

運輸省港湾技術研究所

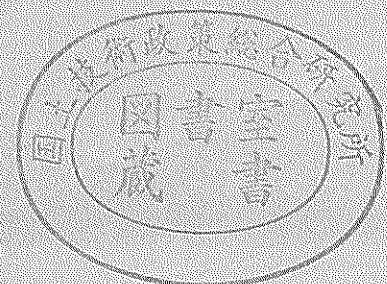
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL.38 NO.2 June 1999

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第38巻 第2号 (Vol.38, No.2), 1999年6月 (June 1999)

目次 (CONTENTS)

1. 潮位変動および密度の非一様性を考慮した砂浜海岸地下水の非定常過程に関する数値解析
.....内山雄介..... 3
(Numerical Analysis on Groundwater Flow in Sandy Beaches Considering Tidal Fluctuation and Density Distribution
.....Yusuke UCHIYAMA)
2. 久里浜湾の流れ特性と生態系に関する研究
.....日比野忠史・豊田政史・西守男雄・細川恭史・鶴谷広一..... 29
(Current Field Characteristics and Ecosystem Investigations in Kurihama Bay
...Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Dan-o NISHIMORI, Yasushi HOSOKAWA and Hiroichi TSURUYA)
3. 海水交換型防波堤の透過量評価手法の提案
.....西守男雄・日比野忠史・豊田政史・細川恭史・石原弘一・森下正志・鶴谷広一..... 63
(Estimation of Water Mass Exchanged through Water Exchangeable Breakwater
.....Dan-o NISHIMORI, Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Yasushi HOSOKAWA,
Hirokazu ISHIHARA, Masashi MORISHITA and Hiroichi TSURUYA)
4. 粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム
.....土田 孝・湯 怡新..... 99
(Strength Mobilization due to Cementation of Clay
..... Takashi TSUCHIDA and Yi Xin Tang)
5. 港湾空港事業における軽量混合処理土工法の開発と適用事例
.....土田 孝..... 131
(Development and Use of Foamed Treated Soil in Port and Airport Project
..... Takashi TSUCHIDA)
6. 海洋環境 (酒田港20年) に暴露したコンクリート梁の材料劣化が梁の力学性能に及ぼす影響
.....横田 弘・秋山哲治・濱田秀則・三上 晃・福手 勤..... 169
(Effect of Degradation of Concrete on Mechanical Properties of Reinforced Concrete Beams
Exposed to Marine Environment (for 20 years in Sakata)
.....Hiroshi YOKOTA, Tetsuji AKIYAMA, Hidenori HAMADA, Akira MIKAMI and Tsutomu FUKUTE)
7. 鋼直杭式棧橋の地震時保有耐力に関する実験および解析
.....横田 弘・川崎 進・菅原 亮・Hazem El-Bakry・川端規之..... 223
(Ultimate Structural Performance of Steel-Pile Supported Wharves
... Hiroshi YOKOTA, Susumu KAWASAKI, Ryo SUGAWARA, Hazem El-Bakry and Noriyuki KAWABATA)
8. 防波堤ケーソンの自動設置システムの開発 (第二報) - アンカーワイヤ方式の水力模型実験による検討 -
.....米山治男・白石 悟・名里健吾・高橋英俊..... 257
(Development of Automatic Installation System of Breakwater Caisson (2nd Report)
- Evaluation of Anchor Wire System by Hydraulic Model Experiments -
..... Haruo YONEYAMA, Satoru SHIRAIISHI, Kengo NAZATO and Hidetoshi TAKAHASHI)
9. RC港湾構造物の塩害に係わる環境要因の定量的評価に関する研究
.....濱田秀則..... 299
(Quantitative Evaluation of Environmental Factors Related to Chloride Attack of RC Harbor Structures
.....Hidenori HAMADA)

10. 破壊確率を考慮した防波堤のライフサイクルコストと許容破壊確率
.....長尾 毅・松渕 知..... 395
(Studies on Life-Cycle Cost and Allowable Failure Probability of Breakwaters
..... Takashi NAGAO and Satoru MATSUBUCHI)
11. 係留施設のライフサイクルコスト発生と維持管理意志決定支援システムの構築に関する基礎的研究
.....松渕 知・横田 弘..... 423
(Life-Cycle Cost Analysis of Berthing Facilities and Development of A Decision Support System
during their Maintenance Work
..... Satoru MATSUBUCHI and Hiroshi YOKOTA)
12. 大規模地震時におけるコンテナクレーンの脚の浮き上がりに関する模型実験
.....江頭隆喜・山本俊介・田邊俊郎・中島 晋・菅野高弘・宮田正史・柏崎昭宏・金山維史..... 475
(Experiment on Uplifting of Legs of Container Cranes under Strong Earthquakes
..... Takaki ETOU, Shunsuke YAMAMOTO, Toshiro TANABE, Susumu NAKASHIMA・
Takahiro SUGANO, Masafumi MIYATA, Akihiro KASHIWAZAKI and Tadafumi KANAYAMA)

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

横田 弘^{*1}・川崎 進^{*2}・菅原 亮^{*3}・Hazem El-Bakry^{*4}・川端規之^{*5}

要 旨

本研究は、鋼直杭式栈橋の終局時における構造性能を把握することを目的としている。栈橋の終局時の耐力、水平変位、破壊の進行過程を調べるため、約1/4の縮尺の模型試験体を製作し、静的繰返し載荷試験を実施した。その結果、栈橋は非常に優れた変形性能を有し、塑性率3~4程度までは耐力が低下しないことが確認された。また、非線形数値解析を行った結果、鋼管杭とRC上部工間の接合部の回転変形を適切に考慮することが、栈橋の荷重・変位関係を推定するために必要であった。実験および解析結果より、栈橋の耐震設計の際に、許容塑性率の値として3~4を設定して良いこと、および数値解析手法の妥当性が確認された。

キーワード：鋼直杭式栈橋，耐震設計，保有耐力，塑性率，終局限界，非線形解析

*1 構造部構造強度研究室長

239-0826 横須賀市長瀬3丁目1番1号 Tel 0468(44)5031 Fax 0468(44)0255 E-mail hiroy@cc.phri.go.jp

*2 構造部構造強度研究室受託研修生 (名村造船所鉄構事業部設計部)

*3 構造部構造強度研究室

*4 構造部構造強度研究室客員研究員

*5 鋼管杭協会技術委員

Ultimate Structural Performance of Steel-Pile Supported Wharves

Hiroshi YOKOTA^{*1}

Susumu KAWASAKI^{*2}

Ryo SUGAWARA^{*3}

Hazem El-Bakry^{*4}

Noriyuki KAWABATA^{*5}

Synopsis

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, Ductility design, Displacement ductility factor, Ultimate state, Non-linear analysis

*1 Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

1-1, Nagase 3-chome, Yokosuka 239-0826, Tel 0468(44)5031 Fax 0468(44)0255 E-mail hiroy@cc.phri.go.jp

*2 Trainee of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division (Namura Shipbuilding Co.,LTD.)

*3 Member of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

*4 Visiting Researcher of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division (STA Fellow)

*5 Japanese Association for Steel Pipe Piles

目 次

要 旨	223
1. まえがき	227
2. 栈橋の耐震性能照査の流れ	227
2.1 地震時に栈橋に求められる性能	227
2.2 栈橋の地震時挙動	228
2.3 栈橋の保有耐力評価手法	229
3. 載荷試験の概要	230
3.1 試験の概要	230
3.2 試験体の種類	230
3.3 載荷方法	232
4. 試験結果と考察	232
4.1 破壊の進行状況	232
4.2 荷重変位関係	237
4.3 鋼管杭のひずみと接合部での回転	238
4.4 RCはりの鉄筋ひずみ	239
4.5 モーメントと曲率の関係	239
5. 静的非線形解析による力学性能の評価	240
5.1 解析 1	240
5.2 解析 2	242
6. まとめ	247
7. あとがき	248
参考文献	248
付録 A 鋼管杭の軸方向ひずみ分布	249
付録 B 杭頭接合部における荷重と回転角の関係	252
付録 C 曲げモーメントと曲率の関係	254

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)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いってよく、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⁾。

従来の栈橋の設計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かなり高く、部分的な損傷を許容することにより、特にレベル2地震動に対して、要求性能に応じた断面をより合理的に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。ここでは、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、これまで検討してきた。

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。その場合、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、塑性率(終局時の変位と弾性限界時の変位との比)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、材料非線形性を考慮した静的非線形数値解析を2通りの方法で実施し、解析手法の適用性を検討した。2通りの方法とは、以下のとおりである。

解析1: 杭頭とRCはり結合部の回転変形を表現する接合要素を導入し解析する方法

解析2: いわゆるPushover解析と呼ばれるもので、杭頭部の結合部は剛結とするが、塑性ヒンジを考慮する事で回転変形をモデル化する方法
特に、解析2は1999年4月施行予定の技術基準・同解説において、標準的な弾塑性解析方法として紹介されている方法である。

2. 栈橋の耐震性能照査の流れ

2.1 地震時に栈橋に求められる性能

栈橋の耐震設計は、港湾の施設の技術上の基準⁷⁾に基づいて行われるが、1999年4月施行予定の基準では新たな耐震性能照査の体系が導入されようとしている。

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、棧橋としての機能を損なわせないように設計することとし、地震時の棧橋の荷重-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、棧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 棧橋の地震時挙動

現行設計法に基づいて設計された棧橋を対象として、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⁷⁾を紹介する。

図-1に解析対象としたモデル棧橋を示す。1列当たり3本の鋼管杭とRC上部工よりなる水深-7.5m、従来の許容応力度レベルでの設計震度0.15の棧橋で、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である。解析では、RC上部工の位置に水平方向の漸増荷重を載荷して、RC上部工での荷重-変位関係と棧橋の全体系での損傷進展過程を求める。解析手法は、地盤および構造部材の非線形性を考慮する、1.で述べた解析2に相当する方法を用いた。解析手法の概要は5.2で述べる。

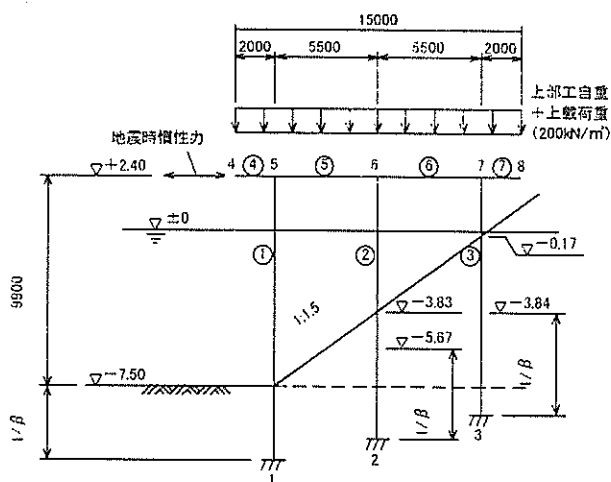


図-1 解析モデル棧橋の断面図

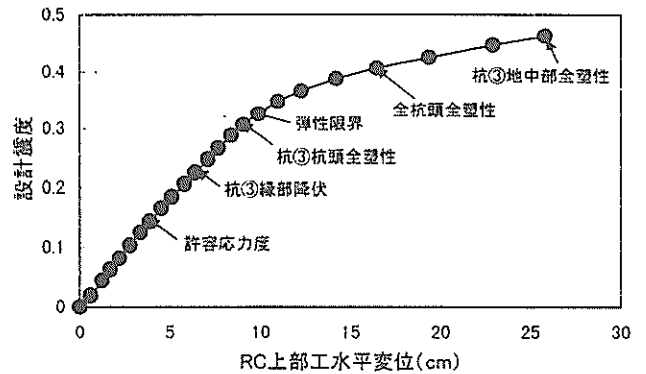


図-2 荷重-水平変位関係の弾塑性解析結果

解析結果を図-2に示す。同図の縦軸は、水平荷重を棧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、この棧橋は設計震度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、棧橋の弾性限界は、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実施した結果、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棧橋は有していることになる。また、棧橋の荷重-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、なおかつ実際には解析を用いて設計を行うため、解析手法の妥当性を調べておくことも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⁸⁾と同様に、棧橋の変位を制御する必要があり、棧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。

2.3 栈橋の保有耐力評価手法

直杭式栈橋の耐震性能照査は、地震力以外の荷重作用に対して、各部材の応力が許容応力度を満足するように設定した断面（耐震性能照査断面）において行うこととなる。耐震性能照査では、破壊形態、保有耐力、最大・残留変位、杭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検討することとなる。

耐震性能照査の最も基本となる項目は、栈橋の地震時保有耐力に関するものである。これは、栈橋をフレームモデルに置換し、栈橋の水平変位に関する塑性率を指標としてエネルギー一定則による式(1)により行うものである。

$$Ra \geq k_s W \quad (1)$$

$$R_s = \sqrt{2\mu_s - 1 + \theta (\mu_s - 1)^2} P_s \quad (2)$$

$$\theta = K_2 / K_1 \quad (3)$$

$$K_1 = P_s / \delta_s \quad (4)$$

$$K_2 = (P_u - P_s) / (\delta_u - \delta_s) \quad (5)$$

ここに、

R_s : 栈橋の地震時保有耐力

k_s : 線形応答より求まる照査用震度(修正震度)

W : 自重及び地震時の上乗荷重

μ_s : 栈橋の弾性限度に対する許容塑性率

θ : 荷重-水平変位関係における2次勾配と1次勾配の比

K_1 : 荷重-水平変位関係における1次勾配

K_2 : 荷重-水平変位関係における2次勾配

P_s : 栈橋の弾性限度に対応する水平力

ここで使用する許容塑性率 μ_s 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、今回の実験と解析により、目安となる値を提案する。

また、弾塑性解析法は、栈橋を鋼管杭とRC上部工よりなるフレームモデルに置換して、地盤及び鋼管杭とコンクリート上部工の非線形性を考慮して行うものである。一般に、地中部における鋼管杭の座屈はその発見および補修が困難なため、設計震度により発生する曲げモーメントが杭の全塑性モーメントに達しないことを照査する。上部工コンクリート部材は終局曲げモーメントに達しないことを照査する。鋼管杭の曲げモーメントと曲率の関係は、図-3に示すような全塑性モーメントを上限值とするトリリニアモデルや、多少簡便なバイリニアモデルを用いる。

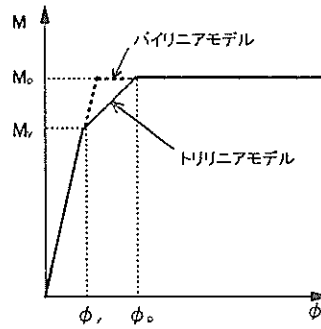


図-3 鋼管杭の曲げモーメント-曲率関係

全塑性モーメント M_u 、降伏モーメント M_y 、降伏時曲率 ϕ_y および全塑性時曲率 ϕ_u は式(6)により算出する。

$$M \leq M_y \quad (6)$$

$$M_y = M_{py} \cos(\alpha \pi / 2) \quad (7)$$

$$M_y = (f_y - N/A) Z_x \quad (8)$$

$$\phi_y = M_y / EI \quad (9)$$

$$\phi_u = (M_u / M_y) \phi_y \quad (10)$$

ここに、

M : 設計震度により発生する曲げモーメント

M_{py} : 軸力がない場合の鋼管杭の全塑性モーメント

N : 鋼管杭に作用する軸力

$$M_{py} = Z_x f_y \quad (11)$$

$$Z_x = \frac{4}{3} (r^3 - (r-t)^3) \quad (12)$$

ここに、

Z_x : 鋼管杭の塑性断面係数

f_y : 鋼管杭の降伏強度

r : 鋼管杭の半径

t : 鋼管杭の肉厚

α : 曲げモーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と作用軸力 N の比 ($\alpha = N / N_0$)

$$N_0 = A f_y \quad (13)$$

A : 鋼管杭の断面積

Z_x : 鋼管杭の断面係数

EI : 鋼管杭の曲げ剛性

一般に鋼管杭の局部座屈の発生は、杭断面が全塑性モーメントに達する荷重の5~10%小さい荷重であると考えられるが、より詳細に検討する場合には、式(14)によ

り、局部座屈発生ひずみの照査を行う。

$$\varepsilon_{max} = 0.44 t/D \quad (14)$$

ここに、

ε_{max} : 鋼管杭に局部座屈が発生するときのひずみ

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
- (5) 肉厚/杭径の違いによる、塑性変形性能および損傷イベントの発生状況
- (6) 鋼管杭の軸力導入過程の違いによる、塑性変形性能の評価

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った。図-4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上部工の鉄筋量を若干低減している。これは、それぞれRCはりの破壊を先行させることを意図したものである。

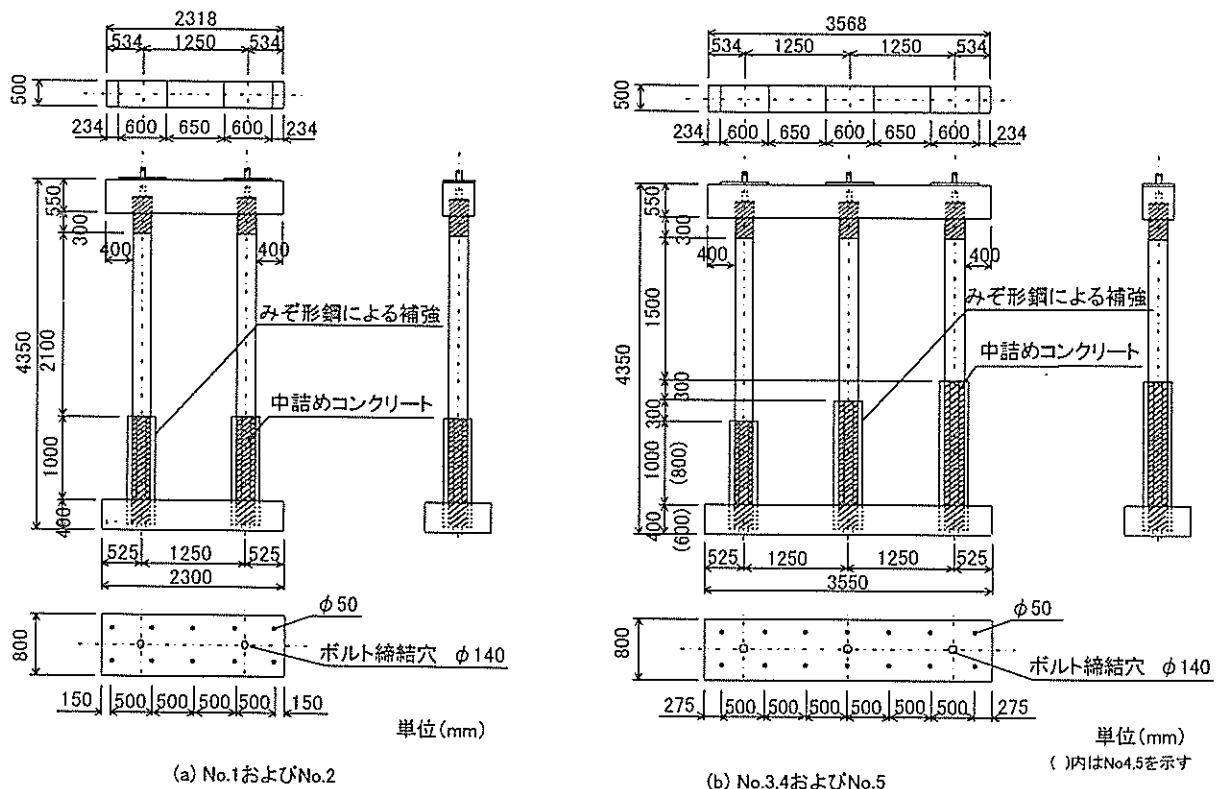


図-4 試験体の形状・寸法

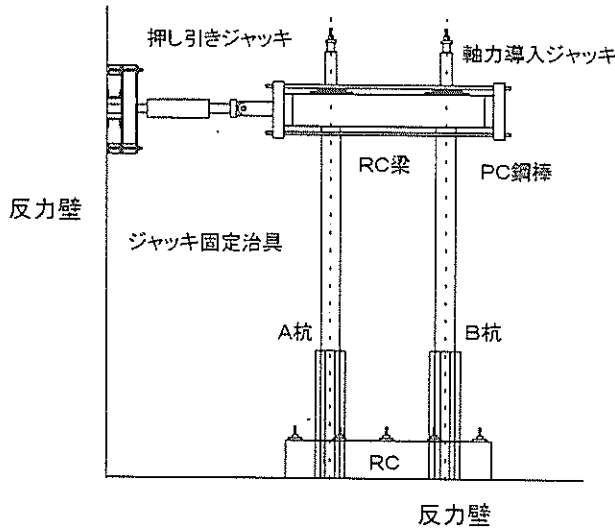


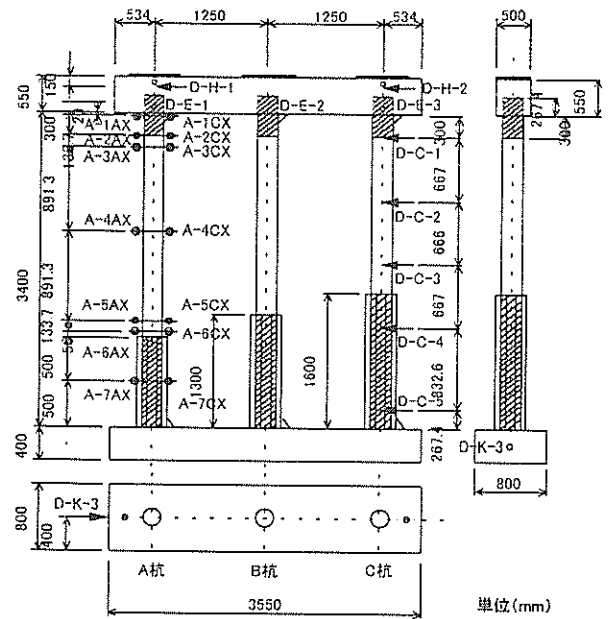
図-6 荷重方法

3.3 荷重方法

図-6に荷重方法を示す。棧橋の耐震設計では、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、荷重は試験体を寝かせ、水平面内に設置して行った。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はりに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、支承と試験体と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本あたりに 200kN とした。荷重中は、No.1～No.3では後述する荷重ステップの $3\delta_r$ 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、これを 200kN に保持することは行わなかった。No.4では $3\delta_r$ 以降に軸力が低下したが、これを 200kN に保持することは行わなかった。No.5では軸力のチェックを行い、常に 200kN に保持した。

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荷重した。繰返しは、鋼管杭の縁部降伏荷重時のRCはりの水平変位 δ_r を基に変位制御で行った。荷重ステップは、 $4\delta_r$ まで押しと引きをそれぞれ3回ずつ繰り返す。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-6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



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: 荷目断面

図-7 No.3における変位およびひずみの計測位置

荷重を意味し+の値で、引きは、その逆の荷重を意味し-の値で表記する。また、各荷重ステップにおいて、荷重荷重は、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-7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、各荷重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、荷重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、以下で述べる荷目断面は、図-7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-8に示す。荷重 123kN (No.2でも同荷重)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、押し荷重の

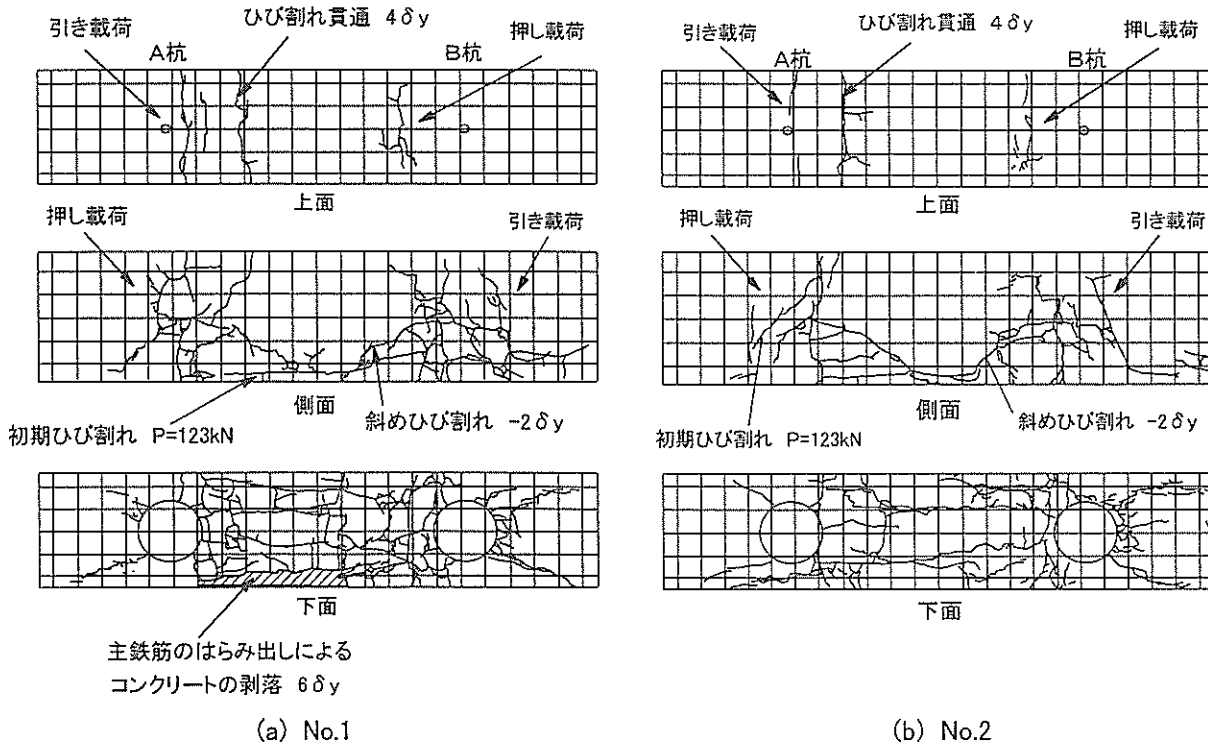


図-8 No.1およびNo.2-RC梁部の終局時ひび割れ発生状況

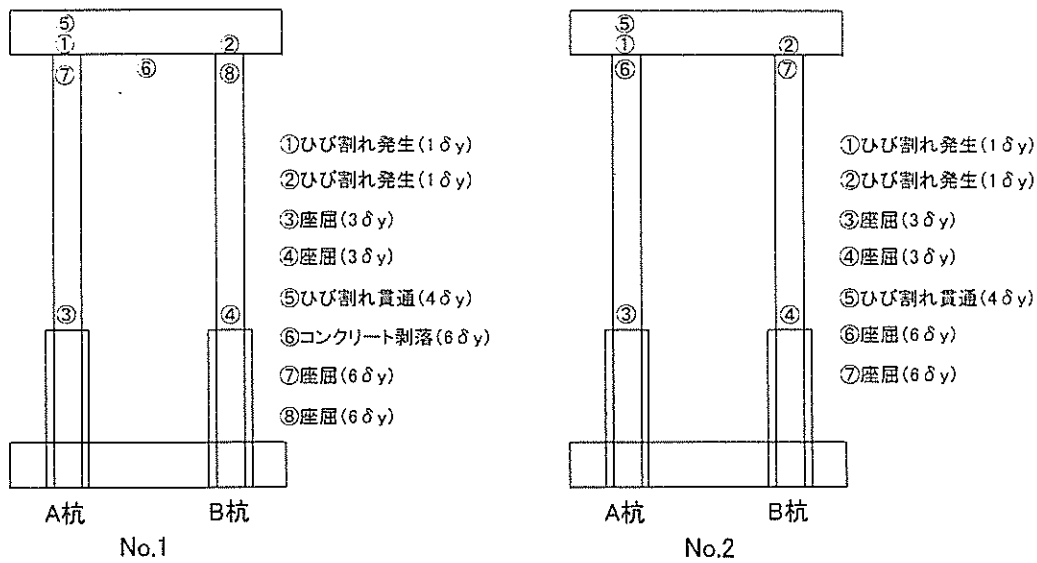


図-9 No.1およびNo.2における損傷イベントの発生過程

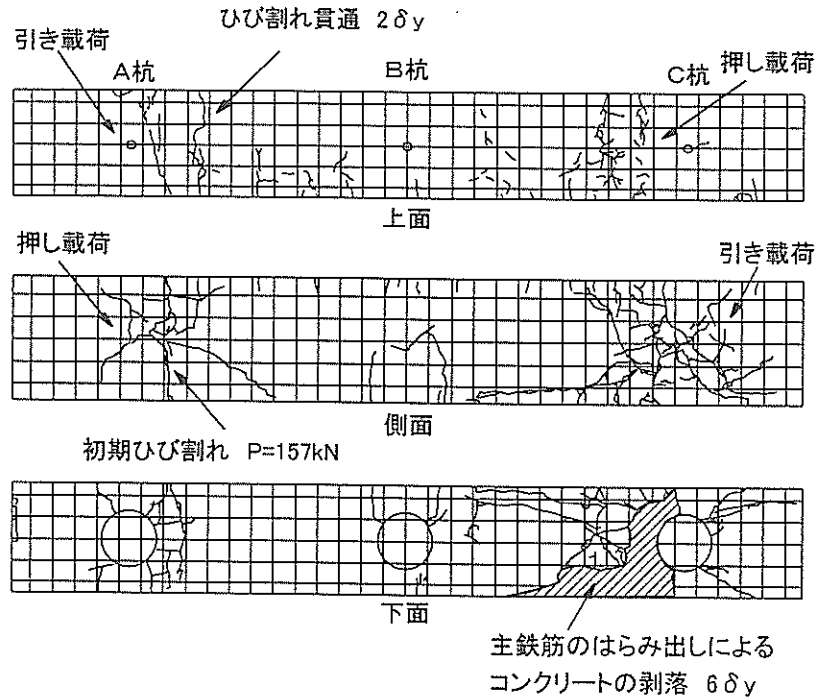


図-10 No.3-RC梁部の終局時ひび割れ発生状況

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， $-2\delta_y$ 時にRCはりに斜めひび割れが発生した。その後， $3\delta_y$ ではA杭第6断面， $-3\delta_y$ 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。 $4\delta_y$ 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 $\pm 3\delta_y$ 時とそれぞれ反対の位置に鋼管杭の座屈が生じた。 $4\delta_y$ 以降は耐力の低下を確認したので，1サイクルずつの荷重とし， $4\delta_y$ では側面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。 $6\delta_y$ ではひび割れ幅が著しく増大したとともに，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断面でかなり鋼管杭が局部座屈により隆起し，杭上部の中詰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， $6\delta_y$ の第1サイクルが終了した段階で，荷重の低下が著しくなり，荷重を終了した。以上の損傷の進行過程を図-9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試験体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-10および図-11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。 $4\delta_y$ においてB杭およびC杭の第6断面（図-7のA-6AX）で座屈による膨らみが観察された。また，B杭第2

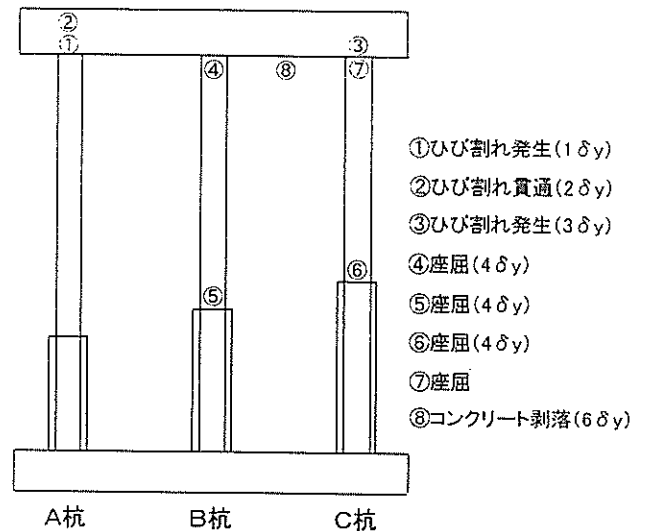


図-11 No.3における損傷イベントの発生過程

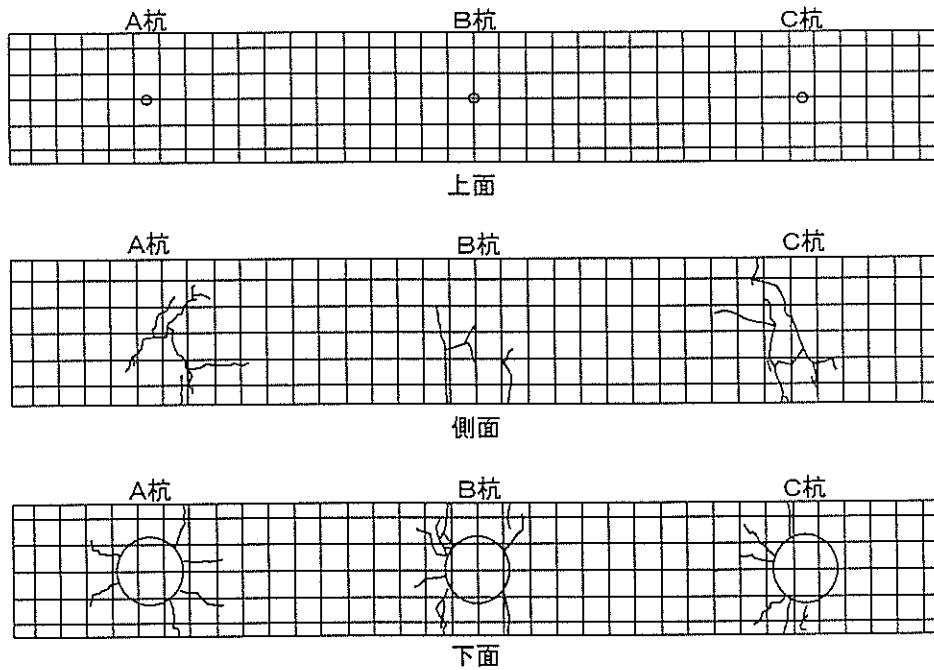


図-12 No.4-RC梁部の終局時ひび割れ発生状況

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 δ_y で、RCはりのひび割れが著しくなった。6 δ_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、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-11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。

(3) 3本杭 (No.4) 試験体

No.4試験体の終局時のひび割れ発生状況および損傷進行過程を図-12および図-13にそれぞれ示す。

δ_y ではRCはりにひび割れは観測されなかった。No.3試験体では δ_y の時、すでにひび割れが観測されていた。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はりには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。

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。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。4 δ_y では、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

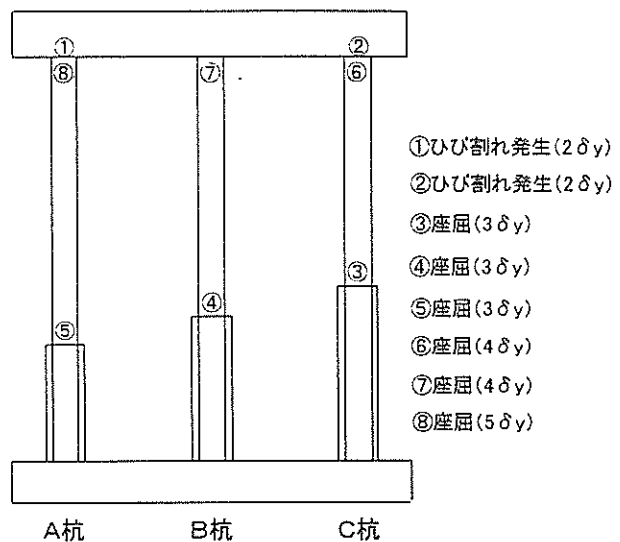


図-13 No.4における損傷イベントの発生過程

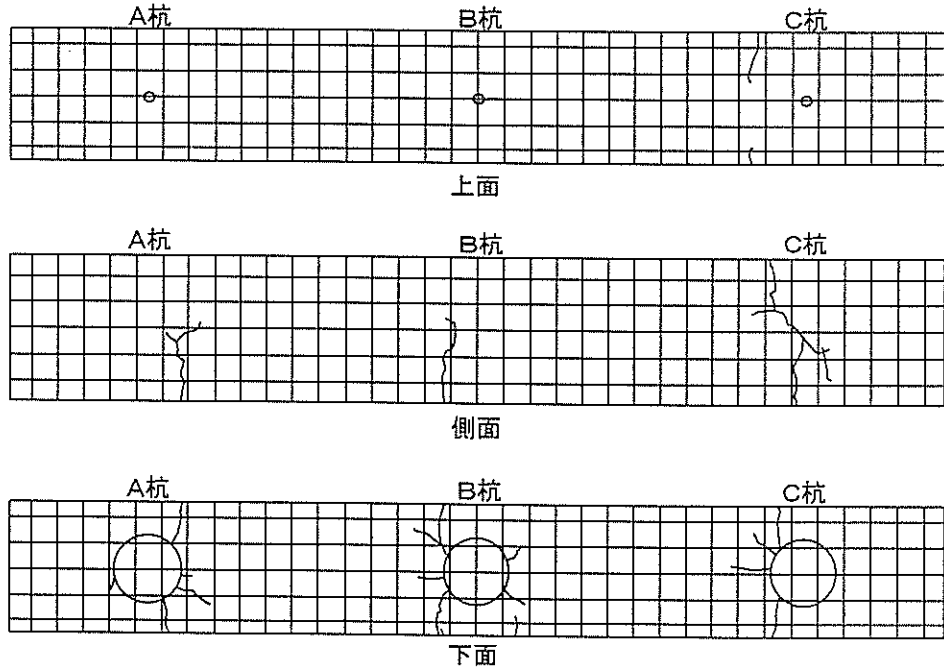


図-14 No.5-RC梁部の終局時ひび割れ発生状況

座屈が著しくなったため、 $5\delta_y$ 以降は1サイクルのみとした。 $5\delta_y$ 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。 $-5\delta_y$ ではA杭第2断面においても座屈が見られた。 $6\delta_y$ でも同様の結果となった。

$6\delta_y$ 以降は正方向に変位10mmずつ増加させ、最終変位200mm、荷重157kNまで荷重を行った。最終段階では、3つの杭とも著しく座屈して折れ曲がり、みぞ型鋼付近では、座屈した鋼管部分が補強用のみぞ型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、安全性を考慮し荷重を終了した。このときすでに軸力は0に低下していた。

(4) 3本杭 (No.5) 試験体

No.5試験体は軸力を保持するため水平荷重を載荷中に軸力をチェックし、変動に応じジャッキによる調整を行った。終局時のひび割れ発生状況および損傷進行過程を図-14および図-15にそれぞれ示す。

$1\delta_y$ ではRCはりにひび割れは観測されなかった。 $-1\delta_y$ でも同様であった。 $2\delta_y$ の荷重206kNで、A杭下面および上面においてひび割れが発生した。 $-2\delta_y$ の荷重196kNで、C杭下面においてひび割れが発生した。ひび割れは荷重の繰り返し毎に進展していった。 $3\delta_y$ の荷重235kNで、B杭第6断面が膨らみ始め座屈を確認した。また、A杭およびC杭の第6断面においても座屈が見られた。 $4\delta_y$ ではC杭第2断面において座屈が確認された。また、

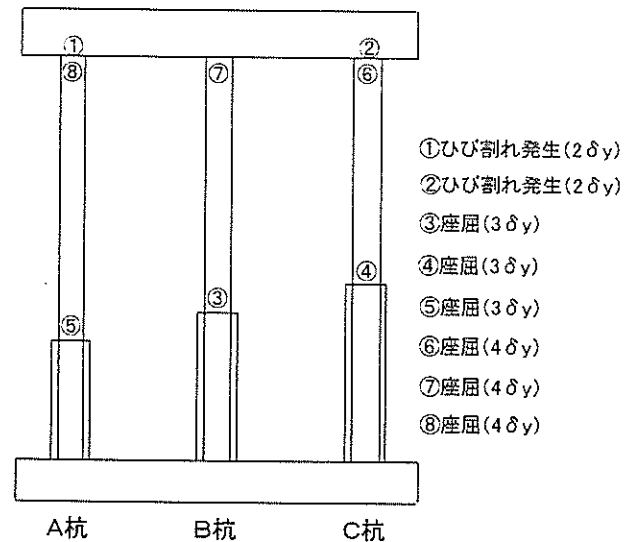


図-15 No.5における損傷イベントの発生過程

$-4\delta_y$ ではA杭およびB杭第2断面において座屈が見られた。繰り返し荷重を加えるたびに、鋼管の座屈は著しくなった。さらに、 $5\delta_y$ において、水平荷重は著しく低下して軸力保持が困難となったため、安全性を考慮して荷重を中止した。

4.2 荷重変位関係

図-16に水平荷重とRCはりの水平変位との関係を示す。 δ_y の値は鋼管杭の降伏応力より降伏ひずみを計算し、その時点での変位を読みとり決定した。No.1の押し荷重の δ_y は、荷重132kNでB杭第2断面(B-2AX)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り、 δ_y は27.50mmであった。引き荷重では、同様に荷重-137kNでA杭第2断面で降伏に至り、 δ_y は-26.40mmであった。No.2では、No.1の場合と同じ箇所と同荷重時に降伏に至り、 δ_y は-32.50mmであった。 $\pm 2\delta_y$ 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 δ_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杭第1断面で降伏した際の変位-25.25mmであった。4 δ_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 δ_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。

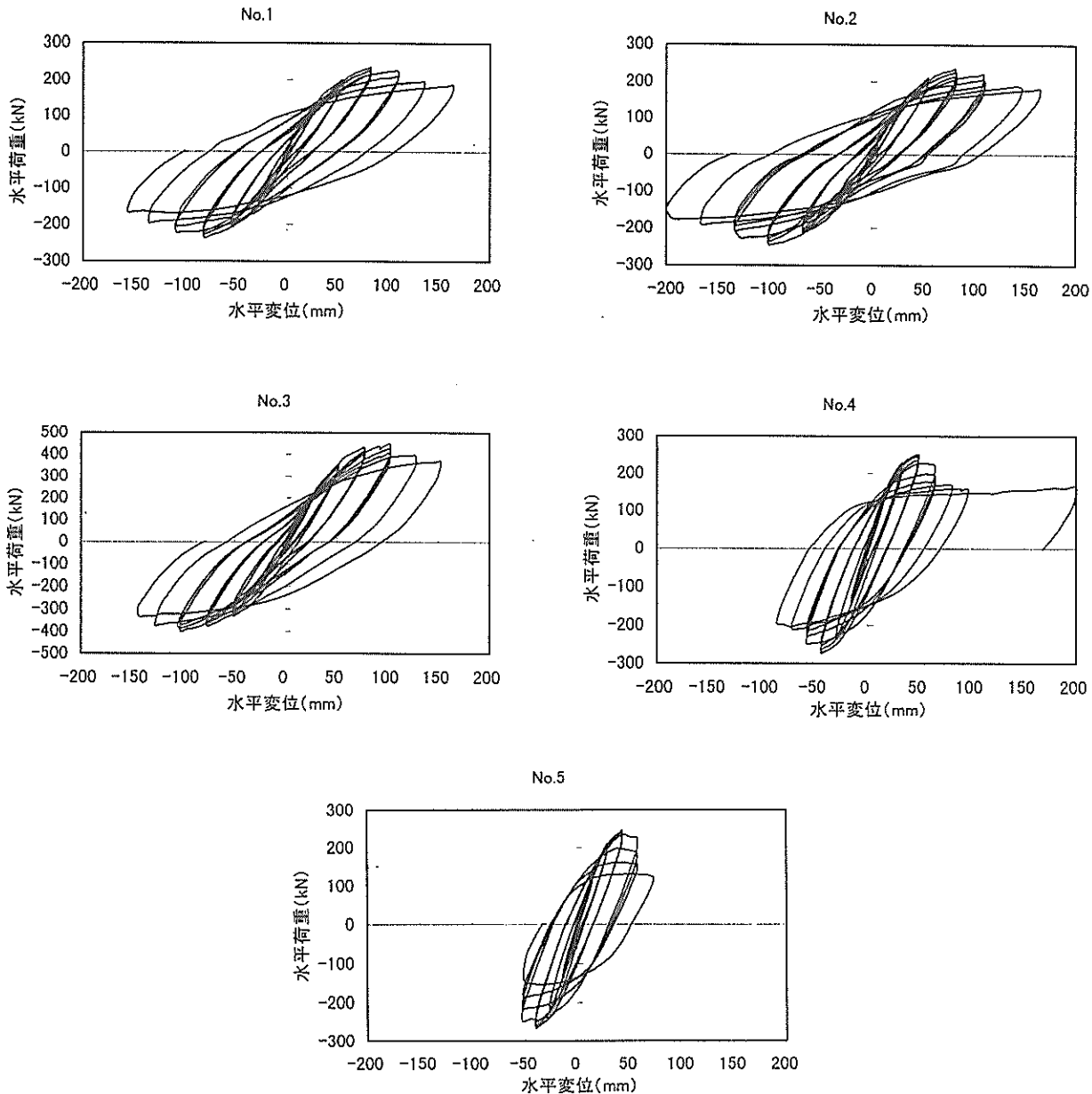


図-16 荷重-水平変位関係

No.4の δ_r 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杭第2断面で降伏に至り、その際の変位は-14.60mmであった。 $\pm 2\delta_r$ 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、 $\pm 3\delta_r$ 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、 $6\delta_r$ 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。

No.5の押し載荷の δ_r は、荷重127kNでB杭第6断面において降伏に至った際の変位14.40mmであった。引き載荷では、同様に荷重-137kNでA杭第6断面で降伏に至り、その際の変位は-13.40mmであった。荷重-変位の関係は $\pm 3\delta_r$ まではNo.4とほぼ同じ軌跡を示したが、 $4\delta_r$ からは急速に荷重の低下が見られた。

No.2とNo.3を比較すると、水平荷重のピークはNo.2では3.0~3.5程度であった。No.3では4.0程度であり、突出長の違いによる終局時の塑性率の変化はほとんどないと思われる。

No.4とNo.5を比較すると、水平荷重のピークである $\pm 3\delta_r$ 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。また、 $4\delta_r$ 以降では軸力が鋼管を押しつぶすようになり座屈を増進させ、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と考えられる。このためにNo.5では荷重の低下が特に顕著に現れている。

No.3とNo.4を比較すると、鋼管の厚さが5.8mmから4mmに低減した事で最大荷重、最大変位ともに約半分となった。 $\pm 3\delta_r$ 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_r 程度であると考えられる。

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、棧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

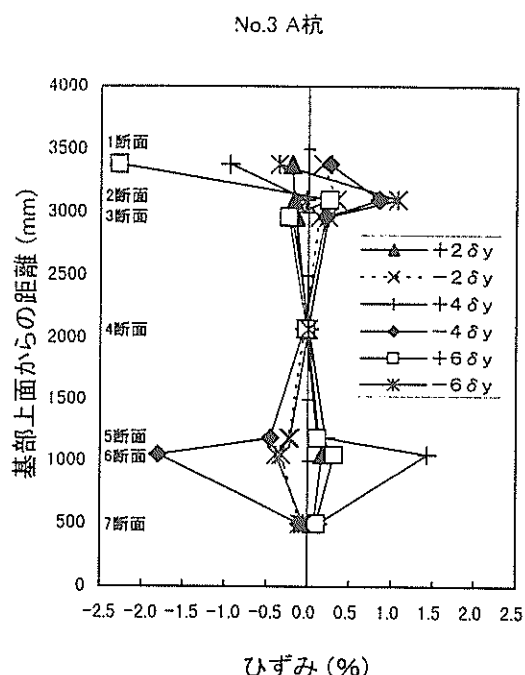


図-17 鋼管杭の軸方向ひずみ分布

の許容塑性率の目安として3~4程度としてもよいといえる。

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-17に示す。このひずみは、図-7で示したAXの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はりの荷重方向に平行な変位であった。第6断面では、 $5\delta_r$ 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。

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-18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1.5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。

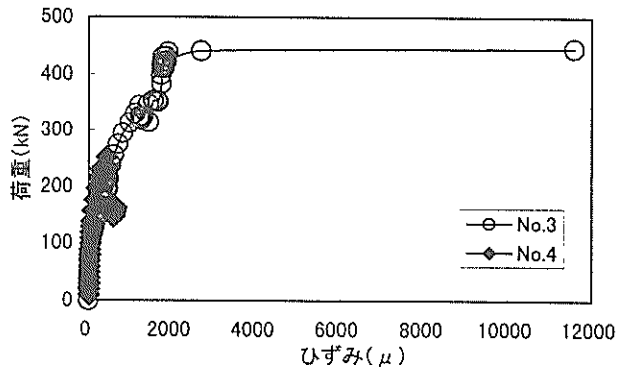


図-19 RC梁の主鉄筋のひずみ

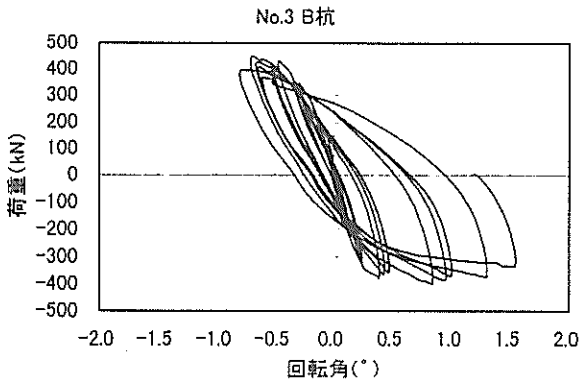


図-18 杭頭接合部における荷重-回転角の関係

4.4 RCはりの鉄筋ひずみ

図-19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本のうちの2本である。No.3では3 δ_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ようにする必要が考えられる。

4.5 モーメントと曲率の関係

図-20にNo.3, No.4およびNo.5における杭頭部付近での鋼管杭のモーメント-曲率の関係を示す。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。

ϕ_y と終局時の ϕ との比は、No.3では4 δ_y の時で4.54、No.4では3 δ_y の時で4.30、No.5では3 δ_y の時で7.62となった。 M_u と終局時の M との比は、No.3では1.92、No.4では1.93、No.5では1.98となり、ほぼ同様の結果が得られた。曲率の比については、No.3およびNo.4では鋼管杭の降伏位置が、2断面であったため同程度の値となったが、No.5では2断面は降伏しておらず、降伏時の曲率が小さかったため、過大な値となった。

次に、道路橋の鉄筋コンクリート橋脚の地震時の終局変位計算式⁷⁾より、逆算した終局曲率の計算結果について示す。終局曲率は式(15)より計算した。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (15)$$

ここに、

L_p : 塑性ヒンジ長

$$L_p = 0.2h - 0.1D$$

$$\text{ただし } 0.1D \leq L_p \leq 0.5D$$

D : 断面高さ円形(断面の時はい径)

h : 橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離

ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

ϕ_u : 橋脚基部断面における終局曲率

計算における δ_y および δ_u の値は実験により得られた

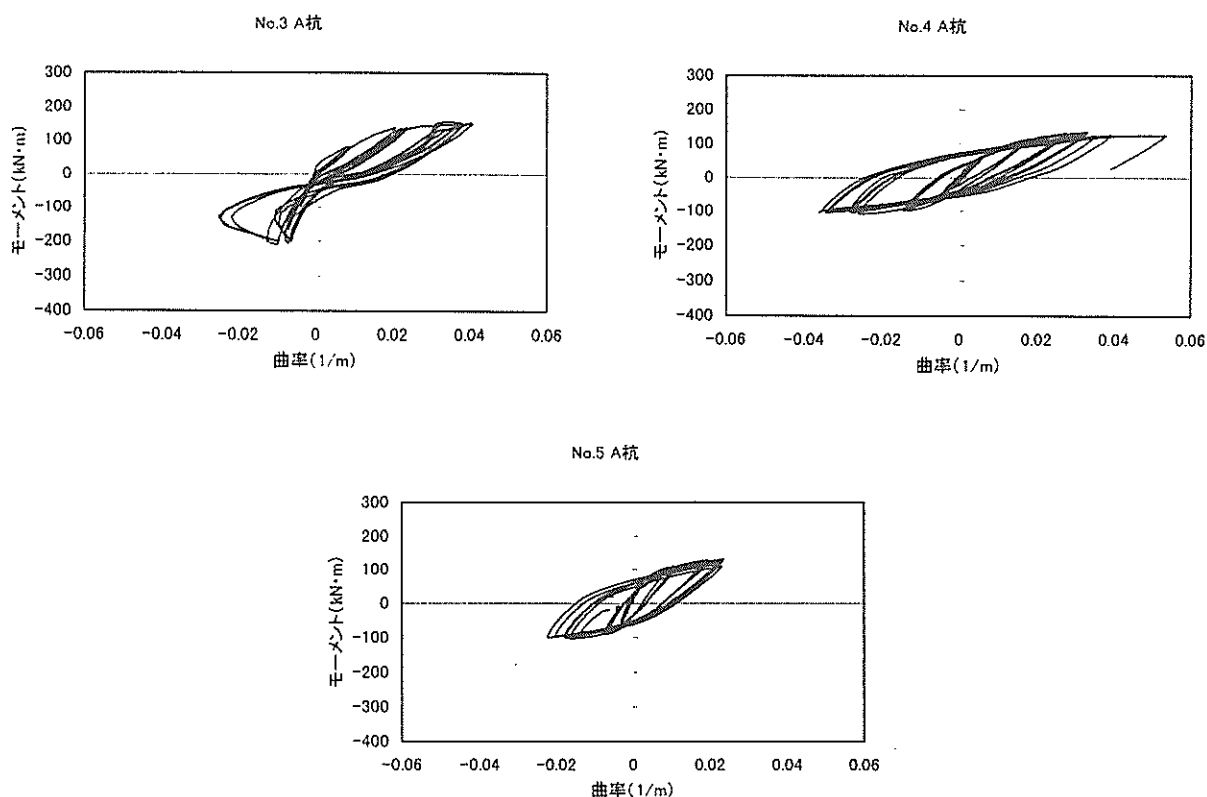


図-20 杭頭部における曲げモーメントー曲率関係

結果を使用し、 ϕ_u は計算により求めた。 ϕ_u と終局時の ϕ_f との比は、No.1およびNo.2では13程度、No.3では17.6～19.8、No.4では9.3～11.8、No.5では8.36～10.6となった。前述の M - ϕ 関係より算出した結果と比較すると、かなり過大な値となった。この原因としては、上式における塑性ヒンジ長に関して制限があるため、実際の塑性ヒンジ長より小さい値で計算しているために、終局時での曲率が増加したためであると考えられる。

耐震設計の縁部降伏に対する一つの指標として、鋼管杭の M - ϕ 関係を使用する場合には、モーメントに関しては1.90、曲率に関しては4.30程度を目安にできるものとする。

栈橋のような不静定構造においては、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と考えられる。しかし、前述のように、曲率塑性率を用いるには、塑性ヒンジ長を精度良く求める、あるいは仮定する必要がある。今回の試験の範囲では、未だ十分に精度良く推定することはできないと判断し、水平変位による塑性率を用いて考察することとした。

5. 静的非線形解析による力学性能の評価

5.1 解析1

(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る計算結果の影響程度について考察した。

解析はすべての試験体を対象として行った。図-21に解析モデルを示す。鋼管杭およびRCはり、それぞれを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-ひずみ関係をそれぞれ図-22および図-23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。

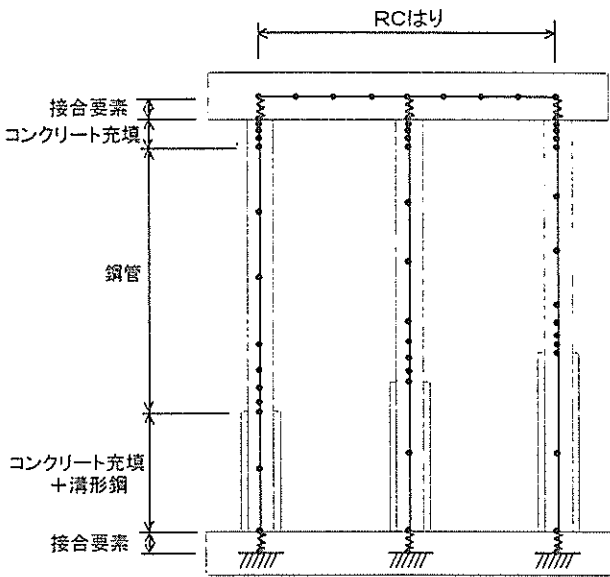
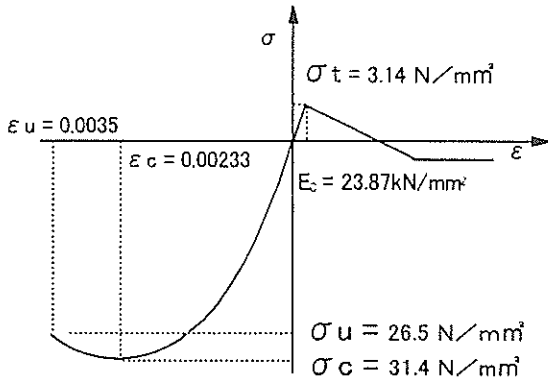


図-21 解析モデル (解析1)



(b) コンクリート

図-22 コンクリートの応力-ひずみ関係

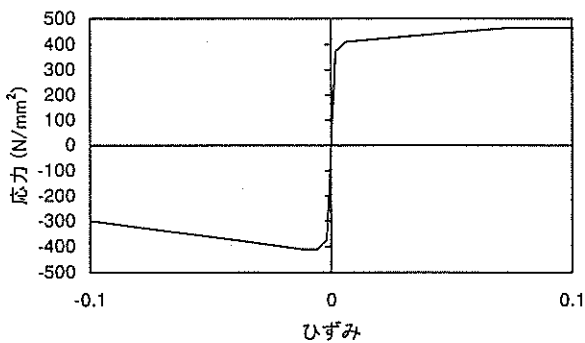


図-23 鋼管杭の応力-ひずみ関係

(2) 解析結果

a) 曲げモーメント-曲率の関係

設定した材料の応力-ひずみ関係を用いて、鋼管杭の曲げモーメント-曲率関係を非線形解析により求め、試験結果と比較した。試験結果の曲げモーメントと曲率は4.5で述べた手法と同様にして求めた。

図-24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。

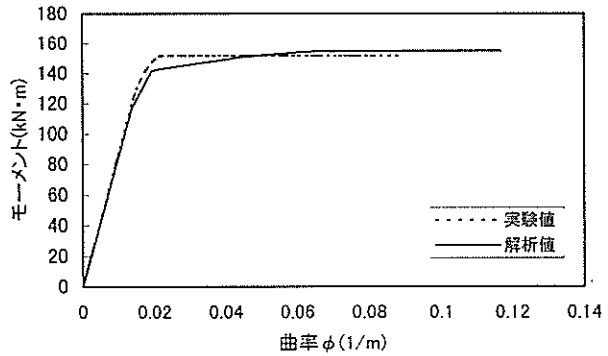


図-24 No.3-A杭頭部の曲げモーメント-曲率関係

b) 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-25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-26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-27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。損傷イベントについても同図に示しているとおりである。

すべての試験体において、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、

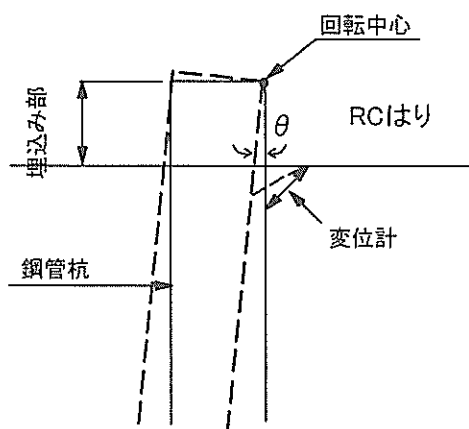


図-25 杭頭接合部の回転変形のモデル化

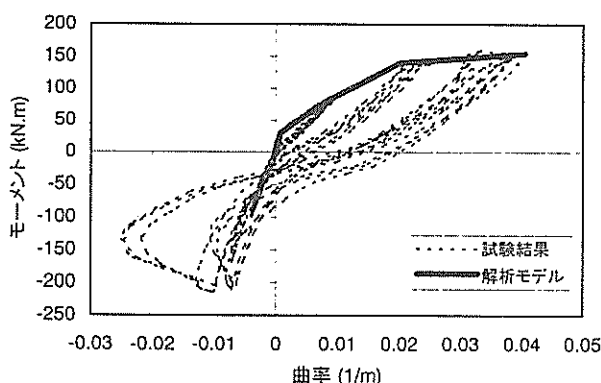


図-26 杭頭部における曲げモーメント-曲率関係

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、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試験体においてこの影響が顕著に現れたと考えられる。

同図からわかるように、杭頭部における回転変形は、棧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、棧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、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。

次に損傷の進行過程については、No.1およびNo.2に関

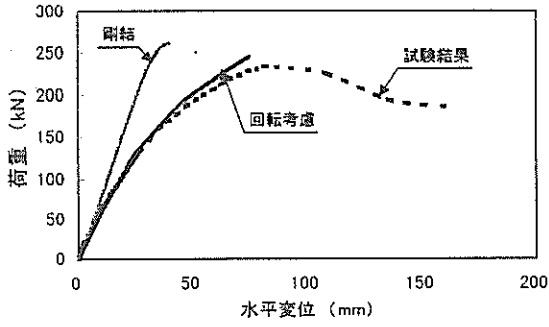
しては、回転考慮においては損傷がまず杭基部において計算され、杭頭部に移行しており、試験結果にほぼ一致していた。剛結モデルでは多少杭頭部での損傷が早めに計算されていたが、その差はさほど大きいものではなかった。No.4においても、同様の傾向が見られた。しかし、No.3においては、剛結モデルでは各杭の頭部でまず損傷が計算され、基部へ移行した。一方、回転考慮モデルでは、杭頭の曲げモーメントの分配が顕著に現れ、まず杭の基部において損傷が先行することとなった。回転考慮モデルでは、荷重-変位関係の試験結果を精度良く再現できたが、損傷の進行過程において必ずしも試験結果と同じ傾向を計算していない事が分かった。特に、No.3では、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。

5.2 解析 2

(1) 解析条件

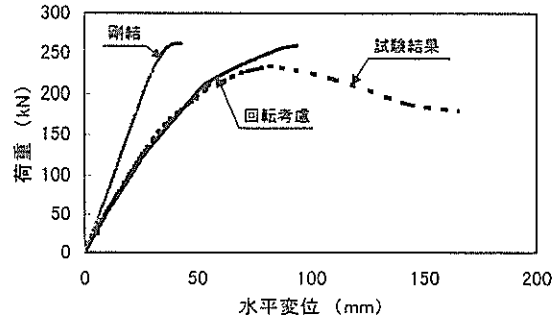
5.1で述べたように杭と上部工の接合部においては、回転変形が生じる。ここで述べる解析では、この回転変形を上部工に設定した剛域および塑性域により考慮するものである。その結果、5.1で述べた解析1の方法よりも簡便に棧橋の荷重-変位関係や損傷過程を求めることができる。上部工床版部のM- ϕ 関係は、ひび割れ発生、鉄筋の降伏、終局状態を考慮した非線形モデルとして取り扱った。また、鋼管杭の曲げモーメント曲率関係はトリリニアモデルとした。表-4に鋼管杭および上部工床版部の特性を示す。

解析はNo.3~No.5の3本杭試験体を対象として行った。図-28に解析モデルを示す。鋼管杭の杭頭部付近のコンクリート中詰め部は、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、コンクリート中詰め部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は実験時の材料試験の結果を使用した。載荷荷重は水平方向の漸増荷重を用いた。なお、本解析プログラムは実際の棧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(地中部)に設定することができない。そこで、本解析では、みぞ形鋼による補強をした箇所での地盤強度(解析上は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させた。



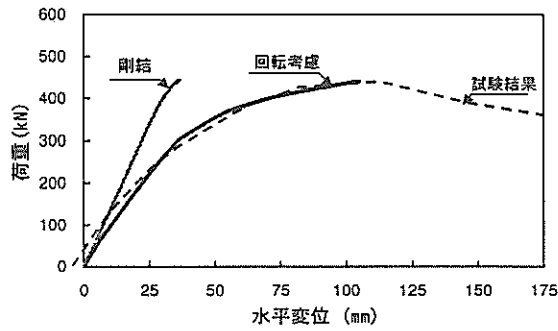
剛結モデル	回転考慮モデル
1:コンクリートひび割れ	1:コンクリートひび割れ
2:B 杭基部座屈	2:B 杭基部座屈
3:B 杭頭部座屈	3:A 杭基部降伏
4:A 杭頭部および A 杭基部降伏	4:B 杭頭部座屈
5:A 杭頭部および A 杭基部座屈	5:A 杭基部座屈
6:B 杭基部降伏	6:B 杭基部降伏
7:B 杭頭部降伏	7:A 杭頭部降伏
	8:A 杭頭部座屈
	9:B 杭頭部降伏

(a) No. 1



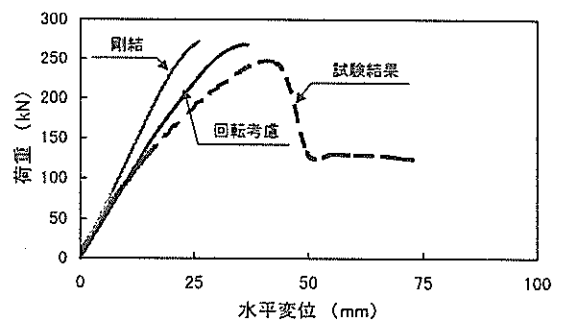
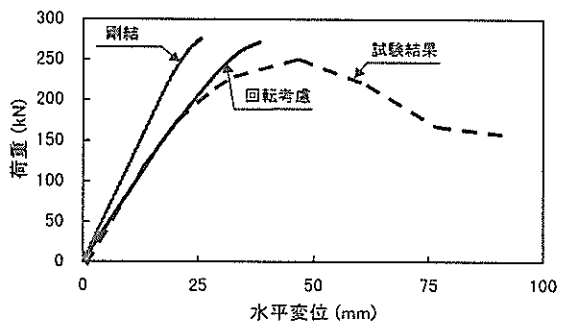
剛結モデル	回転考慮モデル
1:コンクリートひび割れ	1:コンクリートひび割れ
2:B 杭基部座屈	2:B 杭基部座屈
3:B 杭頭部座屈	3:B 杭頭部座屈
4:A 杭頭部および A 杭基部降伏	4:A 杭基部降伏
5:A 杭頭部および A 杭基部座屈	5:A 杭頭部降伏
6:B 杭基部降伏	6:A 杭頭部, A 杭基部座屈および B 杭基部降伏
7:B 杭頭部降伏	7:B 杭頭部降伏

(b) No. 2



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 杭頭部の座屈

(c) No. 3



剛結モデル	回転考慮モデル
1:C 杭頭部および C 杭基部座屈	1:B 杭基部座屈
2:B 杭基部座屈	2:C 杭基部座屈
3:A 杭基部および B 杭頭部座屈	3:A 杭基部座屈
4:コンクリートひび割れ	4:C 杭頭部座屈
5:A 杭基部降伏	5:A 杭基部降伏
6:B 杭基部降伏	6:B 杭頭部座屈
7:A 杭頭部座屈	7:B 杭基部降伏
8:B 杭頭部降伏	8:コンクリートひび割れ
9:C 杭頭部降伏	9:A 杭頭部座屈
10:A 杭頭部降伏	10:C 杭基部の降伏
11:C 杭基部降伏	11:B 杭頭部降伏
	12:A 杭頭部および C 杭頭部降伏

注) 降伏は引張降伏の意

(d) No. 4 (上) および No. 5 (下)

図-27 荷重-水平変位関係の解析結果

表-4 解析に使用したRC梁部および鋼管杭の特性値

上部工床版部のM-φ関係

		Case-3	Case-4	Case-5
ひび割れ発生	モーメント(kN・m)	54.1	46.5	47.0
	曲率φ(1/m)	3.3E-06	4.8E-06	4.2E-06
鉄筋降伏	モーメント(kN・m)	190.8	236.7	216.1
	曲率φ(1/m)	2.5E-04	2.7E-04	2.5E-04
終局状態	モーメント(kN・m)	211.9	210.6	210.7
	曲率φ(1/m)	3.7E-04	4.0E-04	3.8E-04

鋼管杭の材料特性

	Case-3	Case-4	Case-5
杭径(cm)	26.74	26.74	26.74
板厚(cm)	0.58	0.4	0.4
降伏応力(kN/cm ²)	36162	30870	30870
ヤング係数(kN/cm ²)	2.06E+07	2.06E+07	2.06E+07

鋼管杭コンクリート中詰部

	Case-3	Case-4	Case-5
鋼管 I _s (cm ⁴)	4078	2870	2870
コンクリート I _c (cm ⁴)	21006	22214	22214
降伏応力(kN/cm ²)	361620	308700	308700
ヤング係数(kN/cm ²)	2.67E+07	308700	308700

鋼管杭みぞ型鋼補強部

	Case-3	Case-4	Case-5
鋼管 I _s (cm ⁴)	4078	2870	2870
コンクリート I _c (cm ⁴)	21006	22214	22214
型鋼 I _{ch} (cm ⁴)	980	980	980
降伏応力(kN/cm ²)	361620	308700	308700
ヤング係数(kN/cm ²)	3.17E+07	3.30E+07	3.38E+07

(2) 解析結果

a) 損傷過程

解析結果を検討するにあたり、損傷過程について整理する。まず、鋼管杭の降伏荷重は、いずれかの鋼管杭において鋼管杭の縁部が降伏応力に達したときとし、 P_{y1} で表す。最初の杭頭部全塑性は、いずれかの鋼管杭において杭頭部が塑性モーメント M_p に達したときとし、 P_{m1} で表す。ここで塑性モーメント M_p は式(7)で求めた。全杭頭全塑性は、全ての鋼管杭において杭頭部が塑性モーメント M_p に達したときとし、 P_{m2} で表す。基部全塑性は、いずれかの鋼管杭の基部において塑性モーメントに達した時とし、 P_{m3} で表す。弾性限界 P_e は栈橋の水平荷重-変位関係において、明確に現れる折れ点とした。

No.3での損傷進行過程を図-29に示す。荷重216kNでB杭第2断面において降伏に至り、その際の変位は27.8mm

であった。弾性限界 P_e は荷重400kNの時、その際の変位は57.3mmであった。荷重284kNにおいてB杭およびA杭の第2断面付近で最初の杭頭全塑性に至った。その後、C杭の杭頭部において順に全塑性に至った。その際の荷重は294kNであった。次に荷重496kNにおいてB杭の第6断面付近で最初に基部で全塑性に至った。その後、A杭およびC杭の基部において順に全塑性に至った。その際の荷重はA杭で504kN、C杭で570kNであった。実験ではC杭1断面において最初縁部降伏し、B杭2断面において杭頭部の座屈、B杭6断面において基部の座屈という損傷過程を経て終局に至った。塑性率については、解析では4.9となり実験は4.0程度であった。このように実験と解析では損傷過程に多少の違いがあり、解析では塑性率を高め計算する傾向にあった。

No.4およびNo.5での損傷進行過程を図-30に示す。

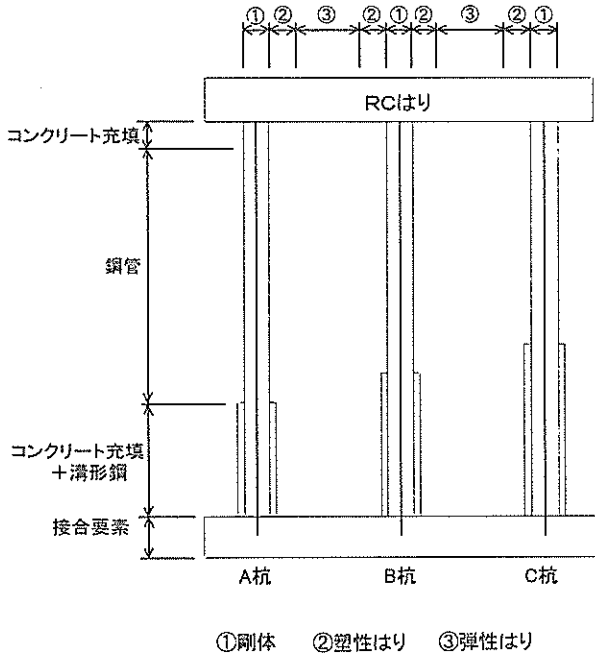


図-28 解析モデル (解析2)

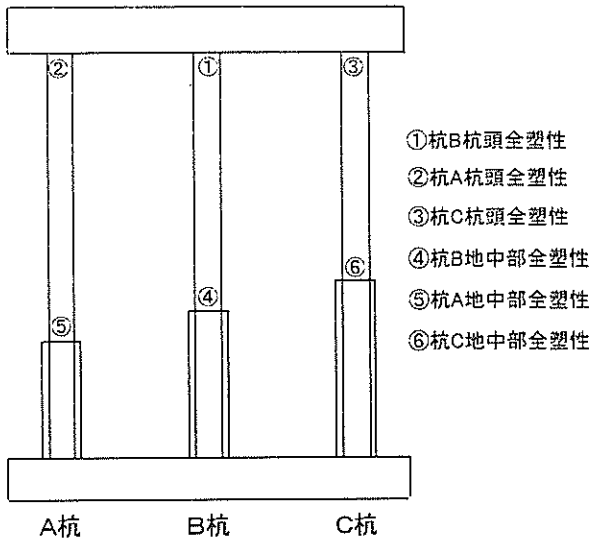


図-29 損傷イベントの発生過程の解析結果 (No.3)

No.4試験体では、荷重147kNでC杭第2断面において降伏に至り、その際の変位は13.9mmであった。弾性限度 P_e は荷重225kNの時、その際の変位は26.7mmであった。荷重196kNにおいてC杭の第2断面付近で最初の杭頭全塑性に至った。その後、B杭およびA杭の杭頭において、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。次に荷重294kNにおいてA杭の第6断面付近で最初に基部で全塑性に至った。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。

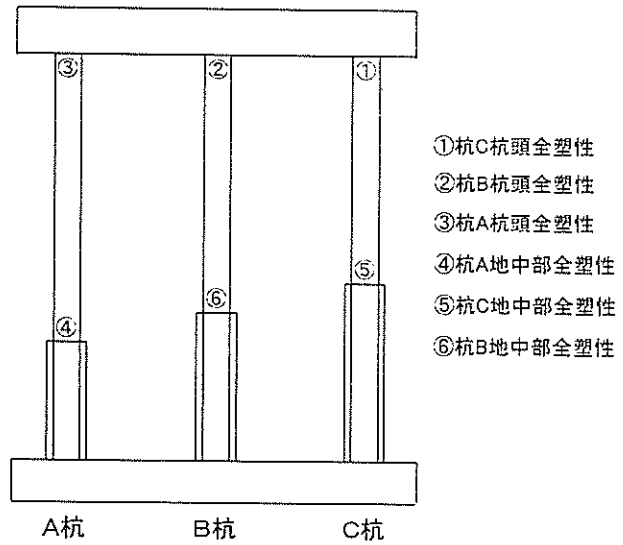


図-30 損傷イベントの発生過程の解析結果 (No.4およびNo.5)

その際の荷重はC杭では301kN、B杭では304kNであった。実験では、C杭6断面において最初縁部降伏し、C杭→B杭→A杭の順で6断面において基部の座屈、C杭→B杭→A杭の順で2断面において杭頭部の座屈という損傷過程を経て終局に至った。塑性率は解析では解析では3.5程度となり、実験結果の3~4程度に一致した。

No.5では、荷重137kNでC杭第2断面において降伏に至り、その際の変位は12.3mmであった。弾性限度 P_e は荷重225kNのときで、その際の変位は26.2mmであった。荷重196kNにおいてC杭の第2断面付近で最初の杭頭全塑性に至った。その後、B杭およびA杭の杭頭において順に全塑性に至った。その際の荷重はB杭で216kN、A杭で225kNであった。次に荷重294kNにおいてA杭の第6断面付近で最初に基部で全塑性に至った。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。実験は、B杭6断面において最初に縁部降伏し、B杭→C杭→A杭の順で6断面において基部の座屈、C杭→B杭→A杭の順で2断面において杭頭部の座屈という損傷過程を経て、終局に至っていた。塑性率は解析では解析では3.9程度となり、実験結果の3~4程度に一致した。

解析では全て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、前述の回転変形の影響であると考えられる。なお、本解析と実験の比較においては、局部座屈発生時のひずみが全塑性時のひずみと同等であるため、同じレベルで取り扱った。

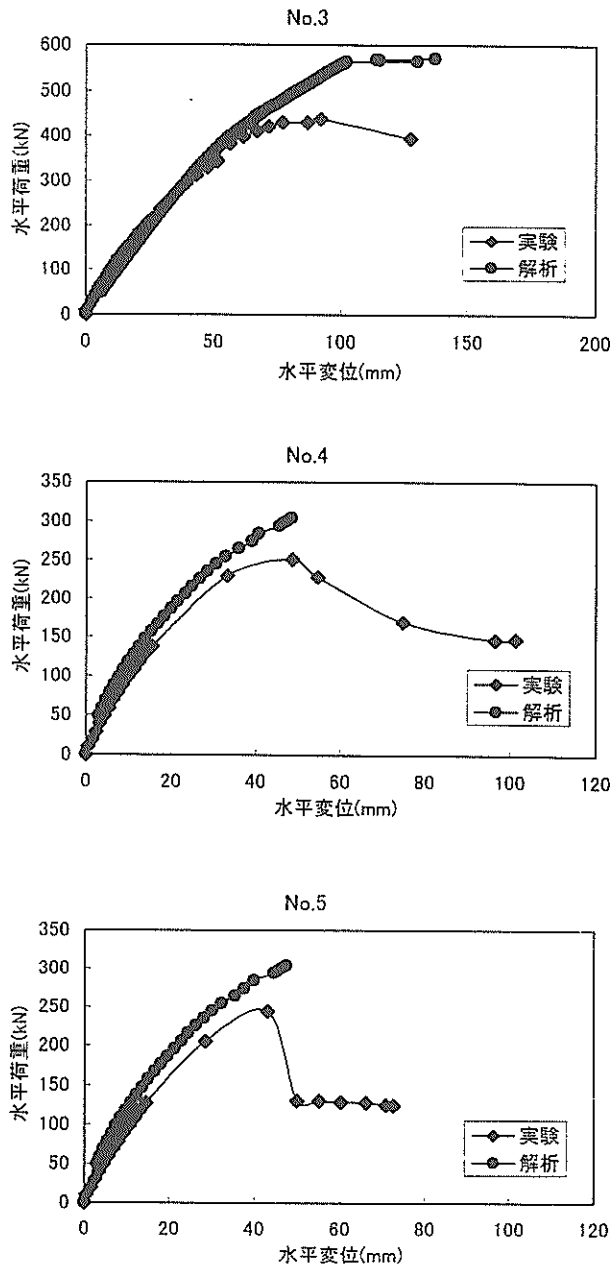


図-31 荷重-水平変位の関係

b) 荷重変位関係

図-31に荷重とRC上部工の水平変位との関係を示す。図中での実験値は図-16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ている。最大荷重は実験値に比べ1.3倍程度と過大になっているが、最大変位はよく一致している。

No.4およびNo.5においては1次勾配はほぼ一致している。最大荷重は実験値に比べ1.2倍程度と過大になっているが、最大変位はよく一致している。

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では、ほぼ一致した結果が得られた。

c) 鋼管杭のひずみ

図-32に鋼管杭深度方向の各損傷イベントごとのひずみ分布を示す。No.3, No.4およびNo.5のいずれも、分布形状は同様となった。実験結果と比較すると座屈発生前までは、よく一致していた。しかし、座屈発生後の分布は一致しなかった。これは、前述したような局部座屈による測定点の変形が原因である。また、固定点付近では解析ではひずみが発生したが、実験では発生しなかった。解析では杭がコンクリートに埋込まれている構造をうまく表現できないものと思われる。しかしながら、座屈発生前までは両者が一致していたこと、4断面付近でひずみが0に近い点などから、解析結果は実験結果を十分再現できていると考えられる。このようなことから、本解析手法を用いて、地震時の栈橋の挙動を推定することは妥当であると思われる。

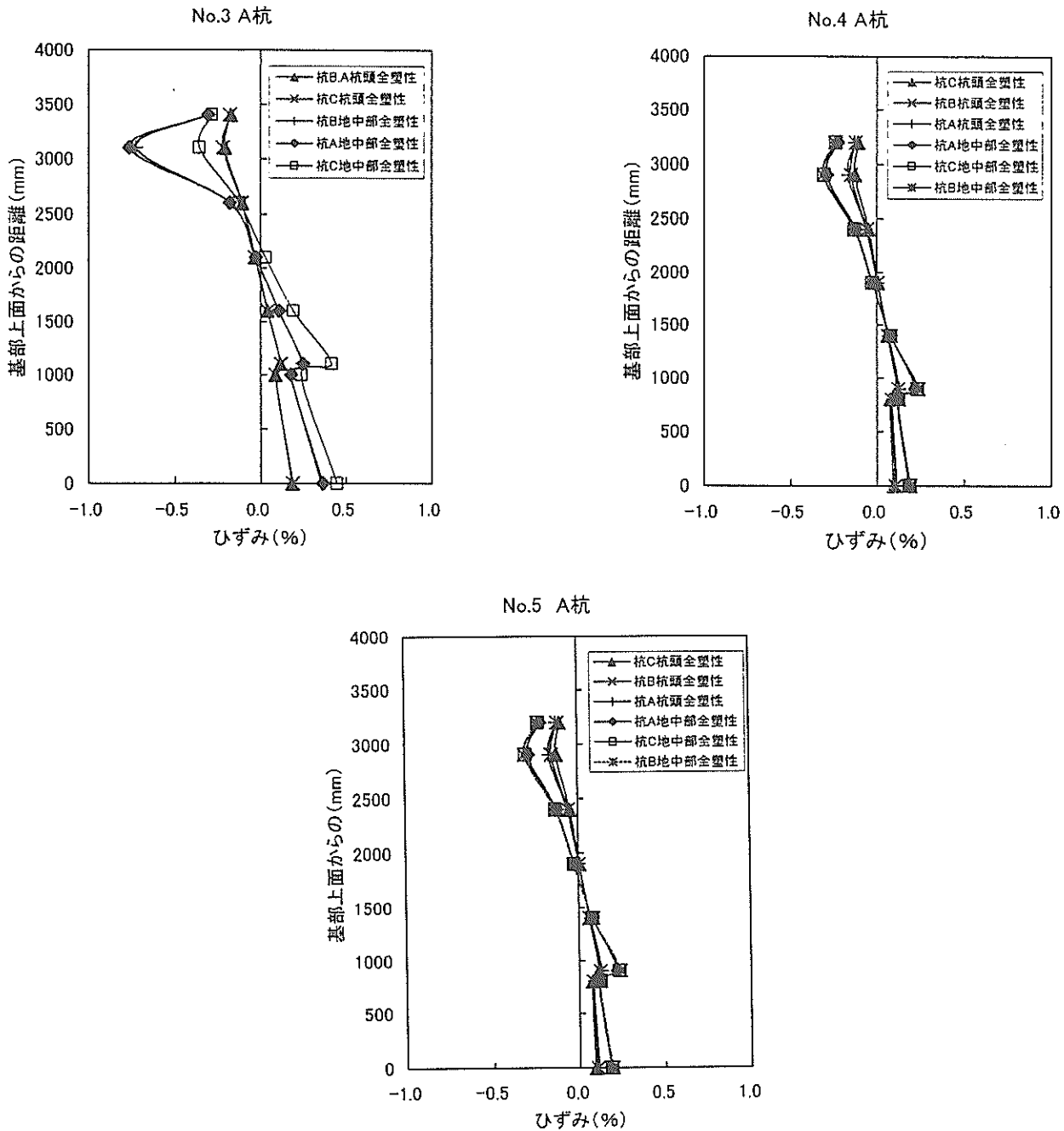


図-32 鋼管杭深度方向の軸ひずみ分布

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、栈橋の耐荷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、同様の結合方法を用いた栈橋においては、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。
- (4) 弾塑性解析により栈橋の耐震性を検討した結果、損傷進行過程には多少の違いが生じたが、荷重-変位

関係は実験結果をおおむね再現することができた。塑性率は杭厚と杭径の比が小さいモデルでは、実験結果に一致した。

7. あとがき

本研究の結果、杭頭部の結合方法の詳細が栈橋全体の耐震性能に与える影響が大きいことが確認された。そこで、杭頭部の結合状況や構造細目に関するより詳細な試験を今後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解析モデルを検討していきたい。

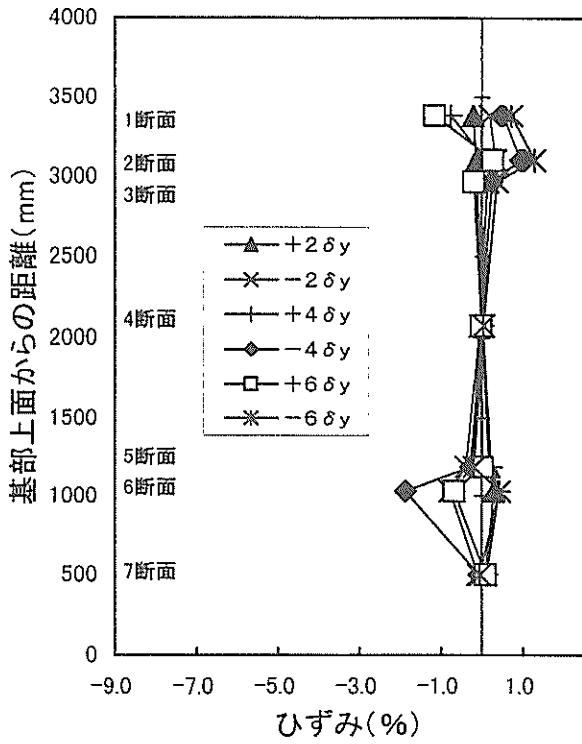
本研究は港湾技術研究所と鋼管杭協会との共同研究の一環として実施したものである。載荷試験の実施および解析の実施にあたっては、前構造強度研究室研修生の竹鼻直人氏(株式会社神戸製鋼所)、同研修生の秋山哲治氏(若築建設株式会社)のご協力をいただきましたことに感謝申し上げます。

(1999年3月31日受付)

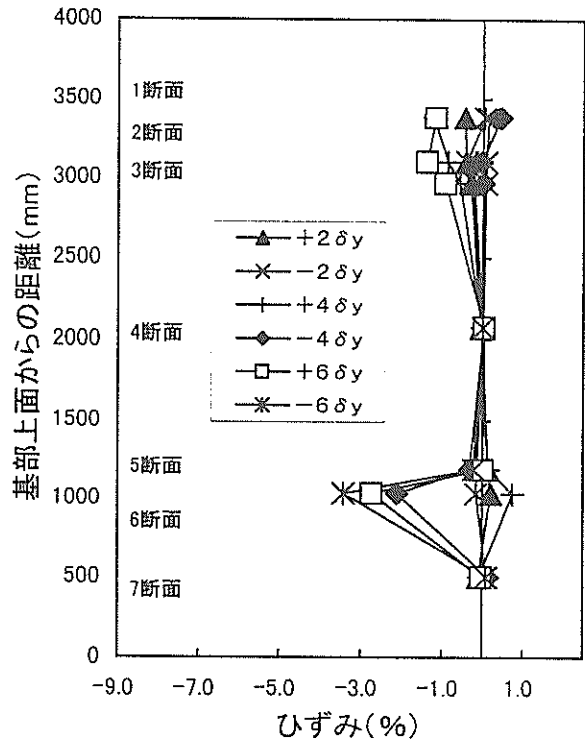
参考文献

- 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.279~82, 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, 高橋邦夫, 川端規之: 鋼管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, 1998.6.
- 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) 横田 弘, 川崎進, 菅原亮, 川端規之: 鋼直杭式栈橋の地震時保有耐力設計法に関する解析的研究, 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.
- 8) 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.
- 9) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 日本道路協会, pp124~pp129, 1996.

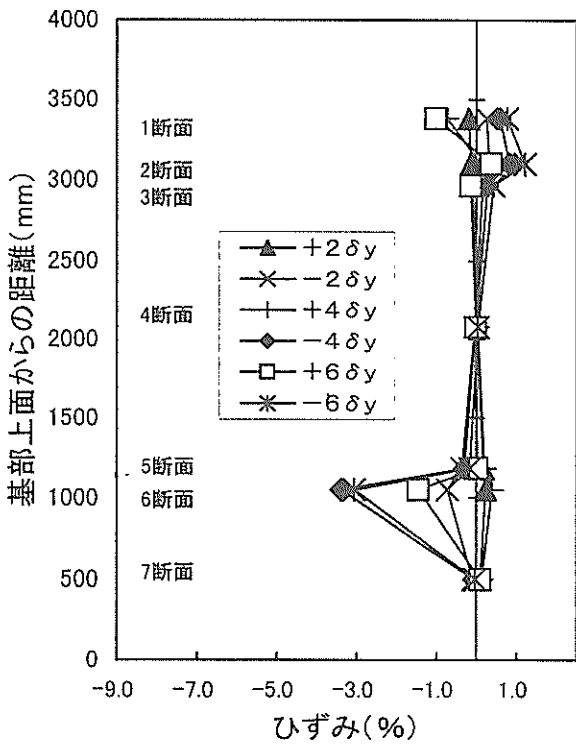
付録A 鋼管杭の軸方向ひずみ分布



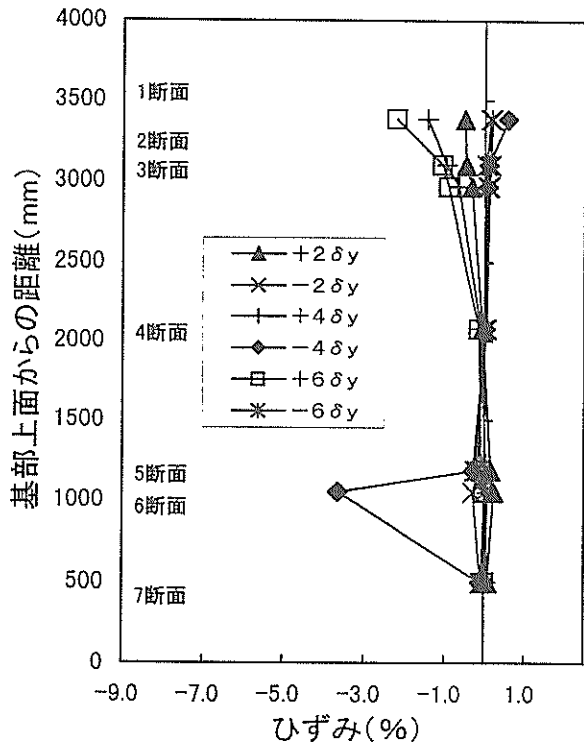
付図-A1 No.1-A杭



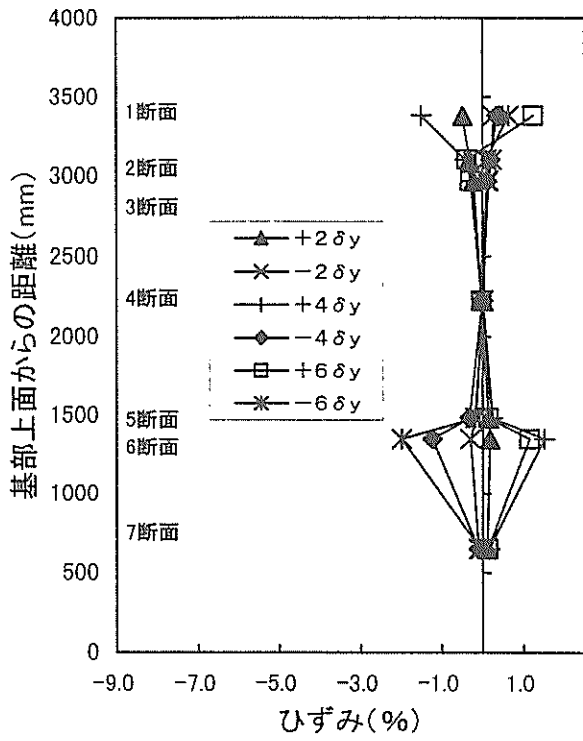
付図-A2 No.1-B杭



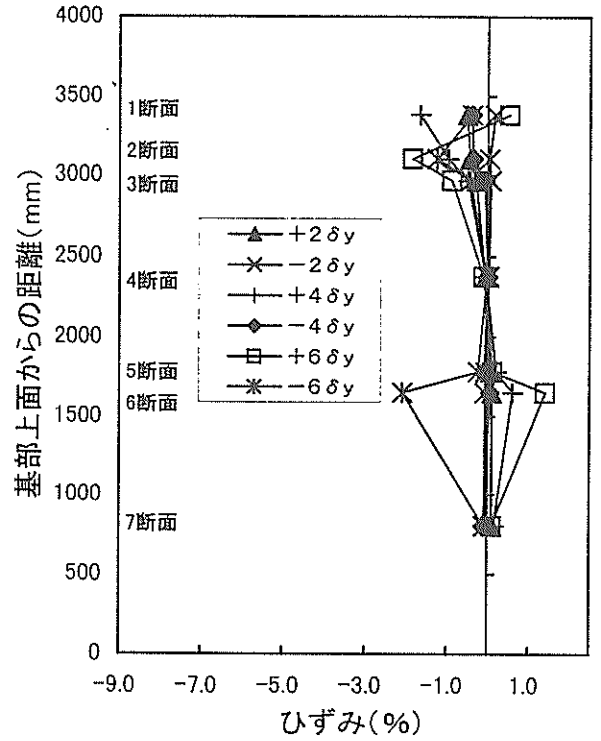
付図-A3 No.2-A杭



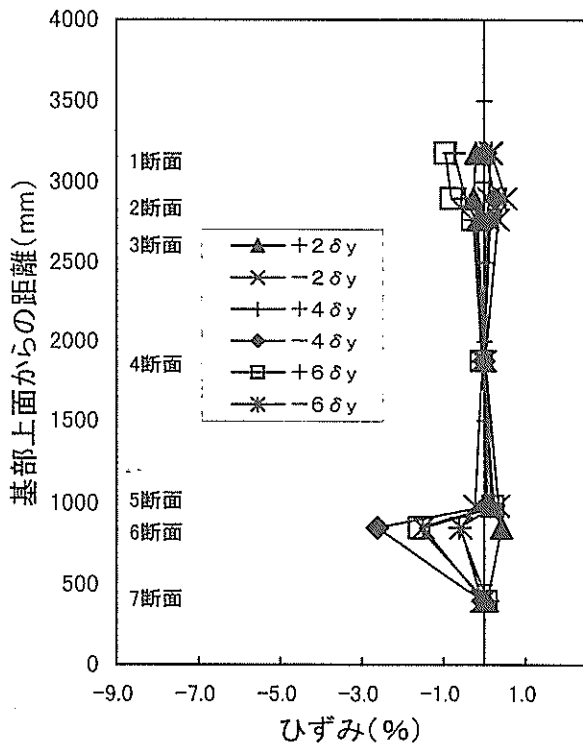
付図-A4 No.2-B杭



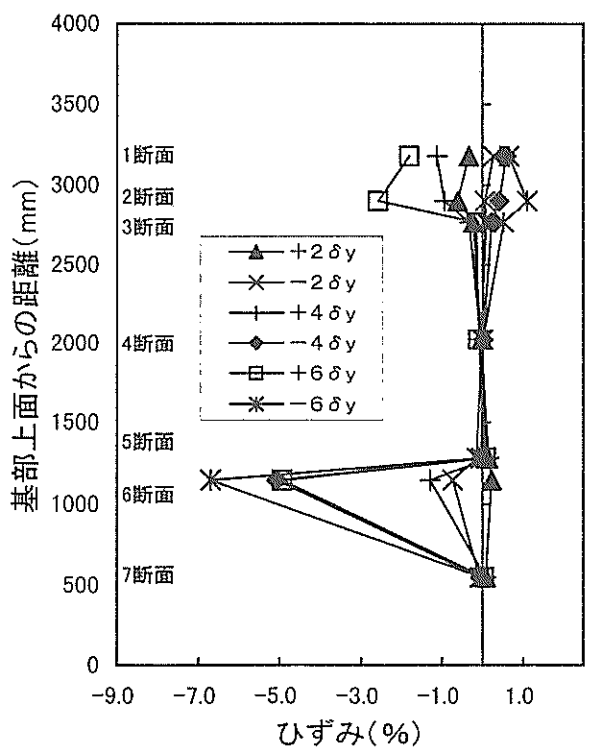
付図-A5 No.3-B杭



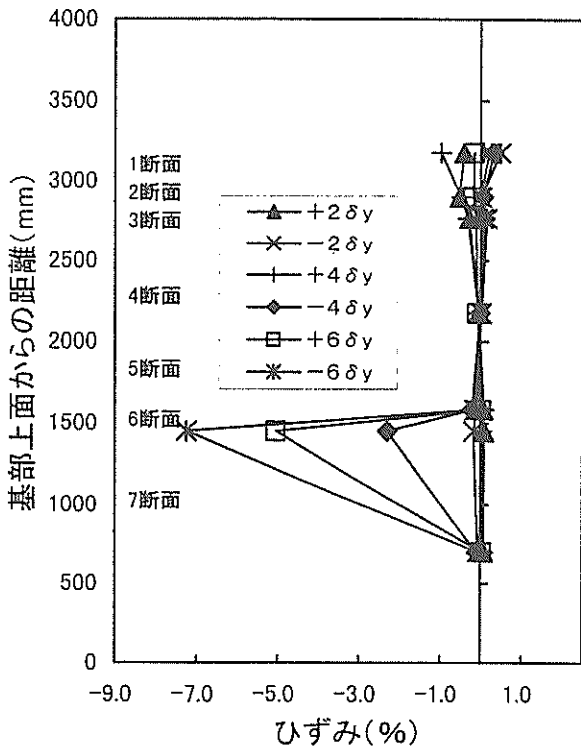
付図-A6 No.3-C杭



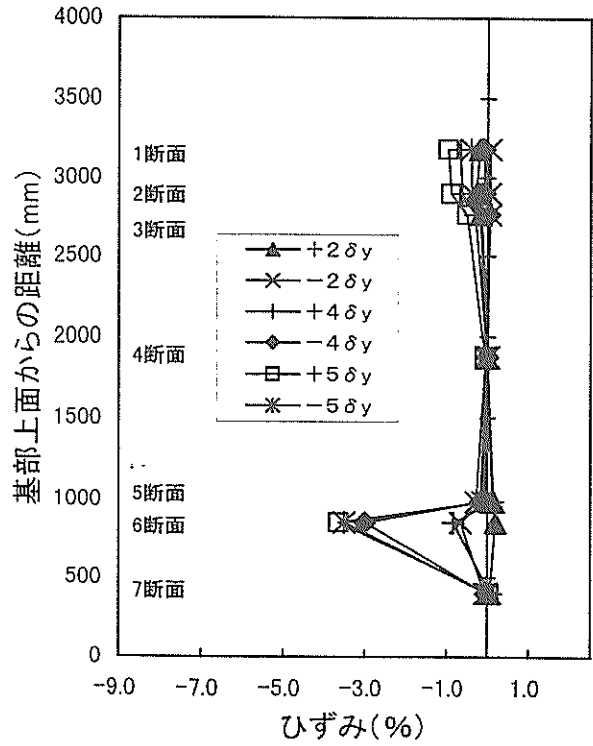
付図-A7 No.4-A杭



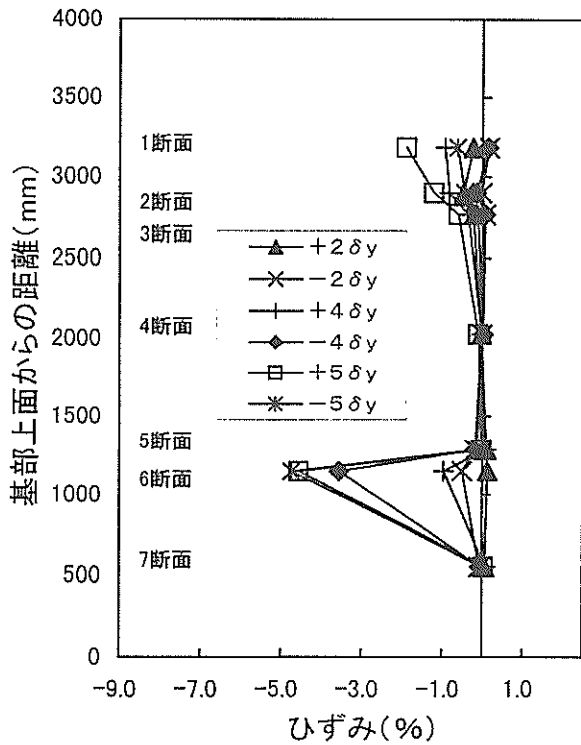
付図-A8 No.4-B杭



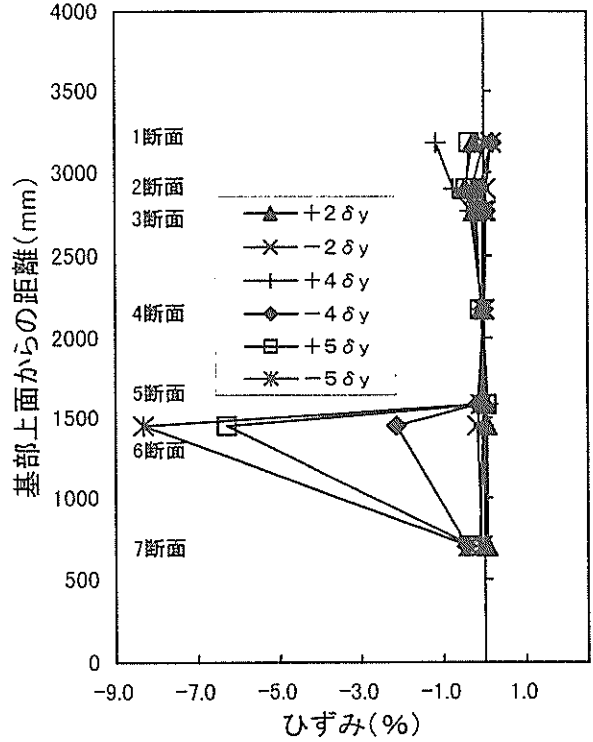
付図-A9 No.4-C杭



付図-A10 No.5-A杭

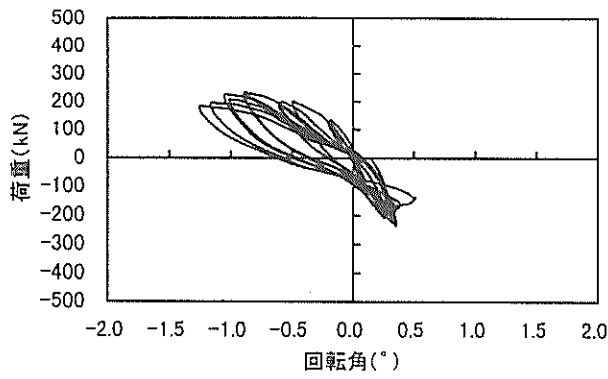


付図-A11 No.5-B杭

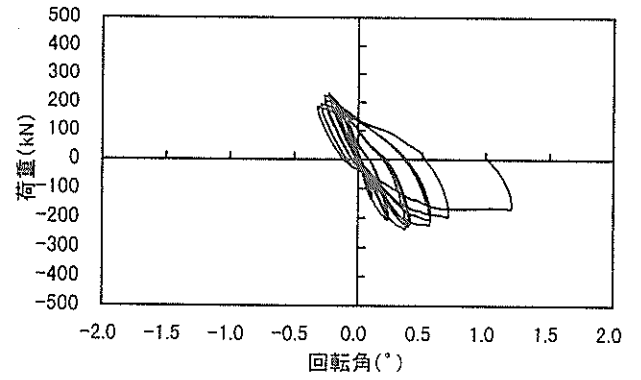


付図-A12 No.5-C杭

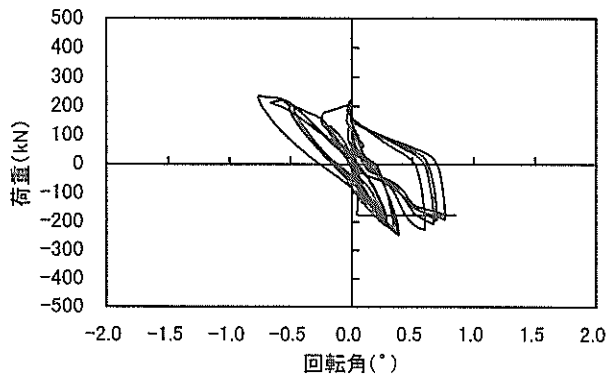
付録B 杭頭接合部における荷重と回転角の関係



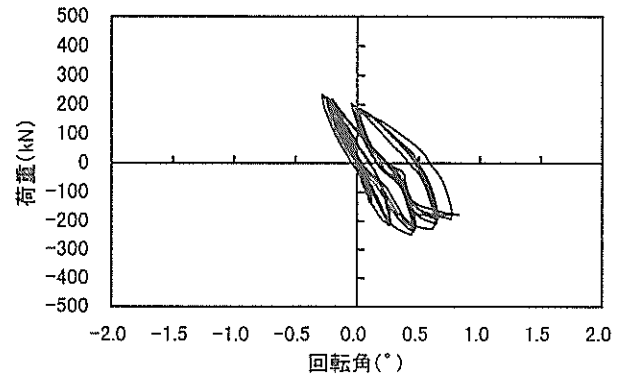
付図-B1 No.1-A杭



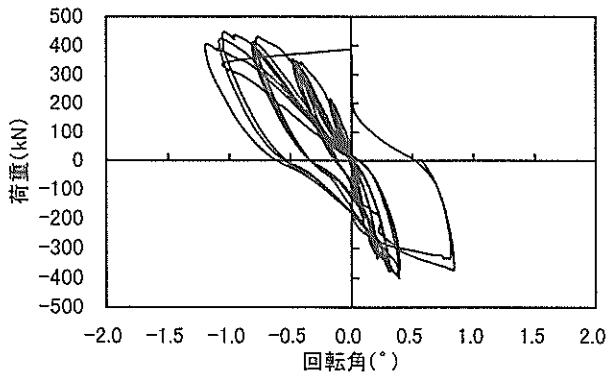
付図-B2 No.1-B杭



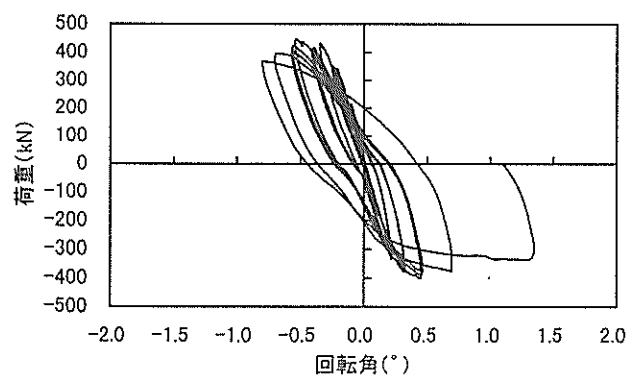
付図-B3 No.2-A杭



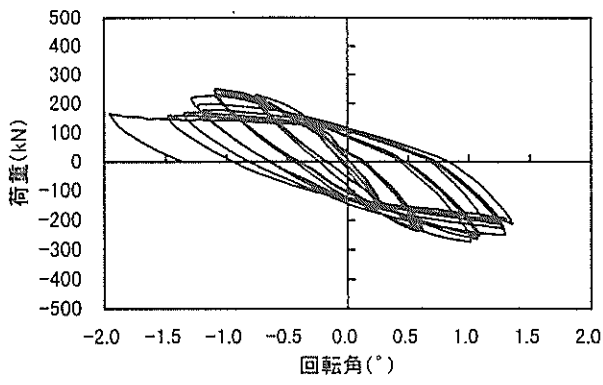
付図-B4 No.2-B杭



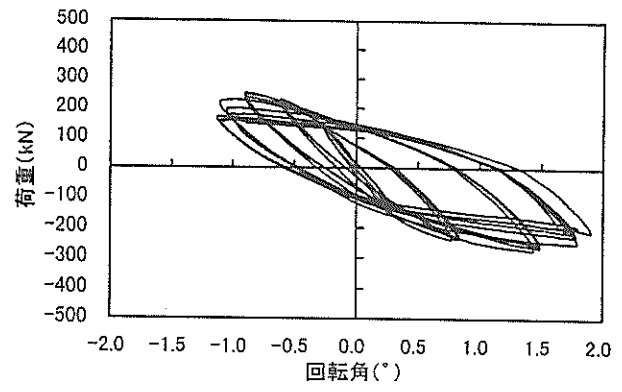
付図-B5 No.3-A杭



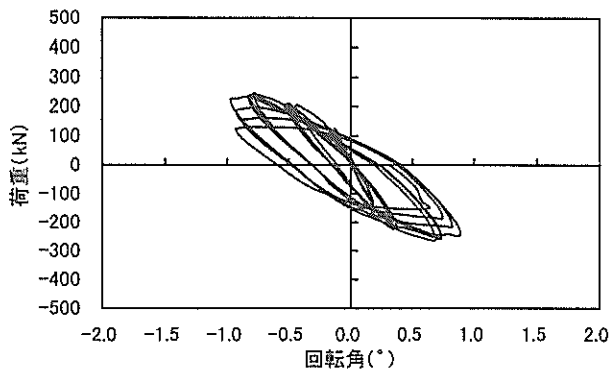
付図-B6 No.3-C杭



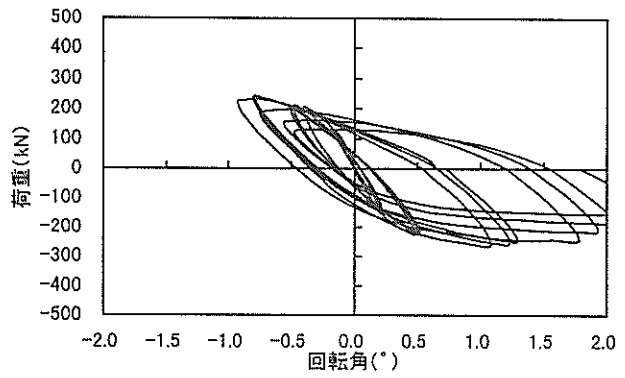
付図-B7 No.4-A杭



付図-B8 No.4-B杭

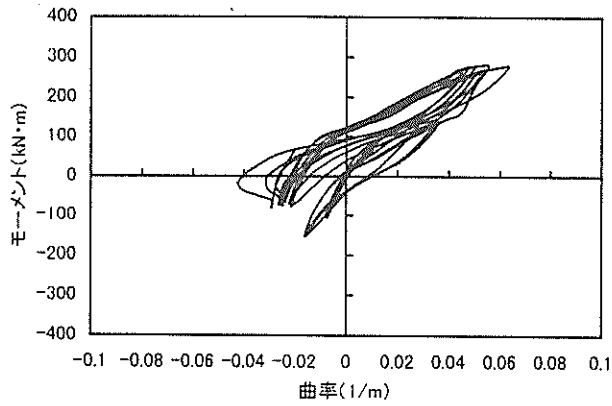


付図-B9 No.5-A杭

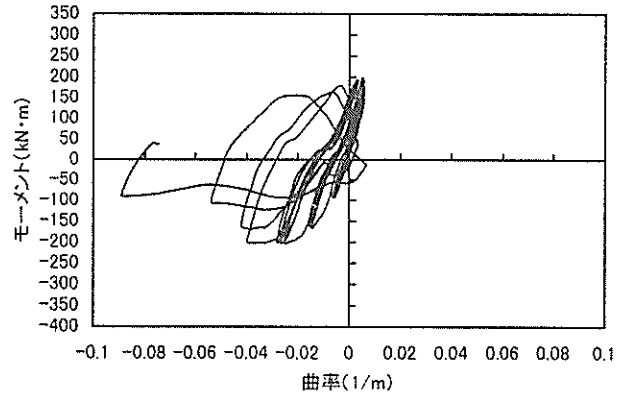


付図-B10 No.5-B杭

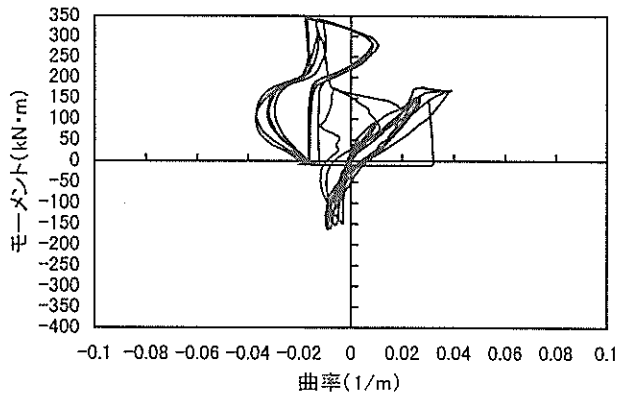
付録C 曲げモーメントと曲率の関係



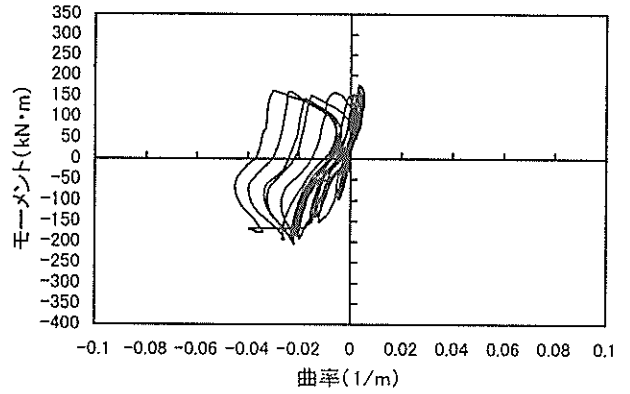
付図-C1 No.1-A杭



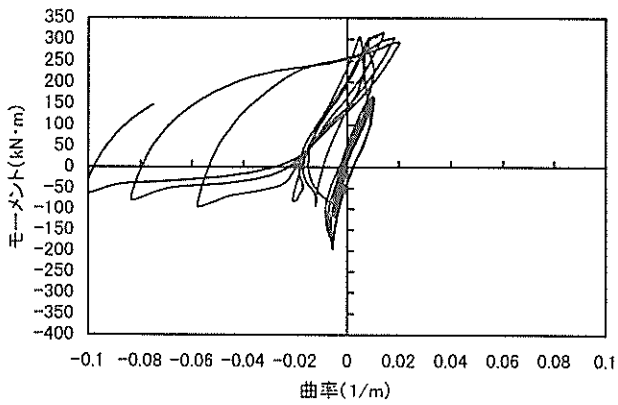
付図-C2 No.1-B杭



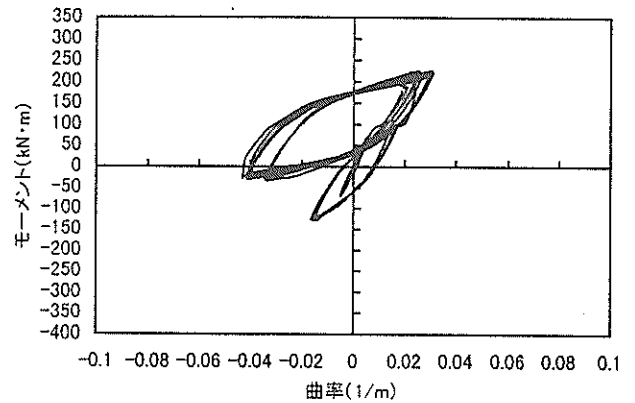
付図-C3 No.2-A杭



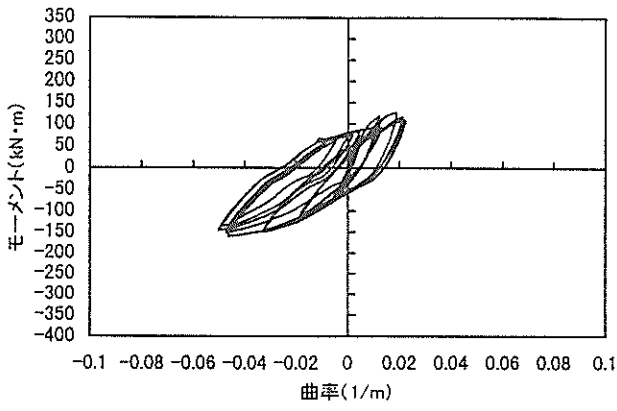
付図-C4 No.2-B杭



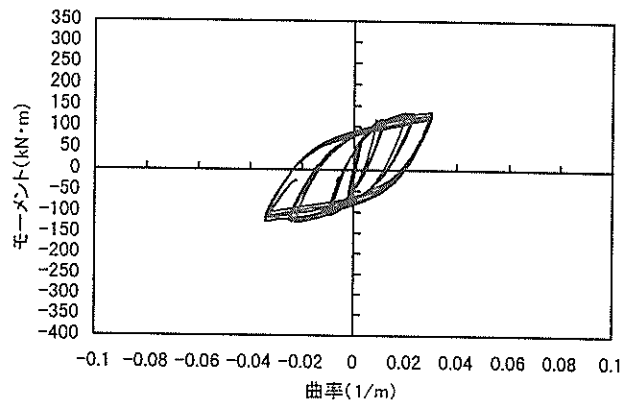
付図-C5 No.3-B杭



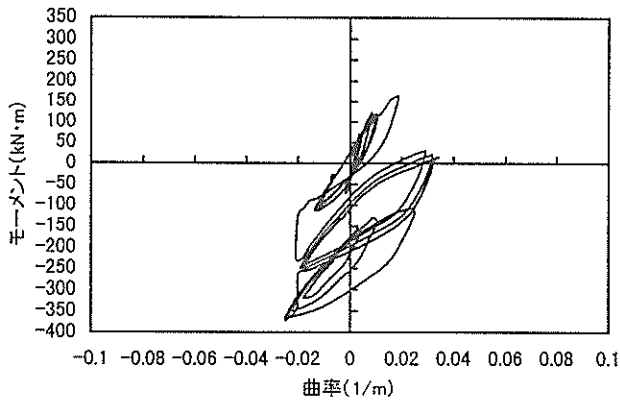
付図-C6 No.4-B杭



付図-C7 No.4-C杭



付図-C8 No.5-B杭



付図-C9 No.5-C杭