

# 乗換え跨線橋に用いた古レール柱の 減衰性能に関する検討

齋藤 聡<sup>1</sup>・長嶋文雄<sup>2</sup>・三浦朋子<sup>3</sup>

<sup>1</sup>東日本旅客鉄道株式会社建設工事事務部構造技術センター 主席  
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木二丁目2番2号)

E-mail:satoshi-saito@jreast.co.jp

<sup>2</sup>首都大学東京大学院都市環境科学研究科教授 (〒197-0397 東京都八王子市南大沢一丁目1番)

E-mail:fumio-n@ecomp.metro-u.ac.jp

<sup>3</sup>首都大学東京都市基盤環境コース (〒197-0397 東京都八王子市南大沢一丁目1番)

E-mail:miura-tomoko@ed.tmu.ac.jp

近年、古レール造跨線橋の耐震診断として、非線形特性をH型断面の鋼部材と仮定し、計算した例があるが、あくまでH型断面の評価、非線形特性も完全弾塑性型としてモデル化したものであり、降伏点以降のモデル化が適切に評価されていない実状がある。本論文では、古レール造乗換え跨線橋の耐震診断を行うにあたり、未解明である古レール柱の減衰性能について明らかにすることを目的とした。具体的には、古レール単柱に一定軸力の下、交番載荷試験を行い、古レール柱の履歴曲線を本試験より求め、復元力特性から減衰定数を適切に評価した。本検討結果について報告する。

**Key Words :** transfer overbridge, aged rail column, cyclic loading test, hysteresis curve, damping factor

## 1. はじめに

鉄道の乗換え跨線橋に用いられている主構造部材の種類としては、円形鋼管柱、古レール柱、H鋼柱、矩形鋼柱、CFT柱（コンクリート充填鋼管柱）等がある。この中で、古レール柱というのは、明治、大正期に製造・使用されたレールを転用したものであり、現在も多く存在している。

古レールのほとんどは、国外からの輸入材であり、製造所毎の製造方法の違いや、各国毎の規格の流用等、技術基盤の違うものが多種多様に存在した。このことによる技術的な混乱に終止符が打たれるのは、1929年に日本標準規格でレールに関する国内基準ができてからであり、古レールの半数以上は国内規格が存在しない輸入材である<sup>1)</sup>。

一方、乗換え跨線橋等に用いられている古レールの強度等の検討は、「跨線橋（特に古レールを使用する）の設計について」<sup>2)</sup>等過去の文献に示されている設計強度、断面諸数値等を用いて行ってきた。しかしながら、大規模地震に対する耐震診断を行うに際しては、古レールの靱性（シャルピー衝撃値）の検討や接合部の欠陥等の調査・研究事例がなく、

古レール降伏後の耐震性能を適切に評価することができなかった。近年、古レール造跨線橋の耐震診断として、非線形特性をH型断面の鋼部材と仮定し、計算した例<sup>3)</sup>があるが、あくまでH型断面での評価をしたものであり、また、非線形特性も完全弾塑性型としてモデル化したものであるため、降伏点以降のモデル化が適切に評価されていない。

そこで、古レールの化学成分も含めた溶接接合の品質、古レールの靱性等について、マイクロ組織、マクロ組織、シャルピー衝撃値等から古レール降伏後の耐震性能保証・評価に資するため、材料試験を行い、本試験結果から、古レールの降伏以降の性能を評価しても材料上問題ないことがわかった<sup>4)</sup>。

本論文では、古レール造乗換え跨線橋の耐震診断を行うにあたり、未解明である古レール柱の減衰性能について明らかにすることを目的とした。具体的には、古レール材料試験で用いた松本駅、田端駅、雀宮構内保管レールの発生材の中から、強軸および弱軸方向の1本組、2本組古レール単柱を選定し、全8ケースの古レール単柱に対し、一定軸力の下で交番載荷試験を行い、古レール柱の履歴曲線を本試験より求め、復元力特性から減衰定数を適切に評価し

表-1 試験体パラメータ

No.	1		2		3		4	
Case	1	2	3	4	5	6	7	8
レール種別	30kg	30kg	30kg	30kg	30kg	30kg	37kg	37kg
製作会社(国名)	BARROW(英)	BARROW(英)	BSCO(米)	BSCO(米)	BV&CO(英)	BV&CO(英)	八幡製鉄(日)	八幡製鉄(日)
製造年	1888	1888	1922	1922	1895	1895	1925	1925
組数	1	1	1	1	2	2	1	1
載荷方法	強軸	弱軸	強軸	弱軸	強軸	弱軸	強軸	弱軸
鉛直力(kN)	71	71	71	71	142	142	83	83
降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	316	316	325	325	293	293	376	376
柱長さ(mm)	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800
断面積(mm <sup>2</sup> )	3681	3715	3729	3729	7274	7168	4414	4414
断面2次モーメント(mm <sup>4</sup> )	4984361	1258627	6018353	1480196	27109154	2296750	8479867	2072082
細長比	97.8	195.6	89.6	180.7	59.0	201.1	82.1	166.2
断面欠損率(%)	3.9	3.0	2.6	2.6	5.0	6.4	6.9	6.9

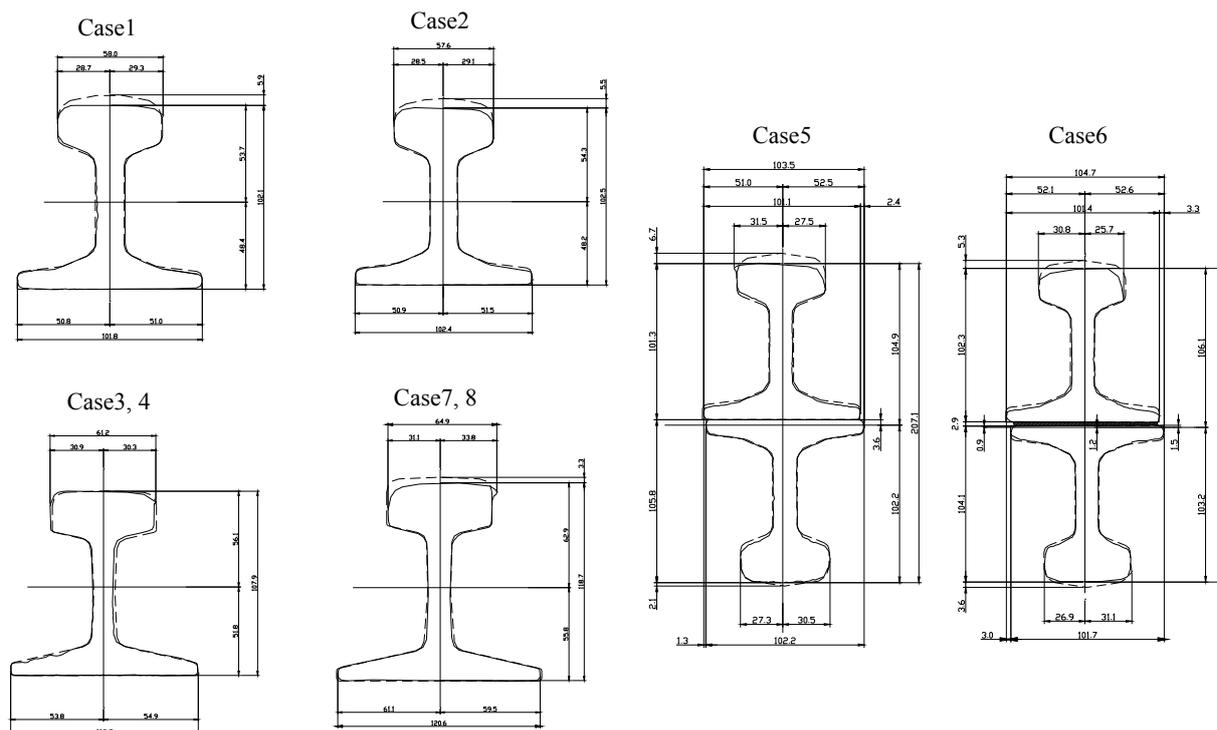


図-1 古レール柱実測断面形状図

た. 本検討結果について報告する.

## 2. 古レール単柱交番試験概要

今回行った古レール単柱交番載荷試験は、文献<sup>4)</sup>に示した7試験体のうち降伏点の低い試験体 No.1~No.4 を用いて強軸および弱軸方向について単柱交番載荷試験を行った。また、本試験結果より、各古レール単柱の減衰定数を求め、今後の耐震診断の一助に資することとした。

### 2.1 試験体諸元

表-1に試験体パラメータを、図-1に古レール柱実測断面形状図を示す。表中の断面欠損率は、新品レール(JIS E 1101)に対する試験体断面の欠損率を示す。また、図-2, 3に試験体概要図(1本組(Case1, 3), 2本組(Case5)試験体の例)を示す。

試験体は基礎コンクリートに古レール柱を固定した片持ち梁構造である(図-2, 3参照)。なお、2本組古レール柱の Case5, 6については、古レール平底をリベットによって接合した供試体を用いた。

### 2.2 試験方法

載荷試験は、写真-1, 図-4に示すようにレール先端より鉛直力を常時掛けた状態で、水平方向に押し引きジャッキにより交番載荷を行った。載荷荷重は、表-1の試験体パラメータを基に軸力比を算出し、0.06(Case1~4), 0.07(Case5, 6), 0.05(Case7, 8)となる鉛直荷重を載荷した(図-5参照)。ここで、軸力比は、既設乗換え跨線橋より死荷重と群集荷重による柱への作用荷重からその平均軸力比(古レール柱1本に作用する死荷重, 群集荷重/古レールの降伏荷重)を求め、上記の値を設定した。その際、古レールの降伏荷重は、文献<sup>2)</sup>の降伏点(360N/mm<sup>2</sup>), 断面積(3850mm<sup>2</sup>, 5410mm<sup>2</sup>)を用

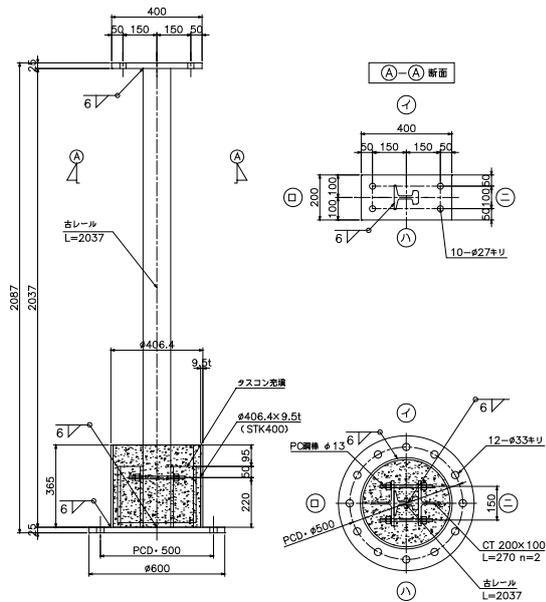


図-2 試験体概要図 (1本組 Case1, 3)

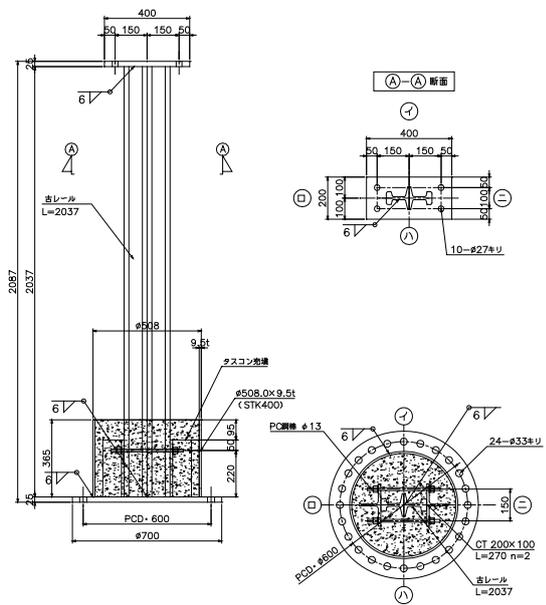


図-3 試験体概要図 (2本組 Case5)

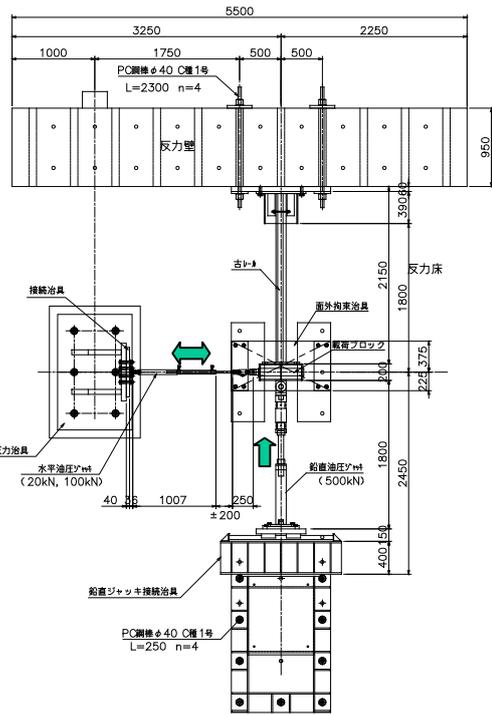


図-4 載荷概要図

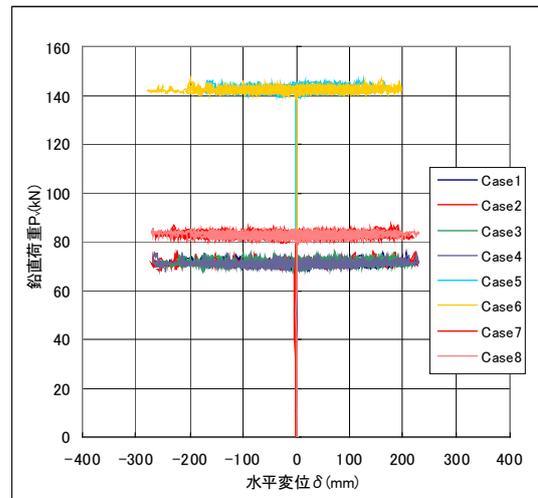


図-5 鉛直荷重の推移



写真-1 古レール柱の交番載荷試験

いて算出した。

載荷方法は、降伏水平変位  $\delta_y$  を基準として交番載荷を行った。

降伏水平変位  $\delta_y$  の定義は、降伏点  $\sigma_y$  に達したときの水平変位を用いた。

$\sigma_y$  : 鋼材の降伏点または 0.2% オフセット耐力値 (表-1 に示す降伏点の平均値<sup>4)</sup>)

$\varepsilon_y$  :  $\varepsilon_y = \sigma_y / E_s$  より求められる降伏ひずみ

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 ( $2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ )

具体的には、表-2 の降伏ひずみ試験実施値を指標にして、1 サイクル目の降伏水平変位を決定し、 $+\delta_y$ 、 $-\delta_y$  で順次交番載荷を実施した (図-6 参照)。

表-2 古レール単柱交番载荷試験に用いた降伏ひずみ

Case	製作会社 (国名) 製造年	引張試験：平均値				降伏ひずみ：平均値	
		引張強さ	伸び	絞り	ヤング率	試験実施値	断面計測後参考値
		$\sigma_M$ (N/mm <sup>2</sup> )	(%)	(%)	$E_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	( $\mu$ )	( $\mu$ )
1, 2	BARROW (英) 1888	583	32.0	49.7	221604	1535	1426
3, 4	BSCO (米) 1922	675	26.5	39.3	216399	1577	1501
5, 6	BV&CO (英) 1895	518	31.9	55.7	217828	1422	1345
7, 8	八幡製鉄 (日) 1925	801	18.7	25.9	218485	1825	1721

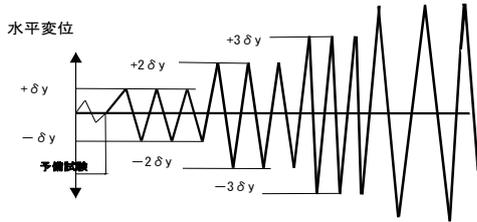


図-6 交番载荷概要図

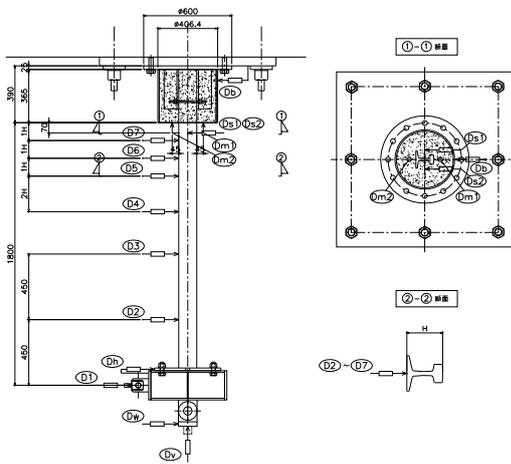


図-7 変位計配置図 (Case1)

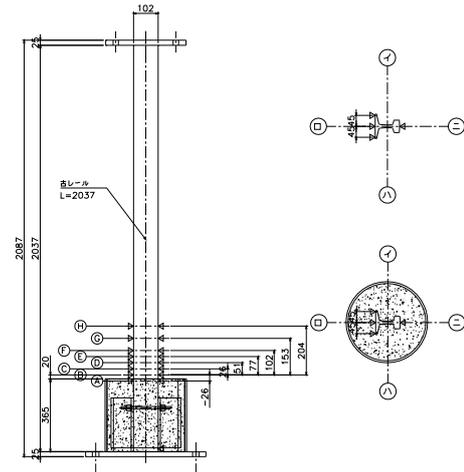


図-8 古レール柱ひずみゲージ貼付位置図 (Case1)

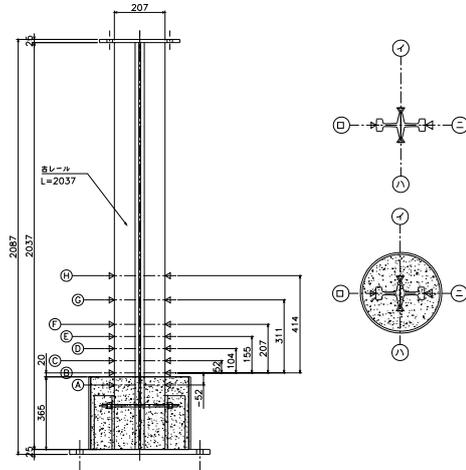


図-9 古レール柱ひずみゲージ貼付位置図 (Case5)

### 2. 3 計測項目

载荷荷重については、鉛直および水平油圧ジャッキの荷重をロードセルおよび圧力計にて計測した。変位については、ジャッキの移動量、座屈の推移を計測するために、载荷点に水平・鉛直変位計を各々1箇所 ( $D_w, D_v$ ) ずつ設けた。また、全体たわみ量、降伏変位  $\delta_y$  の制御を行うために、水平ジャッキのストローク部に変位計 ( $D_1$ ) を1箇所設けた。たわみ分布、長柱座屈の検証を行うために、古レール柱部に水平変位計 ( $D_2 \sim D_7$ ) を6箇所設けた。さらに、基部の回転角の補正、基部ずれの補正を行うために、試験体基部の変位・回転部に変位計を4箇所 ( $D_{s1}, D_{s2}, D_{m1}, D_{m2}$ ) 設けた。摩擦接合部のずれの検証を行うために、試験体固定部に変位計を2箇所 ( $D_h, D_b$ ) 設けた。図-7に変位計の配置図 (Case1) を示す。ひずみについては、レールの軸方向にひずみゲージを貼り付けた。図-8, 9にひずみゲージ貼付位置図 (Case1, Case5) を示す。

### 3. 試験結果

断面形状および降伏点  $\sigma_y$  の違いによる水平変位 (理論値)、予想水平荷重の一覧を表-3に示す。表中の曲げ降伏応力は降伏応力より軸圧縮応力を差し引いた応力である。降伏モーメントは曲げ降伏応力に断面係数を掛け合わせて算出したものである。なお、水平変位 (理論値) の算出には、鋼材のヤング係数 ( $2.06 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>) を用いた。

表-3 古レール単柱交番載荷試験における水平変位（理論値），予想水平荷重（推定値）

ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8
方向	強軸	弱軸	強軸	弱軸	強軸	弱軸	強軸	弱軸
N (本)	1	1	1	1	2	2	1	1
A (mm <sup>2</sup> )	3681	3715	3729	3729	7274	7168	4414	4414
I (mm <sup>4</sup> )	4984361	1258627	6018353	1480196	27109154	2296750	8479867	2072082
Z <sub>1</sub> (mm <sup>3</sup> )	92747	24727	107257	27513	258429	44084	134770	33969
Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	103071	24439	116210	26962	265256	43664	152026	34825
r (mm)	36.8	18.4	40.2	19.9	61.0	17.9	43.8	21.7
σ <sub>v</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	316	316	325	325	293	293	376	376
N <sub>0</sub> (kN)	71	71	71	71	142	142	83	83
σ <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	19.3	19.1	19.0	19.0	19.5	19.8	18.8	18.8
σ <sub>a</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	296.7	296.9	306.0	306.0	273.5	273.2	357.2	357.2
L (mm)	3600	3600	3600	3600	3600	3600	3600	3600
λ	97.8	195.6	89.6	180.7	59.0	201.1	82.1	166.2
M <sub>01</sub> (kN・m)	27.5	7.3	32.8	8.4	70.7	12.0	48.1	12.1
P <sub>01</sub> (kN)	15.3	4.1	18.2	4.7	39.3	6.7	26.7	6.7
δ <sub>v1</sub> (mm)	28.9	30.6	28.6	29.8	13.7	27.5	29.8	30.7
M <sub>a1</sub> (kN・m)	2.1	2.2	2.0	2.1	1.9	3.9	2.5	2.5
σ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	22.2	87.8	18.9	76.9	7.5	88.6	18.3	75.0
P <sub>v1</sub> (kN)	14.3	3.2	17.2	3.8	38.3	5.1	25.5	5.6
M <sub>02</sub> (kN・m)	30.6	7.3	35.6	8.2	72.5	11.9	54.3	12.4
P <sub>02</sub> (kN)	17.0	4.0	19.8	4.6	40.3	6.6	30.2	6.9
δ <sub>v2</sub> (mm)	32.2	30.2	31.0	29.2	14.0	27.2	33.6	31.5
M <sub>a2</sub> (kN・m)	2.3	2.1	2.2	2.1	2.0	3.9	2.8	2.6
σ <sub>a2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	22.2	87.8	18.9	76.9	7.5	88.6	18.3	75.0
P <sub>v2</sub> (kN)	15.9	3.2	18.7	3.7	39.3	5.1	28.8	5.8

一方，表中の予想水平荷重は，降伏応力を降伏応力と付加曲げ応力の総和で割り戻したものに降伏荷重を掛け合わせて算出したものである．すなわち，降伏曲げモーメントより付加曲げモーメントの影響を差し引いた荷重である．なお，付加曲げモーメントは，軸力と水平変位（理論値）を掛け合わせて算出したものである．本理論値，推定値と試験結果について，以下に比較検討したので報告することとする．

### 3.1 変形性能と耐荷性能に関する検討

曲げモーメントと水平変位の関係（強軸，弱軸）は，以下の方法により，算出した．

強軸方向の曲げモーメントは，軸力と水平変位による曲げモーメントを考慮し，式(3.1.1)で計算した．  
曲げモーメント  $M$  (kN・m) の計算（強軸）

$$M = P_h \times L_1 + P_v \times D_1 \quad (3.1.1)$$

$P_h$  : 水平荷重 (kN),  $L_1$  : 柱長さ (m),  $P_v$  : 鉛直荷重 (kN),  $D_1$  : 柱頂部の水平変位 (mm)

一方，弱軸方向の曲げモーメントについては，弾性範囲内で，水平荷重がオフセットする現象が起きたことから，式(3.1.2)のように計算した．

修正曲げモーメント  $M$  (kN・m) の計算（弱軸）

$$M = (P_h - P_0) \times L_1 + P_v \times D_1 \quad (3.1.2)$$

$P_0$  : 修正水平荷重 (kN)

図-10 に示すように，コンクリート基部の回転角とずれは基部面より  $L_0$  (70mm) の位置で計測した．そのうち，柱の剛体回転および移動分の修正を式(3.1.3)～式(3.1.5)に従って行った．

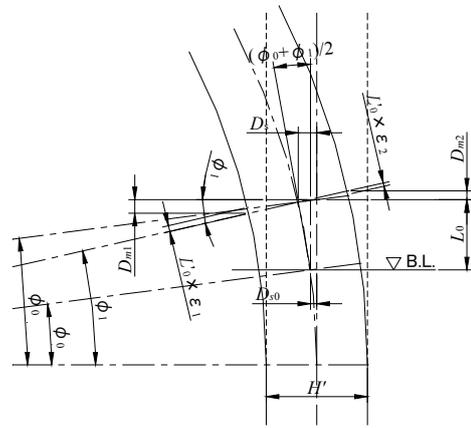


図-10 基部の回転角とずれの補正

修正水平変位  $D$  (mm) の計算

$$D = D_1 - L_1 \times \phi_0 - D_{s0} \quad (3.1.3)$$

$D_1$  : 柱頂部の水平変位 (mm),  $\phi_0$  : 基部回転角 (rad),  $D_{s0}$  : 基部ずれ (mm)

基部回転角  $\phi_0$  (rad) の計算

$$\phi_0 = \tan^{-1} \{ (D_{m1} - L_0 \times \varepsilon_1) - (D_{m2} - L_0 \times \varepsilon_2) \} / H' \quad (3.1.4)$$

$H'$  : 断面高さ (mm),  $D_{mi}$  : 基部から計測位置までの伸長 (mm),  $L_0 \times \varepsilon_i$  : 計測位置までの鋼材伸張の累積 (mm)

基部ずれ  $D_{s0}$  (mm) の計算

$$D_{s0} = D_s - L_0 \times (\phi_0 + \phi_1) / 2 \quad (3.1.5)$$

$D_s$  : 計測位置でのずれ量 (mm),  $L_0$  : 基部から計測位置までの距離 (mm),  $\phi_1$  : 計測位置での回転角 (rad)

表-4 古レール単柱交番載荷試験結果（基部回転角補正後）

Case	交番載荷試験						試験終了状態
	降伏変位	降伏荷重	変位範囲	最大変位	最大荷重	荷重比	
	$D_y$ (mm)	$P_y$ (kN)		$D_m$ (mm)	$P_m$ (kN)	$P_m/P_y$	
1	33.4	15.2	$5.6\delta_y$	185.3	24.1	1.59	+ $6\delta_y$ にて耐力低下
	-35.1	-15.9	$-6.1\delta_y$	-215.1	-23.5	1.48	
2	31.5	2.0	$6.3\delta_y$	197.7	6.0	2.95	試験機最大ストロークにて終了
	-34.4	-2.9	$-6.9\delta_y$	-237.8	-7.2	2.52	
3	31.0	17.3	$5.5\delta_y$	171.3	28.2	1.63	
	-35.3	-18.9	$-6.0\delta_y$	-210.6	-26.2	1.39	
4	36.4	3.0	$5.5\delta_y$	200.5	6.1	2.05	
	-36.5	-3.7	$-6.5\delta_y$	-237.3	-8.0	2.16	
5	16.4	34.0	$5.3\delta_y$	87.1	70.8	2.08	+ $8\delta_y$ レール破断にて終了
	-18.8	-38.7	$-6.8\delta_y$	-127.3	-69.6	1.80	
6	28.1	3.3	$6.1\delta_y$	171.1	8.5	2.59	試験機最大ストロークにて終了
	-30.6	-4.9	$-7.9\delta_y$	-242.2	-11.0	2.27	
7	29.6	24.6	$5.2\delta_y$	152.7	48.3	1.97	
	-36.0	-29.4	$-5.7\delta_y$	-203.6	-44.8	1.53	
8	32.8	5.1	$5.8\delta_y$	191.1	9.2	1.81	
	-33.9	-5.8	$-6.7\delta_y$	-226.9	-9.9	1.71	

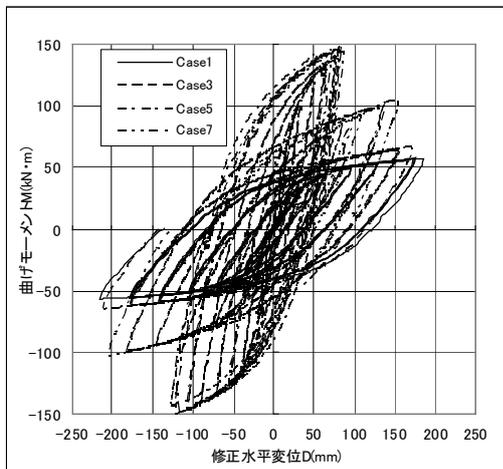


図-11 曲げモーメントと水平変位の関係（強軸曲げ）

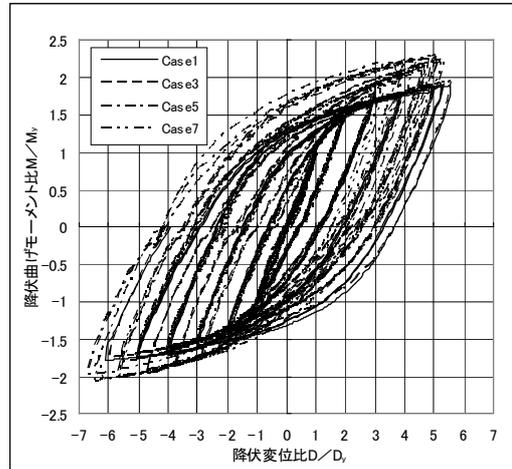


図-13  $M/M_y - D/D_y$  関係曲線（強軸曲げ）

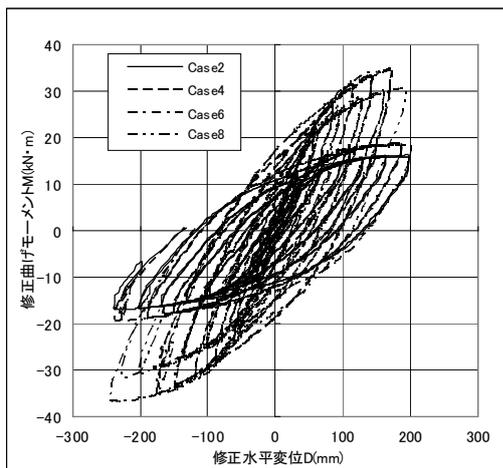


図-12 曲げモーメントと水平変位の関係（弱軸曲げ）

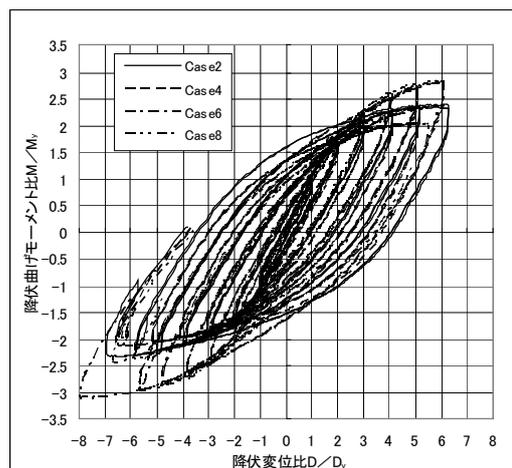


図-14  $M/M_y - D/D_y$  関係曲線（弱軸曲げ）

基部回転角補正後の古レール単柱交番載荷試験結果を表-4に示す。また、曲げモーメントと水平変位の関係（強軸，弱軸）を図-11，12に示す。降伏時の曲げモーメントと水平変位との比で無次元化する

と、降伏曲げモーメント比  $M/M_y$  と降伏水平変位比  $D/D_y$  の関係（強軸，弱軸）は、図-13，14の通りとなる。

強軸曲げ試験体であるCase1において、降伏荷重

は、 $+P_y = 15.2\text{kN}$ 、 $-P_y = -15.9\text{kN}$ （表-4 参照）に対し、予想水平荷重  $14.3\text{kN}$ 、 $-15.9\text{kN}$ （表-3 参照）であることから、ほぼ一致していることがわかった。降伏変位も  $33.4\text{mm}$ 、 $-35.1\text{mm}$ （表-4 参照）に対し、理論値  $28.9\text{mm}$ 、 $-32.2\text{mm}$ （表-3 参照）であることから、ほぼ一致していることがわかった。Case3, 5, 7 においても、Case1 と同様の傾向を示した。

一方、弱軸曲げ試験体である Case2 において、降伏荷重は、 $+P_y = 2.0\text{kN}$ 、 $-P_y = -2.9\text{kN}$ （表-4 参照）に対し、予想水平荷重  $3.2\text{kN}$ 、 $-3.2\text{kN}$ （表-3 参照）であることから、ほぼ一致していることがわかった。降伏変位も  $31.5\text{mm}$ 、 $-34.4\text{mm}$ （表-4 参照）に対し、理論値  $30.6\text{mm}$ 、 $-30.2\text{mm}$ （表-3 参照）であることから、ほぼ一致していることがわかった。Case4, 6, 8 においても、Case2 と同様の傾向を示した。

表-4、図-11~14 より、いずれのケースでも変形性能は、 $5\delta_y$  以上確保していることがわかる。また、図-13, 14 から降伏曲げモーメント比が 2 倍を超えても、曲げ耐荷力はなお上昇する傾向にある。さらに、 $M/M_y - D/D_y$  関係は、異なる断面と降伏点を有する古レール柱であっても、変形性能の差異がほとんど生じないことがわかった。これは 2 本組古レール柱の場合でも同様である（図-13, 14 参照）<sup>5)</sup>。

### 3.2 骨格曲線・履歴曲線の定式化に関する検討

本試験結果より、得られた Case3 の履歴曲線を用いて、古レール柱に関する骨格曲線・履歴曲線の定式化について検討した。復元力特性は、P.C.Jennings の骨格曲線・履歴曲線に関する定式化理論<sup>6)</sup>に相当すると考え、定数  $\alpha$  と  $\gamma$  を用いて、骨格曲線を式(3.2.1)により表した。また、履歴曲線については、式(3.2.2)を平行移動した式で表した。

$$D/D_y = P/P_y + \alpha(P/P_y)^\gamma \quad (3.2.1)$$

$$(D+D_0)/2D_y = (P+P_0)/2P_y + \alpha((P+P_0)/2P_y)^\gamma \quad (3.2.2)$$

$D_0$  : 各サイクル毎の最大・最小水平変位 (mm),  
 $P_0$  : 各サイクル毎の最大・最小水平荷重 (kN)

P.C.Jennings の式を用いた Case3 の定式化例を図-15 に示す。この場合、 $\alpha = 0.02$ 、 $\gamma = 13$  とした。このようなべき関数の曲線で表される復元力特性は、ランバーク・オズグッド型復元力特性といわれるものである<sup>7)</sup>。本検討結果から、若干の誤差があるものの、骨格曲線・履歴曲線ともに本手法を用いて、定式化できることがわかった（図-15 参照）。

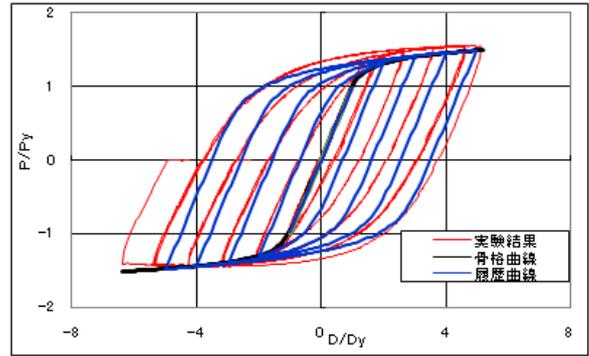


図-15 骨格曲線・履歴曲線の定式化例 (Case3)

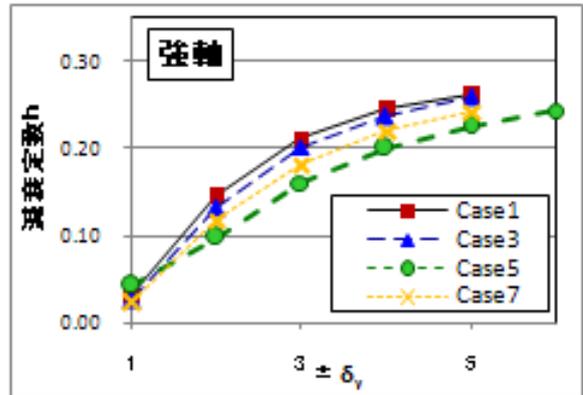


図-16 水平変位-減衰定数の関係 (強軸)

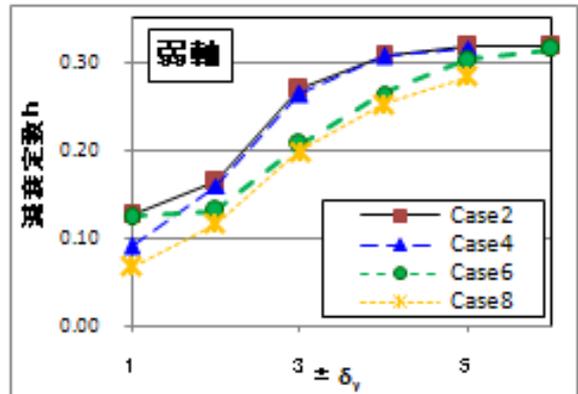


図-17 水平変位-減衰定数の関係 (弱軸)

## 4. 古レール柱の減衰性能

### 4.1 減衰定数の算出

履歴曲線の半周期間の損失エネルギー  $\Delta W$  と蓄積エネルギー  $W$  を示す面積比計算（減衰定数  $h = 1/\pi \times \text{損失エネルギー } \Delta W / \text{蓄積エネルギー } W$ ）から減衰定数  $h$  を求めた。

レールの断面形状は複雑であるが、図-11, 12 から、交番荷重の加力線と減力線はともにほぼ点対象の曲線となっており、減衰定数もほぼ同じ値となることがわかった。そこで、加力線と減力線の減衰定数を平均値で整理し、水平変位との関係を強軸および弱軸方向について図-16, 17 に示した。

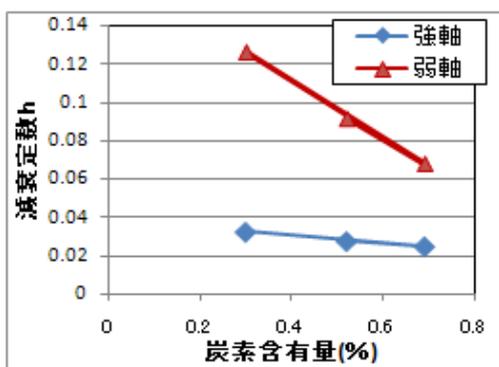


図-18 炭素含有量 (%) - 減衰定数の関係 (1 本組)

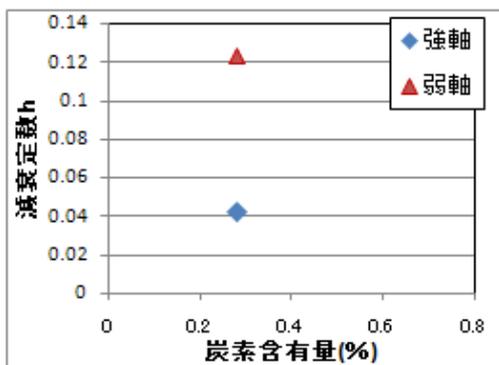


図-19 炭素含有量 (%) - 減衰定数の関係 (2 本組)

#### 4.2 減衰定数の検討

降伏変位時の減衰定数  $h$  は一般的な鉄骨造が約 0.020 であるのに対して、古レール柱は強軸方向のものが 0.024~0.042、弱軸方向のものが 0.067~0.126 となり、一般的な鉄骨造と同程度かそれ以上の値になることがわかった (図-16, 17 参照)。また、弱軸方向のものは強軸方向のものに比べ、全体的に減衰定数は大きい、耐力はかなり低いこともわかった (図-11, 12 参照)。

2 本組レールの減衰定数 (Case5, 6) は、1 本組レールに比べ、 $\pm 1\delta_y$  の時は大きな値をとるが、それ以降は 1 本組の方が大きな値をとる傾向にある。これは、剛性の相違からみられるものと考えられる。また、1 本組レールの場合、降伏強度が小さい方が、降伏以降は相対的にエネルギー吸収効果が大きくなる傾向があることもわかった (図-16, 17 参照)。

1 本組、2 本組レールの炭素含有量<sup>4)</sup>と降伏変位時の減衰定数の関係を図-18, 19 に示す。炭素含有量が少ないものほど減衰定数が大きくなっている。これは、鋼材の炭素量が少ないものほど材質は軟らかく伸びやすくなるため、エネルギー吸収効果が大きくなることによるものと考えられる。

炭素含有量は一般の鋼材が 0.05~1.2%、今回用いた古レール柱が 0.28~0.69% (中炭素鋼程度) である。鋼材は炭素量が少ないほど、強度は小さくなり、多いほど伸びにくく靱性が劣る性質がある。一般の鋼材に比べ古レール柱の減衰定数は大きかったこと

により、古レール柱は強度と靱性を兼備した材料であることがわかった。

#### 5. まとめ

以上の検討結果をまとめると、以下のようになる。

- (1) いずれのケースでも  $5\delta_y$  の変形性能を確保し、 $5\delta_y$  時点で座屈等耐力低下の要因となる問題は、生じないことがわかった。
- (2) 耐荷性能について、降伏曲げモーメント比が 2 倍を超えても曲げ耐荷力は、なお上昇する傾向にあることがわかった。
- (3)  $M/M_y - D/D_y$  関係は、異なる断面と降伏点を有する古レール柱であっても、変形性能の差異がほとんど生じないことがわかった。これは 2 本組古レール柱の場合でも同様である。
- (4) 若干の誤差があるものの、古レール柱に関する骨格曲線・履歴曲線ともに P.C.Jennings の骨格曲線・履歴曲線に関する定式化理論を用いて、定式化できることがわかった。
- (5) レールの断面形状は複雑であるが、交番荷の加力線と減力線はともにほぼ点対象の曲線となっており、減衰定数もほぼ同じ値となることがわかった。
- (6) 降伏変位時の減衰定数は一般的な鉄骨造が約 0.020 であるのに対して、古レール柱は強軸方向のものが 0.024~0.042、弱軸方向のものが 0.067~0.126 となり、一般的な鉄骨造と同程度かそれ以上の値になることがわかった。
- (7) 弱軸方向のものは強軸方向のものに比べ、全体的に減衰定数は大きい、耐力はかなり低いことがわかった。
- (8) 2 本組レールの減衰定数は、1 本組レールに比べ、 $\pm 1\delta_y$  の時は大きな値をとるが、それ以降は 1 本組の方が大きな値をとる傾向にあることがわかった。
- (9) 1 本組レールの減衰定数は、降伏強度が小さい方が、降伏以降は相対的にエネルギー吸収効果が大きくなる傾向があることがわかった。
- (10) 減衰定数は、炭素含有量が少ないものほど大きくなることがわかった。これは、鋼材の炭素量が少ないものほど材質は軟らかく伸びやすくなるため、エネルギー吸収効果が大きくなることによるものと考えられる。
- (11) 炭素含有量は、今回用いた古レール柱が 0.28~0.69% (中炭素鋼程度) である。一般の鋼材に比べ古レール柱の減衰定数は大きかったことにより、古レール柱は強度と靱性を兼備した材料であることがわかった。

## 6. 今後の課題

本論文においては、交番載荷試験結果から、古レール柱の履歴曲線を本試験より求め、復元力特性をP.C.Jenningsの骨格曲線・履歴曲線に関する定式化理論で評価することもできることがわかった。今後は、古レール造乗換え跨線橋の耐震診断を行うにあたり、未解明である古レールコーナー部ガセットプレートリベット接合部の耐力を明らかにするため、古レールコーナー部に使用するガセットに引張試験を行い、ガセットプレート、リベットの耐力を適切に評価していく予定である。

**謝辞：**本試験等を行うにあたり東日本旅客鉄道株式会社設備部、新日本製鐵株式会社、日鐵環境エンジニアリング株式会社、ジェイアール東日本コンサルタンツの方々には丁寧なるご配慮を頂いた。ここに深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 齋藤聡, 工藤伸司, 土屋尚登, 長嶋文雄: 乗換え跨線橋等に用いた古レールの材料特性に関する検討, 土木学会第63回年次学術講演会講演概要集, pp.1077-1078, 2008.9.
- 2) 西村俊夫: 跨線橋(特に古レールを使用する)の設計について, 第5回停車技術講演会記録, 日本国有鉄道施設局, pp.86-89, 1954.3.
- 3) 田上和也, 今枝潤志, 澤田一三: 古レール造跨線橋の耐震診断, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, pp.679-680, 2007.9.
- 4) 齋藤聡, 工藤伸司, 土屋尚登, 長嶋文雄: ミクロ組織と化学成分に着目した古レールの材料特性に関する検討, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集第16巻, pp.41-46, 2008.11.
- 5) 齋藤聡, 工藤伸司, 土屋尚登, 長嶋文雄: 乗換え跨線橋に用いた古レール柱の変形性能に関する検討, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 2009.1. (投稿中)
- 6) P.C.Jennings: Periodic Response of a General Yielding Structure, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 90, EM2, pp.131-166, 1964.4.
- 7) 藤井文雄, 瀧論, 萩原伸幸, 本間俊雄, 三井和男: 非線形構造モデルの動的応答と安定性, コロナ社, pp.150-155, 2003.10.

## A STUDY ON DAMPING PERFORMANCE OF AGED RAIL COLUMNS OF RAILWAY TRANSFER OVERBRIDGE

Satoshi SAITO, Fumio NAGASHIMA and Tomoko MIURA

When evaluating seismic resistance of overbridges constructed using aged rails, there have been cases in which the non-linear characteristics were calculated by assuming steel member with an H-shaped cross-section having perfect elastoplasticity, and the models therefore do not currently provide appropriate evaluation beyond the yield point. The purpose of this research was to determine the damping performance of aged rail columns by analyzing seismic resistance of transfer overbridges constructed using aged rails. In particular, cyclic loading tests were performed on a single aged rail column under constant axial force to determine the hysteresis curve of aged rail columns were found from these experiments, and the restoring force characteristics were determined appropriately using damping factor. The results of these experiments are reported.