

13. 鋼杭式港湾構造物の保有耐力設計法による耐震性能照査

1. はじめに

鋼杭式港湾構造物には、横棧橋、ジャケット等の構造様式がある。このうち、鋼杭式横棧橋は、わが国の港湾における係船施設の代表的な構造様式の1つで、特に水深の大きなバースなどで多く用いられている。この構造は、複数の鋼管杭を基礎構造とし、その上に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の上部工を設けたものである。

従来の棧橋の耐震設計は、地震力により各部材に発生する応力を許容応力度以下にすることで、その耐震性能を間接的に保証してきた。しかし、1本の鋼管杭に発生する応力が許容応力度を超えたとしても、それ以降各々の鋼管が全断面降伏(塑性ヒンジ化)に至ったり、上部工の鉄筋が降伏したりする局所的な損傷過程を経て構造全体の終局状態に至ると考えられる。特に、横棧橋は一般に斜面上に設けられるため、各々の杭の突出長や曲げ剛性が異なる結果、降伏あるいは塑性ヒンジ化等の損傷イベントが各杭で同時に生じない。つまり、初期に部分的に損傷が生じた後も、全体系の崩壊に至るまでには構造的余裕が大きいと言える¹⁾。

棧橋本体の耐震性能照査は、港湾の施設の技術上の基準²⁾(以下、技術基準と称する)に基づいて行われるが、技術基準は1999年4月より保有耐力法を骨子とした照査体系に改訂されている。これは、上述の棧橋の構造性能を鑑み、地震時に構造物全体の崩壊に至らないものの局所的な損傷を許容し、棧橋の変形性能を指標として耐震性能を照査することで、合理的かつ経済的な断面を設計することが可能となると考えたためである。

棧橋の耐震性能照査の概念は以下のとおりである。

- (1) 棧橋の地震時要求性能の設定
- (2) 修正震度法による照査震度の設定
- (3) 保有耐力法による耐震性能照査

このうち、ここでは保有耐力法に基づく耐震性能照査について概説する。ただし、ここで述べる照査手法は、基礎地盤あるいは背後地盤が液状化等により大変形をおこさないことが前提条件となる。したがって、周辺地盤に大変形が生じることが想定される場合には、あらかじめ必要な対策を施す必要がある。1995年兵庫県南部地震では、棧橋基礎地盤や土留護岸背後地盤の液状化によって棧橋に被害が生じたとされている³⁾。つまり、基礎地盤の液状化による地層変化地点付近での鋼管杭の座屈、背後護岸が海側に押し出され棧橋上部工に設計想定外の荷重を作用させたことによる鋼管杭の頭部での座屈、上部工のひび割れなどが代表的な被害形態であった。このような被害形態を設計計算で考慮するには現段階では熟度が十分でない。また、ここで述べる照査方法は、鋼管杭を用いた標準的な構造諸元を有する直杭式横棧橋を対象として検討したものである。したがって、これと同様な地震時挙動を示す形式の構造物にも準用可能であるが、斜面のない水平地盤上での構造物や斜杭がある場合等では、適用性について十分検討する必要がある。

2. 耐震性能照査の概要

2.1 照査の流れ

耐震性能照査の流れを簡単に整理したものが図2.1である。まず、照査断面を設定することがスタートとなるが、これ以降は棧橋の性格によって目標と内容が異なる。すなわち、通常岸壁としての棧橋では、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状態のみを照査する。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ないことを、レベル2地震動に対しては、終局状態を照査する2段階の照査となる。両棧橋とも、終局状態の照査とは、部分的な破壊は許容するものの、棧橋全体の崩壊を防止するとともに、復旧に支障となるような過大な損傷や変形が生じない状態にあるかどうかを検討するものである。これは、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。

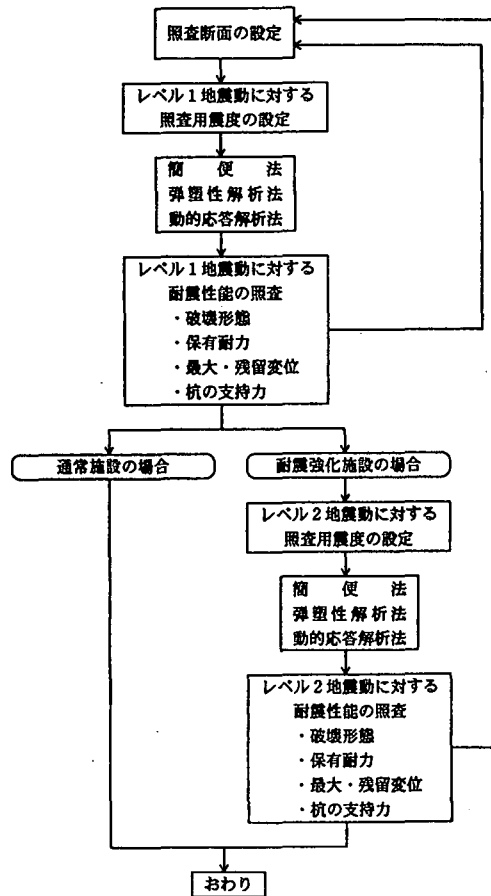


図2.1 栈橋の耐震性能照査の流れ

2.2 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、一律に規定されるものではなく、施設の重要度や性格、果たすべき機能等に応じて付与されるものである。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確認することにある。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。

3. 保有耐力法による耐震性能照査

3.1 概要

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、栈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。

耐震性能の照査は、地盤および栈橋本体を適切にモデル化して行わなければならない。栈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、杭の支持力等に注目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。

現状の照査方法としては、簡便法、弾塑性解析法、あるいは非線形動的解析法のいずれかを用いることになる。ただし、非線形動的解析法は、非線形構造モデルに直接地震力を入力して、加速度、変位、断面力等を直接得ることができるので、保有耐力法の概念とは異なる。

簡便法は、栈橋上部工を剛体とみなし、構成する各鋼管杭の重ね合わせで保有耐力を評価する方法である。直杭式栈橋で、各杭列の剛性比に顕著な差がない場合に適用可能である。この簡便法の手法は技術基準において新たに導入されたものである。

弾塑性解析法は、栈橋をフレームモデルに置換して、地盤の水平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。構造が複雑な場合や斜杭を含む場合には、断面力再配分効果の影響が大きくなるものと考えられる。このような場合には、簡便法では保有耐力を過大に評価する可能性があり、弾塑性法等による詳細な解析が必要である。

3.2 弾塑性解析の手法

(1) 解析モデル

弾塑性解析法は、いわゆるPushover解析と呼ばれる手法と同等である。これは、図3.1に示す構造モデルにおいて、鋼管杭、コンクリート上部工、および地盤のそれぞれの材料非線形性を考慮するものである。

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。地盤のうち、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²⁾以深に付与する。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、解析モデルでは杭

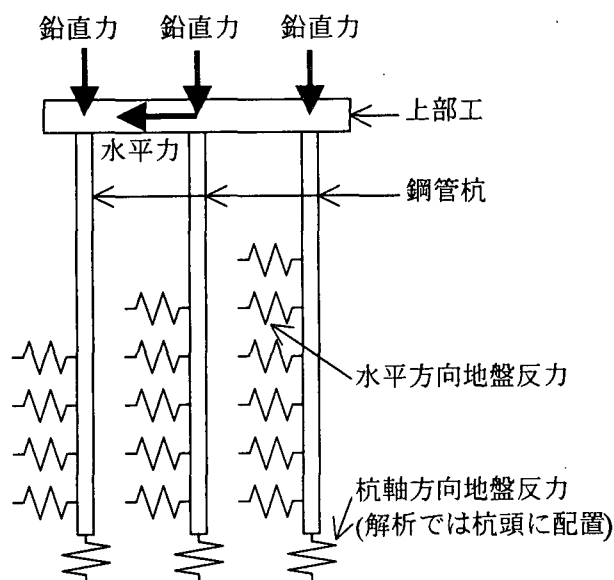


図3.1 栈橋の弾塑性解析モデル

頭部、すなわち上部工直下に付与する。これは、栈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したことによる。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。

解析では、地震力に相当する水平荷重を増分荷重として与え、それぞれの荷重ステップにて収束計算を行い、収束したと判断されれば、次の荷重ステップへと進む。損傷が進行し、収束しなくなった時点で解析が終了する。

(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、図3.2に示すように、地盤反力最大値 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。技術基準によれば、栈橋の地震時保有水平耐力設計では、現状では知見が十分でないので、道路橋示方書⁴⁾に準拠する方法を用いることを標準として考えている。

一般的には、土質条件から式(1)および式(2)により p_{max} を、式(3)により k_H を求める。

$$p_{max} = \alpha_p \left\{ K_p (\sum \gamma h + q) + 2c \sqrt{K_p} \right\} \quad (1)$$

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

$$k_H = 1.5N \quad (3)$$

ここで、

p_{max} : 地盤反力最大値(kN/m²)

α_p : 受働土圧の増加係数

砂質地盤 : $\alpha_p = 3.0$

粘性土地盤 : $\alpha_p = 1.5(N > 2), 1.0(N \leq 2)$

N : 地盤の N 値

K_p : 受働土圧係数

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)

h : 層厚(m)

q : 上載荷重(kN/m²)

c : 粘着力(kN/m²)

ϕ : 内部摩擦角(°)

δ : 壁面摩擦角(°)

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

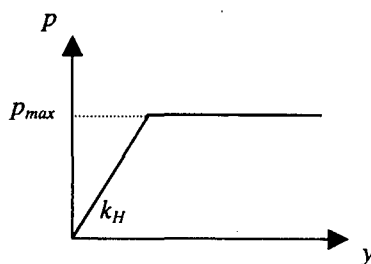


図3.2 地盤の水平方向の荷重－変位関係

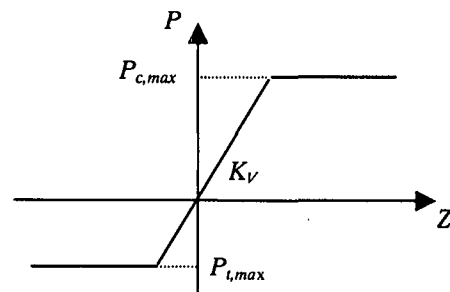


図3.3 杭軸方向の地盤の荷重－変位関係

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 と、押込み支持力の上限値 $P_{c,max}$ 、引抜き支持力の上限値 $P_{t,max}$ より、図3.3に示す支持力モデルとする。

杭の軸方向バネ定数 K_V は、式(4)による。

$$\frac{1}{K_V} = \frac{L_1}{aA_p E_p} + \frac{L_2}{A_p E_p} \quad (4)$$

ここで、

K_V ：杭の軸方向バネ定数(kN/m)

A_p ：杭の純断面積(m²)

E_p ：杭体のヤング係数(kN/m²)

L_1 ：地中部の杭長(m)

L_2 ：突出部の杭長(m)

式(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⁴⁾。

押込み支持力の上限値 $P_{c,max}$ は、式(5)により求める。

$$P_{c,max} = \min(R_U, R_{PU}) \quad (5)$$

ここで、

$P_{c,max}$ ：押込み支持力の上限値(kN)

R_U ：地盤から決まる杭の極限支持力(kN)

R_{PU} ：杭体から決まる押込み支持力の上限値(kN)

R_U の算定は施工方法の違いを考慮する必要がある。打撃工法による打込み杭について、砂質土地盤の場合の算定式を式(6)および式(7)に、粘性土地盤の場合の算定式を式(8)に示す。

・砂質土地盤：

$$R_U = 300NA_p + 2\bar{N}A_s \quad (6)$$

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (7)$$

・粘性土地盤：

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

ここで、

A_s ：杭周面の表面積(m²)

\bar{N} ：杭根入れ全長に対する平均 N 値

N_1 ：杭先端位置での N 値

\bar{N}_2 ：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 ：杭先端位置での粘着力(kN/m²)

c_a ：杭根入れ全長に対する平均付着力(kN/m²) (≤100 kN/m²)

引抜き支持力の上限値 $P_{t,max}$ として、打撃工法による打込み杭について、砂質土地盤の場合の算定式を式(9)に、粘性土地盤の場合の算定式を式(10)に示す。

・砂質土地盤：

$$P_{c,max} = 2\bar{N}A_s \quad (9)$$

・粘性土地盤：

$$R_U = c_a A_s \quad (10)$$

(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

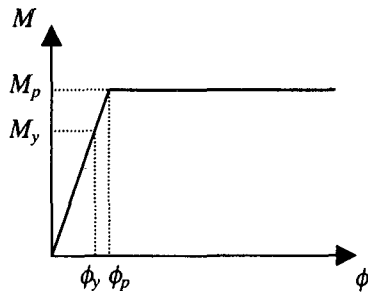


図3.4 バイリニアモデルによる
M- ϕ 関係

鋼管杭の非線形モデルは、図3.4に示すバイリニアモデルを基本と考える。そのほか、トリリニアモデルあるいはChenモデルがある。同図中の記号の説明は以下のとおりである。

M : 鋼管杭の曲げモーメント(kN・m)

ϕ : 鋼管杭の曲率(m^{-1})

M_y : 鋼管杭の縁部降伏曲げモーメント(kN・m)

M_p : 鋼管杭の全塑性曲げモーメント(kN・m)

ϕ_y : 鋼管杭の降伏時曲率(m^{-1})

ϕ_p : 鋼管杭の全塑性時曲率(m^{-1})

ここで、鋼管杭の降伏曲げモーメント M_p は式(11)による。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) Z_e \quad (11)$$

ここで、

N : 鋼管杭に作用する軸力(kN)

σ_y : 鋼管杭の降伏強度(kN/m²)

A : 鋼管杭の断面積(m²)

Z_e : 鋼管杭の断面係数(m³)

鋼管杭の全塑性曲げモーメント M_p は式(12)~(16)により求める。

$$M_p = M_{po} \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right) \quad (12)$$

$$\alpha = \frac{N}{N_{yo}} \quad (13)$$

$$N_{yo} = \sigma_y A \quad (14)$$

$$M_{po} = Z_p \sigma_y \quad (15)$$

$$Z_p = \frac{4}{3} \left\{ R^3 - (R-t)^3 \right\} \quad (16)$$

ここで、

M_{po} : 軸力がない場合の鋼管杭の全塑性曲げモーメント(kN・m)

N_{yo} : 鋼管杭の降伏軸力(kN)

Z_p : 鋼管杭の塑性断面係数(m³)

t : 鋼管杭の板厚(m)

R : 鋼管杭の半径(m)

また、鋼管杭の局部座屈が発生するひずみは式(17)で求めることができる。

$$\varepsilon_{max} = 0.44 \frac{t}{D} \quad (17)$$

ここで、

ε_{max} : 局部座屈が発生するひずみ

局部座屈が発生するひずみ ε_{max} に対する曲率は式(18)により求めることができる。

$$\phi_{max} = \frac{2\varepsilon_{max}}{D} \quad (18)$$

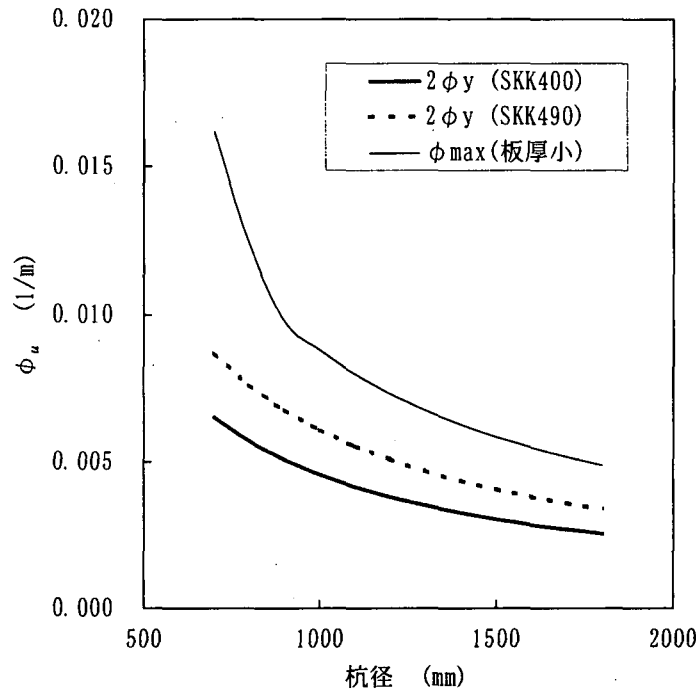


図3.5 ϕ_u と ϕ_{max} の比較

トリリニアモデルによる ϕ_u と式(18)による ϕ_{max} との比較を図3.5に示す。局部座屈が発生するひずみ ϕ_{max} は一般的に用いられる鋼管杭のうち最小板厚のものを対象とした。この場合、鋼管杭の最小板厚は杭径の1%が目安となる。図3.5より、鋼管杭の板厚が小さい場合においても、局部座屈が発生する曲率は、弾塑性解析における全塑性時の曲率より大きい。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、設計上十分な安全性を有するものと考えられる。

(4) 上部工の弾塑性モデル

上部工は、全スパン線形モデル、または図3.6に示すような剛域部、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。図3.7に示すように、剛域部の長さ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、非線形部の長さははり高さの1.5倍程度とすることを標準とする。上部工はりとはりとの接合部として、杭頭の床版への埋込み部分は剛域として計算する。このときの埋込み長は、はり高さの1/2として設定する。

非線形部は、図3.8に示す $M-\phi$ 関係を考慮する。ここで、 M_1 、 M_2 、 M_3 は、それぞれ、ひび割れ発生モーメント、鉄筋降伏モーメント、終局モーメントを表す。これらの各変数は、限界状態設計法²⁾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

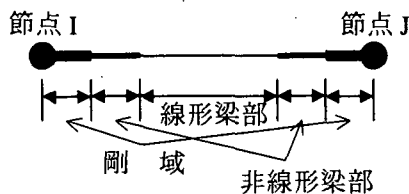


図3.6 上部工の非線形梁要素モデル

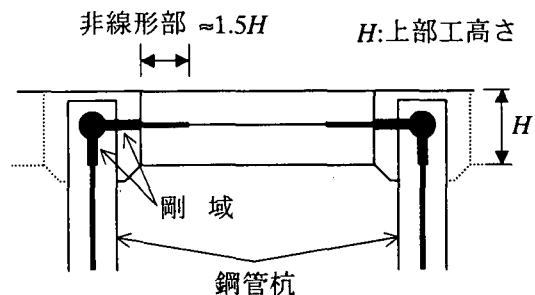


図3.7 上部工と杭頭の接合部のモデル

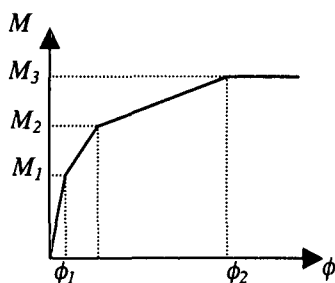


図3.8 上部工非線形部のM-φ 関係

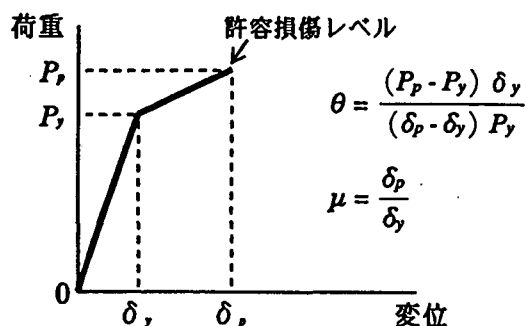


図3.9 弾塑性解析による保有耐力照査

とする場合は、全段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。

3.3 弾塑性解析による保有耐力照査

保有耐力法による照査は、弾塑性解析から得られた弾性限度荷重と許容損傷レベルに対応する上部工の水平変位から、式(19)により行う。その際、弾性限度荷重は、荷重-水平関係の最初の勾配変化点とする。勾配変化点を求める際には、荷重-水平関係を両対数グラフ上に描けばわかりやすくなる。また、荷重-水平変位関係における2次勾配と1次勾配との比 θ および許容損傷レベルの変位に対応する塑性率 μ は図3.9に示すように設定する。さらに、残留変位は、栈橋の水平荷重-水平変位関係において、最大応答変位から初期勾配(初期剛性)で除荷させて求めることができる。式(19)は、エネルギー一定則の仮定を用い、栈橋-地盤構造系の初期剛性と同一剛性を有する1自由度系の線形構造システムを基本として得られるものである。

$$R_a \geq k_h W \quad (19)$$

ここで、

- R_a : 栈橋の地震時保有耐力 (kN)
- k_h : 線形応答により求まる照査用震度
- W : 栈橋の鉛直荷重の合計 (kN)

上式で、地震時保有耐力 R_a は、式(20)により求める。

$$R_a = \sqrt{2\mu - 1 + \theta(\mu - 1)^2} P_y \quad (20)$$

ここで、

- μ : 塑性率
- θ : 荷重-水平変位関係における2次勾配と1次勾配との比
- P_y : 弾性限度に対応する水平力 (kN)

式(20)の塑性率 μ に許容塑性率 μ_a を代入すればよいが、許容塑性率は、要求性能から定まる栈橋の破壊・損傷の進行程度に応じて定めるものである。技術基準では、弾性限度に対応する水平力 P_y を基準とする標準的な許容塑性率として、レベル1地震動に対しては表3.1に示すものを、またレベル2地震動に対しては式(21)を用いて求まる値としている。栈橋全体の变形性能は、鋼管杭の塑性变形性能で規定されることになるが、一般的な諸元の鋼管杭に対して、単杭の曲げ試験の結果⁵⁾、フレームモデルによる荷重-変形関係の非線形解析結果、栈橋模型の載荷試験の結果等⁶⁾に基づいて、式(21)を規定した。これは、鋼管杭の局部座屈が t/D (t :杭の肉厚、 D :杭の直径)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程度となること⁷⁾を考慮し定めたものである。なお、同式で求まる μ_a の最大値は2.5である。また、レベル1地震動に対しては、耐震強化岸壁である重要度が特定の栈橋の許容塑性率1.0を基準とし、技術基準で規定される重要度係数とほぼ同等の安全度の低減となるように許容塑性

率を逆算して設定している。

表3.1 レベル1地震動に対する許容塑性率の標準値

重要度	許容塑性率 (μ_a)
特定	1.0
A級	1.3
B級	1.6
C級	2.3

$$\mu_a = 1.25 + 62.5t / D \quad (21)$$

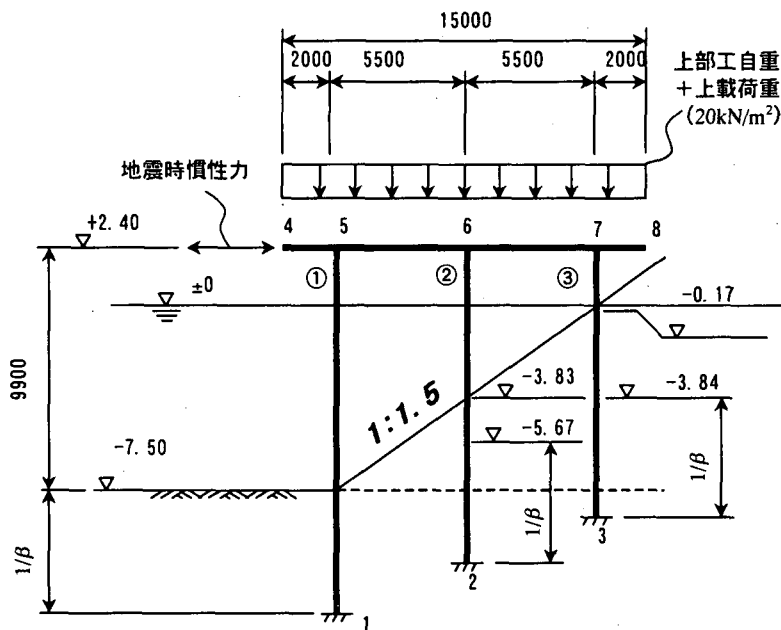


図4.1 解析モデル

4. 保有耐力照査に関する要因分析

4.1 解析モデル

3. で述べた手法に準じて、既往の栈橋の建設事例に基づき、標準的諸元を有する45ケースの栈橋の弾塑性解析を行った⁷⁾。表4.1に各解析ケースの一覧を示す。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列に変えた5断面を抽出した。解析対象断面の一例として、水深-7.5m、杭列数3列の栈橋の解析モデルを図4.1に示す。解析は、これらの各断面でそれぞれ、地盤条件を3段階に、また従来の設計震度に相当する基本設計震度(従前の許容応力度設計レベルでの設計震度)を3段階に変化させている。

地盤条件は、捨石層のN値は5、海底面より深さ10mまでを表4.1に示したN値(表層N値)、さらにそれ以深10mをそのN値の2倍に、海底面より深さ20m以深は基盤層に設定した。また、各ケースとも、上部工の自重等として20kN/m²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載荷した。

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バイリニアモデルとし、降伏強度

表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 (m)	肉厚 (mm)					
1	-7.5	3	5	0.05	500	9					
2					700	9					
3					800	9					
4			10		0.10	500	9				
5						700	9				
6						800	9				
7			15			0.15	500	9			
8							700	9			
9							800	9			
10	-10	3	5	0.05			600	9			
11							800	9			
12							800	12			
13					10		0.10	600	9		
14								800	9		
15								800	12		
16			15		0.15	600		9			
17						700		9			
18						800		12			
19			-10			4	5	0.10	800	9	
20									800	12	
21									1000	12	
22					10		0.15		800	9	
23									800	12	
24									900	12	
25					15				0.20	800	9
26										800	12
27										900	12
28	-12	4	5	0.10	1200	14-19					
29					1300	14-22					
30					1400	14-22					
31					10	0.15	1200	14-19			
32							1300	14-22			
33							1400	14-22			
34			15		0.20		1200	14-19			
35							1300	14-19			
36							1400	14-22			
37			-15			5	5	0.15	1300	14-16	
38									1400	14-19	
39									1500	16-22	
40					10		0.20		1200	14-19	
41									1400	14-19	
42									1500	16-22	
43					15				0.25	1200	14-19
44										1400	14-19
45										1500	16-19

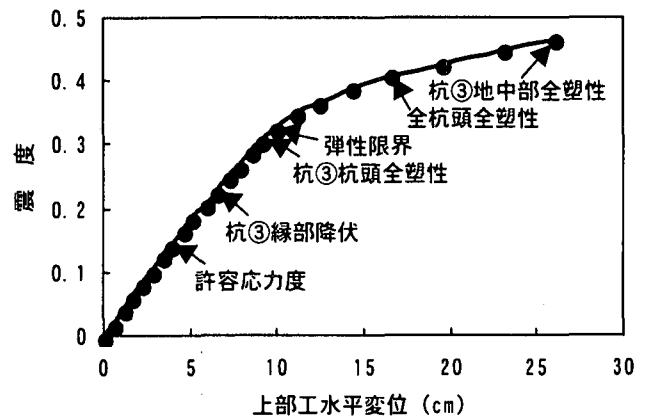


図4.2 水平荷重と栈橋の水平変位の関係

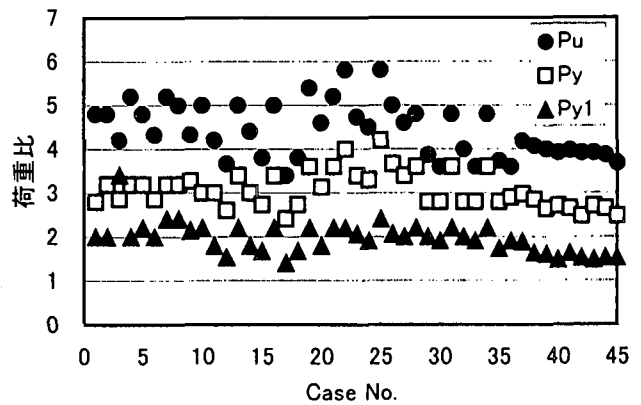


図4.3 P_y, P_y, P_u に関する P_a との荷重比

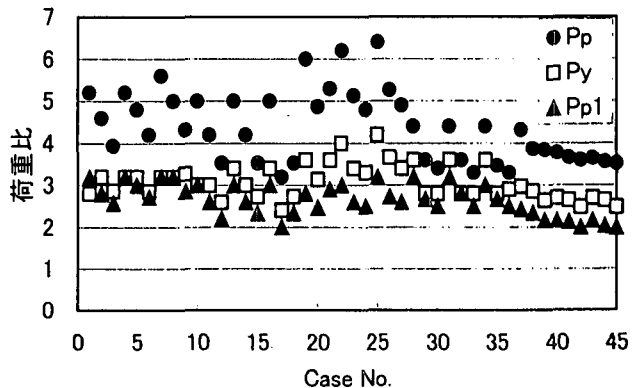


図4.4 P_p, P_y, P_{p1} に関する荷重比

は 235N/mm^2 とした。コンクリート上部工は、全断面有効の剛性を有する線形部、ひび割れおよび鉄筋降伏を考慮する非線形部、および剛域部にそれぞれモデル化した。

地盤は、杭に付与するバネとして、3.2(2)で述べた方法に基づいてモデル化した。なお、水平方向の地盤バネは、解析結果の比較のために、地表面以深に付与した場合と、仮想地表面以深に

付与した場合の両者を考慮した。

4.2 損傷イベント

解析で得られた栈橋モデルの荷重と上部工の水平変位との関係の一例 (Case No.3) を図4.2に示す。ここで、水平荷重は震度で表示しているが、これは水平荷重を栈橋の自重等の鉛直荷重で除したものである。

いずれの解析結果においても、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、杭縁部で最初に降伏した荷重 P_{y1} 、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)荷重 P_u と、許容応力度レベルの設計荷重 P_a とのそれぞれの比を図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した。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考えた。これは、地中部が全塑性状態になり局部座屈が生じると、これの発見あるいは補修等がきわめて困難であるので、耐震性能上この状態を防ぐべきであるという考えに基づくものである。

P_y は P_a の2.5~4倍程度(平均3.0, 標準偏差0.41), P_u は3.5~6倍程度(平均4.4, 標準偏差0.62)となった。すなわち、弾性限界および終局状態とも従前の許容応力度レベルの荷重と比較して、耐荷力レベルではかなり大きな性能を有していると言える。

図4.4に、杭頭部で最初に全塑性化した荷重 P_{p1} とすべての杭の頭部において全塑性化した荷重 P_p と P_a とのそれぞれの比を示す。あわせて、比較のために、図4.3で示した P_y についても再掲する。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。

また、杭の局部座屈は、理論上は全塑性化状態の前に生じるが、通常の栈橋鋼管杭では、座屈荷重と全塑性荷重はほぼ同じであると考えられる。これらのことから、部分的には鋼管は塑性状態に達している(塑性ヒンジの発生)が、局所的な降伏あるいは全塑性化は構造全体系の挙動に大きな影響を与えないので、この弾性限界荷重を耐震照査の1つの目安として採用できるものと考えられる。

4.3 仮想地表面の影響

4.2で述べた計算結果は、実地表面に対する解析結果であったが、仮想地表面を考慮した場合の P_y と P_u に関する同様の計算結果を図4.5に示す。仮想地表面を考慮することにより、杭の自由長が長くなったとともに、各杭間で自由長の差が小さくなった結果、両者の荷重比は4.2で示した結果よりも小さくなり、 P_y では約1.5~3.0倍(平均2.2, 標準偏差0.39), P_u では約1.9~4.0倍(平均3.0, 標準偏差0.58)となった。Case10~18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

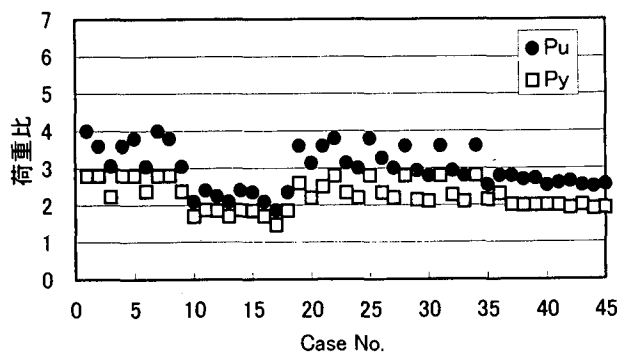


図4.5 P_u および P_y の荷重比(仮想地表面考慮)

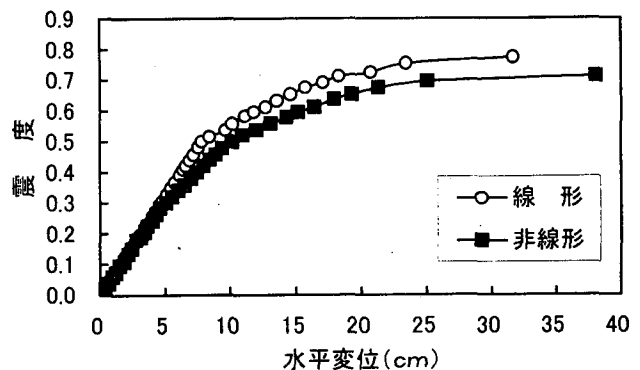


図4.6 上部工のモデル化による相違

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。

4.4 上部工解析モデルの影響

図4.6に、Case No.5において、上部工すべてを線形部材にモデル化した(剛域は考慮している)場合と、3.2(4)に示す方法で非線形(弾塑性)部材にモデル化した場合の荷重-変位関係を示す。上部工はコンクリート構造物であるので、ひび割れ発生などの非線形を示すのが一般的である。

上部工すべてを線形部材にモデル化した場合は、非線形モデルの場合に比べて、終局時に近づくにつれて10%程度の荷重の増大が見られた。栈橋模型を対象とした載荷実験からも杭頭部でひび割れや鉄筋あるいは鋼管の降伏に伴う回転変形が観察されており、非線形挙動をすることは明白である。したがって、より精緻な解析のためには、上部工の非線形性を十分に考慮したモデル化を行う必要がある。

4.5 水平変位に関する塑性率

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4.7に示す。いずれのケースでも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。 $t/D=0.022$ (t :杭の肉厚, D :杭の径)の杭を用いた栈橋模型の載荷試験結果⁵⁾でも、最大荷重時の塑性率は4程度であり、解析結果はおおむね妥当であるといえる。図4.8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、ここで紹介した耐震性能照査では、栈橋の弾性限界に対する塑性率を検討する必要がある。そこで、終局時の変位 δ_u と弾性限界時の変位 δ_y との比の解析結果を図-23に整理する。この結果を整理するに

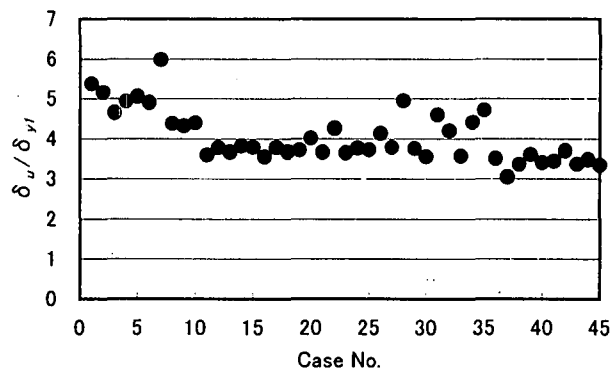


図4.7 弾性限界に対する塑性率

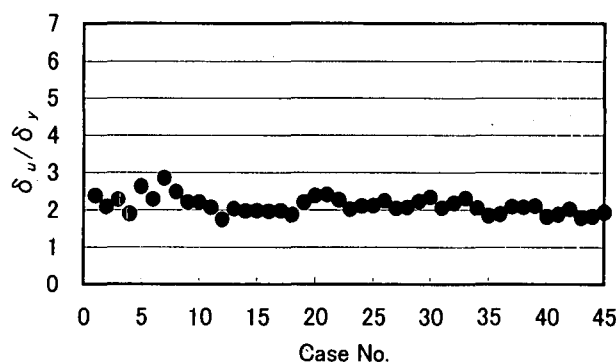


図4.8 終局時の鋼管杭の塑性率

当たり、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程度となること⁶⁾を考慮した。その結果、前述の式(21)を提案するに至った。

5. あとがき

本稿では、改訂された技術基準における栈橋の保有耐力法に基づく耐震性能照査について概説した。本手法は今回の改訂で初めて導入された者であり、今後検討を加える余地も多く残されている。今後、実験や動的非線形解析、現地観測等をとおして、照査手法の精緻化を目指した研究を続けていきたいと考えている。また、ここで紹介した弾塑性手法による設計検討プログラムを公開⁸⁾する予定にしているの、希望をする方は適宜ご連絡をいただきたい。また、本稿では触れなかったが、簡便法を主体とした設計法や弾塑性解析結果との比較に関しては、別途詳細に報告されている⁹⁾ので参考にさせていただきたい。

栈橋の耐震設計に関する研究は、鋼管杭協会と共同で実施しているものである。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(改訂版), 日本港湾協会, 1999.
- 3) 南兼一郎ほか: 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, 1997.9.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, 1996.
- 5) 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.
- 6) 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, 第38巻, 第2号, 1999.6.
- 7) 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, 1998.12.
- 8) 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, 1999.9.
- 9) 沿岸開発技術研究センター: 港湾構造物設計事例集(上巻), 1999.4.

(執筆: 横田 弘)