

現改比較表

平成 26 年 5 月 30 日

(削除、 追加、 差替)

現行	鉄道土木耐震標準改訂に伴う低層標準 2009 運用変更	備考
<p>付録 7 応答スペクトル法による線路階の応答量推定精度</p> <p>本設計標準では、最大級地震時の応答量を応答スペクトル法により推定してよいとしている。ここでは、応答スペクトル法の推定精度を評価するため、「鉄道耐震標準」で用いられている非線形スペクトル法および質点系モデルによる動的解析結果との比較を行った。</p> <p>1. 比較した解析法</p> <p>①応答スペクトル法（本標準）</p> <p>地中梁の無い構造形式の建築物は、杭の水平変形を含む線路階の変形が卓越するため、上部構造を 1 質点の建築物と見なして、最大級地震時の等価剛性をもとに変位応答スペクトルより線路階の応答変位を推定する。応答変位の推定では以下の仮定による。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 等価質量は線路階から R 階までの地震時質量の和とする。 2) 塑性化が進んだ最大級地震時の等価剛性は、静的増分解析で線路階が推定層間変形角となる時の等価線形剛性（下部構造の水平変形を含む）とする。推定層間変形角は 1/50 とする。 3) 等価固有周期は、等価質量と等価剛性より求める。 4) 応答スペクトルは塑性化に伴う履歴減衰を考慮して、5%減衰の弾性応答スペクトルを 0.6 倍（塑性率 3 相当）に低減する。 <p>②非線形スペクトル法（鉄道耐震標準）</p> <p>1 自由度系の非線形時刻歴応答解析を行い、応答塑性率ごとに固有周期と所要降伏震度の関係を示したものを所要降伏震度スペクトルという。「鉄道耐震標準」で示されている所要降伏震度スペクトルを用いて、降伏震度と等価固有周期から塑性率を求め、それに降伏変位を乗じて応答変位を推定する。等価固有周期は線路階から R 階までの地震時質量の和と線路階の降伏剛性（下部構造の水平変形を考慮）より求める。</p> <p>鋼構造物の所要降伏震度スペクトルの作成では以下の仮定による。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 骨格曲線はバイリニア型とし、履歴法則は標準型とする復元力特性を用いる。 2) 第 2 次剛性は初期剛性の 15% とする。 3) 減衰定数(h)は、逸散減衰などを考慮して $0.04/T$（ただし $0.10 \leq h \leq 0.20$）とする。 <p>なお、所要降伏震度スペクトルは、履歴モデルを用いた時刻歴応答解析より求めているため、履歴減衰の影響は、自動的に取り入れられている。</p> <p>③動的解析</p> <p>静的増分解析から求めた各層の層せん断力（Q）－層間変位（δ）関係をもとに、復元力特性を設定し、質点系モデルを作成する（図 1）。解析では以下の仮定による。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 骨格曲線はトリリニア型とし、履歴法則は標準型とする復元力特性を用いる。 2) 線路階の剛性には、下部構造の水平変形を考慮する。 3) 減衰定数(h)は、比較のため 3、10、20%の 3 ケースを設定する。 4) 入力地震動：鉄道耐震標準 L2適合波（G2,G3地盤 スペクトルⅡ [Ver. 19981202]） 	<p>付録 7 応答スペクトル法による線路階の応答量推定精度</p> <p>本設計標準では、最大級地震時の応答量を応答スペクトル法により推定してよいとしている。ここでは、応答スペクトル法の推定精度を評価するため、「鉄道耐震標準」で用いられている非線形スペクトル法および質点系モデルによる動的解析結果との比較を行った。</p> <p>1. 比較した解析法</p> <p>①応答スペクトル法（本標準）</p> <p>地中梁の無い構造形式の建築物は、杭の水平変形を含む線路階の変形が卓越するため、上部構造を 1 質点の建築物と見なして、最大級地震時の等価剛性をもとに変位応答スペクトルより線路階の応答変位を推定する。応答変位の推定では以下の仮定による。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 等価質量は線路階から R 階までの地震時質量の和とする。 2) 塑性化が進んだ最大級地震時の等価剛性は、静的増分解析で線路階が推定層間変形角となる時の等価線形剛性（下部構造の水平変形を含む）とする。推定層間変形角は 1/50 とする。 3) 等価固有周期は、等価質量と等価剛性より求める。 4) 応答スペクトルは塑性化に伴う履歴減衰を考慮して、5%減衰の弾性応答スペクトルを 0.6 倍（塑性率 3 相当）に低減する。 <p>②非線形スペクトル法（鉄道耐震標準）</p> <p>1 自由度系の非線形時刻歴応答解析を行い、応答塑性率ごとに固有周期と所要降伏震度の関係を示したものを所要降伏震度スペクトルという。「鉄道耐震標準」で示されている所要降伏震度スペクトルを用いて、降伏震度と等価固有周期から塑性率を求め、それに降伏変位を乗じて応答変位を推定する。等価固有周期は線路階から R 階までの地震時質量の和と線路階の降伏剛性（下部構造の水平変形を考慮）より求める。</p> <p>鋼構造物の所要降伏震度スペクトルの作成では以下の仮定による。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 骨格曲線はバイリニア型とし、履歴法則は標準型とする復元力特性を用いる。 2) 第 2 次剛性は初期剛性の 15% とする。 3) 減衰定数(h)は、逸散減衰などを考慮して $0.04/T$（ただし $0.10 \leq h \leq 0.20$）とする。 <p>なお、所要降伏震度スペクトルは、履歴モデルを用いた時刻歴応答解析より求めているため、履歴減衰の影響は、自動的に取り入れられている。</p> <p>③動的解析</p> <p>静的増分解析から求めた各層の層せん断力（Q）－層間変位（δ）関係をもとに、復元力特性を設定し、質点系モデルを作成する（図 1）。解析では以下の仮定による。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 骨格曲線はトリリニア型とし、履歴法則は標準型とする復元力特性を用いる。 2) 線路階の剛性には、下部構造の水平変形を考慮する。 3) 減衰定数(h)は、比較のため 3、10、20%の 3 ケースを設定する。 4) 入力地震動：鉄道耐震標準 L2適合波（G2,G3地盤 スペクトルⅡ [Ver. 19981202]） 	

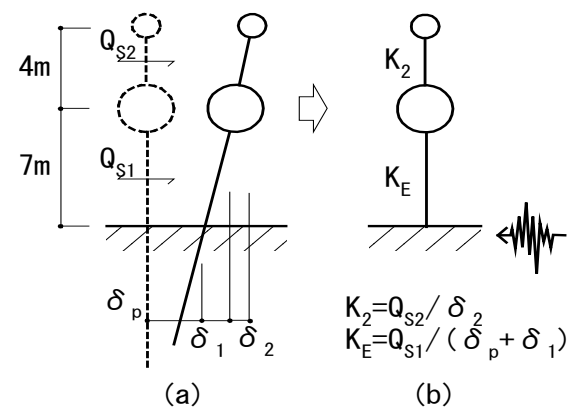


図1 動的解析モデル

2. 比較対象モデル

(1) 既存橋上駅モデル

本標準（初版）に基づき設計された既存橋上駅のX、Y方向を対象とする。各駅とも2層の鉄骨ラーメン構造で、X方向には地中梁があり、Y方向には地中梁がない構造である。

対象駅：S駅、I駅、W駅、K駅（付録8参照）

(2) 線路階先行降伏型モデル

線路階の耐力が上層階より小さい仮想モデルを対象とする（図2、3参照）。

- 線路階の耐力割増率 I : 1.4, 1.5, 1.7
*上層階の耐力は線路階の1.1倍とする。
- 層数：2層、4層

(3) 上層階先行降伏型モデル（上層階質量低減モデル）

線路階の耐力が上層階より大きく、上層階の質量が線路階より小さい仮想モデルを対象とする（図4、5参照）。

- 線路階の耐力割増率 I : 1.25, 1.5
*上層階の耐力は割増さない。
- 質量比（上層階／線路階）：0.2, 0.3, 0.4

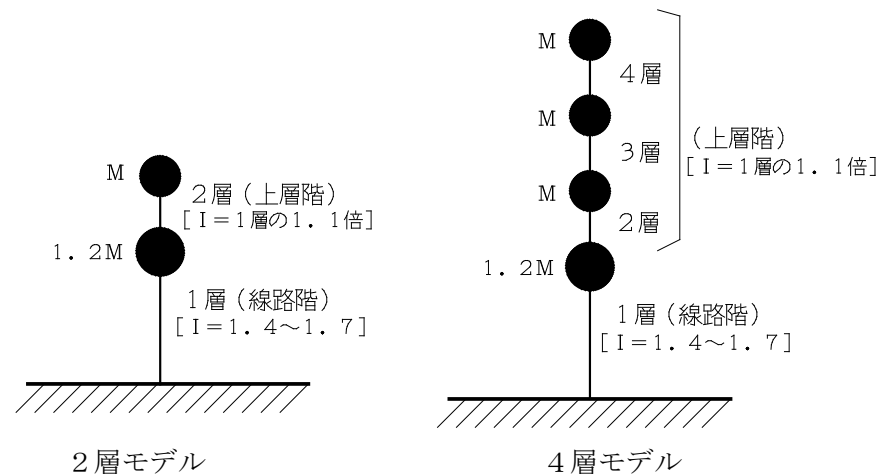


図2 線路階先行降伏型モデル

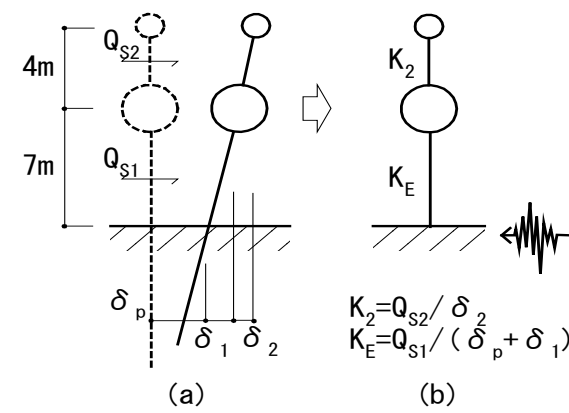


図1 動的解析モデル

2. 比較対象モデル

(1) 既存橋上駅モデル

本標準（初版）に基づき設計された既存橋上駅のX、Y方向を対象とする。各駅とも2層の鉄骨ラーメン構造で、X方向には地中梁があり、Y方向には地中梁がない構造である。

対象駅：S駅、I駅、W駅、K駅（付録8参照）

(2) 線路階先行降伏型モデル

線路階の耐力が上層階より小さい仮想モデルを対象とする（図2、3参照）。

- 線路階の耐力割増率 I : 1.4, 1.5, 1.7
*上層階の耐力は線路階の1.1倍とする。
- 層数：2層、4層

(3) 上層階先行降伏型モデル（上層階質量低減モデル）

線路階の耐力が上層階より大きく、上層階の質量が線路階より小さい仮想モデルを対象とする（図4、5参照）。

- 線路階の耐力割増率 I : 1.25, 1.5
*上層階の耐力は割増さない。
- 質量比（上層階／線路階）：0.2, 0.3, 0.4

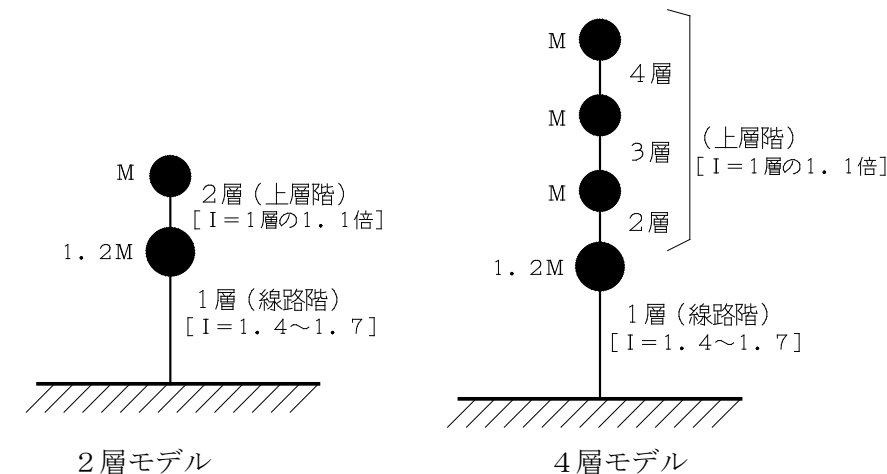


図2 線路階先行降伏型モデル

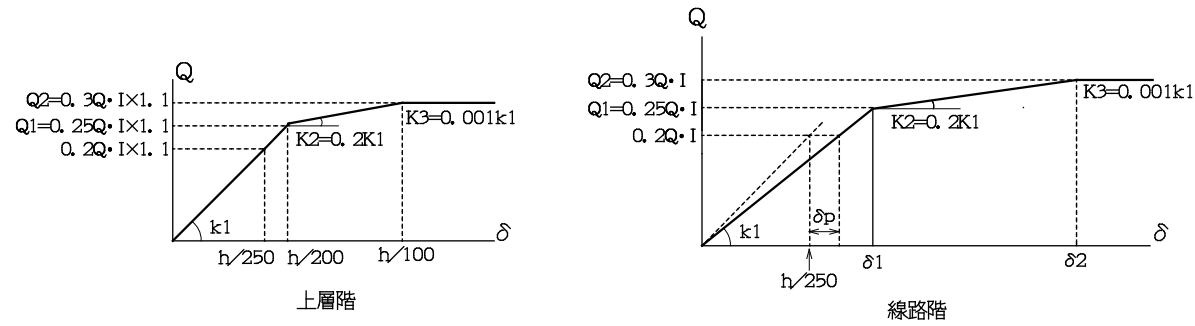


図3 線路階先行降伏型モデルの復元力特性（線路階の耐力割増率 $I = 1.4, 1.5, 1.7$ ）

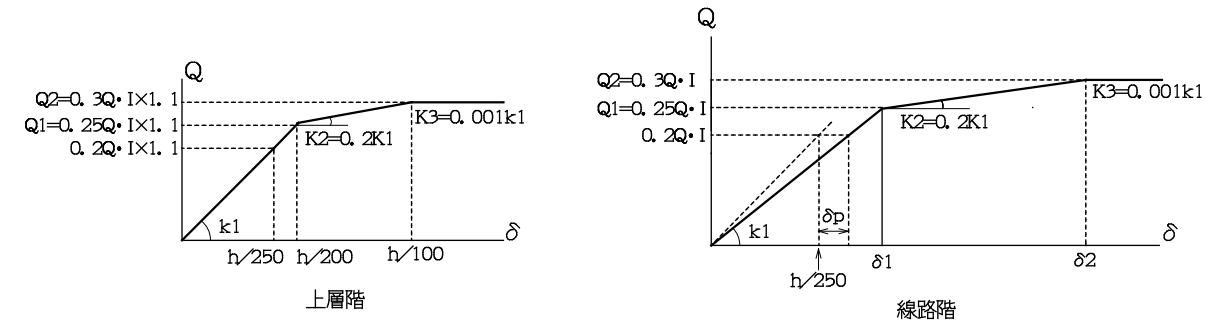


図3 線路階先行降伏型モデルの復元力特性（線路階の耐力割増率 $I = 1.4, 1.5, 1.7$ ）

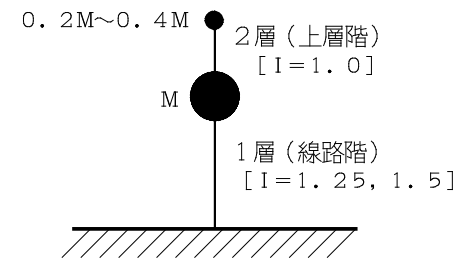


図4 上層階先行降伏型モデル

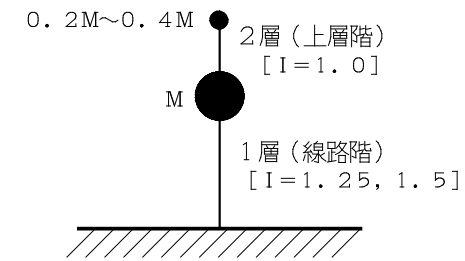


図4 上層階先行降伏型モデル

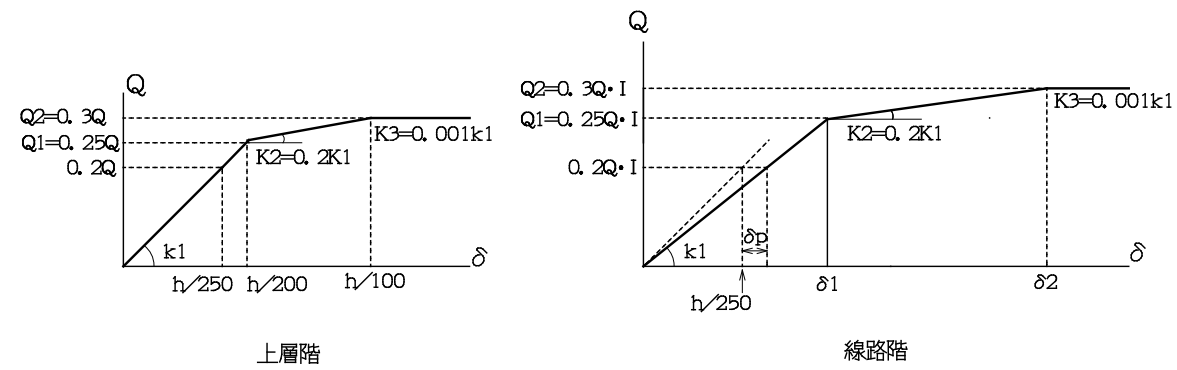


図5 上層階先行降伏型モデルの復元力特性（線路階の耐力割増率 $I = 1.25, 1.5$ ）

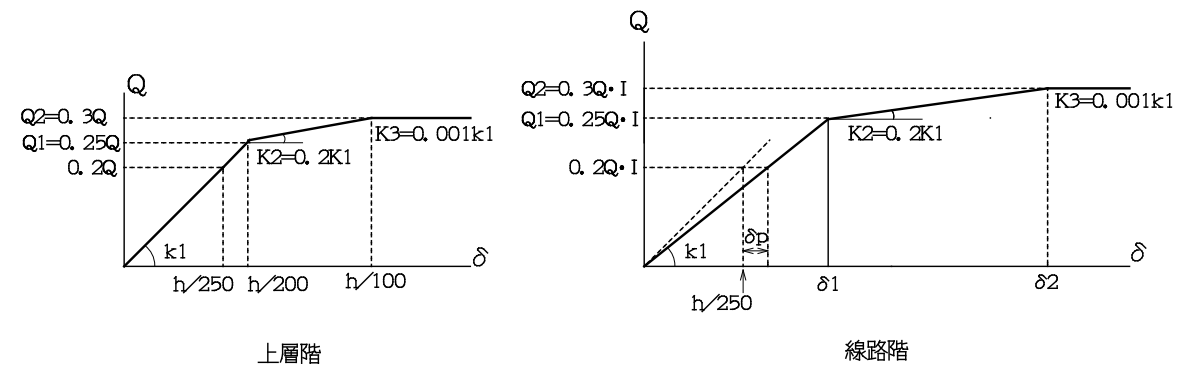


図5 上層階先行降伏型モデルの復元力特性（線路階の耐力割増率 $I = 1.25, 1.5$ ）

なお、線路階先行降伏型モデルおよび上層階先行降伏型モデルの場合、線路階の推定層間変形角時（1/50時）の杭頭変形量 δ_p は、1/250時（G2地盤：1cm、G3地盤：2cm）に比例するものと仮定する。（推定層間変形角時（1/50時）の杭頭変位……G2地盤：1cm×5=5cm、G3地盤：2cm×5=10cm）

なお、線路階先行降伏型モデルおよび上層階先行降伏型モデルの場合、線路階の推定層間変形角時（1/50時）の杭頭変形量 δ_p は、1/250時（G2地盤：1cm、G3地盤：2cm）に比例するものと仮定する。（推定層間変形角時（1/50時）の杭頭変位……G2地盤：1cm×5=5cm、G3地盤：2cm×5=10cm）

3. 応答比較結果

応答スペクトル法と各解析法による線路階応答変位の比較を図6～9示す。

(1) 既存橋上駅モデル

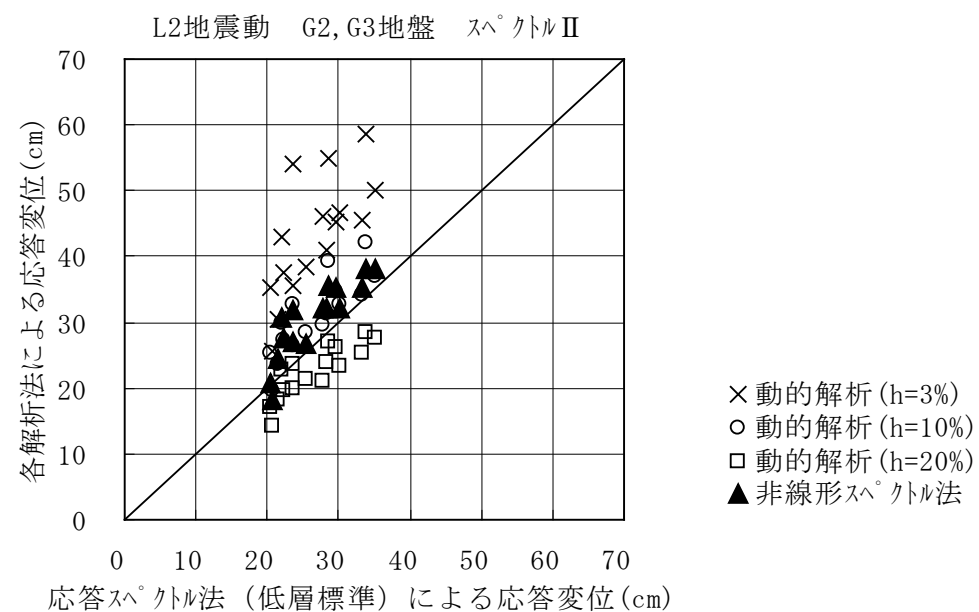


図6 応答スペクトル法（本標準）と各解析法の線路階応答変位比較
（既存橋上駅：S駅，I駅，W駅，K駅）

(2) 線路階先行降伏型モデル

・2層モデル

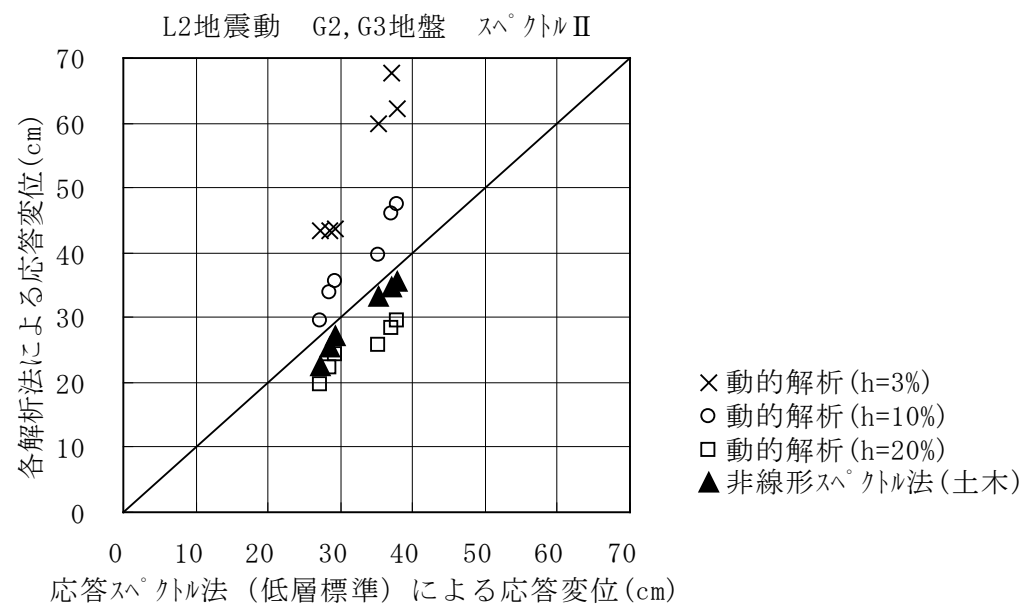


図7 応答スペクトル法（本標準）と各解析法の線路階応答変位比較
（線路階先行降伏型モデル 2層モデル）

3. 応答比較結果

応答スペクトル法と各解析法による線路階応答変位の比較を図6～9示す。

(1) 既存橋上駅モデル

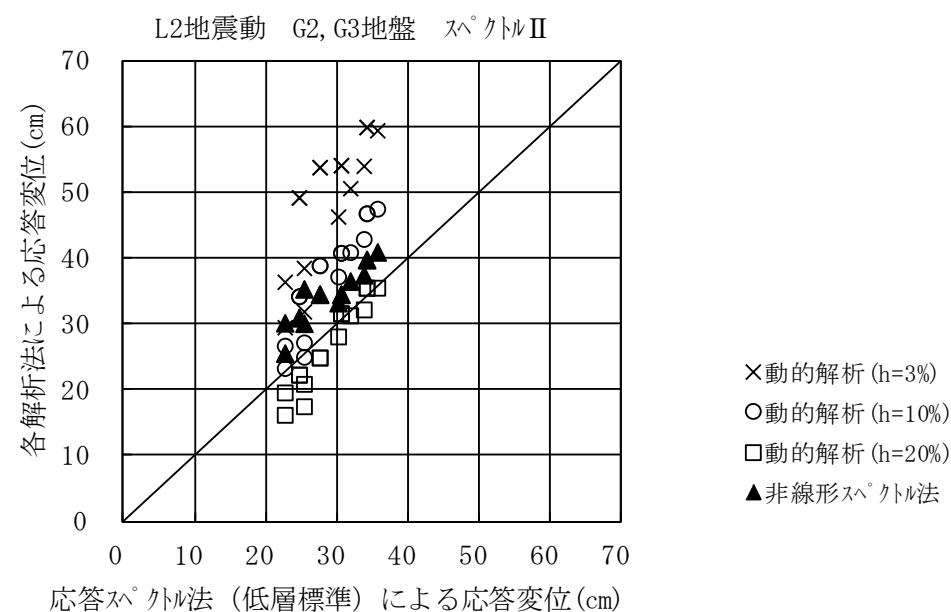


図6 応答スペクトル法（本標準）と各解析法の線路階応答変位比較
（既存橋上駅：S駅，I駅，W駅，K駅）

(2) 線路階先行降伏型モデル

・2層モデル

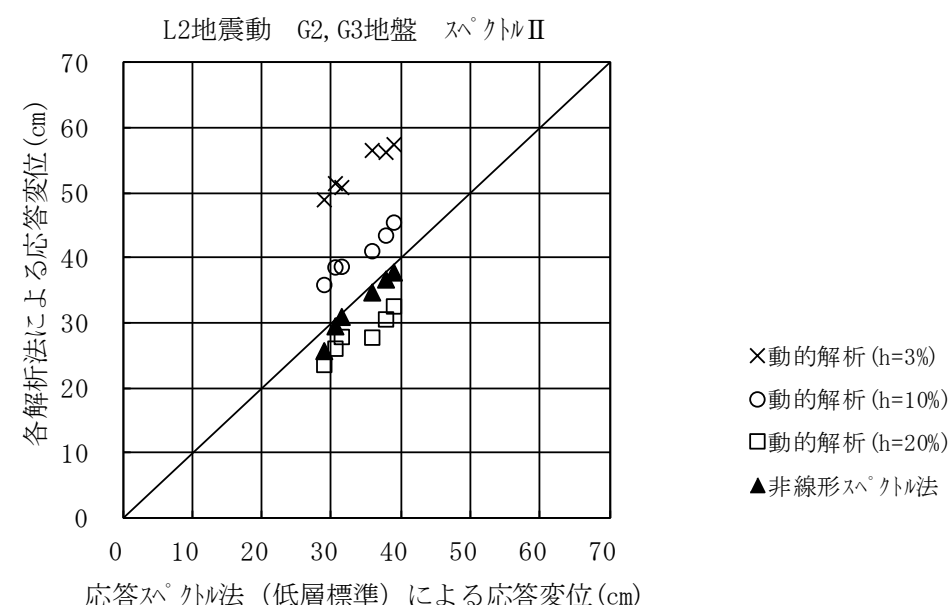


図7 応答スペクトル法（本標準）と各解析法の線路階応答変位比較
（線路階先行降伏型モデル 2層モデル）

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

・4層モデル

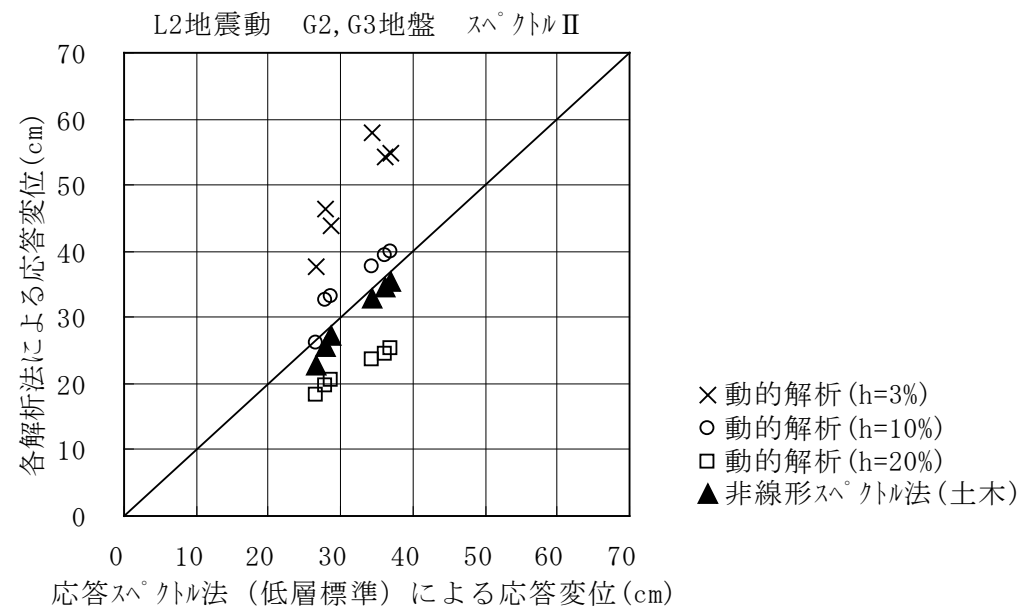


図8 応答スペクトル法 (本標準) と各解析法の線路階応答変位比較 (線路階先行降伏型モデル 4層モデル)

(3) 上層階先行降伏型モデル

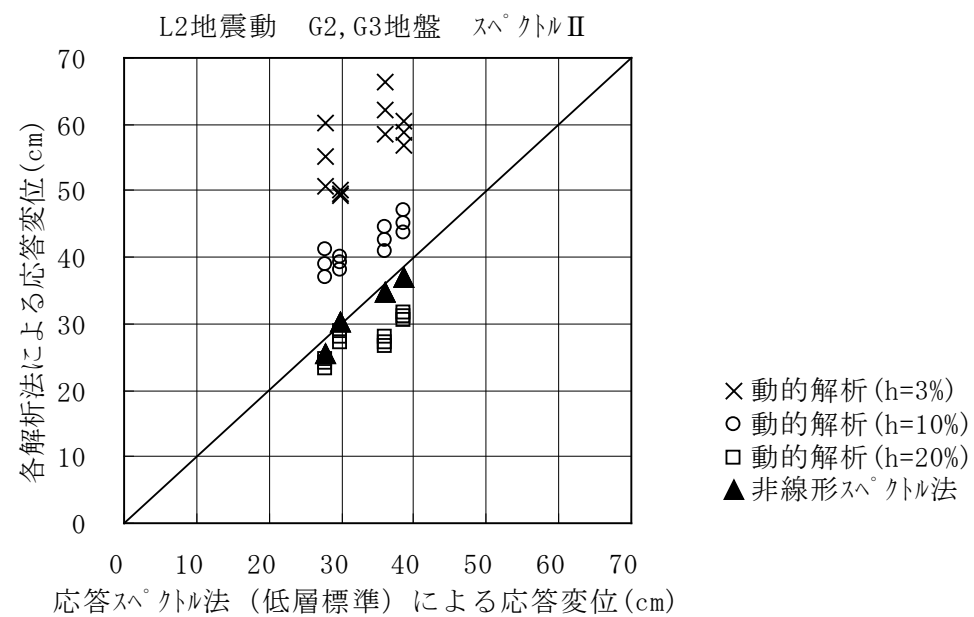


図9 応答スペクトル法 (本標準) と各解析法の線路階応答変位比較 (上層階先行降伏型モデル 質量比 [上層階/線路階]: 0.2, 0.3, 0.4)

・4層モデル

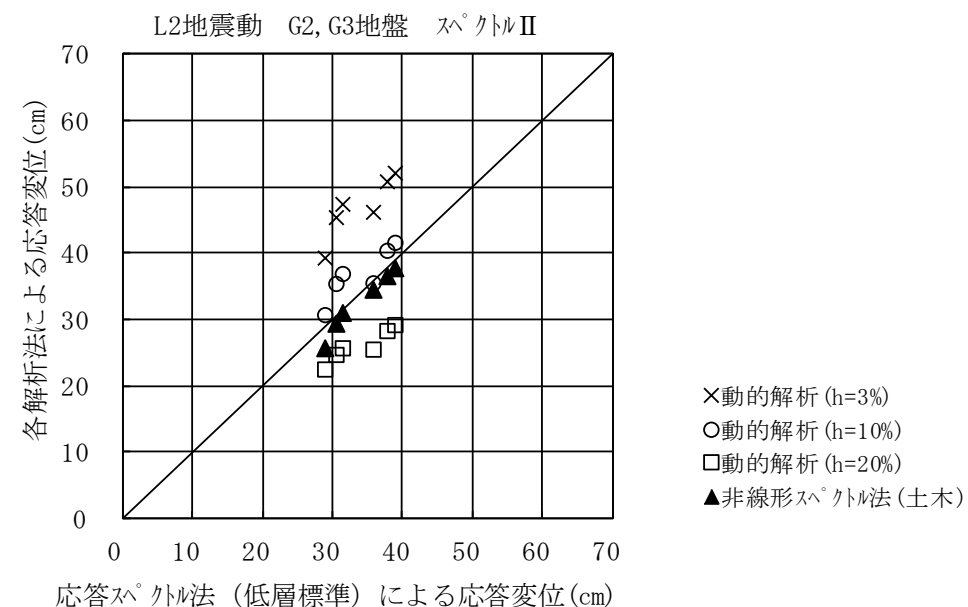


図8 応答スペクトル法 (本標準) と各解析法の線路階応答変位比較 (線路階先行降伏型モデル 4層モデル)

(3) 上層階先行降伏型モデル

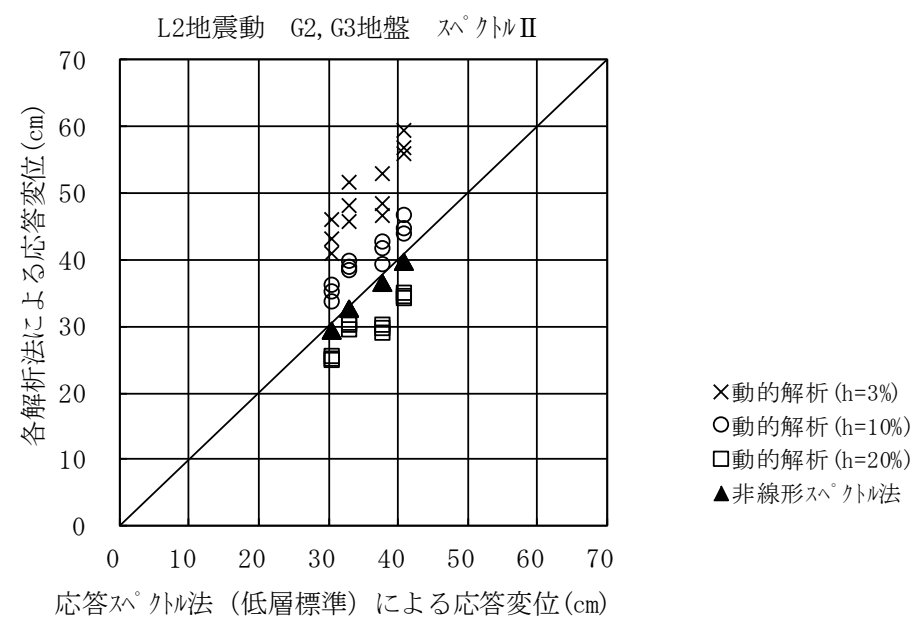


図9 応答スペクトル法 (本標準) と各解析法の線路階応答変位比較 (上層階先行降伏型モデル 質量比 [上層階/線路階]: 0.2, 0.3, 0.4)

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

<p>4. まとめ</p> <ul style="list-style-type: none">・応答スペクトル法（本標準）と動的解析を比較すると、いずれのモデルに対しても応答スペクトル法は減衰定数(h)が10～20%の動的解析結果に対応する。・応答スペクトル法（本標準）と非線形スペクトル法（鉄道耐震標準）を比較すると、既存橋上駅モデルでは、応答スペクトル法は非線形スペクトル法より応答がやや小さくなったが、線路階先行降伏型と上層階先行降伏型モデルでは非線形スペクトル法と概ね同じになった。	<p>4. まとめ</p> <ul style="list-style-type: none">・応答スペクトル法（本標準）と動的解析を比較すると、いずれのモデルに対しても応答スペクトル法は減衰定数(h)が10～20%の動的解析結果に対応する。・応答スペクトル法（本標準）と非線形スペクトル法（鉄道耐震標準）を比較すると、既存橋上駅モデルでは、応答スペクトル法は非線形スペクトル法より応答がやや小さくなったが、線路階先行降伏型と上層階先行降伏型モデルでは非線形スペクトル法と概ね同じになった。	
---	---	--

現改比較表

平成 26 年 5 月〇〇日

(削除、 追加、 差替)

現行	鉄道土木耐震標準改訂に伴う低層標準 2009 運用変更	備考
<p>付録 8 既存橋上駅の応答量と保有変形量</p> <p>本標準では、最大級地震時に線路階が層崩壊に至らないことを目標に、線路階柱の変形能力を確認することとしている。ここでは、本標準（初版）に準拠して設計された既存橋上駅を対象として、最大級地震時の線路階の応答量と保有変形量について検討した結果を示す。</p> <p>1. 変形性能の確認方法</p> <p>本標準に準拠して、変形性能の確認は次に示す方法で行う。</p> <p>①線路階を構成する柱の塑性変形能力をもとに、層としての保有変形量を算定する。 ②最大級地震時の線路階の応答変形量を推定する。 ③応答変形量が層の保有変形量より小さいことを確認する。</p> <p>①線路階の保有変形量の算定</p> <p>(1)鉄骨柱</p> <p>鉄骨柱の保有変形量は保有塑性率で評価し、以下に示すフローで求める。</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">鋼種、断面、幅厚比に基づき部材の保有累積塑性変形倍率 $m \eta_u$ を算定する</div> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">保有累積塑性変形倍率 $m \eta_u$ から層の保有累積塑性変形倍率 $r \eta_u$ を算定する</div> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">層の保有累積塑性変形倍率 $r \eta_u$ から層の保有塑性率 $r \mu_u$ を算定する</div> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">部材の降伏層間変形 δ_y と保有塑性率 $r \mu_u$ から保有層間変形量 δ_u を算定する</div> <p>(2)コンクリート充填鋼管柱 (CFT 柱)</p> <p>コンクリート充填鋼管柱の保有変形量は、保有部材角 R_u をもとに算定する。保有部材角は「充填鋼管指針」による限界部材角とする。</p> <p>②応答変形量の推定</p> <p>最大級地震時の線路階の応答量を、応答スペクトル法で推定する。</p> <p>2. 線路階の保有変形量</p> <p>冷間成形角形鋼管柱及び C F T 柱を使用した場合の線路階の保有層間変形量について、鋼種や幅厚比をパラメータとして算定した結果を図 1 に示す。</p> <p>保有変形量の算定は以下の式による。</p> <p>冷間成形角形鋼管柱：解式 8-4, 8-14, 8-15, 8-16 C F T 柱 : 解式 8-17, 8-19</p>	<p>付録 8 既存橋上駅の応答量と保有変形量</p> <p>本標準では、最大級地震時に線路階が層崩壊に至らないことを目標に、線路階柱の変形能力を確認することとしている。ここでは、本標準（初版）に準拠して設計された既存橋上駅を対象として、最大級地震時の線路階の応答量と保有変形量について検討した結果を示す。</p> <p>1. 変形性能の確認方法</p> <p>本標準に準拠して、変形性能の確認は次に示す方法で行う。</p> <p>①線路階を構成する柱の塑性変形能力をもとに、層としての保有変形量を算定する。 ②最大級地震時の線路階の応答変形量を推定する。 ③応答変形量が層の保有変形量より小さいことを確認する。</p> <p>①線路階の保有変形量の算定</p> <p>(1)鉄骨柱</p> <p>鉄骨柱の保有変形量は保有塑性率で評価し、以下に示すフローで求める。</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">鋼種、断面、幅厚比に基づき部材の保有累積塑性変形倍率 $m \eta_u$ を算定する</div> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">保有累積塑性変形倍率 $m \eta_u$ から層の保有累積塑性変形倍率 $r \eta_u$ を算定する</div> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">層の保有累積塑性変形倍率 $r \eta_u$ から層の保有塑性率 $r \mu_u$ を算定する</div> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">部材の降伏層間変形 δ_y と保有塑性率 $r \mu_u$ から保有層間変形量 δ_u を算定する</div> <p>(2)コンクリート充填鋼管柱 (CFT 柱)</p> <p>コンクリート充填鋼管柱の保有変形量は、保有部材角 R_u をもとに算定する。保有部材角は「充填鋼管指針」による限界部材角とする。</p> <p>②応答変形量の推定</p> <p>最大級地震時の線路階の応答量を、応答スペクトル法で推定する。</p> <p>2. 線路階の保有変形量</p> <p>冷間成形角形鋼管柱及び C F T 柱を使用した場合の線路階の保有層間変形量について、鋼種や幅厚比をパラメータとして算定した結果を図 1 に示す。</p> <p>保有変形量の算定は以下の式による。</p> <p>冷間成形角形鋼管柱：解式 8-4, 8-14, 8-15, 8-16 C F T 柱 : 解式 8-17, 8-19</p>	

[算定条件]

- ・鋼管種別：冷間成形角形鋼管（400N級鋼，490N級鋼）
- ・線路階の降伏層間変形角 R_y ：1/150，1/100
- ・鋼管に対する軸力比：0.3
- ・コンクリート強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
- ・地中梁が無いことによる降伏層間変形の増大率 $a_r=1.25$
- ・パネルのエネルギー吸収による割増係数 $a_p=1.0$

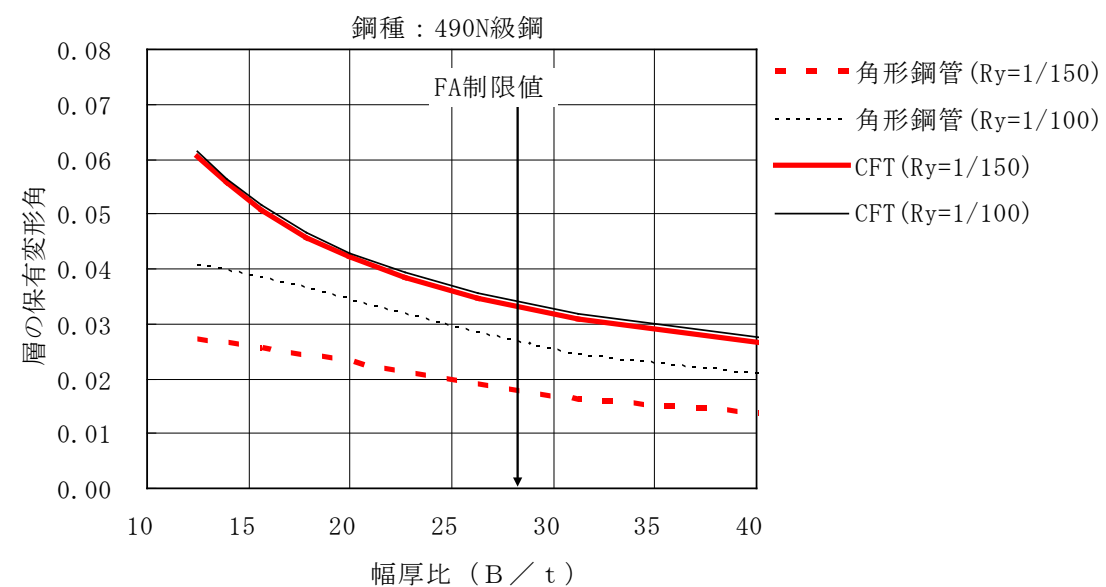
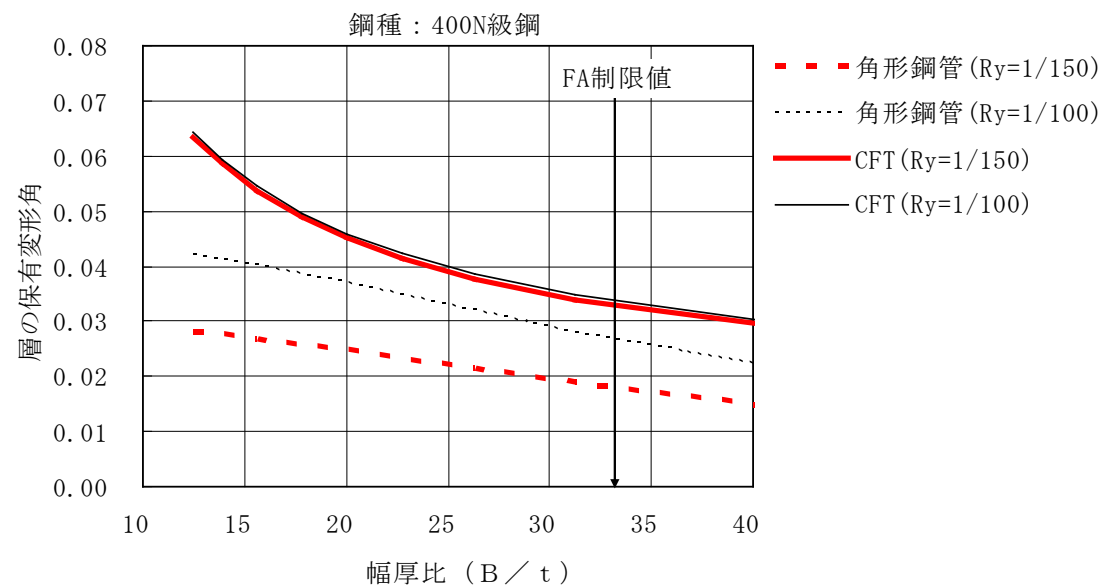


図1 角形鋼管柱及びCFT柱の保有層間変形角

[算定条件]

- ・鋼管種別：冷間成形角形鋼管（400N級鋼，490N級鋼）
- ・線路階の降伏層間変形角 R_y ：1/150，1/100
- ・鋼管に対する軸力比：0.3
- ・コンクリート強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
- ・地中梁が無いことによる降伏層間変形の増大率 $a_r=1.25$
- ・パネルのエネルギー吸収による割増係数 $a_p=1.0$

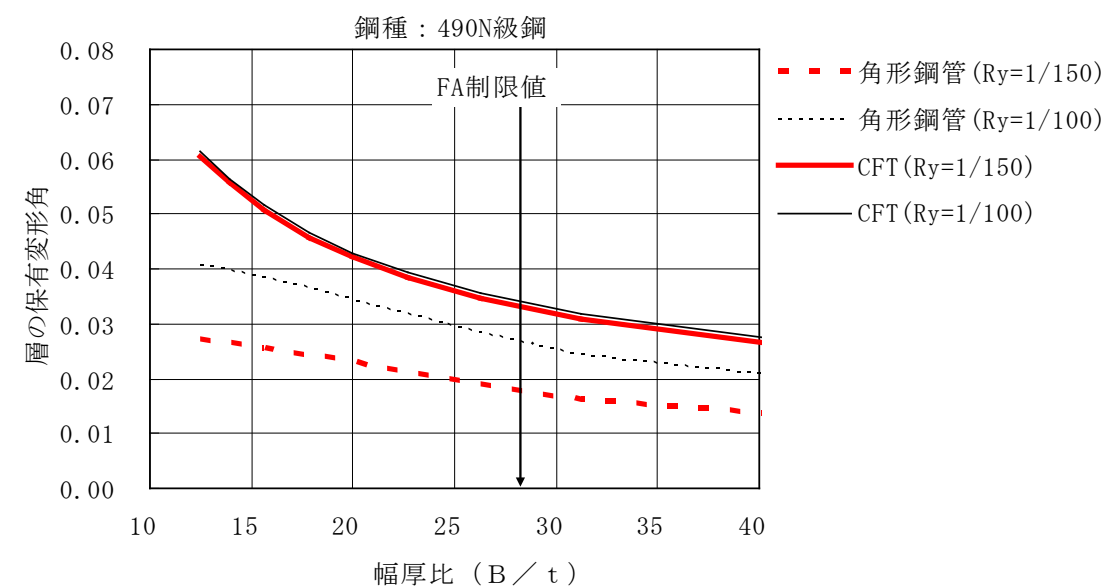
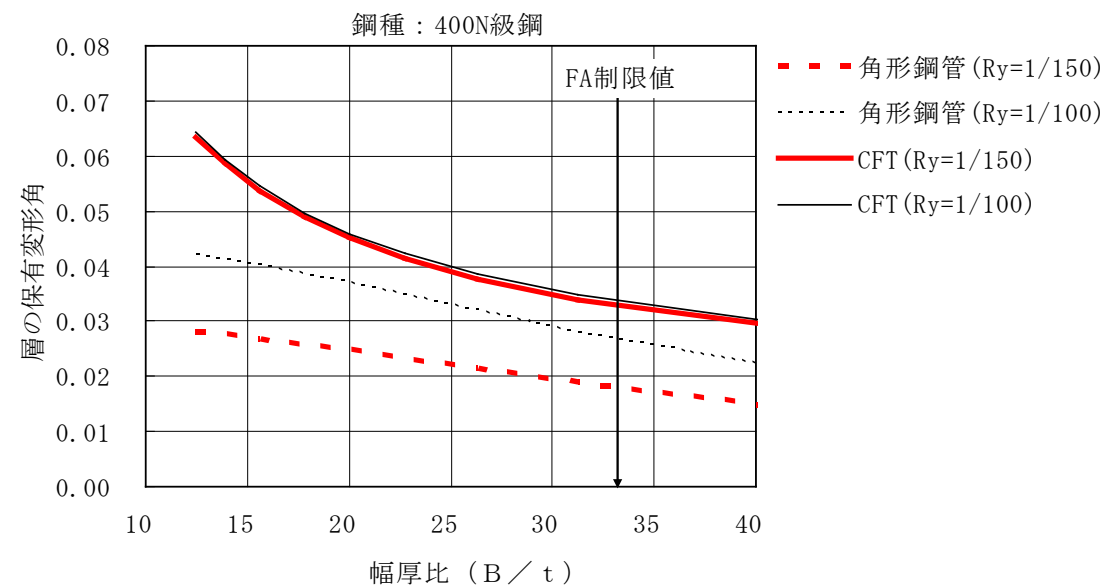


図1 角形鋼管柱及びCFT柱の保有層間変形角

3. 既存橋上駅モデルの線路階の変形性能の検討

既存橋上駅モデルの X、Y 方向を対象とする。各駅とも X 方向には地中梁があり、Y 方向には地中梁がない構造である。応答スペクトル法により線路階の応答変形量を推定し、鉄骨柱または C F T 柱とした場合の保有変形量との比較を行う。

(1) 対象モデル：既存橋上駅 4 駅 (S 駅, I 駅, W 駅, K 駅)

(2) 地震動 : 鉄道耐震標準の L2 地震動 G2, G3 地盤 スペクトル II

(3) 検討上の仮定

- 1) 線路階の保有変形量は、変形能力の最も小さい部材の変形能力をもとに評価する。
- 2) 保有変形量算定時の降伏変位は、対象となる部材に初めてヒンジが発生する時点の層間変形とする。
- 3) 線路階の応答変形量は、鉄骨部材のみの剛性・耐力をもとに応答スペクトル法で推定する。充填コンクリートの剛性・耐力は考慮しない。
- 4) 応答スペクトル法では塑性率を 3 程度と仮定し、基準となる応答スペクトル (h=5%) に対する低減率 Fh を 0.6 として算定する。
- 5) 応答スペクトル法では下部構造 (杭) の変形を含んだ変位が算定されるため、静的増分解析結果から下部構造の変形を除いた線路階のみの変形量を算定する。

(4) 検討結果

各駅の計算結果を表 1～4 に示す。また、応答変形量の最大値と保有変形量についてまとめた結果を表 5 に示す。

3. 既存橋上駅モデルの線路階の変形性能の検討

既存橋上駅モデルの X、Y 方向を対象とする。各駅とも X 方向には地中梁があり、Y 方向には地中梁がない構造である。応答スペクトル法により線路階の応答変形量を推定し、鉄骨柱または C F T 柱とした場合の保有変形量との比較を行う。

(1) 対象モデル：既存橋上駅 4 駅 (S 駅, I 駅, W 駅, K 駅)

(2) 地震動 : 鉄道耐震標準の L2 地震動 G2, G3 地盤 スペクトル II

(3) 検討上の仮定

- 1) 線路階の保有変形量は、変形能力の最も小さい部材の変形能力をもとに評価する。
- 2) 保有変形量算定時の降伏変位は、対象となる部材に初めてヒンジが発生する時点の層間変形とする。
- 3) 線路階の応答変形量は、鉄骨部材のみの剛性・耐力をもとに応答スペクトル法で推定する。充填コンクリートの剛性・耐力は考慮しない。
- 4) 応答スペクトル法では塑性率を 3 程度と仮定し、基準となる応答スペクトル (h=5%) に対する低減率 Fh を 0.6 として算定する。
- 5) 応答スペクトル法では下部構造 (杭) の変形を含んだ変位が算定されるため、静的増分解析結果から下部構造の変形を除いた線路階のみの変形量を算定する。

(4) 検討結果

各駅の計算結果を表 1～4 に示す。また、応答変形量の最大値と保有変形量についてまとめた結果を表 5 に示す。

表1 応答変形量と保有変形量 (S 駅)

		X方向		Y方向		
応答変形量	線路階高[cm]	738		738		
	全質量[kN]	16313.8		16313.8		
	等価剛性[kN/cm]	772.2		773.7		
	線路階せん断力[kN]	12220.1		14250.1		
	線路階絶対変位[cm]	15.82		18.42		
	地震動スペクトル	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	
	地盤種別	G2	G3	G2	G3	
	等価固有周期[sec]	0.92		0.92		
	応答変位量[cm]	21.8	23.3	21.7	23.2	
	応答層間変位量[cm]	20.3	21.8	17.1	18.2	
	応答層間変形角	(1/36)	(1/34)	(1/43)	(1/41)	
	保有変形量	部材断面	□- 400x400x19		□- 350x350x16	
		材質	BCR295		BCR295	
部材の保有累積塑性変形倍率		6.44		6.10		
層の保有累積塑性変形倍率		5.58		4.71		
層の保有塑性率		3.79		3.36		
降伏層間変位		7.31 (1/101)		9.32 (1/79)		
保有層間変位量[cm]		27.68 (1/27)		31.29 (1/24)		
保有層間変形角		1/11		1/9		
C F T 柱		保有層間変位量[cm]	64.86 (1/11)		87.99 (1/8)	
		保有層間変形角				

表1 応答変形量と保有変形量 (S 駅)

		X方向		Y方向		
応答変形量	線路階高[cm]	738		738		
	全質量[kN]	16313.8		16313.8		
	等価剛性[kN/cm]	772.2		773.7		
	線路階せん断力[kN]	12220.1		14250.1		
	線路階絶対変位[cm]	15.82		18.42		
	地震動スペクトル	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	
	地盤種別	G2	G3	G2	G3	
	等価固有周期[sec]	0.92		0.92		
	応答変位量[cm]	22.6	25.3	22.6	25.3	
	応答層間変位量[cm]	21.1	23.8	17.7	19.7	
	応答層間変形角	(1/35)	(1/31)	(1/42)	(1/38)	
	保有変形量	部材断面	□- 400x400x19		□- 350x350x16	
		材質	BCR295		BCR295	
部材の保有累積塑性変形倍率		6.44		6.10		
層の保有累積塑性変形倍率		5.58		4.71		
層の保有塑性率		3.79		3.36		
降伏層間変位		7.31 (1/101)		9.32 (1/79)		
保有層間変位量[cm]		27.68 (1/27)		31.29 (1/24)		
保有層間変形角		1/11		1/9		
C F T 柱		保有層間変位量[cm]	64.86 (1/11)		87.99 (1/8)	
		保有層間変形角				

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

表2 応答変形量と保有変形量 (I 駅)

		X方向		Y方向		
応答変形量	線路階高[cm]	745		745		
	全質量[kN]	10777		10777		
	等価剛性[kN/cm]	418.6		254.5		
	線路階せん断力[kN]	7716.9		6329.8		
	線路階絶対変位[cm]	18.43		24.87		
	地震動スペクトル	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	
	地盤種別	G2	G3	G2	G3	
	等価固有周期[sec]	1.02		1.31		
	応答変位量[cm]	23.5	27.8	28.5	33.7	
	応答層間変位量[cm]	20.7	25.0	16.8	20.2	
	応答層間変形角	(1/36)	(1/30)	(1/44)	(1/37)	
	保有変形量	部材断面	□- 550x550x28		□- 500x500x28	
		材質	BCP325		BCP325	
部材の保有累積塑性変形倍率		6.61		7.36		
層の保有累積塑性変形倍率		5.67		5.27		
層の保有塑性率		3.84		3.63		
降伏層間変位		6.56 (1/114)		5.66 (1/132)		
保有層間変位量[cm]		25.16 (1/30)		20.58 (1/36)		
保有層間変形角		1/9		1/10		
C F T 柱		保有層間変位量[cm]	79.40 (1/9)		75.35 (1/10)	
		保有層間変形角				

表2 応答変形量と保有変形量 (I 駅)

		X方向		Y方向		
応答変形量	線路階高[cm]	745		745		
	全質量[kN]	10777		10777		
	等価剛性[kN/cm]	418.6		254.5		
	線路階せん断力[kN]	7716.9		6329.8		
	線路階絶対変位[cm]	18.43		24.87		
	地震動スペクトル	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	
	地盤種別	G2	G3	G2	G3	
	等価固有周期[sec]	1.02		1.31		
	応答変位量[cm]	24.6	27.5	30.5	34.1	
	応答層間変位量[cm]	21.8	24.7	18.1	20.5	
	応答層間変形角	(1/34)	(1/30)	(1/41)	(1/37)	
	保有変形量	部材断面	□- 550x550x28		□- 500x500x28	
		材質	BCP325		BCP325	
部材の保有累積塑性変形倍率		6.61		7.36		
層の保有累積塑性変形倍率		5.67		5.27		
層の保有塑性率		3.84		3.63		
降伏層間変位		6.56 (1/114)		5.66 (1/132)		
保有層間変位量[cm]		25.16 (1/30)		20.58 (1/36)		
保有層間変形角		1/9		1/10		
C F T 柱		保有層間変位量[cm]	79.40 (1/9)		75.35 (1/10)	
		保有層間変形角				

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

表3 応答変形量と保有変形量 (W駅)

		X方向		Y方向		
応答変形量	線路階高[cm]	578		578		
	全質量[kN]	7761.4		7761.4		
	等価剛性[kN/cm]	419.2		243.4		
	線路階せん断力[kN]	5708.9		4816.6		
	線路階絶対変位[cm]	13.62		19.79		
	地震動スペクトル	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	
	地盤種別	G2	G3	G2	G3	
	等価固有周期[sec]	0.86		1.13		
	応答変位量[cm]	20.7	20.4	25.5	30.2	
	応答層間変位量[cm]	17.0	16.8	15.3	18.2	
	応答層間変形角	(1/34)	(1/34)	(1/38)	(1/32)	
	保有変形量	部材断面	□- 350x350x19		□- 350x350x19	
		材質	400N級鋼		400N級鋼	
部材の保有累積塑性変形倍率		8.10		8.10		
層の保有累積塑性変形倍率		6.50		5.60		
層の保有塑性率		4.25		3.80		
降伏層間変位		4.67 (1/124)		3.67 (1/157)		
保有層間変位量[cm]		19.84 (1/29)		13.95 (1/41)		
保有層間変形角		1/11		1/8		
C F T柱		保有層間変位量[cm]	50.99 (1/11)		69.32 (1/8)	
		保有層間変形角				

表3 応答変形量と保有変形量 (W駅)

		X方向		Y方向		
応答変形量	線路階高[cm]	578		578		
	全質量[kN]	7761.4		7761.4		
	等価剛性[kN/cm]	419.2		243.4		
	線路階せん断力[kN]	5708.9		4816.6		
	線路階絶対変位[cm]	13.62		19.79		
	地震動スペクトル	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	
	地盤種別	G2	G3	G2	G3	
	等価固有周期[sec]	0.86		1.13		
	応答変位量[cm]	21.3	23.9	27.0	30.2	
	応答層間変位量[cm]	17.5	19.7	16.2	18.2	
	応答層間変形角	(1/33)	(1/29)	(1/36)	(1/32)	
	保有変形量	部材断面	□- 350x350x19		□- 350x350x19	
		材質	400N級鋼		400N級鋼	
部材の保有累積塑性変形倍率		8.10		8.10		
層の保有累積塑性変形倍率		6.50		5.60		
層の保有塑性率		4.25		3.80		
降伏層間変位		4.67 (1/124)		3.67 (1/157)		
保有層間変位量[cm]		19.84 (1/29)		13.95 (1/41)		
保有層間変形角		1/11		1/8		
C F T柱		保有層間変位量[cm]	50.99 (1/11)		69.32 (1/8)	
		保有層間変形角				

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

表4 応答変形量と保有変形量 (K駅)

		X方向		Y方向		
応答変形量	線路階高[cm]	670		670		
	全質量[kN]	10280		10280		
	等価剛性[kN/cm]	249.9		220.4		
	線路階せん断力[kN]	7249.5		6612.2		
	線路階絶対変位[cm]	29.01		30.00		
	地震動スペクトル	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	
	地盤種別	G2	G3	G2	G3	
	等価固有周期[sec]	1.29		1.37		
	応答変位量[cm]	28.2	33.3	29.6	35.0	
	応答層間変位量[cm]	12.8	15.4	13.4	16.0	
	応答層間変形角	(1/52)	(1/44)	(1/50)	(1/42)	
	保有変形量	部材断面	□- 500x500x19		□- 500x500x19	
		材質	400N級鋼		400N級鋼	
部材の保有累積塑性変形倍率		5.91		5.91		
層の保有累積塑性変形倍率		5.28		4.63		
層の保有塑性率		3.64		3.31		
降伏層間変位		5.12 (1/131)		6.07 (1/110)		
保有層間変位量[cm]		18.64 (1/36)		20.10 (1/33)		
保有層間変形角		1/17		1/17		
C F T柱		保有層間変位量[cm]	38.59 (1/17)		41.90 (1/16)	
		保有層間変形角				

表4 応答変形量と保有変形量 (K駅)

		X方向		Y方向		
応答変形量	線路階高[cm]	670		670		
	全質量[kN]	10280		10280		
	等価剛性[kN/cm]	249.9		220.4		
	線路階せん断力[kN]	7249.5		6612.2		
	線路階絶対変位[cm]	29.01		30.00		
	地震動スペクトル	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	L2 SP II	
	地盤種別	G2	G3	G2	G3	
	等価固有周期[sec]	1.29		1.37		
	応答変位量[cm]	30.1	33.7	31.8	35.6	
	応答層間変位量[cm]	14.2	16.0	15.2	17.2	
	応答層間変形角	(1/47)	(1/42)	(1/44)	(1/39)	
	保有変形量	部材断面	□- 500x500x19		□- 500x500x19	
		材質	400N級鋼		400N級鋼	
部材の保有累積塑性変形倍率		5.91		5.91		
層の保有累積塑性変形倍率		5.28		4.63		
層の保有塑性率		3.64		3.31		
降伏層間変位		5.12 (1/131)		6.07 (1/110)		
保有層間変位量[cm]		18.64 (1/36)		20.10 (1/33)		
保有層間変形角		1/17		1/17		
C F T柱		保有層間変位量[cm]	38.59 (1/17)		41.90 (1/16)	
		保有層間変形角				

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

表5 応答変形量と保有変形量のまとめ

		保有水平耐力 (Ci換算)	応答変形量 [cm]	保有変形量[cm]	
				鉄骨柱	CFT柱
S 駅	X 方向	0.750	21.8	27.7	64.9
			(1/34)	(1/27)	(1/11)
Y 方向	0.705	18.2	31.3	88.0	
		(1/41)	(1/24)	(1/8)	
I 駅	X 方向	0.679	25.0	25.2	79.4
			(1/30)	(1/30)	(1/9)
Y 方向	0.570	20.2	20.6	75.4	
		(1/37)	(1/36)	(1/10)	
W 駅	X 方向	0.710	17.0	19.8	51.0
			(1/34)	(1/29)	(1/11)
Y 方向	0.585	18.2	14.0	69.3	
		(1/32)	(1/41)	(1/8)	
K 駅	X 方向	0.643	15.4	18.6	38.6
			(1/44)	(1/36)	(1/17)
Y 方向	0.569	16.0	20.1	41.9	
		(1/42)	(1/33)	(1/16)	

4. まとめ

鉄骨柱とCFT柱の保有変形量の比較(図1)では、降伏変位が大きい場合には鉄骨柱とCFT柱の保有変形量が接近することがわかる。これは、鉄骨柱は層の保有塑性率と降伏変位から保有変形量を算定するため、降伏変位が大きくなると保有変形量も大きくなるが、CFT柱は主に部材の限界部材角により保有変形量を算定するため、降伏変位の影響は小さくなるためである。

CFT柱では、保有変形量自体が大きくP-δ効果等の影響も配慮し、保有変形量の算定にあたり柱部材以外の変形の影響を一部しか考慮しておらず、保有変形量を安全側に小さく評価していると言える。

既存橋上駅モデルを対象とし、応答スペクトル法による応答変形量と柱部材から決まる保有変形量の比較を行った結果(表5)、W駅のY方向を除き応答変形量は鉄骨柱の保有変形量を下回った。W駅のY方向については、コンクリートを充填しCFT柱とすれば必要な保有変形量を確保することが可能である。ここで検討したいずれの橋上駅も、CFT柱の軸力比が0.1以下と小さいため、保有変形量は大きくなっている。なお、S駅の降伏変位が大きくなっている(約1/100以上)が(表1)、これは当該駅舎が多雪地域の建物であり積雪荷重の影響で部材断面が決まるためである。

表5 応答変形量と保有変形量のまとめ

		保有水平耐力 (Ci換算)	応答変形量 [cm]	保有変形量[cm]	
				鉄骨柱	CFT柱
S 駅	X 方向	0.750	<u>23.8</u>	27.7	64.9
			(1/31)	(1/27)	(1/11)
Y 方向	0.705	<u>19.7</u>	31.3	88.0	
		(1/38)	(1/24)	(1/8)	
I 駅	X 方向	0.679	<u>24.7</u>	25.2	79.4
			(1/30)	(1/30)	(1/9)
Y 方向	0.570	<u>20.5</u>	20.6	75.4	
		(1/37)	(1/36)	(1/10)	
W 駅	X 方向	0.710	<u>19.7</u>	19.8	51.0
			(1/29)	(1/29)	(1/11)
Y 方向	0.585	<u>18.2</u>	14.0	69.3	
		(1/32)	(1/41)	(1/8)	
K 駅	X 方向	0.643	<u>16.0</u>	18.6	38.6
			(1/42)	(1/36)	(1/17)
Y 方向	0.569	<u>17.2</u>	20.1	41.9	
		(1/39)	(1/33)	(1/16)	

4. まとめ

鉄骨柱とCFT柱の保有変形量の比較(図1)では、降伏変位が大きい場合には鉄骨柱とCFT柱の保有変形量が接近することがわかる。これは、鉄骨柱は層の保有塑性率と降伏変位から保有変形量を算定するため、降伏変位が大きくなると保有変形量も大きくなるが、CFT柱は主に部材の限界部材角により保有変形量を算定するため、降伏変位の影響は小さくなるためである。

CFT柱では、保有変形量自体が大きくP-δ効果等の影響も配慮し、保有変形量の算定にあたり柱部材以外の変形の影響を一部しか考慮しておらず、保有変形量を安全側に小さく評価していると言える。

既存橋上駅モデルを対象とし、応答スペクトル法による応答変形量と柱部材から決まる保有変形量の比較を行った結果(表5)、W駅のY方向を除き応答変形量は鉄骨柱の保有変形量を下回った。W駅のY方向については、コンクリートを充填しCFT柱とすれば必要な保有変形量を確保することが可能である。ここで検討したいずれの橋上駅も、CFT柱の軸力比が0.1以下と小さいため、保有変形量は大きくなっている。なお、S駅の降伏変位が大きくなっている(約1/100以上)が(表1)、これは当該駅舎が多雪地域の建物であり積雪荷重の影響で部材断面が決まるためである。

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更