

コークス炉 RC 柱の弾塑性変形および応力分布に関する研究

武田 寿一
森 高 勇
吉 岡 研 二

概 要

コークス炉の支持構築物等温度応力を受ける建物を、鉄筋コンクリートでいかに設計するかが本研究の目的である。その1では実測値に基づき温度分布とその効果、柱頭変位、鉄筋歪等を解析を加えて検討したものである。その2はこれら構築物を塑性設計する際に必要な資料を得るために実大の約2/3の柱で柱頭、柱脚固定のラーメンをつくり、変形性状、強度、等について検討を行なったもので、特に柱の軸方向応力の変化を考慮して解析を行ない主筋の応力度変化も追跡した。

その1 コークス炉構築物の測定結果と弾性解析

序

図-1に示す構築物は某所のコークス炉とそれを受ける一層の鉄筋コンクリートラーメンであり、炉内最高温度 250°C、スラブ上表面温度 108°C に対して設計されている。梁は桁行方向にはなく、スパン方向のみある。柱は桁行方向に対して偏平で梁間方向にハンチがのび、柱脚にもハンチがある。コンクリートは昭和39年5月に打たれ、同年12月16日完成した。翌日に火入れが行なわれ、翌年2月15日に炉内最高温度に達した。その間温度分布、変位、応力等の測定が行なわれたが、今回は温度応力の影響がほとんどと考えられる12

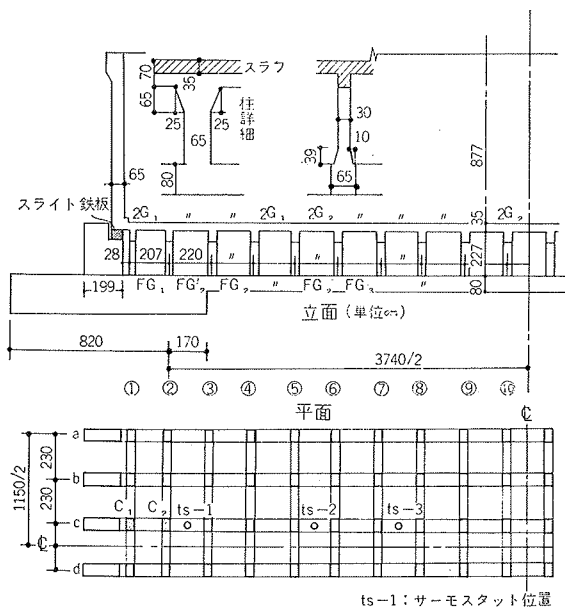


図-1 架構図

月17日～2月15日の間の桁行方向のラーメンの測定結果と解析結果とを示す。

1. 温度分布について

図-2に熱電対により測定した桁行方向のスラブ表面温度分布を示す。建物の中心から外部に向う程温度が低くなる傾向がある。図中放物線で近似しているのは後の解析のためである。

図-3は、炉内温度とこの上表面の温度との関係で炉内温度と表面温度とはかなり比例した性質を示す。

図-4はほぼ同じ位置で熱電対およびカールソン計から求めた温度の関係でカールソン計によっても温度がかなり良い精度で求まる。またほぼ同じ位置でスラブ上表面と下表面とでカールソン計により測定した温度を、平均温度、および温度勾配と表面温度との関係で示し

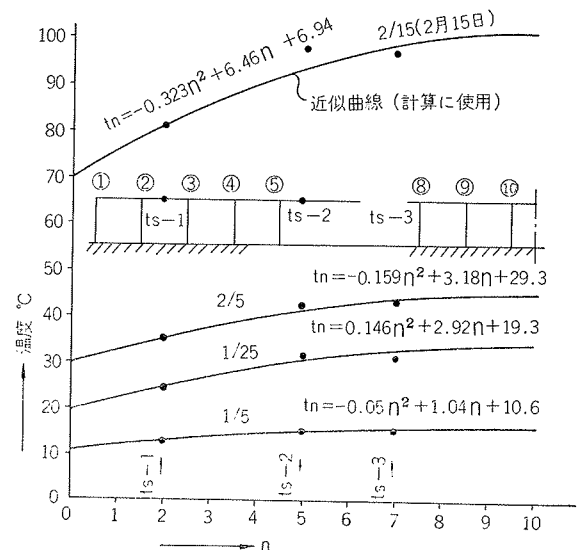


図-2 桁行方向スラブ表面温度分布

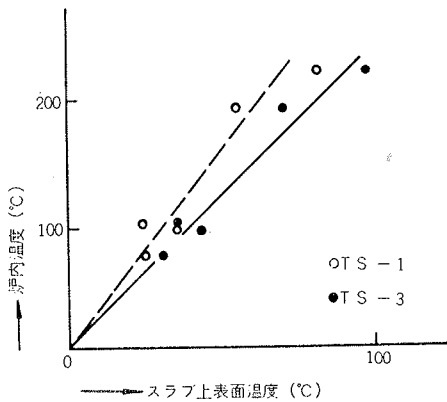


図-3

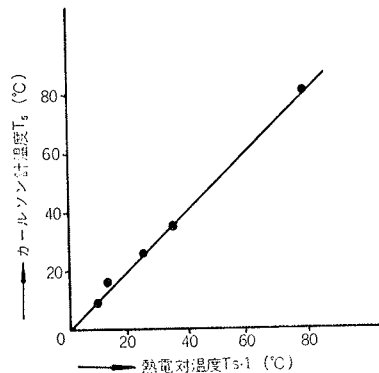


図-4 カールソン温度と熱電対温度

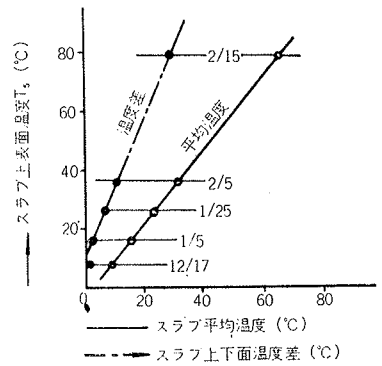


図-5 上表面温度、平均温度、温度差との関係

たのが図-5である。これもかなりきれいな比例関係にあるので、下面温度の分布はこの図-5の結果と、表面温度分布とから決定して解析に用いた。

以上から温度の尺度として炉内温度を用いることにする。

2. 桁行方向柱頭水平変位と温度

図-6に桁行方向の最外端柱の一階床に対する柱頭水平変位を示す。これは火入れ直前の12月16日を基準として求めた、各測定日の炉内温度と変位との関係であ

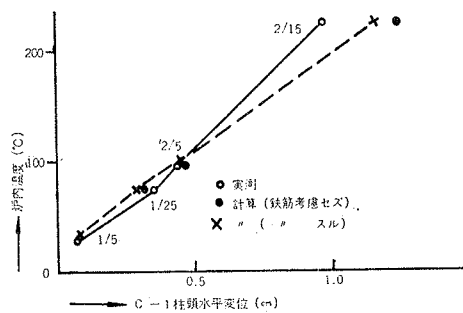


図-6 桁行最外端柱の柱頭水平変位と炉内温度

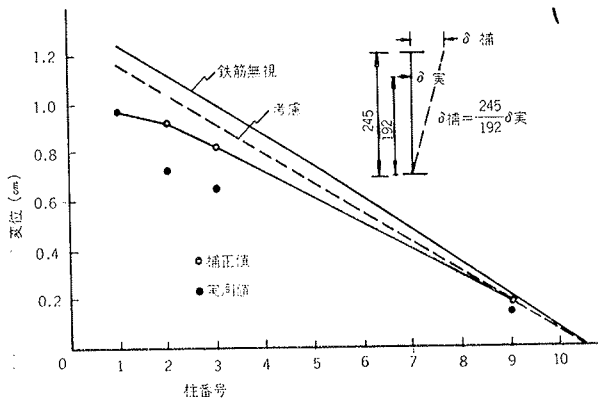


図-7 桁行方向柱頭水平変位

る。炉内最高温度時の変位は 9.7 mm、この値に対し計算によれば、コンクリート全断面有効の場合 12.4 mm、更に鉄筋の影響も考慮した場合 11.6 mm である。この実測値は柱部材角にして約 $1/230$ で、かなり大きい値である。計算の仮定は 1. 梁の有効幅として全幅をとる (この仮定はやや疑問であるが) 2. 柱頭ハンチがその形状のままスラブ下面までのびているとして直交梁の効果を取り入れる。スラブ下表面、つなぎ梁上表面までをそれぞれ柱頭および柱脚の剛域とし、つなぎ梁の曲げ剛性、軸方向剛性を無限大とする。3. 1. で述べたようにスラブの上表面温度分布は図-2、下表面温度分布は図-5の結果を用いる。ただし温度の基準は12月16日とする。4. コンクリートの弾性係数は $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、温度膨脹係数は $1.1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ とする。以上の仮定により電子計算機で弾性解析した。

図-6を見ると、柱頭変位はほぼ炉内温度に比例しているが、高温ではやや変位が小さくなっている。スラブの伸びに対する柱の拘束は計算によれば非常に小さい。図-7に炉内最高温度時の各柱の柱頭水平変位を示す。横軸は最外端の柱を 1 とし、桁行方向に番号をつけたものである。なお変位測定位置が最外端柱を除き、柱頭位置よりも下なので単純に高さの補正を行なっている。これから柱頭変位は炉の中心からの距離にほぼ比例して変形が大きくなっていることがわかる。

3. 柱鉄筋の応力について

図-8は炉内最高温度時の柱の曲げモーメント図で前記仮定による弾性計算値である。実際には部材の塑性により、これほどの応力は生じていないと思われる。

図-9に最外端から 2 番目、3 番目の柱 C-2、C-3 柱内の鉄筋の応力度を12月16日を基準として示す。

同図中計算値は鉄筋の影響を考慮した曲げモーメント (図-8参照) から、引張側コンクリートも有効とした弾性計算により求めた値である。同図 a) では計算

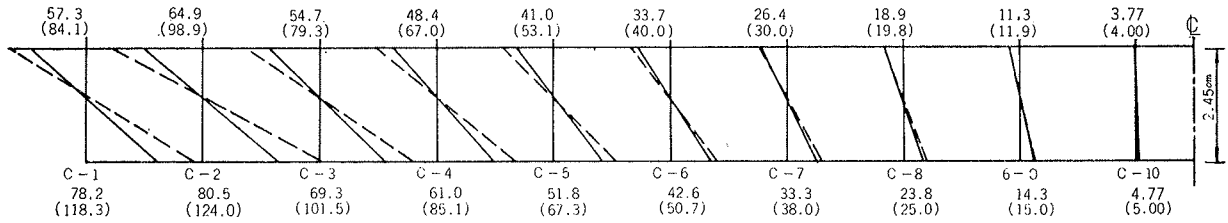


図-8 柱のモーメント (t・m) 図^{2/15}弾性解 () 内鉄筋考慮

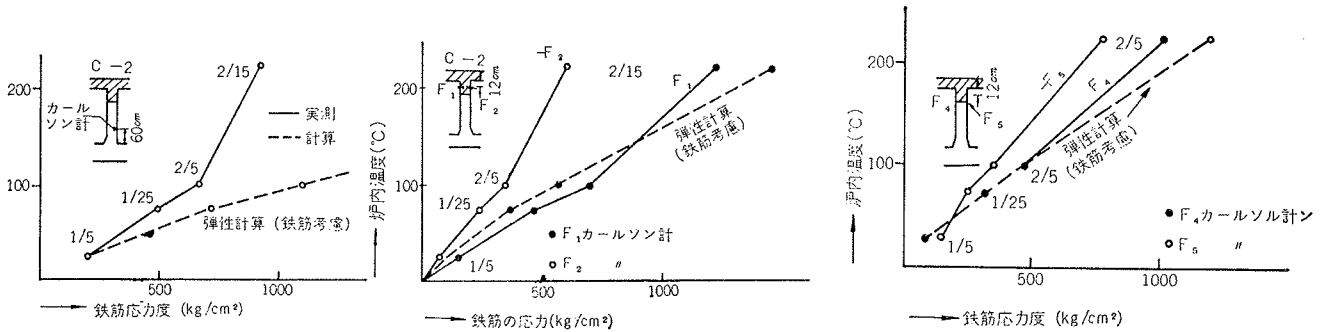


図-9-a C-2柱の柱脚鉄筋の応力度

図-9-b C-2柱、柱頭の鉄筋応力度

図-9-c C-3柱、柱頭の鉄筋応力度

値よりもかなり応力度が小さい。また炉内最高温度時で実測値があまり大きくなるのは、柱頭水平変位が炉内温度とやや linear でなく小さ目であることも一因であるが、critical section 位置に gage がなく塑性により応力があまり高くないことを暗示している。

同図 b), c) では測定位置が直交梁内にあるので明確ではないが、柱ハンチをそのまま直交梁内にのばして有効幅 (gage 位置で一般部分の柱幅の2倍をとった) とし計算したものである。圧縮側の実測歪は小さいが、引張側の歪はほぼ計算値に近い。しかしこの結果は図-8の応力分布を妥当化するものではない。部材の塑性的傾向により応力の増加がにぶり、ただ柱頭水平変位と critical 位置での鉄筋の歪がこの程度の変形では比較的比例関係にあることを示しているように思われる。

まとめ

- 1) 実物構造物でもコンクリートの温度膨脹係数は従来の $1.1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ として設計してよい。
- 2) 炉内温度とスラブ上表面温度はほぼ比例し、表面温度は下表面温度にほぼ比例する。
- 3) このような構築物では柱の拘束が弱くしてあるため、最外端柱変位はスラブの平均温度によるスラブの伸びが大きく効き、温度勾配はあまり関係ない。
- 4) 建築学会制定の“鉄筋コンクリート計算基準”の短期設計荷重と比較して、柱の曲げ終局耐力はかなり大きく、強制変位が加わると剪断耐力の不足をまねく怖れがあるので柱の鉄筋量はあまり多くしない方が

よい。曲げひび割れを許し、塑性的性質を考慮して設計することが望ましい。

本測定は当技研渡辺清治振動研究室長の下に行なわれ、種々ご指導を頂いた。ここに深く謝意を表する。

その2 コークス炉 RC 柱の弾塑性変形に関する研究

序

その1で述べたように、温度応力を受ける鉄筋コンクリートラーメン構造では、スラブ(梁)の軸方向変形が柱に強制水平変位を与え、最も影響が大きい。これはラーメンに水平力を加えることで評価できる。一方このように桁行方向に梁がなく、スラブの厚い構築物においては、スラブが柱に及ぼす拘束効果は明瞭ではない。フラットスラブ構造でのコラムストリップ的に考えればかなりの剛性が期待されるのと、設計に反映させる場合の容易さから柱に対して十分曲げ剛性が高い場合を想定した。以上から柱について、地震時の水平力に対しては正負繰返し水平力に対する履歴特性が推定できればよいことになる。本研究は1層1スパンラーメンについて実験的に履歴特性を把握すると同時に水平力による柱の軸方向応力の変化の影響を考慮し解析を行なったものである。試験体は前記コークス炉支持構築物を参考として、柱寸法をその約^{2/3}に縮尺し、梁の固定度を十分に高めた鉄筋コンクリートラーメンで、今回は柱ハンチを除いた単純な形のラーメンの実験結果とその解析について報告する。

1. 試験体

1.1. 試験体

本試験体の柱の形状寸法はその1で述べたコークス炉支持構築物の柱の約 $\frac{2}{3}$ で、ハンチは除き、引張鉄筋比は1%および2%の2種である。鉄筋は降伏変形を大きくする意味でSD35を用いた。梁は柱に対して十分曲げ剛性を高めている。柱軸方向応力度は0と30 kg/cm²の2種与え、軸方向応力の変形状態に対する影響をみた。これと比較試験の意味で柱反曲点から切り出した梁形の試験体についても実験を行なった。表-1に試験体の記号と種別を示す。

σ ₀	Pt=1%		Pt=2%	
	ラーメン	梁	ラーメン	梁
0	A 01	A' 01	B 01	B' 01
30	A 11		B 11	

表-1 記号

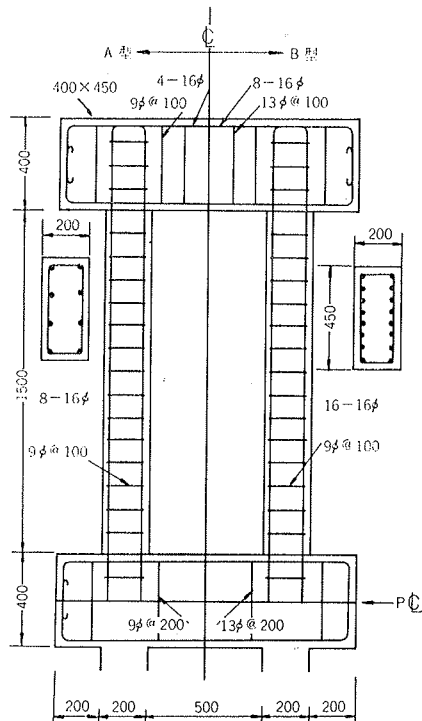


図-1 試験体 (mm)

図-1にA型、B型の供試体の詳細を示す。この試験体は加力の都合上基礎梁を中心として上下に対称にそれぞれ一層ラーメンを組んだもので、これを90°回転し柱を水平にして加力を行なった。

試験体	作製日		ヤング係数	強度	強度時重
	月/日	月/日			
A 01	12/10	1/9	2, 23	145	1700
A 11	"	3/23	2, 38	200	1600
A' 01	"	3/6	2, 10	186	1770
B 01	"	1/6	2, 23	145	1700
B 11	"	3/27	2, 38	200	1600
B' 01	"	4/5	2, 04	194	1900

表-2 コンクリートの性質

主筋	As	Es	σ _y	σ _{max}	ε _{max}
SD-35	cm ²	10 ⁵ kg/cm ²	t/cm ²	t/cm ²	%
D-16	1.98*	2.00*	3.95	5.76	25.5

*仮定

表-3 主筋の性質

1.2. 材料の性質

表-2, 表-3にコンクリートおよび鉄筋の力学的性質を示す。冬期にコンクリートを打設し屋外に放置したためコンクリート強度が比較的小さく、材令によるバラツキが多いように思われる。

2. 加力および測定方法

図-2に示すように、柱に軸方向力をあたえるには、4本のPC鋼棒によりローラを介して一定の軸方向力を保つように行ない、荷重はブルーミングリングおよびピンを介して100 ton油圧ジャッキによった。

一方柱のせん断力は大林技研の300 tonアムスラーにより、また正負繰返し加力は支点位置を変えることによって行なった。

変形の測定は図-3に示すように柱頭の柱脚に対する変位を1/100 mmダイヤルゲージでゲージホルダーを用いて行ない、鉄筋およびコンクリートの歪はW, S, Gにより測定した。このほか、柱脚部分については検長100 mmのコンタクトゲージによりコンクリート側面鉄筋位置の歪を測定した。

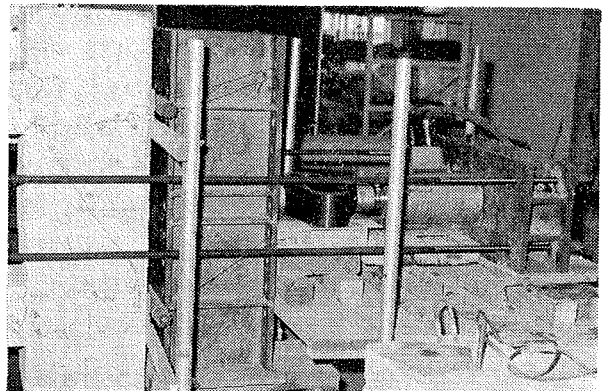


図-2 加力装置

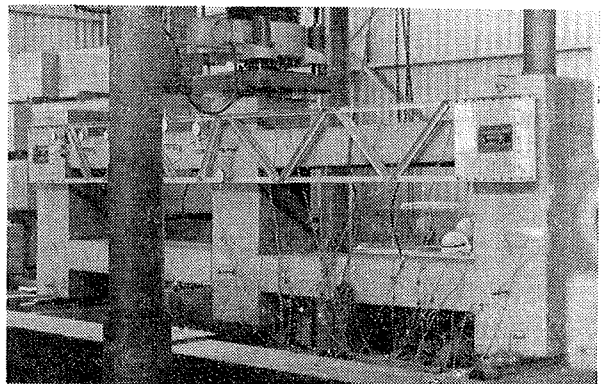


図-3 変位測装置

荷重—変位曲線等において荷重0の二本の基準線があるのは自重の影響をアムスラー荷重に換算し考慮したものである。

註. 柱の伸縮の影響も考慮して軸力加力装置には両端にピンを介した方がさらに良かった。

3. 実験結果とその考察

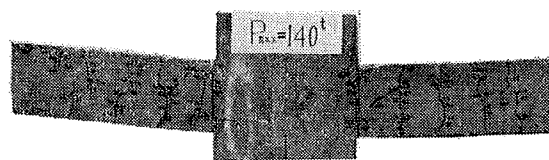
3.1. 破壊経過

表—4に最大荷重, ひび割れ発生荷重等を示す。また図—4~図—5に破壊状況を示す。引張鉄筋比1%のA01, A11, は柱頭, 柱脚に yield hinge が発生して終局耐力に達し, 梁形の A'01 も柱脚に hinge を生じたのに対し, 引張鉄筋比2%のB01, B11 はどの個所の鉄筋も降伏することなく, せん断ひび割れから生じた鉄筋とコンクリートとの slip 破壊により終局に達した。梁形の B'01 は引張鉄筋比が降伏した後, せん断ひび割れの本数を増し, せん断圧壊した。

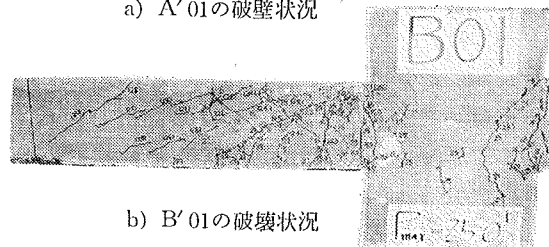
	最大荷重(t)		曲げひびわれ(t)		せん断ひびわれ(t)		Shear Panel (t)
	正	負	正	負	正	負	
A01	25.0	-22.0	6~8.0	4.0	—	—	—
	28.5				—	—	
P=21~23 t で引張側柱の柱脚降伏か、P=-22 t 引張側柱の柱脚降伏							
A11	33.0	-36.0	4.0	-8.0	—	—	—
	34.5				(梁P=30 t)		
P=4.0 t 梁、柱つけ根に曲げひびわれ、P=33 t 鉄筋降伏か、P=34.5 t コンクリート圧壊							
A'01	12.5	-10.5	4.0	-2.0	13.0	-10.4	—
	14.0						
P=12 t で片側のみ鉄筋降伏、P=14 t でコンクリート圧壊							
B01	41.0	-35.4	11.0		37.0		39
P=11 t 梁、柱つけ根に曲げひびわれ、P=31 t で引張側柱のつなぎ梁交叉域の主筋に沿ひび割れ発生、P=-35.4 t slip 破壊							
B11	48.0	-45.9	7.5~10	-5.0	42.0	-37.5	—
					(梁P=40 t)		
本文参照							
B'01	25.0	-22.0	3.0	-3.0	19.0	-16.0	—
	25.0						
鉄筋降伏後、P=25ton でせん断圧縮破壊							

表—4 ひび割れ荷重, 最大荷重, 破壊経過

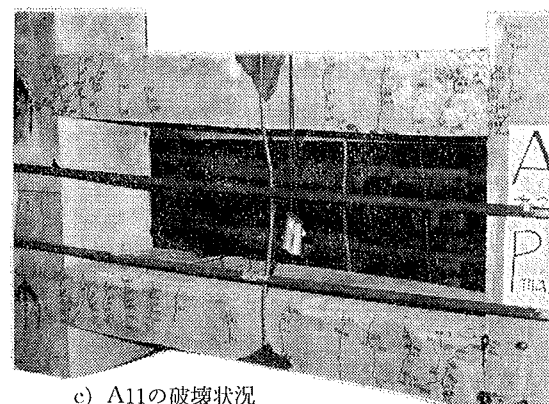
軸方向応力度 30 kg/cm^2 の B11 について詳しく述べると, 第一正荷重では引張側の柱の柱脚(中央部分)のつけ根に 7.5~10 ton 程度で曲げひび割れを生ずるが, 柱の軸方向変形およびその軸力の効果から言ってこれは当然と思える。これに続いて他の柱頭, 柱脚にひび割れを生ずるが, 梁部分を巻き込むように入るのが多い。高荷重になるにつれ, 柱梁交叉部分に, 柱引張鉄筋位置にひび割れを生じ, 圧縮側の柱ではつなぎ梁との交叉部で柱圧縮鉄筋に沿うひびわれが P=37.5 ton で生じている。P=42 ton で柱にせん断ひび割れを, P=44 ton では梁にせん断ひび割れを生ずる。



a) A'01の破壁状況

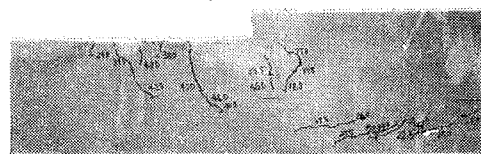


b) B'01の破壊状況

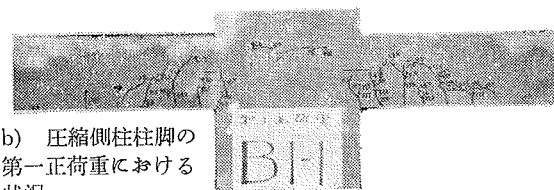


c) A11の破壊状況

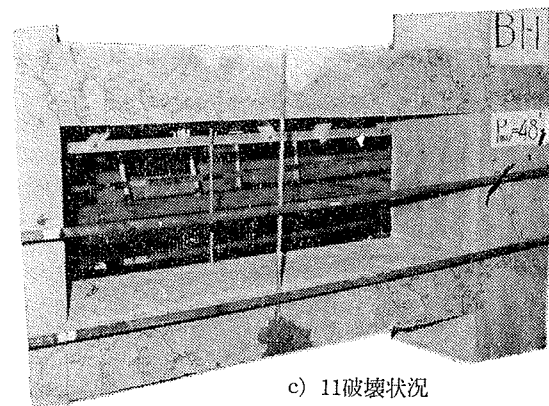
図—4



a) 圧縮側柱, 柱頭の第一正荷重における状況



b) 圧縮側柱柱脚の第一正荷重における状況



c) B11破壊状況

図—5

P=48 ton で荷重を下げたが、この時点ではかなり柱のせん断ひび割れが進行している。第一負荷重では、曲げひび割れが各柱頭、柱脚に生じた後、P=-37.5ton で引張側の柱（正荷重では圧縮側）において、柱脚の圧縮側に slip 状のひび割れを、柱頭にせん断ひび割れを生じた。p=-42 ton では柱脚の slip 状ひび割れから柱頭のこのせん断ひび割れの端まで圧縮側鉄筋に沿って slip を生じた。p=-45.9 ton で圧縮側の柱の柱脚の方から柱頭の方に向かってスリップ状の破壊が圧縮鉄筋、引張鉄筋に沿って進行し破壊に至った。この実験程正負繰返し荷重の影響を如実に示すものはあまりない。これは第一正荷重でせん断ひび割れにより柱脚の引張鉄筋の Bond が失われ、第一負荷重で圧縮側となって鉄筋とコンクリートとの分離を強制される。これが第一負荷重で生じた柱頭からのせん断ひび割れによるボンドのそう失と結びついて slip 破壊したように思われる。

せん断破壊したB型について せん断応力度 $\tau=Q/bj$ を求めると下のようになる。

	Qc(t)	Qu(t)	τ_c	τ_u	Zu/Fc
B01	9.25	10.5	14.2	16.2	0.110
B11	10.5	12.0	16.2	18.5	0.093
B'01	9.75	12.5	15.0	19.2	0.099

τ_u はほぼ 0.1 Fc 前後の値で、圧縮側の柱はさらにせん断は大きいから、当然せん断破壊が予想される値である。曲げの終局耐力とそれに伴うせん断をチェックする必要がここにある。

3.2. 終局耐力および降伏荷重

終局耐力等を表一5に示す。

		A01	A11	A'01	B01	B11	B'01
実験	Py (t) *1	25	33	12	—	—	24~25
	Pmax (t) *2	28.5	34.5(-36)	14	41	48(-45.9)	25
計算	Py (t) *3	23.3	32.8	11.9	44.6	53.5	22.6
	Pmax (t) *3	23.6	33.3	12.2	45.2	54.5	23.1

備考、鉄筋の引張歪が降伏歪になる荷重は A01：柱脚 (Tension, Side) 21t.

(compression S) 24t, 柱頭 (T.S) 27t, (C.S) 25t

A11：柱脚 (T.S) 不明確, (C.S) 33t, 柱頭 (T.S), (C.S) とも34.5t

* 1 = P- ϕ 曲線上曲率最大点近傍

* 2 = () 内負荷重最大値

* 3 = 柱軸方向力の変化無視 e 関数法による。

表一5 終局耐力等

この表によれば、短期的軸力を考慮せずに求めた e 関数法値がA型ではよく実験値と一致している。一方せん断破壊したB型は曲げ耐力に至っていない。

B'01 はコンクリートの品質が良く、軸力がないため曲げ耐力に達している。

3.3. 荷重—変位曲線

図一7にアムスラー荷重Pと柱頭の柱脚に対する変

位 δ との関係を示す。図中の計算値の仮定を以下に記す。

- 1) 柱頭、柱脚の梁は線材に置換し、曲げ剛性、軸方向剛性を無限大とする。
- 2) 柱の弾性曲げ剛性は鉄筋の影響も考慮する。
- 3) せん断変形はこれを見捨てる。

個々の計算についてみると

- 4) 剛域0, 剛域FACEは柱に剛域を考慮しない場合、および梁表面まで考慮した場合にそれぞれ対応し、柱の軸方向変形も含む。
- 5) 略算はFACE。ひび割れ後については、降伏時の曲げ M_y と曲率 ϕ_y を軸方向力の変化を見捨て e 関数法で求め、半塑性部分では原点と降伏点を結ぶ直線で $M-\phi$ を定義する。柱梁交差部分には剛域を設けずFACEの曲率をそのまま用いる。変位は降伏時変位とひび割れ時の変位を結ぶ直線で表わす。なおひび割れモーメントは梅村博士の式(1)で求める。Nは軸方向力で一定とする。

$$M = (4.2 + 3.7Pt) bD^2 + ND/6 \dots\dots\dots(1)$$

- 6) 精算1, 精算2は柱の軸方向力の変化を考慮しているが、柱の軸方向変形の影響は無視している。弾性変位についてはこの点を除けば剛域FACEと同じである。ひび割れ発生点は引張側柱、圧縮側柱それぞれにつき(1)式を適用している。ひび割れ発生後も剛域がそのまま存続するとしたのが精算2で、精算1はFACEの曲率をそのまま剛域部分に延長した点だけが異なる。材軸方向の曲率分布の仮定は、弾性部分については弾性剛性、半塑性部分では、各荷重段階について critical section 位置の (M, ϕ) と反曲点すなわち $(M=0, \phi=0)$ の点を結ぶ直線で表わす。反曲点位置は前記の仮定により柱中央位置である。この仮定に基づき、引張側の柱と圧縮側の柱の変位が等しくなるように、それぞれの柱の critical section 位置の M, ϕ を軸方向力の変化を考慮して e 関数法で求めた。これは荷重を one-step ずつあげ、各 step ごとに計算機で収斂計算を行なったが、一方の柱の引張筋の降伏近くで計算をやめている。なお用いたプログラムの関係で、ひび割れ発生近傍で解が求まらない時は one-step とばして計算を行なった。

計算同志を比べると、剛域0の場合は剛域FACEの約半分の剛性を示す。降伏近くでは精算1は精算2に比べ変位がほぼ倍になっており、略算ときわめて一致した変位になる。しかしひび割れ発生後の剛性低下が顕著である。

いづれの試験体も弾性変位についてみると剛域を見捨てた場合に近く、ひび割れ発生後は精算2と相当様相が異なる。一方精算1とはひび割れ発生近くで、やや実験値とあわない。荷重が高くなるにつれ可成り良く一致するが、それでも計算の変位はやや大き目である。B01, B11で実験値の変位が計算に比べ大きくなる所は丁度せん断ひび割れの発生荷重時で、せん断剛性低下によるものと考えられる。略算は非常に rough な計算であるが、最も良く近似している。結局柱と梁の交叉域での曲率のとり方が最も大きな影響をもち、この実験に関しては剛域というより通常の線材置換で耐力はFACEで決まるとすれば良いように思われる。

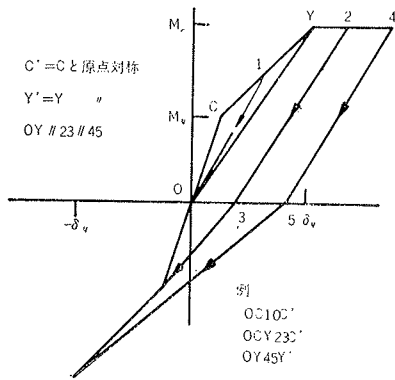


図-6 柱の履歴特性

A01 と梁型の A'01 とでは全く変形状は同じである。

B01 と B'01 とでは、ひび割れ発生後 B'01 の方が

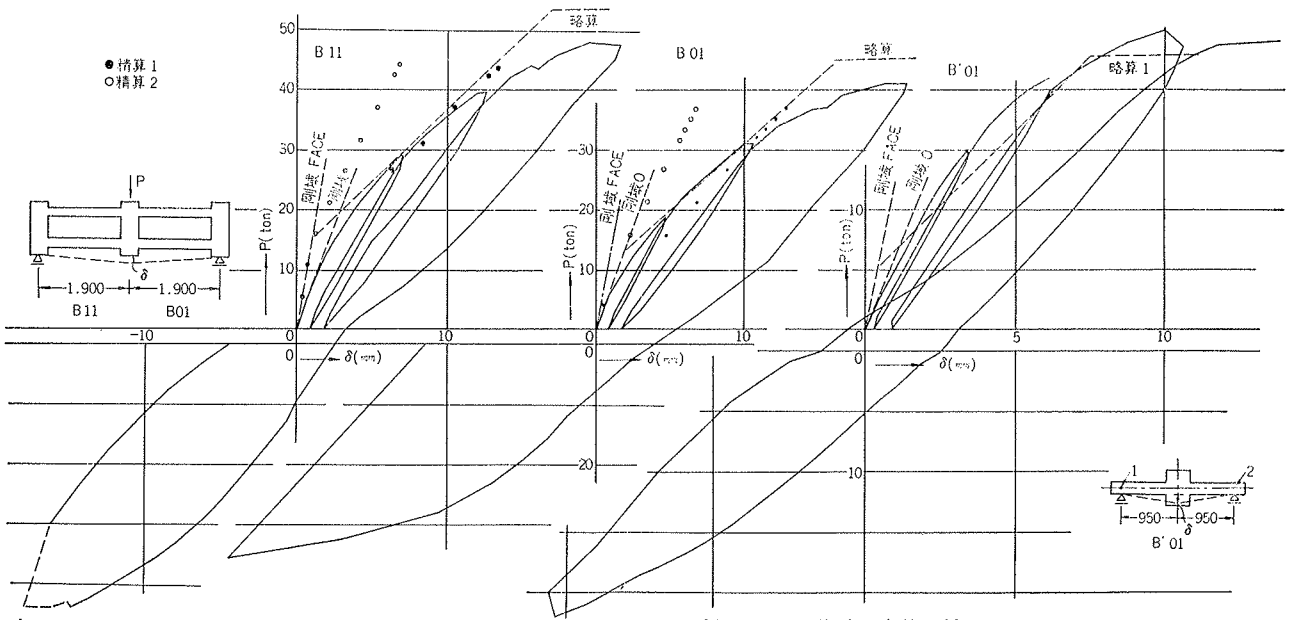
剛性が高く、略算値を上まわっているのに反し、B01 は計算値とほぼ同じでせん断ひび割れ後実験値の変位が大きい。コンクリートの品質は鉄筋比の少ないA型にはあまり影響を与えないが、鉄筋比の高いB型には顕著にあらわれると考えられる。

軸力のあるA11とA01とでは、その履歴特性は、A01が梁的な変形で残留変位が大きいのに対し、A11では鉄筋が降伏するまでは非常に残留変位が小さい。

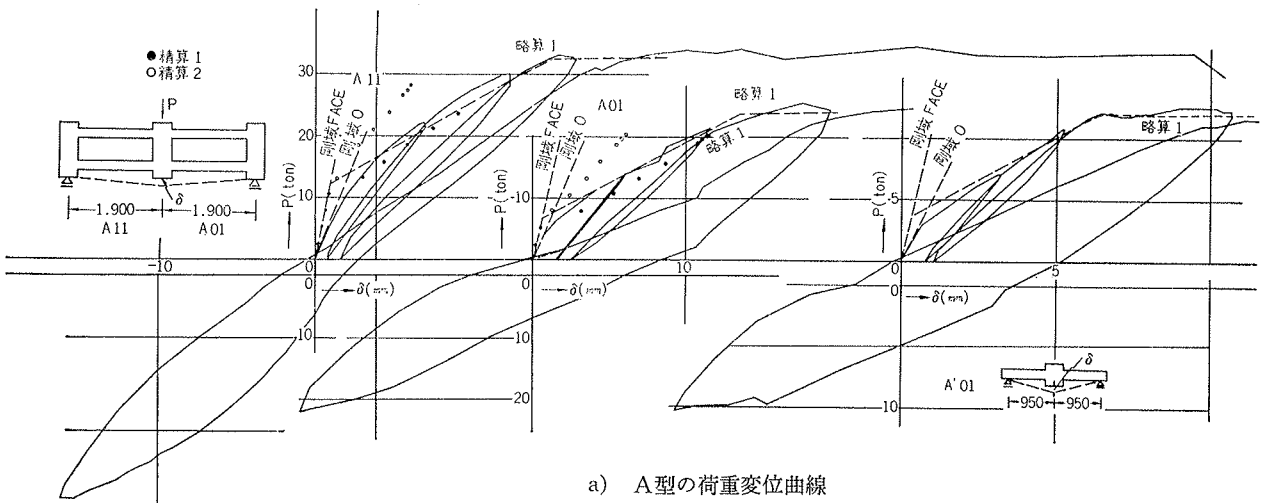
B11とB01とでもせん断ひび割れを生ずる前は同様なことが言える。軸力がこの程度存在する場合はやや強引ではあるが、図-6に示す履歴特性を仮定しても良いように思う。履歴特性が決定できれば、さらに地震等の水平力がきた場合の応力解析は可能になるのである。

3.4. 降伏時の変位 δ_y と変形限界 δ_{max}

ここでいう降伏時変位は荷重-変位曲線上最大の曲



b) B型の荷重-変位曲線



a) A型の荷重変位曲線

図-7 荷重-変位曲線

率を示す点近傍、変形限界は荷重を保持できず破壊し始めた近傍をいう。表-6に各供試体の δ_y, δ_{max} を示す。

鉄筋比1%のA型については、その降伏変位は略算で求め、変形限界は塑性設計を行なうに十分な変形能を有している。鉄筋比2%のB型はせん断あるいはスリップ破壊のため、降伏変位は略算値と比較できないが、変形能が著しく小さいので、良質のコンクリートをうち、せん断補強筋を十分に配さなければならない。

A型について詳しくみると、軸方向力がある場合、降伏変位は計算値、実験値とも軸方向のない場合に比べて大きく、一方変形限界は小さい。したがって塑性率 δ_{max}/δ_y の形でみると、軸方向力がない場合5.2、ある場合3.7となり、軸方向力があると塑性率はかなり低下する。A'01については変形能が小さい値である

試験体	降伏変位 mm		変形限界 δ mm (R)
	実験*	略算	
A 01	14.6	13.5	76 (1/25)
A 11	15.3	15.1	57 (1/33)
A'01	6.2	6.1	17.5 (1/54)
B 01	—	15.8	20 (1/95)
B 11	—	17.0	21 (1/90)
B'01	—	7.5	14.5 (1/65)

* P- δ 曲線上曲率最大点

表-6 降伏変位, 変形限界

が、片側のみが降伏するため、実際にはもっと変形し得るものと考えられる。

A型とB型と降伏時変位を略算値と比較すると、鉄筋比の高いB型が変位が大きく、かつ軸方向がある場合の方が変位は大きい。したがって塑性率の形でみるとB11が曲げ降伏するとしてもかなり小さくなるので塑性設計には十分な注意が必要である。

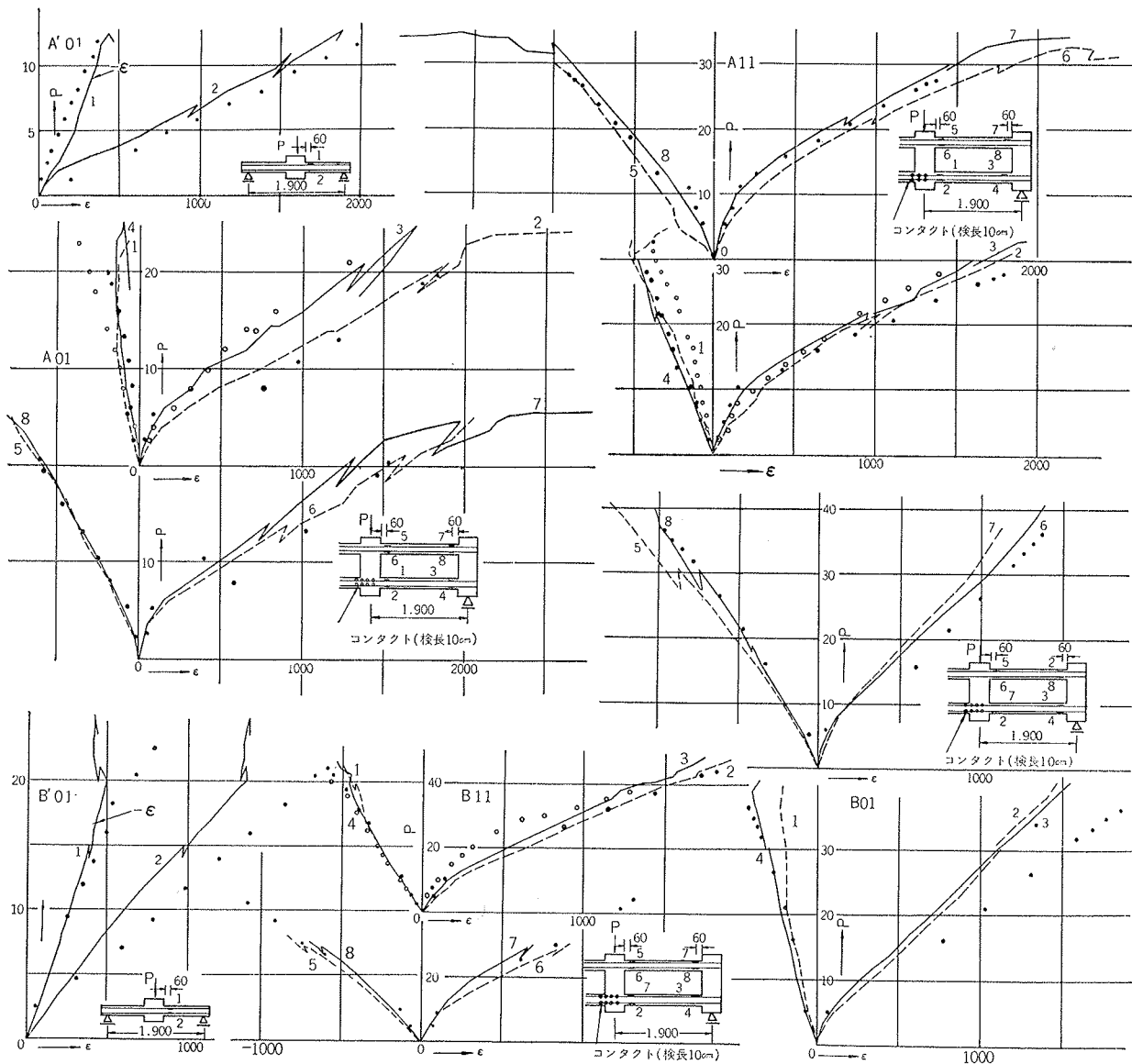


図-8 荷重 P (ton)-鉄筋歪 $\epsilon \times 10^{-6}$ 曲線 (●精算1. 梁型は ϵ 関数法値, ○コンタクトゲージ歪の平均値)

3.5. 鉄筋の歪分布

図-8に柱頭、柱脚の鉄筋の歪度の荷重に対する包絡線を示す。図中黒点は精算1からプロットした値である。gage位置はコンクリート梁FACEから60mm離れているが、補正はしていない。柱頭の歪に比べて、一般的に柱脚部分の歪がやや大きい、ほぼ柱頭、柱脚固定の条件を満足している。また引張側の柱の引張主筋の歪は圧縮側の柱のそれと比べて同一荷重に対しやや大きく、引張側の柱の圧縮主筋の歪は圧縮側の柱のそれよりもかなり小さい。

実験値と精算値と比べると、軸方向力=0のA01, B01の引張主筋の歪は実験値が一般的に小さく、圧縮主筋については比較的良く一致している。軸方向力があるA11, B11については実験値と精算値が一般的に良く一致している。梁型のA'01, B'01の計算値の近似度からいって、フレームについてこの程度の計算歪と実験歪との差は当然生ずるものと思われる。

ここで言えることは柱の軸方向力の変化を考慮しないと圧縮主筋の歪は追えないことである。A11にみるように圧縮主筋の降伏も生ずるので、フープをかなり密に入れる必要が痛感されるわけである。

同図中プロットしてある白点は引張側柱とつなぎ梁との交叉部における柱主筋位置の平均歪である。測定は検長10cmのコンタクトゲージで行なったもので、交叉域で2カ所柱脚部1カ所の平均値である。平均をとったのは交叉部からの鉄筋のぬけ出しを考えたからである。弾性域でもこの部分は可成り変形し易いと考えられ、ひび割れ後この部分についてはFACEの曲率に近い値をとっても良いように見える。柱頭部分交叉域については測定していないが、これ程ではないであろうが、矢張り相当の曲率を考えてしかるべきであろう。尚言謂「柱梁交叉部のせん断変形」はここにはのせていないが、三方向W.S.Gによればその影響は大きくないと推察される。

	ひびわれ巾	区間*	鉄筋歪	応力度	部材角	荷重P	σ _c ***
	mm		ε × 10 ⁻⁶	t/cm ²		ton	kg/cm ²
A01	0.2	4	1200	2.40	1/320	14.0	10.5
	0.3		1620	3.24	1/210	18.5	14.5
A11	0.2	5	760	1.52	1/380	18.5	-16.0
	0.3		1240	2.48	1/230	24.0	-12.0
B11	0.2	5	720	1.44	1/420	22.0	-13.5
	0.3		1200	2.40	1/220	33.0	-5.0

*区間4は柱脚部分

区間5はつなぎ梁FACEから10cm

** h=190.0cm

*** σ_c=柱軸方向応力度

表-7 ひび割れ幅と鉄筋応力度等

3.6. ひびわれについて

引張側の柱の柱脚部、主筋位置の最大ひび割れ幅が0.2mm, 0.3mmの時の荷重、鉄筋応力度、変位を求めたのが表-7である。

測定は検長10cmのコンタクトゲージによるもので、コンクリートの伸縮を無視して求めた値である。

通常問題になるのは梁のひびわれで0.2~0.3mm程度を限界としている。軸方向力のあるA11, B11は殆んど同じで鉄筋比の影響は顕著ではない。柱交叉域でひび割れが一番大きいのは面白い点である。柱の軸方向力が引張で作用するA01が、圧縮のA11よりもひび割れに対し有利な点も注目するに値しよう。この点もつと吟味する必要があるが、圧縮部材ではひびわれが局部に集中するのに対し、引張部材は全体に分散する傾向を示しているように思われる。

0.3mmをひび割れ幅の限界とすれば、現行SD35の長期応力2.2t/cm²をとって設計して良いことになる。一方強制部材角は1/220~1/230で設計しなければならない。

まとめ

1. 荷重と柱頭水平変位との関係は梁の剛性が十分高ければ鉄筋コンクリート塑性理論から降伏時の曲率と曲げモーメントを計算し略算で求めることができる。ただし従来の剛域的考えは妥当でなく、柱梁交叉部分の曲率として梁FACEでの曲率をとればやや過大な傾向であるがほぼ求められる。この仮定によれば柱は非常に撓み易くなる。

2. 柱軸方向力の高い場合には降伏前の繰返しに対し残留変位をほぼ0と仮定し履歴特性をきめ、温度応力+地震力に対して設計するのも一つの方向と思う。

3. 柱頭、柱脚部の鉄筋の歪は本実験のような軸方向力に大きな変動がある場合でも、これを考慮して計算すればほぼ推定し得るが、圧縮鉄筋の歪がかなり大きく圧縮降伏することもあり、その意味でも十分フープを密に入れてバツクリング止めをすることが望ましい。

4. 細高い柱でも曲げ耐力は現行の短期設計荷重よりもかなり高くなる。このような柱は一般にせん断初きれつからの荷重の上昇が小さいから、良質のコンクリートにより、せん断ひび割れを生じることなく、曲げ終局耐力を負担できるようにすることが望ましく、せん断補強筋も十分に配することが必要である。

せん断破壊した柱の変形能はきわめて小さい。本実験ではこれは引張主筋比が2%とかなり高い場合で、一方1%と中庸の柱配筋で、軸方向応力度σ₀=30kg/cm²の供試体は1/30程度の部材角まで変形し得、

$\sigma_0=0$ ではさらに変形能が大きい。このような場合には、塑性設計が可能である。

5. 鉄筋の長期許容応力度が 2000 kg/cm^2 程度ならひび割れ幅は $0.2\sim 0.3 \text{ mm}$ 程度でおさまる。