

軸力と水平力を受ける鉄骨系柱材の弾塑性挙動に関する研究

津田, 恵吾

<https://doi.org/10.11501/3070078>

出版情報：九州大学, 1993, 博士（工学）, 論文博士
バージョン：
権利関係：



KYUSHU UNIVERSITY

第5章 一定軸力と変動水平力を受ける コンクリート充填角形鋼管柱の弾塑性挙動

§ 5. 1 序

第4章では、角形鋼管柱が一定軸力と変動水平力を受ける時の弾塑性性状について述べ、鋼管の幅厚比が鋼構造設計規準^{5.1)}（以下規準）の幅厚比の制限値を超える断面では、最大耐力以後の抵抗力の低下は急激であり、全塑性モーメントを期待出来ないことを示した。本章では、一定軸力下で変動水平力を受ける規準の幅厚比制限値を超える角形鋼管を用いたコンクリート充填角形鋼管柱の弾塑性性状について記す。

鋼管コンクリート構造の断面構成としては、充填形、被覆形、充填被覆形の3種類があるが、コンクリート充填鋼管は他の形式の力学性状がSRCのものと同様であるのに対して、力学的には以下の1)-3)の長所がある。内部の充填コンクリートと外部の鋼管が相互に拘束しあい、1)コンクリートは破壊しにくく、韌性が高くなる、2)鋼管はコンクリートの拘束により、局部座屈耐力が大きくなり、座屈後挙動も改善され、幅厚比の大きい鋼管を使っても良い性能を示す事が期待できる。また、3)柱はり接合部などでは、コンクリートが充填されているため、鋼管の局部変形が防止され、強剛な接合部が得られる。

ところで、わが国における鋼管コンクリート構造に関する規準としては、1967年に鋼管コンクリート構造設計規準^{5.2)}が発表された。この規準では鋼管は円形鋼管のみが対象となっており、1980年の同第2版^{5.3)}で角形鋼管も取り入れられた。その後1987年に鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準^{5.4)}の中に統合され、そこでは、建物の保有水平耐力の計算に必要な終局耐力の算定式も示されている。しかしながら、1980年の第2版までは、コンクリート充填鋼管に対してもその鋼管部の幅厚比制限値は、中空鋼管のそれと同じ値を取るように規定されており、上述2)のコンクリートの拘束による効果は取り入れていなかった。その理由としては、それまでの研究では幅厚比の大きい板要素よりなるコンクリート充填鋼管の研究が、実験的にも、理論的にもなされていなかったことによる。

したがって、本章での研究の目的は、鋼構造設計規準で規定されている幅厚比制限値を超えた板要素よりなるコンクリート充填角形鋼管柱の実験を行い、耐力・変形性能を検討すること、また併せて中空鋼管柱の実験を行い、その結果と比較することにより、コンクリートと鋼材の合成効果を考慮にいれた、充填鋼管に対する新しい幅厚比制限値を提示することである。

本章に關係するコンクリート充填鋼管部材の弾塑性挙動を調べた既往の研究としては、外国では長柱の座屈強度や、偏心圧縮柱の耐力を調べたものはあるが^{5.5)-5.7)}、本論文で対象とする地震力を受ける荷重に相当する荷重を受ける研究は見あたらない。わが国では、仲・加藤ら^{5.8), 5.9)}がコンクリート充填円形鋼管の力学的挙動を解明することを目的に圧縮実験を行い、短柱の耐力は充填コンクリートと鋼管の累加強度で評価出来ることを示している。また富井ら^{5.10)}は、コンクリート充填円形、角形および八角形鋼管の圧縮試験を行い、その耐力と変形性状を調べている。

軸力と曲げを受ける材としては、山田ら^{5.11)}は、一定軸力と単調曲げを受けるコンクリート充填円形鋼管柱の実験を行い、解析結果と比較している。また、コンクリート充填角形鋼管に対しても実験および解析を行っている^{5.12)}。加藤・秋山ら^{5.13)}-^{5.15)}は、逆対称曲げを受ける実験を幅厚比、細長比を変化させて行い、若林・佐々木ら^{5.16), 5.17)}は、被覆形、充填被覆形も含めて、コンクリート充填円形および角形鋼管の実験を行っている。富井・崎野ら^{5.18), 5.19)}は、軸力と曲げを受けるコンクリート充填角形鋼管の実験を行い、曲げ終局強度の計算法、モーメント-曲率関係を算定するための鋼管、コンクリートの等価な応力-ひずみ関係を提案している。また、せん断スパン比、鋼管の幅厚比、軸力比を実験変数にとり、単調および繰返し曲げせん断を受ける柱材の実験を行い、せん断スパンの値による破壊モードの相違、せん断破壊するときの終局強度算定法を示している^{5.20), 5.21)}。最近では、高層共同住宅の構法として注目され、コンクリート充填円形および角形鋼管柱の耐力・変形性能を調べる実験が行われている^{5.22)}。

本章の研究目的であるコンクリート充填角形鋼管柱の幅厚比制限値に関する研究としては、崎野^{5.23)}は幅厚比がおよそ20から40のコンクリート充填角形鋼管柱と中空鋼管柱の挙動を比較して、変形性能の観点から幅厚比制限値に近い板要素よりも充填鋼管を用いても、幅厚比が小さい中空鋼管と同等の性能が発揮できることを示しており、幅厚比制限値を中空鋼管のものより緩和できることを示唆している。鈴木ら^{5.24)}は、短柱圧縮試験の結果より、最大耐力は幅厚比が80の充填鋼管でも規準の制限幅厚比をもつ中空鋼管とほぼ同等であること、また柱材の実験により幅厚比が100程度でも挙動は安定していることを報告している。松井^{5.25)}は局部座屈を考慮した剛塑性解析に基づき、制限幅厚比をもつ中空鋼管柱と等価なエネルギー吸収能力を持つ充填鋼管柱の幅厚比を、種々の期待する塑性変形能力に対して求めている。その結果、充填鋼管の幅厚比制限値は中空鋼管の1.5倍程度緩和できることを示し、より経済的な設計の可能性のあることを示唆している。また柱にコンクリート充填角形鋼管を、はりにH形鋼を用いた1層1スパンの門形ラーメンの実験を行うことにより、規準の幅厚比制限値の1.5倍の板要素（幅厚比6.8）よりもよい性能を発揮することを示している^{5.26)}。小泉ら^{5.27)}は幅厚比が70の柱材の、松村ら^{5.28), 5.29)}は、幅厚比が100程度の柱材および骨組の載荷実験を行っている。

しかしながら、文献5.25を除き、コンクリート充填角形鋼管の幅厚比制限値を求めるというのが主目的ではないため、幅厚比が規準の幅厚比制限値を超える板要素よりも充填鋼管の実験はあるものの、幅厚比を系統的には変化させてなく、充填鋼管の幅厚比制限値に関しての一般的な結論は出ていない。以上のことから、本章では規準の制限値を超える範囲で角形鋼管の幅厚比を変化させて実験を行い、同時に中空鋼管の実験を行うことにより、上述の研究目的に対する検討を行った。

§ 5. 2 実験

5. 2. 1 実験計画

一定鉛直荷重の下で、変動水平力を受ける幅厚比の大きな板要素よりなるコンクリート充填角形鋼管柱の弾塑性挙動を調べるために、

(1) コンクリート充填の有無

(2) 角形鋼管の板要素の幅厚比 B/t (B :鋼管の幅, t :板厚)

: 47, 60, 75, 94 (普通鋼)

47, 58 (高張力鋼)

(3) 軸力比 n ($= P/P_y$, P :一定鉛直荷重, P_y :中空鋼管試験体では柱断面の降伏軸力, 充填鋼管試験体では圧縮耐力)

: 0.1, 0.3, 0.4

を実験変数として、実験計画をたてている。試験体数はこれらの変数を組み合わせて、充填試験体 14 体、中空試験体 12 体で合計 26 体の実験を行った。なお、充填鋼管の圧縮耐力 P_y は $P_y = A_s \cdot \sigma_y + A_c \cdot F_c$ (A_s :鋼管の断面積, σ_y :鋼管の降伏応力度, A_c :充填コンクリートの断面積, F_c :コンクリートの圧縮強度) として求めた。

表 5.1 実験条件

(1) : 公称幅厚比

A_s : 鋼骨部分の断面積

(2) : 規準の幅厚比制限値

σ_y : 鋼骨の降伏応力

P_y : 圧縮耐力

F_c : コンクリートの圧縮耐力

ϵ_b : F_c の時のひずみ度

充填の有無	No.	試験体	公称幅厚比 (1)	幅厚比制限値 (2)	(1) (2)	軸力比 n	細長比 λ	$\frac{A_s \sigma_y}{P_y}$	F_c (kg/cm ²)	ϵ_b (%)	加力方法
中空 (普通鋼)	1	VM471	46.9	41.6	1.13	0.1	24.9	-	-	-	単調
	2	VM473	46.9	41.6	1.13	0.3	24.9	-	-	-	
	3	VM601	60.0	41.3	1.45	0.1	24.7	-	-	-	
	4	VM603	60.0	41.3	1.45	0.3	24.7	-	-	-	
	5	VM751	75.0	42.9	1.75	0.1	24.7	-	-	-	
	6	VM753	75.0	42.9	1.75	0.3	24.7	-	-	-	
	7	VM941	93.8	42.9	2.19	0.1	24.7	-	-	-	
	8	VM943	93.8	42.9	2.19	0.3	24.7	-	-	-	
充填 (普通鋼)	9	CM473	46.9	41.6	1.13	0.3	24.9	0.52	328	0.20	単調
	10	CM603	60.0	41.3	1.45	0.3	24.7	0.46	328	0.21	
	11	CM751	75.0	42.9	1.75	0.1	24.7	0.37	333	0.19	
	12	CM753	75.0	42.9	1.75	0.3	24.7	0.38	328	0.20	
	13	CM754	75.0	42.9	1.75	0.4	24.7	0.37	343	0.20	
	14	CM943	93.8	42.9	2.19	0.3	24.7	0.33	324	0.18	
	15	CC473	46.9	41.6	1.13	0.3	24.9	0.47	402	0.18	繰返し
	16	CC603	60.0	41.3	1.45	0.3	24.7	0.4	416	0.20	
	17	CC753	75.0	42.9	1.75	0.3	24.7	0.34	392	0.20	
	18	CC943	93.8	42.9	2.19	0.3	24.7	0.27	423	0.19	
中空 (高張力鋼)	19	HT-VM471	46.9	37.0	1.27	0.1	24.9	-	-	-	単調
	20	HT-VM473	46.9	37.0	1.27	0.3	24.9	-	-	-	
	21	HT-VM581	57.7	37.2	1.55	0.1	24.9	-	-	-	
	22	HT-VM583	57.7	37.2	1.55	0.3	25.1	-	-	-	
充填 (高張力鋼)	23	HT-CM473	46.9	37.0	1.27	0.3	24.9	0.53	416	0.20	単調
	24	HT-CM583	57.7	37.2	1.55	0.3	24.9	0.48	404	0.18	
	25	HT-CC473	46.9	37.0	1.27	0.3	24.9	0.54	398	0.21	
	26	HT-CC583	57.7	37.2	1.55	0.3	25.1	0.49	386	0.21	

各シリーズの実験条件を表5.1に示す。同表における試験体名は、次に示すように実験条件を表している。

試験体名 A B C D E

A : コンクリート充填鋼管 (C) と中空鋼管 (V)

B : 単調加力 (M) と繰返し加力 (C)

C D : 幅厚比の値、4.7 ~ 9.4

E : 軸力比 n の値の10倍の値

なお、最初にHTがついている試験体は、钢管が高張力钢管であることを示す。

表中の幅厚比制限値は、前章と同様に $(7.4 / \sqrt{\sigma_y} + 4)$ で求めた。表中の(1)/(2)の値より、钢管幅厚比は規準の1.1~2.2倍の範囲にあることがわかる。また、細長比は钢管のみを考えたときの値である。

5.2.2 試験体

試験体は、骨組が水平力を受けるときの柱材の反曲点と材端の間を抽象化したもので、一端固定、他端自由となる片持ち柱である。

試験体に用いた角形钢管は、公称断面せい(D)および幅(B)が150mmで一定である。板厚tは普通鋼が、3.2mm(幅厚比 $B/t = 4.7$)、2.5mm($B/t = 6.0$)、2.0mm($B/t = 7.5$)、1.6mm($B/t = 9.4$)の4種類、高張力鋼が3.2mm($B/t = 4.7$)、2.6mm($B/t = 5.8$)の2種類である。角形钢管は、鋼板から溝形断面を成形し、つぎに一对の溝形断面を突合せ溶接することによって制作した。钢管角部の円弧部

は板厚中心の半径が板厚tの1.5倍である。熱処理は行っていない。充填钢管試験体に対しては、設計基準強度300kg/cm²のコンクリートを試験体上部のエンドプレートにあけた穴により充填した。

図5.1に試験体の形状・寸法を示す。試験体の上端部には、試験体を球座に取り付けるため、下端部には、試験体を加力装置に固定するために鋼板を溶接している。固定端と球座の中心までの距離は75cmである。柱せいDとの比は5であり曲げ破壊

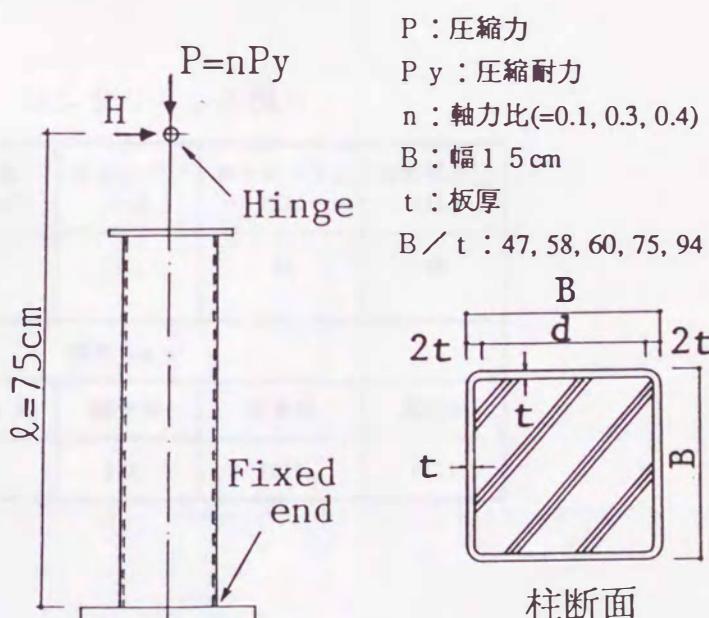


図5.1 試験体

を想定している。各試験体の実験条件を表5.1, コンクリートおよび鋼材の機械的性質を表5.1, 5.2, コンクリートの調合を表5.3に示す。鋼材の機械的性質はJIS1号引張試験片2本の引張試験結果の平均値である。また、コンクリートの性質は載荷実験当日に行ったコンクリートシリンダー3本の圧縮試験結果の平均値である。

表5.2 鋼材の機械的性質

材料	板厚	幅厚比	σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	γ (= σ_y / σ_u)	ϵ_y (%)	ϵ_u (%)	ϵ_{st} (%)
SS41	1.6	94	3.63	4.54	0.80	0.173	26.3	1.72
	2	75	3.62	4.42	0.82	0.172	22.9	1.68
	2.5	60	3.94	4.59	0.86	0.188	21.5	1.97
	3.2	47	3.87	4.88	0.79	0.184	19.0	1.40
HT60	2.6 a	58	4.97	6.16	0.81	0.237	17.6	1.10
	2.6 b		4.96	6.15	0.81	0.236	16.6	1.05
	3.2	47	5.03	6.09	0.83	0.239	16.3	0.85

σ_y : 降伏応力度

σ_u : 引張り強度

γ : 降伏比

ϵ_y : 降伏ひずみ度

ϵ_u : 伸び

ϵ_{st} : ひずみ硬化開始時のひずみ度

表5.3 コンクリートの調合

コンクリートの種類	設計強度 (kg/cm ²)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
普通ポルトランドセメント	300	8	49	45
調合(kg/m ³)				
水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
170.9	368	838	1018	0.11

5. 2. 3 加力装置および加力方法

加力装置を図5.2に示す。これは第3章の装置と全く同様である。実験は、鉛直荷重Pを試験体に500tアムスラー型試験機で加え、一定に保持したあとにオイルジャッキで準静的に水平力Hを加えた。試験体の柱脚部は支持ビームにPC鋼棒を用いて固定されている。水平力の加力方法は、単調加力用の試験体には、加力装置の能力の範囲内あるいは試験体に載荷した軸力が維持できる範囲内でできる限り大きい水平変位を与えた。繰返し加力用の試験体には、柱部材角(δ / ℓ)で制御し、まず部材角 $1/200$ の一定振幅で水平力を2サイクル加えた。その後、変位振幅を2サイクルごとに $1/200$ づつ増加させた。なお試験体はすべて、溶接シーム部分がウェブ位置になるように設置している。

5. 2. 4 計測方法

測定方法も2章と同様である。鉛直荷重は試験機の計測部、水平力はジャッキ先端部にとりつけた20トン容量のロードセルで計測した。試験体の水平変位は、支持ビーム上に設置した変位形で計測した。また、試験体各部にひずみゲージを貼付し、ひずみの計測を行っている。

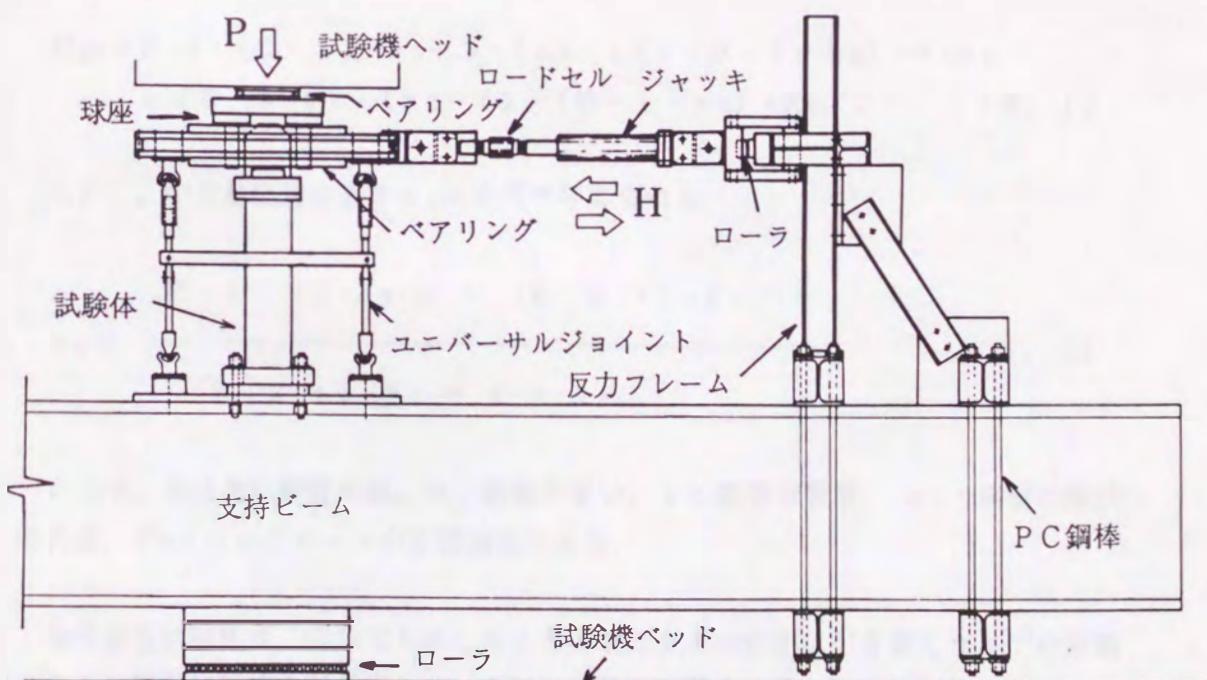


図5.2 加力装置

5. 2. 5 実験結果

(1) 単調挙動 図5. 3に単調載荷を受ける試験体の水平力(H) - 水平変位(δ)関係を示す。図5. 3(a) ~ (d), (f) ~ (h)は、同じ幅厚比、軸力比をもつ充填鋼管と中空钢管試験体の結果を比較して示した。また、(e)では、充填钢管試験体、(i), (j)に中空钢管試験体の結果を示している。

図中f, wでフランジおよびウェブの肉眼による座屈発生点、mで最大耐力を示している。また、充填钢管試験体に対して、rでフランジとウェブの座屈変形が成長し钢管角部が曲がり出した点を、c rで亀裂が発生した点を示している。一点鎖線は剛塑性崩壊直線である。剛塑性崩壊直線は、前章と同様に柱脚部に塑性ヒンジが生じるとして求めた。塑性ヒンジ点での曲げモーメント M_{pc} は、図5. 4に示すように、鋼材は中立軸より圧縮側は圧縮で、引張側は引張で降伏しており、コンクリートは引張強度は無視し、圧縮側は圧縮強度 F_c の長方形分布をしていると仮定して次式で求めた(但し、塑性中立軸はウェブにある場合である)。なお角形钢管隅角部の円弧部分は無視して完全な矩形としている。

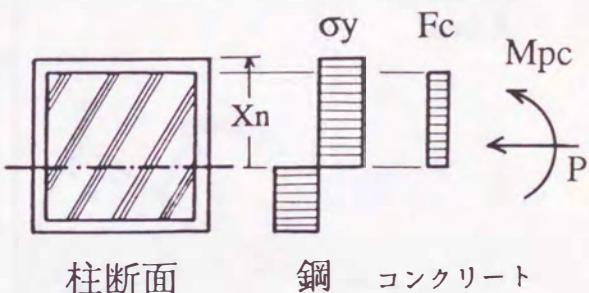


図5.4 M_{pc} 算定の応力分布

$$M_{pc} = B \cdot t \cdot (D - t) \cdot \sigma_y + 2 \cdot (x_n - t) \cdot (D - t - x_n) \cdot t \cdot \sigma_y \\ + (B - 2 \cdot t) \cdot (x_n - t) \cdot (D - t - x_n) \cdot F_c / 2 \quad (5.1)$$

ただし、中立軸位置を表す x_n は次式で与えられる。

$$x_n = \frac{P + \{2 \cdot \sigma_y \cdot D + (B - 2 \cdot t) \cdot F_c\} \cdot t}{(B - 2 \cdot t) \cdot F_c + 4 \cdot t \cdot \sigma_y} \quad (5.2)$$

ここで、 B は角形钢管の幅、 D ：钢管のせい、 t ：钢管の板厚、 σ_y ：钢管の降伏応力度、 F_c ：コンクリートの圧縮強度である。

中空钢管試験体は、前章でも示したようにフランジの座屈に引き続くウェブの座屈のあと、急激に抵抗力が低下した。全ての試験体が図中に示す剛塑性崩壊直線に達しなかった。中空钢管では、フランジの局部座屈発生が直ちに最大耐力とはならず、ウェブの座屈で最大耐力となったと考えてよい。

それに対して、コンクリート充填钢管試験体も、中空钢管と同様にフランジの局部座屈、ウェブの局部座屈、钢管角部が直線を保持できなくなるという過程を経るが、

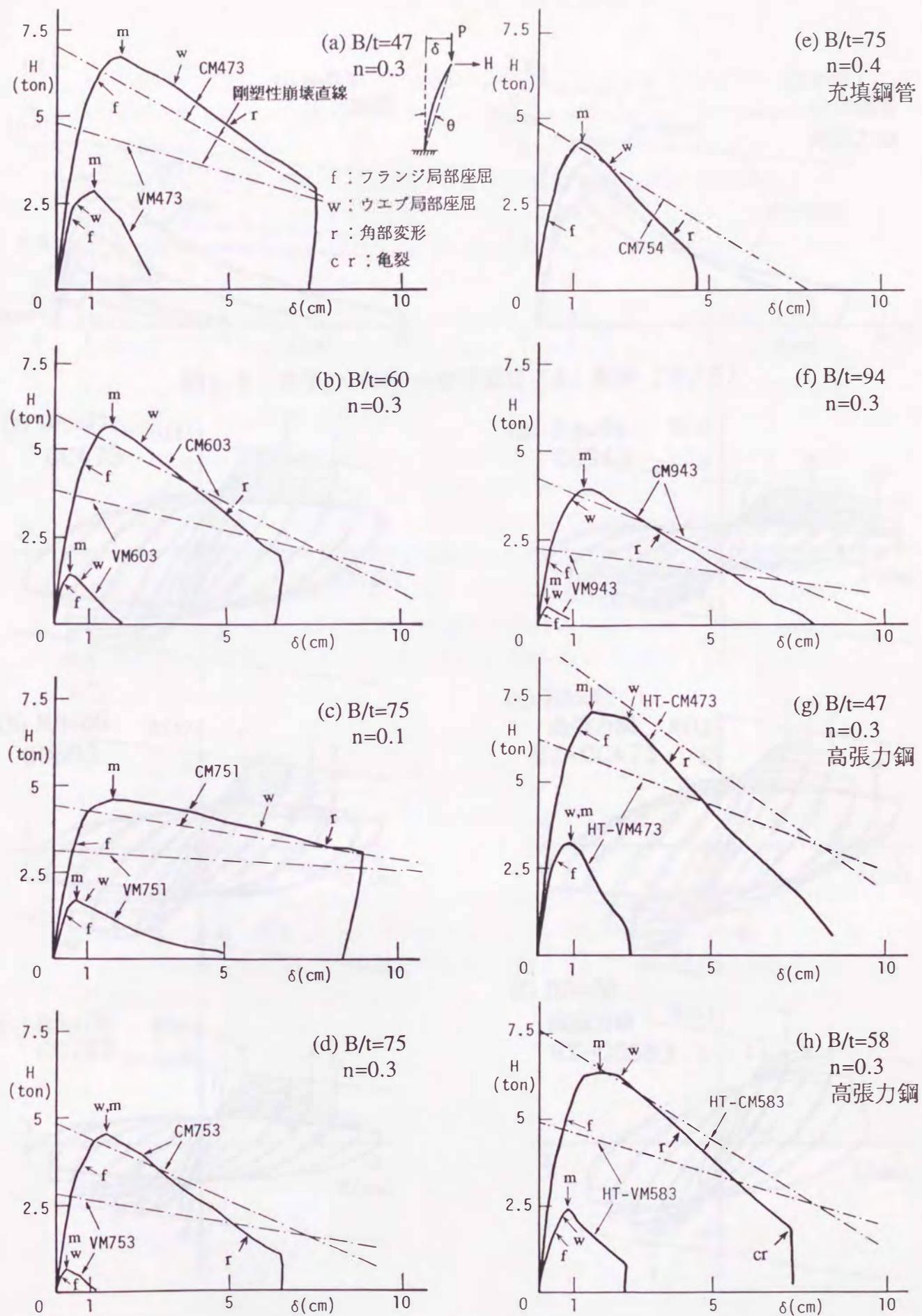


図 5.3 水平力 (H) 一水平変位 (δ) 関係 (つづく)

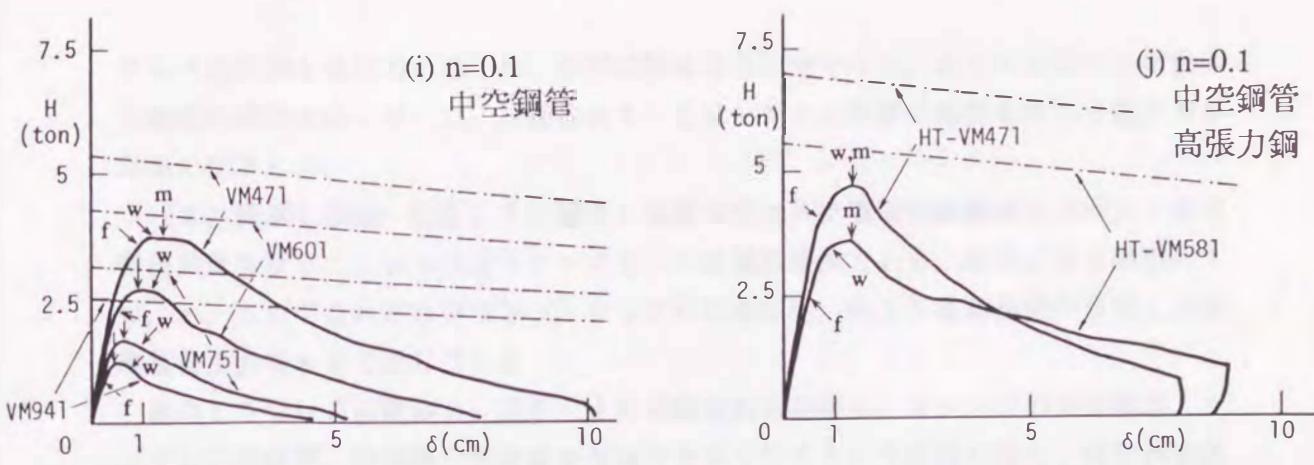


図 5.3 水平力 (H) 一水平変位 (δ) 関係 (つづき)

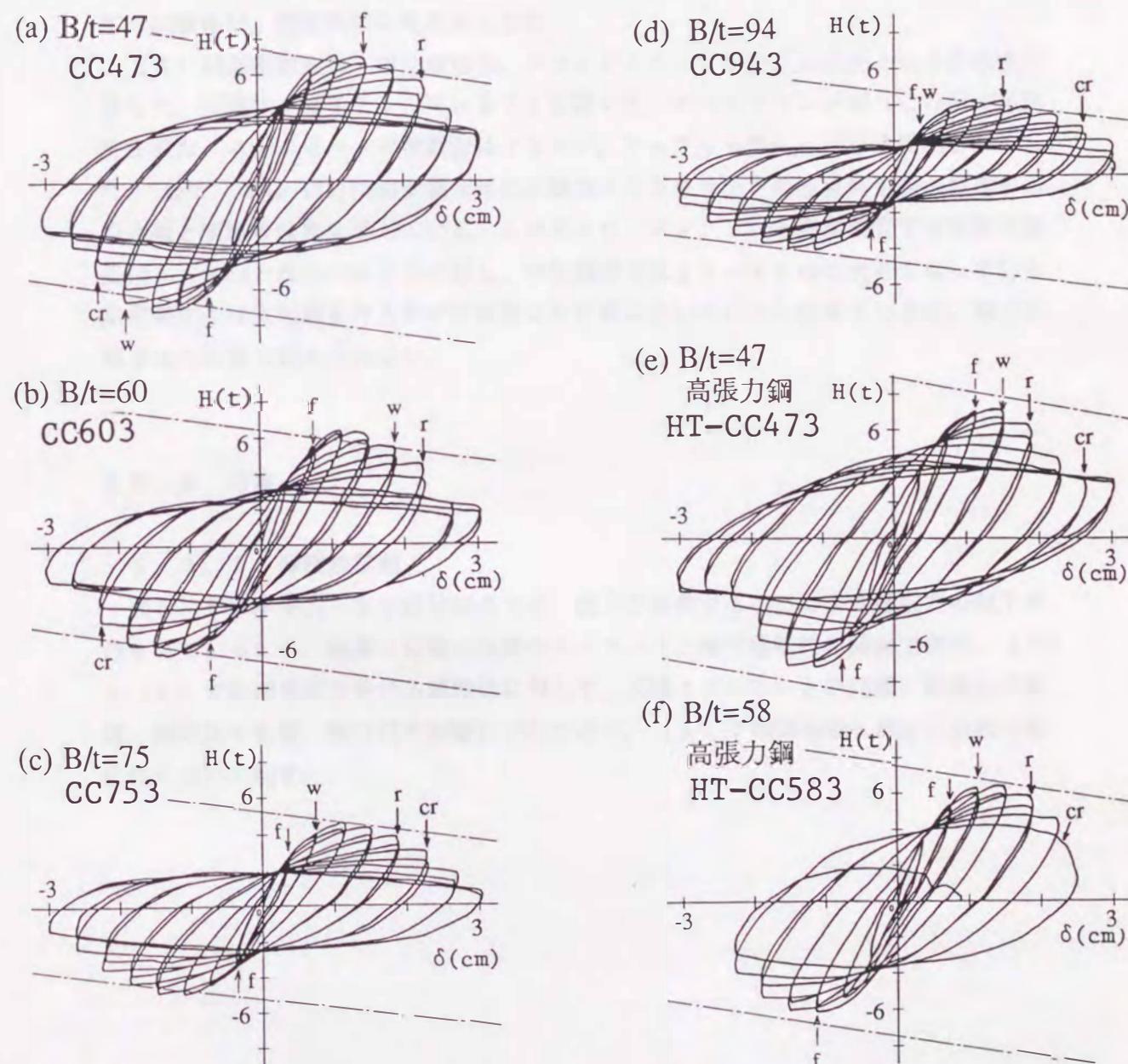


図 5.5 水平力 (H) 一水平変位 (δ) 関係

ウェブ座屈後も抵抗力の低下は、中空試験体ほど急激でなく、ほとんど全ての試験体が剛塑性崩壊直線に達した。試験体 H T - C M 5 8 3 は角部に亀裂を生じて抵抗力が急激に低下した。

(2) 繰返し挙動 図 5. 5 に繰返し載荷を受ける充填鋼管試験体の水平力-水平変位関係を示す。これらは全てコンクリート充填試験体である。図 5. 3 と同様に f , w , r , c_r でそれぞれフランジ、ウェブの局部座屈、および角部が曲がり出した点、亀裂発生点を c_r で示している。

繰返しを受ける試験体も、図 5. 3 の単調挙動と同様に、フランジの局部座屈、ウェブの局部座屈、稜線部分が直線を保持できなくなるという過程を経た。角部が直線を保持出来なくなるあたりより、抵抗力の低下が顕著となることがわかる。その後全ての試験体が、钢管角部に亀裂が生じた。

(3) 局部座屈変形 中空钢管は、フランジとウェブが交互に凸凹となる座屈変形をした。試験体 VM 4 7 1, VM 4 7 3 を除いて、すべてフランジがへこむ形で座屈を生じた。コンクリート充填钢管はフランジ、ウェブとも外にとびだす座屈変形をした。表 5. 4 (p. 125) に処女載荷時に圧縮側となるフランジの座屈発生点の柱脚からの距離と座屈半波長を示している。この表より、コンクリート充填钢管では座屈半波長は 5 ~ 8 cm となっているのに対し、中空钢管では 11 ~ 15 cm と大きくなっている。座屈発生点は充填钢管の方が中空钢管より柱脚に近いところに出来ているが、軸力比、幅厚比の影響は認められない。

§ 5. 3 考察

5. 3. 1 弾塑性挙動

図 5. 3 の水平力-水平変位関係では、軸力が存在することによる抵抗力の低下が含まれているため、前章と同様に柱脚のモーメントと部材回転角の関係で示す。(1) ~ (4) で単調載荷を受ける試験体に対して、充填コンクリートの効果、幅厚比の影響、軸力比の影響、鋼材質の影響について述べ、(5) で単調挙動と繰返し挙動の対応性について記す。

(1) 充填コンクリートの効果

図5.6に充填コンクリートの有無による影響を示す。図5.6の各図は、同じ幅厚比、軸力比を持つ充填鋼管および中空鋼管試験体の実験結果を比較して示している。

図より、コンクリートを充填することにより、耐力、変形能力ともに著しい向上が期待できることがわかる。コンクリート充填鋼管の中空鋼管に対する性能の向上は、中空鋼管とコンクリート充填鋼管では局部座屈モードが違うこと、充填鋼管では、钢管の局部座屈による钢管部分の圧縮抵抗力の低下分をコンクリートが負担でき、局部座屈発生が中空钢管の場合と異なり、直ちに抵抗力の低下とはならないためである。

コンクリート充填の効果は、钢管の幅厚比が大きくなるほど、また軸力比が大きいほど顕著となることが観察される。この主な理由は、幅厚比、軸力比が大きいほど上述の影響が出るためであると考えられる。

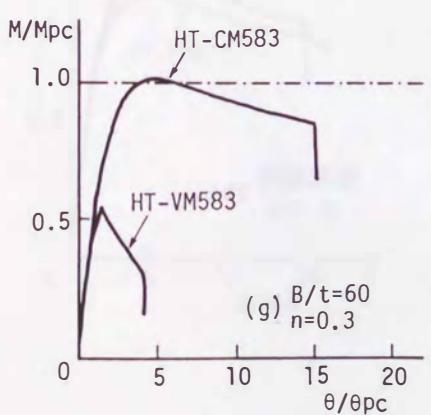
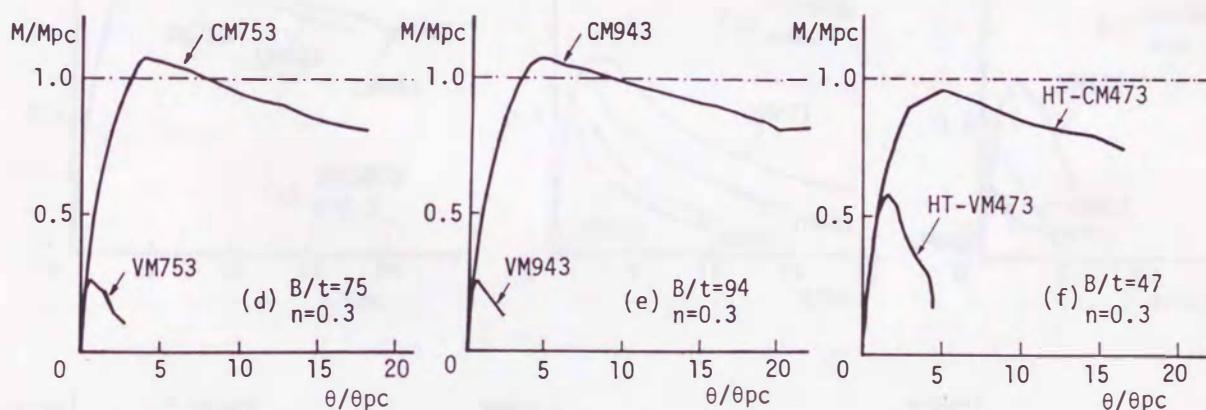
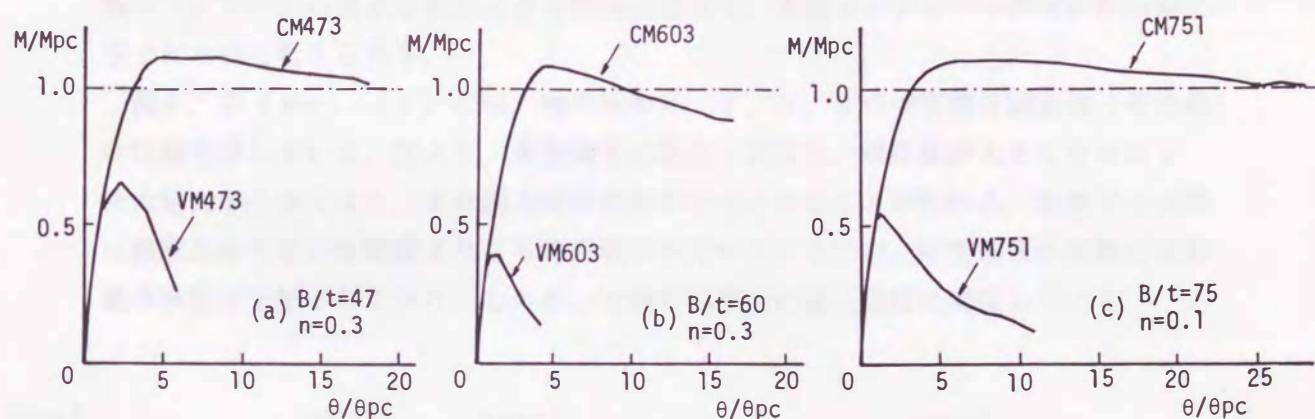
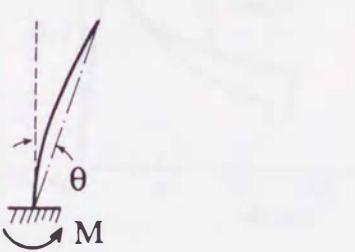


図5.6 充填コンクリートの影響



(2) 幅厚比の影響

図5. 7に幅厚比の影響を示す。

図5. 7 (a) に軸力比が0. 3で幅厚比の異なる充填鋼管試験体（普通鋼）の結果を示している。図より幅厚比の影響は、普通鋼よりなる試験体では、幅厚比が4.7の試験体（CM473）は他の試験体と比べて最大耐力後の抵抗力の低下が少なく、変形性状に差が認められる。幅厚比が6.0, 7.5, 9.4の試験体は耐力・変形性状とも差異は少ない。最大耐力後の変形性状が、幅厚比が4.7と6.0～9.4のもので、差がある理由ははっきりしないが、钢管ウェブの座屈が幅厚比が4.7の試験体は最大耐力後の大変形域（水平変位が3.5mm）で生じたのに対して、他の試験体は、比較的早い段階で生じていることが観察されており、钢管自体の挙動に差があることに加えて、充填コンクリートの拘束効果があまり期待出来なく、充填コンクリートの劣化が早期に生じたものと考えられる。

図5. 7 (b), (c) には、軸力比が0. 1, 0. 3の中空钢管試験体（普通鋼）の結果を示している。図より、充填钢管の場合と異なり、幅厚比が大きくなるほど、最大耐力が小さくなり、また耐力時の変形も小さくなることがわかる。本章での実験は幅厚比の大きい板要素よりなる角形钢管を用いているため、中空钢管の挙動は板要素の座屈に支配されており、したがって钢管幅厚比の値に密接に関係している。

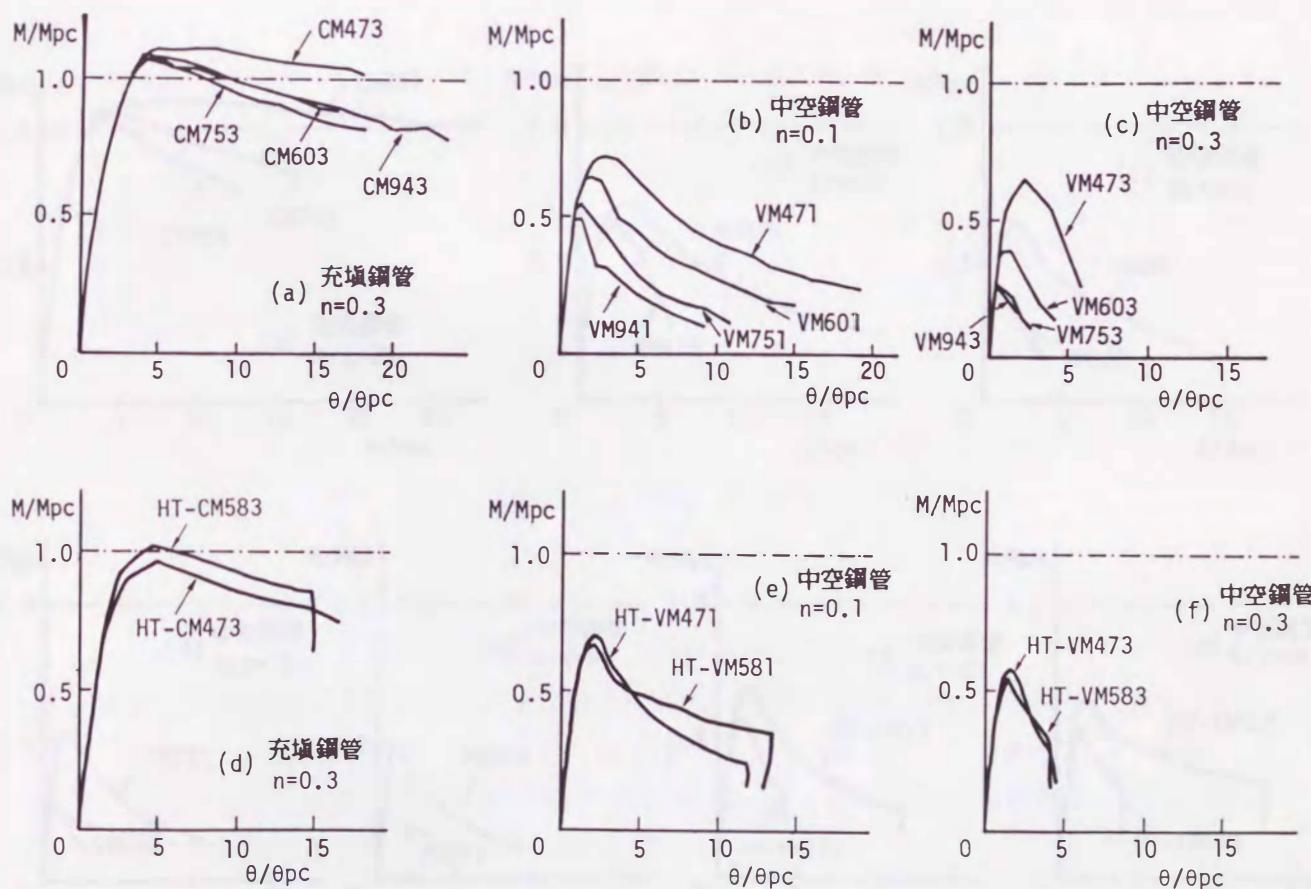


図5.7 幅厚比の影響

図5.7 (d)～(f)には、高張力鋼钢管の実験結果を示している。高張力鋼よりなる充填試験体においては、耐力後の抵抗力の劣化はほぼ同様であるが、幅厚比の大きい試験体の方が最大耐力が大きくなっている。また、中空钢管ではほぼ同等の耐力となっている。原因ははっきりしないが、幅厚比が大きい方が鋼材の降伏比が小さいことが一因であると思われる。

(3) 軸力比の影響

図5.8に軸力比の影響を示す。

図5.8(a)に幅厚比が7.5の充填钢管試験体の結果を示す。図より、最大耐力には大きな差異はないが、耐力後の挙動に違いが見られる。これは軸力比が0.1の試験体(CM751)では、ウェブの局部座屈が水平変位 δ が6cmと大変形域で生じているのに対して、軸力比が0.3, 0.4の試験体は2cm程度と最大耐力に達したとき、あるいは耐力後すぐに生じたことにより、充填コンクリートの圧壊が早まったためであると考えられる。

図5.8(b)～(g)に中空钢管試験体の結果を示す。図より軸力比が大きくなるにつれて最大耐力は小さく、耐力後の抵抗力の低下は大きくなることがわかる。これは、幅厚比の影響の項で記したように、中空钢管試験体の挙動は、局部座屈に支配されており、軸力比が高いほど、局部座屈の発生が小さい変形で生じることによる。

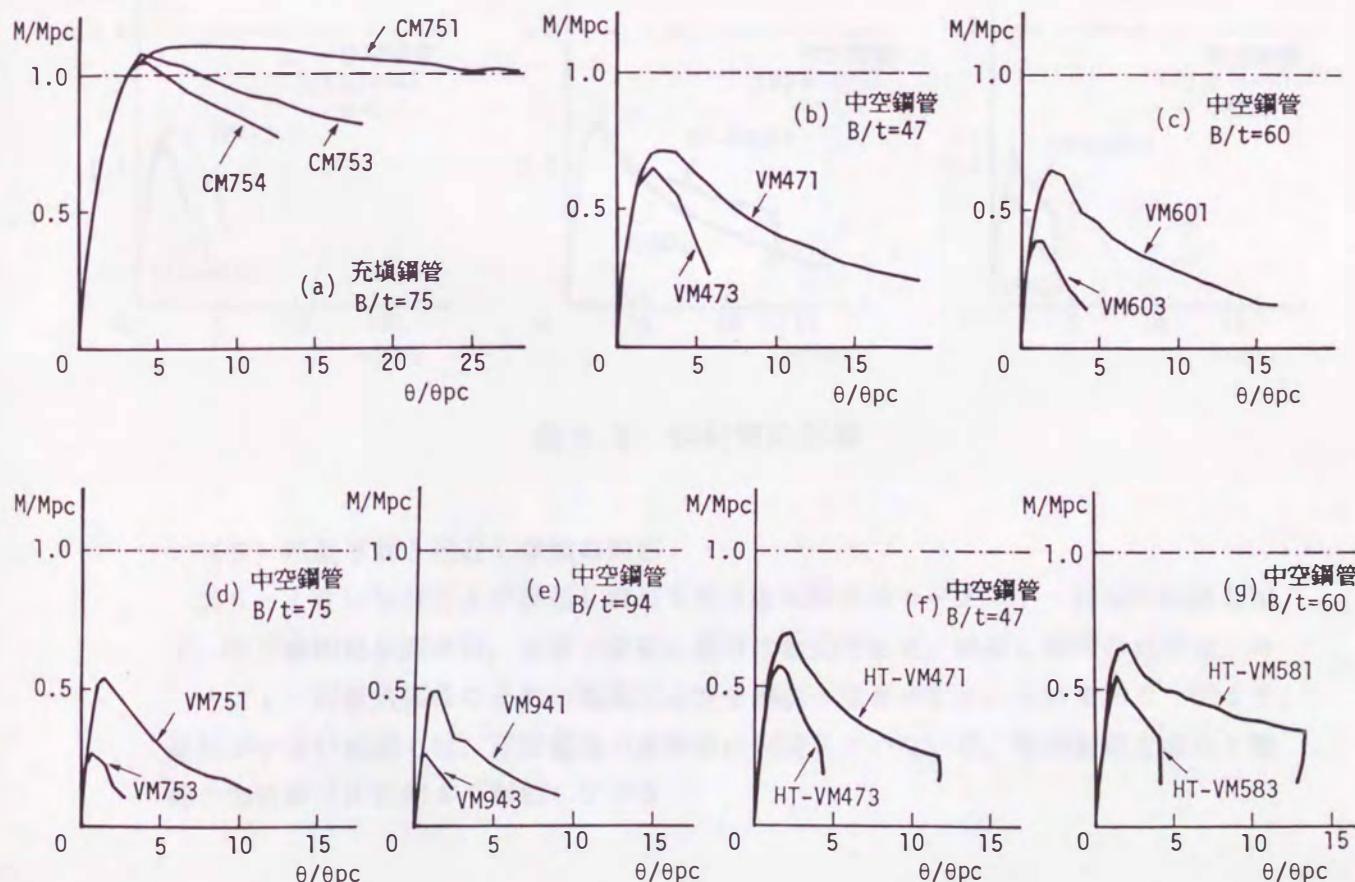


図5.8 軸力比の影響

(4) 鋼材質の影響

図5. 9に鋼材質の比較を示す。

充填試験体と中空試験体のいずれの場合においても、普通鋼よりなる試験体が高張力鋼よりなる試験体の最大耐力を上回っている。この理由は、次項で記すようにフランジの局部座屈は弾性域で生じているので、座屈の発生はほぼ同じ応力で発生するが、座屈応力度と降伏応力度に対する割合は高張力鋼の方が小さくなること、また高張力鋼钢管は（軸力比は普通鋼钢管と同じでも）載荷軸力は大きくなることにより、座屈発生が早まるためであると考えられる。

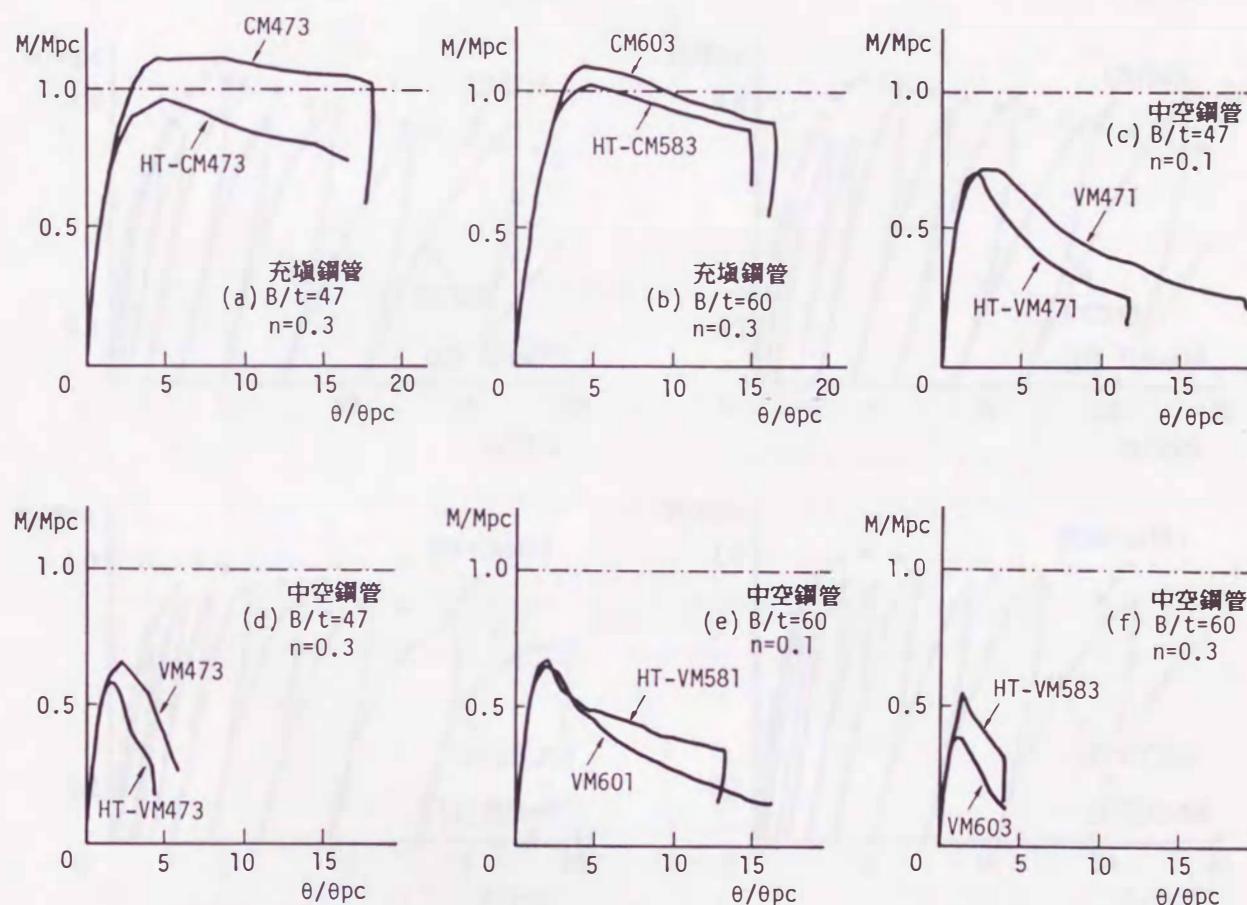


図5.9 鋼材質の影響

(5) 単調挙動と繰返し挙動の対応

図5. 10に単調および繰返し載荷を受ける試験体のモーメントー回転角関係を示す。図中●印は単調載荷、実線は繰返し載荷の結果である。繰返し載荷の結果は、モーメントー回転角関係の正側の各履歴曲線を順次つなぎあわせたものである。図より、変形が小さい範囲では、単調載荷の実験値に到達していないが、単調載荷と繰返し載荷の包絡線は比較的よく対応している。

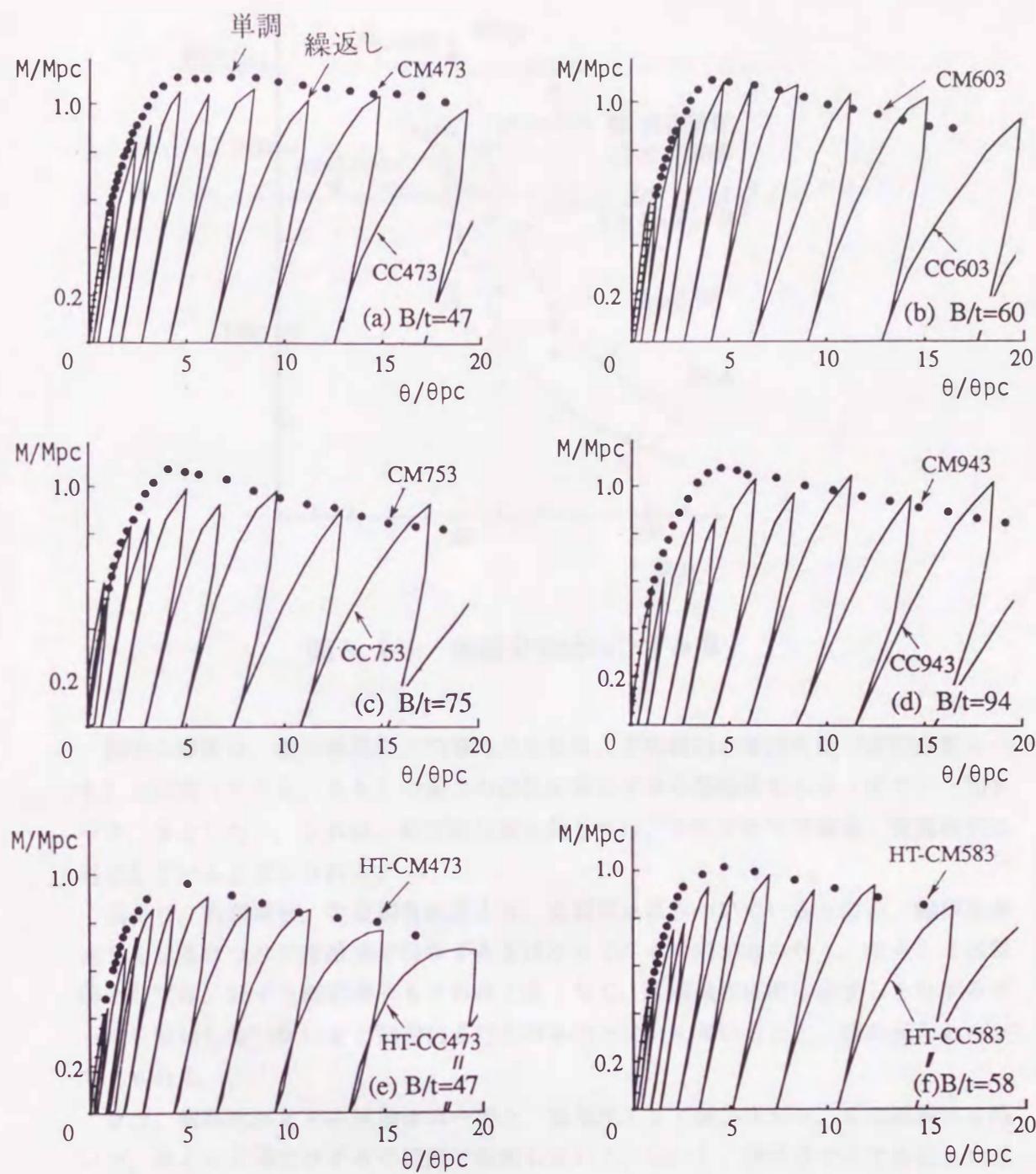


図5.10 単調挙動と繰り返し挙動の対応

5.3.2 ひずみ挙動

(1) フランジの局部座屈発生時のひずみ度 図5.11に単調載荷を受ける試験体の圧縮側フランジの局部座屈発生時ひずみ度 ϵ_{cr} と幅厚比 B/t の関係を、表5.4 (p.125)に ϵ_{cr} の値を示す。●印が充填钢管、○印が中空钢管の実験結果である。幅厚比94、軸力比0.3の中空試験体(VM943)は、ひずみゲージの値より軸力を載荷した段階で座屈したと考えられ、図にはプロットしていない。なお、座屈発生時のひずみは、実験時に座屈が発生した箇所近傍のひずみゲージの値から判定した。

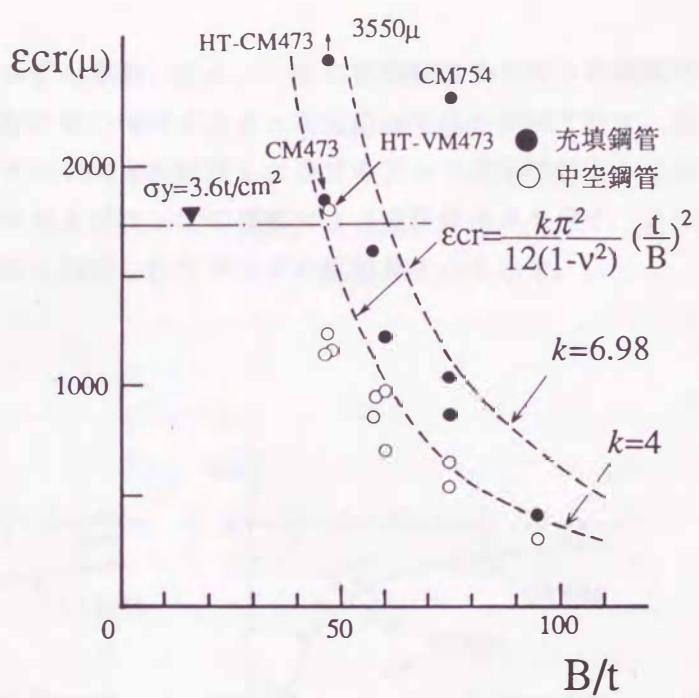


図5.1.1 座屈発生時のひずみ度

図中の破線は、板の載荷辺に均等応力を受け、非載荷辺が単純支持（座屈係数 $k = 4$ ）と固定（ $k = 6.98$ ）の場合の弾性座屈ひずみの理論値である（ポアソン比 $\nu = 0.3$ とした）。これは、純圧縮試験に対しては、それぞれ中空鋼管、充填鋼管に対応していると考えられる。

図より、充填鋼管、中空鋼管両方とも、実験値はばらついているものの、幅厚比が大きくなるにつれて座屈発生時ひずみ度は小さくなる傾向がみられる。ばらつきの原因としては、ひずみ測定箇所もそれほど多くなく、座屈発生位置に必ずしもひずみゲージを貼付していないなど測定値も完全なものとはいえないことと、板の元たわみが考えられる。

また、幅厚比が4.7の試験体の一部と、幅厚比7.5で軸力比が0.4の試験体を除いて、ほとんど弾性ひずみの範囲で座屈している。しかし、弾性ひずみで座屈した試験体も、中空鋼管試験体では、座屈係数 $k = 4$ に対する理論値には達していない。また、充填鋼管に対しても、 $k = 6.98$ に対する理論値には達していない。しかしながら、中空鋼管に対しては、実験値は $k = 4$ の理論線に概ね沿っており、充填鋼管に対しては $k = 4$ と 6.98 の間にあることが観察される。

充填鋼管と中空鋼管の座屈発生時のひずみ度の違いに対しては、充填鋼管の方が中空鋼管よりも大きくなっている。この理由は、充填コンクリートが板要素の座屈を拘束しているためである。実験結果から、フランジ板要素の座屈発生時のひずみは、充填鋼管の方が中空鋼管よりも大きくなることが確かめられた。

(2) ひずみ挙動 図5.12に単調載荷を受ける充填鋼管試験体の柱脚より45cm上の断面の重心軸ひずみと水平変位の関係を実線で示す。重心軸ひずみは圧縮側、引張側フランジ中央に貼付したひずみゲージの平均値として求めた。図中に、f, wでフランジおよびウェブの観察による座屈発生点を示す。また、○で前節で示したゲージの値から判定したフランジの座屈発生点を示す。

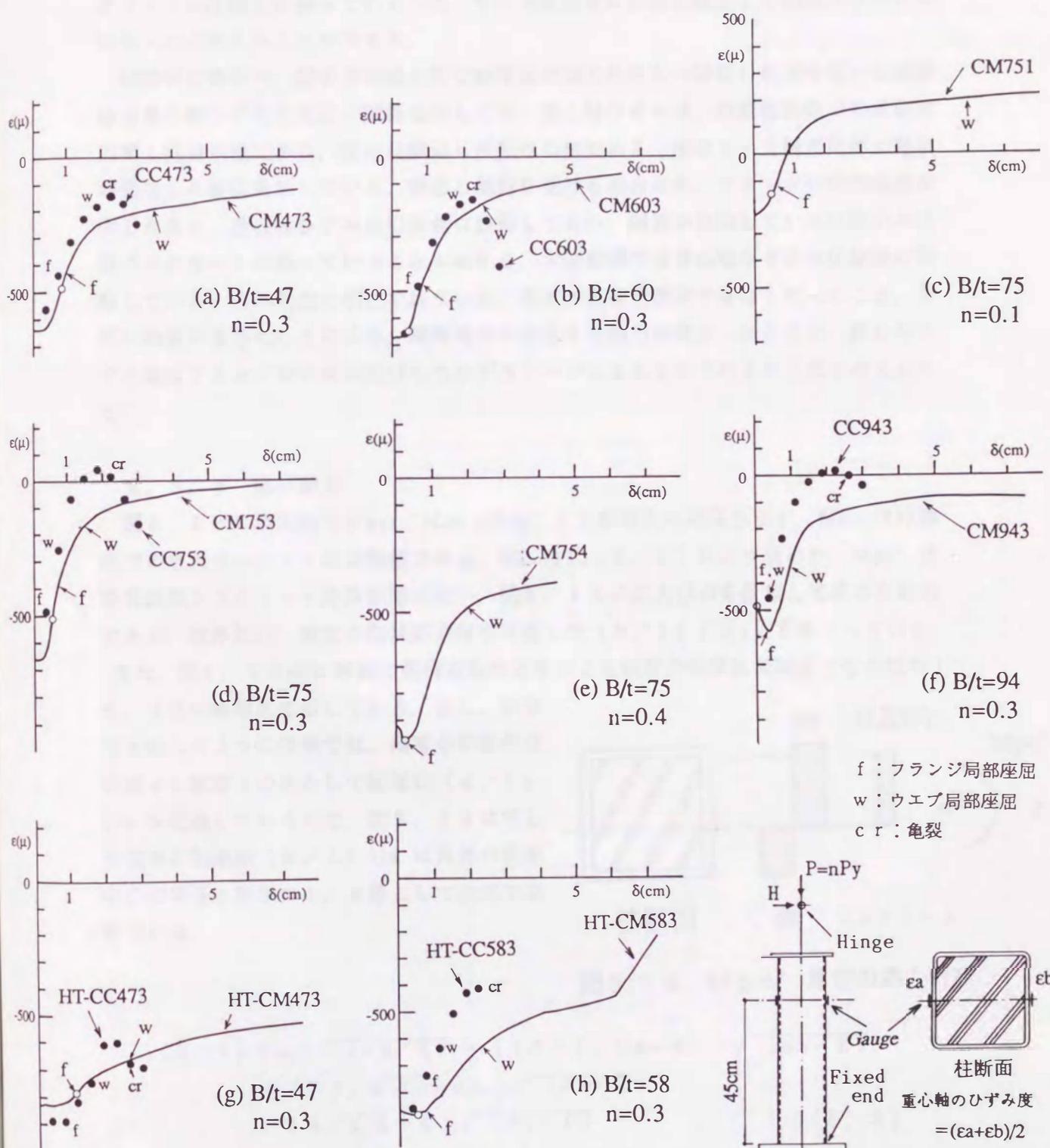


図5.12 重心軸ひずみ度-水平変位関係

この図より、観察による局部座屈発生点はひずみゲージによるものより遅れていること、○印のフランジ座屈発生点近傍より、重心軸のひずみ度は引張側に移動していることが観察される。また、ウェブの座屈が観察された後はひずみの変化が小さくなることがわかる。以上のこととは、フランジの座屈が生じたあと、鋼管とコンクリートの間で力のやり取りがあること、すなわち鋼管に作用している圧縮力が減少し、コンクリートに圧縮力が移っていること、ウェブ座屈後に柱材全体として崩壊メカニズムになったと考えることができる。

同図中に●印で、図中の実線と同じ幅厚比と軸力比をもつ繰返し載荷を受ける試験体の重心軸ひずみと変位の関係を示してある。重心軸ひずみは、各変位振幅での正側加力第1回目の値であり、変位は繰返し反転点の値である。図中c rで鋼管角部に亀裂が発生した変位を示している。繰返し載荷を受ける場合にも、フランジの局部座屈が生じたあと、重心軸ひずみは引張側に移動しており、鋼管の負担していた圧縮力が充填コンクリートに移っていることがわかる。大変形域では重心軸ひずみは圧縮側に移動している。この理由は明白ではないが、角部が直線を保持できなくなったこと、角部に亀裂が生じたことにより、鋼管角部の負担する応力が減少したこと、重心軸ひずみ度はフランジの中央に貼付したひずみゲージによるものであるからだと考えられる。

5. 3. 3 曲げ耐力

図5. 13に最大耐力 M_{max}/Mpc (Mpc') と幅厚比の関係を示す。 M_{max} は柱脚部での最大モーメントの実験値である。 Mpc は式(5. 1)により求めた。 Mpc' は鉄骨鉄筋コンクリート計算規準に従い、図5. 14の応力分布を仮定して求めた耐力である。幅厚比は、鋼管の降伏応力度を考慮した $(B/t)\sqrt{\sigma_y/E}$ をとっている。

また、図5. 13中に破線で鋼構造設計規準による鋼管の幅厚比制限値とその値の1.5, 2倍の幅厚比を示している。但し、前章でも記したように規準では、鋼管の平板部分の幅 d と板厚 t の比として幅厚比 (d/t) l_{im} を定義しているので、図5. 13に示した規準の制限値 (B/t) l_{im} は角部の板厚中心の半径を板厚の1.5倍として次式で求めている。

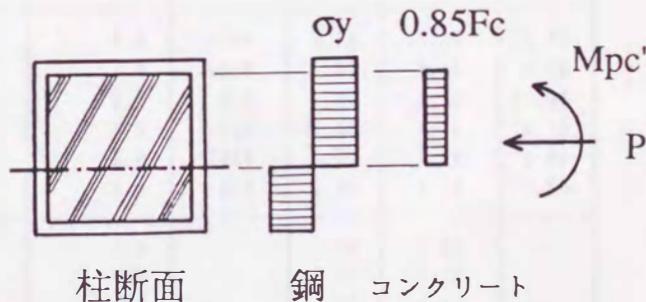


図5.14 Mpc' 算定の応力分布

$$\begin{aligned}
 (B/t) l_{im} \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)} &= \{(d/t) l_{im} + 4\} \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)} \\
 &= \{7.4/\sqrt{\sigma_y} + 4\} \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)} \\
 &= 7.4/\sqrt{E} + 4 \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)}
 \end{aligned} \tag{5. 3}$$

但し、応力の次元は t/cm^2 であり、許容応力度を決めるための基準値 F を降伏応力度 σ_y としている。式(5.3)の σ_y は、普通鋼の降伏応力度の平均値 $3.76 t/cm^2$ を用いた。

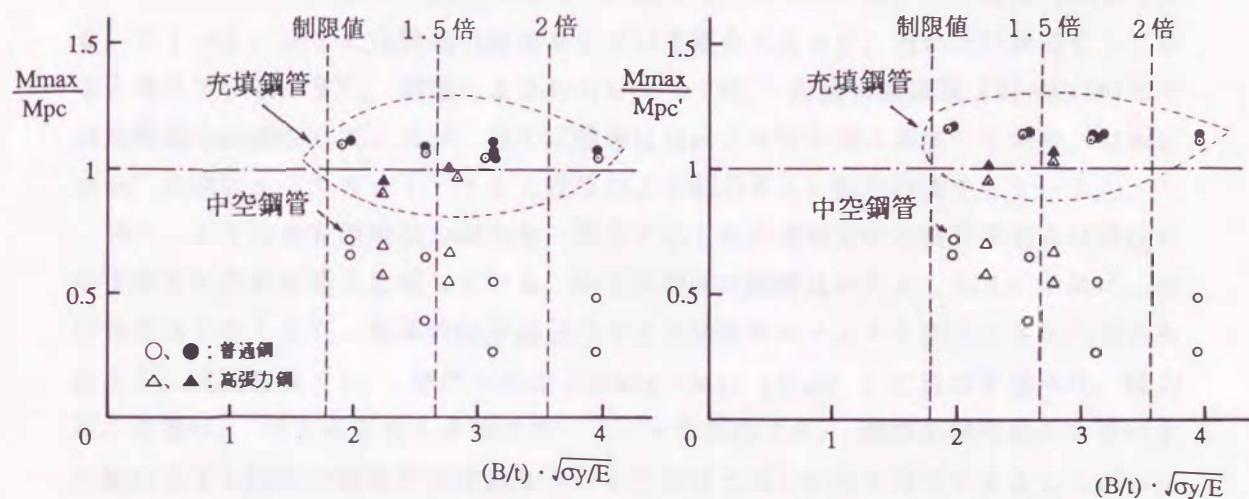


図 5.13 $M_{\text{max}} / M_{\text{pc}} \text{ (} M_{\text{pc'}} \text{)}$ 一幅厚比関係

表 5.4 座屈発生位置、座屈発生時のひずみ度、終局曲げ耐力および変形能力

充填の有無	No.	試験体	公称幅厚比	座屈位置(cm)	座屈半波長(cm)	ε_{cr} (μ)	$\frac{M_{\text{max}}}{M_{\text{pc}}}$	$\frac{M_{\text{max}}}{M_{\text{pc'}}}$	R 95
中空 (普通鋼)	1	VM471	46.9	8.0	12.8	1146	0.72	0.72	3.10
	2	VM473	46.9	13.5	12.8	1164	0.66	0.66	1.80
	3	VM601	60.0	15.5	13.8	980	0.65	0.65	1.75
	4	VM603	60.0	19.0	14.8	705	0.39	0.39	0.56
	5	VM751	75.0	12.5	11.8	657	0.55	0.55	0.76
	6	VM753	75.0	10.0	11.3	546	0.27	0.27	0.00
	7	VM941	93.8	16.5	11.8	304	0.49	0.49	0.53
	8	VM943	93.8	20.0	11.8	-	0.27	0.27	0.00
充填 (普通鋼)	9	CM473	46.9	10.0	6.8	1848	1.11	1.17	12.78
	10	CM603	60.0	6.0	5.8	1228	1.09	1.15	7.08
	11	CM751	75.0	3.5	6.3	879	1.11	1.13	17.56
	12	CM753	75.0	11.5	5.3	1050	1.08	1.14	6.16
	13	CM754	75.0	4.5	6.8	2324	1.05	1.14	4.61
	14	CM943	93.8	6.0	5.8	409	1.08	1.14	7.08
	15	CC473	46.9	6.0	7.8	-	1.10	1.16	-
	16	CC603	60.0	5.5	6.8	-	1.07	1.14	-
中空 (高張力鋼)	17	CC753	75.0	3.5	8.3	-	1.05	1.12	-
	18	CC943	93.8	6.5	6.8	-	1.05	1.12	-
	19	HT-VM471	46.9	6.0	10.8	1248	0.70	0.70	1.56
	20	HT-VM473	46.9	7.5	12.8	1818	0.58	0.58	1.06
充填 (高張力鋼)	21	HT-VM581	57.7	10.5	11.8	954	0.67	0.67	1.33
	22	HT-VM583	57.7	13.0	11.8	858	0.55	0.55	0.56
	23	HT-CM473	46.9	7.0	6.8	3550	0.96	1.01	6.27
	24	HT-CM583	57.7	5.0	7.8	1622	1.01	1.07	7.15
	25	HT-CC473	46.9	6.0	8.3	-	0.91	0.95	-
	26	HT-CC583	57.7	11.0	7.8	-	0.98	1.03	-

図5.13より、充填鋼管は規準の幅厚比制限値の2倍以上でも、普通鋼鋼管であれば計算による終局曲げ強度Mpcを発揮できることがわかる。表5.4にはM_{max}/MpcとM_{max}/Mpc'の値を記しているが、充填鋼管ではM_{max}/Mpcの値は普通鋼で1.05～1.11といい精度で耐力を評価していることがわかる。高張力鋼管では、0.91～1.01と危険側の評価をしている場合もあるが、概ねよい評価をしていると考えてよい。また、規準による耐力Mpc'では、高張力鋼鋼管(HT-CC473)で1体危険側の評価をしているが、他の試験体はMpcより安全側に評価しており、M_{max}/Mpc'の値は0.95～1.17と規準による耐力もよい耐力評価をしている。

図5.15には充填鋼管の耐力を、前章で示した中空鋼管の実験結果および既往の中空鋼管の実験結果と比較している。中空試験体は幅厚比が大きくなるにつれて、曲げ強度は小さくなり、規準の制限値以内でも全塑性モーメントを期待できない場合もあるが、充填鋼管では、無次元化耐力M_{max}/Mpc(Mpc')に及ぼす幅厚比、軸力比の影響は、ほとんどなく全塑性モーメントを期待でき、規準の制限値の2倍以上の幅厚比でも指針の幅厚比制限値をもつ中空鋼管と同じ耐力を発揮できることがわかる。

図5.16に終局曲げ耐力に関するM-N相関曲線を示す。M-N相関関係の理論値は、図5.4に示す応力分布を仮定して求めた。本章の実験は、最大の軸力比が0.4であり、今後軸力比が高い場合の挙動を調べることが必要であろう。

5.3.2ひずみ挙動の項で、ほとんどの試験体は弾性範囲でフランジの局部座屈が生じたことを示した。薄板は、座屈後すぐに抵抗力は低下せず、座屈後も強度が上昇することが知られており、終局強度は有効幅の概念を用いて、概ね評価できることがわかっている。しかし、本章で行った幅厚比の大きいコンクリート充填角形鋼管の耐力は、有効幅の概念を用いて計算した耐力よりも大きな耐力を発揮し、鋼管の全断

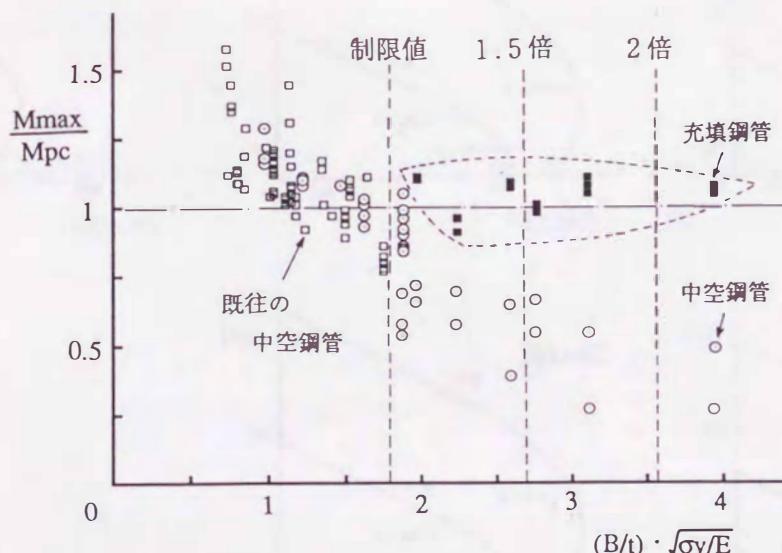


図5.15 M_{max}/Mpc - 幅厚比関係（既往の研究を含む）

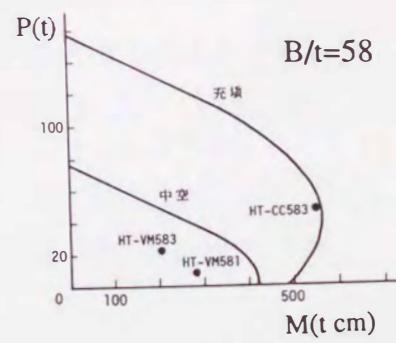
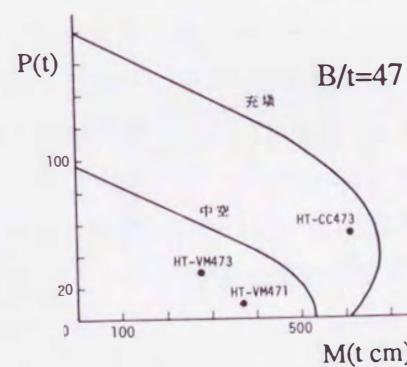
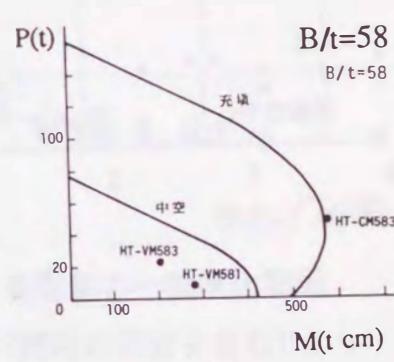
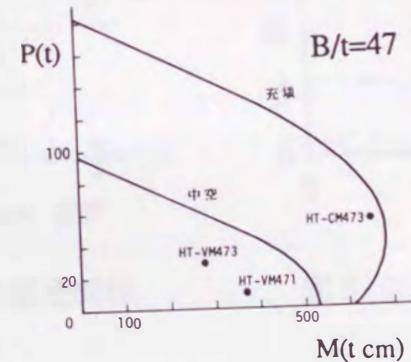
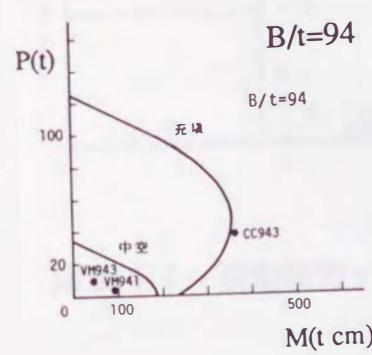
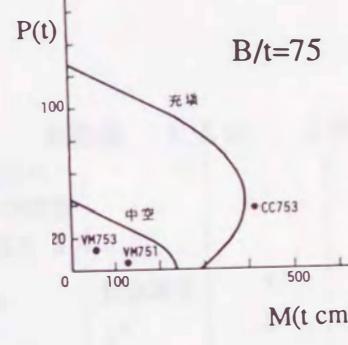
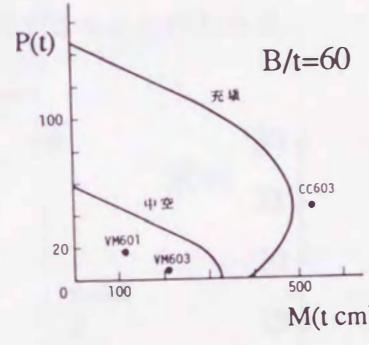
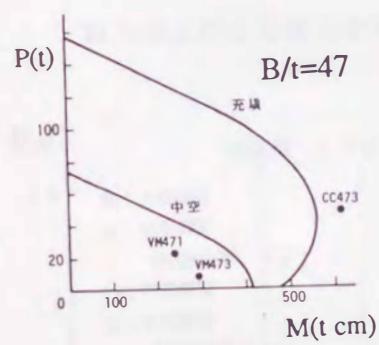
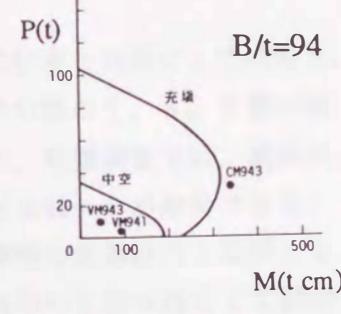
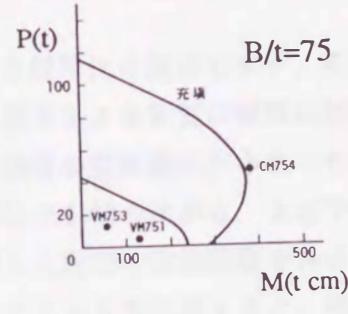
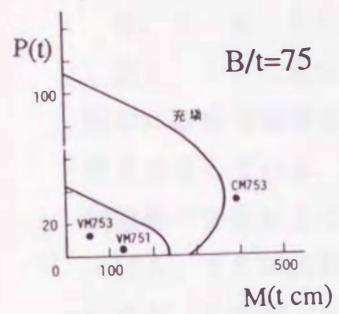
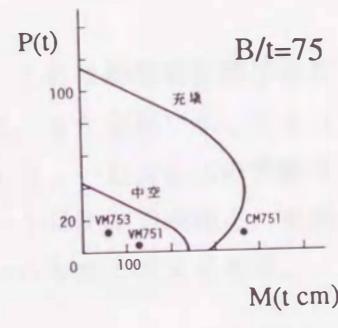
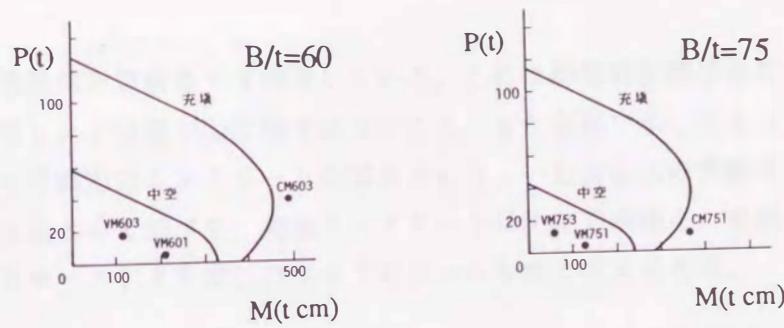
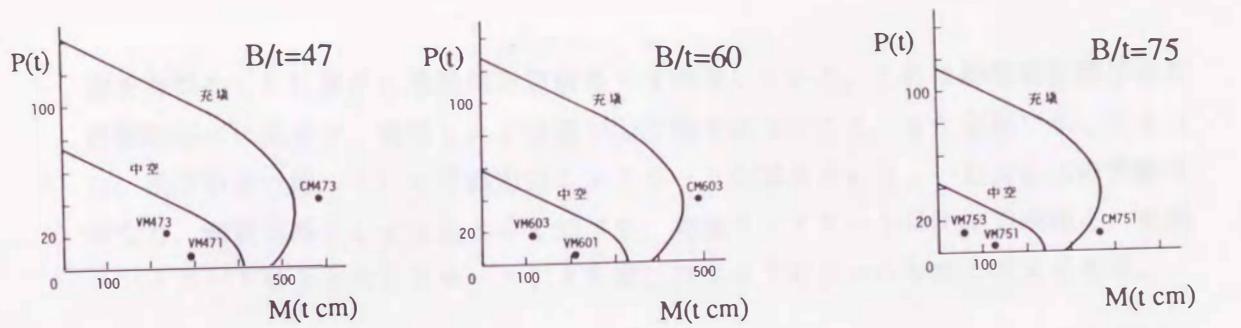


図 5.1.6 $M - P$ 相関関係

面を有効とした計算値に普通鋼充填鋼管では到達している。これは局部座屈発生点が柱脚断面には生ぜず、塑性ヒンジ位置が固定端ではないこと、また前節で示したように、钢管が受け持っていた圧縮力がコンクリートに移るという、いわば応力の再配分が生じ、钢管自身としては主として曲げを、充填コンクリートは圧縮力が増え、充填コンクリートはより大きなモーメントを受け持つようになったためと考えられる。

5. 3. 4 変形能力

図5. 17に変形能力と幅厚比の関係を示す。変形能力は前章と同様にして求めた。図中に破線で鋼構造設計規準による钢管の幅厚比制限値とその値の1.5, 2倍の幅厚比を示している。中空钢管の変形能力が小さいのに対して、充填钢管では、規準の制限値の2倍以上の幅厚比でも軸力比が0.3以下であれば $R_{95}=6$ が期待できる。

図5. 18に前章で記した既往の実験結果を含めた中空钢管の変形能力と比較しているが、この図よりコンクリートを充填すると、幅厚比が規準の2倍を超えても鋼構造塑性設計指針の制限値の幅厚比（無次元化幅厚比=1.03）をもつ試験体の変形能力以上の変形能力が期待できることがわかる。

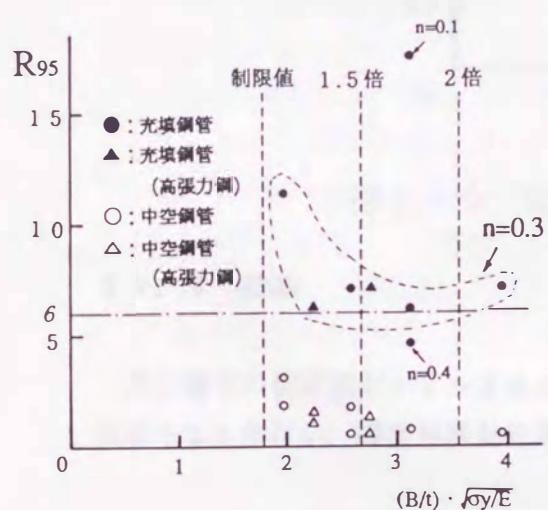


図5.17 変形能力一幅厚比関係

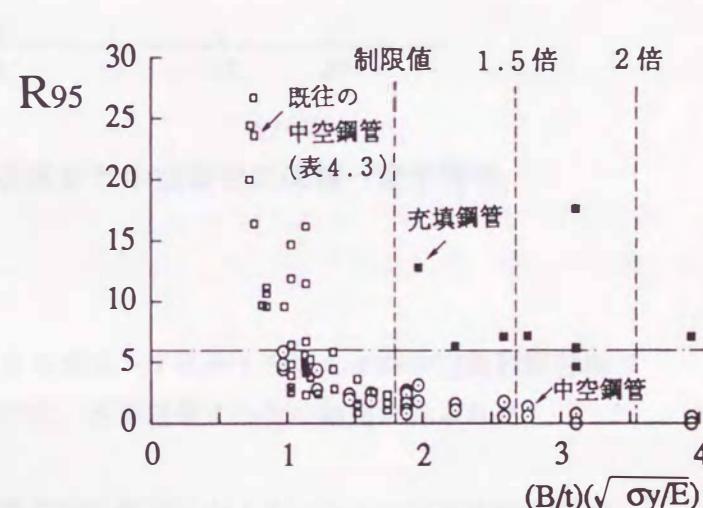


図5.18 変形能力一幅厚比関係
(既往の研究を含む)

5.3.5 コンクリート充填鋼管に対する幅厚比の制限値

鋼構造設計規準の幅厚比制限値をもつ中空鋼管と同等な耐力および変形能力をもつコンクリート充填角形钢管柱の幅厚比を充填钢管に対する幅厚比制限値と考えれば、5.3.3, 5.3.4よりコンクリート充填钢管の幅厚比制限値は規準の幅厚比制限値の2倍程度まで緩和できる。図5.19に钢管外径が15cmで一定で、幅厚比が9.4, 軸力比が0.3の充填钢管、および前章で示した幅厚比が2.5, 3.3で軸力比が0.3の中空钢管のM/Mpc - θ/θpc関係を示している。同図からもコンクリートを充填することにより、幅厚比が2倍以上でも同等以上の性能があることがわかる。

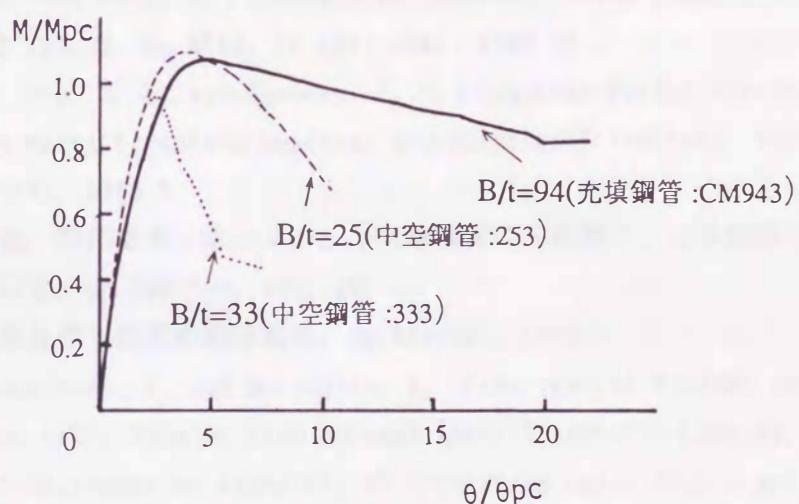


図5.19 充填钢管と中空钢管の荷重-変形関係

§ 5.4 結論

角形钢管の板要素が4.7～9.4よりなるコンクリート充填および中空角形钢管柱の実験を26体行い、弾塑性挙動を調べた。実験結果より次の結論が得られた。

1) コンクリート充填钢管柱は钢管部分の幅厚比が4.7～9.4と大きな値を持ち、钢管の板要素が弹性域で座屈するような場合でも、全塑性応力分布から計算した耐力を期待できる。この理由は、フランジの座屈後、钢管が受け持っていた圧縮力がコンクリートに移るという、いわば応力の再配分が生じたためである。しかしながら、中空钢管では、局部座屈の発生により全塑性モーメントに到達できない。

2) コンクリート充填钢管の終局曲げ耐力は、図5.4に示した全塑性応力分布を仮定して求めた耐力でおおむね予測できる。

3) コンクリート充填钢管柱の変形能力は、中空钢管に比べて非常に大きい。軸力比が0.3以内であれば、変形能力R95 = 6が期待できる。

4) 以上のことより、コンクリート充填钢管の幅厚比制限値は中空钢管の制限値の2倍程度まで緩和できる。

第5章の参考文献

5. 1)日本建築学会：鋼構造設計規準，1970. 5.
5. 2)日本建築学会：鋼管コンクリート構造設計規準・同解説，1967. 6.
5. 3)日本建築学会：鋼管コンクリート構造計算規準・同解説，1980. 2.
5. 4)日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987. 6.
5. 5)Furlong, R. W. : Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns, ASCE Vol. 93, No. ST5, PP. 113-124, 1967. 10.
5. 6)Knowles, R. E. and Park, R. : Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns, ASCE Vol. 95, No. ST12, PP. 2565-2587, 1969. 12.
5. 7)Neogi, P. K., Sen, H. K. and Chapman, J. C. : Concrete-Filled Tubular Steel Columns under Eccentric Loading, The Structural Engineer, Vol. 47 No. 5, pp. 187-195, 1969. 5.
5. 8)仲威雄, 加藤勉, 阿部信男：コンクリート充填鋼管の圧縮強さ, 日本建築学会論文報告集, 第69号, pp. 605-608, 1961. 10.
5. 9)鋼管構造研究委員会：住友の钢管構造, pp. 321-333, 1964. 5.
5. 10)Tomii, M., Yoshimura, K. and Morishita, Y. : Experimental Studies on Concret Filled Steel Tubular Stub Columns under Concentric Loading, International Colloquim on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads, SSRC/ASCE/Washington, D. C., PP. 718-741, 1977. 3.
5. 11)山田稔, 坂恵一己, 近藤一雄：軸圧をうけるコンクリート充填鋼管柱の弾塑性曲げ変形性状に関する研究（I：一方向曲げ-実験並びに解析），日本建築学会論文報告集, 第233号, 1975. 7.
5. 12)山田稔, 河村廣ほか：軸圧をうける角形鋼管コンクリート部材の弾塑性曲げ変形性状に関する研究（X I），日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 2129-2130, 1981. 9.
5. 13)加藤勉, 秋山宏ほか：水平力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱の実験的研究, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 149-152, 1976.
5. 14)加藤勉, 秋山宏ほか：水平力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱の実験的研究（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1535-1536, 1976. 10.
5. 15)加藤勉, 秋山宏ほか：水平力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱の実験的研究（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1473-1474, 1977. 10.
5. 16)若林實, 佐々木良一ほか：鋼管コンクリート柱のせん断強度に関する一実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1483-1489, 1977. 10,
5. 17)若林實, 佐々木良一ほか：鋼管コンクリート柱のせん断破壊性状に関する実験的研究（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1895-1896, 1978. 9.

- 5.18)Masahide TOMII, Kenji SAKINO : Experimental Studies on the Ultimate Moment of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns, 日本建築学会論文報告集, 第275号, 1979.
- 5.19)Masahide TOMII, Kenji SAKINO : Elasto-Plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns, 日本建築学会論文報告集, 第280号, 1979
- 5.20)Masahide TOMII, Kenji SAKINO : Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns Subjected To Monotonic Shearing Force and Constant Axial Force, 日本建築学会論文報告集, 第281号, 1979.
- 5.21)Kenji SAKINO, Hisayoshi ISHIBASHI : Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Short Columns Subjected to Cyclic Shearing Force and Constant Axial Force, 日本建築学会論文報告集, 第353号, 1985.
- 5.22)斎藤豊ほか : 充填型鋼管コンクリート柱に関する研究(その1) - (その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, PP. 1613-1624, 1989.10.
- 5.23)崎野健治 : 一定軸力下で曲げ・せん断を受けるコンクリート充填正方形鋼管柱の単調および繰返し弾塑性変形性状に関する実験的研究, 九州大学学位論文, 1981.12.
- 5.24)鈴木敏郎, 木村 衛他 : コンクリート充てん角形鋼管柱の弾塑性性状について 日本建築学会論文報告集, 第345号, pp. 70-78, 1984.
- 5.25)Chiaki MATSUI : Local Buckling of Concrete Filled Steel Square Tubular Columns, IABSE-ECCS Symposium on Steel in Buildings, IABSE Reports Vol. 48, pp. 269-276, 1985
- 5.26)Chiaki MATSUI : Strength and Deformation Capacity of Frames Composed of Wide Flange Beams and Concrete Filled Square Steel Tubular Columns, Proc. of Pacific Structural Steel Conference, pp. 169-181, 1986.
- 5.27)小泉肇ほか : U形鋼管と角形管を用いた鉄骨鉄筋コンクリート構造の研究(その3) 柱の構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1667-1668, 1979.9.
- 5.28)松村弘道, 佐久間仁 : 充填型角形鋼管コンクリート柱の耐力と韌性に関する実験, 構造工学論文集, pp. 227-236, 1988.3.
- 5.29)松村弘道, 今野和近 : 充填型角形鋼管コンクリート柱骨組の耐力に及ぼす付着性能の影響, 構造工学論文集, pp. 287-298, 1989.3.

第6章 角形鋼管柱、円形鋼管柱およびコンクリート充填角形鋼管柱の変形性能

本章では、角形鋼管柱、円形鋼管柱およびコンクリート充填角形鋼管柱の变形性能について述べる。これらの構造は、一般的に構造用鋼材を用いて構成されるが、特に角形鋼管柱は、その断面形状から、構造用鋼材の中でも最も柔軟な構造である。また、円形鋼管柱は、構造用鋼材の中でも最も剛性の高い構造である。一方で、コンクリート充填角形鋼管柱は、構造用鋼材の中でも最も剛性の低い構造である。

これらの構造は、一般的に構造用鋼材を用いて構成されるが、特に角形鋼管柱は、その断面形状から、構造用鋼材の中でも最も柔軟な構造である。また、円形鋼管柱は、構造用鋼材の中でも最も剛性の高い構造である。一方で、コンクリート充填角形鋼管柱は、構造用鋼材の中でも最も剛性の低い構造である。

これらの構造は、一般的に構造用鋼材を用いて構成されるが、特に角形鋼管柱は、その断面形状から、構造用鋼材の中でも最も柔軟な構造である。また、円形鋼管柱は、構造用鋼材の中でも最も剛性の高い構造である。一方で、コンクリート充填角形鋼管柱は、構造用鋼材の中でも最も剛性の低い構造である。

§ 6. 1 序

本章の研究目的は、円形鋼管、角形鋼管およびコンクリート充填角形鋼管柱材を対象とし、「構造計算指針・同解説」^{6.1)}、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」^{6.2)}、「鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説」^{6.3)}で変形性能に関して設定されている値の妥当性を、本論文の3章から5章の実験結果をもとに検討することである。

国際的にコンセンサスの得られている構造物の耐震設計の基本的立場は、1) 中規模の地震に対しては、内外装材を含めて構造物に実質的な損傷はなく（財産保護）、2) 大地震に対しては、構造体の崩壊によって人命に損傷を与えてはならない（人命保護）である^{6.4)}。

わが国においては、1981年に新耐震設計法^{6.1)}が施行される以前は、建築物各階の重量に水平震度0.2を乗じて地震力とし、骨組を許容応力度（弾性）設計していた。これは、上記の中規模または大地震のどちらを対象にしているかははっきりしていない。また、地震記録の蓄積や、超高層建築の実現を可能とした動的応答解析の結果より、従来の耐震規定では、地震力を適切に評価しているとは言えないことがわかってきた。すなわち、最大級の地震の地動の加速度は300～400cm/sec²と推定されているが、構造物が弾性であれば加速度応答では1Gにもなりうること、高さ方向の地震力分布も長方形分布ではないこと等である。

すべての建築物に対して、静的予備設計をしたあと動的応答解析を行い、耐震性能を検討することが出来れば理想的だが、現時点では不可能である。新耐震設計法では、一般的な建物の耐震設計に対して、上記の動的応答解析で得られた知見を踏まえて、中地震および大地震時の標準層せん断力係数として、それぞれ、C0=0.2, C0=1を設定し、また地震層せん断力係数の構造物の高さ方向の分布を表すAi分布や、地盤や建築物の固有周期の関数となる振動特性係数Rtを規定し、静的解析で耐震性を検討している。C0=0.2および1は地震力として、それぞれ地動の最大加速度で70～80cm/sec²程度、300～400cm/sec²程度の地震であるが、中地震と大地震の2種類を考えていることは、上記の国際的コンセンサスの得られている耐震設計の基本的立場に立つことを明確にし、また、建築物の設計法の世界的な趨勢となっている限界状態設計法を耐震設計に取り入れたものと考えられる。

新耐震設計法以前の基・規準で設計された建築物が強い地震に耐えたのは、設計震度に対する余剰耐力と降伏後の「粘り」によるものであったと考えられる。すなわち、「粘り」に関しては、弾性構造物に入力される地震力よりも小さい保有耐力をもつ建築物では、構造物各部が降伏するため、構造物に作用する力は保有耐力以上にならず、これに伴う変形に耐えるような降伏後の「粘り」を持つことにより地震に抵抗できたと考えられる。鉄骨構造のように部材の寸法制限をすることにより、「粘り」のある

骨組を設計することが可能である場合には、骨組の塑性変形を許容し、「粘り」で抵抗する骨組の方が経済的な設計ができると考えられる。

「粘り」は、建物の塑性変形能力、エネルギー吸収能力として定量化されるが、新耐震設計法を含めて、それ以後に発表されている「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」、「鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説」では、大地震に対する耐震設計に対して、建築物の「粘り」の重要性を考え、耐震設計に取り入れている。その骨子は、建築物の変形能力、エネルギー吸収能力に応じて、建物に必要な保有水平耐力を低減する、あるいは設計用地震荷重を低減させるというものである。これらの文献では、想定する地震力としては、設計対象としている骨組が線形弹性応答をするとした時、その標準ベースシャー係数を1と考えているが、低減係数の値は弾塑性応答をするときの骨組の終局耐力と塑性変形応答量あるいはエネルギー吸収能力の関係が、線形弹性応答せん断力との対応で関係づけられる必要がある。

骨組の終局耐力を設定した弾塑性地震応答において、その塑性変形応答量と骨組を線形弹性とした時の応答せん断力との関係は、「最大変位一定則」、「ひずみエネルギー一定則」等、種々の提案がなされている。構造物の耐震性を静的解析により確保しようとする場合、骨組が変形性能、エネルギー吸収能力に見合った強度を保有することを確認するという基本的な考え方は一致しているが、建物の保有耐力と変形能力という2つの特性値を、地震の荷重効果に対してどう対応させるかについては各指針・規準により違いがみられ、統一されていない。

冷間成形円形钢管、角形钢管に対しては、塑性加工により降伏応力度が大幅に上昇し、また降伏比が大きくなっていることより、塑性変形能力が小さくなることが予想される。しかしながら、文献6. 2), 6. 3) の柱材の変形能力は、钢管短柱の実験結果より予測されているものであり、柱材の実験結果とは検討されていない。

したがって、本章の研究目的は、円形钢管、角形钢管およびコンクリート充填角形钢管柱材を対象とし、各種指針・規準で変形性能に関して設定されている値の妥当性を、本論文で得られた実験結果をもとに検討することである。

§ 6. 2 各種規準および指針の検討

6. 2. 1 構造計算指針・同解説

この指針では、構造物の変形性能に関する評価は構造特性係数 D_s で行っている。構造特性係数 D_s は、地震時に許容できる塑性変形の程度とエネルギー吸収能力および振動減衰性に応じて、必要保有水平耐力を低減する係数と考えられる。

鉄骨造では、幅厚比（径厚比）、材料強度をパラメータとして柱・はりの種別をF A～F Dの4種類に分類し、さらに筋かいの細長比（B A～B Cの3種類）、プレースの保有水平耐力の分担率 β_u をもとに構造特性係数を0.25～0.5の数値で与

えている。

表6. 1に角形鋼管、円形鋼管に関する柱・はりの種別と、対応する剛節架構（ $\beta_u = 0$ ）の場合の構造特性係数Dsを示す。

表6.1 柱・はりの種別と構造特性係数

	鋼種	F A	F B	F C	F D
角形鋼管柱材	STKR41	3 3	3 7	4 8	左記以外
	STKR50	2 7	3 2	4 1	
円形鋼管柱材	STK41	5 0	7 0	1 0 0	左記以外
	STK50	3 6	5 0	7 3	
構造特性係数	-	0. 25	0. 3	0. 35	0. 40

この指針では、構造特性係数Dsの評価法は明示されていないが、一例として、下式を示している。

$$Ds = \frac{Dh}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (6.1)$$

ここで、 $Dh = 1.5 / (1 + 10h)$ 、 μ は骨組各階の塑性率、 h は減衰定数。

(6. 1) 式では、 μ は各階の塑性率であり、対応する部材の塑性率は明示されていない。骨組の降伏変位は、はり材やパネル部の変形もあらため、柱材の塑性率をそのまま用いることは危険側になる場合もあるが、ここでは本論文各章のR95を塑性変形能力とし、

$$\mu = R95 + 1 \quad (6.2)$$

として、塑性率 μ をもとめ、式(6. 1)に代入して構造特性係数Dsを求めた（ただし、 $Dh = 1$ とした）。これは1層1スパン骨組ではりが剛の場合に対応する。また、コンクリート充填鋼管は鉄骨鉄筋コンクリート構造に分類されるが、ここでは鉄骨構造として考えている。

表6. 2(a)～(c)に構造特性係数Dsを示す。また、図6. 1に幅厚比とDsの関係を示す。図中には、表1のF A～F Dに対応する区分を点線で示している。この区分は、表6. 1の幅厚比に対して、材料強度の規準値Fを考えた対応する値より算定したものである（円形鋼管：F A;120/F, F B;168/F, F C;240/F, 角形鋼管：F A;51/ \sqrt{F} , F B;57/ \sqrt{F} , F C; 74/ \sqrt{F} ）。なお表6. 2で、耐力の項に*がつい

ているのは計算耐力に達しなかった事を示す。

図6.1(a)より円形鋼管柱の場合は、FAクラス、FBクラスに入る径厚比では、構造特性係数1Dsは指針の値以下となり、安全側となるが、FC、FDクラスに入る幅厚比では、規定された値以上となる場合がある。また、図6.1(b)より、角形鋼管柱の場合は、FA~FDクラスに対して、ほとんど全ての試験体に対して規定された値以上となる。図6.1(c)より、コンクリート充填鋼管柱は、すべてがFDランクにあるが、1Dsの値は0.17から0.31の間にあり、鋼構造設計規準の幅厚比制限値の2倍を超える幅厚比でもFBランクが期待できる。

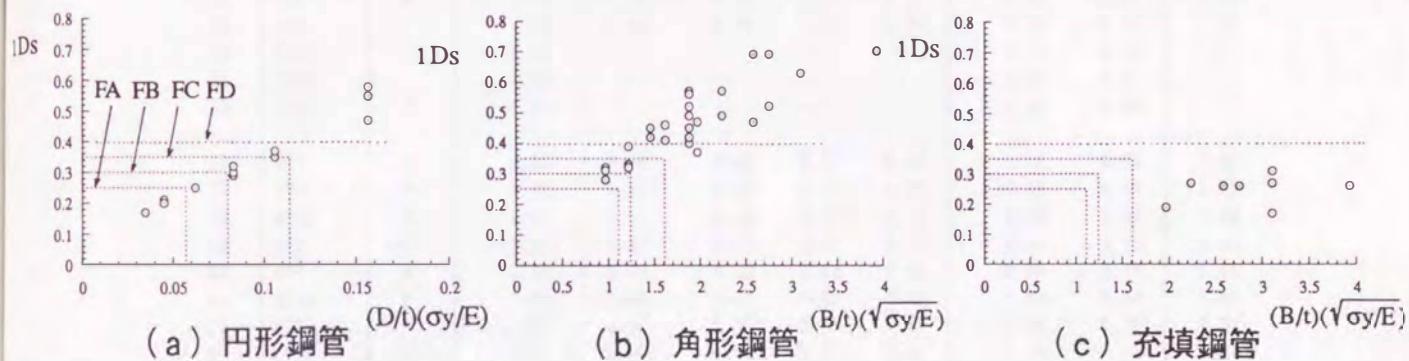


図6.1 構造特性係数1Ds—幅厚比(径厚比)関係

表6.2 (a) 円形鋼管の変形性能

* : 全塑性モーメント計算値に達しない

↑ : 左の値以上

番号	試験体	耐力	無次元化 径厚比	文献6.1)				文献6.2) η	文献6.3) R_{max}
				R95	1Ds	R95'	1Ds'		
1	I-201		0.0452	10.98 ↑	0.21	38.97	0.11	11.20 ↑	0.21
2	I-203		0.0452	11.59 ↑	0.20	41.06	0.11	11.91 ↑	0.20
3	I-205		0.0452	12.41	0.20	43.88	0.11	13.72 ↑	0.19
4	II-201		0.0452	-	-	-	-	32.51	0.12
5	II-203		0.0452	-	-	-	-	24.50	0.14
6	II-205		0.0452	-	-	-	-	18.50	0.16
7	I-203A		0.0349	16.20 ↑	0.17	33.81	0.12	19.34 ↑	0.16
8	II-203A		0.0349	-	-	-	-	64.10	0.09
9	I-401	*	0.0832	5.26	0.29	17.39	0.17	3.39	0.36
10	I-403	*	0.0832	4.98	0.30	16.52	0.17	2.14	0.44
11	I-405	*	0.0832	4.34	0.32	14.54	0.18	2.62	0.40
12	II-401	*	0.0832	-	-	-	-	3.94	0.34
13	II-403	*	0.0832	-	-	-	-	4.17	0.33
14	II-405	*	0.0832	-	-	-	-	1.95	0.45
15	I-403A		0.0624	7.22	0.25	12.97	0.19	9.72	0.22
16	II-403A		0.0624	-	-	-	-	6.72	0.26
17	I-601		0.106	3.62	0.35	8.26	0.24	3.62	0.35
18	I-603		0.106	3.11	0.37	7.18	0.26	2.67	0.40
19	I-605	*	0.106	3.20	0.37	7.37	0.25	1.46	0.51
20	II-601		0.106	-	-	-	-	3.99	0.33
21	II-603		0.106	-	-	-	-	2.28	0.42
22	II-605	*	0.106	-	-	-	-	2.31	0.42
23	I-901	*	0.157	1.78	0.47	5.01	0.30	1.02	0.57
24	I-903	*	0.157	1.17	0.55	3.53	0.35	0.34	0.77
25	I-905	*	0.157	0.99	0.58	3.10	0.37	0.37	0.76
26	II-901	*	0.157	-	-	-	-	0.94	0.59
27	II-903	*	0.157	-	-	-	-	0.49	0.71
28	II-905	*	0.157	-	-	-	-	0.61	0.67

表 6.2 (b) 角形鋼管の変形性能

番号	試験体	耐力	無次元化 幅厚比	文献 6. 1)				文献 6. 2)		文献 6. 3) R _{max}
				R 95	1 D s	R 95'	1 D s'	η	2 D s	
1	221		0.97	5.84	0.28	16.50	0.17	8.52	0.24	3.33
2	223		0.97	4.39	0.32	12.61	0.20	5.70	0.28	3.12
3	225		0.97	4.79	0.31	13.68	0.19	6.11	0.28	4.44
4	251(1)		1.22	4.20	0.33	17.14	0.17	4.09	0.33	3.41
5	251(2)		1.22	2.76	0.39	11.74	0.20	2.19	0.43	2.25
6	253		1.22	4.33	0.32	17.63	0.17	5.23	0.30	2.56
7	253C		1.22	-	-	-	-	4.28	0.32	-
8	311		1.46	2.36	0.42	8.60	0.23	2.61	0.40	1.30
9	313		1.46	1.93	0.45	7.23	0.25	2.07	0.44	1.11
10	331		1.62	2.46	0.41	9.86	0.22	1.71	0.48	1.93
11	333	*	1.62	1.85	0.46	7.73	0.25	1.21	0.54	1.58
12	335		1.62	1.86	0.46	7.76	0.25	1.12	0.56	1.30
13	331C		1.62	-	-	-	-	2.12	0.44	-
14	333C		1.62	-	-	-	-	1.28	0.53	-
15	335C	*	1.62	-	-	-	-	1.10	0.56	-
16	471	*	1.88	2.66	0.40	5.51	0.29	1.11	0.56	1.62
17	473	*	1.88	1.92	0.45	4.10	0.33	0.77	0.63	1.27
18	473D	*	1.88	1.59	0.49	3.48	0.35	1.08	0.56	1.44
19	475	*	1.88	2.40	0.42	5.02	0.30	1.30	0.53	1.02
20	476	*	1.88	1.36	0.52	3.04	0.38	0.39	0.75	1.09
21	471A	*	1.88	1.60	0.49	3.49	0.35	1.23	0.54	1.56
22	473A	*	1.88	1.05	0.57	2.45	0.41	0.36	0.76	0.60
23	475A	*	1.88	1.09	0.56	2.52	0.41	0.73	0.64	0.91
24	471C	*	1.88	-	-	-	-	1.12	0.56	-
25	473C	*	1.88	-	-	-	-	1.11	0.56	-
26	476C	*	1.88	-	-	-	-	-	-	-
27	471	*	1.97	3.10	0.37	8.86	0.23	0.97	0.58	1.79
28	473	*	1.97	1.80	0.47	5.48	0.29	0.59	0.68	1.32
29	601	*	2.59	1.75	0.47	5.56	0.29	0.27	0.81	0.82
30	603	*	2.59	0.56	0.69	2.36	0.42	-	-	0.00
31	751	*	3.11	0.76	0.63	2.37	0.42	0.00	1.00	0.40
32	753	*	3.11	0.00	-	-	-	-	-	-
33	941	*	3.94	0.53	0.70	1.86	0.46	-	-	0.40
34	943	*	3.94	0.00	-	-	-	-	-	-
35	H-471	*	2.24	1.56	0.49	4.29	0.32	0.47	0.72	1.03
36	H-473	*	2.24	1.06	0.57	3.12	0.37	0.16	0.87	0.63
37	H-581	*	2.76	1.33	0.52	3.65	0.35	0.47	0.72	1.04
38	H-583	*	2.76	0.56	0.69	1.90	0.46	-	-	0.35

表 6.2 (c) 充填鋼管の変形性能

番号	試験体	耐力	無次元化 幅厚比	文献 6. 1)				文献 6. 2)		文献 6. 3) R _{max}
				R 95	1 D s	R 95'	1 D s'	η	2 D s	
1	CM473		1.97	12.78	0.19	-	-	17.67	0.17	6.24
2	CM603		2.59	7.08	0.26	-	-	8.24	0.24	3.19
3	CM751		3.11	17.56	0.17	-	-	28.05	0.13	5.35
4	CM753		3.11	6.16	0.27	-	-	6.44	0.27	3.02
5	CM754		3.11	4.61	0.31	-	-	4.00	0.33	2.58
6	CM943		3.94	7.08	0.26	-	-	7.83	0.24	3.53
7	CC473		1.97	-	-	-	-	10.48	0.21	-
8	CC603		2.59	-	-	-	-	10.50	0.21	-
9	CC753		3.11	-	-	-	-	6.26	0.27	-
10	CC943		3.94	-	-	-	-	12.36	0.20	-
11	HT-CM473	*	2.24	6.27	0.27	-	-	3.15	0.37	1.97
12	HT-CM583		2.76	7.15	0.26	-	-	4.19	0.33	2.62
13	HT-CC473	*	2.24	-	-	-	-	3.35	0.36	-
14	HT-CC583	*	2.76	-	-	-	-	3.97	0.33	-

図6. 1の構造特性係数の値は、引張試験による降伏応力度をもとに算定した弾性限回転角を基準量としてR95を求め、式(6. 1)で算定した。したがって、算定したDs値に対応する保有耐力は引張試験による降伏応力度をもとに算定することになる。しかし、表6. 1に示す構造特性係数に対応する保有耐力の算定には、JISに示されている材料強度を用いるから、それに対応する1Ds'を以下のようにして求めた。

図6. 2に示すように2つの系に対して、系1（実挙動を理想化したもの）の耐力をMpc、塑性変形能力をR95、系2（耐力をJIS規格値で計算したもの）の耐力を $\alpha \cdot Mpc$ 、塑性変形能力をR95' とし、「耐震性能が等価であることは両者の吸収エネルギーが等しいこと」とすると次式が得られる。

$$Mpc \cdot \theta pc / 2 + Mpc \cdot R95 \cdot \theta pc = \alpha \cdot Mpc \cdot \alpha \cdot \theta pc / 2 + \alpha \cdot Mpc \cdot R95' \cdot \alpha \cdot \theta pc \quad (6. 3)$$

したがって、R95'は次式となる。

$$R95' = (0.5 + R95) / \alpha^2 - 0.5 \quad (6. 4)$$

図6. 3に、円形鋼管および角形鋼管柱材に対して、式(6. 4)で求めたR95'を式(6. 1)に代入して算定した構造特性係数1Ds' と幅厚比の関係を示す。ここで、式(6. 4)右辺の α の値は簡単のため、材料強度規格値Fを実降伏応力度 σ_y で除したものとした。また、表6. 2に1Ds'の値を示す。

構造特性係数1Ds'は円形鋼管、角形鋼管とともに、FA～FCの各クラスに対して、表6. 1で規定されている構造特性係数よりも概ね小さく、保有耐力の算定に材料強度規格値Fを用いれば、表6. 1の構造特性係数はほぼ妥当である。

しかし、降伏応力度が冷間成形のため極めて大きくなっている円形鋼管や角形鋼管柱では、材料強度として規格値を使って柱材の耐力を算定すると実耐力に比べて大幅に耐力を小さく見積ることになる。したがって骨組の崩壊形として理想とされているはり崩壊型として骨組を設計しておけば、柱崩壊型になる可能性はさらに少なくなるが、はりと柱の強度比が計算上と実際のものと異なり、柱材は不経済の設計となる可能性がある。

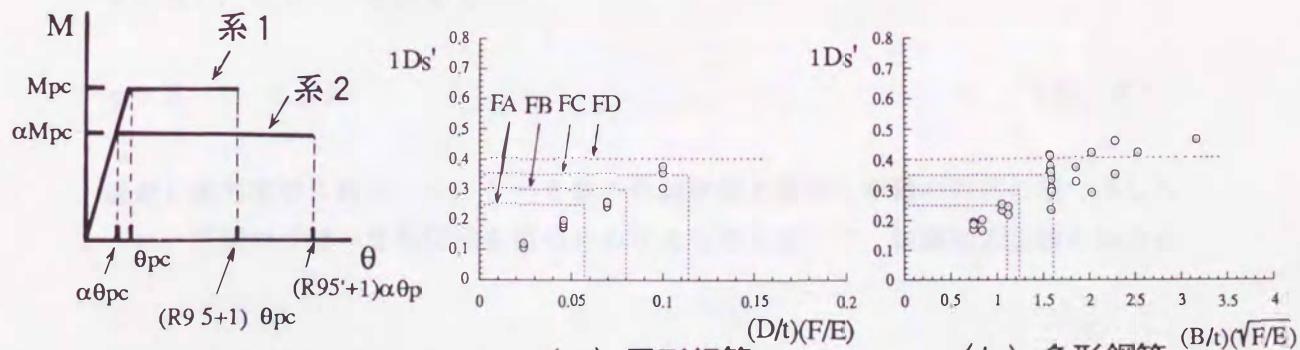


図6.2 等価な耐震性を持つ系1と系2

(a) 円形鋼管

(b) 角形鋼管

図6.3 1Ds' 一 幅厚比 (径厚比) 関係

また、本指針では F D クラスの幅厚比を持つ柱も保有耐力を検討すれば設計できるが、これらの柱は本論文 3 章、4 章で示したように実降伏応力度を用いて計算した全塑性モーメントを期待できないため、4 章の有効幅の概念を用いた耐力式を用いる等の注意が必要である。

6. 2. 2 建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）

「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」の変形性能の考え方は、すべての構造種別に統一したものにはなっていない。鋼構造では、エネルギー吸収能力を基準に考え、累積塑性変形倍率が保有耐力と共に耐震性能の特性値となる。累積塑性変形倍率は、全塑性モーメントを維持できる点まで部材が吸収できるエネルギーを完全弾塑性型の復元力特性へ換算したときと変形倍率で定義している。

設定されている柱材および骨組の累積塑性変形倍率を表 6. 3 に示す。冷間成形鋼管以外の断面では、部材の寸法制限としての幅厚比のクラスは J I S 規格値 F をパラメータとして表されているが、冷間成形材の降伏応力度は規格値 F を大きく上回る事が考慮されており、幅厚比の値は数字で示されている。また、冷間成形材の全塑性耐力は材料の降伏応力度を 3.3 t/cm^2 と仮定して算定することとなっている。

表 6.3 構造ランクと累積塑性変形倍率および寸法制限

	構造ランク			
	I	II	III	IV
柱材の累積塑性変形倍率	6.0	1.5	0	0
骨組の累積塑性変形倍率	7.0	3.25	2.0	1.0
冷間成形角形鋼管の幅厚比	23	28	$74/\sqrt{F}$	-
冷間成形円形鋼管の径厚比	36	54	$240/F$	-

表 6. 2 に累積塑性変形倍率 η を示す。累積塑性変形倍率 η は、単調加力実験に対しては、荷重-変形関係を図 6. 4 (a) ~ (c) に示すように 3 つに分類し、図中に示すエネルギー E が完全弾塑性型復元力特性を持つ場合と等価となるようにして、塑性変形倍率を求めた。すなわち、図 6. 4 (a) ~ (c) の無次元化吸収エネルギーを計算し、次式で η を算定した。

$$\eta = E - 1 / 2 \quad (6.5)$$

繰返し加力実験に対しては、3 ~ 5 章の単調挙動と繰返し挙動の対応の項で示したように、正側の荷重-変形関係を重ね合わせたものに対して、単調加力実験の場合と

同様に分類して、累積塑性変形倍率 η を求めた。

図6.5に累積塑性変形倍率 η と幅厚比の関係を示す。図6.5および表6.2より、表6.3に示されている構造ランクと柱材の累積塑性変形倍率は円形鋼管では充分に満足されていること、角形鋼管でもほぼ満足していることがわかる。また、降伏応力度も円形鋼管の焼きなましを行ったもの以外は3.3 t/cm²以上あり、保有耐力も設計では小さく見積ることになり、実験結果と比較すると安全側となる。コンクリート充填鋼管に関しては、幅厚比が鋼構造設計規準の制限値の2倍程度までは、構造ランクIIは期待できる。

本文献では鋼材のバウシンガー効果、柱はりパネル部分の吸収エネルギーを考慮し、また正負累積塑性変形を等量として、建物の階数、崩壊形（柱崩壊型、はり崩壊型、パネル崩壊型）をパラメータとして、構造特性係数D_sを示している。ここでは、表6.2および図6.6に参考のため、式(6.2)右辺のR95のかわりに、累積塑性変形倍率 η を用いて、式(6.1)で計算した構造特性係数2D_sを示す。図中の点線は比較のために「構造計算指針・同解説」のFA～FDランクと構造特性係数の値の範囲を示したものである。図6.1で示した変形能力R95から求めた構造特性係数1D_sとほぼ同様な傾向を示しているが、幅厚比の小さい部分で2D_s<1D_sとなり、大きな

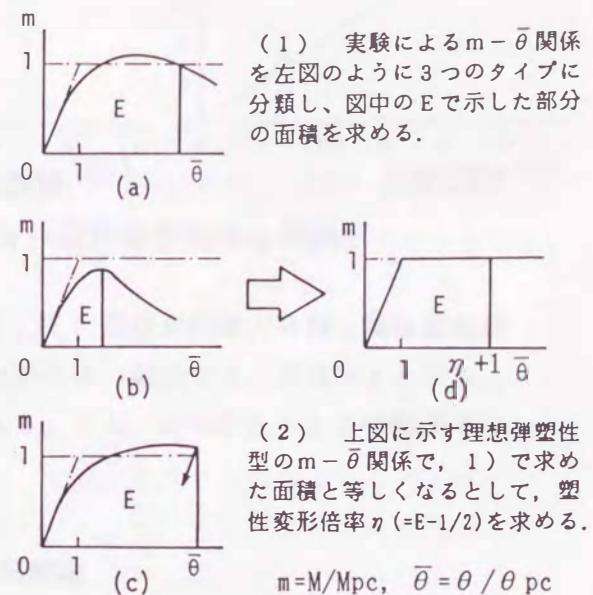


図6.4 塑性変形倍率の求め方

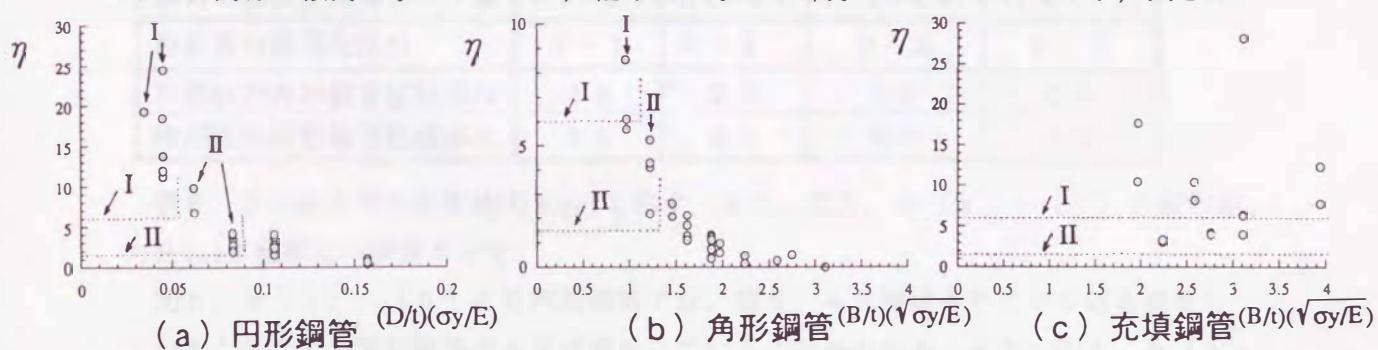


図6.5 塑性変形倍率—幅厚比(径厚比)関係

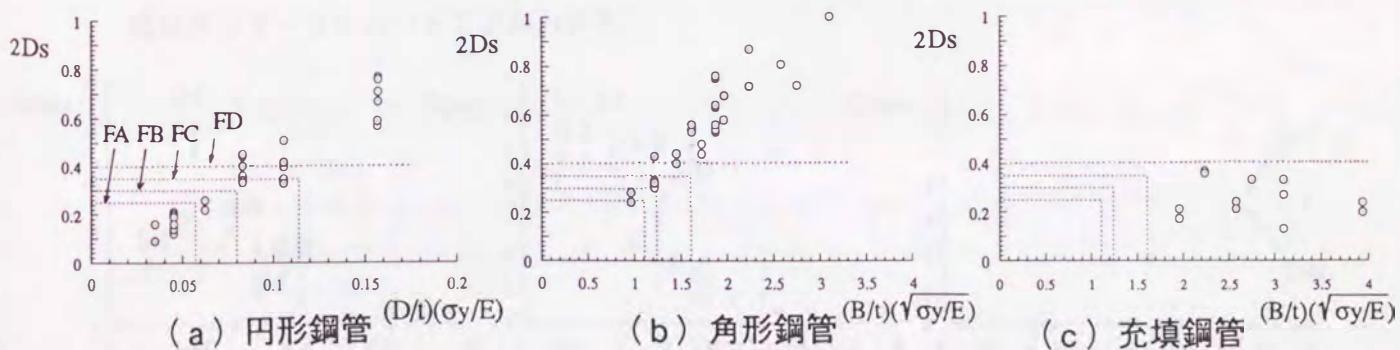


図6.6 構造特性係数2Ds—幅厚比(径厚比)関係

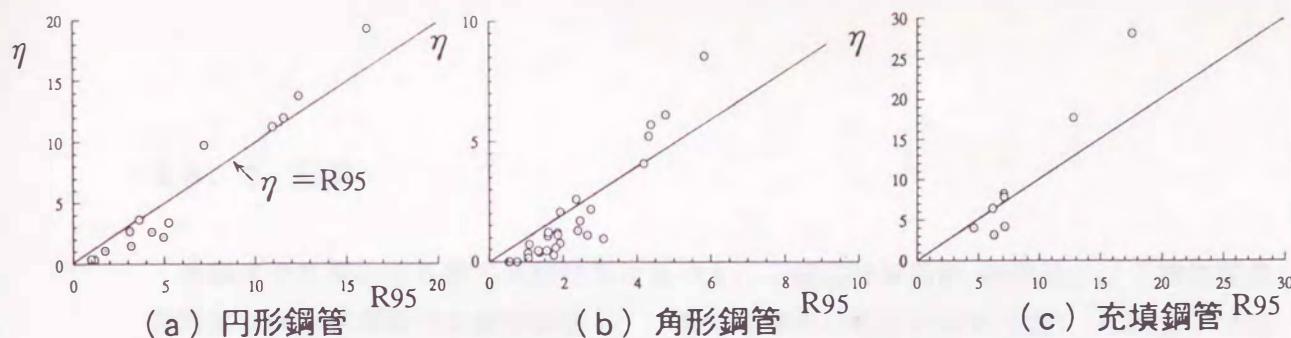


図 6.7 塑性変形能力 R_{95} - 塑性変形倍率 η 関係

部分で $2Ds > 1Ds$ となっている。これは、図 6.7 に塑性変形能力 R_{95} と累積塑性変形倍率 η の関係を示しているが、変形能力 R_{95} が小さい範囲では、 $R_{95} > \eta$ となり、 R_{95} が大きくなると、 $R_{95} < \eta$ となることによる。また、 R_{95} が 5 ~ 10 の範囲ではほぼ $R_{95} = \eta$ となることが観察される。

6.2.3 鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説

この規準（案）では、限界変形量として、抵抗力低下開始時の変形量をとっている。

表 6.4 に構造区分（S-I ~ S-IV）と対応する骨組の塑性変形能力および部材の塑性変形能力の関係、板要素の幅厚比区分を示している。本規準（案）も、文献 6.2 と同様に、冷間成形材に対しては、幅厚比の区分は数値で与えられている。

表 6.4 構造区分と構造特性係数、塑性変形能力および幅厚比（径厚比）

構造区分	S - I	S - II	S - III	S - IV
Ds係数	0.25	0.3	0.35	0.45
骨組の塑性変形能力の下限	2.5~3.0	1.8~2.3	1.3~1.9	1.0~1.2
部材の塑性変形能力の下限	3.8~4.5	2.6~3.5	(1.3~1.9)	(1.0~1.2)
板要素の幅厚比区分	P - I	P - II	P - III	P - IV
冷間成形角形鋼管柱幅厚比	2.4	2.8	3.6	3.6
冷間成形円形鋼管柱径厚比	3.6	5.4	9.0	9.0

表 6.2 に耐力時の変形能力 R_{max} を示す。また、図 6.8 (a) ~ (c) に変形能力 R_{max} と幅厚比の関係を示す。

図 6.8 (a), (b) より円形鋼管では、表 6.4 に規定されている値を満足していること、また角形鋼管でもほぼ満足していることがわかる。また、図 6.8 (c) より、コンクリート充填鋼管では、幅厚比が鋼構造設計規準の 2 倍を超えて、概ね構造区分 S-II にはいることがわかる。

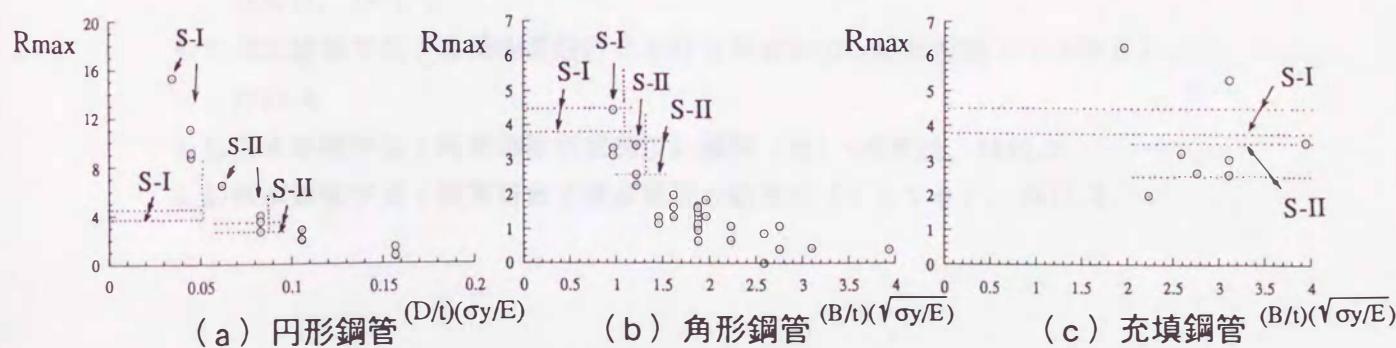


図 6.8 変形能力 R_{max} - 幅厚比（径厚比）関係

§ 6. 3 結論

本論文の3章から5章の実験結果に基づき、「構造計算指針・同解説」、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」、「鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説」で提案されている部材の変形性能の評価の妥当性を検討した結果、以下の結論が得られた。

1) 「構造計算指針・同解説」の変形性能

引張試験による降伏応力度を基準量の算定に用いた場合、円形鋼管柱は、径厚比の区分がF A クラス、F B クラスに入る幅厚比では、構造特性係数の設定値は安全側となるが、F C、F D クラスに入る幅厚比では、危険側となる場合もある。角形鋼管柱は、F A～F D クラスに対して、ほとんど全ての試験体に対して規定された構造特性係数の値以上となる。コンクリート充填鋼管柱は、鋼構造設計規準の幅厚比制限値の2倍程度の幅厚比でもF B ランクが期待できる。

材料強度としてJ I S 規格値を用いて基準量を算定すれば、規定された構造特性係数の値は円形鋼管、角形鋼管とともに、ほぼ妥当な値となっている。

2) 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」の変形性能

円形鋼管柱では、設定されている柱材の累積塑性変形倍率は充分に満足されている。角形鋼管柱はほぼ満足している。コンクリート充填鋼管柱に関しては、幅厚比が鋼構造設計規準の制限値の2倍程度までは、構造ランクⅡは期待できる。

3) 「鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説」の変形性能

円形鋼管柱では、規準（案）に規定されている値を満足している。角形鋼管柱はほぼ満足している。コンクリート充填鋼管では、幅厚比が鋼構造設計規準の2倍を超えて、構造区分S-IIにはいる。

4) 検討した3つの指針、規準において、同じランクとなる幅厚比（径厚比）を持つ円形鋼管と角形鋼管を比較すると、円形鋼管の方が角形鋼管に比べて変形性能は優れている。

第6章の参考文献

- 6.1)日本建築センター：改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説，1981.2.
- 6.2)日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），1990.6.
- 6.3)日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説，1990.2.
- 6.4)日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性（1976），1977.6.

第7章 一定軸力と繰返し曲げを受ける鋼・コンクリート合成断面 の終局状態

§ 7. 1 序

本章の目的は、一定軸力と繰返し曲げを受ける鋼・コンクリート合成断面の抵抗モーメントおよび断面重心のひずみ挙動に及ぼす軸力の影響を、解析的に明らかにすることである。

鉄骨鉄筋コンクリート（以下SRC）柱が一定圧縮力と変動曲げモーメントを受ける時の挙動は、作用軸力の大きさに影響され、柱が曲げ破壊する場合でも、軸力が大きくなると変形能力が低下することが知られている^{7.1), 7.2)}。このことから、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準^{7.3)}（以下SRC規準）では変形能力を期待する柱では作用圧縮力の制限値が規定されている。SRC柱の曲げ挙動に及ぼす軸力の影響に関する実験的研究として、文献7.4)ではSRC柱の曲げ変形能力を柱軸力の関数として定式化し、文献7.5)では柱材の変形能力は繰返しに伴う累積ひずみの特性に関連を持つことを指摘している。また解析的研究として一定軸力と変動曲げモーメントを受けるSRC断面の解析があり、文献7.6)ではSRC断面の変形能力に及ぼす繰返し回数、軸力比、鋼材量、鋼材配置の影響を検討し、文献7.7)では不規則曲げ負荷下におけるSRC材の不規則累積変形挙動の考察を行っている。

鉄筋コンクリート（以下RC）柱に関しては、単調曲げを受ける場合、断面が釣合軸力以上の軸力を受けるときは塑性変形能力が非常に小さいことが知られており^{7.8)}、鉄筋コンクリート構造計算規準^{7.9)}（以下RC規準）や文献7.10)では、RC柱に対する作用圧縮力の制限値が規定されている。繰返し曲げを受ける場合にはその破壊モードの判別式や破壊モード別に復元力特性のモデルも提案されており^{7.11)}、またRC柱の変形能力に及ぼす軸力の影響も文献7.12)～7.14)で調べられている。しかし、これらは既往の実験結果をまとめたものであり、理論的には文献7.15)が柱材の塑性率と破壊サイクルの関係式を示しているだけである。しかしこれは比較的小さな圧縮力を受ける場合に限定されている。

このように、純鉄骨断面が一定軸力と繰返し曲げを受ける時の性状は詳細に調べられているのに対して^{7.16)～7.20)}、鋼・コンクリート合成断面では一定軸力と繰返し曲げモーメントを受ける時の、断面の崩壊過程、崩壊モード、またコンクリートと鋼材の応力の移行等の基本的性状における軸力の影響は完全に明らかにされているとは言い難い。したがって、SRC規準やRC規準の軸力制限値も、特に繰返し曲げを受ける場合に関しては経験的なものであり、理論的な根拠は明白ではないと考えられる。

本章では、一定軸力と一定曲率繰返し曲げを受ける理想化された断面の解析を行うことにより、まず断面の曲げ挙動を支配するパラメータを明かにし、次に断面挙動の基礎性状（崩壊過程、崩壊モード）を考察する。解析方法としては、差分方程式を用いた。基礎式は、軸力の釣合により得られる断面重心のひずみ度で表現された連立差分方程式となる。差分方程式による同種の研究としては、文献7.19)に鉄骨断面

に対して、塑性累積ひずみの解析解を示したものがあるのみである。

解析結果より断面重心ひずみの挙動は、軸力の大きさにより5種類に分類できる事、またひずみ挙動が断面の抵抗モーメントに密接に関係している事を示すことより、重心ひずみが一定値に収束することが柱の軸力制限値を定めるための一つの基準となりうることを指摘する。

§ 7. 2 解析

7. 2. 1 問題の設定および解析仮定

図7. 1に示すように、鉄骨部分はサンドウィッチ断面、コンクリート部分は長方形断面となる鋼とコンクリートの合成断面に、図7. 2に示す一定軸力Pと定曲率振幅 Φ となるような曲げモーメントを繰返し載荷する。状態Ai, Biはそれぞれi回目の正負定曲率時の状態である事を示す。

応力度—ひずみ度関係は図7. 3に示すように、鋼材はひずみ硬化係数を μ とするバイリニア型とし、鋼材の座屈による応力度の劣化は考慮しない。コンクリートは引張側では応力を負担せず、圧縮側ではひずみ限度(ε_{CR})のある剛塑性体とし、一旦 ε_{CR} をこえた部分は応力を負担することはないとする。またひずみが ε_{CR} 以下の場合、除荷時には応力が0になるまではひずみ度は変化せず、応力のみが低下し、再負荷では圧縮応力度がFcになるまでは除荷の履歴を逆にたどると仮定する。

以上の荷重条件および材料の機械的性質のもとで、問題を「モーメント—曲率関係上の正側(Φ)の定曲率時Ai状態、負側($-\Phi$)のBi状態での抵抗モーメント、断面重心のひずみ度を求める」とことと設定する(図7. 4参照)。モーメント—曲率関係は、断面を分割し平面保持の仮定のもとで断面力の釣合式をたてることにより、より現実的な応力—ひずみ関係を用いて計算できるが^{7. 6), 7. 7)}、ここでは、定曲率時の諸量を解析的に求めることを主眼に置いているので、差分方程式を用いて解析を行った。記号の定義を以下に示す。

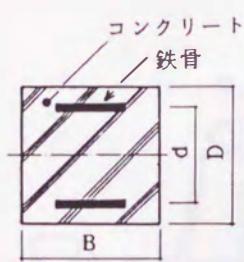


図7.1 解析断面

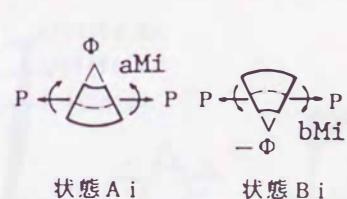


図7.2 荷重条件

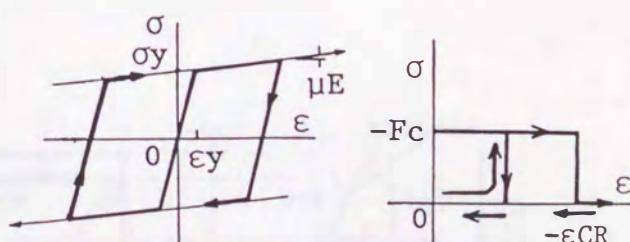


図7.3 応力度—ひずみ度関係

B : 断面幅, D : 断面せい, d : 鉄骨フランジの重心間距離, P : 軸力 (引張りを正とする), Φ : 曲率振幅, σ_y : 鉄骨の降伏応力度, ε_y : 鉄骨の降伏ひずみ度, μ : 鉄骨のひずみ硬化係数, E : 鉄骨のヤング係数, Fc : コンクリートの圧縮強度, ε_{CR} : コンクリートの圧壊ひずみ, ε_{cr} : 鉄骨の降伏ひずみ度で無次元化したコンクリートの圧壊ひずみ度 ($= \varepsilon_{CR}/\varepsilon_y$), a_s : 鉄骨フランジ一枚の断面積, A_s : 鉄骨部分全断面積 ($= 2 a_s$), A_c : コンクリート断面積 ($= B D$, 鉄骨の存在による断面積の減少は無視した), q : 鉄骨係数 ($= A_s \cdot \sigma_y / A_c \cdot F_c$), n : 軸力比 ($= -P / (A_s \cdot \sigma_y + A_c \cdot F_c)$), ϕ : 無次元化曲率 ($= \Phi / \Phi_y = \Phi / (2 \varepsilon_y / d)$)

7. 2. 2 解析方法

状態の変化 ((Ai状態 \rightarrow Bi状態) あるいは (Bi状態 \rightarrow A(i+1)状態)) に対して, 断面重心のひずみ度 $a\varepsilon_i$, $b\varepsilon_i$ (それぞれAi状態, Bi状態での断面重心のひずみ度を鉄骨の降伏ひずみ ε_y で無次元化した値) に関する連立差分方程式が平面保持の仮定と軸力が一定の条件より得られる。たとえば、コンクリートが健全（コンクリートのひずみは ε_{CR} 以下、図7.3参照）で、鉄骨が交番塑性になっており、また断面が縮む場合の差分方程式は以下のようになる。

図7.5に示すように降伏ひずみ ε_y で無次元化した断面位置 y の点のひずみ $a\varepsilon(y)$ (y) は平面保持の仮定より Ai状態では以下の式であらわせる。

$$a\varepsilon(y) = a\varepsilon_i + 2\phi \cdot y / d \quad (7.1)$$

Ai状態からBi状態へ、状態が変化する場合を考えると、コンクリート部分の断面内応力分布で、 $-F_c$ と 0 の境界点の断面重心からの距離 $b_y i$ は、Ai状態でのひずみ ($a\varepsilon_i + 2\phi \cdot b_y i / d$) と Bi状態でのひずみ ($b\varepsilon_i - 2\phi \cdot b_y i / d$) が同じ値をとる点であるから、式(7.2)が得られ、式(7.3)で与えられる。

$$a\varepsilon_i + 2\phi \cdot b_y i / d = b\varepsilon_i - 2\phi \cdot b_y i / d \quad (7.2)$$

$$b_y i = d \cdot (b\varepsilon_i - a\varepsilon_i) / (4\phi) \quad (7.3)$$

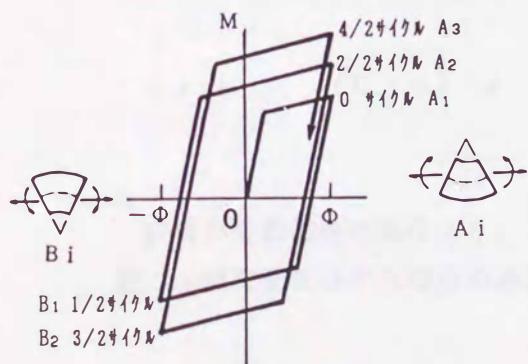


図7.4 モーメントー曲率関係

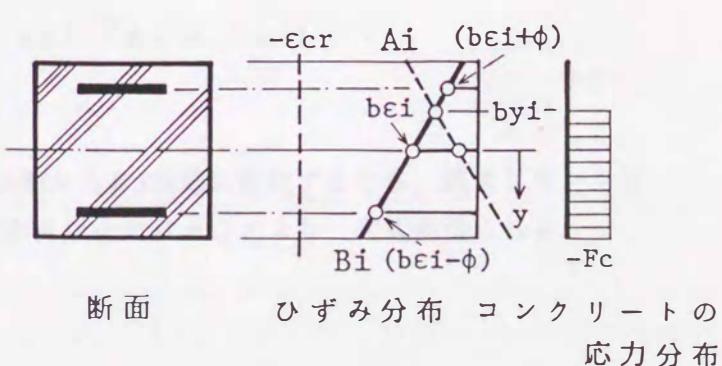


図7.5 断面の状態

B_i 状態での鉄骨の応力は、交番塑性の状態であること、また鉄骨位置でのひずみはそれぞれ $(b\varepsilon_i - \phi)$, $(b\varepsilon_i + \phi)$ で表せるから、図 7.6 に示すように、圧縮側鉄骨フランジの無次元化応力は $\{\mu(b\varepsilon_i - \phi + 1) - 1\}$, 引張側鉄骨フランジの応力は $\{\mu(b\varepsilon_i + \phi - 1) + 1\}$ となる。

軸力 P と断面力の釣合より、次式が得られる。

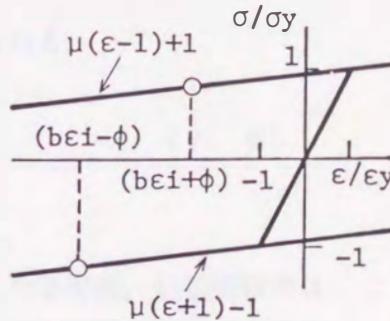


図 7.6 鉄骨の応力

$$P = \{\mu \cdot (b\varepsilon_i + \phi - 1) + 1\} \cdot a_s \cdot \sigma_y + \{\mu \cdot (b\varepsilon_i - \phi + 1) - 1\} \cdot a_s \cdot \sigma_y - \int_{by_i}^{D/2} f_c \cdot \sigma_y \cdot B dy \quad (\text{ただし } f_c = F_c / \sigma_y) \quad (7.4)$$

ここで $n_s = P / (2 \cdot a_s \cdot \sigma_y)$, $q = 2 \cdot a_s \cdot \sigma_y / (B \cdot D \cdot F_c)$ と定義し、式 (7.4) に式 (7.3) を代入すると、 $a\varepsilon_i$, $b\varepsilon_i$ を未知量とする次式の差分方程式が得られる。

$$n_s = - (1 / (4q\phi)) \cdot (d/D) \cdot a\varepsilon_i + \{\mu + (1 / (4q\phi)) \cdot (d/D)\} b\varepsilon_i - 1 / (2q) \quad (7.5)$$

同様に B_i 状態から $A(i+1)$ 状態へ、状態が変化するときを考えると次式が得られる。

$$n_s = - (1 / (4q\phi)) \cdot (d/D) \cdot b\varepsilon_i + \{\mu + (1 / (4q\phi)) \cdot (d/D)\} a\varepsilon_{(i+1)} - 1 / (2q) \quad (7.6)$$

式 (7.5), 式 (7.6) が成り立つための条件式としては、コンクリートが圧壊していない条件より、次式が得られる。

$$-\varepsilon_{cr} + (D/d) \cdot \phi < a\varepsilon_i \quad (\text{または}, b\varepsilon_i) \quad (7.7)$$

鉄骨が交番塑性の条件より、 A_i 状態から B_i 状態に変化するとき、鉄骨フランジ位置での無次元化ひずみ増分の絶対値が 2 以上になることより、次式が得られる。

$$b\varepsilon i - a\varepsilon i + 2\cdot\phi > 2$$

(7. 8)

また、断面重心が繰り返すたびに縮むことより次式が得られる。

$$b\varepsilon i - a\varepsilon i < 0$$

(7. 9)

これらの条件は、表7. 1の番号2の条件に示されている。

コンクリートの状態（健全、一部圧壊等）、鉄骨の状態（交番塑性、引張側鉄骨は弾性・圧縮側鉄骨は塑性等）の種々の組合せに対して、同様にして差分方程式と条件式が得られる。

断面の各種状態に対して求まる連立差分方程式は、式(7. 10)の形をしており、以下のように一般解を求めることができる。

$$\begin{aligned} -(K/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot a\varepsilon i + (1/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot b\varepsilon i &= n^* \\ (1/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot a\varepsilon(i+1) - (K/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot b\varepsilon i &= n^* \end{aligned} \quad \left. \right\} \quad (7. 10)$$

ここで、 $\tilde{n} = n^*/\mu^*$ とおき、

$$\begin{aligned} \tilde{a\varepsilon i} &= a\varepsilon i - \tilde{n} \\ \tilde{b\varepsilon i} &= b\varepsilon i - \tilde{n} \end{aligned} \quad \left. \right\} \quad (7. 11)$$

とし、式(7. 10)に代入すると、次の連立差分方程式が得られる。

表7.1 μ^* 、 n^* 、 K の値

番号	Concrete	Steel	μ^*	n^*	K	条件式
1	健全	圧縮側 引張側 塑性 弾性	μ	$ns - (1-\mu)(\phi-1) + \frac{1}{2q}$	$\frac{1-\mu+d/(2q\phi D)}{1+\mu+d/(2q\phi D)}$	$-\varepsilon cr + D\phi/d < \varepsilon i$ $-2\phi < \Delta\varepsilon < -2(\phi-1)$
2	健全	圧縮側 引張側 塑性 塑性	μ	$ns + \frac{1}{2q}$	$\frac{1}{4\mu q\phi D/d + 1}$	$-\varepsilon cr + D\phi/d < \varepsilon i$ $-2(\phi-1) < \Delta\varepsilon < 0$
3	一部圧壊	圧縮側 引張側 塑性 弾性	$\mu - \frac{1}{2q\phi} \cdot \frac{d}{D}$	$ns - (1-\mu)(\phi-1) \frac{\varepsilon cr}{2q\phi} \frac{d}{D}$	$\frac{1-\mu+d/(2q\phi D)}{1+\mu-d/(2q\phi D)}$	$(-\varepsilon cr - D\phi/d) < \varepsilon i < (-\varepsilon cr + D\phi/d)$ $-2\varepsilon cr < \sum\varepsilon, -2\phi < \Delta\varepsilon < -2(\phi-1)$
4	一部圧壊	圧縮側 引張側 塑性 塑性	$\mu - \frac{1}{2q\phi} \cdot \frac{d}{D}$	$ns + \frac{\varepsilon cr}{2q\phi} \frac{d}{D}$	$\frac{1}{4\mu q\phi D/d - 1}$	$(-\varepsilon cr - D\phi/d) < \varepsilon i < (-\varepsilon cr + D\phi/d)$ $-2\varepsilon cr < \sum\varepsilon, -2(\phi-1) < \Delta\varepsilon < 0$
5	完全圧壊	圧縮側 引張側 塑性 弾性	μ	$ns - (1-\mu)(\phi-1)$	$\frac{1-\mu}{1+\mu}$	$\{\varepsilon i < (-\varepsilon cr - D\phi/d)\} \text{ 又は } -2\varepsilon cr > \sum\varepsilon$ $-2\phi < \Delta\varepsilon < -2(\phi-1)$
.6	完全圧壊	圧縮側 引張側 塑性 塑性	μ	$ns + (1-\mu)$	0	$\{\varepsilon i < (-\varepsilon cr - D\phi/d)\} \text{ 又は } -2\varepsilon cr > \sum\varepsilon$ $\Delta\varepsilon < -2\phi$
7	完全圧壊	圧縮側 引張側 塑性 塑性	μ	ns	0	$\{\varepsilon i < (-\varepsilon cr - D\phi/d)\} \text{ 又は } -2\varepsilon cr > \sum\varepsilon$ $-2(\phi-1) < \Delta\varepsilon < 0$

* 圧縮側塑性

$$\left. \begin{aligned} -(K/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot a\tilde{\varepsilon}_i + (1/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot b\tilde{\varepsilon}_i &= 0 \\ (1/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot a\tilde{\varepsilon}_{(i+1)} - (K/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot b\tilde{\varepsilon}_i &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7.12)$$

したがって、 $a\tilde{\varepsilon}_{(i+1)}$, $b\tilde{\varepsilon}_{(i+1)}$ は次式で得られる。

$$\left. \begin{aligned} a\tilde{\varepsilon}_{(i+1)} &= K^2 \cdot a\tilde{\varepsilon}_i = K^{2i} \cdot a\tilde{\varepsilon}_1 \\ b\tilde{\varepsilon}_{(i+1)} &= K^2 \cdot b\tilde{\varepsilon}_i = K^{2i} \cdot b\tilde{\varepsilon}_1 \end{aligned} \right\} \quad (7.13)$$

式(7.13)に式(7.11)を代入すると一般解は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} a\varepsilon_i &= n^*/\mu^* + (a\varepsilon_1^* - n^*/\mu^*) \cdot K^{2(i-1)} \\ b\varepsilon_i &= n^*/\mu^* + (a\varepsilon_1^* - n^*/\mu^*) \cdot K^{2i-1} \end{aligned} \right\} \quad (i=1, 2, \dots) \quad (7.14)$$

ここで、 n^* , μ^* , K は断面寸法・材料の性質(d/D , q , μ , ε_{cr})および荷重(n_s , ϕ)に関する量であり、さらに断面の状態にも関係する。式(7.14)の中の $a\varepsilon_1^*$ は、最初は処女載荷時(A1状態)の断面重心のひずみ($a\varepsilon_1$)であり、断面の状態が変化するに従って変化する量で、状態の変化する前の状態の最終の断面重心のひずみ(たとえば、一部圧壊から全圧壊に変化した後では、一部圧壊の状態の最後のひずみ)である。ここでは、鉄骨要素の少なくとも一つは降伏する場合($\phi \geq 1$)を考えた。断面が縮む場合の、断面の状態と対応する n^* , μ^* , K を表1に示す。表中の条件式の上段はコンクリートに、下段は鉄骨の状態に関するものである。また、 ε_i は重心ひずみ($a\varepsilon_i$ または $b\varepsilon_i$), $\Delta\varepsilon$ は重心ひずみの増分($(b\varepsilon_i - a\varepsilon_i)$ または $(a\varepsilon_{(i+1)} - b\varepsilon_i)$), $\Sigma\varepsilon$ は $(a\varepsilon_i + b\varepsilon_i)$ または $(b\varepsilon_i + a\varepsilon_{(i+1)})$ を表す。これらの条件式で番号5, 6, 7の上段の式はどちらかが満足されればよい。また、初期条件の例として、コンクリートが圧壊しない場合のA1状態の重心ひずみ $a\varepsilon_1$ を表7.2に示す。

断面重心のひずみ度が求まれば、ひずみ分布・応力分布が決定できるから、鉄骨部分、コンクリート部分それぞれが受け持つ軸力、モーメント等を計算できる。

表7.2 初期条件

番号	Concrete	Steel	$a\epsilon 1$	条件式
1	健全 伸びる	圧縮側 引張側 塑性 塑性	$\frac{2ns + (1-\mu)(\phi-1) + 1/q}{1+\mu+d/(q\phi D)}$	$\max\left\{\frac{(\phi-1)}{(-\epsilon_{cr}+D\phi/d)}\right\} < a\epsilon 1 < \min\left\{\frac{(\phi+1)}{D\phi/d}\right\}$
2	健全 伸びる	圧縮側 引張側 塑性 塑性	$\frac{2ns + 1/q}{2\mu+d/(q\phi D)}$	$\max\left\{\frac{0}{(-\epsilon_{cr}+D\phi/d)}\right\} < a\epsilon 1 < -(\phi-1)$
3	健全 縮む	圧縮側 引張側 塑性 塑性	$\frac{2ns + 1/q}{2\mu+d/(q\phi D)}$	$\max\left\{\frac{-(\phi-1)}{(-\epsilon_{cr}+D\phi/d)}\right\} < a\epsilon 1 < 0$
4	健全 縮む	圧縮側 引張側 塑性 塑性	$\frac{2ns - (1-\mu)(\phi-1) + 1/q}{1+\mu+d/(q\phi D)}$	$\max\left\{\frac{-D\phi/d \text{かつ } -(\phi+1)}{(-\epsilon_{cr}+D\phi/d)}\right\} < a\epsilon 1 < -(\phi-1)$

§ 7.3 解析結果と考察

7.3.1 解析パラメータ

計算は鉄骨係数 $q (= A_s \sigma_y / A_c F_c)$ を 0.2, 1 にとり, 鉄骨せい比 $d/D = 0.7$, ひずみ硬化係数 $\mu = 0.03$, コンクリートの無次元化圧壊ひずみ度 $\epsilon_{cr}=2$ および 5, 無次元化曲率振幅 $\phi=2$ として行った。これらの値は $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_y = 3 \text{ t/cm}^2$ の時, $q = 0.2$ で $A_s/A_c = 2\%$, $q = 1$ で $A_s/A_c = 10\%$ となる。また, $\epsilon_y = 0.14\%$ とすると, $\epsilon_{cr} = 2$ でコンクリートの圧壊ひずみ度は $\epsilon_{CR}=0.28\%$, $\epsilon_{cr}=5$ で $\epsilon_{CR}=0.7\%$ となる。本解析では, コンクリートの圧壊ひずみ ϵ_{CR} をコンファインドコンクリートとアンコンファイドコンクリートで区別していないので, $\epsilon_{cr}=5$ はコンクリートが充分に拘束されている時の値として設定した。軸力比 n は 0 より 0.02 刻みに増やした。

7.3.2 結果と考察

(1) 断面重心のひずみ挙動

図7.7 に各曲率反転点 (A_i , B_i 状態) での断面重心のひずみ度と荷重サイクルの関係を示す。図中の↑印がある軸力比では矢印の点以降軸力の釣合を満足出来なくなる。図7.7 (c), (d) の点線はコンクリートが壊れないとした時 ($\epsilon_{cr}=\infty$) のものである。

この図より、軸力の大きさによって、断面重心のひずみ挙動が以下のように 5種類 (Case 1 ~ Case 5) に分類できることがわかる。

A1 状態 (0 サイクル) で断面重心が伸びる場合には、A1 状態から B1 状態 (1/2 サイクル) への過程でさらに伸び、以後一定となる場合 (Case 1) と、最初から一定値をとる場合 (Case 2) がある。これらは軸力比が小さい場合に生じる。

断面重心が縮む場合には、荷重サイクルの増加と共に、つねに重心ひずみは圧縮方向へ累積する。この場合の極限状態 (繰返し回数 $i = \infty$ の時の状態) は次の 3通りがある。まず、コンクリートが全部、または一部は健全な状態で重心ひずみが一定値に収束する場合 (Case 3), コンクリートが全部圧壊した後、鉄骨だけで軸力を保持でき、一定値 ($= n_s/\mu$) に収束する場合 (Case 4) と、軸力を鉄骨だけでは保持出

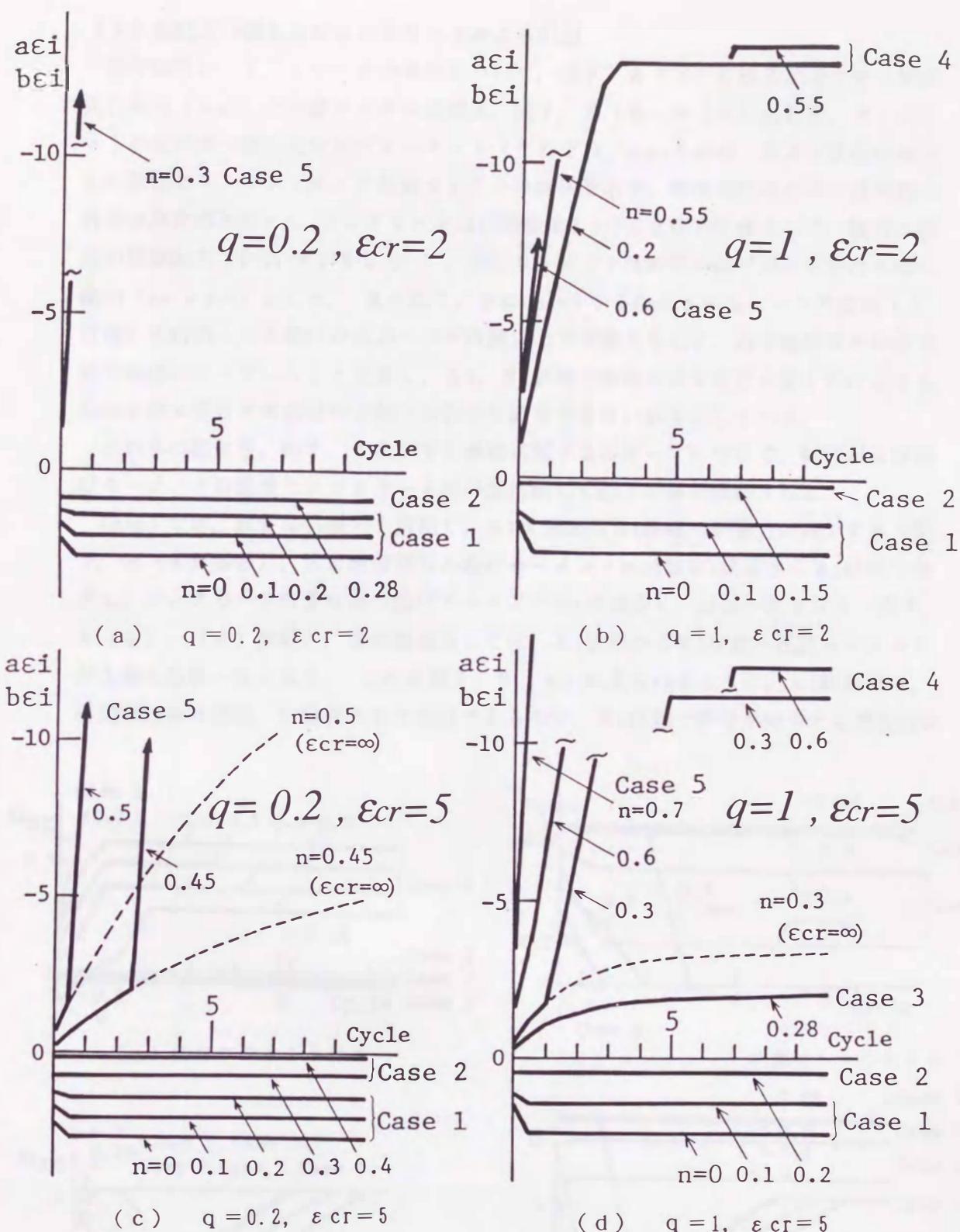


図 7.7 断面重心のひずみ度—荷重サイクルの関係

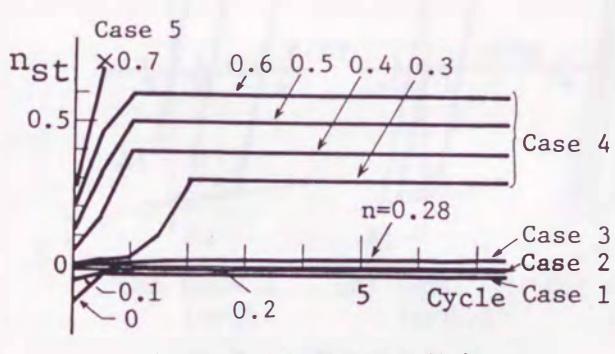
来ず、可能な釣合状態がなくなり崩壊する場合 (Case 5) である。Case 3, 4 は鉄骨係数 q が 0.2 の場合には現れない。また、コンクリートが壊れないとすれば ($\varepsilon_{cr} = \infty$)、常に断面の重心ひずみは一定値 ($= (n_s + 1/2 q) / \mu$) に収束する (図 7.7 (c), (d) 破線参照)。

(2) 抵抗力の鋼およびコンクリートによる分担

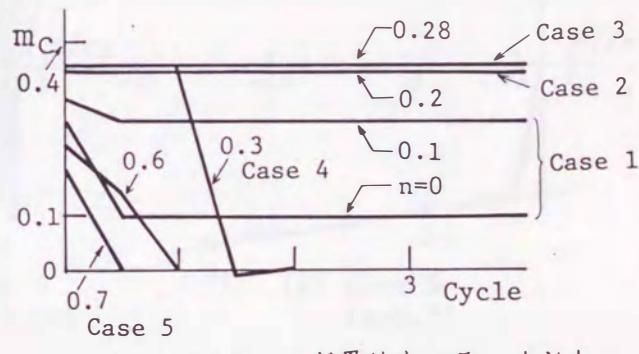
鉄骨係数 $q = 1$, $\epsilon_{cr} = 5$ の場合について、図7.8(a)に鉄骨が受け持つ無次元化軸力 (n_{st}) と荷重サイクルの関係、図7.8(b)～(d)に鉄骨、コンクリートが受け持つ無次元化曲げモーメント (それぞれ、 m_{st} と m_c) および断面の無次元化抵抗モーメント (m) と荷重サイクルの関係を示す。無次元化のための基準量は、鉄骨は降伏応力度 σ_y 、コンクリートは圧縮強度 F_c の完全剛塑性体として、軸力は断面の圧縮耐力 ($2 \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot d + B \cdot D \cdot F_c$)、曲げモーメントは鉄骨が曲げだけを受ける時の耐力 ($a_s \cdot \sigma_y \cdot d$)とした。また図7.9にCase1からCase5の各ケースの最初 (A1状態) 圧縮側となる鋼材の応力一ひずみ関係上での動きを示す。図中●印はその点で定常状態になっていることを表し、Ai, Bi状態で●印の点を交互に動くだけとなる。Case5の×印はその点以降で軸力の釣合を満足できない事を示している。

これらの図より、図7.7のひずみ挙動に関する各ケースについて、軸力および曲げモーメントの鉄骨とコンクリートの分担に関して以下の事が観察される。

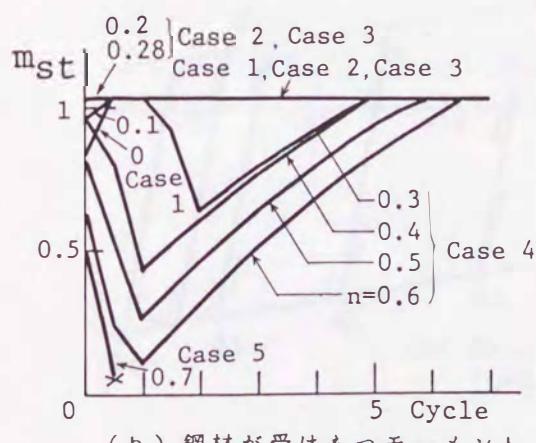
Case1では、鉄骨は引張力を負担し、A1状態からB1状態で引張力が減少する (図7.8(a) 参照)。また鉄骨部分の曲げモーメント m_{st} はA1状態からB1状態で増大し、コンクリートの受け持つ曲げモーメント m_c は減少し、以後一定となる (図7.8(b), (c) 参照)。合成断面としては、A1状態からB1状態へ抵抗モーメントが上昇し以後一定となる。これは図7.9(a)に見られるように、A1状態では、圧縮側鉄骨は弾性、引張側鉄骨は塑性であるのが、B1状態で鉄骨が両方とも塑性域に



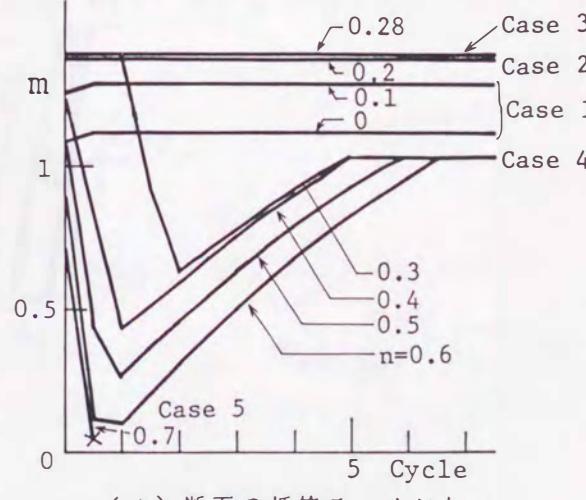
(a) 鋼材が受けもつ軸力



(c) コンクリートが受けもつモーメント



(b) 鋼材が受けもつモーメント



(d) 断面の抵抗モーメント

図7.8 断面力一荷重サイクルの関係 ($q = 1$ 、 $\epsilon_{cr} = 5$)

はいり、以後の繰返しに対して、ひずみ分布、応力分布が一定となるためである。

Case 2 では鉄骨とコンクリートの間で軸力の移行ではなく、鉄骨およびコンクリートの受け持つモーメントも荷重サイクルに関係なく一定値を取る。これは図 7. 9 (b) に示すように、A1 状態で圧縮側、引張側両方の鉄骨が塑性域に入っており、常に同じひずみ分布、応力分布を取るためである。

Case 3 では、鉄骨の負担する軸圧縮力は徐々に増加し、数サイクル後に一定値となる。また鉄骨の m_{st} は荷重サイクルによらず一定値を取るが、コンクリート、合成断面の抵抗モーメントはわずかに増加する。これは図 7. 9 (c) に示すように、鉄骨は圧縮側、引張側両方ともが塑性域に入っているが、荷重サイクルの増加とともに断面重心ひずみは徐々に圧縮側に蓄積し、数回の繰返しの後、一定値になることによる。

Case 4 では、荷重サイクルの増加とともに、軸力は鉄骨に移行し、数回の繰返しのあと全軸力を鉄骨が受け持つようになる。鉄骨の受け持つ曲げモーメントはコンクリートの圧壊により徐々に減少し、コンクリートがすべて圧壊した点で最小値を取るが、以後鋼材のひずみ硬化により抵抗モーメントは増大し、最終的には軸力 0 の純鉄骨断面の抵抗モーメントに収束する。すなわち、図 7. 9 (d) に示すように A1～A2 状態ではコンクリートは健全で、鉄骨は引張側、圧縮側両方とも塑性状態であるが、B

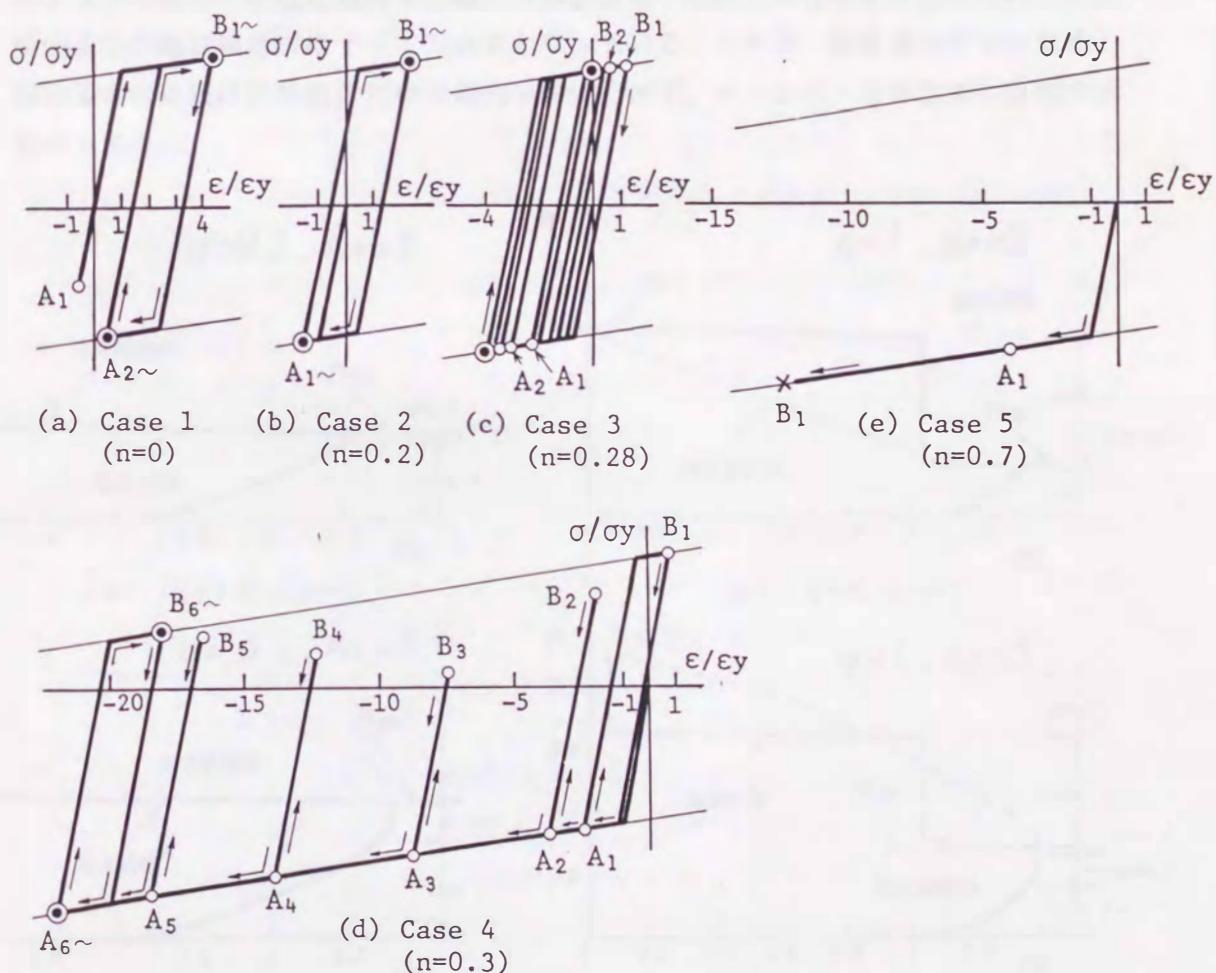


図 7.9 鋼材の応力-ひずみ関係上での動き ($q = 1$ 、 $\epsilon_{cr} = 5$)

2状態でコンクリートが一部圧壊する。その後断面は急激に縮み始め、A3～B5ではコンクリートはすべて圧壊しており、鉄骨の状態は引張側は弾性、圧縮側は塑性状態となっている。A6の状態で鉄骨は圧縮側、引張側両方とも塑性化し、この状態で重心ひずみ度は n_s/μ の値に収束する。この時のモーメントは $\{1 + \mu(\phi - 1)\} \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot d$ となる。この最終状態は純鉄骨がA1状態で圧縮側鉄骨が降伏し、引張側は弾性である場合の最終状態と同じである。コンクリートの受け持つ曲げモーメントは数回の繰返しの後で0となる。

Case5では、1/2サイクルの繰返しで軸力はすべて鉄骨が負担し、その後のサイクルでは釣り合う状態がなくなる。これは、図7.9(e)に示すように、A1状態では圧縮側鉄骨は塑性、引張側は弾性状態であるが、B1状態で圧縮側、引張側両方の鉄骨が圧縮で塑性化することによる。

(3) モーメント-軸力相関関係

図7.10にモーメント(m)-軸力(n)相関関係を示す。破線は処女載荷時(A1)での耐力、実線は極限状態($i = \infty$)での耐力である。

鉄骨係数qが0.2の場合には、 ε_{cr} の値に関わらず、断面重心がA1状態で伸びるか縮むかで、処女載荷時と極限状態に大きな差が現れており、断面重心が伸びるCase1と2の場合には処女載荷での耐力と極限状態での耐力にはあまり差がない。また断面重心が縮む場合にはすべてCase5となっている。これは、鉄骨量が少ないため、縮む場合には最終的に鉄骨だけで軸力を保持出来ず、コンクリートが急激に圧壊するためである。

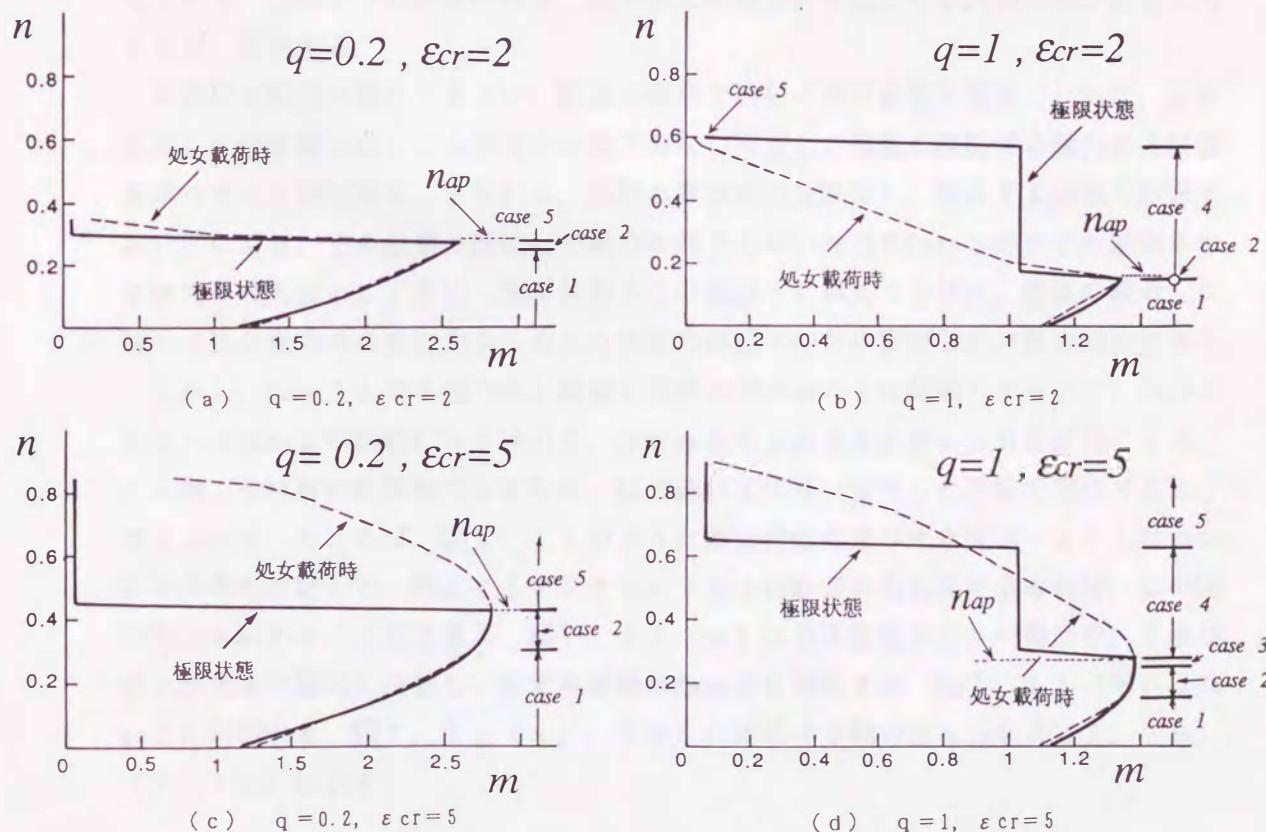


図7.10 モーメント-軸力相関関係

鉄骨係数 q が 1 では、Case 4 の挙動となる領域がある。さらに ε_{cr} が 5 の場合には、Case 3 となる場合もあるが、この場合には Case 1, 2 と同様処女載荷時の耐力と大きな差異はない。しかし Case 3 となる軸力の範囲は小さい。これは本解析ではコンクリートの応力ひずみ関係をひずみ限度を設けた剛塑性としているためコンクリートが壊れ始めると急激に軸力が鉄骨に移行し、最終的に純鉄骨の挙動となる Case 4 の場合になるからである。Case 4 では処女載荷時の耐力と差異が見られる。

また、鉄骨係数 q の値によらず、圧縮力が大きな範囲ではコンクリートの圧壊ひずみ ε_{cr} の値の影響が顕著となる。 ε_{cr} の値が 5 になると 2 の場合に比べて、極限状態まで耐力低下の少ない挙動を期待できる圧縮力の範囲が広くなることが観察される（図 7. 10 (a), (c) および (b), (d)）。文献 7. 10 では、主筋の座屈防止とコアコンクリートの拘束を期待できるように横補強筋を配筋する場合には、拘束を期待できない場合の軸力制限値の 2 倍をとることができると、本解析から繰返し曲げを受ける柱も、コンクリートの韌性を向上させることにより、より大きな軸力の下で安定した挙動を示すことがわかる。

(4) まとめ

(2) ~ (3) より、断面重心のひずみ挙動が Case 1 ~ 4 の場合は、断面の抵抗モーメントは繰返しの後一定値になることがわかる。特に Case 1 ~ 3 までは、繰返した後も処女載荷時の耐力とほぼ同じ耐力が期待できる。Case 4 の挙動は最終的には純鉄骨の挙動になるが、実際の柱では鋼材の座屈現象により実現することは難しいと考えられる。Case 5 では最終的には、軸力が一定の条件を満足する釣合状態が存在しなくなり、崩壊する。

本解析は断面の解析であるが、断面の曲率と柱材の曲げ変形を関係づければ、柱材に対して何度繰り返しても抵抗力の低下のない安定した挙動を保証する軸力の上限値を求めることが出来る。すなわち、部材の許容変形を設定し、対応する曲率を計算することにより、その曲率の繰返しで耐力の低下しない軸力を Case 3 のひずみ挙動をする軸力の最大値として求め、作用軸力をこの値以下に抑えておけば、荷重の繰返しに対して処女載荷時の抵抗力からあまり抵抗力の低下のない安定した挙動を期待できる。

しかし、Case 3 となる軸力の上限値を正確に求めることは煩雑であるので、Case 3 あるいは Case 2 の範囲になる軸力を、ひずみ分布を仮定する事により近似的に求め、この軸力を柱材の制限軸力とすれば、耐力低下の少ない安定した挙動を期待できると考えられる。たとえば、図 7. 11 のように断面の最外縁ひずみ度が $-\varepsilon_{cr}$ となるひずみ分布を仮定して、対応するコンクリートおよび鉄骨の応力度を求めれば、この時の軸力を求めることができる。図 7. 11 (a) は曲率振幅が小さい場合や、圧壊ひずみが大きい場合に成立し、ひずみ挙動の Case 3 に対応する。図 7. 11 (b) は Case 2 に対応する。図 7. 11 (a), (b) に対応する軸力比 n_{ap} を式 (7. 15), (7. 16) に示す。

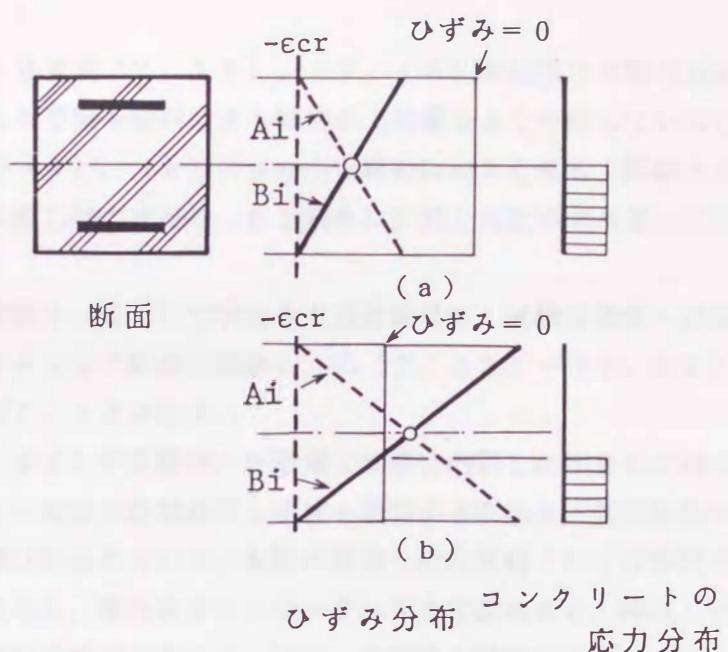


図7.11 ひずみ分布の仮定

Case 3 (図7.11 (a) の場合) : ($\phi > 1$ かつ $(D/d) \cdot \phi < \varepsilon_{cr}$) のとき

$$n_{ap} = \{0.5 - \mu \cdot q \cdot (-\varepsilon_{cr} + (D/d) \cdot \phi)\} / (1+q) \quad (7.15)$$

Case 2 (図7.11 (b) の場合) : ($\phi > 1$ かつ $(D/d) \cdot \phi > \varepsilon_{cr}$) のとき

$$n_{ap} = \{0.5 - (\mu \cdot q + 0.5 \cdot (d/D) / \phi) \cdot (-\varepsilon_{cr} + (D/d) \cdot \phi)\} / (1+q) \quad (7.16)$$

なお、本章では、無次元化曲率 ϕ が1以上で繰り返される場合を対象としたが、曲率振幅 ϕ が1より小さい場合には、図7.11 (a), (b) のひずみ状態に対して、圧縮側の鋼材は圧縮で降伏、引張側の鋼材は弾性であるとして、それぞれ式(7.17), (7.18)で柱材の挙動が安定する軸力比 n_{ap} が算定できる。

図7.11 (a) の場合 : ($\phi < 1$ かつ $(D/d) \cdot \phi < \varepsilon_{cr}$) のとき

$$n_{ap} = \{0.5 - q \cdot (\mu (-\varepsilon_{cr} + (D/d) \cdot \phi) - \phi + 1) + \phi - 1\} / (1+q) \quad (7.17)$$

図7.11 (b) の場合 : ($\phi < 1$ かつ $(D/d) \cdot \phi > \varepsilon_{cr}$) のとき

$$n_{ap} = \{0.5 \cdot (d/D) (\varepsilon_{cr} / \phi) - q \cdot (\mu (-\varepsilon_{cr} + (D/d) \cdot \phi) - \phi + 1) + \phi - 1\} / (1+q) \quad (7.18)$$

図7.10に式(7.15), (7.16)から求めた軸力 n_{ap} を点線で示している。安定した挙動を期待できる軸力の上限値をよく予測しているといえる。ここで、図7.10(a), (b)の n_{ap} が実線のCase2となる上限値よりわずかに大きいのは、計算に際し軸力比を0.02刻みに計算したためである。

また、文献7.21)で示された実験結果を、試験体鉄骨・鉄筋部を図7.12に示すサンドウイッチ断面に置換し、式(7.15)~(7.18)で算定した軸力を比較して図7.13に示す。

文献7.21)の実験は、H形鋼と鉄筋を内蔵したSRC片持ち柱に対して、一定軸圧縮力と一定変位振幅繰返し曲げを載荷する実験を、変位振幅および軸力比 n を実験変数に選び行われている。実験は繰返し変位振幅として柱部材角 R を1%あるいは2%で一定とし、軸力比を0.2~0.5まで変化させ、繰返しに対して抵抗力の低下のない軸力比を求めている。なお、試験体の鉄骨比は5.6%，帯筋比は0.2%である。

式(7.15)~(7.18)の算定に必要な諸量は、以下のようにして求めた。

材を等曲率 Φ で変形する部分と剛体部分でなっているとし、塑性化長さ ℓ_p は材長 ℓ の1/3と仮定することにより、水平変位 δ と曲率 Φ の関係は、次式で得られる^{7.22)}。

$$\delta = \Phi \cdot \ell_p \cdot (\ell - \ell_p/2) \quad (7.19)$$

したがって、部材角 $R = \delta / \ell$ は

$$R = \Phi \cdot \ell_p \cdot (\ell - \ell_p/2) / \ell \quad (7.20)$$

ここで $\phi = \Phi / \Phi_y$ であり、 $\Phi_y = 2 \varepsilon_y / d$ 、 $\ell_p = \ell / 3$ より、部材角 R は無次元化曲率 ϕ と下式の関係で結びつけられる。

$$R = (5/9) \cdot (\ell/d) \cdot \varepsilon_y \cdot \phi \quad (7.21)$$

実断面鉄骨・鉄筋部と等価なサンドウイッチ断面は、図7.12に示すように断面の降伏軸力と軸力がない場合の全塑性モーメントが等価となる条件で求めた。なお、文献7.21)に従い、鉄骨の降伏応力度は 3.88 t/cm^2 、鉄筋の降伏応力度は 3.32 t/cm^2 、コンクリートの圧縮強度は平均値 331 kg/cm^2 を用いた。サンドウ

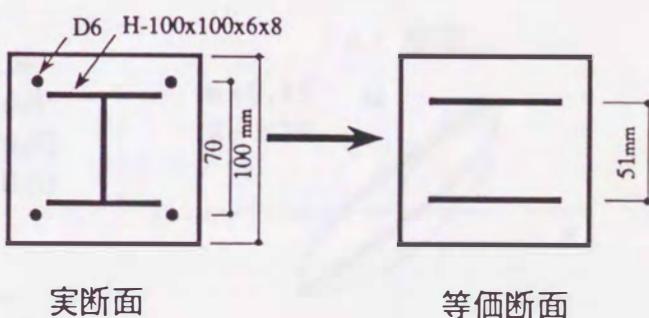


図7.12 実断面の等価断面への置換

イッチ断面のせい d は、 $d = 2 M_p / N_y$ (M_p : 鉄骨・鉄筋部の全塑性モーメント, N_y : 鉄骨・鉄筋部の降伏軸力) として算定し、 $d = 5.1\text{cm}$ が得られた。計算に必要な諸量は、鉄骨係数 $q = 0.80$, 断面せい比 $d/D = 0.51$ となった。なお、式(7.21)での鋼材の降伏ひずみ度 ε_y は、鉄骨の降伏応力度 3.88t/cm^2 を基準に取り、0.185%とした。

鋼材のひずみ硬化係数 μ は $\mu = 0.01, 0.02, 0.03$ の 3 種類を仮定した。コンクリートの無次元化圧壊ひずみ度 ε_{cr} の値は、コンクリートの圧壊ひずみ度 ε_{CR} を 0.5% とし、 $\varepsilon_{cr} = 0.005 / 0.00185 = 2.7$ とした。コンクリートの圧壊時ひずみ度 ε_{CR} は、H 形鋼で包まれている部分では圧壊ひずみ度は 0.5% は期待できること、また本解析ではコンクリートの応力度 - ひずみ度関係を圧壊ひずみ ε_{CR} を超えると、抵抗力が 0 となり、コンクリートの劣化を過大評価しているために、カバーコンクリートに対する値としては大きすぎるが、断面全体の平均値として $\varepsilon_{CR} = 0.5\%$ と設定した。

図 7.13 に本解析結果と実験値の比較を、安定する軸力比と柱部材角関係で示している。実験結果は、荷重の繰返しに対して、挙動が安定し抵抗力の低下がほとんど認められなかったものを○で、顕著な抵抗力の低下が観察されたものを×で示している。また、図 7.14 に、図 7.13 に矢印で示した崩壊した試験体と安定した試験体の水平力 - 水平変位関係を示している^{7,21)}。

図 7.13 より、本解析で実験による挙動の安定する限界の軸力比の傾向を捉えていること、また、ひずみ硬化係数 μ の影響は余りないことがわかる。

実際の鋼・コンクリート合成柱では、材料の応力 - ひずみ関係が本解析でのものと異なること、鉄筋や鉄骨の座屈が生じること、荷重の繰返しによって鋼材とコンクリートの間の付着がなくなること、本解析では鉄骨断面を 2 質点モデルにしていること等、本解析モデルでは追跡できていない点もあるが、軸力と曲げを受ける断面の挙動に及ぼす軸力比の影響はつかめたと考える。

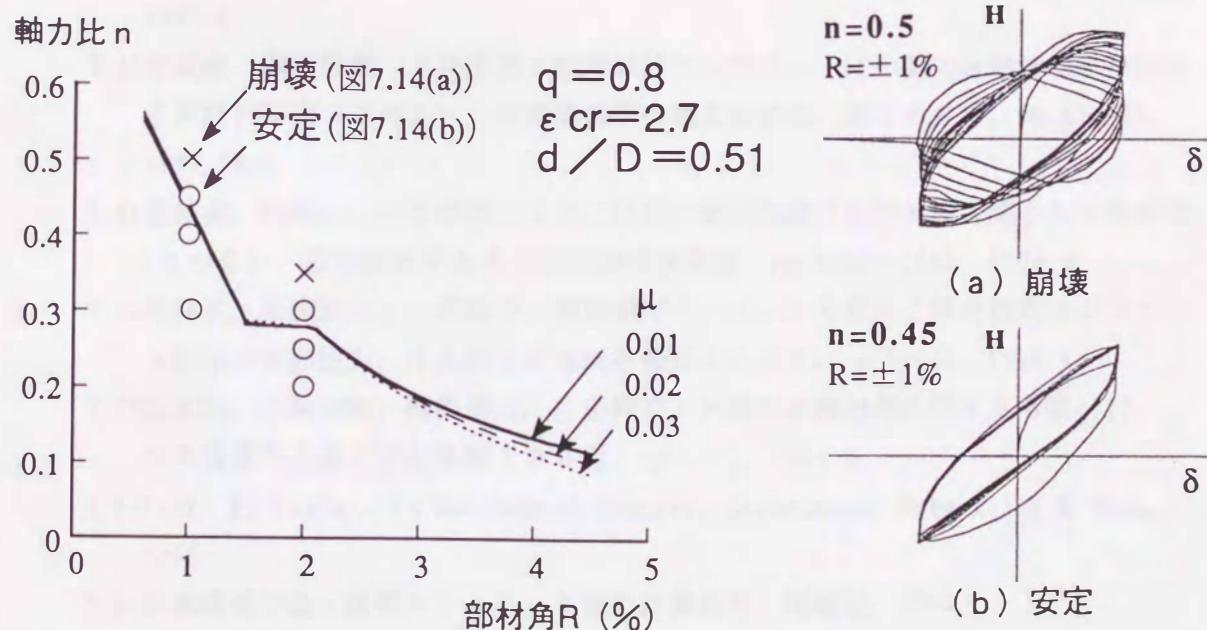


図 7.13 挙動の安定する軸力比 n - 部材角 R 関係 図 7.14 水平力 H - 水平変位 δ 関係

§ 7. 4 結論

本解析により、一定圧縮力と定曲率繰返し曲げ（無次元化曲率振幅 $\phi > 1$ ）を受ける鋼・コンクリート合成断面の挙動は、図7. 1に示す断面と図7. 3の応力－ひずみ関係のもとで以下のようになる。

1) 一定圧縮力と定曲率繰返し曲げを受ける断面のひずみ挙動は、圧縮力の大きさにより、図7. 7に示すCase 1からCase 5の5つに分類できる。

2) 断面重心のひずみ挙動と抵抗力の間には密接な関連がある。すなわち、Case 1～3のひずみ挙動をする場合には、抵抗モーメントは荷重の繰返しのあと一定値となり、その値は処女載荷時の値にはほぼ等しい。Case 4の場合にも抵抗モーメントは一定値になるが最終的には純鉄骨の挙動と同じとなるため、処女載荷時の耐力とは異なる。Case 5では軸力一定の条件を満足する釣合状態が存在せず、崩壊する。

3) ひずみ挙動がCase 3となる最大の圧縮力を鋼・コンクリート合成柱の制限軸力にとれば、それ以下の軸力では柱材に曲げ耐力の低下のない安定した挙動を期待できる。

第7章の参考文献

- 7.1) 新建築学体系4.2：合成構造の設計，彰国社，1982.
- 7.2) 鋼材俱楽部：鉄骨鉄筋コンクリート構造設計例集，技報堂出版，1987.6.
- 7.3) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1987.6.
- 7.4) 仲威雄，森田耕次，立花正彦：鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究（その2），日本建築学会論文報告集，第260号，pp.47～58，1977.10.
- 7.5) 若林実，南宏一，小林俊明：S R C部材の弾塑性曲げ変形特性に関する実験研究（その5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1659～1660，1979.9.
- 7.6) 若林実，柴田道生：一定軸力と変動曲げモーメントを受ける鉄骨鉄筋コンクリート断面の変形能力，京大防災研究所年報第19号B，pp.1～14，1976.4.
- 7.7) 坂本順，小浜芳郎，棚橋泰治，片山哲也：不規則累積損傷に関する考察[II]，日本建築学会論文報告集第300号，pp.1～9，1981.2.
- 7.8) Park, R., Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, 1975
- 7.9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1983.

7. 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・
同解説，1988.
7. 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1987.
7. 12) 荒川卓，他：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能の評価，
第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp. 449～452，1981.
7. 13) Shimazu, T : On The Ultimate Values of Deformation Angle for Reinforced
Concrete Columns -Part 2, 日本建築学会論文報告集，第312号，pp. 18～
27, 1982. 2.
7. 14) 狩野芳一他：高軸圧下における鉄筋コンクリート柱の耐力及び変形能に関する
調査及び検討（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 445～446，
1985. 10.
7. 15) 山田稔，河村広：鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性について（2）
－主として、中低層、純ラーメン構造を対象として－，日本建築学会論文報告
集，第209号，pp. 21～30，1973. 7.
7. 16) 山田稔，白川潔：軸圧をうけるH形鋼柱の弾塑性曲げ変形（II：交番繰返し
曲げ），日本建築学会論文報告集，第141号，pp. 29～35，1967. 11.
7. 17) Igarashi, S., Matsui, C., Yoshimura, K. and Matsumura, K. : Inelastic
Behavior of Structural Steel Sections under Alternative Loadings,
日本建築学会論文報告集，第169号，pp. 53～62，第170号，pp. 39～50，
1970. 3. 4
7. 18) 山田稔，辻文三：H形断面材の変形硬化解析，日本建築学会大会学術講演梗概
集，pp. 367～368，1971. 11.
7. 19) 坂本順，小浜芳郎，棚橋泰治：定軸圧・交番曲げを受ける断面の累積塑性ひず
みに関する解析的考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1029～1030，
1976. 10.
7. 20) 松井千秋，三谷勲：繰返し水平力を受ける高張力鋼骨組の弾塑性性状に関する
研究，日本建築学会論文報告集，第250号，pp. 31～41，1976. 12.
7. 21) 松井千秋，江冠華，夏木美智子：SRC柱材の安定限界軸力に関する実験的研究，
日本建築学会九州支部研究報告，第32号，pp. 225-228，1991. 3.
7. 22) Tsuda, K., Matsui, C. and Jiang, G : Strength and Behavior of SRC
Beam-Columns using High-Strength Steel, Proc. of 9th World Conference
on Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 731-736, 1988. 8.

第8章 総括

本論文は、鉄骨系柱材の地震力に対応する外力を受けるときの耐力と挙動を明らかにすることを目的とし、第2章で任意方向水平力を受けるH形鋼柱、第3章で円形鋼管柱、第4章で角形鋼管柱、第5章でコンクリート充填角形鋼管柱を対象とした。第7章では、鋼・コンクリート合成断面を対象とした。本論文の各章で得られた結果を以下に列挙して総括とする。

第2章は、H形断面柱を対象として、一定軸力と任意方向水平力を載荷する実験を行い、水平力の方向および軸力比が弾塑性挙動および耐力に及ぼす影響を調べることを目的とした。実験変数として、(1)水平力の方向、(2)軸力比、(3)加力方法を選んで実験を行い、弾塑性挙動、耐力に関して以下の結論が得られた。

1) 本研究の載荷条件のもとで単調載荷を受ける試験体は、弱軸曲げに対応する強軸(x軸)方向変位uは最大耐力以後急増し、荷重(H)一変形(u)関係はほぼ直線的である。一方、軸力比が大きい場合には変位vはある限度以上ふえない。また断面力間の相互作用が挙動に及ぼす影響は、軸力比が大きく、水平力の方向θが小さい場合に顕著となる。

2) 1)に記した挙動を含めて、単調載荷を受ける試験体の大変形域での挙動は、剛塑性解析により、1軸曲げの場合と同じ程度の精度で、概ね説明できる。

3) 繰り返し挙動は、荷重方向の変位振幅を一定にとっても、荷重(H)と荷重直交方向の変位(v)の関係が原点に対して点対称とならず、一方向に偏る場合がある。これは軸力比nが大きく、水平力の方向θが小さいほど顕著である。

4) 1), 3)より、最大耐力は角度θが小さい程大きくなるが、荷重一変形関係の安定性という観点からは、水平力の方向θが大きいほど、すなわち弱軸曲げに近いほど、安定していると言える。

5) 最大耐力に関して種々提案されている柱材の設計式を、節点の横移動があり材端に塑性ヒンジが形成される柱材に直接適用すると節点移動のない場合に比べより安全側になる。また実験値と設計式による値の比は、軸力比が大きく、2軸曲げを受ける場合に大きくなる。ここで検討した設計式の中ではChenらにより提案されている式が最も実験値に近い値を与えた。

6) 最大耐力時の柱部材角を1/50と仮定し、断面の全塑性に関するP-Mx-My相関曲線にChenらの提案している式を用いることにより、概ね、最大耐力を予測できる。

第3章は、円形鋼管柱を対象として、一定軸力と変動水平力を載荷する実験を行い、钢管の径厚比、軸力比が弾塑性挙動および耐力に及ぼす影響を調べること、現行の柱材の設計式を検討することを目的とした。実験変数として、(1)钢管の径厚比、(2)軸力比、(3)加力方法、(4)熱処理の有無を選んで実験を行い、円形鋼管柱の弾塑性挙動、耐力に関して以下の結論が得られた。

1) 円形鋼管柱は局部座屈によって、抵抗力の低下が生じる。抵抗力の低下は径厚比および軸力比が大きいほど著しい。

2) 鋼構造塑性設計指針の径厚比制限値を満足すれば、全塑性モーメントを期待できる。しかし、鋼構造設計規準の径厚比制限値を満足しても、全塑性モーメントを期待できるとは限らない。本実験結果を最小2乗近似すれば、無次元化径厚比 β の値が0.075以下で全塑性モーメントを期待できる。

3) 鋼構造の塑性設計で使われる柱材の設計式による耐力は、塑性設計の径厚比制限値を満足する試験体に対しては耐力を安全側に評価する。制限値を超えた試験体には危険側の評価をする場合もあるが、比較的良く耐力を評価する。

4) 鋼構造設計規準の柱材の耐力式は径厚比が8.7と規準の径厚比制限値を1.4倍超過した鋼管でも安全側の評価を与える。

5) 変形能力は径厚比が大きくなるほど小さくなる。鋼構造塑性設計指針の径厚比制限値を満足すれば、変形能力は8.4、鋼構造設計規準の径厚比を満足すれば2.8程度の変形能力が期待できる。

6) 鋼構造塑性設計指針の径厚比制限値を満足すれば、局部座屈発生時のひずみ度は、降伏ひずみ度の8倍以上となる。

7) 繰返しの荷重変形関係の原点を移動して求めた荷重変形関係の包絡線は、単調挙動と概ね対応する。

第4章は、角形鋼管柱を対象として、一定軸力と変動水平力を載荷する実験を行い、角形鋼管の幅厚比、軸力比が弾塑性挙動および耐力に及ぼす影響を調べること、また柱材の設計式の検討を行うことを目的とした。実験変数として、(1)角形鋼管の幅厚比、(2)軸力比を主な変数に選んで実験を行い、角形鋼管柱の弾塑性挙動、耐力に関して以下の結論が得られた。

1) 角形鋼管柱は、フランジの局部座屈に引き続くウェブの局部座屈により抵抗力が低下する。実験変数の影響は、a) 軸力比の大きさは、幅厚比が小さい場合には変形能力に影響をあたえ、幅厚比が大きくなると、変形能力だけでなく抵抗力にも影響を与える。b) 幅厚比の影響は、耐力および変形能力に影響を与える。

2) 繰返し載荷の荷重変形関係で前回の変位反転点の荷重より小さい部分を除いてつなぎあわせた荷重変形関係は単調載荷の最大耐力、耐力時の変位とよく対応している。

3) 鋼構造塑性設計指針の幅厚比制限値を満足する場合には、曲げ耐力は全塑性モーメントを期待できる。鋼構造設計規準の幅厚比制限値を満足しても、全塑性モーメントを期待出来ない場合もあり、完全に全塑性モーメントを期待するには、無次元化幅厚比を1.4程度に抑える必要がある。

4) 鋼構造設計規準に規定されている幅厚比制限値を超える角形鋼管の終局曲げ耐力は、有効幅の概念を用い、降伏モーメントを算定すればほぼ安全側に評価できる。

5) 規準に規定されている幅厚比を満足すれば、柱材の耐力は鋼構造塑性設計指針の柱材の設計式を使うことで安全側に評価できる。

6) 規準に規定されている幅厚比制限値を超える中空钢管柱材の耐力は、鋼構造塑性設計指針の柱材の設計式の基準量を有効断面に対するものに置き換えれば、ほぼ安全側に耐力を評価できる。

7) 角形钢管柱の変形能力は、三谷らの提案した変形能力予測式で評価できる。

8) 三谷らがH形鋼に対して行った局部座屈崩壊形を仮定した極限解析を角形钢管柱材に対して適用すると、幅厚比が3.3～4.7程度の角形钢管の局部座屈後挙動を比較的よく予測できる。しかし幅厚比が小さい角形钢管は本解析では耐力を過小評価し、大きいものでは過大評価する。

第5章は、一定軸力と変動水平力を受けるコンクリート充填角形钢管柱および中空钢管柱の実験を行い、弾塑性変形挙動を実験的に検討し、充填コンクリートの効果を考慮した钢管の幅厚比制限値を求める目的とした。主な実験変数として、(1)コンクリート充填の有無と(2)幅厚比を選び、コンクリート充填角形钢管柱の弾塑性挙動、耐力に関して以下の結論が得られた。

1) コンクリート充填钢管柱は钢管部分の幅厚比が4.7～9.4と大きな値を持ち、钢管の板要素が弾性域で座屈するような場合でも、全塑性応力分布から計算した耐力を期待できる。この理由は、フランジの座屈後、钢管が受け持っていた圧縮力がコンクリートに移るという、いわば応力の再配分が生じたためである。しかしながら、中空钢管では、局部座屈の発生により全塑性モーメントに到達できない。

2) コンクリート充填钢管の終局曲げ耐力は、全塑性応力分布を仮定して求めた耐力でおおむね予測できる。

3) コンクリート充填钢管柱の変形能力は、中空钢管に比べて非常に大きい。軸力比が0.3以内であれば、変形能力 $R_{95} = 6$ が期待できる。

4) コンクリート充填钢管の幅厚比制限値は中空钢管の制限値の2倍程度まで緩和できる。

第6章では、本論文の3章から5章の実験結果に基づき、「構造計算指針・同解説」、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」、「鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説」で示されている部材の変形性能の評価の妥当性を検討した結果、以下の結論が得られた。

1) 「構造計算指針・同解説」の変形性能

引張試験による降伏応力度を基準量の算定に用いた場合、円形钢管柱は、径厚比の区分がFAクラス、FBクラスに入る幅厚比では、構造特性係数の設定値は安全側となるが、FC、FDクラスに入る幅厚比では、危険側となる場合もある。角形钢管柱は、FA～FDクラスに対して、ほとんど全ての試験体に対して規定された構造特性

係数の値以上となる。コンクリート充填鋼管柱は、鋼構造設計規準の幅厚比制限値の2倍程度の幅厚比でもF Bランクが期待できる。

材料強度としてJ I S規格値を用いて基準量を算定すれば、規定された構造特性係数の値は円形鋼管、角形鋼管とともに、ほぼ妥当な値となっている。

2) 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」の変形性能

円形鋼管柱では、設定されている柱材の累積塑性変形倍率は充分に満足されている。角形鋼管柱はほぼ満足している。コンクリート充填鋼管柱に関しては、幅厚比が鋼構造設計規準の制限値の2倍程度までは、構造ランクⅡは期待できる。

3) 「鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説」の変形性能

円形鋼管柱では、規準(案)に規定されている値を満足している。角形鋼管柱はほぼ満足している。コンクリート充填鋼管では、幅厚比が鋼構造設計規準の2倍を超えても、構造区分S-IIにはいる。

4) 検討した3つの指針、規準において、同じランクとなる幅厚比(径厚比)を持つ円形鋼管と角形鋼管を比較すると、円形鋼管の方が角形鋼管に比べて変形性能は優れている。

第7章は、一定軸力と繰返し曲げを受ける鋼・コンクリート合成断面の抵抗モーメントおよび断面重心のひずみ挙動に及ぼす軸力の大きさの影響を、解析的に明らかにすることを目的とした。本解析により、一定圧縮力と定曲率繰返し曲げを受ける鋼・コンクリート合成断面の挙動に対して以下の結論が得られた。

1) 一定圧縮力と定曲率繰返し曲げを受ける断面のひずみ挙動は、圧縮力の大きさにより、Case 1からCase 5の5つに分類できる。

2) 断面重心のひずみ挙動と抵抗力の間には密接な関連がある。すなわち、Case 1～3のひずみ挙動をする場合には、抵抗モーメントは荷重の繰返しのあと一定値となり、その値は処女載荷時の値にほぼ等しい。Case 4の場合にも抵抗モーメントは一定値になるが最終的には純鉄骨の挙動と同じとなるため、処女載荷時の耐力とは異なる。Case 5では軸力一定の条件を満足する釣合状態が存在せず、崩壊する。

3) ひずみ挙動がCase 3となる最大の圧縮力を鋼・コンクリート合成柱の制限軸力にとれば、それ以下の軸力では柱材に曲げ耐力の低下のない安定した挙動を期待できる。

謝辞

本論文を閉じるにあたり、何事に対しても遅慢な筆者に対して辛抱強く御指導下さり、論文の完成に導いて頂きました恩師、九州大学教授 松井千秋先生に厚くお礼申しあげます。

九州大学教授 崎野健治先生、同・太田俊昭先生、同・彦坂 熙先生には、本論文に関して有益な御助言を賜り、深く感謝致します。

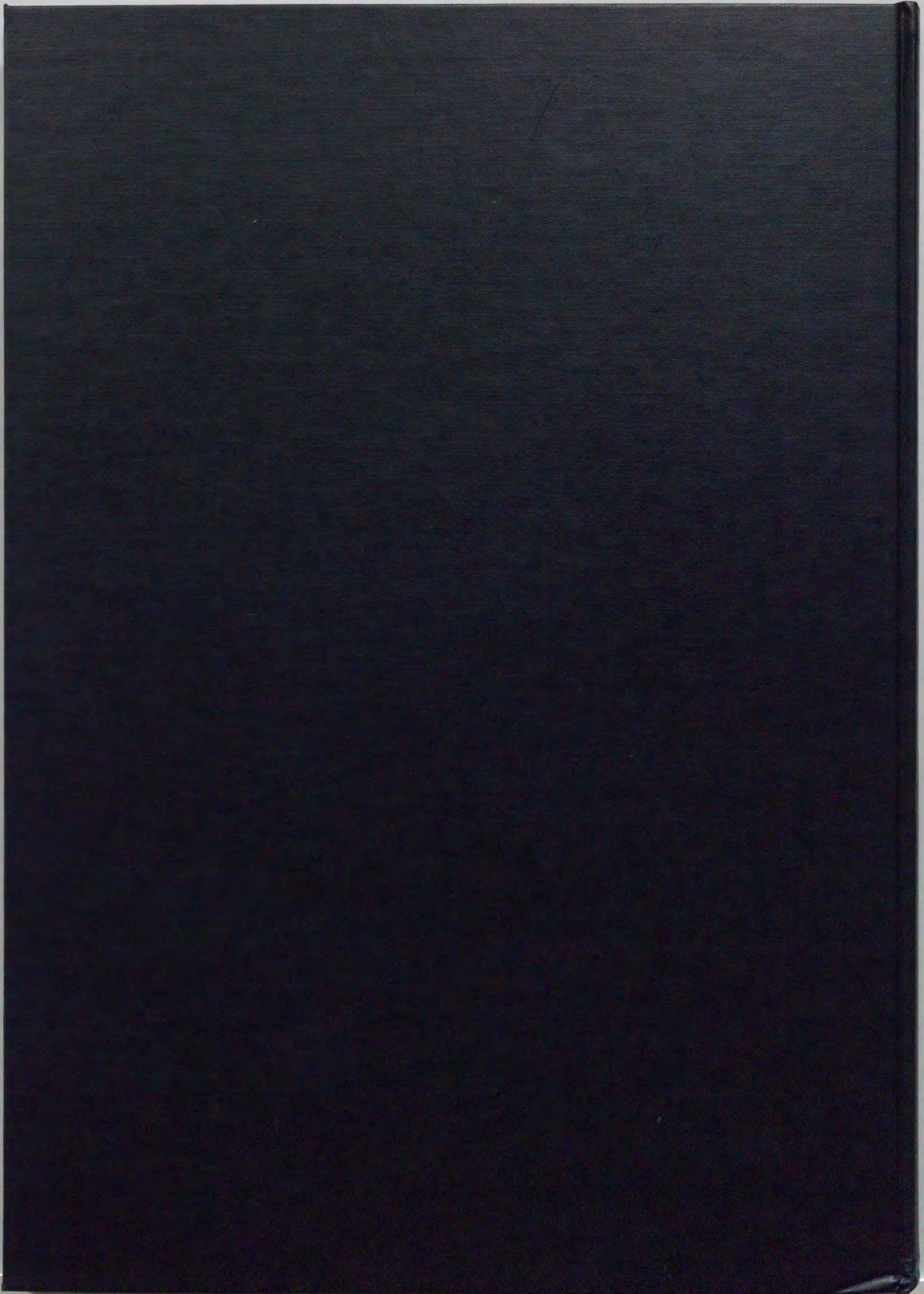
また、三重大学教授 森野捷輔先生、九州大学助教授 河野昭彦先生、鹿児島大学教授 三谷先生、九州大学助教授 松村和雄先生、琉球大学助教授山川哲雄先生には暖かい励ましの言葉を頂きました。深く感謝いたします。

久留米工業大学助教授 吉住孝志先生、福岡大学助手 木村潤一先生は、筆者の大学院時代の同級生としてご支援頂きました。九州大学助手 堀 純一氏には本論文に目を通して頂き、貴重なアドバイスを頂きました。江 冠華氏（現竹中工務店）には、第7章の共同研究者として、御助力頂きました。深く感謝致します。

本論文の実験資料は、試験体数93体の実験から得られたもので、実験に際して、九州大学技官有働文久氏、同・青木治氏、同・久島昭久氏、同・川口晃氏の多大なご協力を得ました。また、試験体の写真撮影に際しては池田吉孝氏のご協力を頂きました。ここに、深く感謝致します。

卒業論文、修士論文のテーマとして本論文の実験および資料整理に多くの方に取り組んで頂きました。第2章は大宅一浩君（現三菱重工業）、藤崎裕三君（現熊谷組）、岩崎昭則君（現間組）、第3章は横山一智君（現清水建設）、中村晋君（現旭化成工業）、東勝広君（現住友建設）、第4章は立川博英君（現広島市役所）、菊間（旧姓永島）美穂君（現IBM）、大宅一浩君（現三菱重工業）、伊藤佳展君（現日本国土開発）、満塙勝郎君（現満塙建設），與田哲男君（現福岡県庁）、東野良之君（現JR九州），第5章は指宿七三君（現日本国土開発）、藤谷修司君（現戸田建設）のご協力を得ました。これらの方々だけでなく、実験作業や実験のまとめにご助力頂いた松井研究室の卒業生の方々へ心より感謝致します

なお、本論文の実験で使用した球座の製作は昭和52年度文部省科学研究費・試験研究(2)（代表者、松井千秋）「H形鋼柱材の立体的弾塑性性状に関する実験的研究」で製作しました。また、実験は九州大学校費のほか、第3章の円形钢管柱の実験は昭和57年度科学研究費・奨励研究(A)「一定鉛直荷重と変動水平力を受ける钢管柱の弾塑性挙動に関する研究」、第4章の角形钢管柱の実験は、昭和55年度および56年度科学研究費・奨励研究(A)「鉛直荷重と水平力を受ける角形钢管柱の弾塑性挙動に関する研究」によりました。



inches
cm

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

Kodak Color Control Patches

Blue

Cyan

Green

Yellow

Red

Magenta

White

3/Color

Black

© Kodak, 2007 TM: Kodak

C Y M

© Kodak, 2007 TM: Kodak

Kodak Gray Scale

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19

