

アンボンド PRC 部材の曲げ終局時テンドン応力について

竹 本 靖

Ultimate Tendon Stresses in Unbonded Partially Prestressed Concrete Members

Yasushi Takemoto

Abstract

Design- and seismic-load tests of ten prestressed concrete beam models were carried out using a sophisticated loading apparatus. The object of this study was to evaluate the ultimate flexural strength of partially prestressed members with unbonded tendons. Some existing foreign data were analyzed in addition to these test results and a set of reasonable design equations for computing the ultimate tendon stresses in such members is proposed in this paper.

概 要

アンボンドテンドンをを用いたプレストレスト鉄筋コンクリート部材の、曲げ終局耐力を正確に評価するため、プレストレストレベルを変えた10体の供試体につき、特に工夫した載荷装置を用いて、水平・鉛直両載荷試験を行なった。この結果と、既往の海外実験データをあわせて検討し、PC鋼材比と、テンドン長さ・断面有効せい比をパラメータとした、アンボンド部材断面における終局時テンドン応力計算式を提案した。

1. はじめに

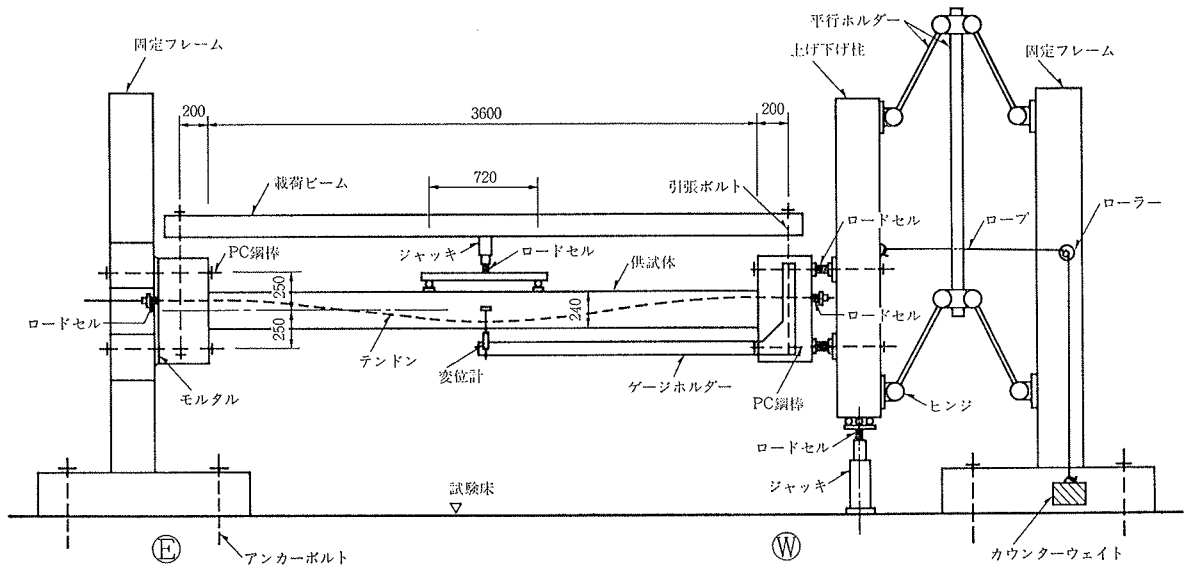
プレストレストコンクリートに関する新しい建設大臣告示1320号の公布（昭和58年7月）、施行（昭和59年1月）により、アンボンドテンドンをを用いたプレストレストコンクリート（以下PSC）構造あるいはプレストレスト鉄筋コンクリート（PRC）構造が、法律的に認められ、本格的使用が可能となった。しかし、アンボンドテンドンをを用いた部材あるいは断面に関しては、まだその歴史が浅いため、データ不足という理由で、いくつかの疑問点が指摘されている。上記告示が、アンボンドテンドンの使用を、スラブ・小ばりに限定しているのも、同じ根拠に基づいている。その「疑問点」とは、

- A. 部材の曲げ強度がボンド方式に比べて低下するがその実態が明らかでない。
- B. （特にPRCで）ひびわれが集中し、その幅も広がるのではないか。
- C. 正負くり返し載荷時のラーメンとしての復元力特性が明らかでない。
- D アンボンドテンドンの定着部は、地震荷重による低サイクル疲労に弱いのではないか。

しかし、アンボンド工法は施工性ならびに品質の信頼性の点で極めて優れているので、主要耐震架構をも含む多様な応用法の展開が期待されている。このため、前記疑問点に対応したデータの提供を目的として、一連の実験的研究を実施した。本報は、それらのうち、疑問点Aを主眼とした部分のまとめである。

2. 研究の目的

PSC、PRC部材断面の終局時曲げ耐力計算に当っては、テンドンに付着があれば、鉄筋と共に完全降伏を仮定することが可能であるが、アンボンドの場合は、テンドンがその全長にわたって自由に滑動できるので、常に応力（張力）の平均化が生じ、クリティカル断面に於ても降伏が期待できない。したがって、アンボンドテンドンをを用いた部材では、その曲げ耐力を正確に求めるためには、終局時テンドンの実際の応力状態を正しく評価することが必要である。この評価に関しては、すでに何人かの研究者による提案式があり、また各国のコードにも、設計式が定められたものがある。しかし、これらの計算式はいずれも、考慮している変数が少ないため適用範囲がせまい；他の研究者のデータと合わない；設計式として安



図一1 載荷装置

全率が低い；地震時応力への配慮がない；などの問題点を含んでいる。

本研究の目的は、アンボンド PRC はり模型の載荷試験によって、曲げ終局時に至るテンドンの応力状態を追跡し、より合理的な断面曲げ耐力算定用テンドン応力計算式を提案することにある。

3. 既往の設計式

参考として、各国の設計コードに採用されているアンボンドテンドン応力計算式を紹介しておく。なお、相互に比較できるように、記号と単位 (kg/cm²) を統一した。

- σ_{pu} : 曲げ終局時アンボンドテンドンの応力度
- σ_{pe} : アンボンドテンドンの有効緊張応力度
- σ_{py} : アンボンドテンドンの規格降伏点応力度
- P_p : アンボンドテンドンの鋼材比
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (シリンダー)

- ACI318-63(米)¹⁾

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + 1055$$

- ACI318-77(米)²⁾

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + 703 + F_c / 100P_p$$

- AS1481-1974(豪)³⁾

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + 2142 - 495 \times 10^5 P_p / F_c$$

- CP110 Part 1, 1972(英)⁴⁾ $\sigma_{pu} / \sigma_{pe}$ 値

$\sigma_{pe} \cdot P_p / F_c$	有効スパン / 有効せい			
	10	20	30	40(追加)
0.03125	1.45	1.34	1.23	1.16
0.0625	1.45	1.32	1.21	1.15
0.125	1.45	1.26	1.18	1.13
0.1875	1.36	1.20	1.14	1.11
0.25	1.27	1.16	1.11	1.09

- 日本建築学会 PRC 指針案, 1982⁵⁾

$$\sigma_{pu} = 0.75 \sigma_{pe} + 0.25 \sigma_{py}$$

4. 実験計画

4.1. 実験のパラメータ

載荷方法で A, B 二つのシリーズに分けた:

- A. 一定鉛直荷重作用下での逆対称くり返し荷重
- B. 鉛直荷重のみの漸増くり返し

プレストレスのレベル: 0 を含めて 5 段階

4.2. 載荷装置

端部固定または連続するはりが、鉛直荷重および地震荷重を受けたときの、アンボンドテンドンの実挙動を把握するため、本実験では以下の特徴を持たせた。

- 供試体両端の回転を完全に阻止
- テンドンは曲線配置

このため、図一1に示すような特殊な載荷装置を製作した。図の両端の固定フレームは、試験床にアンカーボルトで固定されている。供試体の左端 (E) は、フレームに PC 鋼棒で圧着されており、回転・移動できない。

右端が圧着されている上げ下げ柱は、上下 4 点づつのヒンジを持つ平行ホルダーを介してフレームに保持されているので、全く回転を生ずることなく、常にフレームと平行状態で上下左右に動くことができる。この柱の下に置かれたジャッキを上下に伸縮させることにより、供試体に逆対称正負くり返し強制変形が与えられる (A シリーズ)。上げ下げ柱は水平方向に移動自由なので、テンドンの緊張時を含めて試験中に、供試体の軸方向伸縮を拘束することはない。平行ホルダーのスラストは、カウンターウェイトでバランスさせている。鉛直荷重は、供試体スタブで支持した載荷ビームに反力をとった。

B シリーズの場合は、上げ下げ柱の下部にローラー付きのペDESTAL を置き、両端固定かつ片側水平移動自由という状態で、スパン中央に鉛直荷重を作用させた。

4.3. 供試体

供試体の名称，配筋量，テンドン量を表-1に，側面と断面を図-2に示す。コンクリート各部寸法は，全供試体共通である。テンドンプロフィールは，スパン中央で左右点対称，1/4点で左右点対称の放物線としている。鉄筋量は，テンドンと合わせて，端部（上端部引張）曲げ耐力が全供試体でほぼ等しくなるように定めた。

コンクリートの調合と機械的性質を表-2に，鋼材の機械的性質を表-3に掲げる。

4.4. 計測上の特記事項

W端上げ下げ柱の下のジャッキ荷重には，供試体と治具の一部の重量が含まれるので，逆対称載荷時にはロードセル荷重からそれらの値を補正した。

W端スタブを固定しているPC鋼棒4本には，それぞれロードセルをとりつけ，圧着力の変動を測定し，その位置での曲げモーメントが計算できるようにした。

すべてのテンドンについて両端定着部にロードセルをセットし，プレストレス導入時から曲げ終局時までのテンドン張力変動を測定した。

4.5. 供試体のセットとプレストレスング

供試体の両端スタブ部分にPC鋼棒を通し，目地モルタルを介して，載荷装置に圧着した。その圧着力は，試験時最大モーメント予測値に，約2倍の余裕を持たせている。プレストレスの導入に際しては，予定導入量の大きさに応じて，テンドンの段階的緊張作業と交互に，鉛直荷重を作用させ，供試体に不測のひびわれ発生などがないようにした。

4.6. 載荷スケジュールと荷重の定義

Aシリーズ：まず鉛直荷重 P_2 を長期設計荷重（G+P）までかけ，これを一定に保ちつつ逆対称正負くり返し荷重 P_1 を作用させる。 P_1 のステップは，設計地震荷重（±K），降伏荷重（±Y，この時の変形± 4_y ），以後変形制御で $4_y, 1.5 4_y, 2 4_y, ……$ と，ピークを上げながら2サイクルづつくり返すのを原則とする。

Bシリーズ： P_2 のみの載荷で，G+P，その1.5倍，1.7倍，2倍を経て，降伏荷重で3回くり返し，以後状況に応じて，最大変形まで漸増載荷。

長期設計荷重：供試体 4A, 4B に於て，導入力による端部上端の縁応力度（プレストレス）が，載荷によってゼロとなるときの荷重で， $P_2=2.67t$ である。

地震荷重：（G+P）とKによるモーメントをそれぞれ M_{G+P}, M_k としたとき，供試体端部（上端引張）の曲げ耐力計算値が， $M_u=M_{G+P}+1.5 M_k$ となるよう逆算して求めた値で， $K=0.57t$ になる。

降伏荷重：測定した鉄筋ひずみのいずれかが降伏ひずみに達したときの荷重。

供試体	上端筋数 (D10)		下端筋数 (D10)		スターラップ間隔 (D6)mm		アンボンドテンドン数	平均プレストレス kg/cm^2
	端	中央	端	中央	端	中間		
0A, 0B	6	2	2	4	100	120	0	0
1A, 1B	5	2	2	3	100	120	1	10
2A, 2B	4	2	2	2	100	120	2	20
3A, 3B	3	2	2	2	100	120	3	30
4A, 4B	2	2	2	2	100	120	4	40

表-1 供試体の種類

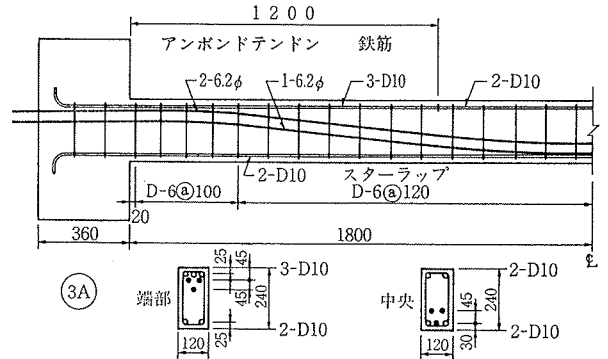


図-2 供試体の詳細例

水セメント比	普通セメント	普通細骨材	普通粗骨材	最大粒径	ポゾリスNo8	スラップ
0.615	288	932	887	10mm	3.2	15cm

材令	圧縮強度	ヤング係数	引張強度係数
試験時(7W)	248	2.16×10^5	22.6

表-2 コンクリート ($kg/m^3, kg/cm^2$)

鋼材	断面積 cm^2	降伏荷重 t	引張荷重 t	ヤング係数 kg/cm^2	
					鉄筋
D10	0.713	2.60	3.73	2.10×10^6	
D6	0.283	1.10	1.77	2.05×10^6	
アンボンドテンドン	7本より6.2φ	0.231	3.66	4.11	1.97×10^6

表-3 鋼材

供試体	テンドン応力度増分 $\Delta\sigma_p$ 実測値平均 (kg/cm^2)	荷重：Aシリーズ P_1 , Bシリーズ P_2 (t)		
		実測値	精算値	略算値
0A	—	1.16(1)	1.12(.97)	1.09(.94)
1A	2016	1.06(1)	1.13(1.07)	1.08(1.02)
2A	1787	1.15(1)	1.16(1.01)	1.06(.93)
3A	1271	1.20(1)	1.19(.99)	1.05(.88)
4A	920	1.10(1)	1.20(1.09)	1.04(.95)
0B	—	7.27(1)	7.08(.97)	6.79(.93)
1B	3414	7.38(1)	7.32(.99)	6.86(.93)
2B	3123	7.74(1)	7.37(.95)	6.79(.88)
3B	2904	8.15(1)	8.07(.99)	7.40(.91)
4B	2577	8.52(1)	8.71(1.02)	8.04(.94)

注.1) $\Delta\sigma_p = \sigma_{pu} - \sigma_{pe}$ ，いずれもE端の値，かつ，テンドンが複数の場合は各データの平均値

注.2) 荷重精算値：圧縮ブロック矩形率0.83，圧縮力作用位置比0.42を仮定，実測 $\Delta\sigma_p$ を用いて求めた計算値

略算式：応力中心距離仮定，本報提案式による $\Delta\sigma_p$ 採用

表-4 試験結果と荷重計算値

5. 結果と考察

5.1. テンドン張力と供試体の変形

図-3に、Aシリーズ供試体テンドン応力増分 $\Delta\sigma_p$ (E端) の同引張強度 σ_B に対する比と、供試体変形の関係を示す。図-4は、Bシリーズに於ける同関係の代表例(各供試体ともほぼ同形状)である。

Aシリーズの場合、変形の増大に伴って、引張側となるテンドンの張力は増大し、両者の関係は、荷重の折返し点の包絡線を描くと、ほとんど直線で表わされる。圧縮となる側でも、比較的初期こそ張力減の傾向があるが、すぐにまた増大し始める。

Bシリーズでは、変形とテンドン張力は当初比例関係に近いが、徐々に張力の伸びが落ち、変形 50 mm 前後からはほとんど増えなくなる。

5.2. $\Delta\sigma_p$ とテンドン量の関係

表-4に、各供試体の最大荷重と、その時のテンドン張力増分の実測値を示す。Aシリーズは、Bシリーズに比べて、 $\Delta\sigma_p$ の値が小さいこと、A・B共、テンドン量が増えるに従い $\Delta\sigma_p$ が減少すること、が明らかである。

張力増分とテンドン量の関係を回帰直線で表わすと、

$$A: \Delta\sigma_p \div 2500 - 3.7 \times 10^5 \cdot P_p \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$B: \Delta\sigma_p \div 3700 - 2.5 \times 10^5 \cdot P_p$$

表-4には、実測 $\Delta\sigma_p$ を用いて供試体両端および中央部(Bシリーズ)の曲げモーメントを精算し、その値から荷重を逆算したものと、後述する $\Delta\sigma_p$ 提案式を用いて同様に荷重を逆算した略算値も掲げている。カッコ内に示した実測値に対する比で分かるように、ほぼ妥当な値を示している。

5.3. テンドン両端の張力差

図-5に、Aシリーズ、テンドン両端の張力差 ΔF と荷重の関係(2Aの例)を示す。平行四辺形に近いヒステリシスは、摩擦現象を伴ったテンドンの動きを如実に表わしており、左右の張力差は、アンボンドの常用摩擦係数、 $\mu=0.06$ $\lambda=0.002$ を仮定して求めた計算値と、ほぼ一致している。

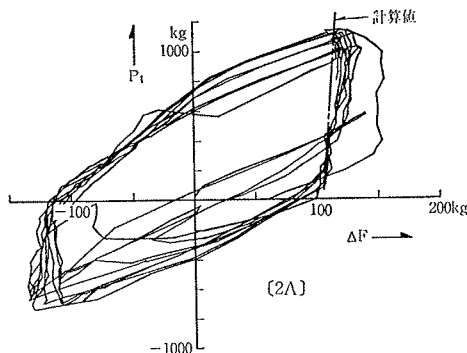


図-5 荷重とテンドン両端張力差の関係

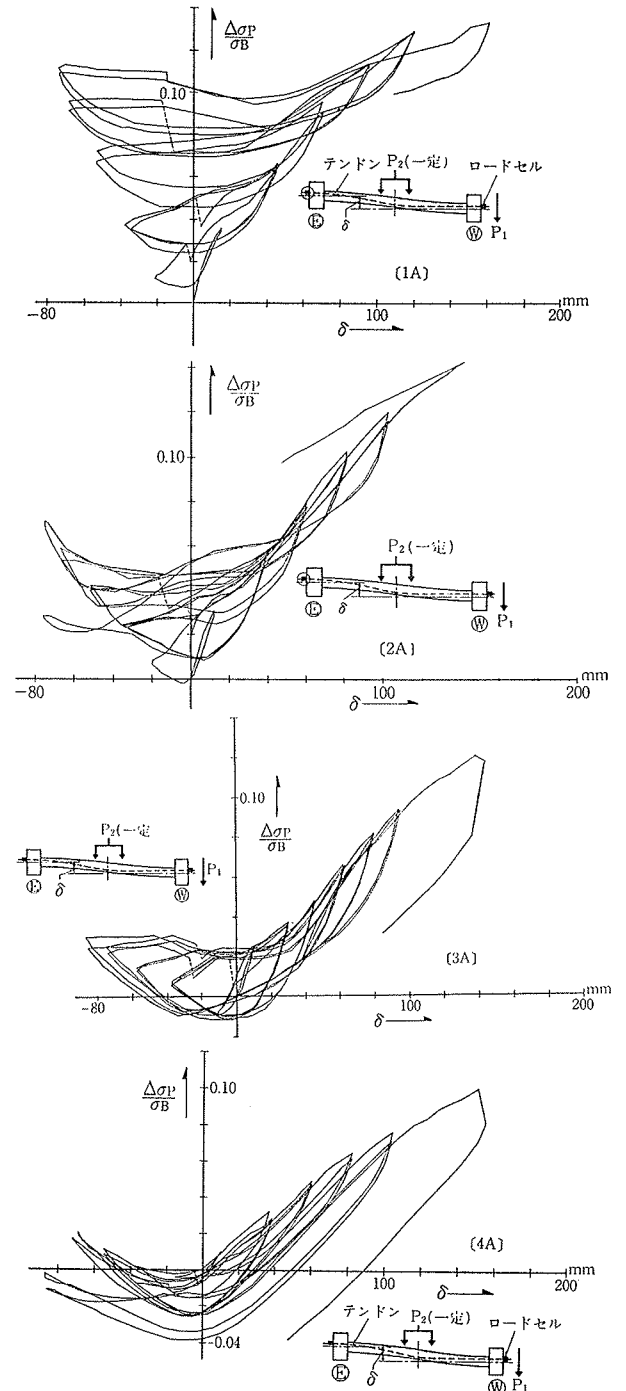


図-3 A. テンドン応力増分と変形の関係

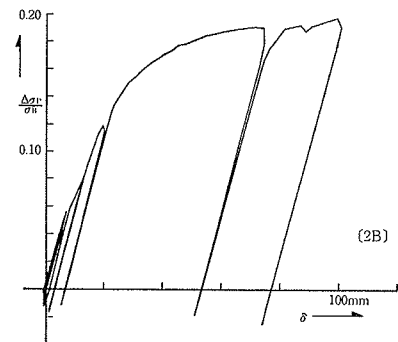


図-4 B. テンドン応力増分と変形の関係

6. tendon 張力計算式の提案

6.1. 計算式作成の方針

今回の実験結果のみでは、計算式を提案するためには、量的にも、変数の範囲の点でも充分ではないので、以下に示すような既往の実験データを併用することとした: Janney⁶⁾ら(はり5体の実験データ), Mattock⁷⁾ら(はり5体), Pannell⁸⁾ら(はり8体), Burns⁹⁾ら(スラブ6体), Park¹⁰⁾ら(スラブ9体)。

諸データの検討結果より、提案式で考慮すべき因子は、tendon 量(鋼材比)と、tendon 長さ(有効せいの比)とし、他に参考としてコンクリート強度もとり上げる。

6.2. tendon 量の評価

各氏のデータから、tendon 長さとその有効せいの比 \bar{l}/d_p が同一または近似のものをグループ化し、それぞれについて $\Delta\sigma_p$ と P_p の関係をプロットして、図-6 に示す。グループ毎に、図中に記入した回帰直線および同式で表わされるような、負の比例関係がほぼ成立していることが分かるであろう。

6.3. tendon 長さの評価

tendon 鋼材比 P_p の近い範囲のデータをグループ化し、 \bar{l}/d_p に対して $\Delta\sigma_p$ をプロットしたものが図-7 である。Mojtahedi¹¹⁾は、この両者の関係をトラスモデルを使って、曲線で表わしているが、 $\bar{l}/d_p = 15 \sim 40$ の範囲では、図-7 から見る限り、直線関係で近似することがさしつかえないと思われる。

6.4. 計算式の提案

設計式としての安全率を、図-6 に示した回帰式の常数項の低減で考慮し、 P_p の効果を表わす直線の勾配を

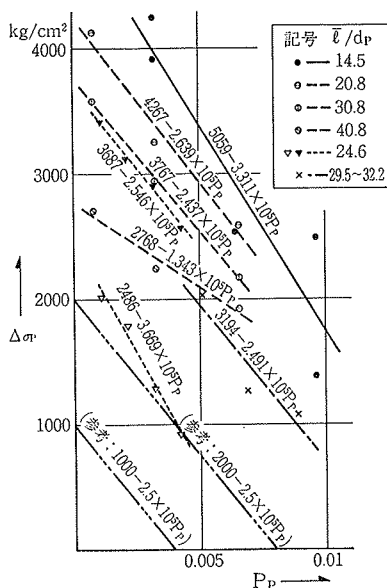


図-6 tendon 量 - tendon 張力増分

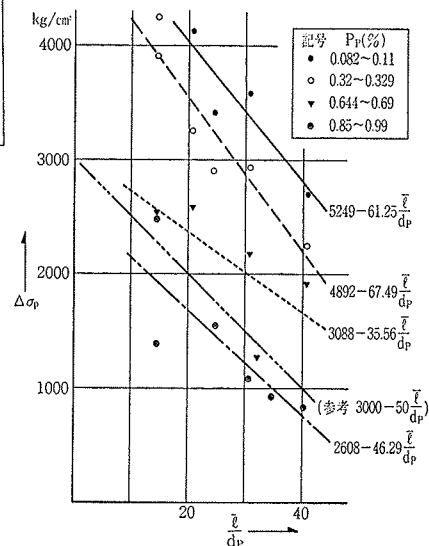


図-7 tendon 長さ - tendon 張力増分

— 2.5×10^5 で代表させ、これを計算式のベースとする。鉛直荷重時(常数 $2,000 \text{ kg/cm}^2$) および地震荷重時(常数 $1,000 \text{ kg/cm}^2$) に対するベース式の直線が、図-6 に参考として記入してある。tendon 長さについては、図-7 に示したような $\Delta\sigma_p = 3,000 - 50 \bar{l}/d_p$ で代表させ、この値が、 $\bar{l}/d_p = 20$ (上記ベース式的前提) のとき、1 となる形でベース式に作用するように組立てる。ただし、地震荷重時応力の場合、実構造物に於て、連続する複数スパンが同時に変形を生じる(鉛直荷重の場合は、対象スパンのみの大変形を仮定)ので、隣接スパンからの tendon 伸び出しは考えなくてよく、 \bar{l}/d_p の影響は無視できるものとした。

コンクリート強度は、今回用いた諸データの範囲では影響が見出せなかったが、暫定的に、オーストラリアコード³⁾に準じた方式を併せて提案することとした。

以上をまとめて、アンボンド tendon の応力計算式を表-5 に示した形で提案する。

$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p$ (単位: kg/cm^2)		コンクリート強度を考慮しないとき	コンクリート強度を考慮するとき
鉛直荷重時 応力に対して	$\bar{l}/d_p \leq 20$	$\Delta\sigma_p = 2000 - 2.5 \times 10^5 P_p$	$\Delta\sigma_p = 2000 - 5 \times 10^7 P_p / F_c$
	$20 < \bar{l}/d_p < 60$	$\Delta\sigma_p = (2000 - 2.5 \times 10^5 P_p) \frac{60 - \bar{l}/d_p}{40}$	$\Delta\sigma_p = (2000 - 5 \times 10^7 P_p / F_c) \frac{60 - \bar{l}/d_p}{40}$
	$\bar{l}/d_p \geq 60$	$\Delta\sigma_p = 0$	$\Delta\sigma_p = 0$
地震荷重時応力に対して		$\Delta\sigma_p = 1000 - 2.5 \times 10^5 P_p$	$\Delta\sigma_p = 1000 - 5 \times 10^7 P_p / F_c$

ただし $\Delta\sigma_p < 0$

表-5 アンボンド部材断面の曲げ耐力計算用 tendon 応力提案式

6.5. 提案式の検証

引用した各氏および筆者（Bシリーズ）の実験データに対する、提案式（F。無視の場合）の妥当性を、先に紹介した各種コード式と比較しつつ検証する。比較の対象は、ACI318-77, CP-110, 建築学会の3式である。

全供試体に対し、各コード式および提案式を当てはめて、終局時 tendon 応力度 σ_{pu} を計算し、これと各実測値との比を求め、計算式毎に \bar{l}/d_p に対しプロットしたものが図-8である。実/計比が1を割るのは、設計式として危険側の値を与えることを意味している。

各式に於ける実/計比の平均値および個々のデータのバラツキを、表-6に示す。

図・表から分かるように、ACI式は \bar{l}/d_p の大きい範囲で危険側となり、CP-110はバランスはよいものの全体として安全率不足、学会式は高 \bar{l}/d_p で危険側の上、個々のバラツキも多い。提案式は実/計比の平均値がやや高いが、5%フラクティル値が1に近く、設計式として妥当なレベルを与えるものと言える。

7. 結び

剛接フレームをシミュレートしたアンボンド PRC はり模型の載荷試験によって、Tendonの挙動を追跡し、アンボンドであるための構造的特性を把握すると共に、既往の実験データをも用いて、鋼材量およびTendon長さをパラメータとする、断面曲げ終局時アンボンド tendon 応力度計算式（設計用）を導き、提案した。

参考文献

- 1) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-63), American Concrete Institute, (1963)
- 2) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-77), (1977)
- 3) SAA PRESTRESSED CONCRETE CODE (AS 1481-1974), Standards Association of Australia, (1974)
- 4) Code of Practice for The Structural Use of Concrete (CP110) Part 1 British Standards Institution, (1972)
- 5) プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計・施工指針（案），日本建築学会，（1982.6）
- 6) Janney, 他: Ultimate Flexural Strength of Prestressed and Conventionally Reinforced Concrete

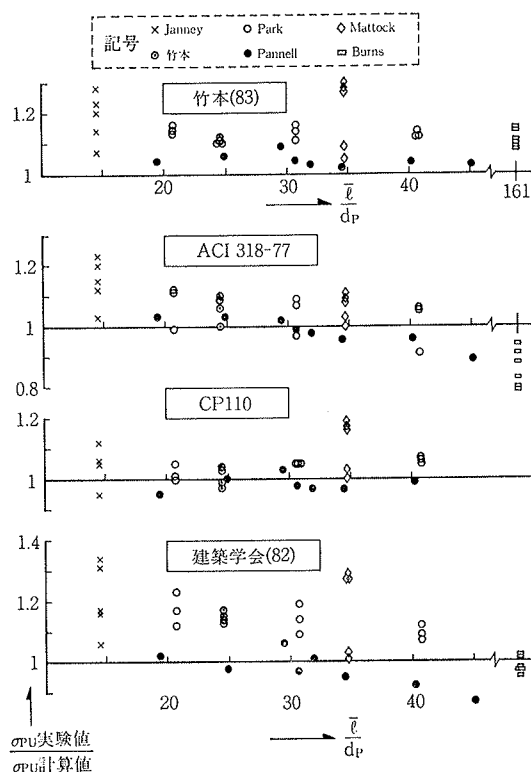


図-8 各式による tendon 応力，実/計比

各氏の実験値/設計値	ACI318-77	CP-110	建築学会	竹本
平均値 \bar{x}	1.02	1.03	1.09	1.12
標準偏差 S	0.103	0.061	0.118	0.073
5%フラクティル $X_{5\%}$	0.82	0.91	0.86	0.98

表-6 tendon 応力，実/計比のバラツキ

- Beams, PCI-Journal, (1956. 2)
- 7) Mattock, 他: Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, With and Without Bond, ACI-Journal, (1971. 2)
- 8) Pannell, 他: The ultimate moment of resistance of unbonded Partially prestressed reinforced concrete beams, Magazine of Concrete Research, (1976. 12)
- 9) Burns, 他: Tests of One-way Post-Tensioned Slabs with Unbonded Tendons, PCI-Journal, (1978. 9/10)
- 10) Park, 他: Flexural Strength of Prestressed Concrete Members With Unbonded Tendons, PCI-Journal, (1981. 11/12)
- 11) Mojtahedi, 他: Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete, Proceedings of ASCE, Structure div., (1978. 9)