c と P_{ue}/P_o の関係を、べき乗回帰曲線と併せて図-12に示す。 f'_c の増大に伴い P_{ue}/P_o は小さくなっており、定着耐力算定式(1)はコンクリート圧縮強度に対して実験結果を反映していない。模型実験にはコンクリート強度以外の要因が含まれてお

り、図-10, 11と同様に、その評価に際しては、さらなる検討が必要であり、この検討も5. 数値解析にゆずる。

切断した試験体の内部ひび割れを図-13に示す。 $D/\phi=5.0$, $l_1/\phi=8.0$ と同一形状で、コンクリート圧縮強度 f'_c が約180, 270および420kgf/cm²と異なる試験体について示している。ひび割れ方向より、支圧板からの荷重伝達方向が判断できると考えた。切断面には、水平引張ひび割れ、せん断ひび割れおよび割裂ひび割れが観察されるが、せん断ひび割れのみの軸方向からの角度について整理した。図-14にせん断ひび割れ角度 θ と f'_c の関係を示す。 f'_c の違いにより支圧板からの荷重伝達方向が異なることが考えられるが、3試験体の結果から f'_c の増加に伴う θ の変化は極めて小さい。ばらつきも大きく、その値は約20°~60°の範囲にある。ここでは、せん断ひび割れ角度にはコンクリート圧縮強度の影響はないと判断した。

4. 数値解析による考察

(1) 解析モデル

図-10~12に見られたように躯体径が大きくなると終局耐力が計算耐力に比べて低下すること、コンクリート圧縮強度が大きくなると終局耐力が計算耐力に比べて低下すること、それぞれの理由を明らかにするため、数値解析により検討を行った。前述の模型実験の実施範囲内では、定着長が脚材定着耐力に及ぼす影響は小さいと考えられることから、円形水平断面の平面ひずみモデルによる2次元解析により検討した。

解析方法として、コンクリートの引張軟化によるひび割れの進展を考慮した有限要素法を用いた。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、図-15(a)に示すように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⁹⁾。ここでは、引張応力とひび割れ幅の関係を、図-15(b)に示すような2直線モデルとした⁹⁾。引張応力とひずみの関係は図-15(c)のようになる。破壊エネルギーは圧縮強度によらず一定値0.1kgf/cmを用いた。模型実験結果によると割裂ひび割れは3本~5本発生しており、その内、4本の割裂ひび割れ発生が最も多いことを考慮し、図-16に示すような4分円を解析対象とした。コンクリートに生じる内圧の最大値を捉えるために内側から強制変位を与えることとするが、強制変位により周方向の変形を拘束しないように、内側の鋼材要素に強制変位を与え、すべり要素を介して伝達される応力として内圧を表現した。収束計算には、ニュートン・ラプソン法を用いた。

コンクリート部のモデル化は、割裂ひび割れを模擬した仮想ひび割れ部に分布ひび割れ要素を1列に配し、ひび割れ部以外は弾性要素とした。内圧によるコンクリ

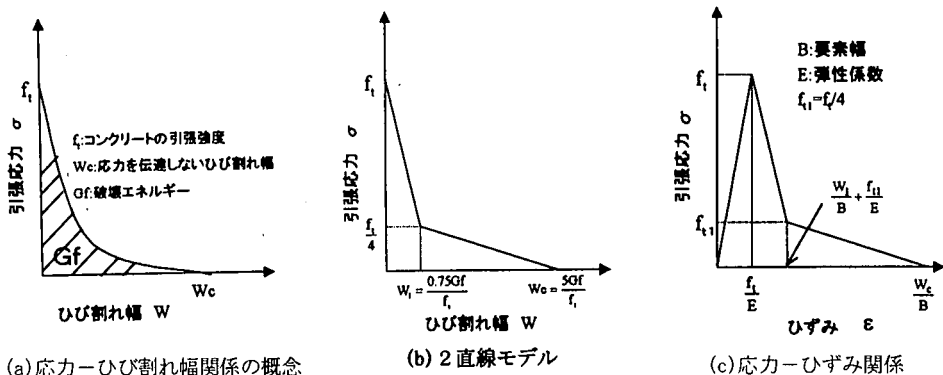


図-15 コンクリートの引張軟化特性

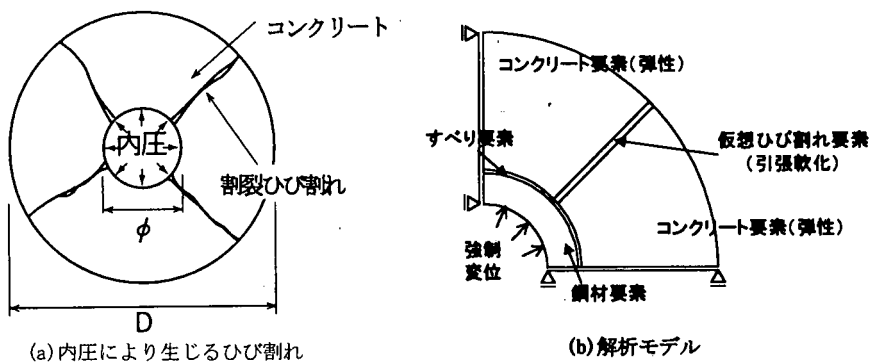


図-16 円形水平断面の解析

表-2 解析ケース一覧

解析 case	躯体径 D (cm)	主脚材径 ϕ (cm)	躯体径と脚材径の比 D/ϕ	コンクリート強度		変化させた因子			等価ひび割れ進展領域と躯体径の比 a'/D	無次元平均周方向引張応力度 σ_g/f_t
				圧縮強度 f_c (kgf/cm ²)	引張強度 f_t (kgf/cm ²)	f_c [D, ϕ ; constant]	D [D, ϕ ; constant]	D, ϕ [D/ ϕ , f_c ; constant]		
case-1	80	12	5.0	200	19.9	○			0.244	0.639
case-2	80	12	5.0	300	26.1	○	○	①D/ ϕ =5	0.276	0.561
case-3	80	12	5.0	400	31.7	○			0.293	0.518
case-4	84	12	7.0	300	26.1		○		0.294	0.480
case-5	108	12	9.0	300	26.1		○	②D/ ϕ =9	0.308	0.432
case-6	300	60	5.0	300	26.1			①D/ ϕ =5	0.366	0.331
case-7	540	60	9.0	300	26.1			②D/ ϕ =9	0.382	0.261

$$f_t = 0.58 \cdot f_c^{2/3}$$

トのみの割裂耐力を評価するため、鉄筋はモデル化していない。

解析ケースおよび結果の一覧を表-2に示す。解析は、躯体径D、脚材径 ϕ 、コンクリート圧縮強度 f_c を因子としている。なお、 f_c は、200、300および400 kgf/cm²とした。case-1からcase-5は模型実験のシミュレーションを、case-6,7は実基礎相当の寸法とした場合の差異を検討するためのものである。また、case-1,2,3は、D、 ϕ が同一で f_c を変化させたシリーズ、case-2,4,5は ϕ と f_c が同一でDを変化させたシリーズ、case-2,6およびcase-5,7はD/ ϕ と f_c が同一でDと ϕ を変化させたシリーズとなっている。

(2) 解析結果

解析結果の例として、case-2における内圧-ひび割れ幅関係、仮想ひび割れ要素の周方向引張応力の分布の推移を図-17および18に示す。図-18に示したstep番号は図-17のstep番号に対応している。図-18において、step1ではいずれの要素にもひび割れは生じておらず、弾性状態となっている。Step2において、内側の要素にひび割れが発生して応力を解放し、発生応力は引張強度より低下している。Step2以降、ひび割れの先端では、発生応力は引張強度に等しく、その位置は順次外側に移動して行く。ひび割れ先端より外側では弾性状態、内側では軟化状態すなわちひび割れ状態であり、応力分布は凸型の形状を呈している。この状態は、step19まで

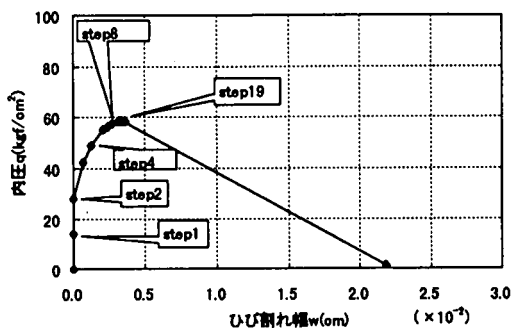


図-17 内圧-ひび割れ幅関係(case-2)

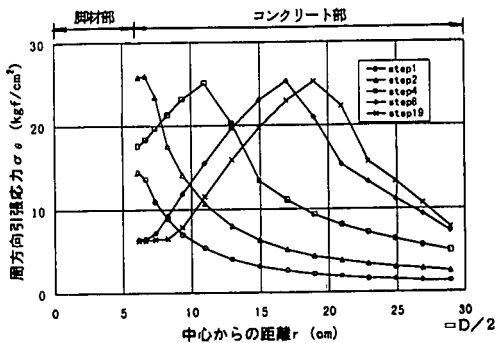
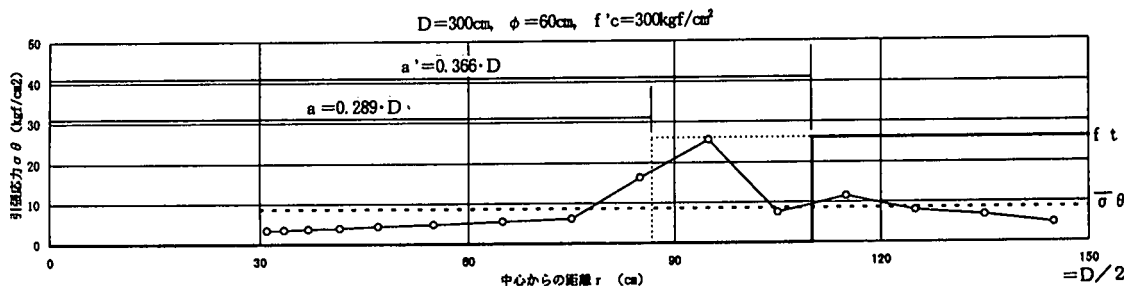
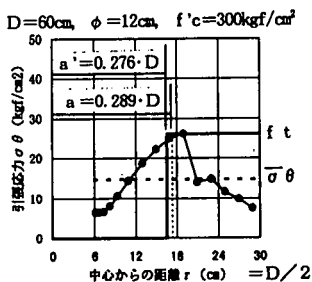


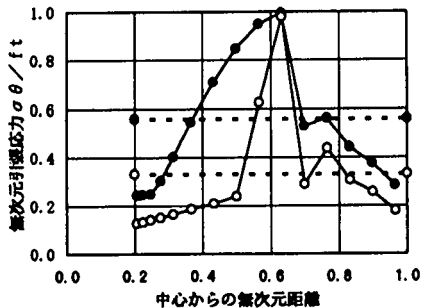
図-18 周方向引張応力の分布の推移(case-2)



(b) Case-6



(a) Case-2



(c) 無次元化したもの

図-19 最大内圧時の周方向引張応力の分布(寸法に関するケース)

続き、step20において全要素でひび割れが発生して内圧が0になる。

最大内圧時の周方向引張応力の分布を図-19、20に示す。

図-19では、 $D/\phi = 5$ および $f'_c = 300 \text{ kgf/cm}^2$ が同一で D および ϕ の異なるcase-2とcase-6について、(a)、(b)にそれぞれの応力分布を、(c)に中心からの距離および応力を半径および引張強度で除して無次元化した応力分布を重ね合わせて示している。図-19(c)から、ひび割れ先端の位置(応力が引張強度に達している要素)はcase-2とcase-6は等しい。ひび割れ先端より内側の軟化状態にある範囲では、寸法の大きいcase-6の方が軟化が進んでいる。ひび割れ先端より外側の弾性状態にある範囲では、応力の伝播領域がcase-6の方が相対的に

小さい。これらのことから、最大内圧時の平均引張応力すなわち割裂ひび割れに対する等価抵抗力は寸法の大きいcase-6の方が低下している。

図-20では、 $D=60 \text{ cm}$ および $\phi=12 \text{ cm}$ が同一で f'_c の異なるcase-1, 2, 3について、(a)~(c)にそれぞれの応力分布を、(d)に図-19(c)と同様の処理により無次元化した応力分布を重ね合わせて示している。図-20(d)から、ひび割れ先端より外側の弾性状態にある範囲では、分布形状にほとんど差がないものの、ひび割れ先端より内側の軟化状態にある範囲では、コンクリート圧縮強度の高いものほど軟化が進んでいる。このことから、割裂ひび割れに対する等価抵抗力は圧縮強度の大きいものの方が低下している。

いずれにせよ、ひび割れ進展領域では周方向引張応力

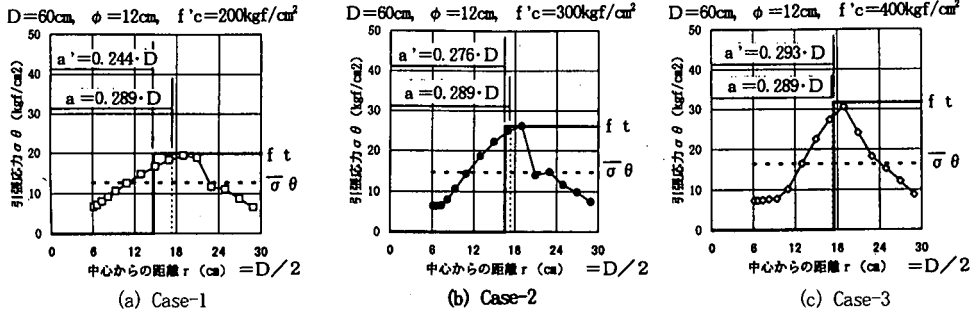
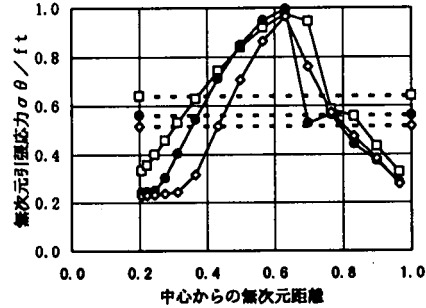


図-20 最大内圧時の周方向引張応力の分布 (強度に関するケース)



(d) 無次元化したもの

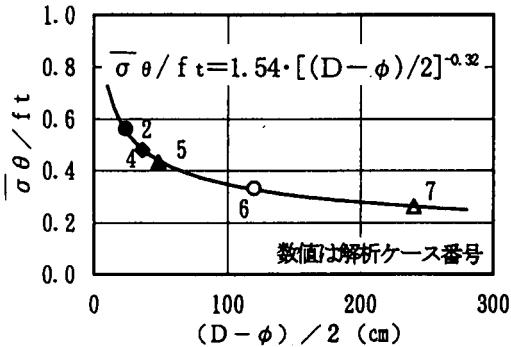


図-21 $(D-\phi)/2$ と無次元平均引張強度の関係

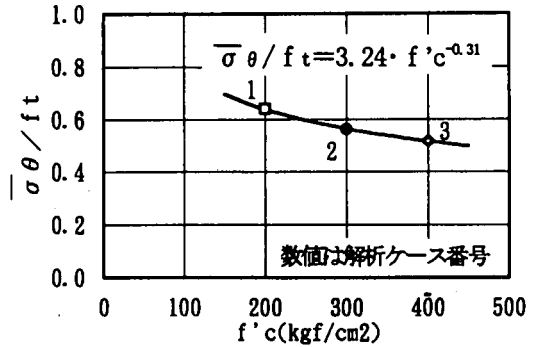


図-22 コンクリート圧縮強度と無次元平均引張強度の関係

が0でその外側では一様に引張強度に達するとしている従来の耐力算定式(1)で仮定した応力分布とは異なっている。応力を0とした等価ひび割れ進展領域 a' を併せて示しているが、その値は各ケースで異なり、従来仮定した値($a=0.289 \cdot D$)とも異なる。これらより、割裂破壊に対して、躯体コンクリート全般で抵抗しているのが妥当と思われる。従って、これ以降、コンクリートの割裂破壊に抵抗する幅は、従来の $(D/2-a)$ ではなく、 $(D-\phi)/2$ とし、寸法効果も $(D-\phi)/2$ で評価するものとする。

図-21には、 $(D-\phi)/2$ と、無次元平均引張強度(最大内圧時の周方向引張応力の平均値を引張強度で無次元化したもの)との関係を示す。 ϕ と $f'c$ が同一で D を変化させたcase-2, 4, 5, D/ϕ と $f'c$ が同一で D と ϕ を

変化させたcase-2, 6およびcase-5, 7を同時にべき乗回帰した曲線を併せて示す。明確な寸法効果が見受けられ、べき乗回帰曲線のべき数は-0.32である。

図-22には、コンクリート圧縮強度と無次元平均強度との関係を示す。べき乗回帰曲線のべき数は-0.31である。

5. 新しい脚材定着設計法の提案

数値解析結果および模型実験結果から、割裂破壊に抵抗する幅の見直し、寸法およびコンクリート強度に対する補正係数の導入などを行い、新たな脚材定着耐力算定式を提案する。

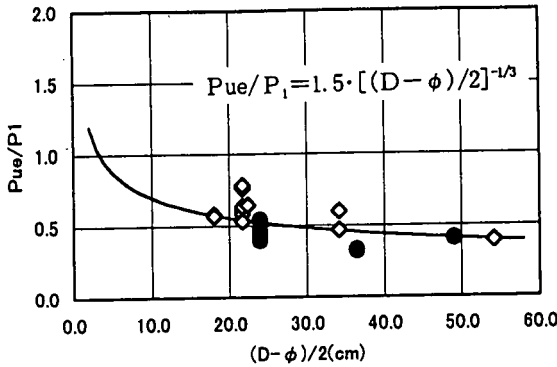


図-23 寸法効果に関する補正式

(2) 寸法効果に関する補正

寸法効果に関する有効幅を $(D-\phi)/2$ として、数値解析から得られたべき数を用いて模型実験結果を再評価する。図-21 に示したように、数値解析から得られたべき数 -0.32 は、円柱供試体を用いた割裂引張試験での寸法効果¹⁰⁾のべき数 $-1/3$ にほぼ等しいことから、 $-1/3$ 乗則を用いた。図-23 に、 $(D-\phi)/2$ と Pue/P_1 の関係を示す。べき数を $-1/3$ とした回帰曲線を同図に併せて示す。ここで得られた回帰式(4)を寸法効果に関する補正に用いる。

$$\alpha = 1.5 [(D-\phi)/2]^{-1/3} \quad (4)$$

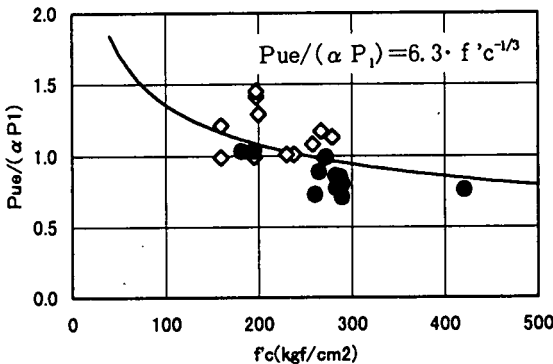


図-24 コンクリート強度に関する補正式

(3) コンクリート強度に関する補正

数値解析結果から得られたべき数を用いて、模型実験結果を再評価する。Pue を α で除することで、模型実験結果に含まれる寸法に関する影響を除去した。図-24 に、コンクリート圧縮強度 f'_c と $Pue/(\alpha P_1)$ の関係を示す。図-22 に示したべき数 -0.31 を $-1/3$ とした回帰曲線を同図に併せて示す。ここで得られた回帰式(5)をコンクリート強度に関する補正に用いる。

$$\beta = 6.3 f'_c{}^{-1/3} \quad (5)$$

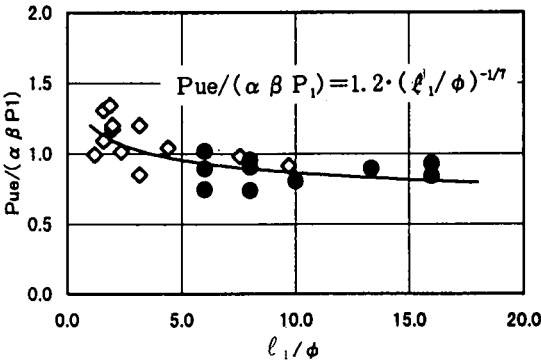


図-25 定着長に関する補正式

(4) 定着長に関する補正

以上より得られた補正係数 $\alpha \beta$ で実験値 Pue を除し、再度 l_1/ϕ と $Pue/(\alpha \beta P_1)$ の関係を見直して図-25 に示す。図-9 において定着長が耐力に及ぼす影響は小さいとしていたが、寸法効果およびコンクリート強度に関する補正を施すことにより、定着長による影響が明らかとなった。べき乗回帰曲線を同図に併せて示す。ここで得られたべき乗回帰式を定着長に関する補正に用いる。

$$\gamma = 1.2 (l_1/\phi)^{-1/7} \quad (6)$$

(1) 基本となる脚材定着耐力算定式

円形水平断面の2次元数値解析から明らかになったように、支圧板方式による脚材定着に関して割裂破壊に抵抗する幅は $(D-\phi)/2$ で評価することとする。これより、式(1)に代わり、式(3)を基本となる脚材定着耐力算定式とする。

$$P_1 = \frac{2\pi \{(D-\phi)/2\} \cdot \ell_1 \cdot f_t}{\tan \theta} \quad (3)$$

(5) 新たな脚材定着耐力算定式

以上より、式(7)を新たな脚材定着耐力算定式とする。

$$Pu = \frac{2\pi \{(D-\phi)/2\} \cdot \ell_1 \cdot f_t \cdot \alpha \beta \gamma}{\tan \theta} \quad (7)$$

ここに、

D : 深礎基礎躯体径 (cm)

ϕ : 脚材径 (cm)

ℓ_1 : 定着長 (cm) (=支圧板設置区間長)

f_t : コンクリートの引張強度 (kgf/cm²)

= $0.58 f'_c{}^{2/3}$ (2)

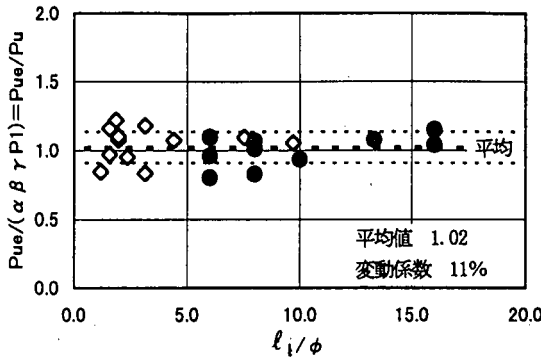


図-26 新たな耐力算定式による計算値と実験値の比較

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

α : 寸法効果に対する補正係数
 $= 1.5 [(D - \phi) / 2]^{-1/3}$ (4)

β : コンクリート強度に関する補正
 $= 6.3 f'_c^{-1/3}$ (5)

γ : 定着長に関する補正
 $= 1.2 (\ell_1 / \phi)^{-1/7}$ (6)

θ : 支圧板からの荷重伝達角度 (=45°)

実験値と式(7)より求めた耐力との比 P_{u0} / P_u と ℓ_1 / ϕ の関係を図-26 に示す。 P_{u0} / P_u は平均値 1.02, 変動係数 11% であり, 図-9 に示した P_{u0} / P_0 に比べて変動が小さくなっている。

6. まとめ

深礎基礎への支圧板方式による脚材定着について, 模型実験および数値解析により検討を行い, 以下の事項が明らかとなった。

- (1) 模型実験より, 脚材引抜き時の破壊形態は, 今回の模型実験実施範囲内においても躯体コンクリートの割裂破壊である。
- (2) 円形水平断面の平面ひずみモデルによる 2 次元有限要素法を用いた内圧を受けるコンクリートのひび割れ進展解析により, 割裂破壊に抵抗する幅は $(D - \phi) / 2$ とするのが妥当である。
- (3) 脚材定着耐力は, コンクリートの寸法効果の影響を受けて, 躯体径の増加に比例して増大しない。これは, 数値解析結果より, コンクリート厚さ $(D - \phi) / 2$ が大きくなるにつれて周方向応力分布が変化して, 破壊時の平均引張強度が小さくなるためである。
- (4) 脚材定着耐力はコンクリート強度の増加に比例して増大しない。数値解析結果より, これも周方向応力分布の変化に起因する。
- (5) 脚材定着耐力は定着長の増加に比例して増大しない。これは逐次進行性破壊によるものである。ただし, その

影響度合いは, コンクリートの寸法および強度に対するものに比べて小さい。

(6) 上記の現象を考慮するために新たな補正係数を導入し, 躯体コンクリートの割裂破壊メカニズムに立脚した精度の高い脚材定着耐力の算定式を新たに提案した。

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頂きました。また, 模型実験の実施など, 前田建設工業株式会社技術研究所の方々にご助力を頂きました。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) Ralejs Tefpers: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars, Magazine of Concrete Research, pp. 3-12, Vol. 31, No. 106, 1979. 3.
- 3) 深礎基礎の脚材定着設計指針, 東京電力株式会社, 1987
- 4) 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.
- 5) 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-400, pp. 800-801, 1995. 9.
- 6) 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.
- 7) 飯島政義, 斉藤修一, 三島徹也: 内圧を受ける肉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.
- 8) 岡村甫: コンクリート構造の限界状態設計法 [第 2 版], 共立出版, コンクリートセミナー 4, pp. 17-18, 1984.
- 9) 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.
- 10) コンクリート委員会寸法効果小委員会: コンクリートの寸法効果と引張軟化曲線, 土木学会, コンクリート技術シリーズ, No. 18, pp. 36-37, 1997. 5.
- 11) 伊良波繁雄: 内圧を受けるコンクリートの中空円筒の破壊, コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム, 日本コンクリート工学協会, pp. II-67-74, 1990. 3.

(1998. 1. 29 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON BOND OF ANCHOR 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 body as an anchor. Some experiments have been conducted by pulling the anchor for analyzing the failure mode and ultimate capacity. In this paper, experiments are carried out by choosing diameter, anchor length and concrete strength as test parameters. Therefore, two dimensional plane stress finite element analysis considering splitting cracks based on fracture mechanics is carried out in order to investigate fracture mechanism.