

斜杭式栈橋の地震時挙動に関する模型振動実験

濱田純次¹・菅野高弘²・上部達生³・上田茂⁴・横田弘⁵

¹正会員 工修 (株)竹中工務店 技術研究所 (〒270-1395 千葉県印西市大塚1丁目5番地1)

²正会員 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

³正会員 工博 (財)港湾空港建設技術サービスセンター (〒100-0013 東京都千代田区霞ヶ関3-3-1)

⁴正会員 工博 鳥取大学工学部 土木工学科 (〒680 鳥取県鳥取市湖山町南4丁目101番地)

⁵正会員 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

斜杭式栈橋の模型振動実験を実施し、地震時の上部工の応答特性、杭断面力に対する地盤変位の影響について検討した。模型製作にあたっては、杭の軸剛性と曲げ剛性、地盤剛性に関して相似性を持たせ、実験は4種類の異なる地盤と2種類の異なる上載荷重条件で行った。その結果、斜杭式栈橋は、基盤からの入力に支配的であり、直杭式栈橋と異なった振動特性を示した。斜杭に発生する軸力は、上部工の応答により決定し、地盤の動きは、杭頭曲げモーメントに大きく影響を及ぼした。

Key Words : *coupled batter piles, shaking table test, interaction, ground motion, frequency response function*

1. はじめに

杭式栈橋構造は、一般的に変形性能に優れ、大規模地震に対する保有耐力は大きいとされている。先の兵庫県南部地震で被災した岸壁の多くは重力式のものであった¹⁾。そして、神戸港の直杭式栈橋および斜杭式栈橋の被害は、主に基礎地盤や背後地盤の液状化による側方荷重が原因で生じており^{2), 3)}、上部工の振動によって破壊まで至った例は、直杭式栈橋ではわずかに見られたものの斜杭式栈橋では見られなかった¹⁾。また、海外では、ロマブリエタ地震(1989)の際、オークランド港 7th Street ターミナルの斜杭式栈橋は、神戸港の栈橋同様、背後地盤の側方荷重により、杭と上部工の接合部に多大な被害を被った^{4), 5), 6)}。この栈橋は、6列の直杭と一組の斜め組杭より構成されており、杭材料はコンクリート杭であった。

この斜杭式栈橋の設計では、日本の港湾基準⁷⁾と同様、地盤の変形を考慮せず、地震時の水平力に対し、斜杭の軸力のみで支持し、杭頭部には過大な曲げモーメントおよびせん断力は発生しないと考えている。そのため、特にコンクリート杭では曲げ耐力および靱性に余裕の無い設計がされていたと考えられる。一方、日本では鋼管杭が用いられる場合が大

半であり、設計には考慮されていない曲げモーメントが生じて、杭応力にある程度の余裕があり、海外で見られたような被害例が少ないように思われる。

斜杭を有する構造物に関する既往の研究は、斜杭の水平抵抗に関する静的載荷実験^{8), 9), 10), 11)}、地盤の沈下により斜杭に発生する曲げモーメントに関する研究^{12), 13), 14)}、斜杭の振動特性に関する解析的研究^{15), 16), 17)}、斜杭断面力および組杭の水平抵抗に及ぼす地盤の非線形性に関する解析的研究^{18), 19), 20)}などがある。これらによると、斜め組杭の引抜き抵抗が保持できなくなった後、杭頭曲げモーメントが急増する過程、地盤の支持力破壊の過程、さらに斜杭の降伏・破壊、栈橋全体の崩壊といった複雑なメカニズムが生じることが指摘されている。しかし、斜杭式栈橋の振動実験は殆ど行われておらず、地震時の地盤との相互作用を考慮した研究は少ない。

直杭式栈橋の設計法は、実験および解析^{21), 22), 23)}を通じ、平成11年4月の港湾基準⁷⁾の改訂によりレベル1およびレベル2地震動に対する耐震性能の照査方法が確立・導入されている。斜杭式栈橋についても地震応答特性・破壊形式など現象解明に基づき、かつ直杭式との整合性を考慮した耐震設計法の導入が強く要請されている。レベル2地震動に対応した耐震設計法を確立するためには、斜杭式栈橋の模型

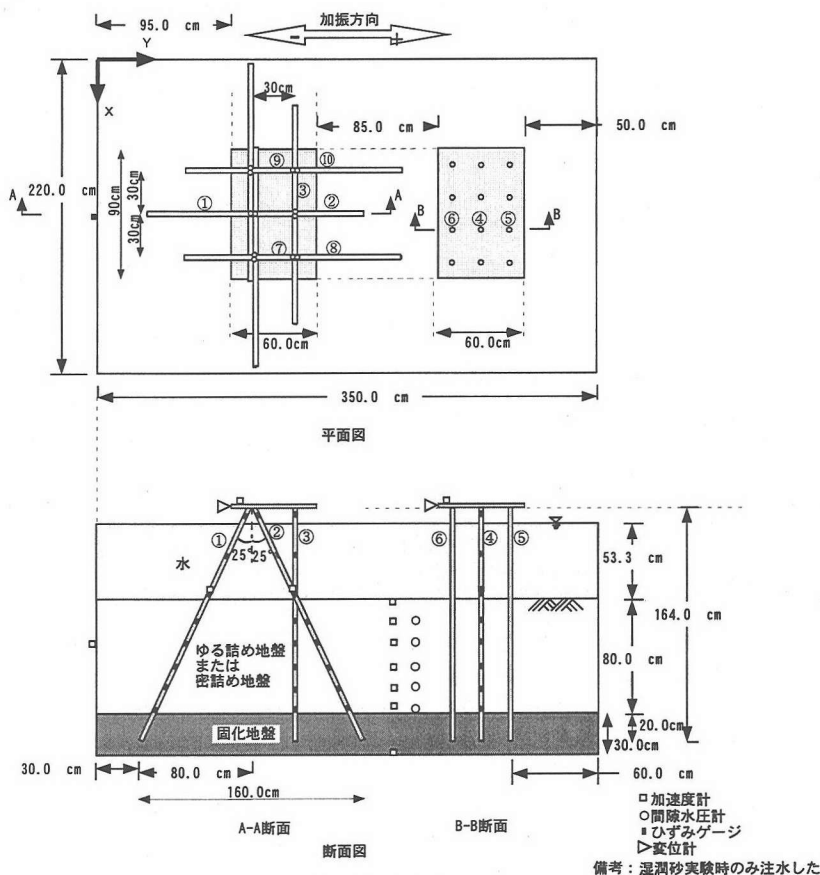


図-1 実験模型の配置

振動実験，破壊実験，現地観測，振動解析，弾塑性解析等のバックデータの蓄積が必要である。以上の背景から，本研究では，斜杭式栈橋の基礎的な振動特性に関する知見を得るため，地盤と栈橋の相互作用を考慮した模型振動実験を実施し，上部工の応答特性や杭断面力に及ぼす地盤剛性，入力地震波，栈橋周期の関係について調べた。

2. 振動実験内容

(1) 実験概要

本実験では，直杭式栈橋との比較により斜杭式栈橋の振動特性を明らかにするため，図-1に示すように，斜杭式栈橋模型と直杭式栈橋模型を同一地盤上に設置し，同時に加振実験した。用いた実験装置は，港湾空港技術研究所保有の3次元水中振動台であり，縦13m×横13m×最大水深2mの水槽底部中央部に直径6mの振動台を設置したものである。実験に用いた斜杭式栈橋模型は，せん断波速度77m/sに相当

する軟弱地盤層厚24m，水深16m，上載荷重 39.2kN/m^2 ，水平震度0.25といった条件で設計されたものを1/30スケールでモデル化したものである。実物想定杭の杭断面性能は，直径1m，厚み19mmの鋼管杭である。なお，ほぼ同等の軸剛性と曲げ剛性を有するPHC杭（プレテンション方式遠心力高強度プレレストコンクリート杭）は，直径1m，厚み130mmのB種（有効プレレストレス量 8.0N/mm^2 ）と呼ばれるものである²⁴。この斜杭式栈橋の構造諸元は，既往の栈橋建設事例の中では，大水深で，かつ耐震強化された平均的な栈橋に相当する。

斜杭角度は 25° とし，加振方向に強軸として抵抗する3組の組杭と水平面内で 90° 回転させた3組の組杭で構成した。模型栈橋上部工は $0.6\text{m}\times 0.9\text{m}$ ，杭長は1.64m（直杭）および1.8m（斜杭）であり，側壁や模型同士の影響が無いよう $2.2\text{m}\times 3.5\text{m}$ の土槽内に設置した。杭番号の呼称として同図に示すよう杭①～杭⑩とする。直杭式栈橋は，斜杭式栈橋と杭本数，杭断面性能を合わせており，斜杭傾斜角度の影響を調べている。そのため同じ設計レベルには

なっていない。直杭式栈橋は、過去の実験結果²³⁾との比較により実験の妥当性を証明するために用い、実物の栈橋の応力、変位等を検討するには、主に斜杭式栈橋模型の実験データに注目した。

実験中、地盤剛性の低下程度を測定するため、土槽内に間隙水圧計を8個、加速度計を24個配置した。加振中、杭頭応力と地中部の杭応力とを比較できるように、1本の杭当たり、歪みゲージを16枚取り付けられている。そして、杭の引抜き抵抗と発生軸力の関係も歪みゲージにより調べた。杭の断面性能に関しては、2.2で述べるとおり、振動特性(曲げ剛性および軸剛性)を合わせており、破壊強度までは実物と合わせていない。また、繰り返し多ケースの実験を行うため、栈橋の沈下や浮き上がりが生じないように杭底はセメント固化砂で固定した。実際の栈橋では、杭底部は、堅固な地盤に根入れされているものの、固定されていない。しかし、本実験では、杭の引抜き抵抗が保持できなくなる地震レベルでの実験ではないため、杭底部を固定したことによる栈橋応答の影響はない。また、繰り返し多ケースの実験を行うことにより地盤の剛性が変化していくが、これには、地盤のせん断歪みの小さい実験条件から順に行い、一連の実験後、再度、同入力波で加振するなどの工夫をした。

実験は、地盤変位が杭に及ぼす影響を調べるため、地盤特性(地盤のせん断剛性)を硬質(密詰め)および軟質(ゆる詰め)になるよう変えて行った。軟質地盤のように地盤がよく振動する場合、斜杭中間部において杭頭部よりも大きな加速度が生じる可能性があるため、杭自身にも加速度計を設置した。栈橋の固有周期は、上部工に載せたおもりの重量調整により変化させた。

(2) 適用相似則

実験には、表-1に示す井合²⁵⁾の1G場での地盤一構造物-流体系の模型振動実験の相似則を適用した。この相似則は、飽和した土の骨格、間隙水、杭や矢板、海水などの流体に関する釣り合いおよび収支バランスの方程式から導き出されたもので、模型振動実験に幅広い適用性を有するものである。同表に杭に発生する応力の縮尺についても示すが、杭応力縮尺比は、杭径の縮尺と杭のヤング率によっても異なり、長さ縮尺と歪み縮尺だけでは決まらない。

また、この相似則を適用するに当たり、一般的に用いられる歪み縮尺を長さ縮尺の0.5乗ではなく、0.8乗($\gamma_e = \gamma^{0.8}$)とした。この理由は、曲げ剛性縮尺と軸剛性縮尺を合わせ、かつ時間縮尺や変位縮尺をあまり大きくしたくなかったこと、および曲げ

表-1 適用相似則

パラメータ	実物/模型	縮尺
長さ	λ (λ)	30
密度	1 (λ_p)	1
時間	$\lambda^{0.9}$ ($(\lambda\lambda_p)^{0.5}$)	21.35
地盤内応力	λ ($\lambda\lambda_p$)	30
地盤のせん断波速度	$\lambda^{0.1}$ ($(\lambda/\lambda_p)^{0.5}$)	1.405
地盤のせん断剛性	$\lambda^{0.2}$ ($\lambda_p\lambda/\lambda_p$)	1.97
間隙水圧	λ ($\lambda\lambda_p$)	30
曲げ剛性	$\lambda^{4.2}$ ($\lambda^3\lambda_p/\lambda_p$)	1599223
軸剛性	$\lambda^{2.2}$ ($\lambda^2\lambda_p/\lambda_p$)	1777
曲げモーメント	λ^4 ($\lambda^4\lambda_p$)	810000
軸力	λ^3 ($\lambda^3\lambda_p$)	27000
杭応力(鋼管)	$3\lambda^{0.8}$ ($\lambda_p\lambda_p$)	45.6
杭応力(PHC)	$0.57\lambda^{0.8}$ ($\lambda_p\lambda_p$)	8.66
変位	$\lambda^{1.8}$ ($\lambda\lambda_p$)	455.8
速度	$\lambda^{0.9}$ ($(\lambda\lambda_p)^{0.5}$)	21.35
加速度	1 (1)	1

表-2 試料の単位体積重量と相対密度

	単位体積重量	相対密度
	γ_d (kN/m ³)	Dr (%)
セメント固化砂	14.55	80.8
ゆる詰め地盤完成後	12.17	29.8
密詰め地盤完成後	14.03	88.1

表-3 実験ケース

ケース	上載荷重	地盤	加振レベル	波形
Case1	なし	ゆる詰め乾燥砂	2.0m/s ²	正弦波 地震波 パルス波 スweep波
Case2	あり			
Case3	なし			
Case4	あり			
Case1h	なし	密詰め乾燥砂		
Case2h	あり			
Case3h	なし	密詰め湿潤砂		
Case4h	あり			

モーメントの精度を悪くしたくなかったことによる。

(3) 実験模型

a) 栈橋模型

栈橋模型の杭材料には、表-1の曲げ剛性縮尺および軸剛性縮尺を合わせるように、直径32mm、厚さ1mmのアルミ製パイプを用い、上部工には重量352.8Nの鉄板を用いた。杭の慣性力を実際と近い形で表現するため、杭の中には地盤の高さまで砂を、また湿潤砂地盤のケースでは水面の高さまで水を入れた。

歪みゲージは、加振方向に抵抗する全ての斜杭の杭頭部と斜杭栈橋模型の中央杭3本と直杭栈橋模型の中央杭3本に貼付した。いずれも杭の地盤中部には約160mm間隔にゲージを貼付している。また、杭頭部は、剛結合となるようボルトで留めており、上載荷重には鉄板4枚(計705.6N, 実物39.2kN/m²)を用いた。

b) 地盤模型

地盤模型は、30cm の固化地盤と 80cm の砂層からなる。固化地盤には質量比約 3% のセメントを事前配合したセメント混合砂を用い、砂層は相馬硅砂 6 号を用いた。固化地盤は基盤に相当し、固化地盤内に杭が約 20cm 埋め込まれており、杭先端は固定条件に近い状態である。また、地盤ケースは、ゆる詰め乾燥砂地盤、ゆる詰め湿潤砂地盤、密詰め乾燥砂地盤、密詰め湿潤砂地盤の 4 種類とした。ゆる詰め乾燥砂地盤は、地表面から約 30cm 上方よりノズルを通して自由落下させて作製した。ゆる詰め湿潤砂地盤は、ゆる詰め乾燥砂地盤で一連の実験後、水を土槽の下方より徐々に上昇させて作製した。密詰め乾燥砂地盤は、ゆる詰め乾燥砂地盤作製時と同様に層厚約 10cm 程度づつ自由落下させた後、足踏みで締め固めた。密詰め湿潤砂地盤は、密詰め乾燥砂地盤実験後、ゆる詰め湿潤砂地盤と同様の方法で作製した。

表-2 に投入試料の単位体積重量および相対密度を示す。作製された地盤剛性は、パルス波実験により調べており、その結果を 4.1 で述べる。

(4) 実験ケースおよび実験方法

表-3 に実験ケースの一覧を示す。Case1~4 がゆる詰め地盤での実験、Case1h~4h が密詰め地盤での実験である。それぞれの加振実験前には、静的水平載荷実験および自由振動実験により、地盤と杭の水平抵抗および栈橋の振動特性（固有周期および減衰定数）を把握した。

a) 静的水平載荷実験

斜杭式栈橋の基礎的な水平抵抗を測定するために、静的水平載荷実験を行った。実験は、滑車、バケツ、おもりを用いて上部工をロープで負方向に水平に引っ張った。荷重を約 9.8N ずつ載荷し、杭に発生する応力を測定した。実験は、地盤作製後に 2 回行った。

b) 自由振動実験

加振実験を行う前に、斜杭式栈橋模型および直杭式栈橋模型の固有周期と減衰定数を測定するため、自由振動実験を行った。実験は、上部工を軽くハンマーで打撃する方法にて行い、上載荷重の有無を条件として計 6 回行った。

c) 加振実験

加振実験は主に正弦波、入力加速度 2.0m/s^2 、波数 20 波、入力振動数 60~4Hz (2Hz 間隔) で行い、入力振動数の高い方から徐々に振動数を下げて加振した。入力加速度レベル 2.0m/s^2 は、杭に発生する軸歪みを大きくして計測しやすいように、過去の振

動実験²³⁾より大きめに設定した。一連の正弦波加振後、地震波として、スペクトル特性の異なる神戸波、八戸波、大船渡波の加振実験を行った。

d) スイープ加振実験

斜杭式栈橋上部工、直杭式栈橋上部工および地盤の入力に対する応答倍率を求め、それぞれの固有振動数を推定するために、スイープ加振実験を行った。この時の加速度は全ての入力振動数に対して約 0.3m/s^2 で行い、入力振動数は 1~65Hz、加振時間は 1 分程度である。スイープ加振実験では、応答加速度に注目し、杭に発生する歪みは検討しなかった。また、加振時間が長く、入力エネルギーが大きいため、入力加速度レベルを小さくした。

e) パルス波実験

実験中変化する地盤剛性を把握するため、加振実験の間に数回パルス波実験を行った。入力加速度と地盤内・地表面加速度の時間遅れより、せん断波速度を求めた。

3. 実験結果

(1) 静的水平載荷実験結果

ゆる詰め地盤作製後に行った静的水平載荷実験による荷重~斜杭軸力関係を図-2 に示す。軸力は、地盤がないとした場合の理論値（組杭式、式(1)）と概ね一致していた。杭底部でも杭頭部と概ね同等の軸力が生じており、杭周面の摩擦は小さいものと判断できる。しかし、密詰め地盤作製後に行った水平載荷実験（図-3）では、斜杭の軸力は杭頭部においては式(1)と良く一致するものの、杭底では、地盤と杭周面との摩擦により軸力の低下が見られた。

$$N = \frac{F_H}{2 \sin \theta} \quad (1)$$

ここで、

N : 軸力

F_H : 組杭に作用する水平荷重

θ : 斜杭角度

(2) 自由振動実験結果

表-4 は、斜杭式栈橋および直杭式栈橋の固有振動数をまとめたものである。また、式(2)（杭周面摩擦を無視し、軸力のみで水平荷重に抵抗していると考えた固有振動数算定式）より斜杭式栈橋の固有振動数を算定すると、上載荷重なしで約 58.3Hz、上載荷重ありで 33.7Hz となり、実験値と良く一致した。

すなわち、斜杭式栈橋は、杭の軸剛性で振動特性が決定する構造形式となっている。地盤が存在する場合、固有振動数は少し高くなっており、杭周面摩擦の効果が見られた。また、減衰定数は、斜杭式栈橋で約 0.016~0.03、直杭式栈橋で約 0.017~0.04 であった。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{2EA \sin^2 \theta}{ml}} \quad (2)$$

ここで、

f : 斜杭式栈橋の固有振動数

m : 上部工質量

l : 杭長

E : ヤング率

A : 杭断面積

(3) 加振実験結果

加振実験の代表的なものとして Case2 (上載荷重あり、ゆる詰め乾燥砂) の神戸波加振のケースについて、図-4 に入力加速度、地表面加速度、斜杭上部工加速度、斜杭杭頭曲げモーメント、斜杭杭頭軸力の時刻歴波形を示す。

入力加速度は最大 2.0m/s^2 を目標として実験しているが、実際は、実験装置上、入力波により多少異なり、神戸波加振時では、約 $1.1\sim 1.2\text{m/s}^2$ であった。斜杭上部工の加速度応答は、入力加速度と同位相で高振動数成分がカットされた波形となっているが、地表面加速度は、高振動数成分が大きかった。

また、軸力は、斜杭①の時系列を示しており、上部工加速度が正の時、つまり上部工が負の方向に変位した時、圧縮力が生じている。また、図に示す杭頭曲げモーメントの時刻歴では、発生する曲げモーメントが小さかったため、かなりのノイズが現れている。しかし、入力振動数や地盤条件によっては、大きな曲げモーメントが計算された場合もあった。

4. 地盤剛性

栈橋応答に及ぼす地盤の影響を考える場合、地盤の剛性は、非常に重要なパラメータである。そこで、ここでは、地盤の剛性について、様々な角度から推定する。パルス波試験の結果からは、非常に歪みの小さな状態の地盤剛性(初期せん断剛性)が求まり、加振実験中(最大加速度 2.0m/s^2)の地盤応答からは、ある程度剛性が低下した状態の地盤剛性が求まる。

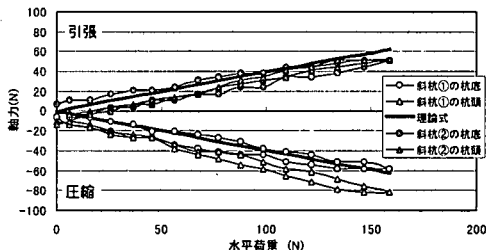


図-2 斜杭軸力(ゆる詰め地盤作製後)

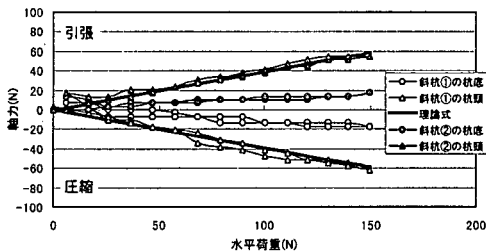


図-3 斜杭軸力(密詰め地盤作製後)

表-4 模型栈橋の固有振動数

地盤状態	上載荷重	斜杭式栈橋	直杭式栈橋
固化地盤のみ	なし	55Hz	5Hz
	あり	31Hz	3Hz
ゆる詰め乾燥砂	なし	57Hz	11Hz
	あり	34Hz	7Hz
密詰め乾燥砂	なし	61Hz	13Hz
	あり	37Hz	8Hz

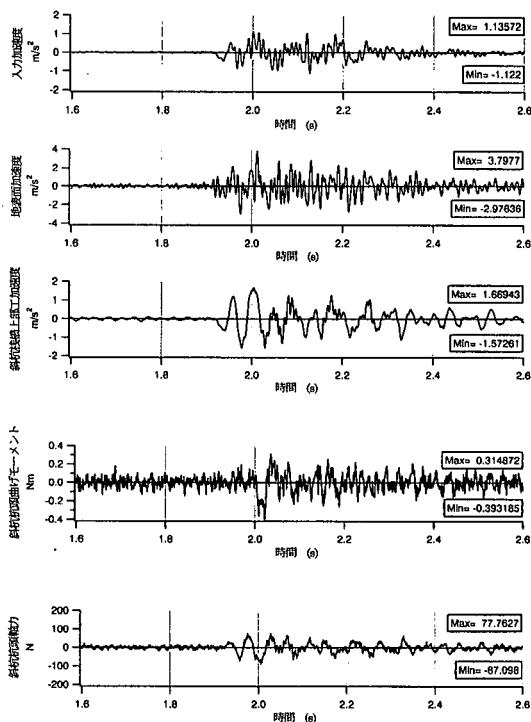


図-4 時系列波形(Case2, 神戸波加振)

スイープ加振(0.3m/s²)での地盤の伝達関数からは、その中間の地盤歪みに相当する地盤剛性が求まることと推定される。また、地盤内の加速度データを用いて、地盤内に生じた歪みを調べ、地盤剛性と歪みの関係性を調べた。

(1) パルス波実験より算定した地盤剛性

パルス波実験より、地盤内の加速度データを用いて地盤の初期せん断波速度 (V_s) を計算した結果を表-5に示す。ゆる詰め乾燥砂では実験前より実験後の方が V_s が上昇した。これは、地表面が2~3cm沈下し、密に詰まったため、地盤が固くなったことによる。反対に、密詰め乾燥砂では実験後、地盤がゆるんだと思われる。また、湿潤砂にしたことによる地盤剛性の低下は著しかった。

地盤の初期せん断波速度は、 $V_s=48.2\sim 109.1\text{m/s}$ であった。また、深度が大きいくほど、概ねせん断波速度が大きいく傾向を示しており、拘束圧の効果が見られた。

(2) 加振実験結果より算定した地盤剛性

加振実験中に地盤内加速度計より得られた地盤各層の加速度データをフーリエ変換し、入力振動数成分のみを用いて地盤のせん断バネ定数を算定した。まず、加速度計の設置してある周辺の地盤を質点 (m_j) で置き換え、各質点間の剛性はバネ (k_j) とダッシュポッド (c_j) でモデル化する。ここで、 j は層番号である。入力波を $ae^{i\omega t}$ とおき、各 j 層での応答を $b_j e^{i\omega t}$ とすると、運動方程式は式(3)となり、振動数毎の複素バネ定数 ($|k_j + i\omega c_j|$) が求まる。ここで、 $i = \sqrt{-1}$ 、 ω :角振動数、 t :時間である。

$$\begin{pmatrix} a-b_1 & b_2-b_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & b_1-b_2 & b_3-b_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & b_2-b_3 & b_4-b_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & b_3-b_4 & b_5-b_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & b_4-b_5 & b_6-b_5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_5-b_6 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} k_1+i\omega c_1 \\ k_2+i\omega c_2 \\ k_3+i\omega c_3 \\ k_4+i\omega c_4 \\ k_5+i\omega c_5 \\ k_6+i\omega c_6 \end{pmatrix} = -\omega^2 \begin{pmatrix} m_1 b_1 \\ m_2 b_2 \\ m_3 b_3 \\ m_4 b_4 \\ m_5 b_5 \\ m_6 b_6 \end{pmatrix} \quad (3)$$

図-5にCase2(ゆる詰め乾燥砂)で入力振動数5~40Hz時の複素バネ定数をせん断剛性 G に変換した値を示す。深度が大きいくほど G が高くなった。また、深度35~50cmで加振振動数15Hzと25Hzの時 G が小さく、加振振動数により G が異なった。同図より、深度40cmで G を約2000kN/m²とするとせん断波速度(V_s)は40m/sになると考えられる。

表-5 地盤の初期せん断波速度(パルス波実験より)

深度(m)	V_s (m/s)								
	ゆる詰め乾燥砂		ゆる詰め湿潤砂		密詰め乾燥砂		密詰め湿潤砂		
	最初	最後	最初	最後	最初	最後	最初	最後	
0.77	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.85	155.7	81.9	77.3	102.7	154.1	194.7	77.3	103.1	
0.50	51.5	102.7	81.9	81.9	77.4	103.1	77.3	51.8	
0.35	77.0	81.9	38.7	81.9	154.1	103.1	44.2	81.8	
0.20	81.9	81.5	51.5	38.8	103.4	77.3	81.8	51.5	
0.06	64.8	88.3	25.8	38.8	84.3	51.8	84.5	86.1	
中央(0.4m)	74.5	82.0	48.2	58.5	109.1	98.4	71.2	71.2	

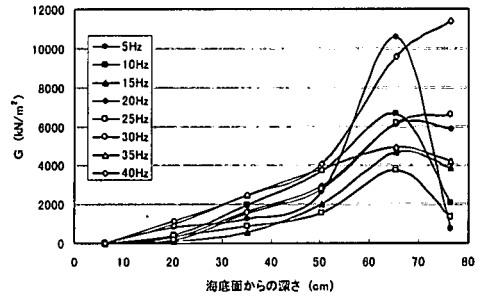
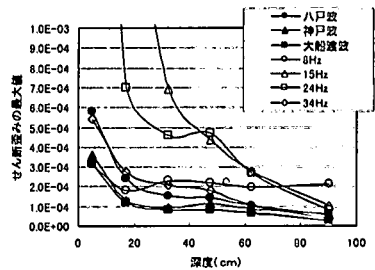
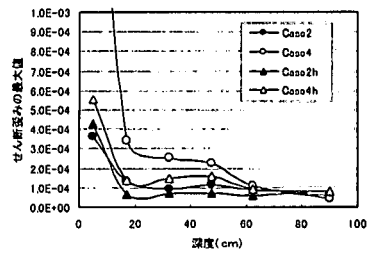


図-5 地盤のせん断剛性分布 (正弦波加振より算定)



a) 正弦波加振と地震波加振の比較(Case2)



b) 地盤条件の比較(神戸波)

図-6 地盤のせん断歪み最大値分布

また、5.1で述べる地盤の伝達関数による固有振動数は、Case2(ゆる詰め乾燥砂)の場合、正弦波加振時では15~25Hzであり、スイープ加振では23Hzであった。スイープ加振結果を V_s に換算すると73.6m/sであり、パルス波試験と近い結果となった。

(3) せん断歪みレベルに応じた地盤剛性

加振実験時の地盤内加速度データを変位に変換し、加速度計設置深度と各変位より、深度毎の最大せん断歪みを算定した。図-6にその結果を示す。図-5で示したように地表面付近ではせん断剛性が小さく、計算上、地表面に近いところで歪みが最大になった。入力波により、歪みの大きさは異なり、地震波加振時よりも正弦波加振時の方が歪みは大きかった。このことから加振中の地盤剛性は、正弦波加振時では低く、地震波加振時では、高かったものと推測できる。正弦波加振では、地盤の固有振動数近傍の15Hzと24Hz加振で歪みが特に大きかった。これは、4.2で15Hzと25Hz加振時に地盤剛性が小さかったことに関係している。また、長周期成分が卓越している八戸波加振では、神戸波、大船渡波に比べ、歪みが大きい。同じ入力波に対する地盤条件による比較(図-6b))では、地盤の状態によって歪みは大きく異なり、地盤剛性の最も小さいゆる詰め湿潤飽和砂(Case4)の歪みは大きかった。

次に、Case2について得られた歪みの最大値と図-5に示したせん断剛性の関係を図-7に示す。同図では、正弦波加振実験の4~40Hzの結果をまとめ、深度毎に表示した。さらに、深度65cmと50cmと35cmについては、歪みとせん断剛性を近似したものも同図に示す。全体的に歪みが大きい程、剛性が小さく、深度が大きいほど剛性が高くなった。

地震波加振実験での歪みレベルは、Case2の時、図-6a)より、深度50cm付近で、神戸波および大船渡波の場合 1.0×10^{-4} 、八戸波の場合 1.5×10^{-4} 程度となり、図-7の深度50cmの近似線を外挿すると、せん断剛性は、約 3300 kN/m^2 と得られ、 V_s に換算すると 51.4 m/s であった。

5. 上部工および地盤の応答特性

基盤での入力に対する上部工の応答倍率を求めることは、栈橋の振動特性を明らかにする上で非常に重要なことであり、特に、地震波による最大応答倍率は、設計時の耐震照査震度を定める際の重要な指標である。そこで、正弦波・地震波・スイープ加振実験データを用いて、入力波に対する斜杭栈橋上部工、直杭栈橋上部工、地表面の加速度、杭頭曲げモーメント、杭頭軸力の周波数応答倍率を求めた。また、栈橋の固有周期の違いによる地震波(神戸波、八戸波、大船渡波)の最大加速度応答倍率を求めた。

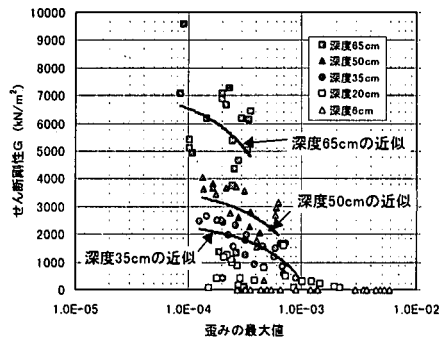


図-7 せん断剛性(G)～歪み(γ)関係

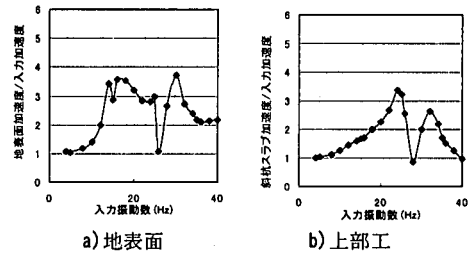


図-8 加速度応答倍率(Case2)

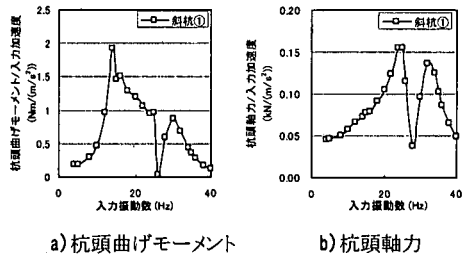


図-9 杭頭断面力の応答倍率(Case2)

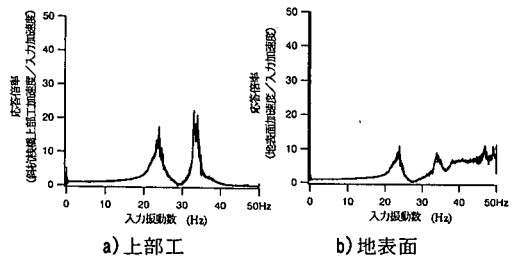


図-10 加速度の伝達関数(Case2, スイープ加振)

(1) 周波数応答特性

正弦波加振の実験でも非線形性が生じているため、各加振振動数での実験データをフーリエ解析し、加振振動数成分での応答倍率を求めた。図-8にCase2での結果を示す。

地表面加速度の応答倍率より地盤の固有振動数を求めることができる。図-8では、15~25Hzと30Hz近傍にピークが見られ、30Hz近傍は、栈橋の固有

振動数 33.7Hz とほぼ一致することから、15~25Hz 付近が地盤の固有振動数と判断できる。また、斜杭 棧橋上部工の応答は、24Hz と 32Hz の 2 山のピークが見られた。24Hz のピークは、地盤振動の影響と思われる。

また、図-9 に入力加速度に対する杭断面力の応答倍率を示す。斜杭の杭頭曲げモーメントは、地表面加速度の応答とよく似た振動特性を示しており、杭頭曲げモーメントには地盤振動の影響が大きいと推察される。また、斜杭の杭頭軸力は、斜杭上部工加速度の応答と特性がほぼ一致していることより、杭軸力は、上部工の慣性力により発生しているものといえる。

次に、スイープ加振データを用いて、斜杭棧橋上部工加速度、地表面加速度の基盤入力に対する伝達関数を求めた。

図-10 に Case2 のスイープ加振より求めたものを示す。正弦波の結果と同様、斜杭棧橋上部工、地表面とも 2 山のピークが見られ、地盤の固有周期は、約 23Hz と判断できる。また、地震波加振実験でも同様に伝達関数を求めたが、いずれもスイープ加振と同様の傾向を示した。

(2) 加速度応答スペクトル

異なる地盤条件と上乗荷重条件および異なる地震波に対して、棧橋の加速度応答倍率を求めた。図-11 はゆる詰め乾燥砂の場合の加速度応答スペクトルであり、地震波種類による影響を示した。横軸に実物換算した棧橋の固有周期を、縦軸に上部工の最大加速度応答倍率（上部工の最大加速度/入力最大加速度）を示している。ここで示しているすべての実験は、同じ最大入力加速度となるように行っているが、実際はケースによって多少異なる。また、本実験は、ほぼ線形範囲であるため、伝達関数の意味でわかりやすいように応答倍率で示した。実線 3 本は、実験に用いた入力加速度から得られた加速度応答スペクトル（減衰定数 0.02）であり、マーカーは、実験で得られた斜杭式棧橋および直杭式棧橋の上部工加速度より計算したものである。0.4s および 0.6s 付近のマーカーが、斜杭式棧橋の実験値であり、2s および 3s 付近のマーカーが、直杭式棧橋の実験値である。

大船渡波での加速度応答倍率が、神戸波および八戸波より小さい点や、固有周期が 0.4s 付近の斜杭式棧橋と 2s 付近の直杭式棧橋の応答倍率が大きい点など、入力波を用いた加速度応答倍率は、斜杭式棧橋および直杭式棧橋の実験値とよく一致していた。

図-12 は、神戸波加振時の地盤条件が異なること

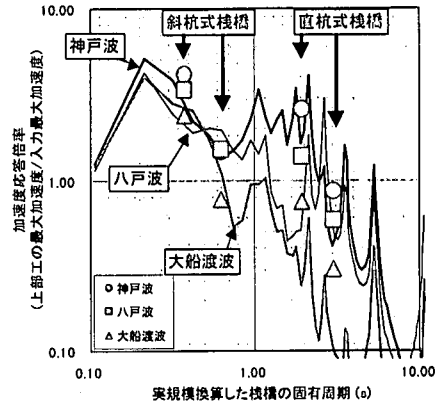


図-11 加速度応答スペクトル(地震波の影響)

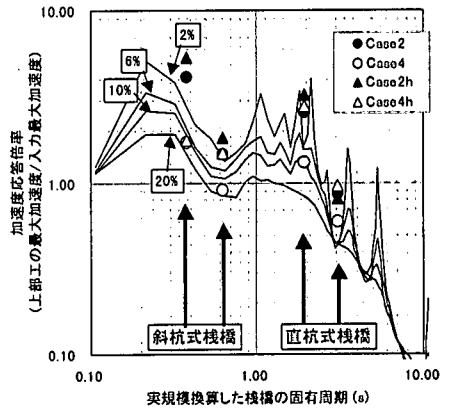


図-12 加速度応答スペクトル(地盤剛性の影響)

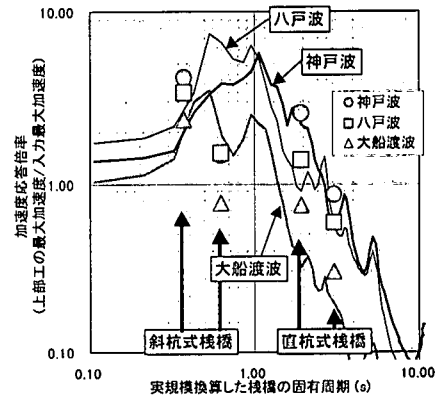


図-13 加速度応答スペクトル(地表面波形から)

による加速度応答スペクトルの違いを示したものである。実験では、乾燥砂地盤（●、▲）より湿潤砂地盤（○、△）の方が全体的に応答倍率は小さく、解析では、減衰定数を適切に見積もることにより、同じ入力加速度波形を用いて概ね表現できている。

次に、実験で計測された地表面加速度波形を用い

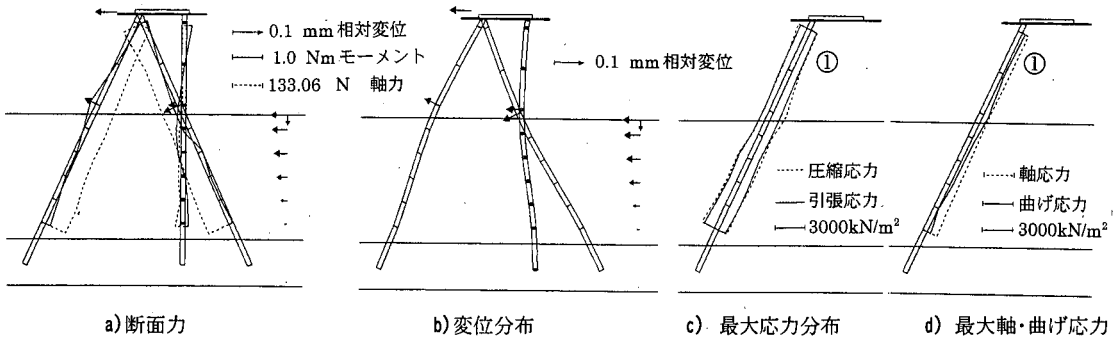


図-14 応力，断面力，変位分布 (Case2, 神戸波)

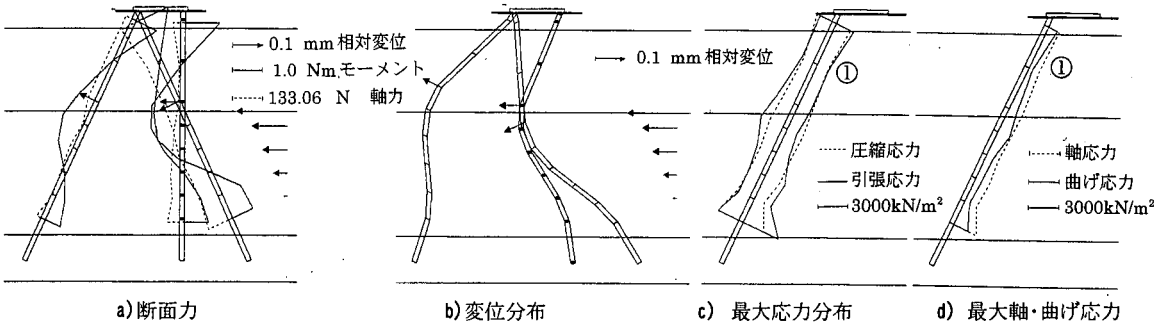


図-15 応力，断面力，変位分布 (Case4, 神戸波)

て、ゆる詰め乾燥砂の場合の栈橋上部工の加速度応答スペクトルを異なる地震波に対して図-13に示す。これは、地表面加速度波形から栈橋の最大応答加速度を推定することの可能性を検討したものである。全ての地震波に対して、直杭式栈橋の実験値(マーカー)とはよく似た傾向を示しているものの、斜杭式栈橋の実験値(マーカー)とは異なる傾向を示した。

図-11および図-13より、斜杭式栈橋へのエネルギー入力に杭底部からのものが支配的と考えられ、直杭式栈橋と斜杭式栈橋は、入力地震動の構造物への伝わり方が異なるものと言える。

6. 応力・軸力・曲げモーメント・変位分布

(1) 杭頭応力最大時の断面力および変位分布

Case2およびCase4の神戸波加振のケースについて斜杭①(左斜め)、斜杭②(右斜め)の杭頭部応力最大時の軸力分布、曲げモーメント分布、地盤変位ベクトル、上部工変位ベクトル、杭変位ベクトルを図-14a)および図-15a)に示す。

点線で示した軸力分布と実線で示した曲げモーメント分布は、純圧縮、純曲げで同じ縁応力になる

断面力で大きさを調整しており、同図の軸力と曲げモーメントを比較することにより、軸応力と曲げ応力の比較ができるようにして表示した。また、同図b)に変形図を記した。この変形図は、斜杭③(直杭のような役目)の曲げモーメントを2階積分して求めたもので、斜杭①、斜杭②の水平変位も同様の手法で計算したものである。

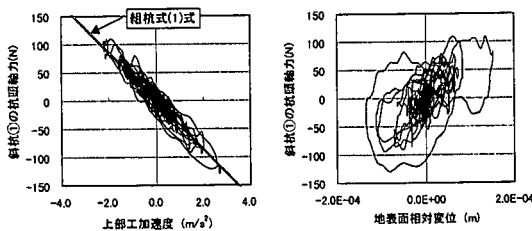
Case2では、軸力がほぼ最大の時に杭頭で最大応力が生じており、その時の曲げモーメントは比較的小さかった。しかし、地盤剛性が小さい場合(Case4)、地盤変形が大きいため杭に発生する曲げモーメントは大きく、斜杭3本(1本は、直杭のような役目)とも地盤の変位に対応した同様の傾向を示しており、杭は地盤と同一方向に変位していた。

(2) 最大応力分布

斜杭①の最大応力分布を図-14c)および図-15c)に示す。圧縮応力と引張応力は同様の分布となっており、杭底近傍でも大きな応力が生じていた。潤滑飽和砂地盤(Case4)では、地盤変形が大きく、全体的に杭に発生する応力も大きかった。

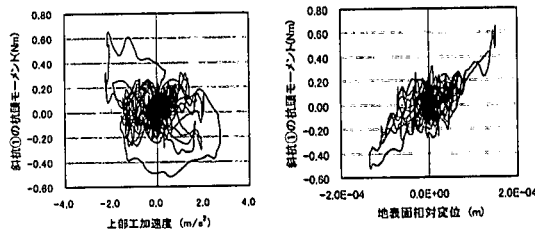
(3) 杭応力の曲げ・軸力の分担率

図-14a)および図-15a)では、杭頭部で最大縁応力



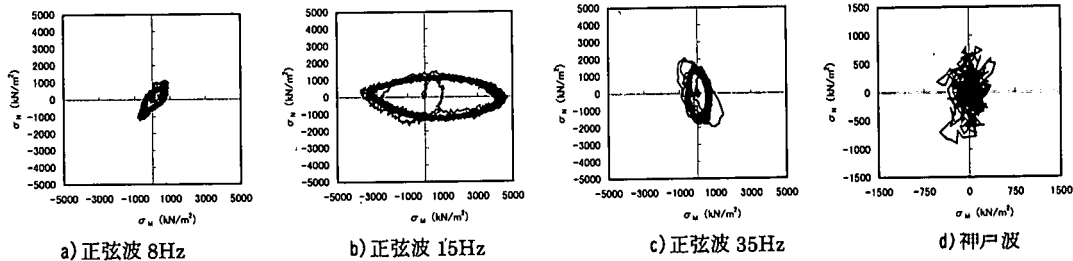
a) 軸力-上部工加速度 b) 軸力-地表面相対変位

図-16 杭頭軸力と上部工加速度・地表面変位の相関



a) 曲げ-上部工加速度 b) 曲げ-地表面相対変位

図-17 杭頭曲げと上部工加速度・地表面変位の相関



a) 正弦波 8Hz

b) 正弦波 15Hz

c) 正弦波 35Hz

d) 神戸波

図-18 杭頭軸応力と曲げ応力との相関 (入力振動数の影響)

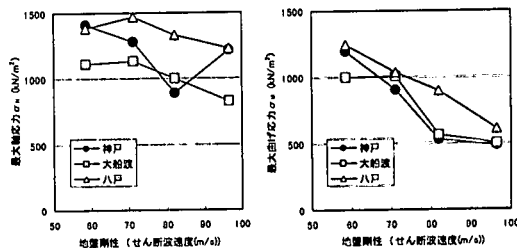
が発生した時の各分布図を示したが、ここでは杭に発生した最大軸応力分布と最大曲げ応力分布を示し、応力の分担率を明らかにすることを試みた。図-14d) および図-15d) に杭に発生した最大軸応力と最大曲げ応力の分布を示す。軸力により発生した応力 (σ_N) を破線で示し、曲げにより発生した応力 (σ_M) を実線で示している。通常、斜杭式橋橋の設計では、 σ_M は σ_N に比べ小さいと考えられているが、実験では、 σ_M は σ_N に比較し、決して無視できる大きさではなかった。ここでは、神戸波加振時結果のみを示したが、15Hz 加振時などの地盤がよく振動するモードでは、曲げによる応力の方が軸応力よりも支配的であった。

7. 杭の断面力と加速度・変位の関係

静的水平載荷実験の結果より、斜杭に発生する軸力は、震度法における仮定と同じように上部工の加速度に比例すると考えられる。ここではさらに地震波加振時においてもこの傾向を示すかどうか検討した。また、斜杭杭頭曲げモーメントは上部工の加速度により生じるか、あるいは地盤変位に関係しているか、検討した。

(1) 軸力の発生について

Case2 の八戸波加振時に斜杭杭頭部に発生する軸力と上部工の加速度および地表面相対変位の関係を



a) 最大軸応力

b) 最大曲げ応力

図-19 杭断面力に対する地盤剛性の影響

図-16 に示す。ここで言う地表面相対変位とは、地表面変位と入力変位の差である。杭頭軸力は、上部工の加速度と強い線形の関係が見られた。地表面変位も杭頭軸力と少しは相関が見られるものの、上部工加速度ほどではなかった。

また、上部工の加速度に上載質量を乗じ、組杭式(式(1))より算定した軸力を同図に示す。加振時においても杭の軸力は組杭式に従い、修正震度法等で上部工加速度を算定することにより軸力は精度良く求めることができると考えられる。

(2) 曲げモーメントの発生について

斜杭杭頭部に発生する曲げモーメントと上部工の加速度、地表面相対変位の関係を図-17 に示す。地表面の相対変位と相関が見られ、地盤変位により杭頭に曲げが生じた可能性を示している。

8. 杭の断面力に及ぼす影響因子

既述のように、斜杭杭頭曲げモーメントは地盤変位の影響を強く受けていること、斜杭栈橋の上部工応答は地盤の振動の影響を受けていることが分かった。地盤変位や地盤の固有振動数には、地盤剛性と入力振動数が強く影響していると予測されるため、ここでは、杭断面力に及ぼす地震波の入力振動数および地盤剛性の影響について検討した。

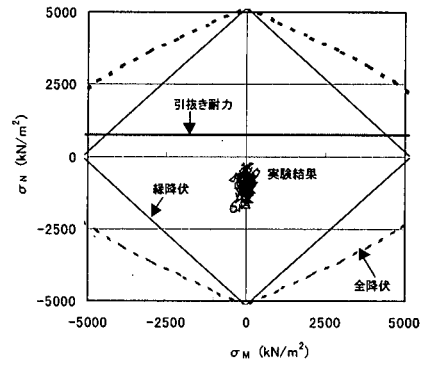
(1) 入力振動数の影響

入力振動数の影響として、Case2（ゆる詰め乾燥砂、上載荷重あり）を例にとり、正弦波および地震波加振時の杭頭軸応力（ σ_N ）と杭頭曲げ応力（ σ_M ）の相関を図-18 に示す。正弦波加振時では、地盤が良く揺れる振動数(15Hz)では、地盤の影響と思われる曲げ応力が大きくなった。また、栈橋の固有振動数に近い 35Hz 加振では軸力による応力が卓越した。斜杭式栈橋にとって長周期な加振振動数(8Hz)では、曲げ応力は小さく、軸応力も上部工に震度 0.2 を作用させて計算される応力にほぼ等しい応力が得られ、上部工および地盤に静的震度が作用した状態に近かった。この時の地盤変位は、図-6a)より、地震波加振時と同程度の変位であったため、曲げ応力が小さかったと思われる。

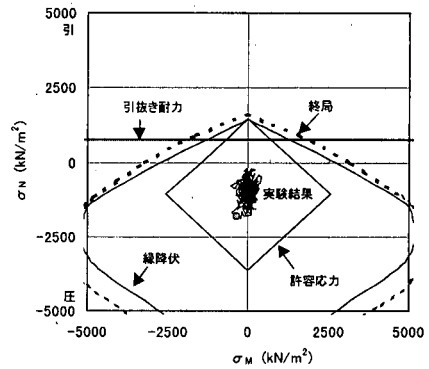
同図では、地震波加振として神戸波加振のみ示したが、大船渡波加振、八戸波加振とも、曲げ応力よりも軸応力の方が卓越する傾向を示した。しかし、高振動数の大船渡波では軸力が若干小さく、低振動数の八戸波では、軸力、曲げモーメントとも大きかった。

(2) 地盤剛性の影響

地盤条件の異なる Case2, Case4, Case2h, Case4h（上載荷重あり）を例にとり、3種類の地震波（神戸波、八戸波、大船渡波）に対して、杭頭応力に対する地盤剛性の影響を調べた。図-19 は斜杭に発生した最大軸応力および最大曲げ応力と地盤剛性（パルス波試験より得られたせん断波速度）の関係である。一般的に、地盤剛性が小さいほど、杭-地盤間の相互作用バネ剛性は小さいが、地盤の変位は大きい。実験結果では、杭頭に大きな曲げ応力が生じており、この傾向があることが確認できた。軸応力も地盤剛性の影響を受けてはいるが、曲げ応力の方が軸応力より影響を受けやすかった。



a) 鋼管杭



b) PHC 杭

図-20 軸力～降伏曲げ・終局曲げ相関

9. 栈橋崩壊メカニズムの推定

一連の実験では、杭は弾性範囲の挙動を示し、また、杭底は固定されていたため、杭の引抜き、地盤の支持力破壊・沈下も生じなかった。そのため、杭あるいは地盤が、塑性化、破壊した後の挙動については、実験結果から直接判断することはできない。しかし、杭に生じた応力や引抜き力を実物と比較することにより、栈橋全体のどこから崩壊していくかを推定することは可能である。但し、上部工は杭、地盤に比べ、十分な強度を有しているものとし、杭の引抜き抵抗が、最初に保持できなくなるのか、あるいは、杭自身が先に降伏するのか検討した。また、杭の材質により斜杭式栈橋の破壊形態が異なるかどうか検討した。

最大引抜き抵抗力は、式(4)で表すことができ、実物では、軟弱地盤層 24m を \bar{C}_a が 23.5 kN/m^2 の粘性土と想定し、直径 1m の杭では、 $\bar{C}_a \times A_p$ は 1957 kN となる。

$$R_{ut} = \overline{C_a} \times A_s + R_w \quad (4)$$

ここで、

R_{ut} : 杭の最大引き抜き力

$\overline{C_a}$: 杭根入れ全長に対する平均付着力

A_s : 杭周の全表面積

R_w : 上部工・上載荷重により生じる杭の軸力

R_w は、上載荷重ありの時 2628kN、なしの時 876kN であり、 R_{ut} はそれぞれ 4585kN、2833kN となる。これを模型換算すると 170kN、105kN であり、軸応力はそれぞれ 1745 kN/m² および 1078 kN/m² となる。

次に、杭の縁降伏および全降伏を考える。2.2 で述べたとおり、実物の杭を鋼管杭（直径 1m、厚み 19mm）あるいは PHC 杭（直径 1m、厚み 130mm）等と考える。杭応力の縮尺率は、部材のヤング率比により異なり、鋼管杭の場合 1/45.6、PHC 杭の場合 1/8.66 である。

図-20 に Case2（ゆる詰め乾燥砂、上載荷重あり）での神戸波加振時の杭頭部の軸応力、曲げ応力の履歴を示す。このデータは、図-18d) に常時の上載荷重により生じる杭応力（軸力のみ生じると考え）を加えたものである。そして、同図に、最大応力が生じた点を●印で示し、実物の杭を模型に換算した降伏曲線および、式(4)より算定した杭の最大引抜き力を示す。

今回検討した栈橋構造の場合、鋼管杭では、引抜き耐力は杭の降伏耐力よりかなり小さい。実験では軸応力の変動が曲げ応力の変動より大きい、もし、地盤変形が大きく、杭頭部に軸応力と同程度の曲げ応力が作用しようとも明らかに引抜き破壊が最初に生じるものと推定される。しかし、PHC 杭では、引抜き耐力は杭の引張降伏耐力の半分程度である。よって、杭に軸力変動のみ作用する場合は、鋼管杭と同様、引抜き破壊が最初に生じるが、地盤の変形等により杭頭部に曲げモーメントが生じた場合、縁コンクリートひび割れが先に生じる可能性があることが分かる。

10. 結論

斜杭式栈橋の静的および振動実験より得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 水平載荷実験より、傾斜角 25 度の栈橋は、水平力に対して軸力のみでほとんど抵抗しており、杭頭軸力は、杭の曲げ抵抗を考慮しない組杭公

式とほぼ一致していることを確認した。

- (2) 自由振動実験より、栈橋の固有周期は、理論式より算定したものとほぼ一致していることを確認した。
- (3) 地盤の剛性は、パルス波試験や加振実験中の地盤内加速度データなどより算定し、実験中の剛性変化を把握した。
- (4) 加振実験での上部工と基盤との伝達関数より、斜杭栈橋上部工の応答は、斜杭栈橋自身の固有周期と地盤の固有周期の影響を受けていることが分かった。
- (5) 杭に発生する応力は、主に軸力により発生したが、地盤が良く揺れる振動モードでは、曲げモーメントによる応力が大きかった。
- (6) 杭頭部の断面力（軸力、曲げモーメント）と上部工加速度および地表面変位の相関を求めたところ、軸力については、上部工の加速度と強い線形の関係が見られ、曲げモーメントについては、地表面の相対変位と相関が見られた。

謝辞: 本研究成果をまとめるにあたって、港湾空港技術研究所の井合進特別研究官、国土技術政策総合研究所の山本修司研究部長、鳥取大学の池内助手、横山氏、東電設計(株)の杉澤氏、樋口氏、(株)竹中工務店の西中川氏、木村氏、戸塚氏、(株)竹中土木の河原林氏より貴重な助言を頂いた。また、実験を遂行するにあたっては、科学技術振興事業団の田中氏、実験当時、港湾技研研修生の中村氏、山本氏、塩崎氏に大変ご協力を頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 稲富隆昌ら：1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等の被害報告、港湾技研資料、No.857,1997.3.
- 2) 南兼一郎、高橋邦夫、園山哲夫、横田弘、川端規之、関口宏二、辰巳ター：神戸港における横栈橋の被害調査と動的相互作用解析、第 24 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.693-696,1997.7.
- 3) 坂田豊、西沢信二、橋本正治、園井啓士郎：兵庫県南部地震によって被災した鋼管杭式栈橋の調査と解析（その 1）、（その 2）、地盤工学研究発表会発表講演集、Vol.31, No.2-2, pp.1809-1812., 1996.
- 4) 土木学会耐震工学委員会：ロマプリエタ地震港湾・空港被害報告、ロマプリエタ地震震害調査報告、pp.71-83,1990.
- 5) Norris, G., Siddharthan, R., Zaifir, Z., El-Ghaffar, S., Wda, P.: Soil-Foundation-Structure Behavior at the Oakland Outer

- Harbor Wharf. *Transp. Res. Rec.*, No.1546, pp.100-111, 1996.
- 6) ASCE : SEISMIC GUIDELINES FOR PORTS, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph No.12, March 1998.
 - 7) 日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1999.4.
 - 8) 久保浩一 : 杭の横抵抗に関する実験的検討 (その3), 運輸技術研究所報告, 第12巻, 第2号, pp.31-55, 1962.
 - 9) 後藤尚男, 芦見忠志, 滝井健司 : 斜杭・組杭の水平抵抗に関する模型実験的考察, 土木学会論文集, 第79号, pp.24-32, 1962.
 - 10) 沢口正俊 : 組グイの水平抵抗に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第9巻, 第1号, pp.3-69, 1970.
 - 11) 菊池喜昭, 大岡秀哉, 田口博文 : 水平荷重を受ける組杭の挙動 (その1, 実験概要と結果), 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第Ⅲ部, pp.836-837, 1999.
 - 12) 佐藤昭, 赤井公昭, 舟橋恒義 : 負の周辺摩擦力と斜ぐいに発生する曲げの計算法に関する研究—その1, 日本道路公団試験所報告, pp.76-82, 1969.
 - 13) 高橋邦夫, 沢口正俊 : 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第17巻, 第4号, pp.121-167, 1978.
 - 14) Sawaguchi, M. : Prediction of Bending Moment of a Batter Pile in Subsiding Ground, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.4, pp.120-126, 1989.
 - 15) 大平彰, 田蔵隆, 若原敏祐, 小坪清真, 高西照彦 : 斜杭を有する杭基礎の地震応答, 九州大学工学集報, 第59巻, 第2号, pp.133-140, 1986.
 - 16) 麻生稔彦, 成富勝, 鳥野清, 小坪清真 : 斜杭を有する栈橋—地盤系の振動特性, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第Ⅰ部, Vol.42, pp.840-841, 1987.
 - 17) 上田茂, 河原林英彰, 濱田純次, 山田弘道, 西中川剛 : 斜杭式人工島の耐震解析, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, I-B-326, pp.652-653, 1996.
 - 18) 勝見雅 : 地盤の非線形的性質を考慮した組杭の水平抵抗に関する一解法, 土木学会論文集, 第229号, pp.87-97, 1974.
 - 19) 野田文久, 中村光宏, 伊藤利昭, 黒田輝夫 : 斜め組杭に関する一構造計算法, 土と基礎, Vol.35, No.8, pp.31-36, 1987.
 - 20) 大石善啓, 大川賢紀, 岡部俊三, 亀井宏之, 木村亮 : ジャケット型鋼管杭基礎の支持力特性—斜杭の水平支持力—, 第33回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1497-1498, 1998.
 - 21) 横田弘, 竹鼻直人, 南兼一郎, 川端規之 : 鋼管杭式横栈橋の耐震設計法に関する考察, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1613-1622, 1998.3.
 - 22) 横田弘, 川崎進, 菅原亮, Hazem El-Bakry, 川端規之 : 鋼直杭式栈橋の地震時保有耐力に関する実験および解析, 港湾技術研究報告, 第38巻, 第2号, pp.223-255, 1999.6.
 - 23) 竹鼻直人, 横田弘, 宮田正史, 菅野高弘 : 横栈橋の地震時挙動に関する模型振動実験, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, I-B-265, pp.530-531, 1998.
 - 24) コンクリートパイル建設技術協会 : 既製コンクリート杭の設計資料, 1999.10.
 - 25) Iai, S. : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1 G Gravitational Field, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.27, No.3, pp.3-24, 1988.

(2000. 7. 4 受付)

SHAKING TABLE TESTS FOR DYNAMIC RESPONSE OF A WHARF WITH COUPLED BATTER PILES

Junji HAMADA, Takahiro SUGANO, Tatsuo UWABE, Shigeru UEDA
and Hiroshi YOKOTA

Dynamic response characteristics of a wharf with coupled batter piles were investigated by a series of shaking table tests. The 1:30 scale model was tested under four different conditions of ground stiffness and two different loads applied on the slab. Axial and bending stiffness and ground stiffness of the model were scaled down in order to reflect the properties of a full-scale wharf. Test results showed that vibration response of a wharf with coupled batter piles was mainly affected by base ground motion whereas a wharf with all-vertical piles has proved to be affected by near surface ground motion. Axial forces acting on the batter piles were calculated from the acceleration response of the slab; the bending moment acting on the top of pile was found to be mainly caused by the ground motion.