

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1352 March 2019

制振部材を活用した鋼管杭式栈橋の補強に関する検討

小濱 英司
粟津 進吾
大矢 陽介
塩崎 禎郎

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

National Institute of Maritime,
Port and Aviation Technology, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 研究の流れ	4
2.1 検証対象の栈橋と組杭構造	4
2.2 検証方法	5
3. 模型実験	5
3.1 制振部材の性能確認	5
3.2 模型実験の準備	6
3.3 模型実験の結果	9
4. 模型実験の再現解析	10
4.1 解析条件	11
4.2 解析結果	12
5. 実設計を想定した解析	14
5.1 組杭構造の二次元化に関する検討	14
5.2 実設計を想定した補強検討	15
5.3 栈橋と組杭構造を剛結した場合の検討	19
6. まとめ	20
参考文献	20
付録	22
付録-1 制振部材の小型振動台試験の結果	22
付録-2 制振部材の性能確認の予備実験	23
付録-3 組杭構造と地盤のモデル化の検討	24
付録-4 ゴム板のモデルパラメータを定めるための解析	26

INVESTIGATION ON REINFORCEMENT OF A PIER WITH STEEL PIPE PILES USING SUPPLEMENTAL DAMPING DEVICES

Eiji KOHAMA *
Shingo AWAZU**
Yousuke OHYA***
Yoshio SHUOZAKI**

Synopsis

Energy-related facilities in waterfront area are required to have seismic performance to continue energy supply after large-scale earthquakes in the near future. Since marine oil terminals with pile-type dolphins have loading arms and piping connected to the reservoir on the land side, it is necessary to suppress the response acceleration and displacement of the pier deck and damage to the piles during earthquakes.

To propose a reinforcement method that satisfies these requirements, a shake table test for a pile-type dolphin using supplemental damping devices was carried out. The dolphin has additional structures having high rigidity with inclined piles on both sides of the pier and supplemental damping devices between the pier and the additional structures. As a result of the shake table test, it was found that the response acceleration and displacement of the surface of the pier are reduced and the damage to the piles is suppressed by absorption of the energy during the shake by the supplemental damping devices. Moreover, it was also found that seismic response reduction of loading arms on the pier is expected.

Furthermore, seismic response analysis for model-scale was carried out and confirmed the reproducibility of the shake table test results. It was found that the reinforcement has a large damping effect even under conditions close to the actual structure.

Key Words: Pile-type dolphin, supplemental damping device, seismic retrofit, shake table test, seismic response analysis

* Head, Earthquake and Structural Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Engineering Department
** Civil Engineering Research Department, Steel Research Laboratory, JFE Steel Corporation
*** Senior Researcher, Earthquake and Structural Dynamics Group
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-844-505 Fax : +81-46-841-0839 e-mail: kohama-e83ab@pari.go.jp

制振部材を活用した鋼管杭式栈橋の補強に関する検討

小濱 英司*・栗津 進吾**・大矢 陽介***・塩崎 禎郎**

要 旨

臨海部のエネルギー関連施設は、将来発生が懸念される巨大地震後においても、エネルギー供給を継続するための高い耐震性能が求められる。エネルギー入出荷用の鋼管杭式栈橋では、ローディングアーム等の設備が上載され、陸域の貯槽とつながる配管を有することから、耐震対策には栈橋上部工の加速度と変位の低減および杭の損傷の抑制が要求される。

これらの要求に応えるための一例として、栈橋の両サイドに剛性の高い組杭構造を新設し、それらの間を制振部材で結合する補強構造を対象に、模型実験による効果の検証を行った。その結果、栈橋と組杭構造の水平剛性の違いから、制振部材が大きく変形することでエネルギー吸収が生じ、栈橋上部工の加速度応答、変位応答および杭の曲げモーメントの低減が両立できることが確認できた。また、栈橋の上載設備の応答低減も期待できることが分かった。

また、実設計での地震応答解析による制振補強構造の設計を考慮し、模型実験結果を評価できる数値解析モデルを検討して模型実験結果の再現性を確認した。さらに、実験で考慮されていない地盤の液状化や杭の降伏耐力などを考慮した追加解析を行い、そのような条件においても同様の補強効果が得られることを確認した。

キーワード：鋼管杭式栈橋，制振構造，耐震補強，振動台実験，地震応答解析

* 地震防災研究領域 耐震構造研究グループ長

** JFEスチール株式会社 スチール研究所 土木・建築研究部

*** 地震防災研究領域 耐震構造研究グループ主任研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5058 Fax：046-841-0839 e-mail: kohama-e83ab@pari.go.jp

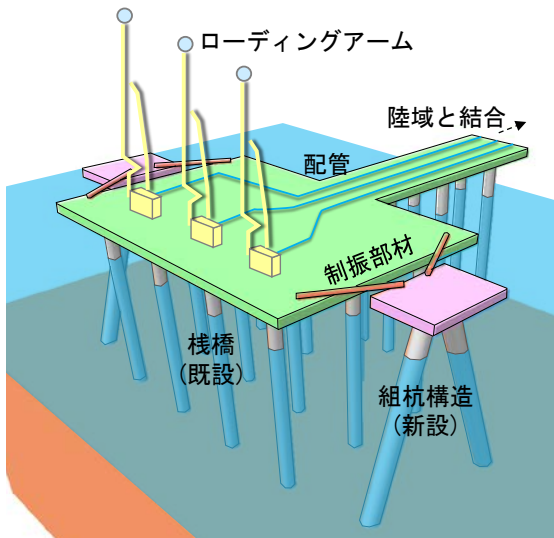
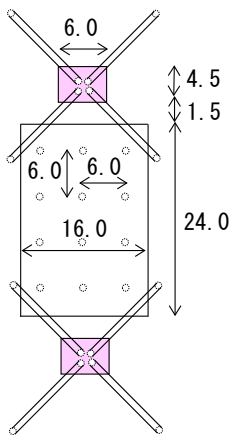


図-1 栈橋の制振補強構造

主な構造仕様

- 直杭：鋼管（直径900mm，板厚11mm）
- 組杭：鋼管（直径1200mm，板厚20mm）
- 栈橋上部工：自重21kN/m² + ローディングアーム4台
- 組杭上部工：自重21kN/m²

平面図（単位：m）



立面図

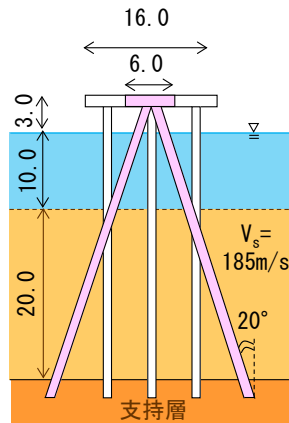


図-2 検討対象の栈橋と組杭構造

1. まえがき

石油・ガスの入出荷を行うエネルギー関連施設は、地震後にもエネルギー供給を継続することが求められる¹⁾。そのため、今後発生が懸念される首都直下地震、南海トラフ巨大地震に対しても、設備を維持する耐震性能が要求される。エネルギー関連施設の臨海部は、石油タンカーやLNG船を接舷するため、鋼管杭式栈橋構造となることが多く、栈橋上部工に荷役のためのローディングアーム等の設備が搭載されている。さらに、LPGやLNG

を運ぶための配管が敷設され、陸域の貯槽等の設備とつながっている。そのため、臨海部のエネルギー入出荷栈橋の耐震対策においては、①栈橋上部工の加速度応答を抑える（上載設備の倒壊、損傷防止）、②栈橋上部工の変位応答を抑える（敷設配管の損傷防止）、③栈橋の鋼管杭の損傷を抑える（栈橋の健全性確保）、が必要となる。

著者の一人は、①②③を同時に対策する方法として、図-1のように既存エネルギー入出荷栈橋の両サイドに水平剛性の高い組杭構造を新設し、それらの間に制振部材で結合する制振補強構造を提案している²⁾。これは、栈橋と組杭構造の水平剛性が異なることを利用して、制振部材に効率的にエネルギーを吸収させ、合理的に栈橋を補強しようとするもので、地震応答解析によって補強の有効性を示している。そこで、本研究では、この制振補強構造の補強効果の検証を目的として、大型振動台を用いた模型実験を行った。また、実設計における補強検討時の地震応答解析を想定して、液状化による構造物被害予測プログラムFLIP³⁾による実験の再現解析を実施した。さらに、レベル2規模の地震動を入力波とした追加解析を行い、制振補強構造の有効性を評価した。

なお、実構造物では、背面地盤の液状化による護岸の側方流動の影響によって杭が損傷した被災事例があるが、今回は栈橋本体の挙動のみに着目した検討を行った。護岸の側方流動の可能性がある場合は、別途対策が行われている前提とする。

2. 研究の流れ

2.1 検証対象の栈橋と組杭構造

検証対象のエネルギー入出荷栈橋とその制振補強の概要を図-2に示す。以下において栈橋の法線方向を奥行方向、法線直角方向を幅方向とする。補強対象の既存栈橋について、設計水深-10mとし、幅16m奥行24mの上部工に直径900mm板厚11mmの鋼管杭を4行×3列に鉛直に有するものとした。支持層までの地盤は厚さ20mで、支持層までの杭長は33mとした。これを補強する制振構造基礎の組杭構造は、上部工を幅6m奥行4.5mとし、直径1200mm板厚20mmの鋼管杭を鉛直に対して20度の角度で放射状に広がって設置するものとする。地盤条件について、支持層までの地盤の層中央でのせん断波速度は185m/s（N値7程度に相当）とした。

栈橋と組杭構造の上部工の自重は単位面積重量21kN/m²を想定して算定し、栈橋についてはさらに380kN/台のローディングアーム4台分を足した重量に設定した。

2.2 制振補強効果の検証方法

文献2では、既設栈橋と組杭構造の上部工をつなぐ制振部材として座屈拘束ブレースが用いられているが、模型サイズでの再現は困難なため、別の部材が必要となった。また、本実験では時間の縮尺が大きくなることが想定されたため、入力波の主要周期成分や栈橋の固有周期が短いことを考慮して、制振部材には短周期で効果の高い高減衰ゴムの板を用いた。実構造で想定される制振部材との違いをふまえ、検証の流れは以下のようにした。

① 制振部材の性能確認と模型振動実験

実験に先立ち、ゴム板の性能確認および解析定数の設定のための、小型振動台を用いたゴム板の繰返し载荷試験を行った。その後、制振補強されたエネルギー栈橋の模型振動台実験を行い、補強効果の検証を行った。

② 模型振動実験の再現解析

実設計における解析検討につなげるため、FLIPによる模型振動台実験結果の再現解析を行い、本構造の解析モデルを構築した。

③ 実設計を想定した追加解析

模型振動台実験の再現解析で設定したモデルをベースにして、実設計を想定した追加解析を行い、制振補強構造の有効性を確認した。

3. 模型実験

3.1 制振部材の性能確認

(1) 試験条件

制振部材となるゴム板の、性能確認と解析定数の設定のための要素試験として、小型振動台を用いたゴム板の繰返し载荷試験を事前に行った。ゴム板には、市販の高減衰ゴム（縦140mm×横200mm×厚さ15mm）を用いた。図-3のようにゴム板の片側を振動台に取付け、反対側は動かないように固定し、既存栈橋と新設組杭構造を接続する際と同様に、ゴム板をせん断方向に動的に繰返し変形させた。振動台および固定台とゴム板の間には二軸ロードセルを挟み、加振時のせん断力を計測できるようにした。また、振動台側はレーザー変位計で変位を計測し、ゴム板のせん断変形量とせん断力の関係を調べた。加振周期は小型振動台の出力の最短である周期0.1秒まで計測した。試験条件を表-1に示す。

(2) 試験結果

周期0.25秒の、ゴム板のせん断変形量とせん断力の履歴を図-4に示す（他の試験ケースの結果は付録-1参照）。履歴ループが確認され、ゴム板にエネルギーを吸収する性能があることが分かった。また、加振周期に依存して、

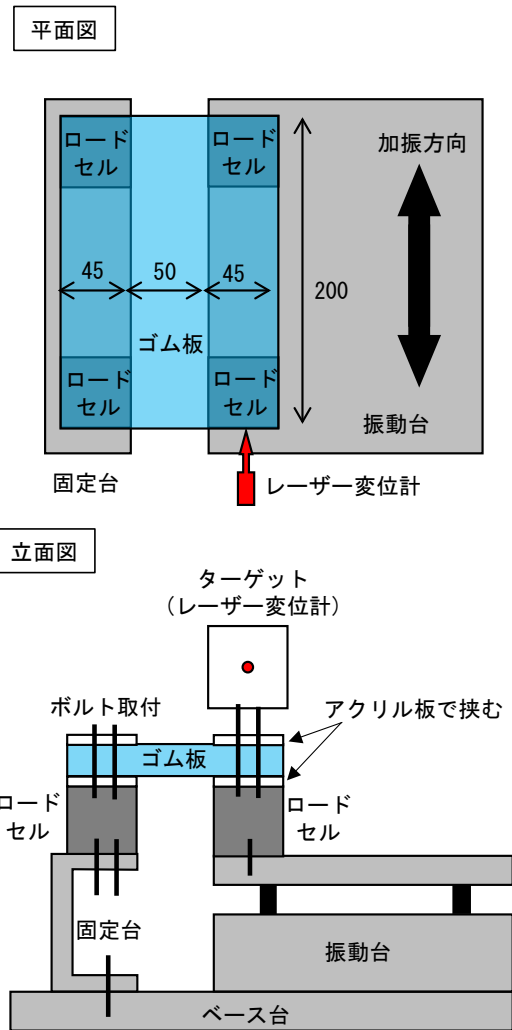


図-3 ゴム板の繰返し载荷試験の配置図

表-1 小型振動台試験の試験条件

波形	加振周期	計測方法
正弦波	0.1秒～1秒 (10ケース)	10往復させて、値を計測 (計測周期：0.0039秒)

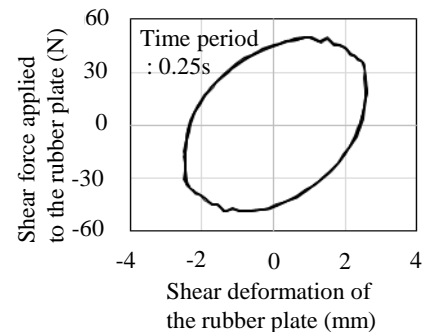


図-4 小型振動台の試験結果（周期 0.25 秒）

表-3 直杭および組杭の実物と模型の物性比較

	外径 (mm)	板厚 (mm)	ヤング率 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面二次 モーメント (m ⁴)	軸剛性 (kN)	曲げ剛性 (kN・m ²)	軸剛性 実物/模型 (相似則)	曲げ剛性 実物/模型 (相似則)
直杭(実物)	900	11	2.06×10 ⁸	3.07×10 ⁻²	3.04×10 ⁻³	6.14×10 ⁶	6.07×10 ⁵	1160 (1780)	1.59×10 ⁶ (1.60×10 ⁶)
直杭(模型)	25	1	7.0×10 ⁷	7.54×10 ⁻⁵	5.44×10 ⁻⁹	5.28×10 ³	3.81×10 ⁻¹		
組杭(実物)	1200	20	2.06×10 ⁸	7.41×10 ⁻²	1.29×10 ⁻²	1.48×10 ⁷	2.58×10 ⁶	1730 (1780)	1.58×10 ⁶ (1.60×10 ⁶)
組杭(模型)	40	1	7.0×10 ⁷	1.23×10 ⁻⁴	2.33×10 ⁻⁸	8.58×10 ³	1.63×10 ⁰		

表-2 主な相似則

パラメータ	実物/模型	縮尺比
長さ	λ (λ)	30
密度	1 (λ_ρ)	1
ひずみ	$\lambda^{0.8}$ (λ_ε)	15.2
時間	$\lambda^{0.9}$ (λ_{t_e}) ^{0.5}	21.4
地盤のせん断波速度	$\lambda^{0.1}$ ($\lambda/\lambda_\varepsilon$) ^{0.5}	1.41
地盤のせん断剛性	$\lambda^{0.2}$ ($\lambda_\rho\lambda/\lambda_\varepsilon$)	1.97
曲げ剛性	$\lambda^{4.2}$ ($\lambda^5\lambda_\rho/\lambda_\varepsilon$)	1600000
軸剛性	$\lambda^{2.2}$ ($\lambda^3\lambda_\rho/\lambda_\varepsilon$)	1780
軸力	λ^4 ($\lambda^4\lambda_\rho$)	810000
曲げモーメント	λ^3 ($\lambda^3\lambda_\rho$)	27000
変位	$\lambda^{1.8}$ ($\lambda\lambda_\varepsilon$)	456
速度	$\lambda^{0.9}$ ($\lambda\lambda_\varepsilon$) ^{0.5}	21.4
加速度	1 (1)	1

能があることが分かった。また、加振周期に依存して、ゴム板の剛性や減衰性能が変化することも分かった。そこで、次節の振動台実験の前に、地盤を作成しない栈橋模型単独の条件での予備実験を行い、上部工と鋼管の構造だけの状態において栈橋応答を低減する効果があるかどうかを検討した。その結果、ゴム板により既存栈橋を組杭構造に接続することによって栈橋応答は低減し、ゴム板の荷重-変形履歴からエネルギー吸収効果を発揮していることを確認した（実験内容と結果は付録-2参照）。

3.2 模型実験の準備

(1) 適用相似則

実験は大型振動台の上に設置した、高さ1.5m、幅4.0m、奥行き2.15mの鋼製剛土槽を用いて行い、幾何縮尺1/30の模型を作成することにした。相似則については、Iaiにより提案されている、1G場における振動台実験の相似則⁴⁾を適用した。この相似則を適用するにあたり、濱田ら⁵⁾の手法を参考にして、ひずみの縮尺は幾何縮尺の0.8乗（一般的に用いられる縮尺は0.5乗）として相似則を定めた。これは、組杭の曲げ剛性と軸剛性を同時に合わせ、実物の組杭構造の挙動を再現するためである。本実験での相似則と模型縮尺比を表-2に示す。

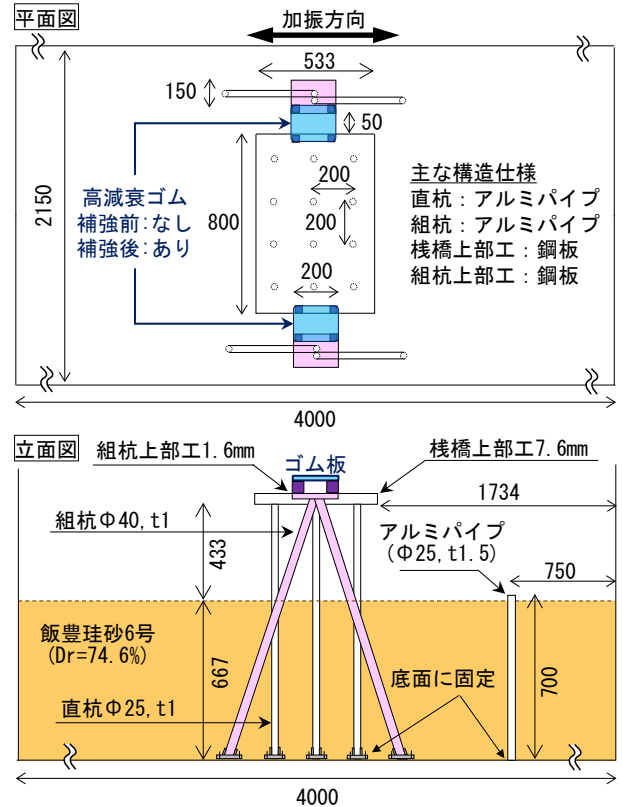


図-5 縮小模型の配置図

(2) 模型の配置

本研究においては栈橋の動的挙動のみに着目しているため、栈橋背面の護岸部は考慮せず、支持層より上の栈橋部のみを模型化した。また、栈橋と組杭構造の剛性の違いを利用した補強効果の検証に焦点をあてており、地盤の液化状等は考慮しないため、実験では水を用いず気中の条件とした。さらに、二次元解析での再現を想定し、組杭が栈橋の奥行き方向には傾斜せず、幅方向に向かって設置されている構造とした。放射状の組杭構造を幅方向にしたことによる影響は、後述の解析で考察する。前項の相似則より、直杭には直径25mmで板厚1mmのアルミパイプを、組杭には直径40mmで板厚1mmのアルミパイプを選定した。実物の杭との物性値の比較を表-3に載せる。但し、剛性と降伏点の両方の再現は困難なため、降伏点

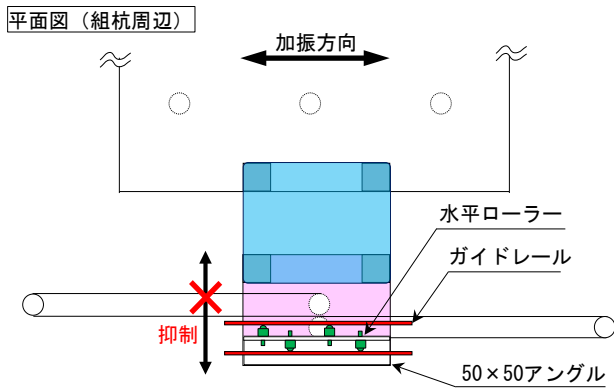


図-6 水平ローラーとガイドレールの配置図

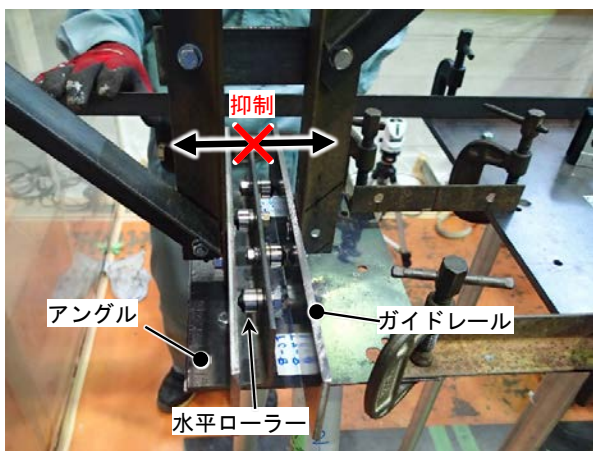


写真-1 水平ローラーとガイドレールの外観

は過大となっている。上部工については、重量縮尺が幾何縮尺の3乗となるように設定し、栈橋上部工は板厚7.6mmの鋼板で、組杭構造の上部工は1.6mmの鋼板で作成した。補強後の実験ケースでは、制振部材である高減衰ゴムが加振によりゴム板がせん断変形するように、栈橋上部工と組杭構造の上部工を結合するように設置した。模型の配置を図-5に示す。

杭の下端は、土槽の底面とボルトで接合して固定した。これは、後の再現解析において杭の境界条件を明確にするためである。組杭構造は、図-6と写真-1のように上部工に水平ローラーを取付け、剛土層に接続して反力をとるように配置したガイドレールを用い、奥行方向の変形を抑制するよう工夫した。

また、栈橋から離れた位置に、直径25mm、板厚1.5mm、長さ700mmのアルミパイプを鉛直に設置した。これは、作成した地盤の水平地盤反力係数を求めることを目的とした水平載荷試験を行うためのものである。

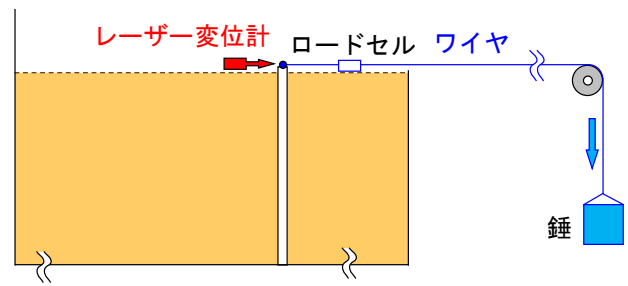


図-7 アルミパイプの水平載荷試験の概要

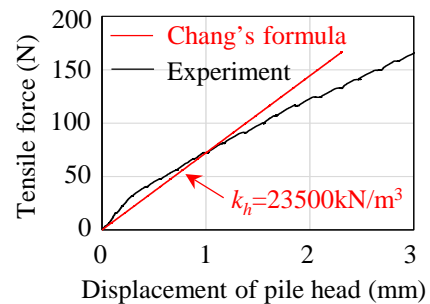


図-8 アルミパイプ杭頭の変位と水平荷重の関係

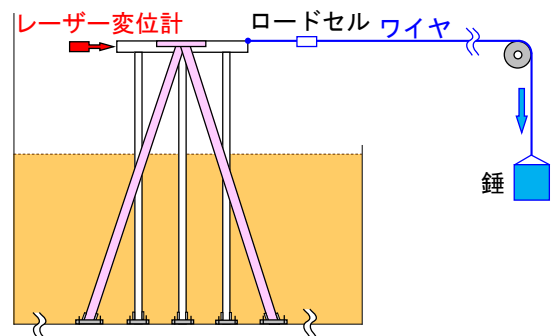


図-9 栈橋模型の水平載荷試験のイメージ

(3) 地盤作成

1G場における振動台実験の相似則を適用する場合、ひずみの縮尺を幾何縮尺の0.5乗とおくと、地盤の再現性が良いことが知られている⁶⁷⁾。しかし、本実験の相似則では、ひずみの縮尺を幾何縮尺の0.8乗としたことから、地盤のせん断波速度の相似則が合うように地盤を作成した。表-2の相似則より、模型地盤のせん断波速度は132m/sとなるため、これを目標として、飯豊珪砂6号を用いて空中落下法で作成した後、SWEEP加振を与えて締め固めた。その結果、パルス波加振で求めた地盤のせん断波速度は134m/sとなり、その相対密度は74.6%となった。

(4) 水平地盤反力係数の算定

模型栈橋の仮想固定点を求めるため、単杭の水平載荷試験を行い、Changの方法で仮定される水平地盤反力係数

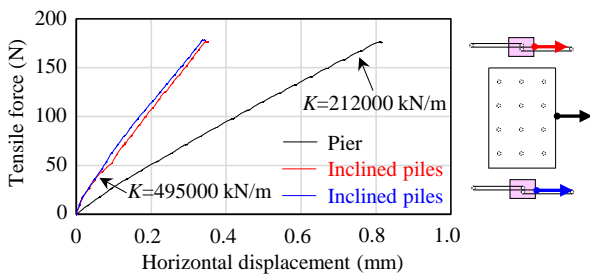


図-10 水平載荷試験の変位と荷重の関係

表-4 水平載荷試験の結果

	水平剛性 (kN/m)	上部工重量 (kg)	固有周期 (秒)
栈橋	212000	25.9	0.069
組杭構造	495000	1.29	

を調べた。図-7のように、鉛直に設置したアルミパイプの杭頭を、張力計を挟んだワイヤーで水平に引いたときの、張力と杭頭の水平変位の関係を調べた。結果を図-8に示す。事前の予備解析で、栈橋の杭の地盤高さでの最大変位は1mm程度と想定されたため、杭頭変位が1mmのときの傾きと、Changの式で求めた傾きとが等しくなるように水平地盤反力係数を定め、23500kN/m³とした。

(5) 栈橋模型の水平載荷試験

栈橋模型の水平剛性を調べるため、前項と同様の水平載荷試験を行った。試験のイメージを図-9に示す。張力計を挟んだワイヤーで栈橋と両側の組杭構造の上部工を引き、横軸を上部工の水平変位、縦軸を張力としたときの、初期勾配から水平剛性を算定した。結果を図-10と表-4に示す。表の栈橋の項目には、模型を1質点と仮定したときに(1)式で算出される固有周期も合わせて記載した。

$$T = 2\pi\sqrt{m/k} \dots\dots\dots(1)$$

なお、 T : 固有周期、 m : 上部工質量、 k : 水平剛性である。

(6) 計測項目および計測機器の配置

計測は、加速度計、レーザー変位計、ロードセル、ひずみゲージを用いて行った。栈橋上部工と組杭構造の上部に加速度計を設置するとともに、それぞれの上部工の水平変位をレーザー変位計で計測した。栈橋の杭と組杭の一部には、ひずみゲージを貼り付けた。高減衰ゴムは、図-3と同様に二軸ロードセルを挟んで設置した。また、栈橋直下と栈橋から離れた地盤の中に加速度計を設置した。さらに、振動台にも加速度計を設置して加振波を計測した。計測機器の配置を図-11に示す。

なお、水平載荷試験で求めた水平地盤反力係数をもと

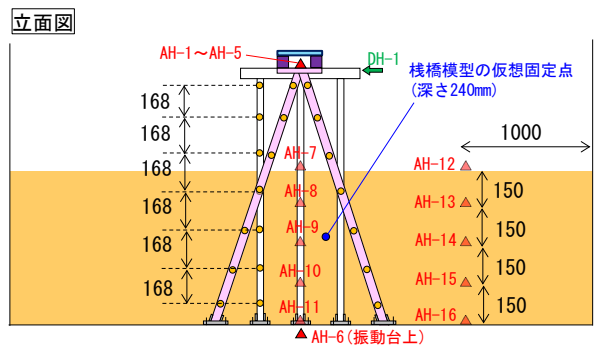
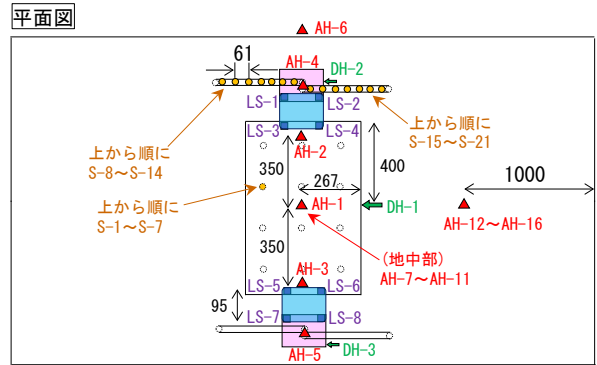


図-11 計測機器の配置図

表-5 自由振動試験の結果

	固有周期 (秒)	減衰定数
栈橋 (AH-2)	0.063	0.056
組杭構造 (AH-4)	0.010	0.061
組杭構造 (AH-5)	0.010	0.061

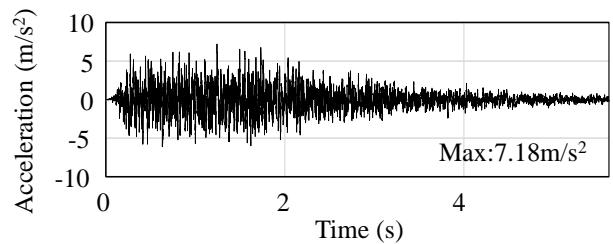


図-12 入力波の加速度時刻歴

に、栈橋模型の仮想固定点を算出したところ、深さ0.24mの地点となり、地盤中央の加速度計 (AH-9, AH-14) の近傍であった。

(7) 自由振動試験

振動台による加振の前に、模型の振動特性を把握するための自由振動試験を行った。自由振動試験は、鋼製ハンマで栈橋上部工に衝撃を与えて加速度を計測し、固有周期と減衰特性を調べた。減衰定数は、上部工の波形より隣り合う振幅の比の自然対数を取り、(2)式に示す対数

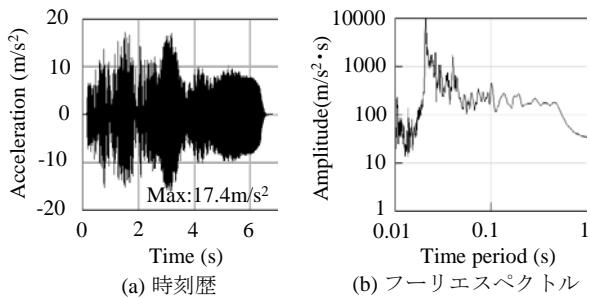


図-13 振動台(AH-6)の出力波形

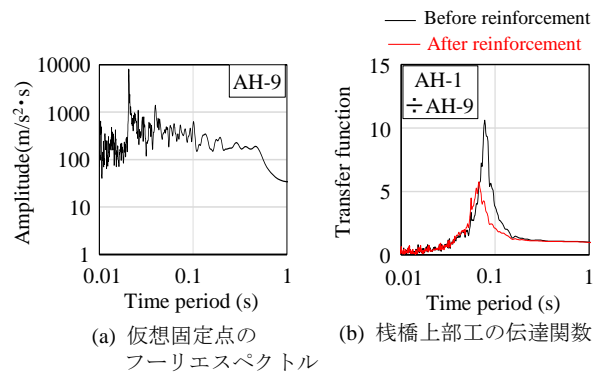
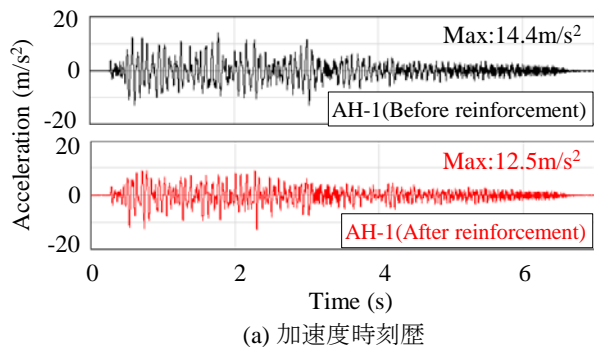
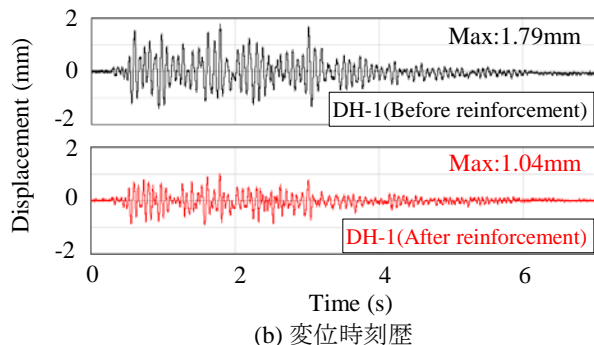


図-15 橋橋上部工の伝達関数



(a) 加速度時刻歴



(b) 変位時刻歴

図-14 橋橋上部工の時刻歴波形

減衰率より算出した。結果を表-5に示す。

$$h = \frac{\ln(a_1/a_2)}{2\pi} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 h ：減衰定数、 a_1 、 a_2 ：隣り合う振幅である。

(8) 入力波

加振実験における入力波には、図-12に示すランダム波を使用した。本実験の相似則では、表-2に示されるように、変位の縮尺が456倍と大きいため、橋橋上部工の変位を計測しやすいように、振幅が大きい(最大加速度が7.18m/s²)波形にした。

3.3 模型振動実験の結果

(1) 振動台の出力波形

振動台上(AH-6)で計測した加速度時刻歴およびフーリエスペクトルを図-13に示す。振動台制御装置に入力する

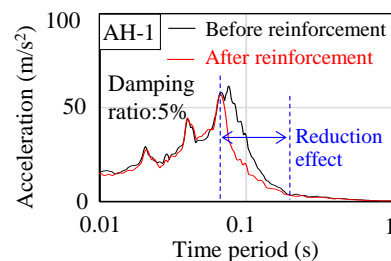


図-16 橋橋上部工の加速度応答スペクトル

波形データに対する振動台応答加速度の伝達関数を考慮して、入力波形を補正して出力した結果、最大加速度は17.4 m/s²、フーリエスペクトルは0.02秒をピークとする形状となった。

(2) 橋橋上部工の応答の比較

橋橋上部工の加速度と変位について、補強前と補強後の挙動の比較を行った。橋橋上部工の加速度計(AH-1)と変位計(DH-1)の時刻歴結果を図-14に示す。補強前の構造では、最大加速度は14.4m/s²、最大変位は1.79mmであり、補強後の構造では、最大加速度は12.5m/s²、最大変位は1.04mmであった。最大加速度が13%、最大変位が42%低減され、本補強方法によって両方が抑制できることが確認できた。

得られた加速度データを用いて、橋橋上部工の伝達関数を算出して比較した。結果を図-15に示す。伝達関数は、橋橋上部工の加速度のフーリエスペクトルを、橋橋直下の仮想固定点近傍の加速度計(AH-9)のフーリエスペクトルで除して算出している。仮想固定点のフーリエスペクトルは、振動台(AH-6)のスペクトルと比べて、ピーク値が小さくなっている。補強後の伝達関数は補強前と比べて、ピークの値が46%小さくなるとともに、ピークの周期が0.078秒から0.067秒に14%短くなった。

上載設備の応答低減の効果を評価するため、橋橋上部工の加速度時刻歴より減衰比5%の加速度応答スペクトル

を算出して図-16で比較した。加速度応答スペクトルの周期0.07秒～0.2秒（実スケールに換算して1.5秒～4.3秒）の区間で応答が低減され、それ以外の周期では同等の応答であった。このことより、上載設備の応答も補強前の同等以下になると考えられる。

(3) 栈橋の杭の曲げモーメントの比較

補強前後の栈橋の直杭に発生した曲げモーメントを比較した。最大値と最小値の分布の比較を図-17に示す。曲げモーメントは、計測した曲げひずみに、アルミのヤング率とアルミパイプの断面係数を乗じて算出している。補強による栈橋上部工の最大変位の低減に伴い、杭の上

端から中央にかけて、曲げモーメントも小さくなった。平均で25%程度が低減され、杭の損傷抑制に効果があるという結果が得られた。

(4) ゴム板の変形量と荷重の履歴

補強後の実験ケースにおける、ゴム板のせん断変形量とせん断荷重の履歴を調べた。図-18に結果を示す。ここでは加振中の全履歴と大きな栈橋応答が生じている0.63sから0.70sの1ループを抽出したものを示しており、3章の要素試験と同様に、加振中の履歴ループが生じ、エネルギーが吸収されていることが確認できた。

4. 模型実験の再現解析

本章では、実験で得られた補強効果を、実設計での補強検討の解析につなげるため、地盤-構造物系の有限要素法動的解析プログラム FLIP による実験結果の再現解析を行う。

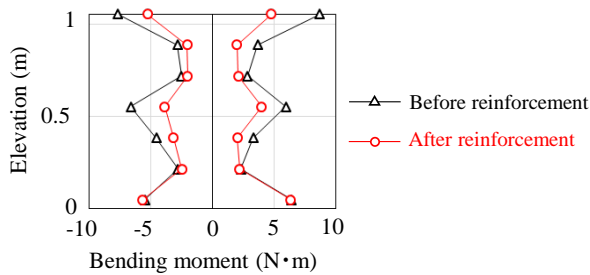


図-17 杭に発生した最大と最小曲げモーメントの比較

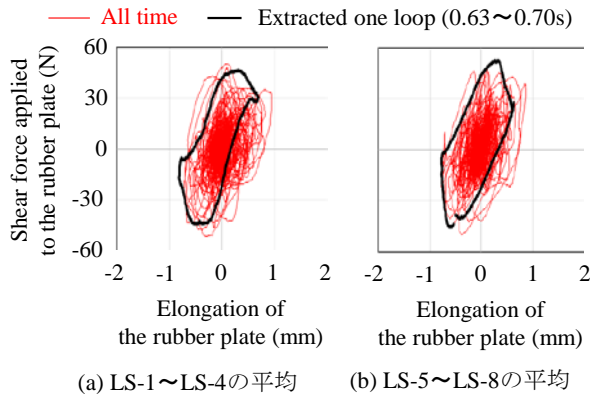


図-18 ゴム板のせん断変形とせん断力の履歴

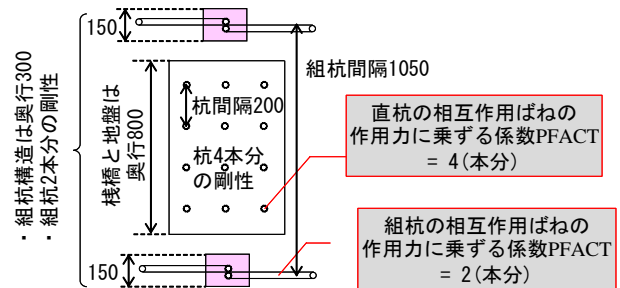


図-19 栈橋と組杭構造の二次元化の考え方

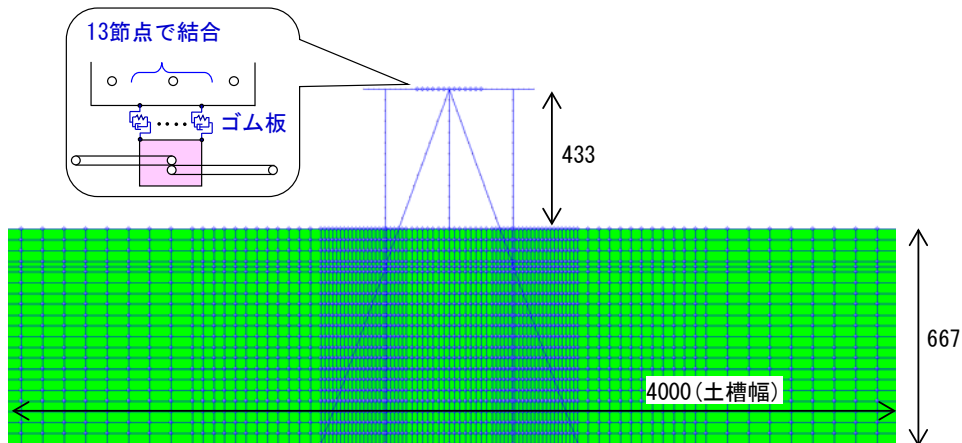
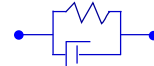


図-20 FLIPのメッシュ図とモデル図

表-6 アルミパイプと鋼板の解析パラメータ

		直杭	組杭	栈橋の 上部工	組杭の 上部工
密度	ρ (t/m ³)	2.70	2.70	7.85	7.85
曲げ剛性	EI (kN・m ²)	1.52	3.26	6.34	0.848
軸剛性	EA (kN)	21100	17200	1270000	339000
奥行	(mm)	800	300	800	300

ばね定数
 $k = 3.96$ (kN/m)



減衰係数
 $c = 0.036$ (kN・s/m)

図-21 ゴム板のパラメータ(Kelvin-Voigtモデル)

表-7 地盤の解析パラメータ

		地盤
密度	ρ (t/m ³)	1.59
基準拘束圧	σ_{ma} (kN/m ²)	3.90
基準初期せん断剛性	G_{ma} (kN/m ²)	28200
基準初期体積剛性	K_{ma} (kN/m ²)	73500
せん断抵抗角	ϕ (deg.)	41.2
拘束圧依存性	m_g, m_k	0.5
最大減衰定数	h_{max}	0.24
奥行	(mm)	800

表-8 解析諸条件

項目	手法
初期自重解析	1段階：地盤 2段階：栈橋，組杭構造
数値解析法	Wilson θ 法($\theta=1.4$), $\Delta t=0.000391s$
レーレー減衰	$\alpha=0, \beta=0.0002$
杭-地盤相互作用	杭と地盤は相互作用ばねで連結 直杭の作用力に乗ずる係数PFACT：4 組杭の作用力に乗ずる係数PFACT：1.52
境界条件	側面：鉛直ローラー 底面：固定境界

4.1 解析条件

(1) 栈橋と組杭構造のモデル化

本構造は，栈橋と組杭構造の剛性差を利用した補強構造である．そのため，モデル化においては，奥行方向の形状が一定でない組杭構造の，剛性の設定方法が重要となる．そこで，栈橋と組杭構造は，奥行の長さを考慮して，図-19の考え方でモデル化した．

栈橋と地盤の上部工には，奥行800mm分の質量と剛性を与え，直杭は4本分の剛性パラメータを設定した．組杭構造の上部工には，両サイド合わせた奥行300mm分の質量と剛性を設定し，杭は2本分の剛性とした．また，組杭の杭-地盤相互作用ばねは，組杭間の距離（直径の26.3倍）を想定して配置した．相互作用ばねは，考慮する杭本数から，直杭と組杭に対する作用力を，それぞれ4倍，2倍とした．

作成したFLIPの解析メッシュとモデルを図-20に示す．地盤メッシュは，土槽の幅の4m分を作成した．実験では栈橋の上部工と組杭構造の上部工をゴム板で幅を持たせて結合したため，解析では，13対の同じ座標の節点を栈橋と組杭構造に配置し，それらの間をバネ要素で結合させることで実験でのゴム板を表現した．

なお，本項のモデル化の方法は，組杭の杭間隔および地盤の奥行に関するパラメトリックスタディに基づいて設定しているが，それらの条件の違いは結果にはあまり影響しない．その条件および結果は付録-3に示す．

(2) 地盤と構造物の解析定数

模型のアルミパイプと鋼板は線形はり要素でモデル化

した．地盤はマルチスプリング要素でモデル化し，初期せん断剛性は，地盤の密度とせん断波速度により決定した．せん断抵抗角は，地盤の相対密度より，既往⁸⁾の三軸試験の結果を参照して設定した．解析パラメータを表-6，表-7に示す．

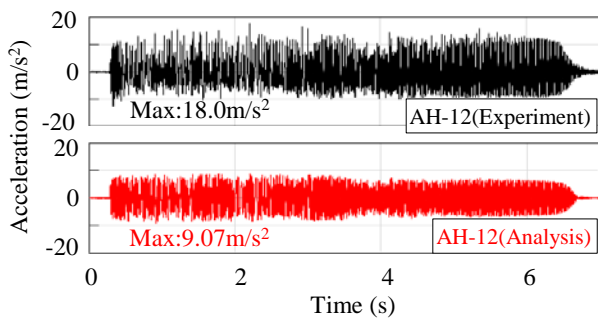
(3) ゴム板のモデル化とパラメータ設定

ゴムの剛性や減衰性能は，ひずみ依存性，温度依存性，周期依存性があり，複雑な挙動を示す．それらを考慮する場合は，複数のばねとダッシュポッドを組合せた一般化Maxwellモデル，一般化Kelvin-Voigtモデル等が用いられる．しかし，本解析の目的はゴムの挙動を詳細に表現することではないため，簡易なKelvin-Voigtモデルで，挙動を近似的に表すこととした．

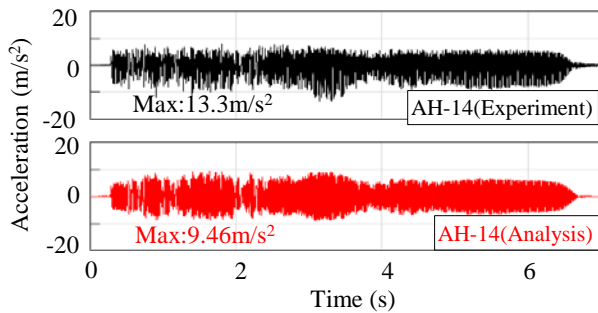
パラメータは付録-2で実施した栈橋模型単独の振動台実験の結果と合うように設定した（解析内容と結果は付録-4参照）．決定したパラメータを図-21に示す．

(4) その他の解析条件

レーレー減衰の剛性比例係数 β は，1次元地盤の1次固有振動モードに対して減衰定数が1%となるよう設定した．実験は剛土槽で行ったため，側面境界は鉛直ローラー条件、底面は固定境界条件とした．入力波には，振動台の加速度計(AH-6)の波形データ（計測周期0.000391秒）を用いたので， Δt も周期に合わせた．解析諸条件を表-8に示す．

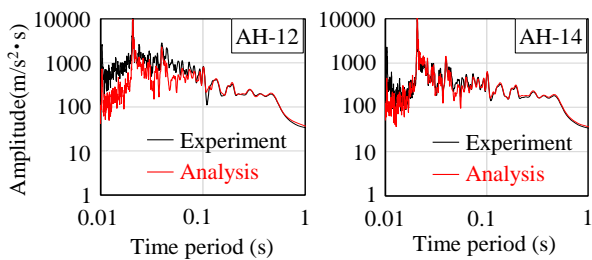


(a) 地表面の加速度時刻歴



(b) 仮想固定点の加速度時刻歴

図-22 地盤の時刻歴波形の比較



(a) 地表面の比較

(b) 仮想固定点の比較

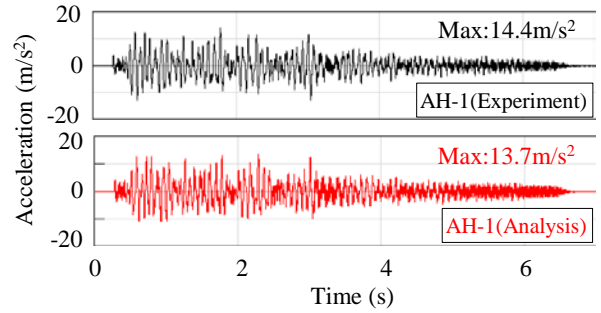
図-23 地盤加速度のフーリエスペクトルの比較

4.2 解析結果

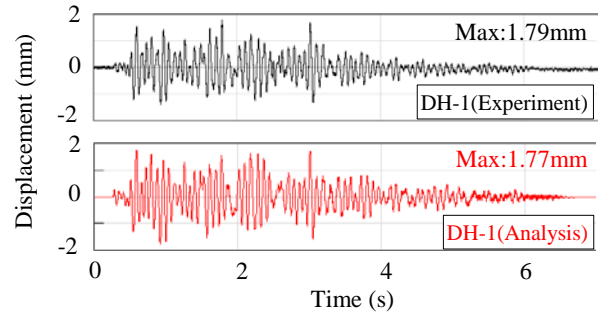
(1) 地盤の再現性評価

栈橋模型から離れた地盤の加速度計の実験結果を用いて、モデル化した地盤の再現性を評価した。解析で地表面(AH-12)と仮想固定点付近(AH-14)の加速度を出力し、実験結果と比較した。時刻歴波形の比較を図-22に、フーリエスペクトルの比較を図-23に示す。

地表面の加速度時刻歴は、全体的に実験値が大きくなっている。フーリエスペクトルについても、周期0.1秒以下で実験値の方が大きくなっており、解析結果が加速度を過小評価しているという結果になった。一方、仮想固定点の加速度時刻歴では、最大加速度は小さいが、全体的な波形の形状は比較的類似している。また、フーリエスペクトルについても、実験値の分布を再現できている。

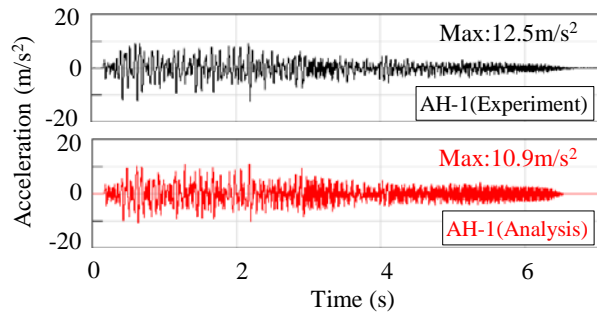


(a) 加速度時刻歴

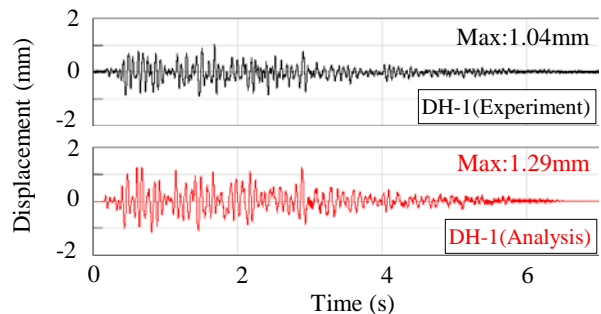


(b) 変位時刻歴

図-24 補強前の栈橋上部工の応答比較



(a) 加速度時刻歴



(b) 変位時刻歴

図-25 補強後の栈橋上部工の応答比較

地表面の加速度の再現性は高くないが、次項で栈橋上部工の伝達関数を評価するにあたっては、地盤の仮想固定点のフーリエスペクトルが実験値を再現できているので、問題はないと考えられる。

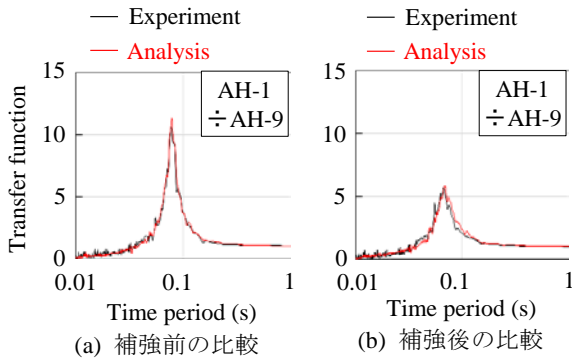


図-26 栈橋上部工の伝達関数の比較

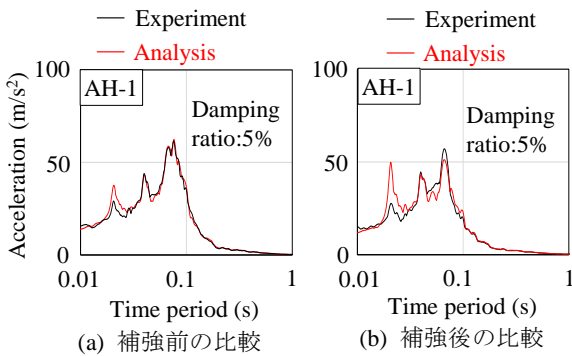


図-27 栈橋上部工の加速度応答スペクトルの比較

(2) 栈橋上部工の応答の比較

栈橋上部工の変位と加速度について、補強前と補強後の実験値と解析値を比較する。補強前の応答比較を図-24に、補強後の応答比較を図-25に示す。いずれの波形についても、実験値の挙動に近い形状が解析で得られた。解析値について、補強前の構造では、最大加速度は 13.7m/s^2 、最大変位は 1.77mm であり、補強後の構造では、最大加速度は 10.9m/s^2 、最大変位は 1.29mm であった。最大加速度が20%、最大変位が27%低減され、実験結果と同様に補強による抑制が確認できた。

得られた加速度時刻歴から、栈橋上部工の加速度の伝達関数を算出し、実験値と比較した。結果を図-26に示す。伝達関数は、栈橋上部工の加速度のフーリエスペクトルを、仮想固定点近傍の加速度計(AH-9)の節点位置のフーリエスペクトルで除して算出している。補強前、補強後の両方について、ピークの周期とピーク値を精度よく再現できている。

栈橋上部工の加速度時刻歴より、加速度応答スペクトルを算出して図-27で比較した。補強後のスペクトルは、補強前と比べると、実験値との誤差が生じているが、概ね再現できている。

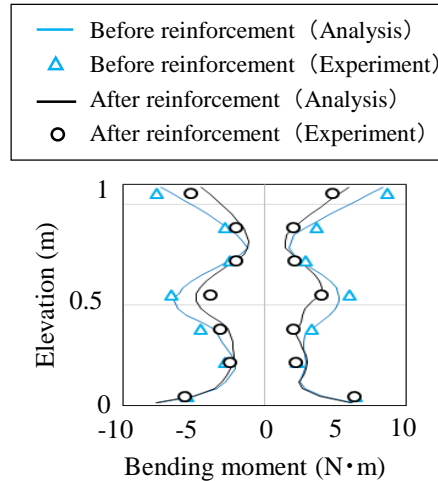


図-28 杭に発生した最大と最小曲げモーメントの比較

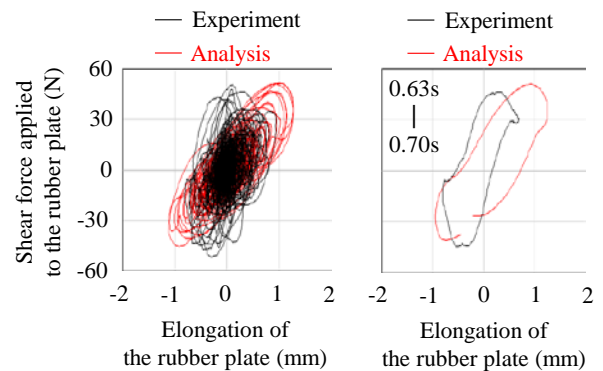


図-29 ゴム板の変形と荷重の比較 (LS-1~LS-4 の平均)

(3) 栈橋の杭の曲げモーメントの比較

加振中に栈橋の直杭に発生した曲げモーメントを比較した。最大曲げモーメントと最小曲げモーメントの分布の比較を図-28に示す。実験値と解析値は概ね一致しており、実験で見られた補強後の曲げモーメントの低減を、解析でも再現することができた。

(4) ゴム板の出力

加振中のゴム板のせん断変形とせん断力の履歴を比較した。栈橋両脇のゴム板の履歴を、図-29と図-30に示す。せん断力の最大値は同程度であるが、変形量は解析値の方が大きい。これは、周期0.1秒の試験で定めた解析パラメータに対して、入力波の主要周期成分が0.1秒より短いため、ゴムの動的弾性率(変形の傾き)を過小評価している影響と考えられる。

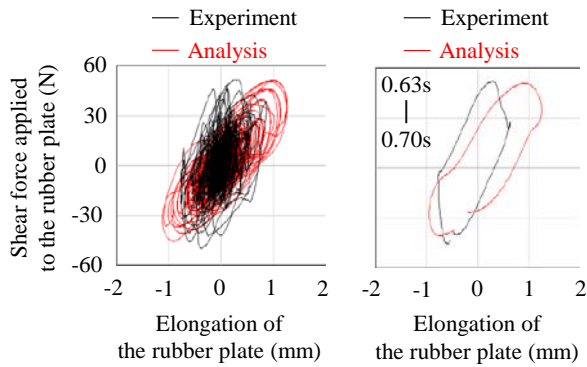


図-30 ゴム板の変形と荷重の比較 (LS-5~LS-8 の平均)

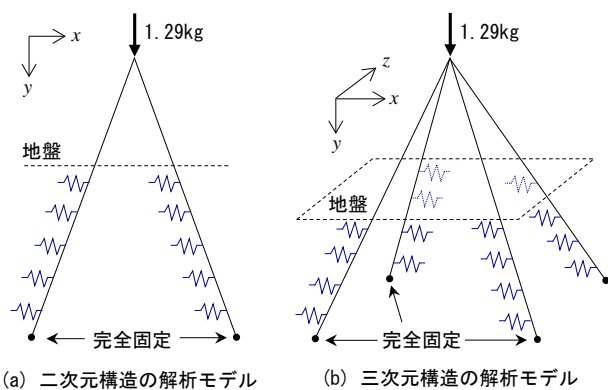


図-31 骨組解析のモデル

5. 実設計を想定した解析

本章では、前章で得られた解析モデルをもとに、実設計を想定した追加解析を行い、補強効果を確認した。まず、組杭構造を放射状（三次元構造）から幅方向（二次元構造）にした影響について考察を行った。次に、実験で表現できなかった点を考慮した解析を実施した。考慮した条件は、①杭の降伏点を相似則に合わせたこと、②地盤の液状化を考慮したこと、③L2地震動を入力波としたこと、である。また、比較ケースとして、栈橋と組杭構造を剛結した場合の解析も行った。

5.1 組杭構造の二次元化に関する検討

文献2では、組杭構造の栈橋に対する水平方向剛性比が2倍程度になると、変位と加速度の低減効果が一定に収束するとされている。すなわち、組杭構造の剛性が一定以上の条件では、構造の変形量は概ね一定になっていると考えられる。

そこで、本節では、骨組の地震応答解析によって、本来の三次元の組杭構造と、実験の二次元の組杭構造の変

表-9 アルミパイプの解析パラメータ

		組杭
密度	ρ (t/m ³)	2.70
ヤング率	E (kN/m ²)	7.00×10^7
断面積	I (m ⁴)	1.23×10^{-4}
断面二次モーメント	A (m ²)	2.33×10^{-8}
ねじりモーメント (三次元のみ)	J (m ⁴)	4.66×10^{-8}

表-10 地盤ばねの解析パラメータ

		地盤ばね
ばね定数	k (kN/m)	310

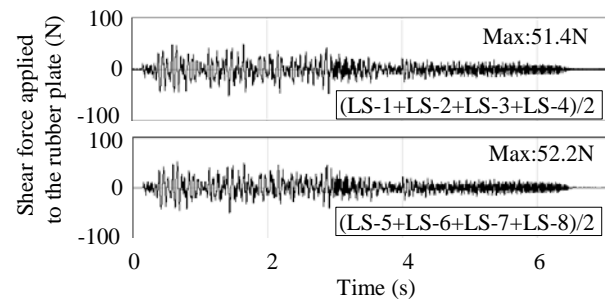


図-32 杭頭に作用させるロードセル荷重の時刻歴

形量を比較する。変形量に大きな差が無ければ、三次元の組杭構造でも、FLIPの二次元解析結果と同等の補強効果を得られると考えられる。

(1) 解析モデル

検討には、汎用動的解析プログラムTDAPⅢを用いた。二次元構造のモデルと、三次元構造のモデルを図-31に示す。三次元構造は、二次元に投影すると形状が二次元構造と一致する正四角錐である。杭の様子は実験と同じ、直径40mm、板厚1mmのアルミパイプである。杭頭部には、実験の上部工分の集中質量を付加した。地中部分には地盤ばねを配置し、杭の下端は完全固定条件とした。

(2) 解析パラメータ

杭は、線形はり要素でモデル化した。二次元構造は前章の解析パラメータと同じものを用いたが、三次元構造は中空円断面のねじりモーメントも設定している。杭の変形量は小さいと想定し、地盤ばねは線形ばね要素でモデル化した。ばね定数は、単杭の水平載荷試験より得られた水平地盤反力係数に、杭の直径を乗じて算出し、深さによらず一定とした。解析定数を表-9と表-10に示す。

(3) 解析条件

解析には、図-32に示す、ゴム板のロードセルから得られた荷重の時刻歴を杭頭に作用させた。また、栈橋と結合しない場合における組杭構造の上部工の加速度応答に、

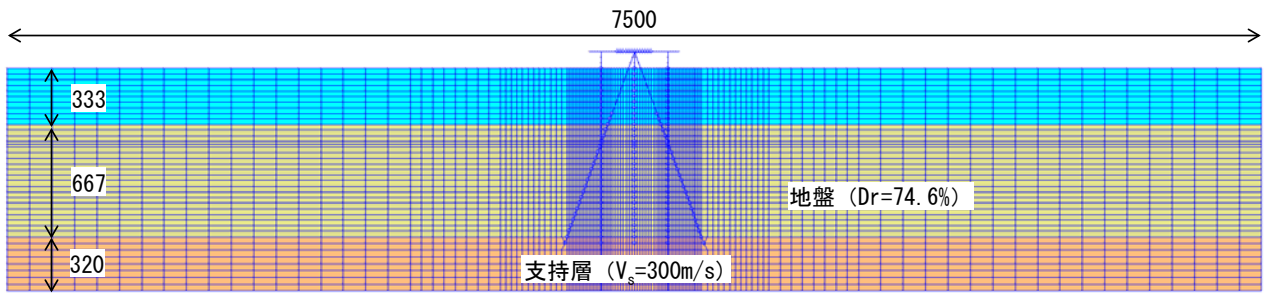


図-35 FLIP のメッシュ図

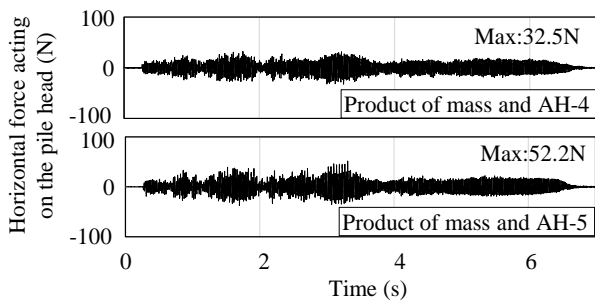


図-33 杭頭に作用させる水平慣性力の時刻歴

組杭構造の上部工質量を乗じて算出した水平慣性力も同時に杭頭に作用させた。水平慣性力の時刻歴を図-33に示す。

(4) 組杭の杭頭の応答比較

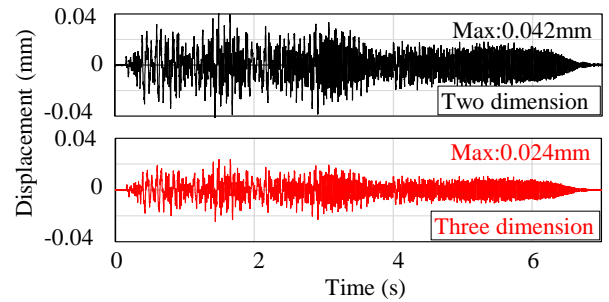
組杭の杭頭の変位時刻歴の比較を図-34に示す。栈橋両側のどちら側の荷重を作用させた場合においても、三次元構造の変位応答は、二次元構造よりも小さくなり、安全側の結果となることが確認できた。二次元および三次元のどちらの場合においても、組杭頭部の最大変位は実験における栈橋上部工の最大変位よりも2オーダー小さいので、それらのモデル化の違いが算定される栈橋補強効果に与える影響はないと考えられる。これらのことより、三次元の組杭構造を用いた実験においても、今回と同等の補強効果が得られると考えられる。

5.2 実設計を想定した補強検討

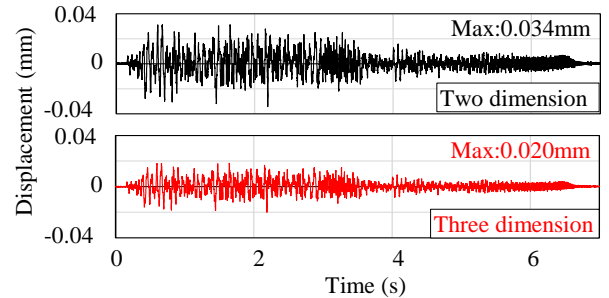
前節の結果をふまえて、実設計を想定した制振補強構造の解析を、FLIPの二次元解析で行う。解析は実験の模型サイズで行い、制振部材のモデルは、実験と同じとした。

(1) 実験の再現解析との違い

実験の再現解析との主な違いは、①杭の降伏点を相似則に合わせたこと、②海水のメッシュを作成して地盤の液状化を考慮したこと、③支持層を表現し、底面粘性境界と側方粘性境界を配置したこと、④杭先端を多点拘束



(a) LS-1~LS-4の平均とAH-4の慣性力を作用させたとき



(b) LS-5~LS-8の平均とAH-5の慣性力を作用させたとき

図-34 杭頭の変位応答の比較

条件（変位のみ）で地盤の節点と結んだこと、⑤L2地震動の波形を入力波に用いたこと、である。特に記載のない解析条件については、前章の解析と同じ条件とする。

(2) 解析メッシュと解析パラメータ

解析メッシュを図-35に示す。海水は栈橋上部工より0.1m低い高さを天端とし、流体モデルで設定した。これにより、地盤には間隙水要素も考慮されることとなる。

支持層は、せん断波速度300m/sを想定した線形平面要素でモデル化し、表-11の解析パラメータを設定した。また、ここでは模型実験ではなく実構造の条件を想定した検討を行うことから、地盤の解析パラメータも実設計で標準的に用いられている森田ら¹⁰⁾の設定法に基づいて設定することとした。よって、実験で作成した地盤の相対密度と、砂の水中重量 1.0t/m^3 としたときの有効上載圧より、Meyerhofの式(3)からN値を逆算し、細粒分含有率 F_c は0%

表-11 支持層の解析パラメータ

		支持層
湿潤密度	ρ' (t/m ³)	2.0
ヤング率	E (kN/m ²)	479000

表-12 地盤の解析パラメータ

		地盤
湿潤密度	ρ' (t/m ³)	2.0
基準拘束圧	σ'_{ma} (kN/m ²)	98.0
基準初期せん断剛性	G_{ma} (kN/m ²)	104000
基準初期体積剛性	K_{ma} (kN/m ²)	271000
せん断抵抗角	ϕ (deg.)	40.4
拘束圧依存性	m_g, m_k	0.5
最大減衰定数	h_{max}	0.24
奥行	(mm)	800
変相角	ϕ_p (deg.)	28.0
液状化パラメータ	wI	5.059
	pI	0.5
	$p2$	0.911
	cI	2.974
	SI	0.005

表-13 杭の解析パラメータ

		直杭	組杭
密度	ρ (t/m ³)	2.70	2.70
曲げ剛性	EI (kN・m ²)	1.52	3.26
軸剛性	EA (kN)	21100	17200
奥行	(mm)	800	300
降伏軸方向力	N_y (kN)	1.43	1.73
全塑性モーメント	M_p (kN・m)	0.0135	0.0217

として、表-12に示す地盤の解析パラメータを設定した。

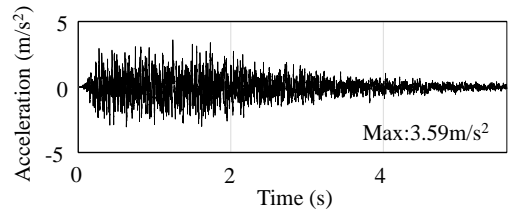
$$Dr = 21 \sqrt{\frac{100N}{\sigma'_v + 70}} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 N : N 値、 Dr : 相対密度(%), σ'_v : 有効上載圧(kN/m²)である。

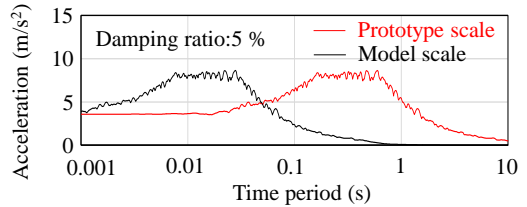
杭の降伏点は、表-2の相似則に従って設定した。実物の鋼管杭は、SKK490 (降伏応力315N/mm²) を想定した。杭は非線形はり要素 (全塑性モーメントを折れ点とするバイリニアモデル) でモデル化し、降伏軸方向力は実物の値を λ^3 で除したもの、全塑性モーメントは実物の値を λ^4 で除したものを設定した。杭の解析パラメータを表-13に設定する。

(3) 入力波

本研究では2種類の地震波を模型スケールにして入力波に用いた。1つは建築分野で用いられるランダム位相の模擬地震波 (加速度応答スペクトルのピークが実スケールで0.16 秒~0.64 秒, 模型スケールで0.007秒~0.03秒で

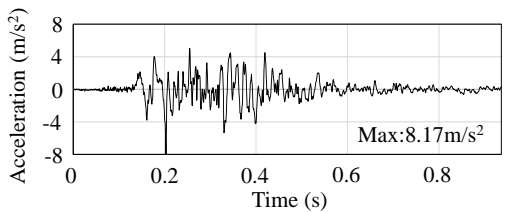


(a) 時刻歴

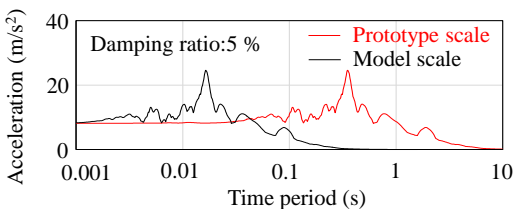


(b) 加速度応答スペクトル

図-36 模擬地震波の時刻歴と応答スペクトル



(a) 時刻歴



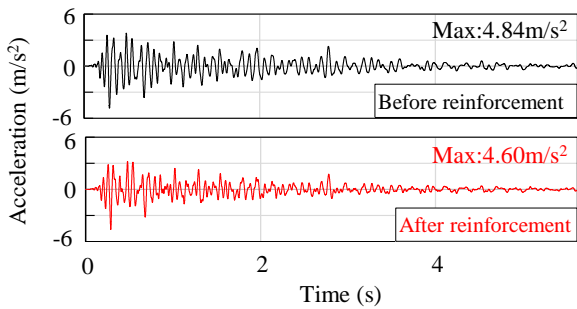
(b) 加速度応答スペクトル

図-37 ポートアイランド波の時刻歴と応答スペクトル

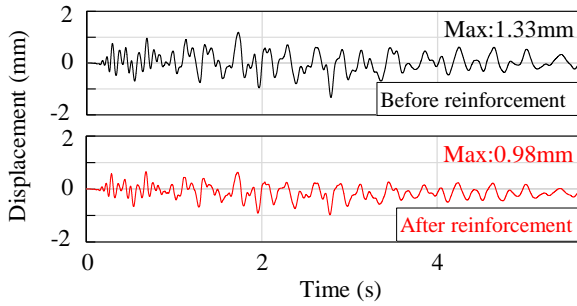
同様)で、もう1つは兵庫県南部地震の神戸ポートアイランド波 (N-S 成分) である。模擬地震波は、地震動の卓越周期に起因する栈橋の応答への影響を小さくするため、ポートアイランド波は、継続時間の短いパルス状の波形の場合の挙動を調べるため、という理由で選定した。模擬地震波の時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図-36に、ポートアイランド波の時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図-37に示す。

(4) その他の解析条件

実験では、境界条件を明確にするために、杭先端は完全固定条件にしたが、本解析では、多点拘束条件 (水平変位と鉛直変位) で同座標の地盤の節点と結合させた。また、地盤の剛性の実験時からの変化に伴い、レーレー減衰の剛性比例係数 β (1次元地盤の1次固有振動モードでの減衰定数1%) も変わり、 $\beta=0.00025$ となった。地

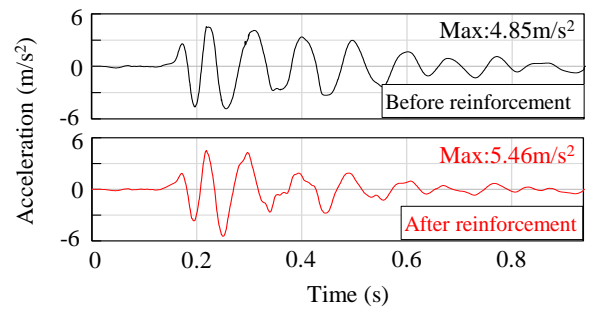


(a) 加速度時刻歴

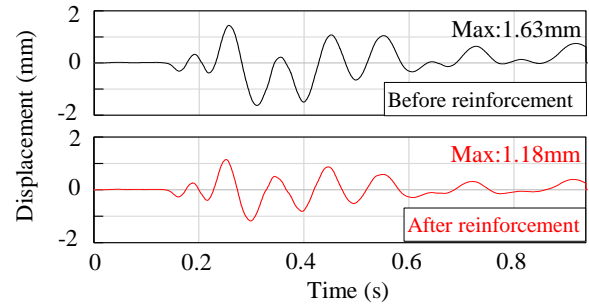


(b) 変位時刻歴

図-38 栈橋上部工の応答比較（模擬地震波）



(a) 加速度時刻歴



(b) 変位時刻歴

図-39 栈橋上部工の応答比較（ポートアイランド波）

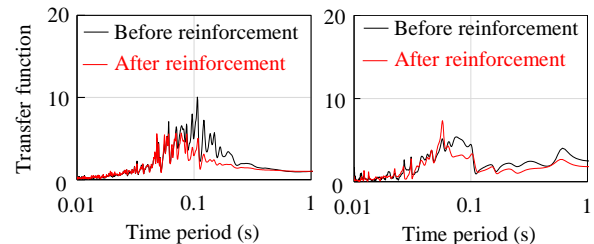
盤要素の構成則にはtmp7法を用い、非線形反復計算法には改良型を用いた。

(5) 栈橋上部工の応答比較

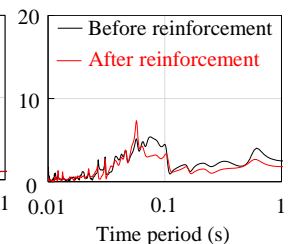
栈橋上部工の変位と加速度について、補強前と補強後の応答を図-38、図-39で比較した。模擬地震波では、補強前の構造で最大加速度は 4.84m/s^2 、最大変位は 1.33mm であり、補強後の構造で最大加速度は 4.60m/s^2 、最大変位は 0.98mm であった。最大加速度が5%、最大変位が26%低減され、加速度増加を抑制しつつ変位が低減されている。一方、ポートアイランド波では、補強前の構造で最大加速度は 4.85m/s^2 、最大変位は 1.63mm であり、補強後の構造で最大加速度は 5.46m/s^2 、最大変位は 1.18mm であった。補強後の最大加速度が補強前を上回るという結果になった。

そこで、4章の再現解析と同様の方法で、補強前後の栈橋上部工の加速度の伝達関数を算出して図-40で比較した。どちらの入力波についても、補強後は伝達関数が全体的に低減されており、ゴム板で補強した効果が見られているが、 0.057 秒付近において補強後の伝達関数はやや大きい傾向にあり、その影響により最大加速度が少し大きくなったことが考えられる。模擬地震波とポートアイランド波のどちらもピーク周期は明確ではないが、補強後において伝達関数は全体的に短周期側に変化している。

栈橋上部工の加速度時刻歴より、補強前後の加速度応答スペクトルを算出して図-41で比較したところ、どちらの入力波についても、補強後は全体的に応答スペクトル

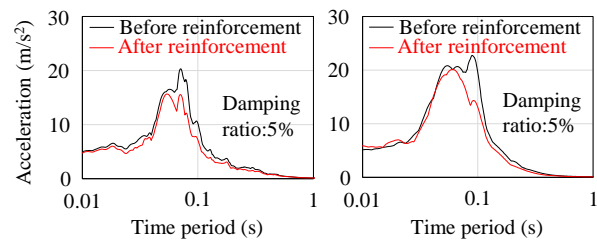


(a) 模擬地震波

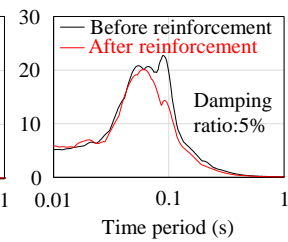


(b) ポートアイランド波

図-40 栈橋上部工の伝達関数



(a) 模擬地震波

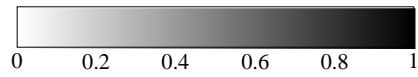
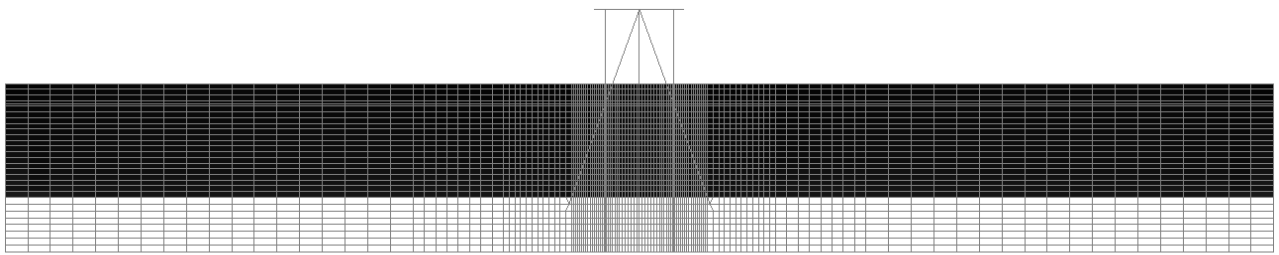


(b) ポートアイランド波

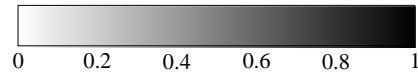
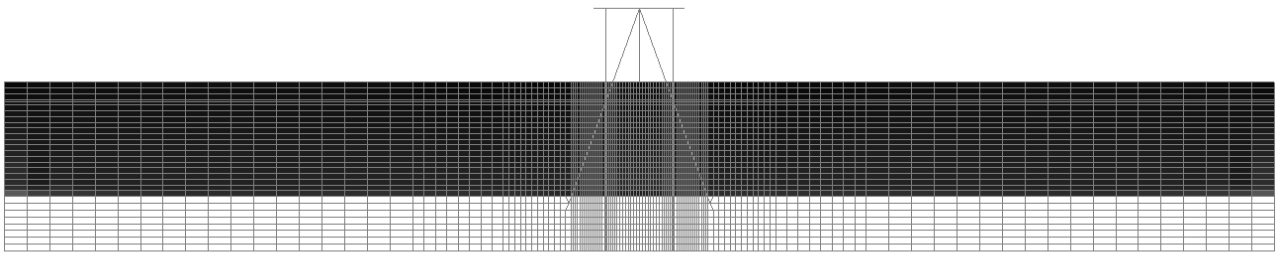
図-41 栈橋上部工の加速度応答スペクトル

が低減された。入力波の振幅が小さいこともあり、低減割合は実験時よりも小さいが、補強後の栈橋の上載設備の応答も抑えられると考えられる。

過剰間隙水圧比の経験最大値を調べたところ、どちらの地震波においても、液状化パラメータを設定した地盤の過剰間隙水圧比は1に近くなっており、液状化地盤においても効果があることが分かった。コンター図を図-42に

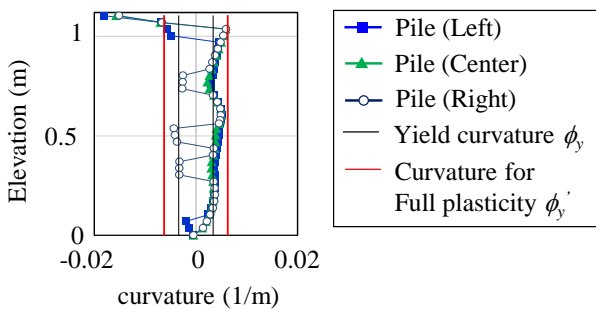


(a) 模擬地震波

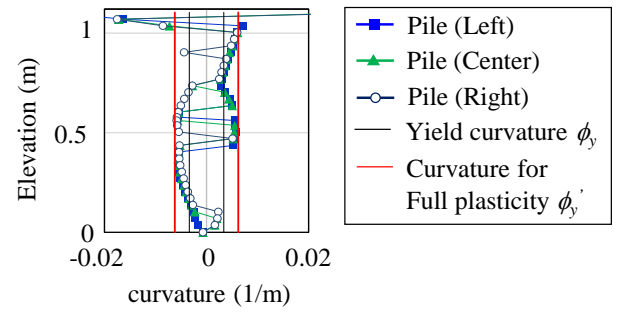


(b) ポートアイランド波

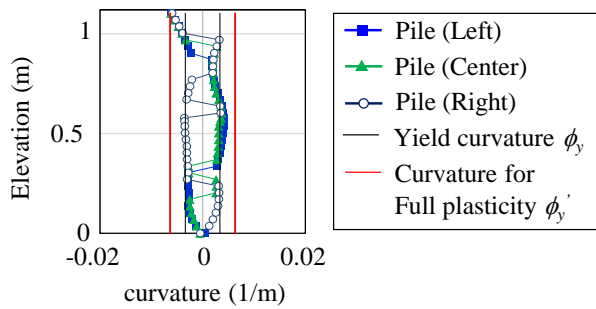
図-42 過剰間隙水圧比の経験最大値のコンター図



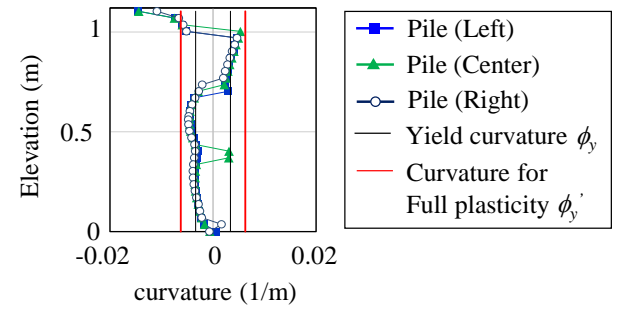
(a) 補強前



(a) 補強前



(b) 補強後



(b) 補強後

図-43 直杭の最大曲率分布 (模擬地震波)

図-44 直杭の最大曲率分布 (ポートアイランド波)

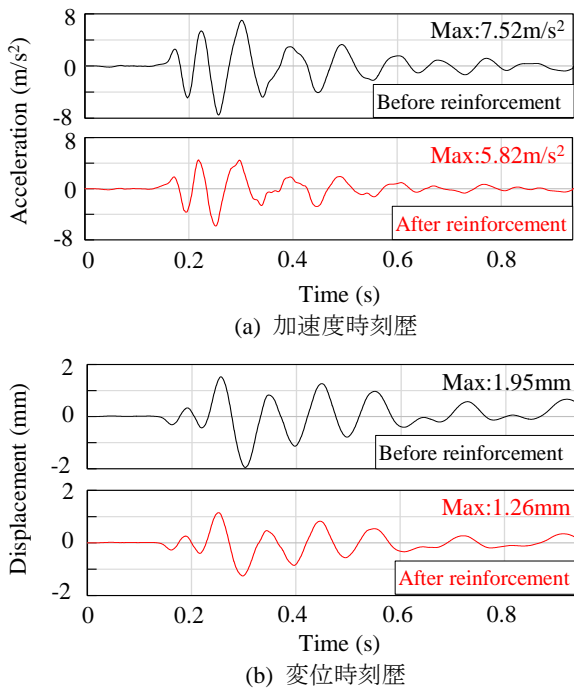


図-45 栈橋の直杭を線形はり要素とした場合の栈橋上部工の応答比較（ポートアイランド波）

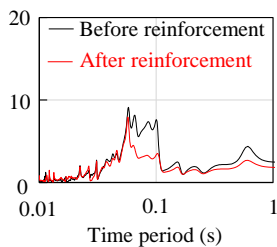


図-46 栈橋の直杭を線形はり要素とした場合の栈橋上部工の伝達関数（ポートアイランド波）

示す。

(6) 直杭の曲率の比較

加振中に栈橋の直杭3本（左・中央・右）に発生した曲率の最大値を比較した。模擬地震波とポートアイランド波の曲率分布を、それぞれ図-43と図-44に示す。分布図には、降伏モーメントに対する曲率 ϕ_y 、全塑性モーメントに対応する曲率 ϕ_y' （全塑性モーメントまで弾性挙動の仮定）も示している。

どちらの地震波においても、補強前の分布では、杭頭で大きな曲率が生じているほか、地中部においても降伏モーメントを超えた曲率が広い範囲で分布している。補強後の分布では、全体的に杭の変形が小さくなっており、杭損傷抑制の効果が出ているといえる。模擬地震波では、杭頭の最大曲率が66%、地中部の最大曲率が19%低減され、

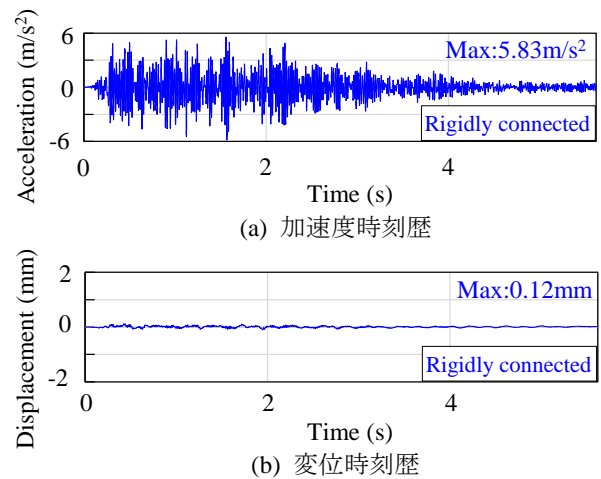


図-47 栈橋上部工の応答（模擬地震波）

ポートアイランド波では、杭頭の最大曲率が60%、地中部の最大曲率が18%低減された。

(7) ポートアイランド波の解析結果の考察

ポートアイランド波の解析結果において、補強後の加速度が増加した原因を考察するため、追加の解析検討を行った。栈橋の直杭を線形はり要素として解析した結果を、図-45および図-46に示す。この場合、時刻歴応答と伝達関数のどちらについても、補強後は加速度が低減されるということが分かった。

このことより、補強前の加速度および伝達関数が補強後を下回った要因は、地震中の杭の塑性変形による栈橋の剛性低下やエネルギー吸収等によるものと考えられる。

5.3 栈橋と組杭構造を剛結した場合の検討

本節では、栈橋と組杭構造の間を、ゴム板の代わりに剛結した場合の挙動を比較した。入力波は、図-36に示す模擬地震波を対象とした。

栈橋上部工の加速度時刻歴と変位時刻歴を図-47に示す。最大加速度は5.83m/s²、最大変位は0.12mmであり、補強前と比較すると、最大変位は88%低減しているが、最大加速度は20%増加している。

栈橋上部工の加速度の伝達関数を算出して図-48と比較した。栈橋と組杭構造が一体化したことにより、ピーク周期が短くなるとともに、ピーク値が大きくなっている。このピーク周期は0.018秒であった。

栈橋上部工の加速度時刻歴より、補強前後の加速度応答スペクトルを算出して図-49で比較したところ、伝達関数と同様にピーク周期0.071秒から0.016秒に短くなり、ピーク値が大きくなった。剛結時のピーク周期0.016秒は実スケールに換算すると0.36秒であり、固有周期が0.36秒付

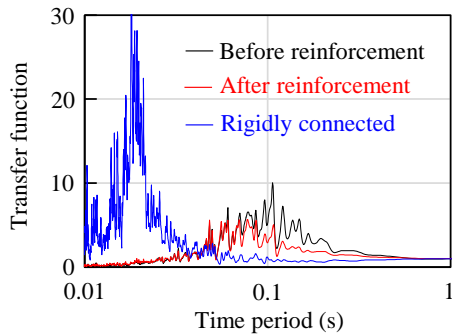


図-48 栈橋上部工の伝達関数（模擬地震波）

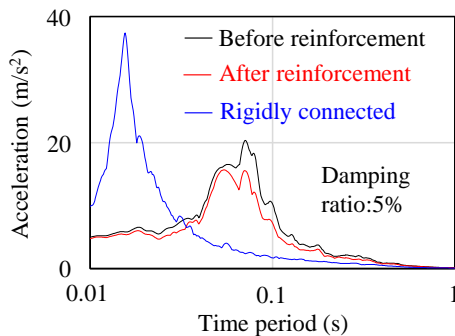


図-49 栈橋上部工の加速度応答スペクトル（模擬地震波）

近の上載設備は剛結時に地震時の応答が大きくなることを意味する。

6. まとめ

エネルギー入出荷栈橋向けの合理的な補強構造として考案されている、栈橋、組杭構造、制振部材の複合構造を対象として、補強効果の検証を目的とした模型実験を行った。また、二次元地震応答解析による実験の再現を実施し、この複合構造のモデルを構築した。さらに、実設計での補強検討を想定したケースの解析も実施した。得られた主な結論を以下にまとめる。

- ① 模型実験により、栈橋上部工の変位、加速度および直杭の曲げモーメントが、補強によって低減されることが確認できた。これは、栈橋と組杭構造の水平剛性の差に起因する相対変位によって、制振部材に大きな変形が生じることで地震エネルギーが吸収されるためである。
- ② 模型実験では、補強後の栈橋上部工の加速度応答スペクトルは、補強前よりピーク値が小さくなるとともに、それ以外の周期領域でも同等以下の応答となった。こ

のことから、適切な組杭構造と制振部材を組み合わせることで、上載設備の応答低減も期待できる。

- ③ 複合構造を二次元地震応答解析で表現するためには、栈橋と組杭構造の奥行の違いを、構造部材や地盤の解析定数に反映させることで、補強後の栈橋の応答の傾向や固有周期を再現できることが分かった。また、地盤の奥行と組杭の杭-地盤相互作用ばねの杭間隔のパラメータの影響は小さいことが分かった。
- ④ 実設計を想定した条件で解析を行い、杭の降伏や液状化の影響を考慮した条件においても、一定の補強の効果が得られた。ただし、入力波の卓越周期や継続時間等によって補強効果に差が出るので、検討の際は留意する必要がある。

なお、本検討で用いたゴム板は、複雑な挙動を示すため、予備実験などで精度を評価しながら、FLIPでは簡易なモデルで表現した。座屈拘束ブレースは、安定した履歴特性をもつため、FLIPにおいても問題なく構成則を設定することができる。

（2018年11月8日受付）

参考文献

- 1) 石油連盟（2013）：巨大地震等に対する石油会社のBCP ガイドライン
- 2) 塩崎禎雄（2015）：座屈拘束ブレースを用いた鋼管杭式栈橋の制震化に関する研究，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.71，167-172.
- 3) S. Iai, Y. Matsunaga, T. Kameoka（1992）：Strain space plasticity model for cyclic mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, 1-15.
- 4) Iai, S.（1988）：Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbor Research Institute, Vol.27, No.3, pp.3-24.
- 5) 濱田純次，菅野高弘，上部達生，上田茂，横田弘（2001）：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
- 6) 香川崇章（1978）：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集，第275号，pp.69～76
- 7) 国生剛治，岩楯敏広（1979）：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，第285号，pp.57～77

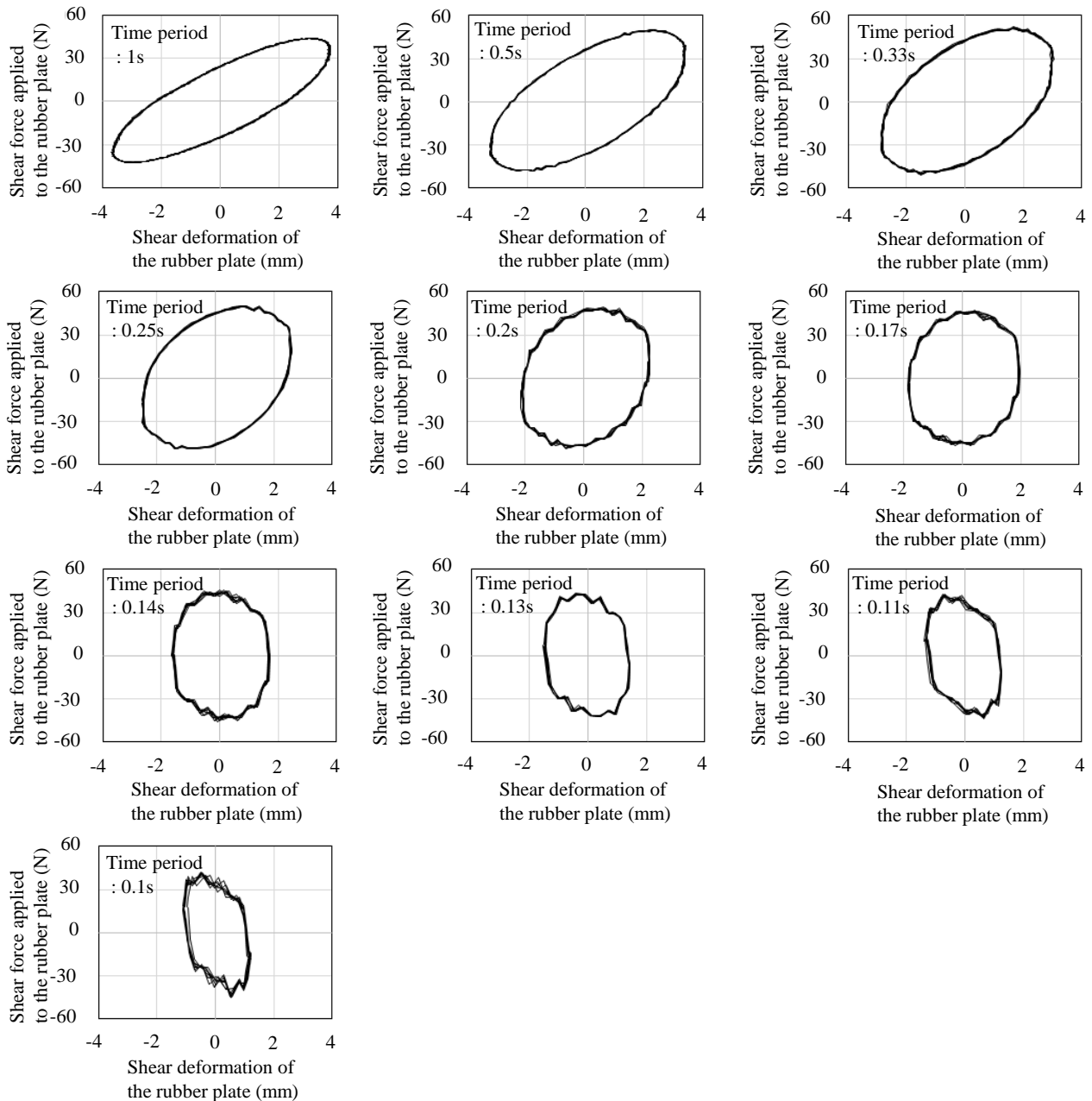
- 8) 善功企, 山崎浩之, 佐藤泰 (1990) : 事前混合工法による処理土の強度・変形特性, 港研報告, 第 29 卷, 第 2 号, 1990, pp.85~118
- 9) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博 (1997) : 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869

付録

付録-1 制振部材の小型振動台試験の結果

どの加振周期においても、履歴ループが確認され、ゴム板にエネルギーを吸収する性能があることが分かった。また、周期が短くなるほどループの傾きが急になり、周期 0.1 秒では周期 1 秒の傾きと逆になる様子が見られた。

これは、周期が短いほど、ゴムの剛性が大きくなることや、せん断力の時間変化に対するせん断変形の応答の遅れ（位相差）が大きくなることが要因であると考えられる。これより、このゴム板の剛性や減衰性能には、周期依存性があることが分かった。



付図-1 小型振動台の試験結果（横軸：ゴムの伸び、縦軸：ゴムにかかる荷重）

付録-2 制振部材の性能確認の予備実験

ゴム板の剛性や減衰性能には、周期依存性があり、複雑な挙動を示すことを考慮して、地盤を作成しない栈橋模型単独の条件で、予備の振動台実験を行い、ゴム板の性能を確認した。

(1) 模型の配置

模型の配置を付図-2に、計測機器の配置を付図-3に示す。構造部材は3章の実験と同じものである。計測は、加速度計、変位計、ロードセルを用いて行った。

(2) 自由振動試験

加振の前に、模型の振動特性を把握するための自由振動試験を行った。自由振動試験は、鋼製ハンマで栈橋上部工に衝撃を与えて加速度を計測し、固有周期と減衰を調べた。結果を付表-1に示す。地盤がないため、3章の実験よりも固有周期が長くなった。また、振動エネルギーが地盤に逸散されないため、減衰定数が小さくなった。

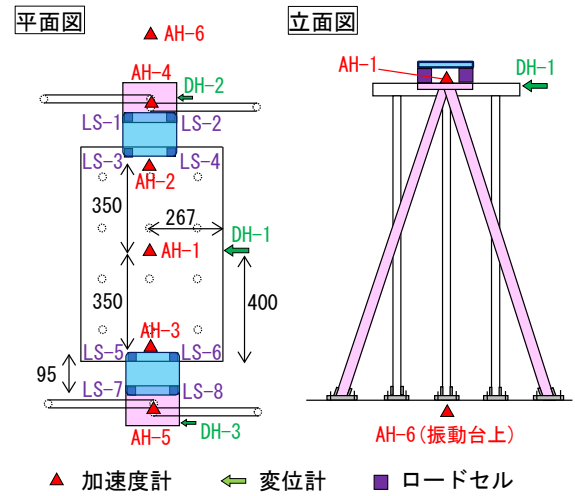
(3) 振動台の出力波形

入力波には、図-12の時刻歴波形を用いた。振動台上(AH-6)で計測した加速度時刻歴および加速度応答スペクトルを付図-4に示す。入力波に対する振動台応答の伝達関数を考慮して、入力波形を補正して出力した結果、最大加速度は6.56m/s²となった。フーリエスペクトルは0.02秒以下で出力が小さいが、それ以上ではフラットに

近い形状となった。

(4) 栈橋上部工の応答の比較

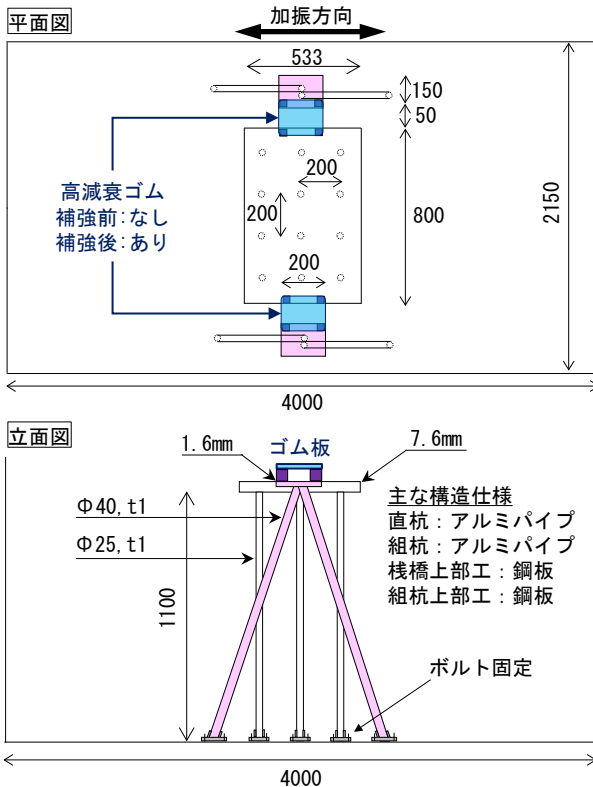
栈橋上部工の加速度と変位について、補強前と補強後の挙動の比較を行った。栈橋上部工の時刻歴結果を付図-5に示す。補強前の構造では、最大加速度は4.05m/s²、最大変位は3.83mmであった。補強後の構造では、最大加速度は3.75m/s²、最大変位は1.18mmであり、本補強方法によって、栈橋上部工の最大加速度が7%、最大変位が69%低減された。また、補強後は振動の収束が早くなった。



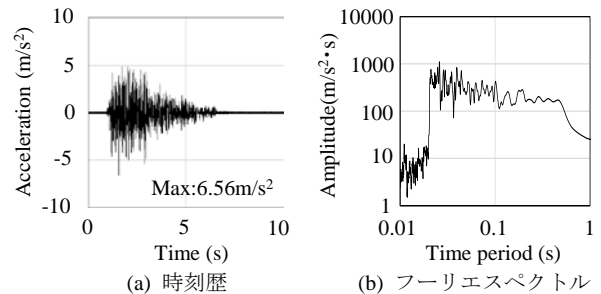
付図-3 計測機器の配置

付表-1 自由振動試験の結果

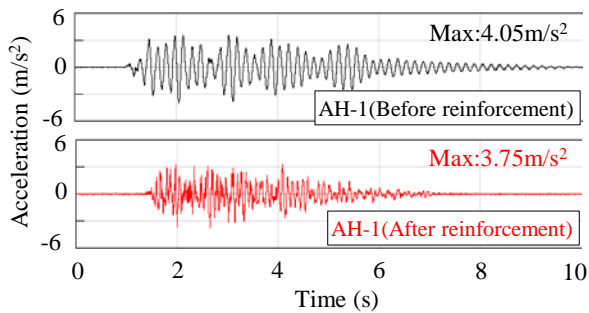
	固有周期 (秒)	減衰定数
栈橋 (AH-1)	0.167	0.017
組杭構造 (AH-4)	0.012	0.014
組杭構造 (AH-5)	0.012	0.022



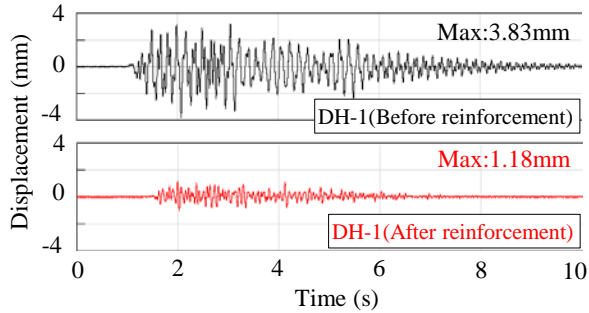
付図-2 模型の配置



付図-4 振動台(AH-6)の出力波形



(a) 加速度時刻歴



(b) 変位時刻歴

付図-5 栈橋上部工の時刻歴波形

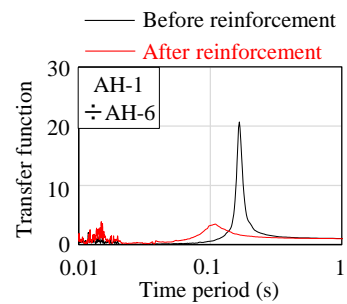
次に、得られた加速度データを用いて、栈橋上部工の加速度の伝達関数を算出して比較した。結果を付図-6に示す。伝達関数は、栈橋上部工のフーリエスペクトルを、振動台の加速度波形のフーリエスペクトルで除して算出している。補強後の伝達関数は補強前と比べて、ピークの値が83%小さくなるとともに、ピークの周期が0.167秒から0.11秒に34%短くなっている。0.14秒より短い周期では、補強後の方が、増幅が大きくなることが分かった。

(8) ゴム板の変形量と荷重の履歴

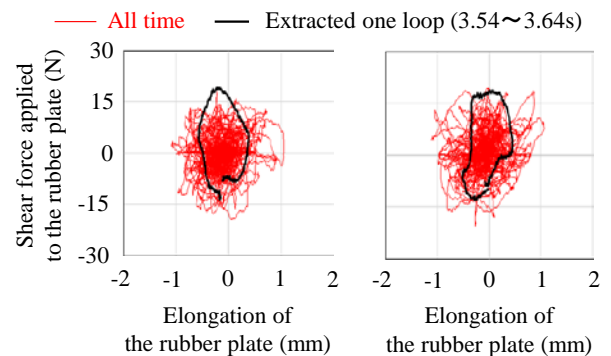
加振中のゴム板のせん断変形量とせん断荷重の履歴を調べた。栈橋両側のゴム板の出力値を付図-7に示す。せん断荷重は4つのロードセルの計測値の平均から、せん断伸びは栈橋上部工と組杭構造の上部工の変位差から算定している。栈橋両側のどちら側にも履歴ループが確認され、エネルギーが吸収されていることが分かった。

(9) 制振部材の性能確認のまとめ

栈橋単独の実験の結果より、振動台実験の入力波においても、ゴム板の減衰効果は発揮され、実験の制振部材として有効であることが分かった。なお、座屈拘束ブレースと高減衰ゴムでは減衰機構が異なるが、大きく変形することでエネルギーが吸収され、高い制振効果が期待できるという点で共通している。



付図-6 栈橋上部工の伝達関数



(a) LS-1~LS-4の平均 (b) LS-5~LS-8の平均

付図-7 ゴム板のせん断変形とせん断力の履歴

付録-3 組杭構造と地盤のモデル化の検討

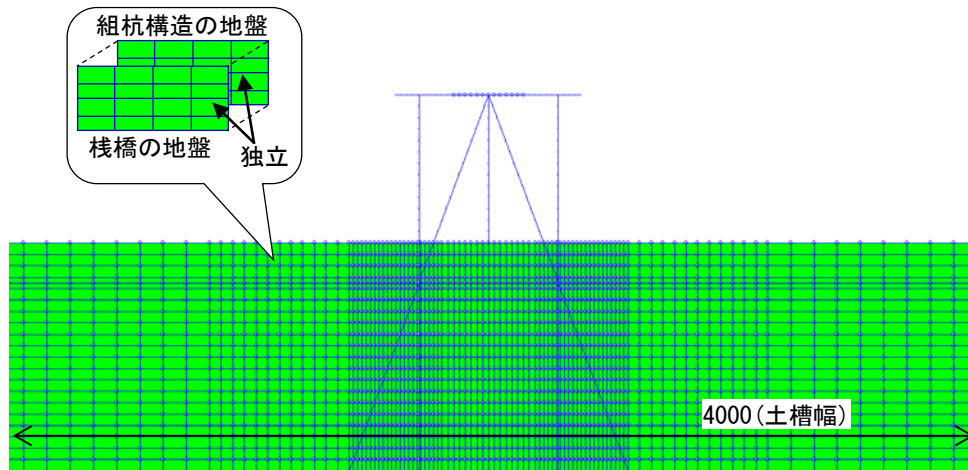
本複合構造のモデル化においては、組杭構造の剛性の設定が重要となる。構造部材の剛性は、栈橋と組杭構造の奥行の違いを反映することで表現できるが、地盤の奥行と組杭の杭-地盤相互作用ばねの杭間隔は考察の余地がある。そこで、地盤の奥行と杭間隔を変えたパラメトリックスタディを行い、補強後の栈橋の応答への影響を調べた。

(1) 組杭構造のモデル化

検討ケースを付表-2に示す。Case-8は、4章の解析で用いたモデル化方法である。検討においては、栈橋と組杭構造の奥行方向の位置が異なることを忠実にモデル化するため、Case-1~Case-5では地盤メッシュを2枚重ねる条件とした。Case-1~Case-5の解析メッシュを付図-8に、検討モデルの考え方を付図-9に示す。

Case-1~Case-5は、組杭の直径の2~5倍の地盤奥行と杭間隔を想定している。Case-6~Case-8は、地盤メッシュは1枚で、組杭構造の地盤は栈橋の地盤との共有である。

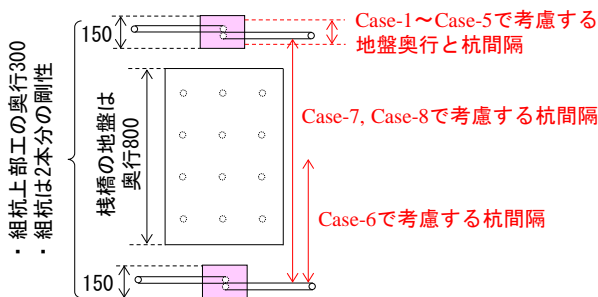
栈橋と組杭構造の奥行の違いを表現できることから、実現象に近いモデル化はCase-1~Case-5であるが、地盤メッシュ数が倍になるため、解析時間が比較的長いという問題がある。そのため、実設計の観点からは、地盤メ



付図-8 FLIP のメッシュ図 (Case-1~Case-5)

付表-2 組杭構造のモデル化の検討ケース

	地盤枚数	地盤奥行 (mm)	杭間隔 (mm)	相互作用ばねの作用力の係数 PFACT
Case-1	2枚	80	80	1
Case-2	2枚	160	160	1
Case-3	2枚	240	240	1
Case-4	2枚	320	320	1
Case-5	2枚	400	400	1
Case-6	1枚	800	525	1.52
Case-7	1枚	800	1050	0.762
Case-8	1枚	800	1050	2



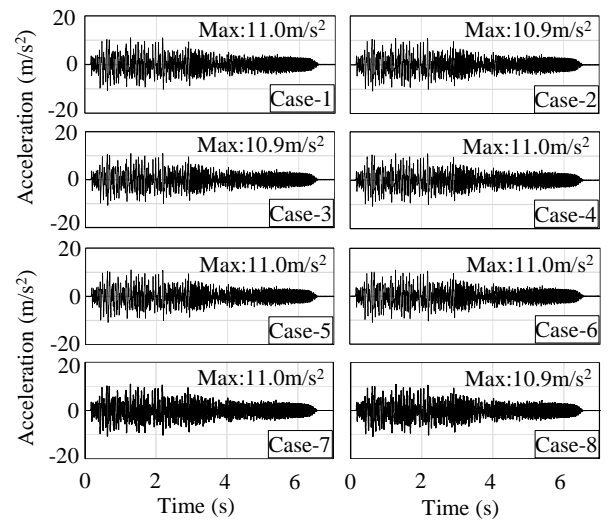
付図-9 検討モデルの考え方

メッシュは1枚であることが望ましい。

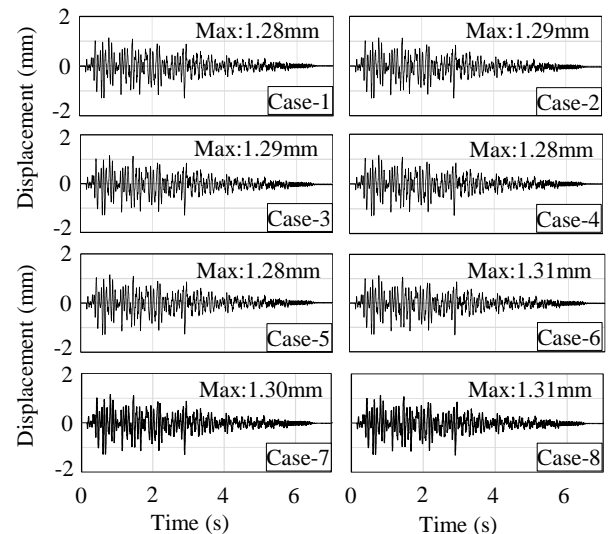
地盤の枚数、奥行、杭間隔以外については、4章の解析条件と同じである。入力波も同じ波形を使用した。

(2) 栈橋上部工の応答の比較

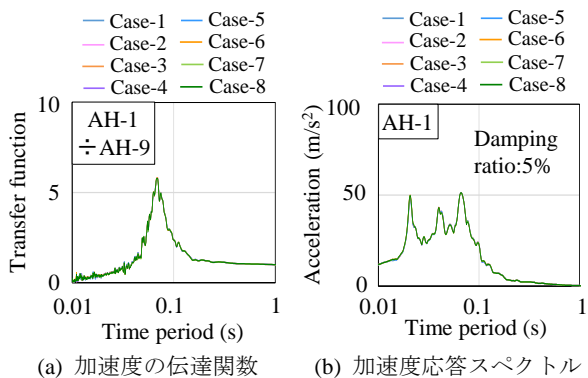
栈橋上部工の加速度と変位を比較した。加速度時刻歴を付図-10に、変位時刻歴を付図-11に示す。いずれの波形も類似した形状をしており、大きな違いがないことが分かった。最大加速度は1%以内の誤差、最大変位も2%以内の誤差に留まっており、補強後の栈橋の時刻歴には、大きな影響はないことが確認できた。



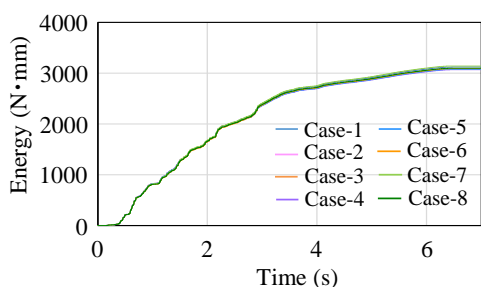
付図-10 栈橋上部工の加速度時刻歴の比較



付図-11 栈橋上部工の変位時刻歴の比較



付図-12 栈橋上部工の変位時刻歴の比較



付図-13 ゴム板の吸収エネルギーの累積値

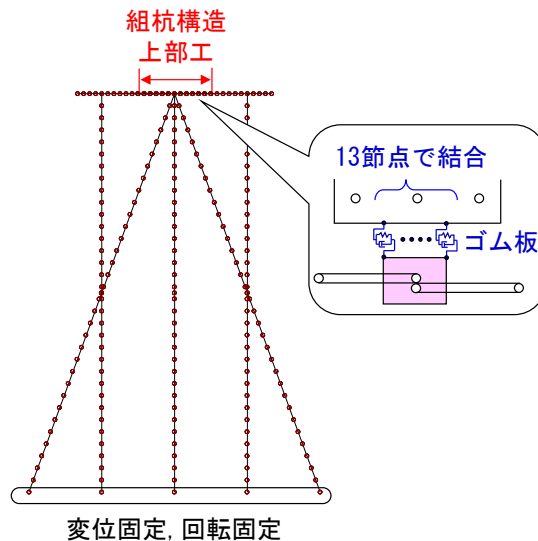
得られた加速度時刻歴から、栈橋上部工の伝達関数と、加速度応答スペクトルを算出して、付図-12で比較した。伝達関数は、栈橋上部工のフーリエスペクトルを、地盤の仮想固定点のフーリエスペクトルで除して算出した。いずれの検討ケースにおいても、有意な差は見られず、栈橋上部工への影響は小さいということが確認できた。

(3) ゴム板のエネルギー吸収量の比較

モデル化方法の違いによる制振部材の効果への影響を調べるため、ゴム板のエネルギー吸収量の定量評価を行った。付図-13は、加振中のゴム板の履歴ループの面積を、逐次足した累積値である。エネルギー吸収量に大きな違いは出ず、同等の減衰効果が生じていることが分かった。

(4) モデル化方法に関するまとめ

以上のことより、地盤の奥行と杭-地盤相互作用ばねの杭間隔のパラメータが、組杭構造の剛性へ与える影響は小さいことが分かった。これは、組杭の水平抵抗が杭の軸力によって負担されているためと考えられる。杭の先端支持力が十分であれば、杭と地盤の相互作用による剛性への影響は、栈橋との剛性差と比較して小さいため、無視することができる。実設計においては、解析時間短縮の観点より、地盤枚数が1枚のモデルを用いることが望ましい。



付図-14 骨組解析のモデル図

付録-4 ゴム板のモデルパラメータを定めるための解析

実験で使用したゴム板のモデルのパラメータを定めるため、付録-2の栈橋模型単独の振動台実験結果に合うように解析を行った。決定したゴム板のパラメータでの解析結果を示す。

(1) 解析条件

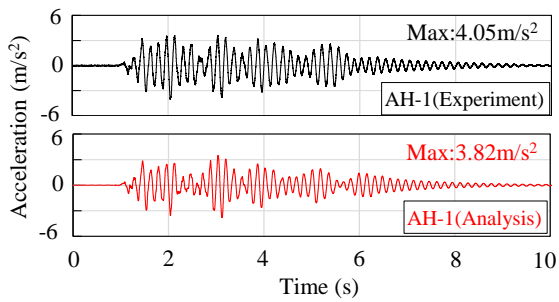
汎用動的解析プログラムTDAPⅢによる骨組解析を行い、図-21のゴム板のモデルを用いた補強前後の栈橋の応答を比較した。解析モデルを付図-14に示す。地盤メッシュが存在しないこと以外は、図-20と同様の形状をしている。栈橋と組杭構造の解析定数は表-6の値を用い、直杭と組杭の下端は完全固定条件とした。

栈橋の減衰定数は、自由振動試験により得られた付表-1の結果を用いた。減衰モードは、1次固有周期を基準とする要素別剛性比例減衰とした。入力波は、振動台上で得られた付図-4の波形を用いた。

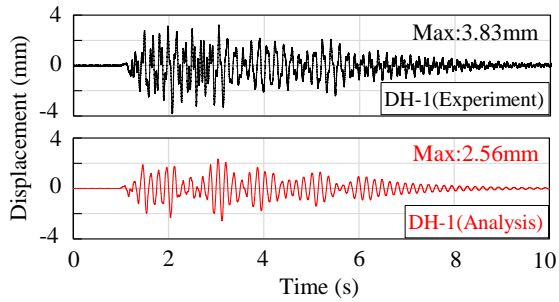
(2) 栈橋上部工の応答の比較

栈橋上部工の加速度と変位について、補強前と補強後の応答比較を、それぞれ付図-15、付図-16に示す。いずれの波形についても、実験値に近い形状が得られた。解析値について、補強前の構造では、最大加速度は 3.82m/s^2 、最大変位は 2.56mm であり、補強後の構造では、最大加速度は 3.2m/s^2 、最大変位は 0.75mm であった。最大加速度が16%、最大変位が71%低減され、補強による両方の抑制が解析でも確認できた。

次に、得られた加速度データから、栈橋上部工の加速度の伝達関数を算出し、実験値と比較した。伝達関数は、栈橋上部工のフーリエスペクトルを、入力波のフーリエ



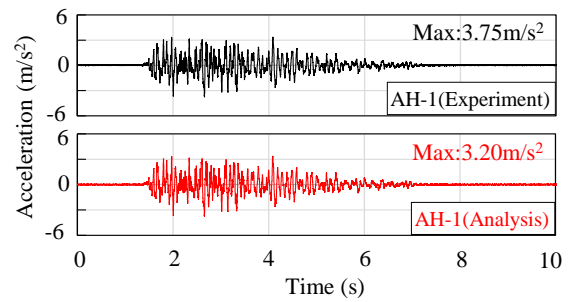
(a) 加速度時刻歴



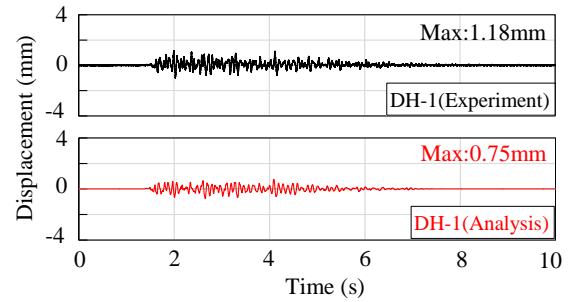
(b) 変位時刻歴

付図-15 補強前の栈橋上部工の応答比較

スペクトルで除して算出している。結果を付図-17に示す。補強前、補強後の両方について、ピークの周期とピーク値を精度よく再現できた。これらの結果より、ゴムのモデル化の再現性は十分と判断した。

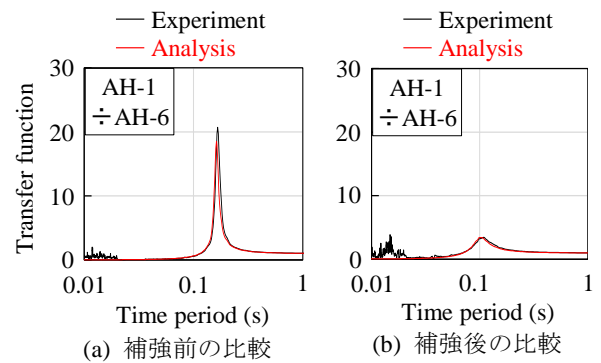


(a) 加速度時刻歴



(b) 変位時刻歴

付図-16 補強後の栈橋上部工の応答比較



(a) 補強前の比較

(b) 補強後の比較

付図-17 栈橋上部工の伝達関数

港湾空港技術研究所資料 No.1352

2019.3

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2019) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。