

鋼管杭式栈橋の終局限界における構造性能に関する研究

Ultimate structural performance of steel-pile supported wharves

横田 弘*, 川崎 進**, 菅原 亮**, Hazem El-Bakry***, 川端規之****

Hiroshi Yokota, Susumu Kawasaki, Ryo Sugawara, Hazem El-Bakry, and Noriyuki Kawabata

* 工博 運輸省港湾技術研究所構造部構造強度研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

** 運輸省港湾技術研究所構造部構造強度研究室 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

*** PhD 運輸省港湾技術研究所構造部構造強度研究室客員研究員 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

**** 工修 鋼管杭協会技術委員 (〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10)

This study deals with the structural performance of a steel-pile supported wharf at its ultimate stage. A series of cyclic loading tests with approximately 1/4 scaled models has been carried out to investigate the ultimate load bearing capacity, horizontal displacement, and the mode of failure with its process. The test results confirmed that this type of structure showed excellent structural performance, that is, its load bearing capacity did not degraded at the ductility factor of 3. Non-linear numerical analysis has been made to simulate the load-displacement relationship until the ultimate stage. The analytical results showed almost the same load-displacement relationship as the test results when rotational movement at the joint between the piles and the reinforced concrete beam was modelled. From the test and analytical results, it was confirmed that the seismic design of pile supported wharves is made by undergoing limited and controlled inelastic behaviour with maximum displacement ductility factor of about 3 to 4.

Key Words: pile supported wharf, seismic design, ultimate state, loading tests, non-linear analysis

1. まえがき

鋼管杭式栈橋(栈橋と称す)は、海底地盤中に打設された複数の鋼管杭とこれらに支持されたコンクリート上部工(鉄筋コンクリートあるいはプレストレストコンクリート)よりなる複合構造物で、重力式岸壁などと比較して構造重量の軽減が計れ、一般的に耐震性に優れているとされている。事実、栈橋が地震による被害を受けた事例は皆無とあってよく、唯一、1995年兵庫県南部地震において被災の事例があるにすぎない。しかし、この被災事例は、栈橋自身の動的応答による崩壊ではなく、背後地盤あるいは海底地盤の液状化等の流動現象が主原因であったと考えられている¹⁾。

現在の栈橋の設計²⁾は、震度法により求めた地震力により発生する各部材の応力が、許容応力度以下になるように行われている。しかし、設計震度以上の地震力が栈橋に入力して鋼管杭の応力が許容応力度を超えても、それぞれの鋼管の全断面降伏(塑性ヒンジ化)、鉄筋コンクリート(RC)上部工の鉄筋降伏などのイベントを順に経て終局に至る³⁾と考えられ、直ちに構造全体が崩壊するわけではない。このようなことから、栈橋構造全体系の

耐震性能は、現在の設計時の想定よりも高く、部分的な損傷を許容することにより、要求性能に応じた断面を設計することが可能となると思われる。

このようなことから、筆者らは、鋼管杭の塑性変形性能を考慮した栈橋の合理的な耐震設計法を確立するための研究を進めてきている。そこでは、強震観測⁴⁾、地震応答解析⁵⁾、室内模型振動実験⁶⁾などにに基づき、

- (1) 栈橋の動的応答特性を考慮した修正震度法に基づき設計震度を設定する手法
- (2) 鋼管杭の塑性変形性能を適切に評価し、これによるエネルギー吸収を考慮した栈橋の保有耐力を検討する手法

について検討し、構造設計法の提案を行っている。

特に、2で述べるレベル2地震動のような大きな強度をもつ地震動を想定する場合には、上記(2)の方法による耐震設計法の導入がきわめて合理的であると考えられる。その際、鋼管杭とRC上部工との複合構造体である栈橋の終局時の力学特性を十分に把握しておかねばならない。従来の栈橋の耐震設計では、RC上部工の剛性が鋼管杭の剛性よりもかなり大きいためにRC上部工を剛体とみなして構造解析を行っているが、実際にはコンク

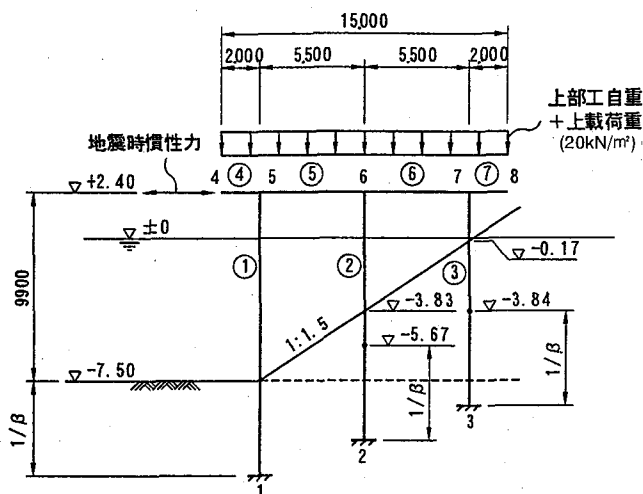


図-1 モデル栈橋の断面図

リートのひび割れや鉄筋降伏などによる非線形性を有することは明らかである。また、構造解析上は鋼管杭とRC上部工は剛結であるとされているが、終局時付近ではRC上部工の鋼管杭頭部周辺における損傷により、接合部での回転変形の拘束度が低下する可能性が高い。このように、保有耐力法の導入においては、栈橋の終局時の構造性能や力学性能の評価が重要となる。また、栈橋が破壊に至る過程を把握し、応答塑性率と損傷程度との関係などの検討も必要である。

本研究では、栈橋の地震時の崩壊に至る損傷過程を明確にするとともに、終局状態における保有耐力、変形性能などの力学性能を、1列の鋼管杭とRC上部工よりなる模型試験体を対象とした載荷試験を行い検討した。また、弾塑性解析を実施し、解析結果と試験結果の比較から、解析手法の適用性を検証した。これらの結果から、地震時における栈橋の設計法に関する考察を行った。

2. 栈橋の耐震設計法の基本方針と保有耐力

2.1 栈橋の耐震設計法の改訂方針

栈橋の耐震設計は、港湾の施設の技術上の基準²⁾に基づいて行われるが、本基準は1999年4月の施行に向けて改訂作業が進められている。これに合わせて、栈橋の代表的構造形式である直杭式栈橋の耐震設計についても、新たな設計法の導入を行う予定である。本研究は、この一環として実施されたものである。

耐震設計で考慮する地震動の大きさとしては、従来より震度法による設計震度として用いられている再現期間が75年の地震動(レベル1地震動)と、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動(レベル2地震動)の2段階が想定される。この設計地震動のレベルに応じて、係留施設(岸壁)は、港湾計画上、通常岸壁と耐震強化岸壁に区別されて整備されている。このうち、耐震強化岸壁は、レベル2地震動に相当する大規模地震が発生した際にも、被災住民の避難、緊急物資の運送、防災

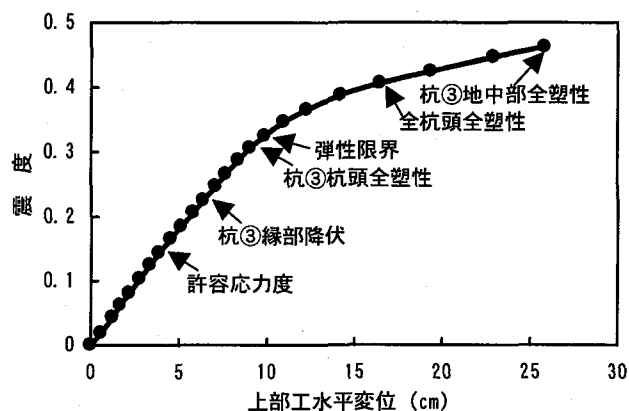


図-2 作用荷重と上部工水平変位との関係

拠点としての役割などのために必要な機能を保持することが求められる。

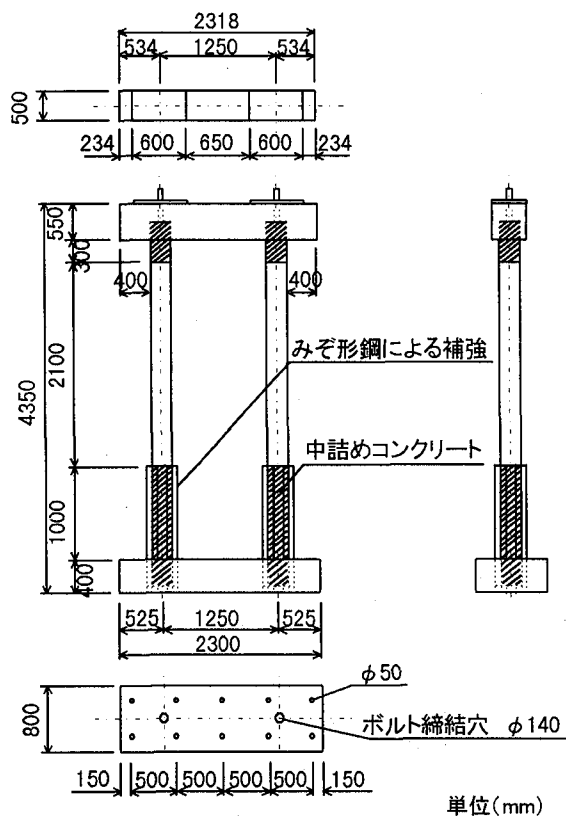
レベル1地震動に対しては、上記の栈橋の性格によって性能目標と照査内容が異なる。通常岸壁としての栈橋では、レベル2地震動を設計対象としないため、レベル1地震動に対して終局限界状態が問題となる。一方、耐震強化岸壁は、レベル1地震動に対しては、栈橋としての機能を損なわないように設計することとし、地震時の栈橋の荷重-変位挙動が弾性域にあることを照査する。レベル2地震動に対しては、栈橋の安全性を確保し、復旧に支障となるような過大な損傷や変形が生じないことを照査する。そのためには、地中部の杭に塑性ヒンジが発生しないことを一応の目標とする。これは、レベル2地震動に対しては、構造物を弾性領域でのみ考えるのではなく、降伏から終局に至る間の損傷過程を把握し、施設の要求性能に応じた損傷程度を満足するかどうかを照査すると言い換えることもできる。

2.2 栈橋の保有耐力

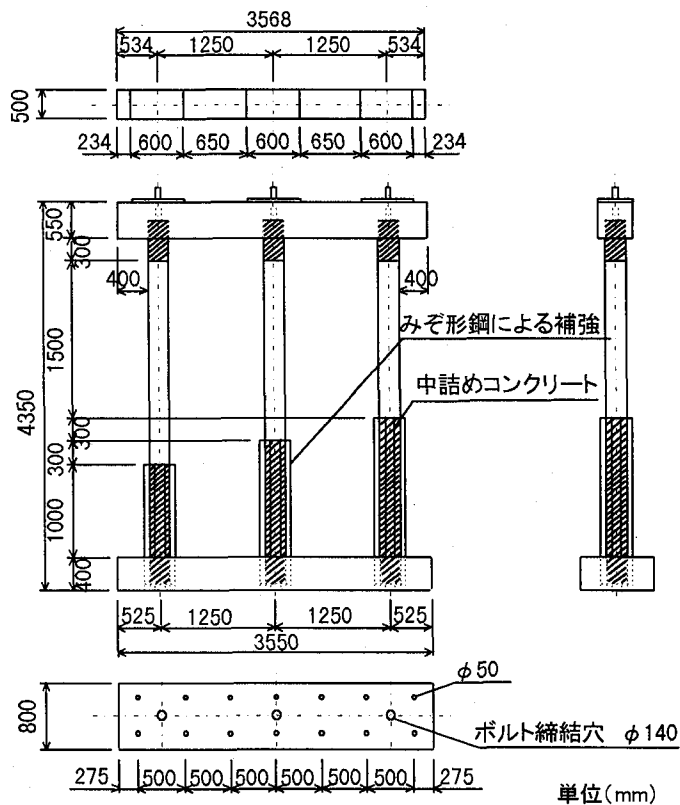
現行設計法に基づき設定された栈橋に対し、地震力が作用した際の損傷過程と保有耐力などに関する解析結果の一例を紹介し、本研究の位置づけを明確にする。

図-1に解析対象としたモデル栈橋を示す。3列の鋼管杭とRC上部工よりなる水深-7.5m、許容応力度レベルの設計震度0.15の栈橋で、杭の直径は800mm、板厚は9mmである。また、表層地盤の平均N値は5と設定した。解析は、RC上部工の位置に水平方向に漸増荷重を載荷して、この位置での荷重変位関係と損傷の進展過程を求めるもので、push over analysisと呼ばれる方法である。その際、地盤および構造部材の非線形性を考慮した。

解析結果を図-2に示す。同図の縦軸は、水平荷重を栈橋の自重と上載荷重の和で除した震度で示している。また、損傷のイベントは、鋼管杭に着目し、主要なイベントが初めて生じた時点を示している。前述のように、この栈橋は設計震度0.15の地震動に対して地震時許容応



(a) No.1およびNo.2



(b) No.3

図-3 試験体の形状・寸法

力度を満足するように断面が決定されているので、震度0.15の位置が許容応力度到達時点となる。荷重の増加につれ、杭③杭頭部での縁部降伏、同杭の杭頭部全塑性化（塑性ヒンジ発生）、全杭杭頭部の全塑性化、杭③地中部での全塑性化という順で損傷が進行した。この間にも、杭②および杭①で同様の損傷が進行した。その後、杭③地中部で全塑性化に至り、一応の終局状態となった。この時点の荷重は、震度換算で0.47であった。また、栈橋の弾性限界は、荷重－変位関係において勾配が顕著に変化し始める時点と考えると、震度換算で0.34となった。同種の解析を多数の断面について予備的に実施した結果、同一断面内の過半数の杭において杭頭に塑性ヒンジが生じた時点が弾性限界と考えてよいと思われる。

このように、弾性限界は既往設計震度の2～3倍、終局限界でも同震度の4～5倍程度の耐荷性能を栈橋は有していることになる。また、栈橋の荷重－変位関係を弾性限界を折れ点とするバイリニアであると仮定してニューマークのエネルギー一定則を適用すると、本解析例では水平変位に着目した塑性率が1.46以上であれば、計算上は設計震度0.34で断面が成立することになる。

これまでの記述は弾塑性解析の結果によるものであるが、実際にもこのような構造性能を保有しているかどうかを載荷試験により確認し、解析手法の妥当性を考察することが本研究の大きな目的である。また、鋼管杭の塑性化によるエネルギー吸収を期待する場合には、杭基礎

の設計で行われている手法⁷⁾と同様に、栈橋の変位を制御する必要があり、栈橋の変位に応じた損傷状態を確認することも本研究の目的である。

3. 載荷試験の概要

3.1 試験の概要

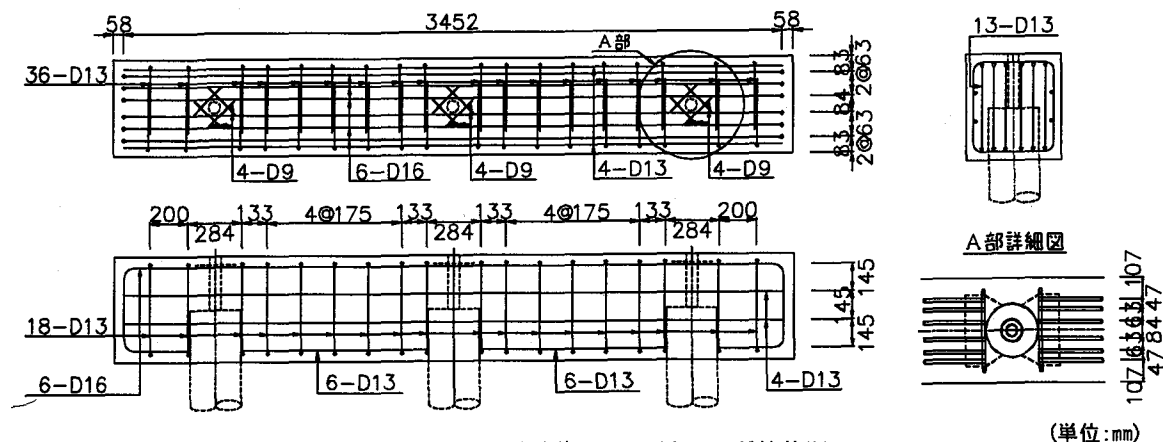
載荷試験は、特に以下の項目に着目して実施した。

- (1) 栈橋の終局状態に至る損傷イベントの発生状況
- (2) 栈橋の鋼管杭およびRC上部工の塑性変形性能および残留変位
- (3) 杭の突出長の違いによる、地震荷重の分散と塑性変形性能の評価
- (4) 杭とRC上部工の接合部の挙動

実際の栈橋の鋼管杭は、構造体の抵抗に加え、地盤の水平抵抗、すなわち杭と地盤との相互作用の影響を大きく受ける。これをより正確に表現し、地震時の栈橋の損傷状況を忠実に再現するためには、地盤に杭を打設した状態での試験が必要である。しかし、本論文の研究目的が鋼管杭とRC上部工の複合構造体の終局時の構造性能の検討であるので、杭頭部付近に着目して製作した模型試験体を対象として、地盤を設けずに載荷試験を行った。

3.2 試験体の種類

試験は、2本杭を有する栈橋モデル2ケース（No.1およ



びNo.2)と3本杭の栈橋モデル1ケース(No.3)の合計3ケースを対象として行った。図-3に試験体の形状・寸法を示す。試験体は、実際の標準的な栈橋の法線直角方向の杭1列分を約1/4の縮尺でモデル化したものである。RC上部工の配筋、鋼管杭とコンクリートの結合は、実物の方法をできる限り踏襲して行った。ただし、No.1は標準的な栈橋よりもRC上部工の鉄筋量を低減し、逆にNo.2は増加させた。これは、それぞれRCはりあるいは鋼管杭の破壊を先行させることを意図したものである。

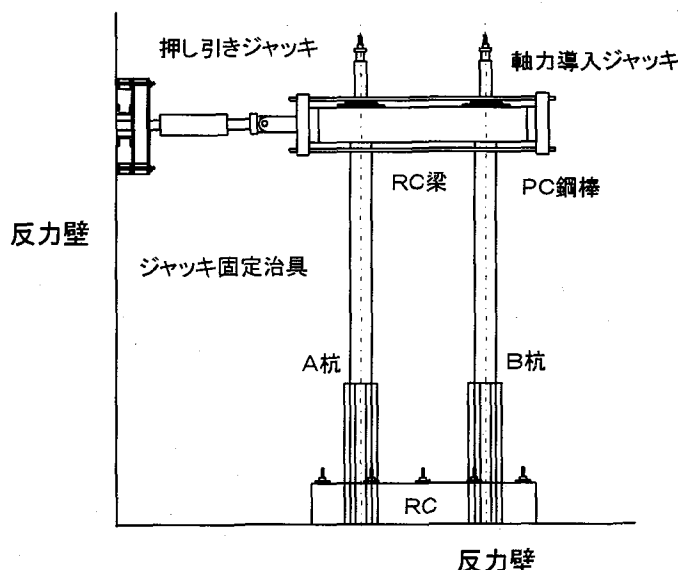


圖-5 載荷狀況

鋼種	寸法 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
SD295A	D13	375	499	18.9
	D16	371	501	25.8
STK400	φ 267.4	369	462	36.0

3.3 載荷方法

図-5に載荷方法を示す。栈橋の耐震設計では、主たる地震力がRC上部工の重心位置に作用するとしており、本試験ではこれを模擬するため、RC上部工位置に繰返し水平荷重を作用させた。また、載荷は試験体を寝かせ、水平面に設置して行った。その際、鋼管杭が地盤に支持されている状態をモデル化するため、基部を反力壁に固定し、RCはりはローラ支承に載せ、RCはりと支承の間にはテフロンシートを挟み、支承と試験体の間の摩擦を低減し、その影響を抑えた。

RC上部工には地震時上載荷重の設計値である 10kN/m^2 とRC上部工の自重を想定して、鋼管杭軸方向に軸力の導入を行った。軸力の導入は、鋼管内にPC鋼より線を通し、これを緊張することで行った。導入軸力は鋼管1

本あたり200kNとした。載荷中は、後述する載荷ステップの3 δ_y まではおおむね所定の軸力が保持されていた。それ以降は繰返し変位の増大によって軸力が低下したが、これを200kNに保持することは行わなかった。

地震荷重に相当する水平荷重は、両動油圧ジャッキを用いて載荷した。繰返しは、鋼管杭の縁部圧縮降伏荷重時(表-1に示した降伏点より判定)のRCはりの水平変位(δ_y)を基に変位制御で行った。載荷ステップは、4 δ_y まで押しと引きをそれぞれ3回ずつ繰返し、それ以後は破壊の進行状況に応じて繰返し回数を決定した。なお、本論文では、押しは、図-5において左から右、すなわち油圧ジャッキが試験体を押す方向の荷重を意味し+の値で、引きは、その逆の荷重を意味し-の値で標記する。また、各載荷ステップにおいて、荷重載荷は、押し側から開始した。

測定位置の例として、No.3試験体における変位およびひずみの代表的測定位置を図-6に示す。変位およびひずみの測定は、各鋼管杭でほぼ同じ位置で行った。同図中では、煩雑さを避けるために、A杭ではひずみの測定点、C杭では変位の測定点をそれぞれ代表して示している。また、鋼管杭とRCはりとの接合部の変形角を変位計により測定し、回転角に換算した。コンクリートのひび割れの発生状況、杭の座屈状況、外観上の損傷については、各載荷ステップ毎に目視により観察した。

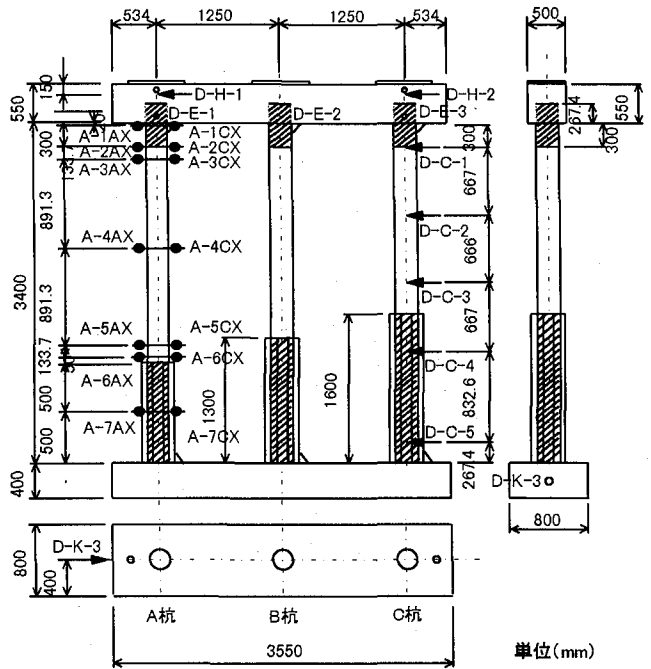
4. 試験結果と考察

4.1 破壊の進行状況

(1) 2本杭(No. 1およびNo. 2)試験体

2本杭試験体のNo.1およびNo.2は、RCはりの鉄筋比を変化させたが、載荷試験ではほぼ同じ挙動を示したので、ここではNo.1を中心に述べる。なお、以下で述べる着目断面は、図-6に示した位置に対応する。

終局時のRCはりでのひび割れ発生状況を図-7に示す。荷重118kN(No.2では123kN)で、はり側面A杭側に初期ひび割れが発生した。ひび割れ発生位置は、押し載荷の場合は上面のB杭側および側面のA杭側、引き載荷の場合は上面のA杭側および側面のB杭側であった。また、-2 δ_y 時にRCはりに斜めひび割れが発生した。その後、3 δ_y ではA杭第6断面、-3 δ_y ではB杭第6断面において目視で確認できる程度の座屈が見られた。これを過ぎると荷重の増加が見られなくなり、変位のみが増大する傾向が見られ始めた。4 δ_y で上面A杭側のひび割れが縦に貫通した。同時に、A杭、B杭で±3 δ_y 時とそれぞれ反対の位置に鋼管杭の座屈が生じた。4 δ_y 以降は耐力の低下を確認したので、1サイクルずつの載荷とした。5 δ_y では鋼管の折れ曲がり著しくなり、側面B杭側でひび割れに段差が生じた。これは、水平荷重によりB杭がRCはりから引き抜かれる状態になったためであると考えられる。6 δ_y ではひび割れ幅が著しく増大したとともに、



AX, CX: 軸方向および円周方向ひずみ, D: 水平変位, D-E: 変形角, 1~7の数字は着目断面を示す

図-6 No.3における変位, ひずみ測定位置

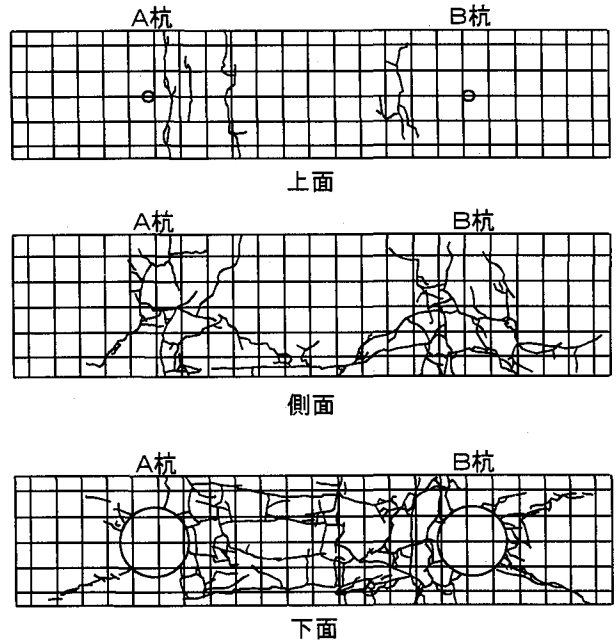


図-7 No.1での終局時のひび割れ発生状況

側面B杭側に鋼管上部から下面側の主鉄筋沿いにかけて大きなひび割れが発生した。同時に、A杭とB杭の間の下側主鉄筋がはらみ出すことで、かぶりコンクリートが剥落した。ただし、No.2ではかぶりコンクリートの剥落は生じなかった。A杭、B杭とも第6断面で鋼管杭が局部座屈により隆起し、杭上部の中詰めコンクリート下端直下部においても局部座屈が確認された。そのため、6 δ_y の第1サイクルが終了した段階で、荷重の低下が著しく

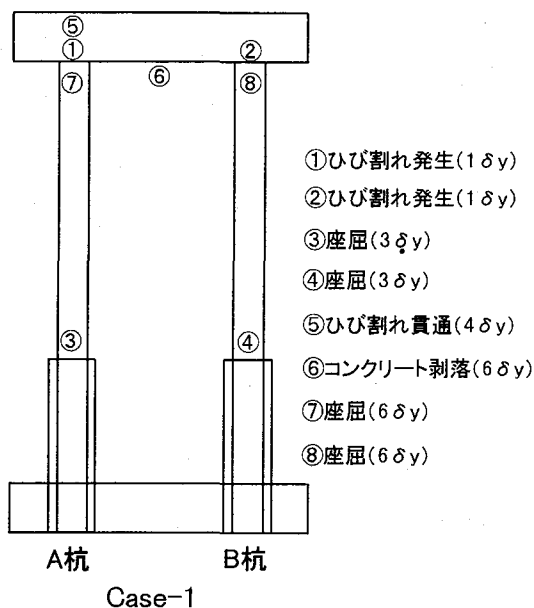


図-8 No.1での損傷イベントの発生過程

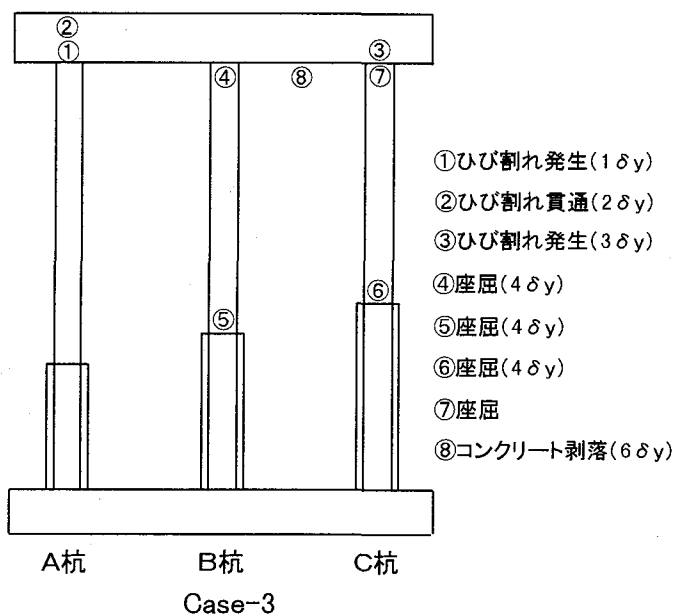


図-10 No.3での損傷イベントの発生過程

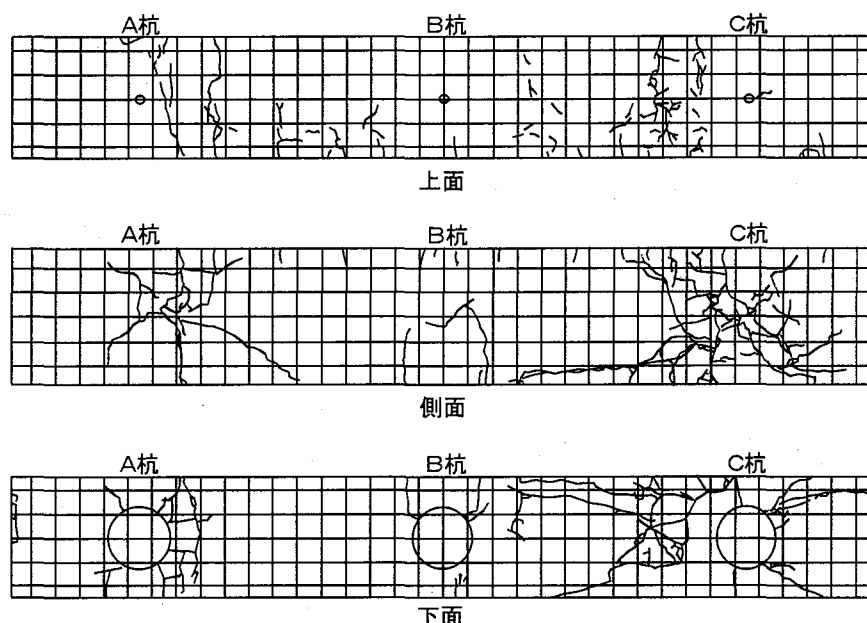


図-9 No.3での終局時のひび割れ発生状況

なり、載荷を終了した。以上の損傷の進行過程を図-8に示す。また、座屈形状はすべていわゆる象の足形状であった。

(2) 3本杭 (No. 3) 試験体

No.3での終局時のひび割れ発生状況および終局に至るまでの損傷進行過程をそれぞれ図-9および図-10に示す。荷重157kNでRCはり側面A杭側および上面のC杭側に初期ひび割れが発生した。引き載荷の場合、上面のA杭側および側面のC杭側にひび割れが発生した。B杭の周辺では、終局時までひび割れの発生は極端に少なかった。4δyにおいてB杭およびC杭の第6断面(図-6のA-6AX)で座屈による膨らみが観察された。また、B杭頭部においても同様の膨らみが見られた。杭頭部の座屈は、B杭に

のみ生じたが、その理由としては、B杭付近のRCはりにはひび割れの発生が少なかったために、曲げモーメントが杭頭部にも伝達され、その結果、応力が杭頭部にも集中して座屈につながったものと考えられる。5δyで、RCはりのひび割れが著しくなった。6δy時に、RCはりのB杭とC杭間のかぶりコンクリートが剥離し、特にC杭付近では下側主鉄筋のはらみ出しが見られた。6δyの第1サイクルが終了した段階で、No.1およびNo.2と同様に荷重の急激な低下が見られたために、載荷を中止した。

なお、図-10に示したように、C杭頭部にも試験終了後に座屈が確認されている。ただし、明確な発生時期は不明であるが、この座屈は最大荷重到達後に生じたものである。

4.2 荷重変位関係

図-11に荷重とRCはりの水平変位との関係を示す。

No.1の押し載荷の δ_y は、荷重132kNでB杭第2断面において降伏に至った際の変位27.15mmであった。No.2では、No.1と同じ箇所と同荷重時に降伏に至った。引き載荷では、同様に荷重-137kNでA杭第2断面で降伏に至った。 $\pm 2\delta_y$ までは荷重の低下はなく、荷重-変位の関係は3サイクルともほぼ同じ軌跡を示した。しかし、 $\pm 3\delta_y$ からは荷重の上昇が見られず、1サイクル目に荷重が最大になったものの、徐々に荷重は低下し、 $6\delta_y$ までに2割程度減少した。逆に、水平変位は2倍程度に増加した。これは、前述のように、RCはりの破壊および鋼管杭の座屈が進んだためである。また、No.1およびNo.2では荷重-変位関係のグラフは概ね一致しており、RCはりの鉄筋量の違いによって荷重-変位関係が変化することは確認できなかった。

No.3の δ_y は、荷重220kNでC杭の第1断面が降伏に達した際の変位25.40mmを、 $-\delta_y$ は荷重-210kNでB杭第1断面で降伏した際の変位-25.25mmであった。 $4\delta_y$ の1サイクル目で最大荷重に達し、以降は荷重が徐々に低下する挙動を示した。最終の $6\delta_y$ までで荷重は約2割減少し、逆に変位は3割程度増加した。

No.3を例にとると、杭の縁部降伏荷重後は荷重-変位関係の勾配に変化が生じたことから、この時点弾性限界と考えることが妥当である。しかし、図-2に示した解析結果では、杭の縁部降伏後も弾性的な挙動が計算されており、実験結果と解析結果は若干異なる傾向にある。この理由の一つとして、栈橋全体系の解析では、地盤と杭の相互作用を考慮しており、実験のような基部が完全固定になっている場合と比べて、構造全体系の応答が緩和されることが考えられる。また、実験では水平変位での塑性率が4程度までは耐荷力の低下が見られず、耐震設計の際の縁部降伏に対する許容塑性率の目安として4程度としてよいと思われる。

4.3 鋼管杭のひずみと接合部での回転

No.3のA杭で測定された鋼管杭の軸方向ひずみの分布を図-12に示す。このひずみは、図-6で示したAXの各測定点での値である。

押し載荷の場合、杭上端で圧縮ひずみ、杭下端で引張ひずみ、引き載荷の場合にはその逆のひずみとなり、ラーメンモデルによる解析上の仮定と同様のひずみ分布となった。また、第4断面ではひずみが小さく、ひずみは杭の両端に集中していた。このことから、試験体の挙動は、繰返し荷重による基部を中心とした回転ではなく、RCはりの載荷方向に平行な変位であった。第6断面では、 $5\delta_y$ 以後ひずみの正負が逆転した。これは、第6断面での局部座屈が著しく、測定点が変形したためである。第7断面においては、中詰めコンクリートおよびみぞ形鋼の補強が行われているため、ひずみは小さかった。

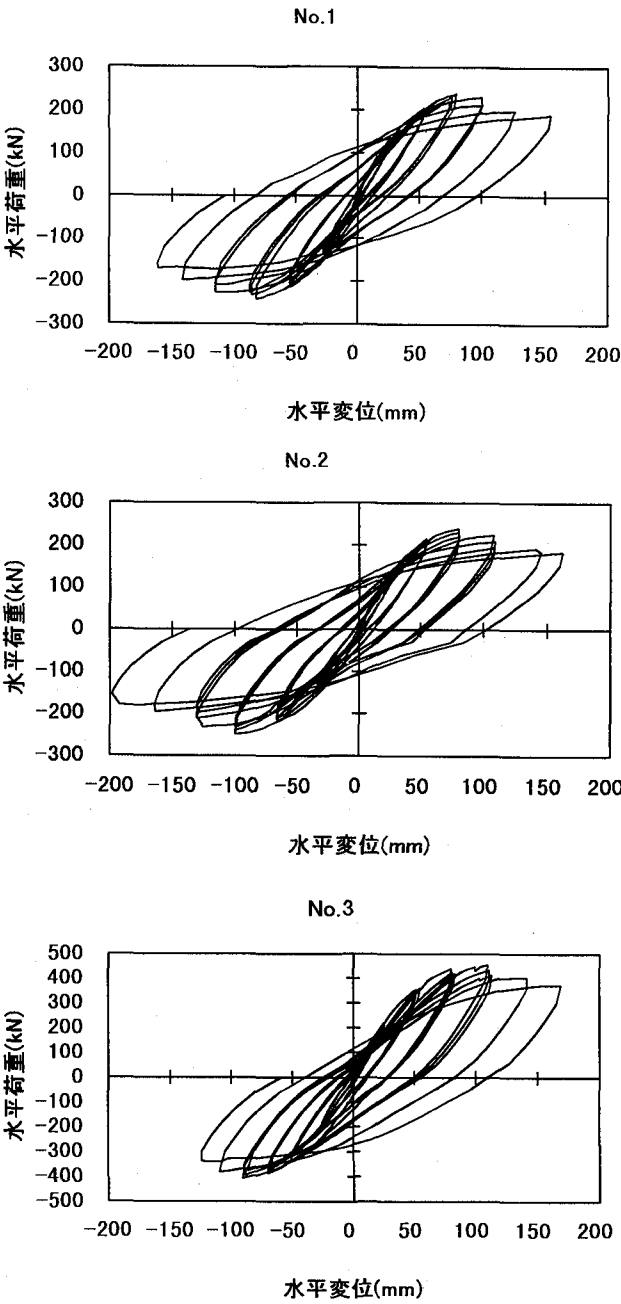


図-11 荷重-水平変位関係

鋼管杭のひずみ量および4.1で述べた座屈は、杭の上端に比べ下端において著しかった。この理由は、水平変位の増加に伴ってRCはりのひび割れや損傷が増加し、上端に回転変形が生じてくるのに対し、下端はみぞ形鋼などにより拘束されている。このために、応力が杭下端に集中したものと考えられる。

図-13にNo.3のB杭上端部(RCはりとの接合部)における回転角と荷重との関係を示す。載荷段階の早い時期から回転変形が見られ、終局時には約1度に達した。杭頭の結合条件にもよるが、通常採用されている杭頭の結合方法では、コンクリートのひび割れや鉄筋の降伏などにより、杭頭の回転を終局時に至るまで拘束することは難しく、この挙動を考慮して構造解析あるいは構造設計を

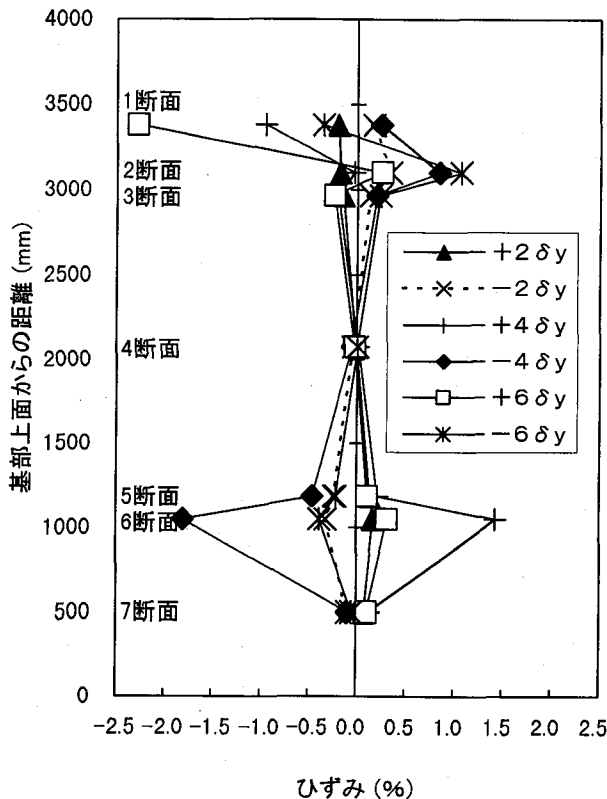


図-12 鋼管杭の軸方向ひずみの分布 (No.3)

行う必要があると言える。

また、実験前には、杭頭部に先に座屈が生じると予測していたが、第6断面が先に座屈した。この要因の一つとして、この回転変形が考えられる。

4.4 RCはりの鉄筋ひずみ

図-14にNo.3におけるRCはりの主鉄筋の荷重とひずみの関係の包絡線を示す。測定位置は、A杭杭頭近傍の主鉄筋6本のうちの2本である。3δ_yの1サイクル目、すなわち荷重430kN付近で降伏に至り、440kN以降からは荷重の増加は見られなかった。終局状態が主鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落であったように、主鉄筋の降伏により栈橋構造全体系の耐荷力が急速に失われていくことを示していると言える。したがって、栈橋の耐震設計では、杭の塑性変形により地震力のエネルギーを吸収させるとともに、杭に損傷を集中させ、RC上部工では適切に鉄筋を配置し、RCはりの損傷を防止する必要があると考えられる。

5. 解析結果との比較検討

5.1 解析条件

栈橋の場合、在来設計法では杭と上部工を完全剛結であると考えているが、載荷試験の結果から、終局時に至るにつれてかなりの回転変形が生じることが明らかとなった。そこで、有限要素法による非線形解析を行い、杭頭部の結合条件の相違により、弾塑性解析による設計

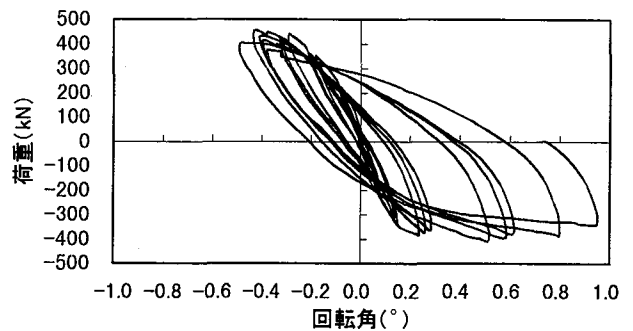


図-13 杭頭接合部における荷重と回転角の関係 (No.3, B杭)

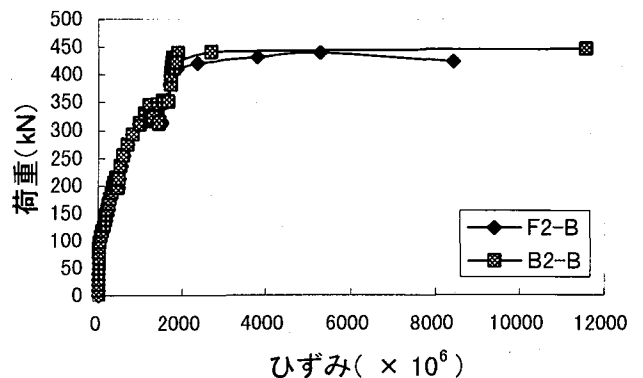


図-14 RCはりの主鉄筋のひずみ (No.3)

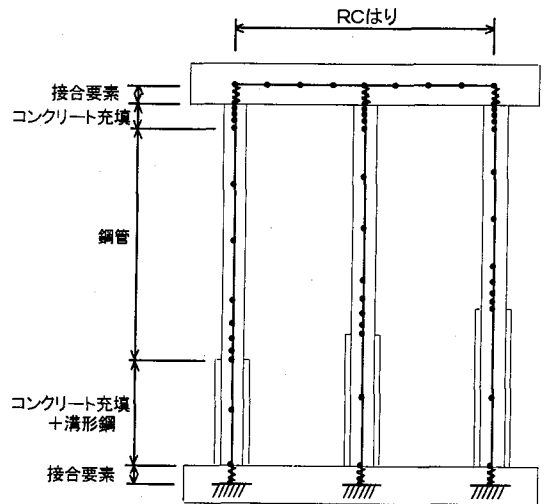
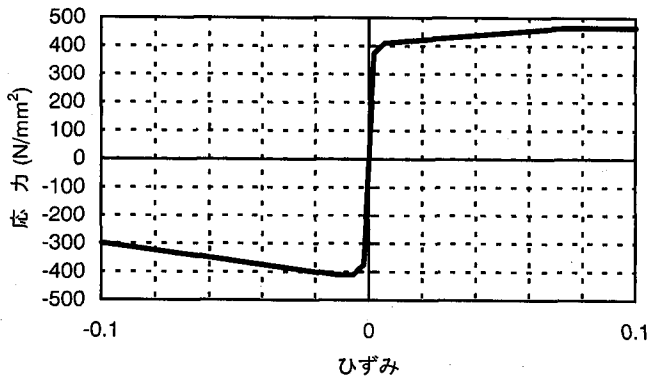


図-15 解析モデル

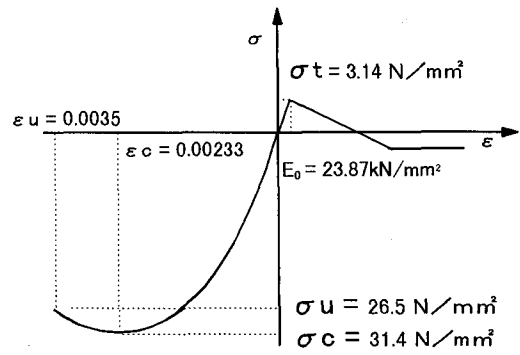
計算結果の妥当性について検証した。

解析はNo.3試験体を対象として行った。図-15に解析モデルを示す。鋼管杭およびRCはりをそれぞれはり要素でモデル化した。鋼管杭は、コンクリート中詰めの有無、みぞ形鋼による補強の有無に応じて3つの区画に分け、それぞれの材料定数を用いた。

コンクリートおよび鋼管杭の応力-ひずみ関係を図-16に示す。その際、各材料の特性値は、材料試験により得られた値を使用した。



(a) 鋼管杭



(b) コンクリート

図-16 鋼管杭およびコンクリートの応力-ひずみ関係

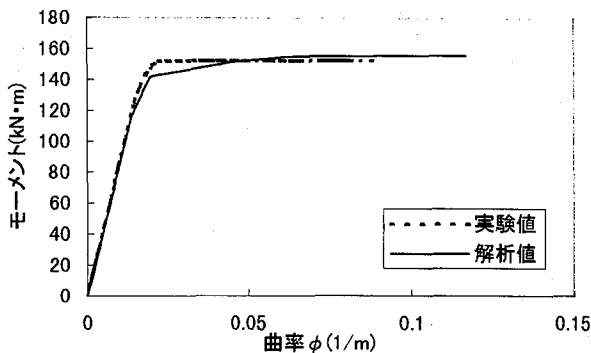


図-17 曲げモーメントと曲率の関係

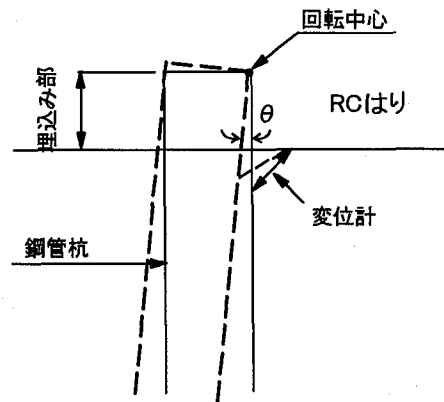


図-18 杭頭接合部の回転変形のモデル化

5.2 解析結果

(1) 曲げモーメント-曲率関係

図-16に示した応力-ひずみ関係を用いて、鋼管杭の曲げモーメント-曲率関係を解析により求め、試験結果と比較した。試験結果の曲げモーメントは、鋼管杭軸方向でひずみが線形分布をすると仮定して載荷水平荷重とアーム長の積で求めた。また、曲率は第2断面でのひずみの測定結果から断面内でひずみ分布が直線であると仮定して求めた。

図-17に両者の結果を示す。計算結果と実験結果はほぼ一致しており、ラーメンモデルによる解析で曲げモーメント-曲率関係をほぼ推定できるものと考えられる。

(2) 荷重-変位関係

RCはりに作用する荷重と水平変位の関係を求めるには、試験結果の考察で述べたように、杭頭部における回転をモデル化する必要がある。本解析では、接合要素を導入し、この要素で回転変形を表現した。しかし、回転挙動を表す構成則が不明であるので、今回の検討では試験結果から求まる杭の埋込み部での曲げモーメント-曲率関係を用いて回転変形を表現した。汎用的な構成則については今後の課題である。図-18に示すように、鋼管杭の埋込み部は、杭の先端の1点を中心として回転するものと考え、同図中に示した変位の計測結果から回転角 θ を求め、 θ を曲率に変換した。一方、作用曲げモーメ

ントは、第4断面と第7断面で測定された鋼管杭のひずみを用いて、線形補間をすることで求めた。

その結果、杭先端近傍におけるモーメントと曲率の関係は図-19で示す破線の関係となり、解析上は実線で示すようなバイリニアの直線でモデル化した。

このように得られた接合要素での構成則を導入して解析した荷重と水平変位との関係を図-20に示す。図中で剛結とは、接合要素を導入せずに、鋼管杭とRCはりが完全固定されているという境界条件での解析結果である。また、1~10の数字は、解析で求めた損傷イベントを示している。その内容は同図に示すとおりである。

回転を考慮した解析結果は、試験結果から接合要素の構成則を構築したこともあり、試験結果とかなりよい一致を示した。したがって、杭頭部の接合部における回転挙動については、今回のモデル化の妥当性が示されたものと考えられる。

同図からわかるように、杭頭部における回転変形は、栈橋全体の水平変位にかなり大きな影響を与える結果となった。杭頭を剛結とした場合には、回転をモデル化した場合に比べて、最大荷重はほぼ同じであったものの、60%程度の変位しか見られなかった。したがって、杭頭を剛結とする従来の計算法では、栈橋の水平変位や残留変位を過小評価する可能性があり、今後適切なモデル化の導入の検討が必要である。

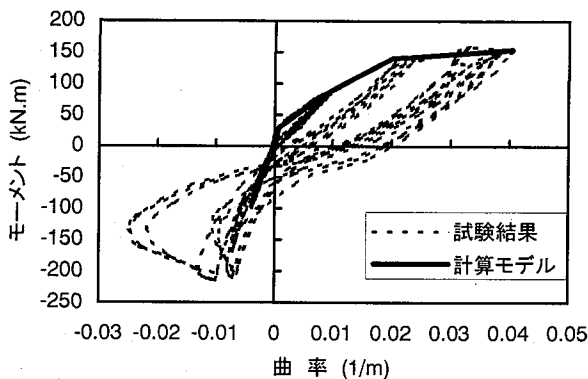


図-19 杭頭部における曲げモーメントと曲率の関係

同様に、損傷の進行過程についても両者で傾向が異なっていた。剛結モデルでは各杭の頭部でまず損傷が計算され、基部へ移行した。一方、回転考慮モデルでは、杭頭の曲げモーメントが分配されるために、まず杭の基部において損傷が先行することとなった。回転考慮モデルでは、荷重－変位関係の試験結果を精度良く再現できたが、損傷の進行過程において必ずしも試験結果と同じ傾向を計算してはいなかった。特にA杭頭部とC杭頭部の座屈は、回転を考慮した解析では早い時期に算定したが、試験では、前述のとおり座屈は確認できなかった。しかし、他の部位では、損傷の進展傾向はおおむね再現できていた。

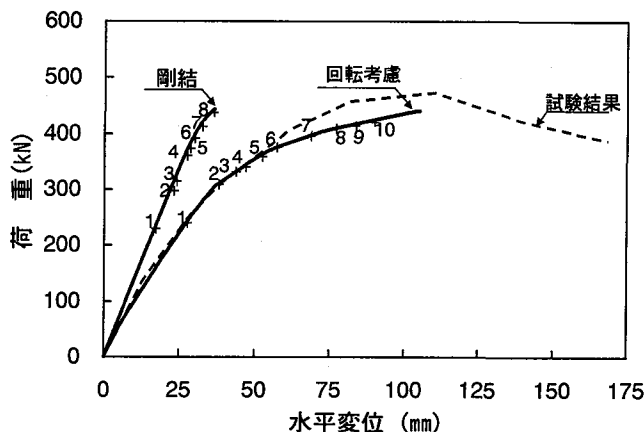
6. まとめ

本研究の結果得られた主要な結論は、以下のとおりである。

- (1) 栈橋の鋼管杭が最初に降伏した時点における水平変位の3～4倍程度の変位が生じても、栈橋の耐力は大きく低下せず、この範囲では優れた構造性能を有していた。したがって、耐震設計における指標である許容塑性率として3～4程度の値を設定できる。
- (2) 鋼管杭の杭頭とRC上部工の接合部の回転により、剛結を仮定した場合に比べて40%程度水平変位が増大した。剛結を仮定して行う構造解析は、大規模地震時での終局限界の検討においては注意を要する。
- (3) 非線形解析により栈橋の耐震性を検討する際には、杭頭接合部のモデル化が重要であるが、今回提案した方法により荷重－変位関係を精度良く計算することができた。

本研究の結果、杭頭部の結合ディテールが栈橋耐震性能に与える影響が大きいことが確認されたので、今後杭頭部の結合状況についてより詳細な試験を行う予定にしている。また、これを含めて栈橋の挙動をより精緻に再現できるモデルを検討していきたい。

載荷試験の実施および解析の実施にあたっては、前構造強度研究室研修生の竹鼻直人氏(神戸製鋼)、同研修生



剛結モデル	回転考慮モデル
1: コンクリートひび割れ	1: コンクリートひび割れ
2: C杭頭部座屈	2: C杭頭部座屈
3: B杭頭部座屈	3: A杭基部降伏・座屈
4: A杭頭部座屈・降伏 およびB杭頭部降伏	4: B杭基部座屈
5: A杭基部降伏	5: B杭頭部座屈および C杭基部座屈
6: C杭頭部降伏および A杭, B杭基部座屈	6: B杭基部降伏
7: C杭基部座屈	7: A杭頭部降伏・座屈
8: B杭基部降伏	8: B杭頭部降伏
	9: C杭基部降伏
	10: C杭頭部降伏

注) 降伏は引張降伏の意

図-20 荷重－変位関係の解析結果

の秋山哲治氏(若築建設)および鋼管杭協会の各位にご協力をいただきましたことに感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 南兼一郎, 高橋邦夫, 横田弘, 園山哲夫, 川端規之, 関口宏二: 神戸港T栈橋の地震被害状況と静的および動的解析, 基礎工, Vol.25, No.9, pp.112-119, 1997
- 2) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1989
- 3) 横田弘, 高橋邦夫, 南兼一郎, 川端規之, 原田典佳: 地震時における鋼管杭式栈橋の破壊メカニズムに関する解析的研究, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.279-282, 1998
- 4) 稲富隆昌, 高木保志, 風間基樹: 鋼直杭式栈橋の地震観測と動的解析, 港湾技研資料, No.615, 1988
- 5) 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
- 6) 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-B265, pp.530-531, 1998
- 7) 木村嘉富ほか: 杭基礎の変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1597-1606, 1998

(1998年9月18日受付)