

白鳥大橋主塔部基礎架設時の3次元地震応答解析

THREE DIMENSIONAL SEISMIC ANALYSIS OF THE MAIN TOWER
FOUNDATION OF SWAN BRIDGE

小針憲司* 岸 徳光** 松岡健一***

Kenji KOHARI, Norimitsu KISHI and Kenichi G. MATSUOKA

* 室蘭工業大学大学院 工学部建設工学専攻 (〒050 室蘭市水元町27-1)

** 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町27-1)

*** 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町27-1)

To construct the main tower foundation of suspension bridge(the Swan Bridge), the method using an artificial island and a continuous underground deep wall was applied. Since the firm bed rock is found to lie 103 m below the sea level and the continuous underground deep wall becomes a tall structure with 106 m height, it is very important to study the stability of the structure for earthquake.

In this paper, the dynamic stabilities of the continuous underground deep wall for earthquake at five stages of its construction are numerically discussed. Numerical analyses are executed considering the interaction among the continuous underground deep wall, an artificial island and its surrounding ground, by means of finite ring element method. An artificial earthquake wave made for the design of the bridge is inputted on base rock. From this study, both dynamic bending stresses in the continuous underground deep wall generated according to the beam and plate actions can be numerically estimated.

Key Words: seismic analysis, continuous underground wall, foundation

1. はじめに

白鳥大橋は、平成9年度中の完成を目指し室蘭港に建設が進められている中央径間 720 m 全長 1380 m の補剛箱桁吊橋である。室蘭港の架設地点における海底の地形は、支持層と考えられる地層が港の中央に向かってすり鉢状になっている。そのため両主塔基礎の深さは、それぞれTP -73.0 m および TP -57.0 m と我が国でも例を見ないほど深いものとなった。主塔基礎の施工は、この深さを考慮して、より効率的なものとするため以下のようにして行われた。すなわち、1) 海中に人工島を造り、その内部に円形に近い多角形状の地中連続壁を支持層まで打設しこれを仮設用の土留止水壁とする。2) その後内部をドライ状態で掘削し、逆巻き工法により基礎本体側壁を上部から構築する(地中連続壁併用剛体逆巻き工法)。3) さらにこの地中連続壁内部に隔壁を基礎底部より打設して完成させるものである。

特に室蘭市陣屋側の主塔基礎(3P)は、この地中連続壁の深さがTP -103.0 m (海底下88 m)と深く、地中連続壁としては我が国でも有数の大深度地中連続壁構造となっている。ここで用いられた地中連続壁構造体は、1) 仮設構造物としても大深度であること、2) 内部掘削等基礎本体完成までの施工期間が約15か月と長期に渡ること、等から細心の注意が払われ、計画、設計、施工が行われた。本基礎構造は、地質調査の結果支持層の上に軟弱地盤層が厚く存在し、かつ海中に人工島を築島し

ていることよりトップヘビー状態になること、また地中連続壁内部の掘削によって剛性低下を示すことが予想されたため、その設計にあたっては耐震安定性に関する十分な検討が要求された。

一般にこの種の構造物の耐震設計手法としては主に応答変位法が用いられ、必要に応じて動的解析による検討も行われているようである¹⁾。また、基礎と地盤の相互作用を考慮した動的解析法としては、地盤をバネとダッシュポットで置き換える方法や、有限要素法的手法で地盤と構造物を一体として2次元または疑似3次元的に解析する方法などが用いられている。本主塔基礎の設計に当たっても主として応答変位法に基づく地震時偏土圧を考慮する場合の検討を行っている²⁾。著者らはこれとは別に主塔基礎を対象に周辺地盤も考慮して軸対称リング要素を用いた動的解析を行い、設計計画に反映させるとともに本構造の周波数応答解析の結果を既に発表した³⁾。

本研究では、著者らの先の研究と同様に主塔基礎およびその周辺地盤に対して軸対称リング要素法を適用し、支持地盤に設計用地震波を入力した場合の時刻歴応答解析を行い、大深度地中連続壁構造体の地震時挙動を数値解析的に検討するとともに、設計計画時に用いられた応答変位法による結果との比較検討を行うこととした。

基礎と地盤を一体とした動的3次元解析は対象構造物のモデル化の問題や計算量の膨大さからか、これまであまり行われていない。この種の解析としては著者らの他

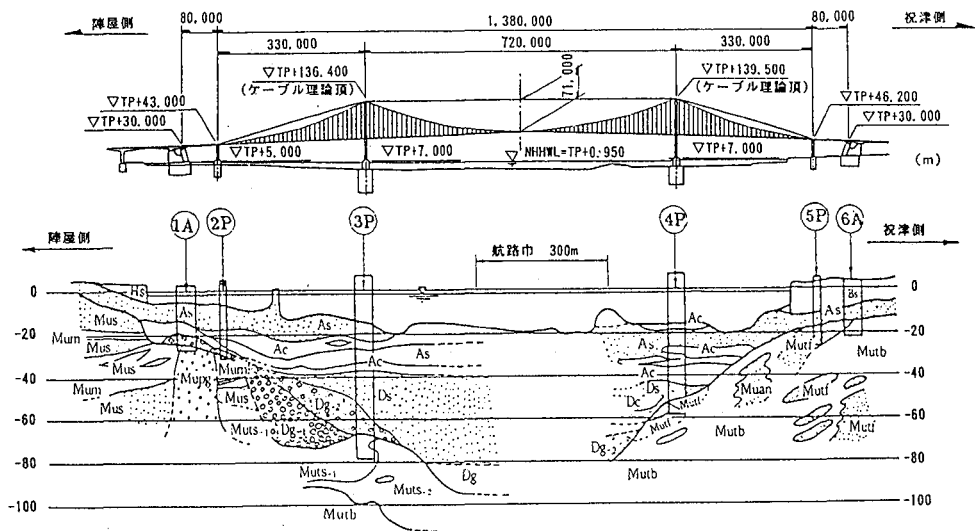


図-1 白鳥大橋全体図及び地形図

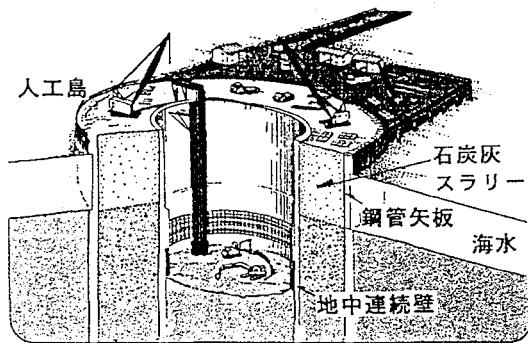


図-2 地中連続壁構造の施工概念図

に大保らの研究⁴⁾が報告されている。大保らの研究は地盤と構造物をそれぞれ二層地盤，シェル要素に単純化したモデルを用いている。一方著者らは既に述べたように実際の構造物を対象として，これを出来るだけ忠実にモデル化して解析を行っている。

2. 解析対象のモデル化

2.1 地盤及び構造物のモデル化

白鳥大橋の全体図及び地形図を図-1に示す⁵⁾。ここでは支持層が深く，より大きな応答値を示すと考えられる3P主塔基礎の架設時の状態を解析の対象とした。本地中連続壁は，次のようにして施工されている。すなわち，1)水深15mの海中に外径1m長さ約36mで，根入れ深さが約18mの鋼管矢板168本を内半径33mの円形状に打ち込み，この中に石炭灰スラリー（石炭灰を細骨材として用いたモルタルである。圧縮強度が10kgf/cm²程度であるため地中連続壁施工時の掘削が容易である）を打設し人工島を構築する。2)この人工島の中心部に地中連続壁を海底面下約88mまで，ほぼ半径17m

の円形状に打設する。3)この内部をドライ状態で海底面下約58mまで掘削し，基礎本体側壁コンクリートを上部から逆巻き工法により打設し構築するものである。本基礎の架設に用いた地中連続壁構造の施工概念図を図-2に示す。

本地中連続壁構造体は，上述のように大略円形状であり，その周辺地盤も概略的には構造に対して軸対称と仮定できることより，解析には軸対称リング要素を用いることとした。すなわち，基盤が地中連続壁の最下端部であるTP-103.0mの岩盤上にあるものとし，ボーリング調査や弾性波探査によって得られた地質データをもとに主塔部周辺地盤を8層9種類の成層地盤に分割した。本研究では解析を単純化するために，地盤の自由境界部にエネルギー伝達のための特別な要素を採用していない。そのため，地盤の半径は，自由境界が地中連続壁構造の応答に与える影響をできるかぎり小さくするように地中連続壁構造の半径の約9倍に相当する150mとした。解析モデルは文献3)を参考に図-3のように仮定した。

また，それぞれの要素の材料物性値は表-1に示す値を用いることとした。地盤の材料物性値の推定方法としては，静的載荷試験による方法と弾性波の伝播速度から求めるPS検層による方法等がある。ここでは動的応答解析を行うため，実設計と同様に，地震時の地盤の動的特性に近いと判断されるPS検層法による値を採用した。

人工島の構築に用いられている鋼管矢板土留構造の連結部は，それぞれの鋼管矢板に取り付けた小さな補助鋼管の噛み合わせにより行っている。本構造ではこの部分の結合が十分でないため，この部分は剛結とヒンジ結合の中間的な状態となっていると考えられる。本研究ではこの鋼管矢板土留構造を周方向に連続な軸対称構造にモデル化するために，接合部に線形剛性を仮定し，水平方向荷重を作用させた場合の鋼管矢板構造の変形に関する

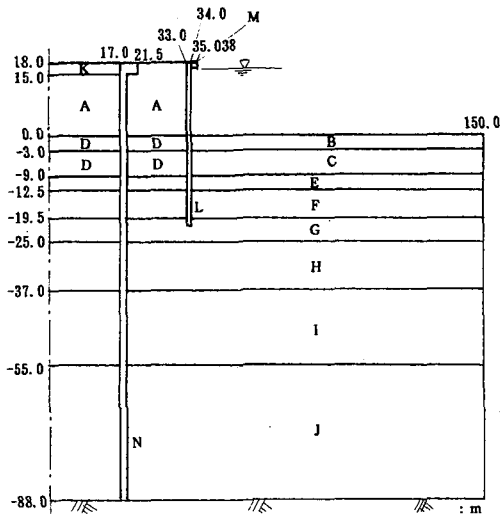


図-3 構造概形図

表-1 材料物性値

| 記号 | 種別 | E (kgf/cm ²) | ν | P (gf/cm ³) |
|----|--------------|--------------------------|------|-------------------------|
| A | 石炭灰スラリー | 1000.0 | 0.05 | 1.66 |
| B | 砂 | 500.0 | 0.45 | 1.70 |
| C | シルト | 100.0 | 0.45 | 1.70 |
| D | 改良地盤 | 645.0 | 0.45 | 1.70 |
| E | 砂 | 820.0 | 0.45 | 1.70 |
| F | 砂 | 500.0 | 0.45 | 1.80 |
| G | シルト | 715.0 | 0.45 | 1.65 |
| H | 砂 | 2630.0 | 0.45 | 1.75 |
| I | 礫混じり凝灰質シルト~砂 | 7840.0 | 0.45 | 1.80 |
| J | 凝灰質粗粒砂岩 | 15800.0 | 0.30 | 1.70 |
| K | 砂利 | 1000.0 | 0.05 | 1.66 |
| L | 鋼管矢板 | 20000.0 | 0.30 | 0.30 |
| M | リングビーム | 2100000.0 | 0.30 | 7.85 |
| N | 地中連続壁 | 300000.0 | 0.20 | 2.45 |

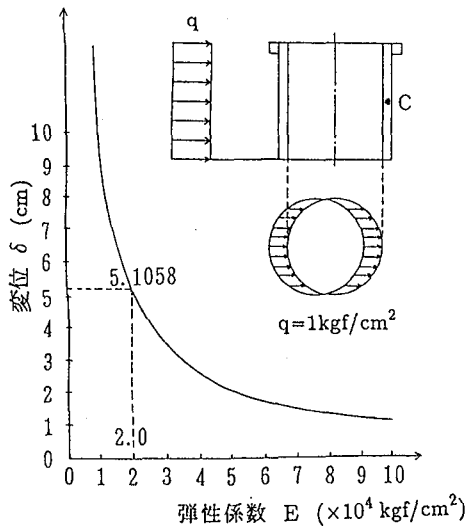


図-4 リング要素による鋼管矢板中央点(C)の水平方向変位の深さ方向分布

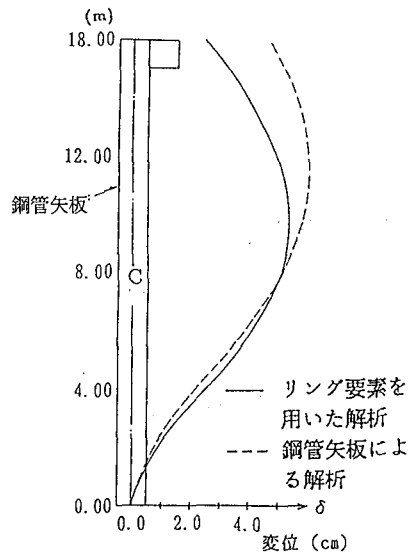


図-5 鋼管矢板解析とリング要素解析による変位分布

解析結果⁶⁾と換算剛性を仮定した厚肉円筒構造の軸対称リング要素解析結果が大略等しくなる場合の換算剛性を前もって決定し、本解析に用いることとした。具体的な数値検討は、外径 1m、肉厚 14mm、海底面からの長さ 18m の鋼管を 168 本用いた内半径 33m の実鋼管矢板土留壁構造に対して行った。解析は、底部を完全固定と仮定し、地震時の変形挙動が評価できるように深さ方向に等分布の荷重を水平方向に作用させて行った。換算弾性係数は、鋼管矢板構造の中央点近傍（固定端より 8m の位置、図-4 の C 点）における変形が両解析とも等しくなる場合の値を採用することとした。図-4 には C 点の変形量と換算弾性係数の関係を、また、図-5 には換算弾性係数を $2.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とした場合の水平方向変位の深さ方向分布を比較して示している。図-5 より、天端で若干差があるものの軸対称リング要素による解析

結果は、鋼管矢板解析による結果と大略近似していることがわかる。なお動的解析に用いた質量も換算質量としている。

2.2 入力地震波

本論文では、本解析結果と実設計結果の比較を容易にするために、入力地震波として実設計に用いられた白鳥大橋架設地点における人工地震波（人為的に合成して作成した地震波：設計用地震波）を用いることとした。白鳥大橋設計用地震波は、この地域で得られた十勝沖地震波形を、架橋地点の地盤特性を考慮して作成された設計用応答スペクトルを満足するように修正したものである。このようにして決定された設計用地震波は、最大加速度が 120 gal である。しかしながら、本研究では地中連続壁が架設構造物であり、施工期間が限られていることを

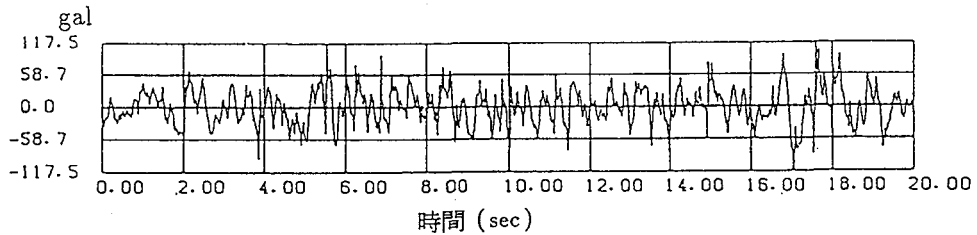


図-6 白鳥大橋基盤の設計用地震波

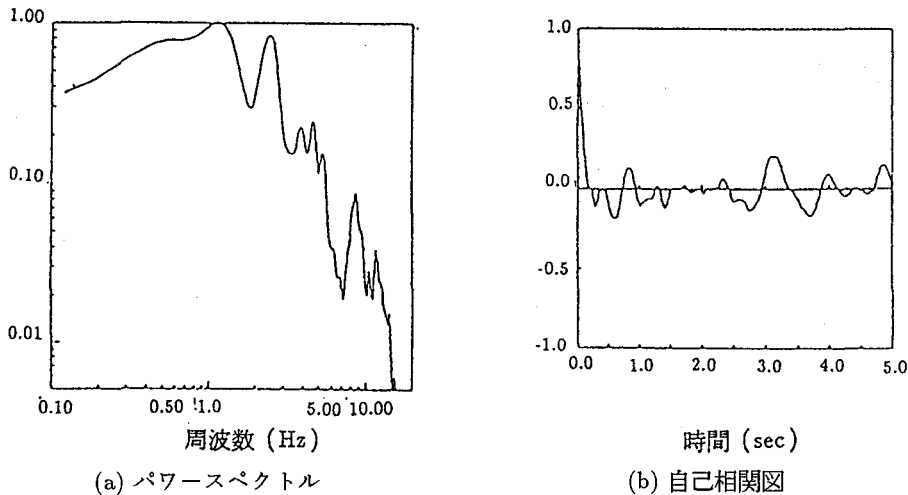


図-7 正規化したパワースペクトルと自己相関図

考慮して、実設計と同様に最大加速度を 60 gal に正規化している。図-6にはその波形を、図-7には正規化したパワースペクトルと自己相関図を示している。図-7(a)より本入力波形は 1.2 Hz 及び 2.7 Hz 前後に卓越振動数を有しているようであり、図-7(b)より 3.0 sec 過ぎに大きな自己相関を示していることがわかる。なお、本解析では、初期より 0.01 sec 刻みに 20 sec までを応答解析に用いている。

3. 解析条件

地震波は、前述のように半径 150m の基礎周辺に一樣に伝播してくるものと仮定し、上に示した設計用地震波をこの基盤面に一樣に入力することとした。また、解析部分の半径方向境界の処理に関してはエネルギー伝達のための粘性境界等の処理が考えられるが、ここではこのような特別な処理を行わず、単純に半径方向には自由、深さ方向には拘束として解析を行っている。

解析方法は任意四辺形アイソパラメトリックリング要素を用いたモード法により行うが、解析理論の詳細については文献 3) または 7) に譲るものとし、ここでは省略する。解析に用いた固有値の次数は解の収束状況を考慮して最低次より 30 次としている³⁾。また、減衰定数 h は各固有値について独立した定数を与えることも可能であるが、ここでは考慮した全ての固有値について一律に $h = 0.1$ とした。

また、海水部と構造物が接触している節点に作用する

海水による仮想質量は簡略的にウエスターガートの動水圧算定式⁸⁾を用いて評価することとした。すなわち

$$m_w = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{\frac{y}{H}} \quad (1)$$

ただし、

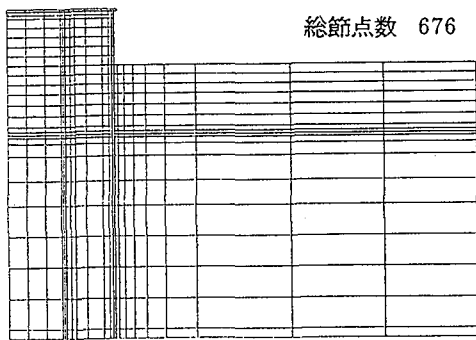
m_w : 単位体積当りの仮想質量、 ρ_w : 水の単位体積質量、 H : 水深、 y : 海面からの位置。

主塔基礎構造は完成に向け各施工段階により構造形態が変化する。本論文では、主塔基礎の施工段階のうち以下の5段階に注目して数値解析を行うこととした。

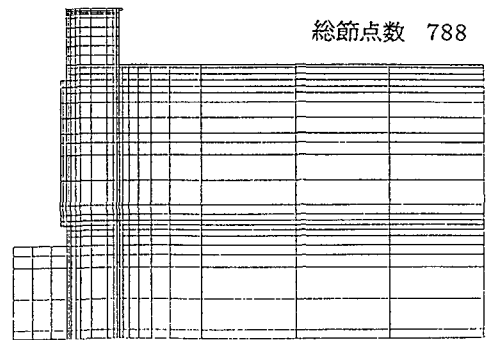
- 1) 人工島を構築した状態 (ケース-1)
- 2) ケース-1の状態に、さらに地中連続壁を構築した状態 (ケース-2)
- 3) 地中連続壁内側を海底面下 11 m まで掘削した状態 (ケース-3)
- 4) 地中連続壁内側を海底面下 29 m まで掘削し、逆巻きを海底面下 5 m から 28 m まで打設した状態 (ケース-4)
- 5) 底盤を打設する海底面下 58 m まで地中連続壁内側を掘削し、逆巻きを海底面下 5 m から 51.5 m まで打設した状態 (ケース-5)

ただし、海底面の位置は TP -15 m である。

各解析ケースのモデルのメッシュ分割の例としてケース-2 とケース-5 の場合を図-8 に示す。

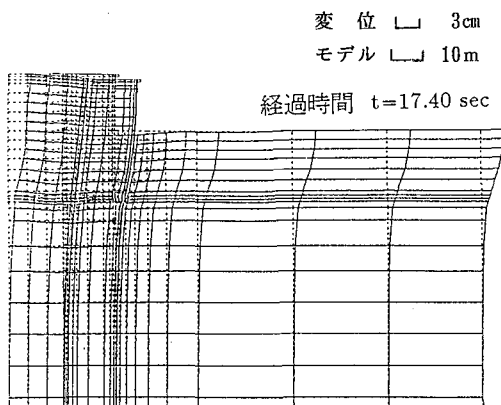


(a) ケース 2

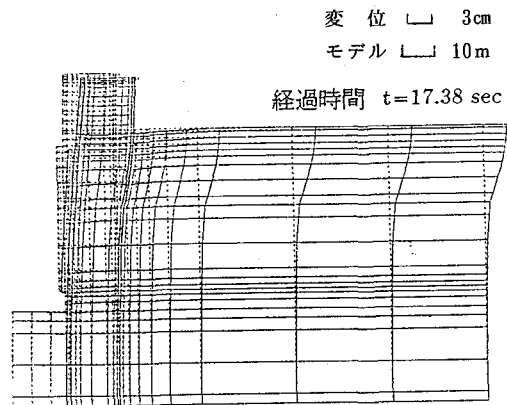


(b) ケース 5

図-8 メッシュ分割図



(a) ケース 2



(b) ケース 5

図-9 最大応答加速度発生時の応答変位

表-2 各ケースの固有周期 (sec)

| 次数 ケース | 1次 | 2次 | 3次 |
|-----------|-------|-------|-------|
| ケース-0 | 1.111 | 1.049 | 0.869 |
| ケース-1 | 1.183 | 1.087 | 0.941 |
| ケース-2 | 1.106 | 1.038 | 0.866 |
| ケース-3 | 1.112 | 1.038 | 0.864 |
| ケース-4 | 1.110 | 1.035 | 0.865 |
| ケース-5 | 1.097 | 1.016 | 0.838 |

4. 動的解析及び考察

4.1 動的解析結果

表-2には原地盤のみの場合をケース-0として、合計6ケースの最低次より3次までの固有周期を示している。1次の固有周期は、各ケースとも約1.1秒であるが全体としては各ケースの特徴を示しているものと考えられる。すなわち、ケース-1では築島の影響により周期が7%程長くなり、ケース-2では地中連続壁を打設したことにより剛性が大きくなったため、周期は原地盤のみの場合よ

り僅かに小さい値となっている。ケース-3では築島内部の掘削による剛性低下と質量減少を生じているが、固有周期はケース-2より僅かに増加し原地盤の場合に近い値となっている。ケース-4, 5の場合には逆巻きコンクリートによる剛性増加および掘削による剛性低下と質量減少があり、僅かながら固有周期は減少している。2次, 3次の固有値についても同様の傾向が示されている。

一般に耐震設計は、震度法では加速度を基準としており、時刻歴応答解析では最大応力に対して設計を検討している。ここでは、地中連続壁構造の時刻歴応答挙動を検討するための状態として、最大応答加速度発生時と最大応力発生時に着目して議論する。図-9には最大応答加速度発生時の応答変位図をケース-2とケース-5について示している。最大応答加速度発生時刻は約17.4秒経過後であり、応答変位は各ケースとも表層部で大きく基盤に向かって急激に減少する傾向を示している。築島部の鋼管矢板や地中連続壁部は僅かに拘束がみられるものの、ほぼ地盤変位と同じように変位しているようであり、地盤の1次振動モードが卓越している状態が示されている。

地中連続壁の変位及び加速度をより詳細に検討するため、図-10に各ケースの最大応力発生時の地中連続壁部の加速度および変位の深さ方向分布を示した。加速度

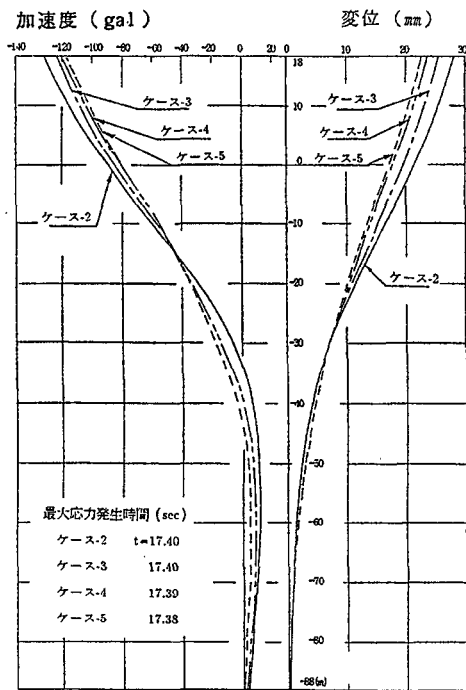


図-10 地中連続壁部の加速度と変位の深さ方向分布

分布について考察すると、最大加速度は地中連続壁天端に生じ、ケース-2 が最も大きく、ケース-3, 4, 5 と少しずつ減少している。その値は 120 ~ 130 gal を示し入力波の 2 倍強となっている。加速度の分布は、深さと共に減少し、海底面下 30 m 程度からは数 gal 程度の応答値になっている。一方変位の最大値も地中連続壁天端に生じ、やはりケース-2 が最も大きく、ケース-3, 4, 5 と少しずつ減少している。その値は 20~30 mm 程度であり、分布性状は加速度の分布と同様海底面下 30 m より上部で大きい値を示している。これらの結果は表-1 および図-3 からわかるように、海底面下 25 m から比較的堅い地盤となり、海底面下 55 m でかなり強固な地盤となっていることと対応しているものと思われる。また変位分布より、地中連続壁構造は基礎底部を固定端とする片持梁構造となっているため地震時に大きな曲げを受けていることもわかる。さらにケース-2 の加速度、変位が天端で最も大きく深さ方向への変化も急激であることは、築島部の質量が影響し、構造系がトップヘビー状態になっていることを説明しているものと考えられる。

図-11 には、最大応力発生時の鉛直方向応力 (σ_z) に関する地中連続壁の内外要素の深さ方向分布を示している。図の内外要素の応力を比較すると、地中連続壁には全体的な軸力とともに曲げが局部的に生じていることが分かる。これは変位分布でも明らかのように地中連続壁構造が底部を固定端とする片持梁構造となっているため、構造全体の曲げ変形に伴う応力が軸応力成分 (以下、これを梁効果と呼ぶ) となって現れるとともに、シェル

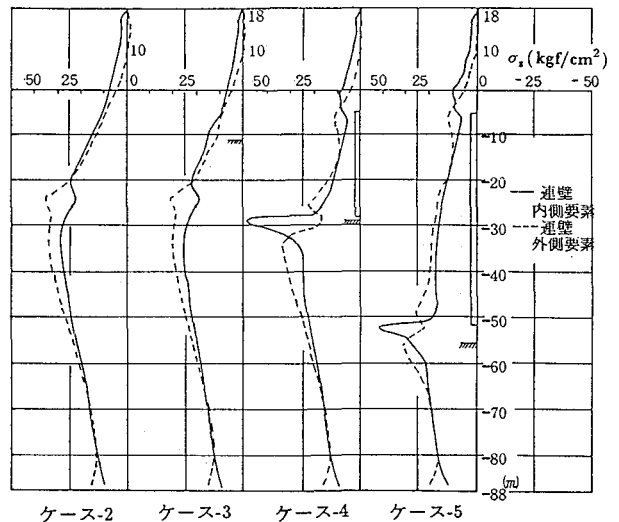


図-11 地中連続壁部の鉛直方向応力 (σ_z) の深さ方向分布

表-3 最大鉛直方向応力 (σ_z) 発生時の各成分応力 (kgf/cm²)

| 項目 ケース | 位置 (m) | 内側 応力 | 外側 応力 | 軸応力 成分 | 曲げ応 力成分 |
|-----------|-----------|----------|----------|-----------|------------|
| ケース-2 | -24.0 | 21.7 | 35.0 | 28.4 | 6.7 |
| ケース-3 | -23.0 | 25.5 | 30.2 | 27.9 | 2.4 |
| ケース-4 | -28.5 | 48.9 | 16.5 | 32.7 | 16.2 |
| ケース-5 | -52.3 | 42.6 | 22.4 | 32.5 | 10.1 |

構造としての局部的な曲げ応力成分 (以下、これを板効果と呼ぶ) が現れていることを示している。

ケース-2 では海底面下 25 m 付近で大きな応答値を示しているが、この部分は築島部鋼管矢板の先端付近で地盤の剛性が変化する部分でもあり、地中連続壁がこの付近で拘束を受けるためと考えられる。またこの付近では、局部的な板効果による曲げも生じている。ケース-3 もケース-2 とほぼ同様であるが、掘削部分で僅かに局部的な板効果による曲げが見られる。

ケース-4 はケース-2, 3 とは異なり、掘削面付近で大きい梁効果による曲げ応力と、板効果による局部的な曲げ応力が生じており、掘削と逆巻き本体側壁の影響が明確に示されている。また本体側壁天端付近にも局部的な板効果による曲げが見られるが、その他の部分の応力は減少し逆巻きによる補強の効果が明確に示されている。ケース-5 の傾向もケース-4 とほぼ同様であるが、最大値はケース-4 より小さい。各ケースにおける σ_z の分布より、地中連続壁は梁効果による曲げ応力成分としての軸力成分が卓越し、条件の急変部で局部的な板効果による曲げを生じていることがわかる。

表-3 には各ケースの最大応力成分 (σ_z) を一覧にして示している。表より、全体変形を示す梁効果による曲げ

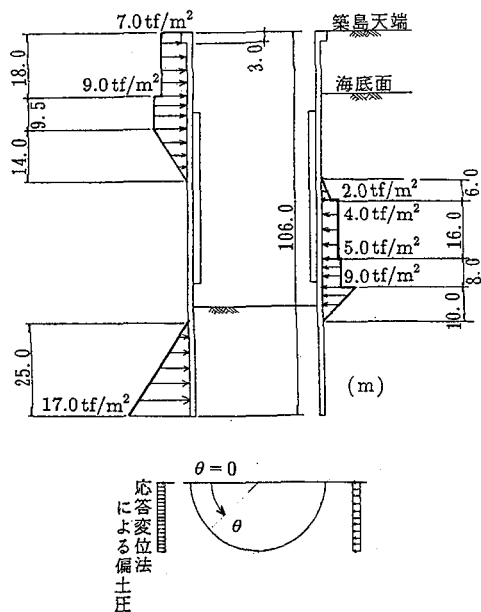


図-1 2 応答変位法から得られた外力荷重

成分としての軸応力は、各ケースにおいてそれほど差はなく $\pm 30 \text{ kgf/cm}^2$ 前後である。局所的な板効果による曲げ応力は掘削の進んだケース-4, 5 で大きく、特にケース-4 で最大値を示し $\pm 16.2 \text{ kgf/cm}^2$ となっていることがわかる。また、最大値は先に述べたように全て逆巻きコンクリートの先端部近傍あるいは、鋼管矢板の下端部と同位置で発生している。

4.2 応答変位法との比較

この種の構造物の耐震設計は時刻歴応答解析を行うことが望ましいと考えられるが、実務では応答変位法による解析が行われている。応答変位法は以下のような手順により評価する方法である。すなわち、1) 地震波入力を受ける自然地盤の最大変位応答を求め、これを初期変位として構造物へ入力し、地盤をバネにモデル化して解析を行い構造物の変位を求める。2) 入力変位と構造物の変位との相対変位から地盤反力を求め、これを外力として構造物へ作用させ構造物の応力を求める方法である。本基礎の地中連続壁の設計に当たり、自然地盤の最大変位応答は、地質構造が複雑であることから図-6 に示した設計用地震波を用いて、重複反射法により求めている。図-1 2 に本地中連続壁に対して算定された入力荷重分布を示す。ここでは地盤の引張応力は無視し、圧縮応力のみを外力として構造計算を行っている。また、ここに示した応答変位法から得られた外力は、内部地盤及び本体側壁の影響を考慮せず地中連続壁構造体の剛性のみを考慮して求めたものである。

ケース-4, 5 の場合に限定して、図-1 3 にここで得られた結果と時刻歴応答解析結果とを比較して示した。図-1 3 は、最大応力発生位置 ($\theta = 0$) における地中連

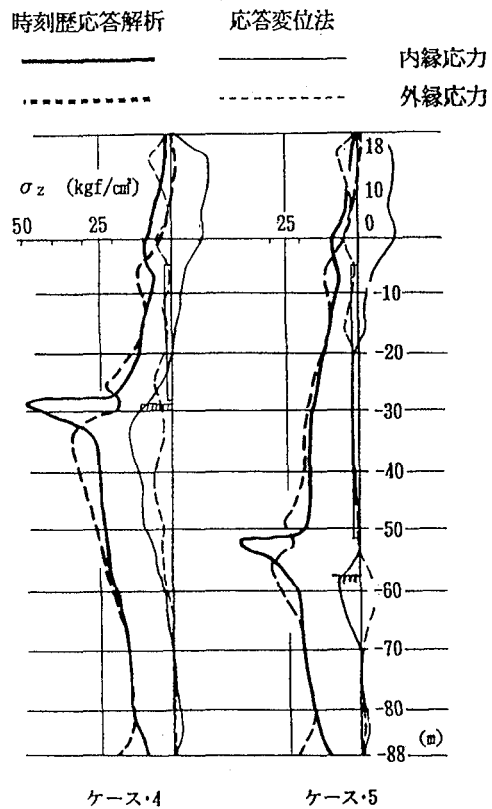


図-1 3 最大応力発生位置 ($\theta = 0$) における地中連続壁の鉛直方向応力 (σ_z) の深さ方向分布

続壁の鉛直方向応力 (σ_z) の深さ方向分布である。応答変位法による解析結果は、いずれのケースも天端付近で大きな局所的な板効果による曲げを生じ深さ方向に減少している。海底面以下の応力の分布を見るとケース-4 では、掘削面付近で約 10 kgf/cm^2 程度の軸応力と僅かな曲げが生じているが、ケース-5 では、掘削面付近で板効果による小さな曲げが生じているだけで、全体的な応力は 5 kgf/cm^2 以下となっている。ケース-4 とケース-5 の相違は、主に逆巻きコンクリートの剛性の影響と考えられる。

応答変位法による結果と時刻歴応答解析による結果とを比較すると、応答変位法による解析結果は板効果による局所的な曲げが卓越し、梁効果による全体的な曲げ状態を表す分布が示されていない。従って、その解析結果は時刻歴応答解析で示されるような鉛直方向の軸力が見られず、時刻歴応答解析による結果とはかなり異なったものとなっている。これは、図-1 2 に示したようにここで用いた応答変位法による外力が載荷面の限られた局所的な外力であることに対応しているものと考えられる。

本検討結果では、応答変位法と時刻歴応答解析結果にかなりの相違があることが明らかになったが、各解析法にはそれぞれ条件の違いがあり、適否を簡単には論ぜられない。しかしながら両解析法にこれだけの相違があることは、本例のような仮設構造ではなく実構造の設計に

応用する場合には、その解法を充分検討する必要のあることを示している。本設計に当たっても時刻歴応答解析の結果を考慮し、一部設計の変更を行っている。これらのことは、今後実測等のデータとの比較によりさらに検討する必要があると考えられる。

5. まとめ

白鳥大橋主塔基礎の施工に用いた大深度地中連続壁構造体の動的解析を、地盤、鋼管矢板、人工島、連続壁構造体を全てリング要素を用いてモデル化し、3次元応答解析を行った。数値計算は、各施工段階における解析モデルに対して、基盤に60 galに正規化した白鳥大橋設計用地震波を入力し時刻歴応答解析を行った。その結果、次のことが明らかとなった。

- (1) 全ての施工段階において、1次の固有周期はほぼ1.1秒程度である。
- (2) ケース-2～5の連続壁部が存在している状態では、その挙動が全て類似なものとなっており、天端の最大変位は30 mm程度である。
- (3) 最大応力発生時の加速度分布も変位分布に類似しており、連続壁天端でほぼ120～130 gal程度と入力加速度の約2倍となり、下部に向い徐々に減少している。
- (4) ケース-2, 3は鋼管矢板下端近傍、ケース-4, 5は逆巻きコンクリート下端部において最大応力が発生し、その大きさは、梁効果による曲げ応力成分(断面の軸力成分)が $\pm 30 \text{ kgf/cm}^2$ 程度、板効果による局部的な曲げ応力成分が $\pm 16 \text{ kgf/cm}^2$ 程度発生するようである。
- (5) 設計に用いた応答変位法による解析と時刻歴応答解

析結果では鉛直方向の応力分布にかなりの相違がみられた。

以上、リング要素を用いた3次元地震応答解析により室蘭港に建設中の白鳥大橋主塔基礎部の地中連続壁の大略の変位および応力の特性を示すことができたものと考えられる。尚、数値計算に用いた資料は、北海道開発局室蘭開発建設部室蘭道路事務所から戴いことを付記し、関係各位に厚く感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 青木重雄, 和田克哉, 青木一二三: 新体系土木工学 44 橋梁下部構造, 技報堂出版, p.147, 1985.
- 2) 北海道開発局, (株)長大: 白鳥大橋下部工構造検討業務報告書, 北海道開発局, 1988.
- 3) 岸徳光, 松岡健一, 能町純雄, 和田忠幸: 大深度地中連続壁構造体の周波数応答解析, 構造工学論文集, Vol.36A, 1329-1336, 1990.
- 4) 大保直人, 林和生, 上野健治: 大深度鉛直地下構造物の動的応答特性と地震荷重, 構造工学論文集, Vol.38A, 1353-1362, 1992.
- 5) 熊谷勝弘, 多田浩彦, 能町純雄: 白鳥大橋主塔基礎における大深度地中連続壁の施工計画, 構造工学論文集, Vol.39A, 1419-1430, 1992.
- 6) 澤田知之, 二宮正明, 松岡健一, 能町純雄: フーリエ定和変換を用いた鋼管矢板円筒形構造物の解析, 構造工学論文集, Vol.34A, 9-18, 1987.
- 7) Zienkiewicz, O.C.: The finite element method in engineering science. England: McGraw-Hill, 1971.
- 8) Westergaard, H.M.: Water pressures on dams during earthquakes. Trans. ASCE 98: 418, 1933.

(1994年9月14日受付)