

鋼直杭式栈橋の耐震性能照査における減衰定数の設定に関する考察

（株）日本港湾コンサルタント 首都圏事務所 正会員 鈴木 孝幸
 独立行政法人 港湾空港技術研究所 フェロー会員 横田 弘

1. はじめに

鋼直杭式栈橋の耐震性能照査においては、線形応答解析から求まる弾性応答エネルギー E_e と、プッシュオーバー解析から求まる弾塑性応答エネルギー E_p を用いて、エネルギー一定則により保有耐力を検討する。しかし、弾性応答エネルギー E_e は、解析の際に用いる減衰定数 h の値によって異なる結果が得られるため、減衰定数のより詳細な設定方法は検討課題となっている¹⁾²⁾。そこで、本研究では、兵庫県南部地震で被害を受けた鋼直杭式栈橋を対象に、プッシュオーバー解析に基づく静的弾塑性解析（以下、静的解析と呼ぶ）ならびに非線形動的解析（以下、動的解析と呼ぶ）の結果を相互に比較するとともに実現象とも照合し、減衰定数の設定方法について検討した³⁾。その結果、両者の解析より得られた栈橋の応答水平変位量の差が最小となるように減衰定数を設定することで、線形加速度応答スペクトルから推定した弾塑性応答値が動的解析の最大応答値によく一致することがわかった。ここでは、その結果について述べる。

2. 栈橋の構造概要と被災状況

図-1に栈橋の法線平行方向の側面図、図-2に法線直角方向の断面図を示す。本栈橋は、全長約170mが4ブロックに分割されている。兵庫県南部地震によりこの栈橋では、法線平行方向のRCはりには幅0.5～2.0mmの貫通ひび割れが発生し、鋼管杭頭部（700φ）が局部座屈する被害を受けた²⁾。

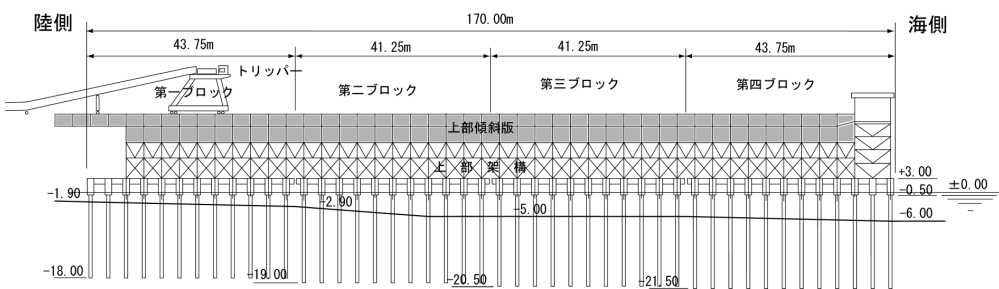


図-1 栈橋の側面図

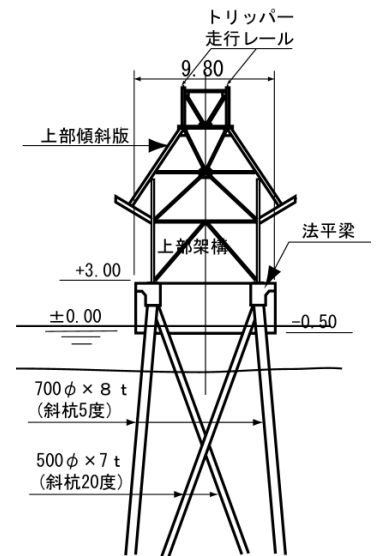


図-2 標準断面

3. 解析モデルの構造と解析手法

まず、静的解析から被災調査に基づく損傷イベントの発生状況に適合する栈橋の水平変位量を推定し、その妥当性を動的解析で検証した。図-3に解析モデルの概要を示す。解析モデルが静的解析と動的解析で異なると結果を正しく比較照合できなくなるため、弾塑性解析と動的解析で同じモデルを適用した。海底地盤の非線形性は修正ROモデルで表現し、被災したRCはりとは鋼管杭頭部には、パイリニア型の荷重変位関係を持つ塑性回転バネを付与した。静的解析での地震水平力は加速度の増分として入力し、1ステップ2Galとして500ステップまで計算を行い、これを水平力に換算した。動的解析では、ポートアイランドの基盤で得られた記録（PI-79NS）を用いた。また、加速度応答スペクトルは、栈橋の各ブロック別に計算してその平均値を用いた。その際、各ブロックの中心断面を通る位置で海底面から基盤面までをモデル化し、杭の仮想固定点位置（海底面下約3m）での計算加速度から応答スペクトルを求めた。

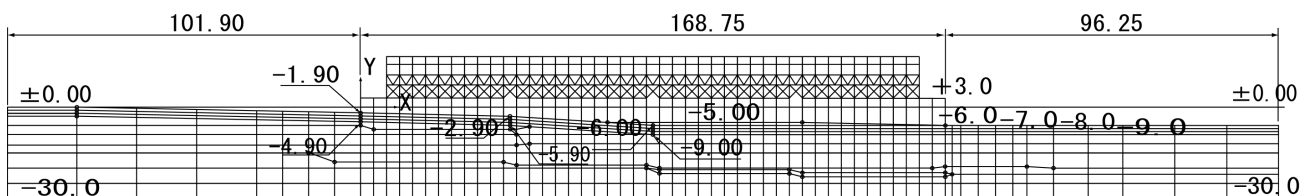


図-3 解析モデルの構造

キーワード：鋼直杭式栈橋、地震時保有耐力法、弾性応答エネルギー、エネルギー一定則、減衰定数、〒141-0031 東京都品川区西五反田7-1-9（五反田HSビル）TEL 03(5435)8461

4. エネルギー一定則の適合性と減衰定数の関係

栈橋の損傷状況を静的解析で検証した結果、本栈橋の被災時の水平変位量は約6cmと推定され、動的解析でも同様の結果が得られた。

図-4に水平力と水平変位の解析結果を示す。同図では、弾性応答エネルギーに等価な弾塑性応答エネルギーを与える応答値（図-5に示すD点）を減衰定数別に示している。なお、減衰定数別の応答値は表-1のとおりである。本研究では $h=0.3$ の弾性応答エネルギーから求めた弾塑性応答値が動的解析に一致したことから、この解析条件では、減衰定数は0.3とすることが最適であるといえる。

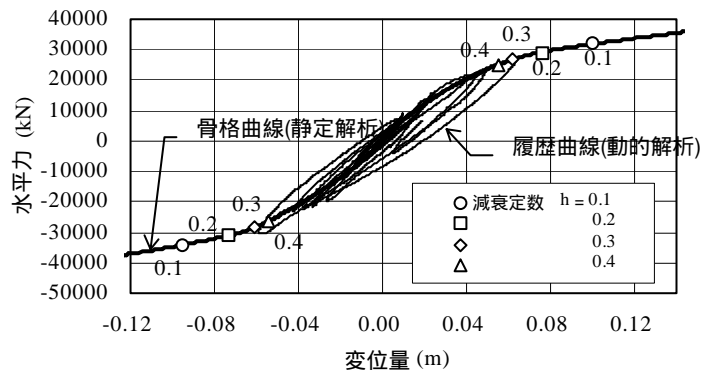


図-4 解析結果

表-1 弾性応答エネルギーに等価な弾塑性応答変位量

h	ブロック	荷重作用方向							
		case1(陸 海)				case2(陸 海)			
		P_E (Gal)	E (cm)	y (cm)	$d=$ \bar{y}_E	P_E (Gal)	E (cm)	y (cm)	$d=$ \bar{y}_E
0.1	1	862	1051	11.09	0.580	862	1051	10.06	0.450
	2	860	1048	11.47	0.990	860	1048	10.94	0.460
	3	858	1047	11.78	1.310	858	1047	11.42	0.950
	4	860	1050	12.07	1.570	860	1050	11.89	1.390
	Av.	860	1049	11.54	1.050	860	1049	11.08	0.590
0.2	1	684	789	7.71	0.180	684	789	7.12	0.770
	2	684	788	8.18	0.300	684	788	7.85	0.830
	3	680	788	8.40	0.520	680	788	8.25	0.370
	4	687	792	8.65	0.730	687	792	8.73	0.810
	Av.	684	789	8.26	0.368	684	789	8.04	0.147
0.3	1	600	631	6.18	0.130	600	631	5.67	0.640
	2	602	631	6.57	0.260	602	631	6.40	0.990
	3	598	633	6.82	0.490	598	633	6.81	0.480
	4	606	637	7.03	0.660	606	637	7.15	0.780
	Av.	602	633	6.64	0.310	602	633	6.51	0.130
0.4	1	556	520	5.16	0.040	556	520	4.79	0.410
	2	561	522	5.64	0.420	561	522	5.52	0.300
	3	557	525	5.86	0.610	557	525	5.86	0.610
	4	564	527	6.04	0.770	564	527	6.21	0.940
	Av.	560	524	5.70	0.465	560	524	5.63	0.395

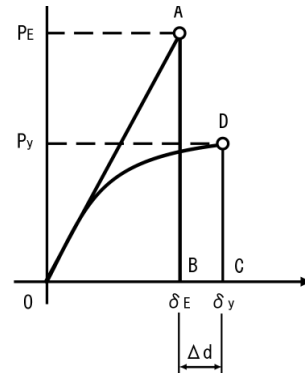


図-5 弾塑性応答値

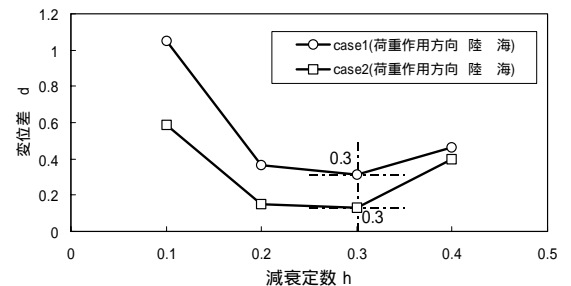


図-6 d最小則による最適減衰定数の判定

5. Δd 最小則による最適減衰定数の判定

図-6は、表-1に示す δ_x と δ_y の差 Δd と減衰定数 h の関係を示したものである。この $h \sim \Delta d$ 曲線は、下に凸の分布形を示し、 Δd が最小となる減衰定数（ここでは0.3）が動的解析の応答値に一致した。同じような方法で、基盤加速度の大きさや栈橋の固有周期、あるいは地盤の固有周期を変えた場合でも、 Δd が最小となる減衰定数を用いれば、動的解析の応答値とよく一致する結果が得られた。

6. まとめ

エネルギー一定則で弾性応答量を推定する場合の減衰定数の設定方法として、「 Δd 最小則」の考え方を示した。この方法で推定した減衰定数の応答スペクトルから、エネルギー一定則を適用して求めた弾塑性応答変位量は、構造物や地盤の固有周期、あるいは地震動の強度が変化した場合でも、動的解析の最大変位量に一致した。この点に関しては、今後様々な条件下でさらなる詳細な検討が必要であるが、エネルギー一定則による弾塑性応答量の推定に関し、この「 Δd 最小則」は減衰定数を与える有効な方法になると思われる。

参考文献：(1) 横田 弘他：鋼管杭式横栈橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察、港研報告、37巻、2号、1998年6月、pp.101～102。(2) Takayuki Suzuki, Shigeru Ueda, Tomoyuki Ikeuchi, Makoto Ishida：A Case Study of Applicability of Seismic Bearing Capacity Method to Open Piled Pier with Vertical Steel Piles、ISOPE Proceedings of the Eleventh Stavanger, Norway, June, 17-22, Vol. 2001, pp.433～440。(3) 鈴木 孝幸、上田茂、池内智行、石田誠：鋼管杭式栈橋の地震時保有耐力法の適合性に関する考察、土木学会第55回年次学術講演会。