

U. D. C 625, 41

# 鉄道ラーメン高架橋の地震リスク評価におけるせん断劣化の適用

野口 聡\* 前田 欣昌\* 服部 尚道\*\*

**要 約 :** 鉄道ラーメン高架橋における曲げ破壊の進行に伴うせん断劣化の影響を地震リスクの評価に適用するため、Priestley らが提案したせん断劣化式を鉄道ラーメン高架橋に適用した。Priestley らの式は単柱橋脚を対象とした実験式である。これをラーメン高架橋のような多ヒンジ構造物に適用する際、せん断劣化を梁に適用するため、新たに曲率靱性率による式を使用した。これにより、柱だけでなく梁におけるせん断劣化の評価が可能になった。本せん断劣化評価法を標準的な鉄道ラーメン高架橋に適用したところ、梁の破壊形態は、曲げ破壊からせん断移行型になった。そして、損傷レベル4に到達する等価水平震度が約1.2gから約0.9gに低下した。これにより、鉄道ラーメン高架橋の損失額評価において、kh=1.0g付近での復旧費用の大幅な増額が認められた。

**キーワード :** 鉄道ラーメン高架橋, 多ヒンジ構造物, せん断劣化, 耐震性能評価, Priestley らの方法

目 次 :	1. はじめに	4. 耐震性能解析結果
	2. せん断劣化の評価	5. 地震損傷イベント解析と復旧費用
	3. 解析対象	6. 結論

## 1. はじめに

筆者らは鉄道ラーメン高架橋を対象とした地震リスク評価<sup>1)</sup>方法を研究中であり<sup>2)</sup>、その中で曲げ破壊の進行に伴うせん断耐力の低下、いわゆる部材のせん断劣化<sup>3),4)</sup>を構造物の耐震性能評価において考慮したモデル<sup>5)</sup>を提案している。

この中では、せん断劣化はM-θモデルの材端バネの変形角で按分した変位量による変位靱性率を指標とした。

本論では、耐震性能評価の精度向上を目的とし、せん断劣化の指標に曲率靱性率を用い、M-φモデルの非線形要素へのせん断劣化を適用可能にした。

## 2. せん断劣化の評価

### 2.1 せん断劣化係数 $\xi$ <sup>4)</sup>と鉄道構造物への適用

鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物(平成16年4月)<sup>6)</sup>では設計せん断耐力 $V_{yd}$ は式(1)で表される。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad \dots(1)$$

$V_{cd}$  : せん断耐力のコンクリート成分

$V_{sd}$  : せん断耐力のせん断補強筋成分

この $V_{cd}$ にせん断劣化係数 $\xi$ <sup>4)</sup>を乗じて、曲げ破壊の進行に伴うせん断耐力の低減を考慮する。

$$V_{yd} = \xi V_{cd} + V_{sd} \quad \dots(2)$$

### 2.2 Priestleyらの方法

Priestleyら<sup>3)</sup>は柱のせん断耐力を式(3)としている。

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad \dots(3)$$

ここに  $f'_c$  : コンクリートの設計圧縮強度

$A_e$  :  $0.8A_{gross}$  ( $A_{gross}$ : 実断面積)

$$k = \begin{cases} 0.29 & (\mu_\delta \leq 2) \\ -0.095(\mu_\delta - 2) + 0.29 & (2 \leq \mu_\delta \leq 4) \\ -0.0125(\mu_\delta - 4) + 0.1 & (4 \leq \mu_\delta \leq 8) \\ 0.05 & (8 \leq \mu_\delta) \end{cases} \quad \dots(3.1)$$

また、これを初期せん断耐力( $\delta=0$ におけるせん断耐力)で除して正規化し、せん断劣化係数 $\xi$ <sup>4)</sup>を導出する。

$$\xi = \begin{cases} 1.0 & (\mu_\delta \leq 2) \\ -0.3272 \mu_\delta + 1.655 & (2 \leq \mu_\delta \leq 4) \\ -0.04325 \mu_\delta + 0.518 & (4 \leq \mu_\delta \leq 8) \\ 0.172 & (8 \leq \mu_\delta) \end{cases} \quad \dots(3.2)$$

また曲率靱性率を指標とするせん断耐力評価式<sup>2)</sup>は下記の通りである。

$$k = \begin{cases} 0.29 & (\mu_\phi \leq 3) \\ -0.0475(\mu_\phi - 3) + 0.29 & (3 \leq \mu_\phi \leq 7) \\ -0.00625(\mu_\phi - 7) + 0.1 & (7 \leq \mu_\phi \leq 15) \\ 0.05 & (15 \leq \mu_\phi) \end{cases} \quad \dots(3.3)$$

\*土木エンジニアリング部 土木構造グループ \*\*同 土木設計第二グループ

同様に正規化し、せん断劣化係数 $\zeta$ を導出する。

$$\zeta = \begin{cases} 1.0 & (\mu_o \leq 3) \\ -0.1638\mu_o + 1.4914 & (3 \leq \mu_o \leq 7) \\ -0.0216\mu_o + 0.4960 & (7 \leq \mu_o \leq 15) \\ 0.172 & (15 \leq \mu_o) \end{cases} \dots(3.4)$$

梁部材のせん断劣化に関しては、断面の引張側と圧縮側の主鉄筋量 $\rho_t$ の比により下記の通り定義されている。

$$k = \begin{cases} 0.066 + 10\rho_t & (\mu_o \leq 3) \\ (1 - 0.2(\mu_o - 3))(0.066 + 10\rho_t) & (3 \leq \mu_o \leq 8) \\ 0.25(0.066 + 10\rho_t) & (6.75 \leq \mu_o | A_s > 1.2A_s') \\ 0 & (8 \leq \mu_o | A_s < 1.2A_s') \end{cases} \dots(3.5)$$

これも同様に正規化し、せん断劣化係数 $\zeta$ を導出する。

$$\zeta = \begin{cases} 1 & (\mu_o \leq 3\phi_y) \\ (1 - 0.2(\mu_o - 3)) & (3 \leq \mu_o \leq 8\phi_y) \\ 0.25 & (6.75 \leq \mu_o | A_s > 1.2A_s') \\ 0 & (8 \leq \mu_o | A_s < 1.2A_s') \end{cases} \dots(3.6)$$

### 2.3 せん断破壊の判定

作用せん断力 $V_d$ に対し、せん断耐力 $V_{yd}$ を超過した時、その要素がせん断破壊したとする。

$$V_d > V_{yd} \dots(4)$$

## 3. 解析対象

### 3.1 解析対象構造物

解析対象構造物を図1に示す。本ラーメンの線路直角方向を基本に柱の帯鉄筋量と非線形要素を変数とし、表1に示す4種類の解析ケースを設定した。

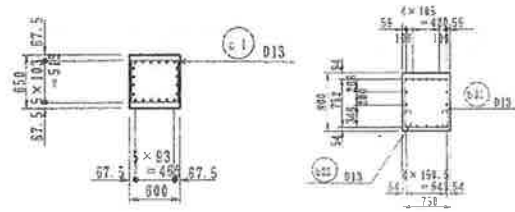
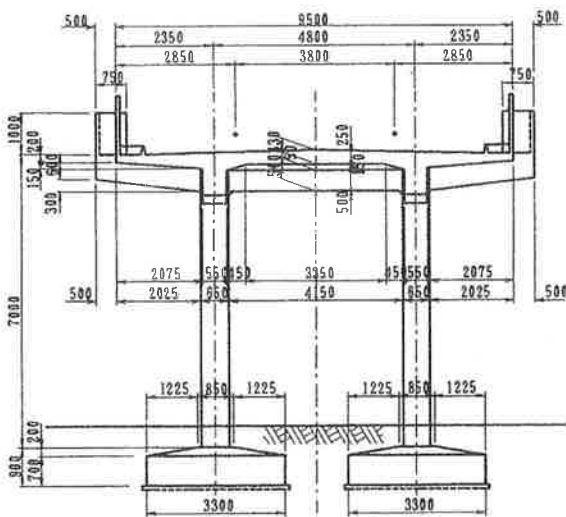


図1 解析モデル対象構造物の柱配筋図

表1 解析対象構造物

	Type1	Type2	Type3	Type4
柱梁部材の非線形特性	M- $\theta$	M- $\theta$	M- $\phi$	M- $\phi$
柱帯鉄筋量	2D13@100	2D13@250	2D13@100	2D13@250
柱帯鉄筋比	0.42%	0.16%	0.42%	0.16%
梁帯鉄筋量	2D13@125	2D13@125	2D13@125	2D13@125
梁帯鉄筋比	0.27%	0.27%	0.27%	0.27%

### 3.2 構造物のモデル化

図2に解析モデルを、表2に断面性能を示す。固定基礎、M- $\phi$ モデルにおける塑性ヒンジ長は1D(柱高)<sup>8)</sup>、列車荷重は鉛直水平とも作用しない条件でモデル化する。

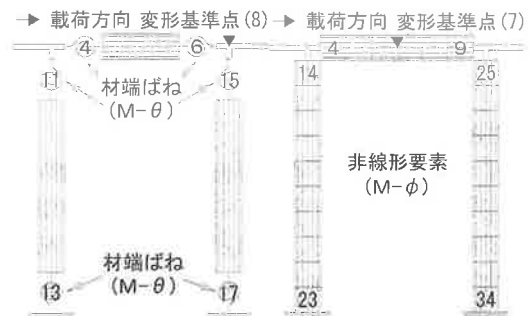


図2 Type1,Type2(左) Type3,Type4(右)のモデル図

表2 材端バネ(もしくは部材端部)における断面性能

(a) Type1, Type2

要素番号	Type1要素番号	Type2要素番号	部材幅 B (mm)	部材高 D (mm)	せん断パン断 h/2 (mm)	せん断耐力 Mu (kN·m)	せん断耐力 Vu (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	曲げせん断耐力比 Vyd/Vu
4	4	750	900	2.08	858	413	716	1.73	
6	9	750	900	2.08	1756	846	716	0.85	
11	14	600	650	3.05	852	279	777	2.78	
13	23	600	650	3.05	1023	335	777	2.32	
15	25	600	650	3.05	852	279	777	2.78	
17	34	600	650	3.05	1023	335	777	2.32	

(b) Type3, Type4

要素番号	Type3要素番号	Type4要素番号	部材幅 B (mm)	部材高 D (mm)	せん断パン断 h/2 (mm)	せん断耐力 Mu (kN·m)	せん断耐力 Vu (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	曲げせん断耐力比 Vyd/Vu
4	4	750	900	2.08	858	413	716	1.73	
6	9	750	900	2.08	1756	846	716	0.85	
11	14	600	650	3.05	852	279	536	1.92	
13	23	600	650	3.05	1023	335	536	1.60	
15	25	600	650	3.05	852	279	536	1.92	
17	34	600	650	3.05	1023	335	536	1.60	

4. 耐震性能解析結果

4.1 耐震性能解析結果

プッシュオーバー解析を静的非線形解析プログラムで行い、せん断耐力  $V_{yd}$  に対してせん断劣化を適用させる。このとき材料修正係数(せん断耐力算定時に使用する、鉄筋の降伏応力度の規格値に対する実降伏応力度の割増係数)  $\rho_p=1.2$  の場合のせん断力  $V_a$  と比較し、せん断耐力の減少とせん断破壊の有無を確認した。

表3にプッシュオーバー解析による曲げ損傷レベル別到達水平震度を示す。  $\delta$  は系全体の水平変位である。

M- $\theta$ モデル(Type1)とM- $\phi$ モデル(Type3)の比較では、M- $\phi$ モデルの降伏震度はM- $\theta$ モデルの0.496から0.491に減少し、降伏変位も52mmから54mmに増加する。

表3 各モデルの曲げ損傷レベル別到達水平震度

損傷レベル	Type1	Type2	Type3	Type4	
2	$kh_v$	0.496	0.496	0.491	0.491
	$\delta_v$	52mm	52mm	54mm	54mm
3	$kh_u$	0.621	0.635	0.617	0.617
	$\delta_u$	148mm	145mm	144mm	144mm
	$\mu_{\delta u}$	2.8	2.8	2.7	2.7
4	$kh_n$	0.605	0.583	0.594	0.595
	$\delta_n$	188mm	188mm	174mm	174mm
	$\mu_{\delta n}$	3.6	3.6	3.2	3.2

せん断劣化を適用した静的非線形解析結果の  $kh \cdot \delta$  および  $V \cdot \delta$  関係を図3-1、図3-2に示す。

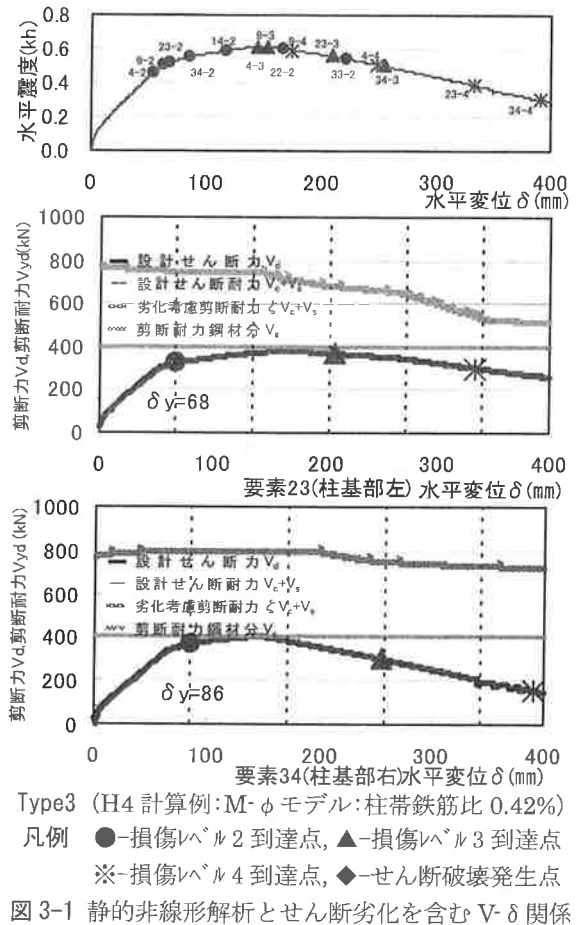
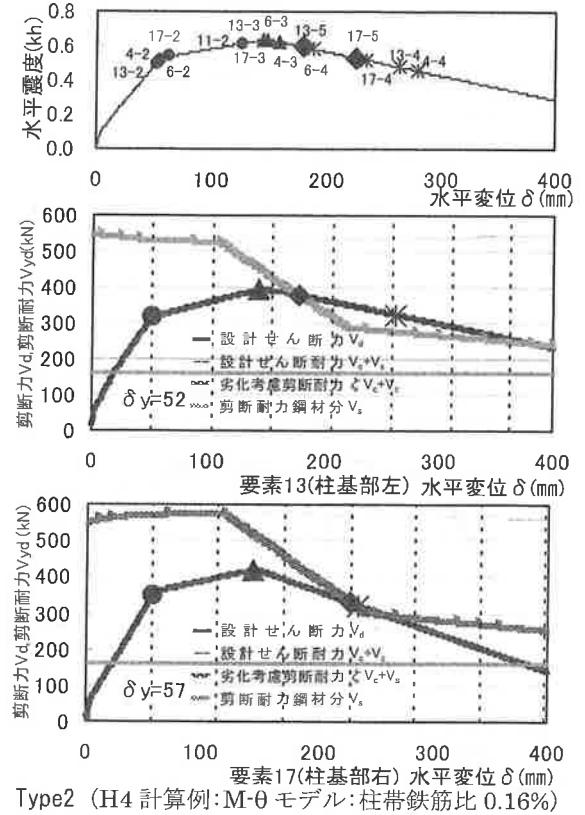
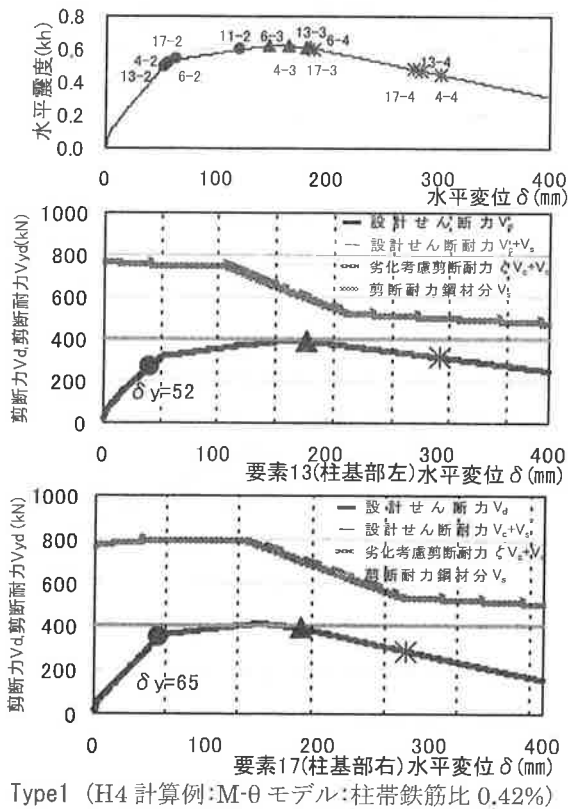
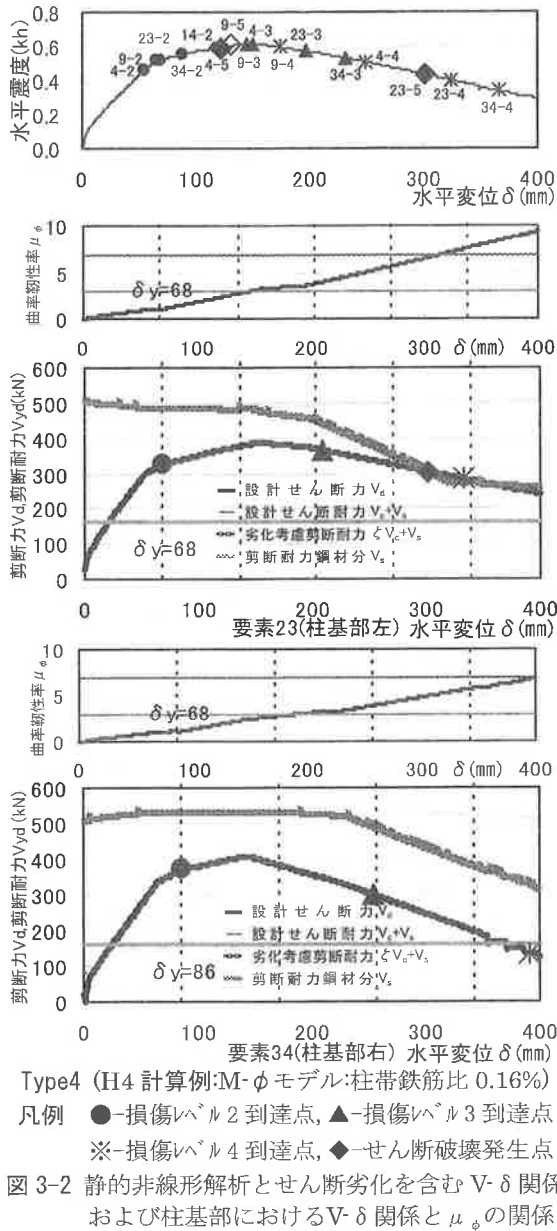


図3-1 静的非線形解析とせん断劣化を含む  $V \cdot \delta$  関係



#### 4.2 柱へのせん断劣化適用結果

V- $\delta$  図中の縦破線は降伏変位量の整数倍を表す。

Type1, Type3 ではせん断劣化を考慮してもせん断耐力は作用するせん断力を下回らず、せん断破壊しない。

また帯鉄筋率を0.16%とした場合、M- $\theta$ モデルである Type2 では柱基部の要素13において  $\delta_x=178\text{mm}$  で、要素17において  $\delta_x=227\text{mm}$  でせん断破壊する。

一方、M- $\phi$ モデルである Type4 では、柱基部の要素23では  $\delta_x=302\text{mm}$  でせん断破壊するが、要素34はせん断破壊しない。

Type4 では柱基部の V- $\delta$  関係と  $\phi$ - $\delta$  関係に着目する。図 3-2 に静的非線形解析とせん断劣化を含む V- $\delta$  関係および柱基部における V- $\delta$  関係と  $\mu_\phi$  の関係を示す。

式(3.3)の通り、曲率靱性率によるせん断劣化の開始点と変化点は  $3\mu_\phi$  と  $7\mu_\phi$  であるが、それは変位量靱性率によるせん断劣化の開始点および変化点である  $2\delta_y$ 、 $4\delta_y$  とは一致しない。

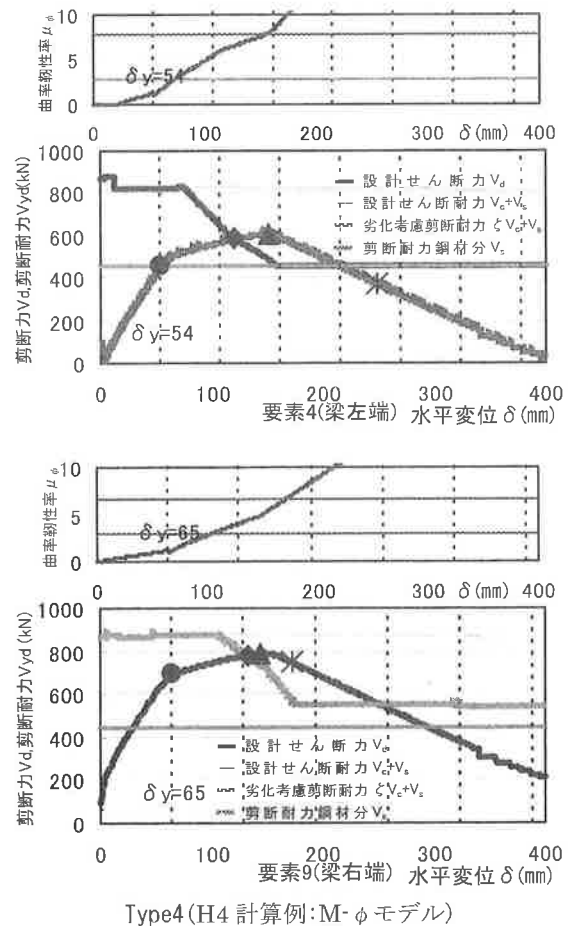
せん断劣化によるせん断破壊は M- $\theta$  モデルで解析した Type3 では柱の両基部に発生するが、M- $\phi$ モデルで解析した Type4 では柱の左側の基部にしか発生しない。

この原因として、M- $\phi$ モデルは複数の非線形要素が変形を受け持つため、柱部材の引張鉄筋の降伏変位が M- $\theta$ モデルより大きい。それに比例してせん断劣化も M- $\theta$ モデルよりも大きい変位量から始まる。

#### 4.3 梁へのせん断劣化適用結果

Type4 の梁にせん断劣化を適用させた。その結果、梁の左右両端部にせん断破壊が発生した。

本構造物では、柱よりも梁のほうが降伏後の曲率の増大が顕著なため、せん断劣化も顕著となる。さらに、梁の曲率の増加に伴うせん断耐力の減少率が柱よりも大きく定義されている。そのため、帯鉄筋が設計計算例と同等の0.27%でもせん断劣化によりせん断破壊が生じた。



Type4 (H4 計算例: M- $\phi$ モデル)

5. 地震損傷イベント解析と復旧費用

5.1 エネルギー一定則の適用と等価水平震度の算出

プッシュオーバー解析により荷重変位関係を算定する(図6)。エネルギー一定則(式(5))により構造物の弾塑性応答変位を、式(6)より等価水平震度を求める。

$$\Delta_R = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{C_e}{C_y} \right)^2 + 1 \right\} \Delta_y \quad \dots(5)$$

$$C_e = C_y \sqrt{2(\Delta_R/\Delta_y) - 1} \quad \dots(6)$$

ここに、 $C_e$ : 弾性応答震度,  $C_y$ : 降伏震度,  
 $\Delta_y$ : 降伏変位,  $\Delta_R$ : 応答変位

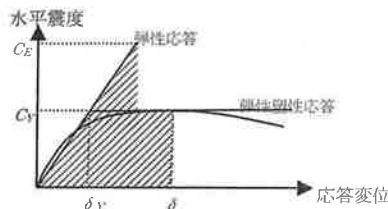


図6 荷重変位関係とエネルギー一定則

損傷イベント解析と復旧費用算定のため表5の4ケースにエネルギー一定則を適用した結果を図7に示す。

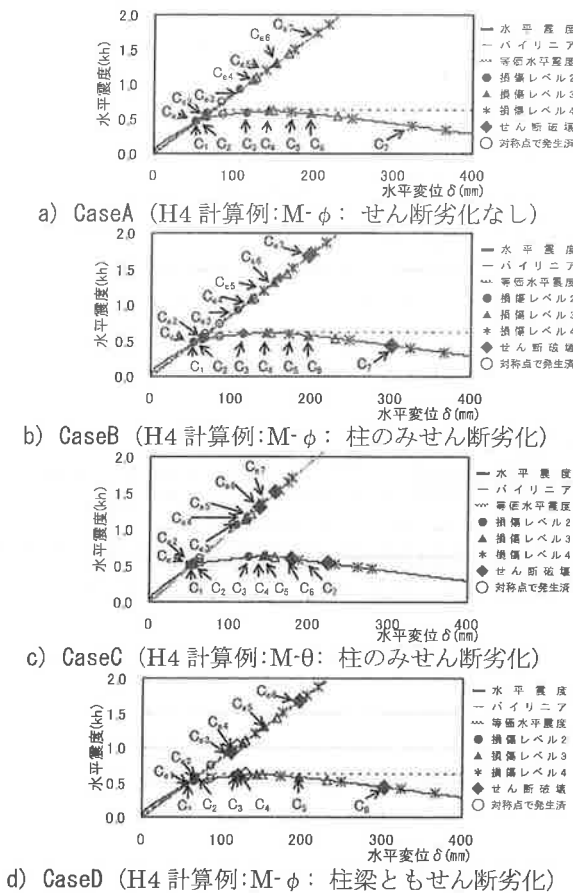


図7 エネルギー一定則適用結果

表5 損傷イベント解析および復旧費用検討ケース一覧

	検討ケース	解析モデル	柱帯鉄筋比
CaseA	せん断劣化なし	Type4(M-φ)	0.16%
CaseB	柱のみせん断劣化	Type4(M-φ)	0.16%
CaseC	柱のみせん断劣化	Type2(M-θ)	0.16%
CaseD	柱梁ともせん断劣化	Type4(M-φ)	0.16%

5.2 損傷イベント解析および復旧費用の算定

Event Flag Matrix Method<sup>9)</sup>を用いて損傷イベント解析<sup>7)</sup>および復旧費用算定を行った。その結果を表6に示す。また図8に等価水平震度と復旧費用の関係を示す。

表6 損傷イベントと復旧費用

a) CaseA (M-φモデル、せん断劣化なし)

イ ベ ン ト	柱 下 端 部	柱 上 端 部	柱 上 端 部	横 梁 端 部	横 梁 端 部	支 保 工	反 受	震 等 度 値 水 平	Δ <sub>R</sub> (mm)	復 旧 費 用 (千円)
	○	○	○	○	○	—	—	0.000	0	0
C <sub>1</sub>	○	○	○	●	●	—	—	0.461	54	166
C <sub>2</sub>	●	●	●	●	●	—	—	0.581	68	244
C <sub>3</sub>	●	●	●	●	●	—	—	0.926	117	541
C <sub>4</sub>	●	●	●	▲	▲	—	—	1.069	144	5,386
C <sub>5</sub>	●	●	●	★	★	★	★	1.205	173	16,947
C <sub>6</sub>	▲	▲	●	★	★	★	★	1.306	197	17,015
C <sub>7</sub>	★	★	●	★	★	★	★	1.747	324	17,217

b) CaseB (M-φモデル、柱のみせん断劣化)

イ ベ ン ト	柱 下 端 部	柱 上 端 部	柱 上 端 部	横 梁 端 部	横 梁 端 部	支 保 工	反 受	震 等 度 値 水 平	Δ <sub>R</sub> (mm)	復 旧 費 用 (千円)
	○	○	○	○	○	—	—	0.000	0	0
C <sub>1</sub>	○	○	○	●	●	—	—	0.461	54	166
C <sub>2</sub>	●	●	●	●	●	—	—	0.581	68	244
C <sub>3</sub>	●	●	●	●	●	—	—	0.926	117	541
C <sub>4</sub>	●	●	●	▲	▲	—	—	1.069	144	5,386
C <sub>5</sub>	●	●	●	★	★	★	★	1.205	173	16,947
C <sub>6</sub>	▲	▲	●	★	★	★	★	1.306	197	17,015
C <sub>7</sub>	★	★	●	★	★	★	★	1.679	302	17,217

c) CaseC (M-θモデル、柱のみせん断劣化)

イ ベ ン ト	柱 下 端 部	柱 上 端 部	柱 上 端 部	横 梁 端 部	横 梁 端 部	支 保 工	反 受	震 等 度 値 水 平	Δ <sub>R</sub> (mm)	復 旧 費 用 (千円)
	○	○	○	○	○	—	—	0.000	0	0
C <sub>1</sub>	○	○	○	●	●	—	—	0.461	52	79
C <sub>2</sub>	●	●	●	●	●	—	—	0.581	54	244
C <sub>3</sub>	●	●	●	●	●	—	—	0.926	126	541
C <sub>4</sub>	▲	▲	●	●	●	—	—	1.069	143	609
C <sub>5</sub>	▲	▲	●	★	★	★	★	1.209	147	5,454
C <sub>6</sub>	★	★	●	★	★	★	★	1.350	178	17,191
C <sub>7</sub>	★	★	●	★	★	★	★	1.777	188	17,217

d) CaseD (M-φモデル、柱梁ともにせん断劣化)

イ ベ ン ト	柱 下 端 部	柱 上 端 部	柱 上 端 部	横 梁 端 部	横 梁 端 部	支 保 工	反 受	震 等 度 値 水 平	Δ <sub>R</sub> (mm)	復 旧 費 用 (千円)
	○	○	○	○	○	—	—	0.000	0	0
C <sub>1</sub>	○	○	○	●	●	—	—	0.461	54	166
C <sub>2</sub>	●	●	●	●	●	—	—	0.581	68	244
C <sub>3</sub>	●	●	●	●	●	—	—	0.926	117	541
C <sub>4</sub>	●	●	●	★	★	★	★	0.949	121	16,947
C <sub>5</sub>	▲	▲	●	★	★	★	★	1.306	197	17,015
C <sub>6</sub>	★	★	●	★	★	★	★	1.679	302	17,217

凡例 ○:損傷レベル1, ●:損傷レベル2, ▲:損傷レベル3  
 ■:損傷レベル4, ×:せん断破壊, ★:反受支保工必要

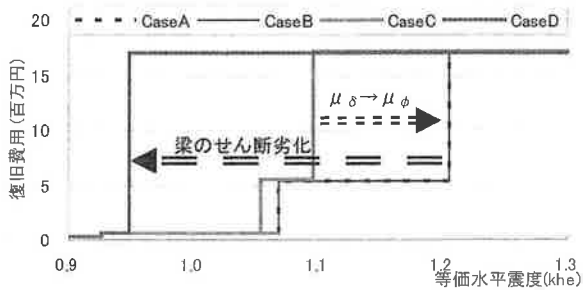


図8 等価水平震度と復旧費用の関係図

任意の塑性ヒンジにおいて曲げ損傷レベル4に到達するか、せん断破壊が発生すると支保工の仮受けが必要となる。そのため復旧費用は非常に高額になる。

せん断劣化しない CaseA とせん断劣化する CaseB の比較では、柱の曲げ損傷レベル4到達時とせん断破壊発生時の等価水平震度、復旧費用に顕著な差はない。

M- $\phi$ モデルの CaseB と M- $\theta$ モデルの CaseC の比較では、M- $\phi$ モデルの CaseB の梁における曲げ損傷レベル4到達が M- $\theta$ モデルの柱のせん断破壊より早く、

#### 謝辞

本研究は、学校法人五島育英会 武蔵工業大学および東急建設の産学共同研究テーマ「鉄道構造物の総合防災マネジメントの研究」の一環として実施いたしました。研究に際し、都市工学科吉川弘道教授より多大なるご指導・ご協力を賜りました事にここに記し、謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 星谷勝, 中村孝明: 構造物の地震リスクマネジメントーリスクを定量的に分析し、損失を抑える手法とはー, 2002. 4.
- 2) 前田欣昌, 野口聡他3名: RCラーメン高架橋の地震損傷イベント解析と地震損失評価, 構造工学論文集, Vol. 53A, pp. 747-754, 2007.
- 3) Priestley M.J.N., Seible, F. and Calvi G.M.: "Seismic Design and Retrofit of Bridges", 686p, John Wiley & Sons Inc., 1996.
- 4) 白子将則, 吉川弘道: RC柱のせん断劣化と変形性能評価に関する研究, 土木学会論文集, No. 802, V-69, pp. 1-14, 2005. 11.
- 5) 野口聡, 落合康他4名: 鉄道ラーメン高架橋の地震被害解析と地震復旧費用の算定, 地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, No. 10, pp. 185-190, 2007. 2.
- 6) 財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物(平成16年4月), 2004.
- 7) 財団法人鉄道総合技術研究所: 限界状態設計法による設計計算例 RCラーメン高架橋, 1996.
- 8) 財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.
- 9) 吉川弘道, 大滝健他2名: 地震リスク解析におけるフラジリティ曲線と地震損失関数, コンクリート工学Vol. 45, No. 10, 2007.

## STRUCTURAL DAMAGE EVENT EVALUATION WITH CONCRETE SHEAR STRENGTH DEGRADATION FOR A RC RAILWAY VIADUCT UNDER SEISMIC LOADING

A. Noguchi, Y. Maeda and H. Hattori

We performed structural damage event evaluation using an evaluation model of concrete shear strength degradation of a multi-hinge structure which has a complicated damage process like a railway viaduct. In this evaluation, structural damage event analysis with push-over nonlinear analysis is carried out. Evaluation of shear strength degradation with curvature is performed. And we appraised the seismic damage loss of two different shear strength degradation methods (deformation angle and curvature) in the identical structure. As a result, we appraise the structural performance of a multi-hinge structure, considering shear strength degradation of beams and columns with curvature.