# 鉄道橋梁橋脚の耐震設計における 土の変形特性試験の影響に関する基礎的検討

神澤 拓<sup>1</sup>・井澤 淳<sup>2</sup>・山本 昌徳<sup>3</sup>・小島 謙一<sup>4</sup>・笠井 悟<sup>5</sup>・鈴木 聡<sup>6</sup>

1正会員 公益財団法人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) E-mail: kanzawa.taku.14@rtri.or.jp

2正会員 公益財団法人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) E-mail: izawa.jun.06@rtri.or.jp

3正会員 公益財団法人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) E-mail: yamamoto.masanori.21@rtri.or.jp

4正会員 公益財団法人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) E-mail: kojima.kenichi.03@rtri.or.jp

5 正会員 株式会社複合技術研究所 解析技術部

(〒160-0004 東京都新宿区四谷 1-23-6) E-mail: kasai@igi.co.jp

6正会員 株式会社複合技術研究所 解析技術部

(〒160-0004 東京都新宿区四谷 1-23-6) E-mail: suzuki@igi.co.jp

鉄道構造物の耐震設計では、構造物に作用する慣性力と地盤変位を表層地盤の非線形動的解析により算 定することが推奨されている.しかしながら、解析する際に必要となる土の変形特性試験については、従 来の方法では大ひずみ領域で土の剛性を過小評価する可能性が指摘されている.そこで筆者らは変形特性 試験の新たな方法を提案するとともに、ハイブリッド地盤応答試験によってその妥当性を検証してきた. 本稿では、提案する試験法を杭基礎形式橋梁橋脚の耐震設計に反映した場合の影響について基礎的な検討 を行った.その結果、提案する試験法は地表面加速度を小さく評価する傾向があるが設計への影響は小さ いこと、また、提案法は従来法と比べて地盤変位量を適切に評価することができるため杭の合理的な設計 に繋がることがわかった.

Key Words: seismic design, bridge pier, ground response analysis, deformation characteristics of soils

## 1. はじめに

橋梁および高架橋の耐震設計にあたっては、周辺の地 盤条件を勘案し、適切に設定された設計地震動に対して、 構造物が所用の性能を有していることを確認する必要が ある.鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>1)</sup>(以降, 耐震標準)では、性能照査に用いる設計応答値を算定す るにあたり、構造物に作用させる慣性力と地盤変位は、 表層地盤の逐次非線形動的解析によって算定することが 推奨されている.この表層地盤挙動のモデル化として、 幅広いひずみレベルの土の変形特性を精度よく表現可能 な GHE-S モデルが開発され、広く使われている.しか しながら、モデル化対象となる土の変形特性を求めるた めの試験については、従来の方法(以降、従来法)<sup>3</sup>で は L2 地震動のような大地震を想定した場合の大ひずみ レベルの変形特性を適切に評価できない可能性が指摘さ れている<sup>例えば3</sup>.また、土の変形特性が適切に評価でき ていない従来法を用いた解析では、応答値を算定するた めに精緻なモデルを用いたとしても適切な地盤挙動の評 価ができないことも報告されてきている<sup>4</sup>.井澤ら<sup>4</sup>は、 逐次非線形動的解析のための適切な地盤の変形特性試験 法(以降、提案法)を提案するとともに、提案法による 評価の妥当性をハイブリッド地盤応答試験結果との比較 で確認している.



本稿では、提案法から得られた土の変形特性を適切に 考慮した地盤応答解析結果を用いて鉄道橋梁の杭基礎橋 脚の試設計を実施し、従来法による土の変形特性および ハイブリッド地盤応答試験による地盤応答の結果を用い た試設計との比較を行うことで、試験法の違いが橋脚の 耐震設計に与える影響について検討を行った.

## 2. 試計算の概要

#### (1) 鉄道の橋梁や高架橋の耐震設計フロー

構造物の耐震性を照査する基本的な方針として,地震 時における構造物の応答値は,地盤と構造物の相互作用 および部材と地盤の非線形性の影響を考慮したモデルと これらの非線形特性を適切に表現できる動的解析法によ って算定するのがよい.しかしながら,構造物が比較的 単純で1次の振動モードが卓越し,かつ主たる塑性ヒン ジの発生個所が明らかな場合には,静的な地震作用を設 定することが可能であり,その場合には静的解析法によ り設計応答値を算定することができる<sup>1</sup>.

図-1に耐震標準に示されている静的解析による高架橋 の設計フローを簡単に示す.

①まず、構造物の挙動を適切に評価可能な梁ばねモデル を作成した後、構造物の耐力が十分低下するまでプッ シュ・オーバー解析を実施し、「破壊形態の確認」を 行う.ここでは、「上部構造物先行破壊型」かあるい は「下部構造物先行破壊型」であるかを判定する.せ ん断破壊先行型の構造物の場合は構造物全体系の脆性 破壊につながる可能性があること、下部工先行破壊の 場合は復旧が困難になる場合があることから、上部工 先行破壊かつ曲げ破壊先行型の構造物に設計すること



が推奨されている.

②次に、慣性力の影響について、所要降伏震度スペクト ルを用いた非線形スペクトル法で設計応答値を算定す る.

高架橋の地震時応答は比較的単純であるため,特殊 な構造形式でない場合は図-2(a)に示すような1自由度 弾塑性応答解析で表現できる.1自由度弾塑性解析に おける構造物の地震時応答を決定する構造諸元は,剛 性を表す固有周期と降伏点を示す降伏震度の2つがあ る.この2つの変数を様々に設定した1自由度弾塑性 応答解析モデルを多数作成し,対象とする設計地震動 を入力して質点の最大応答変位 δ<sub>bs</sub>/降伏変位 δ<sub>b</sub>)を固有周 期 T<sub>s</sub>,降伏震度 k<sub>5</sub>に対してプロットしたノモグラム が所要降伏震度スペクトルである(図-2(b)).この所 要降伏震度スペクトルを用いることで,高架橋や橋梁 の固有周期と降伏震度が分かれば,設計地震動に対す る高架橋の応答値(最大応答塑性率,最大応答変位) を容易に算定することができる.

地震時応答の重要な諸元となる固有周期と降伏震度 は、プッシュ・オーバー解析で得られる性能曲線から 求める.構造物の降伏震度は、橋脚く体などの上部構 造物の構造要素が最初に降伏に達する点(初期降伏点) の震度とするのが原則である.ただし、ラーメン高架 橋のような不静定構造物では、初期降伏点が荷重~変 位曲線の折れ曲がり点とは一致しない場合が多いこと、 壁式橋脚のように橋脚の耐力が大きく、基礎周辺地盤 が徐々に降伏する場合などは荷重~変位曲線に明確な 折れ曲がりが現れない場合がある<sup>5</sup>.そのため、



図-3 降伏震度および等価固有周期の算定



耐震標準では図-3に示すように構造物全体系の折れ曲がり点を降伏点として、等価固有周期 Teq と降伏震度 kmqを設定する.

③地盤変位による影響が大きいと考えられる状況においては、「慣性力と地盤変位」の相互作用を考慮した応答値を算定する.相互作用を考慮する際は、構造物と地盤の固有周期の比率に応じた補正係数α(式1)<sup>10</sup>を算定し、この補正係数毎の複数のケースについて、破壊形態に応じた性能照査を実施する.

$$\alpha = T_{eq} / (T_g / \alpha_g) \tag{1}$$

T<sub>g</sub>: 表層地盤の固有周期(s)

 α<sub>g</sub>:
 地震時のひずみレベルによる地盤

 の剛性低減係数

#### (2) 対象地盤·対象構造物

図-4 および図-5(a)~図-5(c)に本検討で対象とした地盤 と構造物をそれぞれ示す.



対象地盤は、主に粘性土と砂質土の互層であり、地表から深度16.2mの位置に支持層がある。地表から深度4.0 ~6.0mの位置には相対密度(Dr)60%の豊浦砂を配置した仮想的な地層とした。この豊浦砂層を対象として、従来法・提案法の変形特性試験によるGHE-Sモデル解析およびハイブリッド試験によって地盤応答をそれぞれ評価する。なお、この表層地盤の等価固有周期Tgは0.411秒であり、耐震標準にしたがって地盤種別を分類するとG3地盤(普通地盤)に該当する。



本体構造物は、2×3本(杭径:1.3m,杭長:17.5m) の場所打ちコンクリート杭で支持された鉄道複線用RC 壁式橋脚とし、フーチング天端からシュー座面までのく 体高さは8.2mとした.

### (3) 試験法毎の設計作用力の算定

本構造物は、前述した「比較的単純な構造物」に該当 するため、静的解析を基本として応答値を算定する. 図 -6 に、平成成 24 年版(現行)の鉄道構造物等設計標 準・同解説基礎構造物<sup>5)</sup>(以降、基礎標準)および耐震 標準に従ってモデル化した設計モデルを示す.

構造物の地震時応答値は慣性力と地盤変位の影響を考 慮する応答変位法によって算出することとし、作用させ る地盤変位は地盤応答解析またはハイブリッド地盤応答 試験より求めた、地盤応答解析では、従来法および提案 法から得られた土の変形特性を GHE-S モデルを用いて 表現した2ケースを実施した. GHE-Sモデルの各パラメ ーは変形特性試験で得られる土の τ~γ 関係, G/Gmax-γ 関 係、h-γ関係をトレースするように設定する. ここではτ ~y 関係の試験値とフィッティング結果を図-7 に示す. この図から、従来法で得られた変形特性については、大 ひずみ領域で剛性が顕著に低下していることがわかり, また GHE-S モデルで試験値を正確にトレースすること は不可能であった. L2 スペクトルⅡ地震動に対する地 盤変位・応答加速度の最大値深度分布を図-8,地表面加 速度時刻歴を図-9に示す.また同条件で実施したハイブ リッド地盤応答試験による結果も併せて示すと、提案法 による解析を用いた地盤変位量の算定結果はハイブリッ ド試験と整合することがわかる. しかしながら, 加速度 についてはハイブリッド試験と比較すると過小に評価す



る傾向がみられた.これはハイブリッド試験ではサイク リックモビリティが発生していたのに対して,GHE-Sモ デル等の全応力解析ではこれが再現できないことが原因 と考えられる<sup>9</sup>.

### 3. 試設計結果

L2 スペクトルⅡの地震動が地盤に作用する状況において、変形特性試験法による評価の違いが橋脚の耐震設計に与える影響を評価する.

### (1) 破壊形態の確認

対象モデルをプッシュ・オーバー解析して得られた荷 重~変位関係(以降,性能曲線)を図-10に示す.本体 構造物は,杭部材の支持降伏(押込み)から損傷が始ま り,その直後に躯体基部が降伏し,その後,杭に数か所



<b>表-1</b> 応答望	聖性率の比較
従来法	1.83
提案法	1.85
ハイブリッド	2.08

表-2 地表面加速度の最大値				
従来法	540.9 (gal)			
提案法	324.6 (gal)			
ハイブリッド	373.5 (gal)			

の降伏が発生しており,最終的には躯体基部の曲げ破壊 により耐力低下,すなわち構造物全体系の破壊が始まる ことが確認され,推奨される「上部工破壊先行型」とな らなかった.この場合は,上部構造物の設計応答値を過 小評価している可能性を鑑みて,基礎の地盤抵抗を割り ました条件を追加して,設計応答値の算定および性能照 査を実施する.本検討においても,基礎の支持力修正係 数を 2.0 として照査し直した結果,「上部工破壊先行型」 かつ「曲げ破壊先行型」の性能を満足することを確認し た.

#### (2) 慣性力による応答値の算定

プッシュ・オーバー解析の結果から、本構造物は等価



固有周期T<sub>eq</sub>=1.056(秒),降伏震度k<sub>heq</sub>=0.588と算出され た(図-11). 2.(1)で説明した「鉄道の橋梁や高架橋の 耐震設計フロー| では慣性力による応答値を算定する際 の静的解析法として非線形スペクトル法を採用するが, 本検討では、地盤応答解析から得られる地表面加速度時 刻歴が Teg=1.056(秒), kheg=0.588 の諸元をもつ構造物 与える影響を評価するために、1 自由度非線形動的解析 %により応答塑性率を算出した.表-1に結果を示す.な お,3つの地表面加速度波形の最大加速度は表-2に示す ような違いがあった. また応答塑性率と荷重変位曲線か ら L2 スペクトルⅡ作用時の損傷レベルを評価すると、 すべて損傷レベル2となった.表-1の結果をみると、地 表面最大加速度が最も大きい結果となったハイブリッド 地盤応答試験結果で最大の応答塑性率となっているが, その他の加速度時刻歴を用いた塑性率との差は小さい結 果となっている. 従来法, 提案法, ハイブリッド試験そ れぞれの地盤応答解析で求めた地表面加速度を用いて, 弾性応答加速度スペクトルを求めた結果を図-12 に示す. 周期 1.0 秒付近の 3 手法の弾性加速度応答スペクトルの 結果の差は小さく、試設計で用いた等価固有周期 1.056 秒の構造物に大きな影響がなかったと考えられる. また 0.4 秒以下の短周期の応答についてはハイブリッド試験 の弾性加速度応答スペクトルが他の2手法より大きくな っており、ハイブリッド試験で測定される大きな加速度 は、サイクリックモビリティによる短周期の応答であっ たことがわかる.

#### (3) 慣性力と地盤変位による応答値の算定

L2スペクトルII地震動に対する,慣性力と地盤変位を 組合わせるための補正係数は,式(1)より求めたaより, 下限値を0.7とする.上限値については,本構造物は構 造物全体系の性能曲線が明確な折れ曲がり点を有してお り,非線形スペクトル法より求まる最大応答震度が初期 降伏点kuyを超えているため,1.0と設定する.これらの 補正係数を用いて,①慣性力を中心とした設計(補正係

杭部材断面図	156. 1188 159 1500				
軸方向鉄筋(SD390)		D32-24本			
帯鉄筋(SD390)		D22-ctc125		D22-ctc125	
地盤応答解析手法	従来法	提案法	ハイブリッド	従来法	
等価固有周期	1.056	1.056	1.056	1.053	
降伏震度	0.588	0.588	0.588	0.590	
応答塑性率(上部工)	1.83	1.85	2.08	1.85	
着目部材位置	右杭(要素:41)	中央(要素:26)	中央(要素:26)	右杭(要素:41)	
せん断力 V <sub>d</sub> (kN)	2845	3152	3004	4547	
せん断耐力 V <sub>va</sub> (kN)	5887	5396	5423	5953	
α	1.0	1.2	1.2	1.0	
$\alpha \cdot V_d/V_{vd}$	0.48	0.70	0.67	0.764	
破壊モード	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	
応答曲率 qa(1/m)	-0.02464	-0.00485	-0.00485	-0.01590	
損傷レベル1制限値 qya(1/m)	-0.00543	-0.00412	-0.00412	-0.00544	
損傷レベル2制限値 qmd(1/m)	-0.02079	-0.02169	-0.0217	-0.02087	
損傷レベル3制限値 qnd(1/m)	-0.02079	-0.02999	-0.0230	-0.02087	
γi•φd/φmd	1.19	0.22	0.22	0.76	
損傷レベル	4	2	2	2	
損傷レベル限界値	2	2	2	2	
損傷図 凡例 剛域ーーーーー● 灰 損傷レベル1ーーー● 緑 損傷レベル2ーーー● 青 損傷レベル3ーーー● 黄 損傷レベル4ーーー● 赤					

数:上限値),②慣性力を中心とした設計(補正係数: 下限値),③地盤変位を中心とした設計(補正係数:下限)の3ケースについて評価される損傷レベルの比較を 行った.なお,地盤変位を中心とした設計のうち補正係 数の上限値を用いるケースについては,①のケースで代 替できるものとして省略した.ここでは,試験法の違い による評価を比較する対象として,線路直角方向に対す る挙動のうち,杭頭部2D区間の地震時応答に焦点をあ てる.

表-3に,L2スペクトルII作用時に杭頭2D区間に生じる 応答のうち,最も大きな応答がみられた要素を抜粋して 示す. 同表より、軸方向鉄筋 (SD390) D32-24本として設計 した場合、従来法によって評価された地盤変位を作用さ せると杭頭部の損傷レベルが4となった.一方で、提案 法によって評価した地盤変位を作用させた場合には損傷 レベルが2となった.なお、ハイブリッド試験による結 果を作用させた場合は提案法と地盤変位量が近いため、 構造物の損傷レベルも同じ結果となる.また、決定ケー スとなった箇所以外にも、表-3の各試験法の損傷図をみ ると、たとえば従来法では中杭に損傷レベル3となる杭 が発生しているのに対して、提案法では損傷レベルが全 体的に小さく収まっていることがわかる.

また、従来法による地盤変位を作用させる場合におい

て、軸方向鉄筋をD32-24からD35-24本へと1ランクアッ プさせると、損傷レベルは4から2へと収まる結果となっ た.

今回の地盤条件,構造物条件においては,試験法の違いによって地盤変位量の算定値が2倍(20cm)程度異なり,これは構造物の損傷レベル4と評価されていたものが提案法では2と評価される結果となり,提案する試験法により大ひずみ領域における地盤剛性を適切に評価することで合理的な構造物の設計につながることになった.

#### 4. まとめ

表層地盤の非線形動的解析に用いる土の変形特性試験 法の違いが橋脚の耐震設計に与える影響を検討し,以下 の結果が得られた.

- ① 慣性力による構造物の応答値について、土の変形特 性試験を用いた GHE-S モデル解析(従来法・提案法) とハイブリッド試験では、地表面応答加速度に多少の 誤差が生じるものの、その誤差は 0.4 秒以下の短周期 の応答に影響を与えるものであったため、試設計した 構造物への影響は限定的であった.一般的な鉄道構造 物の等価固有周期は 0.5~1.0 秒程度であるため、今回 試算した構造物以外の一般的な構造物についても提案 法による耐震設計が十分可能であると考えられる.
- ② 慣性力と地盤変位による構造物の応答値について、 従来法によって評価された地盤変位を作用として与え ると、損傷レベル4となる部材が含まれる橋脚が、提

案法によって評価された地盤変位を作用させると部材 の損傷レベルは2に収まる結果となった.また,従来 法による設計では,部材の損傷レベルを2に抑えるた めには杭部の軸方向鉄筋を1ランクアップさせる必要 があった.つまり提案法によって地盤変位量を適切に 評価することは,杭基礎を有する構造物の耐震設計に 大きく影響し,合理的な設計に繋がることを確認した. 今後は,提案法による土の変形特性の評価について,

様々な地盤を対象とした場合の適用性を検討するととも に,鉄道構造物の耐震設計に与える影響について検証を 重ねていく.

#### 参考文献

- 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) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説 二冊分の②, 2009.
- 吉田・三上:時代の要請に応える土の繰返しせん断 試験の確立を,地盤工学会誌, Vol.8, No.2, pp.1-5, 2010.
- 井澤ら:地盤の動的解析のための変形特性試験方法の提案と妥当性検証,第73回土木学会年次学術講演会,2018.
- 5) 室野剛隆, 佐藤 勉:構造物の損傷過程を考慮した非線形 応答スペクトル法の適用, 地震工学論文集, Vol. 29, pp. 520-528, 2007
- 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説基 礎構造物,2012.

(Received ??, 2009) (Accepted ??, 2009)

# A Fundamental Study on the Effect of Dynamic Deformation Property Testing method in Seismic Design for a Bridge Pier

# Taku KANZAWA, Jun IZAWA, Masanori YAMAMOTO, Kenichi KOJIMA, Akira SUZUKI and Satoru KASAI

In seismic design of railway structures, inertia force and ground displacement acted to target structures are calculated by nonlinear seismic ground response analysis. For determining parameters necessary for the analysis, "the stage loading test of soil" is generally adopted, which was developed in order to mainly determine the parameters for small-to-medium shear strain level ( $10-5 < \gamma < 10-3$ ). On the other hand, the parameters for large shear strain level is necessary for the current seismic design of structures against a large-scale earthquake, such as a level 2 earthquake.

The authors proposed a new testing method to determine  $G/G_0-\gamma$  and  $h-\gamma$  relationships necessary for the time-domain nonlinear seismic ground response analysis against a large-scale earthquake. The past study clearly showed that the seismic ground response analysis with the  $G/G_0-\gamma$  and  $h-\gamma$  curves obtained from the proposed method could produce almost the same seismic ground response with that of the hybrid ground response simulator which could give the most accurate seismic ground response, although the inertia force might be evaluated slightly smaller. On the other hand, it was also confirmed that the conventional testing method might give extremely small shear stiffness for a large strain level.

This study evaluates the effect of above mentioned discrepancy in the results of ground repsonse analyses attributed to different dynamic deformation property methods on a seismic design of a railway bridge pier by pseudo static nonlinear analyses. The test results indicated that the conservative evaluation of the inertia force in the proposed method comparing to that of the hybrid ground response simulator could not give large effect on the response of the bridge pier. In addition, it was confirmed that deep foundation might be designed with exteremely over spec if the dyanamic deformation properies were obtained from the conventional method.