

等橋脚を有するコンクリートラーメン橋の プッシュオーバーアナリシスに関する研究

土田 貴之¹，御園生 静栄²，佐々木 拓也³

¹ 正会員 工修（株）建設技術研究所 道路本部 技術第四部（〒103-8430 東京都中央区日本橋本町4-9-11）

² 正会員 八千代エンジニアリング（株）技術開発本部 耐震保全部（〒153-8639 東京都目黒区中目黒1-10-21）

³ 正会員 日本電子計算（株）科学技術事業部 建設技術営業部（〒135-8388 東京都江東区東陽2-4-24）

1. はじめに

橋脚高さが低く固有周期も短い橋梁は、エネルギー一定則を規範とした地震時保有水平耐力法による耐震設計が可能な橋梁であると考えられる。しかし、ラーメン高架橋のように複数の橋脚が上部構造に剛結合されているような橋梁形式では、1自由度系モデルへの簡略化や地震時保有水平耐力法の適用性は、まだ十分に検討されていない¹⁾²⁾。さらに軟弱地盤に建設される場合に基礎の地盤バネが弾塑性応答変位等を与える影響についても不明な点が多い。

本研究では、比較的軟弱な地盤に建設される高さが低い等橋脚を有するコンクリートラーメン高架橋を対象として、非線形動的解析と水平震度を漸増载荷して水平震度と上部構造重心の水平変位の関係を求めるプッシュオーバーアナリシスを実施し、载荷方法や基礎の境界条件の違いが解析結果に与える影響を検討する。さらに、動的解析による最大応答変位とエネルギー一定則によって算出される弾塑性応答変位を比較し、エネルギー一定則の適用性を確認する。

2. 対象橋および解析モデル

対象橋は、図-1に示すように都市部および都市近郊のような平野部に建設される橋長154mの7径間連続PRC中空床版ラーメン橋である。下部構造は壁式橋脚、下部構造高さは14mである。一般に平野部では、支持層は地表面から深いところにあるため、対象橋では地表面から支持層までの深さを15mとし、基礎形式は杭長13mの場所打ち杭、耐震設計上の地盤種別はⅡ種地盤とした。橋脚の配筋は、端部のP2、P7橋脚のみ中間のP3～P6橋脚より1ランク太径の主鉄筋としている以外は全て同じとした。これは、端部橋脚の主鉄筋は温度変化の影響によって決定されているためである。

解析モデルは、節点数163、部材数162の2次元骨組モデルとした。上部構造は弾性梁要素とし、コンクリートの有効断面積を剛性として与えた。橋脚は塑性化が集中する柱の上部と下部に塑性ヒンジ領域を設け、その中心に弾塑性回転バネを配置した。柱上部と下部の塑性ヒンジ領域の間の部材は弾塑性梁要素でモデル

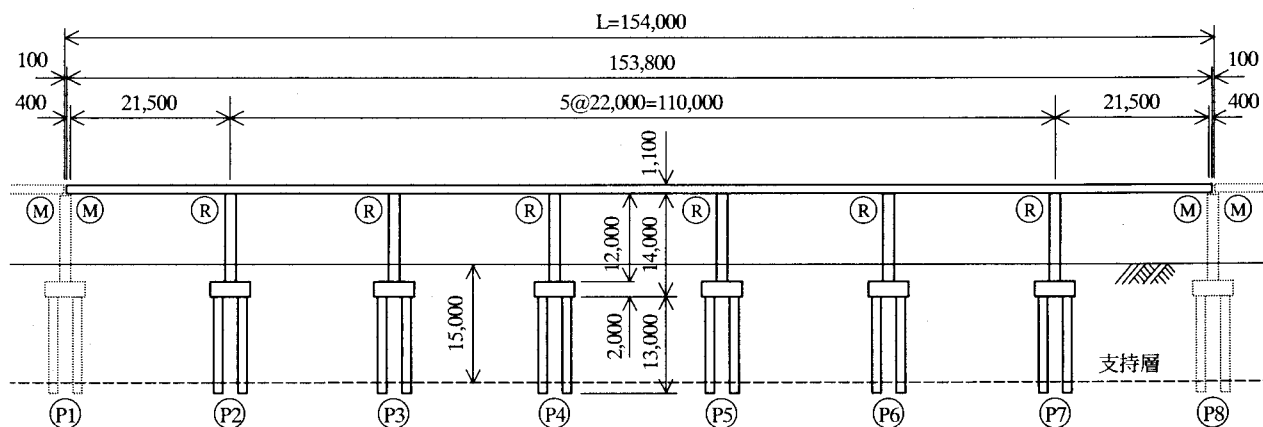


図-1 対象橋

化した。弾塑性回転バネおよび弾塑性梁要素は、ともにトリリニア型の復元力特性を有する武田モデルとした。各構造要素の減衰定数は、上部構造 4%、橋脚 2%、基礎構造 20%である。

フーチング下面に基礎の地盤バネを考慮した解析モデルとフーチング下面を剛結合とした解析モデルの 2 種類を作成し、それぞれを地盤バネモデル、固定モデルとした。

3. 固有値解析結果

固定モデルと地盤バネモデルの橋軸方向の固有値解析を行った。固有値解析結果を表-1、表-2 に示す。なお、固有値解析では、橋脚の曲げ剛性は曲げモーメントと回転角あるいは曲率の関係における初期剛性とした。

表-1 固有値解析結果（固定モデル）

モード	固有周期 (sec)	刺激係数	累積有効 質量比 (%)	モード 減衰率 (%)
1 次	0.42	20.08	68	2.41
2 次	0.21	-0.67	68	2.76
3 次	0.19	-2.28	69	2.76
4 次	0.17	-0.00	69	2.68
5 次	0.16	-0.68	69	2.77
6 次	0.14	-0.00	69	2.84

表-2 固有値解析結果（地盤バネモデル）

モード	固有周期 (sec)	刺激係数	累積有効 質量比 (%)	モード 減衰率 (%)
1 次	0.66	21.83	80	11.08
2 次	0.21	-0.83	80	4.36
3 次	0.21	-1.66	81	4.45
4 次	0.19	-0.00	81	5.58
5 次	0.18	-0.71	81	7.50
6 次	0.17	-0.02	81	9.69

両モデルとも 1 次の固有振動モードは、上部構造の水平方向の振動が卓越するモードである。地盤バネモデルの 1 次固有周期は 0.66 秒となり、固定モデルの 0.42 秒と比較すると、1.5 倍程度長周期側に評価された。対象橋は橋軸方向に 2 列の杭基礎形式を採用していることから、地盤バネモデルでは基礎の地盤バネの影響によって基礎の水平変位や回転が生じ長周期化している。また、両モデルとも 1 次の固有振動モードの有効質量比が大きいと、1 次の固有振動モードの

地震応答への寄与が大きいと予想される。さらに、ひずみエネルギー比例減衰法によるモード減衰定数は、固定モデルでは 2.4%、地盤バネモデルでは 11.1%であり、地盤バネモデルは固定モデルに比べて、基礎の減衰効果によってモード減衰定数が大きくなっている。

4. プッシュオーバーアナリシス結果

(1) 解析条件

表-3 に示す 3 種類の解析ケースで全ての弾塑性回転バネが終局に至るまで水平震度を漸増させるプッシュオーバーアナリシスを行った。載荷方法は上部構造重心の質量に対してのみ水平震度を載荷するケースと、上部構造と下部構造の質点に対して水平震度を載荷する 2 種類を比較した。

対象橋の場合、弾塑性回転バネは 6 基の橋脚のそれぞれ上下部に合計 12 カ所ある。これらの弾塑性回転バネが、ひびわれ、降伏、終局に至った順序と、そのときに作用した水平震度、上部構造重心での水平変位および弾塑性回転バネの曲げモーメントと回転角を算出した。

表-3 プッシュオーバーアナリシスの解析ケース

解析ケース	解析モデル	載荷方法
CASE-1	地盤バネモデル	上下部構造
CASE-2	地盤バネモデル	上部構造のみ
CASE-3	固定モデル	上下部構造

(2) 載荷方法の影響

図-2 は、載荷方法による影響を検討するために、CASE-1（上下部構造に載荷）と CASE-2（上部構造のみに載荷）の水平震度と上部構造重心の水平変位の関係を比較したのものである。なお、両ケースとも解析モデルは地盤バネモデルを用いている。

両ケースの弾塑性回転バネの塑性化順序には顕著な差はみられなかった。最初に降伏する弾塑性回転バネは、両ケースとも中間橋脚の上部であり、その水平震度は、CASE-1 が 0.351、CASE-2 が 0.402 である。このとき上部構造重心の水平変位は、それぞれ 0.068m、0.064m である。これらの水平変位がほぼ等しいものとして、CASE-1 における橋脚の重量の寄与分を水平震度から推定すると式(1)のようになる。すなわち、上部構造の総重量は、3380tf、橋脚の重量の総和は 1080tf であることから、

$$0.402 \times (3380 + \alpha \times 1080) = 0.351 \times (3380 + 1080) \\ \alpha = 0.48 \quad (1)$$

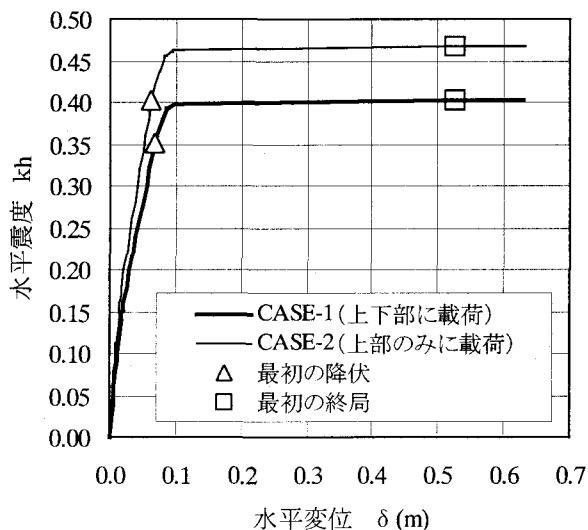


図-2 荷重方法の違いによるプッシュオーバーアナリシスの結果比較

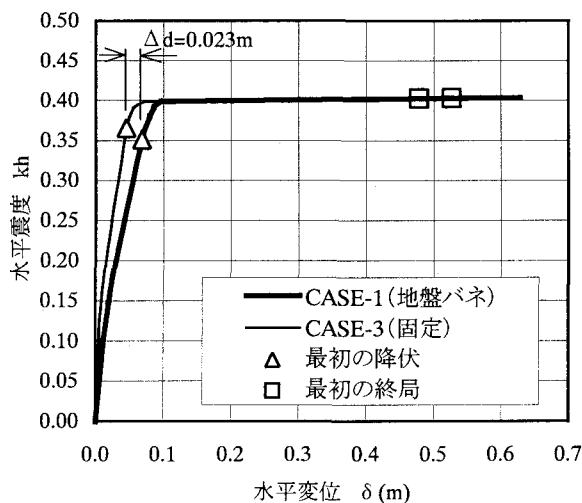


図-3 基礎の結合条件によるプッシュオーバーアナリシスの結果比較

となり、このことから、上部構造にのみに荷重した場合には、検討対象モデルでは、橋脚の重量の約5割を上部構造の重量に加算することによって、塑性ヒンジ位置で上下部構造に荷重を荷重した場合と近い曲げモーメントが得られることになる。

最初に弾塑性回転バネが終局回転角に達したときの変位 δ_u および変位塑性率 μ_u は、CASE-1 が $\delta_u=0.403\text{m}$ 、 $\mu_u=7.739$ 、CASE-2 が $\delta_u=0.467\text{m}$ 、 $\mu_u=8.283$ であり、荷重方法による大きな差は認められなかった。すなわち、検討対象モデルのように高さが低い等橋脚を有するラーメン橋では、単柱式橋脚のように支持する上部構造重量が橋脚躯体の自重よりも十分大きいトップヘビーの構造となっており1自由度系の解析モデルにモデル化できる可能性が高いといえる。

(3) 基礎の地盤バネの影響

図-3 は、基礎の地盤バネの有無による影響を検討するために、CASE-1（地盤バネモデル）と CASE-3（固定モデル）の水平震度と上部構造重心の水平変位の関係を比較したのものである。両ケースとも上下部構造に水平震度を荷重している。

両者の骨格曲線や塑性ヒンジの塑性化の順序には差が認められた。最初に弾塑性回転バネが塑性化するときの水平変位を初降伏変位 δ_{y0} と定義すると、CASE-1 では $\delta_{y0}=0.068\text{m}$ 、CASE-3 では $\delta_{y0}=0.045\text{m}$ となる。これは、CASE-1 の δ_{y0} は、橋脚の変形に基礎の変形が加わっているのに対して、CASE-3 では橋脚の変形のみによって算出されているためである。基礎の水平変位や回転による上部構造重心での水平変位は、最初に弾塑性回転バネが降伏するときの両ケースの水平変位の差より、 $0.068-0.045=0.023\text{m}$ となる。

また、最初に弾塑性回転バネが終局に達するときの水平変位 δ_u と変位塑性率 μ_u は、CASE-1（地盤バネモデル）では $\delta_u=0.527\text{m}$ 、 $\mu_u=7.739$ 、CASE-3（固定モデル）では $\delta_u=0.478\text{m}$ 、 $\mu_u=10.552$ である。CASE-1 の方が CASE-3 よりも、 δ_u が大きいにも係わらず μ_u が小さいのは、地盤バネモデルの水平変位は基礎の変形による影響が大きいこと、また、固定モデルの塑性化の進行が大きいことを示している。

また、表-4 に示すように、CASE-1 と CASE-3 とでは、弾塑性回転バネの塑性化順番に異なる傾向がみられた。塑性ヒンジは、地盤バネモデルでは橋脚の上部から形成され、固定モデルでは下部から形成される。これは、橋脚下部と上部の相対的な拘束度によって曲げモーメント分布が異なるからである。すなわち、地盤バネモデルでは、地盤バネによって拘束されている橋脚下部よりも上部構造と剛結されている橋脚上部の曲げモーメントが大きくなり、固定モデルでは、逆に地盤に剛結されている橋脚下部の方が大きくなるからである。両モデルとも中間橋脚から先に塑性化するのは、端部橋脚は主鉄筋が中間橋脚よりも1ランク太径のものをを用いており降伏曲げ耐力が高いからである。

表-4 塑性ヒンジ形成順序の傾向

塑性ヒンジ 形成順序	地盤バネモデル (CASE-1)	固定モデル (CASE-3)
1	中間橋脚の上部	中間橋脚の下部
2	端部橋脚の上部	端部橋脚の下部
3	中間橋脚の下部	中間橋脚の上部
4	端部橋脚の下部	端部橋脚の上部

5. 非線形動的解析結果

(1) 解析条件

動的解析における解析条件は表-5のとおりである。減衰は Rayleigh 減衰とし、固有値解析結果に基づいて、地震応答に寄与すると思われる2つの固有振動モードにおける固有振動数とひずみエネルギー比例法によって求めたモード減衰定数を用いて作成した。固定モデルでは1次と10次、基礎バネを考慮したモデルでは1次と15次を用いた。

表-5 動的解析条件

解 析 法	直接積分法による時刻歴応答解析
積 分 法	Newmark β ($\beta=1/4$)
積 分 間 隔	1/500sec
入 力 地 震 波	標準地震波：TYPE II-II-1
	最大加速度：687cm/sec ²
	入力時間：40sec
減衰マトリックス	Rayleigh 減衰

(2) 基礎の地盤バネの影響

道路橋示方書V耐震設計編³⁾に示されるタイプⅡのⅡ種地盤用標準地震波（TYPE II-II-1）を入力地震動として固定モデルと地盤バネモデルに対して動的解析を行った。結果は表-6のとおりである。なお、ここでは、P4 橋脚の結果のみを示す。

表-6 動的解析の最大応答値（P4 橋脚）

解析モデル	固 定	地盤バネ
上部構造加速度 (cm/sec ²)	-518	-644
上部構造水平変位 (cm)	40.5	28.1
上部曲げモーメント (tf・m)	1,354	1,347
上部回転角 (rad)	0.0310 (20.8)	0.0152 (10.2)
下部曲げモーメント (tf・m)	-1,437	-1,430
下部回転角 (rad)	-0.0329 (21.7)	-0.0151 (10.0)

(括弧内の数値は、回転角の塑性率)

上部構造重心での最大応答加速度は、入力地震波の最大加速度 687cm/sec² に対して、固定モデルで 518cm/sec²、地盤バネモデルで 644cm/sec² である。また、上部構造重心での最大応答変位は、固定モデルで 40.5cm、地盤バネモデルで 28.1cm である。固定モデルの最大応答変位が地盤バネモデルより大きくなった理由は、固定モデルでは橋脚の塑性回転バネの塑性化が進行したためである。表-6の括弧内に示す数値は、弾塑性回転バネの回転角の応答塑性率 μ_θ であり、固

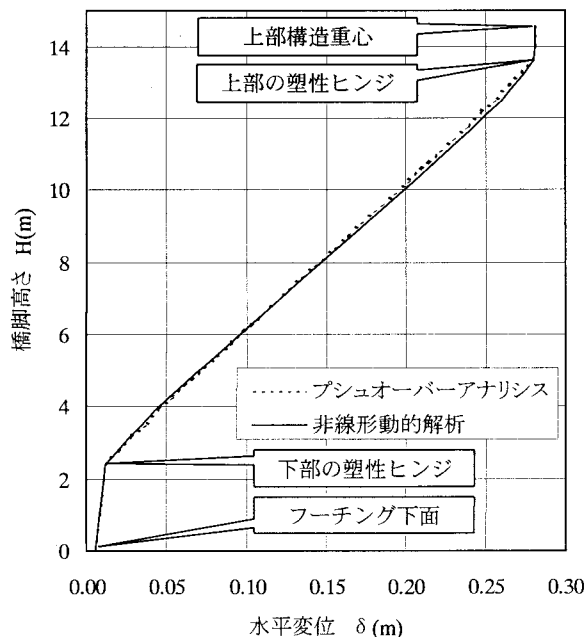


図-4 同一変位時の P4 橋脚の変形の比較

定モデルでは $\mu_\theta=20$ 程度、地盤バネモデルでは $\mu_\theta=10$ 程度である。地盤バネモデルでは固定モデルに比べて約半分の応答塑性率となっている。また、橋脚上部と下部の弾塑性回転バネの塑性率を比較すると、固定モデルでは地盤に固定されている橋脚下部が、地盤バネモデルでは上部構造と剛結されている橋脚上部の塑性率が若干大きくなっている。この結果は、プッシュオーバーアナリシスで得られた傾向と一致している。

6. エネルギー一定則の適用性の検討

動的解析から得られた最大応答変位と、プッシュオーバーアナリシスにより得られた水平震度と水平変位の関係にエネルギー一定則を適用して算定した弾塑性応答変位を比較し、エネルギー一定則の適用性を検討した。その際、基礎の地盤バネの有無の影響についても考察を加えた。

(1) 同一変位における橋脚の断面力と変形の比較

表-7 に動的解析において最大応答変位を発生した時刻の P4 橋脚の断面力を示す。また、表-8 には、プッシュオーバーアナリシスにおいて、動的解析の最大応答変位と同変位が発生するまで水平震度を載荷したときの P4 橋脚の断面力を示す。最大応答変位は固定モデルで 40.5cm、地盤バネモデルで 28.1cm である。

プッシュオーバーアナリシスから得られた橋脚上部および下部の回転角の応答塑性率は、固定モデルでは、 $\mu_\theta=20$ 程度であり、動的解析とほぼ同じであった。一方、地盤バネモデルでは、動的解析の応答塑性

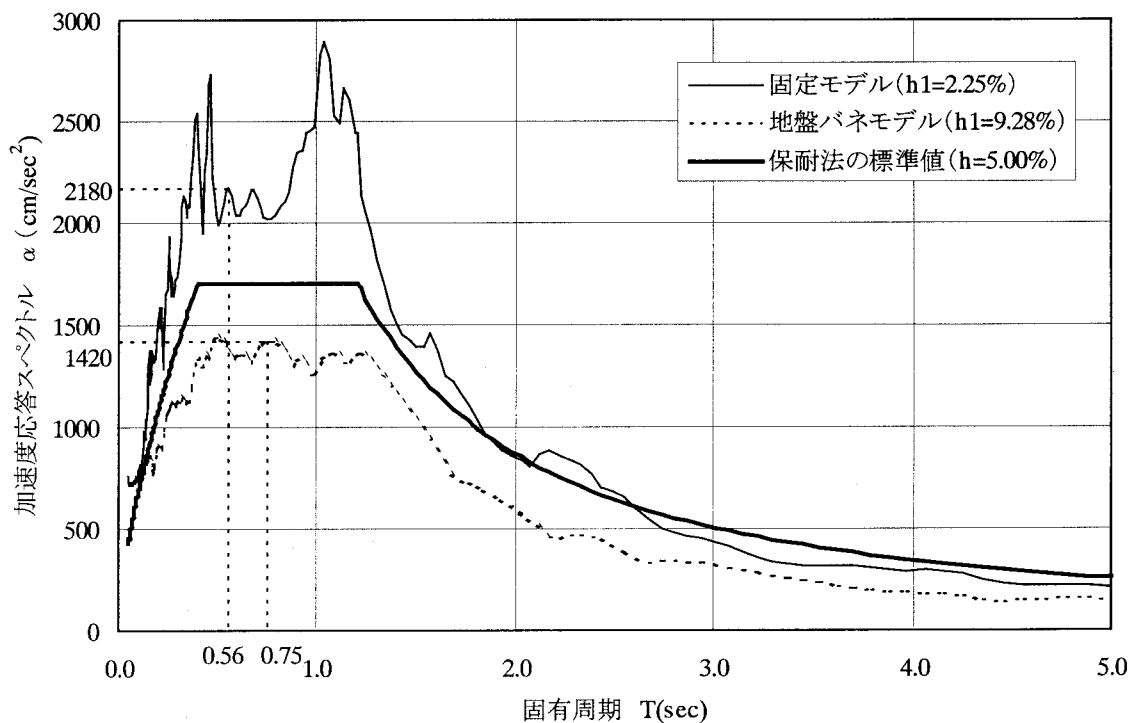


図-5 入力地震波の加速度応答スペクトル

率が $\mu_\theta=10$ 程度であるのに対して、プッシュオーバーアナリシスでは $\mu_\theta=12\sim14$ 程度と、動的解析で求めた最大応答塑性率よりやや大きい値であった。これは、橋脚の曲げ変形の差によるものである。図-4からわかるように、非線形動的解析では、塑性ヒンジの回転角はプッシュオーバーアナリシスより小さいものの、橋脚上部と下部の塑性ヒンジとの間の橋脚の曲げ変形が僅かではあるが大きくなっている。このように、基礎の地盤バネを考慮した場合には、非線形動的解析とプッシュオーバーアナリシスとで、僅かに橋脚の変形状態が異なることが考えられる。なお、両解析のフーチング下面での水平変位および回転角の差は表-9に示すとおり、水平変位で2%程度、回転角で1%程度であり、両モデルの差はほとんどないといえる。

表-7 動的解析の最大応答変位発生時の断面力 (P4 橋脚)

解析モデル	固 定	地盤バネ
上部構造加速度 (cm/sec ²)	427.8	420.6
上部構造水平変位 (cm)	40.5	28.1
上部曲げモーメント (tf・m)	1,354	1,347
上部回転角 (rad)	0.0310 (20.8)	0.0151 (10.1)
下部曲げモーメント (tf・m)	-1,437	-1,430
下部回転角 (rad)	-0.0329 (21.7)	-0.0151 (9.9)

(括弧内の数値は、回転角の塑性率)

表-8 プッシュオーバーアナリシスにおける動的解析の最大応答変位時の断面力 (P4 橋脚)

解析モデル	固 定	地盤バネ
載荷水平震度	0.4017	0.4001
上部構造水平変位 (cm)	40.5	28.1
上部曲げモーメント (tf・m)	1,354	1,349
上部回転角 (rad)	0.0325 (21.8)	0.0204 (13.7)
下部曲げモーメント (tf・m)	-1,437	-1,431
下部回転角 (rad)	-0.0336 (22.2)	-0.0188 (12.4)

(括弧内の数値は、回転角の塑性率)

表-9 同一変位における基礎の変形 (P4 橋脚)

解析方法	水平変位 (m)	回転角 (rad)
①非線形動的解析	5.57E-03	-2.76E-03
②プッシュオーバーアナリシス	5.69E-03	-2.74E-03
①/②	0.9795	1.0072

(2) 設計水平震度および弾性応答変位の算定

図-5 は動的解析に用いた入力地震波の加速度応答スペクトルである。地震時保有水平耐力法による耐震設計では、通常、減衰定数を5%とした設計水平震度の標準値が用いられるが、ここでは動的解析とプッシュオーバーアナリシスを比較するために、各解析モデルのモード減衰率を考慮して、この入力地震波の加速度応答スペクトルから設計水平震度を換算し弾性応答

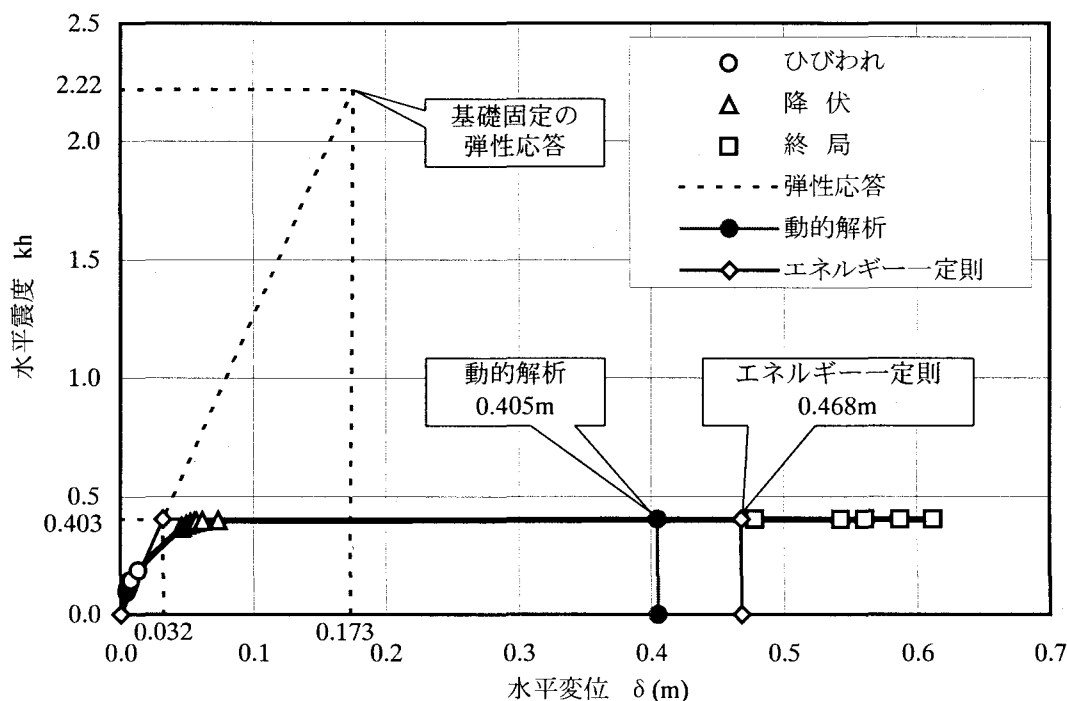


図-6 固定モデルのエネルギー一定則による弾塑性応答変位の推定

変位を算定することとした。

固定モデルおよび地盤バネモデルの弾塑性回転バネを降伏剛性として固有値解析を行った結果は、表-10のとおりである。橋脚の曲げ剛性を初期剛性として固有値解析を行った結果と比較すると、固有周期は固定モデルが 0.42sec から 0.56sec に、また、地盤バネモデルが 0.66sec から 0.75sec に長周期化していることがわかる。

降伏剛性時の固有周期および減衰定数に相当する加速度応答スペクトルは図-5 より、固定モデルが 2180cm/sec²、地盤バネモデルが 1420cm/sec² である。重力加速度を 980cm/sec² として、これらの加速度応答スペクトルを水平震度に変換すると、固定モデルの設計水平震度は 2.22、地盤バネモデルは 1.45 となる。これらの設計水平震度によって固定モデルおよび地盤バネモデルの弾性応答変位の算定を行った結果は表-11のとおりである。

表-10 設計水平震度への換算

解析モデル	固定	地盤バネ
降伏剛性時の固有周期 (sec)	0.56	0.75
減衰定数 (%)	2.25	9.28
加速度応答スペクトル (cm/sec ²)	2,180	1,420
加速度応答スペクトルから決定される設計水平震度	2.22	1.45

表-11 降伏剛性時の弾性応答解析結果
(設計水平震度作用時)

解析モデル	固定	地盤バネ
設計水平震度	2.22 (1.45)	1.45
上部構造重心の水平変位 (cm)	17.3 (11.5)	21.8

(括弧内の数値は、地盤バネモデルの設計水平震度作用時の上部構造重心の水平変位)

(3) エネルギー一定則による弾塑性応答変位の推定

弾性解析における設計水平震度と上部構造重心の水平変位の関係と、プッシュオーバーアナリシスで得られた水平震度と水平変位の関係から、弾塑性応答と弾性応答の両者のエネルギーがほぼ同量になるという考え方に基づいてエネルギー一定則を用いて固定モデルと地盤バネモデルの弾塑性応答変位を算定する。

a) 固定モデル

固定モデルの弾性解析では、設計水平震度 2.22 に相当する水平変位は 17.3cm である。これをプッシュオーバーアナリシスで得られた水平震度と水平変位の関係に示すと、図-6 のようになる。この弾性応答解析の結果に対して、全ての弾塑性回転バネが降伏したときの水平震度と弾性応答の交点を降伏点すると、降伏変位は 3.2cm となる。これらの弾塑性応答と弾性応答のエネルギーがほぼ同量になるものとして、エネルギー一定則を適用したときの弾塑性応答変位は 46.8cm である。この結果は、動的解析の結果から得られた最

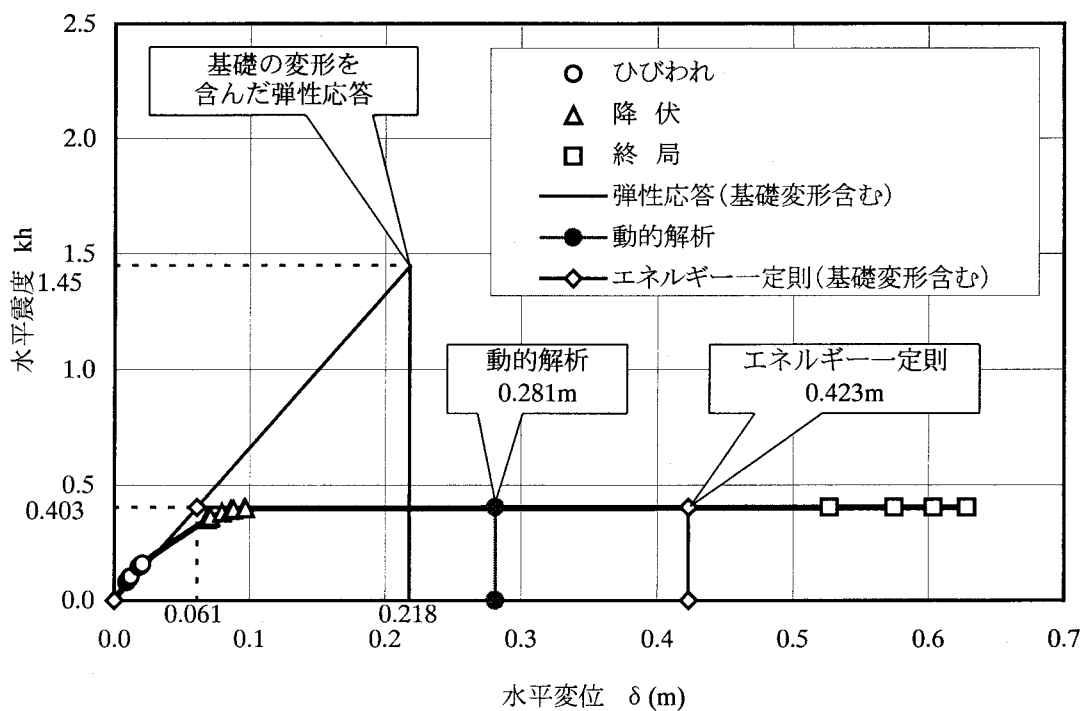


図-7 地盤バネモデルの基礎の変形を含むエネルギー一定則による弾塑性応答変位の推定

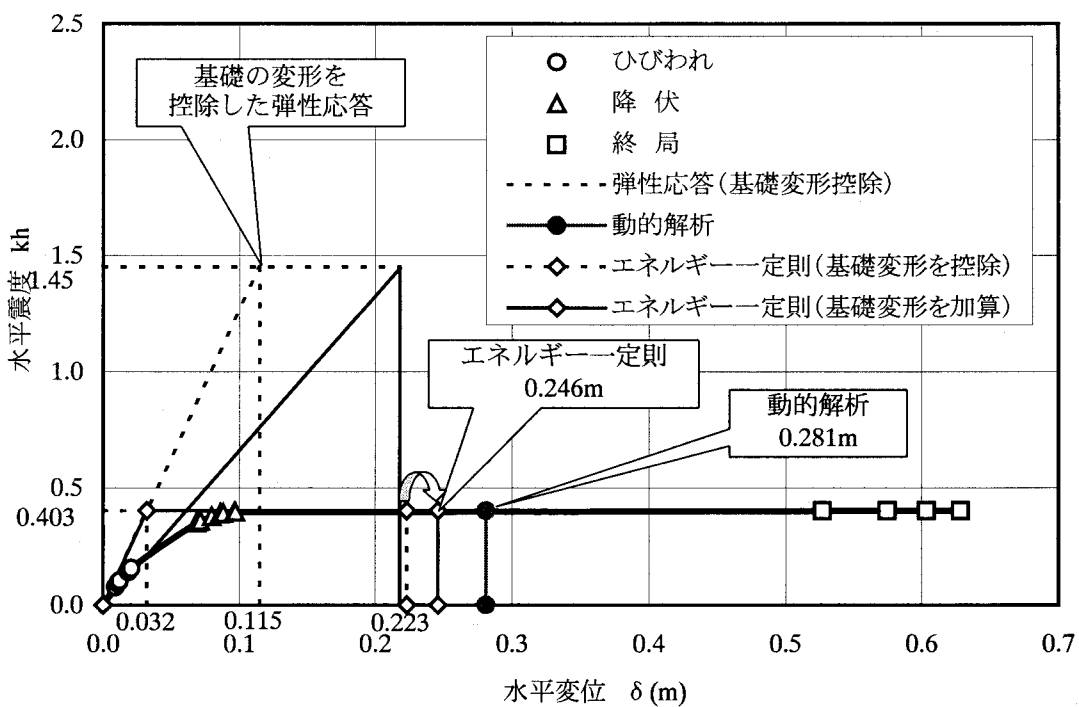


図-8 地盤バネモデルの基礎の変形を控除したエネルギー一定則による弾塑性応答変位の推定

大応答水平変位の 40.5cm と近い値となる。このように橋脚の基部を固定とした場合にはエネルギー一定則による弾塑性応答変位は、動的解析による最大応答変位とほぼ等しく、実用上、十分な精度を有していると考えられる。

b) 地盤バネモデル

地盤バネモデルでは、設計水平震度 1.45 に相当する水平変位は 21.8cm である。この結果とプッシュオーバーアナリシスにより求めた水平震度と水平変位の関係にエネルギー一定則を適用した場合は、図-7 に示すように、エネルギー一定則による弾塑性応答変位は 42.3cm と推定される。このとき、降伏変位は 6.1cm である。動的解析による最大応答変位 28.1cm と比較すると、エネルギー一定則による弾塑性応答変位は 42.3cm であり約 1.6 倍と差が大きくなっている。

そこで、ここでは基礎の変形分を控除した水平変位に対してエネルギー一定則を適用する方法を試みた。すなわち、地盤バネモデルの弾性応答から基礎の変形分を控除した変位に対してエネルギー一定則を適用し、エネルギー一定則の適用後に基礎の変形による変位をあらためて加える方法である。地盤バネモデルの設計水平震度 1.45 に相当する固定モデルの上部構造重心位置の水平変位は、表-11 の括弧内に示したように 11.5cm であり、設計水平震度作用時の基礎の変形による上部構造重心での水平変位は、 $21.8 - 11.5 = 10.3\text{cm}$ となる。したがって、図-8 に示すように、この基礎の変形による水平変位分を控除した水平変位に対してエネルギー一定則を適用する。降伏変位は固定モデルと同様に 3.2cm とした。基礎の変形を控除したエネルギー一定則によって推定される弾塑性応答変位は 22.3cm である。これは、基礎の変形を控除し橋脚の曲げ変形のみエネルギー一定則を適用したことに相当する。さらに、基礎の変形を考慮して弾塑性応答変位を求めるには、控除した変位を改めて加える必要がある。地盤バネモデルと固定モデルのプッシュオーバーアナリシスの比較によると、図-3 に示したように最初に弾塑性回転バネが降伏したときの両モデルの水平変位の差は 2.3cm である。したがって、橋脚の曲げ変形と基礎の変形を考慮した弾塑性応答変位は、エネルギー一定則によって求めた橋脚の弾塑性応答変位に、降伏時の基礎の変形による水平変位を加えて $22.3 + 2.3 = 24.6\text{cm}$ となる。動的解析から得られた最大応答変位 28.1cm と比較すると、エネルギー一定則によって求めた弾塑性応答変位は、動的解析の最大応答変位より若干小さいものの、

概ね近い値である。このように対象モデルでは、基礎の地盤バネを考慮した場合でも、橋脚と上部構造を弾塑性復元力特性を有する 1 質点構造物としてエネルギー一定則により水平変位を算出し、これに基礎の変形による水平変位を加えることにより弾塑性応答変位を推定でき、また、このようにして算出した弾塑性応答変位は、実用上、十分な精度を有していることが確認できた。

7. 結 論

大規模地震時の弾塑性応答変位の算定には、非線形動的解析のように地震時における構造物の非線形域の挙動を動力学的に解析する方法と、地震時保有水平耐力法で用いられているように構造物の非線形域の変形性能や動的耐力を考慮して地震による荷重を静的に作用させて算定する方法がある。本研究では、動的解析による最大応答変位とエネルギー一定則によって算出される弾塑性応答変位を比較し、対象橋のように比較的高さが低い等橋脚を有するラーメン橋に対しては、エネルギー一定則を適用することによって非線形動的解析と同等の精度で弾塑性応答変位が算定できることを確認した。

さらに、載荷方法や基礎の地盤バネの有無がプッシュオーバーアナリシスや動的解析における塑性化順序や弾塑性応答変位等に与える影響を検討した。検討対象モデルでは、載荷方法による差は少ないこと、基礎の地盤バネの有無が塑性化順序や弾塑性応答変位の算出結果に影響を与えることが明らかになった。

なお、ここで報告した内容は(財)土木研究センター内に設置された耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会(座長：川島一彦東京工業大学教授)で検討されたものの一部である。

参考文献

- 1) 土木研究センター：平成 8 年耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，1997.5.
- 2) 御園生 静江，土田 貴之，泉 和伸，須田 隆文，為広 尚樹，藤江 和久：コンクリートラーメン橋の地震時保有水平耐力法の検討，第 1 回地震時保有耐力法に基づく耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，1998.1
- 3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，日本道路協会，1996.12