

10. 鋼杭式港湾構造物の耐震解析

10.1 現状と問題点

鋼杭式港湾構造物の代表的様式である鋼管杭式横棧橋（棧橋と称す）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、一般に耐震性に優れているとされている。事実、棧橋が地震により大規模な被害を受けた事例は皆無で、1995年兵庫県南部地震においてわずかに被災の事例がある[10.1.1]にすぎない。しかし、この被災の主原因は、棧橋自身の動的応答の結果によるものではなく、背後地盤あるいは海底地盤の液状化等の流動現象によるものであったと考えられている[10.1.4]。

棧橋の設計は、その構成材料の許容応力度をベースとする弾性挙動範囲での照査により行われてきた。その際の地震作用の与え方、すなわち設計震度については、重力式構造物の被災状況の逆解析から定められた地域別震度[10.1.8]を基準として用いてきた。しかし、後述するこれまでの棧橋の動的応答解析結果によれば、棧橋の地震応答特性が重力式構造物のそれと異なるため、設計時の想定地震を上回る地震力を受ける可能性が高い。ただし、この設計地震力以上の地震作用が棧橋に入力して構成材料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）、コンクリート上部工の鉄筋降伏などの局所的な損傷イベントを順に経て構造全体系の終局状態に至るため、直ちに構造全体が崩壊するわけではない。これは、棧橋が不静定次数の高い構造物であることによる。さらに棧橋の終局耐力は、鋼管杭と上部工の終局強度および周辺地盤の水平方向および鉛直方向支持力の相互作用で評価される。つまり、棧橋構造全体系の耐震性能をその塑性挙動まで考慮して評価することが、要求性能に応じた断面を合理的に設計することにつながる。

このようなことから、兵庫県南部地震以降、鋼管杭の塑性変形性能を考慮した棧橋の合理的な耐震設計法を確立するための研究が進められてきた。その結果、実構造物における強震観測[10.1.2]、動的応答解析[10.1.12, 10.1.13]、室内模型振動実験[10.1.6]、静的載荷試験[10.1.11]、弾塑性解析[10.1.10]などに基づき、棧橋の新たな耐震性能照査体系が提案され[10.1.9]、港湾施設の技術上の基準[10.1.8]に記述されている。その骨子は、棧橋の動的応答特性に基づいて設計震度を設定する手法（修正震度法）の導入、および棧橋の弾塑性応答性状を適切に評価し、補修可能な程度の局所的な損傷を許容しつつ構造全体系の崩壊に対する安全性を照査する保有耐力法の導入にある。特に、レベル2地震動を想定する場合には、経済的な構造設計の観点からも、地震時保有耐力法の導入がきわめて合理的であると言える。以下、本稿では棧橋の地震時の基本的な応答特性および保有耐力法による耐震性能照査体系の概要について紹介する。

10.1.1 地震時の栈橋の動的応答特性

地震時の栈橋の動的応答特性について、特に設計震度の観点からの検討がなされているので、紹介する。

S港では、1978年6月12日の宮城県沖地震の際、設計震度0.05の重力式（ケーソン式）護岸が地震により海側に変位するなどの被害を受けた。しかし、同様に設計震度0.05とする地震力により断面諸元が決定された、これに隣接する栈橋は無被害であったことが報告されている [10.1.7]。重力式護岸の被害状況からもわかるとおり、実際には設計震度を越える地震力をこの栈橋は受けたにもかかわらず、なぜ被害が生じなかったのでしょうか。

当該栈橋の標準断面図を図10.1.1に示す。栈橋および周辺地盤を図10.1.2に示すようにモデル化して平面2次元地震応答解析 (FLUSH) が行われ、その動的応答特性が検討された。FLUSH [10.1.3]

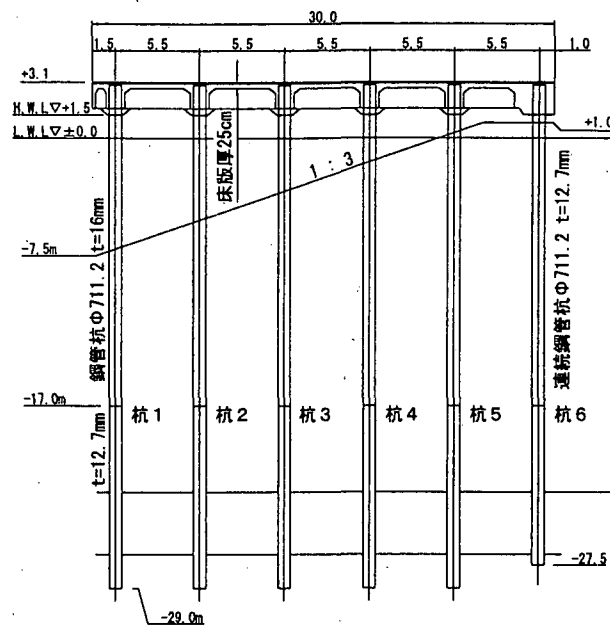


図 10.1.1 S 港栈橋標準断面図

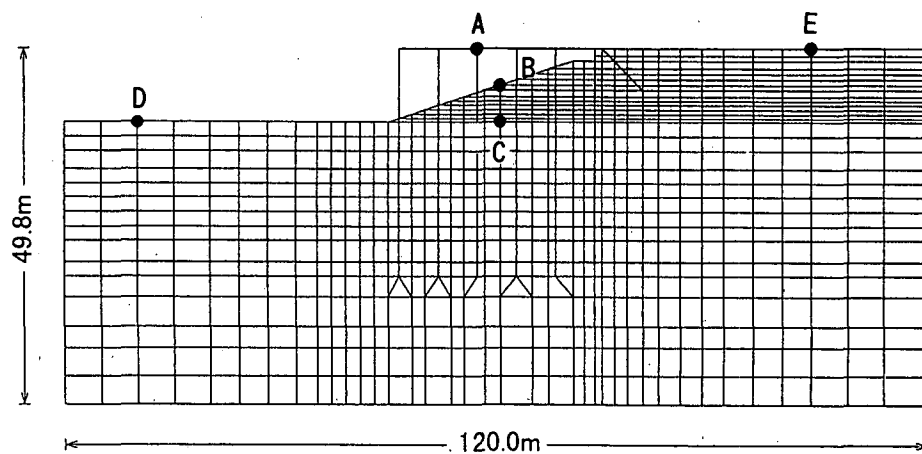


図 10.1.2 有限要素分割図

は、2次元解析プログラムであるので、3次元構造である実際の栈橋の解析を厳密に行うことができないが、強震観測結果 [10.1.2] や模型振動実験結果 [10.1.6] との比較検討などを通して、通常レベルの地震では、おおむね解析の妥当性が確認されている。地盤と栈橋の2次元動的相互作用解析では、解析地盤幅と解析栈橋幅の相対的なバランスが重要となる。振動が地盤から杭に伝達するひずみの影響範囲や、栈橋の振動が杭から地盤中に伝達されるひずみの影響範囲は、現状では一律に規定することは難しい。そのため、地盤の栈橋の杭に及ぼす影響の幅が杭径程度であると考える解析が進められた。

解析の方法について紹介する。解析においては、地盤の非線形性を考慮し、土の応力-ひずみ関係を等価線形化手法によって表現されている。地盤の左右側方境界は、構造物からの波動を地盤の境界で吸収し、構造物からの波動が計算結果に複雑な影響を及ぼさないようにするために、

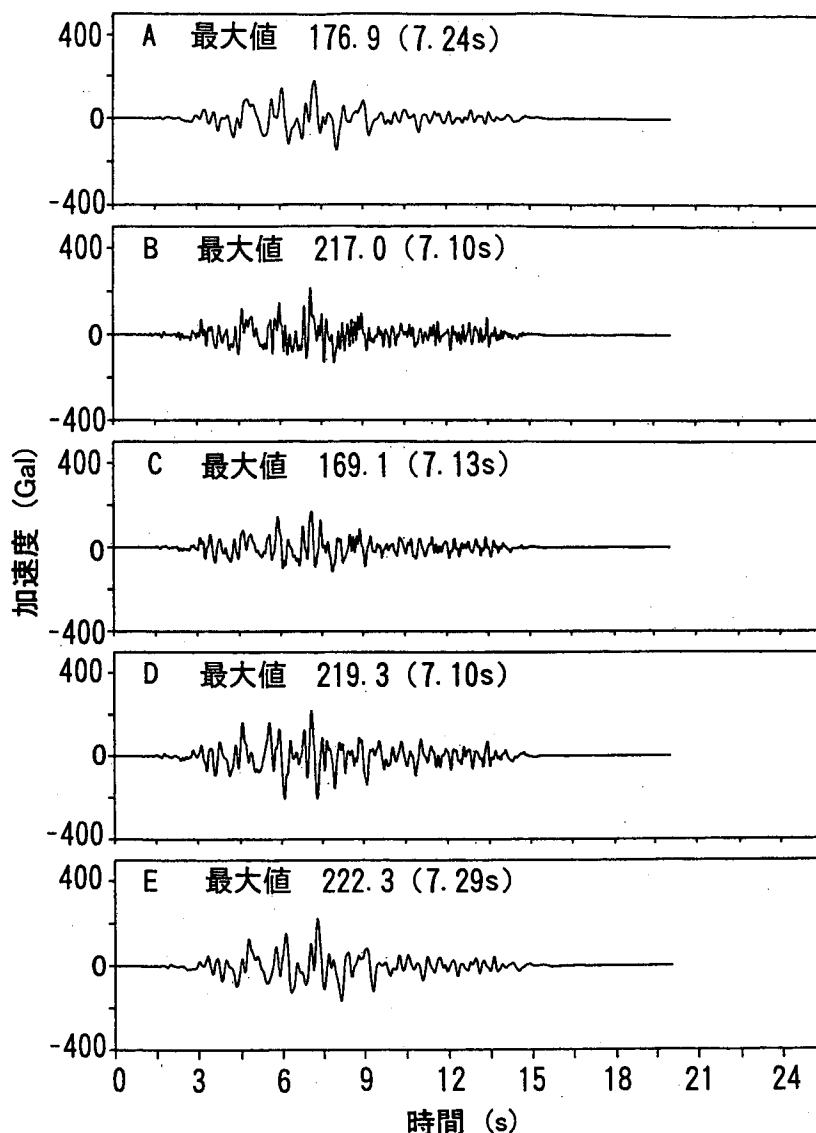


図 10.1.3 応答加速度の時刻歴

エネルギー伝達境界が用いられた。また、基盤面下では地盤が無限の剛性を有していると仮定するために、底面粘性境界が用いられた。栈橋の上部工および杭は弾性体として取扱い、はり要素でモデル化された。なお、はり要素と地盤要素が接する箇所の節点は共有している。入力地震波は、S港で基盤入力波が観測されていなかったため、比較的近郊のO港で観測された基盤波（2E）が用いられた。最大基盤加速度は161.2Galである。なお、栈橋の固有周期は0.41sであると推定される。

図10.1.2で示したA～Eの各位置での応答加速度の時刻歴を図10.1.3に示す。この地震の際に、S港の地表面で観測された最大加速度は、E-W成分が288Gal、N-S成分が299Galであった。この加速度は、背後地表面（E点）での解析結果の最大値である222.3Galよりも若干大きかったが、解析における入力地震動としての適用性はおおむね妥当であると判断された。

各杭頭における最大曲げモーメントの解析結果と設計計算による曲げモーメントとの比較を表10.1.1に示す。表中の「水平震度0.1相当」は、水平震度を0.1とした場合に、栈橋をラーメンモデルと仮定して求められる杭頭曲げモーメントの計算値である。この値を用いて得られた水平換算震度（曲げモーメント値をそれが発生する外力としての震度に換算した値）も同表に示している。杭1～4の杭頭に設計震度0.13相当の曲げモーメントが計算されていたが、前述のように、設計震度0.05で設計された栈橋には被害が生じなかった。

表10.1.1 各杭の杭頭曲げモーメントと換算震度

杭番号	杭1 (海側)	杭2	杭3	杭4	杭5	杭6 (陸側)
最大曲げモーメント (kN・m)	134.5	139.1	144.0	129.3	93.1	348.3
水平震度0.1相当 (kN・m)	60.0	68.4	79.2	92.4	109.8	746.4
水平換算震度	0.12	0.13	0.13	0.13	0.09	0.05

10.1.2 保有耐力法導入の可能性

10.1.1で述べたように、栈橋には従来の設計震度を越える大きな地震力が作用する可能性があることが示唆された。また、このように設計震度を越える地震動が入力した場合においても、杭の塑性化によるエネルギー吸収などの現象が実際には生じていたことが、被害の生じなかった理由を説明する可能性のひとつとして考えられる。

S港栈橋は設計震度により断面諸量が定められているので、設計震度0.05が作用したときに地震時許容応力度、すなわち降伏応力度にほぼ達するという考え方で設計がなされていた。仮に、エネルギー一定則により杭が許容塑性変位に達したときの保有耐力を、便宜的に許容塑性率を4として試算すると、おおむね0.13程度の水平震度に相当する地震力まで計算上は耐えられることになる。実際の地震時にこのような現象が本当に起きていたのかどうかは、今となっては検証のしようはないが、被害の生じなかった理由としては有望である。また、兵庫県南部地震における栈橋被害の逆解析からも保有耐力法の適合性は検討され、確認されている [10.1.5]。

このように、許容応力度という照査指標を用いるのではなく、部分的に損傷を許容しつつ構造物全体系の崩壊を防止するという保有耐力法の考え方を栈橋の耐震性能評価の一手法として用いることが、目標性能を満足しつつ経済的な施設を建造するために有効であると考えられる。

参考文献

- 10.1.1) 稲富隆昌ほか：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害状況，港湾技研資料，No.857，1997
- 10.1.2) 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.615，1998
- 10.1.3) Lysmer, J. et al：FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, EERU-UCB Report 75-30, University of California, Berkeley, 1975
- 10.1.4) 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
- 10.1.5) 鈴木孝幸，上田 茂，横田 弘，池内智行，石田 誠：鋼管直杭式栈橋の地震時保有耐力法の適合性に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.663～672，2001
- 10.1.6) 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
- 10.1.7) 土田 肇ほか：1978年宮城県沖地震港湾被害報告，港湾技研資料，No.325，1979
- 10.1.8) 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，1999
- 10.1.9) 横田 弘：栈橋の耐震設計法，港湾，Vol.75，No.12，日本港湾協会，pp.46～47，1998
- 10.1.10) 横田 弘，川崎 進，菅原 亮，川端規之：鋼管杭式横栈橋の地震時保有耐力設計法に関する解析的検討，第2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.65～68，1998
- 10.1.11) 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，港湾技術研究所報告，Vol.38，No.2，1999
- 10.1.12) 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
- 10.1.13) 横田 弘，竹鼻直人，南兼一郎，高橋邦夫，川端規之：鋼直杭式栈橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察，港湾技術研究所報告，Vol.37，No.2，pp.75～130，1998

(横田 弘)

10.2 鋼直杭式栈橋の基本的な履歴復元力特性

10.2.1 載荷試験による復元力特性の検討

1) 載荷試験の概要

栈橋が終局時までには保有する構造性能を確認し、水平変位と損傷状態との関係および基本的な履歴復元力特性を把握する目的で静的繰返し載荷試験が行われている [10.2.4, 10.2.5]。その他にも、後述する弾塑性解析手法の妥当性を検証するためのデータを取得することも載荷試験の目的の一つとして挙げられている。

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3ケース (No.3, No.4およびNo.5) の合計5ケースを対象として行われたが、ここでは、No.3とNo.4のケースを中心に紹介する。図10.2.1に試験体の形状および寸法を示す。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上部工の配筋および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いる。

各試験体の基部には、反力壁に固定するために、鉄筋コンクリート (RC) はりを設けている。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、ここでは鋼管杭とRC上部工の複合構造体である栈橋の構造性能の検討が主目的であるので、杭基礎構造を対象として行われている手法 [10.2.2] を参考に、杭頭部および地中部固定端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が行われた。また、設計で用いられる仮想固定点をモデル化するため、仮想固定点より基部側ではみぞ形鋼により補強したとともに、この区間の鋼管杭の内部をコンクリートにより中詰めして補強した。みぞ形鋼の諸元については、杭頭部で杭の破壊が先行するようにあらかじめ実施した線形解析結果に基づいて設定された。

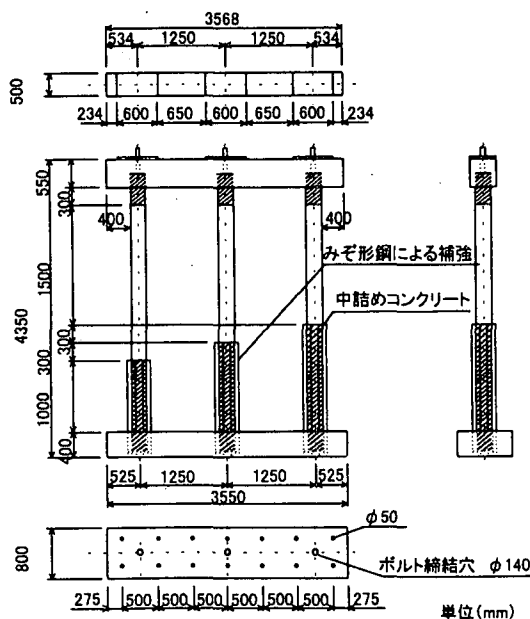


図 10.2.1 試験体の概要・寸法

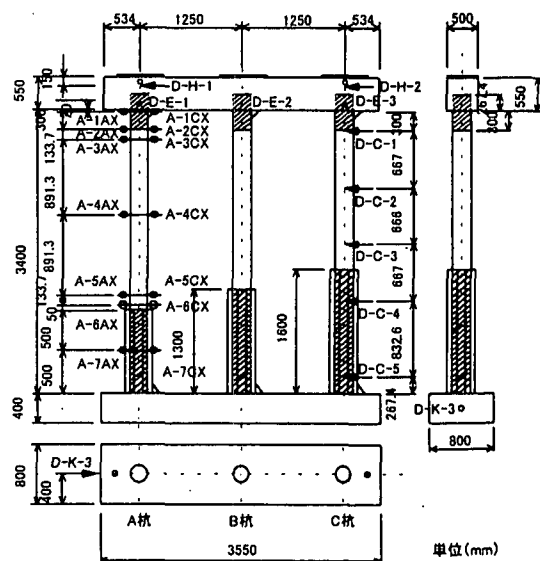


図 10.2.2 変位およびひずみの計測位置

上部のRCはりには、幅500mmおよび高さ550mmである。主鉄筋としてD16を6本ずつ2段に、またせん断補強鉄筋D13を175mmピッチに配筋された。鋼管杭には、鋼種STK400、外径267.4mm、厚さはNo.3では5.8mm、No.4およびNo.5では4.0mmのものが使用された。No.3の鋼管杭は、実際の栈橋に使われている標準的な鋼管杭と比較して、肉厚／直径比が若干大きくなっているが、No.4およびNo.5の鋼管杭の肉厚／直径比は、実際に使用されているものにほぼ合致している。コンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 である。

栈橋の設計では、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、荷重は試験体を寝かせ、水平面内に設置して行われた。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、基部はりを反力壁に固定し、RCはりにはローラ支承に載せ、RCはりとは支承の間にはテフロンシートを挟み、支承と試験体との間の摩擦を低減している。繰返し荷重は、鋼管杭縁部降伏荷重時のRCはりの水平変位 δ_y を基に変位制御で行われた。 δ_y の値は鋼管杭の実降伏強度に基づき決定された。荷重ステップは、 $4\delta_y$ 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が決定された。なお、本稿では、押しは、図10.2.1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、各荷重ステップにおいて、荷重載荷は、押し側から開始された。

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が行われた。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われた。導入軸力は鋼管1本あたりに200kNである。荷重中は、荷重ステップの $3\delta_y$ まではおおむね所定の軸力が保持されていた。しかし、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、No.5を除いて、これを200kNに保持することは行われなかった。

荷重試験中は、図10.2.2に示すように、荷重、変位およびひずみの測定に加え、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、回転角に換算している。なお、同図では煩雑さをさけるために、A杭ではひずみ、C杭では変位の測定点をそれぞれ代表して示している。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、荷重ステップ毎に目視により観察された。

2) 荷重－変位関係と損傷状況

No.3およびNo.4での荷重－水平変位関係を図10.2.3に、終局時のRC上部工はりのひび割れ発生状況を図10.2.4に、および終局に至るまでの損傷進行過程を図10.2.5にそれぞれ示す。No.3では、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。引き荷重の場合、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。No.3の δ_y は、荷重216kN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-206kNでB杭の第1断面が降伏した際の変位-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。 $4\delta_y$ においてB杭およびC杭の第6断面(図10.2.2のA-6AX)で座屈による膨らみが観察された。また、B杭第2断面においても同様の膨らみが見られた。第2断面での座屈は、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。 $5\delta_y$ で、RCはりのひび割れが著しくなった。 $6\delta_y$ 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。6 δ_y の第1サイクルが終了した段階で、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、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。

一方、No.4では、 δ_y 時点でRCはりにひび割れは観測されず、No.3での傾向と異なっていた。この理由として、鋼管の肉厚を薄くし鋼管の剛性を低下させたために、鋼管に損傷が集中することとなり、RCはりにおける荷重の分担があまり大きくなかったためであると思われる。なお、 δ_y は、荷重137kNでC杭第6断面において降伏に至った際の変位16.20mmであった。引き載荷では、同様に荷重-147kNでB杭の第2断面が降伏に至り、その際の変位は-14.60mmであった。2 δ_y の荷重216kNの時、A杭下面および上面でひび割れが発生した。-2 δ_y の荷重196kNの時、C杭下面でひび割れが発生した。 $\pm 2\delta_y$ 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

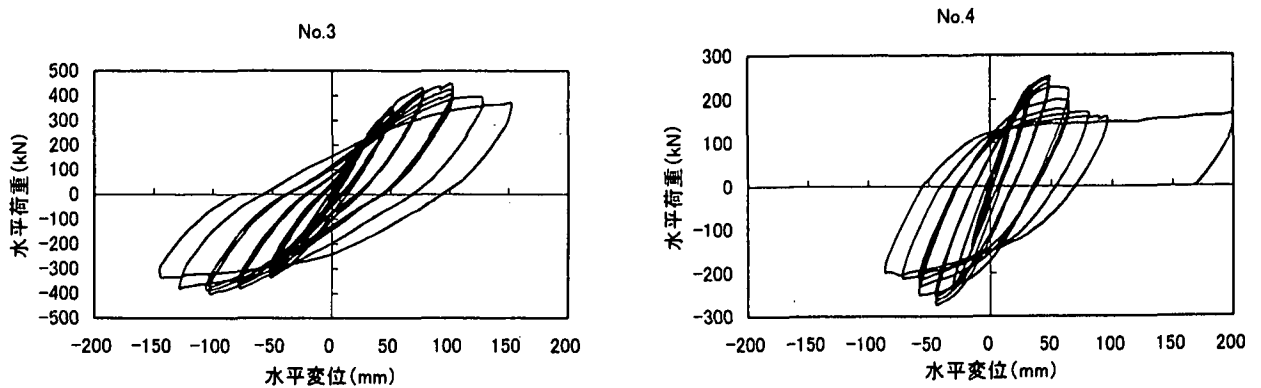
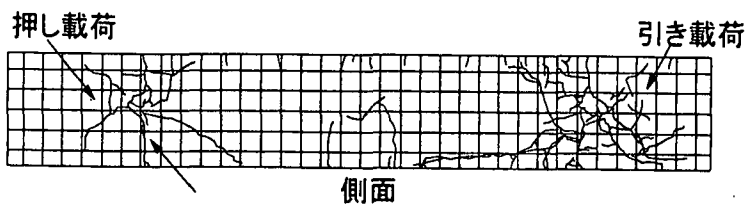
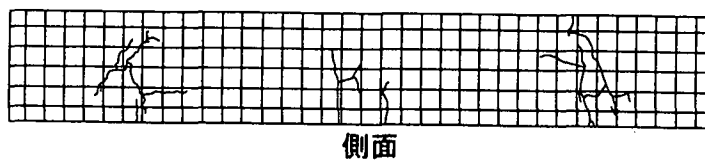


図10.2.3 荷重-水平変位関係

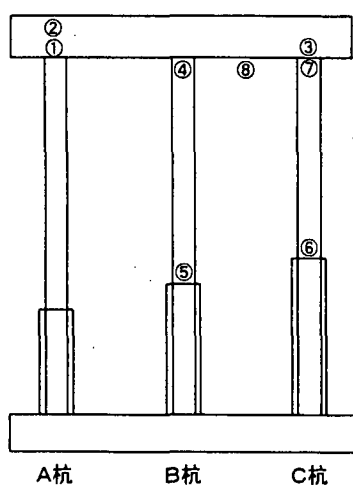


(a) No.3



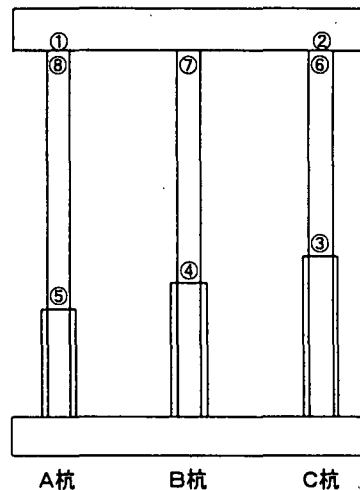
(b) No.4

図10.2.4 終局時におけるRCはりのひび割れ発生状況



- ①ひび割れ発生(1 δ_y)
- ②ひび割れ貫通(2 δ_y)
- ③ひび割れ発生(3 δ_y)
- ④座屈(4 δ_y)
- ⑤座屈(4 δ_y)
- ⑥座屈(4 δ_y)
- ⑦座屈
- ⑧コンクリート剥落(6 δ_y)

(a) No.3



- ①ひび割れ発生(2 δ_y)
- ②ひび割れ発生(2 δ_y)
- ③座屈(3 δ_y)
- ④座屈(3 δ_y)
- ⑤座屈(3 δ_y)
- ⑥座屈(4 δ_y)
- ⑦座屈(4 δ_y)
- ⑧座屈(5 δ_y)

(b) No.4

図10.2.5 損傷イベントの発生過程

たが、ひびわれはサイクル数を重ねる毎に進展した。3 δ_y の荷重235kNの時、C杭第6断面が膨らみ始め座屈が見られた。その後B杭およびA杭においても第6断面において座屈が見られた。-3 δ_y では特に座屈はみられなかった。±3 δ_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、最終的に6 δ_y までに4割程度減少した。逆に、水平変位は2倍程度に増加した。その間、4 δ_y でB杭とC杭の第2断面において座屈が見られた。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ため、5 δ_y 以降は1サイクルのみの载荷が行われた。5 δ_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 δ_y ではA杭第2断面においても座屈が見られた。6 δ_y でも同様の結果となった。6 δ_y 以降は正方向に変位10mmずつ増加させ、最終変位200mm、荷重157kNまで载荷を行った。最終段階では、3つの杭とも著しく座屈して折れ曲がり、みぞ形鋼付近では、座屈した鋼管部分が補強用のみぞ形鋼に食い込むような形となった。変位200mm付近では水平荷重に変化はなく、水平変位のみ増加する傾向にあり、安全性を考慮し载荷を終了した。このときすでに軸力は0に低下していた。

No.3とNo.4を比較すると、鋼管の厚さが5.8mmから4mmに低減したことで最大荷重、最大変位ともに約半分となった。±3 δ_y までは同様の軌跡を示したが、それ以降は板厚の低下により座屈が促進され、荷重および変位量が低下したと考えられる。荷重の低減の程度には多少違いがあるが、荷重のピークは3.5~4.0 δ_y 程度であると考えられる。水平荷重のピークである±3 δ_y までは両者がほとんど同様の挙動を示した理由としては、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。また、4 δ_y 以降では軸力により鋼管が押しつぶされて座屈の進展を加速し、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と考えられる。

このように、载荷試験の結果では、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。また、水平変位での塑性率が3.0~4.0程度までは耐荷力の低下が見られなかったことから考えて、耐震設計の縁部降伏に対する際の許容塑性率の目安として3~4程度としてもよいと言える。

3) 鋼管杭のひずみと接合部での回転

図10.2.6にNo.3のB杭上端部、すなわち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、終局時には回転角が1.5°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) RC上部工鉄筋のひずみ

図10.2.7にNo.3およびNo.4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2本である。No.3では $3\delta_y$ 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り、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。また、No.4では終局状態に至っても、RC上部工の主鉄筋は降伏に至らなかった。終局状態は鋼管杭の杭基部での座屈であり、これにより栈橋構造全体系の耐荷力が失われていったと言える。このように、鋼管杭の肉厚と直径との比を小さくすると、終局状態での挙動が明確に異なっていた。栈橋の耐震設計では、補修・復旧の容易性の観点から、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。

10.2.2 静的非線形解析による復元力特性の評価

1) 解析手法

栈橋の設計法では、杭と上部工を完全剛結であると考えるのが一般的であるが、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により、杭頭部の結合条件の相違による計算結果の影響程度について考察されている。

図10.2.8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、材料試験より得られたそれぞれの材料定数を与えている。杭頭部における回転をモデル化するために、

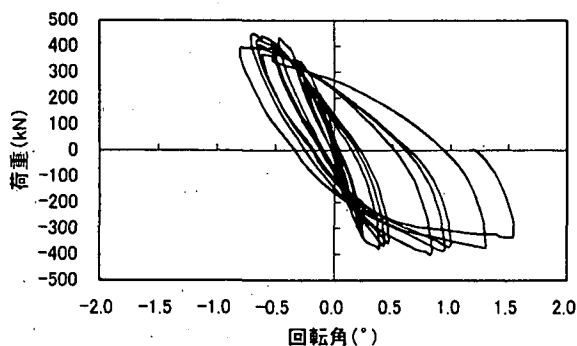


図10.2.6 杭頭接合部における回転角

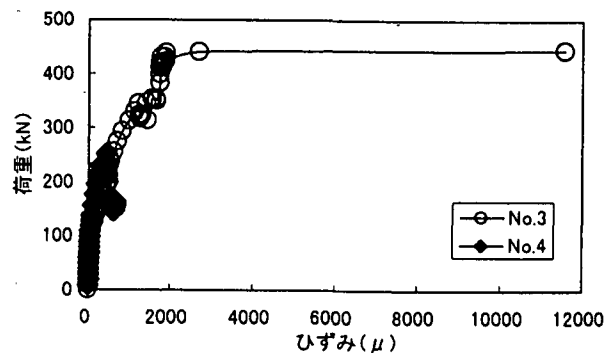


図10.2.7 RCはり主鉄筋のひずみ

接合要素を導入し、この要素で回転変形を表現している。しかし、回転挙動を表す構成則が不明であるので、この検討では試験結果から求まる杭のRCはりへの埋込み部のモーメント-曲率関係を用いて回転変形が表現された。図10.2.9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 を曲率に変換している。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ている。その結果、杭先端近傍におけるモーメントと曲率の関係をバイリニアの直線でモデル化して解析が行われた。

2) 解析結果

No.3およびNo.4について、荷重と水平変位の関係の解析結果を図10.2.10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。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ている。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、結合方法にもよるが、今回のモデル化の妥当性が示されたものと考えられる。No.4においては、最大荷重を高め算定する傾向にあったが、これは、非線形解析においては鋼管杭の局部座屈の影響を考慮することが困難であるため、特に杭厚の小さいNo.4においてこの影響が顕著に現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、35~70%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る。

杭頭結合部における曲げモーメント-回転角関係の汎用的な構成則については今後の課題であるが、3次元的な杭頭結合部の挙動を簡便に2次元的なモデル化で表現する方法も検討されている。

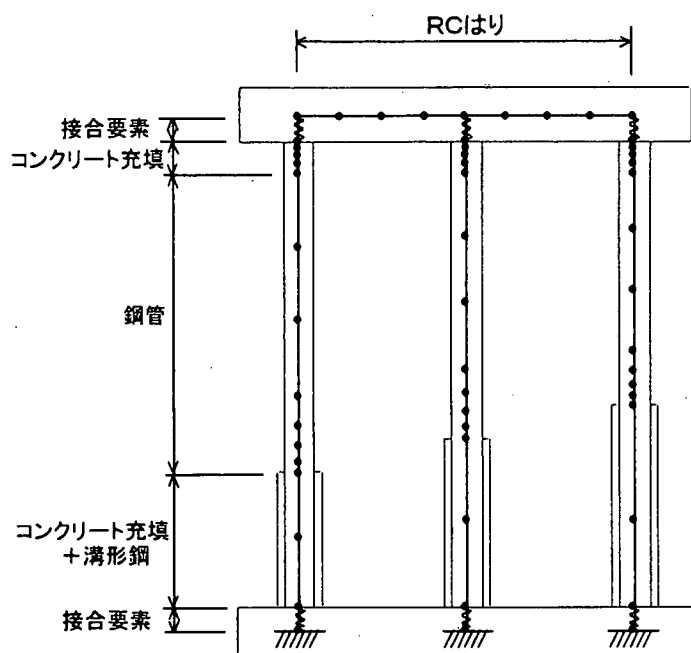


図10.2.8 解析モデル

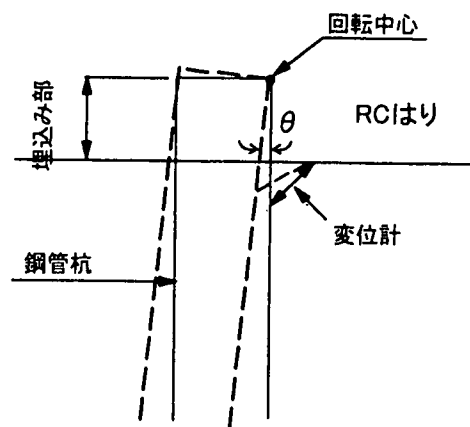
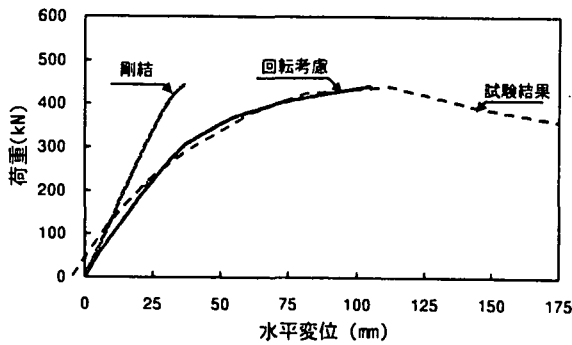
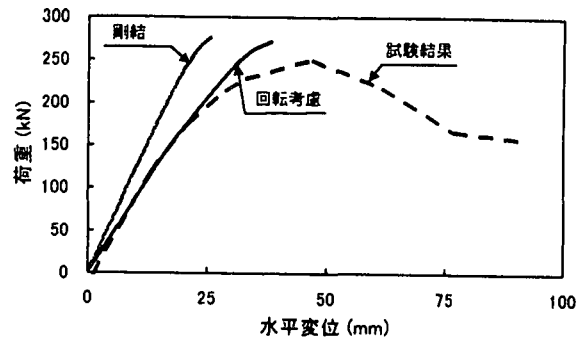


図10.2.9 杭頭接合部での
回転変形のモデル化



(a) No.3



(b) No.4

図 10.2.10 荷重－水平変位の関係

また、杭頭部分を抽出した載荷試験との整合性も含めてモデル化の検討が行われている [10.2.1, 10.2.3] が、今後より適切なモデル化の導入の検討、あるいは杭頭部の結合が完全に剛結となるような結合方法の提案が必要である。

参考文献

- 10.2.1) 木村嘉富, 大越盛幸, 中野正則, 福井次郎, 横山功一: 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
- 10.2.2) H. El-Bakry, H. Yokota, and N. Kawabata: Nonlinear structural analysis of open piled wharves and their seismic design criteria, Proc. of the 7th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, EASEC-7, pp. 1044-1049, 1999
- 10.2.3) 横田 弘, 片岡保人, 菅原 亮, Hazem El-Bakry, 川端規之: 栈橋の鋼管杭と上部工接合部の回転変形挙動に関する実験および解析, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1403~1411, 2001
- 10.2.4) 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, 港湾技術研究所報告, Vol.38, No.2, 1999
- 10.2.5) 横田 弘, 山田昌郎, 川崎 進, 菅原 亮, Hazem El-Bakry: 鋼管杭式栈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, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1647-1654, 2000

(横田 弘)

10.3 鋼直杭式棧橋の耐震解析

10.3.1 解析手法

1) 解析の基本モデル

保有耐力法は、塑性変形による地震エネルギーの吸収を考慮して、実際の弾塑性（非線形）応答と等価な仮想的耐力を線形応答システムに対して求める方法である。したがって、棧橋が地震動により弾性応答域を超えて塑性域に入ることを前提としており、従来の弾性解析法をそのまま適用することができない。すなわち、地盤、鋼管杭、およびコンクリート上部工の非線形性を考慮した弾塑性解析手法を用いることが必要である。また、棧橋の耐震性能の照査は、損傷形態、保有耐力、最大変位、残留変位、杭の支持力等に着眼して行うことになるので、これらが適切に評価できるような解析モデルを用いる必要がある。

10.2.2で述べた非線形解析手法は、設計照査の際に用いるのは煩雑で、演算時間もかかるため、より簡便な照査手法として、弾塑性解析による方法が開発され、その適用性が検討されている [10.3.7]。本弾塑性解析法は、Pushover解析 [10.3.6] と呼ばれる手法を基本としており、棧橋をフレームモデルに置換して、地盤の水平および鉛直抵抗および鋼管杭と上部工の弾塑性挙動を考慮して保有耐力を評価する方法である。

棧橋の弾塑性解析のためのモデルを図10.3.1に示す。鋼管杭およびコンクリート上部工は非線形はり要素にモデル化する。水平方向地盤反力を表現する非線形バネ要素は、仮想地表面 [10.3.5] 以深に、鉛直方向地盤反力を表現するバネ要素は、鋼管杭の軸方向剛性と合成し、杭頭部すなわち上部工直下に付与する。これは、棧橋の鋼管杭が支持層に打ち込まれ、かつ周辺地盤も軟弱であることが多いので、杭周面の鉛直反力を考慮しなくても解析結果には大きな誤差が生じないと判断されたことによる。また、地震力は上部工の重心位置に水平方向に作用すると考える。図10.3.2に示すように、上部工は鋼管杭との相互作用を考慮した剛域部、非線形部、および線形部を有する非線形はりモデルとする。その際、剛域部の範囲は杭中心からはり高さ（上部工をはりモデルに置換した場合の高さ）の端部まで、非線形部の範囲ははり高さの1.5倍程度とすればよい。

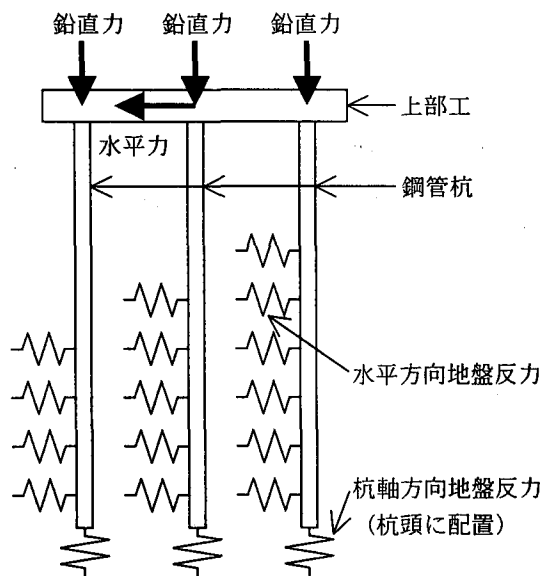


図 10.3.1 棧橋の弾塑性解析モデル

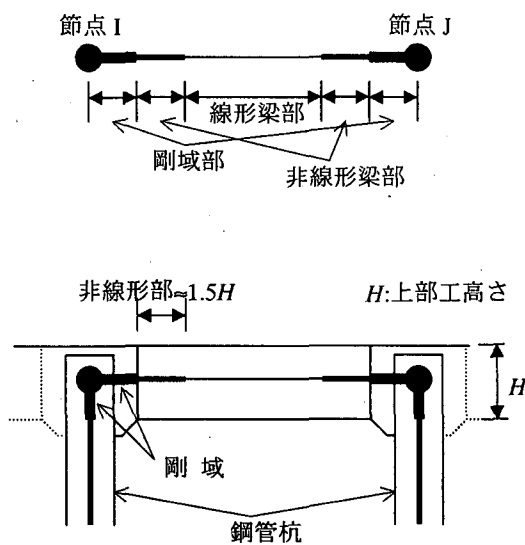


図 10.3.2 上部工と杭頭の接合部のモデル

2) 地盤条件のモデル化

地盤の水平方向の荷重－変位関係は、地盤反力の最大値 p_{max} と水平方向地盤反力係数 k_H を設定するバイリニアモデルとする。 p_{max} および k_H の設定には、いくつかの考え方がある。しかし、栈橋杭の諸元あるいは栈橋が建設されるような地盤条件下での設定方法に関する知見は十分でないので、道路橋示方書〔10.3.1〕の方法を準用する。すなわち、一般的には、土質条件から式(10.3.1)および式(10.3.2)により p_{max} を、式(10.3.3)により k_H を求めることになる。

$$p_{max} = \alpha_p \left\{ K_p (\sum \gamma h + q) + 2c \sqrt{K_p} \right\} \quad (10.3.1)$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2} \quad (10.3.2)$$

$$k_H = 1.5N \quad (10.3.3)$$

ここで、 p_{max} は地盤反力の最大値、 α_p は受働土圧の増加係数で、砂質地盤の場合が $\alpha_p = 3.0$ 、粘性土地盤の場合が $\alpha_p = 1.5$ ($N > 2$) または 1.0 ($N \leq 2$)、 N は地盤の N 値、 K_p は受働土圧係数、 γ は土の単位体積重量、 h は層厚、 q は上載荷重、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角、 δ は壁面摩擦角、 k_H は水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) である。

杭軸方向の地盤の荷重－変位関係は、杭の軸方向バネ定数 K_V を有し、押込み支持力の上限值 $P_{c,max}$ と引抜き支持力の上限值 $P_{t,max}$ をそれぞれ上限値とするバイリニアモデルとする。杭の軸方向バネ定数 K_V は、式(10.3.4)による。

$$\frac{1}{K_V} = \frac{L_1}{aA_p E_p} + \frac{L_2}{A_p E_p} \quad (10.3.4)$$

ここで、 A_p は杭の純断面積、 E_p は杭体のヤング係数、 L_1 は地中部の杭長、 L_2 は突出部の杭長である。また、式(10.3.4)中の係数 a は、既往の載荷試験あるいは土質試験の結果により推定する〔10.3.2〕。

押込み支持力の上限值 $P_{c,max}$ は、式(10.3.5)により求める。

$$P_{c,max} = \min(R_U, R_{PU}) \quad (10.3.5)$$

ここで、 R_U は地盤から決まる杭の極限支持力、 R_{PU} は杭体から決まる押込み支持力の上限值である。なお、 R_U の算定においては施工方法の違いを考慮する必要があるので、打撃工法による打込み杭について、砂質土地盤の場合を式(10.3.6)および式(10.3.7)に、粘性土地盤の場合を式(10.3.8)に示す。

・砂質土地盤：

$$R_U = 300NA_p + 2\bar{N}A_s \quad (10.3.6)$$

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (10.3.7)$$

・粘性土地盤：

$$R_U = 8c_p A_p + c_a A_s \quad (10.3.8)$$

ここで、 A_s は杭周面の表面積、 \bar{N} は杭根入れ全長に対する地盤の平均 N 値、 N_1 は杭先端位置での N 値、 \bar{N}_2 は杭先端より上方へ杭径の4倍までの範囲内の平均 N 値、 c_p は杭先端位置での粘着力、 c_a は杭根入れ全長に対する平均付着力 ($\leq 100 \text{ kN/m}^2$) である。なお、引抜き支持力の上限值 $P_{t,max}$ として、打撃工法による打込み杭について、砂質土地盤の場合を式 (10.3.9) に、粘性土地盤の場合を式 (10.3.10) に示す。

・砂質土地盤：

$$P_{t,max} = 2\bar{N}A_s \quad (10.3.9)$$

・粘性土地盤：

$$P_{t,max} = c_a A_s \quad (10.3.10)$$

3) 鋼管杭の非線形モデル

鋼管杭の材料モデルとしては、 $M-N-\phi$ 関係による非線形モデルとする。 $M-N-\phi$ 関係による鋼管杭の非線形モデルは、図10.3.3に示すバイリニアモデルを基本と考える。同図中で、 M は鋼管杭の曲げモーメント、 ϕ は鋼管杭の曲率、 M_y は鋼管杭の縁部降伏曲げモーメント、 M_p は鋼管杭の全塑性曲げモーメント、 ϕ_y は鋼管杭の降伏時曲率、 ϕ_p は鋼管杭の全塑性時曲率である。鋼管杭の縁部降伏曲げモーメント M_y は式 (10.3.11) により求められる。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) Z_e \quad (10.3.11)$$

ここで、 N は鋼管杭に作用する軸力、 σ_y は鋼管杭の降伏強度、 A は鋼管杭の断面積、 Z_e は鋼管杭の断面係数である。

鋼管杭の全塑性曲げモーメント M_p は、式 (10.3.12) ~ (10.3.16) により求める。

$$M_p = M_{po} \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right) \quad (10.3.12)$$

$$\alpha = \frac{N}{N_{yo}} \quad (10.3.13)$$

$$M_{po} = Z_p \sigma_y \quad (10.3.14)$$

$$Z_p = \frac{4}{3} \left\{ R^3 - (R-t)^3 \right\} \quad (10.3.15)$$

$$N_{yo} = \sigma_y A \quad (10.3.16)$$

ここで、 M_{po} は軸力がない場合の鋼管杭の全塑性曲げモーメント、 N_{yo} は鋼管杭の降伏軸力、 Z_p は鋼管杭の塑性断面係数、 t は鋼管杭の板厚、 R は鋼管杭の半径である。

一般に栈橋鋼管杭の局部座屈の発生は、杭断面が全塑性化する荷重の5~10%程度小さい荷重で

あると考えられるので、両者の指標には大差がない。したがって、全塑性化の照査を行えば、局部座屈に対しても、設計上十分であると考えられる。より詳細に局部座屈の発生を検討するには、式(10.3.17)により、局部座屈の発生ひずみ ε_{max} を求めることができる[10.3.3]。

$$\varepsilon_{max} = 0.44 \frac{t}{D} \quad (10.3.17)$$

4) 上部工の弾塑性モデル

上部工のうち非線形部は、ひび割れ発生モーメント、鉄筋降伏モーメント、終局モーメントを折れ点とする履歴モデルとする。これらは、コンクリート標準示方書[10.3.1]に示される方法に基づいて算定し、設定する。

通常、上部工の耐力および上部工と杭頭との接合部の耐力は、鋼管杭の耐力よりも大きいため、このような場合は、上部工を線形モデルとして設計することも考えられる。上部工を線形モデルとする場合は、全断面有効の剛性あるいは鉄筋降伏モーメントと降伏時曲率により規定される降伏剛性を用いることとなる。

なお、ここで開発した弾塑性解析法に基づく解析プログラムは、ホームページ上で一般に公開されている[10.3.4]ので、紹介しておく。

10.3.2 解析手法の検証

10.2で述べた載荷試験結果を本解析法により再現し、その精度が検証されている。ただし、ここで述べる弾塑性解析の手法は、実際の栈橋を対象として開発したものであり、載荷試験で採用したような完全固定の状態を基部に設定することができない。そこで、解析では、みぞ形鋼による補強をした箇所での地盤強度(解析上この部分は地中に埋設されていることになる)を非常に大きくし、固定条件をできるだけ再現することが試みられた。

図10.3.4に、10.2で示したNo.3およびNo.4試験体に関して、荷重とRCはりの水平変位との関係を示す。図中での実験値は図10.2.3における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1次勾配は実験結果に比べ多少大きくなり、2次勾配はかなり大きくなった。最大荷重は実験値に比べ1.3倍程度と過大になったが、最大変位はよく一致していた。No.4では、この1次勾配はほぼ一致した。最大荷重は実験値に比べ1.2倍程度と過大になったが、最大変位はよく一致した。解析での最大荷重が実験に比べ過大になった理由としては、解析においては杭の局部座屈を考慮することができないため、耐力の低下が緩やかになると考えられる。また、地盤と杭の相互作用により、実験のように基部が完全固定されている場合と比べ、解析においては栈橋全体の応答が緩和されていることも原因である。ただし、実際に被災した栈橋に対する弾塑性解析の結果

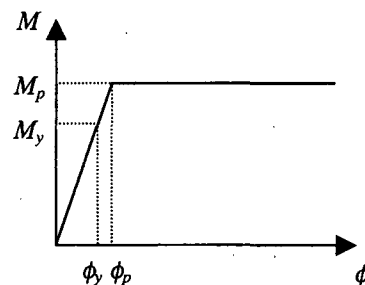
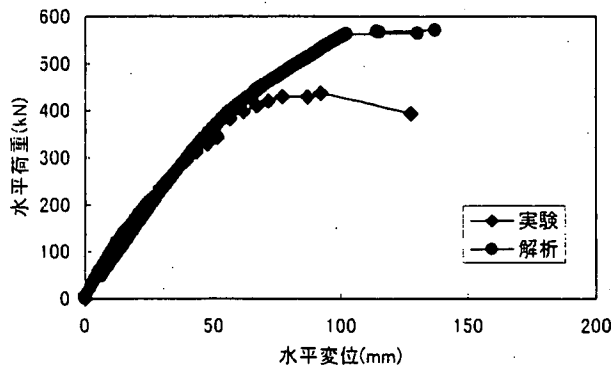
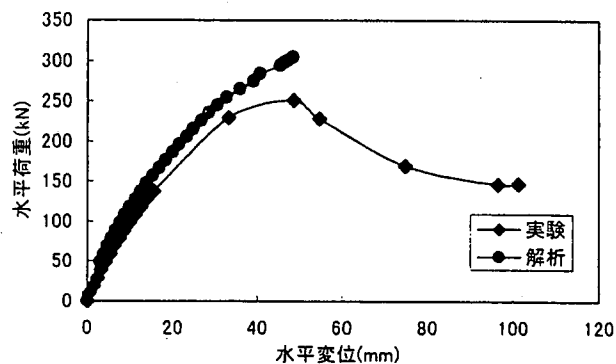


図10.3.3 パイリニアモデルによる鋼管杭の $M-\phi$ 関係



(a) No.3



(b) No.4

図 10.3.4 弾塑性解析による荷重－水平変位計算結果

では、ほぼ一致した結果が得られた。

また、解析による局部損傷の発生過程と載荷試験結果を比較すると、解析では全ての杭頭部での塑性ヒンジ化が先行し、その後基部に移行する形態となった。これは、前述の基部における拘束条件の評価の程度に起因するものと考えられる。このように、解析結果と実験結果に若干の相違はあるものの、本解析手法はおおむね妥当な評価を与えるものと考えられ、保有耐力照査のための手法の1つとして用いることが可能であると判断された。ただし、地盤と杭との相互作用については、模型載荷試験では再現できていないため、解析手法に関する検証は今後の課題であり、現地観測などによらねばならない。

参考文献

- 10.3.1) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編 [平成8年制定]，1996
- 10.3.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1996
- 10.3.3) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1985
- 10.3.4) 栈橋の弾塑性解析プログラムVer1.1, <http://www.phri.go.jp/>
- 10.3.5) 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，1999
- 10.3.6) 宇佐美勉：Pushover解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査，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.183～186，1998
- 10.3.7) 横田 弘ほか：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，No.943，1999

(横田 弘)

10.4 保有耐力法による耐震設計

10.4.1 地震時に栈橋に求められる性能

栈橋に限らず、港湾構造物の耐震性能は、構造物の役割や重要度などを考慮して設定される。言い換えれば、地震時に全く被害の生じないものから、部分的な損傷を許容するものの構造全体の崩壊に至らないようなものまで、施設の重要度や性格、果たすべき役割などに応じた適切な構造性能が要求されることになる。

耐震性能照査は、このように個々の栈橋に求められる性能（要求性能）が地震時および地震後に達成できるかどうかを、仮定した構造諸元に対して確認することにある〔10.4.6〕。その要求性能は、施設の管理者、設計者、あるいはユーザ等が設定することになる。栈橋の耐震性能を一律に規定しないために、設計者にとって非常に自由度の大きな設計手法となっているが、一方で、個々の施設毎に性能を規定することが困難な場合も想定される。

栈橋の地震時の要求性能を設定する際の主要な指標は、以下のとおりである。

- (a) 損傷程度
 - ・局部的損傷の箇所とその規模
 - ・補修・補強等の難易
- (b) 最大変位
 - ・渡版や背後護岸との距離
- (c) 残留変位
 - ・使用性
 - ・他の施設との比較

これらのうちのいくつかを施設の重要度等に応じて設定する。

損傷程度の観点からは、鋼管杭が地中部において全塑性化し、塑性ヒンジあるいは局部座屈が発生する時点を標準的な終局状態の目安としてよい。これは、地中部に座屈等が生じた場合には発見することが難しく、また補修等の対策も困難であることから、できるだけ避けた方がよいためである。また、上部工においては、せん断破壊が生じると耐力が急激に低下することから、せん断破壊が生じないことが望ましい。

最大変位の観点からは、栈橋と護岸との距離が狭まる振動モードに対して、渡版により想定外の過大な水平力を上部工に作用させるおそれがあること、また、これと逆の振動モードに対して、渡版が落下しないようにする必要があげられる。

残留変位については、栈橋の規模（水深）、船舶の種類や荷役の形態等により異なるため、特定の数値を現状では提示することができないが、重力式岸壁等で目安とされている数値等を参考に設定する。

これ以外にも、周辺地盤の変形を完全に抑えることが難しい場合等では、特に重要な施設については数値解析等により地盤変形の程度やその影響度合いを定量的に検討し、性能判定の一要因として適用することが望ましい。

耐震性能照査で考慮する地震動の大きさとしては、再現期間が75年のレベル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レベル2地震動の2段階がある。レベル1地震動に対しては、栈橋の性格によって目標性能と照査内容が異なる。通常岸壁では、レベル2地震動を設計対象としないため、レベル1地震動に対して主に終局限界状態が問題となる。一方、耐震強化岸壁

では、レベル1地震動に対して栈橋としての基本的な機能を損なわせないように、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、栈橋の全体崩壊に対する安全性を確保し、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、前述のとおり、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え換えることもできる。

10.4.2 栈橋の地震時保有耐力

栈橋の耐震性能照査は、地震力以外の荷重作用に対して、必要な要求性能を満足するように設定した断面（照査断面）を対象に行う。耐震性能照査では、損傷形態、保有耐力、最大・残留変位、地盤の支持力等について、必要な性能が満足されているかどうかを確認することとなる。このうち、栈橋の保有耐力は、栈橋の水平変位と損傷形態を関連づけ、望ましい損傷形態に対応する変位であるかどうかを基本として算定する。その際、塑性変形によるエネルギー吸収を考慮し、栈橋の水平変位に関する塑性率を指標として、式(10.4.1)に示すように、線形応答システムに等価な仮想の終局耐力を求める方法である。

$$R_a \geq k_h W$$

$$R_a = \sqrt{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2} P_y \quad (10.4.1)$$

ここで、 R_a は栈橋の地震時保有耐力、 k_h は線形応答より求まる照査用震度、 W は自重および地震時上載荷重、 μ_a は栈橋の水平変位に対する許容塑性率、 θ は荷重-水平変位関係における2次勾配と1次勾配の比、 P_y は栈橋の弾性限度に対応する水平力である。

栈橋の保有耐力に関する研究は古くから港湾技術研究所を中心に進められてきている。山本らは、直杭式栈橋の保有耐力を各杭の塑性化を考慮した解析手法により検討し、その評価法を提案している[10.4.4]。また、稲富らは、栈橋の非線形応答挙動を検討し、Jenningsらの手法による非線形応答解析から栈橋の応答倍率を求めて観測結果と比較している[10.4.3]。しかし、式(10.4.1)に用いられている許容塑性率 μ_a は、海外の基準類[10.4.1]で若干の記述が見られるが、わが国では栈橋のような構造物に関してはこれまで十分な知見がない。そこで、数値解析あるいは載荷試験により、後述のように目安となる値が提案されている。また、保有耐力は、鋼管杭の塑性ヒンジ発生（全塑性化）が指標となっているが、鋼管杭の局部座屈を指標とすることも考えられる。しかし、一般に鋼管杭の局部座屈の発生は、杭断面が全塑性化する荷重の5~10%程度小さい荷重であると考えられるので、両者の指標には大差がない。

また、照査用震度 k_h については、栈橋の動的応答特性を考慮して定めるべきであることを紹介した。このことから、栈橋建設地点の地盤の固有周期および地域別震度の地域区分に応じて、照査用震度を与える標準スペクトル図を港湾施設の技術上の基準では提案している。

10.4.3 弾塑性解析による保有耐力評価

弾塑性解析の適用性が確認されたので、モデル栈橋を対象とした解析[10.4.5]を行い、解析結果による性能照査の手法を紹介する。モデル栈橋は、既往の栈橋の建設事例を参考にして、標準的な構造諸元として、水深を-7.5~-15mに、また水深に応じて杭列数を3~5列に変え、これらの

各断面でそれぞれ、地盤条件を3段階に、また基本設計震度（許容応力度設計レベル）を3段階に変化させ、表10.4.1に示す合計45ケースについて行われた。地盤条件としては、捨石層のN値は5、海底面より深さ-10mまでを同表に示したN値、さらにそれ以深10mをそのN値の2倍（海底面より深さ-20m以深は基盤層）とした。また、各ケースとも、上部工の自重等として 20kN/m^2 の鉛直荷重を想定した他、水深-12mおよび-15mのモデルでは、ガントリークレーンに相当する荷重を上部工に分布荷重として载荷した。鋼管の構成則は、初期剛性が全塑性モーメントまで継続するパイリニアモデルとし、降伏強度は 235N/mm^2 とした。なお、図10.4.1では杭の特性値である β を用いた仮想固定点の位置を示しているが、弾塑性解析においては仮想固定点の概念はなく、実際の杭の下端まで杭と地盤との相互作用をモデル化することになる。

解析結果のうち、ここでは図10.4.1に示すNo.9の結果について紹介する。解析結果を図10.4.2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。この弾性限界に相当する荷重を折れ点として、栈橋の荷重-水平変位関係をパイリニアであると仮定し、式(10.4.1)で示した保有耐力算定法を適用すると、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。

10.4.4 保有耐力法に基づく簡便照査法の提案

1) 弾性限度荷重

10.4.3で述べた解析結果の評価のように、栈橋の終局状態に至るまでに、種々の損傷イベントを経た。このうち、弾性限界の荷重 P_y 、杭地中部で最初に全塑性モーメントに達した（全塑性化）

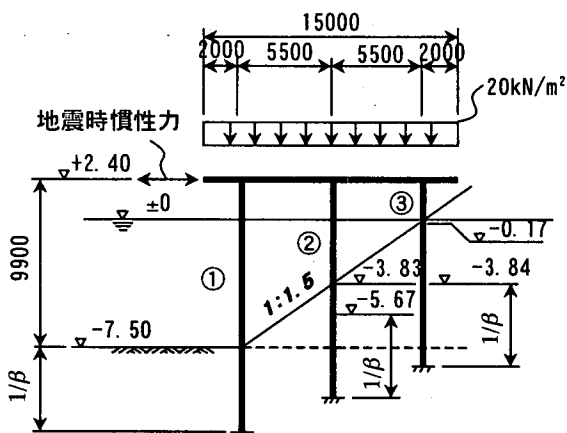


図10.4.1 No.9栈橋の解析モデル

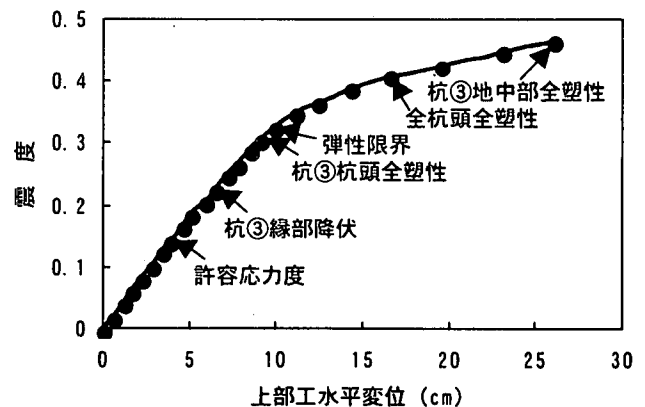


図10.4.2 水平荷重と栈橋の水平変位の関係

表10.4.1 計算ケース一覧

No	水深 (m)	杭列数	表層 N 値	基本震度	直径 (mm)	肉厚 (mm)
1	-7.5	3	5	0.05	500	9
2				0.10	700	9
3				0.15	800	9
4			10	0.05	500	9
5				0.10	700	9
6				0.15	800	9
7			15	0.05	500	9
8				0.10	700	9
9				0.15	800	9
10	-10	3	5	0.05	600	9
11				0.10	800	9
12				0.15	800	12
13			10	0.05	600	9
14				0.10	800	9
15				0.15	800	12
16			15	0.05	600	9
17				0.10	700	9
18				0.15	800	12
19	-10	4	5	0.10	800	9
20				0.15	800	12
21				0.20	1000	12
22			10	0.10	800	9
23				0.15	800	12
24				0.20	900	12
25			15	0.10	800	9
26				0.15	800	12
27				0.20	900	12
28	-12	4	5	0.10	1200	14-19
29				0.15	1300	14-22
30				0.20	1400	14-22
31			10	0.10	1200	14-19
32				0.15	1300	14-22
33				0.20	1400	14-22
34			15	0.10	1200	14-19
35				0.15	1300	14-19
36				0.20	1400	14-22
37	-15	5	5	0.15	1300	14-16
38				0.20	1400	14-19
39				0.25	1500	16-22
40			10	0.15	1200	14-19
41				0.20	1400	14-19
42				0.25	1500	16-22
43			15	0.15	1200	14-19
44				0.20	1400	14-19
45				0.25	1500	16-19

荷重 P_u と、許容応力度レベルの設計荷重 P_d とのそれぞれの比を45ケースの栈橋について整理された結果を図10.4.3に示す。弾性限界の荷重 P_y は、栈橋の荷重-水平変位関係が線形と認められなくなった時点の荷重で、この関係を両対数グラフで整理した際に明確に現れる勾配変化点での荷重と定義された。また、地中部で最初に全塑性化した時点を、栈橋の終局状態であると定義された。 P_y は P_d の約1.5~3.0倍（平均2.2，標準偏差0.39）， P_u は同じく約1.9~4.0倍（平均3.0，標準偏差0.58）となった。Case10~Case18の水深-10m，3列杭の解析結果が他のものより小さくなっているが、これは許容応力度レベルでの初期設定断面が他のものに比べてより余裕の少ないものであったためであると考えられる。 P_u の荷重比は、基本設計震度が大きいほど小さくなる傾向があったが、栈橋は終局状態に至るまで十分な耐力を有しているものといえる。

弾性限界は、いずれのケースでも、杭頭部が全塑性化してから全杭の頭部が全塑性化するまでの間に位置していた。この結果、おおむね過半数の杭頭において全塑性化した時点が、ここで定義した弾性限界時点とほぼ対応する結果となった。また、計算モデルによっては、全杭頭での全塑性化よりも地中部の全塑性化、すなわち終局状態の方が早い場合もあった。

栈橋の弾性限度に相当する荷重は、コンクリート上部工が剛体であり、杭頭変位が各杭で同一であると仮定すれば、解析的に求めることができる。これに加えて、より簡便に算定する方法として、今回の解析結果に基づいて考察する。両端固定の長さ l の鋼管杭において、両固定端で全塑性モーメント M_p に達する際の水平荷重 P は、

$$P = 2M_p / l \quad (10.4.4)$$

で求めることができる。前述の杭頭変位が同一であるとする仮定を用いれば、栈橋の全杭の杭頭

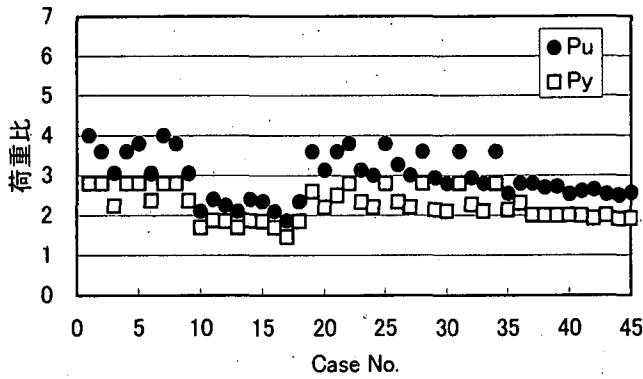


図10.4.3 P_u および P_y の荷重比

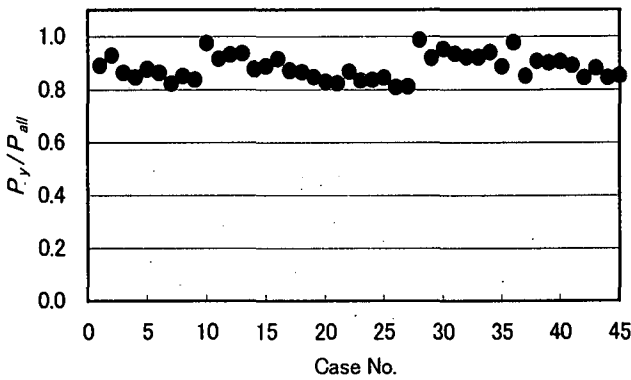


図10.4.4 P_y と P_{all} との比

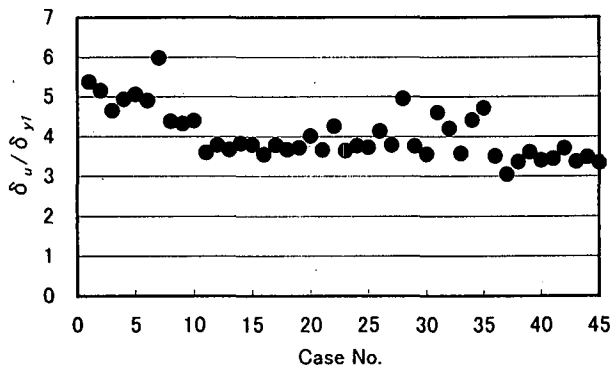


図10.4.5 終局時の鋼管杭の塑性率

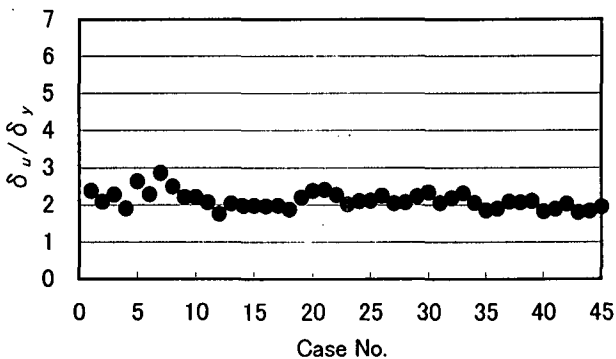


図10.4.6 弾性限界に対する塑性率

部と地中部において全塑性モーメントに達する荷重 P_{all} は、式(10.4.4)をすべての杭で求めて、その総和をとればよい。前述の弾性限度荷重の解析結果 P_y と P_{all} との比を図10.4.4に示す。若干のばらつきはあるものの、おおむね0.8~1.0程度になっており、平均は0.88、標準偏差は0.05であった。そこで、簡便に弾性限界を算定する手法として式(10.4.5)が提案されている。

$$P_y = 0.82P_{all} \quad (10.4.5)$$

この係数0.82は、平均値からの生存確率90%を考慮して求めたものである。式(10.4.5)を用いることにより、一般的な諸元の栈橋の弾性限界荷重を簡便に推定することができる。

2) 許容塑性率

終局荷重時の水平変位 δ_u と縁部降伏時の水平変位 δ_y との比(塑性率)の解析結果を図10.4.5に示す。いずれのケースでもこの比は3.5~6程度となっており、計算上は終局時(最大荷重時)の塑性率は、少なくとも3.5程度は確保できる結果となった。この結果は、10.2で述べた載荷試験の結果と整合する。

解析結果に基づき、保有耐力照査法での許容塑性率が検討された。図10.4.5で示した塑性率は、杭の縁部降伏荷重に対するものであったが、実際の栈橋では、杭と地盤との相互作用により、鋼管杭の縁部降伏荷重が弾性限界荷重に一致しないことが一般的である。そこで、栈橋の弾性限界に対する塑性率を検討する必要がある。終局時の変位 δ_u と弾性限界時の変位 δ_y との比を図10.4.6に整理する。この結果を整理するに当たり、式(10.3.17)のように、鋼管杭の局部座屈が t/D の一次関数で求められることや、塑性率も t/D の値に依存し、栈橋杭の一般的な諸元では塑性率が2~4程度となる[10.4.2]ことを考慮

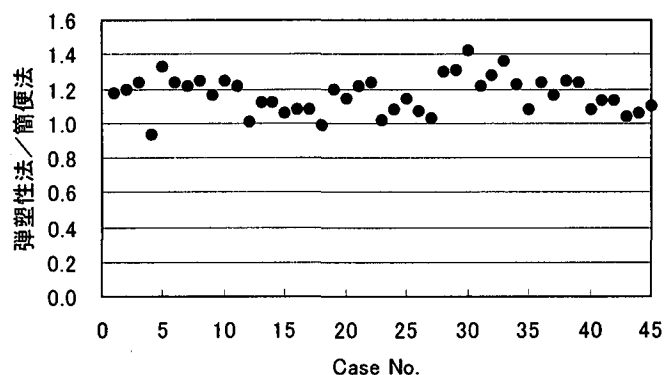


図10.4.7 弾塑性法と簡便法による保有耐力の計算結果の比較

し、許容塑性率 μ_a の算定について式(10.4.6)が提案されている。

$$\mu_a = 1.25 + 62.5t / D \leq 2.5 \quad (10.4.6)$$

3) 照査手法の相違による影響

弾塑性解析より求まる栈橋の保有耐力と簡便法による求まる栈橋の保有耐力との相違について検討されている。弾塑性解析結果より栈橋の保有耐力を計算するには、解析より得られた水平力-水平変位関係より弾性限度に相当する荷重およびその時点の変位、および想定する終局状態(一般的には地中部で最初に塑性ヒンジが生じる状態としてよい)に相当する時点の荷重と変位を読みとる。これらの値を用いて、式(10.4.1)により計算すればよい。

このように得られた保有耐力と簡便法により得られた保有耐力との比を図10.4.7に示す。若干下回るケースがあるものの、簡便法は安全側の結果を算出することがわかる。簡便法は、その設定において種々の安全性を内在しているため、この程度の差異が生じることになる。

簡便法が考えられた趣旨は、設計時における複数断面の検討における便を図ったものである。この手法で保有耐力照査の大略を行うことが可能となるが、最終断面が決まった時点で弾塑性解析を行って確認することが原則である。

参考文献

- 10.4.1) ASCE : Seismic Guidelines for Ports, pp.6-29~6-36, 1998
- 10.4.2) 池内智行：鋼材の塑性履歴構成式の定式化と繰り返し外力を受ける鋼構造物の変形能の評価への応用に関する研究，1997年度大阪大学学位論文，1998
- 10.4.3) 稲富隆昌ほか：鋼直杭式栈橋の地震観測と動的解析，港湾技研資料，No.615, 1998
- 10.4.4) 山本隆一ほか：鋼直杭式栈橋の耐震性に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol.9, No.1, 1970
- 10.4.5) 横田 弘ほか：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，No.943, 1999
- 10.4.6) Yokota, H., Iai, S., and Yamamoto, S.: Performance-Based Seismic Design for Port Structures, IABSE International Conference Safety, Risk and Reliability - Trends in Engineering, pp.197~202, 2001

(横田 弘)