

栈橋式係留施設の既設杭を活用した耐震改良工法に関する研究

近藤 明彦
小濱 英司
高橋 康弘
吉田 秀樹
渡辺 健二
国生 隼人
天野 俊
小山 萌弥
永瀬 翔平
藤澤 孝夫
岡島 伸行
阿部 哲志
井上 真志
吉原 到
佃 陸郎
植田 智幸
原田 典佳
永尾 直也
及川 森

2020.2

栈橋式係留施設の既設杭を活用した耐震改良工法に関する研究

近藤明彦¹⁾・小濱英司²⁾・高橋康弘³⁾・吉田秀樹⁴⁾・渡辺健二⁴⁾・国生隼人⁴⁾・
天野俊⁴⁾・小山萌弥⁴⁾・永瀬翔平⁴⁾・藤澤孝夫⁵⁾・岡島伸行⁵⁾・阿部哲志⁵⁾・
井上真志⁵⁾・吉原到⁵⁾・佃陸郎⁵⁾・植田智幸⁵⁾・原田典佳⁶⁾・永尾直也⁶⁾・及川森⁶⁾

要 旨

港湾構造物の設計時に考慮する地震作用は一般的に過去より大きくなっていることから、既存施設の耐震性を向上させる方法に関する需要が高まっている。特に民間係留施設においては、経年劣化が進展する一方で更新に対する余力が低下しており、比較的安価な工法が必要とされている。

そこで、本研究では、栈橋式係留施設を対象としてコストを抑えつつ、耐震性向上を簡易に実施できる耐震補強工法の開発を目的として、ストラット追設と増杭による改良工法を対象として検討を行った。この構造では、既設栈橋の上部工を撤去して、既設杭を取り除かず、構造部材として活用することを想定しており、既設杭間に新たに上部工に接続する杭を増杭して、杭頭を切断した既設杭と新設杭をストラットで接続する。このため、地震荷重に対して既設杭と新設杭がストラットによって一体となって耐荷する構造となり、全て新設する場合と比較して既設杭の引き抜き工程の省略による工期短縮、新設杭の打設本数と断面の低減によるコスト縮減効果が期待できる。

本報告では、この耐震改良工法について、三次元水中振動台による模型振動実験、対象構造の非線形動的有限要素法におけるモデル化手法の検討と実験結果の再現解析、実規模断面における改良効果と効果的なストラット諸元の検討を行った結果を報告する。

キーワード：ストラット追設、増杭、直杭式栈橋、三次元水中振動台、FLIP

-
- 1) 耐震構造研究グループ 研究官
 - 2) 耐震構造研究グループ長
 - 3) 国土交通省 関東地方整備局 港湾空港部 海洋環境・技術課長
 - 4) 八千代エンジニアリング株式会社
 - 5) あおみ建設株式会社
 - 6) 日本製鉄株式会社
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬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：046-844-0255 E-mail：kondoh-a@p.mpat.go.jp

Development of Seismic Improvement Method for Pile Supported Wharf Utilizing Existing Pile

Akihiko KONDO¹⁾, Eiji KOHAMA²⁾, Yasuhiro TAKAHASHI³⁾, Hideki YOSHIDA⁴⁾,
Kenji WATANABE⁴⁾, Hayato KOKUSHO⁴⁾, Shun AMANO⁴⁾, Moemi OYAMA⁴⁾,
Shohei NAGASE⁴⁾, Takao FUJISAWA⁵⁾, Nobuyuki OKAJIMA⁵⁾, Tetsushi ABE⁵⁾,
Masashi INOUE⁵⁾, Tohru YOSHIHARA⁵⁾, Mutsuro TSUKUDA⁵⁾, Tomoyuki UEDA⁵⁾,
Noriyoshi HARATA⁶⁾, Naoya NAGAO⁶⁾, Shin OIKAWA⁶⁾

Synopsis

In recent years, the demand of improvement for existing port and harbor structures is increasing due to decreasing their tolerances by aging and improvement of seismic force design standards. Moreover, the renewal cost is tend to increase than original construction owing to clearance costs.

The present study proposes the economical seismic improvement by remodeling pile-supported wharf structures using existing piles. In this method, the old superstructure is cleared, and existing old pile is cut-off at the low water level. Then, a new pile is driven between horizontal centers of the existing old piles. Supporting strut is installed to connect the existing old pile and the new pile to transmit the inertial forces acting on the superstructure due to seismic motion. This method expects that the cost reduction by reducing number and diameter of the new piles and shortened construction period by omitting the pulling process.

We report the effectiveness of this improvement method through the model shaking test using 3D underwater shaking table comparing with standard pile-supported wharf model, validation of numerical modeling by dynamic finite element analyses using 2D FLIP and its real scale simulation for investigating effective specification of strut member.

Key Words: Attaching strut member, Added pile, Pile supported wharf, 3D underwater shaking table test, FLIP

1) Researcher, Earthquake and Structural Dynamics Group
2) Head of Earthquake and Structural Dynamics Group
3) Director of Port and Airport Department, Kanto Regional Development Bureau, MLIT
4) Yachiyo Engineering Co., Ltd.
5) Aomi Construction Co., Ltd.
6) Nippon Steel Corporation
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 E-mail : kondoh-a@p.mpat.go.jp

目 次

要 旨	21
1. まえがき	25
2. ストラット追設と増杭による栈橋式係留施設の耐震改良方法の概要	25
2.1 構造形式	25
2.2 対象断面.....	26
2.3 加振波形.....	26
3. 水中振動台による模型振動実験	26
3.1 実験概要	26
3.2 既設杭を活用した栈橋構造における基礎的振動特性の比較検討	27
3.3 既設杭を活用した栈橋構造におけるストラットの応答に着目した模型振動台実験	32
3.4 まとめ	36
4. 有効応力解析による模型振動実験の再現解析	36
4.1 再現解析概要	36
4.2 ストラットのモデル化	37
4.3 再現解析結果	38
4.4 まとめ	39
5. 有効応力解析による実規模断面を対象とした解析.....	39
5.1 実規模解析概要	39
5.2 実規模解析結果	41
5.3 まとめ	42
6. 結論	58
参考文献	58

1. まえがき

現在の港湾構造物の設計において考慮する地震作用¹⁾²⁾は一般的に過去のものよりも大きくなる傾向がある。既存構造物においては経年劣化の進行に伴う構造耐力の低下が生じている可能性も考えられ、現在の地震作用に対して安定性を確保できない懸念がある。この場合に、新設構造に更新するには既存施設の撤去が必要となるため費用が増加する場合がある。そこで、劣化の程度を考慮しつつ既設の構造物部材を活用することで、より経済的に耐震改良を行うことが考えられる。本研究では、既存の栈橋式係留施設を対象として、既設杭を活用することで耐震性を向上できる工法の開発を目的として、ストラット追設と増杭による耐震改良を検討した。この方法は、既設杭間への増杭された新設杭と既設杭をストラットで接合することで、地震荷重に対して一体となって耐荷する構造に改良するものである。このようなストラットを用いた耐震改良方法は、これまでに格点式ストラット³⁾⁴⁾が挙げられる。これは、既設杭間にストラットを追設する工法であるが、本工法では上部工の劣化が顕著な場合や想定する地震作用の増加が大きい場合にも対応できるように、上部工とそれを支える杭を新設するものである。

本稿では、ストラットを既設杭間に増杭した新設杭と既設杭の間に追設する方法における耐震性向上効果を、三次元水中振動台を用いた模型振動実験と有限要素法による二次元動的有効応力解析によって検討を行った⁵⁾。なお、本検討では、取付けるストラットには鋼管を想定しており栈橋上部工と基礎杭の応答から検討を行い、とりまとめている。

2. ストラット追設と増杭による栈橋式係留施設の耐震改良方法の概要

2.1 構造形式

本研究で改良の対象とする構造は、直杭式栈橋において経年劣化の進行や設計地震動の見直しによる耐震性能の低下に対する改良が求められる場合、延命化と改良を同時に検討する場合や増深などの改良が求められる場合に有効な改良方法と考えられる。

対象とする改良方法は、具体的には図-1.1に示すようであり、まず既設上部工を撤去し、既設杭の間に新たに上部工に接続する杭を新設する。新設杭は杭頭を切断した既設杭とストラットで接続され、上部工を新たに設置する。新設杭を支えるように既設杭が接続されており、地震荷重に既存と新設構造が一体となって耐荷する構造

である。なお、ストラット部材には補剛材としての鋼管を考えており、杭との接合にあたっては、短い鋼管を靴部材としてグラウトで固定するような構造を想定している。また、接合位置については、ストラットの重防食を除けるようL.W.L以下で接合することを想定している。

この方法は、劣化が進行していることの多い既存上部工を補強するのではなく、撤去新設することを前提として考慮している。既存上部工を撤去することから、メリットとして、既存杭間への杭の新設が容易となり、地震作用等の大幅な外力増に対しても新設する上部工と杭の諸元を大きくすることにより対応ができる。また、比較的劣化が進行していないことが多い既設杭は残置して新構造の補強として活用するため、全て新設する場合と比較して引き抜き工程が発生せずに施工期間を短縮で、新設杭の打設本数と断面の低減によるコスト縮減効果も期待できる。

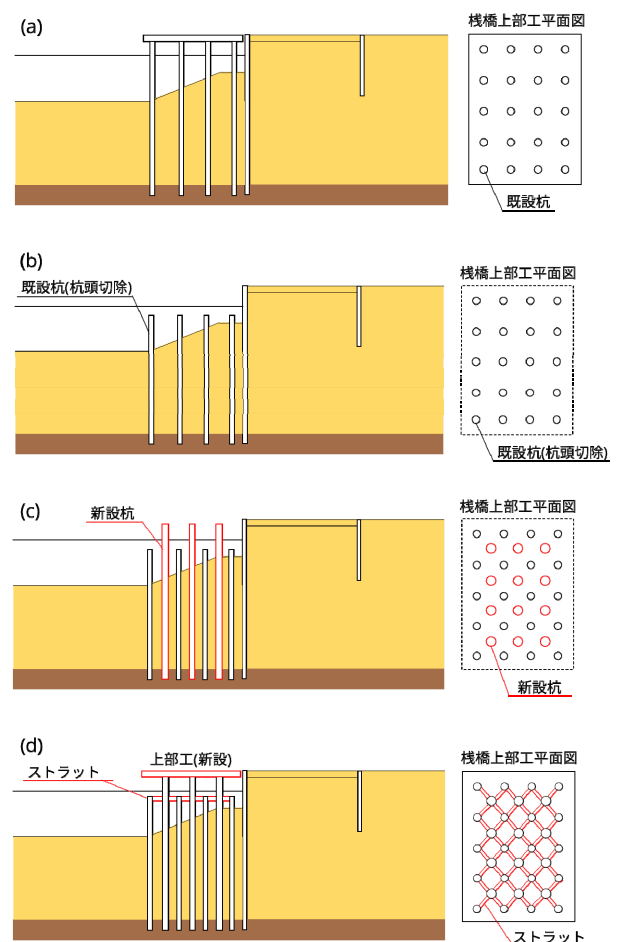


図-1.1 ストラット追設と増杭による改良工法概要

(a)耐震改良が必要な一般的な直杭式栈橋、(b)上部工と既設杭の杭頭を切除、(c)既設杭間に新設杭を打設、(d)既設杭と新設杭をストラットで結合し、上部工を新設

2.2 対象断面

図-2.1に検討対象とした水深-12.0mの直杭式横棧橋の断面を示す。棧橋構造は、上杭 $\phi 900\text{mm} \times t17\text{mm}$ 、下杭 $\phi 900\text{mm} \times t13\text{mm}$ (SKK490)からなる4列の基礎杭を有しており、護岸は $\phi 1000\text{mm} \times t17\text{mm}$ (SKY490)の鋼管矢板、 $\phi 700\text{mm} \times t9\text{mm}$ (SKK490)の控え杭と $\phi 75\text{mm}$ のタイロッド(高張力鋼45)からなる構造を想定した。地盤条件として、礫質土層、3種類の粘土層と1種類の砂質土層、護岸の背後に土丹と裏埋土のある断面となっており、地盤改良として粘土層の一部がSCPによる改良、土丹と控え杭の間をCDMによる改良がなされている。事前の動的有効応力解析によりレベル2地震動に対して十分な耐力を有していないことを確認している。

また、この対象断面について、レベル2地震動に対して耐力を有する棧橋に新設するには、4列の基礎杭を $\phi 1400\text{mm} \times t17\text{mm}$ (SKK490)とする必要があることが同様に事前検討において確認されている。

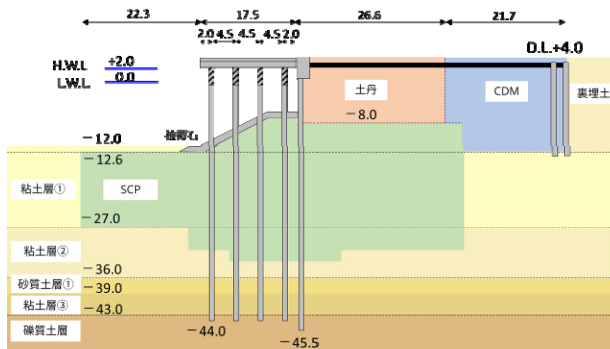


図-2.1 対象断面 (水深-12.0m)

2.3 加振波形

検討対象とした加振波を図-2.2に、その周波数特性を図-2.3に示す。これは、震源特性、伝播経路特性、サイト増幅特性を考慮した想定シナリオ地震動を基盤層での地震動に変換したものである。

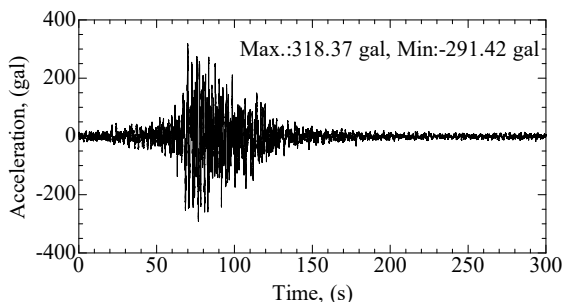


図-2.2 入力地震動

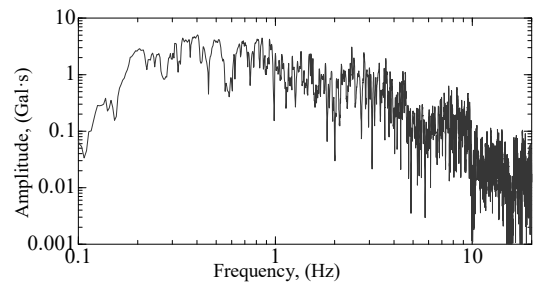


図-2.3 入力地震動の周波数特性

3. 水中振動台による模型振動実験

3.1 実験概要

模型振動実験は、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の耐震構造研究グループ実験棟内に設置されている三次元水中振動台を使用した。模型振動実験は、直径6mの振動台に設置した幅2.8m、奥行4.0m、高さ1.5mの鋼製剛土槽を用いて、中央に仕切り版を設置することで、棧橋模型2断面を同時に製作して加振を行った。模型の縮尺は、土槽の大きさを考慮して縮尺比 λ を40に設定した。相似則については、井合により提案されている1G場における相似則⁶⁾を適用しており、表-3.1に各パラメータの比率を示す。

なお、模型振動実験は、本研究で対象とする既設杭を活用した棧橋構造とレベル2地震動に対して耐力を有する一般的な棧橋構造における耐震性の比較を目的とした実験と、加振時におけるストラットの変形特性の詳細な把握を目的とした実験の2種類を実施した。

表-3.1 相似則⁶⁾と縮尺比

パラメータ	実物/モデル	
長さ	λ^1	40
質量	λ^3	64,000
体積	λ^3	64,000
密度	λ^0	1
時間	$\lambda^{0.75}$	15.9054
力	λ^3	64,000
応力	λ^1	40
間隙水圧	λ^1	40
剛性	$\lambda^{0.5}$	6.3246
変位	$\lambda^{1.5}$	253
加速度	λ^0	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	6.3246
曲げモーメント	λ^4	2,560,000
曲げモーメント (単位奥行当り)	λ^3	64,000
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	16,190,862
曲げ剛性 (単位奥行当り)	$\lambda^{3.5}$	404,772
透水係数	$\lambda^{0.75}$	15.9054
勾配	$\lambda^{0.5}$	6.3246
伸び剛性	$\lambda^{2.5}$	10,119

3.2 既設杭を活用した栈橋構造における基礎的振動特性の比較検討

(1) 模型断面

図-3.1に本研究で着目する既設杭を活用した栈橋構造の模型断面図をCase1として示し、図-3.2にCase2として検討対象としたレベル2地震動に対して十分な耐力を有する一般的な栈橋構造の模型断面図を示す。Case1の設計においては、Case2で想定する鋼管径 $\phi 1400\text{mm} \times t17\text{mm}$ (SKK490)に対して、Case1は新設杭を既設杭間に設置するために、新設杭の列数を3列に低減し、鋼管径もより小さい $\phi 1200\text{mm} \times t20\text{mm}$ (SKK490)とした。ストラットは鋼管径、板厚ともに既設杭の半分程度の $\phi 400\text{mm} \times t8\text{mm}$ (SKK490)を想定した。

以上の想定を表-3.1に示す相似則⁶⁾により模型断面の諸元を設定した。ただし、曲げ剛性と全塑性モーメントを同時に満足することは難しく、基礎的な挙動把握のために、新設杭と既設杭は曲げ剛性を満足させ、Case1のストラットは加振時に損傷する可能性を考慮して全塑性モーメントを満足するよう設定している。また、実規模の対象栈橋では、奥行き方向(栈橋延長方向)に新設杭が4列、既存杭が5列であるが、模型では杭本数が多くなりすぎて煩雑となるために新設杭は2列、既設杭は3列に低減している。このため、模型杭の曲げ剛性は、奥行き方向の杭本数を考慮した合計の曲げ剛性が実規模と合うように、新設杭の曲げ剛性は実規模で想定する1本あたりのものを $4/2(=2.0)$ 倍、既設杭は $5/3(=1.667)$ 倍している。スト

ラットも奥行き方向の本数を考慮した合計の全塑性モーメントが実規模と合うように、実規模で想定する1本あたりの全塑性モーメントを $48/24(=2.0)$ 倍して設定している。そのため、Case2の模型杭はアルミ中実棒(A1070)で $\phi 18\text{mm}$ と杭1本あたりで最も耐力がある条件となり、Case1の模型杭もアルミ中実棒(A1070)を用いて、新設杭は $\phi 17\text{mm}$ 、既設杭 $\phi 13\text{mm}$ 、ストラット $\phi 3\text{mm}$ となっている。なお、栈橋の杭下端は十分な抵抗が得られる層に施工されると考え、その層以上の変形が発生しやすい範囲を検討対象とした。そのため、模型の杭下端は水平方向を拘束し、回転が許容される形で振動台に設置している。

その他条件として、護岸の鋼管矢板と控え杭も曲げ剛性について相似則を満足するように設定しており、鋼管矢板は $t9\text{mm}$ のアルミ板(A1070)、控え杭は $\phi 13\text{mm}$ のアルミ中実棒(A1070)、タイロッドは $\phi 1.6\text{mm}$ のステンレス鋼線(SUS304)を用いている。地盤条件としては、栈橋構造のみの影響を検討するため断面形状を簡略化するとともに、液状化しないよう飯豊砂6号を用いて気中落下法で作成し、相対密度80%であった。

(2) 計測条件

栈橋上部工と矢板天端の水平変位と鉛直変位をレーザー変位計により計測する。ひずみゲージを図-3.1(b)、図-3.2(b)に示す既設杭、新設杭、ストラットに取付けて曲げモーメントを観察する。地盤の計測として、加速度計と間隙水圧計を図-3.1(a)、図-3.2(a)に示す海側、陸側、栈橋杭間に設置している。また、栈橋模型と矢板の間に

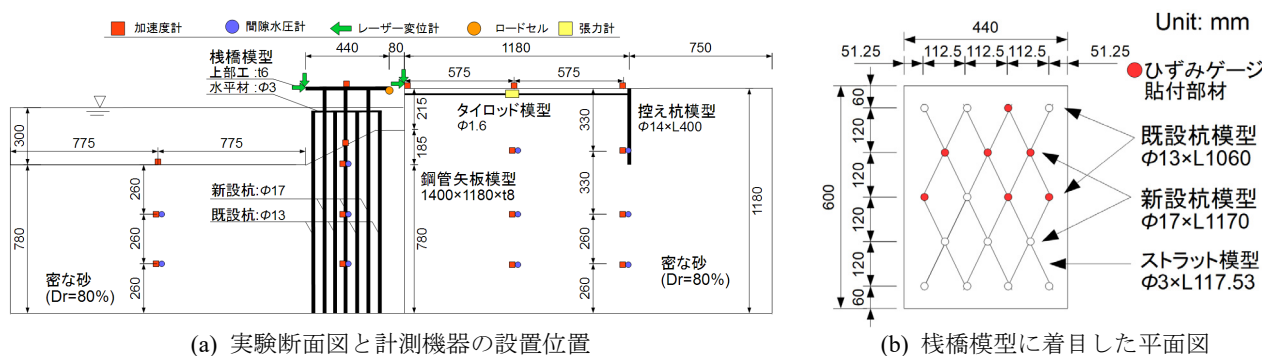


図-3.1 既設杭を活用した栈橋構造の模型図面 (Case1)

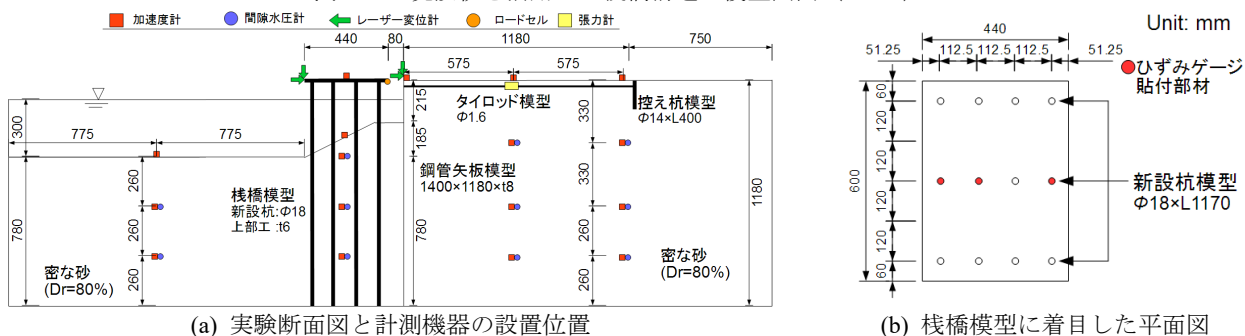


図-3.2 L2地震動に対して十分な耐力を有する一般的な栈橋構造の模型図面 (Case2)

は、ロードセルを設置することで、圧縮力のみが栈橋模型に作用するようになっており、渡板の挙動を再現できるようにになっている。

(3) 事前計測

作製した模型断面の事前計測として、栈橋模型への微小な強制振動による自由振動実験の結果を示す。強制振動は上部工模型をハンマーで叩くことで与え、図-3.3に示す加速度応答と図-3.4に示す加速度フーリエスペクトルによって検討した。以上より、栈橋模型の固有振動数はCase1が18.3Hz、Case2が29.7Hzであった。

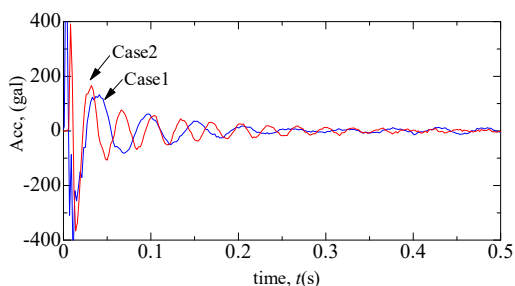


図-3.3 栈橋模型の自由振動実験における応答波形

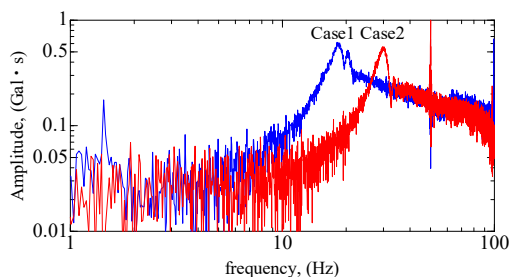


図-3.4 自由振動実験における栈橋模型のフーリエスペクトル

(4) 加振条件

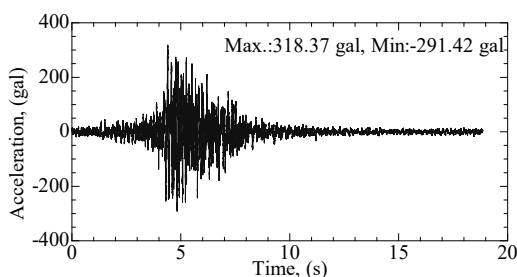


図-3.5 模型振動実験における加振波形

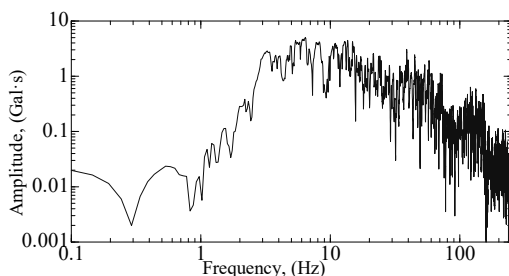


図-3.6 加振波の周波数特性

本実験に用いる加振波を図-3.5に、その周波数特性を図-3.6に示す。これは、図-2.2に示す入力地震動について相似則により時間軸を修正したものとなっている。

模型振動実験は、全7ステップの段階加振により実施した。ステップ1～5は、図-3.5に示す加振波の振幅を50%、100%、200%、400%、600%の範囲で順次変化させ、振幅50%と100%のケースを中心に栈橋模型の基本的な振動挙動の把握を目的とした。ステップ6～7は、ストラットの損傷状態を確認の上で振幅600%、200%と過去と同じ振幅の加振を行うことにより、栈橋全体での損傷の進行の把握を目的とした。

(5) 加振ステップごとの栈橋応答

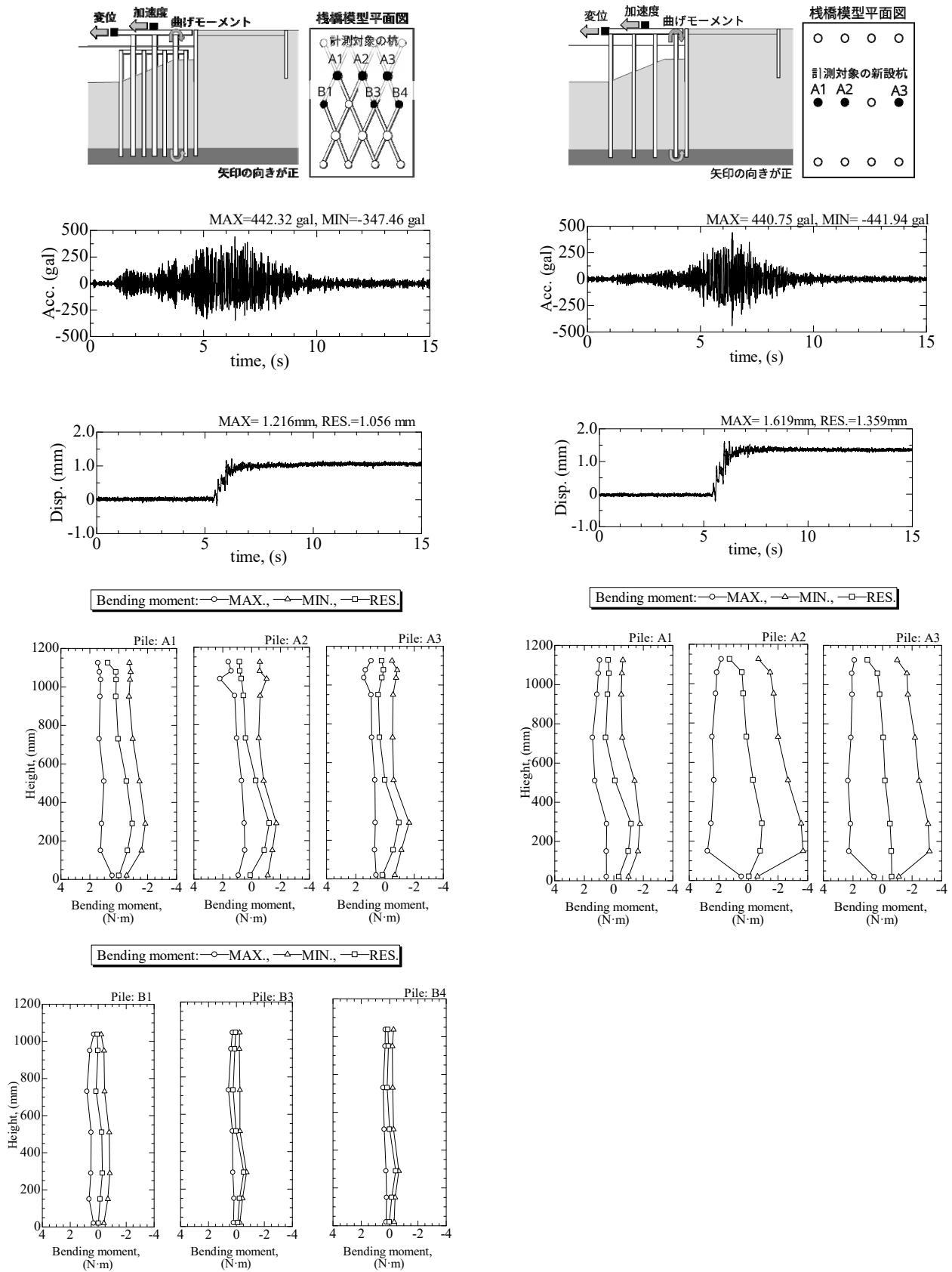
本項では、入力振幅50%の加振ステップ1と入力振幅100%の加振ステップ2について詳細に示す。

a) 加振ステップ1：入力振幅50%

図-3.7に加振ステップ1におけるCase1の改良構造とCase2の一般的な栈橋模型の上部工における加速度応答と変位応答、基礎杭における曲げモーメントの最大値と残留値の分布を示す。加速度応答においては、最大値と最小値は同程度であるが、Case1の方が150gal程度の加速度が継続する時間が長く、固有振動による影響と考えられる。変位応答では、残留変位に着目するとCase1は1.05mmであり、Case2の1.36mmに対し23%低く、改良効果がみられる。基礎杭の曲げモーメントにおいて、新設杭に発生した最大・最小・残留曲げモーメント分布と比較すると、Case1の中央付近と陸側の杭において最大値で50%程度となっており、上部工に接続する本数がCase1はCase2の半分であることを考えると、改良効果が得られていると考えられる。また、Case1の既設杭(B1,B3,B4)においては、杭全体に新設杭に発生する曲げモーメントの30%から40%程度がいずれの杭にも発生しており、ストラットを介して力の分担が行われていたと考えられる。このことは、新設杭におけるストラットの接合点において曲げモーメントが高くなっていることから確認できる。

b) 加振ステップ2：入力振幅100%

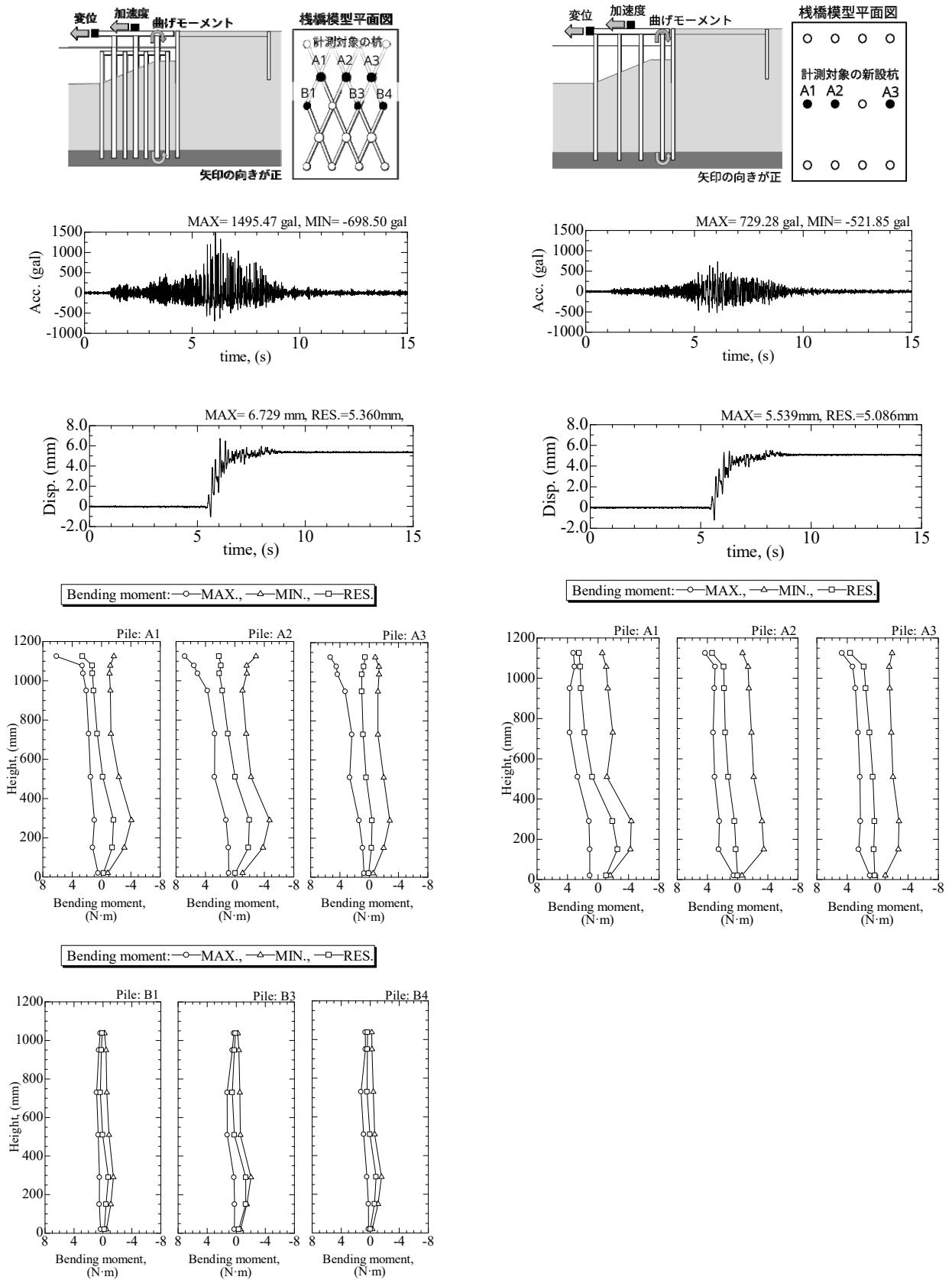
図-3.8に加振ステップ2におけるCase1の改良構造とCase2の一般的な栈橋模型の上部工における加速度応答と変位応答、基礎杭における曲げモーメントの最大・最小値と残留値の分布を示す。栈橋上部工の加速度応答においては、Case1がCase2より海側方向に2倍程度大きくなっており、これは、護岸模型との接触に起因すると考えられる。また、変位応答では、残留変位に着目するとCase1は5.36mmであり、Case2の5.09mmに対し5%程度高くなっている。段階加振であることを考え、累積変位はCase1で6.41mm、Case2で6.45mmとほぼ同等の値となっている。



(a) Case 1: 既設杭を活用した栈橋

(b) Case 2: L2 地震動に対して十分な耐力を有する一般的な栈橋構造

図-3.7 加振ステップ 1 : 入力振幅 50%



(a) Case 1: Existing piles used for the viaduct

(b) Case 2: General viaduct structure with sufficient L2 seismic resistance

図-3.8 加振ステップ2 : 入力振幅 100%

次に、基礎杭の曲げモーメントにおいて、新設杭の曲げモーメント分布と比較すると、Case1では杭頭付近に7N・mの最大曲げモーメントが発生しており、地中部分ではCase2と同様の分布となっている。また、Case1の既設杭においては、加振ステップ1と同様に杭全体で新設杭に発生する曲げモーメントの30%から40%程度が発生しており、ストラットを介して力の分担が行われていたと考えられる。

c) 栈橋の水平変位による改良効果の比較

図-3.9に段階加振の各ステップにおける栈橋上部工端部の累積残留水平変位を示す。いずれの加振ステップにおいてもCase1の既存構造を活用した栈橋模型の変位量が小さくなっている。最終的な累積残留水平変位では、Case1が75.4mm、Case2では77.81mmであった。

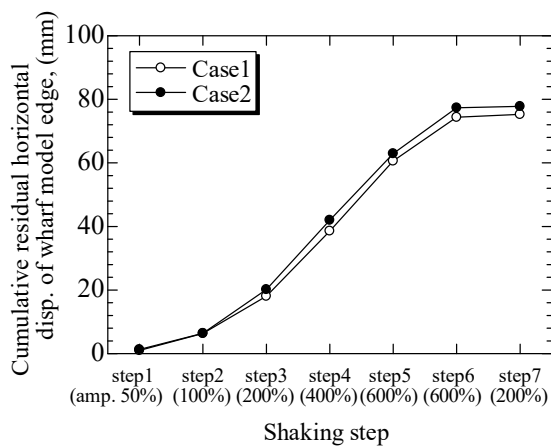


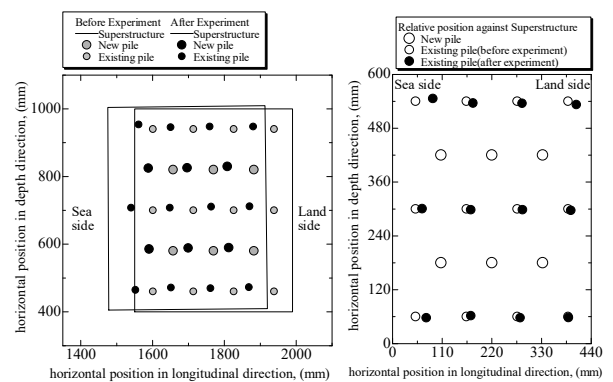
図-3.9 一般的な栈橋構造と着目する栈橋構造の上部工端部における加振ステップ毎の累積残留水平変位

この結果について、まず加振波の周波数特性と各栈橋模型の固有周期から検討する。各固有周期における図-3.6の振幅では、Case1がCase2よりも若干大きいことから、本実験ではCase1の方が変形しやすい条件であったと考えられる。次に、部材の条件として、Case1のストラットは全塑性モーメントを満足するよう設定したため、曲げ剛性は想定よりも小さくなる。このため、部材として変形しやすい条件であったと考えられる。以上から、最終的な変形量がCase1とCase2で同程度であったことは、Case1における改良構造は、Case2のL2地震動に対して十分な耐力を有する一般的な栈橋構造と同等以上の耐震性を有しているといえる。

d) 段階加振終了後の変形挙動

図-3.10(a)に加振前後のCase1における栈橋模型の上部工と杭頭の水平変位分布を、図-3.10(b)に杭頭変位を

初期位置に対する相対変位で示している。図より、栈橋模型は海側へ全体にほぼ水平に移動するが、既設杭は岸壁法線方向だけでなく、岸壁法線直交方向にも変位が発生しており、その傾向は海側両端の既設杭ほど相対変位が大きくなっている。これは、既設杭に接続するストラットが断面端部で本数が少なく、一定方向からのみ荷重が作用するためと考えられる。図-3.11には加振終了時の栈橋模型中央断面の鉛直変位分布を示す。図より、栈橋模型の水平変位の増加に伴って、陸側の新設杭が引き抜かれるように変形するが、既設杭はほとんど水平変位のみとなっており、ストラットには鉛直方向の変形も発生していることがわかる。



(a)栈橋上部工と基礎杭の絶対変位 (b)基礎杭の相対変位
図-3.10 加振前後の栈橋模型の水平変位分布 (Case1)

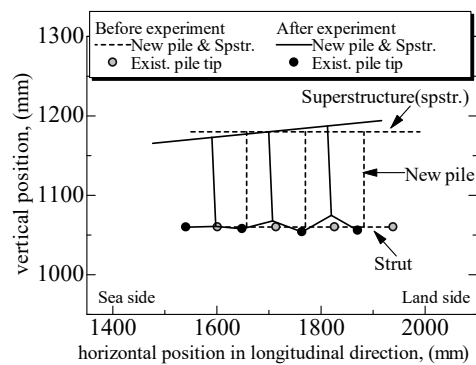


図-3.11 加振前後の栈橋模型の鉛直変位分布 (Case1)

図-3.12に加振終了時の新設杭と既設杭の相対変位に基づくストラットに残留した公称ひずみの分布を示す。図より、海側のストラットは圧縮され、陸側に向かって圧縮と伸長が交互に生じている。また、発生している各部材のひずみは部材の降伏応力に相当するひずみ0.2%を超えているため、全てのストラットが降伏状態に至っていたと考えられる。

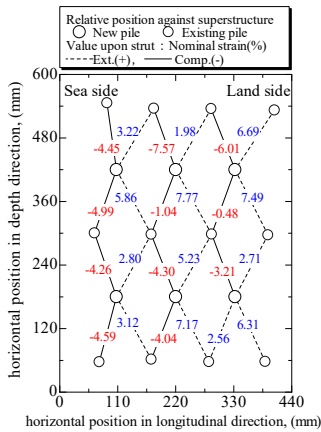


図-3.12 加振終了時のストラットの公称ひずみ分布

以上より、ストラット追設と増杭による耐震改良方法は、新設杭の本数や小断面化を行いつつも L2 地震動に対して十分な耐力を有する一般的な栈橋構造と同程度の耐震性があることを示した。ただし、ストラット部材には、平面方向だけでなく鉛直方向への変形がみられたため、その挙動に着目した検討を次節の実験で検討する。

3.3 既設杭を活用した栈橋構造におけるストラットの応答に着目した模型振動実験

本項では、3.2節で検討されたストラットの応答について、二次元動的有効応力解析でのモデル化を念頭にその詳細な応答を検討することを目的として検討を行った。

(1) 模型断面

図-3.13 に検討対象とした栈橋模型の断面図と平面図を示す。模型栈橋、矢板模型、控え杭の諸元は図-3.1 に示す断面と同一である。なお、栈橋模型の上部工については、鋼板から鋼製柱に変更されているが、これは上部からストラットの挙動を確認するためであり、平面サイズと重量は同一である。また、地盤条件も同様に飯豊珪砂 6 号を用いて気中落下法で作成し、相対密度は 90% であった。

(2) 計測条件

図-3.1 と同様に栈橋上部工と矢板天端の水平変位と鉛直変位をレーザー変位計により計測し、ひずみゲージを図-3.13 に示す既設杭、新設杭、ストラットに取付けて曲げモーメントを観察する。なお、ひずみゲージのストラットへの貼付けは(3)で詳述する。地盤の計測についても、加速度計と間隙水圧計を海側、陸側、栈橋杭間に設置している。また、栈橋模型と矢板の間にはロードセルを設置することで、圧縮力のみが栈橋模型に作用するようになっており、渡板の挙動を再現できるようになっている。

(3) ストラットの計測方法

ストラットの変形応答の計測においては、軸力・軸ひずみ挙動、水平・鉛直方向の曲げモーメント・曲率挙動、トルク・ねじれ角挙動が計測できるように、ひずみゲージをストラット部材と支柱に配置した。図-3.14 にその詳細を示す。

軸力・軸ひずみ挙動について、軸力は既設杭側の支柱

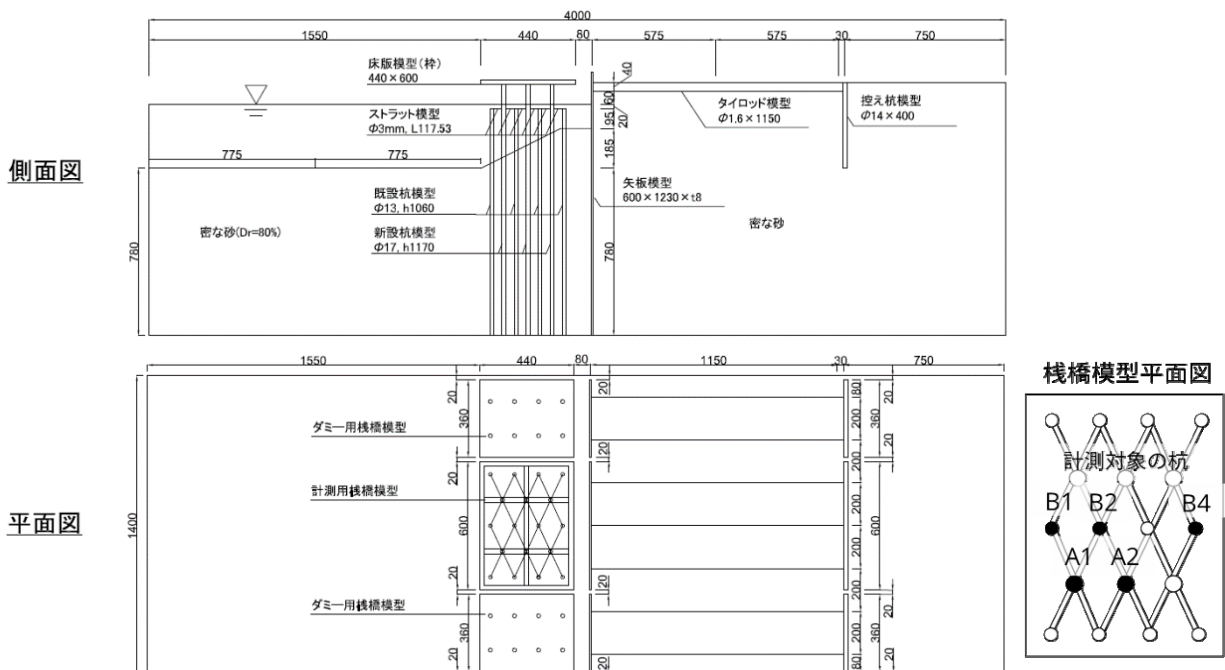


図-3.13 ストラットの応答に着目した加振実験の検討断面

にストラットの軸と直交するように張り付けたひずみゲージによって計測した曲げモーメントより換算する。軸ひずみは、ストラットの新設杭側に直接貼り付けたひずみゲージの測定値を用いる。

水平方向の曲げモーメントー曲率挙動について、曲げモーメントは軸ひずみ計測で用いた水平に貼り付けられたひずみゲージより測定する。曲率は、新設杭側の支柱に斜め45度で張り付けられたひずみゲージによるねじれ角を水平方向の曲率に換算して用いている。

鉛直方向の曲げモーメントー曲率挙動について、曲げモーメントはストラットの既設杭側の鉛直方向の面に貼り付けられたひずみゲージより測定する。曲率は、既設杭側の支柱において、ストラットの軸と直交するように張り付けたひずみゲージによる曲げひずみより換算する。

最後に、トルクーねじれ角挙動において、トルクは既設杭側の支柱において、ストラットと並行する方向に貼り付けたひずみゲージにより、曲げひずみをトルクに換算している。ねじれ角は、ストラット中央に斜め45度で張り付けられたひずみゲージによるねじれ角の計測値を用いている。

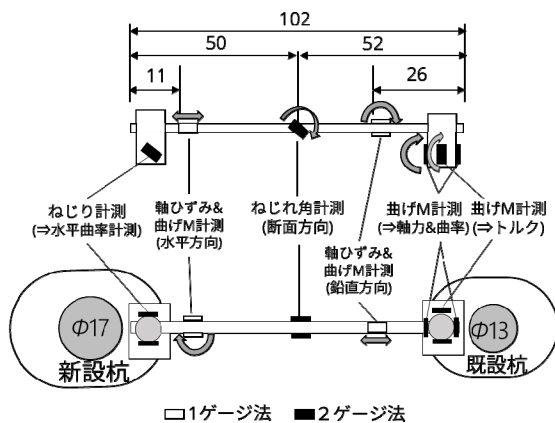


図-3.14 ストラットの計測方法

(4) 加振条件

3.2節の図-3.5に示す入力地震動の加速度波形を用いて、その振幅を加振ステップ1として50%、加振ステップ2として100%と変化させて段階加振を行った。

(5) 加振ステップごとの実験結果

a) 加振ステップ1：入力振幅50%

図-3.15に加振ステップ1における栈橋上部工の加速度応答、変位応答、基礎杭における最大・最小・残留曲げモーメント分布を示す。また、断面中央のストラットにおける軸力ー軸ひずみ挙動、水平・鉛直方向の曲げモーメントー曲率挙動、トルクーねじれ角挙動を示している。

ーメントー曲率挙動、トルクーねじれ角挙動を示している。まず、加速度応答について、最大値が864galと、図-3.7と比較すると2倍程度と大きくなっている一方、最小値の差は50gal程度となっている。最大値の波形をみるとスパイク状であることから、矢板護岸との接触に起因すると考えられる。また、変位応答においては、残留値が1.05mmに対し0.6mmと40%程度低下している。また、基礎杭に発生した最大・最小・残留曲げモーメント分布においては、新設杭に対して既設杭が50%程度の曲げモーメントが発生していることから、3.2節と同様にストラットを介して新設杭に作用する慣性力に新設杭と既設杭が一体となって耐荷していることが確認できる。

ストラットの応答については、軸力が±25N程度、トルクも最大60N・mm、最小-20N・mmの範囲で楕円状の範囲に発生していることから変形による減衰が発生していると考えられる。一方、曲げモーメントにおいては水平方向より鉛直方向への曲げモーメントが大きく、履歴ループも確認できる。この挙動は、図-3.11に示す加振終了後のストラットの鉛直方向への変形が発生している点と同様であり、本実験において加振時におけるストラットを介して分担される軸力、曲げモーメントに加えて、新設杭と既設杭の変形量の差によるねじりを定量的に確認できたと考えられる。

b) 加振ステップ2：入力振幅100%

図-3.16に加振ステップ2における栈橋上部工の加速度応答、変位応答、基礎杭における最大・最小・残留曲げモーメント分布を示す。また、断面中央のストラットにおける軸力ー軸ひずみ挙動、水平・鉛直方向の曲げモーメントー曲率挙動、トルクーねじれ角挙動を示している。加速度応答では、最大値、最小値ともに図-3.8と同程度であるが、変位応答では5.36mmに対し3.1mm程度と加振ステップ1と同様に40%の低下がみられる。曲げモーメントにおいては、新設杭は6N・mm程度の作用に対して、既設杭には3N・mmと同じく50%程度の値が作用している。

ストラットの応答としては、軸力が最大で35N、最小で-20N、トルクは-50~70N・mm程度と20%程度増加している。一方、鉛直方向の曲げモーメントー曲率関係は、水平方向に対して履歴ループの面積が増加している。

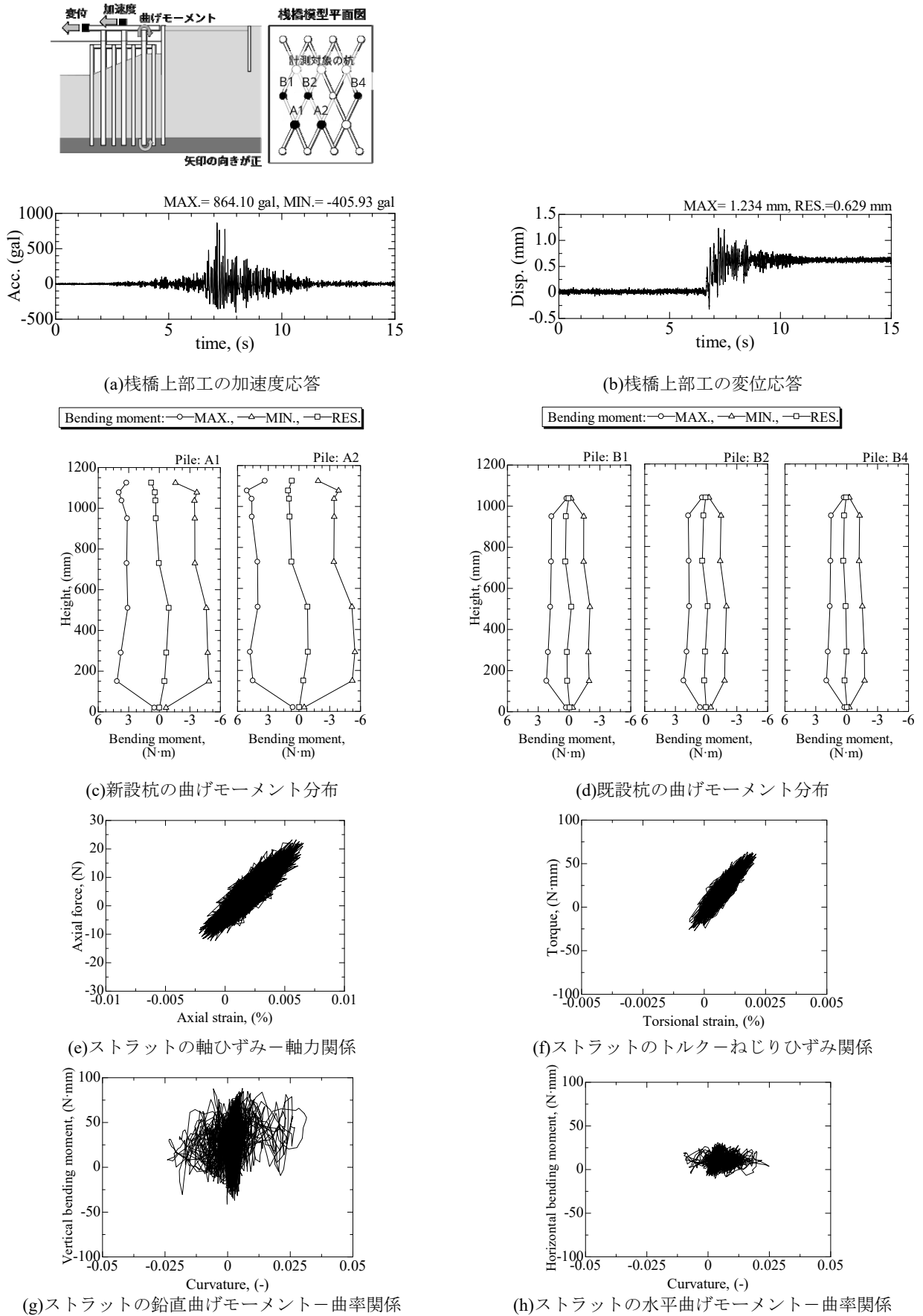


図-3.15 加振ステップ1：入力振幅50%

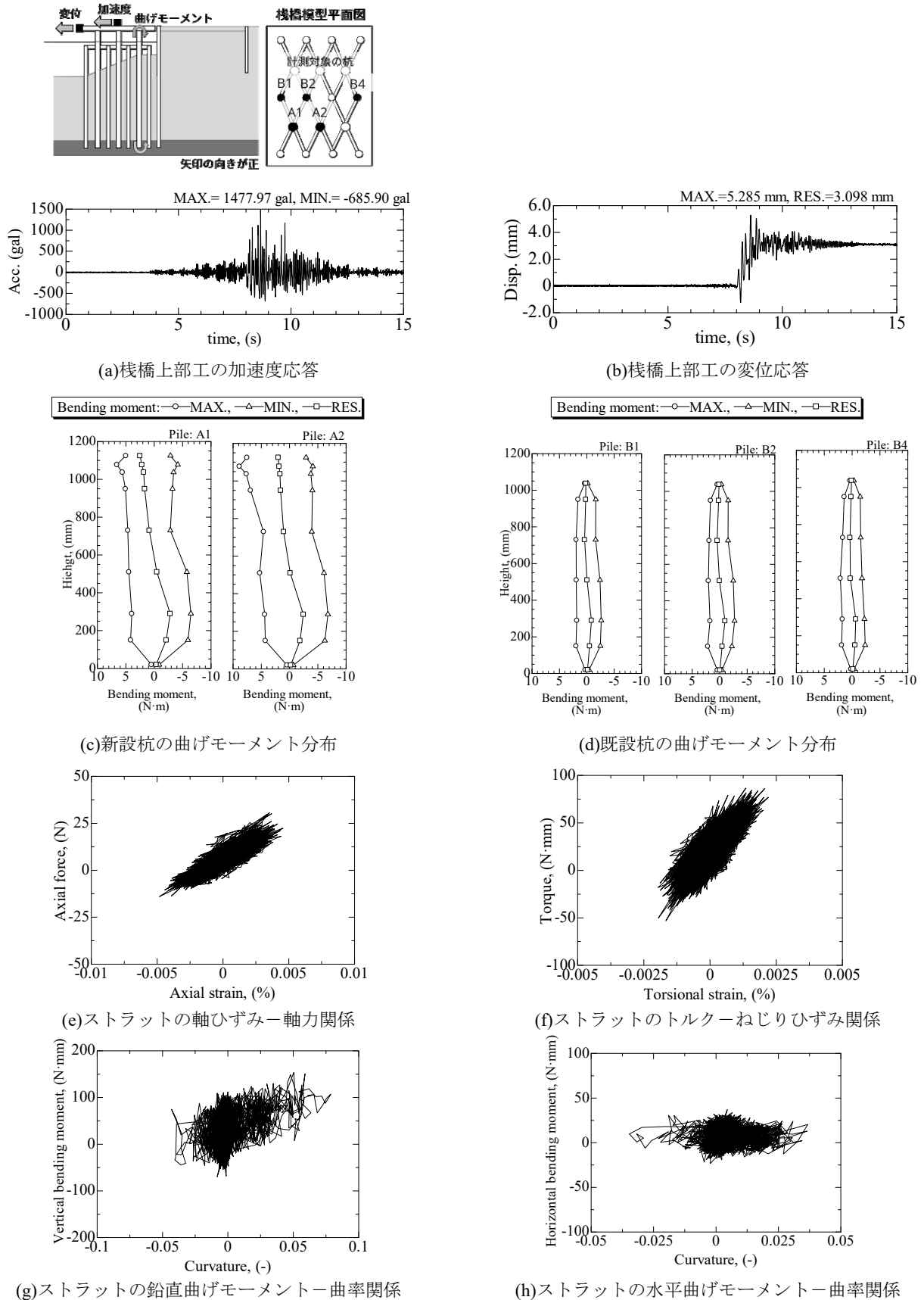


図-3.16 加振ステップ2：入力振幅 100%

3.4 まとめ

追設ストラットと増杭による耐震改良方法について、その改良効果を、三次元水中振動台を用いた模型振動実験によって検討した。

レベル2地震動に対し、提案する耐震改良断面の加速度応答や水平変位などは、耐震性能を満たす全て新設した模型断面と同程度であった。また、基礎杭の曲げモーメントにおいては、新設杭に作用する30%~40%を既設杭が受け持つことが確認された。以上より、提案工法は、一般的な栈橋に比べて新設杭の本数も少なく、その基礎杭も省断面化されているが、レベル2地震動に耐えられる構造であることを示した。また、ストラットの挙動に着目した振動実験では、ストラットへ作用する力が軸力や水平方向の曲げモーメントだけでなく、鉛直方向の曲げモーメント、トルクも作用していることを定量的に計測した。

4. 有効応力解析による模型振動実験の再現解析

4.1 再現解析概要

本章では、前章で得られた改良効果を実スケール断面での検討に繋げるために、動的有限要素法解析によって模型実験の再現を試みる。解析コードには、2次元非線形動的解析プログラムFLIP⁷⁾を用いることとし、岸壁法線直交方向のみの挙動を対象としている。ただし、ストラットは岸壁法線方向に配置され、3.3節の検討において軸力、水平・鉛直方向の曲げモーメント、トルクの作用が確認されていることから、二次元断面への換算について詳細に検討する。ただし、二次元断面の検討であるため、実験でみられた岸壁法線方向端部の既設杭やストラットにおける岸壁法線方向への変形や作用力は考慮できていない点に留意が必要である。

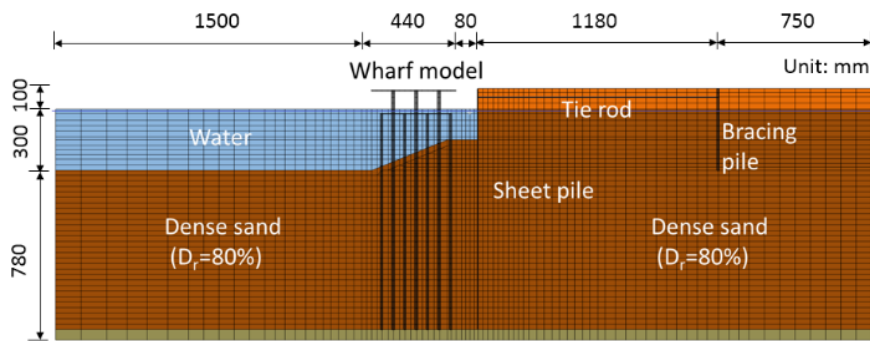


図-4.1 実験結果再現のための有限要素解析モデル

表-4.1 模型振動実験結果の再現解析パラメータ

非線形はり要素		新設杭	既設杭	ストラット控え杭	矢板
密度	ρ (t/m^3)	26.5	26.5	345.9	26.5
断面二次モーメント	I (m^4/m)	1.367×10^{-8}	7.010×10^{-9}	3.610×10^{-6}	4.267×10^{-8}
断面積	A (m^2/m)	7.566×10^{-4}	6.637×10^{-4}	1.125×10^{-11}	7.697×10^{-4}
曲げ剛性(一次勾配)	EI_1 (kNm^2/m)	0.9703	0.4977	7.990×10^{-4}	0.6624
曲げ剛性(二次勾配)	EI_2 (kNm^2/m)	0	0	0	0
全塑性モーメント	M_p (kNm/m)	0.2457	0.1648	1.146×10^{-3}	0.2058
全塑性モーメント(各部材)	M_p (kNm)	4.423×10^{-2}	1.977×10^{-2}	1.031×10^{-4}	2.470×10^{-2}
降伏応力	N_y (kN/m)	68.1	59.7	12.8	69.3

マルチスプリング要素		密地盤(気中)	密地盤(水中)
密度	ρ (kN/m^3)	16.3	19.9
基準拘束圧	σ_{ma} (kN/m^2)	98.0	98.0
せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m^2)	63.6	63.6
体積弾性係数	K_{ma} (kN/m^2)	165.9	165.9
ポアソン比	ν	0.33	0.33
間隙率	n	0.45	0.45
内部摩擦角	ϕ (deg.)	38.7	38.7
粘着力	c (kN/m^2)	—	—
最大減衰定数	h_{max}	0.24	0.24
拘束圧依存性	m_g, m_k	0.5	0.5

線形はり要素		上部工
密度	ρ (kN/m^3)	77.0
断面積	A (m^2/m)	6.00×10^{-3}
断面二次モーメント	I (m^4/m)	1.80×10^{-9}

(1)解析断面設定

図-4.1に解析に用いるメッシュを示す。なお、栈橋模型の杭下端は模型実験と同様になるよう固定境界の上にピン結合となるよう設定している。解析パラメータは、表-4.1にまとめている。二次元断面での表現にあたり、全てのパラメータは奥行1.0m当りの値に換算しており、特に基礎杭モデルに関しては、奥行き1mあたりに含まれる本数6.67本を乗じた値になっている。

模型実験の地盤のモデル化については、相対密度が高く、実験で過剰間隙水圧比が1.0に達して液状化に至っている地点は無かったことから、液状化パラメータは用いていない。また、入力波には、図-3.5に示す模型振動実験と同じ地震波を用いている。

4.2 ストラットのモデル化

二次元の再現解析断面のストラットには、バイリニア型の非線形はり要素を用いることとし、その軸剛性と曲げ剛性においてパラメータの補正を行うこととした。具体的には、解析でのストラット要素の軸剛性において模型での水平方向の曲げ剛性を考慮し、解析でのストラット要素の鉛直方向の曲げ剛性において、模型でのねじり剛性を考慮している。ただし、通常的设计においては、接続部分を含めたフレーム解析などによる検討が必要であると考える。

(1) 換算軸剛性

軸剛性における水平方向の曲げ剛性の検討は、平面二次元フレーム解析によって検討した。図-4.2にフレーム解析のモデル化対象として、新設杭、既設杭2本、それらを接続するストラット2本を示す。本構造においては上部工の慣性力は新設杭からストラットを介して既設杭に伝達することから、既設杭の接続位置を固定し、新設杭の取り付け位置に荷重を作用させている。これにより、得られる荷重と変位の関係から勾配を算出することで、水平方向の曲げ剛性の影響を考慮した二次元解析におけるストラットのはり要素の軸剛性を得ることができる。

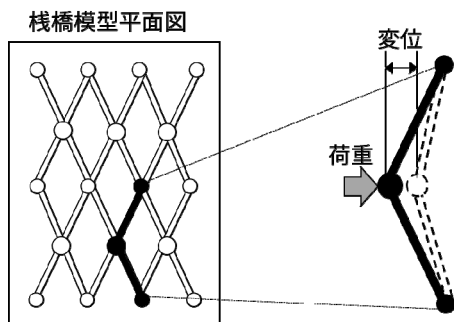


図-4.2 換算軸剛性のフレーム解析による検討方法

図-4.3にフレーム解析によって得られた荷重-変位関係を示す。図より、降伏荷重0.395kN、勾配760.7kN/mが得られた。この結果により、降伏軸耐力は降伏荷重をストラット2本分の軸耐力とみなし、部材1本当たりとした。 $N_y = 0.395/2 = 0.1975[kN]$

また、断面二次モーメントは二次元断面上の長さを実際の長さ、断面積はフレーム解析の勾配と二次元断面上の長さから補正し、単位体積重量は断面積補正を割り戻すことでパラメータ補正を行う。

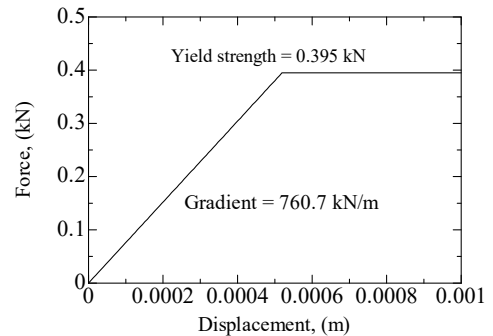


図-4.3 ストラットのフレーム解析結果

(2) ねじりを考慮した換算曲げ剛性

二次元断面におけるねじりの表現は、部材の曲げ剛性にねじり剛性を合成することで再現することとした。考慮にあたっては、図-4.4に示す端部を固定された2本のストラットに作用する鉛直荷重とモーメントを対象として、解析的に換算剛性を算出した。

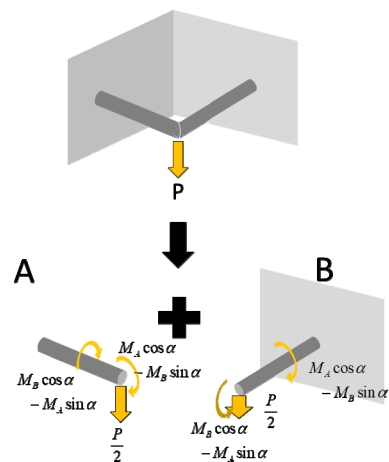


図-4.4 ねじりを考慮した換算曲げ剛性の検討

本検討において、図中の左右の部材をそれぞれA、Bとして分解し、まず端点にP/2が载荷した場合を対象とする。部材端点には、载荷によってそれぞれモーメントが作用することとして、部材Aにおけるたわみ角を求める。

$$-w'(l) = -\frac{P}{2EI}l^2 + \frac{(M_A \cos \theta - M_B \sin \theta)l}{EI}$$

次に、部材Bについて、ねじり角を求める。

$$-\phi(l) = -\frac{(M_A \cos \theta - M_B \sin \theta)l}{GJ}$$

これらは端点で同一となることから、次式が成り立つ。

$$-\frac{P}{2EI}l^2 + \frac{(M_A \cos \theta - M_B \sin \theta)l}{EI} = -\frac{(M_A \cos \theta - M_B \sin \theta)l}{GJ}$$

部材 B について P/2 によるたわみ角とねじり角を同様に求めることで次式が得られる。

$$-\frac{P}{2EI}l^2 + \frac{(M_B \cos \theta - M_A \sin \theta)l}{EI} = -\frac{(M_B \cos \theta - M_A \sin \theta)l}{GJ}$$

これらの式を連立することで、次に示す端点におけるモーメントとたわみが得られる。

$$M_A = M_B = \frac{PlGJ}{4(EI + GJ)(\cos \theta - \sin \theta)}$$

$$w(l) = \frac{-(M_B \cos \theta - M_A \sin \theta)l^2}{2EI} + \frac{Pl^3}{6EI} = \frac{-Pl^3GJ}{8EI(EI + GJ)} + \frac{Pl^3}{6EI}$$

これが二次元断面において、等価な剛性 EI_{2D} とした場合の変位に一致すると仮定する。

$$\frac{Pl_{2D}^3}{3EI_{2D}} = \frac{-Pl^3GJ}{8EI(EI + GJ)} + \frac{Pl^3}{6EI}$$

なお、 l_{2D} は二次元断面にストラットを投影した長さである。以上より、ねじりを考慮した二次元断面における曲げ剛性が得られる。

$$EI_{2D} = \frac{8(EI + GJ)}{4EI + GJ} \left(\frac{l_{2D}}{l} \right)^3 EI$$

4.3 再現解析結果

栈橋模型上部工の水平変位量、水平加速度、杭の曲げモーメント分布について、3.3節の加振ステップ2の実験結果に対する比較検討を行う。図-4.5に栈橋模型上部工の加速度応答を、図-4.6に水平変位量の経時変化を示す。変位応答において、残留水平変形は実験が3.098mmに対して、数値解析も3.1mmとほぼ一致している。また、加速度応答においては、最小値は同程度であるが最大値は2倍程度の差がみられる。この点については、実験において矢板模型との接触による影響と考えられる。

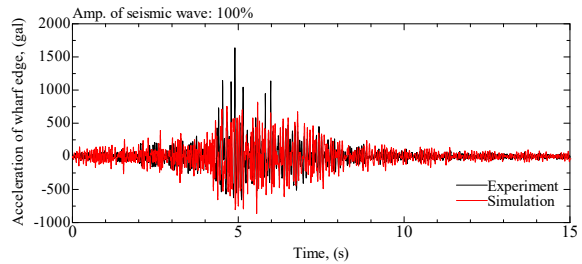


図-4.5 加速度時刻歴

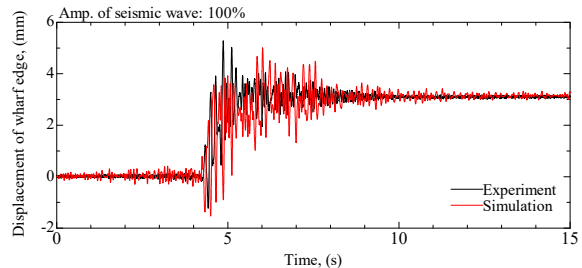
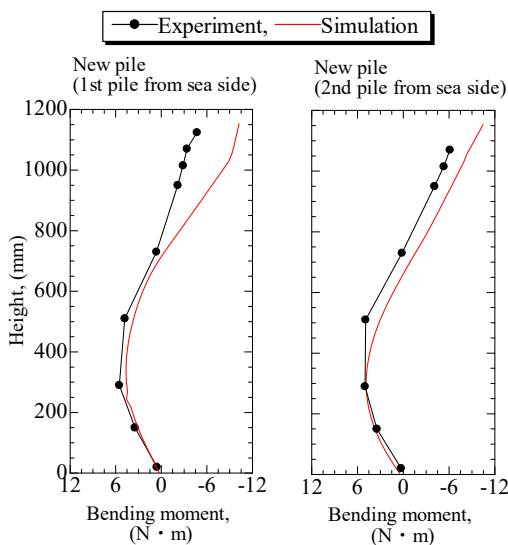
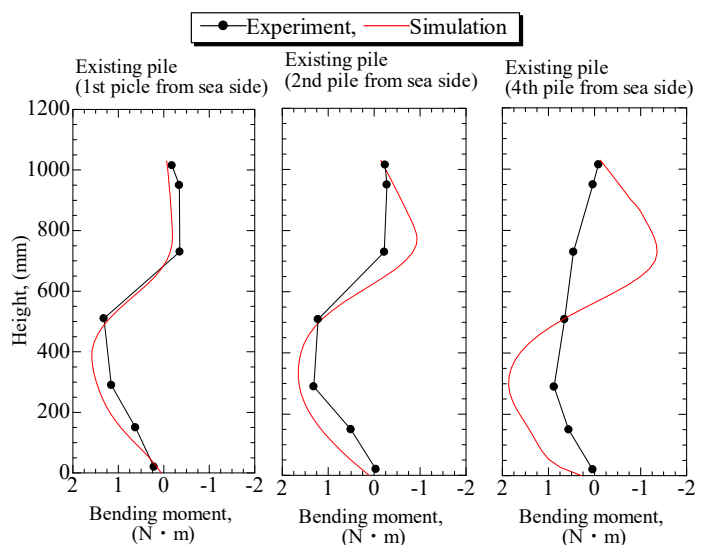


図-4.6 変位時刻歴

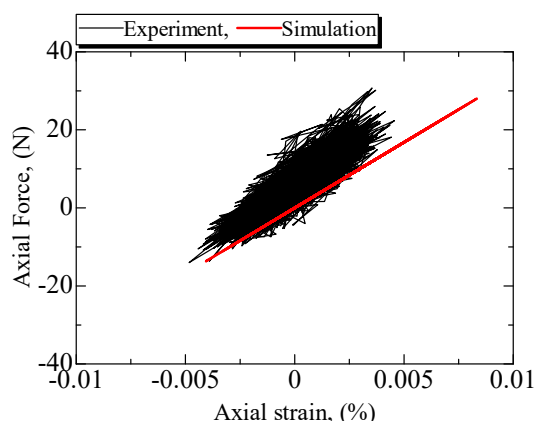


(a) 新設杭

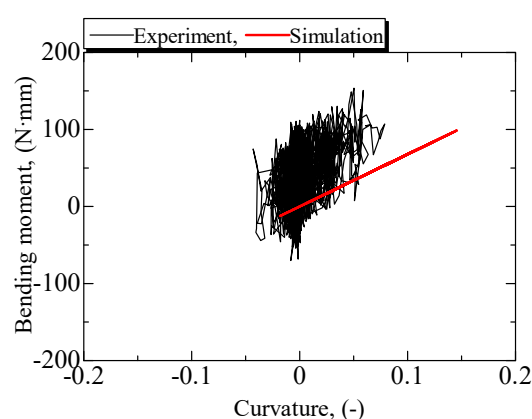


(b) 既設杭

図-4.7 加振波の最大加速度発生時における曲げモーメント分布の比較



(a)海側ストラットにおける軸力-軸ひずみ関係



(b) 海側ストラットにおける鉛直曲げモーメント-曲率関係

図-4.8 ストラットの履歴曲線の比較

図-4.7に上部工に発生した加速度最大振幅における新設杭と既設杭の曲げモーメント分布に関する模型実験と数値解析の比較結果を示す。図-4.7(b)右側の陸側の既設杭で差が見られるが、その他の新設杭と既設杭において定量的な曲げモーメント分布の一致が確認できる。

図-4.8に海側のストラットにおけるストラットの軸力-軸ひずみ関係と曲げモーメント-曲率関係の模型実験と数値解析の比較結果を示す。軸力-軸ひずみ関係において、数値解析では部材の降伏が発生していないため線形挙動となっているが、発生した軸力と軸ひずみの値は定量的に一致している。曲げモーメント-曲率関係においては、発生曲率に差がみられるが、作用する曲げモーメントの範囲は同程度である。

4.4 まとめ

本章では、模型振動実験結果を再現する二次元非線形有限要素モデルを作成して、3.3節の実験結果との比較による検証を行った。特に、ストラットについては、軸力に加えて、曲げモーメント、ねじれによる三次元的な力の作用やそれに伴う変形を二次元モデルのパラメータで考慮するために、フレーム解析と解析解により詳細に検討を行った。

検証は、栈橋上部工の加速度と変位の時刻歴データ、入力波の最大加速度振幅における新設杭と既設杭における曲げモーメント分布、ストラットにおける軸力-軸ひずみ関係、曲げモーメント-曲率関係を対象に行った。いずれの結果においても、定量的に実験結果と解析結果が一致しており、本項で検討したモデル化方法によってストラット挙動を含めてストラット追設と増杭による改良構造の動的応答を再現できることを示した。

5. 有効応力解析による実規模断面を対象とした解析的検討

本章では、模型実験結果とモデル化による再現解析をもとに、ストラット追設と増杭による耐震改良構造の実規模断面における効果的な部材の選定を目的として、動的有効応力解析を実施する。

5.1 実規模解析概要

解析断面の設定では図-2.1に示した断面を参考として、図-5.1に示す土層モデルで検討を行った。表-5.1にこれらの解析パラメータを示す。なお、栈橋のモデルは、表-4.1に示す再現解析と同様にバイリニア型の非線形はり要素を用いており、ストラットについては換算軸剛性と換算曲げ剛性を用いている。基礎杭の諸元については、模型作成時に用いたパラメータをもとに、新設杭 $\phi 1200\text{mm} \times t20\text{mm}$ 、既設杭は上杭 $\phi 900\text{mm} \times t17\text{mm}$ 、下杭 $\phi 900\text{mm} \times t13\text{mm}$ として設定した。護岸の鋼管矢板は $\phi 1000\text{mm} \times t17\text{mm}$ 、控え杭 $\phi 700\text{mm} \times t9\text{mm}$ として設定している。

また、本検討においては、周波数特性の影響を考慮するために図-2.2に示す地震動を入力地震動Aとして、図-5.2に示す2種類の入力地震動についても併せて検討を行った。これは、異なるピーク周波数を持つ震源特性、伝播経路特性、サイト増幅特性を考慮した想定シナリオ地震動を基盤層での地震動に変換したものである。図-5.3には、これらの入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。

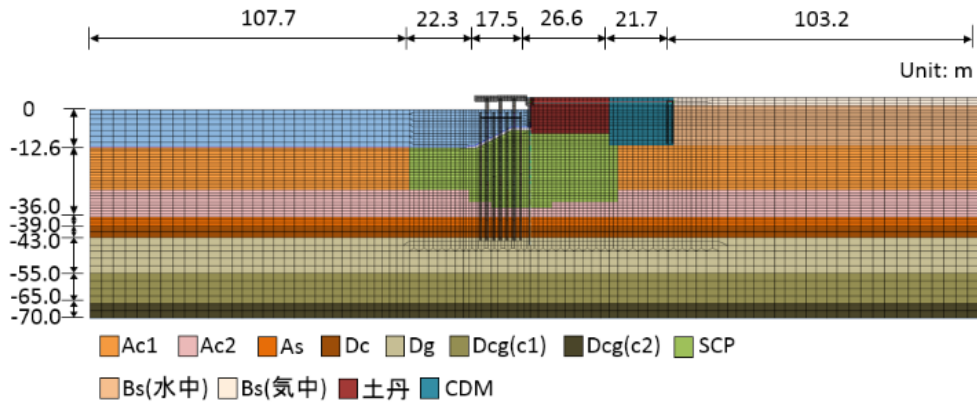


図-5.1 実験結果再現のための有限要素解析モデル

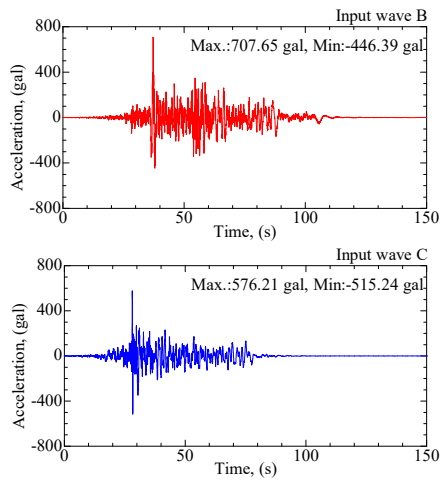


図-5.2 追加検討に用いた入力地震動

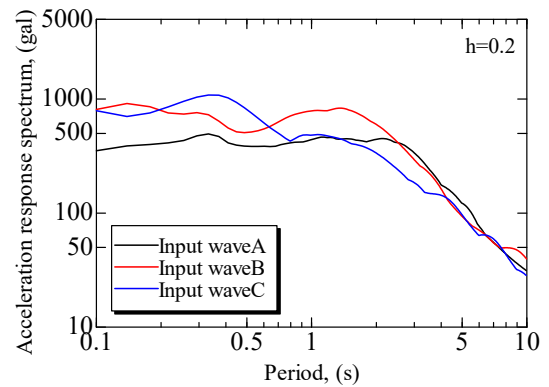


図-5.3 加速度応答スペクトル

表-5.1 模型振動実験結果の再現解析パラメータ

非線形はり要素		新設杭	既設杭 (上杭)	既設杭 (下杭)	控え杭	矢板
密度	ρ (kN/m ³)	77.0	77.0	77.0	77.0	77.0
断面二次モーメント	I (m ⁴ /m)	2.56×10^{-3}	9.08×10^{-4}	7.00×10^{-4}	4.44×10^{-4}	5.48×10^{-3}
断面積	A (m ² /m)	0.01472	0.00931	0.00712	0.00746	0.0454
曲げ剛性(一次勾配)	EI_1 (kNm ² /m)	512300	181500	140100	88740	1095000
曲げ剛性(二次勾配)	EI_2 (kNm ² /m)	0	0	0	0	0
全塑性モーメント	M_p (kNm/m)	1741.0	824.3	633.5	516.1	4471.1

線形はり要素		上部工
密度	ρ (kN/m ³)	105.0
断面二次モーメント	I (m ⁴ /m)	0.111
断面積	A (m ² /m)	0.333

マルチスプリング要素	Ac1	Ac2	As	Dc	Dg	Dcg(c1)	Dcg(c2)	SCP	Bs(水中)	Bs(気中)	土丹	CDM
密度	ρ (kN/m ³)	15.9	15.1	18.5	15.3	20.0	18.0	17.0	18.3	18.7	17.6	18.4
基準拘束圧	σ_{ma} (kN/m ²)	155.4	205.8	98.0	250.1	98.0	282.8	241.6	105.7	98.0	98.0	63.4
せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	41535	34668	59384	56360	260543	200020	76500	111776	57863	57863	102000
体積弾性係数	K_{ma} (kN/m ²)	108316	90410	154863	146979	679456	521622	199500	291494	150899	150899	266000
ポアソン比	ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
間隙率	n	0.64	0.68	0.50	0.69	0.45	0.55	0.55	0.51	0.49	0.49	0.55
内部摩擦角	ϕ (deg.)	0.00	0.00	38.50	0.00	42.60	0.00	30.00	39.60	40.80	40.80	0.01
粘着力	c (kN/m ²)	122.40	155.70	0.00	186.20	0.00	225.00	0.00	0.00	0.00	0.00	300.00
最大減衰定数	h_{max}	0.19	0.17	0.20	0.16	0.19	0.20	0.20	0.23	0.19	0.19	0.20
拘束圧依存性	m_g, m_k	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

本章の検討においては、効果的なストラット部材を検討することを念頭に、表-5.2に示す一般的な鋼管を対象として実施した。これらの鋼管は、曲げ剛性と全塑性モーメントの諸元が2倍程度異なるように選定しており、曲げモーメントと全塑性モーメントの算定においては、腐食代を1mm考慮している。

表-5.2 ストラットのパラメータ

記号	外径	厚さ	外径	厚さ	曲げ剛性	全塑性モーメント
	mm	mm	mm	mm	(腐食考慮) kN・m ²	(腐食考慮) kN・m
1	165.2	6	163.2	5	1.56E+03	3.94E+01
2	216.3	6	214.3	5	3.60E+03	6.91E+01
3	267.4	7	265.4	6	8.23E+03	1.27E+02
4	318.5	7.9	316.5	6.9	1.61E+04	2.08E+02
5	406.4	7.9	404.4	6.9	3.41E+04	3.44E+02
6	508	7.9	506	6.9	6.74E+04	5.42E+02
7	558.8	9	556.8	8	1.04E+05	7.59E+02
8	600	12	598	11	1.75E+05	1.19E+03
9	700	12	698	11	2.80E+05	1.64E+03
10	812.8	14	810.8	13	5.61E+05	2.61E+03
11	1016	16	1014	15	1.18E+06	4.72E+03
12	1219.2	16	1217.2	15	2.05E+06	6.83E+03

5.2 実規模解析結果

対象とする12種類のストラットを用いた3種類の入力地震動における実規模解析結果について、図-5.4に栈橋上部工の最大水平加速度、図-5.5に栈橋上部工の残留変位を示す。図より、鋼管径が大きくなるほど栈橋上部工の加速度と水平残留変位は低下傾向を示す。水平残留変位においては、入力地震動AとBに対してCは比較的小さい変位が小さく、入力地震動AとBでは水平残留変位の低下傾向がNo.8の鋼管φ600mm×t12mmより大口径の際に減少している。

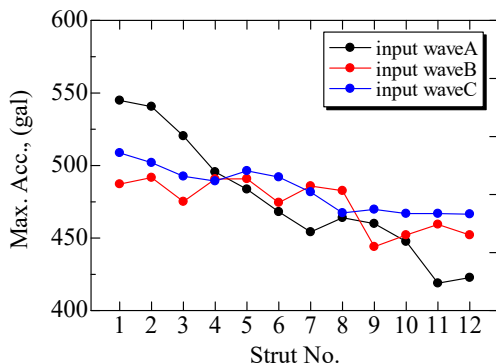


図-5.4 栈橋上部工の最大水平加速度

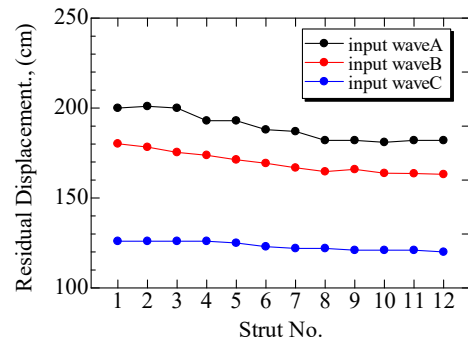


図-5.5 栈橋上部工の残留水平変位

栈橋上部工の最大加速度と残留水平変位の応答について、最大水平変位発生時における新設杭、既設杭とストラットの曲げモーメント分布をもとに検討する。なお、簡単のためにストラット No.1: φ165.2mm, t6.0mm, No.5: φ406.4mm, t7.9mm, No.8: φ600.0mm, t12.0mm, No.12: φ1219.2mm, t16.0mm の4ケースに着目して結果をまとめる。図-5.6から図-5.9に入力地震動Aにおける栈橋上部工の水平加速度時刻歴、水平変位時刻歴、新設杭、既設杭、ストラットの曲げモーメントを示す。なお、曲げモーメントについては、上部工の最大水平変位発生時の曲げモーメント分布に加えて、解析過程における各要素に発生した最大・最小曲げモーメント分布を示している。また、図-5.9にはストラットの諸元に関する比較として、図-5.6から図-5.9に示した入力地震動Aにおける新設杭、既設杭の最小曲げモーメント分布の比較図とストラットの曲げモーメント図の一覧を示している。同様に、図-5.11から図-5.14に入力地震動Bにおける実規模解析結果と図-5.14に曲げモーメント分布の比較図、図-5.16から図-5.19に入力地震動Cにおける実規模解析結果と図-5.20に曲げモーメント分布の比較図を示す。

(1) 入力地震動Aの実規模解析結果

図-5.6の入力地震動A、ストラット No.1: φ165.2mm, t6.0mm のケースについて検討を行う。図-5.6(c)の新設杭の曲げモーメント分布では、上部工と接続する杭頭部で最小曲げモーメントが最小(絶対値で最大)になっており、海側から2列目と3列目の杭では全塑性状態に至っている。また、水深-2mのストラット接合位置においても新設杭の曲げモーメント分布には影響はほとんどみられない。図-5.6(d)の既設杭の曲げモーメント分布では、杭頭部の曲げモーメントはほとんどみられず、地中部まで単調に曲げモーメントが減少(絶対値で単調増加)している。図-5.6(e)に示すストラットの曲げモーメント分布では、全てのストラットの新設杭もしくは既設杭との

接合部で全塑性状態に至っている。このことから、図-5.6(c)の新設杭の曲げモーメント分布と図-5.6(d)の既設杭の曲げモーメント分布において、ストラット接合部付近での曲げモーメントの分担がほとんどみられなかったと考えられる。

図-5.7の入力地震動 A, ストラット No.5 : $\phi 406.4\text{mm}$, $t7.9\text{mm}$ のケースについて図-5.6 と比較検討する。図-5.7(c)の新設杭の曲げモーメント分布では、図-5.6(c)において全塑性状態に至っていた上部工と接続する杭頭部の最小曲げモーメントが低減（絶対値で減少）し、ストラットの接合部で増大（絶対値で増加）している。一方、図-5.7(d)の既設杭の曲げモーメント分布では、杭頭部で曲げモーメントの増大がみられていることから、ストラットを介して曲げモーメントが分担されたといえる。また、図-5.7(e)のストラットの曲げモーメント分布では、同様に全てのストラットが全塑性状態に至っている。

図-5.8の入力地震動 A, ストラット No.8 : $\phi 600.0\text{mm}$, $t12.0\text{mm}$ と、図-5.9の入力地震動 A, ストラット No.12 : $\phi 1219.2\text{mm}$, $t16.0\text{mm}$ のケースについて同様に比較検討する。図-5.8(c)と図-5.9(c)の新設杭の曲げモーメント分布では、ストラットの直径が大きいほど、上部工との接合部の曲げモーメントが低減（絶対値で減少）し、ストラットの接合部分で曲げモーメントが増大（絶対値で増加）し、全塑性状態に至る杭が多くなっている。図-5.8(d)と図-5.9(d)の既設杭の曲げモーメント分布では、ストラットの直径が大きいほどストラットの接合部で曲げモーメントが増大しており、ストラットを介して分担される曲げモーメントが増加していると考えられる。一方、図-5.8(e)のストラットの曲げモーメント分布では、全塑性状態に至ったストラットは最も海側の部材のみとなっており、図-5.9(e)では全てのストラットが全塑性状態に至っていない。以上より、ストラットの直径が大きいほど、既設杭に分担される曲げモーメントが大きくなるため、図-5.5の傾向として水平残留変位は減少すると考えられる。また、水平残留変位の減少傾向が No.8 : $\phi 600.0\text{mm}$, $t12.0\text{mm}$ を境に低下した理由として、全塑性状態に至るストラットの本数が影響していると考えられる。

図-5.10 より、上記のストラットの直径による曲げモーメント分布への影響について、新設杭では上部工との接合部で最小曲げモーメントが低減（絶対値で減少）してストラットの接合部で曲げモーメントが増大（絶対値で増加）する傾向と、既設杭では杭頭部で発生する曲げモーメントが増大する傾向が定量的に確認できる。

(2)入力地震動 B の実規模解析結果

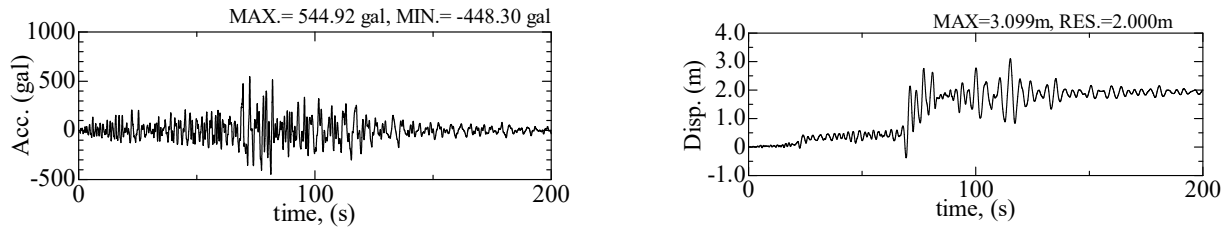
図-5.11 から図-5.14 に示す新設杭、既設杭、ストラットの曲げモーメント分布と図-5.15 の比較図より、入力地震動 A の傾向と比較検討する。ストラットの諸元による影響は、同様にストラットの直径が大きいほど、新設杭では上部工との接合部で曲げモーメントが低減（絶対値で減少）し、ストラットの接合部では曲げモーメントが増大（絶対値で減少）するとともに、既設杭の杭頭部で発生する曲げモーメントが増加している。また、ストラットについても、No.1 : $\phi 165.2\text{mm}$, $t6.0\text{mm}$, No.5 : $\phi 406.4\text{mm}$, $t7.9\text{mm}$, では全てのストラットが全塑性状態に至っていることに対し、No.8 : $\phi 600.0\text{mm}$, $t12.0\text{mm}$, No.12 : $\phi 1219.2\text{mm}$, $t16.0\text{mm}$ では、全塑性状態に至るストラットはみられない。また、ストラット No.8 では、新設杭、既設杭を含めた全ての部材で全塑性状態に至る部材がみられないが、No.12 では、新設杭のストラット接合部において全塑性状態に至っている。以上より、本ケースにおいては、ストラット No.8 がストラットを介した荷重バランスを考えた場合に最適な部材と考えられる。

(3)入力地震動 C の実規模解析結果

図-5.16から図-5.19の曲げモーメント分布と図-5.20の比較図より、入力地震動Cについても入力地震動A, Bと同様の新設杭、既設杭、ストラットにおける曲げモーメント分布の傾向が確認できる。また、各部材の全塑性状態に至る損傷についても、No.8 : $\phi 600.0\text{mm}$, $t12.0\text{mm}$, No.12 : $\phi 1219.2\text{mm}$, $t16.0\text{mm}$ の両ケースでみられないことから適した部材と考えられる。また、このストラットNo.8, No.12のケースにおける新設杭の曲げモーメント分布をみると、全塑性モーメントに対する曲げモーメントが相対的に低いことから、新設杭をより小断面とすることも可能と考えられる。

5.4 まとめ

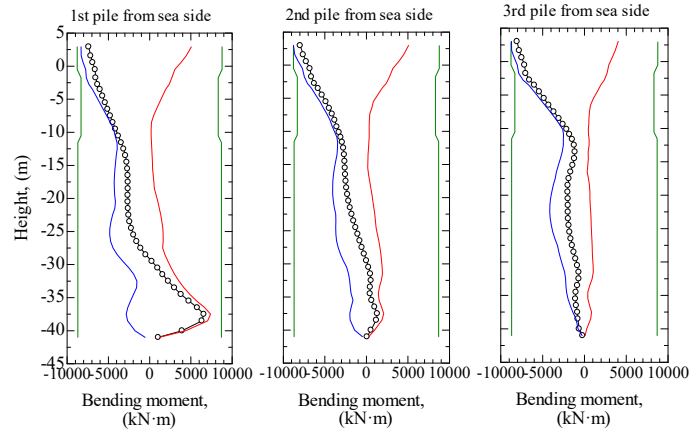
本章では、4章で検討したモデル化をもとに、実規模断面における効果的なストラットの諸元について、一般的な鋼管を参考に検討を行った。また、三種類の入力地震動による応答の比較を行うことで、ストラットの諸元による基礎杭の曲げモーメント分布に与える影響とその傾向から、効果的なストラットの諸元を検討した。



(a) 上部工の水平加速度時刻歴

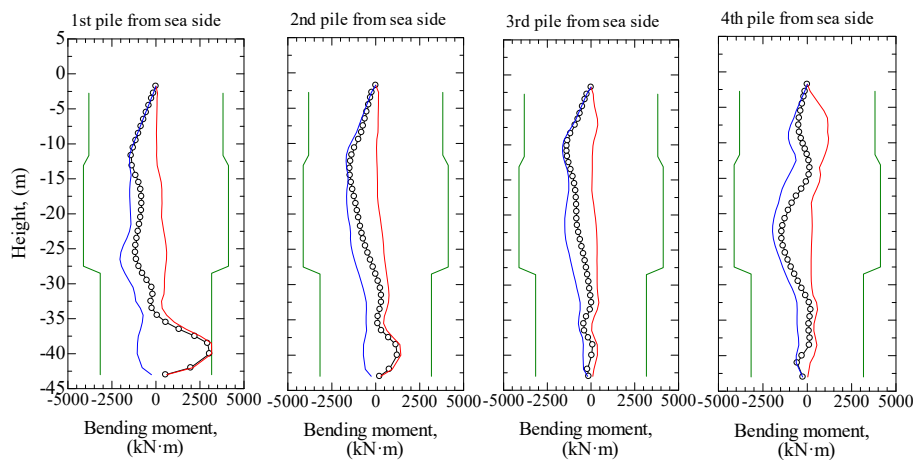
(b) 上部工の水平変位時刻歴

○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
 — Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



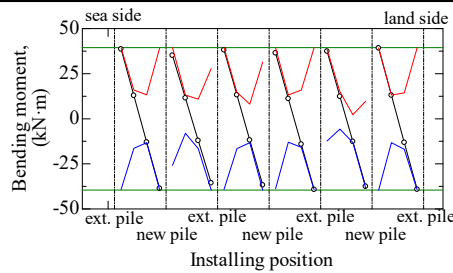
(c) 新設杭の曲げモーメント分布

○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
 — Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



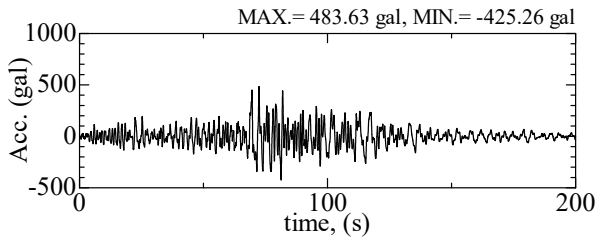
(d) 既設杭の曲げモーメント分布

○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
 — Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process

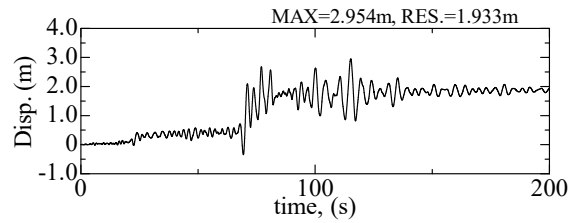


(e) ストラットの曲げモーメント分布

図-5.6 実規模解析結果 (入力地震動 A, ストラットφ165.2mm, t6.0mm)

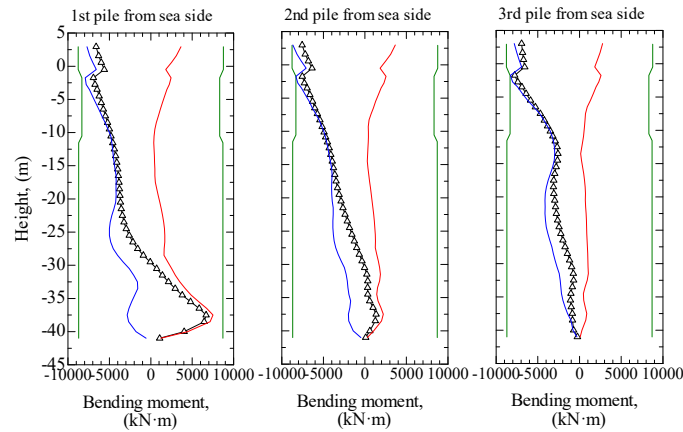


(a)上部工の水平加速度時刻歴



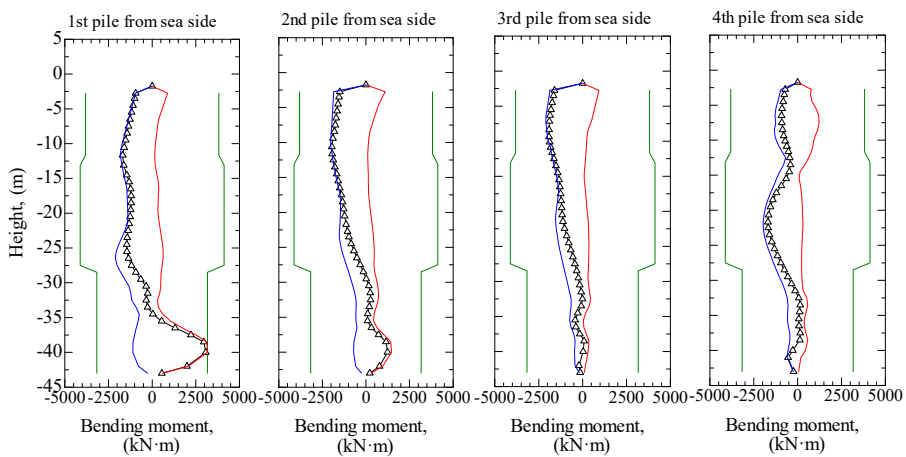
(b)上部工の水平変位時刻歴

—△ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



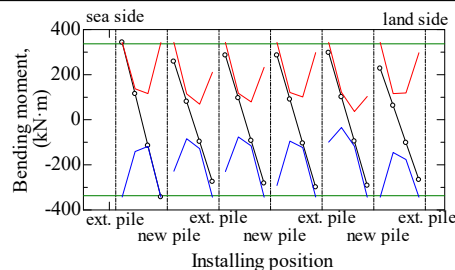
(c)新設杭の曲げモーメント分布

—△ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



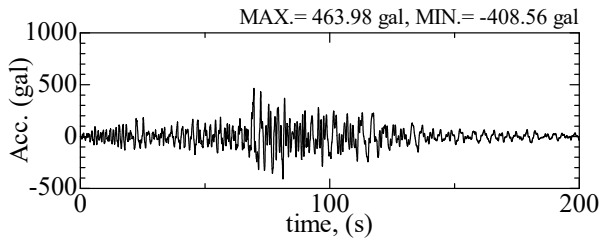
(d)既設杭の曲げモーメント分布

—○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process

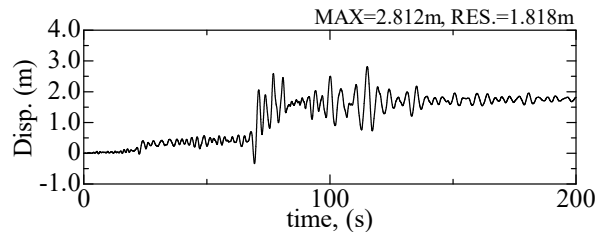


(e)ストラットの曲げモーメント分布

図-5.7 実規模解析結果 (入力地震動 A, ストラットφ406.4mm, t7.9mm)

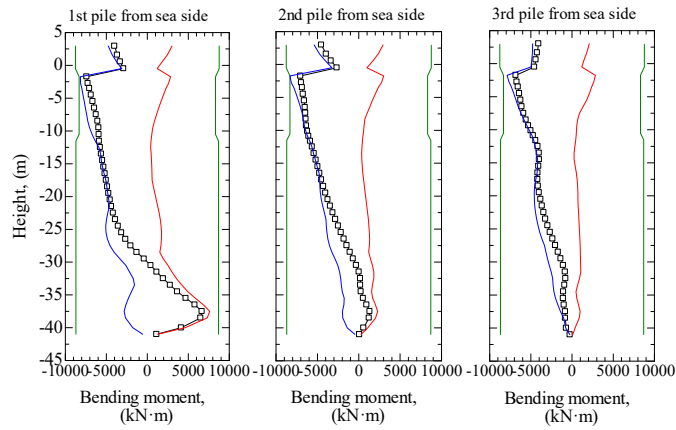


(a)上部工の水平加速度時刻歴



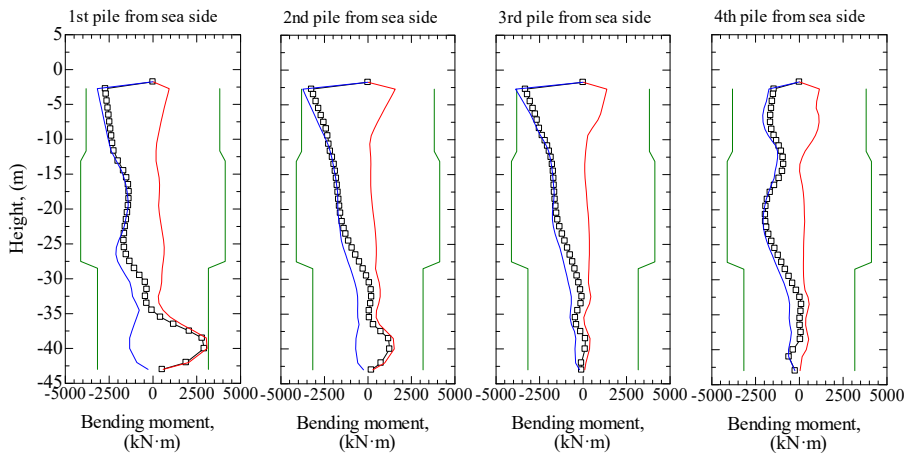
(b)上部工の水平変位時刻歴

□ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



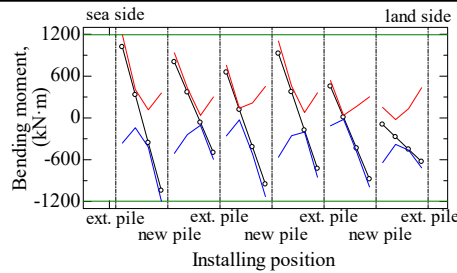
(c)新設杭の曲げモーメント分布

□ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



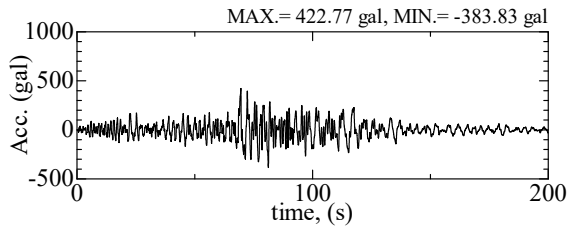
(d)既設杭の曲げモーメント分布

□ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process

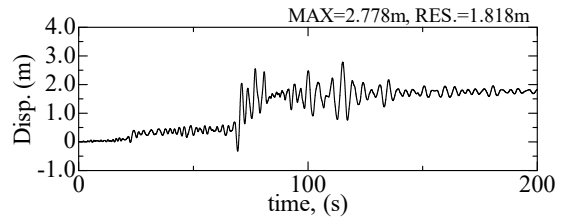


(e)ストラットの曲げモーメント分布

図-5.8 実規模解析結果 (入力地震動 A, ストラットφ600.0mm, t12.0mm)

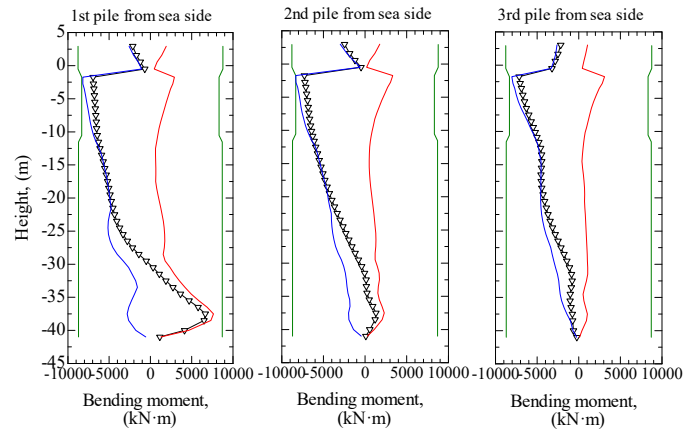


(a)上部工の水平加速度時刻歴



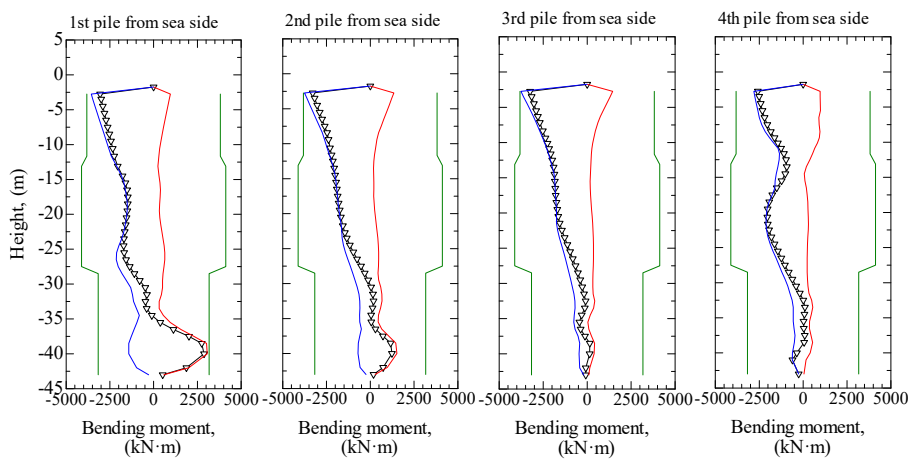
(b)上部工の水平変位時刻歴

▽ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



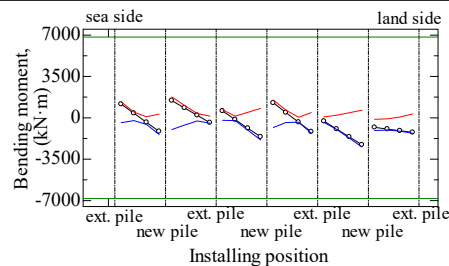
(c)新設杭の曲げモーメント分布

▽ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



(d)既設杭の曲げモーメント分布

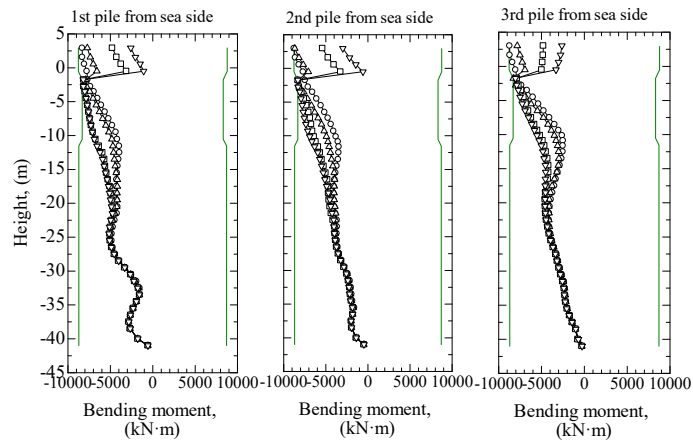
○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



(e)ストラットの曲げモーメント分布

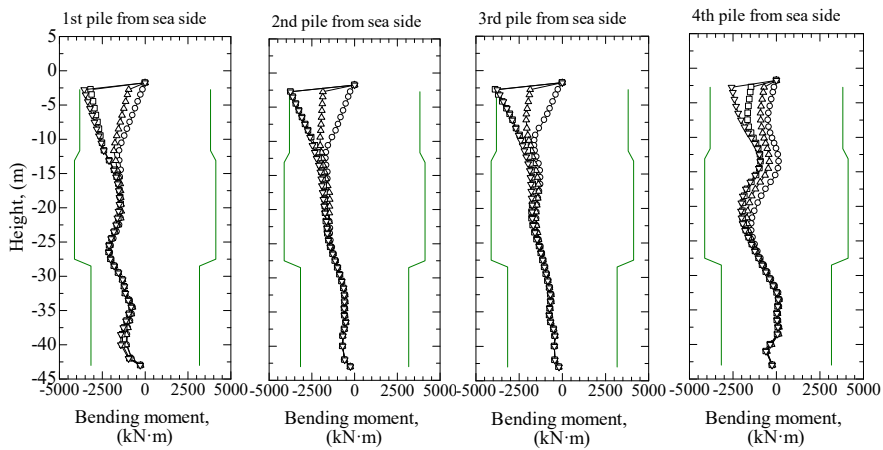
図-5.9 実規模解析結果 (入力地震動 A, ストラット $\phi 1219.2\text{mm}$, $t16.0\text{mm}$)

Min. bending moment through the whole simulation process
 Strut size: ○-φ165.2 t6.0, △-φ406.4 t7.9, □-φ600.0 t12.0, ▽-φ1219.2 t16.0, — full plastic moment

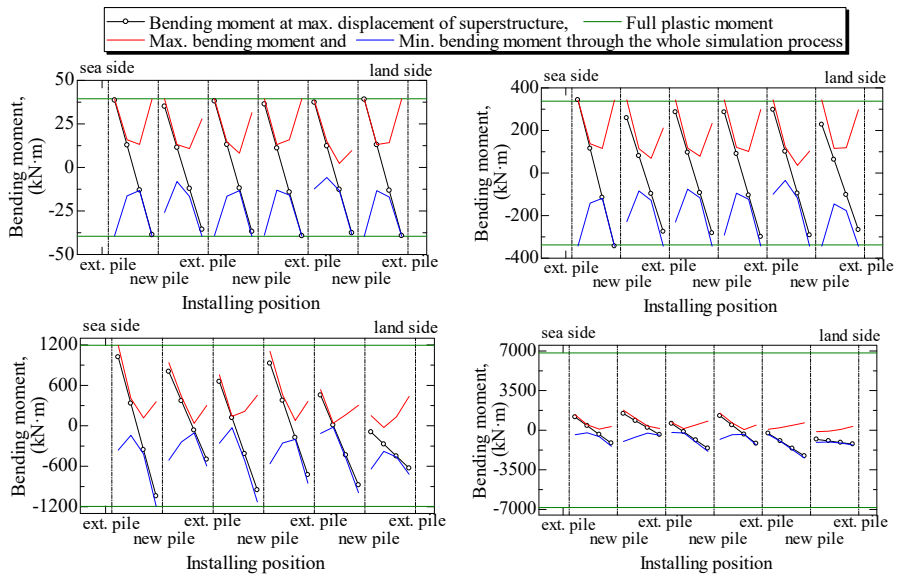


(a)新設杭の曲げモーメント分布の比較

Min. bending moment through the whole simulation process
 Strut size: ○-φ165.2 t6.0, △-φ406.4 t7.9, □-φ600.0 t12.0, ▽-φ1219.2 t16.0, — full plastic moment

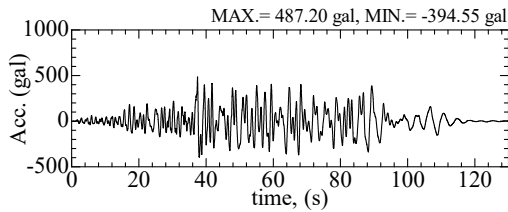


(b)既設杭の曲げモーメント分布の比較

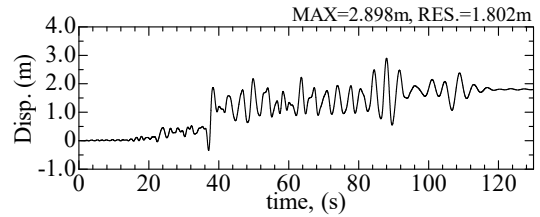


(c)ストラットの曲げモーメント分布の一覧

図-5.10 ストラット諸元による実規模解析結果の比較 (入力地震動 A)

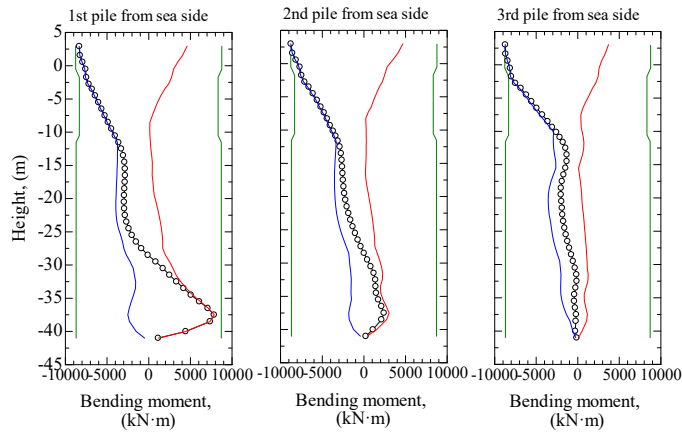


(a)上部工の水平加速度時刻歴



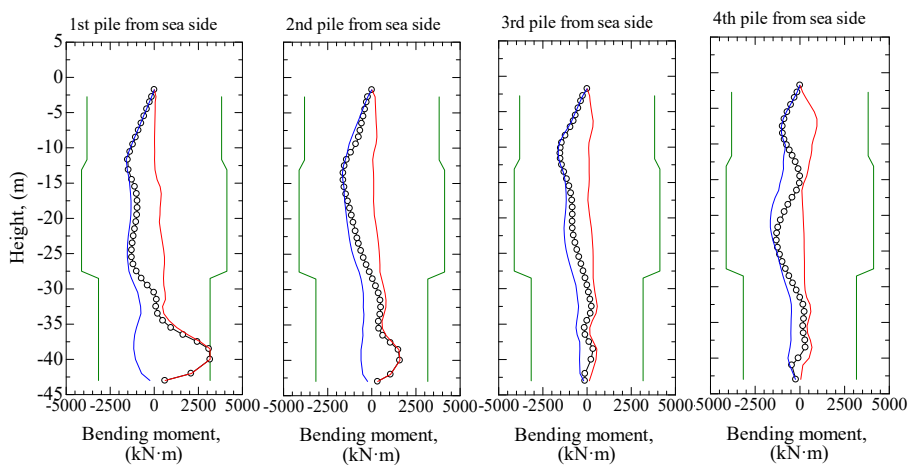
(b)上部工の水平変位時刻歴

○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
 — Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



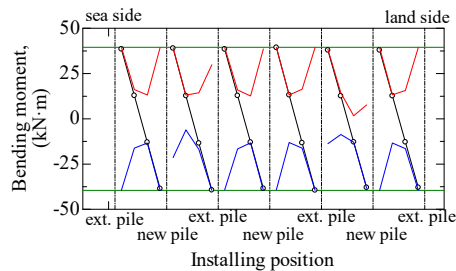
(c)新設杭の曲げモーメント分布

○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
 — Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



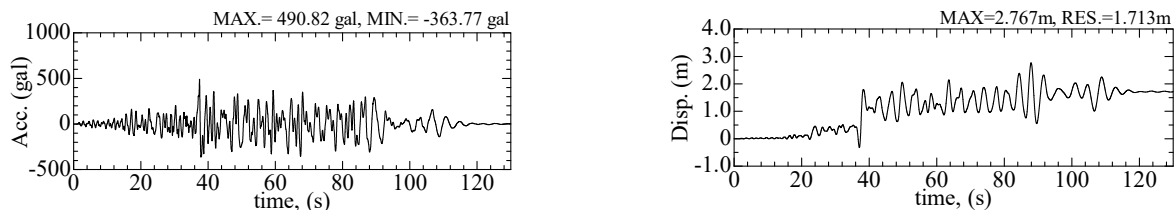
(d)既設杭の曲げモーメント分布

○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
 — Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



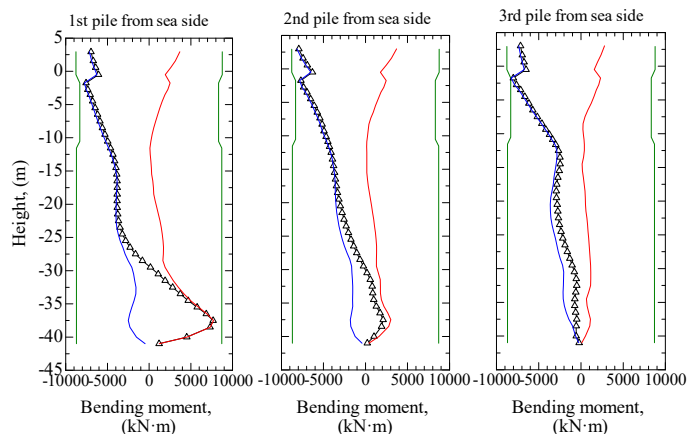
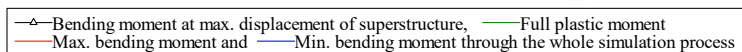
(e)ストラットの曲げモーメント分布

図-5.11 実規模解析結果 (入力地震動 B, ストラットφ165.2mm, t6.0mm)

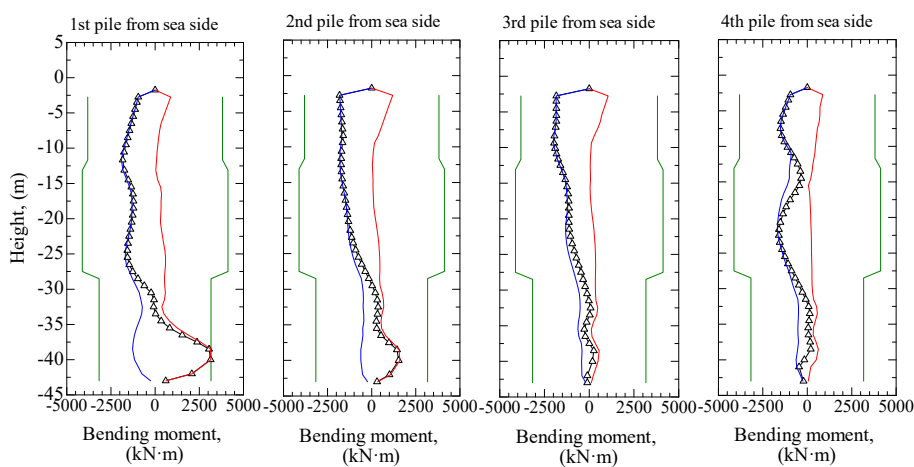
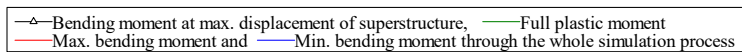


(a) 上部工の水平加速度時刻歴

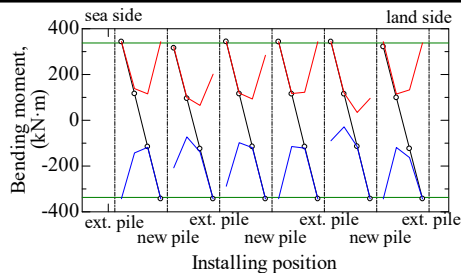
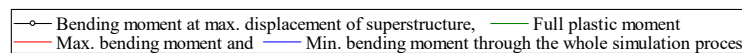
(b) 上部工の水平変位時刻歴



(c) 新設杭の曲げモーメント分布

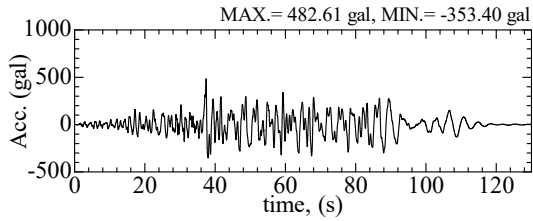


(d) 既設杭の曲げモーメント分布

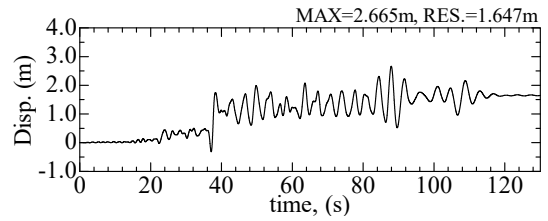


(e) ストラットの曲げモーメント分布

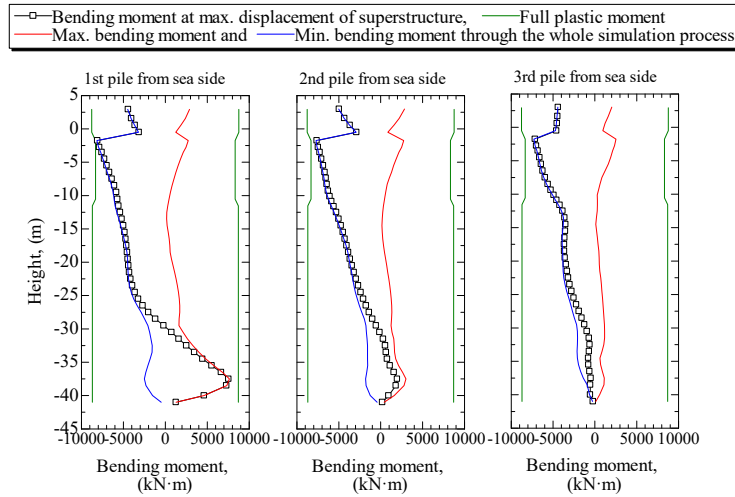
図-5.12 実規模解析結果 (入力地震動 B, ストラットφ406.4mm, t7.9mm)



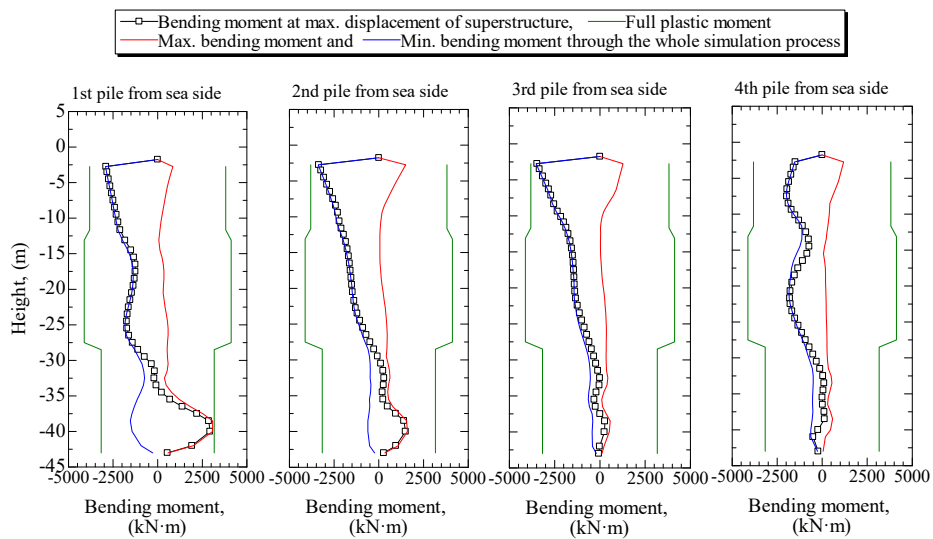
(a)上部工の水平加速度時刻歴



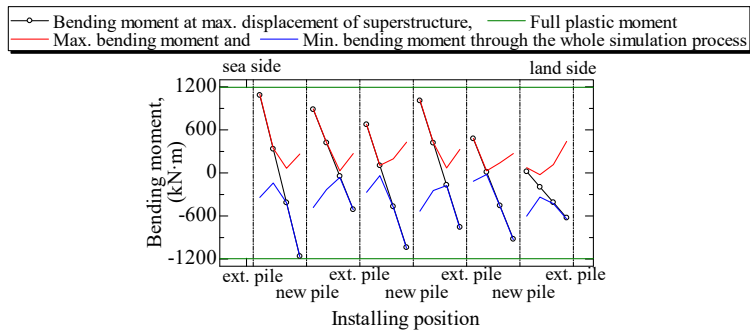
(b)上部工の水平変位時刻歴



(c)新設杭の曲げモーメント分布

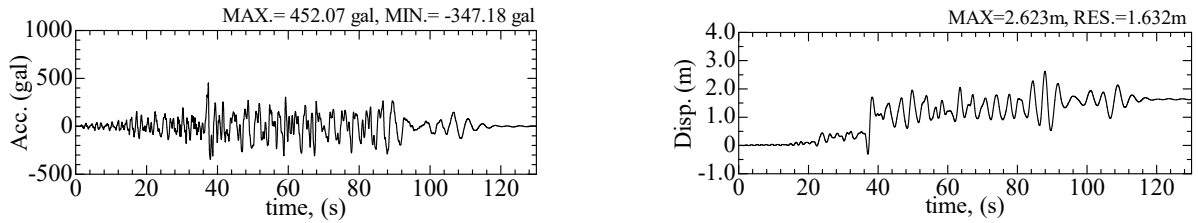


(d)既設杭の曲げモーメント分布



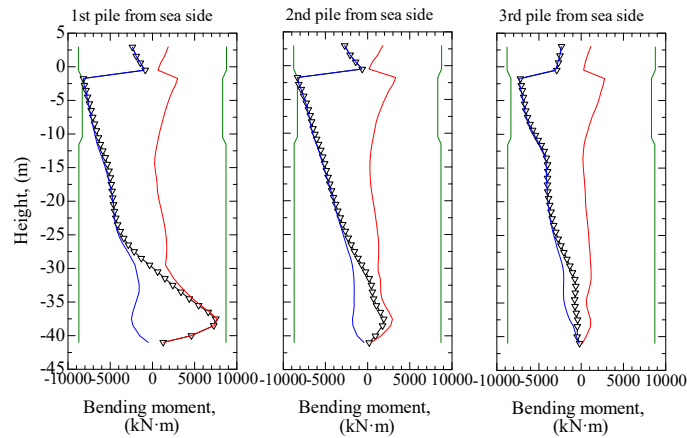
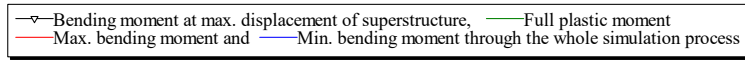
(e)ストラットの曲げモーメント分布

図-5.13 実規模解析結果 (入力地震動 B, ストラットφ600.0mm, t12.0mm)

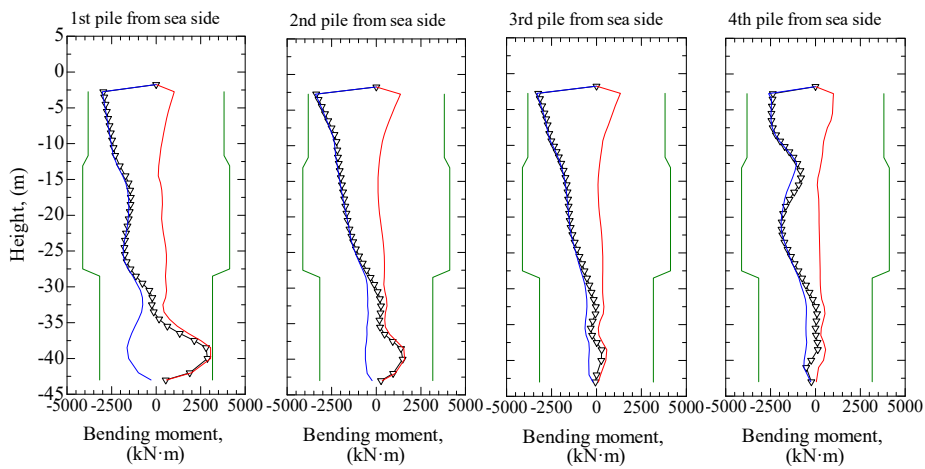
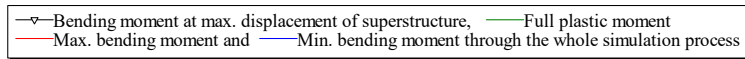


(a)上部工の水平加速度時刻歴

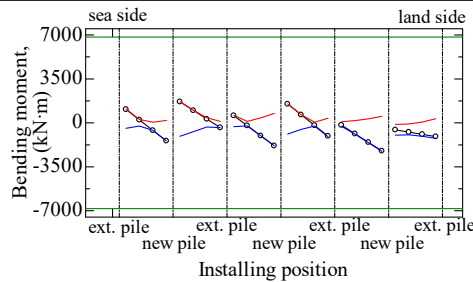
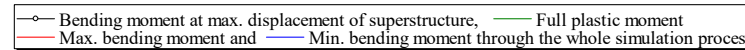
(b)上部工の水平変位時刻歴



(c)新設杭の曲げモーメント分布

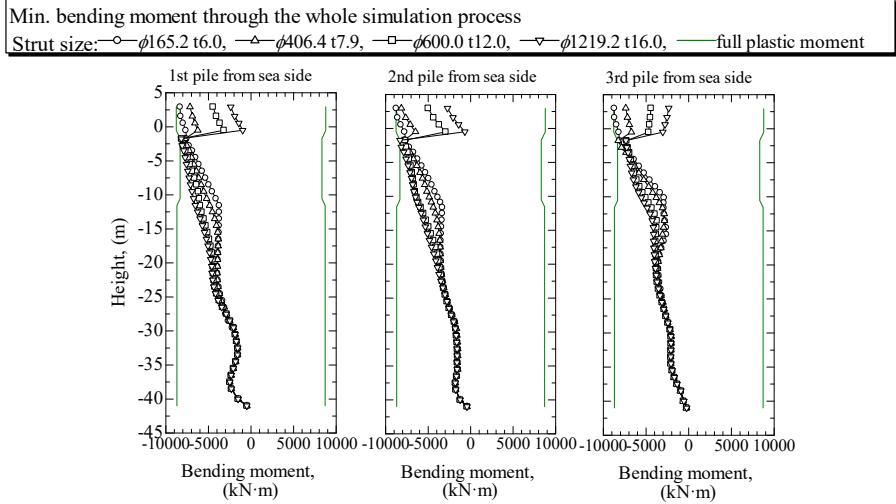


(d)既設杭の曲げモーメント分布

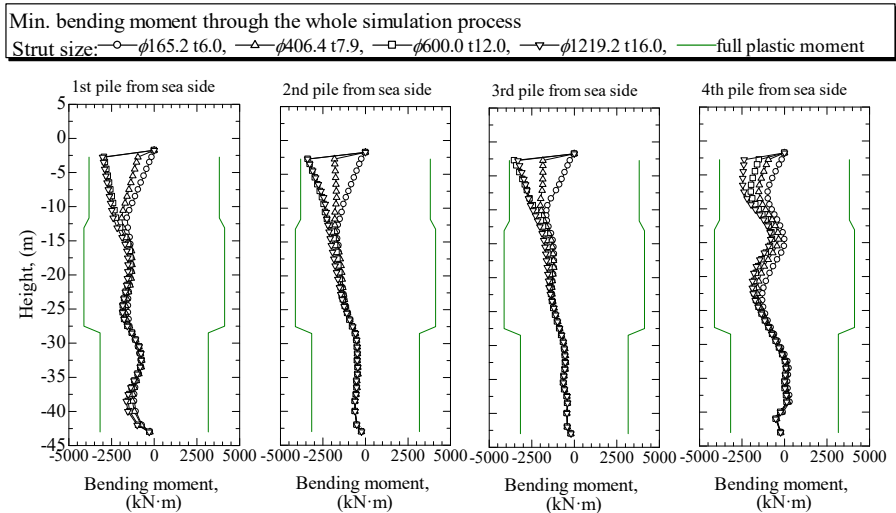


(e)ストラットの曲げモーメント分布

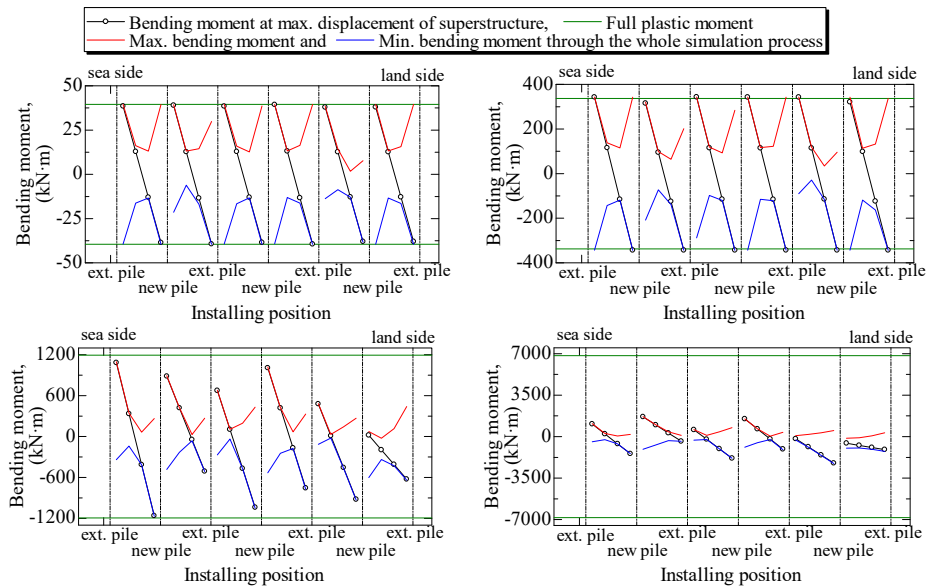
図-5.14 実規模解析結果 (入力地震動 B, ストラットφ1219.2mm, t16.0mm)



(a)新設杭の曲げモーメント分布の比較

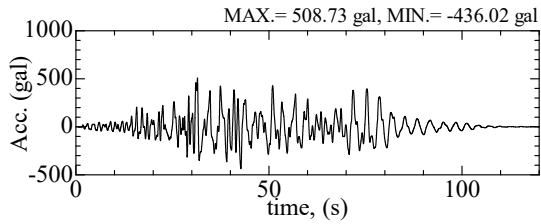


(b)既設杭の曲げモーメント分布の比較

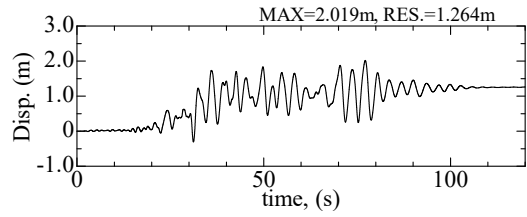


(c)ストラットの曲げモーメント分布の一覧

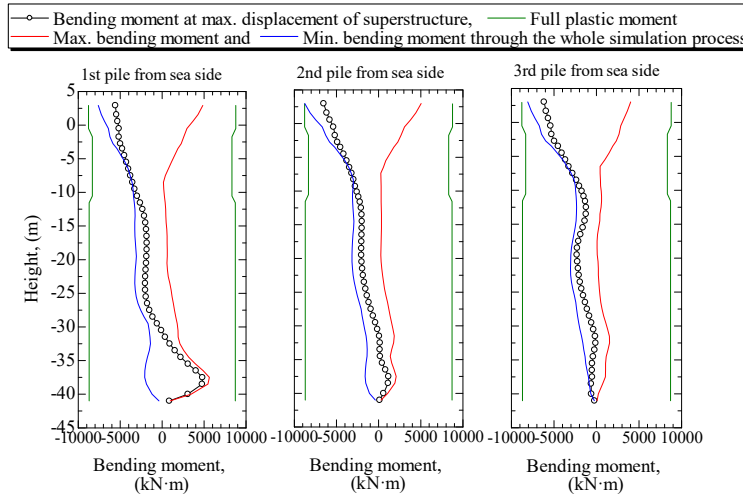
図-5.15 ストラット諸元による実規模解析結果の比較 (入力地震動 B)



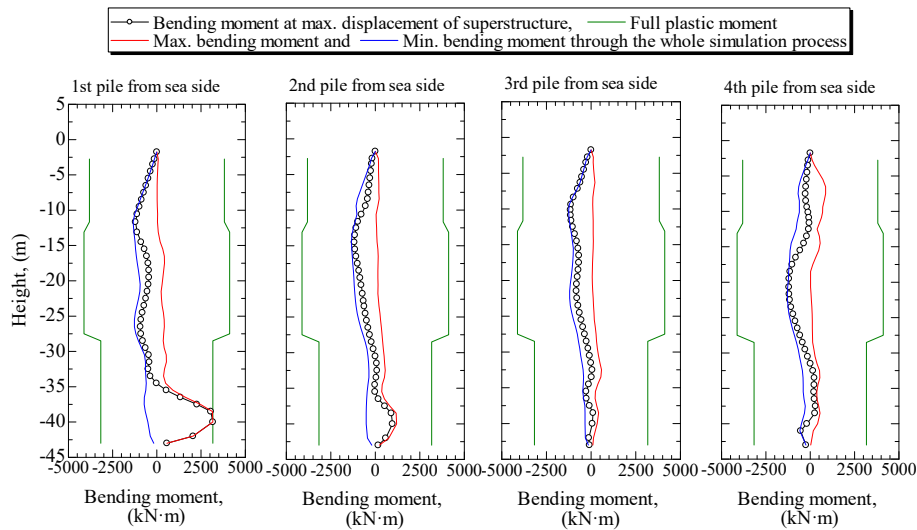
(a)上部工の水平加速度時刻歴



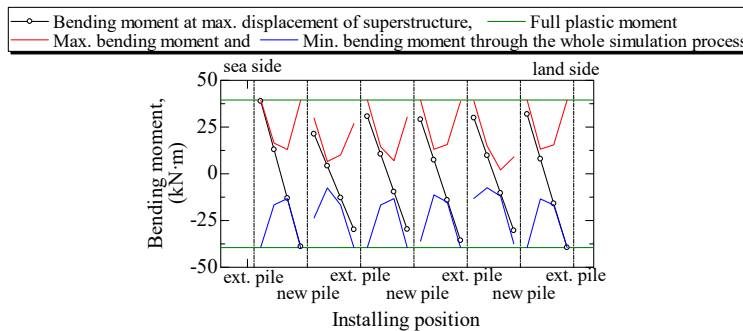
(b)上部工の水平変位時刻歴



(c)新設杭の曲げモーメント分布

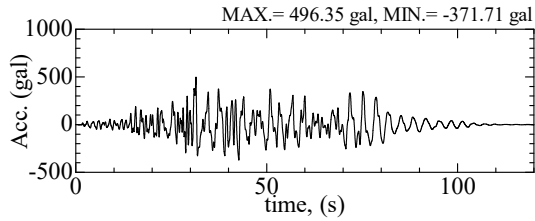


(d)既設杭の曲げモーメント分布

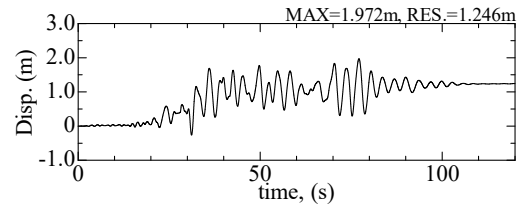


(e)ストラットの曲げモーメント分布

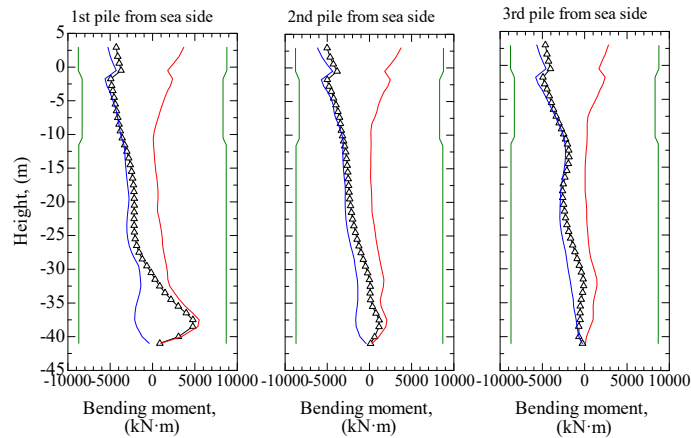
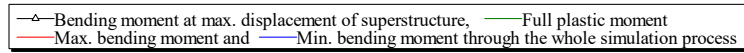
図-5.16 実規模解析結果 (入力地震動 C, ストラットφ165.2mm, t6.0mm)



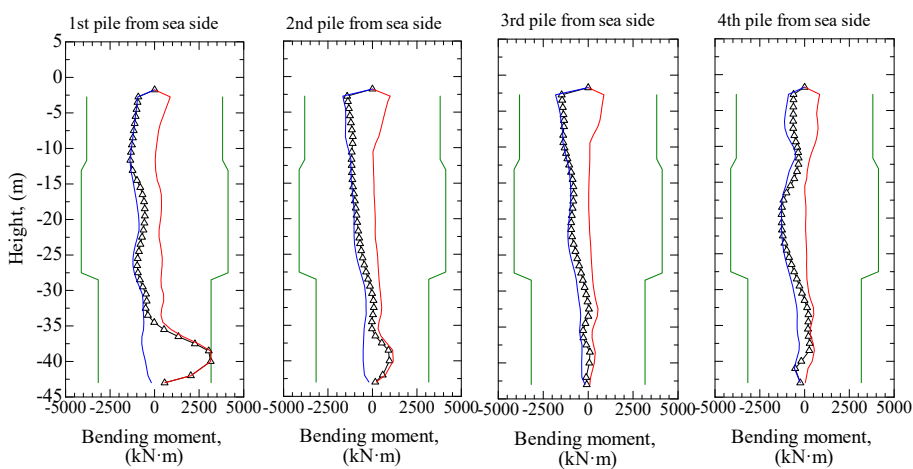
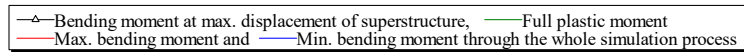
(a)上部工の水平加速度時刻歴



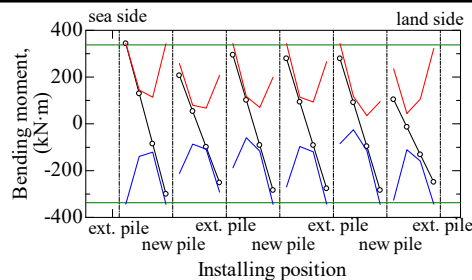
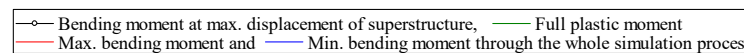
(b)上部工の水平変位時刻歴



(c)新設杭の曲げモーメント分布

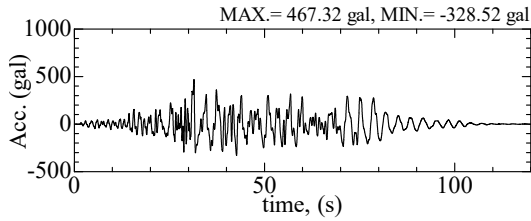


(d)既設杭の曲げモーメント分布

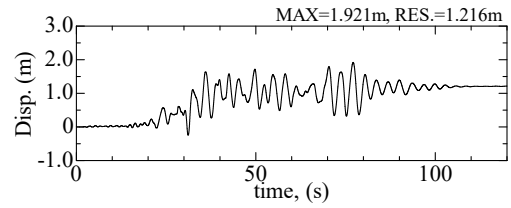


(e)ストラットの曲げモーメント分布

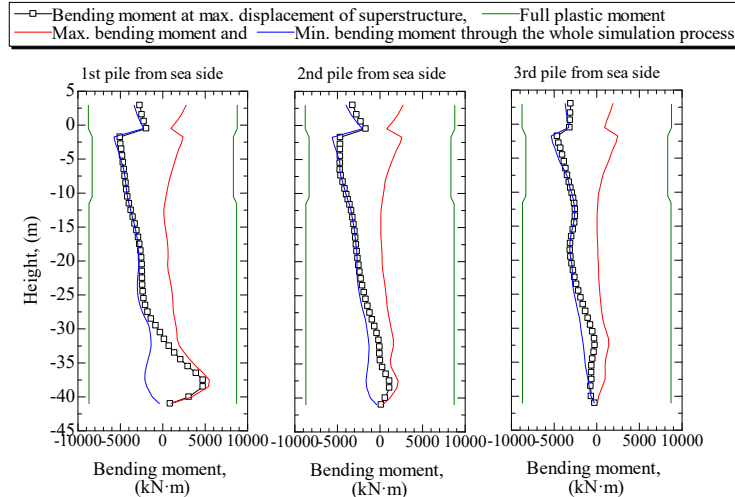
図-5.17 実規模解析結果 (入力地震動 C, ストラットφ406.4mm, t7.9mm)



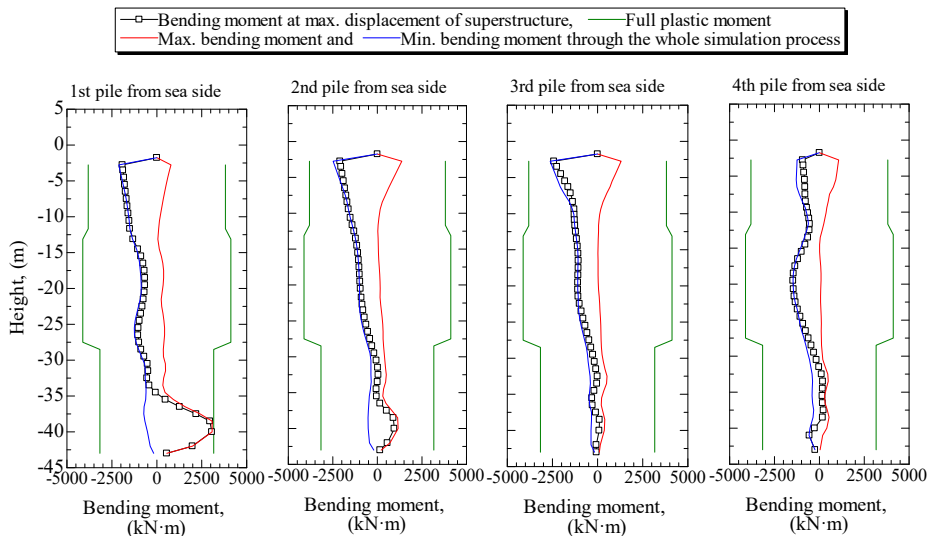
(a)上部工の水平加速度時刻歴



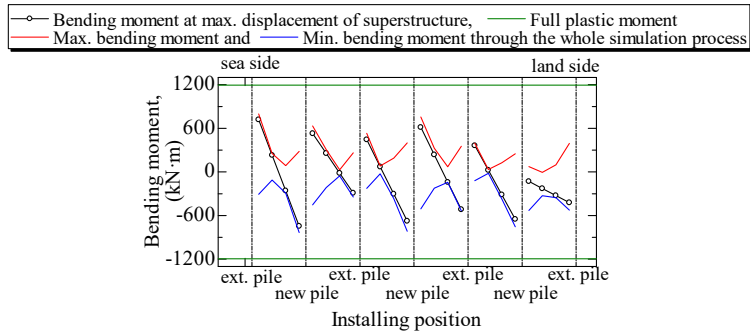
(b)上部工の水平変位時刻歴



(c)新設杭の曲げモーメント分布

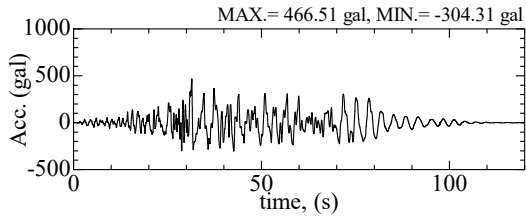


(d)既設杭の曲げモーメント分布

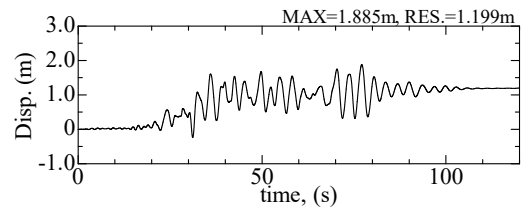


(e)ストラットの曲げモーメント分布

図-5.18 実規模解析結果 (入力地震動 C, ストラット $\phi 600.0\text{mm}$, $t12.0\text{mm}$)

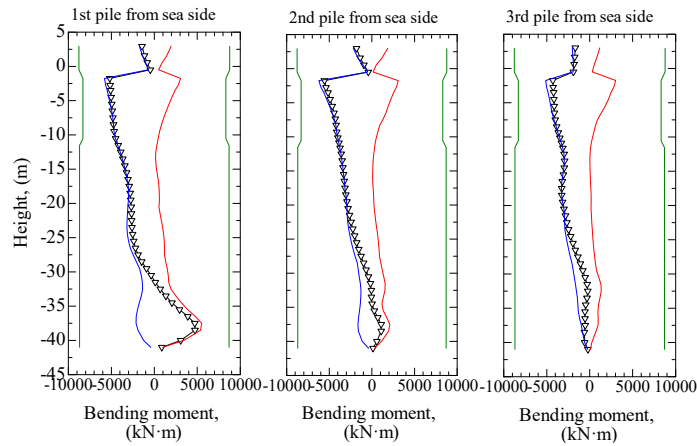


(a)上部工の水平加速度時刻歴



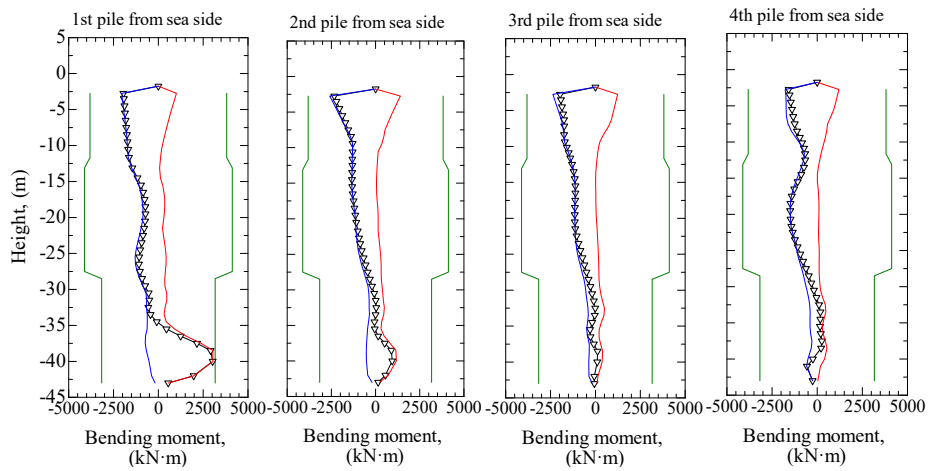
(b)上部工の水平変位時刻歴

▽ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



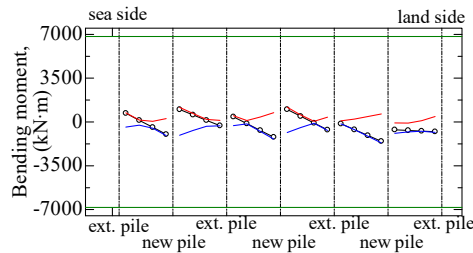
(c)新設杭の曲げモーメント分布

▽ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



(d)既設杭の曲げモーメント分布

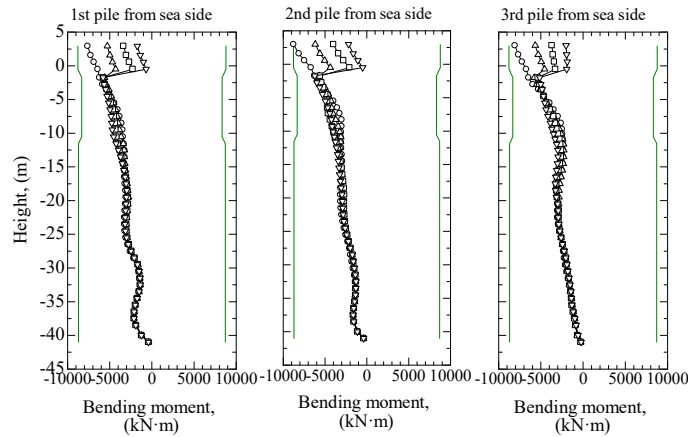
○ Bending moment at max. displacement of superstructure, — Full plastic moment
— Max. bending moment and — Min. bending moment through the whole simulation process



(e)ストラットの曲げモーメント分布

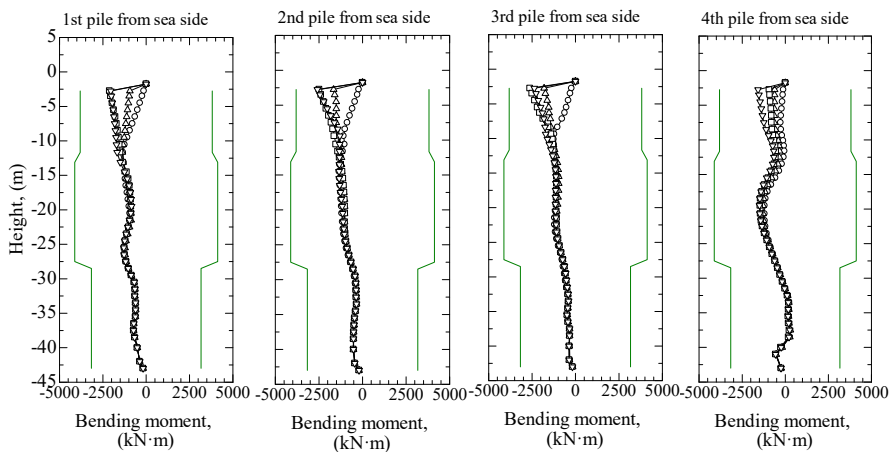
図-5.19 実規模解析結果 (入力地震動 C, ストラットφ1219.2mm, t16.0mm)

Min. bending moment through the whole simulation process
 Strut size: ○-φ165.2 t6.0, △-φ406.4 t7.9, □-φ600.0 t12.0, ▽-φ1219.2 t16.0, — full plastic moment

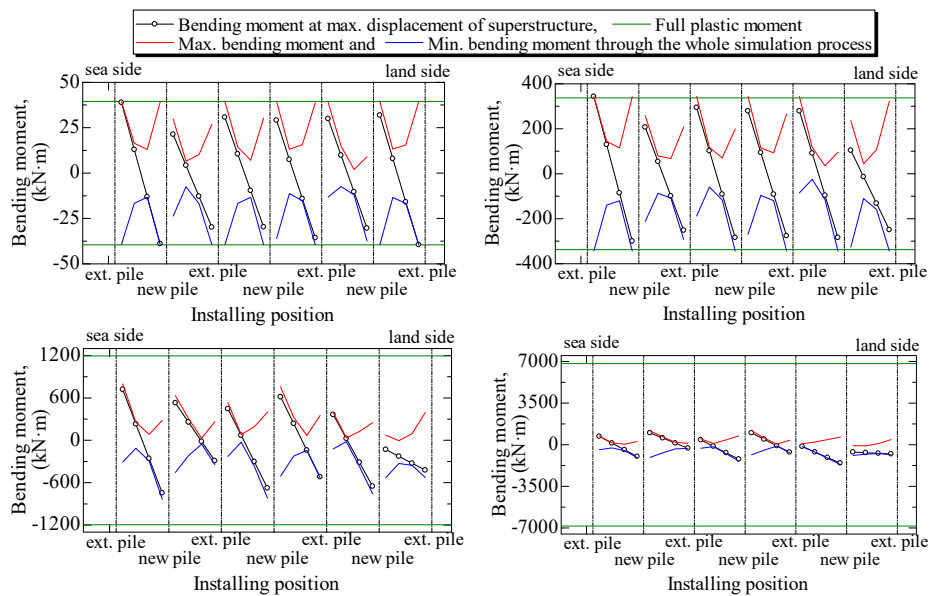


(a)新設杭の曲げモーメント分布の比較

Min. bending moment through the whole simulation process
 Strut size: ○-φ165.2 t6.0, △-φ406.4 t7.9, □-φ600.0 t12.0, ▽-φ1219.2 t16.0, — full plastic moment



(b)既設杭の曲げモーメント分布の比較



(c)ストラットの曲げモーメント分布の一覧

図-5.20 ストラット諸元による実規模解析結果の比較 (入力地震動 C)

6. 結論

本研究では、既設杭を活用した栈橋の耐震改良方法として、既設杭間に新たに上部工に接続する杭を新設し、既設杭と新設杭をストラットで接続する工法の耐震改良効果の検討を目的として検討を行った。得られた主な知見は以下のとおりである。

- ・第3章の水中振動台による模型振動実験において、L2地震動に対して耐力を持つ一般的な栈橋構造と比較を行い、栈橋上部工模型の累積残留水平変位量が同程度であったことから同程度の耐震性を有していることを示した。また、加振時にストラットを介して力を既設杭に分担することで、新設杭に発生する最大曲げモーメントを低減する効果が確認された。加振時のストラットの挙動については、ストラットへ作用する力が軸力や水平方向の曲げモーメントに加えて、鉛直方向の曲げモーメント、トルクも作用していることを示した。
- ・第4章の有効応力解析による模型振動実験の再現解析において、ストラットの岸壁法線方向の配置とねじれによる影響を軸剛性と曲げ剛性に換算することで表現できることを示した。ただし、二次元断面の検討であるため、岸壁法線方向端部の既設杭やストラットにおける岸壁法線方向への変形や作用力は考慮できていない点に留意が必要である。
- ・第5章の有効応力解析による実規模断面を対象とした解析における効果的なストラットの諸元に関する検討では、三種類の入力地震動に対する一般的な諸元の鋼管12種類を対象として検討を行った。ストラットの直径が大きくなるほど上部工との接合部の曲げモーメントは低減されるが、ストラットの接合部で分担される割合が増加するため荷重バランスを考慮して設定する必要があることを示した。

また、本研究では、ストラットに鋼管部材を検討したが、制振効果を持つ部材の適用などの展開によって、より効果的な耐震改良工法とすることが期待されるとともに、これらの知見をもとに既設構造を活用して経済的かつ合理的に耐震改良を行う一助となれば幸いである。

(2019年11月22日受付)

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，2007.
- 2) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基

準・同解説，日本港湾協会，2018.

- 3) 格点式ストラット工法技術マニュアル：財団法人沿岸開発技術研究センター，2000.
- 4) 黒米郁，浅沼丈夫，金田聡：水中格点工法による杭式橋脚の耐震補強，平成13年度土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，Vol. 29, pp.934-935, 2001.
- 5) 近藤明彦，小濱英司，遠藤敏雄，高橋康弘，渡辺健二，国生隼人，吉原到，原田典佳：既存構造を活用した改良栈橋の基礎的変形特性とその改良効果の検討，土木学会論文集B3（海洋開発），Vol. 73, No. 2, I_378-I_383, 2017.
- 6) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbor Res. Inst., Vol. 27, No.3, pp.3-24, 1988.
- 7) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbor Research Institute, Vol. 29, No.4, pp.27-56, 1990.



古紙配合率70%再生紙を使用しています