【論文】

UDC : 624. 012. 46 : 624. 078 : 539. 61

日本建築学会構造系論文報告集 第422号・1991年4月
Journal of Struct. Constr. Engng, AIJ, No. 422, Apr., 1991PC用テンドン定着部の耐力評価に関する実験的研究
CRACKING AND ULTIMATE STRENGTH OF ANCHORAGE ZONE
OF PRESTRESSING TENDONS

杉田和直*, 服部高重**, 最上達雄***

Kazunao SUGITA, Takashige HATTORI and Tatsuo MOGAMI

Loading tests of full scale specimens of the anchorage zone of prestressing tendons were carried out. Factors of the area of the cross section of members, concrete strength, and amount of lateral reinforcement (amount of spiral and hoop reinforcement) are considered to affect the cracking behavior and ultimate strength of the anchorage zone, and those factors were taken as parameters.

From the relations between each parameter and the behaviors of specimens, formulae by which cracking and ultimate strengths can be predicted are presented here. Based on a new idea of cumulative strength of concrete, and spiral and hoop reinforcement, the formulae were derived. Proposed formulae for cracking and ultimate strengths were examined by the application to the experimental data which were published previously, and it was confirmed that they gave good prediction and that they were satisfactorily applicable.

Keywords : anchorage zone, prestressing tendons, full scale specimens, sectional area of members, concrete strength, lateral reinforcement

定着部, テンドン, 実大試験体, 部材断面積, コンクリート強度, 横補強筋

1. まえがき

日本建築学会のプレストレストコンクリート設計施工規準・同解説では、PC定着部の設計に際し、支圧応力および割裂応力に対し、それぞれ独立に許容応力度設計を行うよう定めている。許容応力度設計の場合、許容支圧応力は支圧面積比（支圧面積 A を支圧面積 A_0 で除した値 A/A_0 ）によって変わるという考え方を取り入れているが、横補強筋（スパイラル筋、フープ筋等）の効果を無視している。また、割裂応力は弾性応力解析で求め、コンクリートの許容引張応力度を超過する部分に、スパイラル筋、フープ筋等による補強を行うとしている。しかし、①配筋された横補強筋がその定着部の破壊耐力に影響を及ぼすこと、②部材断面が大きくなると、支圧板直下のスパイラル筋は、通常（支圧板と同程度）の巻径では割裂補強としてそれほど有効でないこと、など若干の問題が残されていると言える。なお、この点については学会規準においても指摘されているが、定量的な指標は示されていない。

一方、定着部に横補強筋を用いた支圧強度の既往の研

究は数多く報告^{1)~14)}されているが、その多くの研究^{2)~5), 7), 10), 11)}では、いずれも支圧部の一辺の長さ、もしくは直径が150~300 mm程度の立方体、角柱体あるいは円柱試験体であり、試験体にはシース孔が設けられたものは少なく、モルタル等で実施したものを含め比較的小さな試験体が用いられている。試験体の寸法が小さくなると、ひびわれ耐力および破壊耐力が大きくなる傾向にある^{15)~17)}ので、実験には実大に近い試験体を用いることが望ましい。

また、プレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 構造の出現により、ポストテンション工法でのコンクリートの設計基準強度が通常の場合では240 kgf/cm²以上、特別な検討をした場合、またはプレストレストを補助的に用いる場合では、これを210 kgf/cm²まで下げることができるようになった。しかし、300 kgf/cm²以下のコンクリート強度を扱った定着部耐力に関する資料が数少ない^{1), 3), 6), 15)~18)}。

以上の経緯から、本研究では、コンクリート強度、支圧面積、スパイラル筋量、フープ筋量をパラメータとし、

本論文の一部は、文献15), 17), 18)に既発表である。

* 大成建設(株)技術企画部

** 大成建設(株)技術研究所・工博

*** 大成建設(株)技術研究所

Technology Planning Department, Taisei Corporation.

Technology Research Center, Taisei Corporation, Dr. Eng.

Technology Research Center, Taisei Corporation.

体はシートがけによる気中養生であり、実験日前日に型枠を脱型した。なお、コンクリート強度確認用の標準供試体 (100φ×200h) の養生条件は試験体と同一である。コンクリートの試験結果を表-2に、鉄筋の機械的性質を表-3に示す。

2.2 実験方法

試験体への加力は、シリーズⅠ、Ⅱでは図-2に示すようにアンカーヘッド(φ150×60)を介して、支圧板(φ40×290×290, 材質SS41)を1000tonf油圧式圧縮試験機を用いて単調に載荷した。また、シリーズⅢでは直接支圧板全面を単調に載荷した(以後、それぞれをアンカーヘッド載荷および支圧板載荷という)。

コンクリートのひびわれ状況を観測するとともに、スパイラル筋およびフープ筋のひずみを測定した。

2.3 実験結果および検討

2.3.1 ひびわれ・破壊性状

試験体には、補強筋がないもの(無筋)、スパイラル筋のみ配筋されたもの、スパイラル筋とフープ筋とが配

筋されたものの3種類がある。いずれの試験体も、初ひびわれは支圧板の下5~10cmのコンクリート表面に、垂直に発生する。この縦ひびわれは、荷重の上昇とともに下方に進展する。最終の破壊状況は、無筋またはスパイラル筋のみ配筋された場合、縦ひびわれが著しく拡幅し試験体は割裂された状態となる(写真-1参照)。これに対し、スパイラル筋とフープ筋とが配筋された場合、縦ひびわれが多数発生し全体的に破壊している(写真-2参照)。なお、写真-1, 2に示す支圧板は大きく変形しているが、これは、試験終了後内部の破壊状況を観察するために必要以上の載荷を行ったので残留変形が生じたものである。

試験体内部の破壊状況を観察した結果を図-3に示す。無筋の試験体では、支圧板直下に逆四角錐状のコーンが形成され、このコーンが支圧板周辺のコンクリートを押し割った状態になっている(図-3(a)参照)。なお、支圧板載荷の試験体はアンカーヘッド載荷のものに比べ、この逆四角錐状のコーンが大きい傾向にある。

スパイラル筋のみ配筋された試験体では、スパイラル筋の内部に成の低いコーンが上下に対向して形成され、

図-1 試験体の形状および寸法 (A2-200-13)

図-2 支圧板とアンカーヘッドの関係

写真-1 無筋の場合
(C0-300-0 試験体)

写真-2 スパイラル筋とフープ筋
とが配筋されている場合
(C1-420-13 試験体)

図-3 内部のひびわれ状況

この部分の損傷が顕著である。さらに、スパイラル筋の円周に沿った円筒状のひびわれが進展して、図-3(b)に示すように周辺のコンクリートと分離した状態になっている。

スパイラル筋の外側にさらにフープ筋が配置されると、図-3(c)に示すように、スパイラル筋の外側のコンクリートにハの字状のひびわれが多数認められるが、スパイラル筋の内側のコンクリートの破壊状態は、上記のスパイラル筋のみ配筋された試験体に類似している。

以上の試験体内部の破壊状況の観察から、いずれの試験体も支圧板の下部またはスパイラル筋の内側のコンクリートの破壊が著しく、この部分の破壊で最大耐力が決まるものと推定された。

2.3.2 横補強筋のひずみ

図-4は、シリーズIで得られたスパイラル筋とフープ筋のひずみ測定結果の一例を示したものである。スパイラル筋の降伏後も耐力が上昇するが、フープ筋が降伏するとまもなく終局耐力に至る。すなわち、スパイラル筋、フープ筋が順次降伏することにより、拘束効果が頭打ちになり破壊に至るものと考えられる。なお、他の試験体においても、横補強筋はすべて最大耐力に至る前に降伏している。

2.3.3 耐力に影響を及ぼす要因に関する検討

実験結果一覧を表-4に示す。表中の支圧応力は荷重を支圧面積で除した値である。

表-4 実験結果一覧

シリーズ名	試験体名	コンクリート強度 f_c (kgf/cm ²)	支圧面積比 A/A_0	ひびわれ荷重時 P_c (tonf)	ひびわれ荷重時		最大荷重時 P_u (tonf)	最大荷重時	
					支圧応力 $\sigma_c = P_c/A$ (kgf/cm ²)	支圧比 σ_c/f_c		支圧応力 $\sigma_u = P_u/A$ (kgf/cm ²)	支圧比 σ_u/f_c
I	A1-200-13	202	2.68	103	136	0.67	277	366	1.81
	A2-200-13	202	"	111	147	0.73	243	321	1.56
	A3-200-13	202	"	100	132	0.65	193	255	1.26
	A1-240-13	253	"	156	206	0.81	315	417	1.65
	A2-240-13	253	"	137	181	0.72	277	366	1.45
	A2-270-13	275	"	119	157	0.57	276	365	1.33
	A1-300-13	299	"	141	186	0.62	342	452	1.51
	A2-300-13	299	"	141	186	0.62	325	430	1.44
	A3-300-13	299	"	130	172	0.57	301	398	1.33
	A0-300-13	299	"	133	176	0.59	260	344	1.15
	B1-200-13	202	3.31	143	188	0.93	289	382	1.89
	B3-200-13	202	"	130	172	0.85	244	323	1.60
	B1-300-13	299	"	139	184	0.62	326	479	1.60
	B2-300-13	299	"	138	183	0.61	327	432	1.44
	B3-300-13	299	"	138	183	0.62	301	398	1.33
	B0-300-13	299	"	143	189	0.63	268	354	1.18
II	B0-360-13	359	"	136	180	0.50	289	382	1.06
	B0-420-13	416	"	172	228	0.55	312	413	0.99
	C3-200-13	202	4.76	167	221	1.09	265	350	1.73
	C3-240-13	233	"	189	250	1.07	306	405	1.74
	C1-300-13	299	"	192	254	0.86	390	516	1.73
	C2-300-13	299	"	194	257	0.86	357	472	1.58
	C3-300-13	299	"	171	226	0.76	329	435	1.45
	C0-300-13	299	"	158	209	0.70	283	374	1.25
	C1-360-13	359	"	253	335	0.93	437	578	1.61
	C2-360-13	359	"	235	311	0.87	396	524	1.46
	C0-360-13	359	"	213	282	0.79	302	399	1.11
	C1-420-13	416	"	288	381	0.92	467	618	1.49
	C2-420-13	416	"	261	345	0.83	433	573	1.38
	C3-420-13	416	"	251	332	0.80	400	529	1.27
	C0-420-13	416	"	235	311	0.75	343	452	1.09
III	D1-300-13	299	8.46	250	331	1.11	433	573	1.92
	D2-300-13	299	"	250	331	1.11	401	530	1.77
	D3-300-13	299	"	255	337	1.13	364	481	1.61
	D0-300-13	299	"	248	328	1.10	320	423	1.41
	D0-360-13	359	"	274	362	1.01	387	512	1.43
	D0-420-13	416	"	295	390	0.94	415	549	1.32
	C0-300-0	293	4.76	189	250	0.85	229	303	1.03
	C0-300-9	293	"	209	276	0.94	255	337	1.15
	C0-300-16	293	"	205	271	0.92	310	410	1.40
	C0-300-19	293	"	211	279	0.95	330	437	1.49
	C2-330-9	324	4.76	215	304	0.94	328	434	1.34
	C2-330-19	324	"	213	308	0.95	431	570	1.76
	A0-300-0-P	293	2.68	223	295	0.97	314	415	1.37
	C0-300-0-P	293	4.76	287	380	1.30	350	463	1.58
	D0-300-0-P	293	8.46	450	595	1.95	469	620	2.04

ひびわれ荷重は4面に生じた荷重の平均である。

以下に、コンクリート強度、支圧面積比、スパイラル筋量およびフープ筋量の各要因が支圧応力に及ぼす影響について検討する。

(1) コンクリート強度

図-5は、スパイラル筋量を一定 ($P_s=1.78\%$) とした試験体で、コンクリート強度と支圧応力との関係を示したものである。ひびわれ荷重および最大荷重時の支圧応力 (σ_c および σ_u) はコンクリート強度の上昇に伴い直線的に増大するが、支圧応力の増大の割合は支圧面積比によって異なる。すなわち、支圧面積比が大きくなると直線の勾配が大きくなる傾向にあるので、支圧面積比によってコンクリート強度の評価を変える必要がある。

(2) 支圧面積比

上記のコンクリート強度の影響を取り除くため、支圧応力をコンクリート強度で除した支圧応力比を縦軸に、支圧面積比を横軸に取って、両対数軸上に図示すると図

図-4 スパイラル筋ひずみとフープ筋ひずみの比較 (A1-200-13)

図-5 コンクリート強度と支圧応力の関係

—6が得られる。なお、多くの研究者らも^{2), 19)~27)}このように両対数軸上で支圧応力比と支承面積比の関係で整理している。図—6では、同一のスパイラル筋量 ($P_s = 1.78\%$) の試験体について、コンクリート強度とフープ筋間隔との組合せが同じものを1つの記号で示した。この図より、支承面積比が大きくなれば σ_c/F_c および σ_u/F_c は直線的に大きくなると言える。この直線の勾配は、他のパラメータ (コンクリート強度、フープ筋間隔) が変化してもほぼ一定とみなしてよいことが分かる。

(3) スパイラル筋量

$P_s \cdot s \sigma_y$ (P_s : スパイラル筋比, $s \sigma_y$: スパイラル筋の降伏点) と支圧応力との関係を図—7に示す。この図より、スパイラル筋量が大きくなるほど支圧応力が直線的に上昇することが分かるが、ひびわれ補強にはスパイラル筋の効果がそれほどないと言える。また、スパイラル筋量によるこれらの直線の勾配は、他のパラメータ (コンクリート強度、フープ筋量) が変化してもほぼ一定とみなしてよいことが分かる。

(4) フープ筋量

図—8はスパイラル筋量を一定 ($P_s = 1.78\%$) とした試験体で、 $P_h \cdot h \sigma_y$ (P_h : フープ筋比, $h \sigma_y$: フープ筋の降伏点) と支圧応力との関係を示したものである。この図より、フープ筋量が大きくなれば、支圧応力が直線的に上昇することが分かる。しかし、スパイラル筋の場合と同様に、ひびわれ補強に対してフープ筋の効果はわずかしかなんとも言える。また、フープ筋量によるこれらの直線の勾配は、他のパラメータ (コンクリート強度、支承面積比 A/A_0) が変化してもほぼ一定とみなしてよいことが分かる。すなわち、スパイラル筋の場合と同様に、フープ筋の補強効果は他の要因とは独立に評価できると言える。

2.3.4 耐力機構および実験式の構成

上記のひびわれ・破壊性状および各要因の検討結果を要約すれば、次のようになる。

- ① 支圧板より外側のコンクリートは割裂破壊を生じているが、最終的な破壊原因は支圧板直下のコンクリートのコーン状の滑り破壊によるものと考えられる。
- ② 支圧耐力 (ひびわれ耐力および破壊耐力) はコンクリート強度に比例する。この比例定数は、支承面積比の増大につれ、大きくなる。
- ③ 支圧応力比は支承面積比の増大につれて大きくなるが、比例関係にはない (両対数軸図上では直線関係である)。

- ④ 支圧耐力は横補強筋量 ($P_s \cdot s \sigma_y$ または $P_h \cdot h \sigma_y$) に比例して増大し、この比例定数は他の要因の影響を受けない。

なお、横補強筋はいずれも最大荷重に至るまでに降伏

図—6 支承面積比と支圧応力比の関係

図—7 $P_s \cdot s \sigma_y$ と支圧応力の関係

図—8 $P_h \cdot h \sigma_y$ と支圧応力の関係

図-9 支圧板より外側の横方向の拘束

している。

以上の要約から、耐力機構を図-9のようにモデル化して考える。すなわち、全面圧縮強度(F_c)に対する支圧耐力の増大を、図示のように支圧板より外側のコンクリートの拘束効果(A/A_0)を考慮したコンクリート項に、スパイラル筋およびフープ筋の2種類の横方向の拘束効果による耐力増加項が、それぞれに独立に累加されるものとする。

上記の拘束効果によって支圧板下部のコンクリートが3軸圧縮応力状態になるため、支圧耐力が全面圧縮強度(1軸圧縮応力状態)よりも増大することを容易に説明できる。また、この耐力増大分が1軸圧縮耐力に独立に累加されるという考え方も一般的である。すなわち、横方向から等水圧(σ_0)を受ける場合のコンクリートの軸方向圧縮強度を $\sigma_u = F_c + k_0 \sigma_0$ (k_0 : 定数) で表現したり^{28), 29)}、スパイラル筋で補強されたコンクリートの圧縮強度を $\sigma_u = F_c + k P_s \cdot s \sigma_y$ (k : 定数) で表現するように³⁰⁾、横方向の拘束効果を全面圧縮強度に累加する手法は広く行われている。図-9に示す耐力機構もこのような考え方を採用しているが、3種類の耐力を独立に累加したのは、支圧板より外側のコンクリートが割裂破壊し、横補強筋がすべて降伏して、それぞれの拘束効果が破壊耐力に十分に寄与していると考えたからである。

支圧耐力を求める実験式の構成は、図-9から次式のように表現される。

$$\sigma_u = f_1(F_c, A/A_0) + f_2(P_s \cdot s \sigma_y) + f_3(P_h \cdot h \sigma_y) \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 f_1, f_2, f_3 : 関数

σ_u : 最大荷重時の支圧応力 (kgf/cm²)

A/A_0 : 支圧面積比

A : 支圧面積 (cm²)

A_0 : 支圧面積 (cm²)

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

2.3.5 無補強コンクリートの支圧応力比

定着部の耐力は、(1)式に示すように、無補強コンクリートの耐力にスパイラル筋とフープ筋の補強効果を累加することによって与えられると仮定した。(1)式の右辺第二項および第三項はそれぞれスパイラル筋とフープ筋の耐力上昇効果であり、図-7, 8に定量的に把

図-10 支圧応力比と A/A_0 の関係

握できている。しかし、図-6は、横補強筋の効果も含めた耐力であり、第一項の無補強コンクリートの支圧応力比と支圧面積比の関係は求められていない。そこで、図-7から得られるスパイラル筋量による耐力上昇分を図-6より差し引き、無補強コンクリートの支圧応力比と支圧面積比の関係を求め、これを示したものが図-10である。すなわち、図-7の支圧応力と $P_s \cdot s \sigma_y$ 関係の両辺を F_c で除し、スパイラル筋によって増加する耐力 $\sigma_c/F_c = 0.15 P_s \cdot s \sigma_y / F_c$ および $\sigma_u/F_c = 1.1 P_s \cdot s \sigma_y / F_c$ を図-6の $F_c = 299 \text{ kgf/cm}^2$, $P_s = 1.78\%$, $P_h = 0\%$ の直線から差し引き、無補強コンクリートの耐力を導いたものである。

上述の操作によって、無補強コンクリートのひびわれ応力、最大応力を推定したものを×印および○印で示し、これから求められるそれぞれの耐力式も図中に示した。この累加の考え方を検証するために行った無補強コンクリート試験体(1体)の実験結果を図印および●印で記入した。図、●印は耐力式(点線および実線)のほぼ線上にある。

3. 耐力評価式の提案

耐力に寄与するコンクリート強度と支圧面積比、スパイラル筋量およびフープ筋量のそれぞれの効果が定量的に把握できたので、実験式の誘導が可能である。(1)式の f_1, f_2, f_3 の関数の形は、図-7, 8, 10より、以下のようになる。

$$\sigma_u = \alpha (A/A_0)^{\beta} \cdot F_c + \gamma (P_s \cdot s \sigma_y) + \delta (P_h \cdot h \sigma_y) \quad \dots \dots \dots (2)$$

なお、 $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ は実験定数である。

3.1 定数の決定

定数は図-7, 8, 10のそれぞれの回帰式の直線の傾きから求められ、図-7ではデータ数の多い方を、図-8では平均的な値を採用した。この結果、それぞれ次式のように実験式(以後、耐力評価式という)が得られた。

① ひびわれ耐力

$$\sigma_c = 0.31 \cdot \sqrt{A/A_0} \cdot F_c + 0.15 P_s \cdot s \sigma_y + 0.71 P_h \cdot h \sigma_y \quad \dots \dots \dots (3)$$

② 最大耐力

$$\sigma_u = 0.74 \cdot \sqrt{A/A_0} \cdot F_c + 1.1 P_s \cdot \sigma_y + 3.2 P_h \cdot \sigma_y \quad (4)$$

ただし, $180 \leq F_c \leq 450$ (kgf/cm²), $2 \leq A/A_0 \leq 10$,
 $0 < P_s \leq 4.0$ (%), $0 \leq P_h \leq 1.2$ (%), F_c (シ
 リンダー 100 $\phi \times 200$ h の圧縮強度)

ここに,

$\sigma_c = P_c/A_0$: ひびわれ荷重時の支圧応力 (kgf/cm²)

P_c : ひびわれ荷重 (kgf)

$\sigma_u = P_u/A_0$: 最大荷重時の支圧応力 (kgf/cm²)

P_u : 最大荷重 (kgf)

$P_s = 2 \cdot a_s / (s \cdot r \cdot S)$: スパイラル筋比

a_s : スパイラル筋の断面積 (cm²)

$s \cdot \sigma_y$: スパイラル筋の降伏点 (kgf/cm²)

$s \cdot r$: スパイラル筋の巻径 (cm)

S : スパイラル筋の間隔 (cm)

$P_h = 2 \cdot a_h / (B \cdot p)$: フープ筋比

a_h : フープ筋の断面積 (cm²)

$h \cdot \sigma_y$: フープ筋の降伏点 (kgf/cm²)

B : 部材幅 (支承部の一辺の長さ) (cm)

p : フープ筋の間隔 (cm)

なお, 耐力評価式の F_c , A/A_0 , P_s および P_h の適用範囲は, 本実験の範囲からそれほど外挿することなく, 無理のない範囲に定めたものである。

3.2 耐力評価式の精度

シリーズ I, II の実験データのひびわれ荷重および最大荷重とそれぞれの耐力評価式による計算値との比較を図-11 に示す。実験値は計算値に対しおおむね $\pm 10\%$ の範囲内におさまっており, 耐力評価式は実験値を精度良く近似していると言える。

4. 本研究の実験値が小さいことに対する検討

既往の研究^{2), 20), 21), 24)}で得られた実験式と本研究の耐力評価式の第一項 (コンクリート項) とを比較して表-5 に示す。表-5 にみられるように本研究の耐力評価式は, 他の実験式に比べて, 小さめの評価となっている。これは載荷方法による差異, 試験体の大きさの影響等によるものと考えられ, この点を以下に考察する。

4.1 載荷方法による差異

図-12 は無筋コンクリートの支圧応力比と支圧面積比の関係について, アンカーヘッド載荷と支圧板載荷とを比較したものである。この図において, アンカーヘッド載荷したものの支圧応力比は支圧板載荷したものに比べかなり小さくなっており ($A/A_0 = 4.76$ でアンカーヘッド載荷は支圧板載荷したものの約 65 % である), 載荷方法の差異が顕著に現れている。この差異は, 支圧板にシース穴があるため, アンカーヘッド載荷では支圧板の曲げ剛性が小さくなった影響が現れたものと考えら

図-11 実験値と計算値の比較

図-12 A/A_0 と支圧応力比の関係

表-5 既往の研究との比較

研究者	実験時の		提案式	$A/A_0 = 4.76$ のときの σ_u の値
	試験体寸法 (mm)	F_c (kgf/cm ²)		
鈴木ら ²⁾	202×202×500	305~364	$\sigma_u = 0.9(A/A_0)^{0.6} \cdot F_c$	$2.30 F_c$
一木 ²⁰⁾	300×300×360	148~163	$\sigma_u = 1.39 \sqrt{A/A_0} \cdot F_c$	$3.44 F_c$
伊東 ²¹⁾	250×250×250	342	$\sigma_u = \sqrt[2.24]{A/A_0} \cdot F_c$	$2.02 F_c$
六車ら ²⁴⁾	200×200×200	400	$\sigma_u = 0.84 \sqrt{A/A_0} \cdot F_c$	$1.66 F_c$
本研究	450×450×900 800×800×1600	293~299	$\sigma_u = 0.74 \sqrt[4.6]{A/A_0} \cdot F_c$	$1.04 F_c$

れる。なお, 支圧板載荷の場合, $A/A_0 = 1.0$ すなわち, 全面載荷では $\sigma_u/F_c \approx 1.0$ となっていて, この影響は現れていない。表-5 に示した既往の研究では, 支圧板全面に載荷を行っているので, 本研究で得られた耐力評価式に比べて, 高めの実験式を与えているものと考えられる。

4.2 試験体の大きさの影響

図-13 は試験体の寸法効果を調べるため, 筆者らが別に行った実験 (試験体寸法, 支圧板寸法, シース孔径, スパイラル筋巻径, フープ筋加工寸法, アンカーヘッド径等がほぼ相似のものをを用い, コンクリート強度, 支圧面積比, スパイラル筋量およびフープ筋間隔を一定とし

図-13 支圧応力比と支承面積 A の関係

図-14 部材幅と支圧応力比の割増係数の関係

た)¹⁷⁾から、支圧応力比と支承面積との関係を回帰分析により求めたものである。この実験の範囲では、支承面積が大きくなるほどひびわれ荷重および最大荷重時の支圧応力比は小さくなるが、支承面積が約 1770 cm² (42 × 42 cm 角、図中の数値は部材幅を示す) 以上になると、支圧応力比はほぼ一定となる。本研究の実験は実構造物に用いられる大容量テンドンの定着具を使用し、支承面積が約 2025 ~ 6400 cm² と大きいので、耐力評価式を小さい部材に適用する場合には、補正が必要となる。

図-14 は、部材幅によって耐力を補正する時に使用するもので、図-13 の部材幅 42 cm の部材を基準として、これより小さい部材の割増係数を求めたものである。

5. 耐力評価式の検討

5.1 筆者らが過去に得た実験データ¹⁶⁾による検討

文献 16) の実験値と耐力評価式による計算値との比較を図-15 a に示す。この実験は、系統的な実験になっていないので、実験データを本研究の耐力評価式の誘導

図-15 a 実験値と計算値の比較

図-15 b 実験値と計算値の比較

には使用していない。図-15 a によれば、実験値と計算値とはおおむねよく一致している。なお、実験条件はコンクリート強度 F_c が 209 ~ 211 kgf/cm²、支承面積比 A/A_o が 1.9 ~ 2.5、スパイラル筋量 P_s が 1.71 ~ 2.42 %、フープ筋量 P_h が 0.17 ~ 1.12 % である。

5.2 既往の文献^{31), 32)}による検討

文献 31), 文献 32) の実験値と耐力評価式による計算値との比較を図-15 b に示す。文献 31), 32) は試験体数がそれぞれ 2 体および 3 体と数少ないが、それぞれ断面の極めて大きい場合への適用と他の工法 (ディビダークストランド工法) に対して適用が可能かどうかを調べた。実験値と計算値とはおおむね一致しており、本耐力評価式は大断面の部材とディビダークストランド工法に対しても適用が可能であると言える。

6. まとめ

実際の構造物に即した形状および寸法の試験体を用い

た実験から、PC 定着部の横補強筋（スパイラル筋、フープ筋）を考慮したひびわれ耐力および破壊耐力を推定する精度の高い実験式を提案した。この実験式は PC 定着部の支圧耐力をコンクリートの耐力とスパイラル筋およびフープ筋の耐力との累加とした新しい考え方によるものである。筆者らが過去に得た実験データおよび既往の文献による実験データをこの実験式に当てはめた結果、良く一致し、耐力評価式として十分適用できることが確認された。

なお、定着装置は支圧板、スパイラル筋、シース孔およびアンカーヘッドで構成され、本実験に用いたものと同様の形状、寸法、同質の材料等の定着具で構成される他の工法に対しても本耐力評価式は適用が可能であると考えられる。

謝 辞

本研究に際し、御助言を頂いた日本大学 工博 矢代秀雄教授、大成建設(株)技術研究所 工博 吉崎征二氏に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 斉藤雄三：低強度コンクリート用 PC ケーブル定着装置，プレストレストコンクリート，Vol. 26, No. 1, pp. 96～102, Jan. 1984 年
- 2) 鈴木計夫，中塚 信：円形補強筋をもつ PC 鋼材定着部の強度および破壊機構に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 315 号，pp. 17～28，昭和 57 年 5 月
- 3) 鈴木計夫，中塚 信：円形補強筋をもつ PC 鋼材定着部の強度および破壊機構に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 341 号，pp. 19～26，昭和 59 年 7 月
- 4) 鈴木計夫，中塚 信，畠木 齊：PC 鋼材定着部の終局強度設計法に関する基礎的研究，セメント技術年報，pp. 495～498，昭和 58 年
- 5) S. K. Niyogi : Bearing Strength of Reinforced Concrete Brocks, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST5, pp. 1125～1137, May 1975
- 6) 山田邦光，千葉哲雄，金成貞男：PC 緊張端の研究，プレストレストコンクリート，Vol. 11, No. 1, pp. 50～59, March, 1969 年
- 7) 藤井 学，鍋野幹夫：局部支圧を受ける補強コンクリートのひびわれおよび破壊安全率について，セメント技術年報，pp. 444～449，昭和 48 年
- 8) 萩谷英二，後藤幸正，野口俊介：PC 鋼棒の定着部の補強に関する研究，土木学会東北支部年次学術講演会，pp. 312～313，昭和 56 年
- 9) 三浦 尚，萩谷英二：薄肉断面における PC 鋼棒定着部の補強方法に関する研究，セメント技術年報，pp. 479～482，昭和 56 年
- 10) 藤井 学，荒木 毅，塩屋俊幸：局部支圧を受ける補強コンクリートの変形と破壊，セメント技術年報，pp. 356～359，昭和 50 年
- 11) 六車 照，岡本 伸：局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度に関する実験的研究，セメント技術年報，pp. 368～372，昭和 39 年
- 12) 石橋忠良：アンカープレートの配置間隔に関する実験的研究，プレストレストコンクリート，Vol. 23, No. 3, pp. 12～22, May 1981 年
- 13) 松本英信，安原 明，狩野誠一郎：PC アンカー部のひびわれ荷重，土木学会年次学術講演会，pp. 405～406，昭和 50 年
- 14) 日本建築学会構造標準委員会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，シリーズ 23，コンクリートの支圧強度，日本建築学会建築雑誌，Vol. 96, No. 1180, pp. 71～78，1981 年 6 月号
- 15) 杉田和直，最上達雄，ほか 2 名：低強度コンクリートを用いる PS 定着部の耐力性状に関する実験研究，プレストレストコンクリート，Vol. 28, No. 3, pp. 39～54, May 1986
- 16) 杉田和直，最上達雄，阿部 隆，渡辺武久：300 kg f/cm² 未満のコンクリートに用いる定着部の耐力実験，プレストレストコンクリート技術協会，第 25 回研究発表会講演概要，pp. 23～26，1985 年 11 月
- 17) 杉田和直，最上達雄：横補強筋を有する PS 定着部の耐力評価に関する研究，プレストレストコンクリート技術協会，第 26 回研究発表会講演概要，pp. 1～4，1986 年 10 月
- 18) 杉田和直，最上達雄，江崎哲郎，阿部 隆：PS 定着部の耐力性状に関する実験研究，プレストレストコンクリート技術協会，第 25 回研究発表会講演概要，pp. 19～22，1985 年 11 月
- 19) 藤井 学：軽量コンクリートの支圧強度，材料，第 18 巻，第 185 号，pp. 74～81，昭和 44 年 2 月
- 20) 一木保夫：コンクリート支承面が局部的に荷重を受ける場合のコンクリートの許容支圧応力度実験式並びにその適用限界に就いて，内務省土木試験報告，No. 60, pp. 89～105，1941 年 3 月
- 21) 伊東茂富：コンクリートの支圧強度に関する実験的研究，セメントコンクリート，No. 123, pp. 9～15，1957 年 5 月
- 22) W. Shelton : Bearing Capacity of Concrete, Journal of the American Concrete Institute, pp. 405～414, November 1957
- 23) H. P. Spieth : Das Verhalten von Beton unter hoher ortlicher Pressung, Beton und Stahlbetonbau Vol. 56, No. 11, pp. 257～263, 1961
- 24) 六車 照，岡本 伸：局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol. 9, No. 5, pp. 22～29, October 1963
- 25) 小阪義夫，谷川恭雄：コンクリートの支圧強度と供試体寸法との関係，セメント技術年報，pp. 493～497，昭和 42 年
- 26) 佐治泰次：モルタルおよびコンクリートの部分圧縮強度について，コンクリート・ジャーナル，Vol. 4, No. 1, pp. 16～25, Jan. 1966
- 27) S. K. Niyogi : Concrete Bearing Strength-Support, Mix, Size Effect, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST8, pp. 1685～1702, Aug. 1974
- 28) Blume J. A., Newmark N. M. and Corning L. H. : Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for

- Earthquake Motions (金多・潔訳：超高層鉄筋コンクリート建築の耐震設計，日本セメント協会，pp.99，昭和40年)
- 29) 森田司郎，小阪義夫：鉄筋コンクリート構造，丸善(株)，p.73
- 30) 安田正雪，梶田佳寛，橋爪 進，山下時夫，高羽 登：高強度コンクリートの横拘束時の力学特性(その2 横拘束時の力学特性)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.25～26，1989年10月

- 31) 井垣 力，近藤 茂，只野直典：PCCV用テンドンの摩擦損失等測定試験，プレストレストコンクリート，Vol.23，No.1，pp.116～125，Jan. 1981
- 32) 石原重孝，竹田哲夫，夏目忠彦，岩淵 明，合津信貞，赤崎重雄：500t テンドンシステムの開発—ディビダークストランド工法—プレストレストコンクリート，Vol.26，No.2，pp.50～58，Mar. 1984

(1990年6月10日原稿受理，1991年1月28日採用決定)