

斜張橋のニューマチックケーソン基礎の動的応答解析

パク インソプ¹・清宮 理²・安 同祥³

¹学生会員 早稲田大学修士課程 創造理工研究科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

²正会員 工博 早稲田大学教授 創造理工研究科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

³正会員 工博 早稲田大学准教授 創造理工研究科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

1. まえがき

近年、日本を始めて世界各国では、大地震が発生しており、社会基盤である多くの橋梁施設が様々な被害を受けている。特に臨海部に建設される橋梁では、震災後の救援活動や物資支援のための運搬に必要不可欠なアクセス基盤としての役割を果たすことや港湾区域の孤立化を防ぐため高い耐震性が要求される。建設予定の橋梁が新形式の斜張橋では、その耐震性能を十分検討する必要がある。斜張橋は特徴的に中央支間を伸ばして長大化の傾向があり、最近では、1000m をも越える斜張橋が建設される。本研究では、軟弱地盤に計画される全長 1036m、中央支間 576m のニューマチックケーソンを有する 3 径間連続鋼斜張橋を対象にしている。この斜張橋は主塔が航空制限の関係で低く塔高支間比が 1/10.5 で、アンカーケーブルと桁のなす角度が従来より小さく一番外側のケーブルで 8.5 度である。地震に対する安全性の検討は十分に考慮必要がある。

今回はこの橋梁を対象に、道路橋示方書で規定しているレベル 1 地震波形と兵庫県南部地震波形を入力地震動として用いて動的応答計算を行い、構造物の挙動や耐震性能に関して検証を行った。特に、本研究における橋梁は海上に建設されることを想定しており、地震が発生した際、その後人工島との緊急時のアクセス確保を耐震性能としているため大地震に対して各構成部材が降伏値以内であることをも耐震性能としている。上部工では大きな断面力が発生すると予測できる主塔の下端部材に、下部工では外壁の挙動に着目して動的応答解析の検証を行うことにする。

また地盤反力に対するニューマチックケーソン基礎の挙動や断面力の変化をみるため、地盤とニュー

マチックケーソン基礎の外壁の間の地盤バネをパラメータとして動的応答解析を行い、地盤と基礎構造物間に剥離や浮き上がりが生じているかなども検証する。

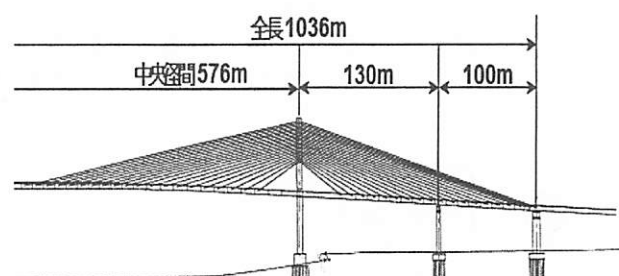


図-1 動的応答解析の対象

主塔の下端部で大きな断面力が発生するので、耐力を向上することを目的とし主塔の部材は高い降伏点の材料を用いる。従来引張強さが 570N/mm² 級で使われてきた SMA570 鋼材ではなく、日本工業規格 (JIS G 3140) に規定されて、また東京ゲートブリッジの建設で適用された実績のある SBHS500 鋼材¹⁾を主塔に採用している。降伏点又は耐力を 430N/mm² から 500N/mm² 以上に増加する。また主塔の施工で溶接をする際にも SBHS500 鋼材は SMA570 鋼材に比べて溶接予熱温度を大幅に低減できる材質を有しているので、高い施工性を確保できる¹⁾。

2. 斜張橋やニューマチックケーソン基礎周辺地盤のモデル化

次に斜張橋の上部工を簡略化するプロセスや理論

背景、モデル全体の寸法など、構造物や地盤のモデル化について述べる。

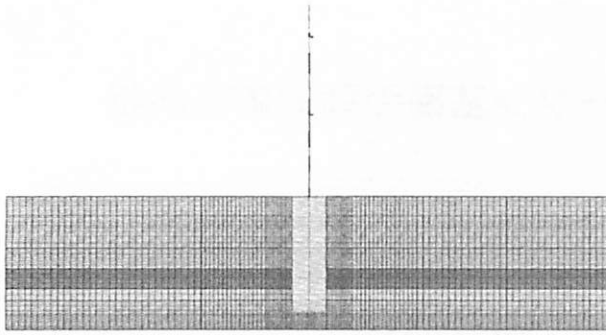


図-2 解析モデルの全体図

モデル全体の概要を上記の図-2に示す。本研究の3径間連続鋼斜張橋のモデル化では、今回スパンの中央から片方だけ取り上げて、耐震安全性の検討を行う。動的応答解析には2次元地盤・構造物連成動的耐震解析ソフトウェアSoil Plusを使用しており、上部工の簡略化にはTDAPを用いて固有値解析を行い、タワーの固有周期を確認している。

上部工は図-2に示されように、1質点系(主桁+ケーブル)に置き換えてモデル化し、モデルの簡略化を図-3に示す²⁾。

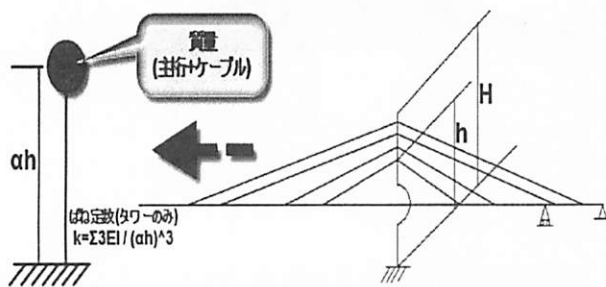


図-3 上部工の簡略化(モデル1)

図-3に上部工(主桁+主塔+ケーブル)をタワーの片持ちはり一本に簡略化したモデルを示す。一本の片持ちはりにモデル化したタワーの固有周期と上部工(主桁+主塔+ケーブル)モデルを固有値解析した時の、主塔の振動が現れるモードにおける固有周期を主塔に一致させる。この上部工の簡略化の理論は斜張橋の遊動円木振動数特性とその実用算定法に関する論文²⁾を参考にしている。

まず、斜張橋の遊動円木振動数 f_L を推定するための実用算定式を、次式に示す。

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum 3EI/(\alpha h)^3}{m_e}} \quad (1)$$

ここに、 EI はタワーの曲げ剛性、 α はタワー剛性の寄与を補正するための係数、 $\sum$ はタワー本数

を表す記号である。 m_e は斜張橋の遊動円木振動モードに対応する等価質量で、次式で求める。

$$m_e = m_G + \sum \left\{ (H - \alpha h) \times \frac{w_T}{g} + 0.243\alpha h \times \frac{w_T}{g} \right\} \quad (2)$$

ここに、 m_G は桁部の全質量、 w_T をタワーの単位長さ当たりの重量、 g は重力加速度であり $0.243\alpha h \times w_T/g$ は、 αh より下方のタワー質量の寄与分である。補正係数 α はタワーと主桁の曲げ剛性比を表す以下のパラメータを導入し、斜張橋の遊動円木振動数特性に及ぼすタワーの剛性の寄与を検討する。

$$P_{TG} = \frac{\sum (EI/H)_{TOWER}}{(EI/L_c)_{GIRDER}} \quad (3)$$

ここに、 $(EI/H)_{TOWER}$ はタワーの単位長さ当たりの曲げ剛性、 $(EI/L_c)_{GIRDER}$ は中央径間部における主桁の単位長さ当たりの曲げ剛性である。本研究での対象構造物はファン型斜張橋であり、 $P_{TG} = 65.73$ 、中間支点があるので、次式により補正係数 α を求める。

$$\alpha = 0.113 \times \log_{10} P_{TG} + 0.774 \quad (4)$$

上部工の重量を各構成要素別にみると、主桁 101037kN、ケーブル 8184.2kN、主塔 4700kNである。

次に二つ目の上部工モデルを考える。このモデルはケーブルの影響がケーソン基礎にどのような影響を与えるかを検証するために、上部工モデルの簡略化を下記に示す。

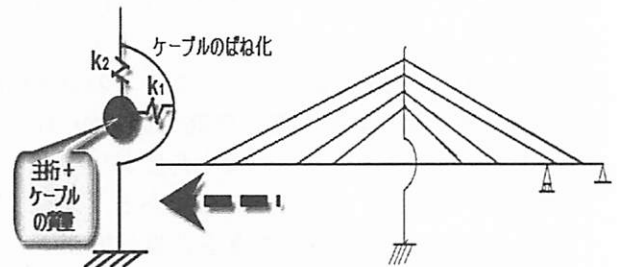


図-4 ケーブルの影響を考慮した上部工(モデル2)

図-4は図-3に示すモデルとは違い、ケーブル要素をバネ要素として集約し、基礎全体にどのような影響を及ぼすかを検証するために考えたモデルである。ここで、 k_1 と k_2 はケーブルの剛性を水平方向と鉛直方向に分けて主塔に付けており、主桁とケーブルの質量はこのバネにより吊られている構造になっている。実際のケーブルは主桁を張力で支えているので、このようなモデル化をした。質量をとりつける高さは、固有値を合わせるため、モデル1と同様にする。

主塔は鋼材の板厚や断面積により、11個の部材と分けており、図-5にその形状や物性値を示す。主塔

は鋼製である。



図-5 主塔の形状と物性値

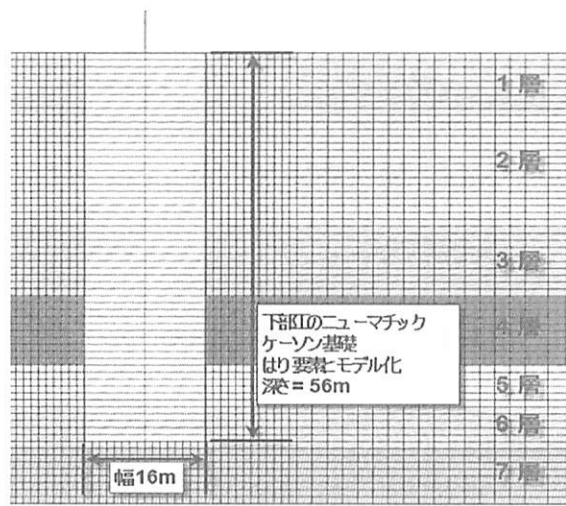


図-6 ケーソンの寸法と地盤層

表-1 表層地盤の物性値

No	地質種類	層厚 (m)	N値	せん断波速度V ₀ (m/s)	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断剛性G (kN/m ²)	ポアソン比 (動的)	動的ヤング率E (kN/m ²)	内部摩擦角φ (°)	粘着力C (kN/m ²)	αE ₀ (kN/m ²) 常時
B	埋土層	9	8	160	18	30062	0.49	89585.9	35	0	52
Ac1	粘性土	16	2	125.99	15	15534	0.49	46291.9	0	90	40
Ac2	粘性土	10	4	158.74	18	29591	0.49	88180.6	0	100	22.4
As	砂質土	10	19	213.47	18	53514	0.49	159471	35	0	52
Dc1	粘性土	6	10	215.44	17	51479	0.49	153406	0	140	52
Ds1	砂質土	6	76	338.87	19	222403	0.49	662760	35	0	188
Dg1	砂礫土	8	151	426.01	20	369992	0.49	1102576	35	0	324
Ds1	砂質土	6	76	338.87	19	222403	0.49	662760	35	0	188

地盤と構造物の寸法などは図-6に、また物性値は表-1に示す。表層地盤の厚さは28mで、支持層は砂礫層で表層地盤を7層に分けた。また地盤の応力ひずみの非線形性は修正Ramberg-Osgoodモデルを採用している。ニューマチックケーソン基礎の全長は、幅16m、ケーソン本体の深さ56m、奥行き28mである。外壁の厚さは2.5mで6室で構成されており、またケーソンの隔壁を厚さ1.5mにして外壁と同様に

一本のはり要素としてモデル化している。橋軸直角方向の外壁や面内の壁は剛はり置換して深さ1m間隔に集約させ、ケーソン基礎全体を連結している。ケーソンの頂版や底版は深さ4mの水平方向のはり要素に集約化した。ニューマチックケーソンの外壁およびケーソン内側の隔壁は武田モデルで非線形性を考慮している。

またニューマチックケーソン本体と地盤の間に水平方向と鉛直方向のバネを取り付けており、本研究でのパラメータは地盤バネの有無である。水平方向バネの場合、引張には抵抗がなく、圧縮には剛のように抵抗する非線形型に設定している。鉛直方向バネの場合、せん断力に対して非線形型と設定している。地盤反力係数および地盤バネ定数を道路橋示方書-IV下部構造編による以下の式から算出する。

$$k_V = k_{V0}(B_V/0.3)^{-3/4} \tag{5}$$

$$k_S = 0.3k_V \tag{6}$$

$$k_H = \alpha_k k_{H0}(B_H/0.3)^{-3/4} \tag{7}$$

$$k_{SVB} = 0.3k_H \tag{8}$$

ここに、 k_V は基礎底面の鉛直方向地盤反力係数で、 k_{V0} は直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数、 B_V は基礎の換算載荷幅、そして k_S は基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数である。また、 k_H は基礎前面の水平方向地盤反力係数で、 k_{H0} は直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数、 B_H は基礎前面の換算載荷幅、そして k_{SVB} は基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数である³⁾。

表-2 (a) 地盤ばねの有無による比較検討

	剥離や浮上 がりの考慮あり	剥離や浮上 がりの考慮なし
遊動円木振動数の算 定式を用いたモデル	case1	case3
ケーブルをバネに置 き換えたモデル	case2	case4

表-2 (b) 上部工重量による比較検討

	剥離や浮 上がりの 考慮あり	上部工重 量減少	上部工重 量増加
遊動円木振動数の算 定式を用いたモデル	case1	case5	case7
ケーブルをバネに置 き換えたモデル	case2	case6	case8

表-2 (b)における上部工重量は、主桁とケーブルの和である54610.65kNを基準にし、3割に増減した重量の72814.2kNと36407.1kNをパラメータとして解析を行った。

3. 入力地震動

本研究で用いる入力地震動は以下の図に示す。

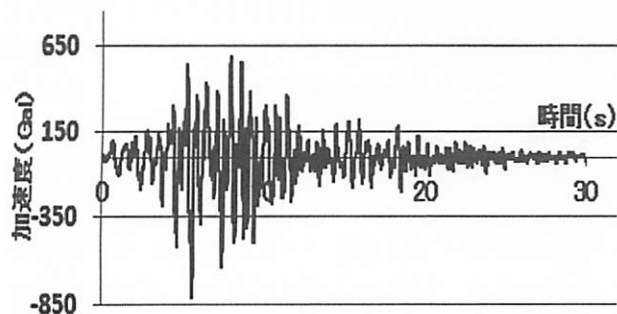


図-7 Lv2 兵庫県南部地震波形

上記の波形は、神戸で観測された兵庫県南部地震であり、最大加速度は5.54(s)の812(Gal)である。本研究の地盤は第7層目である非常に硬い岩盤に地震波が伝わってくるということで、第1種地盤の観測された地震波形を入力地震動として用いている。

上記の地震動を入力パラメータとして各ケース毎の動的応答解析を行う。ただ、本研究では橋軸方向の橋梁の挙動や耐震安全性の確認を目的としているため、水平方向のみに地震動を考える。

4. 解析結果

(1) 固有値解析

表-3 振動数と固有周期

モード 次数	固有振 動数(Hz)	固有周 期(sec)	モード 次数	固有振 動数(Hz)	固有周 期(sec)
1	0.089	11.2	11	0.53	1.89
2	0.09	11.07	12	0.617	1.62
3	0.013	7.83	13	0.707	1.41
4	0.2	5	14	0.748	1.34
5	0.253	3.96	15	0.932	1.07
6	0.329	3.04	16	1.05	0.955
7	0.378	2.64	17	1.09	0.911
8	0.396	2.52	18	1.12	0.891
9	0.437	2.29	19	1.19	0.837
10	0.496	2.02	20	1.27	0.788

第2章で述べている斜張橋の遊動円木振動数 f_L を算定式より求めると $f_L = 0.366$ (Hz) で主塔の固有周期は2.73(s)位になる。

次にFEMプログラムのTDAPを用いて上部工(主桁+ケーブル+主塔)の固有値解析を行った結果を以下の

表や図に示す。またTDAPを用いて上部工を一本はり化した固有周期は2.43(s)であった。

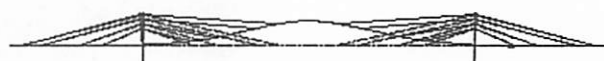


図-8 (a) 固有値解析による1次モード

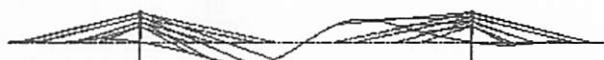


図-8 (b) 固有値解析による2次モード



図-8 (c) 固有値解析による3次モード

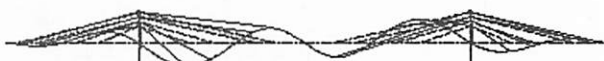


図-8 (d) 固有値解析による4次モード

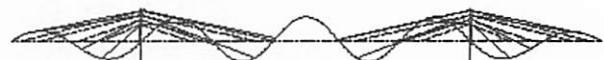


図-8 (e) 固有値解析による5次モード

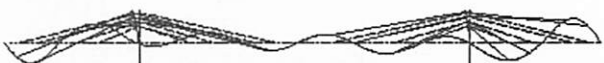


図-8 (f) 固有値解析による6次モード



図-8 (g) 固有値解析による7次モード



図-8 (h) 固有値解析による8次モード

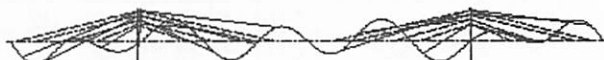


図-8 (i) 固有値解析による9次モード



図-8 (j) 固有値解析による10次モード

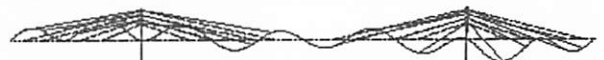


図-8 (k) 固有値解析による11次モード



図-8 (l) 固有値解析による12次モード

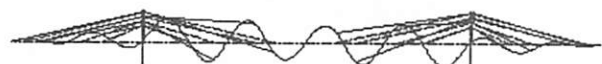


図-8 (m) 固有値解析による13次モード

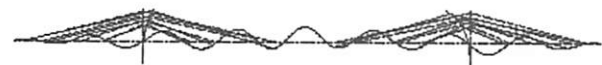


図-8 (n) 固有値解析による14次モード



図-8 (o) 固有値解析による15次モード

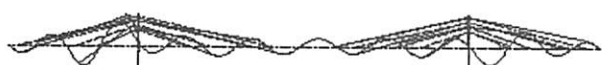


図-8 (p) 固有値解析による16次モード

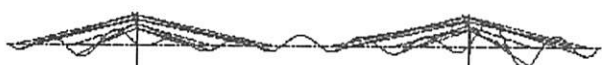


図-8 (q) 固有値解析による17次モード



図-8 (r) 固有値解析による18次モード

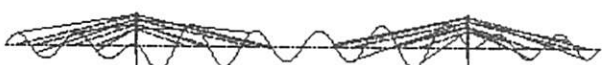


図-8 (s) 固有値解析による19次モード



図-8 (t) 固有値解析による20次モード

固有値解析のモード図と固有周期より、8次モードで主塔が水平方向に刺激され、このとき、主塔の周期が2.52(s)と確認できる。また対象構造物のSoilPlusを用いた固有値解析の結果は以下の表に示す。下記の固有値解析結果を用いてレーリー減衰パラメータを設定しており、 $\alpha=0.01620373$ 、 $\beta=0.005166943$ の定数を求め、動的解析の減衰定数として用いる。上記の固有値結果はTDAPを用いて対象構造を主塔一本はりモデル置き換えて、固有値を求めた結果の2.43(s)とほぼ一致した。

表-4 固有値解析結果

モード 次数	振動数 (Hz)	周 期 (sec)	刺激係数	モ ー ド 減衰
1	0.377	2.65	144.56	0.0301
14	1.92	0.521	-157.7	0.0999

また上部工モデル化の違いや上部工重量により、解析対象のモデルの固有周期の変動はあったが微小であった。

(3) 地盤ばね有無によるケーソン基礎の変位や断面力の分布

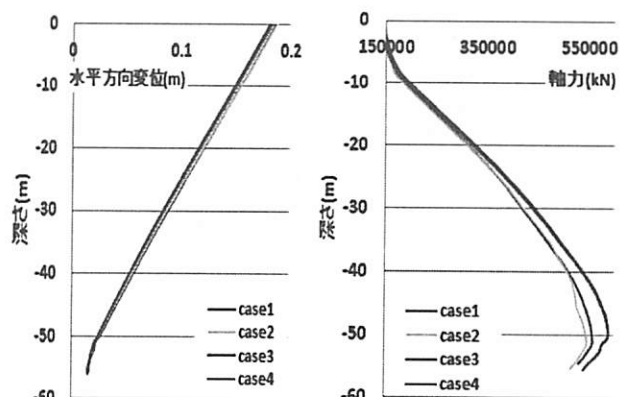


図-9 (a) ケーソン基礎の変位、軸力の比較

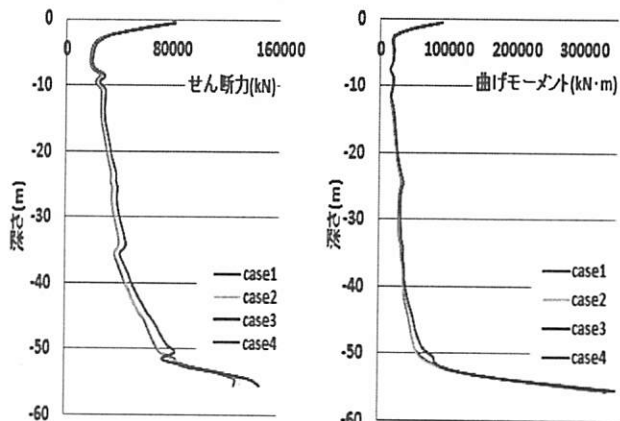


図-9 (b) ケーソン基礎の断面力分布

上記のケーソン基礎の変位や断面力の分布で確認できるように、上部工のモデルの違いが、少し固有値が変わるが、地盤ばねの有無は、下部工の基礎に今回の計算では殆ど影響を与えない結果となった。

(4) 上部工重量によるケーソン基礎の変位や断面力の比較検討

上部工重量によるケーソン基礎の変位、軸力、せん断力、曲げモーメントなどの断面力からも確認できるように、上部工の重量は下部工に殆ど影響を及ぼさなかった。下部工の地震時の挙動は主に入力地

震動や地盤条件により、大きな影響をうけると言える。

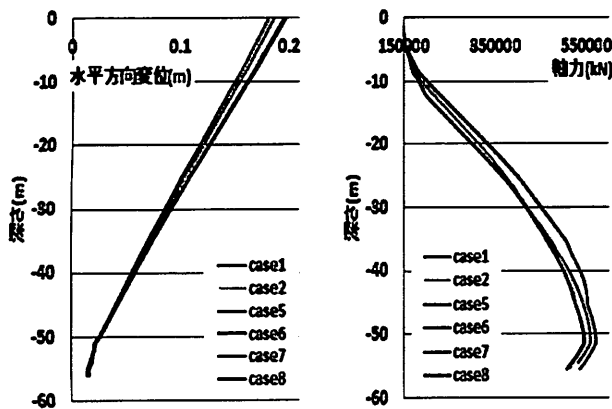


図-10 (a) ケーソン基礎の変位，軸力の比較

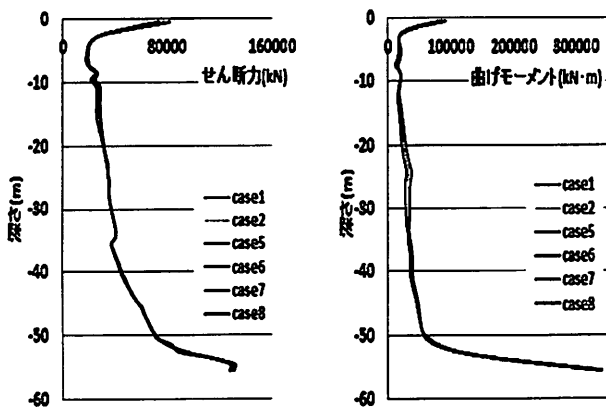


図-10 (b) ケーソン基礎の断面力分布

ニューマチックケーソン外壁の最大曲げモーメントの発生が曲げ降伏強度以内で収まっているか、確認してみる。case6で340907.8(kN·m)の最大曲げモーメントが外壁の下端部で計算されており、ひび割れは発生しているものの、曲げ降伏耐力511001(kN·m)以内であった。

(5) 地盤と基礎の剥離検証

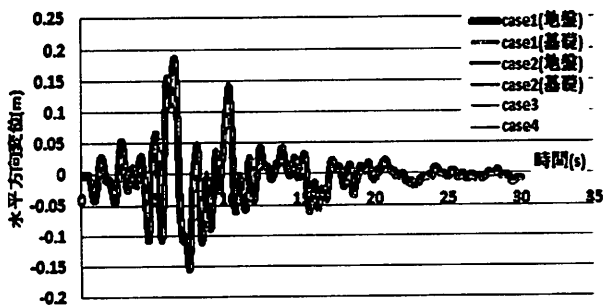


図-11 (a) 地表面での基礎と地盤の水平方向変位波形

図-11によると地表面付近では地盤とケーソン基礎の挙動が同一であると示している。

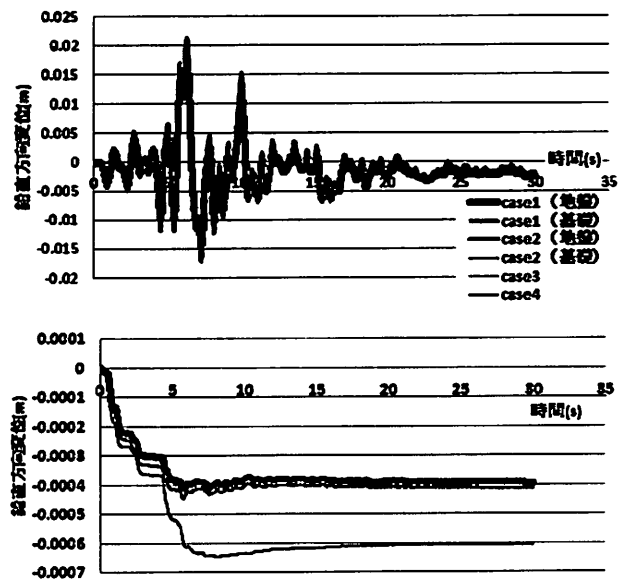


図-11 (b) 上からケーソン底面の左側，中央で地盤とケーソン基礎の鉛直方向変位波形

ケーソン基礎の底面では、地盤と基礎が鉛直方向に剥離が生じていることが確認できる。大きな違いは発生しなかったものの、水平方向の変位に比べると、その差ははっきりと出ている。また底面地盤ばね有無により、鉛直方向の変位が変わることが確認できる。

5. 結論

本研究では、パラメータとして上部工モデル化の違い、地盤ばねの有無および上部工重量の変動である。(1) 上部工モデル化の違いは、下部工にほとんど影響を与えていない；(2) 地盤ばねは基礎底面での反力が大きいため、基礎での地盤ばねの有無によって、基礎や地盤の挙動が大きく変わることはなかった；(3) 上部工重量の変動は上部工の挙動には大きな影響を与えるが、下部工の断面力には影響をほとんど及ぼさなかった。

参考文献

- 1) 経済産業省産業技術環境局産業基盤標準化推進室：橋梁用高降伏点鋼板のJISを規定－軽量化・施工性向上が可能な橋梁用高性能鋼板の普及を目指して－，2008年11月20日
- 2) 米田昌弘：斜張橋の遊動円木振動数特性とその実用算定法に関する研究，土木学会論文集，第422号／I-14，1990年10月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編，Ⅳ下部構造編），2002