

鉄道橋りょう・高架橋の地震時変形性能の 簡易評価法の提案

宇佐美敦浩¹・坂井公俊²・田中浩平²・室野剛隆²

¹正会員 工修 ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社 東京事業部
(〒108-0075 東京都港区港南二丁目4番15号品川サンケイビル)

²正会員 工博 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

1. はじめに

鉄道構造物は建設から長い年月が経過しているものが多数存在しており、また、建設年代が異なることにより、各構造物が保有する耐震性能はさまざまである。そして、1995年の兵庫県南部地震以降、既設構造物を対象として積極的に耐震診断、耐震補強の取り組みがなされている。この対策が功を奏し、これ以降発生した比較的規模の大きな地震（例えば2004年新潟県中越地震や、2011年東北地方太平洋沖地震など）では、土木構造物には振動に伴う甚大な被害はそれほど発生していない。

土木構造物の耐震補強方法としては、せん断破壊形態を示す構造物を曲げ破壊形態に移行させる対策が広く実施されており、これにより地震に対するリスクは大幅に低下している。また、曲げ破壊形態である構造物を対象として、新たに設定された地震動に対して損傷させない、もしくは崩壊させないといった補強を実施する場合もある。すなわち、構造物の荷重—変位曲線（図-1 参照）において、最大耐力およびじん性が向上するように補強を行う。そして、これらの補強を実施するにあたっては、路線全体の構造物の現有耐力などの性能を評価したうえで、この評価結果などに基づき、補強の優先順位を決定する必要がある。

構造物の性能（等価固有周期、降伏震度、変形性能）を詳細に評価するためには、地盤および構造物等の情報を全てモデル化した上でプッシュオーバー解析などを実施する必要がある^{例として1)}。路線全体における多数の構造物群を対象として、この方法により耐震性能評価を実施する場合には、大量の情報と膨大な解析作業が要求され、現実的ではない。その

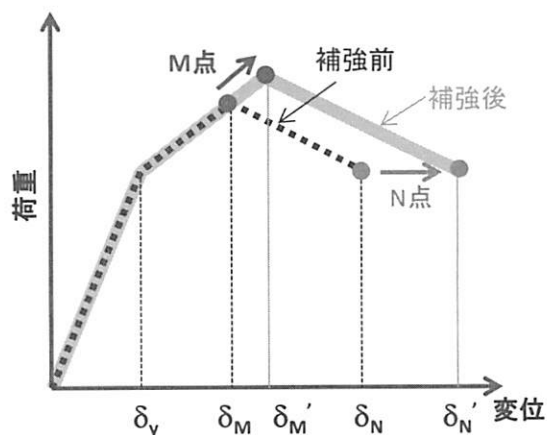


図-1 耐震補強の概念図

ため、何らかの方法で想定地震に対する構造物の安全性を評価する必要がある。既往の検討では、構造物の高さ等の限られた情報から振動特性（等価固有周期、降伏震度）を簡易的に評価する手法も提案されている²⁾が、構造物の耐震補強効果を評価するためには、これらの振動特性のほかに変形性能（じん性率）に関する情報も必要である。

ここで、従来から積極的に実施されている鋼板巻き立て工法による耐震補強は、柱のせん断破壊を防止することを目的としているが、この対策の要否を判定する際には各部材のせん断耐力比が算定されているのが一般的であり、地震時の変形性能を評価する際に、せん断耐力比を有効に活用できる可能性が考えられる。そこで、これらの情報を組み合わせることで、耐震補強前後の構造物の地震時変形性能の変化を簡易に評価する手法について検討を行った。

2. 地震時変形性能の簡易評価法の流れ

鉄道構造物の変形性能は、地震後の損傷を評価するために重要な要素であるが、これを簡易に推定する方法はこれまでほとんど提案されていない。また、鋼板巻き立て工法等の各種耐震補強等を実施した場合には、柱部材はせん断破壊形態から曲げ破壊形態に移行し、じん性率が向上する等の変化がみられる。しかし、この変化を柱部材および杭部材の両者を含めた構造物全体系の性能の変化として簡易に取り込み評価する方法も存在しない。そこで本検討では、限られたパラメータのみから、構造物の等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 k_{hy} 、変形性能（M 点および N 点じん性率） μ_M 、 μ_N を簡易に評価する方法を提案する。ここで、M 点および N 点はそれぞれ、最大耐力点および、部材耐力が降伏耐力まで低下した点を表しており、これらの点までの範囲をそれぞれ損傷レベル 2、3 と呼ぶ。

提案する構造物性能の簡易推定手順を図-2 に示す。また、各段階での評価方法、問題点等について以下に列挙する。

i) ①構造形式（ラーメン高架橋もしくは橋脚）、②柱高さ h 、③地盤固有周期 T_g から、構造物の等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 k_{hy} を推定する。ここでは、既往の成果（例えば 2）を使用することで簡易的に評価することが可能である。しかし、プッシュオーバー解析や衝撃振動試験等が多様な構造物を対象に実施されており、等価固有周期 T_{eq} や降伏震度 k_{hy} が明らかな場合は、この結果を準用することで路線全体の構造物に対する推定精度の向上が可能である。推定された等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 k_{hy} から、構造物全体系の降伏変位 δ_y を式(1)から算定する。

$$\delta_y = T_{eq}^2 \cdot k_{hy} / 4 \quad (1)$$

ii) 構造物が降伏した時点での基礎の変形量 δ_y^p を推定する。これは、鋼板巻き立て工法の実施により向上する柱部材の変形性能の変化を、構造物全体系における変形性能の変化と関連付けるために重要な要素である。詳細は 3 章で述べるが、③地盤固有周期 T_g と④杭長 l 、⑤上部工反力 W （構造物スパンから算定）のみから簡易に基礎の変形量を推定するためのノモグラムを提案している。

iii) 柱が降伏した時の柱部材の変位 δ_y^c を式(2)により算定する。すなわち、i) で求めた構造物全体系の降伏変位 δ_y と ii) で求めた構造物が降伏した時点での基礎の変形量 δ_y^p の差を求める。なお本検討では、上部構造物先行降伏を仮定している。

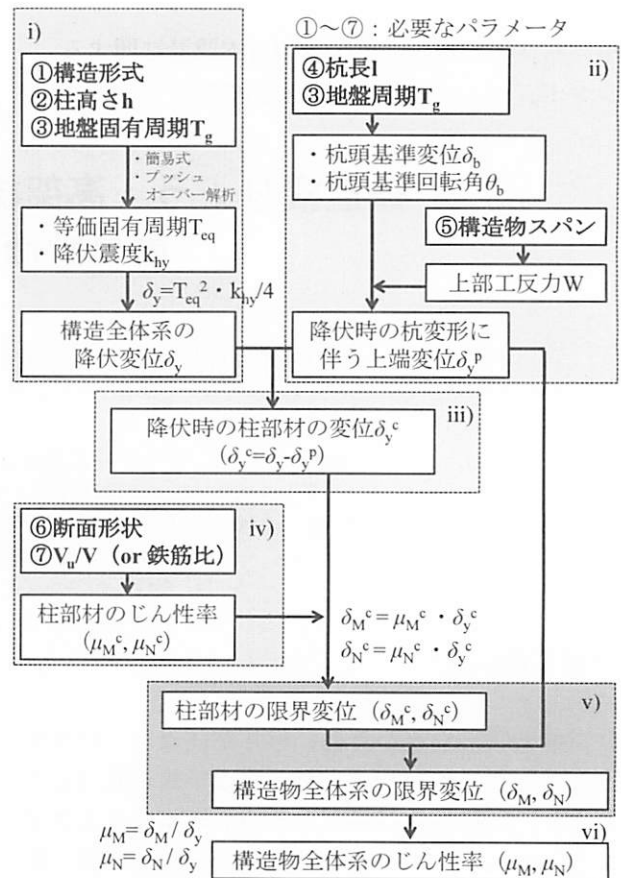


図-2 構造物の変形性能評価フロー

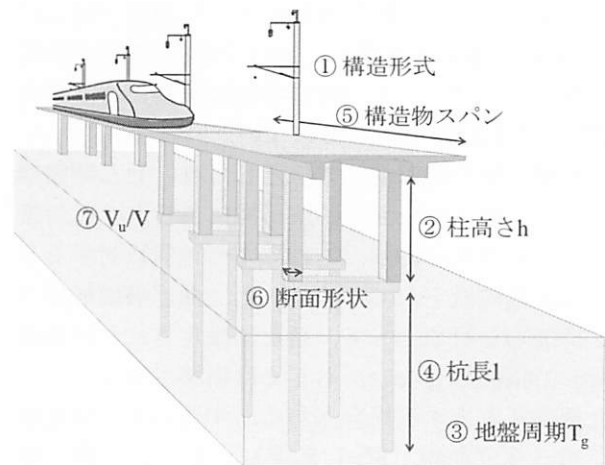


図-3 変形性能の推定に必要な7つの情報

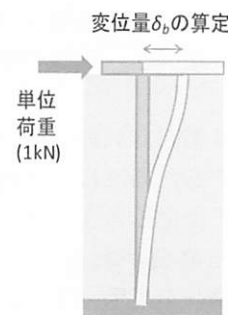


図-4 杭の変形イメージ

$$\delta_y^c = \delta_y - \delta_y^p \quad (2)$$

iv) 耐震補強前後の柱部材の変形性能 (M 点じん性率 μ_M^c , N 点じん性率 μ_N^c) を簡易に評価する. 詳細は 4 章で述べるが, ⑥柱断面形状と⑦曲げせん断耐力比 (V_u/V) (V_u : 設計せん断耐力, $V(=V_{mu})$: 部材が曲げ耐力に達するときのせん断力) もしくは引張鉄筋比 p_t などをパラメータとして, 変形性能を簡易に評価可能な式を提案した.

vi) 上記 i)~iv)の結果から, 式(3)により構造物全体系の限界変位 δ_M, δ_N を算定する.

$$\begin{aligned} \delta_M &= \mu_M^c \times \delta_y^c + \delta_y^p \\ \delta_N &= \mu_N^c \times \delta_y^c + \delta_y^p \end{aligned} \quad (3)$$

vi) 構造物全体系の限界変位 δ_M, δ_N を構造物全体系の降伏変位 δ_y で除すことで, 構造物全体系のじん性率 μ_M, μ_N を求める (式(4)).

$$\begin{aligned} \mu_M &= \delta_M / \delta_y \\ \mu_N &= \delta_N / \delta_y \end{aligned} \quad (4)$$

以上の計算に必要なパラメータは, 図-3に示すように構造物の主要な構造諸元程度であるため, 詳細図や設計計算書, もしくは構造物に関するデータベースなどが存在しない場合にも比較的容易に入手可能であると考えられる.

3. 基礎の変形量の簡易評価手法の開発

(1) 杭頭基準変位 δ_b の評価

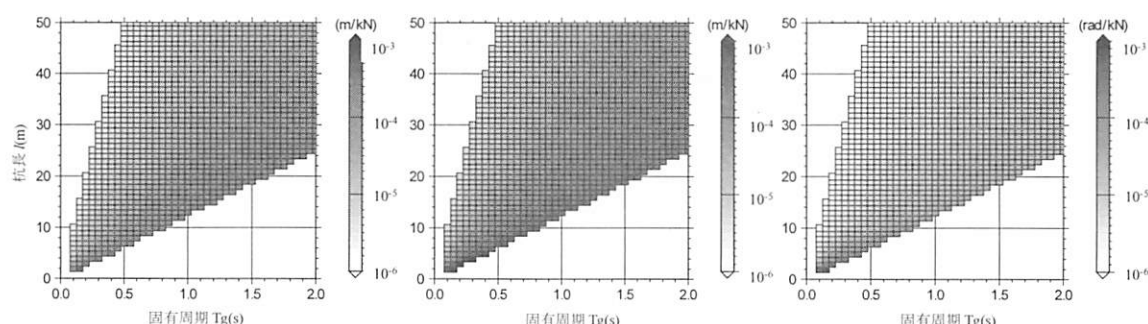
構造物全体系での降伏変位 δ_y から柱部材の降伏変位 δ_y^c を算定する際に必要な (式(2)), 杭頭の変位量 δ_y^p を簡易に評価する方法を理論的に構築する. ここで, 構造物の損傷は柱部材において発生すると仮定し, 杭部材は全て弾性とする. こうすることで, 杭頭に単位荷重 (1kN) が作用した場合の杭頭変位 δ_b (これを杭頭基準変位と定義する) を予め算定しておけば (図-4), 式(5)より任意の上部工反力 W , 降伏震度 k_{by} における杭頭変位 δ_y^p が評価可能となる.

$$\delta_y^p = \delta_b \cdot W \cdot k_{by} \quad (5)$$

そこで, 杭頭基準変位 δ_b を限られたパラメータのみから評価することを目指す. 杭頭における変位は, 式(6)で示される杭頭に水平力を受け, 弾性支承で支持される杭の基本方程式から算定される.

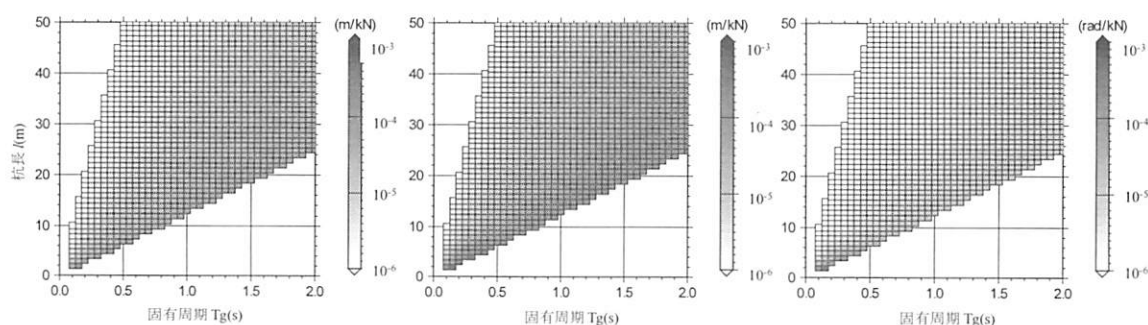
$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad (6)$$

この時の境界条件としては, 杭先端は自由とし, 杭頭の回転については, 固定と自由とした場合の2パターン設定した. ここで, 式(6)において, 地盤の変形係数 E_s は, 式(7)に示す通り, 地盤反力係数 k_H と杭



(a) 水平変位 (回転拘束) (b) 水平変位 (回転自由) (c) 回転角 (回転自由)

図-5 杭頭基準変位 δ_b 、杭頭基準回転角 θ_b の評価結果 ($B=0.3\text{m}$ の場合)



(a) 水平変位 (回転拘束) (b) 水平変位 (回転自由) (c) 回転角 (回転自由)

図-6 杭頭基準変位 δ_b 、杭頭基準回転角 θ_b の評価結果 ($B=1.2\text{m}$ の場合)

径 B の積から算出される。

$$E_s = k_H \cdot B \quad (7)$$

また、杭の弾性係数 E_p は $2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ とし（RC杭を想定）、杭径に関しては、0.3m、0.6m、0.9m、1.2mの4種類を考慮した。さらに地盤反力係数 k_H としては、式(8)で示されるVesicの式を用いた。ここで、地盤は均質な1層地盤を仮定し、ポアソン比 $\nu_s=0.45$ 、剛性低下係数 $\alpha=0.75$ 、地盤密度 18 kN/m^3 と設定した。以上の条件を固定した場合、未定パラメータとしては地盤の固有周期 T_g と杭長 l のみである。

$$k_H B = 0.65 \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)} \cdot \sqrt[1.2]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \quad (8)$$

そこで、 T_g 、 l を多数変化させた場合の杭頭基準変位 δ_b と杭頭基準回転角 θ_b を算定した。得られた結果の例を図-5（杭径 $B=0.3\text{m}$ の場合）、図-6（杭径 $B=1.2\text{m}$ の場合）に示す。当然ではあるが、地盤が軟弱なほど変位量が大きくなっている。特に同一地盤周期では杭が短いほど（層厚が薄く ν_s が小さいほど）変位量が大きくなることが分かる。この成果を利用することで、任意の地盤条件（固有周期 T_g ）および構造物条件（杭長 l 、降伏震度 K_{hy} 、上部工反力 W ）のみから構造物が降伏した場合の杭頭変位 δ_y^p と回転角 θ_y^p を算定することができる。

(2) 上部工反力 W の評価

上記(1)に述べた杭頭基準変位 δ_b から、杭頭変位を評価するためには、上部工反力 W が必要である。しかしながら、上部工反力を詳細に算定するためには、設計計算書から読み取る、もしくは、上部工の荷重を計算するなどの必要があり、路線全体の構造物を対象とした場合には、膨大なデータの入力、計算作業が要求される。そこで今回は簡易的に杭長から上部工反力を推定する方法を構築する。ここでは、以下に述べる2つの方法を検討した。1つ目として、スラブ桁およびT桁を対象として、多数の設計事例

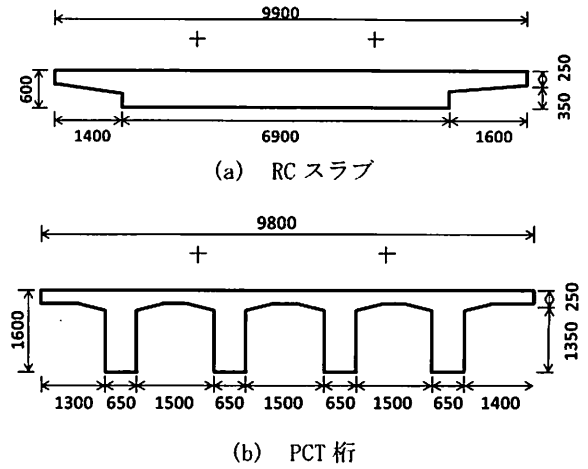


図-7 対象とした桁の形式

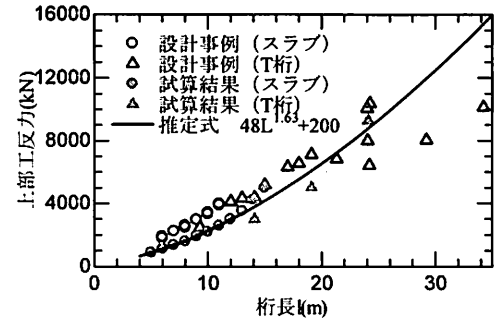


図-8 桁長 l と上部工反力の関係

を収集することにより、桁長と桁重量の関係を調べることとした。軌道構造は、スラブ軌道のみを対象とした。収集した桁の断面図の例を図-7に示す。また2つ目の方法として、標準的な桁を対象に桁長を変化させた場合における重量の変化を試算することにより両者の関係を調べた。図-8に設計事例（白抜き）および今回試算を行った結果の比較を示すが、両者は概ね整合する傾向を示すことが分かる。そこで今回の試算結果に基づいて桁長 l と上部工反力 W (kN)の関係を簡易に推定する式を、式(9)のように構築した。

$$W = 48 \times l^{1.63} + 200 \quad (9)$$

式(9)によって表現される結果も図-8 に実線で示しているが、全体の傾向を大まかに表現できている。

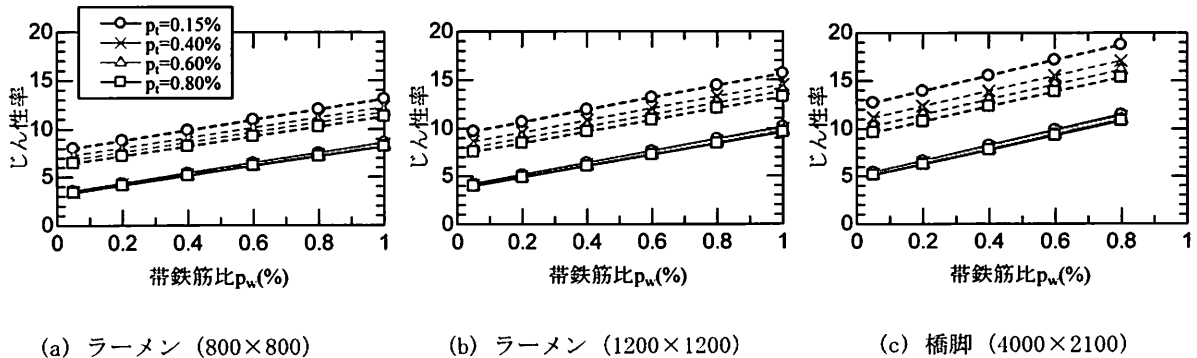
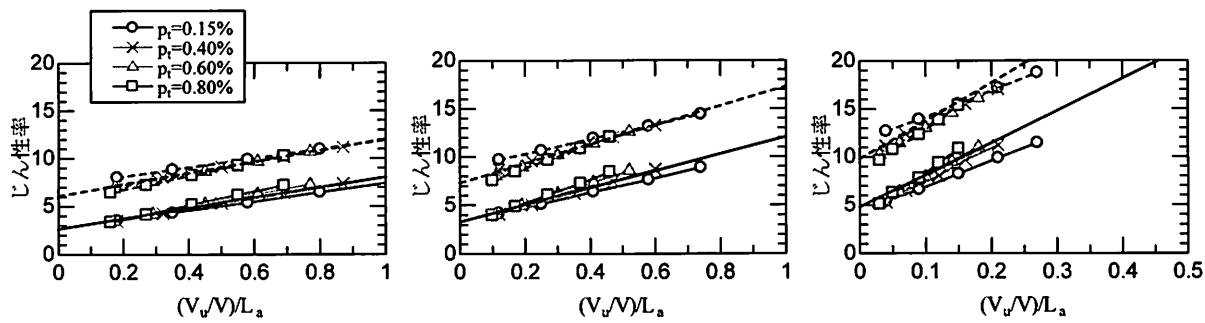


図-9 帯鉄筋比 p_w と柱部材のじん性率 μ^c の関係（ μ_M^c ：実線、 μ_N^c ：破線）



(a) ラーメン (800×800)

(b) ラーメン (1200×1200)

(c) 橋脚 (4000×2100)

図-10 $(V_u/V)/L_a$ と部材のじん性率の関係 (μ_M^c :実線、 μ_N^c :破線)

表-1 部材の変形性能簡易評価のための係数

断面形状	α_M	β_M	α_N	β_N
800×800	5.43	2.64	5.96	6.08
900×900	6.23	2.84	6.93	6.49
1000×1000	7.01	3.02	7.89	6.82
1100×1100	7.75	3.18	8.79	7.07
1200×1200	8.77	3.30	9.97	7.33
1300×1300	9.48	3.44	10.85	7.53
1400×1400	10.17	3.57	11.73	7.70

断面形状	α_M	β_M	α_N	β_N
3000×1700	25.51	4.47	30.01	9.46
4000×2100	33.32	4.81	39.63	9.80
4500×2400	36.29	4.97	43.50	9.84
5000×2700	39.23	5.10	47.23	9.87
7000×2000	63.51	5.16	75.62	10.60
8000×2000	73.63	5.22	87.67	10.74
9000×2000	83.48	5.28	99.44	10.85

そのため、式(9)を用いることで、計算書および図面から桁重量を算出する必要なく、桁長のみから上部工反力を簡易かつ適切に評価可能となった。

4. 柱部材のじん性率の簡易評価手法の開発

ここでは柱部材じん性率 (μ_M^c , μ_N^c) を柱に関する少数のパラメータから簡易に推定する手法を示す。検討の方法としては、標準なラーメン高架橋および単柱橋脚、壁式橋脚の柱断面を仮定した上で、引張鉄筋比 p_t と帯鉄筋比 p_w を網羅的に変化させた部材 ($p_t=0.15\sim0.80\%$, $p_w=0.05\sim0.80\%$) に対して変形性能評価を行い、これらの結果を簡易にモデル化することとした。

ここではまず、柱部材の引張鉄筋比 p_t と帯鉄筋比 p_w が既知であるケースを対象とした。部材断面と引張鉄筋比 p_t を固定パラメータとし、帯鉄筋比 p_w の変化に伴う変形性能の変化を計算した結果を図-9に示す。当然ではあるが断面形状が同一の場合は、 p_t が小さいほど、 p_w が大きいほど部材のじん性率は大きくなっている。この結果を活用することで、断面諸元および p_t , p_w を把握している場合には、じん性率を簡易に抽出することができる。ただし、本ケースでは計算書もしくは図面などから鉄筋比を求め

る必要があり、簡易的な評価手法には不向きである。

そこで、せん断耐力比 (V_u/V) を用いることにより変形性能を評価するケースについて検討する。これは、既設構造物に対する鋼板巻き立て工法による補強の可否を判定する際には、せん断耐力比 (V_u/V) を構造物ごとに評価されていることが一般的であり、上述した鉄筋比よりも情報の入手が容易であると考えられるためである。せん断耐力比 (V_u/V) をせん断スパン L_a で除した値の変化に伴う変形性能の変化を整理した結果を図-10に示す。横軸を $(V_u/V)/L_a$ として整理することで、引張鉄筋比 p_t および帯鉄筋比 p_w の変化によらず概ね同一のじん性率となっていることが分かる。そこで、式(10)のように部材断面と $(V_u/V)/L_a$ のみをパラメータとして簡易に変形性能を評価することを試みる。

$$\mu_{M,N} = \alpha_{M,N} \times \{(V_u/V)/L_a\} + \beta_{M,N} \quad (10)$$

$\alpha_{M,N}$, $\beta_{M,N}$ を断面形状ごとに評価した結果を表-1に、式(10)によって評価されるじん性率を図-10に描いているが、簡易な一次回帰のみで概ね適切な変形性能を評価出来ていることが分かる。この結果を用いることで、 (V_u/V) および L_a のみを指標として柱部材のじん性率 μ_M^c , μ_N^c を簡易に推定することが可能である。

5. 提案手法の有効性の確認

以上の結果から、図-1に示した構造物の変形性能評価に必要な各要素が整備された。そこで、今回提案した変形性能評価法を実在する構造物に適用することで、手法の妥当性を確認する。検討は地盤条件、構造形式が異なる実在する鉄道構造物（69個）を対象とし、各構造物のプッシュオーバー解析（詳細解析と呼ぶ）によって得られる μ_M 、 μ_N と図-1に従って算定した μ_M 、 μ_N を比較した結果を図-11に示す。図-11から、M点じん性率 μ_M 、N点じん性率 μ_N ともある程度の精度で詳細解析の結果を表現できており、提案した手法を用いることで簡易に各構造物の変形性能を推定できることが分かる。なお、提案手法が詳細解析よりじん性率を過大評価する例が、特にN点に関して散見されるが、これらは降伏変位 δ_y が比較的大きい構造物であることが分かっており、これらについては今後さらに検討する必要がある。

7. まとめ

鉄道における橋りょう、高架橋の振動特性、変形性能を限られた構造物諸元のみから推定する手法を構築した。本手法に必要な情報は構造物の概形等の

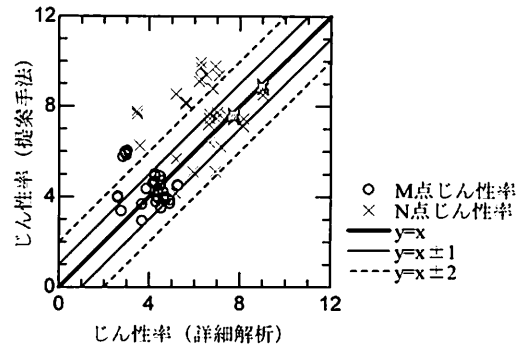


図-11 提案手法の妥当性確認

みであり比較的容易に入手可能であるとともに、評価方法も簡易である。そして、提案した方法によって推定される変形性能は、詳細な解析結果と整合する傾向を示しており、変形性能の簡易推定手法として有効であることが明らかとなった。

参考文献

- 1) （公財）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，2012。
- 2) 豊岡亮洋，坂井公俊，西村隆義，室野剛隆：広域鉄道路線の地震被害予測手法の開発，安全工学シンポジウム講演論文集，2011。