

鋼管杭式棧橋の終局限界における構造性能と弾塑性解析法の適用性

Ultimate structural performance of wharves supported on steel pipe pile system
and applicability of elasto-plastic analysis

横田 弘*, 山田昌郎**, 川崎 進***, 菅原 亮****, Hazem El-Bakry*****

Hiroshi Yokota, Masao Yamada, Susumu Kawasaki, Ryo Sugawara, and Hazem El-Bakry

- * 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)
 ** 工修 運輸省港湾技術研究所構造部主任研究官 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)
 *** 前 運輸省港湾技術研究所研修生 (現 名村造船所鉄構事業部, 〒848-0121 佐賀県伊万里市黒川町)
 **** 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)

This study deals with the structural performance of wharves supported on steel pipe pile system at their ultimate stages. Cyclic loading tests with approximately 1/4 scaled models of wharves have been carried out to investigate the ultimate load bearing capacity, horizontal displacement, and the mode of failure with its process. The steel pipe piles used had a thickness/diameter ratio similar to actual ratios. One of the models was tested under constant vertical loading to simulate the actual action to a wharf. Ductility factors of the models were about 3 to 4, which were no less than the previous results. The effect of the constant vertical loading appeared only after the peak of horizontal loads. Displacements at the maximum loads and ductility factors of the models could be predicted with a newly developed elasto-plastic analytical method setting rigid, elastic, and plastic regions in the structural members.

Key Words: steel pipe pile, wharf, ultimate state, loading test, elasto-plastic analysis

1. まえがき

鋼管杭式棧橋は、係船岸の一構造形式で、我が国で広く用いられている。その主要部分は、鋼管杭とコンクリート上部工である。杭と上部工の接合部、および杭の仮想固定点以深の地盤への埋込部は、完全剛結と仮定して構造設計されることが多い。したがって、棧橋全体としては、高次の不静定構造である。このため局部的な降伏や座屈が生じて、断面力の再分配が生じてさらに大きな荷重に抵抗できる。こうした構造物には、終局状態に至るまでの構造性能を考慮した設計法の適用が合理的である。

そこで、前報¹⁾では、鋼管杭式棧橋の模型載荷実験と非線形有限要素解析を行った結果を報告した。そこでは、①鋼管杭式棧橋の許容塑性率は、3~4としてよい、②杭と上部工の接合部を剛結と仮定した解析結果は、実験結果と比べて約40%大きい上部工の水平変位を与えた、などの結論を得た。

ただし、そこで使用した鋼管杭は、肉厚5.8mm、直径267.4mmであり、実際の棧橋に使われている平均的な鋼管杭の諸元に比較して肉厚/直径比が若干大きかった。そのため、鋼管杭の強度が相対的に高く、コンクリート上部工に損傷が集中する傾向があり、実際の棧橋の損傷形態を適切に再現できていなかった可能性がある。そこで、今回は、肉厚4mmの鋼管杭を使用した場合の載荷実験を行い、肉厚/直径比を平均的な構造諸元の棧橋で実際に使用されているものに適合させて検討を行った。

また、前報の実験では、棧橋の鉛直荷重を模擬して杭に導入した軸力が、最大耐力以降大きく減少していた。しかし、実際の棧橋では終局時まで鉛直荷重はほぼ一定である。そこで、載荷実験終了まで軸力を一定値に保持する条件での実験を追加して行った。これらの追加実験と、前報での結果と合わせて棧橋の終局限界時における構造性能を考察した。

さらに、解析的なアプローチとして、前報において汎用有限要素解析プログラムSOLVIAを用いて非線形解析

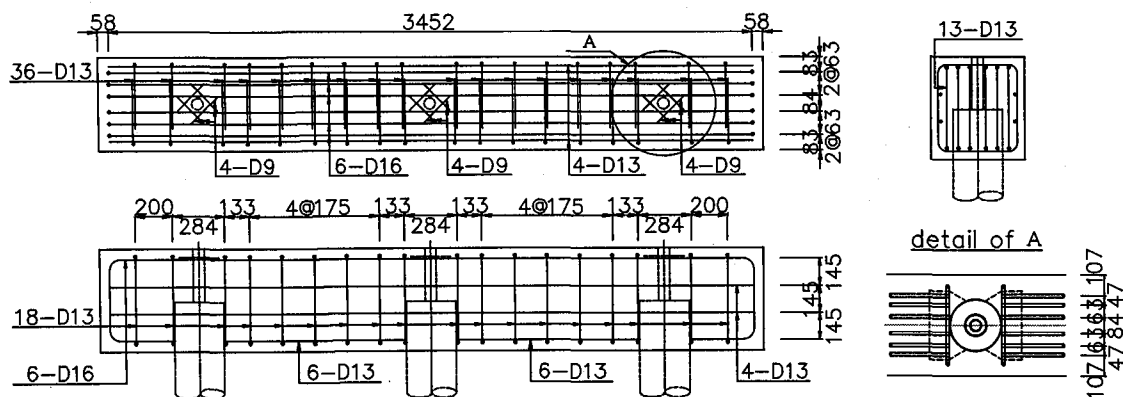


図-2 RCはりの配筋状況および杭頭接合部の詳細

を行い、杭と上部工の回転剛性の適切な設定が課題であることを報告した。この手法は、より詳細に栈橋の非線形挙動を追跡できるものの、実際の設計実務に用いるにはモデル化の手法や構成則の設定が煩雑である。そこで、1999年4月に改訂された「港湾の施設の技術上の基準²⁾」では、より簡便な解析方法として、Pushover解析に基づく弾塑性解析法を耐震性能照査法として取り上げている。これは、鋼管杭と周辺地盤に非線形性を考慮するとともに、上部工に剛域と塑性域を設定し、栈橋の荷重と水平変位との関係を求める方法である。本論文では、この手法の計算結果の妥当性を、載荷実験結果との比較により検討した。

2. 載荷実験の概要

2.1 試験体

図-1に、試験体の形状・寸法を示す。試験体は、栈橋の法線直角方向の杭1列分をモデル化したものであり、縮尺は実物の約1/4とした。前報では、杭2本を有する試験体2体(No.1, No.2)と杭3本の試験体1体(No.3)の載荷実験を行ったが、今回は、杭3本の試験体2体(No.4およびNo.5)を新たに製作した。

鋼管杭には、鋼種STK400、外径267.4mmのものを使用した。鋼管杭の肉厚は、前報のNo.1～No.3では5.8mm、今回製作したNo.4とNo.5では4.0mmである。No.1～No.3の鋼管杭は、一般に容易に入手可能なものの中から選定したため、実際の栈橋に使われている鋼管杭に比較して、肉厚/直径比が若干大きかった。一方、No.4とNo.5の鋼管杭の肉厚/直径比は、実際に使用されている平均的諸元の栈橋に使用されているものと適合している。なお、鋼管の実降伏強度は、引張試験の結果、315N/mm²であった。

図-2に、コンクリート上部工に相当するRCはりの配筋状況および杭頭接合部の詳細を示す。鉄筋量および杭頭接合部の状況に関しても、実際の栈橋のそれらをできるだけ再現するように試験体の設計・製作を行った。引張

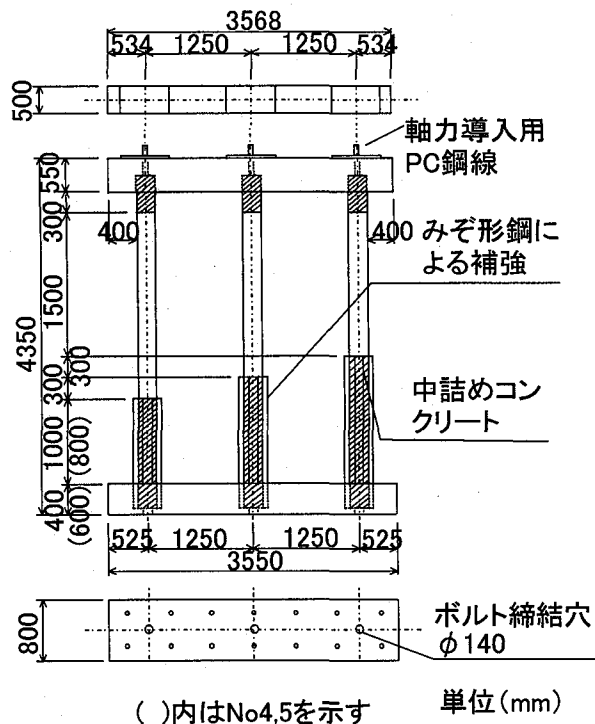


図-1 試験体の形状・寸法

試験により得られた鉄筋の降伏強度は、369N/mm²であった。

使用したコンクリートについては、試験体製作時にφ10cm×20cmの円柱供試体を別途製作し、載荷実験に合わせて圧縮強度試験を行った。その結果、圧縮強度は29.7N/mm²であった。

2.2 載荷方法

載荷方法は、前報の方法と同様とした。すなわち、試験体の下部コンクリートブロックを反力壁に固定し、RCはり部分に押し引き両動油圧ジャッキで水平荷重を静的に正負交番載荷した。ジャッキの押し側を正(+), 引き側を負(-)とし、初めに押し側から載荷を開始した。ここで、

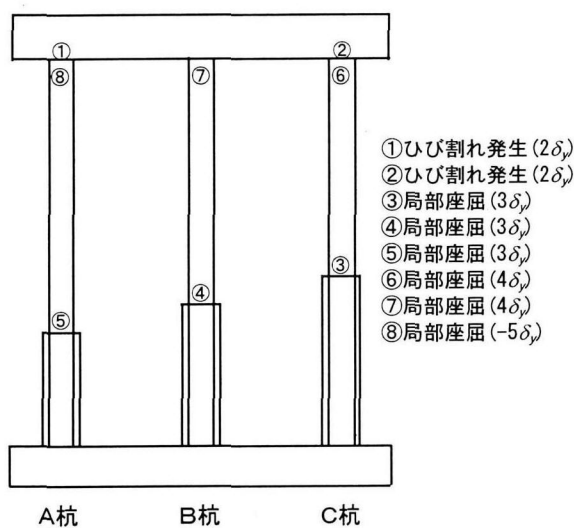


図-3 No.4の損傷進行過程

押し側とは、図-1で紙面の左側から右側の方向となり、引き側はこの逆方向である。鋼管ひずみの測定値が最初に引張試験から得られた実降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位 δ_y とみなし、 δ_y をその後の変位振幅の設定に用いた。 δ_y の設定においては、今回の厳密な定義とは異なり、例えば杭頭の降伏というように降伏の場所を限定して整理することも考えられる。実際の栈橋では、杭頭でまず降伏が生じる場合が多いので、後者の方が合理的であると考えられる。しかし、今回の载荷実験では、基部の拘束の度合いが実際の栈橋に比べて大きいこともあり、場所を限定せずに整理を試みた。変位 $0 \rightarrow \delta_y \rightarrow -\delta_y \rightarrow 0$ の载荷を3回繰り返したあと、 $0 \rightarrow 2\delta_y \rightarrow -2\delta_y \rightarrow 0$ を3回繰り返した、その後同様に $\pm 3\delta_y$ 、 $\pm 4\delta_y$ と変位振幅を増加させて、原則として3回ずつ繰り返し载荷した。

上述の载荷前に、栈橋の上部工の自重と上载荷重を模擬するために、鋼管内にPC鋼線を通し、これをセンターホールジャッキにて緊張することで初期軸力を導入した。初期軸力は、鋼管1本当たり200kNとした。前報の試験体No.1～No.3および今回の試験体No.4では、破壊の進行に伴う軸力の減少を修正しなかったため、徐々に軸力が低下し、特に最大荷重以降に大きな低下が見られた。そのため、試験体No.5では実際の栈橋により近い状況とし、軸力を荷重計により常時モニタし、手動にてセンターホールジャッキを微調整することにより、鋼管1本当たり200kNの軸力を常に保持するように努めた。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊の進行状況

(1) 試験体No. 4

試験体No.4の損傷進行過程を図-3に示す。変位 $2\delta_y$ 、荷重216kNにおいて、RCはりA杭の接合部周囲にひび割れが発生した。変位 $-2\delta_y$ 、荷重196kNにおいて、RCはり

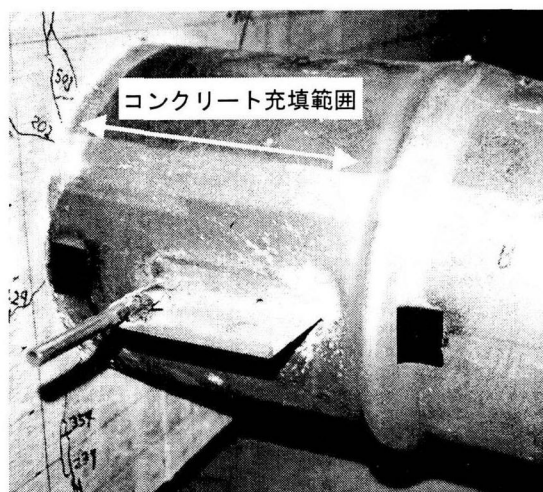


写真-1 杭頭部近傍における座屈状況

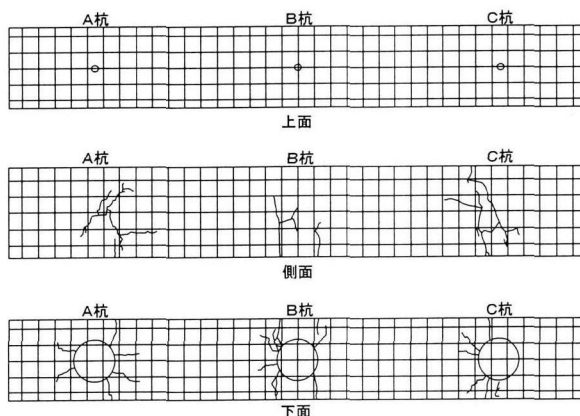


図-4 No.4のRCはりの終局時のひび割れ発生状況

C杭の接合部周囲にひび割れが発生した。ひび割れは繰返し载荷により進展したが、鋼管杭が埋め込まれた位置の近傍のみで見られ、広範囲に発生することはなかった。変位 $3\delta_y$ 、荷重235kNにおいて、C杭基部断面が膨らみ始め局部座屈が見られた。その後B杭およびA杭においても基部断面において局部座屈が見られた。 $4\delta_y$ では、B杭とC杭の頭部断面(充填コンクリート下端位置)において局部座屈が見られた。 $\pm 4\delta_y$ の3サイクル目の正荷重においてC杭の座屈が著しくなった。このため $\pm 5\delta_y$ 以降は1サイクルのみの载荷とした。 $5\delta_y$ ではすでに荷重の増加は見られず、変位だけが增加する傾向にあった。 $-5\delta_y$ はA杭頭部断面においても局部座屈が見られた。これらの各鋼管断面に生じた局部座屈は、後述するように、繰返し荷重の影響でより顕著に盛り上がるようになり、写真-1に示すように、最終的にいわゆる象の足形状になった。

$6\delta_y$ 以降は、正方向に変位を10mmずつ増加させて、変位200mm、荷重157kNまで载荷を行った。最終段階では、3本の杭とも著しく座屈して折れ曲がり、杭基部付近では、座屈した鋼管が補強用のみぞ形鋼に食い込むような形と

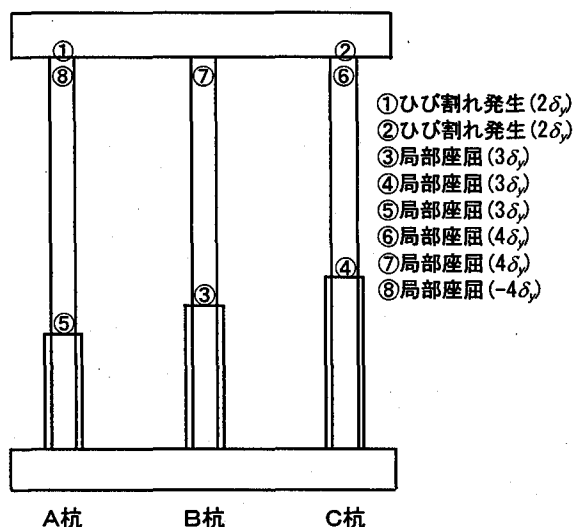


図-5 No.5の損傷進行過程

なった。変位200mm付近では水平荷重に大きな変化はなく、水平変位のみ増加する傾向にあった。このときすでに軸力は0に低下していた。

試験体No.4のRCはりにおける終局時のひび割れ発生状況を図-4に示す。終局時にかぶりコンクリートの剥落や主鉄筋のはらみ出しが生じた前報の試験体No.3と比較して、No.4ではRCはりの損傷ははるかに少なかった。この理由として、No.4では鋼管の肉厚を薄くし、鋼管の剛性を低下させたために、鋼管に損傷がより集中することとなり、RCはりの荷重分担が小さくなったものと思われる。

このことより、通常の構造諸元と配筋を有する栈橋では、RC上部工の損傷は軽微であることが推測され、主に鋼管杭に損傷に着目した構造性能の検討を行っていけば良いことが示唆される。

(2) 試験体No.5

試験体No.5の損傷進行過程を図-5に示す。B杭がC杭よりも先に座屈した点と、A杭頭部の座屈が $-4\delta_p$ で生じた点以外は、No.5の損傷過程はNo.4とほぼ同様であった。ただし、No.4も含めてB杭とC杭の座屈の発生時期は近接しており、この順序の違いは偶発的なものである可能性が高いと思われる。また、RCはりの終局時のひび割れ状況は、No.4とほとんど同じ程度であった。

3.2 荷重変位関係

図-6に、水平荷重とRCはりの水平変位との関係を示す。No.4の降伏変位 δ_y は、荷重137kNでC杭基部断面のひずみが降伏ひずみに達した際の変位16.2mmであった。引き載荷では、荷重-147kNでB杭頭部断面のひずみが降伏ひずみに達し、その際の変位は-14.6mmであった。 $\pm 2\delta_y$ までは、荷重変位関係は3サイクルともほぼ同じ軌跡を示した。 $\pm 3\delta_y$ の1サイクル目に荷重が最大になり、2サイクル目から徐々に荷重が低下した。変位 $6\delta_y$ 時の荷重は、最大荷重

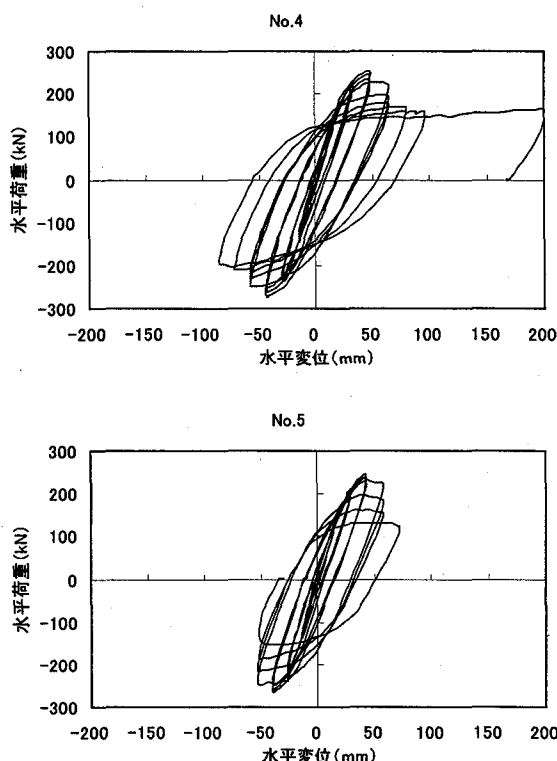


図-6 水平荷重とRCはりの水平変位との関係

の6割程度に減少した。前報のNo.3と比較すると、鋼管の厚さが5.8mmから4mmに低減したことによって最大荷重、最大荷重時の変位ともに約1/2となった。

No.5の δ_y は、荷重127kNでB杭基部断面において降伏に至った際の変位14.4mmであった。引き載荷では、荷重-137kNでA杭基部断面で降伏に至り、その際の変位は-13.4mmであった。荷重変位関係は、 $\pm 3\delta_y$ まではNo.4とほぼ同じ軌跡を示した。 $\pm 4\delta_y$ では、繰り返しの荷重低下が著しかった。

No.4とNo.5を比較すると、水平荷重のピークである $\pm 3\delta_y$ まではほとんど同様の挙動を示した。この理由としては、No.4での軸力の低下が荷重のピークを過ぎてから著しく、それまでは軸力が概ね保持されていたためである。 $4\delta_y$ 以降、No.5では軸力が鋼管を押しつぶすように座屈を増進させ、剛性の低下した座屈部分が塑性ヒンジとなり荷重が低下した。このためNo.5では荷重の低下が特に顕著に現れた。

このように、No.5では、 $5\delta_y$ において水平荷重が著しく低下して軸力保持が困難となったとともに、No.4と比較して最大荷重以降の荷重低下が著しかった。これは、軸力を初期値に保持したために、鋼管杭の座屈がより進んだためであると思われる。しかし、軸力保持は、最大荷重到達以降の構造性能により大きく影響し、それ以前では比較的影響の度合いは少なかった。このことより、軸力を十分に保持しなかった場合の最大荷重以前の実験結果を軸力が保持された場合の結果とほぼ同様に取り扱い

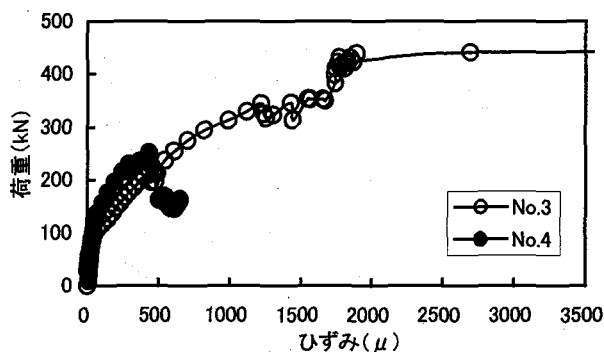


図-7 No.4のRCはりの主鉄筋ひずみと荷重の関係

って良いことが確認された。

3.3 RCはりの鉄筋ひずみ

図-7に、No.4のRCはりにおける荷重と主鉄筋ひずみの関係の包絡線を前報のNo.3の結果とあわせて示す。図-2に示したように、主鉄筋はA杭に溶接した鋼板に溶接されて定着されているが、この溶接部のできるだけ近傍に貼付したひずみゲージによりひずみを測定した結果を同図では示している。No.3では $\pm 3\delta_y$ の1サイクル目、荷重430kN付近で降伏に至った。一方、No.4では終局状態に至っても、RCはりの主鉄筋は降伏に至らなかった。No.4では、前述のように、終局時に鋼管杭の座屈が進行し、構造全体系の耐荷力が失われていった。このように、鋼管杭の肉厚と直径との比の違い、言い換えればRCと杭の剛性比によって、ひび割れ発生状況にも現れたように、終局状態での挙動が明らかに異なっていた。

3.4 曲げモーメントと曲率の関係

図-8に、杭頭部付近での鋼管杭の曲げモーメントと曲率の関係を示す。上図はNo.4のA杭、下図はNo.5のA杭を示している(杭の名称は図-3による)。曲げモーメントは、水平荷重とアーム長の積で求め、曲率は杭頭部断面でのひずみの測定値から求めた。

降伏時のモーメント M_y と最大荷重時のモーメント M_{pmax} との比 M_{pmax}/M_y は、No.4のA杭では1.93、No.5のA杭では1.98となり、ほぼ同様の結果が得られた。降伏時の曲率 ϕ_y と最大荷重時の曲率 ϕ_{pmax} との比 ϕ_{pmax}/ϕ_y は、No.4では4.30、No.5では7.62となった。No.4では変位 $-1\delta_y$ でB杭頭部が降伏したが、No.5では $\pm 1\delta_y$ では杭頭部断面は降伏しなかったため、No.5では ϕ_{pmax}/ϕ_y がNo.4と比べて大きな値となった。

栈橋のような不静定構造においては、技術上の基準²⁾で示されている水平変位による塑性率よりも、曲率による塑性率の方が耐震性能照査では合理的な指標となり得る。今回の実験では、ケース数も限られていることや、

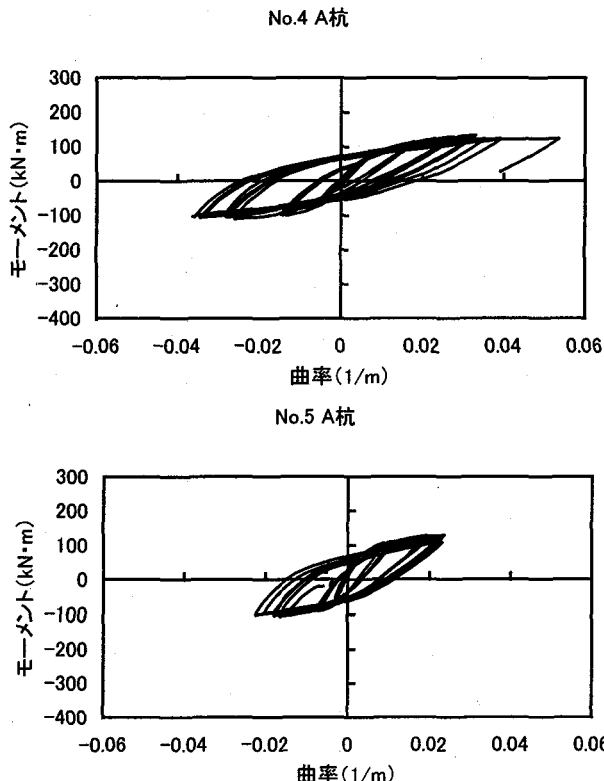


図-8 鋼管杭のモーメントと曲率の関係

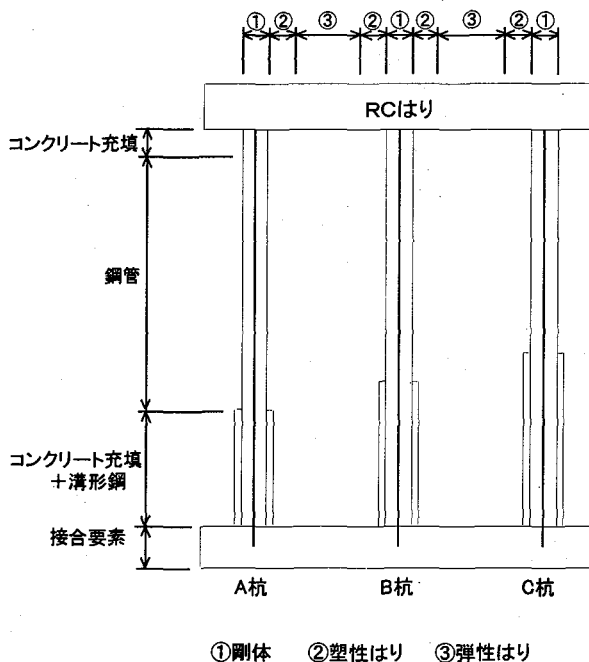


図-9 解析モデル

塑性ヒンジ長の設定方法などにも検討の余地が残されており、曲率による許容塑性率の許容値を提案するには至らなかった。今後同種の実験結果や解析結果を蓄積し、塑性ヒンジ長の設定も含めた曲率の算定方法について検討を続けていきたい。

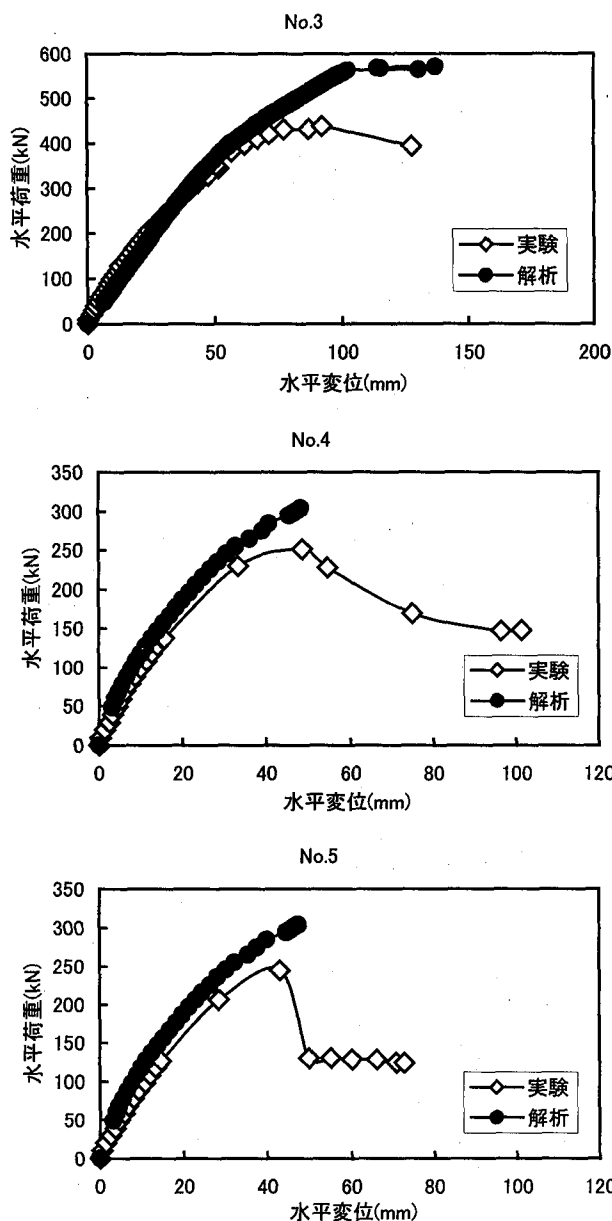


図-14 荷重変位関係の解析結果と実験結果

なお、本解析プログラムは実際の栈橋を対象として開発したものであり、実験で採用したような完全固定の状態を基部(地中部)に設定することができない。そこで本解析では、図-9において接合要素と記載している箇所は、解析上は地中に埋設されていることになるため、十分に大きなばね定数を有するばね要素を与え、固定条件を再現した。

4.2 解析結果

(1) 損傷過程

No.4およびNo.5での損傷進行過程の解析結果を図-13に示す。No.4では荷重147kNでC杭頭部断面において降伏に至り、その際の変位は13.9mmであった。荷重196kNにおいてC杭の頭部断面付近で最初の杭頭全塑性に至った。

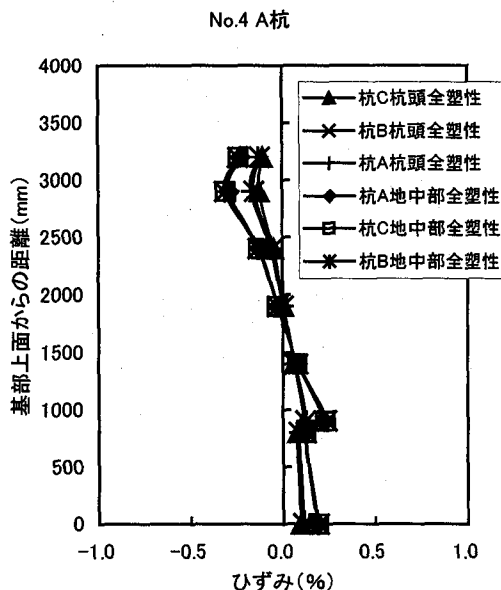


図-15 No.4のA杭におけるひずみの解析結果

その後、B杭およびA杭の頭部において、順に全塑性に至った。その際の荷重はB杭では216kN、A杭では225kNであった。構造全体系の弾性限界荷重(荷重変位曲線に顕著な折れ点が現れた荷重)は225kNで、その際の変位は26.7mmであった。次に、荷重294kNにおいてA杭の基部断面付近で最初の基部全塑性に至った。その後、C杭およびB杭の基部において、順に全塑性に至った。その際の荷重はC杭では301kN、B杭では304kNであった。

No.5では荷重137kNでC杭頭部断面において降伏に至り、その際の変位は12.3mmであった。弾性限界荷重は225kNで、その際の変位は26.2mmであった。その他の解析結果は、No.4と同一であった。

No.4の実験結果では、C杭基部断面において最初に縁部降伏し、C杭→B杭→A杭の順で基部断面の座屈、C杭→B杭→A杭の順で頭部断面の座屈という損傷過程を経て終局に至った。No.5の実験結果では、B杭基部断面において最初に縁部降伏し、B杭→C杭→A杭の順で基部断面の座屈、C杭→B杭→A杭の順で頭部断面の座屈という損傷過程を経て終局に至った。

このように実験では基部での損傷が先行し、杭頭部に移行する形が見られたのに対し、解析では杭頭部での損傷が先行し、基部に移行する形となった。これは、基部における拘束条件の相違によるものと考えられる。

(2) 荷重変位関係

図-14に、水平荷重とRCはりの水平変位との関係を示す。図中での実験値は荷重変位関係の包絡線を示している。No.3における解析結果の初期勾配は実験結果に比べて20%程度小さくなったが、No.4およびNo.5では、逆に30%程度大きくなった。しかし、最大荷重時の変位はよく一致していた。初期勾配に相違が見られた理由は、前

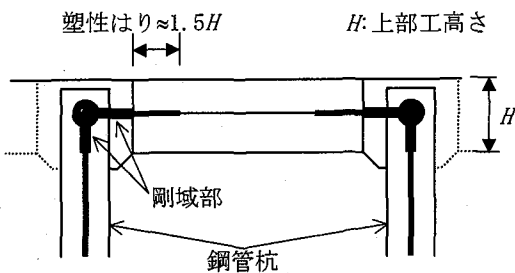


図-10 RCはりとはりとの接合部の解析モデル

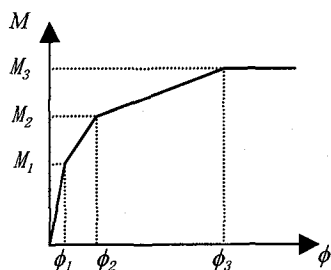


図-11 塑性はりのM-φ関係

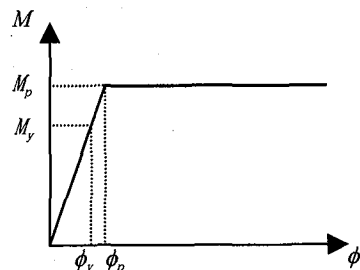


図-12 鋼管杭のM-φ関係

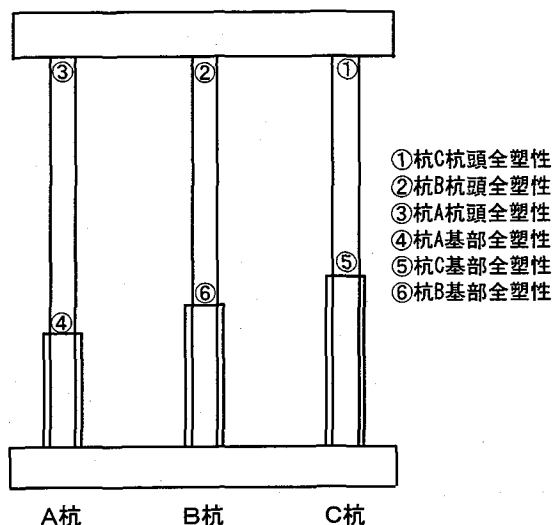


図-13 損傷進行過程の解析結果

4. 弾塑性解析による力学性能の評価

4.1 解析条件

前報で述べたように、杭と上部工の接合部における回転変形は、全体系の変形に大きく影響する。ここで述べる解析では、前述のように、この回転変形を上部工に設定した剛域、弾性域、および塑性域により考慮し、前報で用いた有限要素解析よりも簡便に栈橋の荷重変位関係や損傷過程を求めるもので、栈橋の耐震性能照査手法の1つ²⁾として、解析プログラムが整備されている³⁾。しかし、弾塑性解析法の栈橋への適用性については、これまで検討がなされていないので、今回の実験結果との比較から、計算精度の考察を行う。

図-9に解析モデルを示す。解析では、鋼管杭およびRCはりをそれぞれはり要素に置換した骨組構造にモデル化している。鋼管杭を表すはり要素の長さは、鋼管杭の直径の1/2を標準にした。また、RCはりの塑性部分⁽²⁾の長さは、図-10に示すように、RCはり高さの1.5倍とし、これを3要素に分割した。これは、RC上部工に生じる塑性領域、すなわちひび割れ発生領域の実験結果を若干安全側に評価したもので、これまでの実務解析においても標準的に用いられているものである。また、塑性はりのM-φ関係は、図-11に示すように、ひび割れ発生モーメント(M_1)、鉄筋降伏モーメント(M_2)、および終局モーメント(M_3)を用いて表現した。

また、鋼管杭のM-φ関係は、図-12に示すように、バイリニアモデルとした。実際の鋼管では、圧縮領域では座屈が生じるため、バイリニアとはならず、既報¹⁾で用いたように、最大荷重後にモーメントが低減するような関

係を示す。精緻な検討のためには、このようなモデル化が不可欠である。一方、通常の栈橋における実際の耐震性能照査では、鋼管杭に座屈が生じてもただちに耐力が失われることがなく、塑性ヒンジ化(全塑性状態)を損傷イベントとして取り扱っていることによる。これは、座屈発生は全塑性状態に至る荷重の5%程度小さい荷重で生じる事例が多く、実務上は全塑性状態を終局状態と考えても大差ないこと、などの理由による。したがって、この手法の妥当性を考察するために、ここではこの考え方を踏襲し、バイリニアモデルとした。

鋼管杭の杭頭部付近のコンクリート充填部は、コンクリートの剛性を1/2だけ有効とし、等価なヤング率を計算し入力した。みぞ形鋼による補強は、コンクリート充填部の剛性にみぞ形鋼の剛性を追加して考慮した。コンクリートおよび鋼材の材料特性には材料試験の結果を使用した。荷重はRCはりの位置に水平方向の漸増荷重として与えた。また、鉛直荷重については、実験で得られたような変動を解析では考慮できないため、No.5以外の場合でも一定荷重としている。したがって、No.4とNo.5に対しては、コンクリートの強度特性以外に解析上の差異はない。

述のように、基部での拘束条件を解析では正確に表現できなかったことや、コンクリート剛性の評価によるものであると考えられ、No.3では解析上基部の回転の影響がより顕著に現れているものと言える。また、最大荷重は実験値に比べ1.2～1.3倍程度になっていたが、これは局部座屈の発生を考慮しなかったためであると考えられる。また、実験では基部が完全固定されているのに対し、解析では地盤と杭の相互作用により応答が緩和されていることも原因として考えられる。

(3) 鋼管杭のひずみ

試験体No.4のA杭における軸方向ひずみの解析結果を図-15に示す。基部から2000mmの断面でひずみがほぼ0になっている点は、実験結果と一致していた。一方、解析では基部にひずみが発生したが、実験では発生しなかった。これは解析では杭がコンクリートに埋め込まれている構造を完全には表現できなかったためと思われる。

また、座屈発生後、ひずみの実験値は解析結果と一致しなくなった。これは局部座屈による測定点の変形のためと考えられる。

5. 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) 鋼管杭の肉厚／直径比を、実際に使用されているものに適合させた実験においては、RCはりのひび割れ発生が少なく、鋼管に損傷が集中する傾向が見られた。しかし、最大荷重時と降伏時の水平変位の比である塑性率として、前報同様に3～4程度の値が得られた。
- (2) 軸力を一定に保持した実験では、水平荷重が最大値を過ぎてから鋼管の座屈が急速に進行し、荷重が顕著

に低下した。また、最大荷重前では、軸力を厳密に制御しなかった実験とほぼ同様の結果が得られた。

- (3) 今回用いた弾塑性解析による解析結果は、基部の拘束効果や座屈を十分に考慮できていなかったために、荷重変位関係の初期勾配および最大荷重に関して、実験結果と比べて20～30%程度の差異が見られた。しかし、最大荷重時の変位については、解析結果と実験結果はよく一致していた。これらのことより、栈橋の実際の耐震性能照査において、本手法を用いて保有耐力の照査を行うことは、おおむね問題ないものと言える。

謝辞

本研究は運輸省港湾技術研究所と鋼管杭協会との共同研究の一環として実施したものである。載荷実験の実施にあたり、川端規之氏、原田典佳氏をはじめ、鋼管杭協会技術委員各位の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) 横田 弘, 川崎 進, 菅原 亮, Hazem El-Bakry, 川端規之: 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, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1527～1536, 1999.3
- 2) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 下巻, pp.731～759, 1999.4
- 3) 横田 弘, 川端規之, 芥川博昭, 黒崎和保, 津嶋敏明, 原田典佳, 矢頭明子: 鋼直杭式栈橋の弾塑性解析による耐震性能照査および簡便照査法の提案, 港湾技研資料, 40p., 1999.9

(1999年9月17日受付)