

論文 引張場に配置された鉄筋定着へのスパイラル筋による補強効果

齊藤 修一*¹・谷澤 史剛*²・松島 学*³・関 博*⁴

要旨：引張荷重が作用する送電用鉄塔基礎は全断面引張状態になり，鉄筋定着算定位置や定着耐力の定量的な評価が困難である。スパイラル筋の補強効果を加え，引張場における模型実験を実施した。本研究は，その結果を踏まえてスパイラル筋を考慮した定着耐力算定式を提案したものである。

キーワード：スパイラル筋，定着耐力，引張応力場，模型実験，引抜力

1. はじめに

山岳地に建設される送電用鉄塔は，図-1 に示すような深礎基礎を適用することが多い。図に示すような方向から風が作用した場合，引抜荷重が生じる場合と押込荷重が生じる場合がある。鉄塔脚の定着は，鉄塔脚材に支圧板を取り付けて基礎に埋め込む方式を適用している¹⁾。鉄塔脚に引抜荷重を作用させた筆者らの模型実験によると図-2 に示すような2種類の破壊モードが生じることがわかっている²⁾³⁾。

本研究は，図-2 (b) のような破壊モードを評価するために引張場に定着された鉄筋の付着耐力実験を実施した。試験体は，らせん鉄筋により補強した異形鉄筋を用い，らせん鉄筋の配筋量，かぶり，定着長をパラメータとして実験を実施し，耐力算定式を提案したものである⁴⁾。

2. 実験概要

2.1 使用材料と配合

試験体はモルタルを用いて作製した。比較のため，コンクリートを用いた試験体を1体作製した。鉄塔基礎に適用するコンクリートの設計基準強度は $18\sim 24\text{N/mm}^2$ が多いことから，モルタルおよびコンクリートの目標強度を 20N/mm^2 とした。モルタルの強度が各試験体で

変化しないように早強ポルトランドセメントを用い， $W/C=0.75$ ， $S/C=4.6$ の配合を使用した。鉄筋はPC異形鋼棒SBPD930/1080D26である。コンクリートは粗骨材の最大寸法10mm， $W/C=69\%$ とした。

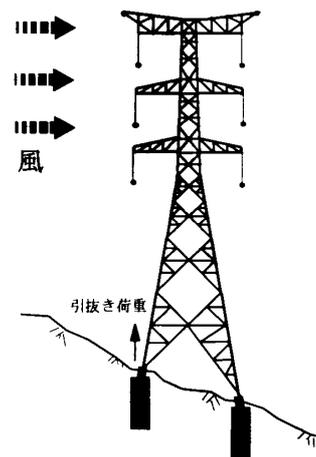
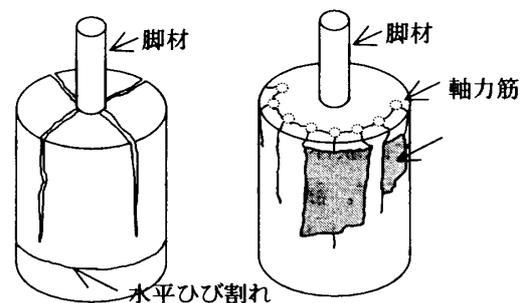


図-1 構造物と基礎形状



(a) 割裂破壊 (b) 付着破壊

図-2 破壊モード

*1 東電設計(株) 送変電土木部 工修 (正会員)

*2 早稲田大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻 (正会員)

*3 香川大学教授 工学部 安全システム建設工学科 工博 (正会員)

*4 早稲田大学教授 理工学部 土木工学科 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体 No.	コンクリート		鉄筋 径 ϕ mm	スパイラル筋 配筋量 A_{spi}/s	c/ϕ	L/ϕ
	定着長 L mm	かぶり c mm				
2	650	39	26	0.65	1.5	25.0
3	650	39	26	0.39	1.5	25.0
4	650	26	26	0.25	1.0	25.0
5	650	39	26	0.25	1.5	25.0
6	650	39	26	0.00	1.5	25.0
7	650	52	26	0.25	2.0	25.0
8	650	65	26	0.25	2.5	25.0
9	650	39	26	0.06	1.5	25.0
11	650	39	26	0.14	1.5	25.0
12	650	39	26	0.57	1.5	25.0
13	520	39	26	0.25	1.5	20.0
14	780	39	26	0.25	1.5	30.0
17	650	39	26	0.25	1.5	25.0

表-2 実験結果

試験体 No.	コンクリート		実験結果		破壊モード
	圧縮強度 f_c N/mm ²	引張強度 f_{ct} N/mm ²	P kN	P/ f_{ct}	Type
2	14.73	1.38	141.3	102.2	B
3	22.23	1.82	145.2	79.9	B
4	22.45	1.83	115.4	63.0	B
5	22.45	1.83	136.0	74.3	B
6	23.67	1.90	99.4	52.4	A
7	21.34	1.77	163.7	92.5	B
8	23.55	1.89	174.8	92.5	B
9	22.45	1.83	119.2	65.1	A
11	21.29	1.77	120.7	68.3	B
12	20.84	1.74	132.4	76.0	B
13	20.84	1.74	78.5	45.1	B
14	20.24	1.71	152.1	89.0	B
17	21.58	1.78	135.9	76.2	B

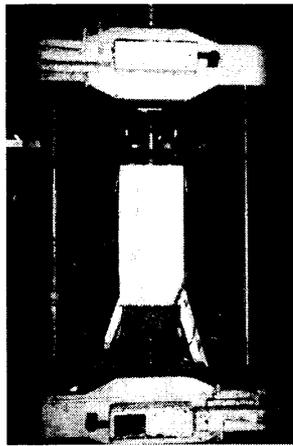
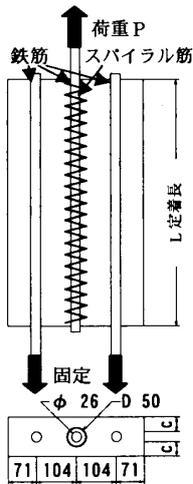


図-3 試験体概要図 写真-1 載荷装置と試験体

2.2 試験体および載荷方法

試験体の概要を図-3 および写真-1 に示す。載荷方法は図-3 に見られるようにコンクリート内を引張応力場とするため、2本の反力鉄筋を下部で固定し、中央の鉄筋を上方に引き抜くことにより引抜荷重を載荷した。

各因子と試験体の関係および試験体の条件を表-3 に示す。試験体の因子は、かぶり c 、配筋量 A_{spi}/s 、定着長 L とした。試験体に適用した範囲としては、かぶりは $c/\phi=1.0\sim 3.0$ 、配筋量 A_{spi}/s は $0.0\sim 0.7$ 、定着長は $L/\phi=20\sim 30$ とした。ここで、 ϕ は鉄筋径、 A_{spi} はらせん鉄筋の断面積、 s はらせん鉄筋の配置間隔である。試験体 No.17 はコンクリート試験体であり、モルタル試験体 No.5 と同条件である。

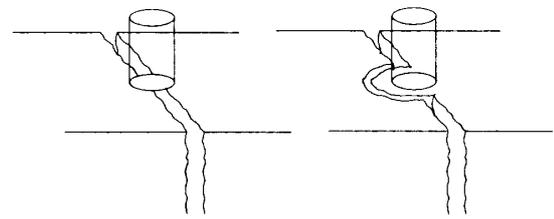


図-4(a) Type-A 図-4(b) Type-B

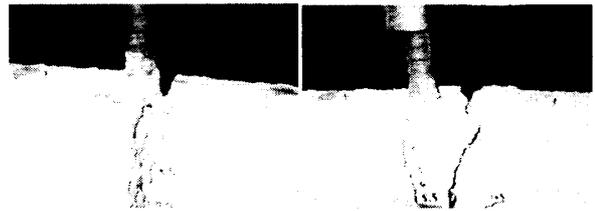


写真-2(a) Type-A 写真-2(b) Type-B

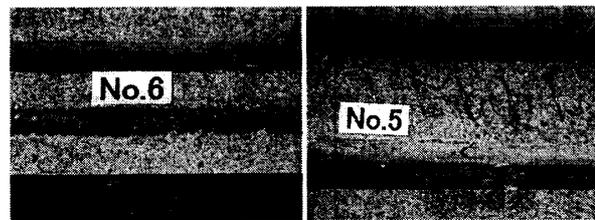


写真-3(a) Type-A 写真-3(b) Type-B

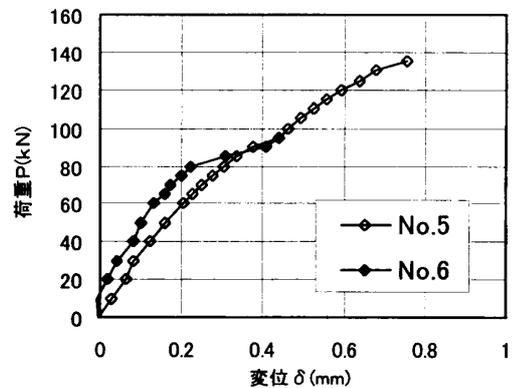
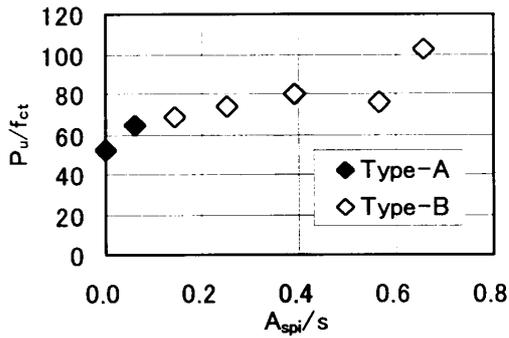
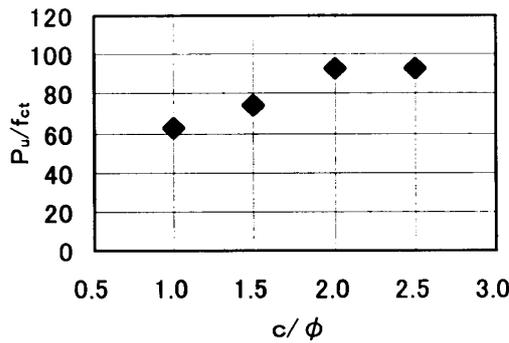


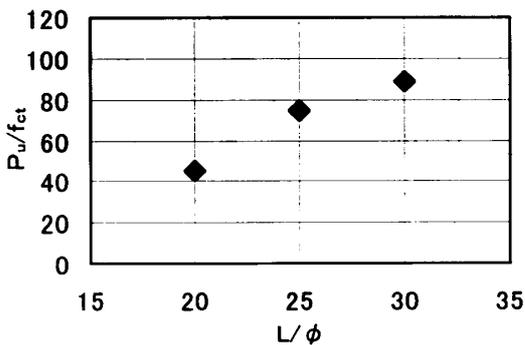
図-5 荷重 P と変位 δ の関係



(a) P_u/f_{ct} と配筋量 A_{spi}/s の関係



(b) P_u/f_{ct} と c/ϕ の関係



(c) P_u/f_{ct} と定着長 L/ϕ の関係

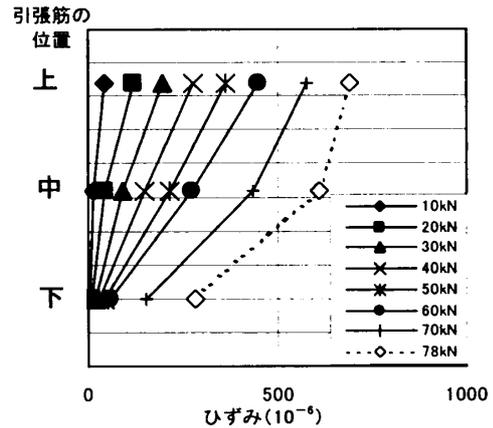
図-6 P_u/f_{ct} と各因子の関係

2.3 実験結果

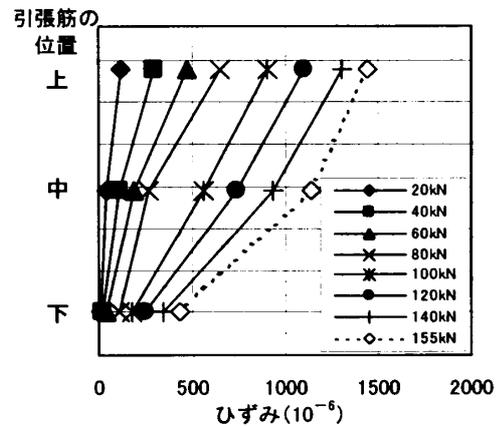
(1) 結果一覧

実験結果の一覧を表-2 に示す。本実験では、2つの破壊モードが得られた。2つの破壊モードの例を図-4 および写真-2, 3 に示す。代表的な各破壊モードの荷重と鉄筋の拔出量を図-5 に示す。両者とも最大荷重になると急激に破壊する脆性的なモードである。

コンクリート強度の影響を取り除くため、縦軸は最大荷重 P_u とコンクリートの引張強度 f_{ct} の比 P_u/f_{ct} とし、横軸にかぶり c 、配筋量



(a) No. 13



(b) No. 14

図-7 鉄筋のひずみ分布

A_{spi}/s および定着長 L/ϕ との関係を図-6 に示す。

図-6(a)よりスパイラル筋の配筋量が大きくなると若干のばらつきはあるものの P_u/f_{ct} が大きくなるのがわかる。破壊モードはひびわれ性状から鉄筋からかぶりの小さい方向にひび割れ面が形成された TYPE-A と鉄筋の回りに配置したスパイラル筋に沿ったひび割れ面が形成された TYPE-B に区分される。破壊モードは、配筋量 A_{spi}/s が小さいと TYPE-A となり、大きくなると TYPE-B になる。その境界は $A_{spi}/s=0.1$ 程度である。

図-6(b)よりかぶりが大きくなると P_u/f_{ct} は大きくなるが、上限値があるようにも見える。

図-6(c)より定着長が長くなると P_u/f_{ct} は直線的に大きくなり、逐次破壊の影響が見られ

ない。図-7 に定着長の最も短い No.13 試験体と定着長の最も長い No.14 試験体の鉄筋ひずみ分布を示す。両図ともひずみ分布は直線とはならず、上部にひび割れが発生しているために応力分布は一樣とはならない。しかし、本実験での定着長の範囲ではあるが、両者ともほぼ同様なひずみ分布となっており、定着長による逐次破壊の影響は小さい。

3. 耐力算定式の提案

3.1 耐力算定式の仮定

本実験より Type-B の破壊モードが多く、Type-B の耐力算定式が必要と考えた。

Type-B の破壊モードは、スパイラル筋の配筋量の大きい時に観察された。この原因は次のように説明できる。引拔力を受ける鉄筋から発生する放射応力 q (図-8 参照) により、スパイラル筋内部のコンクリートに力を伝達する。内部コンクリートは、スパイラル筋の拘束力が大きいため、内部コンクリートにひび割れは発生せず、スパイラル筋に沿ったひび割れが発生し、破壊にいたることが実験からわかった。従って、本提案式では、スパイラル筋に沿ったひび割れは鉄筋からの放射応力と考え、以下のように関係を求めた。

鉄筋の引抜荷重 P によって発生する付着応力 τ は、図-8 に示すようにコンクリートに伝達し、放射状の応力 q を発生する。拘束力が大きくなると θ は小さくなり放射応力 q は小さくなる。本実験では、放射応力は鉄筋の深さ方向に一定であるとみなせることから (図-6(c)参照) 引抜荷重 P と付着耐力 τ の関係は式(1)で表される。

$$\tau = \frac{P}{\pi \cdot \phi \cdot \ell} \quad (1)$$

ここに ℓ : 定着長

付着応力 τ と放射応力 q の関係は式(2)のようになる。

$$\tau \cdot \tan \theta = q \quad (2)$$

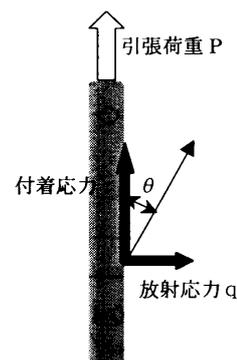


図-8 応力伝達機構

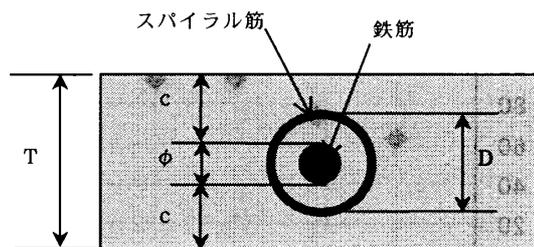


図-9 試験体断面

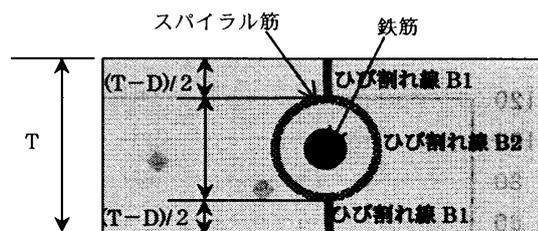


図-10 ひび割れ線の仮定

したがって、式(1),(2)より、引抜力 P と放射応力 q の関係は式(3)のように求められる。

$$P = \frac{\pi \cdot \phi \cdot \ell}{\tan \theta} \cdot q \quad (3)$$

ここで、 c :かぶり(mm), D :スパイラル筋環内径(mm), T :試験体厚さ(mm), ϕ :鉄筋径(mm)

破壊モード Type-B は図-10 に示すように次に示す2つのひび割れにモデル化した。

a) ひび割れ面 B1(実線):スパイラル筋の環からかぶり表面まで至るひび割れ

b) ひび割れ面 B2(点線):スパイラル筋の環に沿ってあるひび割れ

ひび割れ面 B1 を割裂させた放射応力を q_{B1} とする。放射応力 q_{B1} のひび割れ面 B1 に対して鉛直方向成分の合力を Q_{B1} とする。ひび割れ B1 に対して鉛直方向を x 方向, 水平方向

を y 方向とし、鉄筋の中心を原点 O とした。
 Q_{B1} は鉄筋からの放射応力 q_{B1} の x 方向の合力から式(4)のように求まる。

$$Q_{B1} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} q_{B1} \cos \alpha dA = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} q_{B1} \cos \alpha \left(\frac{\phi}{2} \cdot \ell\right) \cdot d\alpha$$

$$= \frac{\phi}{2} \cdot \ell \cdot q_{B1} \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \cos \alpha d\alpha = q_{B1} \cdot \phi \cdot \ell \quad (4)$$

Q_{B1} に対する反力は、コンクリートの引張応力から $f_{ct} \cdot 2 \cdot \frac{T-D}{2} \cdot \ell$ であるから式(5)が得られる。

$$q_{B1} = \frac{T-D}{\phi} \cdot f_{ct} \quad (5)$$

次に、ひび割れ面 B2 を割裂させた放射状応力を q_{B2} を求める。鉄筋表面から放射状に発生している q_{B2} という大きさをもつ応力がコンクリートを介して、全てひび割れ面 B2 上に伝わるならば、そこでの応力は $\frac{q_{B2}}{D/\phi}$ という大きさになる。この応力が f_{ct} になると引張ひびわれが発生することから、式(6)のようにその内径が求められる。

$$q_{B2} = \frac{D}{\phi} \cdot f_{ct} \quad (6)$$

したがって、式(5)、(6)を合わせて、放射応力 q_B とすると、式(7)が求められる。

$$q_B = q_{B1} + q_{B2} = \frac{T}{\phi} \cdot f_{ct} \quad (7)$$

式(3)、(7)より全引抜力は、式(8)のように求められる。

$$P = \frac{\pi \cdot T \cdot \ell}{\tan \theta} \cdot f_{ct} = \frac{\pi \cdot (2C + \phi) \cdot \ell}{\tan \theta} \cdot f_{ct} \quad (8)$$

本提案式からわかるように同じ拘束力である時には $\tan \theta$ は一定であるため、破壊耐力 P は試験体のかぶりと定着長の大きさに比例す

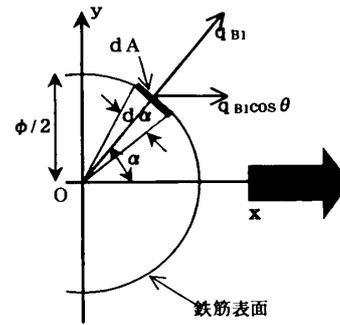


図-11 放射応力とその合力

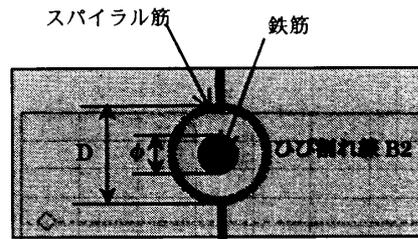


図-12 ひび割れ線 B2 図

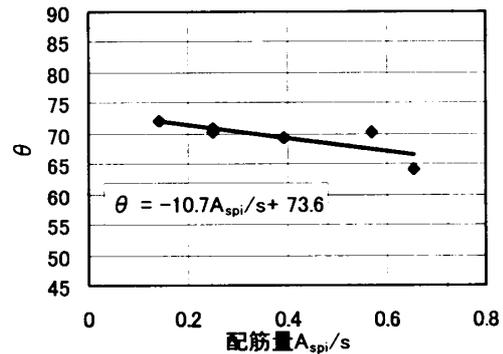


図-13 θ と配筋量 A_{spi}/s の関係

る。一方、試験体のかぶりと定着長が一定の場合、 $\tan \theta$ の大きさにより破壊耐力は変化する。図-13 に示すように実験結果を整理し、回帰すると θ と配筋量 A_{spi}/s の関係は式(9)のような直線式で表される。

$$\theta = -10.7 \frac{A_{spi}}{s} + 73.6 \quad (9)$$

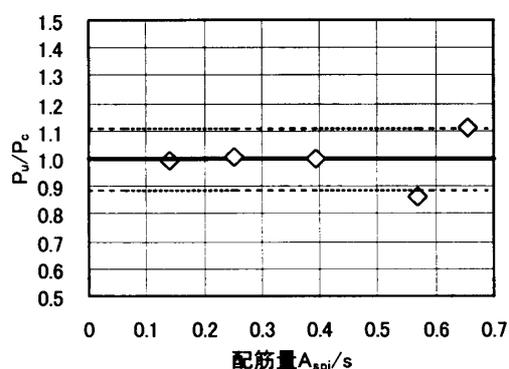
図-13 に見られるように配筋量が大きくなると θ は小さくなり、引抜耐力は上昇する傾向が示され、スパイラル筋による拘束力が大きくなると耐荷力が上昇するという物理現象と本提案式は一致する。

3.2 実験値と計算値の比較

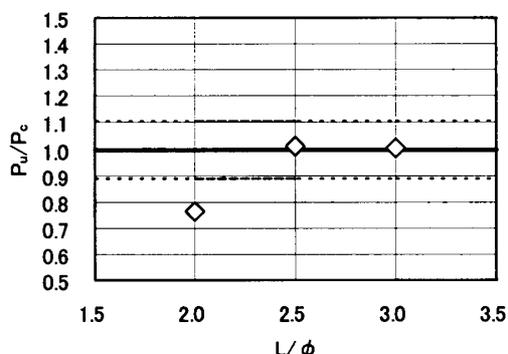
本提案式による計算値 P_c と実験値 P_u の比 P_u/P_c を図-14 に示す。本提案値と実験値の比の平均は 0.97, 変動係数は 11.0% である。

図-14(a) に配筋量 A_{spi}/s と P_u/P_c の関係を示す。平均値は 1.0 に近く, 配筋量に関する感度も小さい。図-14(b) に定着長と P_u/P_c の関係を示す。定着長が短いものは少しはずれているが一致傾向にあることがわかる。

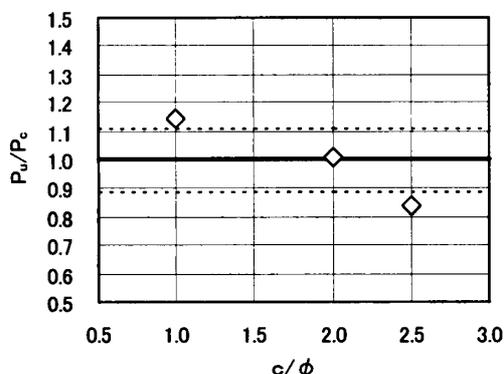
図-14(c) にかぶりと P_u/P_c の関係を示す。図に見られるようにかぶりが大きくなると



(a) 配筋量 A_{spi}/s



(b) 定着長 L/ϕ



(c) かぶり

図-14 実験値と計算値の比較

P_u/P_c の値は小さくなる。これは, かぶりが大きくなるとかぶり部のコンクリートはスパイラル筋による拘束力が小さくなり, 本提案式は B1 部分のひび割れ幅の大きさを一定としたために図-14 のような結果となったと考えられる。

4. まとめ

本研究は, 引張応力場に定着する時に, スパイラル筋により補強する手法について提案した。以降に, 本研究で得られた知見を示す。

- (1) スパイラル筋によって補強した定着の破壊モードには, TypeA と TypeB の2つの破壊モードがあり, その境界値はスパイラル筋の配筋量 $A_{spi}/s=0.1$ である。(図-4 及び写真-2, 3 を参照)
- (2) スパイラル筋によって補強した定着耐力算定式を TypeB の破壊モードの場合について提案した。その精度は, 平均値 0.97, 変動係数 11.0% である。

[謝辞] 本研究の実施にあたり, 実験および実験データ整理において早稲田大学理工学部関研究室桑原大亮氏, 大和田貴博氏の協力を得たことを記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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 No.606/V-41, pp129-140, 1998.11
- 2) 斉藤修一, 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, Vol.20, No.3, pp-187-192, 1998.6
- 3) 高橋健一, 斉藤修一, 松島学, 関博: 引張場に定着された鉄筋のスパイラル筋補強効果に関する実験的研究, 土木学会第55回年次学術講演会, 第5部, pp-1154-1155, 2000.9