

鋼直杭式横棧橋の地震時保有耐力設計法に関する解析的検討

横田 弘¹・川崎 進²・菅原 亮³・川端規之⁴

¹正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 構造強度研究室長（239-0826 横須賀市長瀬3-1-1）

²正会員 運輸省港湾技術研究所 構造強度研究室研修生（239-0826 横須賀市長瀬3-1-1）

³学生会員 運輸省港湾技術研究所 構造強度研究室研究員（239-0826 横須賀市長瀬3-1-1）

⁴正会員 工修 鋼管杭協会技術委員（103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10）

1. まえがき

鋼直杭式横棧橋（棧橋と称す）の耐震設計¹⁾は、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きた。しかし、想定規模以上の地震力が棧橋に入力して発生応力が許容応力度を超えても、鋼管杭の優れた変形能力により地震動のエネルギーを吸収することができ²⁾、直ちに構造全体が崩壊するわけではない。このような棧橋の構造性能を考慮すれば、大規模地震発生の際に構造物全体の崩壊に至らないものの局部的な損傷を許容し、棧橋の変形性能を指標として耐震性能を照査する地震時保有耐力法の導入が有効であると思われる。

本文では、標準的な棧橋断面を基に、構造諸元・寸法、地盤条件等を変えてPushover解析³⁾を行い、終局に至るまでの棧橋の荷重-変位関係を考察した。また、その結果に基づき、棧橋の水平変位に応じて耐震性能を検討できる簡便照査法を提案した。

2. 計算モデルの概要

(1) 棧橋構造の特徴

棧橋は、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。一般に、棧橋は斜面上に設けられるため、各々の杭の剛比が異なる。その結果、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くなるため、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ものと考えられる。

(2) 解析モデル

Pushover解析は、棧橋の杭1列分を取り出し、杭

および上部工をはりに置換した2次元のラーメンモデルを対象に行った。その際、既往の棧橋の建設事例に基づき、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列に変えた5断面を抽出した。一例として、水深-7.5m、杭列数3列の棧橋の解析モデルを図-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段階に変化させた、合計45ケースについて行った。表-1に各解析ケースの一覧を示す。

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-1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/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。地震力は棧橋上部工に水平荷重として作用させた。

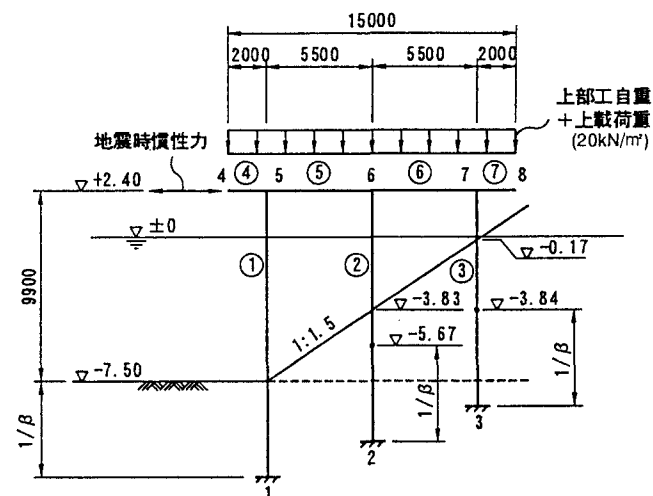


図-1 解析モデル (Case No.3 水深-7.5m, 杭3列)

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材料とした。鋼管杭と上部工の接合部では、杭および上部工の有効高さ分を剛域として考慮した。地盤は杭に付与するバネとしてモデル化した。地盤バネの構成則は、クーロンの受働土圧強度を最大値とするバイリニアと仮定し、技術基準¹⁾に基づいて弾性範囲のバネ定数を $0.15N(N$ ：地盤の N 値)とした。地盤バネは地表面以深の杭に付与したが、斜面の影響を考慮するため、技術基準¹⁾に従い実海底面と捨石面の1/2の高さを仮想地表面と考え、それ以深に付与した解析も行った。

3. 解析結果と考察

(1) 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-2に示す。ここで、水平荷重は震度で表示しているが、これは荷重を栈橋の自重等の鉛直荷重で除したものである。

終局状態に至るまでに、種々の損傷イベントを経たが、このうち、杭縁部で最初に降伏した荷重 P_v 、弾性限界の荷重 P_e 、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_p 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図-3に示す。弾性限界の荷重 P_e 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。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_p は P_d の2.5~4倍程度(平均3.0, 標準偏差0.41)、 P_e 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現行の許容応力度レベルの荷重と比較してかなり高くなった。

図-4に、杭頭部で最初に全塑性化した荷重 P_p 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_d とのそれぞれの比を示す。あわせて、比較のために、図-3で示した P_e 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

表-1 計算ケース一覧

No	水深 (m)	杭列数 (本)	表層N値	基本設計震度	杭径 (mm)	杭肉厚 (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

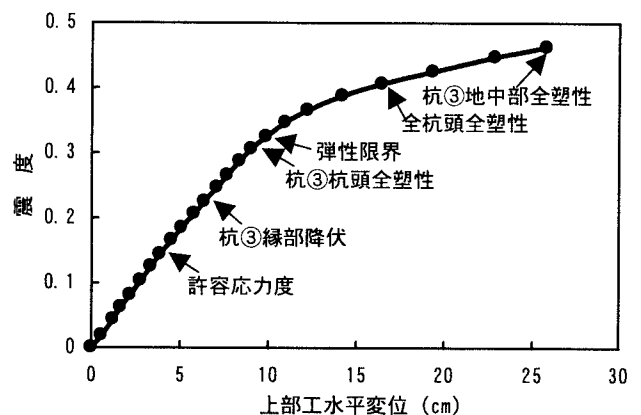


図-2 水平荷重と栈橋の水平変位の関係

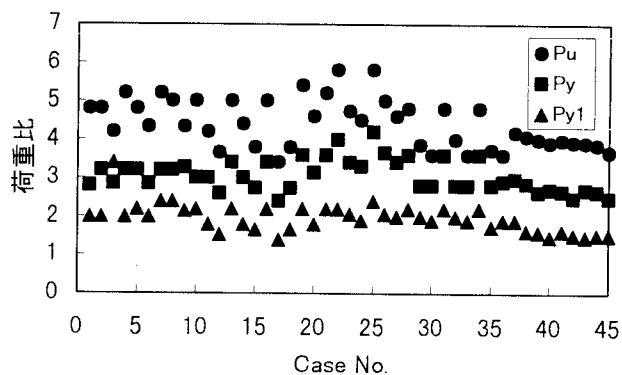


図-3 P_u, P_y, P_{y1} に関する荷重比

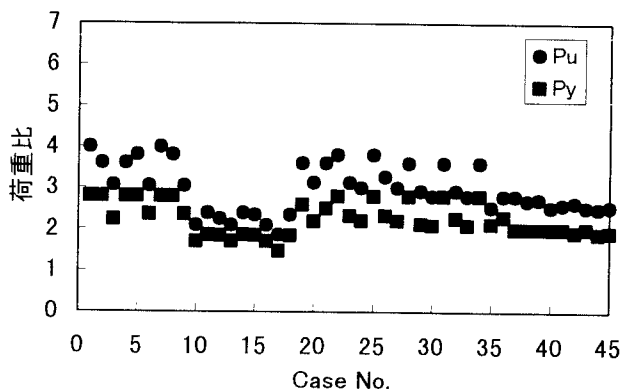


図-5 P_u および P_y の荷重比(仮想地表面考慮)

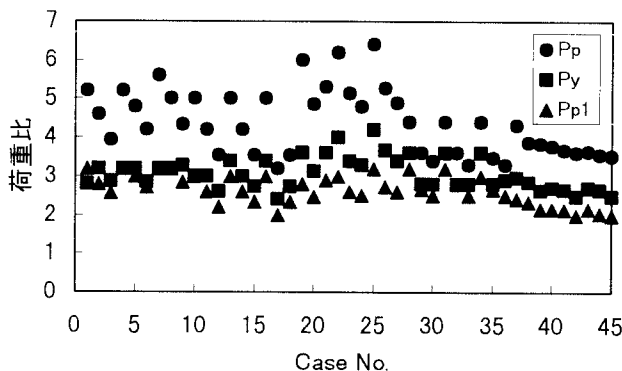


図-4 P_p, P_y, P_{p1} に関する荷重比

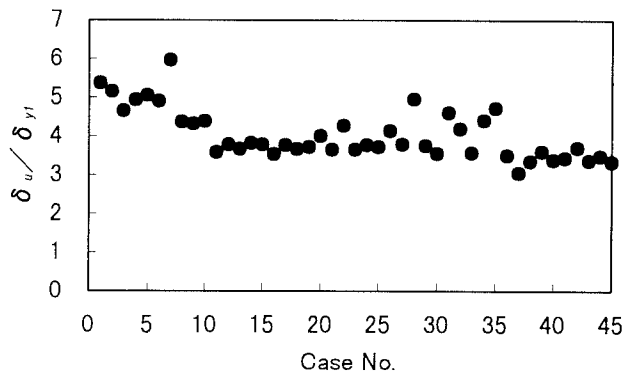


図-6 終局時の鋼管杭の塑性率

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。

(2) 仮想地表面の影響

(1)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-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(1)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。

(3) 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_{y1} との比(塑性率)の解析結果を図-6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⁹⁾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。これらを考慮して、栈橋杭の許容塑性率を以下で提案する。

4. 簡便照査法の提案

(1) 弾性限度荷重の算定

栈橋の弾性限度に相当する荷重は、過半数の杭頭において全塑性モーメントに達する時点である。この荷重は、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

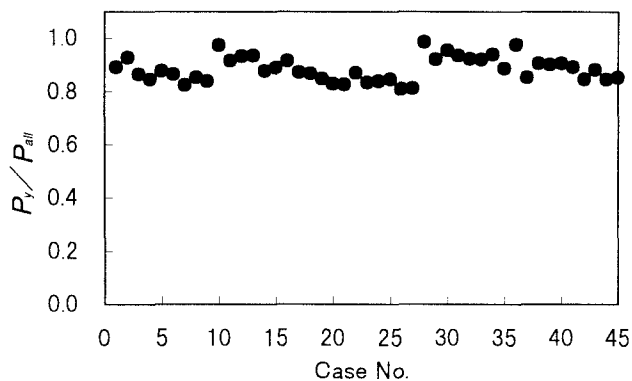


図-7 P_y と P_{all} との比

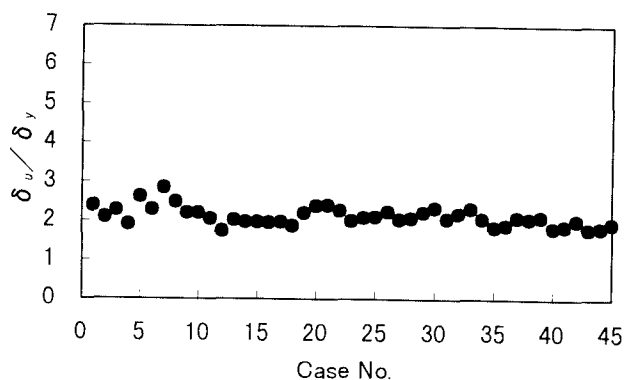


図-8 弾性限界に対する塑性率

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、

$$P = \frac{2M_p}{l} \quad (1)$$

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(1)をすべての杭で求めて、その総和をとればよい。前述の終局荷重の解析結果 P_y と P_{all} との比を図-7に示す。若干のばらつきはあるものの、おおむね0.8~1.0程度になっている。45ケースの平均は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(2)を提案する。

$$P_y = 0.82 P_{all} \quad (2)$$

この係数0.82は、平均値からの生存率90%を考慮して求めたものである。式(2)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) 許容塑性率の設定

解析結果に基づき、簡便照査法での許容塑性率を検討する。図-6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、簡便照査法では、栈橋の弾性限界に対する塑性率を検討する必要がある。終局時の変位 δ_u と弾性限界時の変位 δ_y との比を図-8に整理する。この結果を整理するに当たり、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³⁾を考慮し、許容塑性率 μ の算定について式(3)を提案する。

$$\mu = 1.25 + 62.5 (t/D) \quad (3)$$

ただし、鋼管杭単独の塑性率が4程度であることなどを考慮し、 μ の最大値は2.5とする。

5. あとがき

今回の解析結果に基づき、簡便に栈橋の耐震性能の照査が行える手法の提案を行った。今後、実験や動的非線形解析等をとおして、簡便法の検証を続けていきたいと考えている。

謝辞：本研究は運輸省港湾技術研究所と鋼管杭協会との共同研究の一環として実施したものである。研究の実施に当たっては、鋼管杭協会栈橋WGの芥川博昭、黒崎和保、鈴木規彦、武市泰樹、原田典佳各氏のご協力を得たことに感謝申し上げます。

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，1989
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 菅原 亮，横田 弘，竹鼻直人，川端規之：鋼管杭式栈橋の終局状態に関する実験的検討，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，V，pp.820~821，1998
- 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.