

# 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

村田清満<sup>1</sup>・池田 学<sup>2</sup>・川井 治<sup>3</sup>・瀧口将志<sup>4</sup>・  
渡邊忠朋<sup>5</sup>・木下雅敬<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>1</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>1</sup>正会員 工修 (株) 東日本旅客鉄道 (〒151-8512 東京都渋谷区2-2-6)

<sup>1</sup>正会員 工修 (株) 九州旅客鉄道 (〒801-0841 北九州市門司区西海岸1-6-2)

<sup>1</sup>正会員 (株) 北武コンサルタント (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7-4-7)

<sup>1</sup>正会員 Ph.D. (株) 新日本製鐵 鉄鋼研究所 (〒293-8511 千葉県富津市新富20-1)

鉄骨鉄筋コンクリート柱の大規模地震時の安全性を照査するためには、柱部材の変形性能を定量的に評価する必要がある。これまで主に建築の分野において、実構造物を模擬した模型供試体を用いて静的交番載荷実験が数多く行われ、これらの実験結果に基づき部材の変形性能の評価式が提案されている。一方、土木の分野においては、鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の変形性能に焦点をあてた実験研究の例は極めて少ない。本研究では、鉄道土木構造物に使用される鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の変形性能の定量的な評価法を確立し耐震設計法に適用することを目的として、実験的および解析的な検討を行った。その結果、部材の損傷度に対応した塑性変形量を概ね精度良く算定できるようになった。

**Key Words :** concrete encased steel columns, railway structures, ductility, damage index

## 1. はじめに

鉄道構造物の鉄骨鉄筋コンクリート柱は、工期短縮等の施工条件の厳しい場合に主として適用され、東北新幹線、および山陽新幹線の高架橋をはじめ数多くの施工事例がある<sup>1)</sup>。一般に、これらの鉄道構造物に用いられている鉄骨鉄筋コンクリート柱は、鉄筋コンクリート中に充腹形鉄骨が完全に埋込まれた構造形式を有している。鉄骨鉄筋コンクリート構造は、構造形式上、多くの自由度をもっており、それゆえにコンクリート標準示方書(設計編)<sup>2)</sup>では、鉄骨鉄筋コンクリート構造を充腹形鉄骨構造、鉄骨鉄筋併用構造、および架設主体構造の3つの形式に分類し設計上の取扱いも異なる。本文では、鉄道構造物に適用される鉄骨鉄筋コンクリート柱の構造形式に鑑み、充腹形鉄骨が鉄筋コンクリート中に完全に埋込まれた形式の柱を限定的に取扱うこととし、以下、SRC柱と呼ぶこととする。

SRC柱は、鉄骨を取囲むコンクリートが鉄骨の局部座屈を抑制することにより、優れた変形性能が期待できる合成柱である。SRC柱の変形性能に関する既往の研究は、主として、建築の分野で実構造物の諸元を反映した模型供試体による静的交番載荷実験を中心に数多く行われており、これらの実験結

果を踏まえ、SRC柱の変形性能の評価式が提案されている<sup>3)</sup>。一方、鉄道の土木構造物に採用されている既設SRC柱の荷重条件、および部材諸元は建築構造物のものとは異なっている。例えば、建築の分野における軸力と曲げを受ける柱の実験については、軸力比0.2~0.8、引張鉄筋比1~2%、せん断補強鉄筋比0.2~1.5%、およびせん断スパン比1~3程度の範囲の供試体を用いた静的交番載荷実験が多い。それに対し、鉄道の土木構造物では、既設SRC柱の諸元は、軸力比0~0.15、引張鉄筋比1%以下、せん断補強鉄筋比0.1~0.15%、せん断スパン比3~8程度が一般的であり、建築構造物の諸元とは異なっている。SRC柱の土木構造物への増加につれて、土木の分野においても実構造物の諸元を有する模型供試体を使用した実験が行われるようになってきている<sup>4)</sup>。しかし、SRC柱の変形性能を定量的に評価し、これを耐震設計に反映させる方法は明確に示されていないのが現状である。

本研究では、鉄道構造物としてこれまでに実際に施工されたSRC柱部材の諸元を模した模型供試体を用いて軸力を一定とした一連の静的交番載荷実験を行った<sup>5)</sup>。つぎに、得られた実験結果に解析的検討を加え、部材の損傷度に対応した塑性変形量の評価法を示した<sup>6)</sup>。

表-1 供試体諸元一覧

ケース	供試体諸元									軸力		曲げせん断 耐力比 $V_y \cdot L_u / M_u$
	鉄骨 (ビルトアップ)		引張鉄筋		せん断補強鉄筋		鋼材比 $P_s(\%)$	鉄骨鉄筋比 $A_{st}/A_r$	コンクリート 強度 $f'_c(N/mm^2)$	軸力比 $\sigma/f'_c$		
	寸法 $B_s \times D_s \times t_w \times t_f(mm)$	(フランジ/ウェブ) $A_f/A_w$	使用鉄筋	引張鉄筋比 $P_t(\%)$	使用鉄筋	せん断補強 鉄筋比 $P_w(\%)$						
A-1	250×250×10×10	2.174	6-D13	0.49	無	0.00	5.00	4.80	29.5	0.10	1.36	
A-2	250×250×10×10	2.174	6-D13	0.49	D10@226	0.15	5.00	4.80	30.0	0.10	1.54	
A-3	250×250×10×10	2.174	6-D13	0.49	D10@113	0.30	5.00	4.80	31.2	0.09	1.72	
C-1	126×250×6×6	1.059	6-D13	0.49	D10@226	0.15	2.53	1.93	29.3	0.10	1.83	
D-1	250×250×10×10	2.174	6-D13	0.49	D10@226	0.15	5.00	4.80	30.4	0.02	1.67	
D-2	250×250×10×10	2.174	6-D13	0.49	D10@226	0.15	5.00	4.80	29.8	0.20	1.43	
E-1	250×250×10×10	2.174	6-D10	0.28	D10@226	0.15	4.62	8.53	28.0	0.10	1.62	
E-2	250×250×10×10	2.174	3-D29 2-D25	1.89	D10@226	0.15	7.47	1.24	29.5	0.10	1.04	
F-1	126×250×6×6	1.059	3-D29 2-D25	1.89	D10@226	0.15	5.00	0.50	30.4	0.10	1.05	
F-2	126×250×6×6	1.059	3-D29 2-D25	1.89	D10@226	0.15	5.00	0.50	30.2	0.20	1.00	
G-1	250×250×10×10	2.174	6-D13	0.49	D10@113	0.30	5.00	4.80	24.7	0.17	1.72	
G-2	250×250×10×10	2.174	6-D13	0.49	D10@113	0.30	5.00	4.80	25.7	0.24	1.65	
G-3	250×250×8×8	2.137	6-D16	0.77	D10@226	0.15	4.70	2.46	28.1	0.15	1.37	
G-4	250×250×8×8	2.137	6-D16	0.77	D10@226	0.15	4.70	2.46	28.1	0.22	1.31	
G-5	250×250×8×8 (SM520)	2.137	6-D16 (SD345)	0.77	D10@226	0.15	4.70	2.46	27.0	0.17	1.37	
G-6	250×250×8×8 (SM570)	2.137	4-D19 (SD390)	0.74	D10@226	0.15	4.60	2.56	29.7	0.16	1.51	

$A_f$ : フランジ断面積,  $A_w$ : ウェブ断面積,  $A_{st}$ : 鉄骨断面積,  $A_r$ : 鉄筋断面積  
 $\sigma$ : 作用軸力による圧縮応力度 ( $=N/(B \cdot D)$ ),  $N$ : 作用軸力,  $B$ : 断面幅( $=420mm$ ),  $D$ : 断面高さ( $=420mm$ )  
 $V_y$ : せん断耐力,  $L_u$ : せん断スパン,  $M_u$ : 曲げ耐力

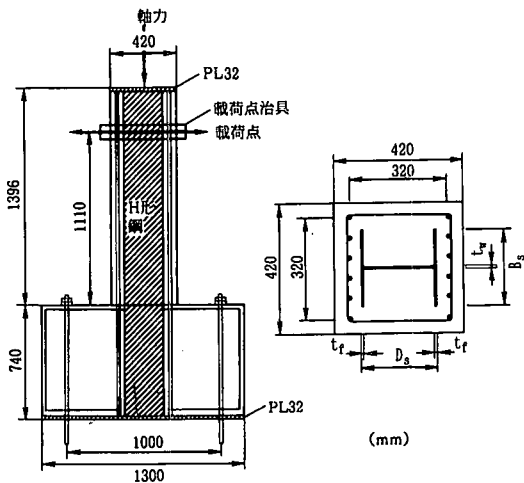


図-1 供試体概略図

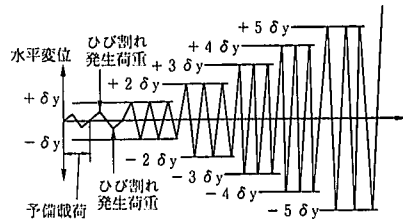


図-2 荷重ステップ

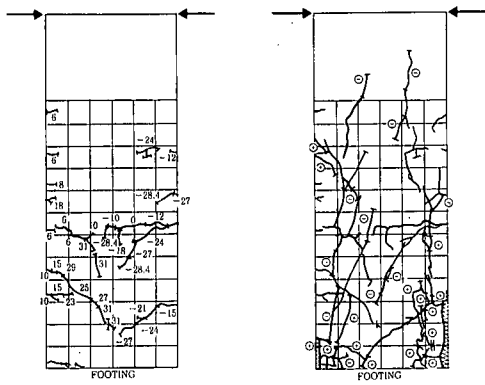
## 2. 柱部材の交番荷重実験

### (1) 実験概要

供試体の概略図を図-1に示す。供試体は、1辺が42cmの正方形断面で、充腹形のH形鋼材（以下、鉄骨という）、軸方向鉄筋、および帯鉄筋（せん断補強鉄筋）を配置している。供試体は実構造物に使用される部材を1/3程度に縮小したものであり、せん断スパンは全て1.11m、せん断スパン比は3である。

各供試体の断面諸元の一覧を表-1に示す。本実験では、せん断補強鉄筋比、鋼材比、軸力比、引張鉄筋比、鉄骨鉄筋比、および鋼材強度を実験パラメータとし、実際に鉄道で使用されているSRC柱の有する断面パラメータの範囲内で変化させた。なお、表-1中の曲げせん断耐力比は、文献<sup>1)</sup>に基づき算定した値である。供試体は、A-2を基本供試体とし合計16体である。

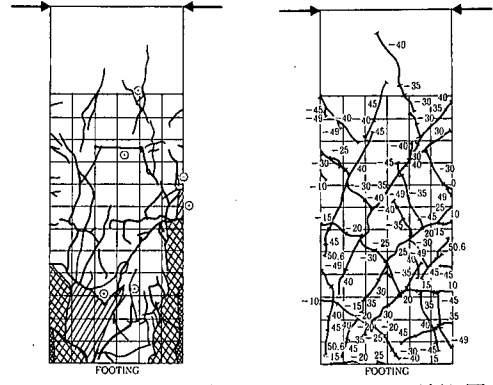
荷重は、図-1に示すように供試体フーチングをPC鋼棒によって固定し、一定軸圧縮力のもとで柱頭部を載荷点とする水平交番荷重である。柱基部の鉄骨または鉄筋に貼付した垂みゲージのいずれかが、交番荷重実験に先立って行った機械試験から得られた降伏ひずみに達した時を実験上の降伏点とした。その時の荷重を降伏荷重、載荷点の水平変位を降伏変位とし、降伏後は、図-2に示すように、降伏変



A-2 ひび割れ図  
( $\delta_y$ )

A-2 ひび割れ図  
( $3\delta_y$ )

図-3 ひび割れ状況 (供試体A-2)



A-2 ひび割れ図  
( $\delta_y$ )

E-2 ひび割れ図  
( $7\delta_y$ )

図-4 ひび割れ状況  
(供試体E-2)

表-2 コンクリートの配合

設計基準強度	23.5Mpa
スランプ	12 $\pm$ 2.5mm
空気量	4.5 $\pm$ 1.5%
水セメント比	50.5%
粗骨材最大寸法	13mm

位の2倍、3倍、4倍と変位制御で1ステップあたり3回ずつ交番載荷を繰返した。繰返し回数が、部材の変形性能に与える影響について、町田ら<sup>8)</sup>は、RC部材では繰返し回数の増加により変形性能は指数関数的に低下するが、繰返し回数が10回以上では変形性能への影響はないとしている。実際の地震時には、実験におけるように、降伏変位の整数倍が繰返し載荷されるような状態は生じないこと、また、過大な繰返し回数設定は、実地震による応答と照らしあわせ変形性能を過少に評価する結果となることなどを考慮し、ここでは、図-2に示す載荷パターンを設定した。

使用材料は、供試体G-5、G-6以外の供試体では、鉄筋はSD295、鉄骨はSS400である。高強度鋼材を使用したG-5、G-6供試体では、鉄筋はそれぞれSD345、SD390、鉄骨はSM520、SM570である。表-2は使用したコンクリートの配合を示す。

## (2) 実験結果

### a) 損傷の進展状況

基本供試体A-2の、降伏( $\delta_y$ )、最大荷重( $3\delta_y$ )、および終局近傍( $7\delta_y$ )の各時点でのコンクリートのひび割れと剥離の状況を図-3に示す。柱の最終破壊までの状況は、一般に、まず水平荷重が100kN前後に達した時、柱基部付近に曲げひび割れが発生し、荷重の増加にともない柱基部の引張鉄筋が最初に曲げ降伏した後、鉄骨フランジが曲げ降

伏した。なお、柱断面中に占める軸方向鉄筋量が多く鉄骨鉄筋比が小さいE-2、F-1、およびF-2の各供試体では、鉄骨フランジが引張鉄筋に先行して降伏した。

つぎに、降伏以降さらに変位を増加させるにつれ、曲げひび割れが柱頭頂部に向かって斜めひび割れへと進展し、ほぼ最大荷重時には柱基部の圧縮側コンクリートが剥離し始めた。この時点で、軸方向鉄筋にわずかではあるが座屈の発生が認められた。

最大荷重に達した後、さらに変位を増加させてゆくと、柱基部のコンクリートの剥離が帯鉄筋位置まで進み、軸方向鉄筋の露出が顕著となった。その後載荷荷重が降伏荷重を下回り、露出した鉄骨のフランジに局部座屈が観察され、鉛直荷重を保持できなくなり最終破壊となるのが一般的な破壊状態であった。

今回の実験では、載荷装置の関係からせん断パン比を3と比較的小さい領域に固定しており、程度の差はあるものの曲げひび割れとせん断ひび割れが混在している。特に、図-4に示すように、供試体E-2の降伏時のコンクリートのひび割れはせん断ひび割れが卓越しており、曲げひび割れが支配的な供試体A-2のひび割れ状況とは異なる傾向を示している。この傾向は、F-1、F-2、G-5およびG-6の各供試体についても同様であった。すなわち、E-2、F-1、F-2、G-5およびG-6の5供試体では、降伏時にせん断ひび割れが卓越し、その後せん断ひび割れが顕著となり最終的に曲げせん断破壊しており(表-3参照)、曲げ破壊モードが卓越した他の供試体とは異なる破壊モードを示している。

帯鉄筋の間隔を変化させたAシリーズでは、せん断補強鉄筋を配さない供試体A-1のひび割れ間隔が、帯鉄筋を配したA-2、最も帯鉄筋の密なA-3の各供試体に比べて大きく、変形の増大につれてコンク

表-3 実験結果のまとめ

供試体	ひび割れ発生時		降伏時		最大荷重時		終局時	破壊モード
	$P_c$ (kN)	$\delta_c$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_o$ (kN)	$\delta_o$ (mm)	$\delta_n$ (mm)	
A-1	137.8	1.37	296.9	5.74	414.2	26.25	41.74	M
A-2	55.1	0.36	312.6	6.29	435.1	28.54	48.38	M
A-3	80.7	0.75	318.5	6.55	439.1	36.72	54.91	M
C-1	78.7	0.65	217.6	4.75	304.8	27.41	43.39	M
D-1	49.0	0.42	247.0	5.03	395.2	33.70	66.15	M
D-2	155.8	0.99	378.3	6.02	494.2	20.14	36.80	M
E-1	80.7	0.66	287.1	5.42	405.9	24.13	47.80	M
E-2	102.2	0.63	501.8	8.97	643.9	51.35	59.94	MS
F-1	98.4	0.81	403.8	8.26	506.1	41.72	55.43	MS
F-2	156.1	1.33	504.7	9.26	588.2	21.42	45.07	MS
G-1	114.8	1.75	339.1	8.24	497.8	36.86	70.88	M
G-2	137.2	1.97	373.4	9.05	508.4	20.57	54.99	M
G-3	118.7	1.66	343.0	8.62	445.6	29.70	49.39	M
G-4	156.9	2.11	382.2	9.53	497.0	23.33	44.50	M
G-5	140.7	2.08	409.6	12.91	520.1	29.53	60.72	MS
G-6	140.5	1.76	461.6	13.03	639.1	35.05	75.04	MS

※破壊モードは、主に終局時のひび割れ発生状況から判断して区分しており、Mは曲げひび割れが、MSはせん断ひび割れが顕著に認められることを表す。

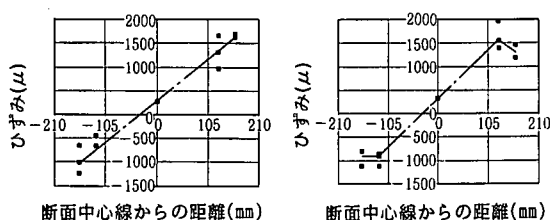


図-5 降伏時における鋼材のひずみ分布

りートの剥落も顕著であった。

b) 断面のひずみ状況

供試体 A-2 および E-2 の降伏時における柱基部の鉄骨と鉄筋のひずみ分布を図-5 に示す。縦軸はひずみ、横軸は柱断面の中心線からの距離で、鉄骨と鉄筋の位置を示している。ここで、縦軸上の点は鉄骨ウェブの中心で、縦軸、すなわち柱中心線から 125mm 離れた点は鉄骨フランジ表面、185mm 離れた点は軸方向鉄筋のひずみをそれぞれ表している。

図-5 より、各供試体の降伏時での平面保持がどの程度維持されているか推測することができる。すなわち、供試体 A-2 では、軸方向鉄筋および鉄骨の各ひずみは圧縮領域から引張領域までほぼ直線上に分布しており、平面保持が維持されている。それに対し、供試体 E-2 は、降伏荷重時には平面保持が維持されずに鉄骨が先に降伏した。その理由としては、E-2 をはじめ F-1, F-2 各供試体の軸方向鉄筋の径が基本形の D13 に比べ D25, D29 と大きいことが挙げられる。すなわち、鉄筋が太径であるために鉄筋が

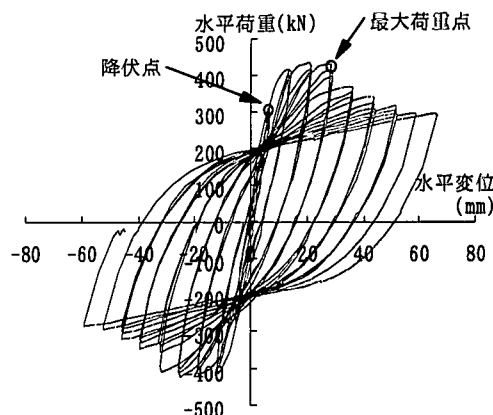


図-6 荷重・変位履歴曲線 (供試体 A-2)

降伏するに要する載荷荷重が大きくなるが、このために鉄骨とコンクリートの付着切れが発生し、平面保持が成り立たなくなったものと推察される。また、鋼とコンクリートのせん断剛性の違いによるシラゲ現象も一因と考えられる。

c) 荷重・変位関係

表-3 は、降伏、最大荷重、および終局の各時点での荷重と変位を示す。ここで、最大荷重時は、荷重・変位包絡曲線に明確なピークが現れていなかったため、ほぼ最大荷重程度の繰返し載荷による耐力低下がほとんど認められない最大変形点とした。また、終局変位は、荷重・変位包絡曲線において降伏荷重を下回らない最大変位と定義した。なお、表-3 の荷重は、偏心軸圧縮力による付加モーメントの影響を考慮して補正している。すなわち、偏心軸

表-4 SRC柱部材の損傷と補修工法の関係

	荷重変位包絡線上の特性	損傷状況の例	補修工法
A点	コンクリートに曲げひび割れが発生する時点の変位		無補修
B点	軸方向鉄筋が引張降伏する変位(部材降伏)	曲げひび割れ	無補修(場合により耐久性上のひびわれ注入)
C点	最大水平抵抗荷重程度を維持する最大変位	ひび割れ幅の拡大, かぶりコンクリート剥離, 軸方向鉄筋のわずかな座屈	必要によりひび割れ注入, 断面修復
D点	降伏荷重を維持する最大変位	かぶりコンクリートの剥離, 軸方向鉄筋・鉄骨フランジの座屈, 帯鉄筋の変形	ひび割れ注入, 断面修復, 必要により帯鉄筋等の整正

圧縮力による付加モーメントをせん断スパンで除して付加水平力を算出し, 実測された水平力に付加水平力を加算した。また, 水平変位は, 計測されたフーチングの水平移動および回転による水平変位で補正した。

荷重・変位履歴曲線の例(供試体A-2)を図-6に示す。終局時までかなり安定した紡錘形のループをなしており, 高いエネルギー吸収能を示している。各供試体とも $2\delta_y \sim 4\delta_y$ で荷重が最大となるが, それ以降は変位の増加にしたがって荷重が減少し,  $5\delta_y$ 以上の変位で降伏荷重を下まわった。

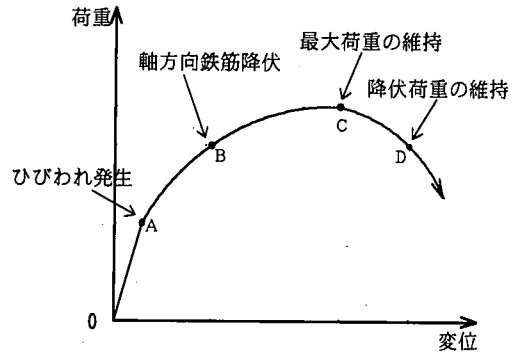


図-7 SRC柱部材の荷重・変位包絡曲線

### 3. 評価項目および検討手順

鉄道構造物の新しい耐震設計においては, 構造物の耐震性能を構造物の構成要素である部材の損傷レベルと関連づけて照査することとしている。すなわち, 構造物の耐震性能を以下の3つに区分した上で, 構造種別ごとに構造物を構成する部材の損傷レベルを定義している。

耐震性能I: 地震後にも補修せずに機能を保持でき, かつ過大な変位を生じない。

耐震性能II: 地震後に補修を必要とするが, 早期に機能が回復できる。

耐震性能III: 地震によって構造物全体系が崩壊しない。

SRC柱部材の損傷レベルは, 交番載荷実験での破壊状況を参考に損傷と補修工法等の関係も勘案すると, 表-4および図-7に示すように区分できる。

本文では, 図-7の荷重・変位包絡曲線上のB点までの変位領域を損傷レベル1, 同図のC点までを損傷レベル2, そしてD点までを損傷レベル3と呼ぶこととする。

新しい耐震設計では, 構造物の耐震性能を決定する部材性能(耐力, 変形性能)が地震時の応答値(作用力, 応答変位)に対して式(1)を満足することを照査する。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (1)$$

ここで,  $S_d$ : 設計応答値

$R_d$ : 設計部材性能

$\gamma_i$ : 構造物係数

この場合, 各損傷レベルに対応した部材の変形性能を定量的に評価することが重要となる。本研究においては, 損傷レベル1, 損傷レベル2, および損傷レベル3のSRC部材の部材性能を定量評価するために, 交番載荷実験結果に基づき, 以下の評価項目について解析的検討を行った。

- ① 曲げ降伏耐力(損傷レベル1, 3限界荷重)
- ② 曲げ降伏変位(損傷レベル1限界変位)
- ③ 曲げ耐力(損傷レベル2限界荷重)
- ④ 最大荷重時変位(損傷レベル2限界変位)
- ⑤ 終局変位(損傷レベル3限界変位)

なお, せん断破壊が曲げ破壊に先行し脆性的な破壊性状を示すSRC柱部材は, 曲げ破壊先行型のSRC柱部材のように部材の変形と関連付けて損傷レベルを照査することはできない。交番載荷実験に供したE-2, F-1, F-2, G-5およびG-6の5供試体とは異なり, 降伏時にせん断ひび割れが顕著に現れており, せん断破壊と曲げ破壊が混在する破壊形式と判定されるため, 以下の検討対象からは除外することとする。

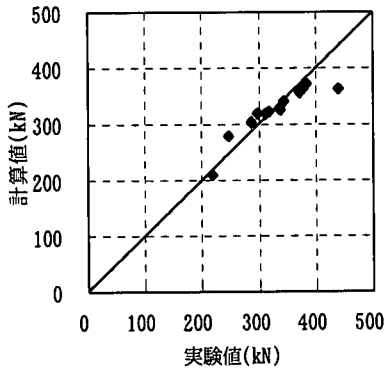


図-8 降伏荷重の実験値と計算値の比較

#### 4. 変形性能の定量評価の検討

##### (1) 降伏荷重, 降伏変位の評価

###### a) 降伏荷重 (曲げ降伏耐力)

曲げ降伏耐力 ( $M_y$ ) は, 柱基部の引張鉄筋が降伏ひずみに達する時, 鉄骨を鉄筋に換算して以下の仮定に基づき軸方向力と曲げモーメントの釣合い条件から算定される。

- ・ 維ひずみは, 断面の中立軸からの距離に比例する (平面保持仮定)。
- ・ コンクリートの引張応力は無視する。
- ・ コンクリートおよび鋼材の応力・ひずみ関係は, 「鉄道構造物等設計標準 (鋼とコンクリートの複合構造物)」<sup>1)</sup> による。

上記の仮定により算定された曲げ降伏耐力と実験値の比較を図-8に示す。計算値は, 実験値を精度よく評価している。

###### b) 降伏 (曲げ降伏) 変位

損傷レベル1の限界変位, すなわち降伏変位 ( $\delta_y$ ) は, 式 (2) に示すように, フーチングからの鋼材 (軸方向鉄筋および鉄骨) の拔出しによる回転変位 (鋼材の拔出しに伴う基部の回転により, 柱頂部に生じる水平変位) と柱く体の曲げ変形による変位を足し合わせて求めることができると仮定した。

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (2)$$

ここで,  $\delta_{y0}$ : 柱く体の曲げ変形による変位

$\delta_{y1}$ : 鋼材の拔出しによる回転変位

鉄筋コンクリート柱の交番載荷実験において, 断面の小さな供試体の場合, 軸方向鉄筋の拔出しによる影響が大きく, 大きな断面の実構造物ではこの影響が小さくなるといわれている。すなわち, 模型実験から得られる変位を実構造物に適用するために, 変位を分離して評価しなければならない<sup>3)</sup>。SRC柱の変形を考える上でも, 鋼材の拔出し変形を柱く体の変形と分離して取り扱う必要がある<sup>10) 11)</sup>。

図-9は, 実験から得られた降伏変位を, 鋼材の抜

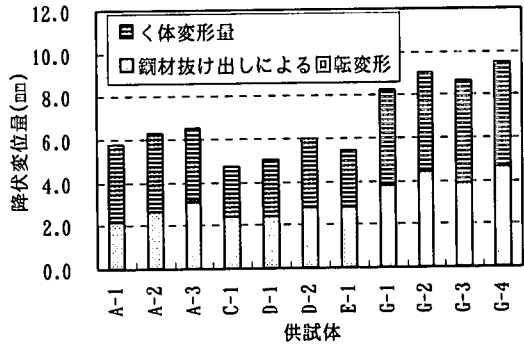


図-9 降伏変位の内訳

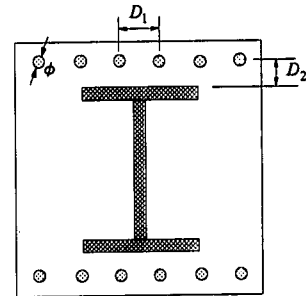


図-10 鉄筋拔出し量の算定

出しによる回転変位と柱く体の変位とに区分して示したものである。ここで, 鋼材の拔出しによる回転変位は, フーチング内軸方向鉄筋のひずみを積分して求めたフーチングからの軸方向鉄筋の拔出し量を基に算定した。また, 柱く体の変位は自由端の全変位から回転変位を差し引いて求めた。図-9より, 鋼材の拔出しによる回転変位は全変位の4~5割程度を占めており, その影響はかなり大きいことがわかる。

まず, 鋼材の拔出しによる回転変位の算定について検討する。SRC柱部材の鋼材の拔出し量に関する研究はほとんど行われていない。そこで, 鋼材の拔出しによる回転変位は引張鉄筋に着目して算定することとする。ここでは, 島らにより提案されている鉄筋コンクリート部材の二段配筋断面における拔出し量の算定手法<sup>12)</sup>を参考に, 図-10に示すように, 二段配筋の鉄筋間隔のかわりに, 引張鉄筋と鉄骨フランジの間隔 ( $D_2$ ) を考慮することとし, 引張鉄筋の拔出し量は以下の式 (3) ~ 式 (5) により算定することとした。

$$\Delta l_y = \alpha \cdot S_{y1} \quad (3)$$

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-D_1/\phi)} + 1.5e^{0.45(1-D_2/\phi)} \quad (4)$$

$$S_{y1} = 7.4\varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) \cdot \phi / f_{ck}^{2/3} \quad (5)$$

ここで,

$\Delta l_y$ : 降伏時の引張鉄筋の拔出し量 (mm)

$\alpha$ : 鉄筋間隔および鉄筋と鉄骨の間隔の影響を考慮するパラメータ

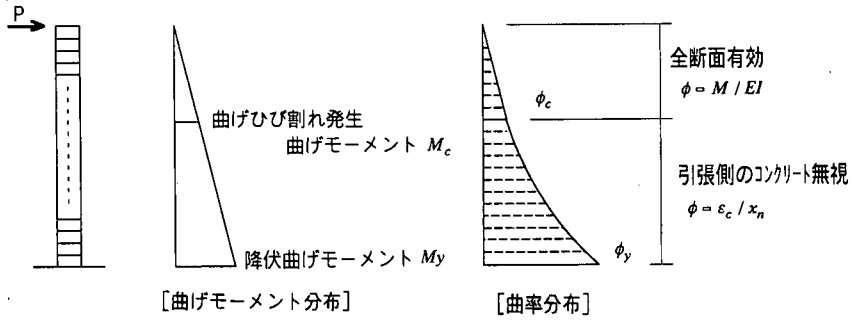


図-13 降伏時のく体変形の算定

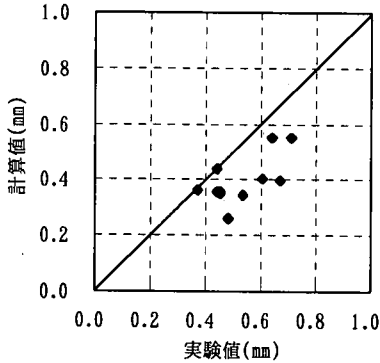


図-11 降伏時引張鉄筋抜出し量の比較

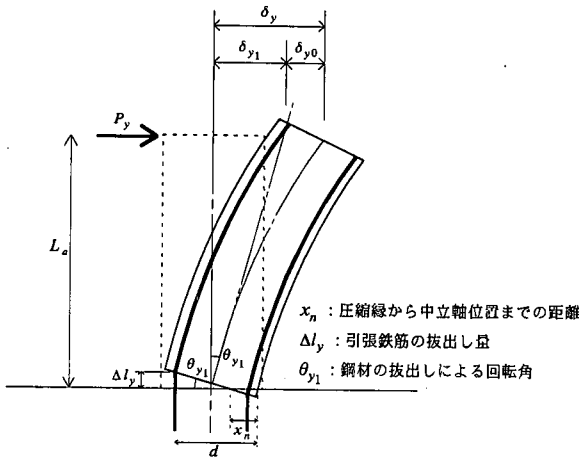


図-12 部材変形概念図

- $S_{y1}$  : 単独鉄筋の抜出し量(mm)
- $\phi$  : 引張鉄筋の直径(mm)
- $D_1$  : 引張鉄筋の中心間隔(mm)
- $D_2$  : 引張鉄筋の中心と引張側鉄骨フランジ縁の間隔(mm)
- $\epsilon_y$  : 鉄筋の降伏ひずみ,
- $f_{ck}$  : フーチングのコンクリートの圧縮強度の特性値 ( $N/mm^2$ )

なお、式(4)第3項は、島らが提案する式の二段配筋の鉄筋段間隔の影響項を鉄骨と鉄筋の間隔の影響項に置き換えたものであるが、SRC柱の交番載荷実験から得られた軸方向鉄筋の抜出し量を評価できるように第3項の係数値を修正した。すなわち、式(4)の第3項の係数値は、鉄筋コンクリート部材では0.45であるが、SRC部材では1.5としている。修正した係数値は、鉄筋と鉄骨では形状や付着性状が異なること、また鉄筋と鉄骨フランジの間隔が鉄筋の抜出し量に影響することを考慮している。

図-11は、降伏時の引張鉄筋の抜出し量の計算値と実験値との比較を示す。実験値は、フーチング内に埋め込まれている引張鉄筋の軸方向ひずみを積分することにより算出している。式(3)～式(5)から算定される抜出し量は、実験値に対して多少小さく評価する傾向にある。

鋼材の抜出しによる回転変位( $\delta_{y1}$ )は、式(6)、式(7)により算定できる。

$$\delta_{y1} = \theta_{y1} \cdot L_a \quad (6)$$

$$\theta_{y1} = \frac{\Delta l_y}{d - x_n} \quad (7)$$

ここで、

$\theta_{y1}$  : 鋼材の抜出しによる回転角

$L_a$  : せん断スパン

$d$  : 有効高さ

$x_n$  : 降伏時の圧縮縁から中立軸位置までの距離

すなわち、鋼材の抜出しによる回転変位( $\delta_{y1}$ )は、図-12に示すように、柱く体基部断面における中立軸位置( $x_n$ )を回転中心とし、引張鉄筋の抜出し量( $\Delta l_y$ )と中立軸から回転角( $\theta_{y1}$ )を求め、それにせん断スパン( $L_a$ )を乗じて求めることができる。

つぎに、柱く体の変位の算定について検討する。ここでは、柱く体の変形は曲げ変形のみを考慮することとする。図-13に示すように、柱部材を軸方向に沿って分割し、分割された断面ごとに軸力と曲げモーメントに関する内力と外力の釣合い条件から、中立軸( $x_n$ )とコンクリート圧縮縁ひずみ( $\epsilon_c$ )を算

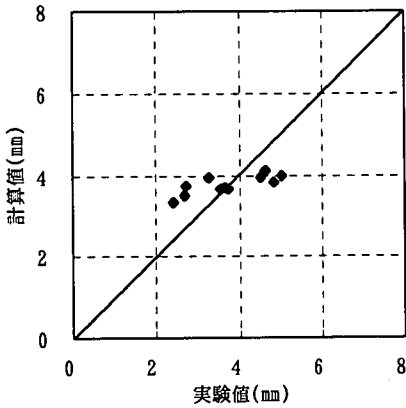


図-14 柱く体変位の計算値と実験値の比較

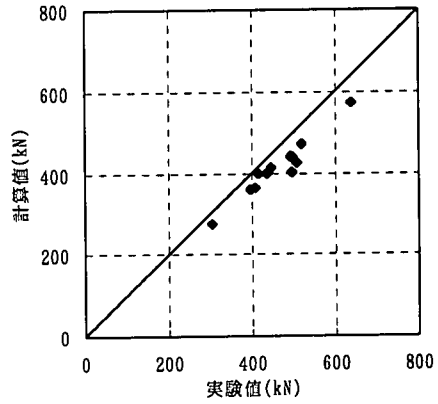


図-16 最大荷重の計算値と実験値の比較

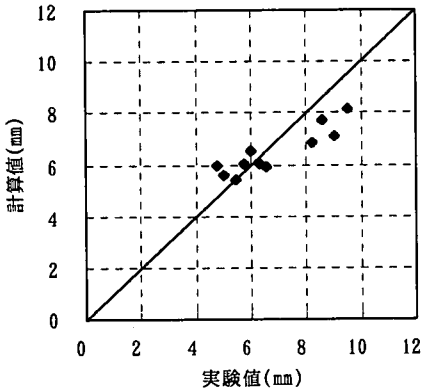


図-15 降伏変位の計算値と実験値の比較

定し、各断面の曲率 ( $\phi = \epsilon_c / x_n$ ) を求める。ただし、曲げひび割れ発生荷重 ( $M_c$ ) 以下においては、全断面有効として曲率 ( $\phi = M / EI$ ,  $EI$ : 全断面有効の曲げ剛性) を算定する。く体変形量は、曲率を二階積分することにより求められる。

図-14は、柱く体の変位の計算値と実験値を対比したものである。計算値は実験値を概ねよく評価している。

鋼材の抜出しによる回転変位と柱く体の変形による変位を足し合わせた降伏時の全変位量の計算値と実験値の比較を図-15に示す。図-15より、上記の算定手法を用いることで、降伏変位は概ね妥当に評価できる。(実験値)/(計算値)は平均値が1.05、変動係数は14.0%である。

## (2) 最大荷重、最大荷重時変位の評価

### a) 最大荷重 (曲げ耐力)

曲げ耐力 ( $M_m$ ) は、柱基部の圧縮縁のコンクリートひずみが0.0035に達する時とし、曲げ降伏耐力の算定の場合と同様の仮定に基づき算定した。図-16は、上記の仮定により算出した曲げ耐力と実験から得られた最大荷重を比較したものである。計算

値は実験値を1割程度小さく評価する傾向にある。

### b) 最大荷重 (曲げ耐力) 時変位

損傷レベル2の限界変位、すなわち最大荷重時変位 ( $\delta_m$ ) は、降伏変位の算定と同様、式(8)に示すように、フーチングからの鋼材 (軸方向鉄筋、鉄骨) の抜出しによる回転変位と柱く体の曲げ変形を足し合わせて求めることができると仮定した。なお、く体の変形は、柱基部の塑性ヒンジ部の曲げ変形と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形とに分離して算定し、これらの変形を累加したものとした。

$$\begin{aligned} \delta_m &= \delta_{m0} + \delta_{m1} \\ &= (\delta_{mb} + \delta_{mp}) + \delta_{m1} \end{aligned} \quad (8)$$

ここで、

$\delta_{m0}$ : 柱く体の曲げ変形による変位

$\delta_{m1}$ : 鋼材の抜出しによる回転変位

$\delta_{mb}$ : 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位

$\delta_{mp}$ : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

まず、最大荷重時の鋼材の抜出しによる回転変位 ( $\delta_{m1}$ ) は、降伏時の鋼材の抜出し回転変位 ( $\delta_{y1}$ ) を基に求められるものとした。ここでは、高軸力下での適用を考え、式(9)のように、釣合軸力比が1のとき、損傷レベル1と2限界点での鉄筋の抜出しによる変形量の比 ( $\delta_{m1} / \delta_{y1}$ ) が1となるように定式化する。

$$\delta_{m1} / \delta_{y1} = (1 - N / N_b) \cdot \eta + 1 \quad (9)$$

ここで、

$N / N_b$ : 釣合軸力比

$N$ : 作用軸力

$N_b$ : 釣合軸力

釣合軸力とは、軸方向鉄筋が引張降伏すると同時に圧縮縁のコンクリートのひずみが0.0035に達する時の軸力をいう。すなわち、釣合軸力比が1の時は、曲げ降伏耐力  $M_y$  と曲げ耐力  $M_m$  は等しくなる。

図-17に  $\eta$  値と各パラメータの関係を示す。なお、 $\eta$  値を算出する際、 $\delta_{m1}$  には軸方向鉄筋の抜出し量から求めた回転変位量 (実験値)、 $\delta_{y1}$  には式(3)～



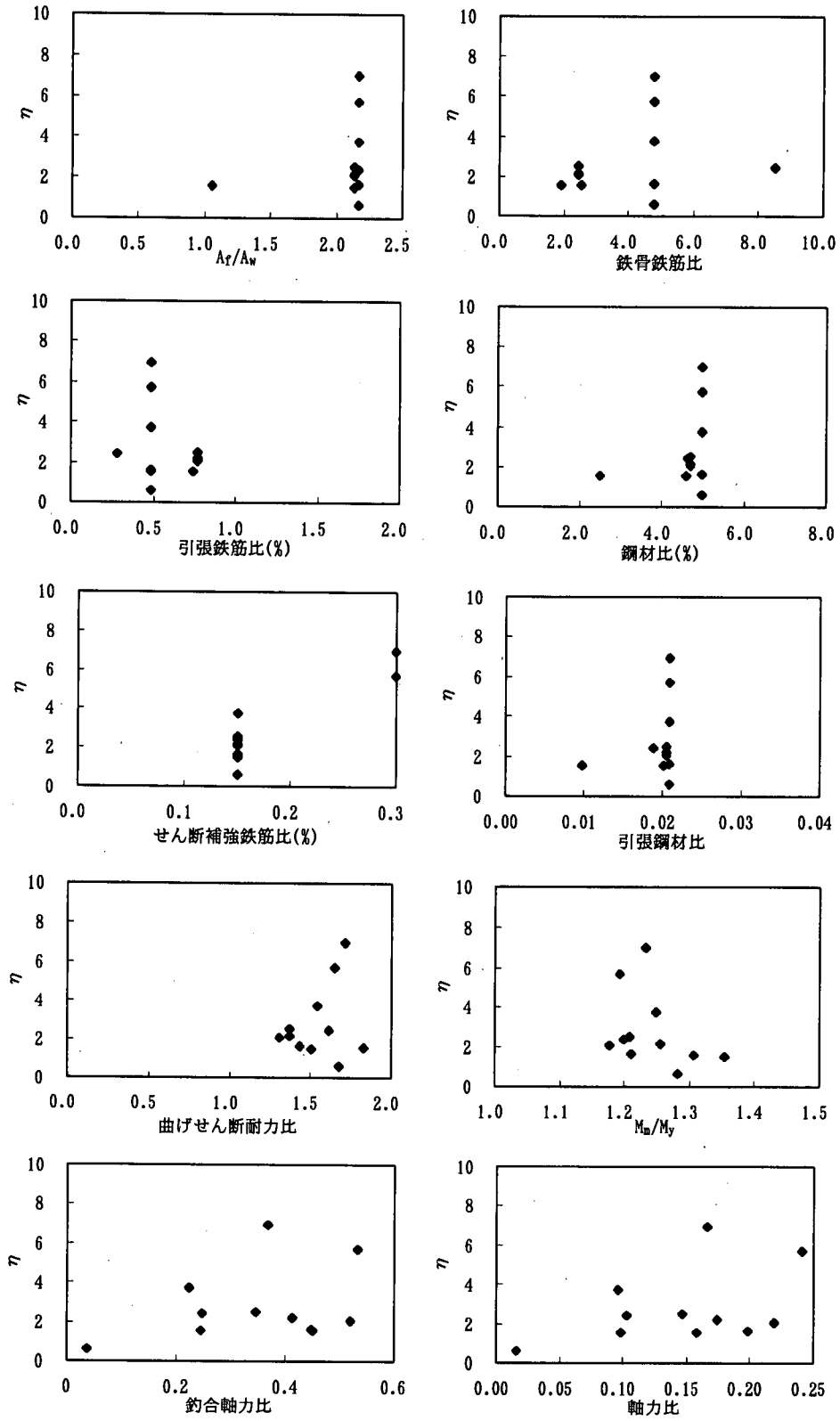


図-17  $\eta$ と各パラメータの関係

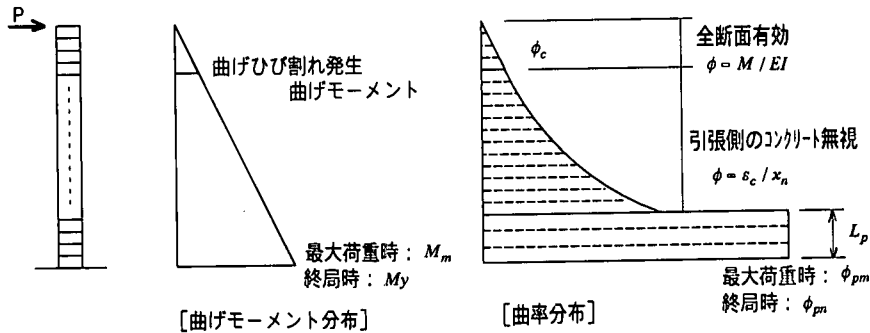


図-18 最大荷重時・終局時のく体変形の算定

式(7)により算定した回転変位量(計算値)を用いている。

図-17より $\eta$ 値は0.5~7程度とかなり広範囲に分散している。これは、最大荷重時では軸方向鉄筋が座屈していると推定され、実験結果でのひずみ値のばらつきが大きいことによる。わずかに、せん断補強鉄筋比の影響があるように読みとれるが、せん断補強鉄筋比が0.15, 0.30%の2つの値に対する実験データしかなく、それ以外の領域については把握できていない。なお、せん断補強鉄筋比が0%の供試体A-1は、最大荷重時での基部軸方向鉄筋のひずみ分布を十分な精度で読みとることができなかつたため、ここでは割愛している。また、せん断補強鉄筋比以外のパラメータについては $\eta$ 値との相関性は認められない。そこで、現段階では各パラメータの影響度を定量的に評価することは難しいと考え、実構造物において一般的と考えられるせん断補強鉄筋比(0.15%)での平均値をとり、 $\eta$ 値を2.0とすることとした。これにより、式(9)は次式ようになる。

$$\delta_{m1} / \delta_{y1} = 3.0 - 2.0N / N_b \quad (10)$$

最大荷重時での中立軸を拔出しの回転中心と考え、鋼材の拔出しによる回転変位量が式(10)より算定される $\delta_{m1}$ となるとき柱基部の軸方向鉄筋のひずみを逆算すると、最大15,000 $\mu$ 、平均10,000 $\mu$ 程度となる。実験では5,000 $\mu$ ~20,000 $\mu$ 程度であり、計測されるひずみ値にかなりの幅があることを考慮すると柱基部の軸方向鉄筋ひずみの実験値との整合は概ねとれているものと考えられる。

つぎに、柱く体の曲げ変形による変位( $\delta_{m0}$ )の算定について検討する。塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位( $\delta_{mb}$ )は、図-18のように柱部材を軸方向に沿って分割し、降伏時く体変位の算定と同様にして各断面の曲率を求め、曲率を二階積分することにより算定する。塑性ヒンジ長( $L_p$ )は、式(11)で与えられるMattockの提案式<sup>13)</sup>を適用することとした。

$$L_p = 0.5d + 0.05L_o \quad (11)$$

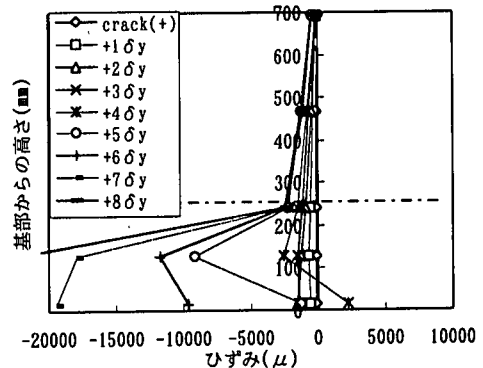


図-19 鉄骨フランジの軸方向ひずみ分布 (供試体A-2)

ここで、

$L_o$ : せん断スパン

$d$ : 有効高さ

式(11)のSRC部材への適用の妥当性を検証する。図-19は、供試体A-2の鉄骨フランジ軸方向ひずみの分布を示している。図中の一点鎖線は、式(11)により算定された値である。図-19より、鉄骨フランジが塑性域に達している領域と式(11)から算出される塑性ヒンジ長は概ね一致している。他の供試体についても同様の傾向が認められており、本式の適用は概ね妥当であると考えられる。

このようにして算定した柱く体の塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位( $\delta_{mb}$ )は、全変形量の1~2割程度となった。

塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位( $\delta_{mp}$ )は、塑性ヒンジ回転角( $\theta_{pm}$ )を用いて式(12)により算定される。なお、塑性ヒンジ回転角とは塑性ヒンジ部における曲げ変形による回転角を表し、ここでは塑性ヒンジ部は曲率一定と仮定する。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_o - L_p / 2) \quad (12)$$

ここで、

$\theta_{pm}$ : 塑性ヒンジ回転角 (=  $\phi_{pm} \cdot L_p$ )

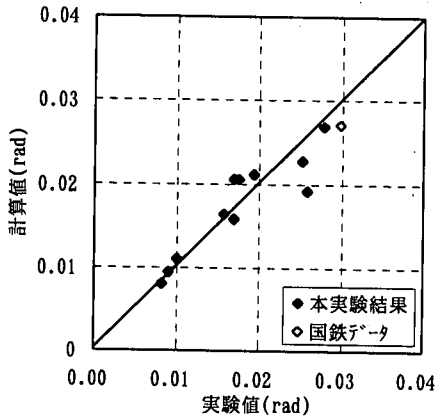


図-21 最大荷重時の塑性ヒンジ回転角の計算値と実験値の比較

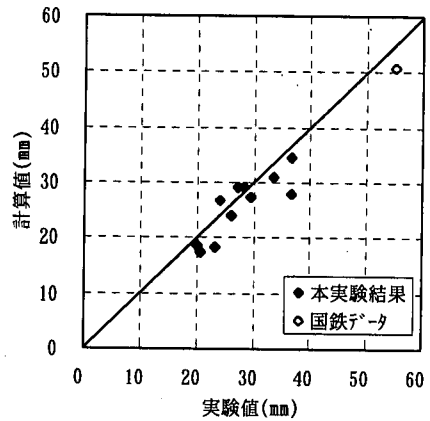


図-22 最大荷重時変位の計算値と実験値の比較

$\phi_{pm}$  : 塑性ヒンジ部の平均曲率

塑性ヒンジ長が式(11)で与えられるとして、実験から得られた最大荷重時変位から鋼材の抜出しによる回転変位および塑性ヒンジ部以外のく体の曲げ変形による変位を差し引いて塑性ヒンジ回転角( $\phi_{pm}$ )を算定し、実験パラメータとの相関性について検討した。その結果、図-20に示すように、塑性ヒンジ回転角はせん断補強鉄筋比および釣合軸力比と相関が比較的高いことが認められる。図-20のせん断補強鉄筋との関係を示すグラフにおいて、供試体A-1, A-2, A-3はせん断補強鉄筋比のみ異なる供試体を表している。せん断補強鉄筋比が大きいと帯鉄筋が軸方向鉄筋を拘束し、軸方向鉄筋の座屈を抑制するものと考えられる。図-20より、せん断補強鉄筋比が大きくなる程最大荷重時の塑性ヒンジ回転角が大きくなる傾向が認められる。また、「2.柱部材の交番載荷実験(2)実験結果」において述べたように、軸方向鉄筋の座屈が耐力低下の始まりと推定され、軸方向鉄筋の座屈の発生には軸力の影響が大きいと考えられる。図-20より、釣合軸力比の増大に伴い、塑性ヒンジ回転角が減少する傾向が認められる。

以上より、塑性ヒンジ回転角をせん断補強鉄筋比、および釣合軸力比を説明変数として式(13)のように定式化した。

$$\theta_{pm} = \frac{0.0365 p_w + 0.0159}{21.1(N/N_s)^{3.8} + 0.939} \quad (13)$$

ここで、 $p_w$  : せん断補強鉄筋比(%)

なお、式(13)の定式化にあたり、せん断補強鉄筋比のみが異なる供試体(A-1, A-2, A-3)に着目し、図-20より $\theta_{pm}$ とせん断補強鉄筋比の間にほぼ線形の関係が認められることから、せん断補強鉄筋比の線形式として定式化した。つぎに、せん断補強鉄筋比の影響を考慮した塑性ヒンジ回転角と釣合軸力比との関係を表現するために釣合軸力比の項を加えた。

図-21に式(13)により算定した塑性ヒンジ回転角を実験値と比較して示す。図-21より概ね精度良く評価できることがわかる。

上記の式(8)～式(13)を用いて、損傷レベル2の限界変位を算定できる。図-22は、損傷レベル2の限界変位( $\delta_n$ )の計算値と実験値を比較したものである。鋼材の抜出しによる回転変位量の算定がやや過小評価しているため、全体的に計算値は実験値を過小評価する傾向があるが、ばらつきは小さく概ね精度よく評価していると考えられる。(実験値)/(計算値)は、平均値が1.08、変動係数は11.2%である。

なお、最大荷重時変位の検討には、国鉄により実施されたSRC柱供試体(1体)の交番載荷実験結果も加えている。この供試体は、せん断スパン比は4であり、軸力比は0.024である。詳細な実験データがなく、抜出しによる回転変位等の検討ができないため、実験結果の荷重・変位履歴曲線を基に、最大荷重時のく体変位の検討のみに用いることとした。

### (3) 終局変位

終局変位、すなわち損傷レベル3の限界変位( $\delta_n$ )は、前述のように、曲げ降伏耐力を保持する最大変位と定義している。損傷レベル3の限界変位は、損傷レベル2の限界変位と同様の考え方にに基づき、図-18に示す曲率分布を仮定し、式(14)で与えられるとした。

$$\begin{aligned} \delta_n &= \delta_{n0} + \delta_{n1} \\ &= (\delta_{nb} + \delta_{np}) + \delta_{n1} \end{aligned} \quad (14)$$

ここで、

$\delta_{n0}$  : 柱く体の曲げ変形による変位

$\delta_{n1}$  : 鋼材の抜出しによる回転変位

$\delta_{nb}$  : 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位

$\delta_{np}$  : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

まず、鋼材の抜出しによる回転変位( $\delta_{n1}$ )は、損傷レベル2の限界点における鋼材の抜出しによる

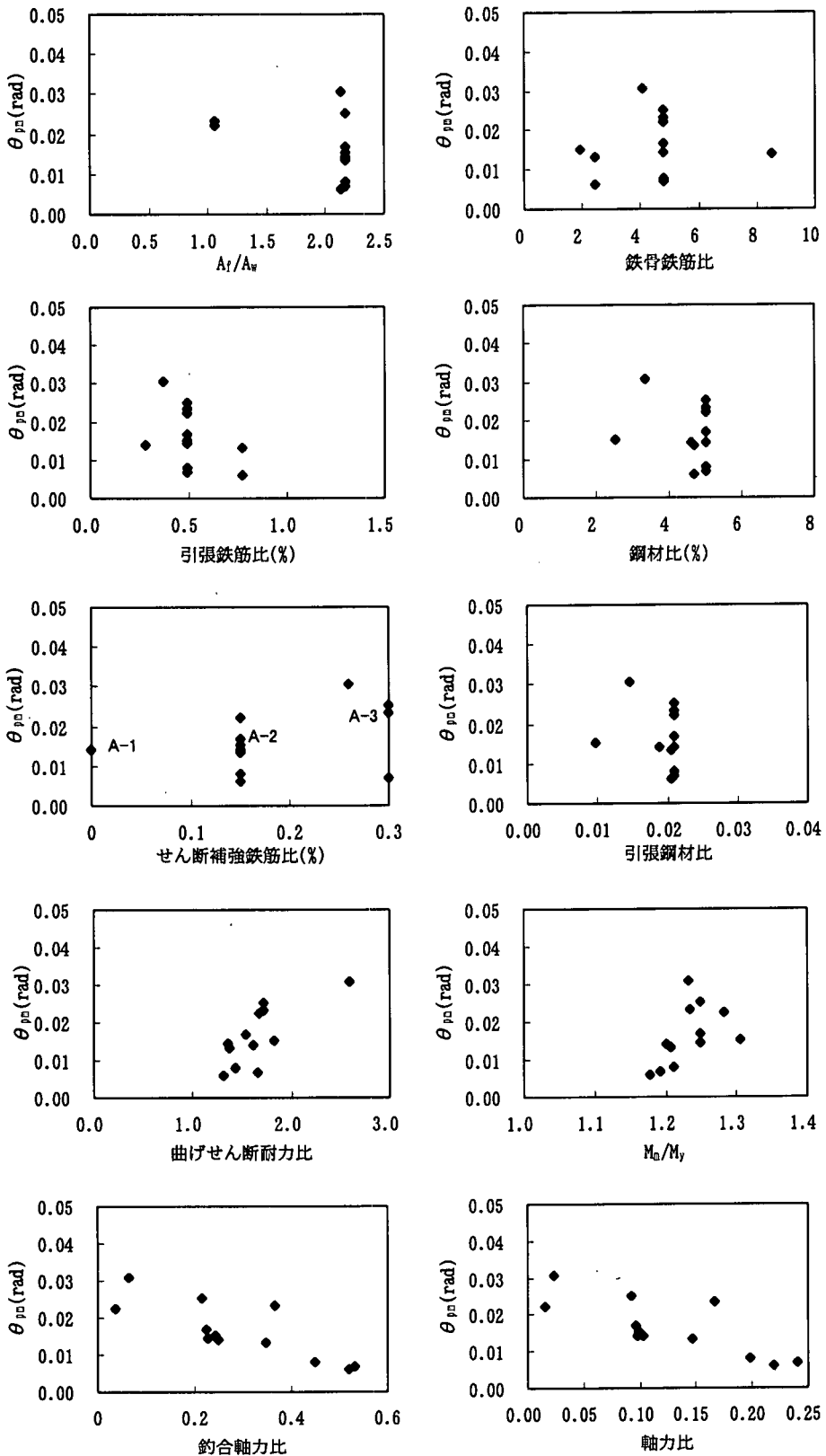


図-20 塑性ヒンジ回転角  $\theta_{p2}$  と各パラメータの関係

回転変位 ( $\delta_{ml}$ ) と同じ値を用いることとした。これは、損傷レベル2の限界点から損傷レベル3の限界点にかけて軸方向鉄筋の軸方向ひずみ分布に顕著な変化が認められなかったこと、また、コンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈等により計測されるひずみ値の信頼性も低いことによる。

塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 ( $\delta_{nb}$ ) は、損傷レベル2の塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 ( $\delta_{mb}$ ) と同様、柱部材を軸方向に沿って分割し、各断面の曲率を求め、曲率を二階積分することにより算定する。なお、塑性ヒンジ長 ( $L_p$ ) は、式 (11) を適用することとした。

塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 ( $\delta_{np}$ ) は、損傷レベル2の限界点から損傷レベル3の限界点までの塑性ヒンジ回転角の増分 ( $\Delta\theta_{pmn}$ ) を使い、式 (15)、および式 (16) により算定することとした。ここで、式 (16) で用いているパラメータ  $K_{pp}$  は、 $M/M_m - \theta_p$  関係 ( $M$ : 作用曲げモーメント,  $M_m$ : 曲げ耐力,  $\theta_p$ : 塑性ヒンジ回転角) において、損傷レベル2の限界点から損傷レベル3の限界点に至る負勾配を表しており、最大荷重点以降の荷重の低下度を表す指標として導入した。

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot \left( L_a - \frac{L_p}{2} \right) \quad (15)$$

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_{pmn} \quad (16)$$

$$= \theta_{pm} + \left( 1/K_{pp} \right) \cdot \frac{M_m - M_y}{M_m}$$

ここで、

$\theta_{pn}$ : 損傷レベル3の限界点における塑性ヒンジ回転角 ( $= \phi_{pn} \cdot L_p$ )

したがって、負勾配 ( $K_{pp}$ ) が算定できれば、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 ( $\delta_{np}$ ) を求めることができる。そこで、式 (16) を式 (17) のように変形し、損傷レベル3の限界点における塑性ヒンジ回転角 ( $\theta_{pn}$ ) に実験値 ( $\theta_{pn}[\text{exp}]$ ) を使い、負勾配の逆数 ( $1/K_{pp}$ ) を算定し、部材パラメータとの相関を検討した。なお、損傷レベル3の限界点における塑性ヒンジ回転角 ( $\theta_{pn}[\text{exp}]$ ) は、全体変形量の実験値から上述した方法により算定される鋼材の拔出しによる回転変形量、および塑性ヒンジ部以外の曲げ変形量のそれぞれの計算値を差し引いて算出している。

$$1/K_{pp} = \frac{\theta_{pn}[\text{exp}] - \theta_{pm}}{M_m - M_y} \quad (17)$$

図-23は、 $(1/K_{pp})$  と各パラメータの関係を示している。 $(1/K_{pp})$  は、最大荷重点以降の荷重低下を表す指標であり、部材断面に占める鋼材量の割合を表す鋼材比の影響があるものと予想されたが、図-23からは顕著な相関は読みとれなかった。また、

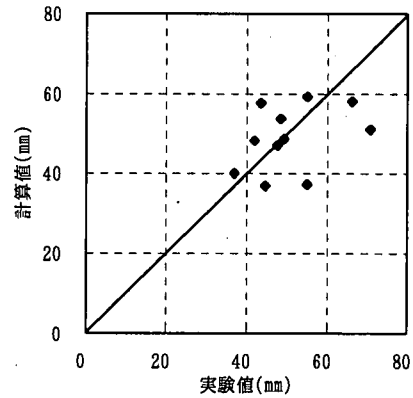


図-24 終局時塑性ヒンジ回転角の計算値と実験値の比較

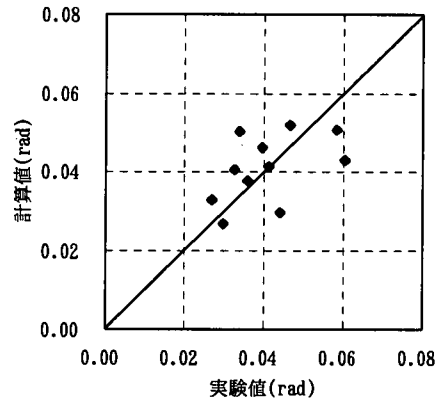


図-25 終局変位の計算値と実験値の比較

$(1/K_{pp})$  とせん断補強鉄筋比の相関も認められなかった。SRC柱部材では、鉄骨の効果によりRC部材のような脆性的なせん断破壊が起りにくいため、せん断破壊を抑止する帯鉄筋が変形性能への支配的な影響因子ではないと考えられる。その他のパラメータについても同様に、 $(1/K_{pp})$  との間に相関は認められなかった。この段階では、コンクリートが剥落し、鉄筋の座屈も認められ、場合によっては鉄骨フランジの局部座屈も観察される。そのため、 $(1/K_{pp})$  には種々の要因が影響を及ぼしているものと考えられ、特定のパラメータのみで表現するのは現状では困難である。

そこで、ここでは  $(1/K_{pp})$  の値に平均値 (0.125) をとり、損傷レベル3の限界点における塑性ヒンジ回転角 ( $\theta_{pn}$ ) を式(18)で算定することとした。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + 0.125 \frac{M_m - M_y}{M_m} \quad (18)$$

図-24は、損傷レベル3の限界点における塑性ヒンジ回転角の実験値と式 (18) から求められた計算値

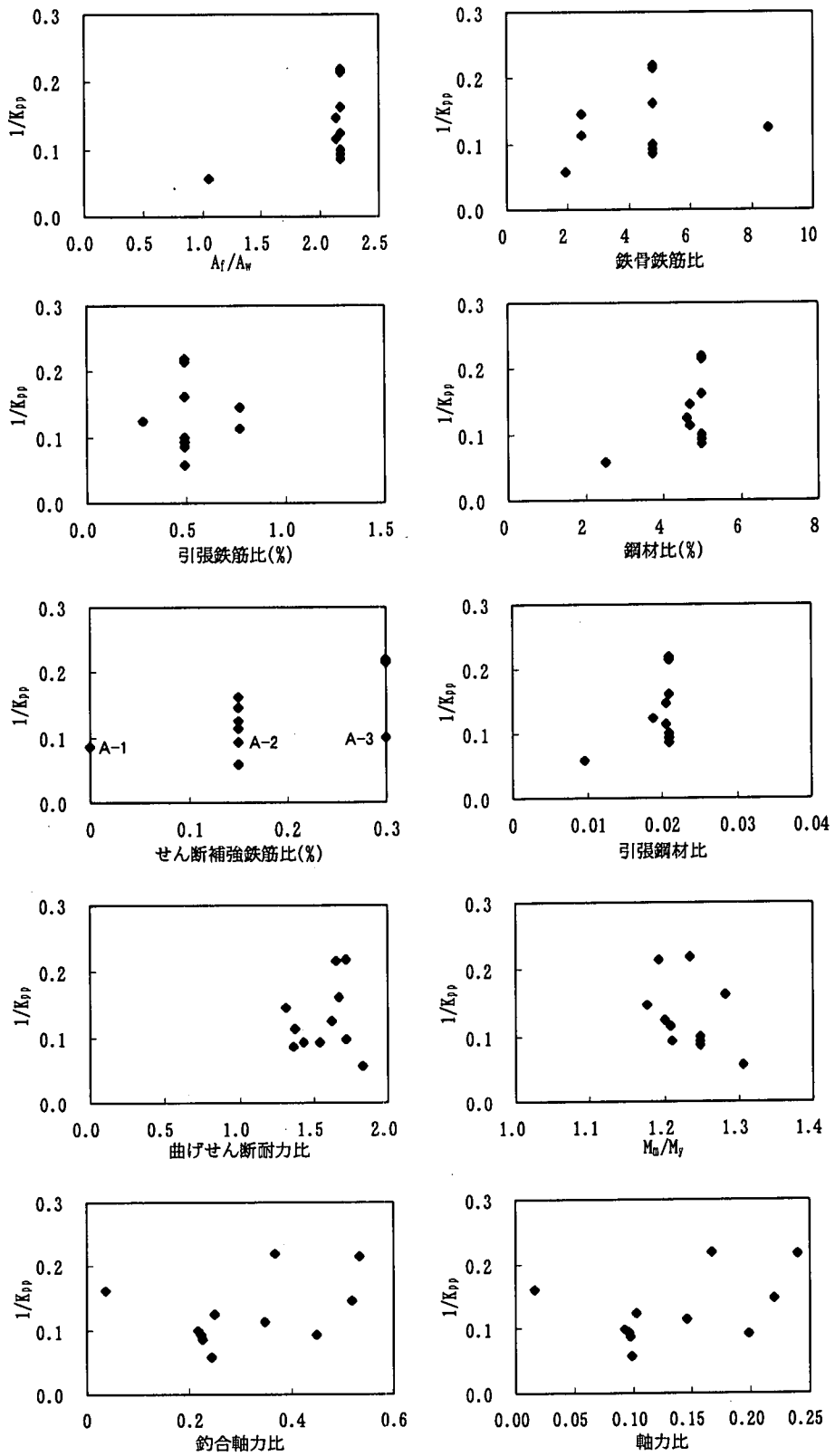


図-23  $1/K_{pp}$ と各パラメータの関係

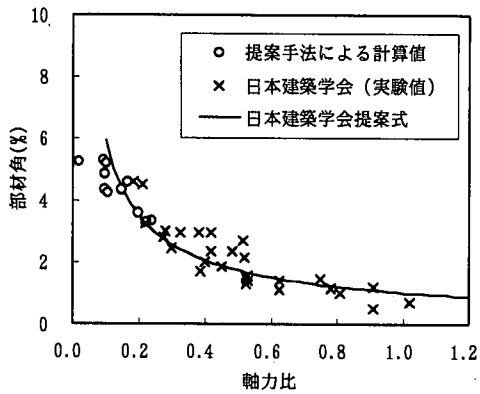


図-26 日本建築学会との比較

の比較を示す。

図-25は、損傷レベル3の限界変位 ( $\delta_u$ ) の実験値と計算値を比較したものである。損傷レベル2限界点からの塑性ヒンジ回転角の増分を一定値で表しているため、多少ばらつきは認められる。(実験値) / (計算値) は、平均値が1.06、変動係数は21.3%である。上記の手法により算定される損傷レベル3の限界部材角 ( $\theta_u$ ) について、既往の変形性能評価手法と比較を行うことにより、本手法の妥当性を以下に検証する。既存の変形性能の評価手法として、土木の分野ではほとんど皆無であるため、日本建築学会で提案されている手法を検討の対象とした。

図-26は、本手法により算定された損傷レベル3の限界部材角 ( $\theta_u$ ) と日本建築学会による提案手法および実験値を比較して示したものである<sup>3)</sup>。なお、日本建築学会による提案手法では、終局部材角は軸力みの関数で表されている(図-26の実線)。

図-26において、×は日本建築学会の実験値のうち繰返し載荷の供試体のみを抽出してプロットしている。また、日本建築学会での終局部材角は、「繰返す毎に復元力特性が著しく劣化する」時点の部材角を表している<sup>14)</sup>。本文で示した終局部材角の算定法と日本建築学会の算定法は、基礎とした実験データにおいて軸力比、あるいは終局部材角の定義等に相違があり、単純に比較することはできないが、図-26より、本提案手法による計算値は、日本建築学会の計算値とほぼ同程度の値を示している。軸力比が小さい場合には本手法の方がやや小さめの評価を与える傾向がある。一般の鉄道構造物で想定される軸力比は概ね0.2以下であることを考慮すると、本提案手法は、既往の評価手法に照らし合わせても充分に妥当なものであると考えられる。

なお、本算定手法は、SRC柱部材の交番載荷実験結果に基づくものであり、適用範囲は以下に示す供試体のパラメータ範囲である。

- ・ 充腹形鉄骨構造
- ・ せん断スパン比3

- ・ 曲げせん断耐力比1.3~1.8
- ・ せん断補強鉄筋比0.15%以上
- ・ 鋼材比2.5~5.0%
- ・ 鉄骨鉄筋比1.9~8.5
- ・ 軸力比0.02~0.24  
(釣合軸力比0.04~0.53)

## 5. 結論

SRC柱部材の変形性能の定量評価法を確立するため、鉄道構造物として従来から用いられているSRC構造物の柱部材諸元を模した模型供試体を用い、一定軸圧縮力下で交番載荷実験を行った。この実験結果を基に解析的な検討を加え、SRC柱部材の耐力および変形性能の評価法を示した。

交番載荷実験および解析的検討により得られた主な事項をまとめると以下の通りである。

(1) 軸方向圧縮力と交番曲げを受けるSRC柱脚の破壊は、一般に、最大荷重点付近で柱脚基部の軸方向鉄筋にわずかな座屈が発生し、座屈の進展につれて荷重が低下する経路をたどる。

終局変位(降伏荷重を維持する最大変位)時には、柱脚基部のかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈も顕著であり、場合によっては鉄骨フランジの座屈も認められる。

(2) 柱脚基部の軸方向鉄筋が引張降伏する時を部材の降伏と定義すると、曲げひび割れが卓越する供試体では、部材降伏時に、一般に鉄骨と鉄筋コンクリートの付着は良好であり、平面保持の仮定は満たされた状態にある。

(3) 最大荷重時の変位は、降伏変位の2~4倍の変位で観測され、終局変位は降伏変位の5倍以上の変位である。

(4) SRC柱部材の損傷レベルは、交番載荷実験での破損状況を参考に、損傷と補修工法等との関係を勘案して3区分できる。

損傷レベル1の限界：軸方向鉄筋の降伏時

損傷レベル2の限界：最大荷重時

損傷レベル3の限界：降伏荷重を保持する最大変位時

(5) 曲げ降伏耐力および曲げ耐力を鉄骨を鉄筋に換算し平面保持仮定の下で算定すると、曲げ降伏耐力の計算値は実験値を精度良く評価するが、曲げ耐力の計算値は実験値を1割程度小さく評価する。なお、曲げ耐力の算定は、柱脚基部の圧縮縁のコンクリートのひずみが0.35%に達する時とした。

(6) 損傷レベル1の限界変位(降伏変位)は、柱く体の曲げ変形による変位と軸方向鉄筋のフーチングからの拔出しによる回転変位の合計として算定でき、計算値は実験値を概ね妥当に評価する。

- (7) 損傷レベル 2 の限界変位 (最大荷重時変位) は、降伏変位と同様にして算定することができる。なお、柱く体の変形は、柱基部に塑性ヒンジ領域を仮定し、塑性ヒンジ部の曲げ変形と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形をそれぞれ分離して求め、これらの合計として与えられる。計算値は、実験値を過小評価する傾向にあるが、ばらつきは小さく概ね精度良く評価できる。
- (8) 損傷レベル 3 の限界変位 (終局変位) は、損傷レベル 2 限界変位と同様にして算定することができる。計算値は、実験値に対して多少ばらつきがある。
- (9) 損傷レベル 3 の限界変位の算定値は、日本建築学会の提案手法による算定値と比較して、終局の定義や軸力範囲に相違があるが、多少小さめの評価値を与える。
- (10) 本論文で提案している算定手法については、特に曲げせん断耐力比に関する適用範囲が実構造物と比較して狭いため、追加実験等を行い提案した算定手法の適用範囲の拡大を図る必要がある。なお、本研究の一部は、平成 4 年度から 8 年度にわたり、運輸省からの国庫受託を受け実施した。

#### 付録 用語の定義

本論文で用いた用語を以下のように定義する。

- (1) 軸力比  
作用軸力による圧縮応力度をコンクリート強度で除した値
- (2) 引張鉄筋比  
コンクリートの有効断面積に対する引張鉄筋の断面積の比
- (3) せん断補強鉄筋比  
コンクリートの部材軸方向断面積に対する帯鉄筋の部材単位長さあたりの総断面積
- (4) せん断スパン比  
支持部前面から水平荷重作用点までの距離と有効高さの比
- (5) 鋼材比  
部材断面積に対する鉄骨と軸方向鉄筋の総断面積の比
- (6) 鉄骨鉄筋比  
軸方向鉄筋の総断面積に対する鉄骨の総断面積の比

#### 参考文献

- 1) 北川禮典, 保坂鐵矢: 高架橋の急速施工 (山陽新幹線竹下地区高架橋), 鉄道土木, Vol.16-11, pp.689 - 692, 1974.11.
- 2) 土木学会コンクリート委員会・コンクリート標準示方書改訂小委員会: コンクリート標準示方書 (設計編), pp.152, 1996.3.
- 3) 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), pp.659-662, 1990.10.
- 4) 土木学会構造工学委員会・鋼コンクリート合成構造小委員会: 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン, pp.250-252, 1989.3.
- 5) 川井 治, 村田清満, 木下雅敬, 寺田昌弘: 軸力と曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の交番載荷試験, 鉄道総研報告, 第9巻, 第4号, pp.19-24, 1995.4.
- 6) 池田 学, 村田清満, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: S R C柱の変形性能の評価, 鉄道総研報告, 第11巻, 第12号, pp.17-22, 1997.12.
- 7) 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), 丸善, 1998.7.
- 8) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の靱性率の定量化に関する研究, コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集, pp.253-264, 1988.3.
- 9) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート柱の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, pp.57-66, 1988.2.
- 10) 下野一行, 佐藤勉, 渡邊忠朋: S R C部材の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.12, pp.957-962, 1997.6.
- 11) 土井希祐: 曲げ降伏先行型 S R C柱部材の荷重-変形性状に関する実験的研究, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 第34号, pp.129-132, 1991.7.
- 12) 土木学会・阪神大震災調査研究特別委員会: コンクリート技術シリーズ No.12, pp.52-53, 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, 1996.7.
- 13) Mattock,A.H: Discussion of rotational capacity of reinforced concrete beam by W.G.Corley, Structure Div., ASCE, pp.519-522, 1967.8.
- 14) 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.

(1998.7.24受付)



## STUDY ON THE QUANTITATIVE EVALUATION OF DUCTILITY FOR CONCRETE ENCASED STEEL COLUMN MEMBERS

Kiyomitsu MURATA, Manabu IKEDA, Osamu KAWAI, Masayuki TAKIGUCHI,  
Tadatomo WATANABE and Masanori KINOSHITA

A lot of alternate load tests have been performed mainly in the architectural research field in order to examine the bearing capacity and ductility of concrete encased steel column members. However, in the field of civil engineering, the research focusing on the ductility is still few. Then, the alternate load tests under the constant axial compressive force and bending moment were performed by using the test pieces taken into consideration the loading condition and section parameters for railway structures. In this paper, based on the above-mentioned experimental results, a method of quantitatively evaluating the ductility of concrete encased steel column members was developed.