

非対称2軸偏心荷重を受ける 鉄筋コンクリート長柱の弾塑性挙動

岩井 哲・南 宏一・若林 實

ELASTIC-PLASTIC BEHAVIOR OF SLENDER REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH UNSYMMETRICALLY BIAXIAL ECCENTRICITY OF LOADING

By *Satoshi IWAI, Koichi MINAMI and Minoru WAKABAYASHI*

Synopsis

The elastic-plastic behavior of slender reinforced concrete columns with unsymmetrically biaxial eccentricity of loading is investigated. The ultimate loads, transverse deformations and the behavior up to failure of the columns are examined in detail experimentally and analytically. Eight pin-ended column specimens with square cross section were tested. The ratio of column length to minimum depth of all specimens was 25. Load was applied monotonically at each column end with equal eccentricity of the opposite sign or unequal eccentricity of the same sign, at various angles from principal axis of the cross section. When the columns are subjected to biaxially eccentric load to cause bending about the near-strong axis, they have a tendency to deflect to bent about the weak axis of the section after the attainment of the maximum load. The columns loaded with equal eccentricity of the opposite sign show that their load carrying capacities suddenly decrease because of rapidly changing the column deflection shapes from double-curvature mode to single-curvature mode near the maximum load. The numerical analysis to solve the load-deflection response of the column predicts the test behavior very well, taking into account the initial imperfection of eccentricity of loading at the column ends.

1. 序

わが国の建築構造物では、通常、鉄筋コンクリート柱の設計は地震時の荷重に支配され、採用される柱材は比較的太短いものがほとんどである。このため鉄筋コンクリート長柱に関する研究は欧米諸外国では相当数行われているにも拘らず、わが国ではわずかしが行われていなかった。わが国ではむしろ短柱のせん断抵抗についてより多くの興味を持たれ研究が行われてきた。日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾では、鉄筋コンクリート長柱については、15条7項(1)に次の規定があるにすぎない：「材の最小径とその主要支点間距離の比は、鉄筋普通コンクリートでは1/15以上、鉄筋軽量コンクリートでは1/10以上とする。ただし、柱の有効細長比を考慮した構造計算によって、構造耐力上安全であることが確かめられた場合においては、このかぎりでない。」

近年、コンクリートや鋼材などの材料強度がより高くなって、同じ大きさの応力に対しては断面をよりコンパクトに設計することが可能となり、故に部材はより細長い形状を持つことができるようになった。また、

細長いコンクリート系ブレースが耐震用に骨組の中に組み込まれる場合もみられる。従って、細長い鉄筋コンクリート部材の弾塑性挙動を明らかにすることは非常に重大な問題となってきた。2軸曲げを受ける柱の挙動は材の細長さの影響で更に複雑な状況を示すことになるが、このような長柱の安定問題に関して、実験を行って解析と比較検討した研究はまだ少ない。著者らは、材長が断面最小径の5倍から25倍程度の鉄筋コンクリート柱について配筋・断面形・載荷方法などを変数として、実験および解析によって部材の最大耐力や変形挙動・破壊性状などを調べ、基礎的な研究成果を蓄積してきた。

正方形断面をもつ鉄筋コンクリート長柱について行った2軸偏心載荷実験および解析^{2),4),6)}からは、柱材長が断面せいの15倍程度の場合においても部材耐力には柱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こと、ならびにこの時の偏心の大きい場合は部材中で最も大きな応力を受ける中央断面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部材中央断面においてもその断面の持ち得る荷重抵抗能力を発揮しないまま構造体の系全体として破壊に至る不安定破壊を生じ、最大耐力後の耐力の低下が急激であることが確認されている。また断面主軸から 22.5° の角度で偏心載荷点を振った2軸偏心荷重を受ける場合では、部材中央の横方向変位は初め偏心載荷角方向に進むが、最大耐力点付近から進行方向が 45° の対角軸方向へ変化することになり、この変形過程の状況は部材中央断面の中立軸の傾きの変化と対応していることがわかった。部材中央の断面ではねじれは載荷の全過程を通じてほとんど観測されていない。また柱の長さにとらえず、コンクリートの圧壊による剝落が生じた領域は、1軸偏心載荷の場合に断面せいと同じ程度であるのに対して、2軸偏心載荷の場合には断面せいの2~3倍の範囲に広がっていることなどが確認された。

長方形断面をもつ鉄筋コンクリート長柱について行った実験および解析^{3),4)}からは、2軸偏心荷重の載荷位置が強軸回りから弱軸回りへと移るに従って、断面の各軸回りの耐力および曲げ剛性の差に伴い長柱の最大耐力が低下するが、長柱耐力の低下の度合は、特に強軸回りから若干の偏心角で2軸偏心荷重を受けるような強軸回りに近い場合の載荷のときに大きいことが明らかにされた。また部材中央の横方向変位は全体に弱軸回りに進む傾向が強いが、偏心載荷角方向との差も強軸回りに近い場合の載荷のときに大きいことが認められた。

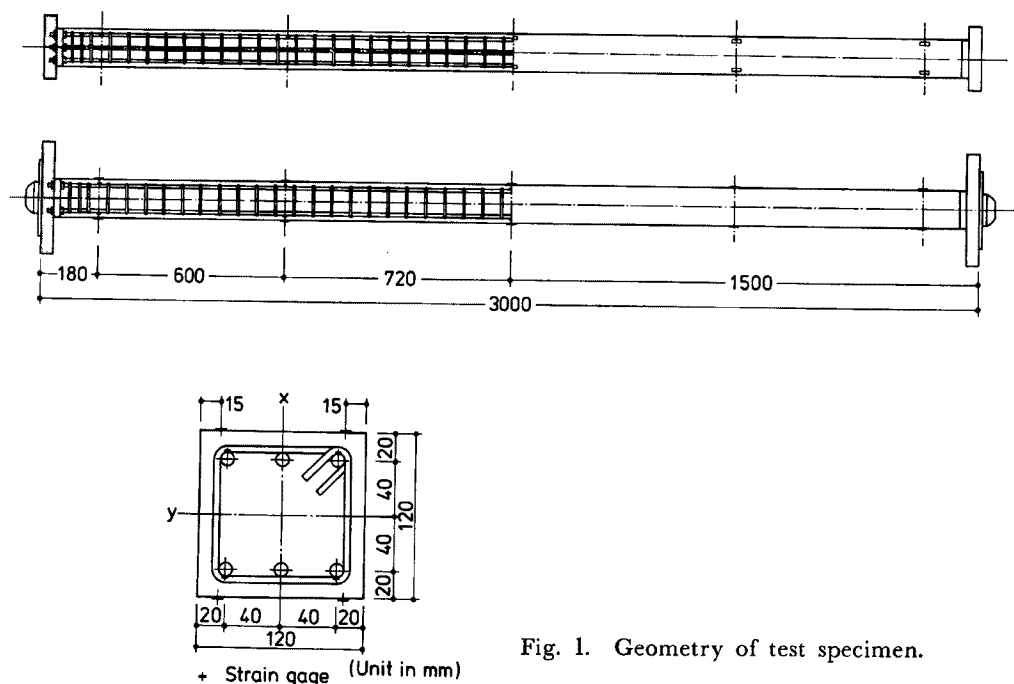


Fig. 1. Geometry of test specimen.

これらの研究は、部材上下端で等偏心荷重を受けて単曲率のモードで変形する柱を対象としたものであるが、現実の構造物の柱では、地震時のように上下端で逆対称の曲げを受けて複曲率のモードで変形したり、骨組の一層部分などのように上下端で不均等な曲げを受けるなどの種々の応力状態がある。そのような部材上下で非対称な偏心荷重を受けた場合の長柱の挙動が、既往の等偏心・等曲げ载荷による柱の研究結果とどのような対応があるか、あるいはどのように柱の挙動が変化するかという点について調べることは実際の問題へ応用する場合には必要である。本報告は、柱材長が断面せいの25倍で正方形断面をもつ鉄筋コンクリート長柱が、部材の上下端で逆対称偏心を含めた非対称な偏心荷重を受けた場合の部材耐力および横方向変形挙動・破壊状況について調べたものである。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は断面が b (幅) $\cdot D$ (せい) = 120 mm \times 120 mm の正方形で、部材長が $l=3000$ mm ($l/D=25$) である。試験体数は8体で、すべて同一形状のものである。試験体の断面および配筋の詳細をそれぞれ Fig. 1 に示す。主筋はSD30の異形鋼D10を6本用いた配筋とし、弱軸 x \cdot 強軸 y 回りの曲げ強度に差を若干設けた。鉄筋端部には9.5 mm ϕ のネジ切りを施して、試験体両端部に設けた20 mm厚鋼板の両側からナットによって固定した。帯筋はSR24規格相当品の丸鋼4.5 mm ϕ を60 mm 間隔で取り付け付けた。

コンクリートの調合には、普通ポルトランドセメント、粒形5 mm以下の淀川産の川砂、粒形5 mm以上かつ10 mm以下の高槻市産の砕石を用いた。コンクリートの設計基準強度は240 kg/cm²、打設時のスランプは16.2 cm～

Table 1. Mix proportion of concrete and material properties.

Concrete	Specific gravity	Mixing ratios by weight
Water	1	0.68
Cement	3.16	1
Sand	2.64	1.91
Gravel	2.58	2.76
Slump		19.3 cm
Main reinforcement		
Upper yield strength		3.91 t/cm ²
Lower yield strength		3.86 t/cm ²
Ultimate strength		5.78 t/cm ²
Elongation		27.6%

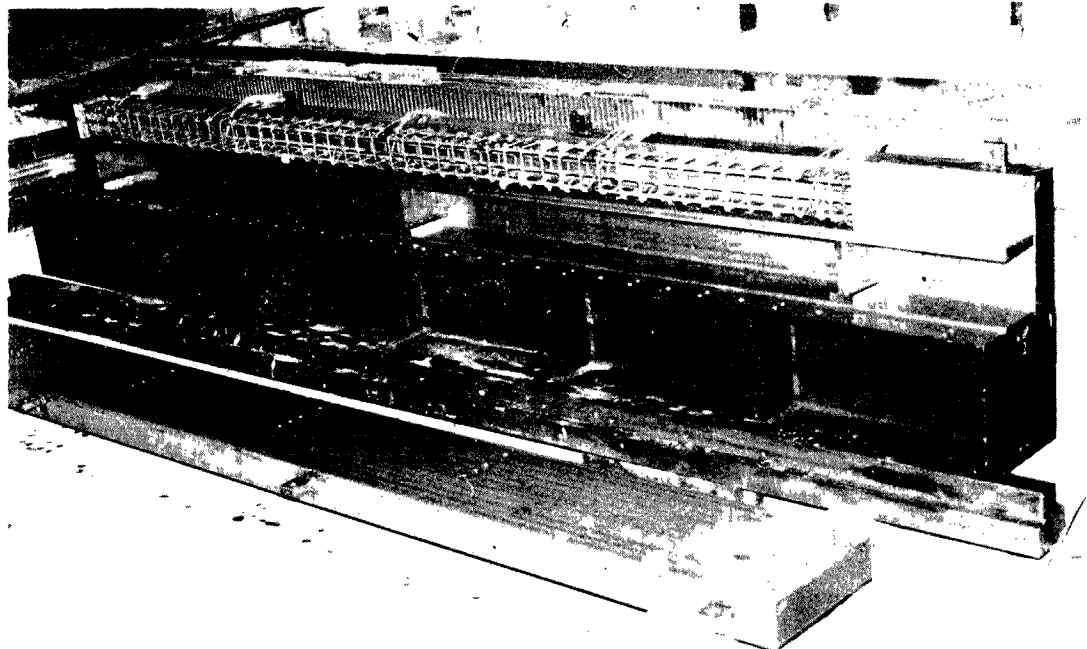


Photo. 1. Reinforcement cage in metal-form before casting concrete.

Table 2. Summary

Specimen name	e_1 cm	e_2 cm	θ deg.	Concrete			P_t t	$P = P_b$	
				F_c kg/cm ²	ϵ_p 10 ⁻³	σ_t kg/cm ²		P_b t	$\sigma\epsilon_b$ 10 ⁻³
EM100	2.4	-2.4	0	247	2.41	22.9	31.0	33.0	4.70
EM122	2.4	-2.4	22.5	243	2.24	21.6	29.2	32.7	5.24
EM145	2.4	-2.4	45.0	235	2.47	24.6	32.4	32.4	5.68
EM167	2.4	-2.4	67.5	251	2.45	25.3	33.2	32.2
EM190	2.4	-2.4	90.0	224	2.86	25.5	33.6
EP022	2.4	0	22.5	218	3.38	23.8	24.7
EP122	2.4	2.4	22.5	232	2.48	21.1	15.5	14.5	5.26
EP222	2.4	6.0	22.5	207	2.61	23.7	7.0	10.3	4.44

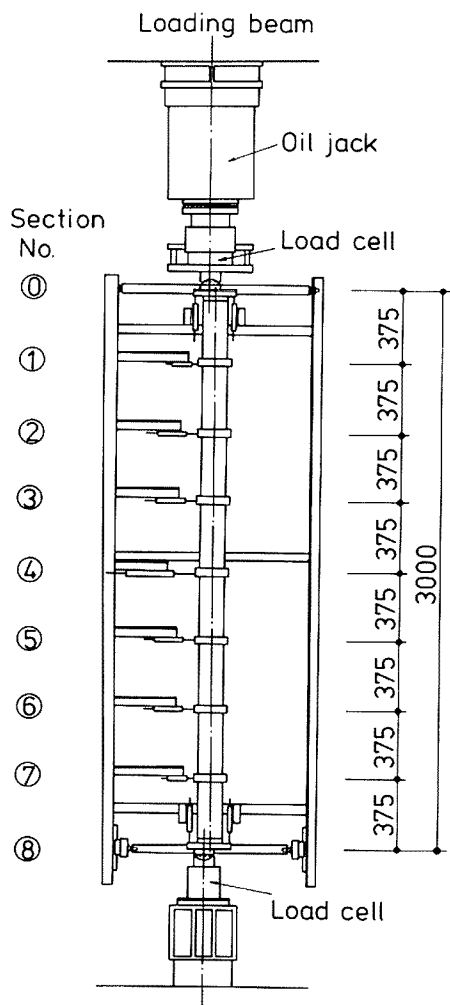


Fig. 2. Specimen in loading apparatus.

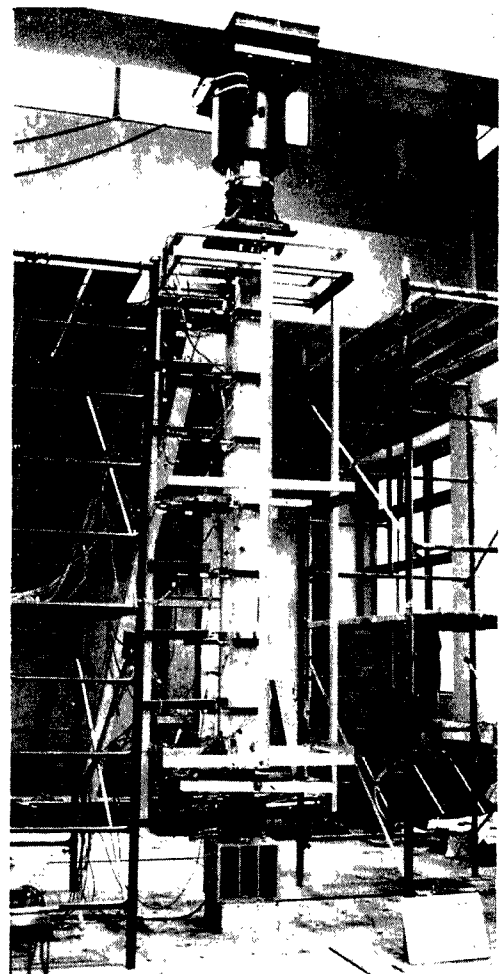


Photo. 2. Overall view of test.

of test results.

$P=P_{max}$										
P_{max} t	u_{max} (No.) mm	v_{max} (No.) mm	w mm	α deg.	θ_{xu} deg.	θ_{yu} deg.	θ_{x1} deg.	θ_{y1} deg.	$\sigma_{\epsilon_{max}}$ 10^{-3}	
33.0	7.2 (2) -2.4 (7)	1.6 (2)	2.6	0.031	0.06	1.20	0.05	-0.55	4.70	
33.0	8.9 (2) -1.5 (7)	6.2 (3)	2.2	0.006	0.59	1.34	0.03	-0.44	3.23	
32.4	6.5 (2) -1.8 (7)	13.2 (3)	0.3	0.008	1.46	1.00	0.08	-0.46	4.09	
33.2	3.9 (2) -0.8 (7)	12.9 (3) -0.1 (7)	0.9	0.009	0.82	0.50	-0.28	-0.21	3.28	
33.9	-2.3 (4)	8.2 (2) -1.3 (7)	1.9	0.023	1.17	-0.14	-0.39	-0.17	2.89	
27.4	17.4 (3)	9.3 (3)	2.4	0.041	0.77	1.46	0.43	0.81	3.11	
16.0	24.0 (4)	12.0 (4)	2.7	0.153	0.73	1.57	0.69	1.68	2.89	
10.8	31.5 (4)	17.5 (4)	3.0	0.087	1.03	1.94	1.10	2.50	3.24	

20.7 cm で、平均 19.3 cm であった。調合および調合材料試験結果を **Table 1** に示す。コンクリートの打設は **Photo. 1** に示す鋼製型枠を用いて横打ちとした。試験体はすべて y 軸を鉛直方向に設置した。試験体の製作にあたって鉄筋がたわむのを防ぐために材長をおよそ 3 等分する位置の隅角部主筋の下 4 ケ所にセメントペースト硬化体で作ったスペーサーを置いた。試験体は打設後約 3 日で脱枠し、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 61~102 日である。試験体の 1 体について元たわみを調べた結果は、最大たわみが 1 mm 弱でこれは部材長の 1/3000 であり無視できる程度に小さいといえる。

2.2 実験装置および荷重方法

実験装置の概略を **Fig. 2** および **Photo. 2** に示す。試験体は、上下端に球面半径 57 mm の球面滑り軸受けを用いて両端ピン支持とし、油圧ジャッキ (最大負荷 400 t) により単調偏心圧縮加力した。実験変数として **Fig. 3** に示す上下材端の偏心量 e_1, e_2 の比および主軸からの偏心角 θ を採り、**Table 2** に示すように試験体 1 体ずつに合計 8 通りの荷重を行った。即ち、EM シリーズの 5 体は上下逆対称偏心 $e_1/D = -e_2/D = 0.2$ で、荷重角 θ を変えており、複曲率のモードで変形する柱であり、EP シリーズの 3 体は荷重角 $\theta = 22.5^\circ$ で一定とし、偏心量を上下端で変えており、単曲率で変形する柱である。実験ではすべての試験体について、全塑性中心圧縮耐力 (約 50 t) の 30% 程度にあたる 15 t までの弾性範囲とみられる領域で、中心圧縮荷重を行って断面重心位置を微調整した後、その重心から所定の荷重の偏心距離および角度を与えて 2 軸偏心荷重実験を行った。中心圧縮荷重時の重心位置を定めるために材端部の球座の移動を行った場合でも、その移動距離は高々 1 mm であった。重心位置が決まった後の所定の偏心の与え方は、球座受けと端部プレートとにあらかじめ設けておいた荷重点位置の 2 mmφ の穴にピン軸を挿入して連結するもので、機械加工精度の極めて正確なものである。

2.3 測定方法

作用荷重は柱上部に設けた圧縮容量 200 t・感度 $20 \times 10^{-6}/t$ のロードセルで測定した。柱下部のロードセルは実験時のモニター用である。柱材の変形は、柱上下端の断面重心を結ぶ測定用フレームに電気抵抗型変位計 (検長 100 mm, 50 mm で感度 $200 \times 10^{-6}/mm$ のもの、および検長 200 mm, 感度 $100 \times 10^{-6}/mm$ のものを使用) を固定し、部材を材軸方向に 8 等分する点について **Fig. 4** に示すように断面の主軸方向のそれぞれの横たわみ $u_1 \sim u_7, v_1 \sim v_7$ を測定した。部材中央では同時に材端部との相対ねじれ角 α を、部材の上下端で材端回転角 θ_x, θ_y (添字 u, l はそれぞれ柱の上端, 下端を示す) と部材の全縮み量 w を、各位置

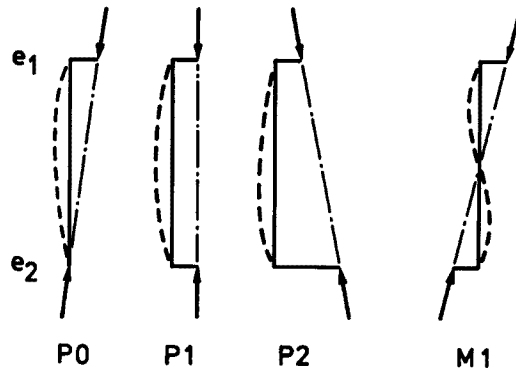
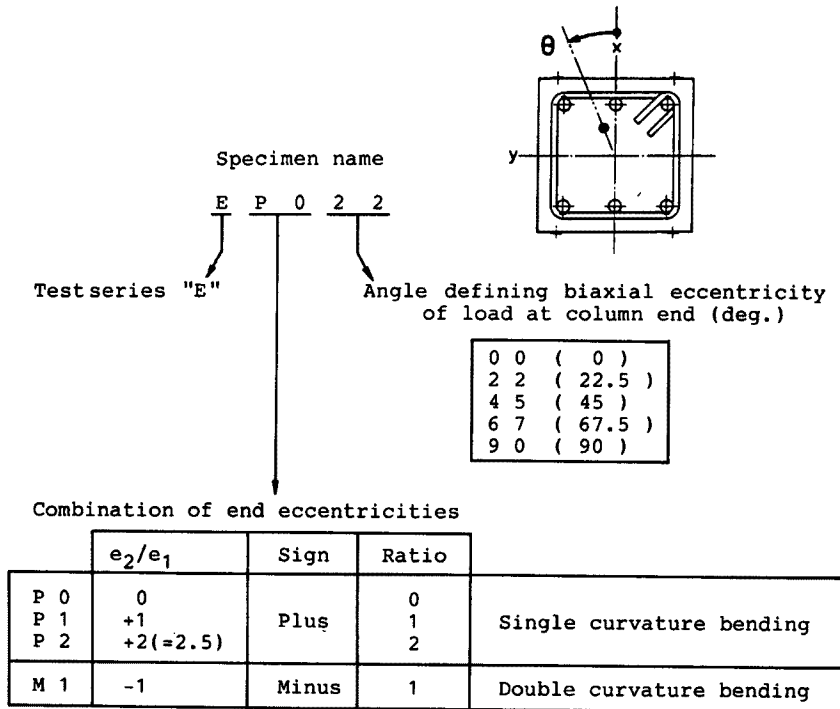


Fig. 3. Specimen name and test program.

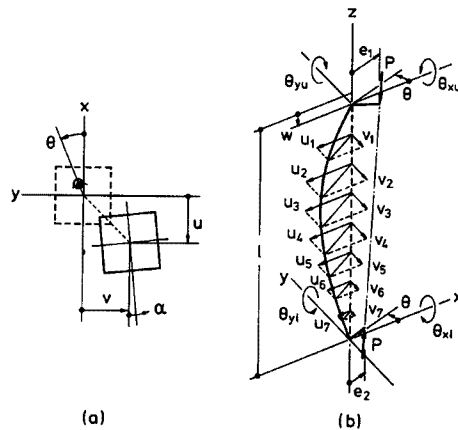


Fig. 4. Measured deformations.

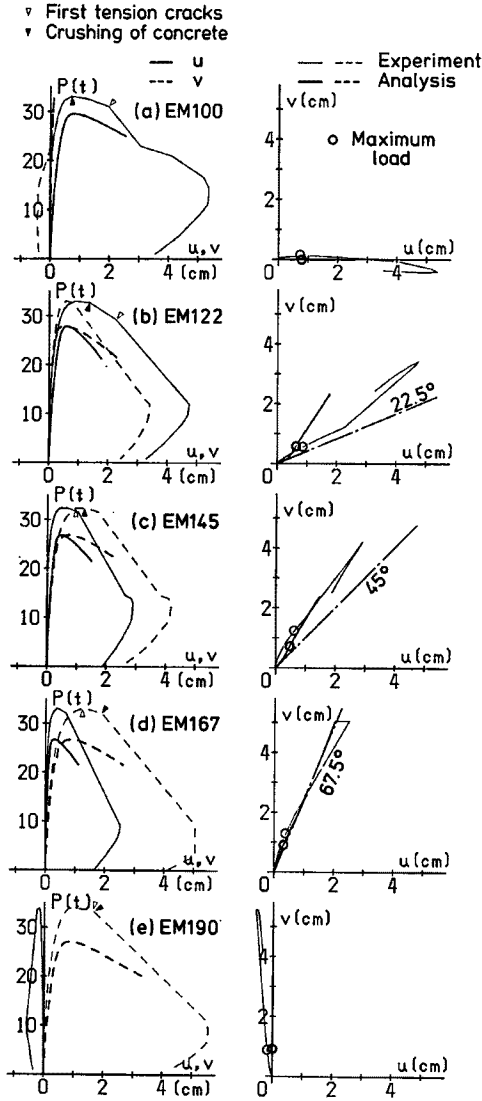


Fig. 5. Load-deflection curves and change of deflections.

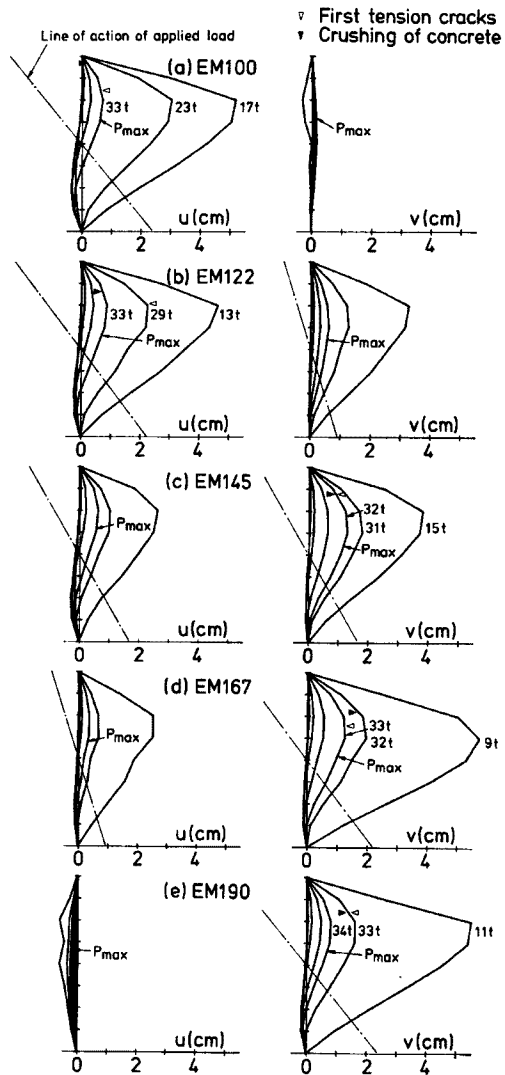


Fig. 6. Deflection profiles of columns. Test results.

で変位計を3本ずつ用いることによって測定した。また鉄筋とコンクリート表面には、歪ゲージをそれぞれ試験体の材軸方向にほぼ4等分した Fig. 1 に示した断面位置に貼付した。

3. 実験結果と考察

3.1 荷重—横たわみ形の変化

実験結果による部材の最大耐力ならびにその時の変形諸量を Table 2 に示す。部材の材軸方向8等分点の断面②、即ち上端から1/4材長の位置における横方向変位 u_2 , v_2 と荷重 P の関係を Fig. 5 の左図に、荷重段階毎の u , v 各方向のたわみ状況を Fig. 6 に示す。図中、試験体のコンクリート面にみられた初期圧縮破壊の発生点 (▼)、初期引張亀裂の発生点 (∇) を、 u 方向と v 方向のたわみの大きい方に示した。圧縮破壊・引張亀裂とも横たわみの最も大きい所で発生しているとは限らない。これは Fig. 6 の中に示した外力の作用線から、たわみによる付加偏心を含めた総偏心量が最も大きい所でモーメントが最大になるからである。コンクリートの圧壊が初めて観察されたのは、EP シリーズでは最大耐力到達後たわみが更に大き

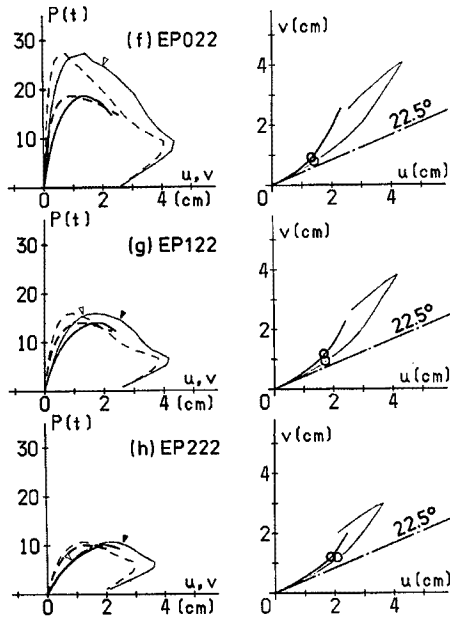


Fig. 5. (Cont.) Load-deflection curves and change of deflections.

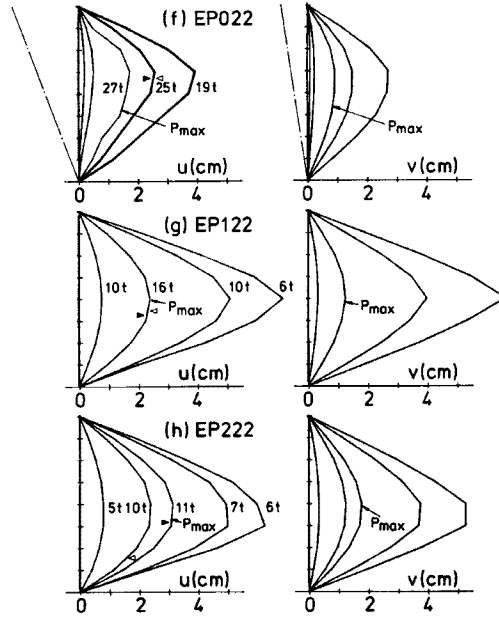


Fig. 6. (Cont.) Deflection profiles of columns. Test results.

くなった時点であったが、EM シリーズは最大耐力とほぼ同じかその直後で、圧壊発生後は急激に耐力が落ちた。実験終了後の試験体を **Photo. 3** に示す。EM シリーズの試験体はすべて柱材長の上部より 1/4 の位置で圧壊した。

EM シリーズの柱の最大耐力は偏心角度に拘らずほぼ同じであった。これは先の正方形断面長柱の等偏心載荷の場合²⁾と同じで、正方形断面の柱は配筋状況が極端なものでない限り、両主軸回りあるいは対角軸回りの曲げ耐力はあまり変わらないためであると考えられる。EP シリーズでは、最大耐力は端部の偏心量が大きくなるに従って低下し、最大耐力時の部材中の最大たわみ量は大きくなる。最大耐力到達後の耐力の低下は、EM シリーズではかなり急激であったのに対して、EP シリーズではそれらよりも比較的緩やかであった。また **Table 2** に示した圧壊点近傍における歪ゲージの値からもこの状況を確認することができる。即ち、最大耐力時の $\sigma_{\epsilon_{max}}$ と圧壊時の σ_{ϵ_b} の値の差を比較すれば、EM シリーズでは両者が互いによく似た値を示している (EM167 と EM190 は圧壊時には測定不能であった) のに対して、EP シリーズでは両者にかかなりの差が認められ、圧壊が現れるまでは比較的安定な挙動を示していたといえる。

逆対称偏心載荷の EM シリーズの場合、柱の変形モードは最大耐力 P_{max} の 8~9 割程度の荷重に至るまでは反曲点が部材中央にある上下逆対称の複曲率の形が顕著で、等偏心載荷などの EP シリーズの場合における単曲率の形に比べていわゆる座屈長さが短くなるため最大耐力は高くなる。しかし最大耐力付近ではわずかな荷重の増加に対してたわみが一方に急激に増大し、同時に複曲率のモードから単曲率のモードへと柱のたわみ形が急変することが耐力の急激な低下を引き起こしたと考えられる。これは EM シリーズの柱 5 体全部について生じた特徴的な現象であった。

3.2 部材の横方向変形の軌跡

部材の断面位置②における横方向変形の軌跡を **Fig. 5** の右図に示す。EM シリーズでは変形の軌跡が直線的であるが、強軸回りに近い 2 軸偏心載荷 (EM122) の場合、最大耐力到達後に弱軸回りの方向へ変形が進行している。試験体のたわみは、それぞれほぼ一平面内で変形しているように見える。しかし、**Fig. 7** の

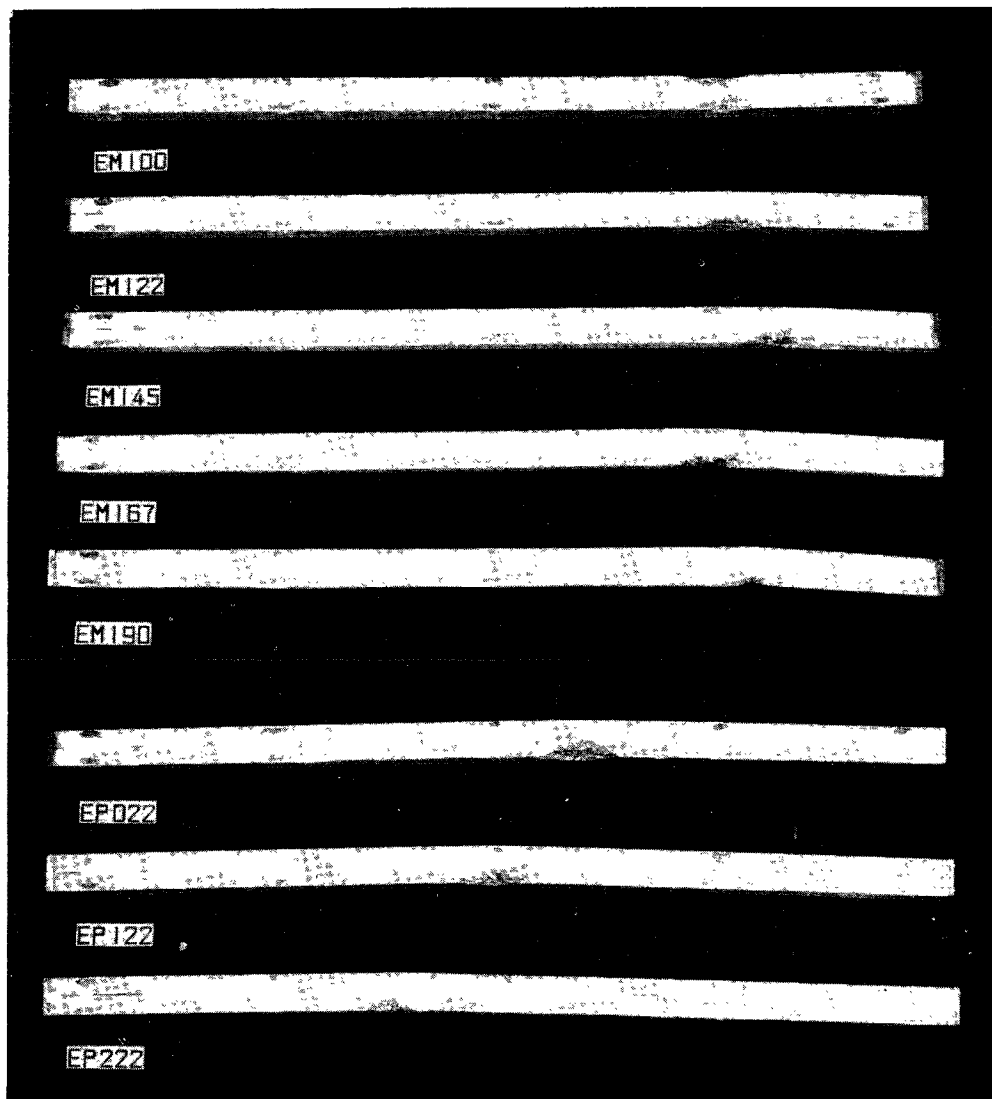


Photo. 3. Column specimens after testing.

ように荷重段階毎に部材の①～⑦位置で変位計で計測された z 軸上から見た材軸の変形状態を表すと、特に EM122 と EM145 では材軸が 1 平面内に存在せず、3 次的に若干ねじれた状態になっている。このことは後の解析結果においても認められることに注目される。EP シリーズでは、最大耐力以前はほぼ荷点と元の材軸を含む $\theta=22.5^\circ$ の平面内で変形が生じているが、最大耐力以後は弱軸回りの変形の方へ進んでいる。このシリーズでは材軸はほぼ 1 平面内にあることがわかる。部材中央で計測した材端部との相対ねじれ角 α は Table 2 に示すようにいずれもほとんど無視できる程度に小さい。

4. 解析による考察

4.1 解析方法ならびに荷重—変形関係

部材挙動を追跡する解析プログラムは文献5), 6)で発表した2軸偏心圧縮を受ける柱の弾塑性解析法によ

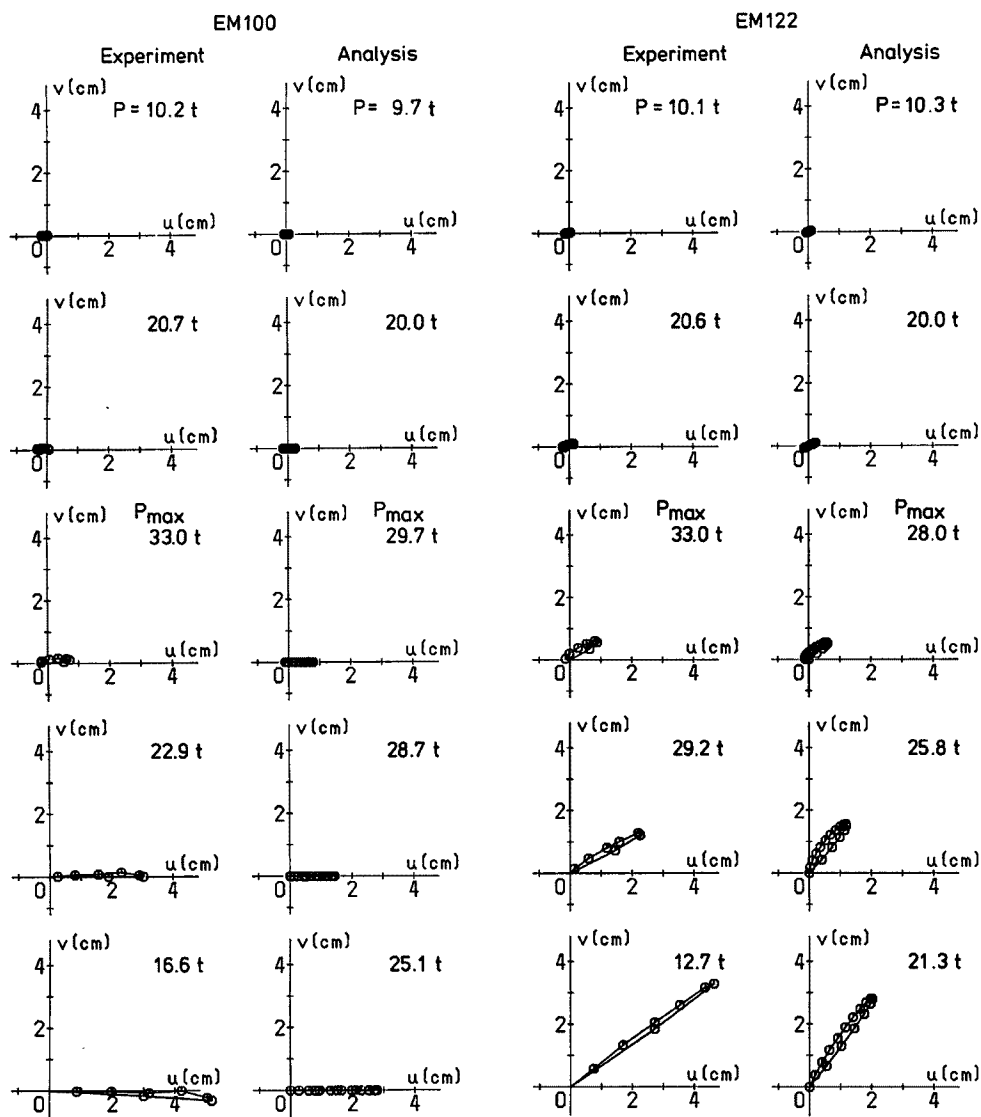


Fig. 7. Change of column axis with increasing load.

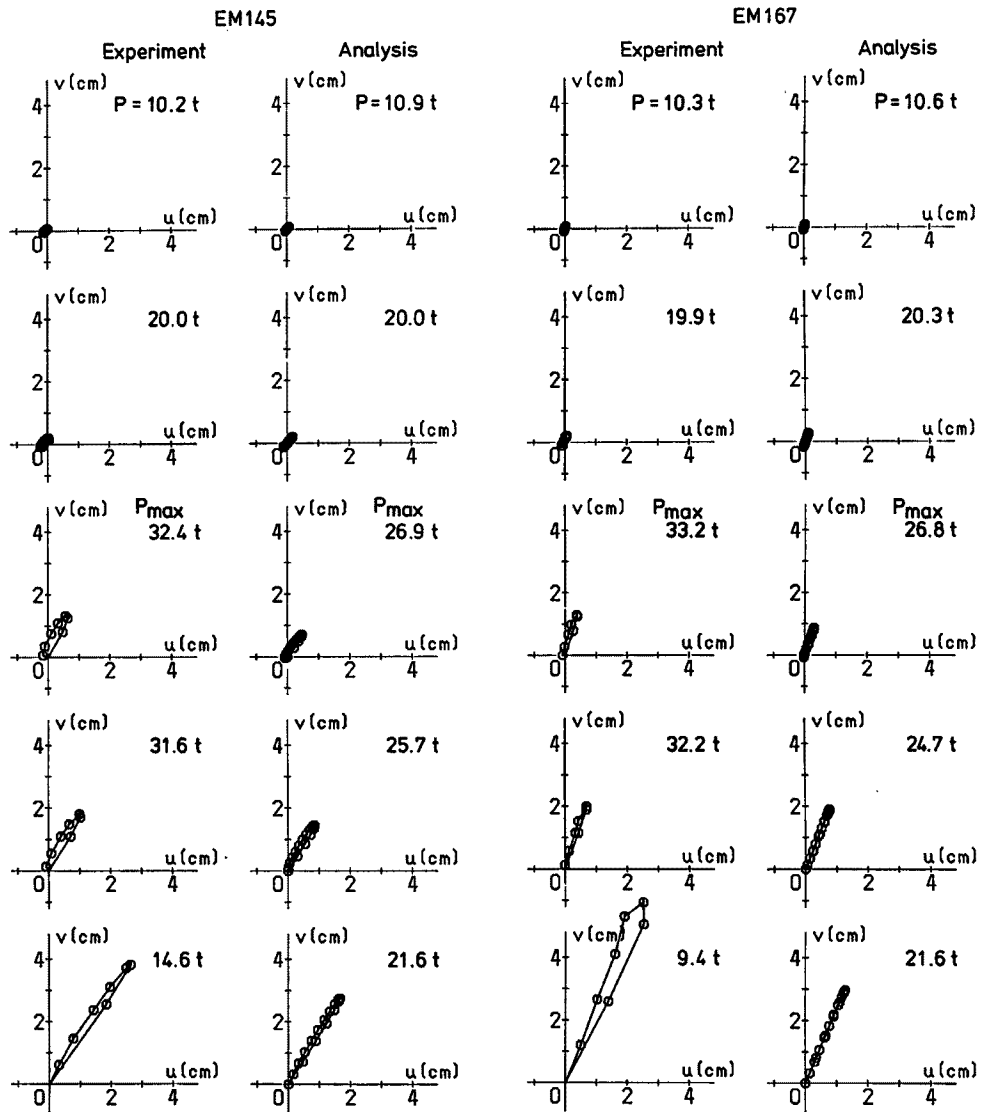


Fig. 7. (Cont.) Change of column axis with increasing load.

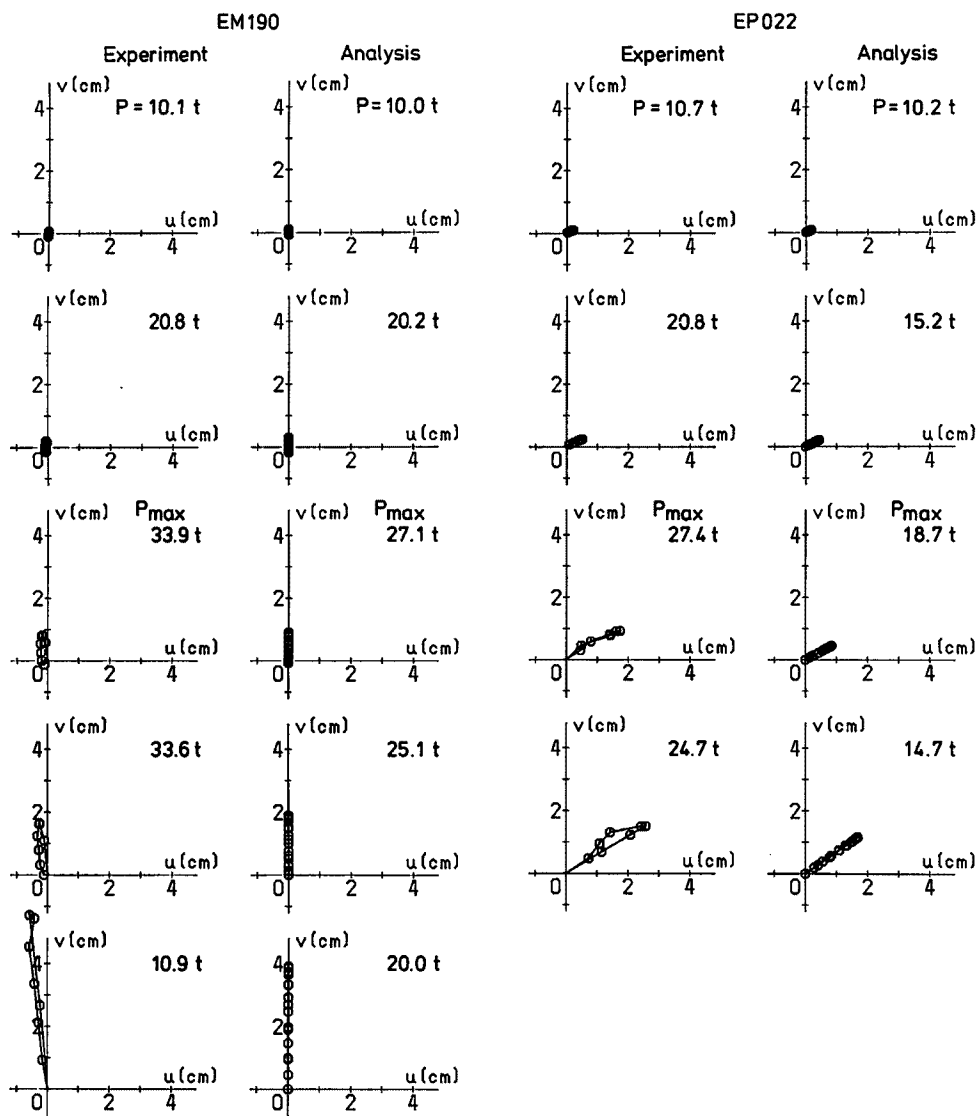


Fig. 7. (Cont.) Change of column axis with increasing load.

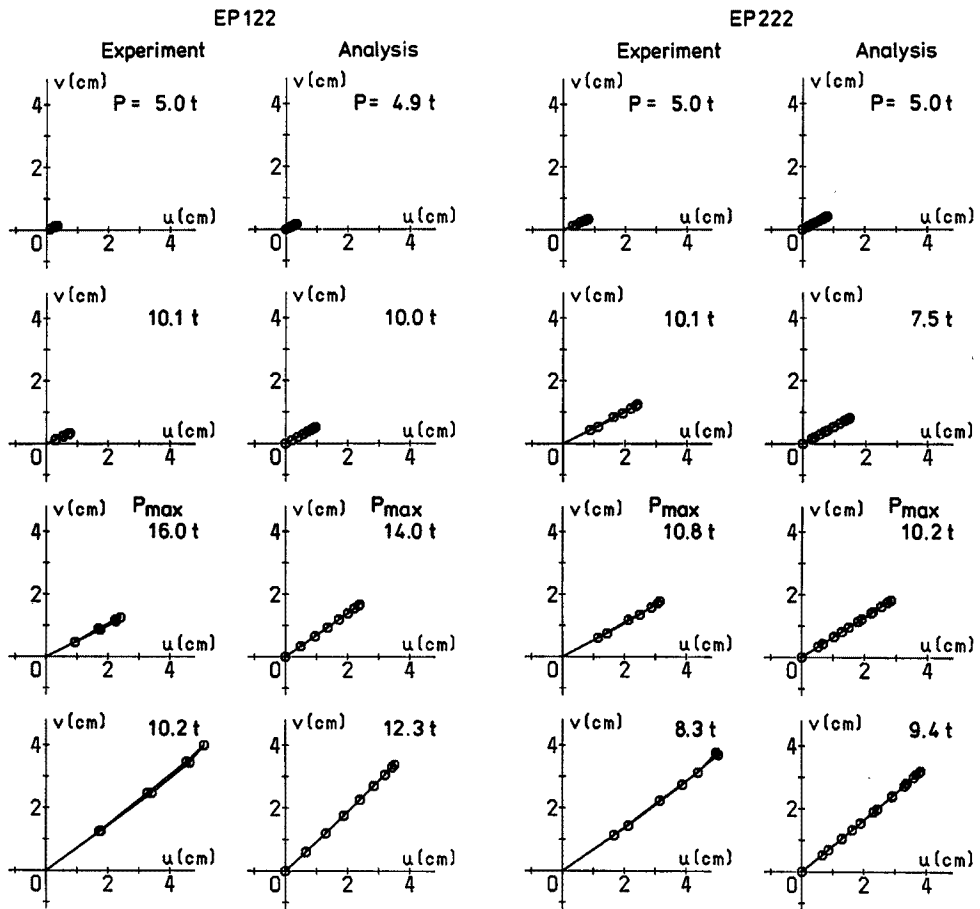


Fig. 7. (Cont.) Change of column axis with increasing load.

った。これは柱材長方向に8あるいは16の要素に分割して、各要素で釣合条件を満足させるものである。解析に用いた材料の応力-歪関係を Fig. 8 に示す。また Table 3 に仮定した材料定数の値を示す。コンクリート強度は EM・EP シリーズで平均値に差があるため各シリーズで変えた。解析結果の最大荷重とその時の u, v 各方向での最大変形量を Table 4 に示す (括弧内の数字は断面番号を表し、例えば1.5は断面①と断面②の中間の16等分点を示す)。柱の変形が複曲率形から単曲率形へ移行する状態を調べるためには、部材全長について解析する必要がある。解析は [Case 1] ~ [Case 3] の3通りの計算条件で行った。

解析結果の [Case 1] は、柱全長を16等分して材端で所定の偏心量を与えて求めたもので、最大耐力は実験結果に近い値が得られたが、Fig. 9 のように EM シリーズの変形モードは解析では最大耐力点においても部材中央で反曲点をもつ上下逆対称の複曲率形にはなっており、実験結

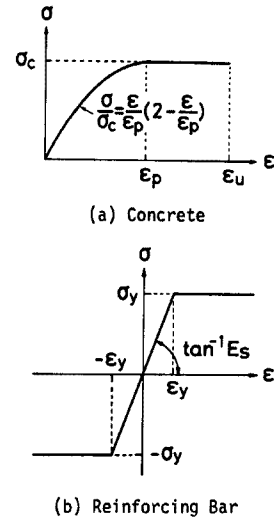


Fig. 8. Assumption of stress-strain relations.

Table 3. Assumed material properties.

Concrete	
Compressive strength	$\sigma_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ (EM series) $\sigma_c = 220 \text{ kg/cm}^2$ (EP series)
Strain at maximum stress	$\epsilon_p = 0.0025$
Reinforcement	
Yield strength	$\sigma_y = 3900 \text{ kg/cm}^2$
Elastic modulus	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Table 4. Summary of analytical results.

Specimen name	[Case 1]			[Case 2]			[Case 3]		
	P_{max} t	u_{max} (No.) mm	v_{max} (No.) mm	P_{max} t	u_{max} (No.) mm	v_{max} (No.) mm	P_{max} t	u_{max} (No.) mm	v_{max} (No.) mm
EM100	30.5	4.3(1.5) -4.8(6.5)	0.0(4)	29.7	7.9(2.5) -1.3(7)	0.0(4)	31.0	5.6(1.5)	0.0(1.5)
EM122	30.7	5.9(1.5) -6.1(6.5)	3.7(1.5) -3.5(6.5)	28.0	6.0(2) -1.4(7)	5.5(2.5) 0.0(8)	30.7	6.1(1.5)	3.7(1.5)
EM145	30.0	5.4(1.5) -5.4(6.5)	6.5(1.5) -6.5(6.5)	26.9	4.7(2) -0.9(7)	7.2(2.5) -0.4(7.5)	30.0	5.4(1.5)	6.5(1.5)
EM167	28.2	1.7(1.5) -1.7(6.5)	4.4(1.5) -4.5(6.5)	26.8	3.0(2) -0.4(7)	8.8(2.5) -0.7(7.5)	29.6	2.6(1.5)	6.8(1.5)
EM190	28.8	0.0(4)	5.1(1.5) -5.2(6.5)	27.1	0.0(4)	9.0(2.5) -0.9(7)	29.5	0.0(2)	7.9(1.5)
EP022	18.7	17.0(3.5)	11.7(3.5)	$\ell = 300 \text{ cm } (n=16)$ $e_1 = 2.4 \text{ cm}, e_2 = -2.3 \text{ cm}$			$\ell = 150 \text{ cm } (n=8)$ $e_1 = 2.4 \text{ cm}, e_2 = 0 \text{ cm}$		
EP122	14.0	24.0(4)	16.8(4)						
EP222	10.2	28.2(4.5)	18.3(4.5)						

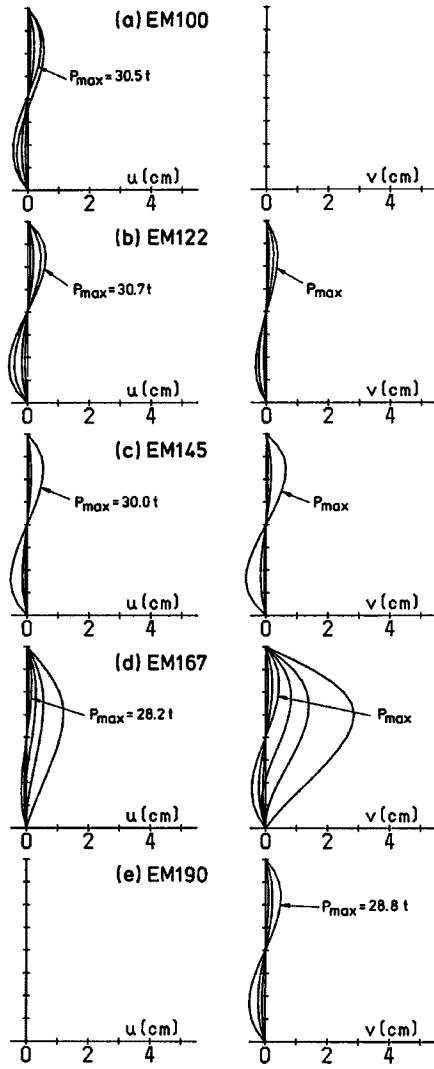


Fig. 9. Deflection profiles of columns. Analytical results. [Case 1].

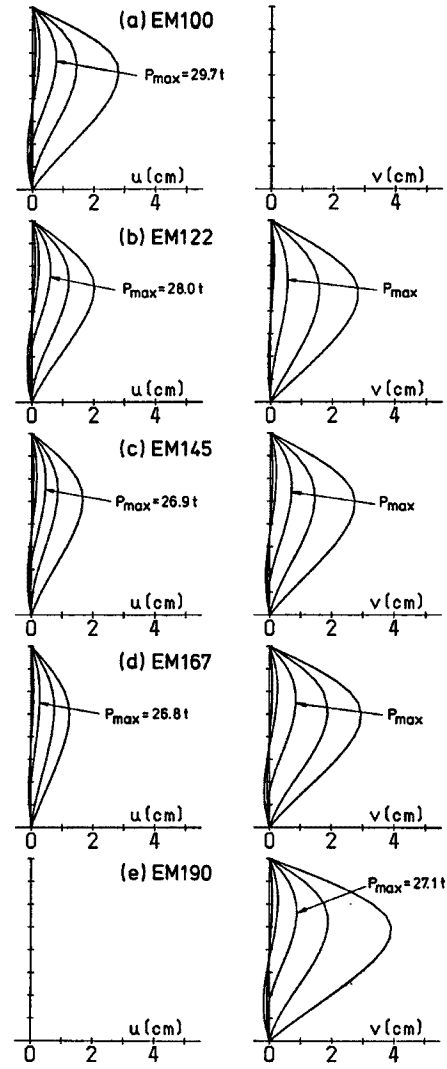


Fig. 10. Deflection profiles of columns. Analytical results. [Case 2].

果でみられたような最大耐力付近で単曲率のモードに移行する状況とは異なる。

実験に用いた試験体の作製はコンクリート横打ちによっているため、断面重心位置が幾何学的中心と若干ずれている可能性がある。元たわみの実測結果では、明らかなたわみの傾向は認められなかった。また主筋は部材中に配したスペーサーでたわみを防いでいるが、断面内の所定の位置から幾分ずれている可能性も考えられる。そこで [Case 2] の解析では、下端の偏心量を載荷点の位置における不整として 1 mm ずれたものと仮定して求めてみた。この場合の最大耐力は [Case 1] よりもやや小さくなるが、変形モードが複曲率形から単曲率形へと移行する状況は Fig. 10 に示すように実験結果とよく合ってくる。但し、ここで与えた不整量の与え方および値そのものは、実験時の中心合わせなどによる経験的なもので、定量的な意味を明確にもっているわけではない。[Case 2] の解析結果による荷重—変形関係・横方向変形の軌跡を Fig. 5 で、柱材軸の挙動の変化を Fig. 7 で、それぞれ実験結果と比較して示している。最大耐力は実験によるものが全体に高くなっているが、柱の挙動については概ねよく捉えられているといえる。

解析の [Case 3] は部材半長を 8 等分して、部材半分の有効長さの柱が片偏心荷重を受ける場合と考えた

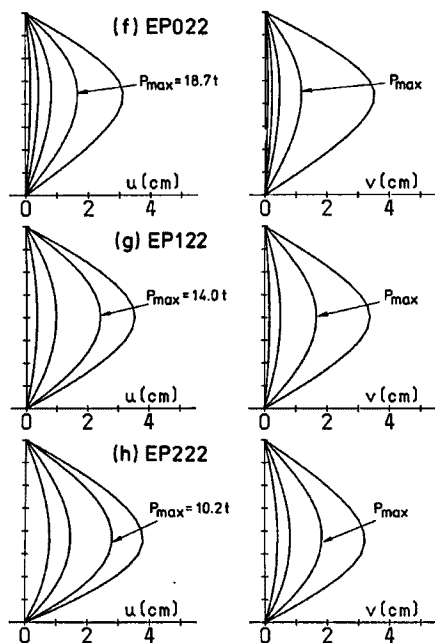


Fig. 9. (Cont.) Deflection profiles of columns. Analytical results. [Case 1].

M_y 曲線も大きく変化している。このような複雑な動きをするため、軸力-曲げモーメント相関曲線は、 N - M_y 平面あるいは N - M_x 平面への射影として描いた。解析結果によると、最大耐力点では部材のいずれの断面においても断面耐力に達しておらず、いわゆる不安定破壊の状況を示している。解析ではその後、耐力を落しながら最終的には critical section で断面耐力に到達して終了している様子が現れている。この critical section の位置は、実験の試験体でコンクリートが圧壊した所と対応している。実験結果は解析結果よりも高い耐力を示したが、軸力-曲げモーメント曲線は断面耐力線を越えて飛び出している部分が見られる。これは解析の場合と同じ計算処理を行って曲げモーメントを求めたためであるが、おそらく実験では材端部の球座に回転拘束が働いたものと考えられる。しかしながら、部材の挙動は全体として解析によってよく捉えられているといえる。

5. 結 論

正方形断面を有する鉄筋コンクリート長柱の非対称 2 軸偏心載荷実験結果ならびに解析結果から、次のことが明らかにされた。

(1) 本実験に用いたような正方形断面柱の場合では、1 軸偏心載荷でも 2 軸偏心載荷でも、最大耐力に至るまでは加力を行った偏心角方向へ横方向変形が進行する。しかし、強軸回りに近い 2 軸偏心載荷の場合では最大耐力以後に弱軸回りの変形が大きく現れる傾向がみられ、これは載荷条件によって複曲率モードの変形になる場合でも、単曲率モードの変形になる場合でも同様である。

(2) 正方形断面長柱に上下逆対称な等偏心量の載荷を行った場合、主軸からの偏心角度に拘らず最大耐力はほぼ一定となる。また柱の変形は最大耐力の 8~9 割程度の荷重に至るまでは複曲率モードの形が顕著で単曲率モードの変形に比べていわゆる有効座屈長さが短くなるため最大耐力は高くなる。しかし、最大耐力直前にはわずかな荷重の増加に対する変形が急激に増大し、複曲率モードの変形から単曲率モードの変形へと柱のたわみ形が急変すると同時にコンクリートの圧壊・剝落が生じ始めるため最大耐力以後の耐力低下が

解析結果で、今回実験に用いたようなこれ位の細長さの柱の最大耐力に関しては [Case 3] の方法で十分予測することができる。

4.2 軸力-曲げモーメント相関曲線

部材長さ方向の 8 等分点位置の断面①~⑧における曲げモーメントと軸力の関係を描いたものが Fig. 11 である。実線で示した解析 [Case 2] の結果・破線で示した実験結果ともに、与えた軸力下で外力の作用による 1 次曲げモーメントと横たわみによる付加モーメントの和を求めて描いたものである。各図の中央には主たる変形状態を描いた。また図中の左上には M_x - M_y 関係の軌跡をすべての断面について示した。断面の曲げ耐力線については、実線で最大耐力点付近の相関を表し、破線で解析あるいは実験結果における除荷点に相当する付近のものを表した。単曲率モードで変形する柱 EP222 や、複曲率モードで変形する柱の内でも弱軸回りに近い曲げを受ける EM167 では、 M_x - M_y 曲線の軌跡は載荷角方向の平面から外れることは少ない。しかし、複曲率モードで変形する柱で、強軸回りに近い曲げを受ける EM122 では、最大耐力点あたりで横たわみの進行方向が弱軸回りの方へ移行することによって、 M_x -

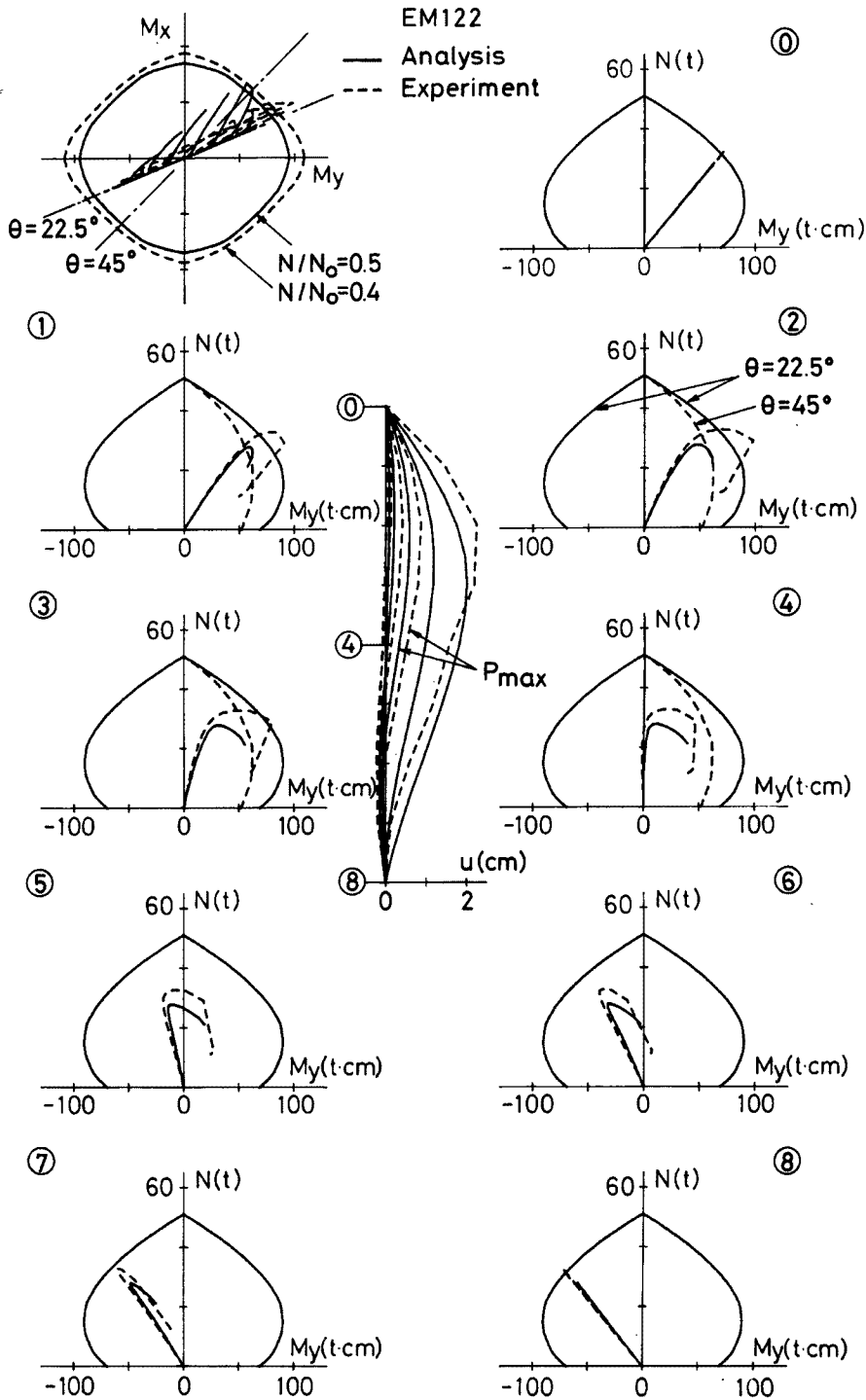


Fig. 11. Load-moment interaction diagrams for column sections.

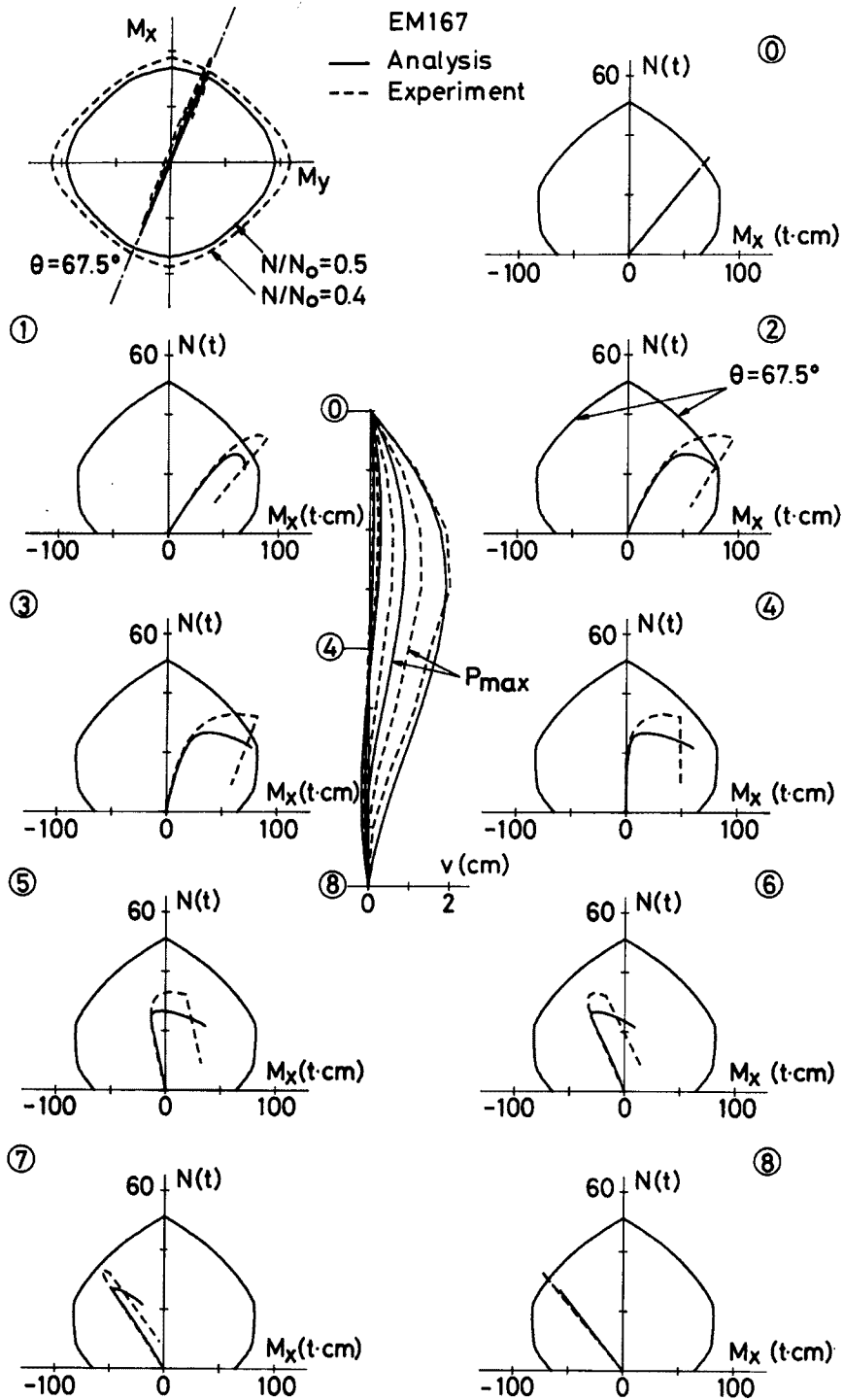


Fig. 11. (Cont.) Load-moment interaction diagrams for column sections.

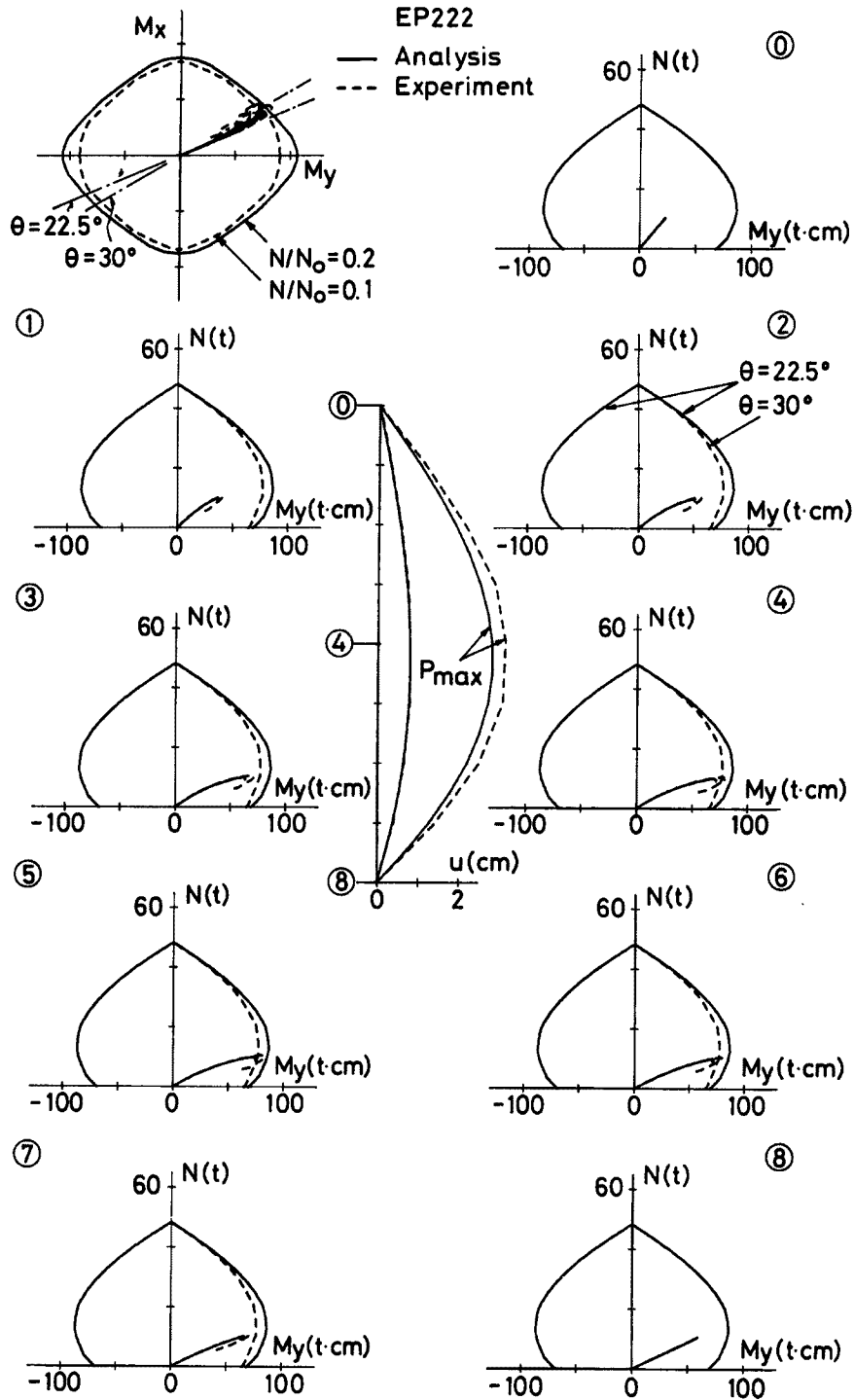


Fig. 11. (Cont.) Load-moment interaction diagrams for column sections.

急激に進む。

(3) 柱の変形が複曲率モードから単曲率モードへ移行する状態の挙動を調べるためには、部材全体の変形を考慮した解析をする必要がある。既発表の著者らによる数値計算手法は、複曲率モードの変形をする柱に対しても挙動をよく予測できることがわかった。しかし、変形のモードが移行する実験挙動を解析的に捉えるには、初期不整の影響も含めて考えることが必要である。材端の偏心に初期不整を与えるなどの工夫によって、荷重—変形関係を精度よく追跡することができる。

(4) 今回実験したような材長が断面せいの25倍程度の長柱が逆対称の偏心荷重を受ける場合、最大耐力は部材半分の有効長さの柱が片偏心荷重を受けるものとして解析することによって十分予測することが出来る。

謝 辞

本報告の実験的研究に関しては、摂南大学工学部建築学科4年生であった堂元宣秀氏・芦田明彦氏・岡本美鈴嬢の三名に昭和60年度卒業研究テーマとして取り組んで頂いた。また研究の実験実施に当たっては同学科の佐々木良一助教授の御指導を頂いた。ここに記し深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1982.
- 2) 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，京都大学防災研究所年報，その1，第25号B-1，1982.4，pp.183-196；その2，第26号B-1，1983.4，pp.297-312；その3，第27号B-1，1984.4，pp.173-187.
- 3) Satoshi Iwai, Koichi Minami and Minoru Wakabayashi: Stability of Slender Reinforced Concrete Columns Subjected to Biaxially Eccentric Loads, Bull. of DPRI, Kyoto University, Vol. 36, Nos. 3-4, Dec. 1986, pp. 137-157.
- 4) 岩井 哲：静的および動的荷重を受ける鉄筋コンクリート長柱の弾塑性性状に関する研究，京都大学学位論文，1984.12.
- 5) 若林 實・中村 武・岩井 哲：軸力と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-1，1980.4，pp.215-227.
- 6) 岩井 哲・南 宏一・若林 實：2軸偏心圧縮を受ける鉄筋コンクリート長柱の終局耐力，日本建築学会構造系論文報告集，その1，第367号，1986.9，pp.59-68；その2，第378号，1987.8，pp.67-74.

付 録 (記号)

本論文で用いた記号を次に示す。

b = 断面幅

D = 断面せい

E_s = 鉄筋の弾性係数

e_1 = 柱上端の偏心距離

e_2 = 柱下端の偏心距離

F_c = コンクリートの圧縮強度

l = 柱長

M_x = x 軸回りの曲げモーメント

M_y = y 軸回りの曲げモーメント

N = 軸方向力

P = 柱材端で作用する荷重

P_b = コンクリート圧縮亀裂発生時の荷重

P_{max} = 最大荷重

P_t = コンクリート引張亀裂発生時の荷重

$u_1 \sim u_l = x$ 軸方向の横たわみ

u_{max} = 最大荷重時の x 軸方向の最大横たわみ

$v_1 \sim v_l = y$ 軸方向の横たわみ

v_{max} = 最大荷重時の y 軸方向の最大横たわみ

$w = z$ 軸方向の縮み

x = 断面の主軸；弱軸

y = 断面の主軸；強軸

z = 元の柱材軸方向の座標軸

α = 断面の z 軸回りのねじれ角

ε = 歪

ε_c = コンクリートの最大圧縮強度時の歪

ε_{cb} = 歪ゲージによって測定された圧縮亀裂発生時の歪

ε_{max} = 歪ゲージによって測定された最大荷重時の最大圧縮歪

θ = 荷重の偏心角で断面の主軸 x 軸となす角

θ_{x1} = 柱下端の x 軸回りの部材回転角

θ_{xu} = 柱上端の x 軸回りの部材回転角

θ_{y1} = 柱下端の y 軸回りの部材回転角

θ_{yu} = 柱上端の y 軸回りの部材回転角

σ = 応力

σ_p = 解析に用いたコンクリート圧縮強度

σ_t = コンクリート引張強度で割裂試験による強度

σ_y = 鉄筋の降伏強度