

# 外ケーブル PC 部材の曲げ性状および 曲げ耐力算定法に関する研究

睦好宏史<sup>1</sup>・土田一輝<sup>2</sup>・MATUPAYONT Songkiat<sup>3</sup>・町田篤彦<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 埼玉大学助教授 工学部建設工学科 (〒338 浦和市下大久保 255)

<sup>2</sup>正会員 工修 清水建設(株) 土木本部技術第1部

<sup>3</sup>正会員 MS 埼玉大学大学院理工学研究科

<sup>4</sup>正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科

本研究は、外ケーブル PC 部材の曲げ性状を明らかにし、その曲げ耐力算定方法を提案することを目的としたものである。まず、外ケーブル式 PC はりの曲げ載荷実験から部材が変形することによって生じる外ケーブルの位置変化が曲げ性状に大きく影響していることを実験的に明らかにした。また、変形の適合条件および外ケーブルの位置変化を考慮した解析手法により、外ケーブル式 PC はりの曲げ挙動を精度よく計算できることが明らかとなった。さらに、外ケーブル式 PC はりの曲げ耐力を精度良く求めるために、外ケーブルの有効高さに対する低減係数および外ケーブルに対する歪低減係数を提案し、曲げ耐力の算定式を数値実験より求めた。

**Key Words:** external cable, PC, analytical method for externally PC, design equation for externally PC

## 1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下 PC）の原理が考案されて約 100 年がたち、PC は今や多くのコンクリート構造物に用いられている。PC はポストテンション方式あるいはプレテンション方式のように、緊張材がコンクリート部材内に配置される方式が一般的である。しかし近年、緊張材をコンクリート部材の外に配置した外ケーブル方式の PC 構造物が欧米を中心にして発達し、我が国においても本格的な外ケーブル PC 橋梁がいくつか建設されてきている。外ケーブル方式の PC は内ケーブル式のものに比べ、1) ケーブルをコンクリートの外に配置するため、ウェブやスラブの厚さを小さくすることができ、自重の軽減が可能、2) ケーブルを桁断面外に配置するので、ウェブやスラブ内のシースの取り付け作業が不要となることから、コンクリートの打設が容易となり、施工性の向上および工期の短縮が可能、3) ケーブルの再緊張および取り替えが可能、4) 既設構造物の補修や補強にも利用できる等の利点がある。

外ケーブル PC は、ボンド方式とは異なり緊張材とコンクリートに付着がないため、ケーブルの歪は同位置のコンクリートの歪と等しくならず、通常の曲げ理論が適用できない。このためアンボンド方式と同等に扱われる場合が一般的で、曲げ耐力の算定にはアンボンド PC 部材の研究成果が多く用いられてきた。しかし、外ケーブルは定着装置とデビエータ（偏向部）のみにより支持さ

れているため、アンボンド方式とは異なり部材の変形量の増大に伴うケーブル位置の変化が生じ、これが曲げ耐力に大きな影響を及ぼすことが指摘されている。曲げを受ける外ケーブル PC 部材の研究はこれまでいくつか行われているが、その曲げ性状を十分に明らかにしているとは言い難く、特に外ケーブルのプレストレス量の変化、部材の変形量および曲げ耐力の算定法等についてはほとんど明らかにされていないのが現状である。多くの利点を有する外ケーブル PC 構造物は今後益々その必要性が増大してくるものと思われ、上記の未解明な点を早急に明らかにしておくことが必要である。

本研究は、外ケーブル PC はり部材の曲げ性状を実験的に明らかにするとともに、このような部材の曲げ性状を解析的に求める手法を明確にした。さらに、本研究および既往の研究成果から、実設計に供するための精度よい外ケーブル PC 部材の曲げ耐力算定式を提案した。

## 2. 実験概要

実験に用いたはり供試体の形状寸法および配筋図を Fig. 1 に示す。供試体ははり長 560cm の T 型断面で、外ケーブル式供試体の No. 1, 2, 3 はケーブル位置を保持するためのデビエータを有している。デビエータは、はりと一体にして打設された。アンボンド用ケーブルには PC 鋼より線をポリエチレンシースで被覆し、その間に潤滑剤としてグリースを詰め込んだものを使用した。

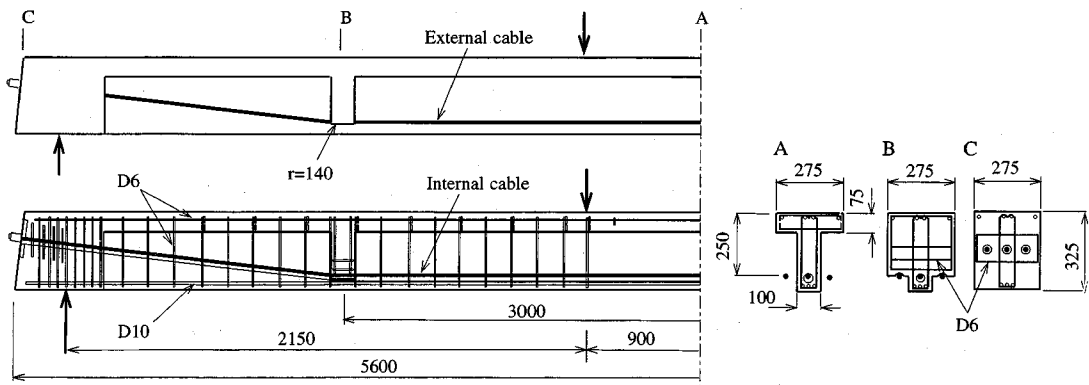


Fig. 1 Dimensions of test specimen (mm)

Table 1 Test variables

No.	Type	Number of deviators	Deviator distance (m)	Type of cable	
				External cables	Internal cables
1	External PC	2	1.8	SWPR7A 15.2*2	—
2	External PC	2	3.0	SWPR7A 15.2*2	—
3	External PC	3	1.5	SWPR7A 15.2*2	—
4	Unbond PC	—	—	—	SWPR19 19.3*1
5	Bond PC	—	—	—	SWPR19 19.3*1
6	External and Internal PC	2	3.0	SWPR7A 12.4*2	SWPR7A 12.4*1

外ケーブル方式では、デビエータとケーブルとの摩擦を低減するためにテフロンシートをケーブルとデビエータの間に挿入した。

実験要因を Table 1 に示す。供試体 No. 1 および No. 2 のデビエータ間隔はそれぞれ 180cm および 300cm とした。No. 3 に関しては部材変形にともなう外ケーブルの位置変化を防ぐ目的でより中央部にもデビエータを配置した。No. 4 はアンボンド式 PC はり、No. 5 はボンド式 PC はりである。No. 6 は内・外ケーブルを併用した供試体であり、内ケーブルはボンド方式とした。各供試体に用いた PC 鋼材は総断面積がほぼ等しくなるよう、供試体 No. 1, 2, 3 には PC 鋼より線 SWPR7Aφ15.2 を 2 本使用し、供試体 No. 4, 5 には、PC 鋼より線 SWPR19φ19.3 を 1 本使用した。また、内外ケーブル併用式供試体には、PC 鋼より線 SWPR7Aφ12.4 を外ケーブルに 2 本、内ケーブルに 1 本使用した。緊張材に使用した PC 鋼より線の材料特性を Table 2 に示す。プレストレス導入量は全ての供試体に対し 27tf とし、その時の各ケーブルのプレストレス導入率は 55~59% の範囲とした。PC 鋼材以外の補強材として引張鉄筋に D10 (SD345) を 3 本、圧縮鉄筋に D6 (SD345 相当) を 4 本配置し、せん断補強筋には D10 (SD345) を 10cm 間隔で配置した。コンクリートの圧縮強度は各供試体について圧縮強度試験から求めた。その結果、全供試体とも同様で 400kgf/

Table 2 Mechanical properties of cables

Type of cable	Area (cm <sup>2</sup> )	Yielding load (tf)	Ultimate load (tf)
SWPR7A φ12.4	0.930	13.9	16.3
SWPR7A φ15.2	1.387	20.8	24.5
SWPR19 φ19.3	2.437	39.5	46.0

cm<sup>2</sup> であった。

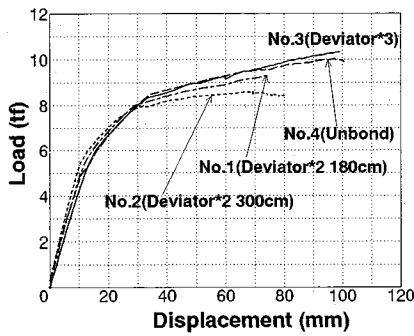
載荷方法は静的 2 点載荷とし、等曲げモーメント区間を 90cm、スパンを 520cm とした。載荷時には、はり中央部およびデビエータ位置の変位の測定および中央断面におけるコンクリート歪の測定を行った。外ケーブルおよびアンボンドケーブルについては両端にロードセルを設置してケーブル張力の測定およびケーブル歪を測定した。

### 3. 実験結果

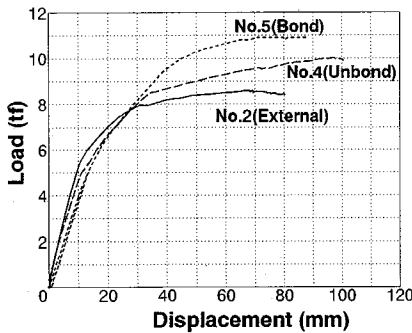
#### (1) 荷重-変位関係

##### a) ボンド方式、アンボンド方式および外ケーブル方式供試体の比較

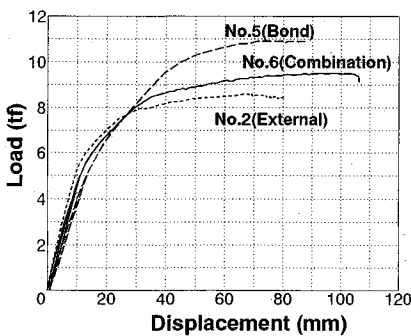
外ケーブル式供試体 No. 2、アンボンド式供試体 No. 4 およびボンド式供試体 No. 5 の実験から得られた荷重-変位関係を Fig. 2 (a) に示す。いずれの供試体もひび



(a)



(b)



(c)

Fig. 2 Load-Displacement curve

割れ発生後部材の剛性が低下した。ひび割れ発生後、外ケーブル式供試体およびアンボンド式供試体では荷重が8tfに達するとコンクリート内に配置した鉄筋が降伏し、その後剛性が低下し変形が大きく進行した。これに対し、ボンド式供試体では内ケーブルが降伏するまで剛性はほぼ一定であり、荷重が10tfに達し、内ケーブルが降伏すると変形のみが進行した。アンボンド式供試体では鉄筋が降伏した後は荷重と変位が一定の割合で増加し、最終的にボンド式供試体の耐力の92%まで達した。外ケーブル式供試体では部材が変形することによりケーブル位置が変化し、偏心量が減少する。この結果、耐力

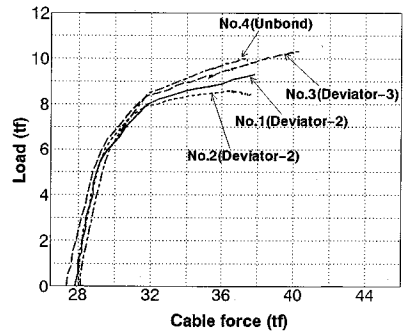


Fig. 3 Load-Cable force curve

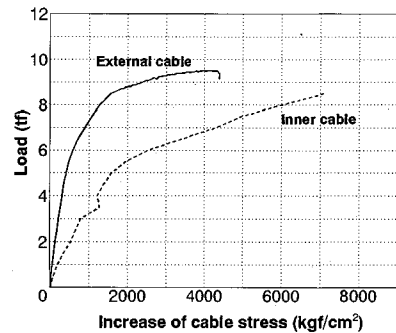


Fig. 4 Load-increase of cable stress curve

はボンド供試体の79%、アンボンド供試体の86%であった。さらに、終局時変位もボンド式供試体の84%であった。

#### b) デビエータの間隔と個数が異なる供試体の比較

外ケーブル式供試体 No. 1, 2, 3 およびアンボンド式供試体 No. 4 の実験から得られた荷重-変位関係を Fig. 2 (b) に示す。デビエータ間隔が異なる供試体 No. 1 と No. 2 を比較すると、鉄筋が降伏し部材の変形が顕著となる辺りから供試体 No. 1 と No. 2 の挙動に違いが生じ、終局耐力において8%の差が生じた。この差は終局時におけるケーブル位置変化、すなわち偏心量の減少する程度が異なるために生じたものである。また、供試体 No. 3 はデビエータをはり中央部にも配置し、外ケーブルの位置変化を防ぐ構造となっている。このため、アンボンド式供試体 No. 4 とほぼ同じ挙動を示しており、供試体 No. 2 と比較すると最大耐力および終局時変位が約1.2倍となっている。これらの結果から外ケーブル式PCはりの曲げ耐力にはデビエータ間隔が大きく影響し、ケーブル位置変化を防ぐことにより、曲げ耐力の低減を抑えることができる。

#### c) 内外ケーブル併用式供試体の荷重-変位関係

外ケーブル式供試体 No. 2, ボンド式供試体 No. 5 および内外ケーブル併用式供試体 No. 6 の荷重-変位関係を Fig. 2 (c) に示す。内外ケーブル併用式供試体 No. 6

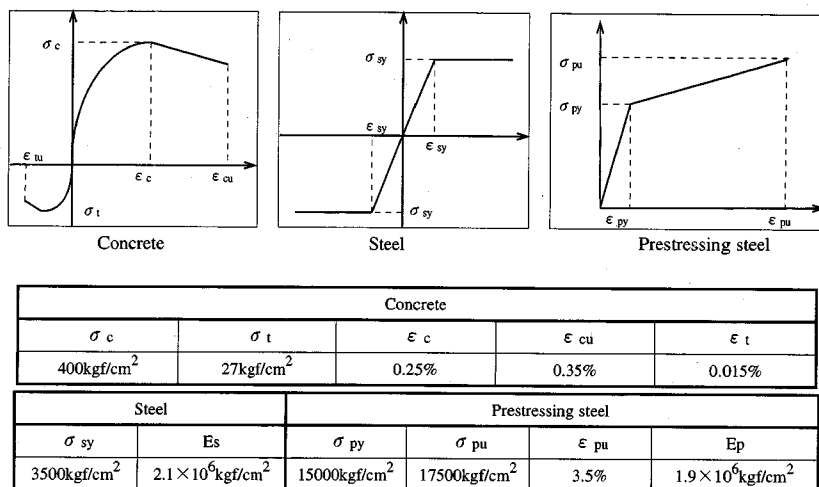


Fig. 5 Model of stress-strain curve

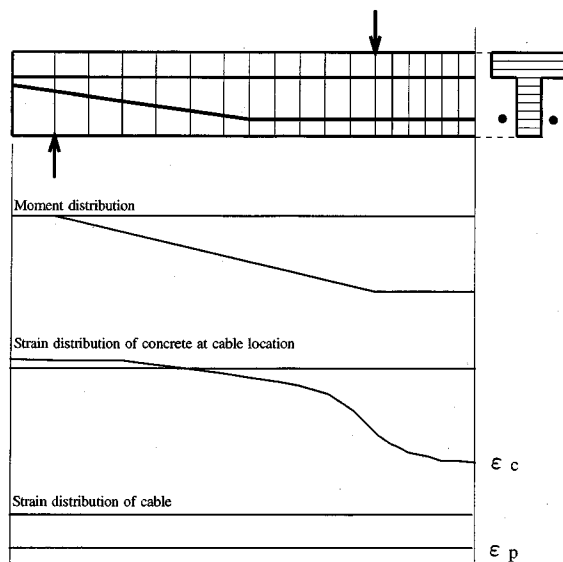


Fig. 6 Division of beam and cross section

では荷重が 8tf でコンクリート内部の鉄筋が降伏し、荷重 8.5tf で内ケーブルが降伏した。その後は外ケーブル式供試体と同様に部材剛性が低下し荷重の増加は少なく変形が大きく進んだ。供試体 No. 6 においても外ケーブル式供試体 No. 2 と同じくケーブル位置変化が生じ、そのために内ケーブル降伏後は荷重の増加はわずかであった。

終局破壊形式は、全ての供試体においても等モーメント区間のコンクリートの圧壊によるものであり、破壊は非常に急激に生じ、供試体はいずれも完全に崩壊した。

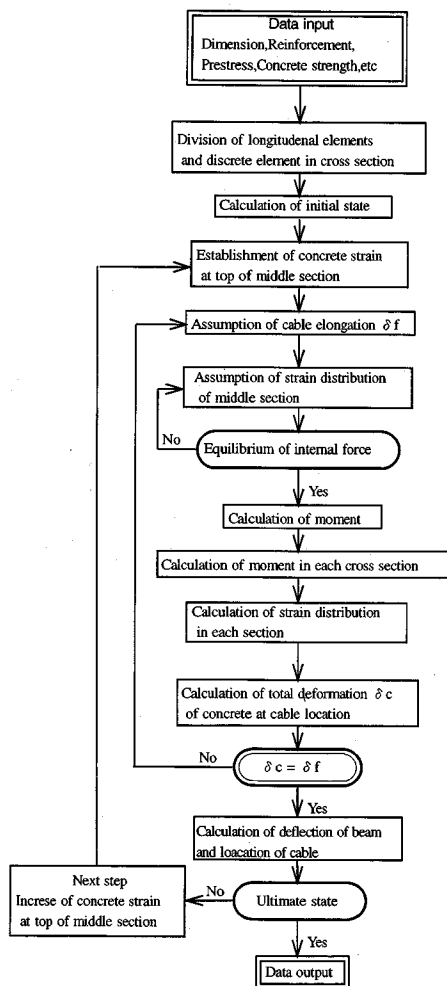


Fig. 7 Flowchart of analysis

Table 3 Comparison of experiment and analysis

No.	Cracking load (tf)			Flexural strength(tf)			Displacement (mm)			Cable force(tf)		
	Exp.	Cal.	Exp./Cal.	Exp.	Cal.	Exp./Cal.	Exp.	Cal.	Exp./Cal.	Exp.	Cal.	Exp./Cal.
1	5.5	5.3	1.03	9.3	9.3	1.00	80.2	69.9	1.15	37.4	38.8	0.96
2	5.5	5.3	1.03	8.6	8.6	1.00	74.2	70.3	1.05	37.9	37.7	1.01
3	5.5	5.3	1.03	10.3	10.6	0.97	99.1	83.5	1.19	41.8	42.3	0.99
4	5.0	5.3	0.94	10.0	10.6	0.94	95.2	83.5	1.14	36.4	42.3	0.86
5	5.0	5.3	0.94	10.9	10.8	1.01	88.2	87.4	1.01	39.5~	43.5	-
6	5.0	5.3	0.94	9.5	9.6	1.01	106.2	76.5	1.39	40.7~	41.3	-

(2) 荷重-ケーブル張力関係

a) 外ケーブル式およびアンボンド式供試体による比較

外ケーブル式供試体 No. 1, 2, 3 およびアンボンド式供試体 No. 4 の荷重-張力関係を Fig. 3 に示す。荷重に対するケーブル張力の増加する程度は、ひび割れ発生まではいずれの供試体についても小さく、ひび割れ発生後、ケーブル張力は大きく増加し、コンクリート内部の鉄筋が降伏した後はケーブル張力の増加の割合がさらに大きくなる。デビエータを2個有する供試体 No. 1, 2 では、終局時ケーブル張力はともに約38tfであった。これにもかかわらず、曲げ耐力に差が生じたのは、終局時において2体のケーブル位置が異なり、偏心量に差が生じたためである。アンボンド式供試体 No. 4 およびデビエータを3個有する供試体 No. 3 の終局時におけるケーブル張力はそれぞれ降伏荷重の93%および100%とほぼ降伏点に達している。このため、No. 3 の曲げ耐力はボンド式供試体 No. 5 とほぼ等しい値になった。

b) 内外ケーブル併用供試体の荷重-ケーブル応力関係

内外ケーブル併用供試体 No. 6 の荷重-ケーブル応力関係を Fig. 4 に示す。ひび割れ発生までの外ケーブルの応力増加は少なく、内ケーブルの応力増加の方が大きい。鉄筋および内ケーブルが降伏した後、外ケーブルの応力増加は大きくなるものの、終局時のケーブル応力は内ケーブルの75%であった。

4. 曲げを受ける外ケーブル PC 部材の解析手法

外ケーブル式 PC はりおよびアンボンド式 PC はりでは、コンクリートとケーブルの間に付着が無いためケーブルの歪とケーブル位置のコンクリート歪は一致しない。そのため、平面保持の仮定を用いて曲げ解析を行うことはできない。したがって、精解を得るためにはある荷重段階におけるケーブルの伸びとケーブル位置のコンクリートの全変形量が等しいという変形の適合条件を用いる必要がある<sup>1)</sup>。さらに、外ケーブル式 PC はりにおいては変形の増大に伴うケーブル位置の変化が生じ、この点についても解析において考慮する必要がある。

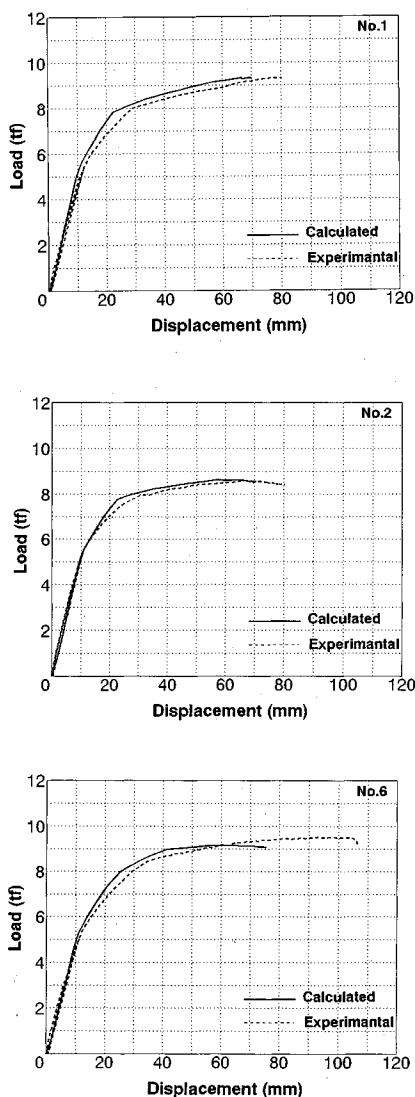


Fig. 8 Load-Displacement curve

Fig. 5 に解析に用いた鉄筋、PC 鋼材およびコンクリートの応力-歪関係を示す。これらは実験値をモデル化したものである。解析における部材の曲げ終局状態

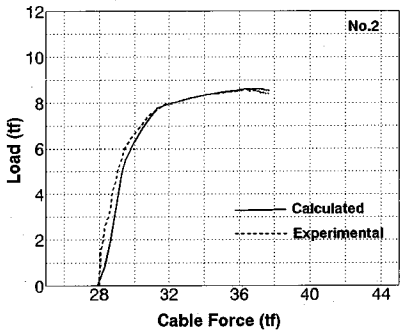
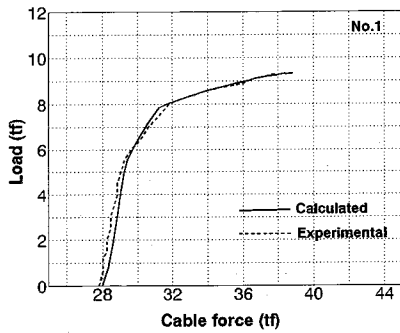


Fig. 9 Load-Cable force curve

は、コンクリート圧縮縁の歪が終局歪 (0.35%) に達した時か、またはケーブルの歪が終局引張歪に達した時とした。本解析では、摩擦によるケーブルの応力損失はないものと仮定した。

解析を行うにあたって、Fig. 6 に示すように、はり長手方向 (20 要素) および断面の要素分割 (30 要素) を行った。Fig. 7 に解析過程を示す。本解析では、はり中央断面の上縁コンクリート歪により計算ステップを制御し、各歪段階において断面に作用するモーメント、部材の変形、ケーブル位置変化量などを求めている。ケーブル位置の変化量は次ステップにおける計算に用いるため、はり中央断面の上縁コンクリート歪の増加量は  $100 \mu$  と小さな値を用いた。解析の手順は以下のようである。1) プレストレス導入による各断面の歪分布、はりの初期変形、ケーブル位置の変化量を求める。2) はり中央断面の上縁コンクリート歪を設定し、ケーブルの伸び歪を仮定する。仮定されたケーブル歪および前ステップ (第1ステップの場合はプレストレス導入時) で得られたケーブル位置変化量を用いて内力の釣合からはり中央断面における歪分布およびモーメントを計算する。このモーメントからはり長手方向の各断面に作用するモーメントが決定し、各断面の歪分布を求める。3) 各断面において変化したケーブル位置のコンクリートの歪の増加量を求め、その総和と仮定したケーブルの伸び量とが一致するかどうかを照査する (変形の適合条件)。変形の適合

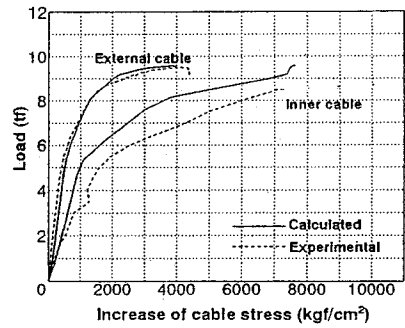


Fig. 10 Load-Increase of cable stress curve

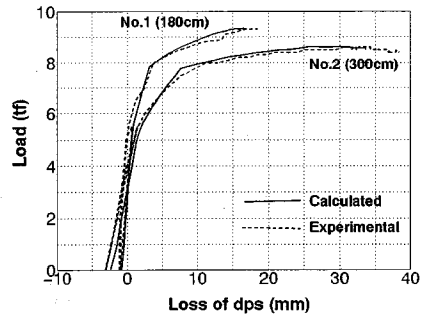


Fig. 11 Load-loss of dps curve

条件が満たされない場合は再びケーブルの伸び歪を仮定し直し、変形の適合条件が満足されるまで収束計算を行う。4) 部材の変形および、各断面におけるケーブル位置の変化量を計算する。

以上の過程により逐一計算を行い、曲げを受ける外ケーブル式 PC 部材のあらゆる挙動を求めることが可能である。

## 5. 解析結果

Table 3 に実験結果と解析結果を示す。ひび割れ発生荷重の解析値は実験値とほぼ等しく、また、曲げ耐力においても (実験値 / 解析値) の値は 94~101% とよく一致しているといえる。終局時ケーブル張力についても (実験値 / 解析値) の値は 86~101% の範囲にあり概ね一致している。

Fig. 8 は解析および実験から得られた荷重-変位関係 (No. 1, 2, 6) を示したものである。図に示すように解析値は全段階において実験値と良く一致している。内外ケーブルを併用した供試体 No. 6 では、解析値は終局時の変位を除けばほぼその挙動をよく推定している。

Fig. 9 は解析および実験から得られた荷重-ケーブル張力関係を示したものである。解析結果は実験結果と良く一致している。また、Fig. 10 に内外ケーブル併用供試体 No. 6 の荷重-ケーブル応力関係を示す。この図に

**Table 5** Comparison of accuracy of different equations

Equations	Cable stress at ultimate		Flexural strength	
	Average of correlation	Avg/STD (%)	Average of correlation	Avg/STD (%)
Warwaruk[2]	1.207	8.46	1.358	14.43
Mattock[3]	1.156	10.49	1.291	14.38
Mojtahedi[4]	1.154	10.92	1.291	14.38
Pannel[5]	1.002	8.49	1.158	11.46
Du and Tao[6]	0.876	9.81	0.868	13.92
Harajli[7]	1.155	10.53	1.291	13.92
Harajli(New)[8]	1.100	7.88	1.238	13.19
Naaman[9]	1.009	5.96	1.140	11.06
Takemoto[10]	1.221	8.63	1.383	15.47
AIJ[11]	1.226	8.14	1.288	14.77
JSCE[12]	-	-	1.523	11.62

においても解析結果は実験結果を概ね推定しているといえる。

Fig. 11 は荷重とスパン中央断面におけるケーブルの有効高さの変化を示したものである。解析結果と実験結果は概ね一致しており、本解析によりケーブル位置の変化を十分推定できることがこの結果より明らかとなった。

以上述べてきたように、外ケーブル式 PC 部材の曲げ性状は、従来の曲げ理論に変形の適合条件と外ケーブルの位置変化を考慮することにより精度よく計算できることが明らかとなった。

## 6. 外ケーブル式 PC はりの曲げ耐力算定式の提案

外ケーブル式 PC はりの曲げ性状および曲げ耐力は、前章で述べた方法により精度良く求めることが可能である。しかし、実際の設計には複雑であるため、より簡便で精度の良い曲げ耐力算定式を確立する必要がある。本章では、既往のアンボンド PC はりの曲げ耐力算定式に基づいて、外ケーブル PC はりの曲げ耐力算定式を提案した。

### (1) 既往のアンボンド式 PC はりの曲げ耐力算定式の概要およびその精度に関する検討

アンボンド式 PC 部材の終局曲げ耐力は、式(1)に示すように終局時のケーブル応力が分かれば、通常の曲げ理論によって耐力を計算することができる。

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} \quad (1)$$

$f_{ps}$ : 終局時ケーブル応力

$f_{pe}$ : 有効プレストレスによる応力

$\Delta f_{ps}$ : ケーブル応力の増加量

これまでに提案された耐力算定式は、主に  $\Delta f_{ps}$  の評価方

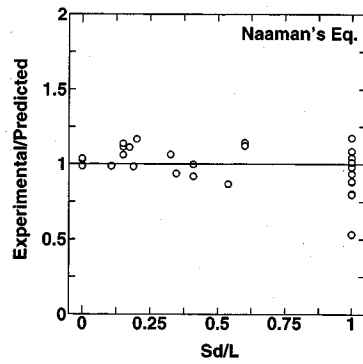


Fig. 12 Influence of  $S_d/L$  on accuracy of Naaman's Eq.

法が異なっている。

既往のアンボンド式 PC はりの曲げ耐力算定式について過去の実験結果と比較を行い、その計算精度に関して検討した。検討には過去に行われたアンボンド PC はりの実験データ 67 体を使用した<sup>(1), 8), 13)~20)</sup>。Table 5 に各算定式の精度に関する検討結果を示す。最も計算精度の良い式としては、Naaman による算定式<sup>9)</sup>が挙げられる。Naaman の算定式を用いた場合、実験値と計算値の比の平均が 1.01、変動係数 5.96% となり、アンボンド PC はりの終局時ケーブル応力を十分な精度で推定しているといえる。

Naaman の算定式を用いて、外ケーブル式 PC はりの曲げ耐力を計算し、その適用性について検討を行った。検討には過去に行われた外ケーブル式 PC はりの実験データ 30 体<sup>17)~23)</sup>を使用した。検討した結果、実験値と計算値の比の平均値は 0.970、変動係数は 14.90% となりアンボンドの場合よりばらつきが大きくなった。Fig. 12 に (実験値 / 計算値) とデビエータ間隔とスパン長の比 ( $S_d/L$ ) の関係について得られた結果を示す。デビエータ間隔  $S_d$  は、デビエータが 2 個のものについてはデビエータ間の距離を用い、3 個以上のものあるいははり中央にデビエータがある場合は  $S_d=0$  とし、そうでない場合ははり中央部でのデビエータ間隔を  $S_d$  とした。図から  $S_d/L$  が大きくなるにしたがい、計算値が危険側となる傾向がある。この原因の一つとして Naaman の算定式にはケーブル位置の変化が考慮されていないことが挙げられる。

即ち、アンボンド式 PC はりの曲げ耐力算定式で外ケーブル式 PC はりの曲げ耐力を求める場合、 $S_d/L$  が大きくなるとその精度は悪くなる。

### (2) 外ケーブル式 PC はりの曲げ耐力算定式の考え方

外ケーブル式 PC はりではデビエータ間においてケーブルが直線となるため、アンボンド式 PC はりに比べてケーブルの伸びが小さくなる。この影響を考慮するため

に、既往のアンボンドPCはりの曲げ耐力算定式に用いられている歪低減係数 ( $\Omega_u$ ) を外ケーブルPC用に新たに提案した。さらに、デビエータ間ではケーブル有効高さが減少する。ここでは、終局時におけるケーブル有効高さ低減係数を新たに導入した。これら2つの低減係数を求めるために、前章で述べた解析手法を用いて、各種要因を変化させた数値実験を行った。

歪低減係数 ( $\Omega_{u,e}$ ) および終局時ケーブル有効高さ低減係数 ( $R_d$ ) は以下のように表される。

$$R_d = d_{ps,u} / d_{ps} \quad (2)$$

$$\Omega_{u,e} = \Delta \epsilon_{ps} / \Delta \epsilon_{cps} \quad (3)$$

ここに、

$d_{ps}$  : 限界断面における初期状態の外ケーブル有効高さ

$d_{ps,u}$  : 限界断面における終局時の外ケーブル有効高さ

$\Delta \epsilon_{ps}$  : ケーブル歪の増加量

$\Delta \epsilon_{cps}$  : ケーブル位置コンクリート歪の増加量

#### a) 低減係数 $R_d$ の算定

$S_d/L$  ( $S_d$ : デビエータ間隔,  $L$ : スパン長) および  $L/d_{ps}$  ( $d_{ps}$ : 有効高さ) と低減係数  $R_d$  の関係を解析により求めた。解析要因は、 $L/d_{ps}$  ( $L/d_{ps}=8, 12, 16, 20, 24$ ) の5種類、 $S_d/L$  (各  $L/d_{ps}$  に対して6種類程度) とし、解析断面は実験に用いた供試体と同一とした。載荷形式はスパン長を3等分する2点載荷とした。

計算により得られた  $R_d-S_d/L$  の関係を Fig. 13 に示す。この図から明らかなように各  $L/d_{ps}$  における  $R_d$  と  $S_d/L$  の間には直線関係があり、これらの直線が次式で表されることが明らかとなった。

$$R_d = 1.0 - 0.022 * (L/d_{ps} - 5) * (S_d/L - 0.2) \quad (4)$$

#### b) モーメント分布による $R_d$ の補正

式(4)は、3等分点2点載荷の場合における  $R_d$  と  $S_d/L$  および  $L/d_{ps}$  の関係を求めたが、モーメント分布によりこれらの関係が変化することが考えられる。そこで、載荷点間隔 ( $M_d$ ) とスパン長の比を  $M_d/L$  とし、 $R_d$  との関係性を調べた。

Fig. 14 に  $M_d/L$  を変化させた場合における  $R_d$  と  $S_d/L$  の関係を示す。 $M_d/L$  の値が0.1から0.33の範囲では  $R_d-S_d/L$  関係はほとんど等しいが、 $M_d/L$  の値が0、即ち1点載荷の場合には、 $R_d-S_d/L$  関係は大きく異なることが明らかとなった。この結果を考慮して、 $R_d$  は1点載荷の場合のみ以下のように表すことができる。

$$R_{d1} = 0.71 + 0.29 * R_d \quad (5)$$

$R_{d1}$  : 1点載荷の場合のケーブル有効高さの低減係数

$R_d$  : 2点載荷の場合のケーブル有効高さの低減係数

#### c) コンクリート内に配置されたノンプレストレス補強筋の影響

外ケーブルの張力増加が顕著になるのは、コンクリート内に配置された鋼材が降伏した後である。コンクリート内に配置された引張鉄筋量が多い場合には、鉄筋降伏

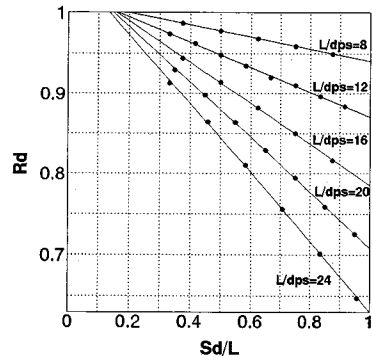


Fig. 13  $R_d-S_d/L$  relationship

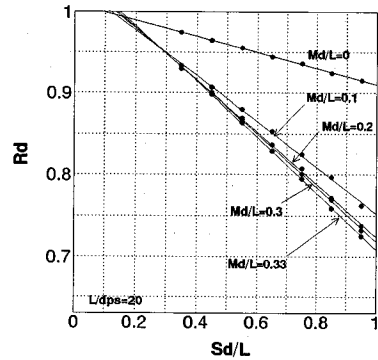


Fig. 14  $R_d-S_d/L$  relationship (Effect of  $M_d/L$ )

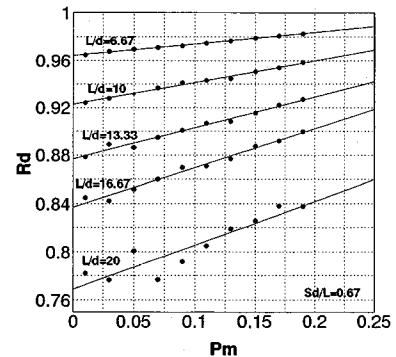


Fig. 15  $R_d-P_m$  relationship

後、圧縮側コンクリートに余裕が無く外ケーブルの張力がほとんど増加しないうちに圧縮破壊となる。この場合、外ケーブルの位置変化も小さくなる。このことから、コンクリート内に配置された鉄筋量が  $R_d$  に及ぼす影響を検討した。Fig. 15 に低減係数  $R_d$  と補強筋比  $P_m$  の関係を示す。ここで、補強筋比  $P_m$  は以下のように表される。

$$P_m = A_s f_{sy} / b d_s f_c' \quad (6)$$

$A_s$  : 引張鉄筋断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$f_{sy}$  : 引張鉄筋の降伏強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

$b$  : 断面の幅 ( $\text{cm}$ )  $d_s$  : 引張鉄筋有効高さ ( $\text{cm}$ )



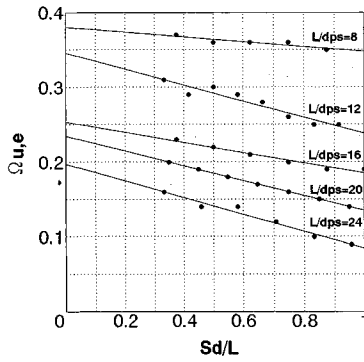


Fig. 16  $\Omega_{ue}$ - $S_d/L$  relationship

$f'_c$  : コンクリート強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

図に示すように、 $R_d$ と $P_m$ の間には直線関係があり、 $P_m$ が大きくなるにつれて $R_d$ も大きくなる傾向がある。以上の結果から、 $R_d$ は次式のように表される。

$$R_d = 1.0 - 0.022 * (L/d_{ps} - 5) * (S_d/L - 0.2) + 0.0186 * L/d_s * P_m \quad (7)$$

#### d) 歪低減係数 $\Omega_{ue}$ の算定

外ケーブル式PCはりにおいては、ケーブルがデビエータ間で直線となるため、アンボンド式PCはりの場合と比べ、ケーブルの伸びが小さくなり、 $\Omega_{ue}$ はアンボンドの場合よりも減少すると考えられる。そこで、 $\Omega_{ue}$ と $S_d/L$ および $L/d_{ps}$ の関係を解析により求めた。Fig. 16に解析結果を示す。図より $\Omega_{ue}$ と $S_d/L$ の間には直線関係があり、外ケーブルにおける歪低減係数 $\Omega_{ue}$ は以下のように表される。

$$\Omega_{ue} = 4.36 / (L/d_{ps}) - 0.084 * S_d/L \quad (8)$$

式(8)は3等分点2点载荷における $\Omega_{ue}$ であり、载荷点間隔( $M_d$ )の影響を検討する必要がある。Fig. 17に $M_d/L$ を変化させた場合における $\Omega_{ue}$ と $S_d/L$ の関係を示す。 $M_d/L$ により $\Omega_{ue}$ と $S_d/L$ の関係が変化し、 $M_d/L$ が小さくなるにつれ $S_d/L$ の影響が小さくなるのがわかる。以上の結果から、 $\Omega_{ue}$ は以下のように表される。

$$\Omega_{ue} = (1.47 + 10.3 * M_d/L) / (L/d_{ps}) - 0.29 * M_d/L * S_d/L \quad (9)$$

以上のようにして求められた $R_d$ および $\Omega_{ue}$ を、アンボンド式PC部材の曲げ耐力算定式でもっとも精度が良いNaaman式に適用してみることにする。

NaamanによるアンボンドPCはりの曲げ耐力算定式は歪低減係数 $\Omega_u$ を用いて以下のように表される。

ここに、

$$f_{ps} = f_{ps} + \Omega_u * E_{ps} * \epsilon_{cu} * (d_{ps}/c - 1) \quad (10)$$

$$c = \frac{-B1 + \sqrt{B1^2 - 4 \times A1 \times C1}}{2 \times A1}$$

$$A1 = 0.85 f'_c * b_w \beta_1$$

$$B1 = A_{ps} (E_{ps} \epsilon_{cu} \Omega_u (L1/L2) - f_{ps})$$

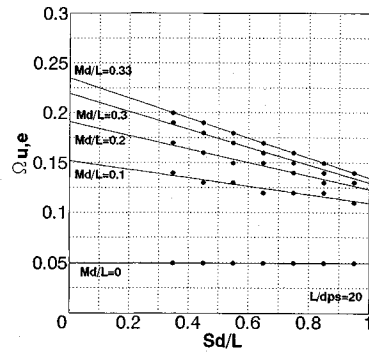


Fig. 17 Effect of  $M_d/L$  ( $\Omega_{ue}$ )

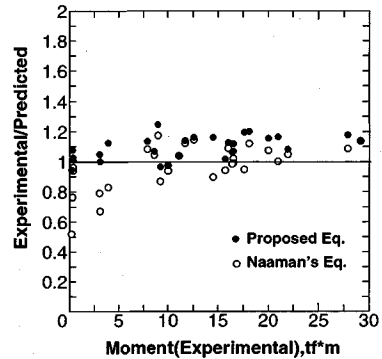


Fig. 18 Comparison of experimental and predicted results

$$+ A_s' f'_y - A_s f_y + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

$$C1 = -A_{ps} E_{ps} \epsilon_{cu} \Omega_u d_{ps} (L1/L2)$$

$h_f$ : フランジ厚さ (cm),  $b_w$ : ウェブ幅 (cm)

ただし、矩形断面の場合には $b_w = b$ とする。

外ケーブル式PCはりの曲げ耐力を求める場合、式(9)より得られる $\Omega_{ue}$ を式(10)に代入することにより終局時ケーブル応力( $f_{ps}$ )を求めることができる。さらに、式(7)式より得られる $R_d$ を用いて、以下のように初期ケーブル有効高さを低減することにより終局時ケーブル有効高さを求めることができる。

$$d_{pcu} = R_d * d_{ps}$$

以上のようにして得られる終局時におけるケーブル応力およびケーブル有効高さから、通常の曲げ理論によって外ケーブル式PCはりの曲げ耐力を算定することが可能となる。

#### (5) 提案式の精度に関する検討

低減係数 $R_d$ および $\Omega_{ue}$ を用いた場合の計算精度について検討を行った。Fig. 18は、Fig. 12で用いたものと同じデータを使用して曲げ耐力(実験値/計算値)の精度を示したものである。NaamanによるアンボンドPC部材の曲げ耐力算定式を用いた場合、実験値と計算値の比は平均値0.970、変動係数14.90%であったのに対し、

本研究で提案した低減係数  $R_d$  および  $\Omega_{us}$  を使用することにより、平均値 1.09、変動係数 7.18% となり外ケーブル部材の曲げ耐力をより精度よく求めることが可能となった。

## 7. まとめ

外ケーブル式 PC 部材の曲げ性状を明らかにするために、載荷実験、数値解析、曲げ耐力算定式の提案を行った。本研究により以下のことが明らかとなった。

- 1) 外ケーブル式 PC はりの曲げ性状にはデビエータ間隔が大きな影響を与える。デビエータ間隔はケーブル有効高さとケーブル応力の増加に対して影響し、その間隔が大きくなる程部材の曲げ耐力や変形能が低下する。
- 2) 外ケーブル位置の変化を防ぐために、はり中央部にデビエータを配置した場合、その曲げ性状はアンボンド式 PC はりとほぼ等しくなる。
- 3) 変形の適合条件およびケーブルの位置変化を考慮した精算法により外ケーブル式 PC はりの曲げ挙動を推定することができる。
- 4) ケーブル有効高さに対する低減係数および外ケーブルに対する歪低減係数を用いることで外ケーブル式 PC はりの曲げ耐力を精度良く算定することができる。

**謝辞**：本研究を行うに当たって、埼玉大学大学院生山口統央、高橋博威両君ならびに当時埼玉大学生であった木次淳子さんには多大な協力を頂いた。また、日本道路公団高松建設局の松田哲夫氏から貴重な御助言を頂いた。さらに、住友電工(株)から材料を提供して頂いた。ここに記して、厚く御礼申し上げる次第である。

## 参考文献

- 1) 六車ら：アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究、プレストレストコンクリート、pp. 10-16。
- 2) Warwaruk, J. Sozen, M. A. and Siess, C. P.: Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part III, Strength and Behavior in Flexure of Prestressed Concrete Beams: Bulletin No. 464, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, p. 105, Aug. 1962.
- 3) Mattock, Alan H., Yamazaki, Jun and Kattula, Basil T.: Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and Without Bond, *ACI JOURNAL, Proceedings*, Vol. 68, No. 2, pp. 116-125, Feb. 1971.
- 4) Mojtahedi, S. and Gamble, W. L.: Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete, *Journal of the Structural Division*, ASCE, pp. 1159-1165, July 1978.
- 5) Tam, A. and Pannell, F. N.: Ultimate Moment of Re-

sistance of Unbonded Partially Prestressed Reinforced Concrete Beams, *Magazine of Concrete Research* (Wexham Springs), Vol. 28, No. 97, pp. 203-208, Dec. 1976.

- 6) Du, Gongehen and Tao, Xuebang: Ultimate Stress of Unbonded Tendons in Partially Prestressed Concrete Beams, *Journal, Prestressed Concrete Institute*, Vol. 30, No. 6, pp. 72-91, Nov.-Dec. 1985.
- 7) Harajli, Mohamed H.: Effect of Span-Depth Ratio on the Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete Members, *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 3, pp. 305-312, May-June 1990.
- 8) Harajli, Mohamed H. and Kanj, M. Y.: Ultimate Flexural Strength of Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons, *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 6, pp. 663-673, Nov.-Dec. 1991.
- 9) Antoine, E. Naaman and Fadii, M. Alkhairi: Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons-Part 1: Evaluation of the State-of-the-Art, *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, pp. 641-650, Sep-Oct. 1991.
- 10) 竹本靖：アンボンド PRC 部材の曲げ終局時 tendon 応力について、大林組技術研究所報, No. 28, Feb. 1984.
- 11) 建築学会：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・同解説。
- 12) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編。
- 13) 小林和夫、仁枝保：横拘束筋を配置したアンボンド PC はりの曲げ耐荷性状、コンクリート工学年次論文集, 14-2, pp. 565-570, 1992.
- 14) 小林和夫、政治氏信之、仁枝保：高強度コンクリートを用いたアンボンド PC はりの曲げ耐荷特性、コンクリート工学年次論文集, Vol. 15, No. 2, pp. 789-794, 1993.
- 15) 政治氏信之、小林和夫、仁枝保：アンボンド PC はりの曲げ耐荷特性に及ぼす荷重載荷位置の影響、土木学会第 48 回年次講演会講演概要集第 5 部, v-365, pp. 756-757, 1993.
- 16) 高木兼士、内藤英晴、佐藤善高："FRP ロッドを用いたプレストレストコンクリートはりの曲げ性状に関する研究"、コンクリート工学年次論文集, 8, pp. 661-664, 1986.
- 17) 柳沼善明、北田勇輔：アウトケーブルを用いた部材の曲げ耐荷実験、コンクリート工学年次論文集, 8, pp. 665-668, 1986.
- 18) 柳沼善明、北田勇輔：アウトケーブルを用いた PRC はりの力学的挙動、コンクリート工学年次論文集, 9-2, pp. 495-500, 1987.
- 19) 柳沼善明、北田勇輔：アウトケーブルを用いた PRC はりの挙動に及ぼすスパンの影響、コンクリート工学年次論文集, 10-3, pp. 23-28, 1988.
- 20) 柳沼善明：アウトケーブルを用いた PRC はりの非線形解析、コンクリート工学年次論文集, 13-2, pp. 689-694, 1991.
- 21) 佐野正、村上忠彦、丸山久一、睦好宏史：外ケーブルによる PC 桁の補強効果に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集, Vol. 15, No. 2, pp. 807-812, 1993.
- 22) 睦好宏史、町田篤彦：FRP を外ケーブルに用いた PC はりの力学的性状および曲げ耐力、土木学会論文集 No. 442/V-16, pp. 153-159, 1992. 2.
- 23) 土田一輝、睦好宏史、谷口裕史、喜多達夫：ローブ状新素材を外ケーブルに用いたプレストレストコンクリートはりに関する研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 899-904, 1993.

(1994. 6. 6 受付)

# FLEXURAL BEHAVIOR AND PROPOSAL OF DESIGN EQUATION FOR FLEXURAL STRENGTH OF EXTERNALLY PC MEMBERS

Hiroshi MUTSUYOSHI, Kazuteru TSUCHIDA, Songkiat MATUPAYONT  
and Atsuhiko MACHIDA

The objective of this study is to investigate the flexural behavior of externally prestressed concrete beams. First, series of test specimens of PC beams with external, internal unbonded tendons and bonded PC beam were conducted. It was found that the effect of change of tendon's eccentricity (secondary effect) is dominant in flexural strength of externally PC beams. Second, the established analytical approach based on the compatibility of deformation and change of eccentricity effect showed a good agreement with test results. Finally, design equations to predict flexural strength of such an externally PC beam were proposed and the better accuracy of prediction based on this proposed equations was obtained when compared with the other investigator's proposed equations.