

鋼管杭式横棧橋の耐震設計法に関する考察

CONSIDERATION ON THE EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF AN OPEN TYPE WHARF WITH STEEL PILES

横田 弘*, 竹鼻直人**, 南兼一郎***, 川端規之****

Hiroshi YOKOTA, Naoto TAKEHANA, Ken-ichiro MINAMI and Noriyuki KAWABATA

*工博 運輸省港湾技術研究所構造強度研究室長 (〒239 横須賀市長瀬3丁目1-1)

****工修** 運輸省港湾技術研究所構造強度研究室研修生 (〒239 横須賀市長瀬3丁目1-1)

((株)神戸製鋼所都市環境本部構造技術部)

***工修 運輸省港湾技術研究所水工部長 (〒239 横須賀市長瀬3丁目1-1)

****工修 鋼管杭協会技術委員 (〒103 東京都中央区日本橋茅場町3丁目2-10)

An open type wharf with steel piles has been widely used as a berthing facility in ports and harbors in Japan. This type of structure has a reinforced concrete or prestressed concrete deck supported by several steel piles driven into grounds. During the earthquake resistant design stage on the structure, the seismic coefficient method has been applied, in which the seismic coefficient has been decided according to the way for gravity type structures. To establish the earthquake resistant design method for the structure without redundant safety, it should be required to fully consider its dynamic response characteristics during earthquakes. A new design method on the structure has been proposed in this paper based on acceleration response spectra due to ordinary magnitude of earthquakes.

Key Words: open type wharf, earthquake resistant design, earthquake response analysis

1. まえがき

鋼管杭式横棧橋は、わが国の港湾における係船施設の代表的な構造様式の 1 つで、特に水深の大きなバースなどに多く用いられている。この構造は、図-1 に示すように、海底地盤内に打設された複数の鋼管杭によってコンクリート上部工を支持するもので、棧橋直下の基礎地盤は石材で被覆された斜面部を有している。棧橋は、ケーソン式係船岸などに比べて構造自体が軽量であり、耐震性も優れているとされている。

これまでに鋼管杭式栈橋が地震によって顕著な被害を受けた事例は皆無であるが、1995年に発生した兵庫県南部地震により神戸港において初めて栈橋が大規模に被災した¹⁾。しかし、被災の原因は、大きな慣性力と基礎地盤の液状化により栈橋背後の土留め護岸が海側へ変位し、これが栈橋上部工に想定外の外力を作用させたことによるとされている²⁾。このような破壊の原因および形態は栈橋本体の地震時挙動と直接関係しないものであり、背後地盤の液状化対策等を行うことである程度への対応が可能になると考えられる。したがって、本論文では栈橋本体の動的応答特性に起因する耐震設計法について検討する。

棧橋本体の耐震設計は、港灣の施設の技術上の基準³⁾

に基づき、震度法によって行われている。その際の設計震度の設定は、重力式構造物での設定方法に準じて行われている。しかし、栈橋と重力式構造物では地震時の動的応答がまったく異なる構造様式であり、合理的な耐震設計を行うためには、栈橋の構造特性を十分に考慮した設計法の体系化が必要である。

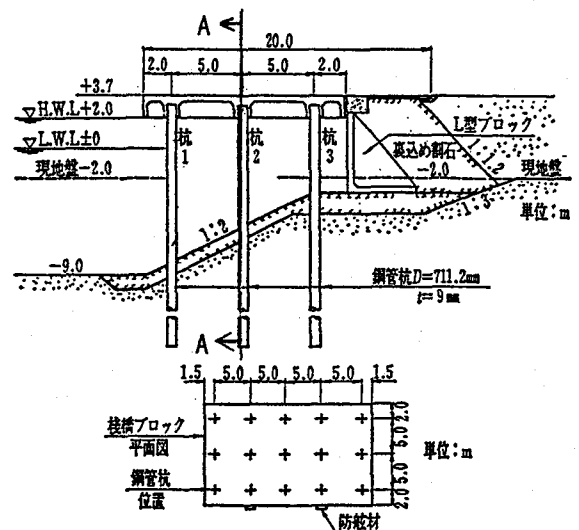


図-1 栈橋の標準断面の一例

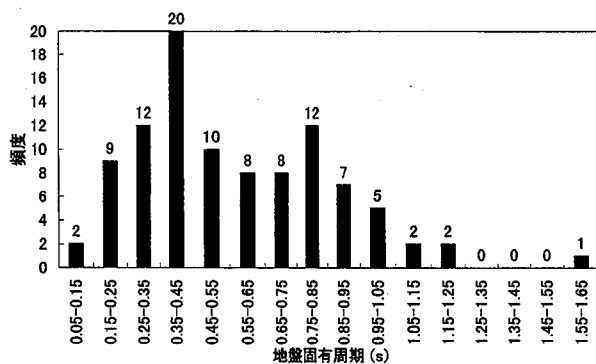


図-2 地盤固有周期の頻度分布

表-1 各地盤種別の固有周期範囲

地盤種別	固有周期範囲
I種地盤	$T < 0.1 \text{ s}$
II種地盤	$0.1 \leq T < 0.4 \text{ s}$
III種地盤	$T \geq 0.4 \text{ s}$

このようなことから、本論文では、栈橋の地震時加速度応答スペクトルを基本とした設計震度の設定方法について述べた。その際、地震動により被害を受けなかった栈橋の解析を行い、震度法による耐震設計の安全性についても考察した。これらの結果から、今回提案した加速度応答スペクトルによる方法によれば、従来の設計震度を若干低減できる可能性のあることがわかった。なお、本論文は、通常の75年再現期間レベルの地震動を対象としたものであるが、神戸クラスの極大地震に対しても今回提案した手法による総合的な耐震設計法の確立を目指した検討を行っており、そのための第1段階の結果を報告するものである。

2. 既存栈橋の構造分析

2.1 地盤の固有周期

(1) 計算方法

過去約30年間に建造された鋼管杭式横栈橋の構造断面約100事例を収集し、建設地点の地盤の固有周期を以下の式より求めた。

$$T = \sum 4H_i / V_{si} \quad \text{---- (1)}$$

ここで、

T : 地盤の固有周期

H_i : i 層の地盤厚

V_{si} : i 層のせん断波速度

せん断波速度は、実測により求められていない事例が多かったので、液状化ハンドブック⁴⁾に基づき以下の式を用いて計算した。

砂質土の場合は N 値より、

$$V_s = 89.8N^{0.341} \quad \text{---- (2)}$$

粘性土の場合は一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm²)より、

$$V_s = 138.3 q_u^{0.417} \quad \text{---- (3)}$$

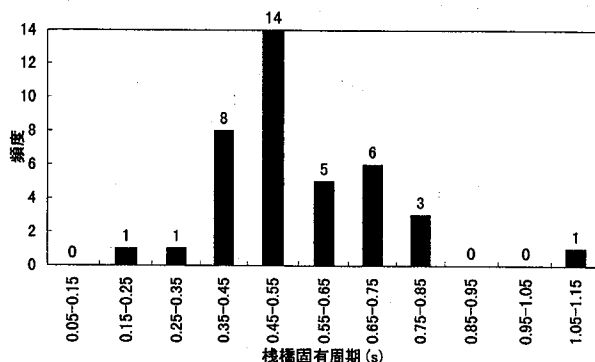


図-3 栈橋固有周期の頻度分布

また、栈橋直下地盤は斜面となっているため、地盤の固有周期は計算する位置によって変わってくる。そこで、応答特性に影響が大きいと考えられる栈橋上部工の中心断面を通る位置で、海底面から工学的基盤面までの地盤（被覆石を含む）をその地点の代表地盤とした。たとえば、図-1に示したA-A断面がこれに相当することになる。

(2) 計算結果

実事例から求めた地盤の固有周期の最短は0.09s、最長は1.61sであった。地盤固有周期の頻度分布を図-2に示す。この図から、栈橋建設地点の地盤の固有周期は0.35~0.45sと0.75~0.85sにピークがあることがわかる。これらの計算結果に基づき、本文で述べる地盤種別をこの固有周期範囲によって定義した。各地盤種別に対応する固有周期を表-1に示す。

2.2 栈橋の固有周期

(1) 計算方法

地盤の固有周期と同様に、実際の栈橋建設事例の中から水深-7.5m以深の栈橋を抽出して、栈橋の固有周期を求めた。固有周期の計算方法は、式(4)に示すとおりである。

$$T_s = 2\pi \sqrt{(M/K)} \quad \text{---- (4)}$$

ここで、

T_s : 栈橋の固有周期

M : 栈橋上部工等の質量

K : 栈橋の水平方向バネ定数

栈橋の水平方向バネ定数(K)の計算にあたっては、栈橋断面を実海底面より $1/\beta$ 下方の位置を固定点とするラーメンモデルに置換した。ここで、 β は杭の剛性や地盤反力係数によって定まる値で、以下の式で求められる。

$$\beta = \sqrt[4]{(k_h D / (4EI))} \quad \text{---- (5)}$$

ここで、

k_h : 横方向地盤反力係数 ($=E_s/D$)

E_s : 地盤の初期剛性から求まる弾性係数

D : 杭の直径

E : 杭の弾性係数

I : 杭の断面二次モーメント

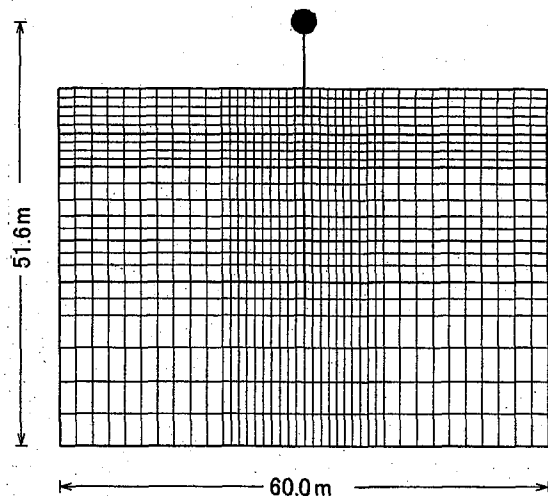


図-4 解析モデル (Ⅱ種地盤モデル)

土質番号	せん断弾性係数 (tf/m ²)	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m ³)	減衰定数
①	16530	0.48	1.80	0.02
②	7913	0.48	2.00	0.02
③	23716	0.48	2.00	0.02
④	10708	0.48	1.93	0.02
⑤	23716	0.48	2.00	0.02

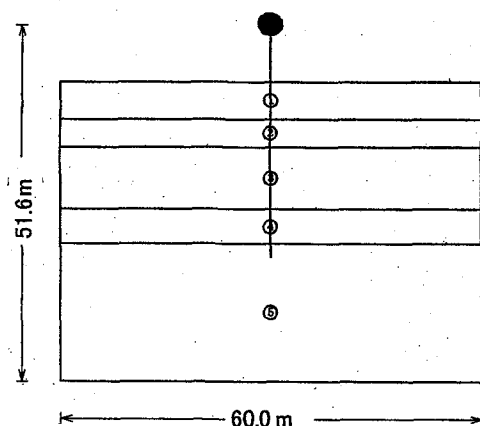


図-5 地盤モデル (Ⅱ種地盤モデル)

また、コンクリート上部工の剛性は鋼管杭の剛性に比べて十分大きいと仮定した。

(2) 計算結果

実事例から求めた栈橋の固有周期の頻度分布を図-3に整理する。同図より、実栈橋の固有周期は0.45～0.55sにピークがあり、約8割の栈橋が0.4～0.7sの周期に集中していることがわかる。なお、栈橋固有周期の最短は0.24s、最長は1.1sであった。

3. FLUSHによる地震応答解析

3.1 解析手法

栈橋の地震時動的応答を平面2次元モデルによる地震応答解析プログラム(FLUSH)により検討した。このプ

ログラムは、減衰を複素剛性係数で評価し、複素応答解析法により振動数領域で解析できる。FLUSHは2次元解析プログラムであるので、実際の3次元的構造様式である栈橋の解析を厳密に行うことができないが、強震観測結果との比較検討などにより、通常レベルの地震ではおおむね解析の妥当性は確認されている⁵⁾。

解析では、地盤は地震によって発生するせん断ひずみの大きさによってその動的変形特性が異なってくるので、土の材料非線形特性を考慮する必要がある。本解析では、土の応力-ひずみ関係を等価線形化手法によって表示した。地盤の非線形性を表すひずみ依存曲線は、港湾の施設の技術上の基準³⁾で示されている標準曲線を用いた。地盤の左右側方境界は、構造物からの波動を地盤の境界で吸収し、構造物からの波動が計算結果に複雑な影響を及ぼさないようにするために、エネルギー伝達境界を用いた。また、基盤面下では土が無限の剛性を有していると仮定するために、底面粘性境界を用いた。

栈橋本体の床版および杭は弾性体として取扱い、はり要素でモデル化した。その際、地盤要素と接する箇所の節点を共有化させた。解析は2次元で行ったため、杭は計算上はあたかも矢板であるようにモデル化されている。そのため、地盤と杭との相互作用をできるだけ表現するために、地盤モデルの幅を杭幅と同等とし、栈橋の剛性と質量が等価になるように杭間隔で換算して設定した。

3.2 一本杭モデルの解析

(1) 解析モデル

栈橋の杭による地盤の動的応答への影響について検討するために、簡易なモデルである一本杭モデルにより解析を行った。これは、栈橋の固有周期が等しくなるように剛性を調整した1本の杭で栈橋構造を代表させたものである。その際、2.で述べた実栈橋の事例から各地盤種別ごとに1例ずつ栈橋モデルを選定した。図-4に一例として、Ⅱ種地盤に建設された栈橋の解析モデルを示す。総節点数は約900、要素は平面ひずみ要素で、総要素数は約800である。地盤は上部工中心直下の地層構成を2次元にモデル化した。

図-5に同様にⅡ種地盤解析モデルでの地盤モデルを示す。図中には、地盤の初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数も示している。せん断弾性係数は、地盤のN値あるいは一軸圧縮強度からそれぞれ式(2)あるいは式(3)により推定したものである。表-2に各地盤種別モデルの地盤の固有周期と栈橋の固有周期を示す。

解析では、一本杭モデルを含む地盤-構造系と杭をまったく含まない地盤だけのモデルを対象に行い、両者の結果を比較検討した。

(2) 入力地震波

入力地震波は、十勝沖地震の際に八戸港で観測された加速度波形(N-S成分)を最大加速度200Galに調整して用いた。

表-2 各地盤種別モデルの地盤・栈橋の固有周期

モデル	地盤の固有周期	栈橋の固有周期
I種地盤モデル	0.11 s	0.53 s
II種地盤モデル	0.33 s	0.42 s
III種地盤モデル	1.08 s	0.67 s

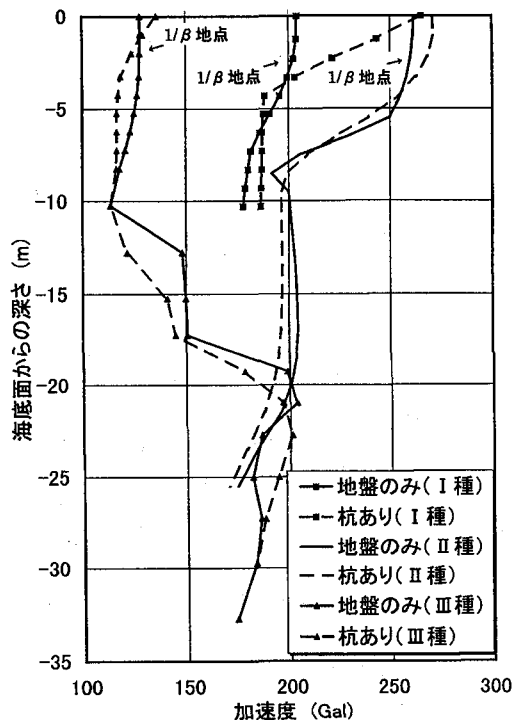


図-6 最大加速度の深度方向分布

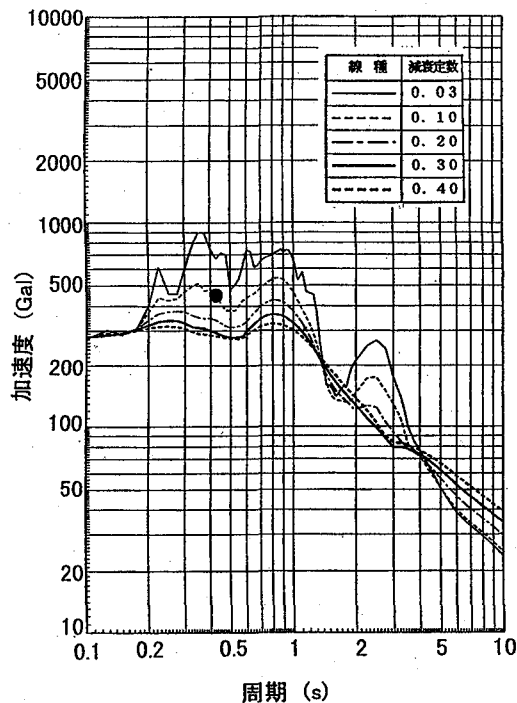


図-7 加速度応答スペクトル
(海底面下 $1/\beta$ 地点, II種地盤)

(3) 解析結果

図-6に海底面から杭下端までの、杭に沿った地盤の最大応答加速度の分布（地盤のみの場合はこれと同一の箇所での分布）を示す。II種およびIII種地盤では地中部での加速度分布は杭がある場合とない場合で若干異なっているものの、おおむね一致する傾向が見られた。しかし、I種地盤では、海底面で両者に大きな相違が得られ、おおむね海底面下 $1/\beta$ 以深ではほぼ一致していた。これは、杭と地盤との剛性の相対関係に起因するものと思われる。この結果、全ての地盤条件で杭と地盤との相互作用を考慮するには、重力式構造物での検討位置である海底面ではなく、 $1/\beta$ 以深での応答加速度を用いる必要があると言える。本論文では、地盤条件をできるだけ反映させる観点から、海底面下 $1/\beta$ の位置での応答加速度を用いることとする。

図-7にII種地盤における海底面下 $1/\beta$ 地点での応答加速度から得られた加速度応答スペクトルを示す。図中の●印は、一本杭モデル栈橋の固有周期 0.42s と計算で得られた上部工位置での最大応答加速度 460Gal の関係を示したものである。減衰定数を 0.1 とすると、両者はおおむね一致することがわかる。また、本文では示していないが、I種およびIII種地盤でも同様の結果が得られた。これらのことより、海底面下 $1/\beta$ 地点での応答加速度から求めた減衰定数 0.1 の加速度応答スペクトルを用いることにより、栈橋上部工の応答加速度を推定することは可能であると考えられる。

3.3 標準栈橋モデルの解析

(1) 解析の目的

栈橋の特徴の一つとして、基礎地盤が傾斜していることがある。この傾斜が栈橋-地盤系の動的応答に与える影響は前述の一本杭モデルでは評価できないため、標準栈橋モデルを FLUSH により解析し、動的特性を検討した。

(2) 解析モデル

図-8に標準栈橋の解析モデルを示す。本栈橋は水深-10m、設計震度 0.15 で設計されたものである。固有周期は、地盤が 0.36s、栈橋が 0.63s となった。したがって、地盤種別としてはII種に該当することになる。

栈橋モデルの有限要素分割を図-9に示す。節点数は約 900、要素は平面ひずみ要素で、要素数は約 800 である。図-10に地盤条件モデルを示し、合わせて地盤の初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数を示す。その他の解析条件は前述のとおりである。

(3) 入力地震波

入力地震波は、十勝沖地震の八戸波（N-S 成分）と宮城県沖地震の大船渡波（E-W 成分）を用い、最大加速度をそれぞれ 100, 200, 300Gal に調整した 6 波とした。

(4) 解析結果

地震波の種類や最大加速度の大きさにかかわらず、ほぼ同様の傾向を得たので、ここでは八戸波 300Gal の結果を中心に述べる。

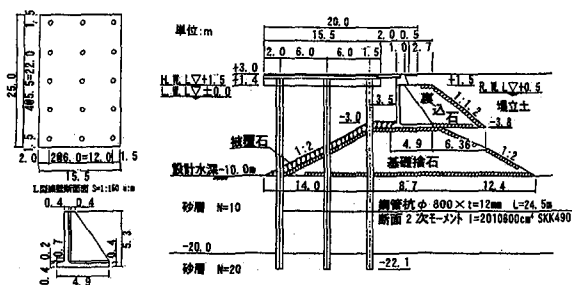


図-8 標準断面図

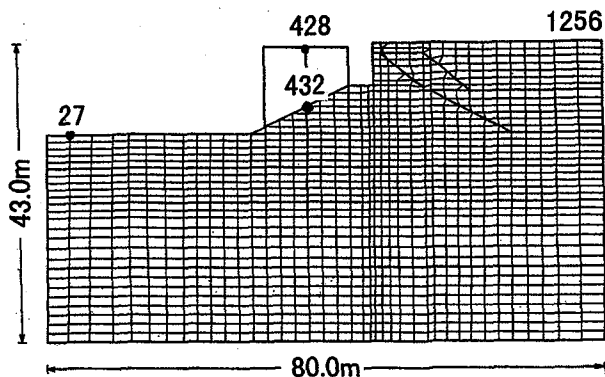


図-9 有限要素分割図

土質番号	せん断弾性係数 (N/m^2)	ポアソン比	単位体積重量 (N/m^3)	減衰定数
①	2655	0.48	1.80	0.02
②	4616	0.48	1.80	0.02
③	6663	0.48	1.90	0.02
④	8739	0.48	1.90	0.02
⑤	3108	0.48	1.80	0.02
⑥	5304	0.48	1.80	0.02
⑦	10332	0.48	1.80	0.02
⑧	19387	0.48	1.90	0.02
⑨	833000	0.20	2.10	0.02
⑩	1070000	0.17	2.30	0.02

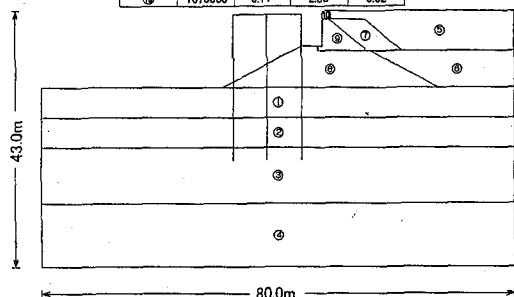


図-10 地盤条件モデル図

図-11 に、図-9 で示した節点番号位置における応答加速度の時刻歴を示す。栈橋上部工位置で最大 276Gal の応答加速度が計算された。

図-12 に栈橋のモデルなしで地盤のみの計算を行った時の、栈橋中央杭の海底面下 $1/\beta$ 位置の加速度から計算した加速度応答スペクトルを示す。図中の●印は式(4)で求めた栈橋の固有周期 0.63s と栈橋の最大応答加速度 276Gal の関係をプロットしたものである。一本杭モデルでの結果と同様に、減衰定数 0.1 のスペクトル線とほぼ一致し、 $1/\beta$ 位置での加速度から求めた加速度応答スペクトルを用いることにより栈橋上部工の応答加速度が推定できるといえる。

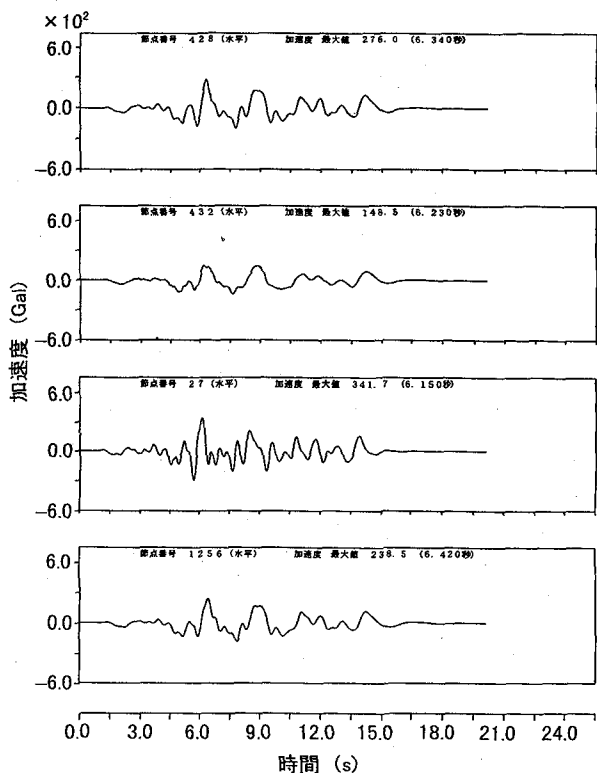


図-11 応答加速度の時刻歴図

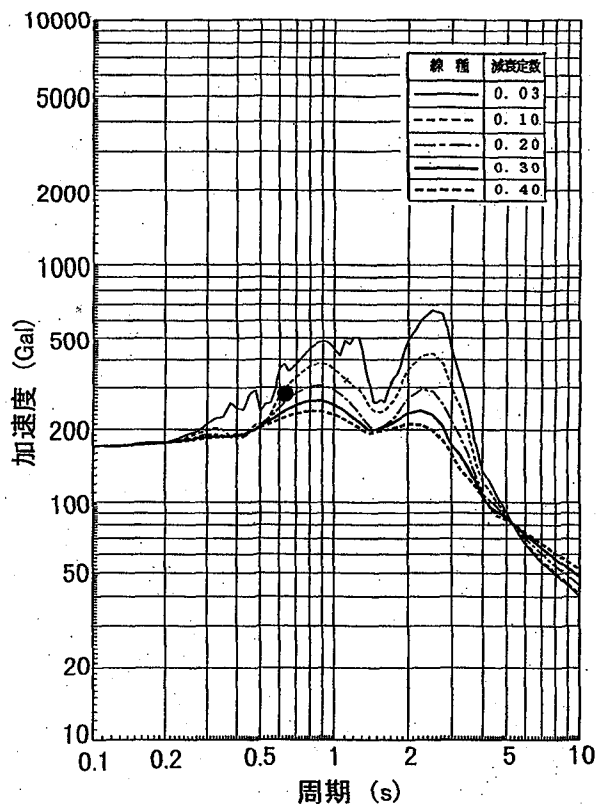


図-12 加速度応答スペクトル
(海底面下 $1/\beta$ 地点)

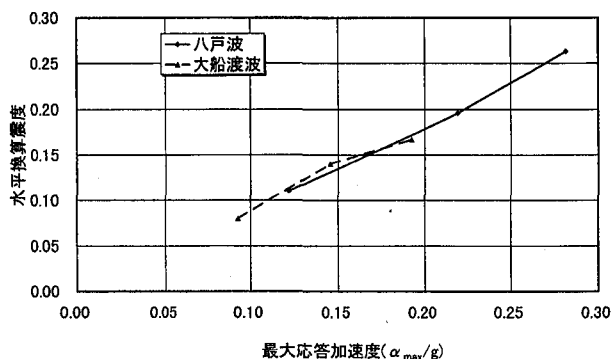


図-13 栈橋上部工の応答加速度と水平換算震度の関係

次に、栈橋上部工での応答加速度の最大値とその時点の杭頭曲げモーメントとの関係を考察する。図-13 に栈橋上部工の最大応答加速度と杭頭（杭と上部工との接合部）での曲げモーメントの計算結果から換算した水平換算震度との関係を示す。水平換算震度は、計算された曲げモーメントに等しい杭頭曲げモーメントを与えるような水平震度を、前述のラーメンモデルを用いて逆算して求めたものである。その結果、若干のばらつきはあるものの、式(6)に示すような関係が認められた。

$$k_{heq} = (0.8 \sim 0.95) \alpha_{max} / g \quad \text{---- (6)}$$

ここで、

k_{heq} : 水平換算震度

α_{max} : 上部工での応答加速度の最大値

g : 重力加速度

したがって、安全側の値として、栈橋上部工の最大加速度と重力加速度との比の 95% の値を水平換算震度とする。

4. SHAKE による加速度応答スペクトルの計算

4.1 減衰定数の設定

3. で述べた FLUSH による計算では、入力地震動の大きさや地盤条件に関係なく、減衰定数を 0.1 に設定して得られた加速度応答スペクトルにより動的応答が想定できた。設計に用いる加速度応答スペクトルは、計算の簡便さを考えて、1 次元地盤モデル (SHAKE) により計算するので、その計算の精度を検証する必要がある。

図-14 にモデル栈橋の地盤部分のみを SHAKE により解析し、その結果から得られた海底面下 $1/\beta$ 地点での応答加速度による加速度応答スペクトルを示す。同図中の●印は、モデル栈橋の固有周期と上部工位置での最大応答加速度 (FLUSH の結果) の関係を示している。この場合、FLUSH の結果とは異なり、地盤条件に応じて減衰定数を変化させなければ加速度応答スペクトルで栈橋上部工の応答加速度を説明できない結果となった。この理由としては、実際の栈橋では斜面があること (SHAKE は 1 次元モデルであるので斜面はモデル化できない)、杭が存在

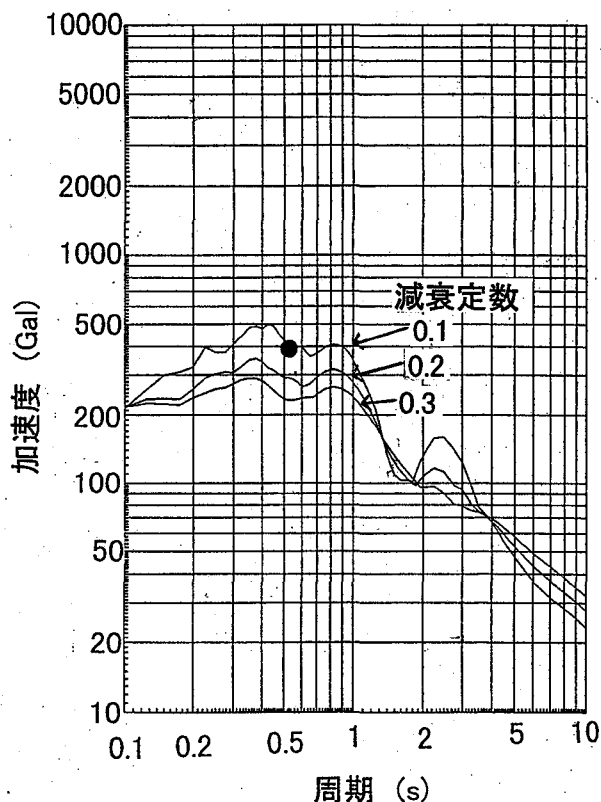


図-14(1) 加速度応答スペクトル
(I 種地盤, 入力基盤波 200Gal)

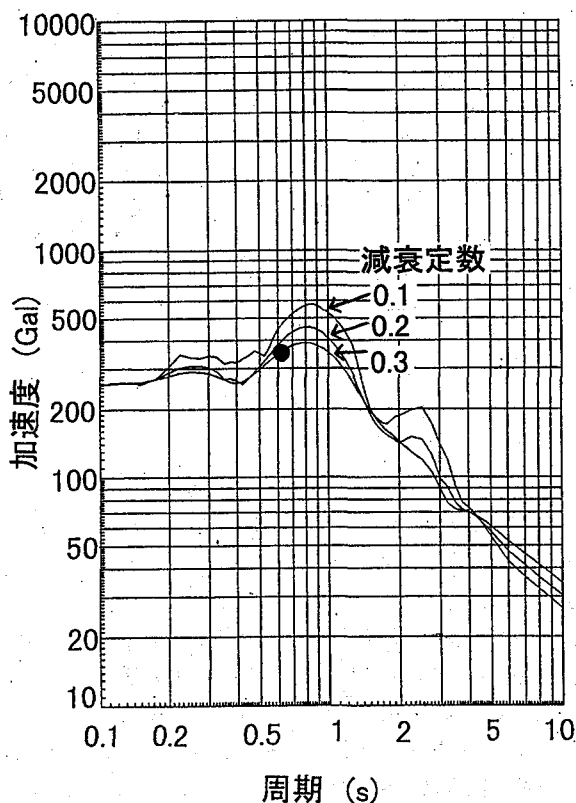


図-14(2) 加速度応答スペクトル
(II 種地盤, 入力基盤波 200Gal)

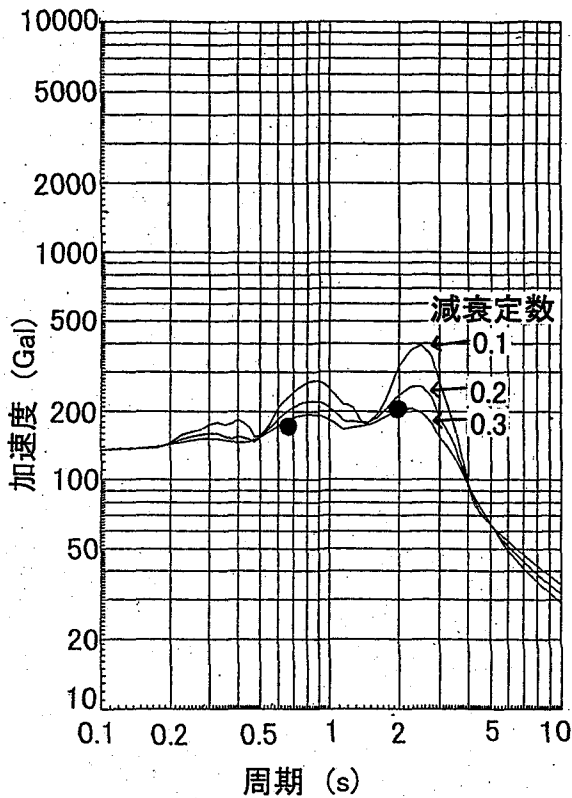


図-14(3) 加速度応答スペクトル
(Ⅲ種地盤、入力基盤波 200Gal)

することなどが考えられる。

図-15 に SHAKE の場合の減衰定数と地盤の固有周期の関係を取りまとめる。同図より、ある地盤の固有周期から減衰定数が急に大きくなる傾向があると考えられる。地盤固有周期と減衰定数との関係を詳しく定めることは今回の解析の範囲では不十分であり、今後の検討課題である。また、図-15 より、Ⅱ種地盤（地盤の固有周期 0.33s）でも減衰定数が 0.1 に近い場合もあるが、今回は設計で用いる地盤種別ごとの構造物-地盤系の減衰定数として、表-3 を用いることとする。

表-3 地盤種別と減衰定数の関係

地盤種別	減衰定数
I 種地盤	0.1
Ⅱ種地盤	0.2
Ⅲ種地盤	0.3

4.2 平均スペクトルの計算

(1) 入力地震波の選定

平均加速度応答スペクトルを計算するための地震波として、これまでの強震観測記録の中から代表的と考えられる基盤波(2E)11 波を選定した。これらの地震波を表-4 に示す。それぞれの地震波の実測の最大加速度は同表に示すとおりであるが、以下の解析においては、いずれ

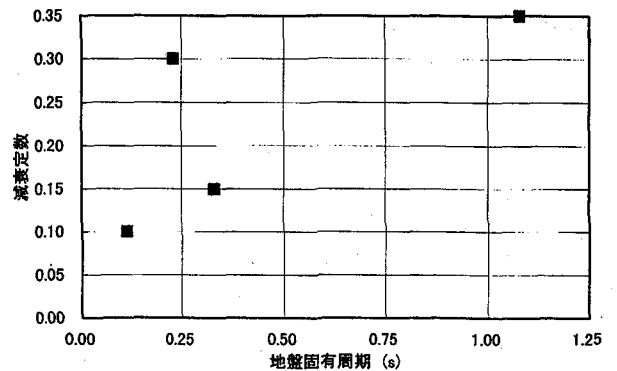


図-15 地盤の固有周期と減衰定数の関係

の地震についても最大加速度が 100, 200, 300Gal となるように調整した。

(2) 平均加速度応答スペクトル

11 波の地震波による海底面下 $1/\beta$ 位置の応答加速度から求めた加速度応答スペクトルに基づき、栈橋の耐震設計用加速度応答スペクトルを提案することとした。その際、地盤種別に応じて、表-3 に示した減衰定数を用いた。

図-16 に基盤入力最大加速度が 100Gal の場合の地盤種別ごとの応答加速度スペクトルを示す。これは、11 波の入力地震波から求めた応答スペクトルすべてを重ね書きしたものである。このスペクトルの平均を求めることにより、栈橋の耐震設計用加速度スペクトルが得られることになる。また、ここでは示していないが、基盤加速度が 200Gal および 300Gal の場合についても同様の処理を行って定めることになる。

なお、ここでいう平均とは厳密な算術平均ではなく、スペクトルのばらつきなどを考慮したものであることを意味する。

表-4 入力地震波一覧

No	地震波名称	地震名	観測地	最大加速度 (Gal)
1	八戸 S	十勝沖地震	八戸港	170
2	大船渡 E	宮城県沖地震	大船渡港	162
3	秋田 N	日本海中部地震	秋田港	146
4	釧路 E	釧路沖地震	釧路港	304
5	花咲 E	北海道東方沖地震	花咲港	350
6	開北橋 W	宮城県沖地震	開北橋	293
7	八戸 W	十勝沖地震	八戸港	160
8	大船渡 N	宮城県沖地震	大船渡港	138
9	秋田 E	日本海中部地震	秋田港	128
10	花咲 N	北海道東方沖地震	花咲港	367
11	函館	北海道南西沖地震	函館港	60

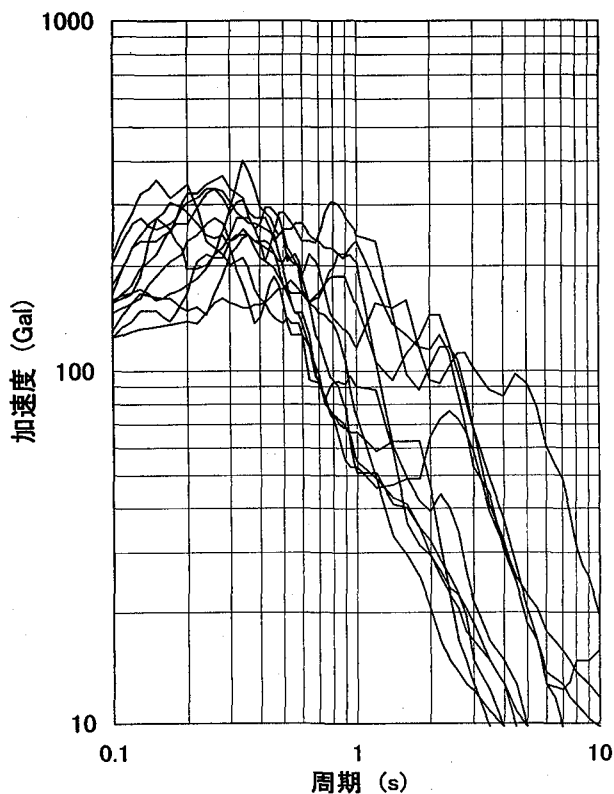


図-16(1) 加速度応答スペクトル
(I種地盤, 入力基盤波 100Gal, 減衰定数 0.1)

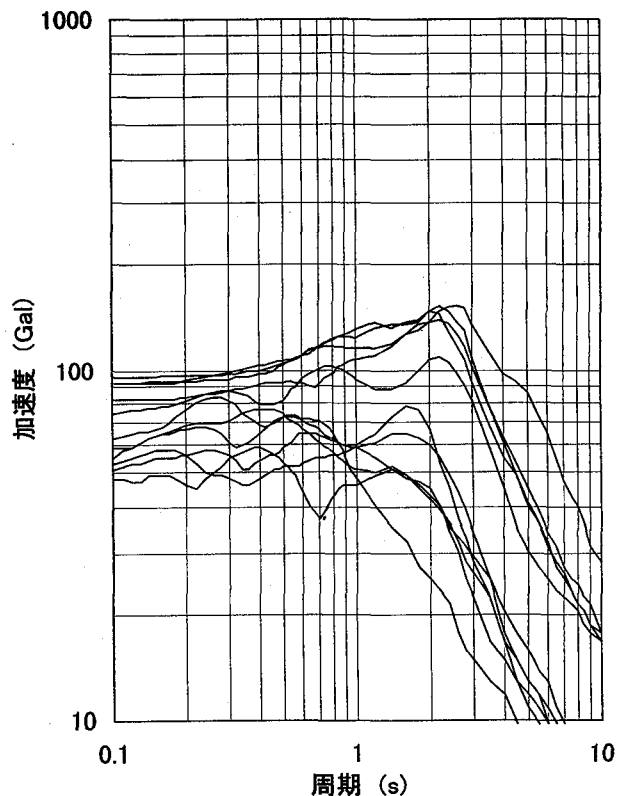


図-16(3) 加速度応答スペクトル
(III種地盤, 入力基盤波 100Gal, 減衰定数 0.3)

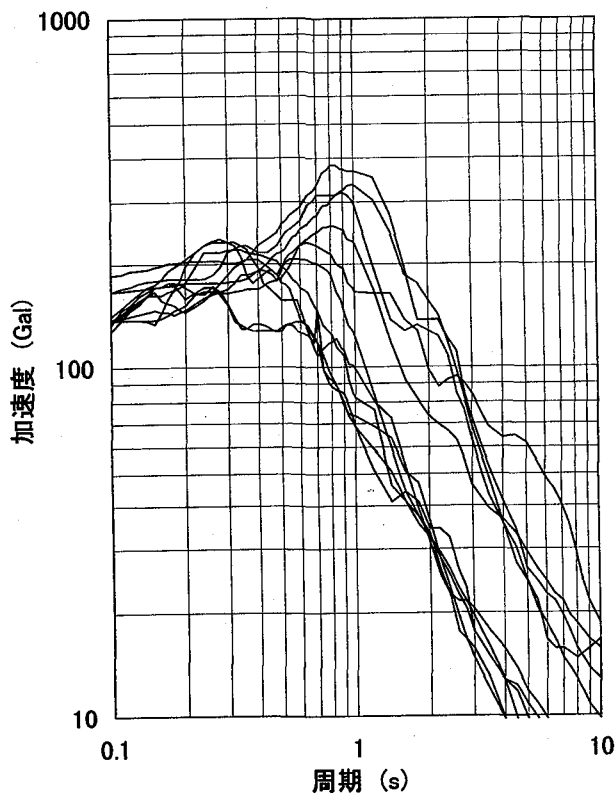


図-16(2) 加速度応答スペクトル
(II種地盤, 入力基盤波 100Gal, 減衰定数 0.2)

5. 栈橋の設計震度に関する考察

5.1 解析の目的

既に述べたように、過去に栈橋が地震被害を受けたことはほとんどない。塩釜港貞山埠頭 3 号岸壁（設計震度 0.05）は、1978 年 6 月 12 日の宮城県沖地震を経験したが、栈橋は無被害であった⁶⁾。しかし、隣接する重力式護岸（設計震度 0.05）は地震により変位するなどの被害を受けた。すなわち、実際には重力式護岸の設計震度を超える地震力を本栈橋も受けたものと想定されるため、この栈橋を解析することにより栈橋の設計震度に関する考察を行う。

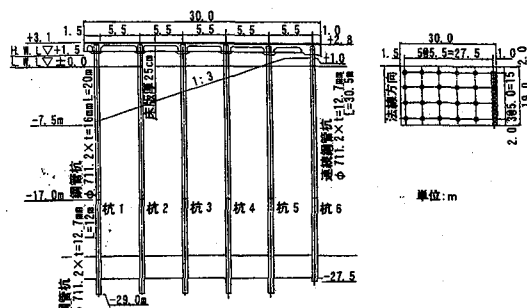


図-17 塩釜港貞山埠頭 3 号岸壁標準断面図

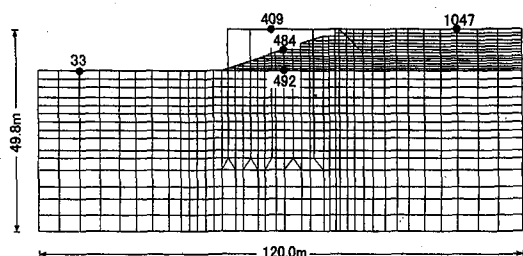


図-18 有限要素分割図

土質番号	せん断弾性係数 (tf/m^2)	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m^3)	減衰定数
①	842	0.48	1.35	0.025
②	842	0.48	1.35	0.025
③	812	0.48	1.35	0.025
④	1050	0.48	1.35	0.025
⑤	1368	0.48	1.35	0.025
⑥	7913	0.48	2.00	0.028
⑦	23716	0.48	2.00	0.028
⑧	5935	0.48	1.50	0.028
⑨	5935	0.48	1.50	0.028
⑩	18387	0.48	2.00	0.028

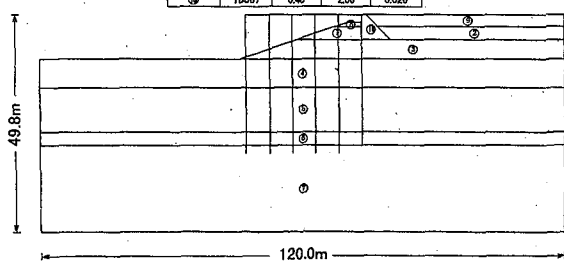


図-19 地盤条件モデル

5.2 解析モデルの概要

計算方法、境界条件などは3. で述べたものと同じである。図-17 に栈橋の標準断面図を、図-18 に有限要素分割を、また図-19 に地盤条件モデルを示す。入力地震波は、当該港湾での基盤入力波が観測されていなかったため、比較的近郊の大船渡港で観測された基盤波を用いた。この基盤波の最大加速度は161.2Galである。

5.3 解析結果と考察

図-20 に、図-18 で示した位置での加速度の時刻歴を示す。この地震の際に、塩釜港の地表面で観測された最大加速度はE-W成分が288Gal、N-S成分が299Galであった。この加速度は、解析により得られた値である222.8Gal（背後地表面での最大値）よりも若干大きく、言い換えれば本解析は少し小さめの加速度を入力あるいは計算していることになる。図-21 に杭頭モーメントの時刻歴波形を示す。上図が海側の杭で順次陸側の杭の曲げモーメントを示している。この最大曲げモーメントと設計計算による曲げモーメントとの比較を表-5に示す。表中の「水平震度0.1相当」は、水平震度を0.1とした場合に杭頭に生じる曲げモーメントの計算値である。この値を用い、解析で算定された曲げモーメントと等価な曲げモーメントを杭頭に生じさせる水平震度を水平換算震度として、同表に示している。表-5から、杭2、3、4の杭頭に設計震度0.13相当の曲げモーメントが計算されているにもかかわらず、設計震度0.05で設計された栈橋は破壊を免れたことになる。

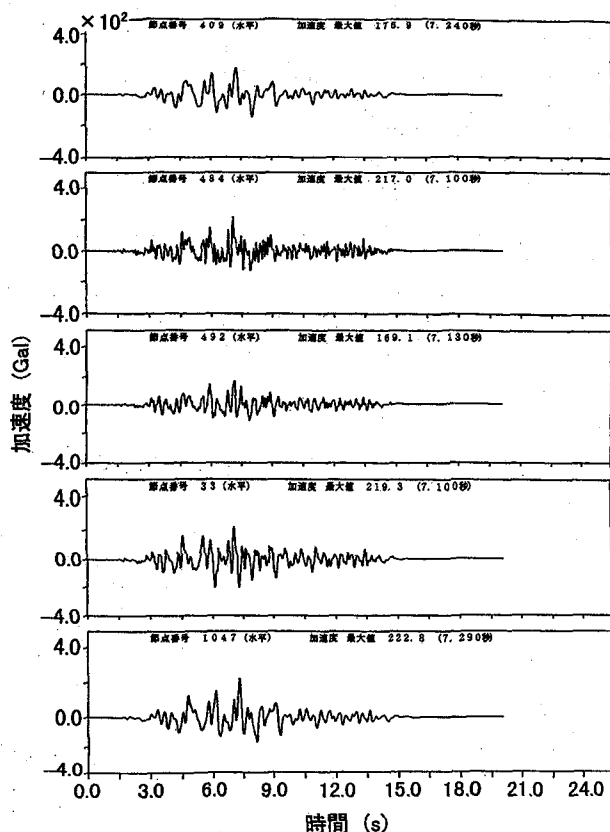


図-20 応答加速度の時刻歴図

FLUSH による解析の結果、本栈橋には設計震度を越える大きな地震力が作用した可能性があるにもかかわらず、被害がまったく生じなかった。また、4. で示した平均加速度応答スペクトルから想定すると、当該地域がⅡ種地盤に分類されることと、入力基盤加速度が約161Galであることから、基盤加速度が100Galと200Galの平均スペクトルから栈橋上部工で約180Galの応答が推定される。これを図-13に示した関係から最大曲げモーメントを与える水平換算震度を求めると0.17となる。これらのことから、当該栈橋は無被害であったが、設計震度を越える地震動が入力した結果、杭の塑性化によるエネルギー吸収などの現象が実際は生じていたことも、この現象を説明する可能性のひとつとして考えられる。

本栈橋は設計震度により断面諸量が定められているので、設計震度0.05が作用したときに地震時許容応力度、すなわちおおむね降伏応力度に達することになる。そこで、ニューマークのエネルギー一定則により杭が許容塑性変位に達したときの相当震度を試算する。現状では栈橋鋼管杭の許容塑性率が定められていないので、ここでは道路橋示方書⁷⁾を参考に便宜的に許容塑性率を4とすると、おおむね0.13程度の地震力まで計算上は耐えられることになり、今回の結果と合致する。

表-5 各杭の曲げモーメントと相当震度

杭番号	杭 1(海側)	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5	杭 6(陸側)
最大曲げモーメント (tf・m)	13.45	13.91	14.4	12.93	9.314	34.83
水平震度 0.1 相当 (tf・m)	6.0	6.84	7.92	9.24	10.98	74.64
水平換算震度	0.12	0.13	0.13	0.13	0.085	0.047

注：杭 6 は鋼管矢板構造である

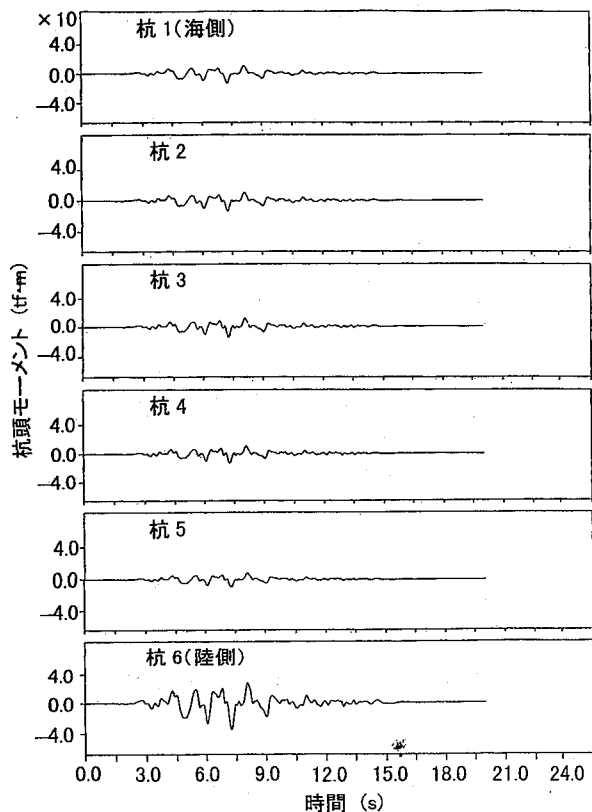


図-21 杭頭モーメントの時刻歴波形図

このように、エネルギー一定則あるいはそれに類似の現象が地震時に栈橋に生じていると考えると、設計震度を加速度応答スペクトルで求めた値よりも低減できることになる。前述の検討から、鋼管杭の塑性変形をある程度許容すると、本研究で提案した平均加速度応答スペクトルから定まる設計震度をさらに 60%程度に低減（塑性率 4 程度に相当）しても安全性は確保できるものと思われる。

6. まとめ

本研究の結果得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 1次元地盤モデルを用いて栈橋建設地点での海底面下 1/β 位置での加速度から算定した加速度応答スペクトルは、2次元モデルで得られる構造物の応答とほぼ一致した。
- (2) 栈橋建設地盤の固有周期応じて、加速度応答スペクトルを求める際の減衰定数を 0.1～0.3 にとれば、2次元モデルで得られる応答とほぼ一致した。
- (3) 地盤種別および入力加速度別に耐震設計に適用可能な応答スペクトルを提案した。
- (4) 地震時に被害を受けなかった栈橋の逆解析により、今回提案する加速度応答スペクトルにより求めた水平震度は安全側の応答を与えていた。

栈橋の地震時挙動については未解明の事項が多く残されており、今後模型振動実験、現地観測などをとおして解明を図っていく予定である。本研究の実施にあたっては、港湾技術研究所稲富隆昌特別研究官、井合進地盤震動研究室長のご指導を得たことに感謝の意を表します。

参考文献

- 1)稲富隆昌ほか：1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害状況，港湾技研資料，No.857，1997.
- 2)南兼一郎ほか：神戸港 T 栈橋の地震被害状況と静的および動的解析，基礎工，Vol.25，No.9，pp.112～119，1997.
- 3)運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1989.
- 4)運輸省港湾局監修：埋立地の液状化対策ハンドブック，沿岸開発技術研究センター，1993.
- 5)稲富隆昌，高木保志，風間基樹：鋼直杭式栈橋の地震観測と動的解析，港湾技研資料，No.615，1988.
- 6)土田 肇ほか：1978 年宮城県沖地震港湾被害報告，港湾技研資料，No.325，1979.
- 7)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，pp.167～172，1996.

(1997 年 9 月 26 日受付)