

複合ラーメン構造体の耐震性能に関する実験的検討

Experimental Study on Seismic Performance of Hybrid Rigid Frame Structure

吉村 剛* 村田 清満** 高山 智宏*** 木下 雅敬****
 Takeshi YOSHIMURA, Kiyomitsu MURATA, Tomohiro TAKAYAMA and Masanori KINOSHITA

* 財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

** 工博 財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

*** 工修 九州旅客鉄道株式会社 施設部 (〒812-8566 福岡市博多区博多駅前3-25-21)

**** Ph.D 新日本製鐵株式会社 鉄鋼研究所 (〒299-12 千葉県富津市新富 20-1)

Recently much attention has been paid to Concrete-Filled Steel Tubular columns, called CFT columns, because of its high seismic resistance. Authors have already proposed a quantitative method of evaluating the seismic performance for CFT columns based on experimental results with single column type model specimen. However, it is not so clear that the above-mentioned evaluation method may represent the seismic performance of hybrid rigid frame structures which is composed of CFT columns and Concrete Encased Steel beam. In this paper, the validity of the method for a hybrid rigid frame was studied experimentally.

Key Words: Concrete-filled tubular steel column, Hybrid Structure, Cyclic loading test

キーワード: コンクリート充填鋼管柱, 複合構造, 交番載荷実験

1. はじめに

従来、鉄道高架橋では主として経済性の観点から鉄筋コンクリート構造のラーメン高架橋が多用されている。一方、最近では、営業線に近接して鉄道高架橋を建設することが多く、このため、以前にも増して施工の安全と簡素化を追求した高架構造が必要とされている。また、兵庫県南部地震以降、耐震性に優れた高架構造が求められている。

このような背景にあつて、筆者らは、高い耐震性能を有し、施工の省力化効果が大いコンクリート充填鋼管を柱部材に、鉄骨鉄筋コンクリートを梁部材に適用した次世代の鉄道ラーメン高架橋を提案した¹⁾。そして、この複合構造の鉄道ラーメン高架橋の設計法を確立するために、複合ラーメン高架橋の構成要素であるコンクリート充填円形鋼管 (CFT) 柱、および鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 柱のような合成構造部材を対象にした静的交番載荷実験を実施し、部材の耐荷性能、および復元力特性の評価法について検討してきた^{2), 3), 4), 5)}。その結果、これらの合成構造部材の耐荷力、変形性能、および復元力特性の定量的な評価手法が、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁶⁾ (以下、耐震標準) において明記されるにいたっている。しかしながら、部材の耐荷性能の評価法に基づき設定される解析モデルが、実際のラーメン構造の地震時挙動に照らし合わせて妥当かどうかは必ずしも明確になっていないのが現状である。

本論文では、筆者らがこれまでに提案した CFT、および SRC のような合成構造部材の耐荷性能評価法のラーメン構造への適用性を、一体の複合ラーメン構造体を用いた静的交番載荷実験により検証したものである。

2. 供試体および載荷方法

図-1~図-5 に実験に用いた供試体の概要を示す。供試体は実構造物の約 1/2 スケールとした。柱部材に使用した鋼管は直径が 355.6mm、厚さが 6.4mm の STK490 とし、充填コンクリートは呼び強度 24N/mm² 相当とした。梁は SRC 構造とし、CFT 柱と梁との接合部は図-3 および図-5 に示すとおり、鉄筋と鉄骨からなる差込み部材を CFT 柱の中に差込む鉄骨鉄筋差込み方式による構造とした。なお、鋼管端部には、差込部材が入る部分に丸鋼を溶接してずれ止めを設けている。後述する図-14 に示すように、CFT 柱基部は柱外側に鋼管を設けた二重鋼管方式による構造とし、柱と二重鋼管の間にはコンクリートを充填した。

各部材および接合部の設計は「鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物⁷⁾」(以下、複合標準) により行った。供試体の破壊が、CFT 柱の基部あるいは差込み部材の下端付近に発生するよう各断面を設定した。すなわち、式(1)に示すとおり CFT 柱の曲げ耐力 (全塑性モーメントで算出) より、接合部および鉄骨鉄筋差込み部材の曲げ耐力の方が大きくなるようにした。

表-1 供試体諸元

部 位	断面寸法	鉄骨寸法	鉄筋寸法	コンクリート強度 (N/mm ²)	鋼管強度 (N/mm ²)
柱部材 (CFT構造)	φ355.6×t6.4	-	-	29.8	390.3 (STK490)
梁部材 (SRC構造)	H600×W600	BH-400×300×19×12 (SM490)	主筋(上下共): 6-D16 (SD345) スタースラップ°: D13@150 (SD345)	29.8	-
接合部 (鉄骨鉄筋差込み方式)	-	フランジ: t25×b120 (SM570) ウェブ: t16×h150 (SM570)	主筋: 16-D22 (SD345)	29.8	-

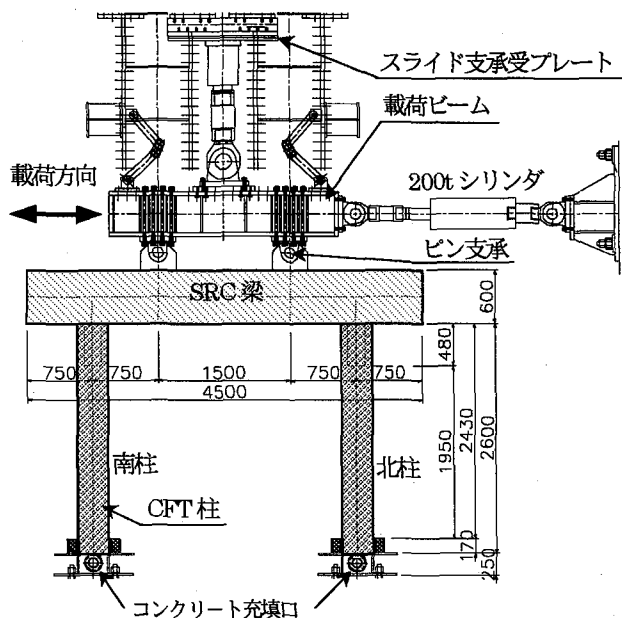


図-1 供試体および荷重装置の概略図

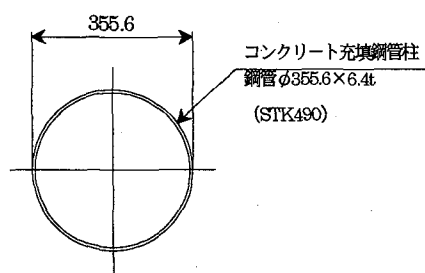


図-2 CFT柱部材の断面形状

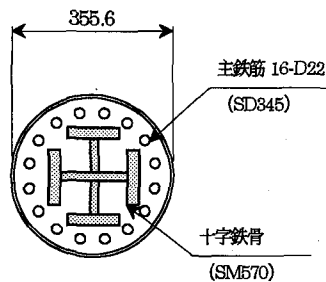


図-3 梁・柱接合部断面形状

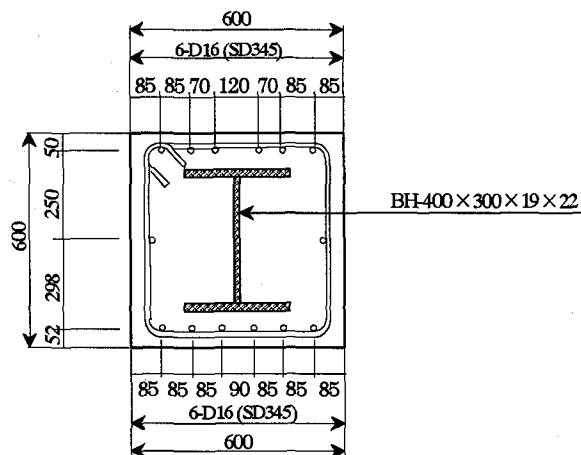


図-4 SRC梁部材の断面形状

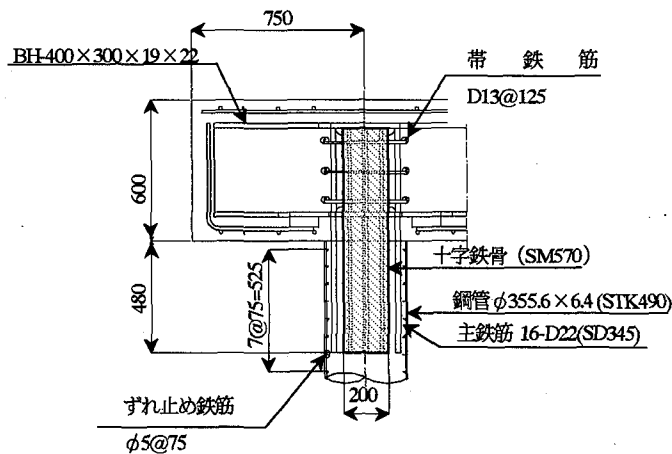


図-5 梁・柱接合部 (鉄骨鉄筋差込み方式)

$$M_{us}, M_{uj} > (1.4 \times M_{uc} \times \gamma_d) \times \gamma_i \quad (1)$$

ここで、 M_{uc} : CFT柱の曲げ耐力

(全塑性モーメントで算出)

M_{us} : 鉄骨鉄筋差込み部材の曲げ耐力

(SRC断面として算出)

M_{uj} : 接合部の耐力 (接合部鋼管降伏破壊)

γ_d : 構造物係数 (=1.2)

γ_i : 部材係数 (=1.15)

表-2 鋼材の降伏ひずみ

鋼材	材料試験の平均降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (Mpa)	降伏ひずみ (μ)
鋼管	390.3	2.05×10 ⁵	1904
鉄骨	281.7	2.05×10 ⁵	1374
鉄筋	379.0	2.05×10 ⁵	1849

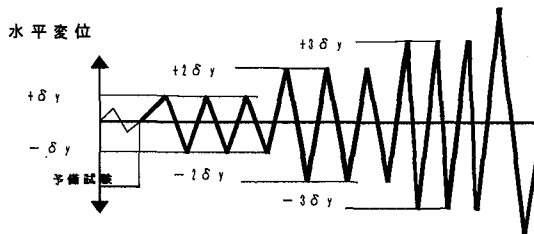


図-6 荷重サイクル概念図

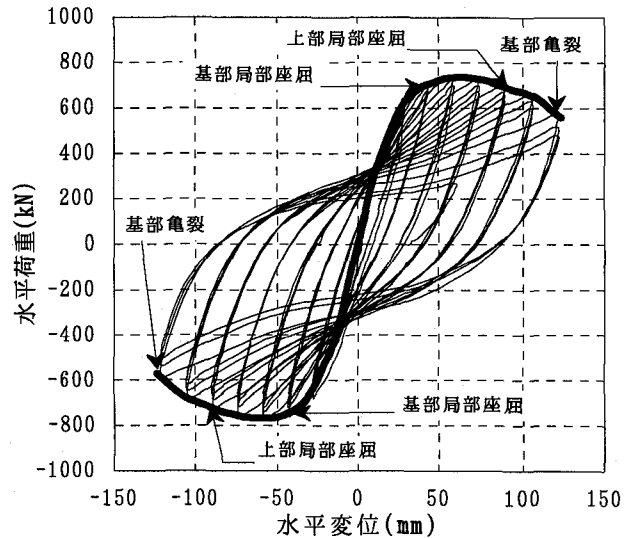


図-7 荷重～変位履歴曲線 (梁中央点)

次に SRC 梁については、式(2)、(3)に示すとおりに梁断面の曲げ耐力およびせん断耐力が、供試体が破壊すると想定される時点で作用する最大曲げモーメントおよび最大せん断力を上回るようにした。ここで供試体が破壊すると想定される時点とは、梁部材に CFT 柱部材の曲げ耐力 M_{uc} に相当する曲げモーメントが作用した時点とする。

$$M_{ud} > 1.4 \times M \quad (2)$$

$$V_{ud} > 1.4 \times V \quad (3)$$

ここで、 M_{ud} : SRC 梁の曲げ耐力
(全塑性モーメントで算出)

M : 供試体が破壊すると想定される時点で、
梁に作用する最大曲げモーメント

V_{ud} : SRC 梁のせん断耐力

V : 供試体が破壊すると想定される時点で、
梁に作用する最大せん断力

式(1)～(3)より定めた供試体の諸元を表-1 に示す。

荷重方法は図-1 に示すように、2点でピン支持する荷重梁を取付け、鉛直方向に所定の軸力 (1403.0kN、柱軸力比 0.15) を作用させた後、その軸力を一定に保持した状態で、供試体上部の荷重点を水平方向 (面内方向) に変位制御により漸増型交番荷重を準静的に荷重した。実験上の降伏点は、柱基部の鋼管、柱上部の差込み鉄骨、または鉄筋のいずれかが、引張側あるいは圧縮側にて、表-2 に示す鋼材の引張試験から得られた降伏ひずみ (ϵ_y) に達した時とした。この時の荷重点の水平変位を降伏変位 (δ_y) とし、図-6 に示すようにまず δ_y を片振幅とした交番荷重を行い、以降変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅とした交番荷重を漸次増加させながら行った。各振幅における繰り返し回数は、1ステップ3回とした。

実験による計測項目は、1)水平ジャッキ・鉛直ジャッキの作用荷重、2)柱の水平変位、柱基部の変位 (フーチングの

表-3 荷重荷重と水平変位

荷重サイクル	正方向		負方向	
	荷重荷重 (kN)	水平変位 (mm)	荷重荷重 (kN)	水平変位 (mm)
±1δ _y	415.3	15.4	439.1	15.5
±2δ _y	639.9	30.9	675.8	31.0
±3δ _y	710.0	46.2	754.7	46.3
±4δ _y	735.7	61.7	767.0	61.8
±5δ _y	725.3	77.2	752.8	77.2
±6δ _y	686.1	92.6	715.8	92.7
±7δ _y	647.3	108.0	671.1	108.1
±8δ _y	557.9	123.5	572.2	123.6

水平変位)・回転、荷重荷重点の鉛直変位、隅角部のせん断変形、3)差込み鉄筋、差込み鉄骨、鋼管および SRC 梁の鉄骨、鉄筋およびコンクリートの各ひずみとした。

3. 実験結果

3.1 荷重～変位関係

図-7 に梁中央点における荷重～変位履歴曲線を示す。図には CFT 柱の主な損傷状況を示している。なお、荷重は図-1 に示すジャッキの押し側から開始し、南側の柱が先に圧縮側となる。

表-3 に各荷重サイクルにおける荷重荷重点と水平変位の関係を示す。正荷重 (図-1 の右側から左側へ荷重) での降伏荷重は 415.3kN、その時の SRC 梁中央の変位は 15.4mm であった。負荷重での降伏荷重は -439.1kN、変位は -15.5mm であった。いずれも CFT 柱最下端の鋼管にて降伏ひずみに達した。また最大荷重は、正側荷重 (+4δ_y時) で 735.7kN、その時の SRC 梁の中央変位は 61.7mm であった。負側荷重 (-4δ_y時) では -767.0kN、その時の変位は -61.8mm であった。

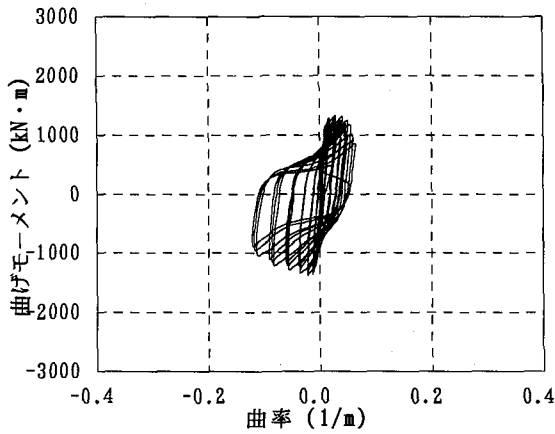


図-8 曲げモーメント～曲率の関係
(差込み部材先端付近)

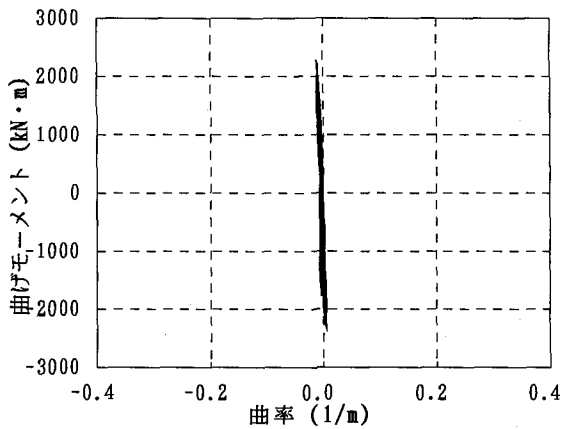


図-9 曲げモーメント～曲率の関係
(柱中間部)

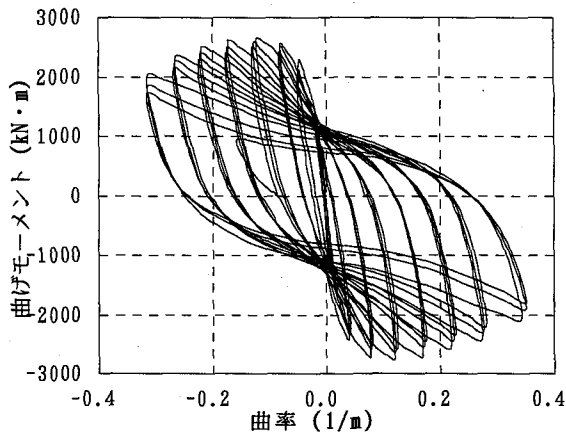


図-10 曲げモーメント～曲率の関係
(柱基部付近)

その後、荷重サイクルの増加に伴い、荷重は徐々に低下し、実験終了時 ($\pm 8\delta_y$, 変位量約 123mm) での載荷荷重値は、それぞれ正側載荷で 557.9kN, 負側載荷で -572.2kN であった。

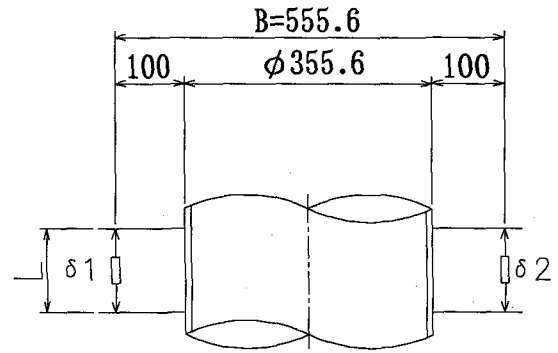
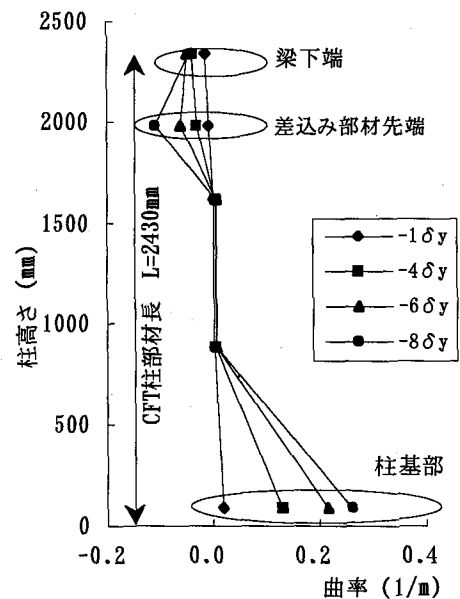


図-11 CFT柱部材の変位の計測方法



3.2 破壊の状況

CFT 柱は、 $+3\delta_y$ の正側載荷時に南柱鋼管基部圧縮側(南面)に、 $-3\delta_y$ の負側載荷時に北柱鋼管基部圧縮側(北面)にそれぞれ鋼管基部より約 40mm の位置に局部座屈が発生した。その後、荷重サイクルの増加に伴い局部座屈は徐々に進展し、それとともに荷重は低下した。 $+6\delta_y$ 時に南柱鋼管上部圧縮側(北面)、 $-6\delta_y$ 時に北柱鋼管上部圧縮側(南面)でいずれも差込み部材先端付近に局部座屈が認められた。後出する図-14 に示すように、 $\pm 8\delta_y$ 時に基部の座屈波の高さが 20mm に達し、正側載荷時に北柱北面(引張側)に、負側載荷時に南柱南面(引張側)にそれぞれ亀裂(柱基部)が発生した時点で実験を終了した。このとき、後出の図-13 に示すように、柱上部の座屈波の高さは南柱および北柱とも約 10~15mm であった。供試体は、両柱の基部および柱上部の接合鉄骨の先端位置に相当する部分に塑性ヒンジが発生し、終局状態に至っている。

図-8~図-10 に柱部材の曲げモーメント～曲率の関係を示す。図-11 に示すように、柱に発生する曲率は CFT 柱に変位計を設置し、式(4)、(5)より求めた。すなわち、CFT

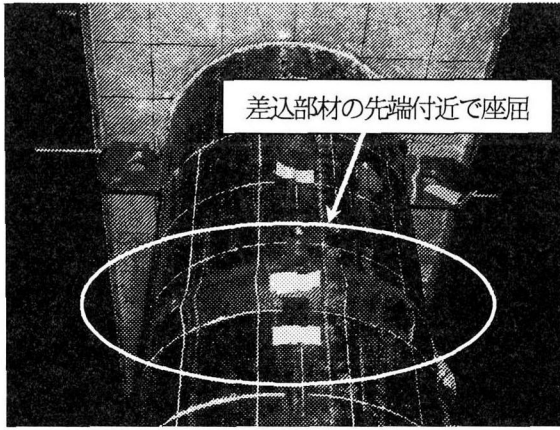


図-13 CFT柱の損傷状況
(梁・柱接合部 $\pm 8\delta_y$)



図-14 CFT柱の損傷状況
(柱基部 $\pm 8\delta_y$)

柱の引抜きおよび押し込み変位 ($\delta_1 - \delta_2$) から算出される回転角 (θ) を求め、変位を計測した区間の曲率 (ϕ) は一定であるとの仮定から区間長 (L) で除した。

$$\theta = (\delta_1 - \delta_2) / B \quad (4)$$

$$\phi = \theta / L \quad (5)$$

ここで、
 θ : 回転角
 $\delta_1 - \delta_2$: 変位
 B : 変位計の設置幅
 ϕ : 曲率
 L : 区間長

図-8～図-10より柱上部の差込み部材先端付近と柱基部付近に曲率が発生しているが、柱中間部では曲率がほとんど発生していないことが分かる。

図-12はCFT柱部材の曲率分布を示している。CFT柱部材の曲率は、柱基部と差込み部材先端付近に集中しており、柱中間部では曲率がほとんど発生していない。従って、供試

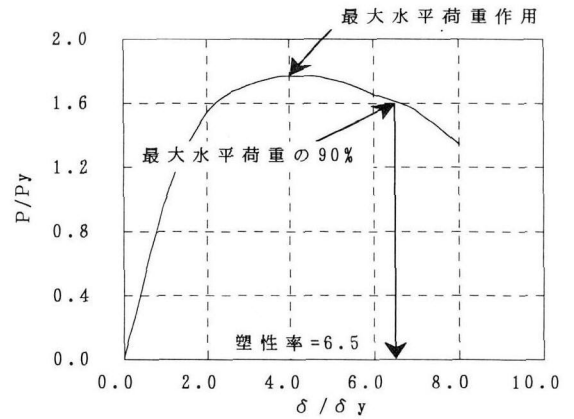


図-15 無次元化した荷重～変位曲線

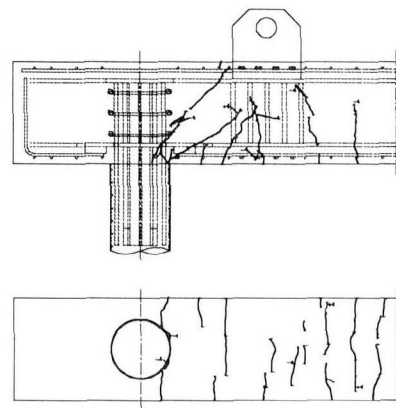


図-16 SRC梁部材のひび割れ状況
(南柱 $+4\delta_y$)

体の最大荷重は柱の耐力により決定されている。またこのような部材損傷と荷重～変位履歴との関係は、柱部材のみの供試体で行った交番載荷実験²⁾と同様の傾向を示しており、設計において想定したとおり、柱の曲げ破壊により終局状態に至っている。

図-13および図-14に実験終了時のCFT柱部材の損傷状況を示す。前述したように、梁・柱接合部の差込み部材先端付近に座屈が発生し、柱基部では鋼管に亀裂が生じている。

図-15に荷重～変位曲線を降伏荷重 (P_y) および降伏変位 (δ_y) にて無次元化したものを示す。終局変位を最大水平荷重の90%の水平荷重を維持する変位とすると、包絡線より得られる塑性率は6.5程度であり、この値も柱部材のみの供試体で行った交番載荷実験²⁾と同等となった。ラーメン構造体の場合、柱の上部および基部が塑性化すると考えられるが、図-7より柱基部には $\pm 3\delta_y$ 付近で局部座屈による塑性化が進み、同様に柱上部には $\pm 6\delta_y$ 付近で塑性化が進む。塑性率6.5付近、すなわち最大水平荷重の90%を維持する変位付近では、柱基部の塑性化による影響が支配的であるため、単柱による実験結果と同等になると考えられる。

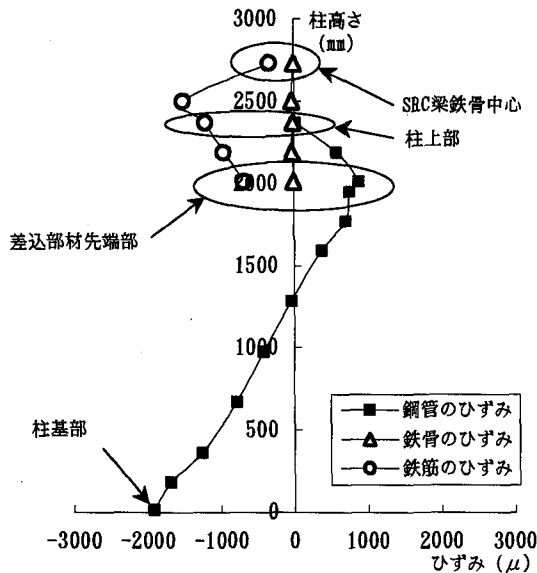


図-17 CFT 鋼管柱のひずみ (南柱：正載荷時，+1 δ_y)

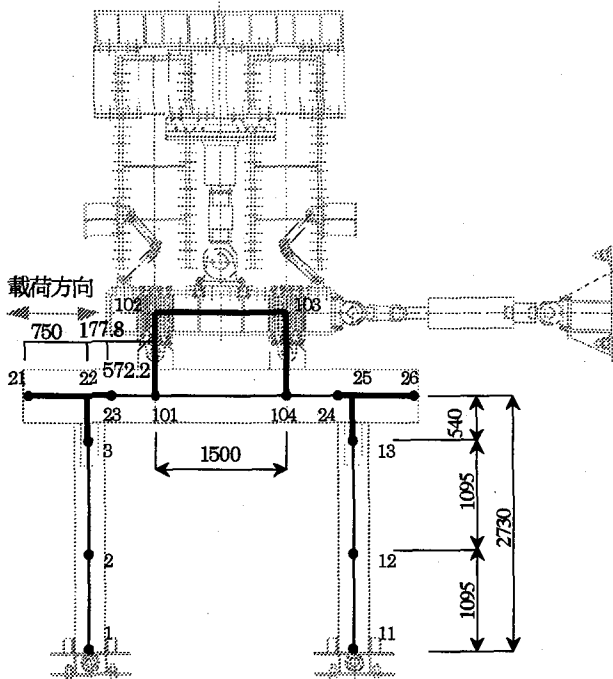


図-19 解析用骨組モデル図

図-16にSRC梁部材のひび割れの観察結果を示す。ひび割れは、降伏荷重時に側面において曲げおよびせん断ひび割れが、下面においては曲げひび割れがそれぞれ観察された。その後、荷重サイクルの増加に伴い、数の増加は認められたものの、ひび割れ幅の増大は顕著には観察されなかった。

図-17にCFT鋼管柱のひずみ状態を示す。柱基部におけるひずみは、+1 δ_y 時に1906 μ で表-2に示す鋼管の降伏ひずみに達している。この時、柱上部では、鉄筋のひずみは1513 μ 、鉄骨のひずみは24 μ であり、ともに降伏ひずみに達していない。また図-18にSRC梁・CFT柱接合部のひずみ状態を示す。図の左側が最大荷重時(+4 δ_y)、右側が

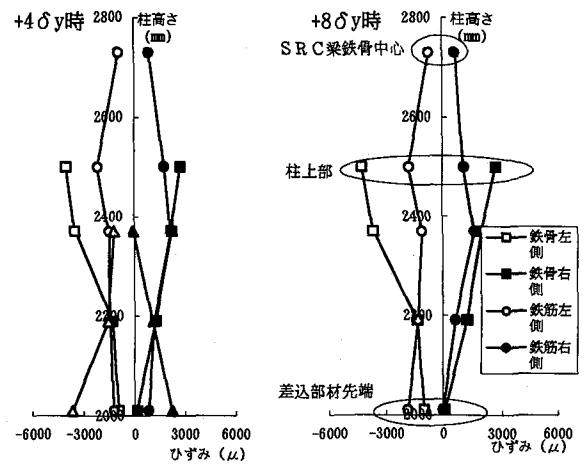


図-18 接合部のひずみ (南柱：正載荷時)

実験終了時(+8 δ_y)を表す。差込み鉄骨および鉄筋に塑性化が見られるが、ひずみ量は比較的小さく、最大荷重以降のひずみの進展も見られなかった。

4. 静的非線形解析と実験値の比較

柱部材のみの静的交番載荷実験をもとに導かれたCFT柱の復元力特性を構造系に用いた場合の適用性を確認するため、非線形骨組解析によるPush Over解析を行い、供試体(ラーメン構造)の荷重～変形関係の包絡線がどの程度再現可能であるか検討を試みた。実験結果より、部材の塑性化はCFT柱部材に集中し、SRC梁部材はひび割れが観察された程度であったことを踏まえ、SRC梁部材は両端部のみ非線形要素を設定し、CFT柱部材は材端剛塑性梁要素を設けた線材モデルとした。

図-19は本解析に用いた解析用骨組モデルを示している。また図-20, 21には「耐震標準」⁹⁾に基づいてモデル化したCFT, SRC梁部材の骨格曲線を示す。

CFT柱部材は、部材端部の曲げモーメントと部材角の関係として表し、C点、Y点、M点およびN点の4点を通るテトラニアモデルにて非線形性能を考慮する。ここで、部材角は部材の非線形性を部材端部に集約した材端ばねの回転角を指す。各折れ点は、次のように定義されている。

C点の曲げモーメント

充填コンクリート引張縁に曲げひび割れが発生する曲げモーメント

C点の部材角

部材の全断面を有効として算定したC点の部材角

Y点の曲げモーメント

水平力作用方向に対して45°位置での引張側鋼管が降伏ひずみに達した時の曲げモーメント

Y点の部材角

式(6)～式(9)により算定する

$$\theta_y = \theta_{y0} + \theta_{y1} \quad (6)$$

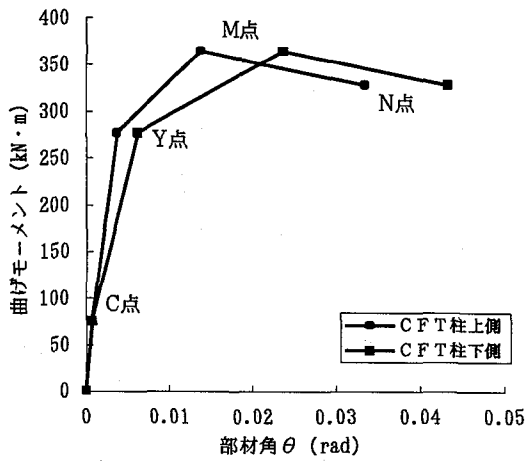


図-20 CFT 柱部材の骨格曲線 (解析モデル)

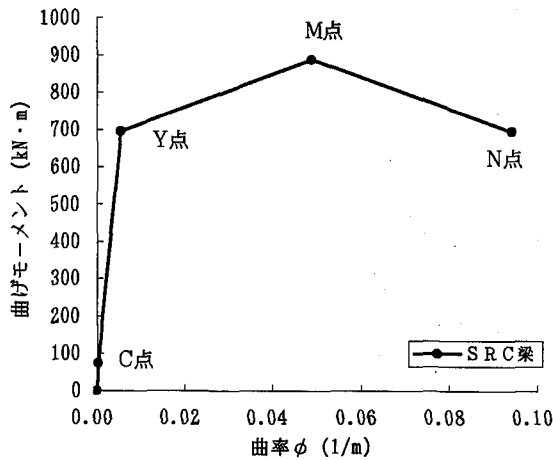


図-21 SRC 梁部材の骨格曲線 (解析モデル)

ここで、 θ_y : Y点における部材角
 θ_{y0} : Y点におけるく体変形による部材角
 θ_{y1} : Y点における部材接合部からの鋼管の
 拔出しによる部材端部の回転角

$$\theta_{y1} = \phi_y \cdot l_0 \quad (7)$$

(二重鋼管方式の場合)

$$\theta_{y1} = \phi_y \cdot l_0 / 2 \quad (8)$$

(埋込み方式の場合)

ϕ_y : Y点における曲率
 ϵ_{sy} : 引張鋼管の降伏ひずみ

$$\phi_y = \epsilon_{sy} / (d - x_y) \quad (9)$$

d : 鋼管の圧縮縁から引張側45°位置までの距離

x_y : 鋼管の圧縮縁から降伏時の中立軸までの距離

l_0 : 部材端部の埋込み長

ただし、二重鋼管方式の場合は $0.6D$ 、埋込み方式の場合は $1.5D$ を上限とする。

M点の曲げモーメント

コンクリートの圧縮ひずみが式(10)に示す ϵ'_c に達した時の曲げモーメント

$$\epsilon'_c = 1.474 \cdot (f_{syd} / E_s) \cdot (D/t/100)^{-1} + 0.006 \quad (10)$$

ここで、 ϵ'_c : M点における最外縁コンクリートの圧縮ひずみ

f_{syd} : 鋼管の設計降伏強度 (N/mm²)

D : 鋼管径 (mm)

t : 鋼管厚 (mm)

ただし、 $D/t \geq 40$ とする。

M点の部材角

式(11)~式(14)により算定する

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} \quad (11)$$

ここで、 θ_m : M点における部材角

θ_{m0} : M点におけるく体変形による部材角

θ_{m1} : M点における部材接合部からの鋼管の拔出しによる部材端部の回転角

$$\theta_{m1} = \phi_m \cdot l_0 \quad (12)$$

(二重鋼管方式の場合)

$$\theta_{m1} = \phi_m \cdot l_0 / 2 \quad (13)$$

(埋込み方式の場合)

ϕ_m : M点における曲率

$$\phi_m = \epsilon'_c / (x - t) \quad (14)$$

ϵ'_c : M点におけるコンクリートの最外縁圧縮ひずみ

t : 鋼管厚

x : 最大曲げモーメント時の中立軸

N点の曲げモーメント

M点における曲げモーメントの90%まで低下した時の曲げモーメント

N点の部材角

式(15)により算定する

$$\theta_n = \theta_{n0} + \theta_{n1} \quad (15)$$

ここで、 θ_n : N点における部材角

θ_{n0} : N点におけるく体変形による部材角

θ_{n1} : N点における部材接合部からの鋼管の拔出しによる部材端部の回転角

$$(\theta_{n1} = \theta_{m1})$$

SRC 梁部材は、材軸直交方向の各断面の曲げモーメントと曲率の関係 ($M-\phi$) として表し、C点、Y点、M点およびN点の4点を通るテトラリニアモデルにて非線形性能を考慮する。ここで、各折れ点は次のように定義される。

C点の曲げモーメント

曲げひび割れ発生時の曲げモーメント

C点の曲率

全断面を有効として算定したC点の曲率

Y点の曲げモーメント

引張鉄筋が降伏ひずみに達する時の曲げモーメント

Y点の曲率

引張鉄筋が降伏する時の曲率とし、式(16)により算定する

$$\phi_y = \varepsilon_{ry} / (d - x_y) \quad (16)$$

ここで、 ϕ_y : Y点における曲率

ε_{ry} : 引張鉄筋の降伏ひずみ

d : 有効高さ (mm)

x_y : 降伏時の中立軸 (mm)

M点の曲げモーメント

コンクリートの圧縮ひずみが $\varepsilon_c = 0.0035$ に達する時の曲げモーメント

M点の曲率

塑性ヒンジ部の平均曲率 ϕ_{pm} を用いて、式(17)、(18)により算定する

$$\phi_m = \phi_{pm} = \theta_{pm} / L_p \quad (17)$$

ここで、 ϕ_m : M点の曲率

ϕ_{pm} : M点における塑性ヒンジ部の平均曲率

θ_{pm} : M点における塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pm} = \frac{0.0365 p_w + 0.0159}{21.1(N'/N'_b)^{3.8} + 0.939} \quad (18)$$

p_w : 帯鉄筋比 (%)

N'/N'_b : 釣合い軸力比

L_p : 等価塑性ヒンジ長 (mm)

$$L_p = 1.0D$$

D : 断面の高さ (mm)

N点の曲げモーメント

降伏曲げモーメントを維持する曲げモーメント

N点の曲率

塑性ヒンジ部の平均曲率 ϕ_{pn} を用いて、式(19)～式(22)により算定する

$$\phi_n = \phi_{pn} = \theta_{pn} / L_p \quad (19)$$

ここで、 ϕ_n : N点の曲率

ϕ_{pn} : N点における塑性ヒンジ部の平均曲率

θ_{pn} : N点における塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta \theta_p \quad (20)$$

$$\Delta \theta_p = K_p \cdot (M_y - M_m) \quad (21)$$

$$K_p = -0.125 / M_m \quad (22)$$

また、部材接合部からの軸方向鋼材の抜出しの影響は、部材端部の曲げモーメントと軸方向鋼材の抜出しによる

回転角の関係としてモデル化したばねを部材端部に挿入する。抜出しの影響は式(23)～式(27)により算定する。

Y点における抜出しの影響

$$\theta_{y1} = \Delta L_y / (d - x_y) \quad (23)$$

ここで、 θ_{y1} : Y点における部材接合部からの軸方向鋼材の抜出しによる部材端部の回転角

d : 有効高さ (mm)

x_y : 降伏時の中立軸位置 (mm)

ΔL_y : 降伏時の部材接合部からの軸方向鉄筋の抜出し量

$$\Delta L_y = 7.4\alpha \cdot \varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) \phi / (f'_{fed})^{2/3} \quad (24)$$

ε_y : 引張鉄筋の降伏ひずみ

ϕ : 引張鉄筋の直径 (mm)

f'_{fed} : 部材接合部のコンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²) で、材料係数 $\gamma_c = 1.0$ として算定

α : 鉄筋間隔および鉄骨と鉄筋間隔の影響を表す係数

(一段配筋の場合)

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-D_1/\phi)} + 1.5e^{0.45(1-D_2/\phi)} \quad (25)$$

M点における抜出しの影響

$$\theta_{m1} = (3.0 - 2.0N'/N'_b) \theta_{y1} \quad (26)$$

ここで、 θ_{m1} : M点における部材接合部からの軸方向鋼材の抜出しによる部材端部の回転角

N点における抜出しの影響

$$\theta_{n1} = \theta_{m1} \quad (27)$$

ここで、 θ_{n1} : N点における部材接合部からの軸方向鋼材の抜出しによる部材端部の回転角

次にその他の解析条件を(1)～(4)に示す。

- (1) 載荷ビームは剛部材とし、上層梁との接合はピン結合とする。(図-19中の太線部分)
- (2) 上層梁部材は両端部要素に図-21に示す $M-\phi$ 関係の非線形性能を与え、軸方向鋼材の抜出しによる影響を考慮する。また両端部以外は線形要素とし、張出部は剛域とする。(図-19中の太線部分)
- (3) 柱部材は図-20に示す $M-\theta$ 関係の非線形性能を与え、軸力変動による影響を考慮する。($M-N$ 相関) ただし、解析ツールの性能上、各折れ点 (M,N) での剛性低下倍率 (初期剛性に対する各剛性の比) は、初期軸力が一定での条件とした。($\theta-N$ 関係) 本解析では初期軸力を死荷重時の軸力として解析した。($N' = 700\text{kN}$, $N'/N'_y = 0.15$)
- (4) 差込接合部は剛域とし、剛域長は差込み部材 (十字鉄骨) の 1/2 より柱上側とする。

以上の条件により作成した解析モデルより得られた、Push Over 解析と実験の結果を図-22 および表-4、CFT 柱部材の軸力変動の影響を図-23に示す。最大水平荷重時の

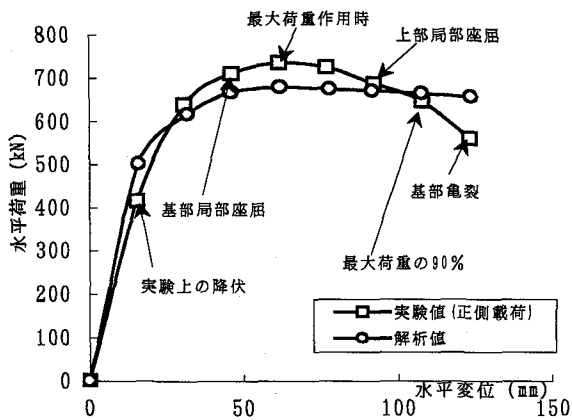


図-22 荷重～変位曲線の比較

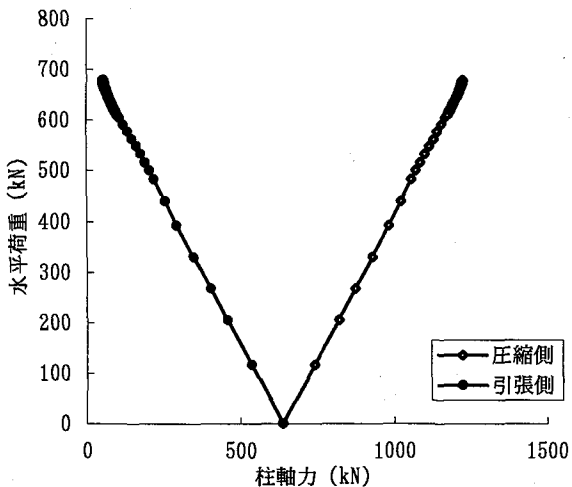


図-23 軸力の影響

軸力比は圧縮側柱で $N'/N'_y \approx 0.3$, 引張側柱で $N'/N'_y \approx 0.0$ となっていることが分かる。

図-22 より実験および解析の結果を損傷状況に着目して比較すると、以下のような傾向が認められる。

ここで交番載荷実験の損傷状況を参考に、損傷と補修工法等の関係を勘案して、次に示す3つの損傷レベルの限界値に区分する。⁹⁾

損傷レベル1限界値：水平載荷方向に対し45°位置の引張鋼管の降伏時

損傷レベル2限界値：最大荷重時

損傷レベル3限界値：最大荷重の90%までの荷重低下時

解析上の損傷レベル1限界値の変位は、実験での降伏点での変位とほぼ一致している。荷重は実験結果に比べて大きい。ただし、この付近 ($\pm 1\delta_y$) では供試体は無損傷であった。

解析上の損傷レベル2限界値付近での実験結果は、圧縮側柱基部に局部亀裂が生じた。変位に関しては損傷レベル1限界値同様にほぼ一致するが、荷重は実験値を過小評価している。

解析上の損傷レベル3限界値の変位と荷重は、実験での最大荷重の90%程度に低下する点とほぼ一致している。た

表-4 実験 (正載荷) と解析結果の比較

	実験結果 (正載荷)		解析結果	
	P(kN)	δ_y (mm)	P(kN)	δ_y (mm)
+1 δ_y	415.3	15.4	501.0	16.0
+2 δ_y	639.9	30.9	617.7	32.0
+3 δ_y	710.0	46.2	667.0	46.0
+4 δ_y	735.7	61.7	678.6	62.0
+5 δ_y	725.3	77.2	675.4	78.0
+6 δ_y	686.1	92.6	670.8	92.0
+7 δ_y	647.3	108.0	664.0	108.0
+8 δ_y	557.9	123.5	655.9	124.0

だし、損傷レベル3限界値以降については、実験値の荷重を過大評価している。

以上のように、部材を柱部材のみの交番載荷実験結果をもとにした非線形性能によってモデル化した Push Over 解析結果は、実験結果でのラーメン供試体の損傷状況および損傷が現れる変位と比較的によく一致している。しかし、荷重については多少の差異が認められた。この原因については次のようなことが考えられる。

CFT 柱部材の降伏点 (損傷レベル1限界値) での解析結果は、降伏曲げモーメント (M_y) を水平力作用方向に対して45°位置での引張側鋼管が降伏ひずみに達した時と「耐震標準」にて定義している。実験結果は計測上、引張側鋼管の最外縁が降伏ひずみに達した時としているため、実験結果に比べて解析結果の曲げモーメントが大きくなった。

損傷レベル2限界点前後の荷重の差異については、ラーメン橋脚のような梁部材と柱部材が剛結合されている構造の場合、柱部材の一部が損傷を受けても、単柱部材に比べて、構造系としての急激な耐力低下が起きない。

5. 結論

SRC 梁部材と CFT 柱部材により構成された複合ラーメン構造体を対象として、実構造物の約 1/2 スケールの供試体での実験結果および解析モデルによる解析結果を用いて、合成構造部材を対象にした静的交番載荷実験にもとづいた部材の復元力特性の適用性を検証した。

本論文での結論をまとめると以下ようになる。

- (1) 実験における破壊形態は、まず両柱の基部および柱上部の差込み部材先端付近に塑性ヒンジが発生し、終局状態に至った。梁は降伏荷重時にひび割れが生じたが以降、ひび割れ数の増加は認められたものの、ひび割れ幅の増大は観察されなかった。接合部についても差込み部材の鉄骨および鉄筋が塑性化した。ひずみ量は鋼管柱に比べて比較的小さく、最大荷重以降もひずみの進展は見られなかった。

以上の結果より、供試体の変形性能が CFT 柱部材の変形性能に依存している。このことは CFT 柱部材のみの供試体で行った交番載荷実験より得られた荷重～変位曲線の履歴や塑性率が、本実験により得られた試験体の荷重～変位曲線の履歴や塑性率とほぼ同値であつ

たことから明かである。

(2) 荷重～変位曲線において実験と解析結果を比較した結果、解析結果は降伏点(損傷レベル1限界値)から最大荷重の90%(損傷レベル3限界値)までの荷重を過小評価するが、交番載荷実験での供試体の損傷状況および損傷が現れる変位を概ね妥当に評価する。

今後、本実験の成果等を踏まえ、耐震性能評価の精度向上のために、評価手法の詳細についてさらに検討を進めていく。

謝辞

本研究は平成12年度の運輸施設整備事業団の「次世代高架橋システムの開発(その1:複合構造の鉄道高架橋システムの開発)」に対する補助金を受けて実施されたものである。

参考文献

1) 岩田秀治, 村田清満, 山田正人, 石井拓一: 鉄道構造物へのコンクリート充填円形鋼管柱の適用, 鋼構造年次論

文報告集, pp.241-248, 1999.11.

2) 村田清満, 山田正人, 池田 学, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価, 土木学会論文集, No.640/I-50, pp.149-163, 2000.1.

3) 村田清満, 池田 学, 川井 治, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.235-251, 1999.4.

4) 村田清満, 山田正人, 池田 学, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の復元力モデル, 土木学会論文集, No.661/I-53, pp.43-55, 2000.10.

5) 平 暁, 村田清満, 池田 学, 木下雅敬: ハイブリッド実験によるSRC部材の復元力モデルの検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1429-1434, 2000.6.

6) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 1999.10.

7) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物編, 丸善, 1998.7.

(2001年9月14日受付)