

簡易質点解析による斜め組杭式栈橋の地震時挙動と 耐震性能照査法の提案

濱田純次¹・横田 弘²・大熊弘行³・杉澤政敏⁴・津國正一⁵
・佐藤 博⁶・麻生川学⁷

¹正会員 工博 ㈱竹中工務店技術研究所 地盤・基礎部門（〒270-1395 千葉県印西市大塚1-5-1）

²正会員 工博 （独）港湾空港技術研究所 構造強度研究室長（〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1）

³正会員 東電設計㈱第二土木本部 地盤・構造部（〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3）

⁴正会員 工修 東電設計㈱第二土木本部（〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3）

⁵正会員 工修 ㈱竹中土木技術研究所（〒270-1395 千葉県印西市大塚1-5-1）

⁶正会員 東京電力㈱技術開発研究所 建設技術G（〒230-8510 横浜市鶴見区江ヶ崎町4-1）

⁷鋼管杭協会 技術委員（〒103-0025 東京都中央区茅場町3-2-10）

1. はじめに

栈橋の耐震設計法として、直杭式栈橋に関しては、実験および解析^{1), 2), 3)}を通じ、1999年4月の港湾基準⁴⁾の改定によりレベル1およびレベル2地震動に対する耐震性能の照査方法が確立・導入されている。それは、栈橋の局所的損傷を許容しつつ、地震時の保有耐力を照査するものであり、個々の施設の要求性能や損傷形態を直接評価できる合理的な体系となっている。しかし、この手法は直杭式栈橋を対象に構築されており、現在のところ直杭式栈橋にその適用は限られている。

斜め組杭式栈橋（以下、斜杭式栈橋と呼ぶ）については、耐震設計の際、レベル1、レベル2地震動に対して何をクライテリアにすべきかが定まっておらず、地震応答特性・破壊形式など現象解明に基づき、かつ直杭式栈橋との整合性を考慮した耐震設計法の導入が強く要請されており、直杭式栈橋と同様の保有耐力照査手法が適用可能か検討する必要がある。

斜杭式栈橋の地震時の動的挙動は、実験的研究⁵⁾や解析的研究⁶⁾が行われており、大地震時に斜杭の引き抜きが生じた後に水平変位が増大し、杭頭曲げモーメントが大きくなる現象や栈橋の上部工の応答に地盤震動の影響が大きい場合があるなど、直杭式栈橋と異なる動的挙動を示すことが明らかにされてきた。しかし、耐震設計を行う際には、安全側の判

断をしつつ、簡易に行える手法が必要であり、その方法は未だ確立されていない。

そこで、本研究では、斜杭式栈橋の地震時応答解析を栈橋の挙動を1自由度とした1質点モデルや地盤もモデル化した2質点3ばねモデルで行い、栈橋の上部工の加速度応答スペクトルを算定する際のモデル化について検討した。そして、斜杭が引抜けのないとした線形解析と斜杭の引抜き後の挙動を表現した非線形解析との比較より、エネルギー一定則の妥当性を示し、線形加速度応答スペクトルと静的弾塑性解析（プッシュオーバー解析）を組み合わせ、エネルギー一定則を用いた耐震性能照査法の適用性について検討した。

2. 簡易質点モデルの精度

斜杭式栈橋の上部工の加速度応答スペクトルを算定する際、通常、1質点の線形加速度応答スペクトルを用いて栈橋に作用する最大応答加速度を評価するが、その応答スペクトルを算定する方法の妥当性を示すためにも、1質点モデルによる動的解析を行い、地盤を2次元の平面ソリッド要素、栈橋を梁要素でモデル化（以下、2次元モデルと呼ぶ）した解析結果と比較する。また、栈橋と地盤をそれぞれ1質点づつにモデル化した2質点3ばねモデルによる動的解析を行い、2次元モデル解析と比較する。この意味は、1質点モデルによる加速度応答スペクトル

表-1 モデル1の地盤物性値

層名称	N値	単体 kN/m ³	ポアソン 比: ν	Vs m/s	Go kN/m ²	動的特性特性
碎石層	8	20	0.49	160	5,100	図-2
砂層	20	18		240	10,800	図-2
泥岩層	>50	18		500	45,000	線形

表-2 モデル2の地盤物性値

層名称	N値	単体 kN/m ³	ポアソン 比: ν	Vs m/s	Go kN/m ²	動的特性特性
粘性土層	1	18	0.49	100	18,000	図-2
泥岩層	>50			295	156,000	線形

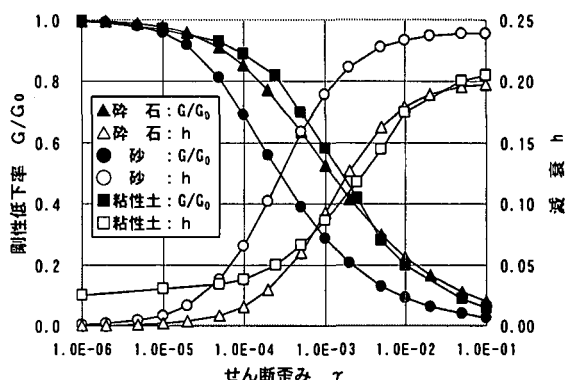


図-2 $G/G_0, h \sim \gamma$ 曲線

栈橋 (上部工)

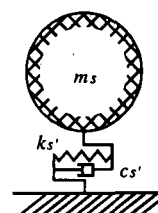


図-3 1質点モデル

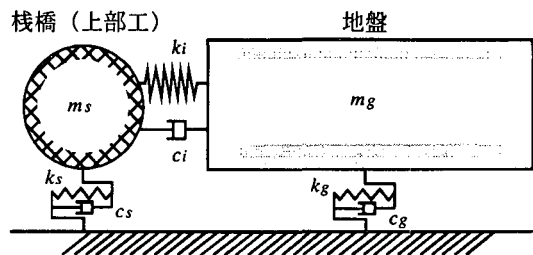
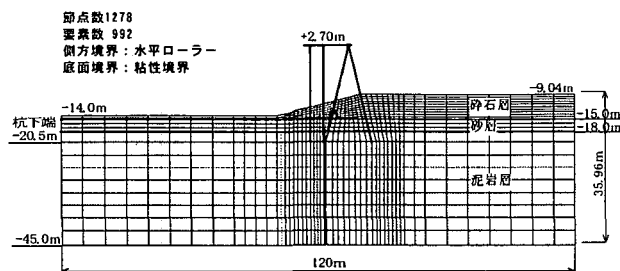
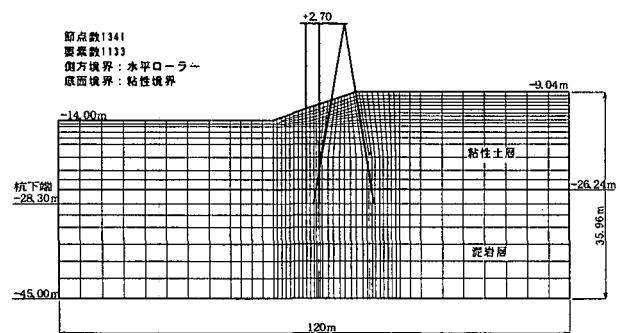


図-4 2質点3ばねモデル



(a) モデル1



(b) モデル2

図-1 2次元解析モデル

の算定では、地震波の入力位置（以下、コントロールポイントと呼ぶ）を1点に定める必要があり、2質点モデルでは、コントロールポイントを2点（杭先端と海底面など）に定めることから、地盤震動の影響が考慮可能と考えたからである。

(1) 解析モデル

a) 2次元モデル

図-1 に示す地盤のせん断剛性および杭長が異なるモデル1およびモデル2の2次元モデルを対象とする。モデル1の対象とした栈橋は文献7)に示されたモデルであり、モデル2は同傾斜角の斜杭の杭長を長くし、地盤の特性を異なるように調整したものである。各モデルの地盤物性値を表-1, 2, 図-2に示す。このモデルは、地盤を平面ひずみ要素、上部工並びに杭を梁要素とし、杭と地盤は剛結している。地盤については非線形特性を考慮した R-0 モデルとしているが、梁要素については線形材料としている。また、各モデルともレーリー減衰を栈橋の固有周期で1%、地盤の固有周期で2%と設定している。

b) 1質点モデル

1質点系の解析モデルを図-3 に示す。このモデルは、通常の加速度応答スペクトルを算定する際に用いられるモデルであり、単に栈橋の1次固有周期になるように ks, ms を設定し、想定する減衰定数に

なるように、減衰係数 cs' を設定すればよい最も簡易なモデルであるが、入力地震波を杭先端とするか、海底面あるいは海底面から $1/\beta$ (β は杭の特性長) 下とするかを定める必要がある。なお、直杭式栈橋では、海底面から $1/\beta$ 下をコントロールポイントとしている。

c) 2 質点 3 ばねモデル

1 質点モデルでは、コントロールポイントを基盤あるいは海底面などの 1 点に定める必要がある。そこで図-4 に示すように、斜杭式栈橋を 1 質点、地盤を 1 質点の単純化したモデルとし、地盤の震動によっても栈橋の振動特性が影響する 2 質点 3 ばねモデル⁸⁾の有効性について検討する。

k_i, c_i が表層地盤から栈橋に作用する力を伝え、 k_s, c_s が基盤から杭を伝って栈橋に作用する力を伝えと考えると良い。つまり、斜杭式栈橋では、主に杭を伝わる地震動により上部工の応答が支配されるため k_s が大きくなり、また k_i は杭周面の摩擦なども含めて地盤から栈橋へ作用するものである。一方、直杭式栈橋では、杭を伝わる地震動によっては応答が支配されないため k_s は小さく、地盤震動の影響が強い k_i が栈橋の固有周期に相当する剛性となる。一見、1 質点モデルと 2 質点 3 ばねモデルは全く異なるようにも見えるが、2 質点 3 ばねモデルの k_s, c_s を 0 とし、 k_i, c_i を 1 質点モデルで用いた k_s', c_s' に置き換え、 m_g を十分大きくすると、入力地震波を海底面付近とした 1 質点モデルに相当する。

2 質点 3 ばねモデルで用いるばね定数 k_s, k_g, k_i および減衰係数 c_s, c_g, c_i の設定方法について以下に述べる。図-4 の地盤の質量 m_g は自由地盤をモデル化しているため栈橋との相互作用ばね k_i, c_i の影響を受けない位十分大きいものとする。地盤のばね定数 k_g は、想定している地盤の固有周期となるように決め、地盤の減衰係数 c_g は地盤の応答計算より得られた等価線形時の減衰定数から固有周期を考慮して決める。栈橋のばね定数 k_s は、地盤がない場合の固有周期より決定する。直杭式栈橋に適用させる場合、地盤がないものとするとかかなり長周期になるので、この k_s は極めて小さな値となる。また、相互作用ばね k_i は、以下の方法で求められる。

① 地盤がある場合の固有周期と地盤がない場合の固有周期の比から求める方法

栈橋をフレームでモデル化して固有値解析を行う。静的弾塑性解析しかできない場合は、静的弾塑性解析結果の初期勾配から固有周期を求める。固有周期が求まると、式(1)から k_i が求まる。

$$k_i = \left\{ \left(\frac{T_s}{T_s'} \right)^2 - 1 \right\} k_s \quad (1)$$

T_s' : 栈橋の固有周期

T_s : 地盤がないとした栈橋のみの固有周期

② 斜杭の軸剛性が摩擦によって変化したとして簡易的に算定する方法

地盤の影響によって栈橋の水平剛性が高くなるが、この程度を簡易的に求め、 k_i に反映させる。構造全体の水平剛性 $k_i + k_s$ は、式(2)から求まる。

$$\frac{1}{k_i + k_s} = f_\theta \left(\frac{\ell_1}{AE} + \frac{\ell_2}{\alpha AE} \right) = f_\theta \frac{\alpha \ell_1 + \ell_2}{\alpha AE} \quad (2)$$

ここで、

ℓ_1 : 自由長, ℓ_2 : 地盤内の杭長, AE : 軸剛性

, f_θ : 杭傾斜角の関数

である。

$$\gamma = \frac{k_i}{k_s} \text{ とすると}$$

$$\frac{1}{(1+\gamma)k_s} = f_\theta \frac{\alpha \ell_1 + \ell_2}{\alpha AE} \quad (3)$$

となる。

k_s は、斜杭式構造としてのばねと考えると、

$k_s = f_\theta \frac{AE}{\ell_1 + \ell_2}$ と考えられるので式(3)は、

$$\frac{\ell_1 + \ell_2}{(1+\gamma)AE} = \frac{\alpha \ell_1 + \ell_2}{\alpha AE} \quad (4)$$

となり、 γ, k_i は式(5)、(6)となる。

$$\gamma = \frac{(\alpha - 1)\ell_2}{\alpha \ell_1 + \ell_2} \quad (5)$$

$$k_i = \frac{(\alpha - 1)\ell_2}{\alpha \ell_1 + \ell_2} k_s \quad (6)$$

α は、鋼管杭の場合、次のように提案されている⁹⁾。

$$\alpha = 0.78 + 0.014 \frac{\ell_2}{D} \quad (\text{打込み鋼管杭の場合}) \quad (7)$$

$$\alpha = 0.39 + 0.009 \frac{\ell_2}{D} \quad (\text{中掘り鋼管杭の場合}) \quad (8)$$

また、減衰係数 c_i は、以下のようにして求められる。杭軸方向と地盤間の減衰は、地盤の減衰に近いものと仮定して式(9)のように表す。

$$c_i = c_g \frac{k_i}{k_g} \quad (9)$$

これを減衰定数で示すと

$$h_i = h_g \sqrt{\gamma} \frac{T_g}{T_s} \quad (10)$$

となる。減衰係数 c_s は、通常の 1 質点モデルで用いる c_s' のような地盤震動との相互作用の影響を含んでいないので c_s' より小さな値に設定する。

(2) 解析ケース

解析ケースを表-3 に示す。Case1, 2 は、2 次元モデルのモデル 1, 2 に対応し、2 次元モデル解析を行った後、地盤と栈橋の加速度応答倍率が最も卓越す

表-3 解析ケース

ケース	2次元 解析モデル	地盤の 固有周期 sec.	橋樑の 固有周期 sec.	地盤の減衰		橋樑の減衰		2質点系の 相関係数 ki/kg	地震波
				1質点	2質点	1質点	2質点		
Case1	砂層 (浅い)	モデル1	0.34	0.28				0.1	八戸 350Gal
				0.54					
				1.08		0.1			
Case2	粘土層 (深い)	モデル2	1.08	0.34				0.2	
				0.69					
				1.35		0.2			
				2.07					

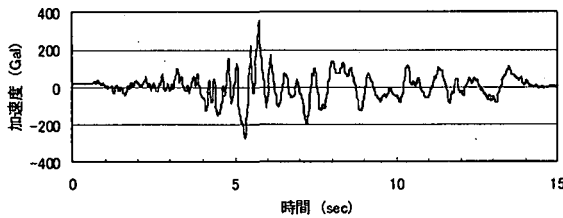


図-5 解析用いた入力地震波（八戸波 350Gal）

る周期をそれぞれ地盤と橋樑の固有周期とし、1 質点および 2 質点解析を行っている。解析に用いた入力地震波は、図-5 に示す十勝沖地震の八戸波(N-S 成分)の最大加速度(2E)を 100~350Gal に調整したものである。

図-6 に SHAKE (地盤の 1 次元波動等価線形解析ツール) による Case1, 2 の杭先端、海底面、海底面から $1/\beta$ 下の地盤の応答加速度を示す。Case1 では、砂層で杭の根入れが浅い場合であるため、どの深度でもほぼ同様の応答を示している。また、Case2 では、杭先端と海底面での応答には顕著な差が見られるが、海底面と $1/\beta$ では優位な差は見られなかった。そこで、ここでは杭先端での地震波と海底面での地震波をコントロールポイントとして応答計算を行うことにする。

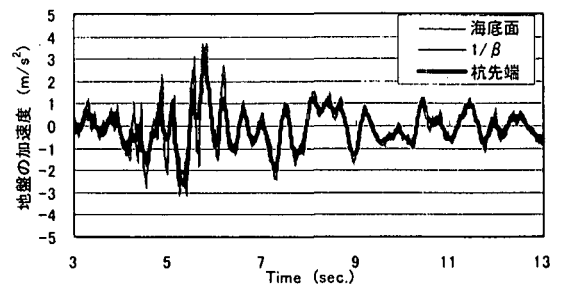
なお、質点モデル解析に用いる入力地震波は、SHAKE より得られた各深度での地震波とする。

(3) 解析結果

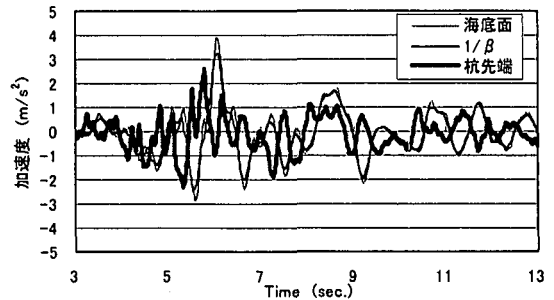
a) 1 質点モデルの精度

上部工の応答加速度について 2 次元モデルと 1 質点モデルの結果を図-7 および図-8 に比較して示す。図-7 は Case1 について示したものであり、減衰 10% の場合である。地盤の層厚が薄く、地盤剛性が大きい場合、杭先端波と海底面波が最大値および位相差とも大差がないため、どちらの波を用いても 2 次元モデル解析結果をよく表現できている。

Case2 に対しては、 $T_s=0.34s$ ($T_s/T_g=0.31$) の場合(図-8(a))は、杭先端波を用いた方が 2 次元モデル解析と近い結果が得られている。逆に $T_s=$

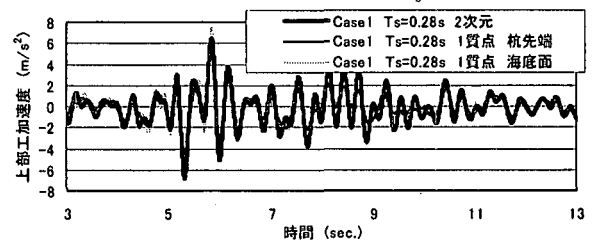


(a) Case1

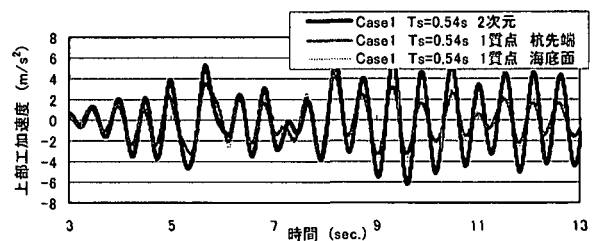


(b) Case2

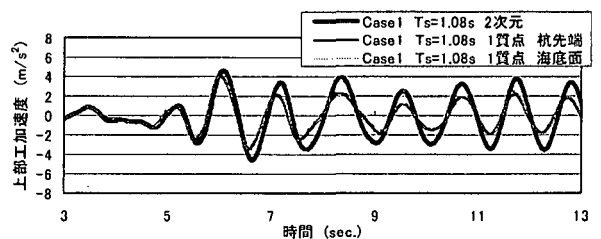
図-6 地盤の応答加速度波形



(a) $T_s=0.28s$



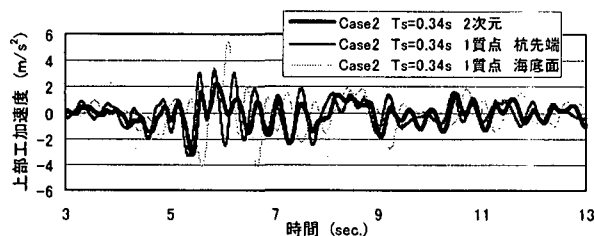
(b) $T_s=0.54s$



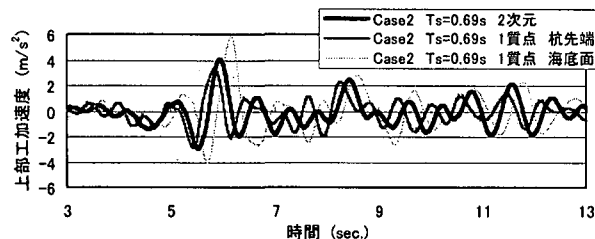
(c) $T_s=1.08s$

図-7 2次元モデルと1質点モデルの比較 (Case1)

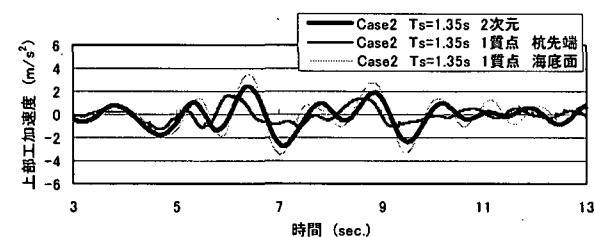
1.35s ($T_s/T_g=1.25$) や $T_s=2.07s$ ($T_s/T_g=1.92$) の場合(図-8(c), (d))は、減衰定数をもう少し大



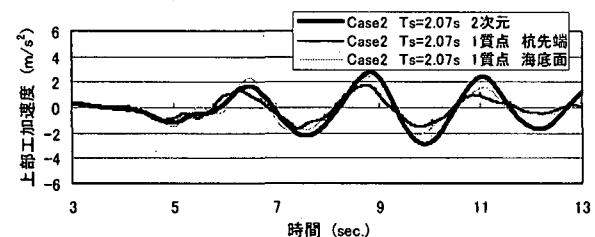
(a) $T_s=0.34s$



(b) $T_s=0.69s$



(c) $T_s=1.35s$



(d) $T_s=2.07s$

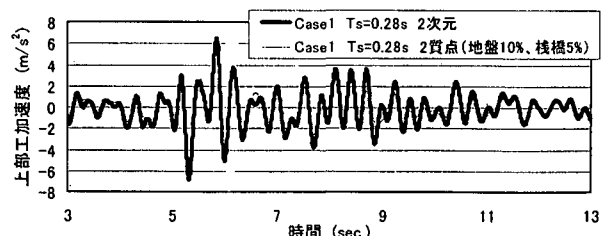
図-8 2次元モデルと1質点モデルの比較 (Case2)

大きく設定することにより杭先端よりも海底面の地震波を用いて上部工の応答を表現できるものと推測される。しかし、 $T_s=0.69s$ ($T_s/T_g=0.64$) の場合は、杭先端波でも海底面波でも位相のずれが見られた。

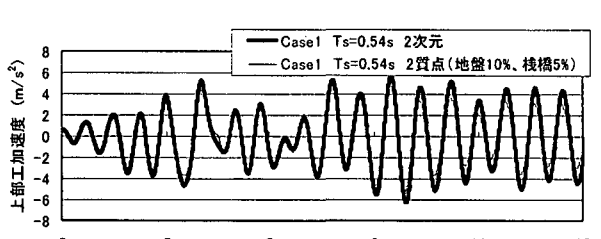
栈橋の固有周期が地盤の固有周期より大きい場合、一般的に栈橋の応答が卓越するため、相対的に地盤震動の影響が小さく海底面波を用いるよりも杭先端波を用いた方が良いと考えていたが、むしろ海底面波を用いた方が良い結果が得られた。この原因として、栈橋の固有周期 $T_s=1.35s$ 、 $2.07s$ で地盤が良く振動していたことも一因と考えられる。

b) 2 質点 3 ばねモデルの精度

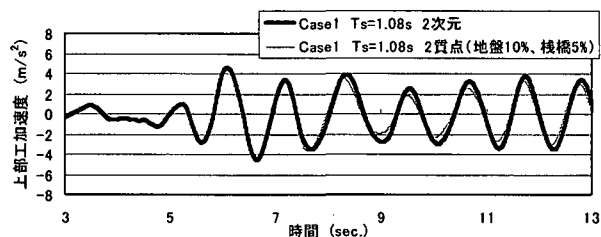
次に、2 質点 3 ばねモデルによる解析結果を示す。2 質点 3 ばねモデルでは、地盤震動の影響を考慮した栈橋の応答を表現することができる。栈橋の固有周期 T_s' は k_s と k_i から求まり、1 質点モデルと同様



(a) $T_s=0.28s$



(b) $T_s=0.54s$



(c) $T_s=1.08s$

図-9 2次元モデルと2質点3ばねモデルの比較 (Case1)

の周期に設定している。地盤の固有周期は、 $0.34s$ および $1.08s$ とし、減衰は、地盤で 10%、栈橋で 5% に設定している。

図-9 および図-10 に上部工の応答加速度の時刻歴結果を示す。1 質点モデルでは困難であったケースにおいても全体的に 2 次元モデル解析結果を良く表現できており、現象を精度よくシミュレートするためには、コントロールポイントを海底面 ($1/\beta$ 下) や杭先端などの 1 点に定めることは困難であり、コントロールポイントを杭先端と海底面の 2 点にすることにより、精度良く斜杭式栈橋の地震時挙動を表すことが可能であるといえる。また、今回の解析では直杭 2 本、傾斜角 13 度の斜杭 2 本のモデルに限られているが、2 質点 3 ばねモデルでは、斜杭の傾斜角が異なった場合でも、それに応じて k_s と k_i を設定することで対応可能である。

3. 加速度応答スペクトル

栈橋の耐震性能照査方法には、線形時の栈橋の上部工の最大応答加速度を算定し、エネルギー一定則を用いる方法があり、このためには、栈橋の上部工の加速度応答スペクトルを求める必要がある。杭先

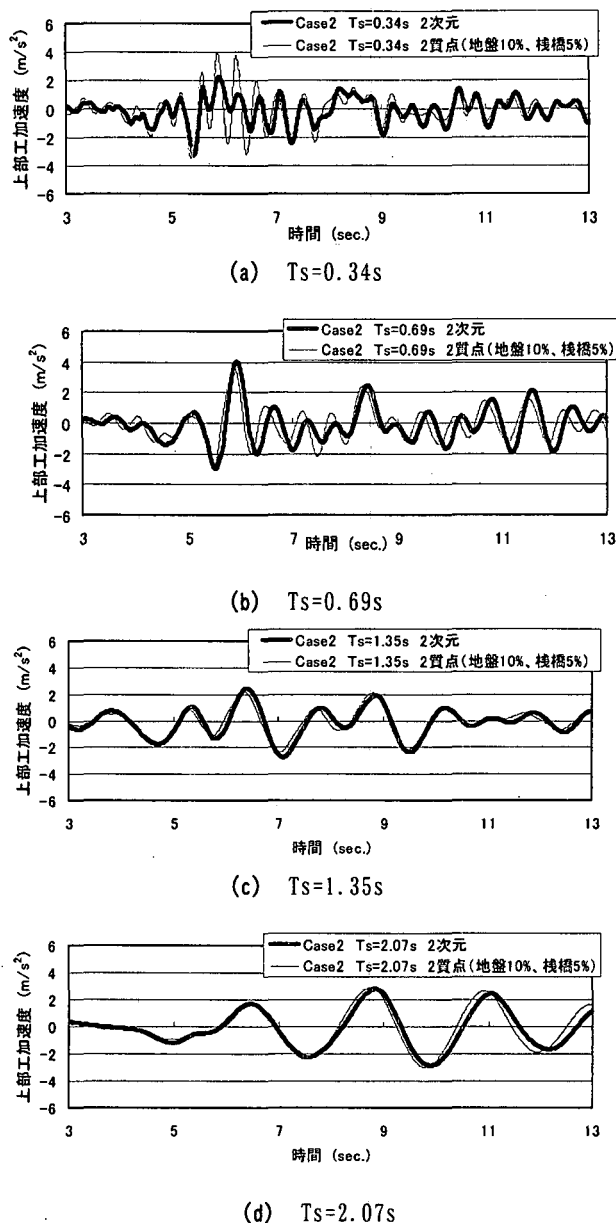


図-10 2次元モデルと2質点3ばねモデルの比較 (Case2)

端での地震波と海底面から $1/\beta$ 下での地震波を用いてCase1およびCase2の場合の加速度応答スペクトルを図-11および図-12に示す。

Case1では、斜杭式栈橋の周期が $0.5s \sim 0.6s$ 付近で必ずしも安全側の評価とはなっていないが、海底面から $1/\beta$ 下の減衰定数 0.1 を用いて大方最大加速度を算定できるといえる。また、Case2では、 $T_s=2.07s$ を除くと海底面から $1/\beta$ 下の減衰定数 0.3 を用いて安全側に最大加速度を算定できている。

Case1での地盤の固有周期は地盤の初期せん断剛性から算定すると $0.16s$ であり、1種地盤に近い2種地盤に分類され、Case2では同様に地盤の固有周期を算定すると $0.6s$ であり、3種地盤に分類される。このことから、斜杭式栈橋と直杭式栈橋では地震時の応答特性が異なるものの、設計的には、コント

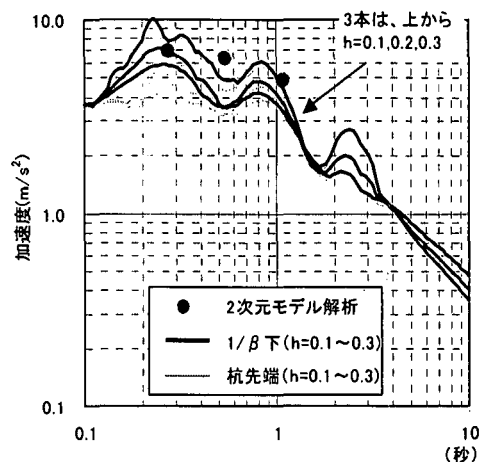


図-11 加速度応答スペクトル (Case1)

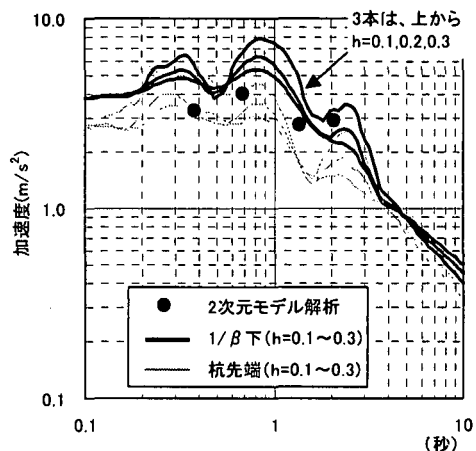


図-12 加速度応答スペクトル (Case2)

ロールポイントを海底面から $1/\beta$ 下とし、1種、2種、3種地盤でそれぞれ減衰定数を $0.1, 0.2, 0.3$ とする直杭式栈橋の場合と同様の方法で安全側に加速度応答スペクトルを算定できるものと考えられる。

4. 耐震性能照査法

以上の検討により、2章では、斜杭式栈橋の上部工の応答は2質点3ばねモデルで時刻歴加速度波形の最大値および位相差とも精度良く表現することを示し、3章では、最大応答加速度に関しては1質点モデルでも海底面付近（海底面より $1/\beta$ 下）の地震波を用いてある程度予測することが可能であることを示した。上部工の最大応答加速度値を算定し、静的弾塑性解析により断面照査を行う場合には、応答スペクトルが安全側の値を与えておれば設計上十分であり、簡便で、かつ、既往の評価法との整合性が高い1質点モデルによる応答スペクトルを基本とし、静的弾塑性解析とをエネルギー一定則で組み合わせた耐震性能照査法について検討する。

モデル 1 の地盤に対して杭の引抜きが発生した場合の斜杭式栈橋の地震時挙動を再現することができる 2 次元非線形モデルによる地震応答解析結果⁷⁾を 1 質点の非線形モデルで再現し、1 質点モデルの有効性を非線形挙動に対しても示し、そのモデルを用いてエネルギー一定則の妥当性を示すことを試みた。

非線形ばねは、静的弾塑性解析結果⁷⁾の荷重-変位曲線より、陸側（正）へ载荷した時と海側（負）へ载荷した時で引抜きが発生した後の剛性が異なっているのを、図-13 に示すように载荷方向で異なる 2 次勾配をもつバイリニアでモデル化した。正方向、負方向の 2 次勾配はそれぞれ初期勾配の 0.18, 0.08 倍とし、震度 0.47 で杭の引抜きが発生するようにした。入力地震波は、本解析ケースでは、地盤の応答加速度に杭先端、海底面および $1/\beta$ 下で優位な差が見られないことから、2 次元モデル解析で得た杭先端での波 (E+F) を用いた。

また、減衰は、履歴減衰によって生じるが、引抜きが生じない小さな加速度レベルの際にも減衰が作用するようにレーリー減衰 5%とした。

入力加速度 1000Gal 時の加速度および変位の時刻歴結果を 2 次元モデルでの解析結果と重ねて図-14 および図-15 に示す。

1 質点モデルでの最大水平変位は、2 次元モデル解析結果と比較して過小評価しており、そのため加速度と変位の履歴は負方向で多少異なっているものの、加速度値や位相特性など良く一致している。

水平変位と水平加速度の履歴関係を図-16 に示す。入力加速度 350Gal 時では、ほぼ線形状態であるが、1000Gal では、非線形性が見られ、変位が増大している。

次に、入力加速度レベルを 100Gal~1000Gal まで 100Gal 間隔に変えて計算した最大応答加速度と最大応答変位の関係を図-17 に示す。図中には、静的弾塑性解析および 2 次元非線形モデル解析によって得られた杭 3, 4 のイベント結果⁷⁾も重ねて示す。

入力 300~350Gal で少し引抜きが生じる程度であり、この結果も 2 次元非線形モデル解析の結果と整合しており、1 質点非線形モデル解析は、栈橋の破壊状態を簡易的に予測することができる有力な方法と言える。

また、静的弾塑性解析の载荷方向によってイベントの発生が水平変位 112mm~347mm とかなり異なっているが、2 次元非線形モデルの解析結果はその間に生じている。そして、1 質点非線形モデル解析で生じた最大水平加速度・変位からも静的弾塑性解析を通じて杭 3, 4 の杭頭で塑性化が生じていると推定

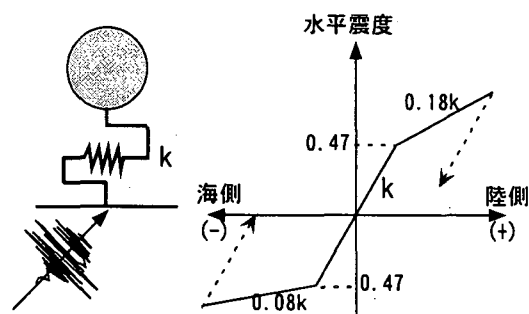


図-13 1 質点非線形モデル

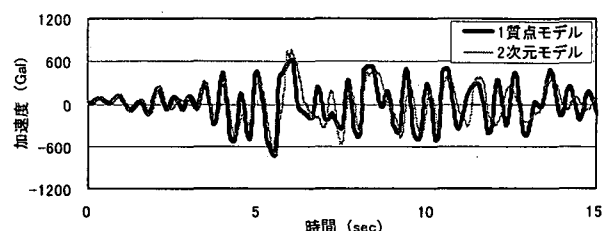


図-14 応答加速度時刻歴 (1000Gal, 上部工)

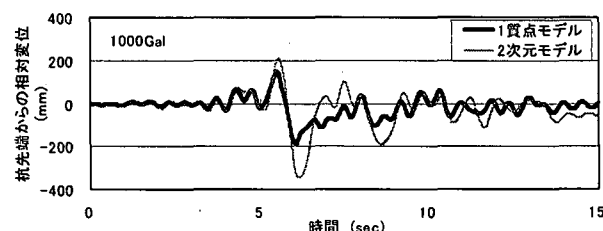


図-15 応答変位時刻歴 (1000Gal, 上部工)

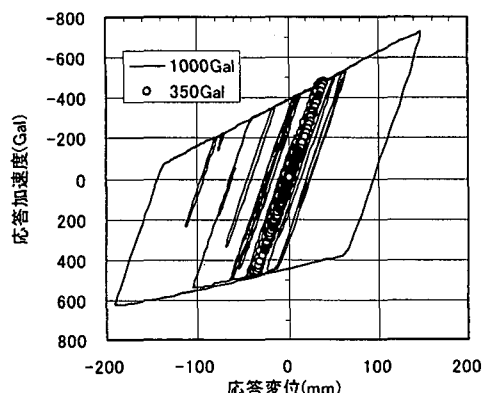


図-16 水平変位と水平加速度の関係

でき、これら解析の組合わせによって詳細な動的解析結果を予測することができると考えられる。

表-4 に 1 質点モデルによる線形解析時と非線形解析時の最大応答加速度、最大応答変位およびエネルギー一定則を用いた場合の等価加速度、等価変位を示す。等価加速度、等価変位は、非線形解析から得られた最大応答加速度と最大応答変位を台形積分し、面積が等しくなる線形解析時の加速度と変位である。

線形解析では、入力加速度 1000Gal に対して水平変位および水平加速度は、それぞれ 1573Gal, 124mm であった。これに対し非線形解析では 727Gal, 190mm であった。非線形解析の結果をエネルギー一定則により等価な加速度および変位を算定すると 1619Gal, 128mm となり、線形解析結果とかなり近い結果が得られている。入力加速度 300Gal ~ 900Gal では、等価線形加速度の方が、線形解析結果より小さめであるものの、安全側となる良い対応を示しており、エネルギー一定則と静的弾塑性解析の組み合わせにより詳細な動的解析結果をある程度予測できるといえる。

7. まとめ

斜杭式栈橋の上部工の応答加速度算定法と耐震性能照査法について検討した結果、以下の結論が得られた。

- (1) 詳細な2次元解析と簡易な質点解析の比較により、2質点3ばねモデルによって斜杭式栈橋の上部工の応答加速度の最大値、位相差とも精度良く算定することができる。
- (2) 斜杭式栈橋の上部工の応答加速度の最大値を算定するには、1質点モデルでも設計上十分予測可能であり、直杭式栈橋と同様な方法を用いることができる。
- (3) エネルギー一定則と静的弾塑性解析の組み合わせにより、斜杭式栈橋の耐震性能を予測することができる。

謝辞：本研究は、斜杭式栈橋の耐震性に関する共同研究で行った成果の一部をまとめたものであり、鳥取大学上田茂教授をはじめ共同研究者各位に謝意を表します。また、2質点3ばねモデルに関して東北大学工学部杉村義広教授から助言を頂きましたことに謝意を表します。

参考文献

1) 横田弘, 竹鼻直人, 南兼一郎, 川端規之: 鋼管杭式横栈橋の耐震設計法に関する考察, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1613-1622., 1998. 3.

2) 横田弘, 川崎進, 菅原亮, Hazem El-Bakry, 川端規之: 鋼直杭式栈橋の地震時保有耐力に関する実験および解析, 港湾技術研究報告, 第 38 巻第 2 号, pp. 223-255, 1999. 6.

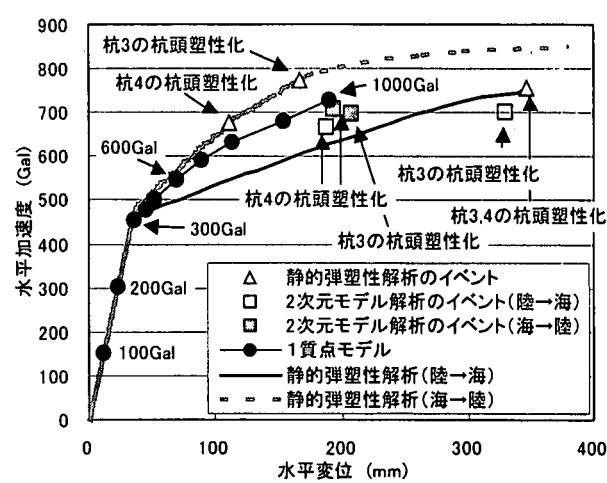


図-17 最大応答変位と最大応答加速度の関係

表-4 エネルギー一定則を用いた場合の等価加速度・等価変位

入力 最大加速度 (Gal)	線形解析		非線形解析			
	最大加速度 (Gal)	最大変位 (mm)	最大加速度 (Gal)	最大変位 (mm)	線形時等価 最大加速度 (Gal)	線形時等価 最大変位 (mm)
100	157	12	157	12	157	12
200	315	25	315	25	315	25
300	472	37	452	36	452	36
350	550	43	477	40	508	40
400	629	50	479	45	582	44
500	786	62	503	52	640	50
600	944	74	546	70	800	63
700	1101	87	589	89	957	75
800	1258	99	632	113	1137	90
900	1415	111	680	154	1404	111
1000	1573	124	727	190	1619	128

3) 竹鼻直人, 横田弘, 宮田正史, 菅野高弘: 横栈橋の地震時挙動に関する模型振動実験, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演梗概集, 1-B-265, pp. 530-531, 1998.

4) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1999. 4.

5) 濱田純次, 菅野高弘, 上部達生, 上田茂, 横田弘: 斜杭式栈橋の地震時挙動に関する模型振動実験, 土木学会論文集, No. 682/ I -56, pp. 101-103, 2001.

6) 横田弘, 濱田純次, 大熊弘行, 麻生川学, 佐藤博: 斜め組杭式栈橋の地震応答特性と耐震性能照査, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 479-488., 2002. 3.

7) 大熊弘行, 杉澤政敏, 大熊義夫, 佐藤博, 横田弘, 濱田純次, 麻生川学: 2 次元 F E M 動的解析による斜め組杭式栈橋の動的応答特性, 第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2003. 1. (投稿中)

8) 濱田純次: 斜杭式栈橋の大地震時挙動と耐震性能設計に関する研究, 東北大学学位論文, 2002. 2.

9) 鋼管杭協会: 鋼管杭, —その設計と施工—, H10. 9.