

港湾技研資料

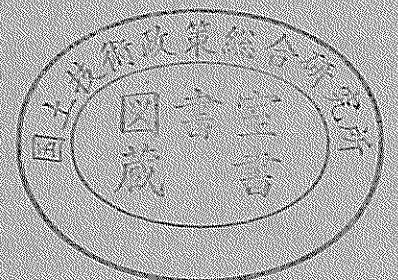
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 977 Dec. 2000

栈橋の鋼管杭と上部工接合部の力学的挙動に関する実験および解析

横 田 弘
片 岡 保 人
菅 原 亮
Hazem El-Bakry
川 端 規 之

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 実験方法	4
2.1 実験の概要	4
2.2 試験体の種類	4
2.3 載荷方法	5
3. 実験結果と考察	8
3.1 CASE1試験体	8
3.2 CASE2試験体	8
3.3 CASE3試験体	13
3.4 CASE4試験体	13
4. 数値解析	13
4.1 解析方法の概要	13
4.2 解析条件	14
4.3 解析結果と考察	14
5. まとめ	17
謝辞	17
参考文献	17

Ultimate Structural Performance of the Joint between Steel Pile and R. C. Beam

Hiroshi YOKOTA*
Yasuto KATAOKA**
Ryo SUGAWARA***
Hazem El-Bakry****
Noriyuki KAWABATA*****

Synopsis

A series of experimental tests with approximately 1/2 scaled joint models between a steel pile and a reinforced concrete beam have been carried out to investigate the mechanical behavior, especially the ultimate load bearing capacity and the relationship between bending moment and rotational angle at the joint. As a result, it was confirmed that the joint showed excellent structural performance, that is, its load bearing capacity did not degrade up to the ductility factor of about 5 at least. And it was also indicated that an amount of reinforcing bar affected the stiffness and load bearing capacity of the joint. Furthermore, a numerical approach has been newly developed for the joint based on a two-stage, two-dimensional analysis to account for the three-dimensional behavior of the joint. The validity of the new approach was verified by applying to the tested joint models.

Key Words: Open-piled wharf, Joint, Rotational deformation, Load bearing capacity, Nonlinear analysis

* Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

** Trainee of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division (Kobe Steel, LTD.)

*** Member of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

**** Ex-visiting Scientist of Structural Mechanics Laboratory, present Lecturer of Alexandria University, Egypt

***** Japanese Association for Steel Pipe Piles

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445031 Fax : +81-468-440255 e-mail:hiroy@cc.phri.go.jp

栈橋の鋼管杭と上部工接合部の 力学的挙動に関する実験および解析

横 田 弘*
片 岡 保 人**
菅 原 亮***
Hazem El-Bakry****
川 端 規 之*****

要 旨

栈橋の鋼管杭と上部工接合部の非線形回転変形挙動は栈橋全体の変位やエネルギー吸収性能に影響する。本研究は、接合部の杭と上部工の接合方法をパラメータとした約 1/2 縮尺の模型載荷実験を実施し、接合部の力学的挙動、特に耐荷力や、曲げモーメント-回転角関係について検討した。その結果、一般的に用いられているタイプの接合部では、少なくとも杭頭回転角に関する塑性率が 5 程度までは耐荷力がほとんど低下しないことが確認できた。また、各種構造諸元をもった接合部の非線形回転変形挙動が把握できた。さらに、3次元構造である接合部を2段階の2次元モデルで解析する簡便な手法を提案した。そして、解析結果を載荷実験結果と比較し、その妥当性を示した。

キーワード：鋼直杭式栈橋、接合部、回転変形、耐荷力、非線形解析

* 構造部構造強度研究室長
** 構造部構造強度研究室受託研修生（株式会社神戸製鋼所）
*** 構造部構造強度研究室
**** 前構造部構造強度研究室客員研究員（現アレキサンドリア大学）
***** 鋼管杭協会
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 運輸省港湾技術研究所
電話：0468-44-5031 Fax：0468-44-0255 e-mail:hiroy@cc.phri.go.jp

1. まえがき

鋼管杭式栈橋（以下、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）による複合構造物である。先の港湾の施設の技術上の基準・同解説の改訂により¹⁾、栈橋の耐震設計においては、構造性能が要求性能を満足しているかどうかを照査する手法が採用された。ここでは、栈橋の部分的損傷を許容しつつ、地震時の保有耐力を照査することが標準となっており、個々の施設の要求性能や目標損傷形態を直接評価できる合理的な体系となっている。

栈橋の杭頭部における上部工との接合部分は、一般に剛結であることが仮定されて種々の解析や照査のための検討が行われる。しかし、過去に行った約1/4縮尺の2本杭および3本杭モデル栈橋を対象とした構造実験や、これらに対する数値解析の結果²⁾、この接合部における非線形回転変形挙動が、栈橋全体の変位やエネルギー吸収にかなりの影響を及ぼすことが明らかになった。特に、接合部の剛結を仮定した構造解析では、栈橋上部工の変位が実験結果の約1/2となり、実現象を十分に再現できなかった。これを解決するには、接合部の回転変形を精緻に表現できるモデルの構築が必要である。

これに対しては、実験結果より求めた杭頭部、すなわち接合部に埋め込まれた鋼管とその直下近傍における曲げモーメント-曲率関係により、上部工の荷重-変位関係を精度よく計算することが可能となった^{2,3)}。しかし、これは実験結果を用いて接合部の解析上の構成則を構築し、解析に用いているため、実験結果と合致するのは、ある意味では当然のことである。そのため、より汎用的な構成則の構築のための検討が必要となっている。

そこで、本研究では、栈橋の杭頭付近の接合部およびその近傍を抽出してモデル化した試験体（縮尺は標準的栈橋の約1/2）に曲げモーメントを負荷して、接合部の回転変形挙動を把握した。その際、上部工の鉄筋量、上部工と鋼管との接合方法の構造諸元も変化させて、これらが接合部の剛性、耐力等の力学的特性に及ぼす影響についても調べた。

また、接合部の挙動を表現する解析モデルの構築を試みた。ここでは、3次元的な挙動を示す鋼管杭およびその近傍を、解析の便を考慮して、2段階の2次元モデルに置き換えて表現する手法を提案した。そして、本研究および以前に行った実験結果と比較することにより、本解析手法の妥当性について検討した。

2. 実験方法

2.1 実験の概要

実験は、特に以下の項目に着目して実施した。

- (1) 鋼管杭と上部工接合部の終局状態に至るまでの損傷発生過程と損傷状況
- (2) 接合部の力学的挙動、特に回転変形挙動（接合部の曲げモーメント-回転角関係）
- (3) 接合部の構造諸元が接合部の剛性や耐力に及ぼす影響

2.2 試験体の種類

図-1に、試験体の概要を示す。また、写真-1に試験体をセットした状況を示す。試験体は、鋼管杭と上部工からなるL字形で、実栈橋の上部工と鋼管杭の接合部を約1/2縮尺でモデル化したものである。上部工寸法は、長さ3000mm×高さ700mm×幅700mmとし、そこに長さ3000mm、外径500mm、肉厚9mmの鋼管を埋込んだ。また、鋼管の上端は、上部工下縁から500mmの位置までコンクリートを中詰めした。

試験体は、全部で4体とした。それらの詳細を図-2(1)～(4)に示す。CASE1は実栈橋でも一般的に用いられている基本タイプで、主鉄筋はD22を4本とし、鋼管に肉厚9mmのプレートを溶接し、さらにそれに鉄筋を溶接している。CASE2は、CASE1と同様にプレートを設けて鉄筋を溶接しているが、D22を6本として、鉄筋量を増やしたタイプである。CASE3は、鉄筋量はCASE1と同じ(4-D22)であるが、プレートを設けずに鋼管に穴をあけ、その穴に鉄筋を通して溶接したタイプである。また、CASE4は鉄筋の代わりにH形鋼(H250×250×9×14)を使用したタイプである。

上部工および鋼管上端の中詰めには、設計基準強度が 24N/mm^2 、粗骨材最大寸法が25mmのコンクリートを使用した。圧縮強度は、直径10cm、高さ20cmの管理供試体を作

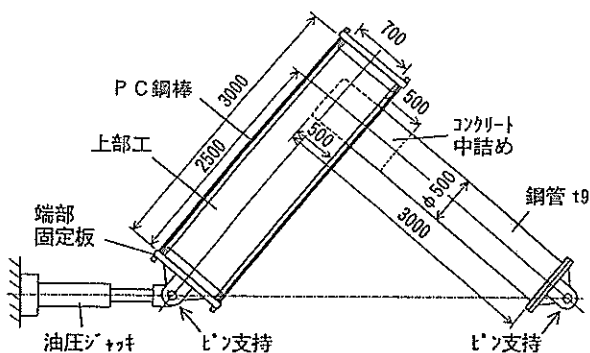


図-1 試験体および荷荷方法

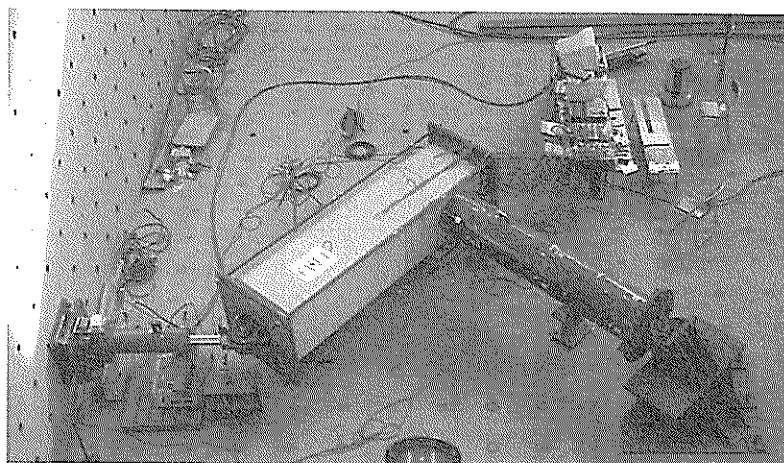


写真-1 試験体セット状況

製して計測した。これらの強度試験結果を表-1に示す。また、鋼材の機械的性質を表-2に示す。

2.3 載荷方法

図-1に示すように、接合部に最大曲げモーメントが作用するように、上部工および鋼管端部をピン支持とし、両支持部を結ぶ直線上に荷重を負荷した。また、上部工側のピン支持用治具は上部工に直接取り付けられないので、端部固定板に取り付け、P C鋼棒（4本）で端部固定板と上部工を固定している。試験体は寝かせて、水平面内に設置した。その際、上部工を、ローラー支承およびテフロンシート2枚を組合せたものの上に載せ、試験体がスムーズに動くよう配慮した。

荷重は、図-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のみを負荷している。本来、地震荷重に相当する荷重としては押し、引き両方の荷重を負荷させるべきである。しかし、本実験の場合、引き載荷では、P C鋼棒もいくぶん荷重を分担することになり、接合部のみに作用する曲げモーメントの値が明確ではなくなるため、一方向のみの負荷とした。

繰返し載荷は、鉄筋あるいは鋼管縁部のいずれかにおける応力度が降伏応力度（引張試験より得られた値）に達したときの載荷点荷重方向（後述の図-3中D1方向）の変位 δ_y をもとに変位制御で行った。具体的な繰返し載荷方法は、 $0 \rightarrow \delta_y \rightarrow 0 \rightarrow 2\delta_y \rightarrow 0 \rightarrow 3\delta_y \rightarrow 0$ で、繰返しは1回のみとした。 δ_y 時の接合部回転角を $1\theta_y$ とすると、今回の試験は回転角でほぼ $5 \sim 6\theta_y$ 程度まで載荷することに相当していた（回転角の算出法は後述する）。また、各P C鋼棒の長さ方向中央位置にも、ひずみゲージを貼り、押し載荷中、P C鋼棒に荷重が作用していないこと

表-1 コンクリートの性質

設計基準強度 (N/mm ²)	スラブ (cm)	空気量 (%)	材齢 28 日 圧縮強度 (N/mm ²)	実験時 圧縮強度 (N/mm ²)
24	9.3	4.5	28.9	31.4

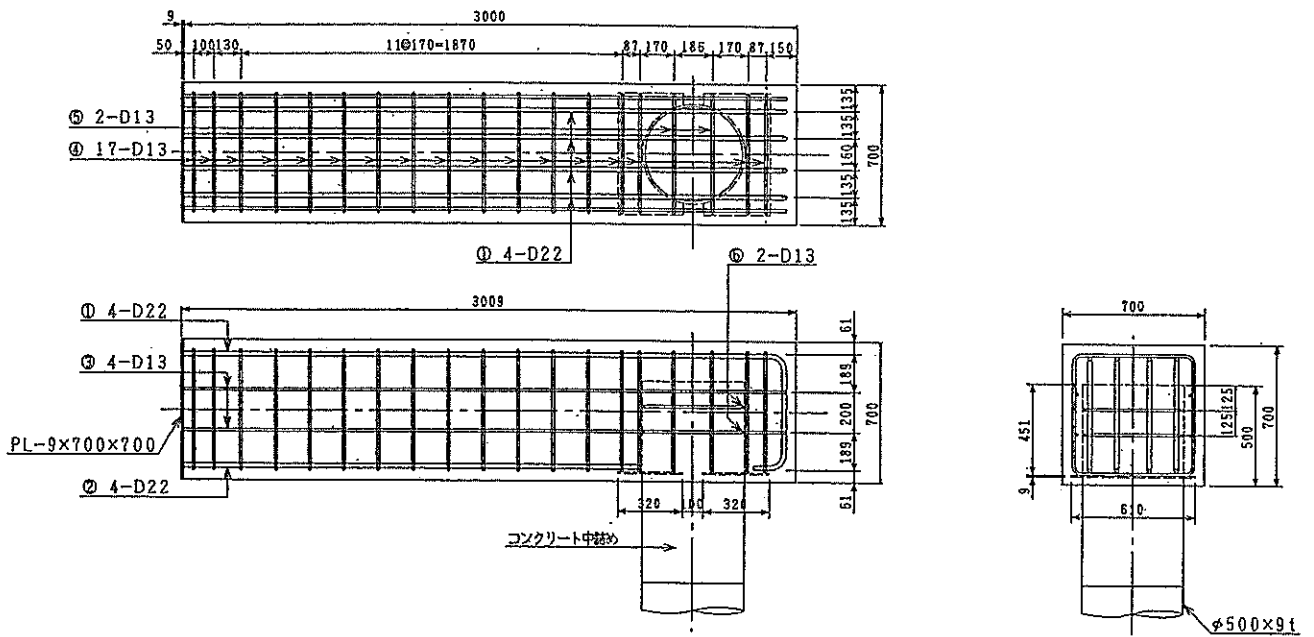
表-2 鋼材の機械的性質

部位	鋼種	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
鋼管	STK400	322	470	40
鉄筋 D22	SD295A	380	538	24
鉄筋 D13	SD345	379	544	26
H形鋼	SS400	361	456	29
プレート	SS400	310	445	30

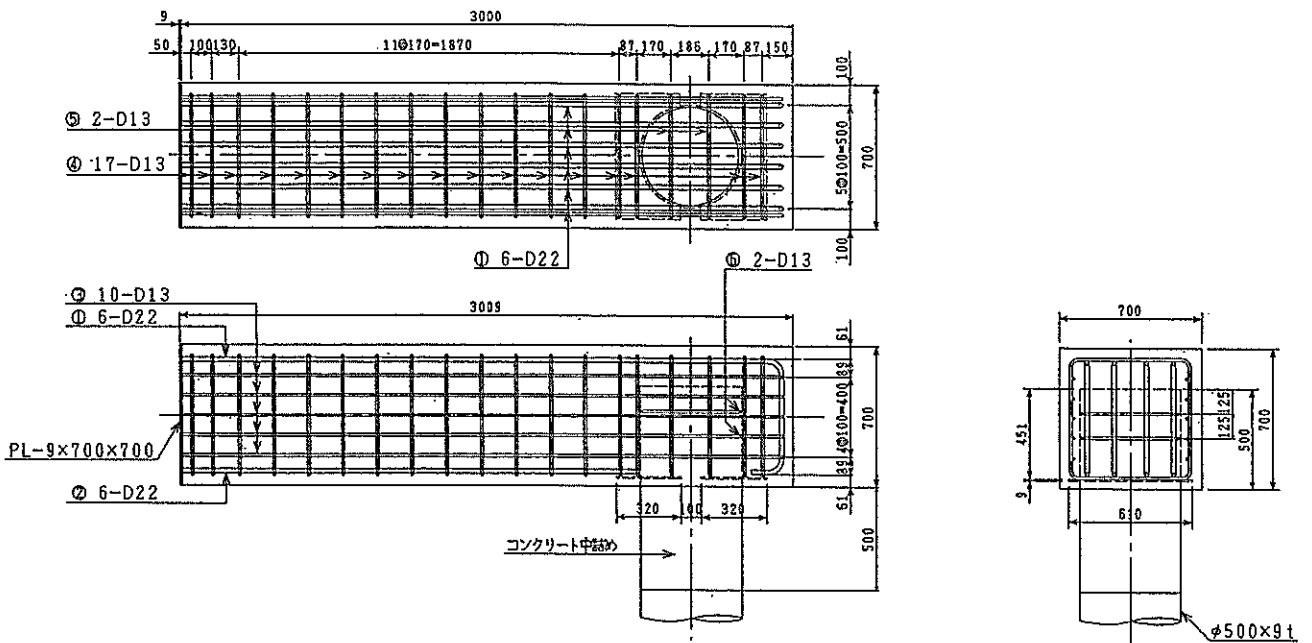
（すなわち、P C鋼棒が曲げモーメントを分担しないこと）を確認しながら実験を行った。

計測位置の例として、CASE1試験体における変位およびひずみの代表的計測位置を図-3および図-4に示す。変位およびひずみの測定は、各試験体でほぼ同じ位置で行った。図-3(1)中に示すように、鋼管杭まわりD2～D5の合計4点で鋼管軸方向（すなわち、図中紙面直角方向）の上部工下面の変位を測定し、これらの変位から鋼管杭と上部工間の接合部の回転角 θ を算出した。具体的には、図-3(1)中の変位D2とD3、およびD4とD5の差をとり、それらを変位計間隔600mmで除し、両者の値を平均して接合部における回転角を求めた。

コンクリートひび割れ発生状況、鋼管杭の座屈状況等の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。

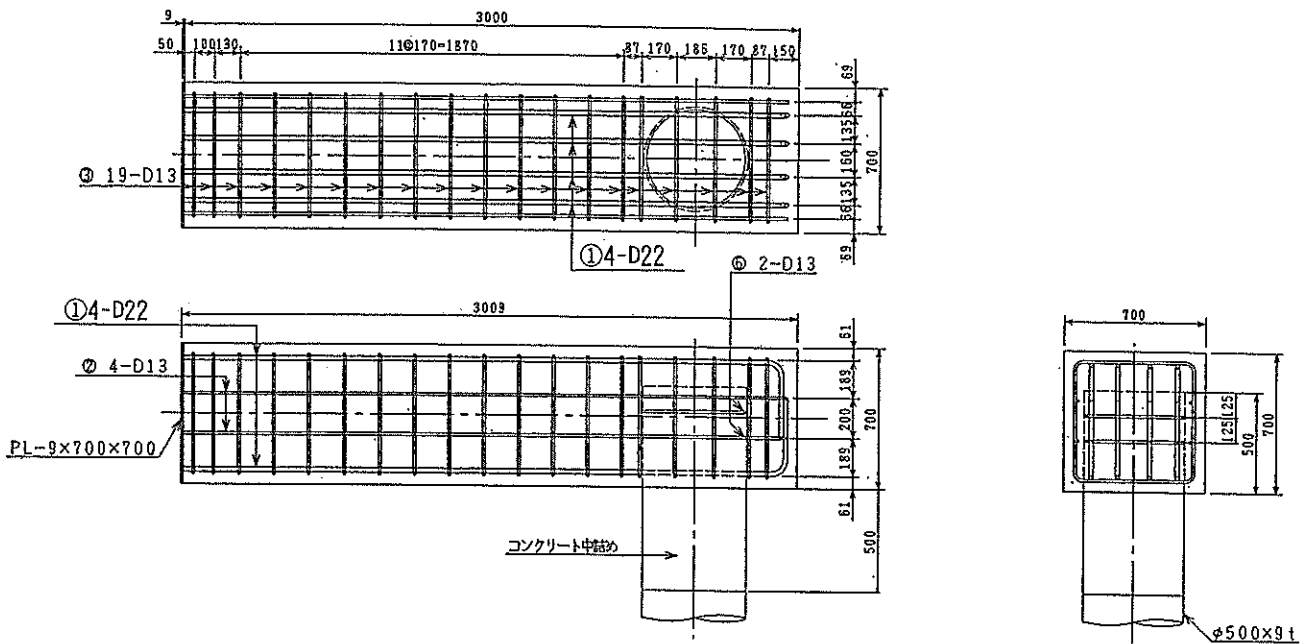


(1) CASE1

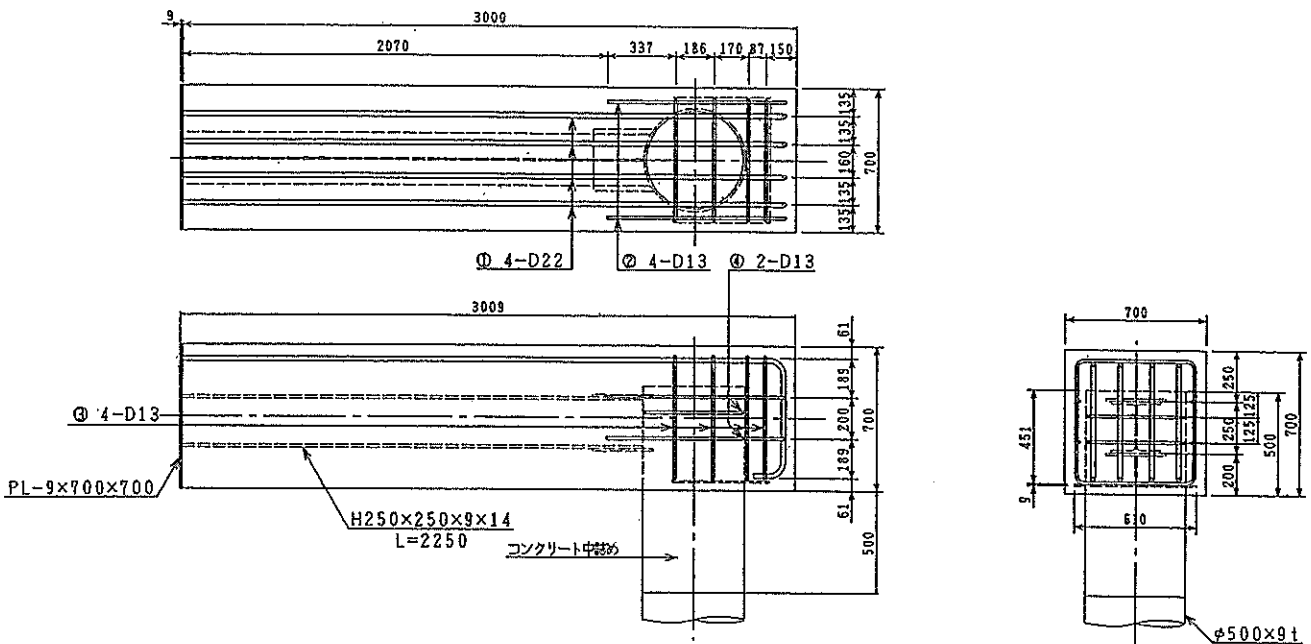


(2) CASE2

図-2 配筋および接合状況



(3) CASE3



(4) CASE4

図-2 配筋および接合状況

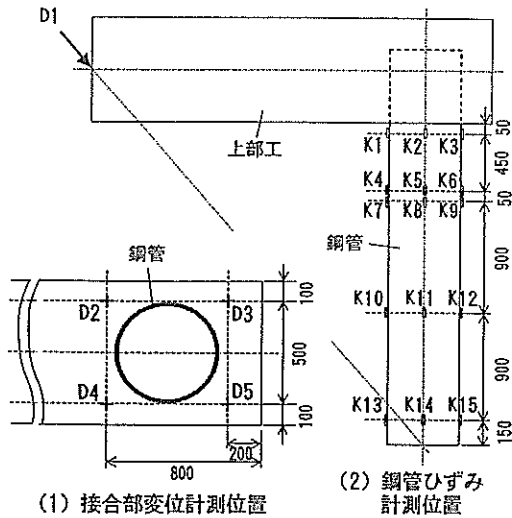


図-3 変位および鋼管ひずみの計測位置

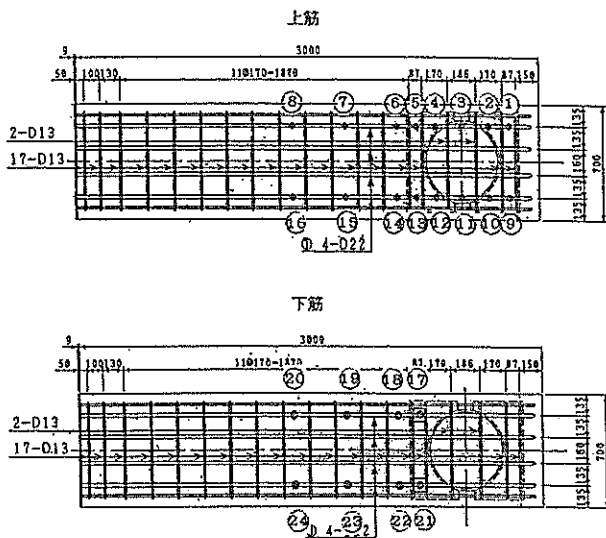


図-4 鉄筋ひずみの計測位置

3. 実験結果と考察

各試験体の、接合部における曲げモーメント-回転角関係および荷重-変位関係を、それぞれ図-5, 6に示す。ここで、曲げモーメントは載荷荷重の鋼管軸方向成分(上部工に作用するせん断力成分)とアーム長の積、回転角は2.で述べた接合部まわりの変位計の計測値より算出した値である。また、荷重は油圧ジャッキによる載荷荷重、変位は上部工ピン支持部の油圧ジャッキ軸方向変位(図-3中のD1)を示している。また、終局時の上部工ひび割れ発生状況、および鋼管杭の圧縮縁、引張縁における軸方向ひずみの分布を、それぞれ図-7, 8に示す。以下、各

試験体の結果とそれに対する考察を述べる。

3.1 CASE1 試験体

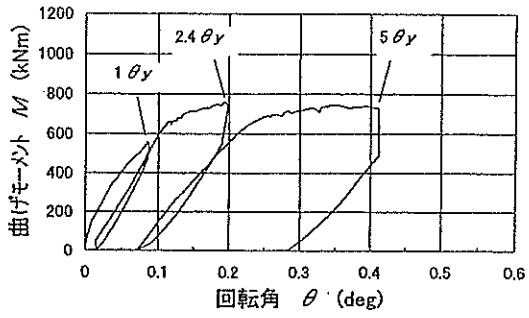
基本タイプであるCASE1試験体の場合、接合部に作用する曲げモーメントが283kNm(荷重で142kN)のとき上部工コンクリート引張側に最初の曲げひび割れが発生し、557kNm(荷重279kN)のとき上部工接合部近傍の引張側鉄筋(図-4中No.13の箇所)が降伏に至った。このときの接合部回転角を $1\theta_y$ とした。この時点で、上部工上面、すなわち引張側の面には数本の貫通ひび割れが生じていた。そして、 $2.4\theta_y$ 時に最大曲げモーメント758kNmに達し、その後、少なくとも $5\theta_y$ まで変形が進んでも耐力は低下せずほぼ一定のままであった。

図-7(1)に示した終局時の上部工ひび割れ発生状況を見ると、引張側の面には多くの貫通ひび割れが、側面には鋼管杭の付け根部から引張側に向かって放射状にひび割れが発生していた。また、圧縮側杭頭部周辺には、鋼管の押し込みによるひび割れや、コンクリート表面部の圧縮破壊、剥落が見られた。コンクリート圧縮破壊状況の代表的な例を写真-2に示す。圧縮側のひび割れは鉄筋降伏の $1\theta_y$ 時までは見られず、コンクリート圧縮破壊、剥落は、最大曲げモーメント到達の $2.4\theta_y$ 時までは観察されなかった。曲げモーメント-回転角関係とこれら損傷発生過程を考え合わせると、接合部の回転変形は主に、上部工圧縮側における鋼管の押し込みによるコンクリートのひび割れ、圧壊によるものと考えられる。

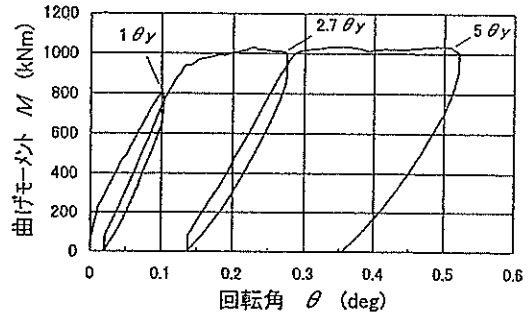
図-8にCASE1試験体の鋼管軸方向ひずみ分布を示す。引張側、圧縮側のひずみの大きさは、ほぼ同程度になっている。また、ひずみの絶対値は、鋼管ピン支持部近傍において最小値になり、杭頭方向に向かってほぼ直線的に増加している。ただし、杭頭部近傍にはコンクリートが中詰めされているため、ひずみの値が若干乱れている。本試験体の場合、最大変位($3\delta_y$)時においても杭頭部のひずみは最大約3000 μ で、降伏時ひずみ(約1600 μ)の2倍未満とあまり大きい値は示さなかった。また、鋼管杭には局部座屈も観察されなかった。このことより、杭頭近傍において、塑性ヒンジは生じなかったものと考えられる。なお、その他の試験体についてもひずみの分布形はほぼ同様で、ひずみの値自体も同程度か、本試験体(CASE1)よりも小さかった。また、局部座屈も観察されなかった。

3.2 CASE2 試験体

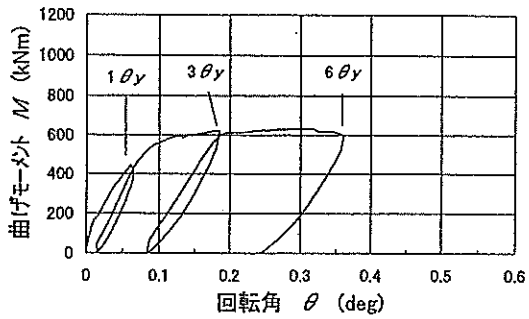
CASE2試験体の場合、初期ひび割れについてはCASE1と同じく、曲げモーメント284kNm(荷重142kN)のとき上部



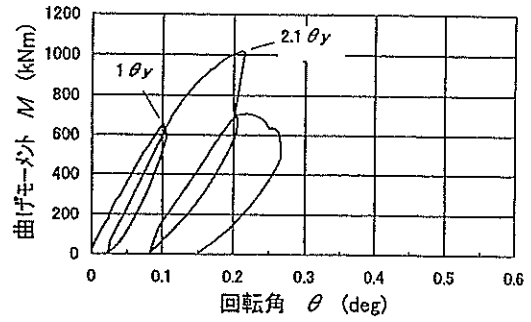
(1)CASE1



(2)CASE2

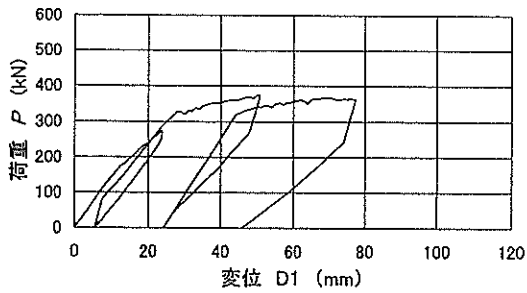


(3)CASE3

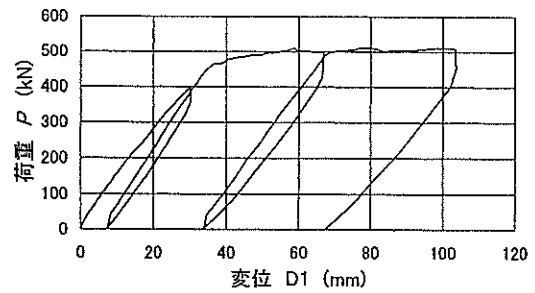


(4)CASE4

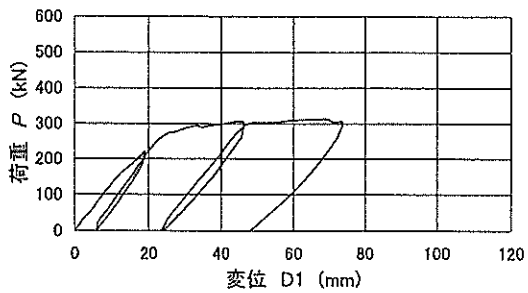
図-5 曲げモーメント-回転角関係



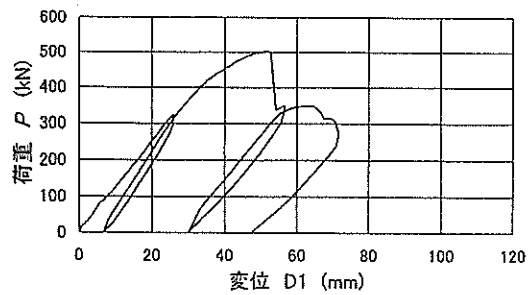
(1)CASE1



(2)CASE2



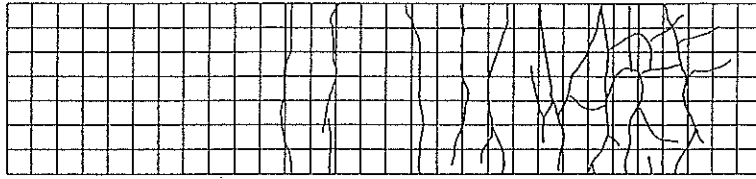
(3)CASE3



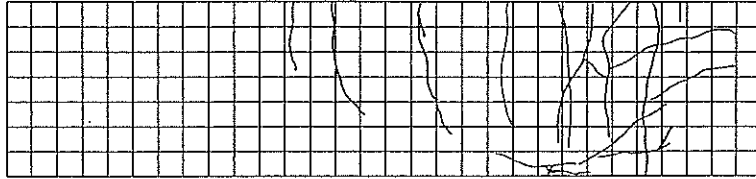
(4)CASE4

図-6 荷重-変位関係

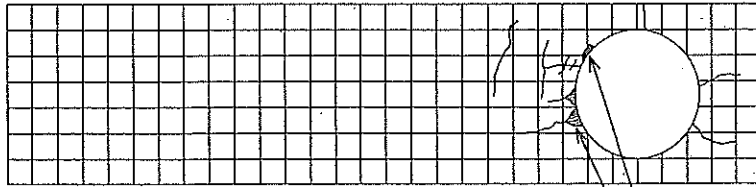
上面



側面



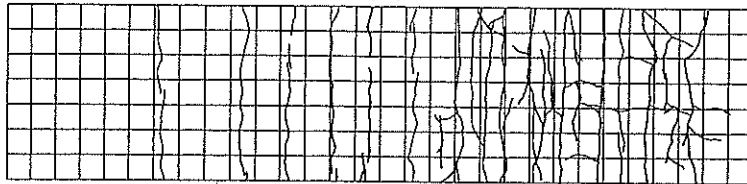
下面



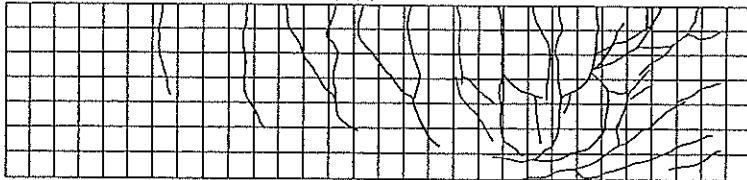
コンクリート剥落

(1) CASE1

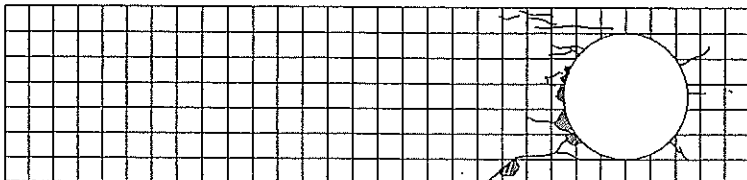
上面



側面



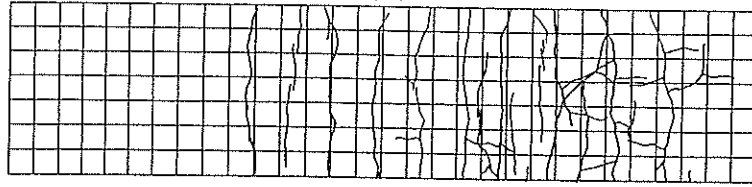
下面



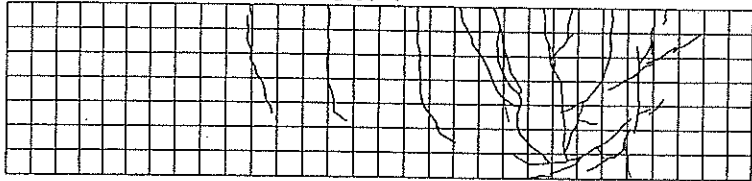
(2) CASE2

図-7 終局時ひび割れ発生状況

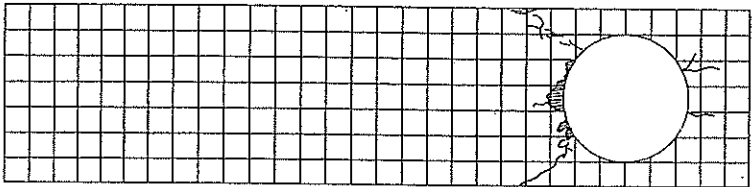
上面



側面

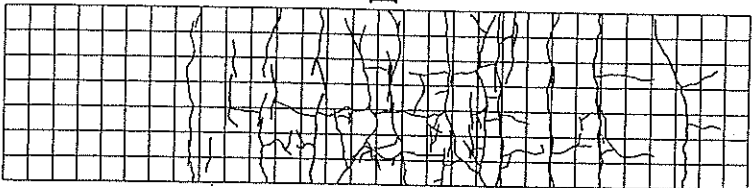


下面

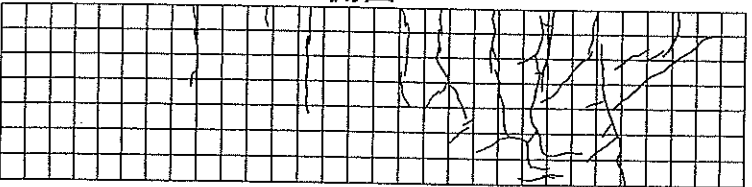


(3) CASE3

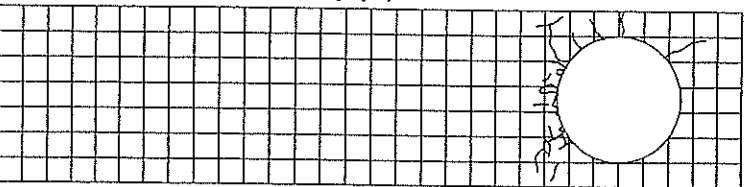
上面



側面



下面



(4) CASE4

図-7 終局時ひび割れ発生状況

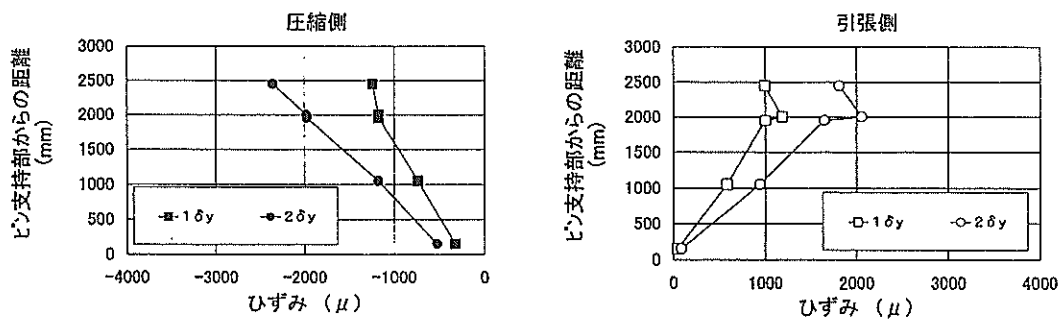
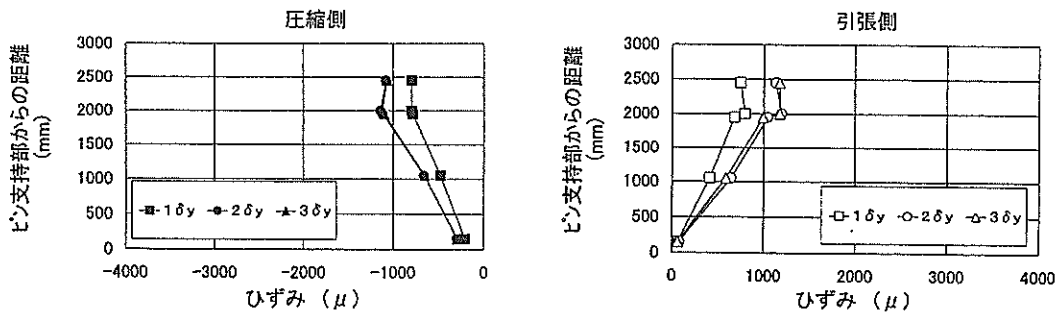
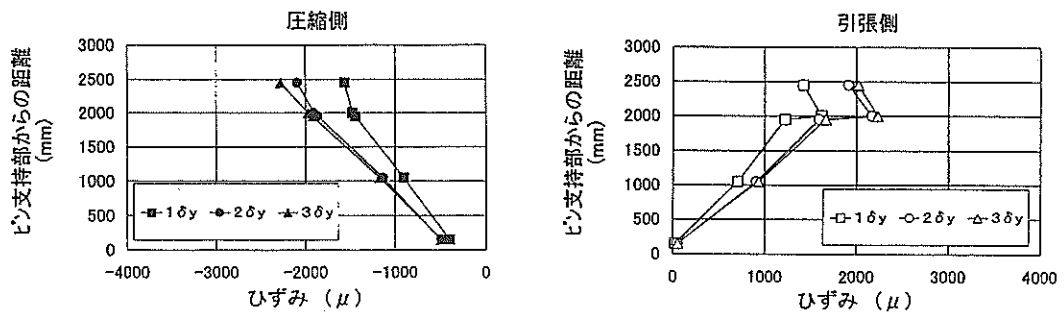
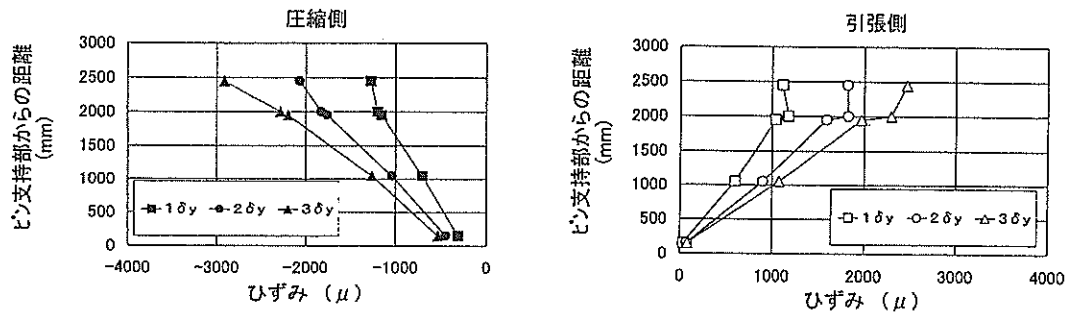


図-8 鋼管軸方向ひずみ分布



写真-2 終局時コンクリート圧縮破壊状況

工コンクリートの引張側に生じた。そして、811kNm（荷重406kN）のとき鋼管接合部近傍の引張側鉄筋（図-3(2)中のK6の箇所）が降伏に至った。このときの接合部回転角を $1\theta_y$ とした。その後、最大曲げモーメント1018kNmに達し、回転変形が $5\theta_y$ 程度になっても耐力の低下は見られなかった。CASE2では、CASE1に比較して鉄筋量が多いために、鋼管が先に降伏に達し、接合部の曲げに対する剛性、耐力も大きくなったと考えられる。初期降伏時の剛性で比較すると、CASE1では約6000kNm/degであるのに対して、CASE2では約8000kNm/degと3割程度大きくなっている。また、耐力も3割程度大きくなっている。そして、終局時の損傷状況は、基本的にはCASE1とほぼ同様のパターンであったが、載荷荷重が大きくなった分、ひび割れ発生箇所も多くなったと考えられる。

3.3 CASE3 試験体

CASE3の場合、曲げモーメントが444kNm（荷重222kN）のとき上部工接合部近傍の引張側鉄筋（図-4中No.5の箇所）が降伏した。その後、最大曲げモーメント634kNm（荷重317kN）に達し、回転変形が少なくとも $6\theta_y$ 程度まで耐力は低下しなかった。CASE3の場合、鉄筋量が同じにもかかわらずCASE1よりも約2割程度耐力が低下している。この結果より、鋼管に溶接したプレートも接合部の耐力にいくぶん寄与しているものと考えられる。終局時の損傷状況は、CASE1とほぼ同様であった。

3.4 CASE4 試験体

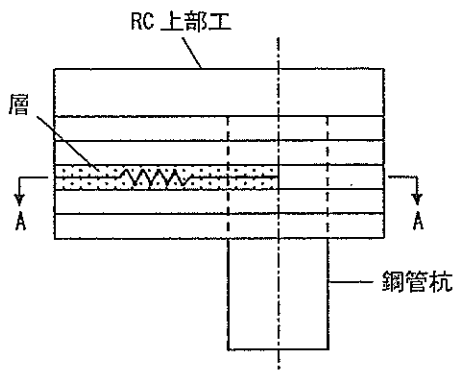
CASE4の場合、曲げモーメントが656kNm（荷重328kN）のとき上部工接合部近傍の引張側鉄筋（図-4中No.13の箇所）が降伏に至った。このときの接合部回転角を $1\theta_y$ とした。そして、 $2.1\theta_y$ 時に最大曲げモーメント1017kNm（荷重509kN）に達したが、その後、かなり大きな音とともに、急激に約3割程度耐力が低下した。これは、上部工内のH形鋼とコンクリート界面が一気に剥離したためではないかと推察される。また、終局時のひび割れ状況は、基本的にはCASE1と同じようなパターンであったが、引張側で上部工長さ方向に走るひび割れがいくつか観察された。これも、上記の剥離が原因で生じたのではないと思われる。

4. 数値解析

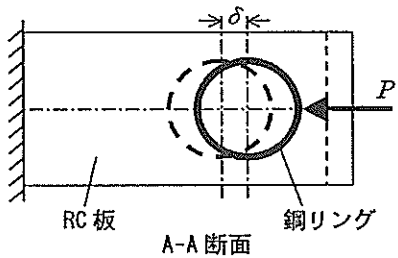
鋼管杭と上部工接合部の回転変形挙動を、実際の設計段階においても取り入れるための解析手法について検討した。栈橋の接合部を解析する場合、実際の構造をかなり忠実にモデル化できる3次元非線形FEM解析手法を用いることが挙げられる。実際にソリッド要素を用いて、解析を試行してみたが、データ作成および計算にかなりの労力と時間を要し、また、要素分割数等によっても収束性や結果がかなり左右され、現段階で実設計に用いるには適切ではないと考えられる。このほかにも、接合部を単純に曲げ剛性を合わせた2次元モデルとした解析も試みたが、写真-2に示したような、鋼管杭がコンクリートを押し込む際の局所的な応力集中や損傷等を考慮できないため、十分な精度が得られなかった。そこで、下記に示すような解析手法を新たに開発し、その適用性を検討した。なお、本研究では、前章で示したCASE1試験体、すなわち実栈橋における代表的な接合構造と、主鉄筋量を増やしたCASE2について検討している。

4.1 解析方法の概要

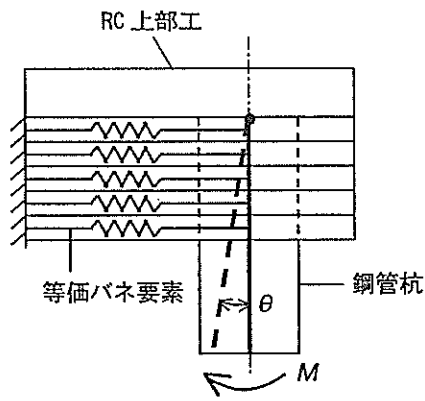
解析手法の概要を図-9に模式的に示す。本手法は、2段階の2次元非線形FEM解析を行うものである。まず、図-9(1)に示すように、上部工接合部を等しい厚みのいくつかの層に分割する。そして、図-9(2)に示すように、ここから一層分を取り出す。この層は、コンクリートが充填された鋼リングとRC（鉄筋コンクリート）板から構成されている。鋼リングに荷重を作用させ、RC板を押し込み、荷重-変位（ $P-\delta$ ）関係を得る（第1段階の2次元FEM解析）。つぎに、図-9(3)に示すように、この解析で得られた荷重-変位関係をもつ等価バネで各層を



(1) 接合部のモデル化



(2) 第1段階の2次元解析



(3) 第2段階の2次元解析

図-9 解析手法の概要

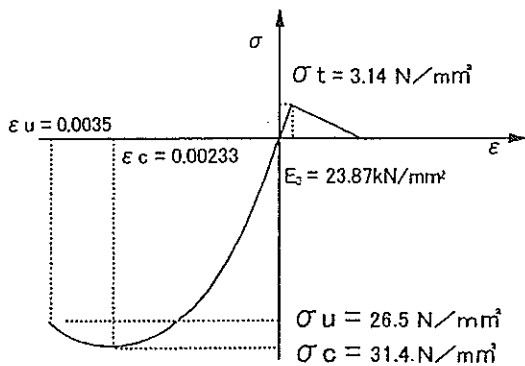


図-10 コンクリートの応力-ひずみ関係

置き換え、また、鋼管も等価な梁に置き換える。すなわち、接合部が、バネ要素と梁要素を組合せた2次元モデルに変換される。そして、このモデルに曲げモーメントを作用させ、接合部の曲げモーメント-回転角 ($M-\theta$) 関係を解析する (第2段階の2次元FEM解析)。

このようにして得られた接合部の曲げモーメント-回転角特性を、栈橋を骨組み構造解析する際に、接合要素の特性として組み込む。

4.2 解析条件

解析で用いたコンクリート材料の応力-ひずみ関係を図-10に示す。これらの特性値は、材料試験で得られた値を使用した。また、鋼管および鉄筋の応力-ひずみ関係は、表-2に示した降伏応力を有する弾完全塑性体とした。なお、解析は汎用有限要素解析プログラムSOLVIAを用いて行った。

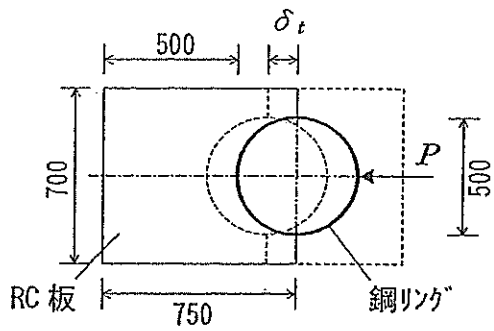
図-9(2)に示した上部工接合部一層分に相当する解析モデルを図-11(1)に示す。モデルは、コンクリートを充填した鋼リングとRC板から構成される。この際、引張側コンクリートは層の力学的挙動にほとんど寄与しないと考えられるので、圧縮側部分のみをモデル化している。また、上部工長さ方向の主鉄筋については、栈橋構造全体系の骨組み構造解析の際に上部工梁要素において加味されるのでここでは考慮していない。ただし、スターラップについては、コンクリートの圧縮破壊特性にいくぶん寄与すると考えられるため、モデル内にトラス要素として取り入れている。FEM解析で用いたメッシュ図を図-11(2)に示す。解析モデルは対称性を考慮して1/2モデルとし、要素は平面ひずみ要素、板厚は10mmとした。さらに、図-11(3)に示すような圧縮荷重Pによって上部工が一樣に収縮する変形も、全体系の骨組み構造解析の際に上部工梁要素における変形として加味されることとなる。このため、接合部分のみの変形量としては、図-11(1)に示した変位量 δ_1 から、図-11(3)に示した荷重Pと等価な一樣圧縮応力 p による変位量 δ_c を差し引いた量 δ_n となる。すなわち、

$$\delta_n = \delta_1 - \delta_c \quad (1)$$

である。

4.3 解析結果と考察

図-11に示した解析モデルによる2次元非線形解析 (第1段階の2次元解析) 結果を図-12に示す。ただし、図-11に示したモデルの板厚は10mmであるので、図-11のモデルで求めた荷重値を10倍して、厚さ100mm分の荷重に換算した。図-12は、この換算した後の値、すなわち厚さ100mm



(1) 鋼リングによる圧縮荷重作用時のモデル

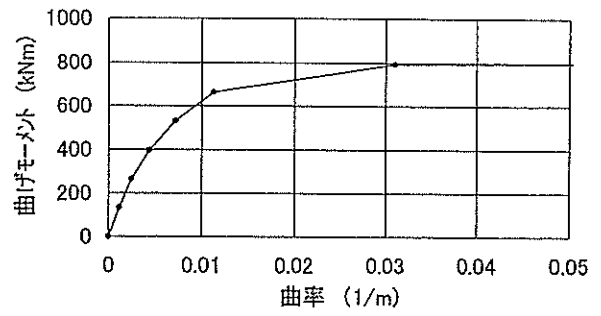
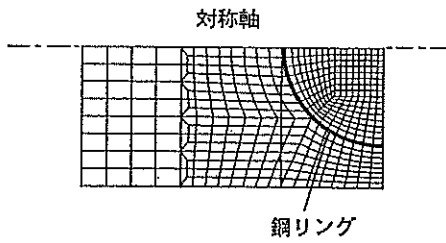


図-13 接合部の曲げモーメント-曲率関係



(2) FEM解析メッシュ分割図

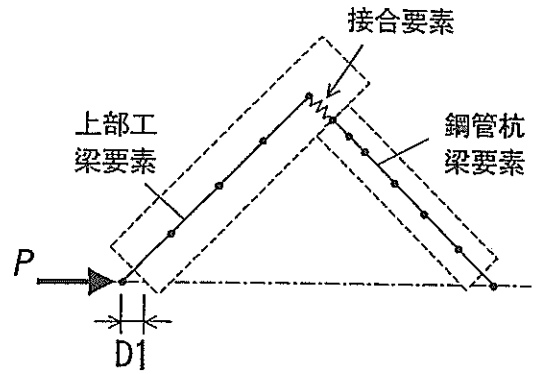
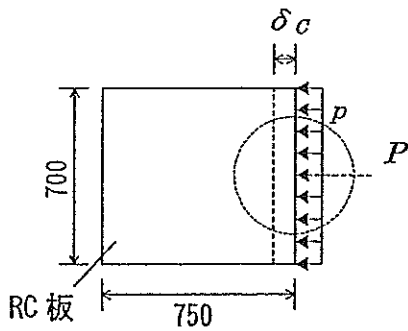
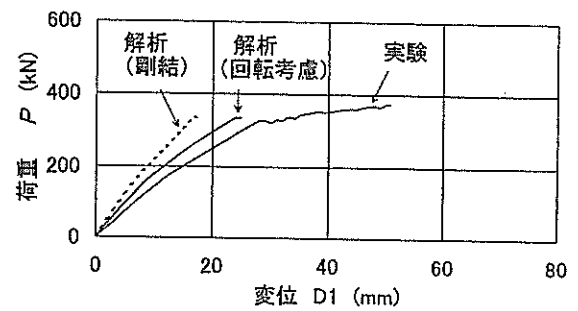


図-14 接合部試験体の解析モデル



(3) 一様圧縮応力作用時のモデル



(1) CASE1

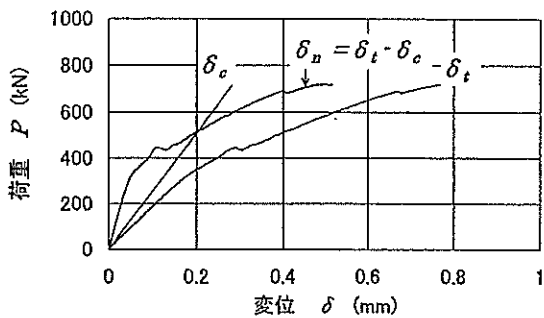
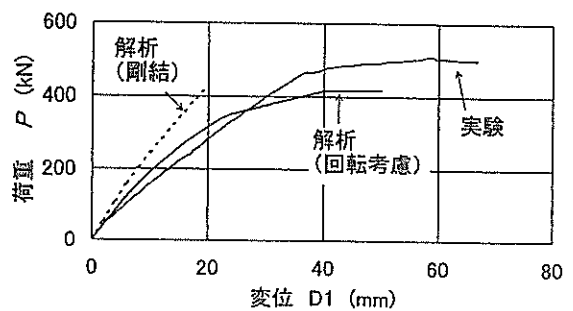


図-12 一層分の荷重-変位関係



(2) CASE2

図-15 接合部試験体の解析と実験結果の比較

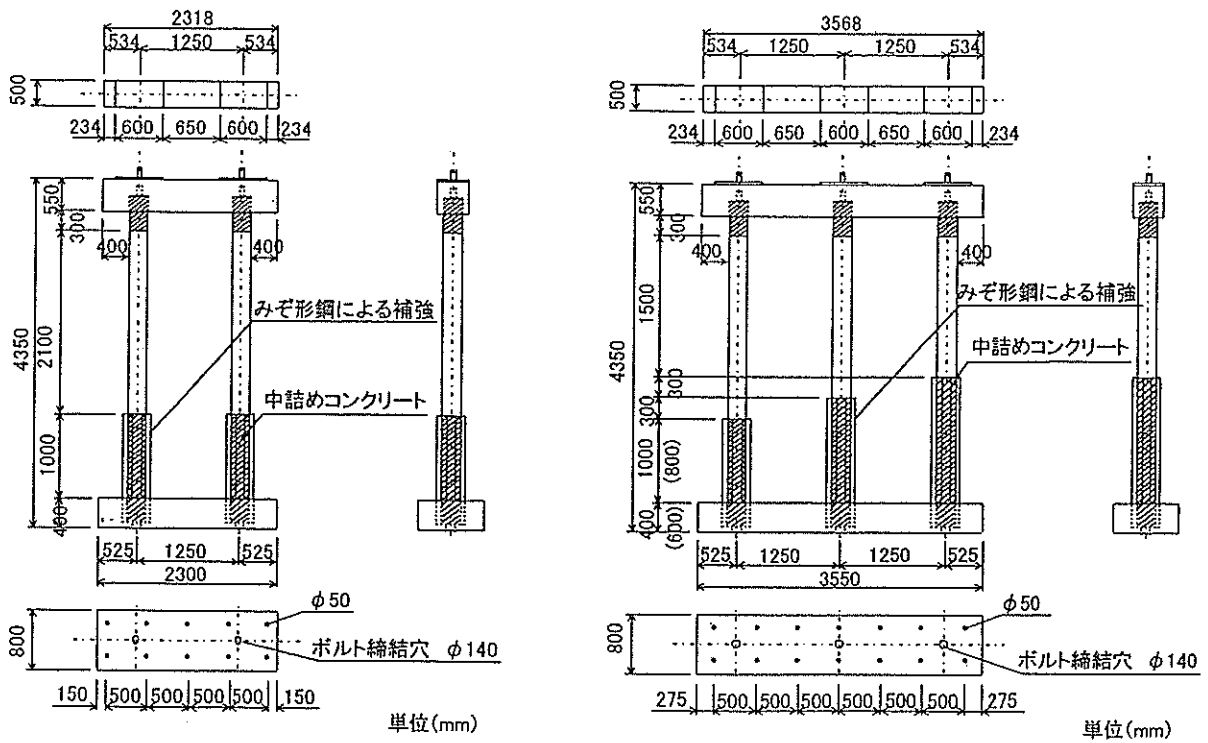


図-16 2本杭および3本杭栈橋モデル

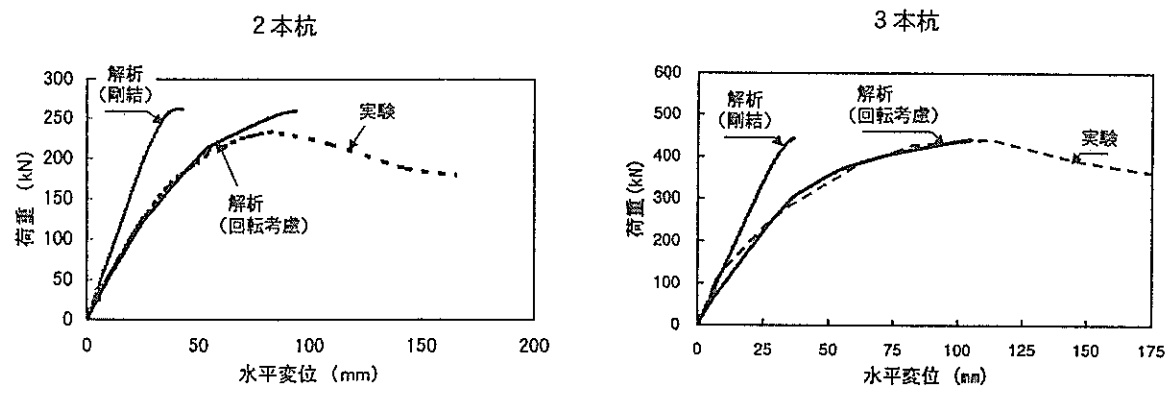


図-17 栈橋モデルの解析と実験結果の比較

分の荷重-変位関係を示している。4.2に述べたように、図中の $P-\delta_n$ 関係が上部工接合部1層(厚さ100mm)分の荷重-変位関係を示している。なお、図-12において、荷重が400kNを少し越えたあたりで一旦わずかに減少している。これは、コンクリートの一部で引張応力が引張強さに達して、除荷したためである。

そして、図-12に示した荷重-変位関係を、図-9(3)に示した上部工一層分に相当するバネ要素の特性として与えた。上部工接合部の鋼管理込み部分の厚みは500mmであるので、5本のバネ要素を用いて接合部をモデル化した。

この接合部の解析結果、すなわち接合部の曲げモーメント-曲率関係を図-13に示す。

最後に、本実験で用いた基本タイプである試験体CASE1および主鉄筋量を増やしたタイプCASE2を解析し、実験結果と比較する。図-14に解析モデルを示す。モデルは上部工および鋼管を梁要素で置き換えた骨組み構造で、接合部には上で求めた曲げモーメント-曲率関係を有する接合要素を取り入れている。また、比較のため、接合部を剛結とした従来の解析も実施した。

解析結果を図-15に示す。いずれのケースも接合部を剛

結とした従来の方法に比べて、接合部の回転変形挙動を考慮した本解析結果は、実験結果と比較的よく一致している。本研究で示したような2段階の2次元解析手法により、直杭式栈橋の保有耐力を、従来の方法よりも精度よく、かつ簡便に求めることができると考えられる。

ただし、本解析によると、耐力を実験結果よりも若干小さく見積もっている。これは安全側の評価ではあるが、この違いについて以下に考察する。本解析モデルでは、図-9(3)に示したように、各層の荷重-変位関係を表現するバネ要素がそれぞれ独立しており、相互に拘束し合うことはない。しかしながら、実際の上部工の各層においては拘束、すなわちせん断抵抗が存在する。本解析モデルでは、このせん断抵抗を考慮していないことが、実験結果に比べて解析結果が若干小さくなっている原因のひとつではないかと考えられる。

また、著者等は今回の研究に先立ち、図-16に示す2本杭および3本杭栈橋試験体に対して正負（押し引き）交番の水平荷重を載荷する実験を行っている^{2,3)}。これらの試験体に、本報で述べた手法を適用すると、図-17に示す結果が得られた。すなわち、解析結果と実験結果は今回の場合よりもよく一致した。これは、先に行った実験では、正負交番荷重を作用させたため、上部工におけるコンクリートのひび割れが多く発生し、せん断抵抗がかなり低下し、本解析モデルのように上部工各層間の拘束がない状態に近くなっていたためではないかと考えられる。実際の地震時にはこのような正負交番荷重が作用することになるので、本解析手法を用いて、かなり精度よく栈橋の保有耐力が推定できるものと考えられる。

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) 実栈橋で一般的に用いられるタイプの接合部では、鉄筋あるいは鋼管杭が最初に降伏した時点における回転角の5~6倍の回転変形が生じても、接合部の耐力は低下せず、この範囲では優れた構造性能を有していた。
- (2) 実設計での適用も考慮し、3次元構造である接合部を2段階の2次元モデルで解析する簡便で効率的な手法を提案した。
- (3) 接合部を剛結とする従来の方法と比較して、本手法による解析結果は大型構造実験結果とよく一致し、その妥当性が示された。

(2000年8月31日受付)

謝辞

本研究の載荷実験の実施にあたっては、港湾技術研究所構造強度研究室の岩波光保研究官および前研修生秋本孝氏（現、若築建設工業株式会社）のご協力をいただきましたことを感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 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。
- 2) 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, pp. 223~255, 1999. 6.
- 3) Hazem El-Bakry, Hiroshi Yokota and Noriyuki Kawabata: Nonlinear structural analysis of open piled wharves and their seismic design criteria, *Proceeding of the 7th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction*, Vol. 2, pp. 1044~1049.

港湾技研資料 No.977

2000.12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社ポートサイド印刷

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyrights ©(2000) by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複製は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。