

運輸省港湾技術研究所 ・ 正員 山本 隆一

・ 林 聡

・ 土田 肇

・ 小蔵 敏一郎

1 まえがき

昭和41年度の年次講演会において、鋼直杭橋は非常に撓みやすい構造物であるので、その耐震性は現行の震度法のみでなく、構造物の地震応答にもとずいた手法によっても検討されるべきことを指摘し、同時に海底面における地盤動を正弦波としたときの鋼直杭橋の定常応答を求る方法と実在杭橋に対する計算結果を示した。その場合、杭橋に作用する水平力と変位の関係は実験結果にもとずいて非線形で履歴特性を有するものとした。しかし、地盤動に正弦波を用いることは構造物にとって非常に苛酷な条件であると考えられた。その後、前報で発表した正弦的な地盤動に対する応答計算法と任意波形の地盤動に対する応答計算が出来るように発展させた。本報ではその応答計算法および同法による実在杭橋についての計算結果を示し、震度法による計算結果と動的応答の計算結果とを比較する。

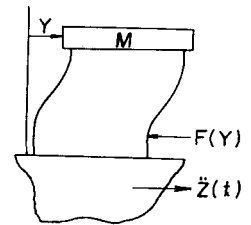


Fig. 1

2. 鋼直杭橋の地震応答

杭橋の地震応答を計算するためには、杭橋を図-1のような1自由度の振動系とし、床版の水平変位 Y と杭橋の復元力 F との関係は図-2の通りとする。 Y_y は鋼杭の応力が初めて降伏点に達するときの水平変位で、 F_y はそのときの復元力である。また、 Y_0 、 F_0 は荷重が増加かう減少に変る点の変位と復元力である。パラメータ r と α は実験結果から一般の杭橋については $r=3$ 、 $\alpha=0.3$ とするのが最も適当であることが知られているので、本報でもその値を採用する。したがって、図-1に示す振動系の運動方程式は地震動の加速度を $\ddot{z}$ (g)で表わせば

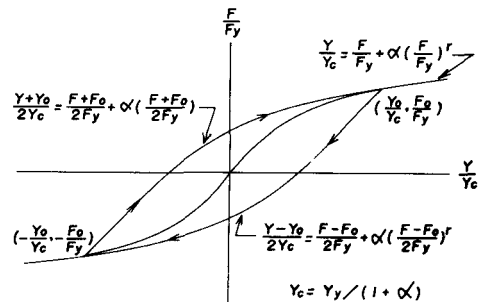


Fig. 2

$$M\ddot{Y} + F(Y) = -M\ddot{z}(t) \quad (1)$$

となる。この運動方程式を Runge - Kutta - Gill の方法で時間の刻みを 0.01 秒にとって計算した。 $\ddot{z}(t)$ として用いた地震記録は表-1に示されているもので、釧路と清水の記録は港湾関係で設置した S M A C 強震計によるものである。地震の強さを変えるには、記録の加速度に任意の一定数を乗じて記録の加速度を拡大又は縮小した。種々の試算の結果

Earthquake	Comp.	Max. Acc. (gal)
El Centro	N-S	319.5
1940. 5. 18	E-W	222.5
SHIMIZU	N-S	86.3
1965. 4. 20	E-W	102.5
KUSHIRO	N-S	52.5
1965. 10. 26	E-W	48.1

Table 1

栈橋により定まる
 常数 $F_y/(Y_g \cdot M)$
 が同じであれば応
 答も同じになるこ
 とが明らかになっ
 た。 $F_y/(Y_g \cdot M)$
 = 20, 40 の栈
 橋について表-1
 の地震の強さを色
 々に変えて応答計
 算をし、その最大
 変位を Y_g で割っ
 た値 (μ) と地震

の強さとの関係を求めたものを図-3に示
 す。図中の a_g は地震の最大加速度 a_g
 は栈橋に変位 Y_g を静的に生じさせるに必
 要な水平加速度で $a_g = (F_y/w) \cdot g$ で
 与えられる。 μ は Ductility Factor と呼ばれ
 る。

3 地震の最大加速度と栈橋の最大応 答変位

前節までに説明した方法により栈橋の地
 震応答が計算できるようになったが、この
 ま、では計算には電子計算機を必要とし
 結果も特定の地震に対するものであるのだ

これをもう少し一般化すると共に、計算
 を簡単化する必要がある。直杭栈橋にとっ
 て最も不利な状態は変位が最大のときであ
 るから 計算結果としては最大応答変位が
 求まればよい。図-3を見ると 地震応答
 の最大変位を示す曲線はいずれも正弦地盤
 動の定常応答の曲線を横軸方向に圧縮した
 形に近い。したがって 任意の a_g/a_0 に
 対する μ の値が求まれば定常応答の曲線を
 横軸方向に圧縮してこの点を通るようにす
 れば すべての a_g/a_0 に対する μ を与え

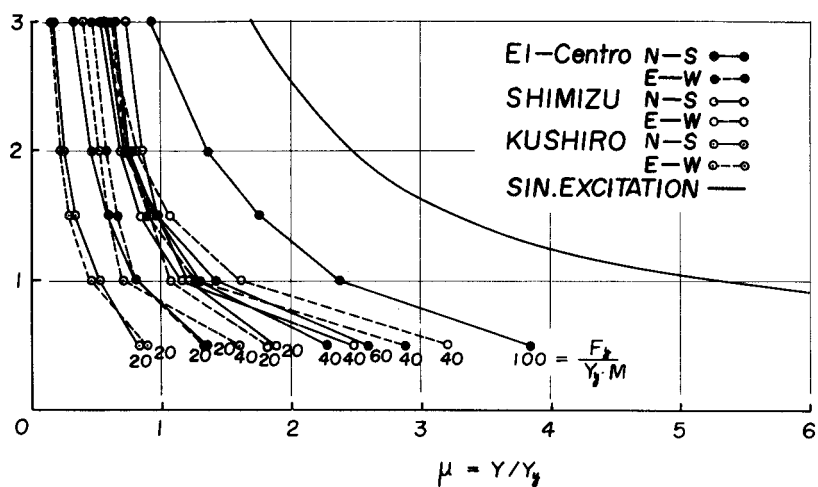


Fig. 3

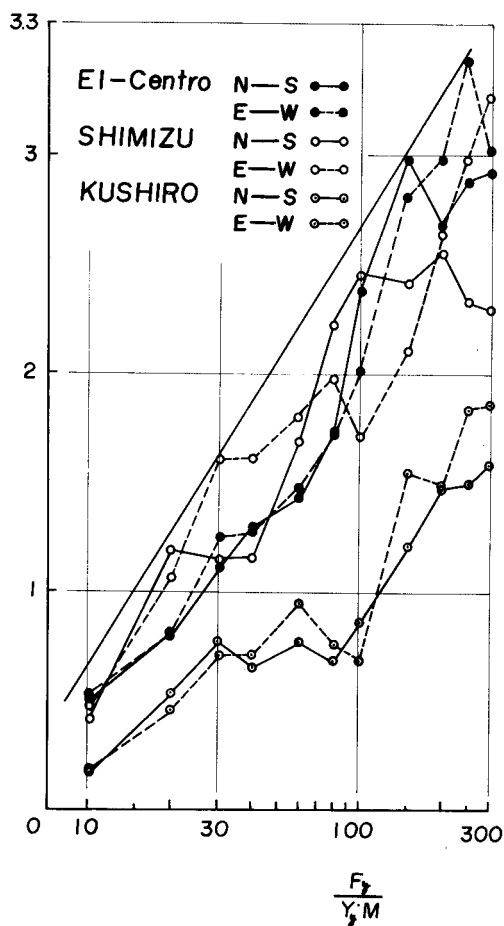


Fig. 4

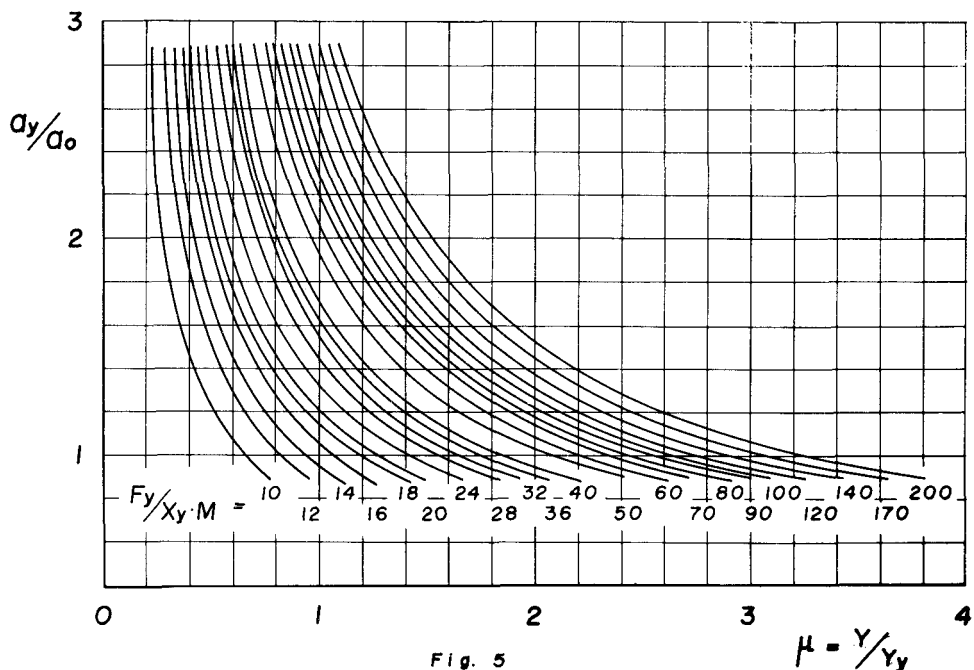


Fig. 5

る曲線が得られる。そこで $a_y/a_0 = 1$ として地震をよび $F_y/(Y_y \cdot M)$ を色々に変えて μ を求めた結果が図-4である。こゝで何本もある曲線をもとに一般化された $F_y/(Y_y \cdot M)$ と μ の関係を定める必要はない。筆者は各地震による最大変位を包含する値を採用するという観点に立って、図中の実直線で示される関係を採用した。以上の作業により一般化された最大応答変位 μ を推定するためのグラフが図-5のごとく求まった。図中 $F_y/(Y_y \cdot M)$ 、 Y_y および a_y は構造物の断面および地盤条件が定まれば決まる値で a_0 は考える地震の最大加速度であるから、これらに対応する μ をグラフから求めればよい。変位は $\mu \cdot Y_y$ で与えられる。

4 栈橋の極限強さ

栈橋の耐震性を判定するには最大応答変位と共に栈橋がどの程度の変位にまで安定を保ちうるかを知らねばならない。栈橋に漸増する水平力を加えていくと栈橋の部材には次のような現象が生ずると考える。荷重が小さいうちは床版と杭頭は剛結されており、杭内の応力はすべて降伏点応力 (σ_y) 以下であるが、荷重が増加するといずれかの杭の頭部で杭の縁応力が σ_y に達する。このときの荷重が F_y 、変位が Y_y である。更に荷重が増加すると応力が σ_y に達した断面が多くなり、他の杭でも応力が σ_y に達する部分が生ずる、杭頭で全断面の応力が σ_y に達した杭は、そのときから杭と床版はヒンジ結合されているものとする。他方、荷重の増加に伴って

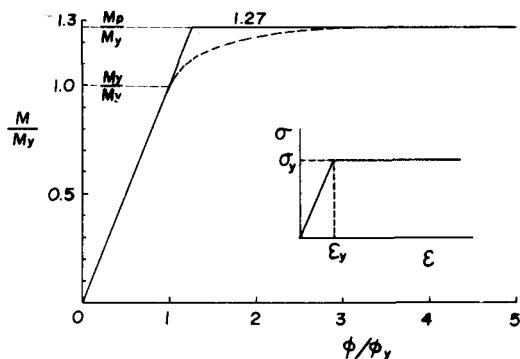


Fig. 6

		Soil		Pile				d	F _y (ton)	Y _y (cm)	F _y (kg/cm ²)	μ	F _{cr} (ton)	Y _{cr} (cm)	μ _{cr}	μ _{cr} μ
		kg/cm ²	N	D (cm)	t (mm)	h (m)										
MURORAN	1	30	3	60	9.0	7.1	12.5	0.1	18.2	5.36	34.7	0.84	39.0	28.4	5.29	6.30
ONAHAMA	2	40	3	50.8-60.96	9.5	8.7-12.4	0.15	17.6	6.95	32.3	1.00	35.0	30.9	4.45	4.45	
KAWASAKI 1	3	8	3	71.12	12.7-16.0	7.7-12.7	0.2	36.7	7.20	32.9	1.32	75.0	33.4	4.64	3.52	
KAWASAKI 2	4	8	2	71.12	12.7	5.7-6.2	0.2	37.7	4.93	58.8	1.38	68.0	16.0	3.26	2.36	
KAWASAKI 3	5	8	5	71.12	12.7-16.0	5.7-12.7	0.2	63.9	4.93	45.5	1.66	143.1	33.4	6.79	4.09	
YAMASHITA 3	6	15	3	71.12	9.0-16.0	7.3-12.5	0.2	38.1	6.01	33.5	1.61	74.5	27.7	4.62	2.87	
YAMASHITA 7, 8	7	50	3	71.12	12.0-16.0	8.0-12.6	0.2	56.4	7.72	33.5	1.20	100.4	24.3	3.15	2.63	
HONMOKU	8	50	3	71.12	12.0-16.0	8.5-12.5	0.2	42.7	6.09	36.4	1.51	77.8	24.1	3.95	2.62	
YOKOSUKA	9	5	3	71.12	12.7	13.0	0.15	32.9	15.08	13.4	0.61	53.4	37.8	1.94	3.18	
KURIHAMA	10	40	2	60	9.0	7.0-10.0	0.15	15.3	5.03	34.1	1.39	29.2	19.9	3.96	2.85	
INAE	11	20	4	71.12	12.7	5.6-14.0	0.2	51.7	5.05	39.0	1.83	119.1	32.8	6.49	3.55	
SAKAI	12	50	3	60.96	9.0-12.0	8.3-11.3	0.1	26.0	6.46	37.9	0.69	48.4	22.5	3.48	5.05	
HIROSHIMA	13	30	4	40-60	9.0-12.0	6.55-13.7	0.1	17.5	4.96	37.6	0.87	46.0	37.8	9.27	10.65	

Table 2

て地中部でも杭の曲げ能力が増加し能力が σ_y に達する部分が生ずる。この場合も杭頭の場合と同じく全断面が σ_y に達したら、そこに塑性ヒンジが発生したとする。最終的にはすべての杭が床版とヒンジ結合され地中部に塑性ヒンジを有するようになる。このとき栈橋は安全を保ち得なくなるとし、この状態に対応する変位を Y_{cr} とする。鋼管の様な薄肉円筒の曲げモーメント (M) - 曲率 (κ) の関係は、図-6 の応力-ひずみ関係を仮定して計算すると、同図の点線のようになる。現在ある杭の横抵抗の計算法はいずれも杭頭固定または杭頭自由の場合についてのもので、図中の点線部分に対応する中間的な条件については現状では横抵抗を計算出来ない。したがって M と κ の関係は同図の実線のように仮定する。以上の過程を杭の横抵抗の理論²⁾を応用して計算し Y_{cr} を求めた。結果は $\mu_{cr} (= Y_{cr} / Y_y)$ の形で表わすと便利である。実在の栈橋について求めた μ_{cr} を表-2 に示す。

5. 栈橋の耐震性

栈橋の最大応答変位と栈橋が耐え得る最大変位とが μ および μ_{cr} の形で求まった。ここで μ_{cr} / μ という値を考えると、これは栈橋の耐震性を示す一つの指標となっている。 $\mu_{cr} / \mu > 1$ であれば栈橋は安定を保ち、 $\mu_{cr} / \mu < 1$ であれば栈橋は安定を保ち得ない。実在の直杭式栈橋について計算した μ_{cr} / μ は表-2 の通りである。これらの栈橋はいずれも震度法により部材能力が許容能力以下にとどまるようにして設計されたものである。実際には μ_{cr} / μ の許容最小値としてどの程度の値をとるかが問題であるが、表-2 の結果から見て現行設計法は動的解析にもとずいて眺めても妥当な結果を与えていると云えるであろう。

6. おわりに

α_u / α_o と μ との関係を決めるのに用いた地震の数に限られていること、 μ_{cr} / μ の許容最小値等残された問題もあるが、これまでの研究によって動的解析にもとずいた栈橋の耐震性の評価が簡単に出来るようになった。上記の問題点については今後研究を継続して解決していきたい。

- 1) 山本隆一 林 脩、山下生比古、鋼杭栈橋の耐震設計に関する研究、第21回年次学術講演会講演概要要旨部、P. 98-1, 2, 1966
- 2) 久保浩一、杭の横抵抗の新しい計算法、港湾技術研究所報告第2巻3号、1964