

論文

[2170] 外ケーブル構造の曲げ終局耐力に関する一考察

若林 登*1・沼田 昌一郎*2・一柳 久允*3・玉置 一清*4

1. まえがき

一般に、外ケーブル構造の曲げ終局耐力は、ボンドケーブル構造と比較して小さくなることが知られている。外ケーブル構造では、ケーブルに付着がないために、PC鋼材ひずみはPC鋼材位置のコンクリートひずみと一致せず、断面における平面保持の仮定が成立しない。そのため、ボンドケーブル構造において適用されてきた曲げ終局耐力算定法をそのまま適用することはできない。

道路橋示方書及びコンクリート標準示方書では、アンボンドケーブル構造はボンドケーブル構造に対して30%の曲げ終局耐力低減が規定されている。また、PE/SETRA(フランス)、国内の鉄道構造物等設計標準では曲げ終局耐力算定において、外ケーブル緊張力を外力として評価するとある。

曲げ終局耐力算定において最も重要となるのは、PC鋼材ひずみ増加量の評価である。このPC鋼材ひずみ増加量の理論的算定手法として、六車らによって提案されている部材長方向の変形適合条件を用いた精算法[1]が、外ケーブル、アンボンドケーブル構造の実験桁において広く用いられ、その良好な精度が認められている。

本研究では、この部材長方向の変形適合条件を基に、外ケーブル構造の曲げ終局耐力低下メカニズムの解明を行い、それらをスパン10mのT桁模型実験により検証を行った。

2. アンボンド構造による耐力低下

2.1 曲げ終局耐力の基本メカニズム

一般に、PC構造物は通常の使用荷重下では、曲げモーメントが増大しても圧縮合力CとPC鋼材張力Tはほとんど変化せず、Cの作用線の移動に伴う偶力の腕長(アーム長) a の増大によって外力に抵抗する。しかし、クラック発生荷重以後では、アーム長 a は有効高 d に近づき、RC構造物と同様に a がほぼ一定で、曲げモーメントの増加に伴ってCとTが増大することにより外力に抵抗する。

つまり、PC構造物においても、クラック発生以後では、アーム長はほぼ一定であると仮定できる。

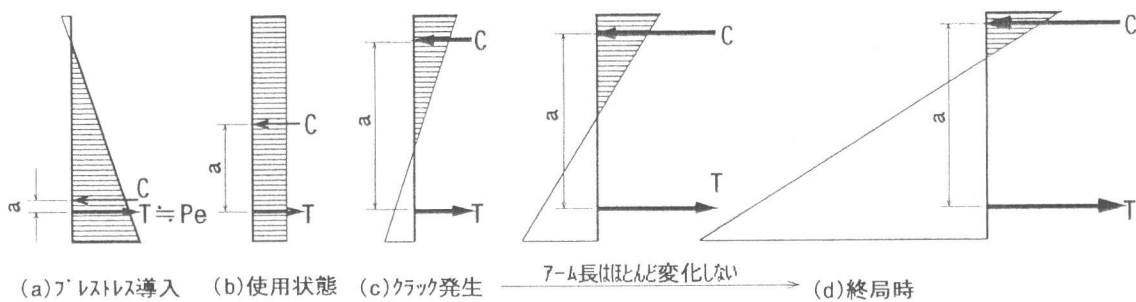


図1 荷重の増加に伴うPC断面のひずみ分布遷移

*1 首都高速道路公団 工務部設計技術課、工修(正会員)
 *2 " 理事、(正会員)
 *3 " 工務部設計技術課長、工修(正会員)
 *4 (社)プレレストコンクリート建設業協会(住友建設株)、工修(正会員)

ここで、鋼材断面積、弾性係数の全く等しい、図2に示す2つの構造を考える。

スパン中央断面において、桁の抵抗モーメントはPC鋼材張力 $T \times$ 7-長 a で表され、荷重モーメント M と釣り合っている。ここで、この2つの構造に対し、同一の荷重モーメント M が与えられている時、それぞれの桁の有する抵抗モーメントは等しい。

$$M = T \times a = T' \times a'$$

ここで、クラック発生以後、 $a \approx a'$ であるので

$\therefore T \approx T'$ が成立する。

仮定 1

スパン中央断面において、曲げひび割れ発生以後、同一荷重モーメント時のPC鋼材張力量は、

ボンドケーブル	}	いずれの場合も等しくなる
外ケーブル		

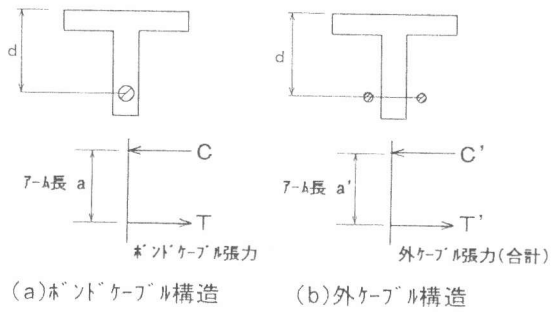


図2 スパン中央断面における抵抗モーメント

次に、部材長方向のひずみ分布を考える。2点荷重によるPC鋼材ひずみ増加量分布及びPC鋼材位置のコンクリートひずみ増加量分布を図3に示す。

ボンドケーブル構造では、PC鋼材ひずみ増加量分布は桁端部でゼロであり、クラック発生断面から急激に卓越する台形分布となる。また、PC鋼材位置でのコンクリートひずみ分布は、付着があるためにPC鋼材ひずみ分布と全く同一のものとなる。

一方、外ケーブル構造のPC鋼材ひずみ増加量分布は、付着がないために図3(b)上に示す矩形分布となり、その値は先の仮定1よりボンドケーブルの最大値と等しくなる。荷重モーメントによるPC鋼材位置のコンクリートひずみ分布は桁端部でほぼゼロであり、そのひずみ分布面積(全伸び量)は部材長方向の変形適合条件からPC鋼材ひずみ分布面積と等しくなり、図3(b)下に示すようにクラック発生断面において外ケーブルひずみよりも大きくなる。つまり、外ケーブル構造のコンクリートひずみは、ボンドケーブル構造のそれに比べて大きくなるのがわかる。ここで、部材長方向の変形適合条件とは、荷重によるPC鋼材全伸び量とPC鋼材位置コンクリートの部材全長の全伸び量が等しいという条件である。

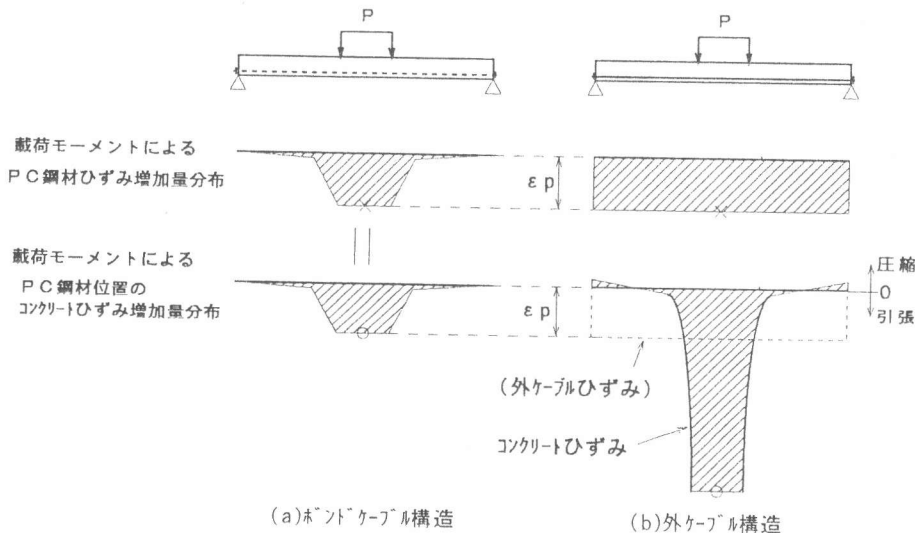


図3 荷重モーメントによるひずみ増加量分布

スパン中央断面（クラック発生領域）における高さ方向のひずみ分布を図4に示す。外ケーブル構造は、ボンドケーブル構造と比べてPC鋼材ひずみが等しく、PC鋼材位置でのコンクリートひずみが大きくなる。断面内の釣合い条件から、張力Tが等しいので圧縮合力Cも等しくなるという条件の為には、桁上縁ひずみも、ボンドケーブル構造より外ケーブル構造の方が大きくなる。

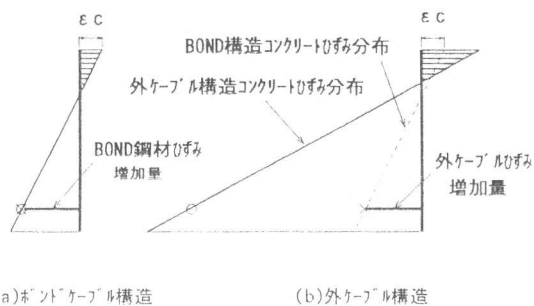


図4 スパン中央断面におけるひずみ分布

仮定2

外ケーブル構造は、ボンドケーブル構造に比べて、コンクリートひずみが卓越する構造である。

以上の仮定を模式的に表すと図5となる。

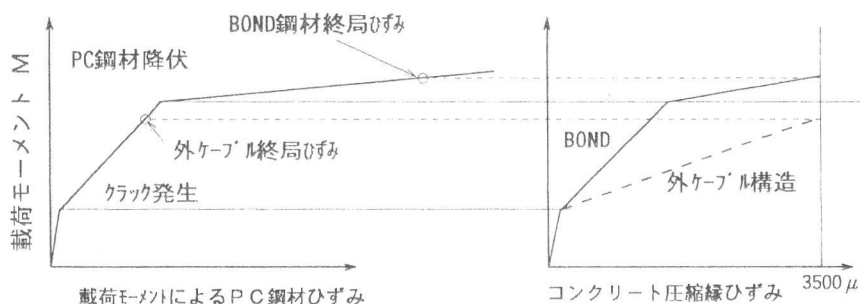


図5 模式図

載荷モーメントによるPC鋼材ひずみ増加量は、ボンドケーブル構造、外ケーブル構造とも等しい履歴となる。一方、コンクリート圧縮縁ひずみは、クラック発生以後、外ケーブル構造の方が急激に卓越し、上縁圧壊により構造部材としての破壊となる。この外ケーブル構造の破壊モーメント時に、PC鋼材が降伏していない場合にはボンドケーブル構造の方は未だ健全であり、終局耐力は外ケーブル構造桁のものより上回る事が分かる。一般に、ボンドケーブル構造では、PC鋼材降伏後、上縁ひずみの急激な増大による破壊、いわゆるUnder-Reinforce型の破壊となり、一方、外ケーブル構造では、Over-Reinforce型の破壊となる。ここで、外ケーブルのひずみ増加量は、ボンドケーブルのものと等しいという本研究による仮定1は、外ケーブルのひずみ増加量は非常に小さいという諸報告に、一見矛盾しているように見える。本研究による仮定は、同一モーメント時において、両者のPC鋼材張力が等しいというものであって、両者の終局モーメント時で比較するならば、Under-Reinforce型であるボンドケーブルひずみは、降伏していない外ケーブルひずみよりも、非常に大きくなることは当然である。

2.2 実験による検証

スパン長10m、桁高70cmのT桁において、グラウトによる付着(ボンド)を有する内ケーブル構造桁と中間保持点(デビエータ)を2ヶ所有する外ケーブル構造桁の曲げ載荷試験を行った。載荷スパンは1.4mとし、2点載荷である。

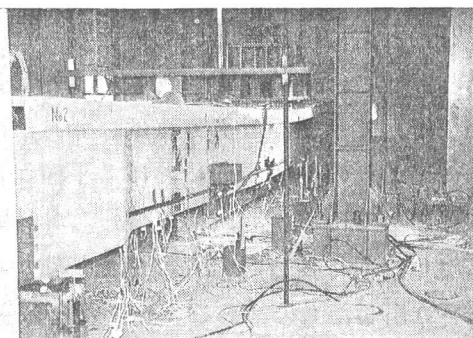


写真1 載荷状況

(1) 供試体形状

内ケーブル構造はウェブ内にPC鋼材を1本、直線配置としている。

外ケーブル構造はウェブの両側にPC鋼材を2本配置し、桁端部拡幅部で定着している。

No. 1 (内ケーブル) : $A_p=6.91\text{cm}^2$

引張荷重 $P_u=144.8\text{tf}$

初期導入張力 $P_0=0.45P_u=65\text{tf}$

No. 2 (外ケーブル) : $A_p=7.68\text{cm}^2$

引張荷重 $P_u=75.9 \times 2=151.8\text{tf}$

初期導入張力 $P_0=0.43P_u=65\text{tf}$

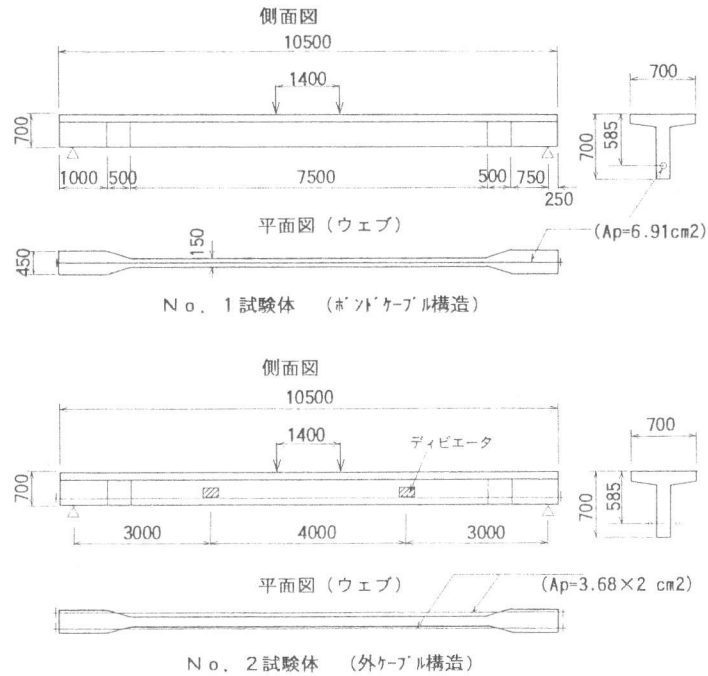


図6 供試体形状

(2) コンクリート試験

載荷試験時のコンクリート試験結果を表1に示す。養生は、桁試験体と同様に現場養生とした。

表1 コンクリート試験結果

	試験時 材令	圧縮強度	割裂強度	弾性係数	
		(kgf/cm ²)			
No. 1	ボンドケーブル	41日	529	38.8	2.7E+05
No. 2	外ケーブル	45日	469	41.4	2.6E+05

(3) クラック発生モーメント

クラック発生までのPC鋼材張力増加量は非常に小さいので、一般に初期導入プレストレスを外力として取り扱う。この場合、ボンドケーブル構造と外ケーブル構造の区別がなく、クラック発生までの桁挙動計算値は、全く等しいものとなる。

表2 クラック発生時の実験値及び計算値

	No. 1	No. 2	計算値
クラック発生モーメント (tf・m)	29.2	31.6	27.9
中央たわみ (mm)	10.2	11.8	10.8
コンクリート上縁ひずみ(μ)	247	275	275

クラック発生モーメント及びクラック発生時の桁中央たわみ、コンクリート上縁ひずみ実験値と計算値を表2に示す。実験値は、ボンドケーブルと外ケーブルとの差異がなく、外力扱い計算値と良く一致している。

(4) PC鋼材ひずみ増加量

中央断面において、載荷によるPC鋼材ひずみ増加量は、ボンドケーブル構造(No. 1桁)、外ケーブル構造(No. 2桁)ともにほぼ等しいものとなった。本実験結果と併せて、計算結果を実線(No. 1桁)及び破線(No. 2桁)で示す。計算方法は、No. 1桁に関しては、従来通りの中央断面における平面保持の仮定から算出している。No. 2桁の外ケーブルに関しては、先に示した部材長方向の変形適合条件から鋼材ひずみを算出したものである。計算値と実験値はよく一致し、仮定1が検証されたものと考えられる。

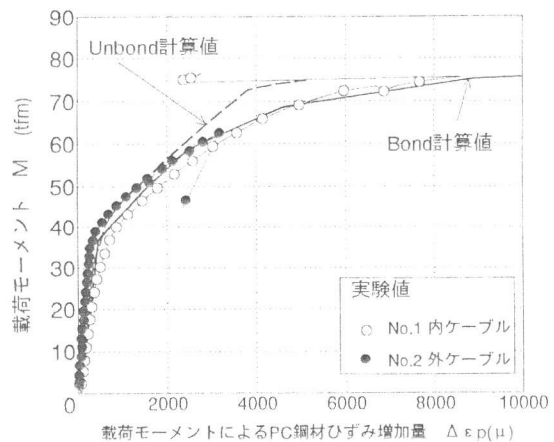


図7 中央断面におけるPC鋼材ひずみ増加量

(5) コンクリートひずみ

載荷モーメントによるコンクリート上縁ひずみ実験値及びその計算値を併せて図8に示す。

実験値を見ると、クラック発生後の外ケーブル構造桁(No.2)の急激なコンクリートひずみ増大が明らかであり、計算値もその傾向をよく表している。しかし、部材長方向の変形適合条件により求めた外ケーブル構造桁(No.2)のコンクリートひずみ計算値は実験値より小さめの値となり、終局モーメント計算値は実験値をかなり上回る。これは、外ケーブル構造を桁内にPC鋼材が配置されているアンボンドケーブル構造として計算を行った為の相違であると考えられ、次項において検討を行う。以上より、傾向的には仮定2が検証されたものとする。

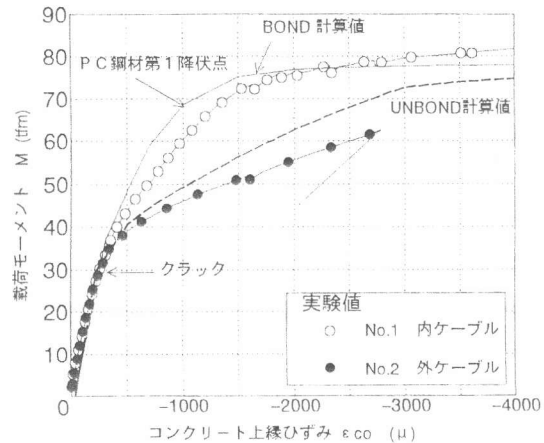


図8 中央断面におけるコンクリート上縁ひずみ

3. 偏心量の減少による耐力低下

外ケーブル構造では、桁の変形に伴い、デビエータ間においてPC鋼材と桁図心軸との偏心距離が変化する。このために、外ケーブル構造桁の曲げ終局耐力は、コンクリート内にPC鋼材が配置されているアンボンドケーブル構造桁よりも低下するものと考えられる。

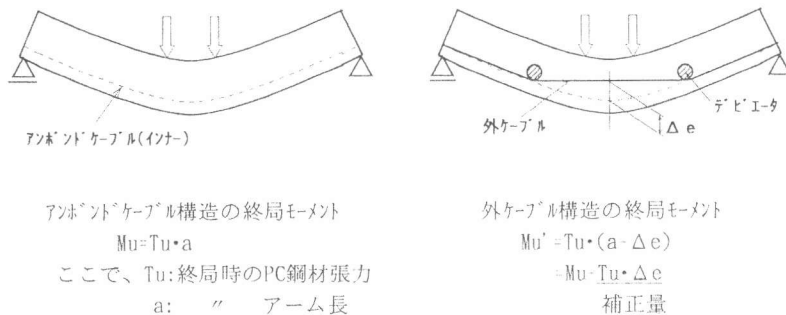


図9 偏心量の変化による終局モーメント補正の概念

この偏心量の変化を単純に中央断面におけるアーム長の変化であると考え、外ケーブル構造桁の抵抗モーメントは、アンボンドケーブル構造桁の抵抗モーメントから、PC鋼材張力(T_u)×偏心量の変化分(Δe)を補正することによって求められる。この偏心量の変化は、中央断面変位とデビエータ配置断面変位の差で表されるが、偏心量の変化が抵抗モーメントに最も影響を与える終局時のたわみ計算は、モーメント法において曲率を一定とした本解析ではあまり精度よく求めることはできなかった。そこで、たわみ実験値を計算値にフィードバックすることにより、本仮定の検証を行った。終局モーメント $M_u=68.2$ tf・m時における偏心量の変化量実験値は169-113-56mmであった。終局モーメント時の外ケーブル張力計算値は $P=128$ tfであり、 $128 \times 0.056 = 7.2$ tf・mの抵抗モーメントが減少していたこ

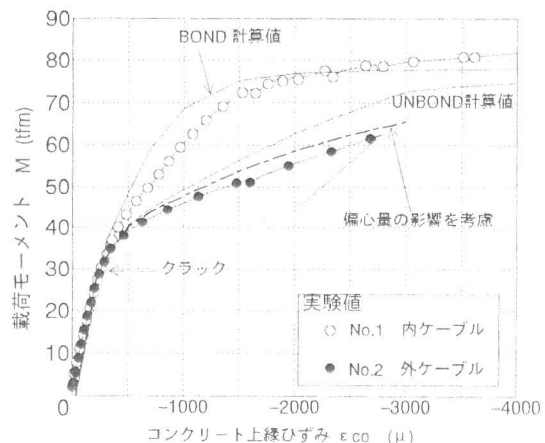


図10 中央断面におけるコンクリート上縁ひずみ

とになる。以上の補正を、各計算モーメント時において行ったものを図10に示す。図10より偏心量の減少による影響を考慮することにより、最大モーメントまでの履歴曲線も実験値と良く一致している。終局モーメント計算値と実験値の誤差は5%程度であり、非常に精度良く外ケーブル構造の曲げ終局耐力を求めることが可能である。

4. まとめ

T桁模型による実験値と、各計算値との比較を表3に示す。

外ケーブルを外力扱いした計算値Cは最も安全側の評価となり、実験値に対し

ても70%程度の値となる。計算Cにおける終局モーメント計算値は、PC鋼材を外力とみなすために、PC鋼材断面積には依存せず、初期導入張力量によって大きく変化する。仮に、PC鋼材の初期導入張力を $0.6P_u$ とした計算値Cは $M_u=59.7\text{tf}\cdot\text{m}$ となり、計算値Bとほぼ一致する。(計算A及びBにおいては、一般的に、PC鋼材は完全に降伏するという条件で設計されるために、初期導入張力量(初期導入応力比)によって終局モーメント計算値は変化しない。)道路橋示方書等で規定される計算BとSETRA等で規定される計算Cは、一般的なPC橋の設計の範囲では、ほぼ同程度の評価になるものと考えられる。

実験値と、ボンドケーブル構造と仮定した計算値Aとの比は0.79であり、道路橋示方書等において、外ケーブル構造の曲げ終局耐力をボンドケーブル構造の0.7倍とする計算Bは、まずまずの妥当性を示す。

アンボンドケーブル構造と仮定した精算法による計算値Dは、実験値に対して1.17倍と若干危険側の評価となるが、PC鋼材の偏心量の減少を考慮して補正を行った計算値Eは実験値とよく合致しており、外ケーブル構造の曲げ終局耐力算定において最も精度の良い算定法であると考えられる。

以下に、部材長方向の変形適合条件を用いた精算法によって得られた、外ケーブル構造の曲げ終局耐力 $M_{\text{終局}}$ についての知見を要約する。

- 1) 部材長方向の変形適合条件を用いた解析により、ケーブルに付着がないことによる曲げ終局耐力の低下を評価することが可能である。
 - ① 部材長方向変形の適合条件から、外ケーブル構造のコンクリートひずみの卓越することが説明でき、桁上縁のコンクリート圧壊が先行する為に曲げ耐力が低下するものと考えられる。
 - ② ボンドケーブル構造がUnder-Reinforce型の破壊となるのに対し、同一鋼材量であっても外ケーブル構造ではOver-Reinforce型となる場合がある。
 - ③ 外ケーブルの張力増加は、同一モーメントで比較するならば、ボンドケーブルのものと等しい。しかし、各々の終局モーメント時で比較するならば、Over-Reinforce型となる外ケーブルのひずみが極めて小さくなるのは当然である。
- 2) アンボンドケーブル構造による曲げ終局耐力計算値(精算法)に対して、デベータ間に生じる偏心量の変化による補正を考慮することにより、外ケーブル構造の曲げ終局耐力は精度良く算定することが可能である。

5. 参考文献

- [1]六車, 渡辺, 西山: 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、Vol. 26, No. 1, Jan. 1984

表3 終局モーメント

	実験値 M_u ($\text{tf}\cdot\text{m}$)	計算値 ($\text{tf}\cdot\text{m}$)				
		A	B	C	D	E
		ボンド と仮定	$A \times 0.7$ 道示	外ケーブル 外力扱い SETRA	精算法 アンボンド と仮定 偏心量を 考慮	
No.1	87.5	83.4	—	—	—	—
No.2 (No.2)	68.2 (1.00)	86.1 (1.26)	60.3 (0.88)	47.3 (0.69)	79.5 (1.17)	71.1 (1.04)