

ニューマチックケーソン式栈橋の 照査用震度算定に関する基礎的研究

柴田 大介¹・長尾 毅²

¹正会員 (株) 日本港湾コンサルタント (〒141-0031 東京都品川区西五反田 8-3-6)

E-mail:daisuke_shibata@jportc.co.jp

²正会員 神戸大学 都市安全研究センター (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

E-mail:nagao@people.kobe-u.ac.jp

本研究は、剛性の高いニューマチックケーソン式栈橋の照査用震度の算出方法について基礎的検討を行ったものである。本研究では、栈橋中央部をモデル化した 1 次元の地震応答解析により求めた加速度応答スペクトルと栈橋固有周期から照査用震度を算定することを最終的な目的とし、入力地震動の周波数特性を変化させた 2 次元の地震応答解析により、①仮想地表面、②仮想地表面下-1/β、③杭下端の位置における加速度応答スペクトルを減衰定数を変化させて算出することで栈橋天端における応答加速度最大値の再現性が最も良い加速度応答スペクトル算出位置と減衰定数の組み合わせについて検討した。

Key Words: earthquake resistant design, open-type wharf, acceleration response, damping ratio

1. はじめに

本研究で対象としているニューマチックケーソン式栈橋は、剛性の高いニューマチックケーソンを栈橋基礎杭とした構造形式であり、耐震強化岸壁等の大水深の係留施設への適用が期待されている。

鋼管杭を基礎とした直杭式横栈橋のレベル 1 地震動に対する性能照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾」(以下港湾基準と称す。)に基づき、震度法による簡易耐震性能照査を基本とする。この栈橋の性能照査のために設定する震度を照査用震度と呼び、港湾基準では、工学的基盤において設定される地震動の加速度時刻歴を入力地震動として、栈橋中央部をモデル化した 1 次元の地震応答解析により、仮想地表面以下 1/β の位置での加速度応答スペクトルを求め、栈橋の固有周期に対応する応答加速度を算定し、重力加速度で除した値を照査用震度とすることとなっている。

大石ら²⁾は、レベル 1 地震時におけるニューマチックケーソン式栈橋の照査用震度の算出方法として、この港湾基準に記載されている直杭式横栈橋の照査用震度算定法に準用することを提案している。しかし、加速度応答スペクトルを仮想地表面以下 1/β で算出した場合、検討断面が異なると最適な減衰定数も異なる結果となり、最適な加速度応答スペクトル算出位置および減衰定数の設

定には議論の余地があった。また、栗原ら³⁾は、地震作用が大きくなると地盤のせん断剛性が低下し、固定点(仮想地表面以下 1/β)が下がることで杭の自由長が長くなり、栈橋固有周期が長くなることを報告している。また、地盤の剛性低下を考慮して固定点を補正することで精度良く照査用震度を算定可能であることも報告している。一方、筆者ら⁴⁾はニューマチックケーソン式栈橋を対象に、ケーソン基礎杭の曲げ剛性、地盤剛性、水平力を変化させた解析を実施し、杭の曲げ剛性が高くなると特性値 β を用いた照査方法の適用性が低くなることを確認している。

以上を踏まえ、本研究では、栈橋中央部をモデル化した 1 次元の地震応答解析により求めた加速度応答スペクトルと栈橋固有周期から照査用震度を算定することを最終的な目的とし、剛性の高いケーソン基礎構造に対して、入力地震動の周波数特性を変化させた 2 次元の地震応答解析を実施することで最適な加速度応答スペクトル算出位置および減衰定数について検討した。

2. 検討対象とモデル化

今回、検討対象としたのは、ニューマチックケーソン基礎杭を有した 3 ケースの栈橋構造である。図-1~図-6 に、栈橋構造および栈橋モデルを示す。また、表-1~表-

3に、地盤パラメータ、表-4に、各栈橋の杭間隔、杭径を示す。なお、2次元有限要素法解析には FLIP ROSE®(Ver.7.3.0) ⁶⁾を用い、地盤定数は簡易パラメータ設定法 ⁷⁾により設定した。また、土が杭間をすり抜ける効果を杭-地盤相互作用バネを用いて考慮している。

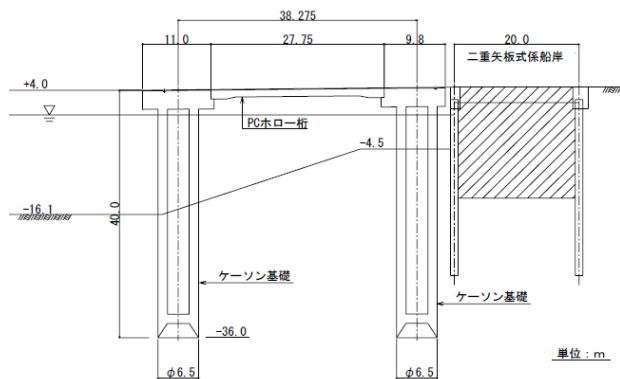


図-1 栈橋構造 (CaseA)

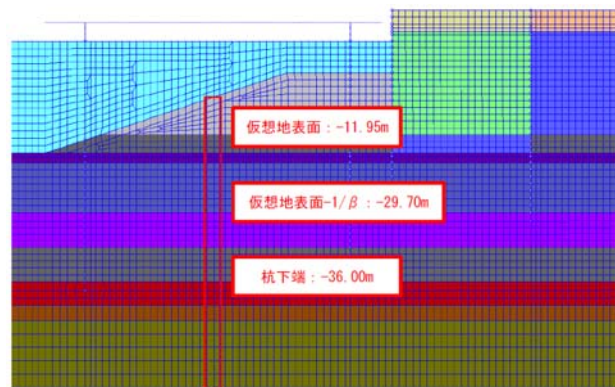


図-2 栈橋モデル (CaseA)

表-1 地盤パラメータ (CaseA)

標高 (m)	土層名	湿潤密度 ρ (t/m ³)	基準有効 拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)
-13.46	埋土	2.0	98	50700	0	38
-13.46	中詰土	1.4	54	34000	100	0
-17.50	粘土	1.9	161	24440	0	30
-24.70	砂礫	1.9	196	96590	0	42
-29.70	シルト	1.7	235	86560	255	0
-34.70	シルト	1.8	261	102480	301	0
-38.00	細砂	1.8	287	126390	0	36
-40.30	シルト	1.9	306	112200	330	0
-43.00	細砂	1.8	342	156780	0	42

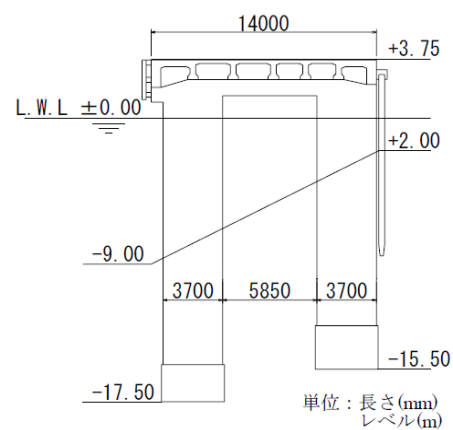


図-3 栈橋構造 (CaseB)

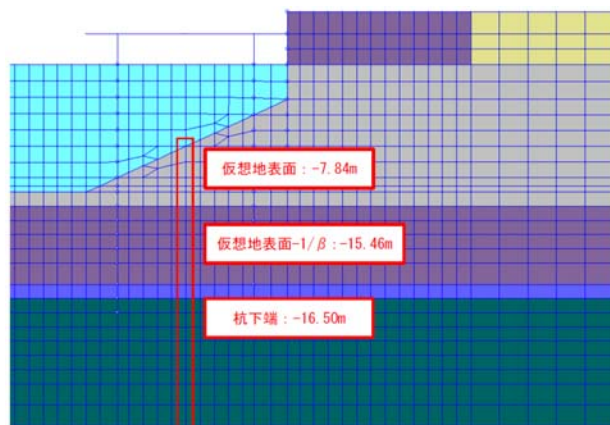


図-4 栈橋モデル (CaseB)

表-2 地盤パラメータ (CaseB)

標高 (m)	土層名	湿潤密度 ρ (t/m ³)	基準有効 拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)
-10.00	シルト	1.5	81	11730	0	30
-15.50	中詰土	2.0	133	88200	0	40
-16.50	粘土	2.0	166	125000	0	42
-25.50	砂礫	2.0	238	96800	0	40

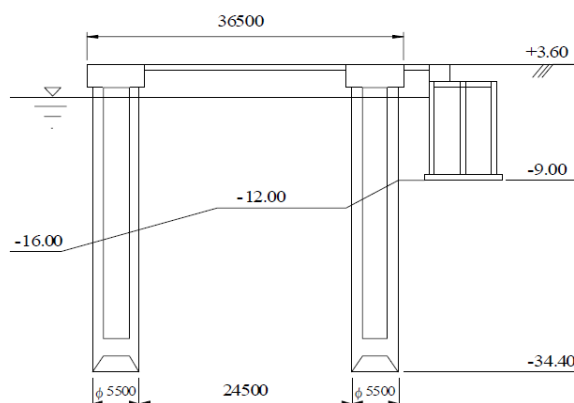


図-5 栈橋構造 (CaseC)

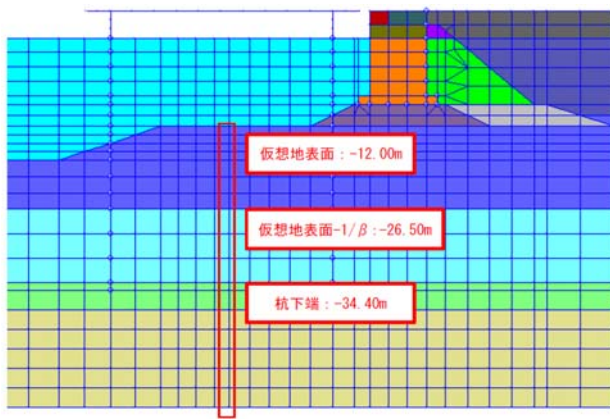


図-6 栈橋モデル (CaseC)

表-3 地盤パラメータ (CaseC)

標高 (m)	土層名	湿潤密度 ρ (t/m ³)	基準有効 拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)
-23.20	粘土	1.7	28.14	11450	284	10
-33.10	粘土	1.5	75.21	10210	284	40
-36.80	砂	1.8	108.02	150900	0	39
-50.00	粘土	1.8	171.4	265200	1500	30

表-4 栈橋諸元

検討対象	法線方向 杭間隔 (m)	杭径 (m)	仮想 地表面 (m)	仮想地表面 -1/β (m)	杭下端 (m)
CaseA	20.0	6.5	-11.95	-29.70	-36.00
CaseB	14.0	3.7	-7.84	-15.46	-16.50
CaseC	20.0	5.5	-12.00	-26.50	-34.40

(1) 入力地震動

入力地震動は、卓越周波数を 0.2Hz, 1.0Hz, 2.0Hz に変化させて最大加速度を 200Gal に調整したものをを用いた。各波形の加速度時刻歴および加速度フーリエスペクトルを図-7~図-12 に示す。

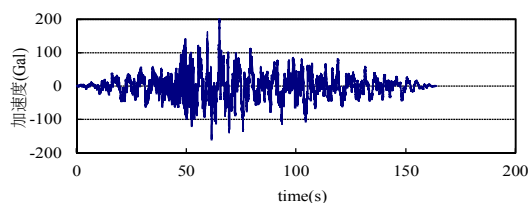


図-7 加速度時刻歴 (卓越周波数: 0.2Hz)

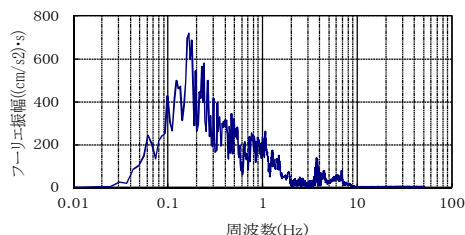


図-8 加速度フーリエスペクトル (卓越周波数: 0.2Hz)

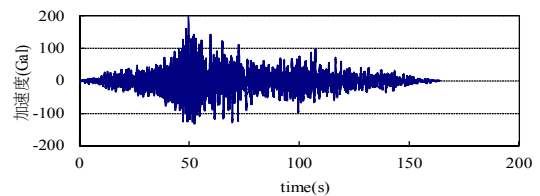


図-9 加速度時刻歴 (卓越周波数: 1.0Hz)

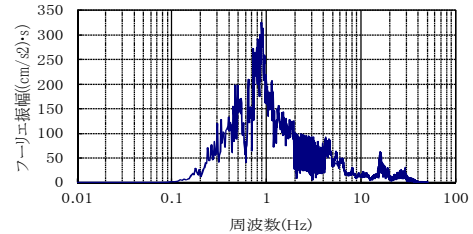


図-10 加速度フーリエスペクトル (卓越周波数: 1.0Hz)

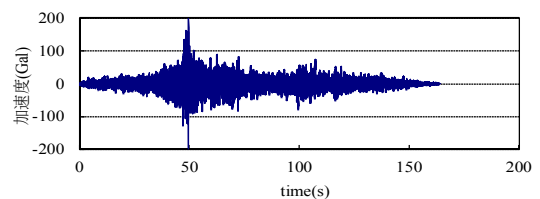


図-11 加速度時刻歴 (卓越周波数: 2.0Hz)

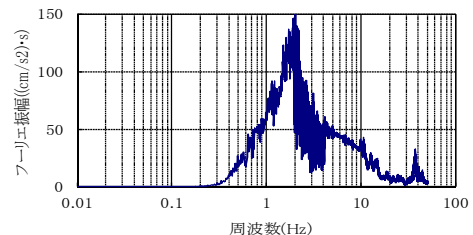


図-12 加速度フーリエスペクトル (卓越周波数: 2.0Hz)

3. 解析結果

(1) 栈橋固有周期

栈橋の固有周期は、栈橋天端位置における加速度フーリエスペクトルと①仮想地表面、②仮想地表面-1/β、③杭下端位置における加速度フーリエスペクトルの比を整理し、ピーク値を読み取ることで求めた。ここで、仮想地表面とは、斜面の始まる海底面から実斜面の 1/2 勾配面である。また、β は杭の特性値であり、式 (1) より求めた。加速度フーリエスペクトル比を整理した結果を図-13~図-32 に示す。図中の赤丸がピークを読み取った位置であり、表 5 に固有周期を整理した結果を示す。また、図-40~図-48 に入力地震動別のせん断剛性の分布を示す。なお、青線は初期剛性 G_0 、赤線は最大せん断応力発生時の割線剛性 G である。入力地震動の卓越周波数が低いほど地盤の剛性低下も大きい傾向となった。

検討の結果、各地点におけるスペクトル比のピークは波形ごとに概ね一致しており、卓越周波数が低くなるほど固有周期は長くなる傾向であった。これは、卓越周波

数が低いほど地盤の剛性低下が大きく、杭の固定点が深くなる（杭の自由長が長くなる）ためであると考えられる。以上を踏まえ、本研究では、3 地点の平均値を各波形に対する栈橋の固有周期とした。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{CH} D}{4EI}} \quad (1)$$

ここに、 β ：杭の特性値 (m^{-1})、 k_{CH} ：横方向地盤反力係数 (N/cm^3)、 D ：杭の幅 (cm)、 EI ：杭の曲げ剛性 ($\text{N}\cdot\text{cm}^2$)

表-5 栈橋の固有周期

検討ケース		固有振動数:スペクトル比のピーク(Hz)				固有周期 (s)
		栈橋天端	栈橋天端	栈橋天端	平均	
		仮想地表面	仮想地表面-1/β	杭下端		
CaseA	0.2Hz	0.67	0.88	0.88	0.81	1.23
	1.0Hz	0.94	0.88	0.89	0.90	1.11
	2.0Hz	1.08	0.96	0.97	1.00	1.00
CaseB	0.2Hz	0.69	0.62	0.62	0.64	1.55
	1.0Hz	1.18	1.14	1.14	1.15	0.87
	2.0Hz	1.68	1.37	1.37	1.47	0.68
CaseC	0.2Hz	0.96	0.84	0.83	0.88	1.14
	1.0Hz	0.97	0.96	0.96	0.96	1.04
	2.0Hz	0.96	0.96	0.96	0.96	1.04

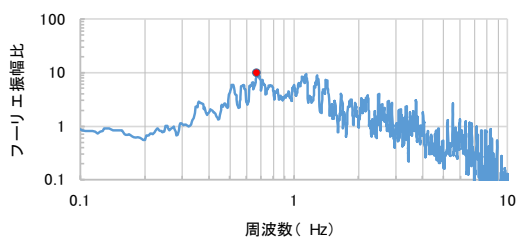


図-13 スペクトル比: CaseA_0.2Hz_仮想地表面

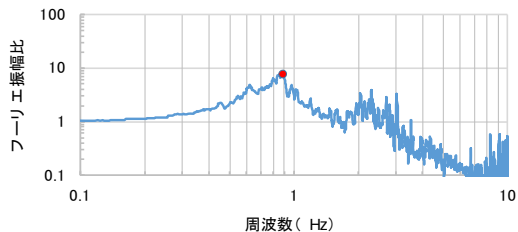


図-14 スペクトル比: CaseA_0.2Hz_仮想地表面-1/ β

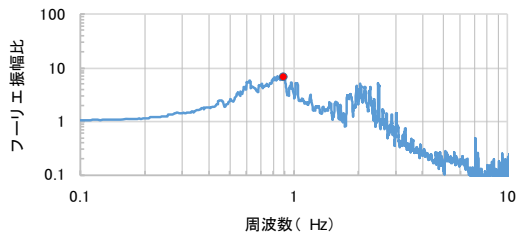


図-15 スペクトル比: CaseA_0.2Hz_杭下端

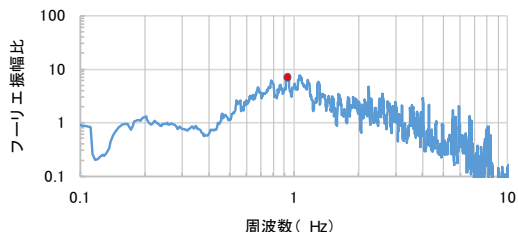


図-16 スペクトル比: CaseA_1.0Hz_仮想地表面

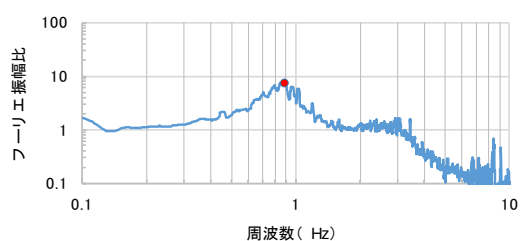


図-17 スペクトル比: CaseA_1.0Hz_仮想地表面-1/ β

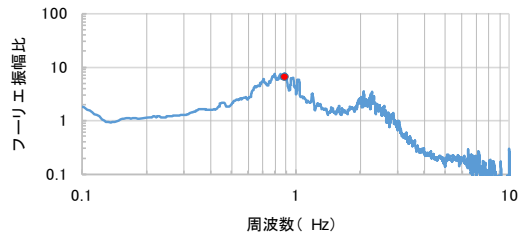


図-18 スペクトル比: CaseA_1.0Hz_杭下端

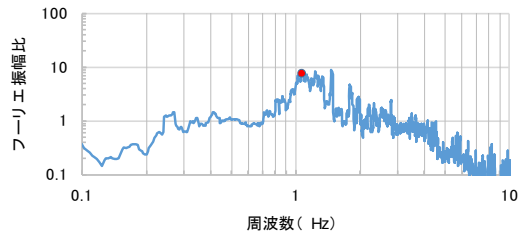


図-19 スペクトル比: CaseA_2.0Hz_仮想地表面

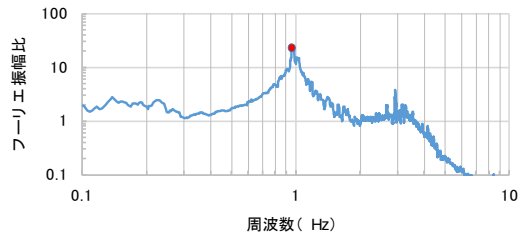


図-20 スペクトル比: CaseA_2.0Hz_仮想地表面-1/ β

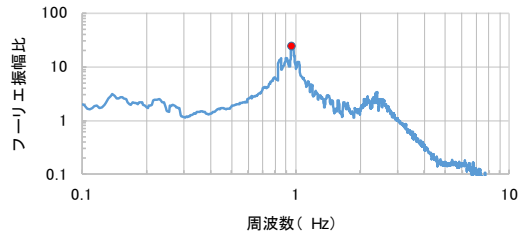


図-21 スペクトル比: CaseA_2.0Hz_杭下端

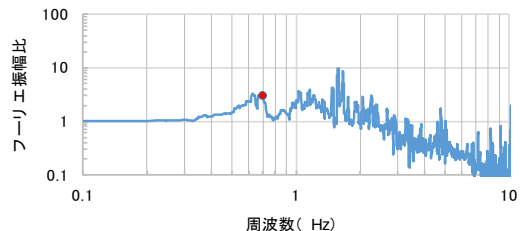


図-22 スペクトル比: CaseB_0.2Hz_仮想地表面

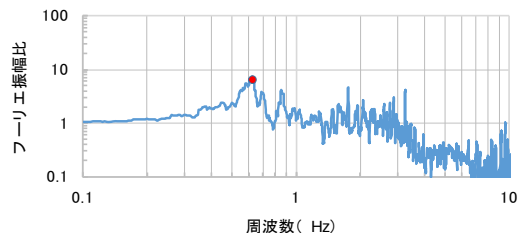


図-23 スペクトル比: CaseB_0.2Hz_仮想地表面-1/ β

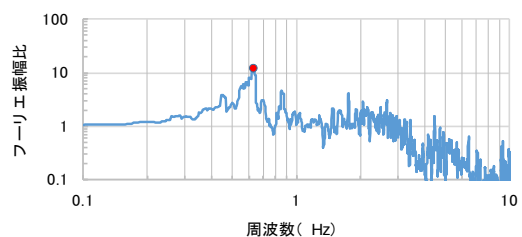


図-24 スペクトル比：CaseB_0.2Hz_杭下端

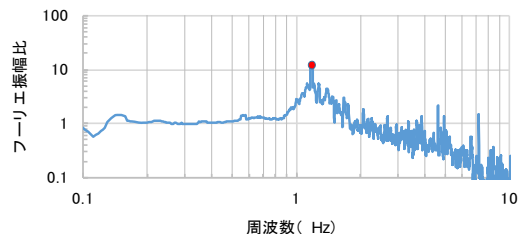


図-25 スペクトル比：CaseB_1.0Hz_仮想地表面

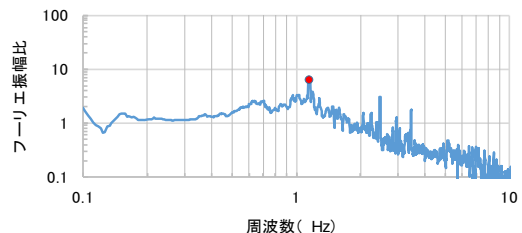


図-26 スペクトル比：CaseB_1.0Hz_仮想地表面-1/β

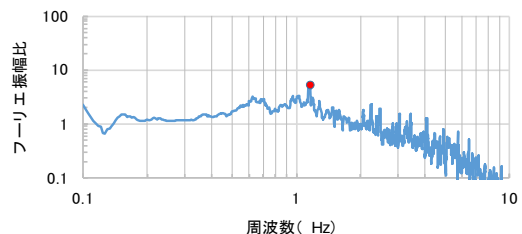


図-27 スペクトル比：CaseB_1.0Hz_杭下端

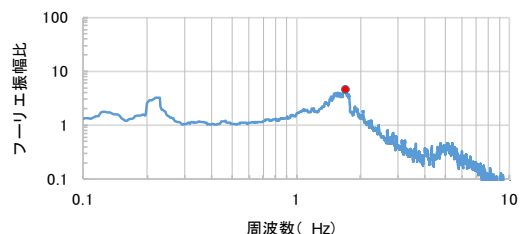


図-28 スペクトル比：CaseB_2.0Hz_仮想地表面

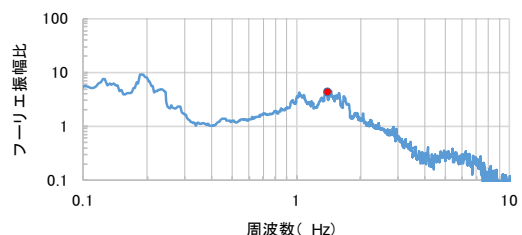


図-29 スペクトル比：CaseB_2.0Hz_仮想地表面-1/β

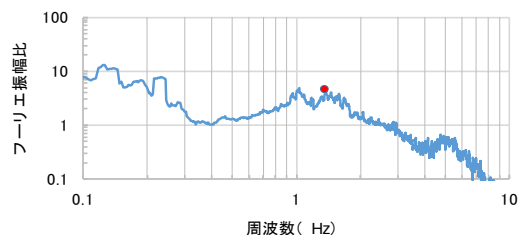


図-30 スペクトル比：CaseB_2.0Hz_杭下端

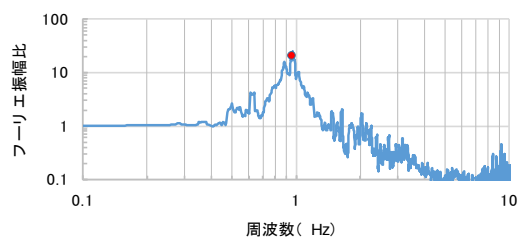


図-31 スペクトル比：CaseC_0.2Hz_仮想地表面

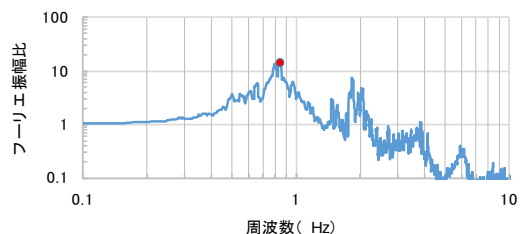


図-32 スペクトル比：CaseC_0.2Hz_仮想地表面-1/β

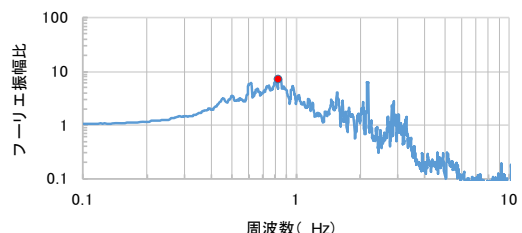


図-33 スペクトル比：CaseC_0.2Hz_杭下端

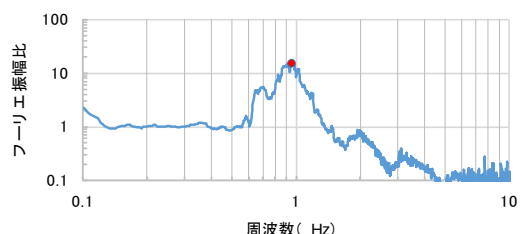


図-34 スペクトル比：CaseC_1.0Hz_仮想地表面

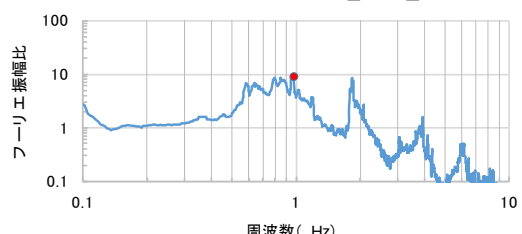


図-35 スペクトル比：CaseC_1.0Hz_仮想地表面-1/β

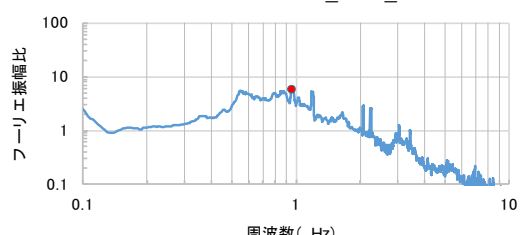


図-36 スペクトル比：CaseC_1.0Hz_杭下端

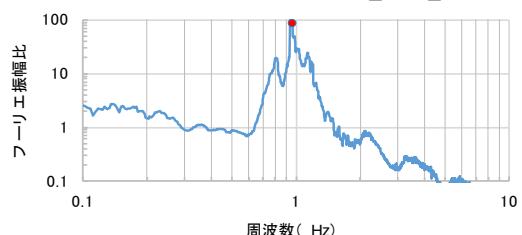


図-37 スペクトル比：CaseC_2.0Hz_仮想地表面

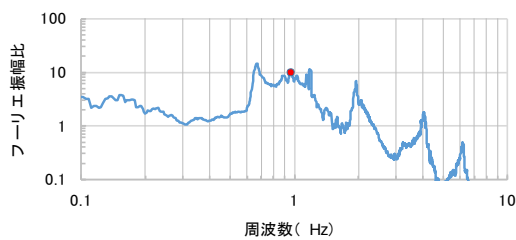


図-38 スペクトル比: CaseC_2.0Hz_仮想地表面-1/β

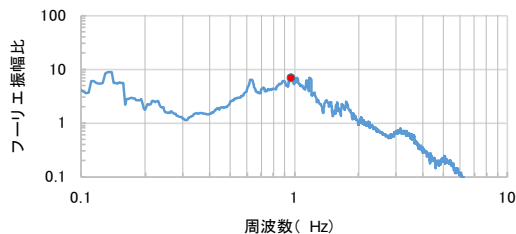


図-39 スペクトル比: CaseC_2.0Hz_杭下端

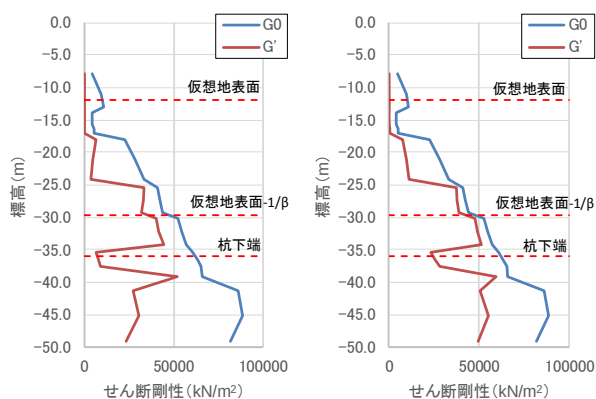


図-40 地盤剛性分布
(CaseA : 0.2Hz)

図-41 地盤剛性分布
(CaseA : 1.0Hz)

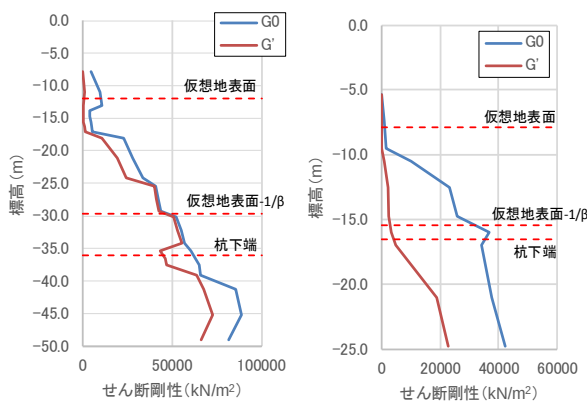


図-42 地盤剛性分布
(CaseA : 2.0Hz)

図-43 地盤剛性分布
(CaseB : 0.2Hz)

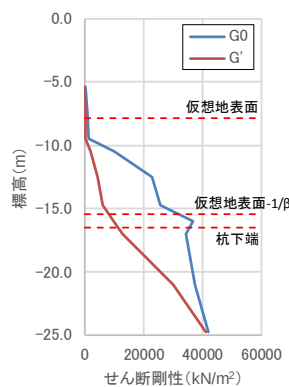


図-44 地盤剛性分布
(CaseB : 1.0Hz)

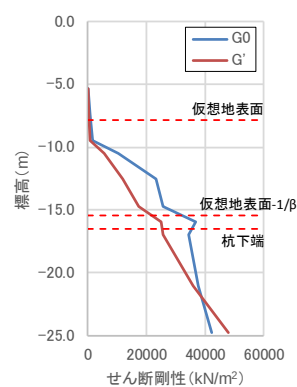


図-45 地盤剛性分布
(CaseB : 2.0Hz)

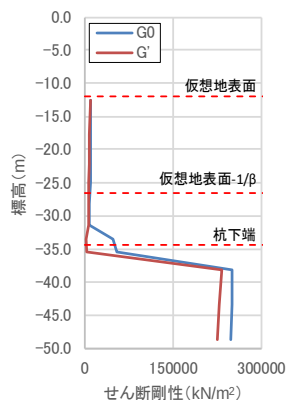


図-46 地盤剛性分布
(CaseC : 0.2Hz)

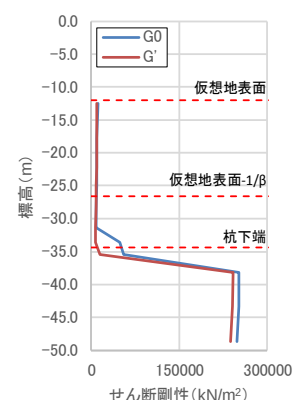


図-47 地盤剛性分布
(CaseC : 1.0Hz)

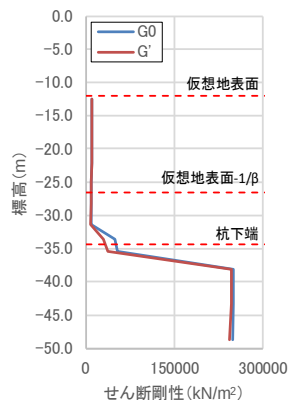


図-48 地盤剛性分布
(CaseC : 2.0Hz)

(2) 自由振動解析による栈橋固有周期の妥当性確認

図-49 に示す入力波形 (パルス荷重) を栈橋杭頭に入力して栈橋を自由振動させ、杭頭節点の水平変位時刻歴から栈橋の固有周期を算出し、スペクトル比から求めた栈橋固有周期の妥当性を確認した。図-50 に、CaseA の天端水平変位時刻歴および読み取った固有周期の例を示す。検討の結果はスペクトル比から求めた固有周期と概

ね整合しており、栈橋の固有周期の算定結果は妥当であると考えられる（表-6）。

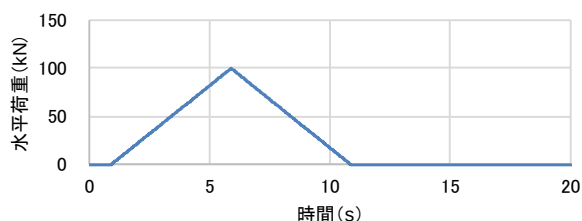


図-49 入力波形

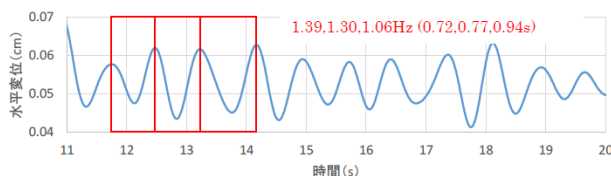


図-50 天端水平変位時刻歴 (CaseA)

表-6 栈橋固有周期

検討対象	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
CaseA	1.25	0.80
CaseB	1.53	0.66
CaseC	0.78	1.29

(3) 最適な加速度応答スペクトル算出位置と減衰定数

本節では、前節までに求めた栈橋の固有周期を基に、栈橋天端の応答加速度最大値を適切に評価できる加速度応答スペクトル算出位置および減衰定数を検討する。

図-51~図-77に、①仮想地表面、②仮想地表面- $1/\beta$ 、③杭下端位置における加速度応答スペクトルを示す。ここで、図中の赤丸が目標とする栈橋天端の応答加速度最大値である。なお、算出の際の減衰定数は5%、10%、15%、20%の4種類とした。

検討の結果、CaseA、CaseBは減衰定数15%、仮想地表面が適切な応答スペクトル算出位置であり、CaseCは減衰定数5%、杭下端が適切な応答スペクトル算出位置であった。通常、栈橋の照査用震度算定法では、減衰定数を20%として算出した仮想地表面- $1/\beta$ の加速度応答スペクトルと栈橋固有周期をもとに震度を算出する流れとなっている。本検討では、仮想地表面- $1/\beta$ の位置で算出した応答スペクトルの適用性は低かった。杭の特性値 β は、弾性床土上の梁のたわみ曲線の方程式を解く際の特異方程式の解であり、地盤バネと杭剛性の比となっている杭設計を行う際の仮想固定点との関係性も高い重要な指標である⁸⁾。ニューマチックケーソン式栈橋の杭は、「杭頭固定、高剛性、短杭」の条件に該当し、通常の横栈橋の鋼管杭は、「杭頭固定、低剛性、長杭」の条件に該当す

る。そのため、杭の特性値 β は通常の横栈橋に対しては適用性があるものの、ニューマチックケーソン式栈橋に対しては適用性が低い^{4b)}。そのため、仮想地表面- $1/\beta$ の位置で算出した応答スペクトルの適用性は低かったものと考えられる。

表-7に栈橋天端の応答加速度最大値を適切に評価できる加速度応答スペクトル算出位置および減衰定数の一覧を示す。ここで、栈橋天端の加速度最大値が栈橋の構造特性によるものなのか、地盤特性によるものなのかを確認するために、加速度時刻歴から最大加速度近傍を取り出して最大応答の周期を整理した。また、比較のために1/4波長則をもとに地盤の固有周期も整理した。これより、卓越周波数が1.0Hzのケースは最大加速度周期と栈橋固有周期が概ね一致しており、栈橋天端における応答加速度最大値は栈橋の構造特性を反映しているものと考えられる。一方、CaseAおよびCaseBの卓越周波数が0.2Hzのケースは最大加速度周期と地盤固有周期が概ね一致しており、栈橋天端における応答加速度最大値は地盤特性を反映している可能性が考えられる。

表-7 最適な加速度応答スペクトル算出位置および減衰定数

検討ケース	栈橋天端 加速度最大値	最大加速度 周期	栈橋 固有周期	地盤 固有周期	応答スペクトル 算出位置	減衰 定数
CaseA	0.2Hz -278.7Gal	0.78s	1.23s	0.80s	仮想地表面	15%
	1.0Hz -262.8Gal	0.99s	1.11s		仮想地表面	15%
	2.0Hz -131.6Gal	1.25s	1.00s		仮想地表面	10%
CaseB	0.2Hz -173.9Gal	0.46s	1.55s	0.48s	仮想地表面- $1/\beta$	20%
	1.0Hz -182.8Gal	0.73s	0.87s		仮想地表面	20%
	2.0Hz -146.4Gal	1.52s	0.68s		仮想地表面	20%
CaseC	0.2Hz -410.1Gal	0.80s	1.14s	1.23s	杭下端	5%
	1.0Hz -382.5Gal	1.14s	1.04s		杭下端	5%
	2.0Hz -179.0Gal	1.54s	1.04s		杭下端	5%

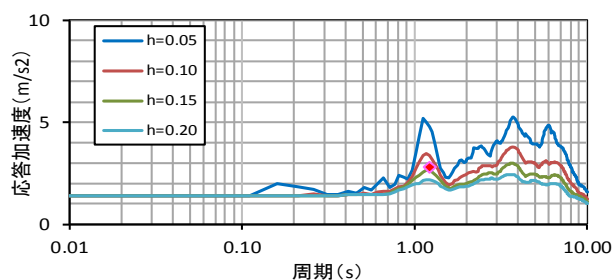


図-51 加速度応答スペクトル (CaseA_0.2Hz: 仮想地表面)

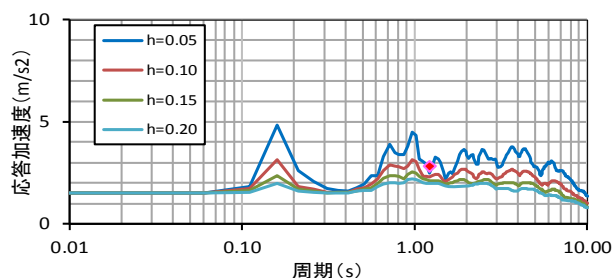


図-52 加速度応答スペクトル (CaseA_0.2Hz: 仮想地表面- $1/\beta$)

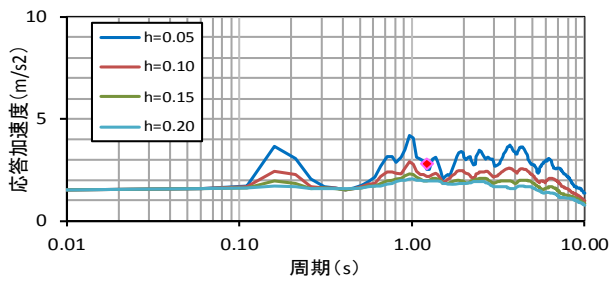


図-53 加速度応答スペクトル (CaseA_0.2Hz: 杭下端)

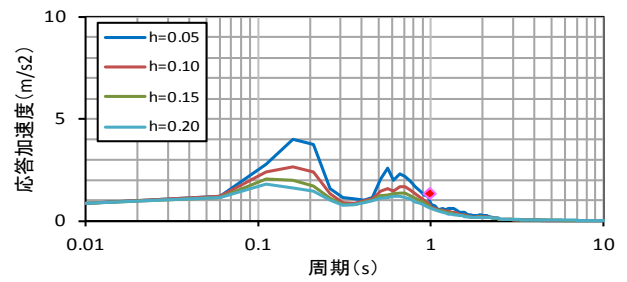


図-59 加速度応答スペクトル (CaseA_2.0Hz: 杭下端)

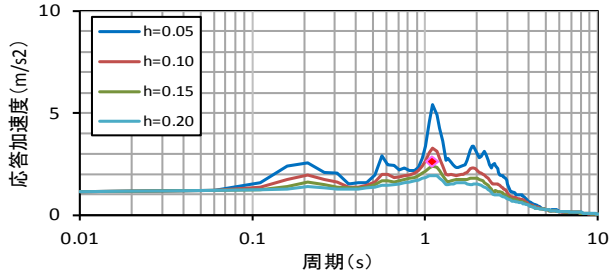


図-54 加速度応答スペクトル (CaseA_1.0Hz: 仮想地表面)

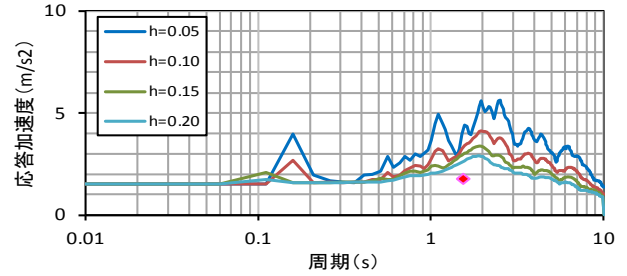


図-60 加速度応答スペクトル (CaseB_0.2Hz: 仮想地表面)

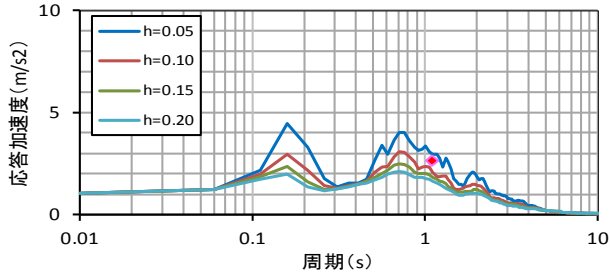


図-55 加速度応答スペクトル (CaseA_1.0Hz: 仮想地表面-1/β)

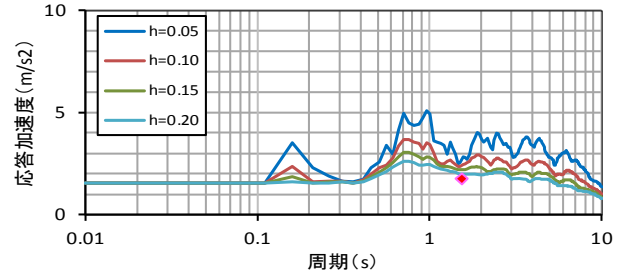


図-61 加速度応答スペクトル (CaseB_0.2Hz: 仮想地表面-1/β)

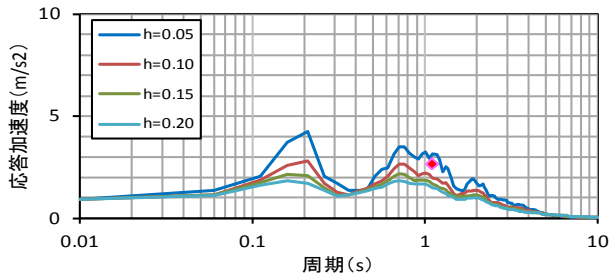


図-56 加速度応答スペクトル (CaseA_1.0Hz: 杭下端)

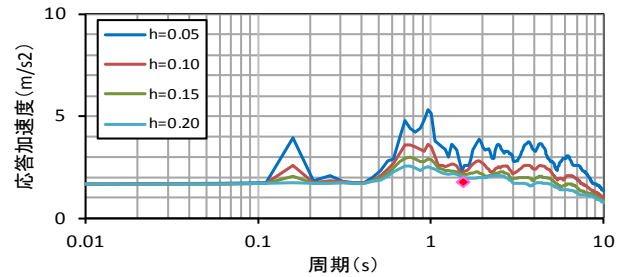


図-62 加速度応答スペクトル (CaseB_0.2Hz: 杭下端)

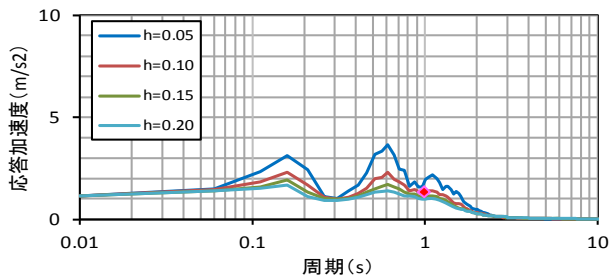


図-57 加速度応答スペクトル (CaseA_2.0Hz: 仮想地表面)

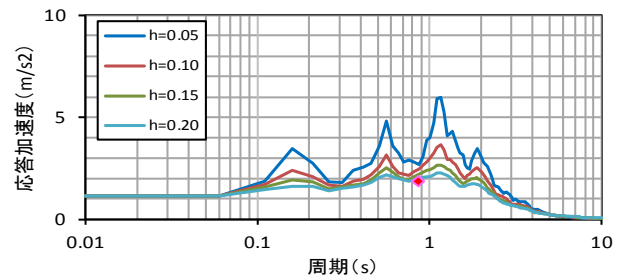


図-63 加速度応答スペクトル (CaseB_1.0Hz: 仮想地表面)

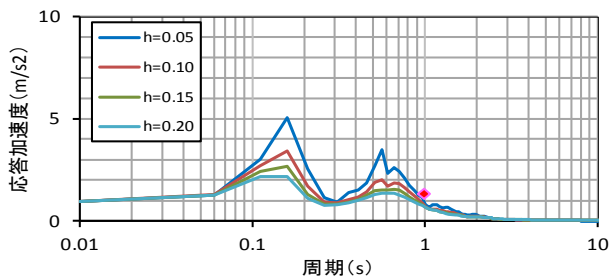


図-58 加速度応答スペクトル (CaseA_2.0Hz: 仮想地表面-1/β)

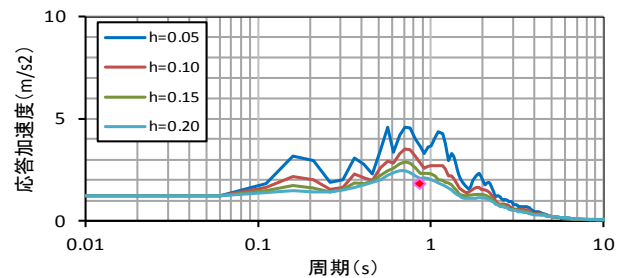


図-64 加速度応答スペクトル (CaseB_1.0Hz: 仮想地表面-1/β)

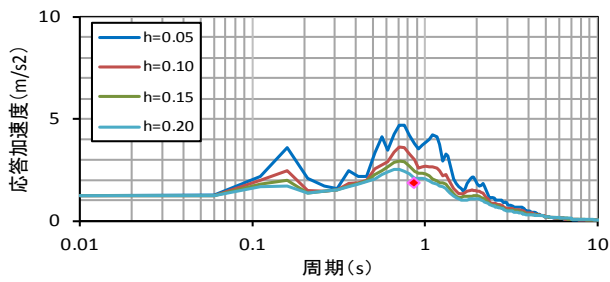


図-65 加速度応答スペクトル (CaseB_1.0Hz: 杭下端)

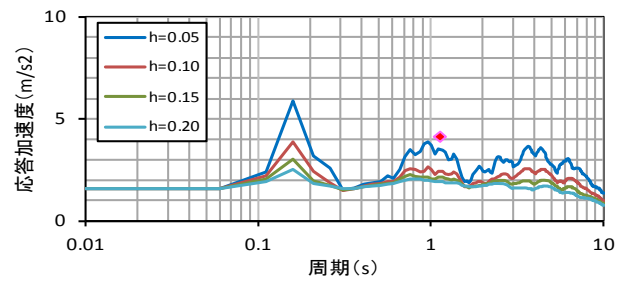


図-71 加速度応答スペクトル (CaseC_0.2Hz: 杭下端)

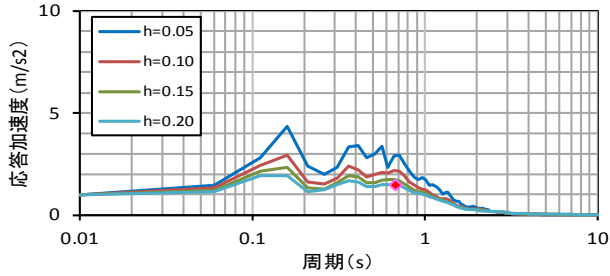


図-66 加速度応答スペクトル (CaseB_2.0Hz: 仮想地表面)

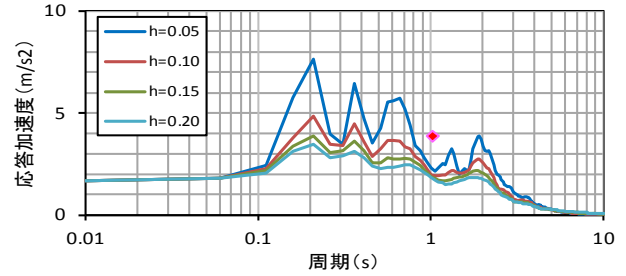


図-72 加速度応答スペクトル (CaseC_1.0Hz: 仮想地表面)

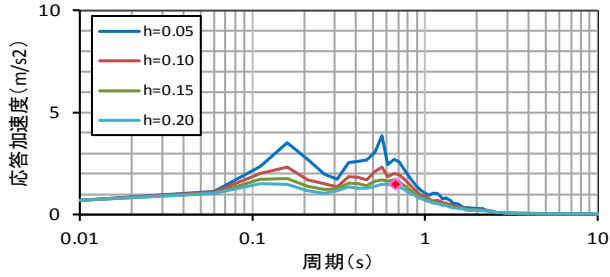


図-67 加速度応答スペクトル (CaseB_2.0Hz: 仮想地表面-1/β)

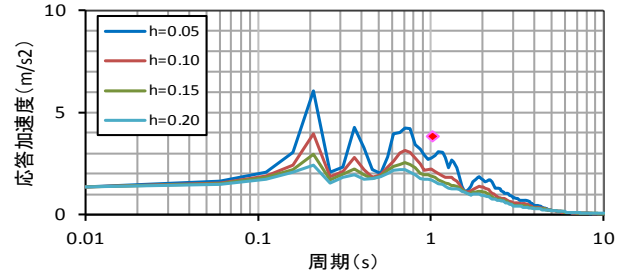


図-73 加速度応答スペクトル (CaseC_1.0Hz: 仮想地表面-1/β)

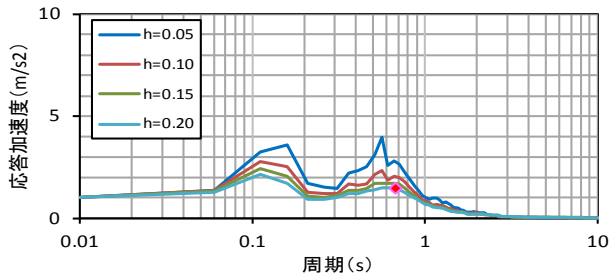


図-68 加速度応答スペクトル (CaseB_2.0Hz: 杭下端)

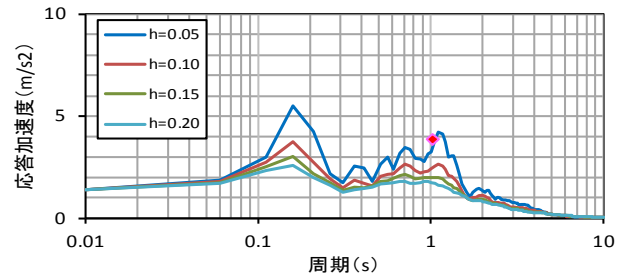


図-74 加速度応答スペクトル (CaseC_1.0Hz: 杭下端)

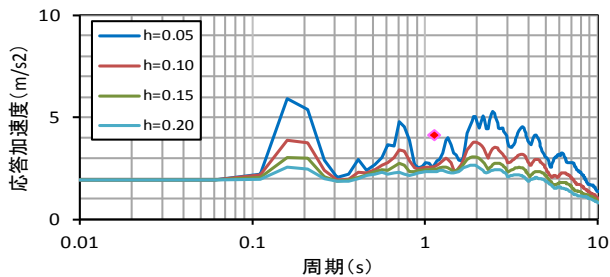


図-69 加速度応答スペクトル (CaseC_0.2Hz: 仮想地表面)

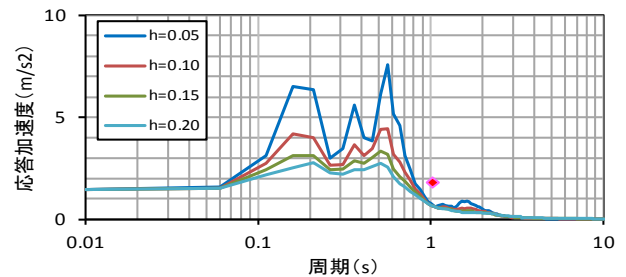


図-75 加速度応答スペクトル (CaseC_2.0Hz: 仮想地表面)

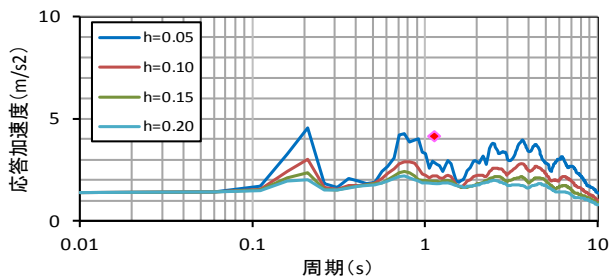


図-70 加速度応答スペクトル (CaseC_0.2Hz: 仮想地表面-1/β)

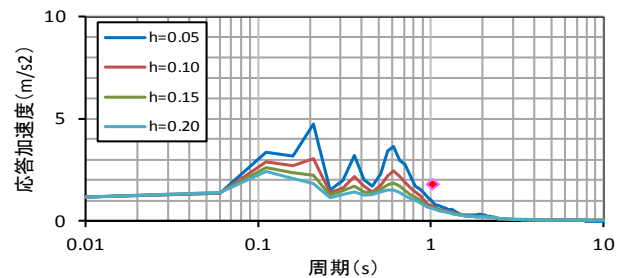


図-76 加速度応答スペクトル (CaseC_2.0Hz: 仮想地表面-1/β)

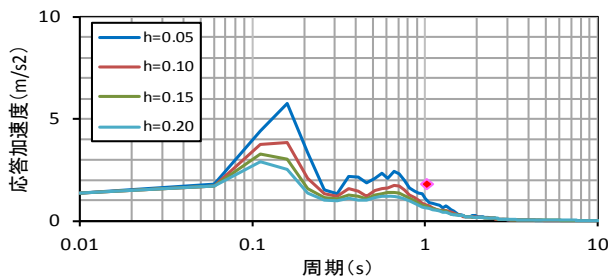


図-77 加速度応答スペクトル (CaseC_2.0Hz: 杭下端)

6. まとめ

本研究は、剛性の高いニューマチックケーソン式栈橋の照査用震度の算出方法について基礎的検討を行ったものである。本研究では、栈橋中央部をモデル化した1次元の地震応答解析により求めた加速度応答スペクトルと栈橋固有周期から照査用震度を算定することを最終的な目的とし、入力地震動の周波数特性を変化させた2次元の地震応答解析により、①仮想地表面、②仮想地表面下 $-1/\beta$ 、③杭下端の位置における加速度応答スペクトルを減衰定数を変化させて算出することで栈橋天端における応答加速度最大値の再現性が最も良い加速度応答スペクトル算出位置と減衰定数の組み合わせについて検討した。本研究で得られた結果は以下の通りである。

- (1) 栈橋天端位置における加速度フーリエスペクトルと①仮想地表面、②仮想地表面 $-1/\beta$ 、③杭下端位置における加速度フーリエスペクトルの比を整理し、ピーク値を読み取ることで栈橋の固有周期を求めることができた。
- (2) 入力地震動の卓越周波数が低くなるほど栈橋の固有周期は長くなる傾向となった。これは、卓越周波数が低いほど地盤の剛性低下が大きく、杭の固定点が深くなる（杭の自由長が長くなる）ためであると考えられる。
- (3) 算出した栈橋の固有周期をもとに、①仮想地表面、②仮想地表面 $-1/\beta$ 、③杭下端位置における加速度応答スペクトル（5%、10%、15%、20%）から栈橋天端位置の応答加速度最大値を適切に評価することができる応答スペクトル算出位置および減衰定数を検討した結果、CaseA、CaseBは減衰定数15%、仮想地表面が適切な応答スペクトル算出位置であり、CaseCは減衰定数5%、杭下端が適切な応答スペクトル算出位置であった。

- (4) 本検討では、仮想地表面 $-1/\beta$ の位置で算出した応答スペクトルの適用性は低かった。この理由として、ニューマチックケーソン栈橋の杭は、「杭頭固定、高剛性、短杭」の条件に該当し、通常の横栈橋の鋼管杭は、「杭頭固定、低剛性、長杭」の条件に該当することから、杭の特性値 β は通常の横栈橋に対しては適用性があるものの、ニューマチックケーソン栈橋に対しては適用性が低いものと考えられた。
- (5) 卓越周波数が1.0Hzのケースは最大加速度周期と栈橋固有周期が概ね一致しており、栈橋天端における応答加速度最大値は栈橋の構造特性を反映しているものと考えられたが、CaseAおよびCaseBの卓越周波数が0.2Hzのケースは最大加速度周期と地盤固有周期が概ね一致しており、栈橋天端における応答加速度最大値は地盤特性を反映している可能性が考えられた。

謝辞：本研究の実施に際し、データの提供および貴重な意見を頂いた、オリエンタル白石(株)の大石雅彦氏に感謝致します。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、2007。
- 2) 大石雅彦、長尾毅、茂木浩二、大内正敏、佐藤祐輔、清宮理：ニューマチックケーソン式横栈橋の地震時挙動および耐震性能照査法に関する研究、土木学会論文集A1（構造・地震工学）、Vol.68, No.4, 2012。
- 3) 栗原直範、長尾毅：直杭式栈橋の動的特性を考慮した照査用震度算出に関する基礎的研究、土木学会第65回年次学術講演会、2010。
- 4) 柴田大介、長尾毅：ニューマチックケーソン式栈橋に対する杭の特性値 β を用いた照査方法の適用性について、第51回地盤工学研究発表会、2016。
- 5) 柴田大介、長尾毅：ニューマチックケーソン式栈橋の耐震性能照査法における杭の特性値 β の適用性について、第71回土木学会年次学術講演会、2016。
- 6) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992。
- 7) 森田年一、井合進、Liu Hanlong、一井康二、佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法、港湾技研資料、1997。
- 8) 石黒健、高橋邦夫：横荷重を受ける杭と矢板の横梁解法、山海堂。

(?)

A FUNDAMENTAL STUDY ON THE EVALUATION METHOD OF SEISMIC COEFFICIENTS OF OPEN TYPE WHARF WITH PNEUMATIC CAISSONS

Daisuke SHIBATA, Takashi NAGAO

In this study, analysis of a open type wharf with pneumatic caisson was conducted with several predominant frequencies of earthquake ground motion. The combination of attenuation and point of calculation that shows the highest reproducibility in maximum value of response acceleration spectrum at crown level of wharf by two-dimensional earthquake response analyses was examined by changing attenuation of acceleration response spectrum at ①ground level, ② $1/\beta$ below ground level and ③bottom of pile. As a result of examination, it was revealed that applicability of “ $1/\beta$ below ground level” as a point of calculation for response acceleration spectrum is low. For this reason, it can be understood that applicability of method of examination depending on characteristic value of piles: β is low