

2 軸曲げを受ける鉄筋コンクリート長柱の弾塑性 安定に関する実験的研究（その2）

若林 實・南 宏一・岩井 哲

EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTIC-PLASTIC STABILITY OF SLENDER REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO BIAXIAL BENDING (PART II)

By *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Satoshi IWAI*

Synopsis

The elastic-plastic behavior of reinforced concrete slender columns subjected to biaxially eccentric loads is investigated. Eight column test specimens, whose length to section depth ratio were approximately 15, with square cross sections were loaded monotonically at various magnitudes and angles of eccentricities. The ultimate loads, longitudinal and transverse deformations and the behavior up to failure were examined in detail. When the load is applied with small eccentricity, a stability failure occurs in column. However, when the eccentricity is relatively large, a material failure of a section occurs. Analytical results of load-deformation response of a column are found to agree well with the test results. Strength of a concentrically loaded column is obtained from the method based on the superposition theory and is compared with the tangent modulus load of the reinforced concrete column. It is shown that the errors involved are small.

1. 序

前報（その1）¹⁾において、柱材長が断面せいの5倍程度の鉄筋コンクリート短柱について行われた2軸偏心載荷実験の結果が解析的な検討とともに発表された。そこでは、2軸曲げを受ける柱断面で平面保持が成立していること、最大耐力時の最大圧縮歪が1軸曲げの場合に比べて2軸曲げの場合は特に大きい値を示すことなどが確認された。

本報告は引き続いてなされた、柱材長が断面せいの15倍程度の鉄筋コンクリート長柱8体に対する、前報と同じく偏心距離と偏心角を変数とした2軸偏心載荷実験について、実験結果の概要と解析的な検討結果をまとめたものである。今回は部材耐力と軸方向歪分布状況の他に、部材中央の横方向変形や材端回転角も調べ、破壊形式の相違について考察を加えた。また中心圧縮を受ける鉄筋コンクリート長柱の終局荷重を、鋼柱とコンクリート柱の接線係数荷重の累加によって求める方法について検討し、一体とした断面の接線係数荷重との比較も行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、断面が幅 $b=120\text{mm}$ ・せい $D=120\text{mm}$ の正方形で、有効部材長 $l=1880\text{mm}$ であり、前報（その1）の短柱試験体に対して部材長だけが変化した形状となる。試験体の配筋および断面の詳細をそれぞれ Figs.1, 2 に示す。主筋は異形鋼 SD30 の D10 を8本用いた対称配筋とし、試験体端部の 20mm 厚

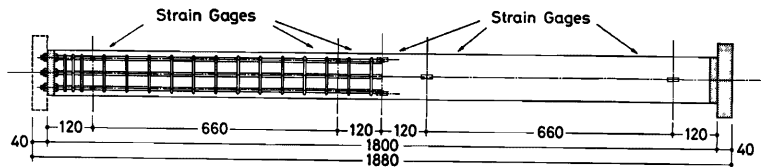


Fig. 1 Detail of Column Specimen

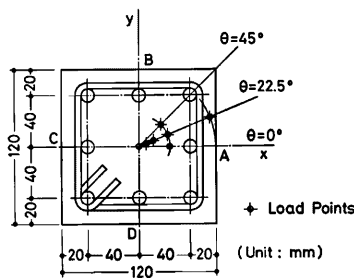


Fig. 2 Column Cross Section

鋼板の両側でナットを用いて固定した。主筋の材料試験結果を **Table 1** に示す。帯筋には SR24 規格相当品の丸鋼 4.5mm ϕ を 60mm 間隔で取り付けた。

コンクリートの調合には、比重3.16・圧縮強度 407kg/cm² の普通ポルトランドセメント、粒径 1.2mm 以下の淀川産の川砂、粒径 5~10mm の城陽産の山砂利を用いた。コンクリートの設計基準強度は 240kg/cm² である。調合および調合材料試験結果を **Table 2** に示す。試験体数は 8 体で、水平に置いた状態で試験体 1 体ずつコンクリートの打設を行った。部材長が長く主筋が中央でたわむのを防ぐため、水セメント比30%のセメントペーストで作製した 15mm 立方程度のさいころ状のスペーサーを、部材の 3 等分点付近で隅角部主筋の下に置いた。また強度試験用供試体を各試験体について 8 本ずつ作製した。試験体はコンクリートの打設 3 日後に脱枠し、1 週間湿布養生した後、実験日まで空中養生を行った。実験時の材齢は75~141日であった。

2.2 測定方法

荷重は容量100 t で感度 20×10^{-6} /t のロードセルで、柱部材の変形は感度 200×10^{-6} /mm の撓動抵抗型変位計と電気抵抗線歪ゲージを用いて計測した。載荷実験時の測定状況を **Fig.3** に示す。変位計は、柱上下端の断面重心を結ぶ材軸線に対して確保された測定用フレームに固定されており、部材中央の水平方向に 3 本用いて **Fig.4(a)** に示す 2 方向の横たわみ u , v と捩れ角 α を、部材の上端と下端で鉛直方向に各 3 本を用いて **Fig.4(b)** に示す材端回転角 θ_x , θ_y と部材の全圧縮量 w を測定した^{*1}。部材中央部の軸方向歪・曲率などの測定に、前回も用いた測定用具を標点距離 $3D=360$ mm として取り付けた。また **Fig.1** に

Table 1 Mechanical Properties of Main Reinforcing Steel

Upper Yield Strength	3.72 t/cm ²
Lower Yield Strength	3.62 t/cm ²
Ultimate Strength	5.17 t/cm ²
Elongation	16.9%

Table 2 Mix Proportion of Concrete and Mixing Material Properties

Mixing Ratio by Weight		
Water	0.65	
Cement	1	
Sand	1.91	
Gravel	2.76	
Slump 21cm		
	Specific Gravities	Percentages of Absorbed Moisture
Sand	2.62	1.01
Gravel	2.60	1.03

*1 測定装置の詳細を 付録1 に、変位計による計測値からの変位の計算法を 付録2 にそれぞれ示す。

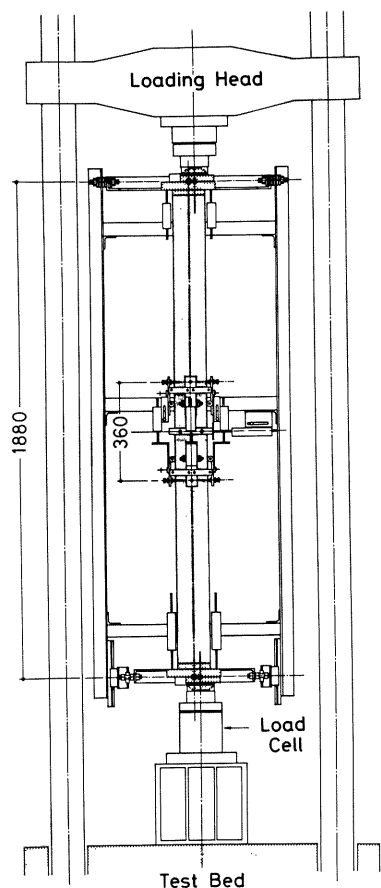


Fig. 3 Loading Arrangement and Measuring System

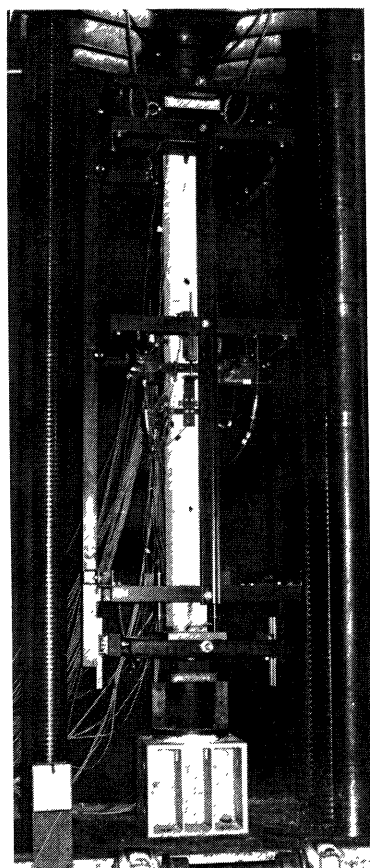


Photo 1 Biaxially Eccentric Loading Test of Specimen B220

示された位置に、鉄筋には検長1mm、コンクリートには検長30mmの歪ゲージをそれぞれ貼付した。

2.3 載荷方法

実験変数として、載荷における偏角 $\theta = 0^\circ, 22.5^\circ, 45^\circ$ と偏心距離 $e/D = 0, 0.05, 0.1, 0.2, 0.5$ を採り、Fig. 2 に示すように中心圧縮と1軸偏心圧縮を含む7通りの載荷を行った。加力には容量100tのアムスラー型長柱試験機を使用し、試験体は上下端に球面半径57mmの球面滑り軸受けを用いて両端ピン支持とした。実験時の載荷状況をPhoto 1に示す。

実験ではすべての試験体について、弾性範囲とみら

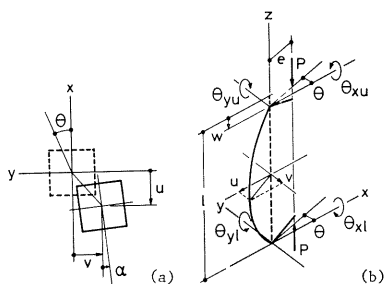


Fig. 4 Positive Displacements and Rotations

Table 3

Specimen Name	θ deg.	e/D	Concrete			P_t t	P_b t	P_{max} t
			F_c kg/cm ²	$\varepsilon_p \times 10^{-3}$	σ_t kg/cm ²			
B000	0	0	274	2.38	27.5	47.9	47.9	47.9
B205	22.5	0.05	258	2.35	31.2	42.3		46.2
B210(A)	22.5	0.1	278	2.28	36.0	35.8	33.0	35.8
B210(B)	22.5	0.1	278	2.30	22.5	34.4	34.4	34.4
B220	22.5	0.2	293	2.24	28.2	24.4	25.3	25.4
B250	22.5	0.5	296	2.11	30.4	6.8	13.3	13.4
B020	0	0.2	279	2.33	30.4	26.8	27.7	27.7
B420	45	0.2	293	2.44	34.3	20.4	23.1	23.2

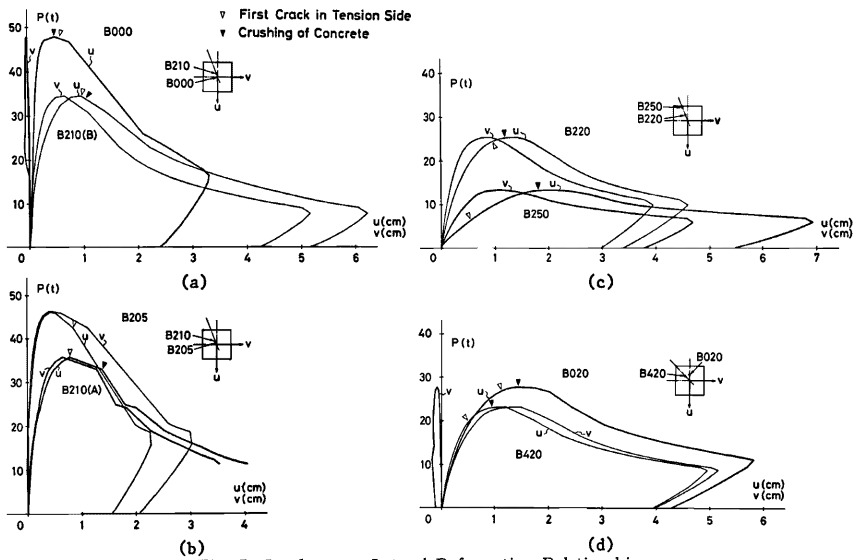


Fig. 5 Load versus Lateral Deformation Relationships

れる全塑性中心軸圧縮耐力の1/4 程度の15t まで、断面の幾何学的中心について中心圧縮載荷を行った後、除荷して、歪履歴を計測して初期不整の状況を調べ、その幾何学的中心から所定の偏心距離を与えて加力を行った。

3. 実験結果と考察

3.1 荷重-横方向変形関係と載荷経過

部材中央の断面重心の横方向変形 u, v と荷重 P との関係を Fig.5 に示す。試験体中央で引張りび割れおよびコンクリートの圧壊が観察された時点が図中に示されている。偏心の小さい場合では、横方向変形が

Summary of Test Results

u mm	v mm	w mm	α deg.	$P \quad P_{max}$		θ_{xu} deg.	θ_{yu} deg.	θ_{xi} deg.	θ_{yi} deg.	d^e_{max} $\times 10^{-3}$	g^e_{max} $\times 10^{-3}$
5.09	0.18	3.40	0.01	0.00	0.50	0.03	0.51	2.56	2.73		
3.97	4.45	3.03	0.02	0.43	0.43	0.51	0.39	2.71	2.88		
7.73	6.45	2.41	0.02	0.64	0.83	0.67	0.84	3.13	3.13		
9.76	6.76	2.65	0.01	0.73	0.99	0.73	1.00	3.97	4.80		
14.09	9.19	1.80	0.01	0.92	1.46	0.97	1.49	4.62	3.84		
20.45	11.13	0.56	0.02	1.21	2.32	1.18	2.28	4.34	4.36		
14.09	0.82	1.66	0.03	0.09	1.52	0.09	1.49	2.96	3.39		
11.78	14.64	1.72	0.02	1.55	1.20	1.52	1.18	5.08	3.83		

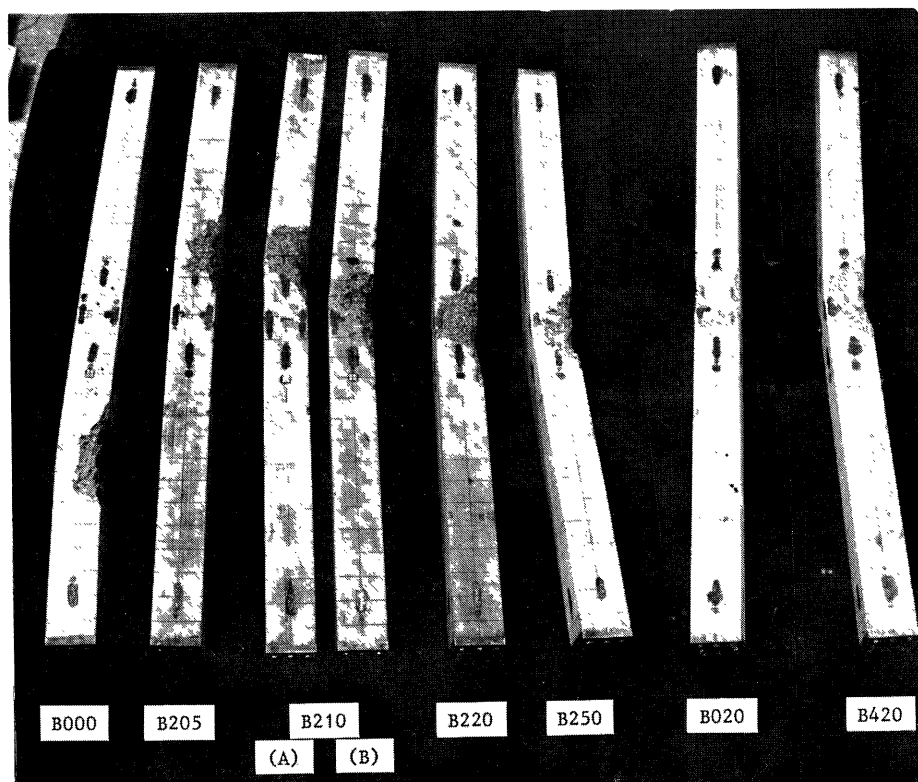


Photo 2 Column Specimens after Testing

大きく現れはじめて部材耐力点に達した後、圧壊すると同時に引張側に亀裂が生じることになり、座屈の模相を示して耐力の低下が著しい。偏心が大きくなると、引張ひび割れがまず現れ、コンクリートの圧壊が生じると同時に部材耐力に達するという経過をたどり、最大耐力点以降の耐力の低下は偏心が小さい場合に比べて緩やかである。

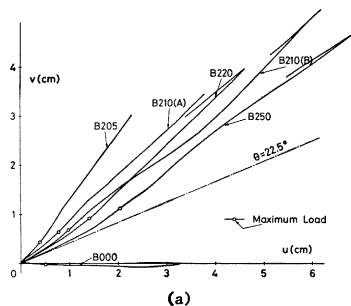
実験より得られた引張ひび割れ発生時の荷重 P_i 、コンクリートの圧壊時の荷重 P_b 、最大荷重 P_{max} と最大荷重時の変形状態を表す Fig. 4 に示された諸量を Table 3 に記す。ここで ϵ_{mx} は部材中央の軸方向歪測定用の4つの変位計によって推定された断面の最大圧縮歪であり、 ϵ_{mx} は最大圧縮点近傍で実測されたコンクリート歪ゲージによるものである。両者はほぼ近い値を示しており、コンクリートシリンダーの最大強度時の歪 $\epsilon_p = 2.1 \sim 2.4 \times 10^{-3}$ と比べると、偏心の小さい場合で ϵ_{mx} は ϵ_p の1.2倍程度であるのに対し、偏心の大きい場合で約2倍前後となり、偏心量が大きくなるに従って最大圧縮歪も大きくなっている。コンクリートの圧壊の発生が ϵ_p の2倍程度の歪の時点であると考え、載荷実験時の観察結果とほぼ対応する。

中央断面の捩れ角 α は載荷全過程を通じてほとんど現れず、最大角度 -0.6° を示しただけであった。また部材上下端の回転角 θ_z , θ_y は両主軸回りについてそれぞれ一致しており、部材は上下対称な変形を生じていたことがわかる。部材の破壊は部材中央に集中して生じたが、中心圧縮 (B000) の場合だけは Photo 2 に示すように部材の下端から部材長の1/4位のところに生じた。

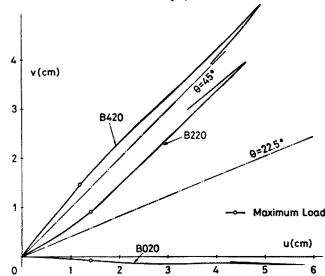
3.2 部材中央の横方向変形

部材中央の断面重心における水平変形の軌跡を Fig. 6 に示す。偏心の大きい場合 (B220, B250) の水平変形は初期では偏心率 θ に近い方向に進行するが、最大耐力点付近でその進行方向は変化しはじめて 45° 方向への変位に移行した。この変形状態を調べるため、部材中央で軸方向歪を計測した変位計によるデータをもとに、断面の中立軸の傾き・主筋の降伏状況を推定したものが Fig. 7 である。断面の中立軸の傾きは

その時点における変形の進行方向に垂直となっており、両者の刻々の変動が結びつけられる。この中立軸の変動は、圧縮側と引張側の各鉄筋の降伏や、コンクリートの圧縮歪の増大による圧壊・剥落などが原因となるものと考えられ、最大耐力点を越えたあたりまで求められた解析によっても、部材の力の釣合から同様な変形状況を示すことが確かめられた。偏心の小さい場合では変形挙動がやや異なっているが、解析的には偏心の大きい場合と同じ傾向を示しており、実験結果には



(a)



(b)

Fig. 6 Trajectory of Lateral Deformation

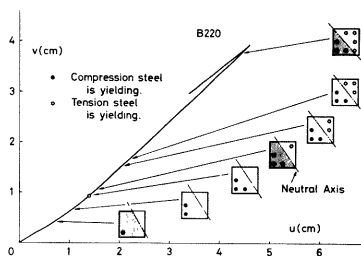


Fig. 7 Variation of Neutral Axis and Yielding of Steel Bars

載荷点の微小なずれなどの初期不整の影響が大きく現れているものと思われる。

3.3 荷重-軸方向歪関係

部材中央の軸方向の変位計によって計測されたデータから求められた4側面の幅方向中央点（Fig.2 の A, B, C, D）における軸方向歪 ϵ と荷重 P との関係を全載荷過程について Fig.8 に示す。歪の値は圧縮を正としている。Fig.9 は部材中央で最大耐力点付近まで測定されたコンクリート面の歪ゲージによる同様の曲線を示したものである。ここで実線がそれぞれ各側面の2枚の歪ゲージによるデータを平均して得た

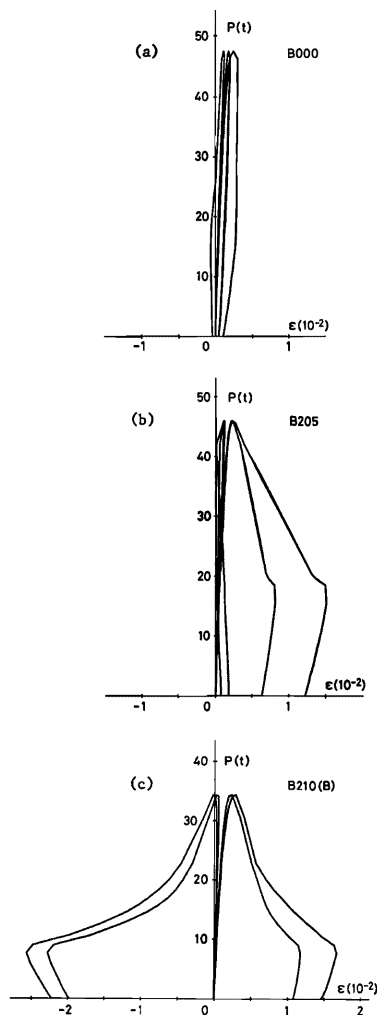


Fig. 8 Load versus Longitudinal Strain Relationships

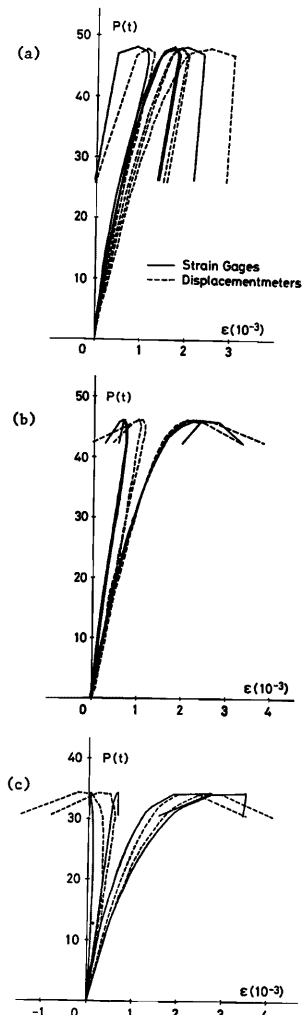


Fig. 9 Comparison of Strain Data

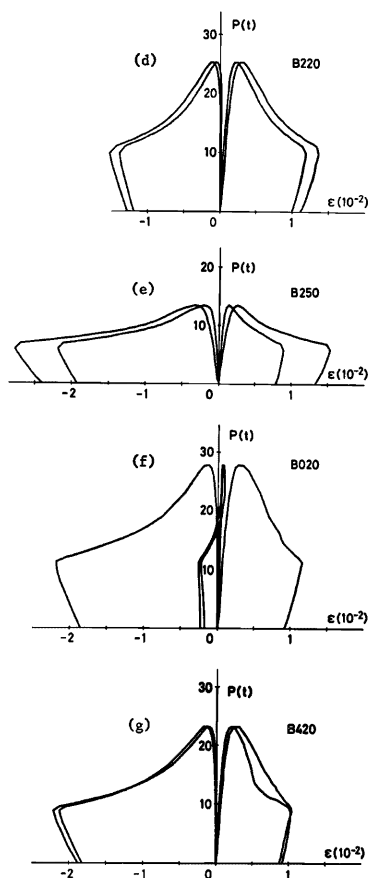


Fig. 8 (Continued) Load versus Longitudinal Strain Relationships

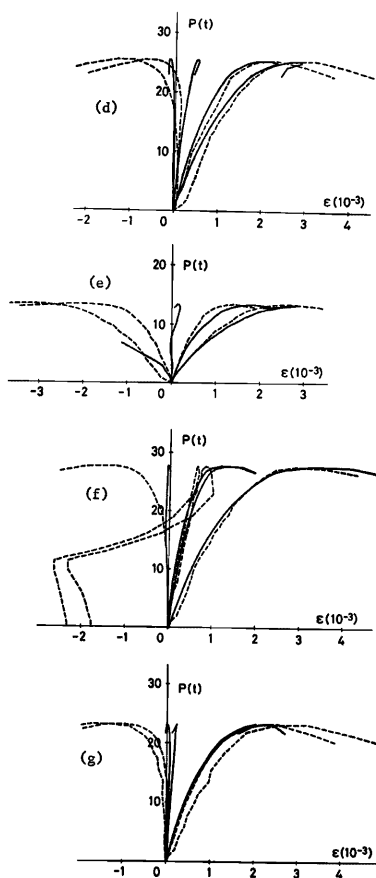


Fig. 9 (Continued) Comparison of Strain Data

ものであり、破線は Fig. 8 の変位計による曲線と同じものである。歪ゲージのデータと変位計のデータはよく合っており、変位計による計測は引張側歪および最大耐力以後の過程についても充分信頼できるものである。

偏心の小さい場合では、全断面圧縮の状態が最大耐力近くまで続き、耐力点に達すると同時に、断面の重心について点対称位置にある2つの歪の差（すなわち曲率）が増大して、圧縮側と引張側とに急速な歪の進展がみられ、耐力低下が著しい。偏心が大きい場合の載荷では、初期の時点から引張歪が現れて引張亀裂が見られた後に圧壊が始まり、それとほぼ同時に最大耐力に達したが、最大耐力以降は曲率が耐力の低下率に比べて非常に大きい。

3.4 部材中央の軸力-曲げモーメント相関関係

2軸偏心圧縮力を受ける長柱の弾塑性解析²⁾によって求められた各載荷での最大耐力および最大耐力時の

Table 4 Summary of Analytical Results

Specimen Name	θ deg.	e/D	P_{max} t	u mm	v mm	θ_x deg.	θ_y deg.	$\epsilon_{max} \times 10^{-3}$
B000	22.5	0.005	52.8	2.12	1.06	0.105	0.212	2.10
B205	22.5	0.05	42.1	7.42	3.39	0.350	0.773	3.11
B210	22.5	0.1	34.9	9.19	4.48	0.462	0.974	3.32
B220	22.5	0.2	25.4	14.30	7.64	0.777	1.49	4.37
B250	22.5	0.5	13.2	17.88	9.24	0.976	1.95	4.30
B020	0	0.2	26.1	13.45	0.00	0.000	1.43	2.95
B420	45	0.2	24.9	10.93	10.93	1.15	1.15	4.27

変形諸量の計算結果を Table 4 に示す。解析方法は前報（その1）におけるものと同一である。コンクリート断面を 10×10 の100要素に分割し、柱長さを10等分して、材料定数には $\sigma_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_p = 2.3 \times 10^{-3}$, $\epsilon_s = 2\epsilon_p$, $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ を仮定した。ここで中心圧縮 (B000) については $\theta = 22.5^\circ$, $e = 0.6 \text{ mm}$ ($e/D = 0.005$) とおいて材端で初期偏心を有する場合として扱った。

上記の長柱の弾塑性解析による材端軸力-材端モーメント相関曲線と実験結果の最大耐力点（白丸印）を示したものが Fig. 10 である。また終局強度理論に基づく2軸曲げ解析²⁾によって算出された断面の軸力・曲げモーメント相関曲線と、実験結果の部材中央断面に作用した断面力挙動との関係もあわせて図中に示している。

前回の短柱に比べて長柱の影響が部材耐力に顕著に現れている。偏心が大きい場合は部材中央で断面耐力に達することによって部材耐力が決定される材料破壊の様相を示しているが、偏心が小さい場合は、最大耐力時点では部材中央の断面においても断面耐力を発揮せず、むしろ不安定破壊の状況を示す。これは 3.1 で述べた、最大荷重時における部材中央の断面の最大圧縮歪 ϵ_{max} の値によっても同様の結論が得られたことと対応する。すなわち、前回の短柱の荷重実験においては全試験体が材料破壊を生じ、 $\epsilon_{max} = 4 \sim 5 \times 10^{-3}$ を示したが、今回の長柱で偏心の大きい場合については同程度の値となっているのに対して、偏心の小さい場合についてはかなり小さい値となっている。

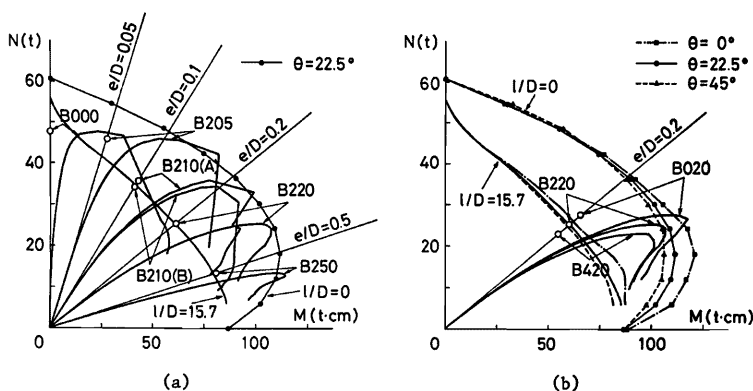


Fig. 10 Interaction Diagrams for Column Section Illustrating Load-Moment Behavior up to Failure

等偏心距離 $e/D=0.2$ の荷荷に關しては、1軸曲げ (B020) の ε_{max} の値が他の2体 (B220 と B420) に比べて小さくなっていることが指摘される。

以上の実験結果については、Table 4 に示された解析結果ともよく一致している。

実災では、最大耐力到達後の中央断面の軸力-曲げモーメント曲線は断面耐力曲線より内側にもどる傾向を示すが、これはコンクリートの剥落による断面欠損や主筋の座屈の影響などによって、部材中央の断面耐力が低下するためであると思われる。

試験体の支持に用いた床面より軸受けについては、回転時に若干の抵抗モーメントを生じることが危惧されたため、その大きさを定軸圧下で調べる実験を行った*2。その結果から、偏心比で $e/D=2.5\%$ 程度の抵抗モーメントを生じていることが認められた。従って、偏心の小さい場合では実験結果に抵抗モーメントの影響が含まれていると思われるが、偏心の大きい場合では加えられる軸力が小さく曲げモーメントは逆に相当大きな値をとるため、その影響は無視できると考えてよい。部材耐力の解析結果は実験結果とよく合っているが、偏心の小さい場合 (B205) で実験結果が解析結果より耐力が大きくなっているのはこのことが原因の一つであると思われる。なお中心圧縮 (B000) では逆に実験の方が耐力が小さいが、これは部材の下部で破壊したためで、上記の説明と矛盾するものではない。

3.5 破壊状況

荷重終了後の圧縮側コンクリートの破壊状況を Photos 2, 3 に示す。コンクリートの圧壊・剥落は中心圧縮の場合を除いてほぼ中央付近で生じた。2軸偏心荷荷の場合には圧壊領域が断面せい D の約2倍の範囲に広がっているのに対して、1軸偏心荷荷の場合は $1D$ 程度の範囲に生じただけであった。この結果は前回の短柱の場合と同じである。1軸曲げと2軸曲げでは有効断面せいの長さが実質上変わるわけであるが、圧壊する領域を有効断面せいの $1\sim1.5$ 倍であると考えれば相対的な領域長さは同じであると思えることができる。これらの圧壊領域では鉄筋の座屈が観察された。

同一の偏心荷荷を行った B210 の2体は、圧壊領域の中心位置が試験体(A)では部材中央より約 $1.5D$ 上で、試験体(B)では約 $0.5D$ 上となったため、部材中央部の歪分布状況には若干の差が生じたが、部材耐力および横方向変形挙動については大差なかった。

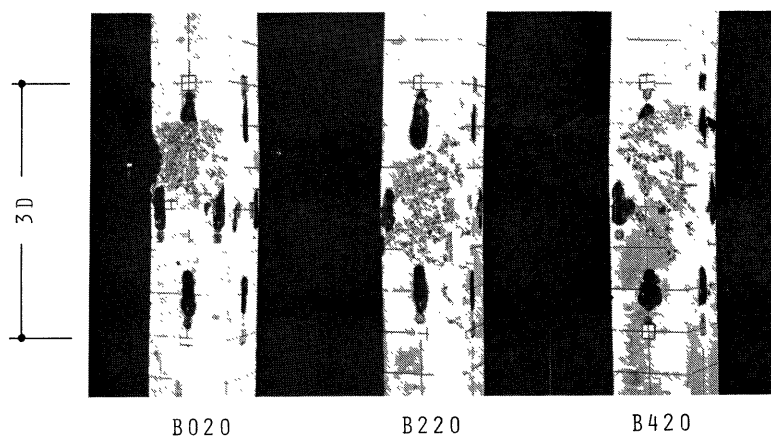


Photo 3. Mid-Height Portion of Columns—Compression Sides

*2 実験方法および結果の詳細を 付録3 に示す。

4. 中心圧縮を受ける長柱の終局強度を求める累加強度式

4.1 平面保持の仮定に基づく接線係数荷重

中心圧縮を受ける鉄筋コンクリート柱の座屈荷重 N_{cr} を接線係数理論 (tangent modulus theory) によって求める。この方法は細長い合成柱 (composite column) について Bondale³⁾ が用いたものとはほぼ同じである。

コンクリートの応力-歪関係を、

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_p \text{ のとき } \sigma = F_c \left\{ \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_p} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (1a)$$

$$\varepsilon_p < \varepsilon \leq \varepsilon_u \text{ のとき } \sigma = F_c \dots\dots\dots (1b)$$

とし、鋼材の応力-歪関係を、

$$|\varepsilon| \leq \varepsilon_y \text{ のとき } \sigma = E_s \cdot \varepsilon \dots\dots\dots (2a)$$

$$|\varepsilon| > \varepsilon_y \text{ のとき } \sigma = \sigma_y \dots\dots\dots (2b)$$

と仮定する。ここで、

F_c : コンクリートの圧縮強度

ε_p : コンクリートの圧縮強度時の歪 $\varepsilon_p = 2F_c/E_c$

E_c : コンクリートの初期接線係数

σ_y : 鋼材の降伏応力

E_s : 鋼材のヤング係数

である。鋼材とコンクリートが一体となった断面の接線係数荷重は、

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l^2} (E_t \cdot I) \dots\dots\dots (3)$$

l : 有効座屈長さ

$(E_t \cdot I)$: 一体断面柱の曲げ剛性

で与えられる。すなわち、

$0 < \varepsilon < \varepsilon_p < \varepsilon_p$ のとき

$$\begin{aligned} N_{cr} &= (A_s E_s + A_c E_c) \varepsilon - \frac{A_c E_c}{2\varepsilon_p} \varepsilon^2 \\ &= \frac{\pi^2}{l^2} \left\{ E_s I_s + E_c I_c \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) \right\} \dots\dots\dots (4a) \end{aligned}$$

$\varepsilon_p < \varepsilon < \varepsilon_p$ のとき

$$\begin{aligned} N_{cr} &= A_s \sigma_y + A_c E_c \varepsilon - \frac{A_c E_c}{2\varepsilon_p} \varepsilon^2 \\ &= \frac{\pi^2}{l^2} E_c I_c \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) \dots\dots\dots (4b) \end{aligned}$$

において、(4a), (4b) 式をそれぞれ満足する限界歪 ε_{cr} を求め、その限界歪より座屈荷重を計算する。

4.2 累加強度式による終局耐力

鉄筋コンクリート柱の中心圧縮終局耐力を

$$N_{cr} = {}_s N_{cr} + {}_c N_{cr} \dots\dots\dots (5)$$

のように、鋼柱（鉄筋のみ）の座屈荷重 ${}_sN_{cr}$ とコンクリート柱の接線係数荷重 ${}_eN_{cr}$ の和として求める。これは若林・吉田⁴⁾ による中心圧縮を受ける細長い合成柱の累加強度式の考え方を鉄筋コンクリート柱に適用したものである。

コンクリートおよび鋼材の応力—歪関係は 4.1 と同じものを仮定する。鋼柱の座屈荷重は、

$$l > \pi \sqrt{\frac{E_s I_s}{\sigma_s A_s}} \text{ のとき } {}_sN_{cr} = \frac{\pi^2 E_s I_s}{l^2} \dots\dots\dots (6a)$$

$$l \leq \pi \sqrt{\frac{E_s I_s}{\sigma_s A_s}} \text{ のとき } {}_sN_{cr} = A_s \sigma_s \dots\dots\dots (6a)$$

で与えられる。一方、コンクリート柱の接線係数荷重は、

$$\begin{aligned} 0 < \varepsilon < \varepsilon_p \text{ で } {}_eN_{cr} &= A_e E_c \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\varepsilon_p}\right) \\ &= \frac{\pi^2}{l^2} E_c I_c \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p}\right) \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

を満足する限界歪を求め、その限界歪より座屈荷重を計算する。これらの鋼柱とコンクリート柱の座屈荷重を、同じ材長 l について累加し、合成された柱の座屈荷重とする。このような累加強度式による座屈曲線を

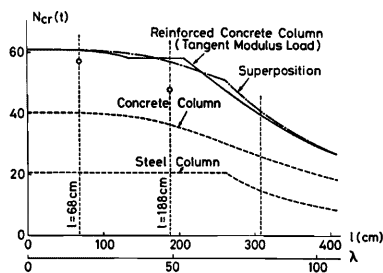


Fig. 11 Column Curves

Fig.11 に示し、4.1 の一体断面の接線係数荷重によるものと比較した。ここで、細長比 $\lambda = l/i$ を決定する断面 2 次半径 i の値は、

$$i = \sqrt{\frac{I_s + I_c \frac{E_c}{E_s}}{A_s + A_c \frac{F_c}{\sigma_s}}} \dots\dots\dots (8)$$

より求められる等価断面 2 次半径を用いた。図中、破線は鋼柱とコンクリート柱の耐力、鎖線は両者の累加を示し、実線は一体としたときの精解を表わす。誤差はかなり小さいと言える。また、白丸印は前回 ($l=68\text{cm}$) および今回 ($l=188\text{cm}$) の実験値であるが、今回のものは破壊状況も原因して解析値より

もやや低くなっている。

5. 結 論

正方形断面に主筋 8 本を配した、材長が断面せいの約 15 倍の鉄筋コンクリート長柱試験体 8 体に、2 軸偏心載荷実験を行って圧縮耐力、横方向および軸方向変形、破壊状況を調べ、更に解析結果との比較検討を加えて、次のことが明らかにされた。

- (1) 部材耐力は柱材の細長さの影響が顕著で断面耐力に比べて相当に小さくなる。偏心距離が断面せいの 0.2 倍をこえるような、偏心の大きい場合は部材中央で断面耐力に達して部材耐力が決定される材料破壊の様相を示すが、偏心が小さい場合は不安定破壊を生じ最大耐力後の耐力の低下が急激である。
- (2) $\theta = 22.5^\circ$ の 2 軸偏心載荷では部材中央の水平変形は偏心角 θ の方向に進み始めるが、最大耐力点付近で進行方向が変化し、耐力以後 45° 方向の変位に移行した。この変形過程は中央断面の中立軸の傾きの変化と結びついている。
- (3) コンクリートの圧壊・剥落が生じた領域は、偏心載荷で有効な断面せいの 1 ～ 1.5 倍の範囲であり、2 軸偏心の場合は有効せいが大きくなるため 1 軸偏心の場合よりも広がっている。
- (4) 鉄筋コンクリート柱の中心圧縮耐力を鋼柱とコンクリート柱の接線係数荷重の累加によって求めたも

のを、一体とした断面の接線係数荷重と比較した場合、かなり小さい誤差内に納まっている。

謝 辞

本研究の実験および実験データの整理にあたって、当時大阪工業大学建築学科4年生であった重久弘文君に多大なる御尽力を頂いた。ここに深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 若林 實, 南 宏一, 岩井 哲: 2軸曲げを受ける鉄筋コンクリート長柱の弾塑性安定に関する実験的研究（その1）, 京都大学防災研究所年報, 第25号B-1, 昭57（1982）. 4, pp. 183-196.
- 2) 若林 實, 中村 武, 岩井 哲: 2軸曲げを受ける鉄筋コンクリート長柱の弾塑性安定解析, 京都大学防災研究所年報, 第23号B-1, 昭55（1980）. 4, pp. 215-227.
- 3) Bondale, D. S.: Column Theory with Special Reference to Composite Columns, The Consulting Engineer, Vol. 30, July 1966, pp. 72-77, Aug. 1966, pp. 43-48, Sep. 1966, pp. 68-70.
- 4) 若林 實, 吉田 望: 細長い合成柱の設計式（その1）, 京都大学防災研究所年報, 第20号B-1, 昭52（1977）. 4, pp. 85-108.
および, 若林 實, 吉田 望: 細長い合成柱の設計式, 日本建築学会論文報告集, 第278号, 昭54（1979）. 4, pp. 27-36.

付録1. 変形の計測装置詳細

変形の測定には、Fig.A1 に示すように、柱上端および下端で断面の2主軸回りに回転が可能な口型の鋼製フレームを取り付け、上下の口型フレームをつなぐ鋼製支柱（山形鋼）が部材上下端の断面重心を通る軸線に対して平行なままで相対的位置が変わらないようにした計測用フレームを構成し用いている。部材下端では部材の伸縮に対応できるように、スライド装置を使って口型フレームと鋼製支柱を連結した。更に鋼製支柱の上・中・下層に3組の口型フレームを設け、ここに変位計を固定して上下端の軸方向変位および中央の横方向変位を計測している。

また部材中央には、上記の計測システムとは独立に動く軸方向変位の計測治具が部材の側面4面に取り付けられている。

付録2. 部材中央の2方向水平変位と振れの測定

変形前の部材の断面重心を原点にとり、座標軸を Fig.A2 のようにとる。断面形は変化しないものとして、変形後の部材の断面重心の変位 u , v と回転角 α を、図の点1, 2, 3 の位置に当てられた3個の変位計の変位量 δ_1 , δ_2 , δ_3 で表現する。ここで、それぞれの変位は図に示した矢印の向きを正とすると、次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= x_1 \left(\frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right) - (y_1 - v) \tan \alpha + u \\ \delta_2 &= x_2 \left(\frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right) - (y_2 - v) \tan \alpha + u \\ \delta_3 &= (x_3 - u) \tan \alpha + y_3 \left(\frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right) + v \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A. 1)$$

ここで回転角 α が小さい場合には、 $\sin \alpha \approx \alpha$, $\cos \alpha \approx 1$, $\tan \alpha \approx \alpha$ とおくことができる（ $\alpha = 1^\circ$ のときの最大誤差は $(1 - \cos \alpha) / \cos \alpha = 1.52 \times 10^{-4}$ である）。従って、これより（A. 1）式は

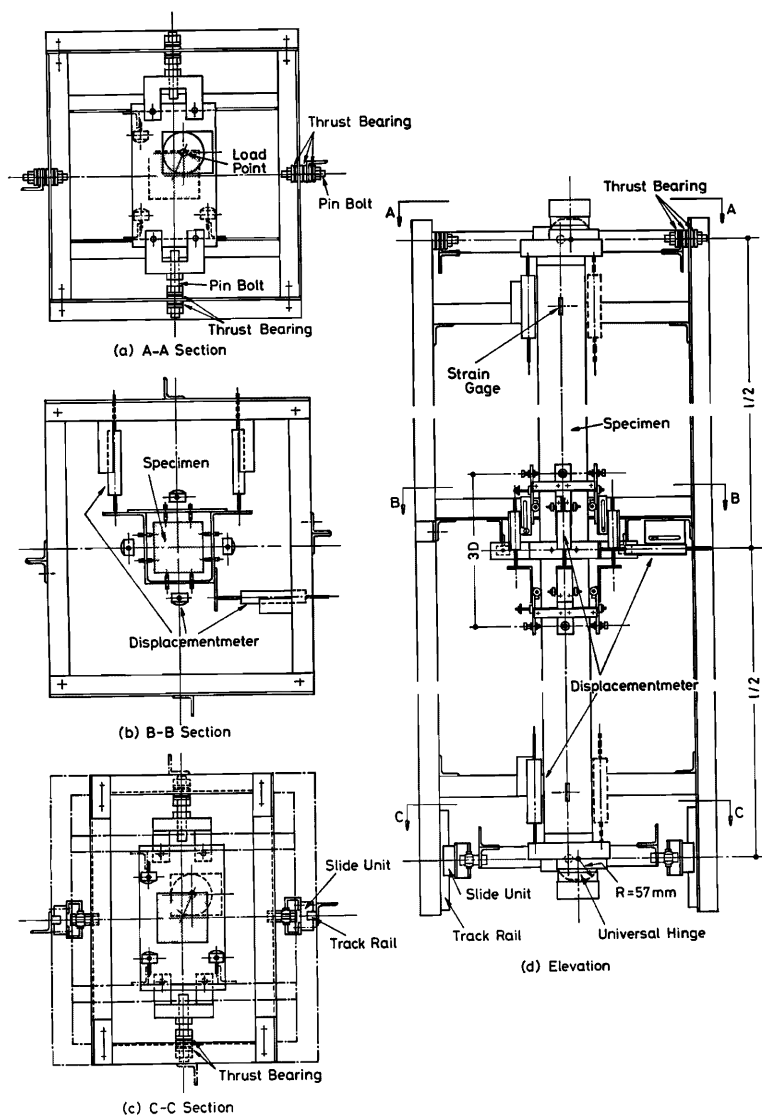


Fig. A1 Details of Measuring System

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{\delta_1 - \delta_2}{y_2 - y_1} \\ v &= (\delta_3 - x_3)\alpha + \delta_3 + y_2\alpha^2 \\ u &= \delta_1 + (y_1 - v)\alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A. 2)$$

となる。

付録3. 球面滑り軸受けの回転性能の 実験結果

柱試験体の上下端で支持に用いた球面滑り軸受けの回転時に生じる抵抗モーメントの大きさを測定するため、**Fig. A3** に示す装置を使い、定圧縮力下でモーメント加力を行った。

Photo A1 の形状をもつ球面滑り軸受けを2個組合せて1つの球体を構成し、載荷ばりを含む鋼製枠内に固定した。軸受けは、油圧式の圧縮試験機を用いて5 t～60 tの定圧縮力を加え、ターンバックルを回すことによってモーメン

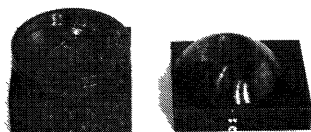


Photo A1 Spherical Bushings
(Universal Hinge)

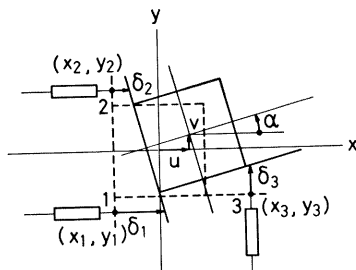


Fig. A2 Notations

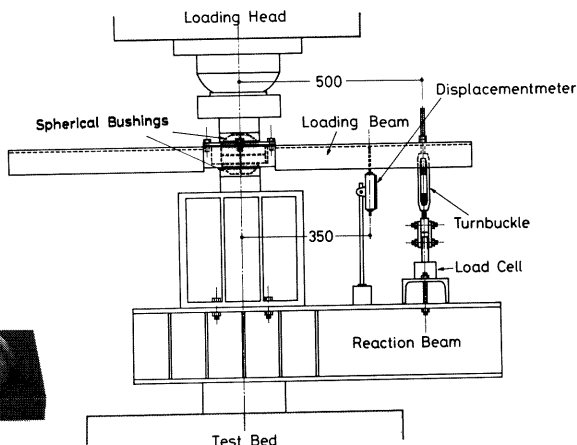


Fig. A3 Test of Rotating Properties of
Spherical Bushings

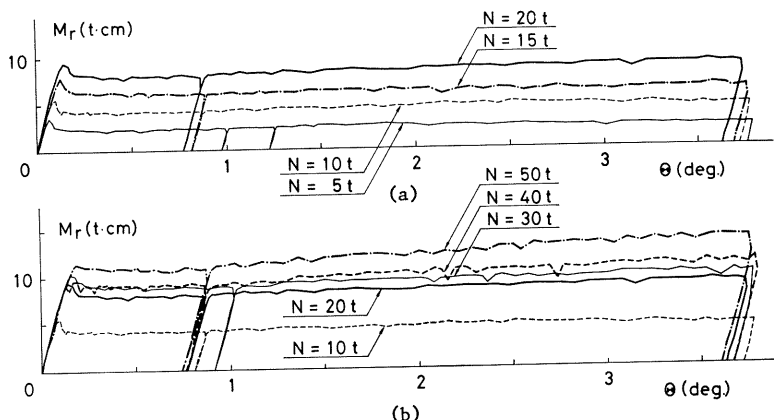


Fig. A4 Moment versus Rotation Angle Relationships

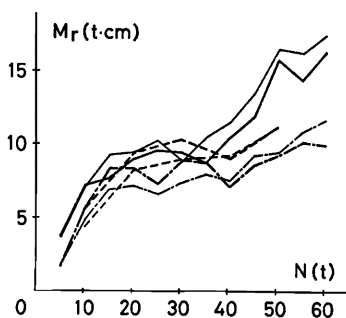


Fig. A5 Moment versus Load Relationships

トを作用させた。ターンバックルによる張力は直下のロードセル（容量500kg、感度 6×10^{-6} /kg）で計測し、回転角を変位計（感度 200×10^{-6} /mm）で求めた。

抵抗モーメント M_r と回転角 θ との関係を Fig. A4 に示す。いずれも bi-linear 型の特性をもっていることがわかるが、定圧縮力が 20 t あたりまでは抵抗モーメントの大きさは圧縮力に比例して増大し、初滑り時のモーメントが特に大きいこと、およびその後のモーメントの大きさは回転角に拘わらずほぼ一定であることが特徴的である。それに対して、定圧縮力が 30 t 以上になると初滑り時のモーメントは特に大きくはなく、圧縮力が増大しても抵抗モーメントはあまり変わらなくなるが、回転角の大きさに伴ってモーメントが少しずつ増える傾向が見られた。

3 回行った調査結果における抵抗モーメントの初滑り値（太線）と平均値（細線）の圧縮力との関係を示したものが Fig. A5 である。