

運輸省港湾技術研究所 ○正員 山本 隆一

〃 〃 林 聡

〃 〃 山下生比古

1 まえがき

鋼杭棧橋の如き可撓性の構造物の場合、耐震設計法としての震度法は実際の現象を正しく反映したものとは言えない。多くの鋼杭及び鋼杭棧橋についての実験から、1. 鋼杭棧橋の固有周期は地震の主要動の周期と合致する可能性が大きい。2. 鋼杭棧橋の減衰量はかなり小さい。などが分つた。¹⁾²⁾従つて、鋼杭棧橋の地震動に対する応答は非常に大きくなり、鋼材の応力を弾性領域内だけに限れば設計は不可能に近い。こゝでは鋼材をその塑性領域内まで使うと言う方針のもとに鋼杭の弾塑性定常応答を計算し、更にその計算結果を利用した設計法の考え方を説明する。

2 鋼杭棧橋の弾塑性定常応答

棧橋の動応答を計算するためには、棧橋の振動系としての諸特性を定める必要がある。棧橋はその床版の質量を質量とし、床版部での荷重-変位関係と同じ復元力特性を有する一自由度系で置き換えて良いことが分つている。¹⁾²⁾³⁾この荷重-変位関係としては急速交番載荷によつて得られる履歴曲線を用いれば良いが、これを図式的に取り扱うのは複雑で且つ見通しも悪い。ため、履歴曲線(図-1のA~B~C、又はC~D~A)と骨格(同図のC~A、又はC~D)とに分けてそれぞれ次の様に数式で表わす。

骨格の式

$$Y/Y_c = F/F_y + \alpha (F/F_y)^r$$

履歴曲線の式

$$(Y - Y_m)/2 Y_c = (F - F_m)/2 F_y + \alpha \{ (F - F_m)/2 F_y \}^r$$

但し、Y: 棧橋の床版部の変位、F: 床版部の荷重、
Y_c: 降伏点変位のうちの弾性による変位、F_y: 降伏荷重、Y_m, F_m: 履歴曲線の折り返し点の座標、α: 定数、
r: 3以上の奇数、である。鋼杭棧橋の場合では、滑

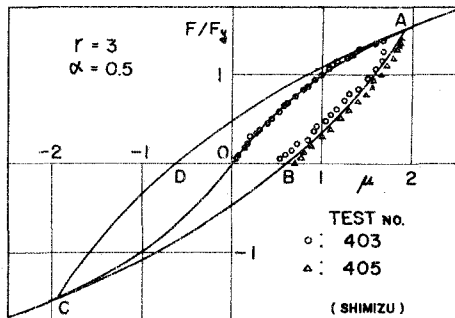


図-1

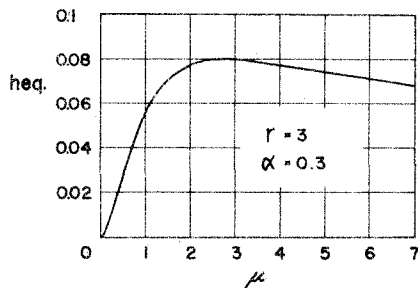


図-2

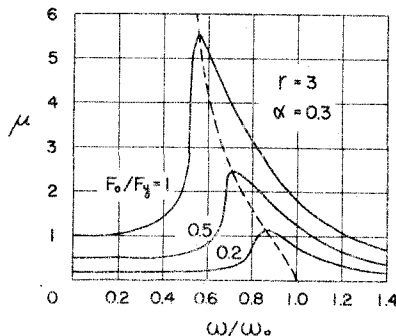


図-3

水港における現地実験²⁾の結果から、 $r = 3$ 、 $\alpha = 0.3$ と定まる。急速載荷の実測値と、実際に $r = 3$ 、 $\alpha = 0.3$ として計算した荷重-変位関係との対比を図-1に示す。 r や α は鋼材の弾塑性領域における応力-歪関係、構造物の不静定次数、土の変形特性などに関与する量で、一般の鋼杭栈橋ではほぼ共通の値となるものと考えられるから、ここでは一般の栈橋についても $r = 3$ 、 $\alpha = 0.3$ とする。さて、上述の様に数式表示された復元力特性を有する一自由度系の性質は Jennings⁴⁾、Hudson⁵⁾らによつて詳しく調べられているので、ここでは $r = 3$ 、 $\alpha = 0.3$ とした時の等価臨界減衰比: μ_{eq} と ductility factor: μ との関係を示す(図-2)にとり定める。この系の定常的な外力に対する応答は Slowly varying parameter法によつて近似的に求まる。外力の大きさを覚えて計算した結果を図-3に示す。

	Soil		Pile				α	Fy (ton)	Yy (cm)	ω_0 (sec ⁻¹)
	Type	kg-cm ⁻²	本数	D(cm)	t(mm)	h(m)				
MURORAN	Fine Sand	30	3	60	9	9.33-13.0	0.1	16.8	8.13	0.89
KAWASAKI	Silt	8	5	71.12	12.7	6.8-13.4	0.2	56.9	6.73	1.12
YAMASHITA 3	Clay	10	3	70	9-16	9.65-14.3	0.2	29.8	9.12	0.81
YAMASHITA 7,8	Sand	50	3	70	10-19	9.2-14.0	0.2	35.2	6.03	1.17
YOKOSUKA	Silty Sand	40	2	60	9	10.0-11.0	0.15	14.3	8.71	0.79
SAKAI	Clay	15	3	60	10-12	9.3-11.8	0.1	23.9	9.77	0.94
HIROSHIMA	Silt	30	4	40.60	9-12	8.35-13.9	0.1	30.5	15.50	0.62

表 - 1

3 設計法の原理

栈橋の固有周期は降伏荷重と外力との比、或いは a_y/a_0 (W を床版重量、 α を震度とすると、 $a = F_y \cdot \frac{1}{W}$ 、 $a_0 = \alpha \cdot g$)の大きさによつて異なる。常に共振状態を考慮して、共振々巾を計算し、ductility factor: μ の形で図にすると、図-4が得られる。 μ として許容出来る値 μ_c が定まっていれば、 μ_c に対して a_y/a_0 が求まり、設計震度 α に対する栈橋の降伏荷重が計算される。従つて、鋼材の断面などを定めることが出来るのである。実際に μ_c としてどんな値をとれば良いかについては、清水港の実験の結果から、 μ が2程度までは充分許容出来ることが分つているだけである。表-1に示す鋼杭栈橋について、実際に a_y/a_0 を求めると図-4のようになり、今、 $\mu_c = 2.0$ とすれば、殆んどの栈橋は危険側にあることが分る。しかし、図-4は定常応答を考えたもので、定常応答は一般に設計条件として非常に苛酷であり、今後は、 μ_c 、地震応答などについて研究を続けて行きたい。

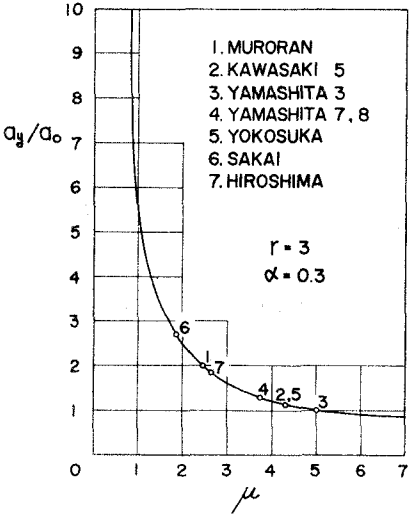


図 - 4

1) 2) 地震工学研究発表会講演概要 第7回 pp.27~28, 第8回 pp.19~20
3) S.Hayashi & Others, Horizontal Resistance of Steel Piles under Static & Dynamic Loads, 『WCEE
4) P.G.Jennings, Periodic Response of a General yielding Structure, Proc. ASCE, No. EM2, April, 1964
5) D.E.Hudson, Equivalent Viscous Friction for Hysteretic Systems with Earthquake-Like Excitations, 『WCEE