大深度地中連続壁の静的動的力学挙動に関する研究

大深度地中連続壁の静的動的力学挙動に関する研究

小 針 憲 司

大深度地中連続壁の静的動的力学挙動に関する研究

1996年 3月

小 針 憲 司

目　次

第１章　序　　論

１・１　研　究　の　目　的

近年の我が国の著しい経済発展は、生活・産業基盤の整備により達成されてきた。しかしながら、周囲を海で囲まれ、国土が狭隘な我が国では、今後より一層の産業振興や住民生活の向上を図る上から、地下空間や海岸空間を利用した国土の積極的な有効利用がますます必要となっている。大規模海洋構造物や大規模地下構造物の建設がその一つの典型であろう。これらの構造物の基礎工は一般に大型で大深度となっている。このような基礎工を効率的に施工する方法の一つとして連続壁工法がある。

連続壁工法は、昭和30年代半ば頃ヨーロッパからわが国へ技術導入され、その後の施工技術の進歩により注目されるようになった工法である。本工法は他構造物との近接施工が可能で、周辺地盤への影響を少なくし、軟弱地盤から岩盤までの多種多様な地盤に適用できる工法でもある。また、都市内建設工事に適した無騒音・無振動工法であり、壁体の剛性が大きく変形も小さいことから、止水性、耐久性に優れた工法として近年大規模な地下構造物の仮設構造や本体構造としても利用されるようになっている。

連続壁基礎の沿革[11]より、我が国では、昭和30年代半ばに日本で最初の地中連続壁構造が中部電力畑薙ダム止水壁部に施工された。その後、地中連続壁工法は建設工事に対する社会的要請である騒音振動などの問題を解決する施工法として多く採用されてきた。昭和40年代には溝壁を保護する安定液の開発や掘削部探査のための超音波測定器の開発等による施工精度の向上によって壁体施工の信頼性が向上[12)~16)]した。昭和50年代初めには、構造物の基礎としてわが国最初の地中連続壁構造が首都高速道路５号線で施工された。昭和 50 年代半ばに入り、本工法を採用することにより深度 100m を超えるLNG地下タンクの水上施工が可能になり、また橋梁の本体基礎としても利用されるようになった。さらに昭和60年代には、大深度掘削機や高強度高流動性コンクリートの開発により[17),18)]、地中連続壁構造は室蘭港内に建設されている吊橋（本論文では本吊橋を仮称である白鳥大橋と呼ぶこととする）の主塔基礎（深さ 103m、壁厚 1.5m、内部掘削深度76m、内径34m）や東京湾横断道路川崎人工島（深さ119m、壁厚2.8m、内部掘削深度75m、内径98m）などの超大型構造物基礎工の架設時の土止め壁として採用されている[19),36),40)]。

特に現在室蘭港内に建設中の白鳥大橋や東京湾で建設されている東京湾横断道路川崎人工島換気塔等は、海中に施工する構造物としてこれまで類を見ない大深度で大型の地中連続壁を採用している。これらの海洋構造物の施工を容易にするために、海中に円形に鋼管矢板構造で締め切りを行い、人工島を構築している。

大深度地中連続壁構造体は、本体または仮設構造物として取り扱われるが、たとえ仮設

構造物として取り扱う場合でも、設計上の問題として、①地中連続壁内部の掘削による設計外力としての土圧・水圧・揚圧力の変化及び内部掘削に伴う地中連続壁内部剛性の低下、②基礎本体基礎部側壁が順次施工されることによる剛性の変化、③人工島によってトップ・ヘビー構造になっていることによる施工時の地震時安定性等があげられる。このような大深度地中連続壁基礎の設計、施工を合理的に行うためにはこれらの問題点を詳細に検討することが重要であると考えられる。

この種の構造物は、一般的に外力、地中連続壁の自重、土圧、水圧、偏土圧、地震荷重、温度などを考慮して設計が行われている[4)]。設計のための構造解析には、弾性基礎上の有限梁としてモデル化する方法あるいは地中連続壁をシェル要素、軸対象リング要素、3次元固体要素等にモデル化し、構造物周辺地盤を抵抗要素としてモデル化する方法が採用されている。具体的には、基礎底面地盤の鉛直・水平地盤反力、基礎外周面の鉛直・水平方向せん断地盤反力及び地中連続壁構造体内部土の周面摩擦力等これらの地盤反力を弾塑性バネで評価し、以下のような設計法によって設計が行われている[1)~11), 20)~22)]。

1）ケーソンの考え方を導入し、基礎本体を弾性体として曲げ剛性を評価し、基礎周囲の地盤を4種類のバネに置き換えて弾性基礎上の梁として計算する方法。

2）基礎本体を剛体として、基礎周囲の地盤を8種類のバネに置き換えて釣り合い式により計算する方法。

3）基礎本体を弾性体とし、基礎本体に作用する地盤反力を基礎前面の受動抵抗と側面の摩擦抵抗の和と考えて、一般的な杭と同様に計算する方法。

従って、設計的には外力として支配的になる土圧や水圧の評価が、また、モデル化に関しては地盤バネの評価が重要となる。特に土圧は構造体の変形による影響を受けるためその正確な評価を困難にしている。実務では、深さ方向に変化する地層構造に関係なく土圧係数を一定と仮定し、静止土圧を単純に構造体内部掘削深さに比例させることや地盤の変形を考慮する弾塑性法により作用土圧を算定しているが、実測値とは一致しないことも多い[23)~31)]。さらに、水圧分布に関しては、通常静水圧を仮定するが、デイープウエル工法を用いる場合には水位を明確に規定できないことより、その分布の決定も困難なものとなっている[26), 30), 31)]。また、構造解析モデル化に関しては、構造体の構造解析に重要な役割を持つ地盤バネの評価が各種の設計基準により一定ではない等の問題もある[3), 5)]。さらに大深度基礎の場合には地中連続壁構造体内部の掘削土量も多くなることより、上載荷重（掘削土）除去による揚圧力の地中連続壁への影響も無視できなくなるものと考えられる。

一方、この種の構造物の耐震設計手法としては、通常地震時の地盤変位を考慮して計算する応答変位法が用いられているが、必要に応じて構造物、地盤を力学的にモデル化して解析する動的解析法が行われるいるようである[32)]。基礎と地盤の相互作用を考慮した動的解析法としても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次元あるいは3次元的に解析する方法などが用いられている[54)~56)]。しかしながら、地盤の動的諸定数を含めた動特性が必ずしも明らかでないことや、計算機の制約により対象構造物のより詳細なモデル化が困難であること等の問題より、実構造に忠実な形で厳密に解析された例は多くない。

本論文では、これらの点を考慮し、大深度地中連続壁構造体の合理的な設計手法を確立するための基礎資料を得ることを目的として、地中連続壁構造体の静的動的力学挙動解析を行った。すなわち、地中連続壁構造体の掘削施工時の力学的挙動を明らかにするための静的弾性解析[46)]、地中連続壁基礎施工中に於ける動的応答特性を把握するための周波数応答解析による感度分析[47)]及び人工地震波を入力した場合の時刻歴応答解析[48),49)]を行い、大深度地中連続壁構造体の静的動的力学特性を明らかにしようとするものである。

本論文では、特に大型海洋構造物を念頭において、人工島を用いた大深度地中連続壁構造体を対象としてその挙動解析を行っている。人工島を用いた基礎構造体は、一般的に規則的に配置された鋼管矢板構造体、連続体としての中詰め材、逆巻コンクリート及び海底面下の地盤部、多角形的に配置される地中連続壁など、種々の異なった形状、物性値、境界条件からなるものである。このような基礎構造体は多種の構造体から構成されているが、それらはほぼ円形状の構造であることより、ここでは形状、物性値、境界条件とも比較的容易に組み込むことが可能である軸対称アイソパラメトリック四辺形リング要素を用いた解析法を採用することとした。すなわち人工島を用いた大深度地中連続壁構造体の構成要素である鋼管矢板、中詰め材、地盤、地中連続壁及び本体基礎を全て軸対称リング要素によりモデル化し、これら各要素にそれぞれの質量、弾性定数を与えることにより3次元弾性論に基づく挙動解析を行うものである。さらにこの解析法等と対象構造物の各種実測データなどとの比較により、その適用性を検討している。本手法を用いることにより、構成要素の物理定数を適正に与えることのみで、これまでこの種の構造物の構造解析で問題となっている作用土圧の仮定や地盤バネ定数の評価を行うことなくその挙動を把握することが可能となる。

1・2 既 往 の 研 究

大深度地中連続壁構造体の力学的挙動解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮しなければならないため非常に複雑なものとなる。また、施工実績もそれほど多くないことより、解析結果の妥当性検討が充分に行われていないようである。しかしながら、この種の工法は長大構造物の基礎として今後ますます利用されるものと考えられることより、これらの構造物の合理的設計手法の確立に向けて種々研究が続けられている。以下、既往の研究について紹介する。

1）地中連続壁構造体の静的設計法に関する研究

地中連続壁構造体の静的設計は一般的に外力として、自重、土圧、水圧、偏土圧、地震荷重、温度等を考慮し、また地中連続壁をシェル要素、軸対称リング要素、3次元固体要素にモデル化し地盤バネを考慮して行われている。このため、外力として支配的になる土圧や水圧、構造解析に重要な役割をもつ地盤バネの評価が重要となる。実設計では、静止土圧や、地盤の変形を考慮する弾塑性法によって作用土圧を算定している。また地盤バネの評価はそれぞれの実施機関が定める基準により求められている。土木関連の架設土留めに関する現行指針も多く示されているが、その適用範囲も（社）日本トンネル技術協会の指針が 50 ～ 60m までの掘削を対象としているのみで、 30m 以深の大深度掘削を対象にした指針は未だ整備されておらず、各指針によって大きく異なっている。古屋ら[26]は世界最大の長大橋梁となる明石海峡大橋 1A アンカレッジ基礎である地中連続壁構造体の架設時における各種の現場計測を行い、設計値及び解析値との比較を含め詳細な検討を加えている。ここでは、土留め壁に作用する側圧、水圧が設計時に想定した値より小さいため、変位及び円周方向の応力の最大値が小さくなっていることが示されている。そのため、実測によって得られた外力を用いて解析した変位や応力は、実測値と比較的よく一致しているが、設計値とはかなり異なることを報告している。後藤ら[28]、中澤ら[29]は、東京ガス（株）袖ヶ浦工場に建設された低温液化石油ガス地下式貯槽に採用された新工法である本体組み込み高強度地中連続壁について、貯槽稼働1年5ヵ月後に鉄筋応力度や変位の現場計測を行い、後打ちコンクリート部では比較的良い対応を示しているが、地中連続壁部で計算値とかなり異なっている事を報告している。著者等は、設計で想定した静止土圧分布の決定法や解析モデルに用いる地盤拘束の考え方とバネ定数についての従来からの方法について一考を要することを指摘している。また竹田ら[30]、熊谷ら[31]は、白鳥大橋に関して架設時の現場計測を行い、設計値との比較検討を行った結果の一部を報告している。著者等は、水圧分布は、深さ方向に3角形分布と台形分布の中間的なものとなることを、土圧分布は必ずしも深さに比例して増加しないことを指摘している。また、円周方向応力に対して水圧分布や基礎形状の影響が大きいことを指摘しているが、変位や鉛直方向応力に対する評

価は充分行っていない。飯島ら[23)~25)]は、地中連続壁基礎の性状把握のため、基礎の大変形までの挙動を解明することを目的として、供試体を用いて静的載荷試験を実施している。解析に用いた計算モデルは旧国鉄法の弾塑性バネを採用して基礎本体を弾性体あるいは剛体として解析し、実測値と解析値との比較を行っているが、基礎幅が小さい（5m程度）範囲での側面バネ値は大きすぎることを指摘している。田口ら[27)]は、飯島らの結果をふまえた設計計算手法を提案しているが、旧国鉄法の基準値のままでは、実際の挙動に合わないことを指摘している。また土屋ら[3)]の報告によると、弾塑性計算で用いる横方向地盤反力係数等が各指針によりかなり異なり、従って設計結果もかなり異なるものになることを指摘している。構造解析法については、等圧荷重に対しては軸対称2次元FEMモデル、偏圧に対しては軸対称FEM円筒シェルモデルと周辺地盤を弾塑性バネとする加島ら[34)]の方法、連続壁をシェル要素、周辺地盤をバネ要素とする、山本ら[35)]、中澤ら[29)]、竹田ら[30)]、藤田ら[36)]の方法が報告されている。ここでは、周辺地盤バネの評価方法としては、旧国鉄の方法あるいは「道路橋・下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計偏」に準拠して求められているようである。藤田らは、東京湾横断道路川崎人工島に構築される換気塔本体の側壁の構造解析を3次元シェル要素のFEM解析に用いる地盤バネ値として、トンネル標準示方書（土木学会）、掘削土留め工設計指針（建設省）、萩原（首都公団）の三つの提案式より算出した値の平均値を採用して検討を行っている。

尚、地中連続壁構造体内部の掘削土除去による揚圧力の影響に関する研究報告は、著者の知る限りでは見当たらない。

2）地中連続壁構造体の動的設計手法に関する研究

この種の構造物の一般的な耐震設計手法は、主として構造物の地震時における挙動が周辺地盤の変位によって支配されるものと仮定し評価する方法である。すなわち、地震時に地盤に生ずる変位を動的解析によって求め、それを構造物にバネを介して静的に作用させる応答変位法が用いられている。大深度地中構造物では、地盤特性の異なる多くの地層が複雑に入り組んでいる等より、地震時の挙動が複雑となる。このような場合には構造物、地盤を動力学的にモデル化して解析、検討が行われなければならない。基礎と地盤の相互作用を考慮した動的解析法には、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3次元的に解析する方法等が用いられている。

基礎と地盤を一体とした動的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。菊地ら[37)]は、地盤をバネ要素とし、橋脚連続壁部は梁要素にモデル化し、Mindlin解のバネを用いた場合と旧国鉄法を用いた場合とについて、解析し、計測値と比較して軟弱地盤に建設された根入れの深い連続壁基礎に対する応答変

位法の適用性について研究を行っている。吉川ら[38]は、地中連続壁を弾性体、周辺地盤を2次元 FEMモデルとし、地盤と基礎の動的相互作用を考慮した研究を行っている。熊谷ら[31]、野坂ら[39]、加島ら[40]は連続壁を軸対称シェル要素とし、周辺地盤をバネの要素にモデル化し、応答変位法に基づく地震時偏土圧を考慮する場合の研究を行っている。藤田ら[36]、大保ら[41]は、連続壁を軸対称シェル要素、周辺地盤を軸対称 FEM リング要素としての研究報告がある。特に、大保らは、連続壁をシェル要素、周辺地盤は四角形リング要素とし、地盤、構造物とも線形弾性体を仮定した解析と、連続壁をシェル要素、周辺地盤をバネ要素、地質を軟弱地盤と硬質地盤の2層構造として応答解析法により解析し、比較検討を行っている。これらの研究では、構造物と地盤の連成系モデルとして、構造物を軸対称シェル要素にモデル化し、構造物の安全性を照査している。

大深度地中連続壁構造のような大型基礎構造物の耐震性の検討は、構造物と地盤の複雑な相互作用を考慮した解析が必要であるが、上述のように、構造物及び地盤を出来る限り忠実にモデル化した研究はこれまであまり行われていない。

1・3 研究の概要

本論文は既に述べたように、大規模な海洋構造物の基礎や地下構造物に多く利用される、大深度地中連続壁構造体の施工時の静的動的3次元特性を検討したものである。検討は掘削施工時の静的3次元挙動及び掘削施工時の地震時挙動に関して行っている。

本論文は全9章からなるが、以下その概要を述べる。

第1章は序論であり、まず本論文で対象としている地中連続壁基礎の沿革、大深度地中連続壁構造体の構造特性、現設計法の問題点を述べている。次にこの種の構造物の架設等を含めた設計法の確立のために、施工中の状態における静的動的応答特性の把握が必要であり、これを明らかにすることを本論文の目的とすることを述べている。さらにこれらに関する既往の研究を紹介し本論文の概要について述べている。

第2章では，本論文で解析の対象とする地中連続壁構造体の例として、海洋構造物の基礎等に用いられる人工島を併用した地中連続壁構造について述べている。まず初めに人工島併用大深度地中連続壁構造の一般的特性を述べ、続いて同種の構造体の施工例について述べている。特に本論文で数値解析の対象とする白鳥大橋主塔基礎について、構造、地盤条件等について詳しく述べ、さらに解析におけるモデル化についても述べている。

第3章では、人工島構築のために一般的に用いられる仮締切用の鋼管矢板構造の解析手法について述べている。ここでは平面的に円形に配置された鋼管矢板構造を取扱うこととし、まず鋼管の変位と節点力の関係式を導き、次に力の釣り合い条件を満足する解析のための基礎差分方程式を導いている。これを有限フーリエ変換、フーリエ定和分変換を用いて解き、鋼管矢板構造解析のための剛性方程式を導いている。また、本論文で用いられる解析のための境界条件についても述べている。

第4章では、周辺地盤を含めた地中連続壁構造体の有効な解析手法として、構造体形状、物性値、境界条件等を比較的容易に組み込むことが可能な軸対称リング要素を用いた解析手法について述べている。初めに軸対称リング要素の変位関数を仮定しエネルギー原理を用いて要素の剛性方程式の定式化を行っている。ここではリング要素の周方向に有限フーリエ変換を行い解析の効率化を行っている。また有限フーリエ変換により得られる像空間での剛性方程式を用いた静的動的解析手法についてもふれている。

第5章では、鋼管矢板構造を全体構造に組み込むために重要となる鋼管矢板構造の軸対称リング要素へのモデル化について述べる。ここでは周方向には不連続な鋼管矢板構造を、鋼管径と同じ厚さを有する周方向に連続な軸対称リング要素にモデル化し、継ぎ手の合成効率を考慮した解析結果と、軸対称リング要素を用いた解析結果の半径方向変位に関する解析値がほぼ等しくなるように軸対称リング要素の弾性定数を決定している。すなわちここでは鋼管矢板構造の変形挙動を適正に評価出来るように軸対称リング要素の換算剛性値を決定する方法について述べている。

第６章では、大深度地中連続壁構造体の合理的な設計法を確立することを目的として、形状、物性値、境界条件とも比較的容易に取り組むことが可能な軸対称リング要素を用いた解析手法を白鳥大橋主塔部基礎の架設時の構造解析に応用し、既に得られている掘削施工時の各種計測結果との比較検討を行い、本解析法の妥当性について検討している。すなわち構造解析は計測結果に対応させるため掘削による上載荷重除去を考慮した解析手順、解析条件により行い、現地計測における実測値との比較を含めて解析結果の考察を行っている。また、土圧係数として従来から用いられている 0.5 を仮定した場合の解析結果との比較も行い、両手法の適用性についても述べている。

第７章では、深く根入れされた人工島併用地中連続壁基礎の施工中の状態における動的応答特性を把握するため、軸対称リング要素を用いて周波数応答解析を行い、構造物の動特性に関する入力地震波の周波数感度分析について述べている。数値解析例とした白鳥大橋主塔基礎（3P）は多層地盤中に地中連続壁が岩盤まで達しているため、構造体と地盤との境界節点数を減少することができず、また非線形性を考慮していないこと、構造体がほぼ円形状であることなどから、本研究ではリング状の有限プリズム要素を用いたモード解析法により解析を行うことを述べている。減衰定数に関しては Kolsky 型三要素モデル[4,5)]を用い、これに基づき減衰定数を設定し、固有値の数と解析精度の関係について検討の上、各施工段階毎の周波数応答特性を検討している。

第８章では、第７章と同様の手法及び構造物を対象として、支持地盤に白鳥大橋設計用地震波を入力した場合の解析を行い、各節点の応答加速度波形、応答変位図、最大応力発生時の各応力成分、最大応力発生時における連続壁内側節点の加速度及び変位の深さ方向分布図を示し、最大応力発生時地中連続壁構造体の地震時挙動を解析的に検討している。さらに計画時に考慮した応答変位法により得られた結果との比較検討も行っている。

第９章では、本論文の成果を取り纏め、今後の課題について述べている。

第２章　人工島併用大深度地中連続壁構造の概要

２・１　概　　　説

地中連続壁は、無騒音、無振動工法であり、周辺地盤への影響が少なく、近接施工が可能で都市内建設工事に適し、軟弱地盤から岩盤まで複雑な地盤に適用可能である。また、壁体の剛性が大きく変形も小さいことから止水性、耐水性に優れた工法として近年大規模な地下構造物の仮設構造や本体構造として急速に利用されるようになってきている。特に海洋での大規模構造物の建設にも用いられているが、これら構造物の建設は期間が長期に亘ることや潮流、風雨等の自然条件、周辺環境の条件等周辺から受けるあるいは周辺に与える影響も大きく、これらの条件を考慮して施工法が選定されている。建設工事が河川部あるいは海上部等水上作業となる場合、一般的に作業ヤードとして台船、仮桟橋あるいは人工島等を構築して行われるが、これら施工法の採用にあたっては作業規模や期間、鉛直力や水平力など外力に対する抵抗性の大小、仮締め切り等施工中の水密性の要不要、さらには施工性、経済性等を考慮して決められる。人工島は施工時に主に作業ヤード、波浪、船舶防護として使用し、完成時は撤去されたり、あるいは船舶衝突に対する緩衝等に使用される。人工島の構築方法としては、鋼管矢板あるいは鋼製ジャケットを用いて仮締め切りを行いソイルモルタル等で内部を盛土し完成させる。特に鋼管矢板構造は、施工が容易であり、経済的であるなど施工上の有利さから、また外力に対する抵抗性が大きく、水密性とすることも可能な事から、橋梁の基礎など大きな鉛直、水平抵抗を要求される重量構造物の基礎や、仮締め切り工など施工中、あるいは完成後水密性を要求される基礎などに数多く用いられてきている。これらの人工島を利用する工法で行われた大規模な施工例としては、東京湾横断道路川崎人工島、明石海峡大橋 1A アンカレイジ、白鳥大橋主塔基礎等が挙げられる。

本論文では第１章に述べたように、大規模な海洋構造物等に用いられると考えられる人工島を採用した大深度地中連続壁構造物の架設時の静的、動的力学挙動を明らかにすることを目的としていることから、ここではこの種構造物の概要を施工例とともに示す。また本論文では解析及び検討の対象となる人工島併用大深度地中連続壁を白鳥大橋主塔基礎としているため、これの概要及び解析へのモデル化について特に詳しく述べる。

2・2 既 往 の 施 工 例

人工島併用大深度基礎工は、工期が長期に亘り自然条件が極めて厳しくまた万一の場合の他への影響度合も大きく危険作業を伴うことなどから、作業環境をできるだけ良好な状態にする等の安全性、工期、経済性を考慮し設計、施工が行われており、地中連続壁工法が良く用いられている。最近の施工例としては東京湾横断道路川崎人工島、明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎、白鳥大橋主塔基礎などに採用されている。白鳥大橋主塔基礎について次節で詳しく述べるが、ここでは東京湾横断川崎道路人工島及び明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎について既発表論文を参考にその概要を述べる。

2・2・1 東京湾横断道路川崎人工島

図-2･1に東京湾横断道路一般図を、図-2･2に川崎人工島概略図を示す。東京湾横断道路川崎人工島は、海底道路トンネルのための換気用立坑であり、シールドトンネル施工時の発進用立坑として換気塔が建設されたが、換気塔本体側壁は地中連続壁（深さ119m壁厚2.8m、内部打設深度75m、内径98m）を遮水、山留壁として利用し、主に逆巻工法で構築されること、換気塔本体の下半分が海底面下、上半分が海水中に位置することなど既存構造物にはあまり例を見ない形状である。人工島の構造は2重のドーナッツ状の鋼製ジャケット及びその間に挟まれた幅約13mのセメント系混合特殊盛土から成り、外径約200mである。完成後は船舶衝突に関する緩衝構造物として利用される。

施工は、幅約13mの人工島盛土上から地中連続壁を円形状に構築し、内側をディープウェルにてドライ状態にし、側壁の下半分（底版を含めた12ロット中8ロット分）を先行して逆巻工法にて構築し、その後上半分（4ロット）を順巻工法にて構築する方法で行われた。一般に用いられている全て逆巻工法で側壁を構築する工法に比べ、本工法を採用して6ケ月の工期短縮を計っている。

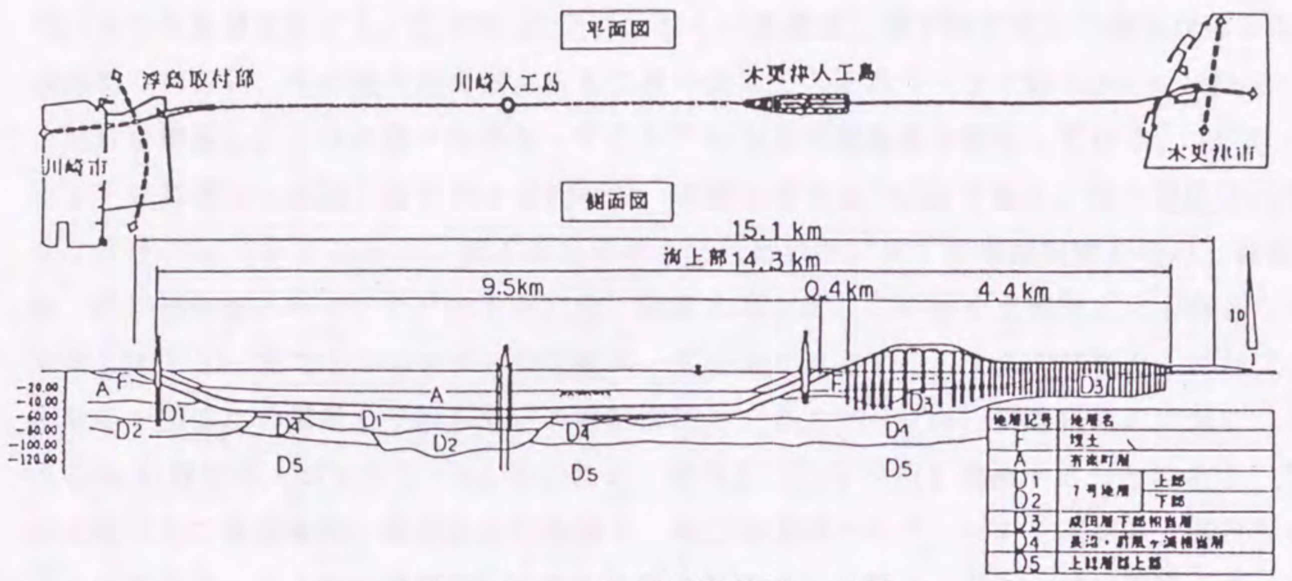


図 -2・1　　東京湾横断道路一般図

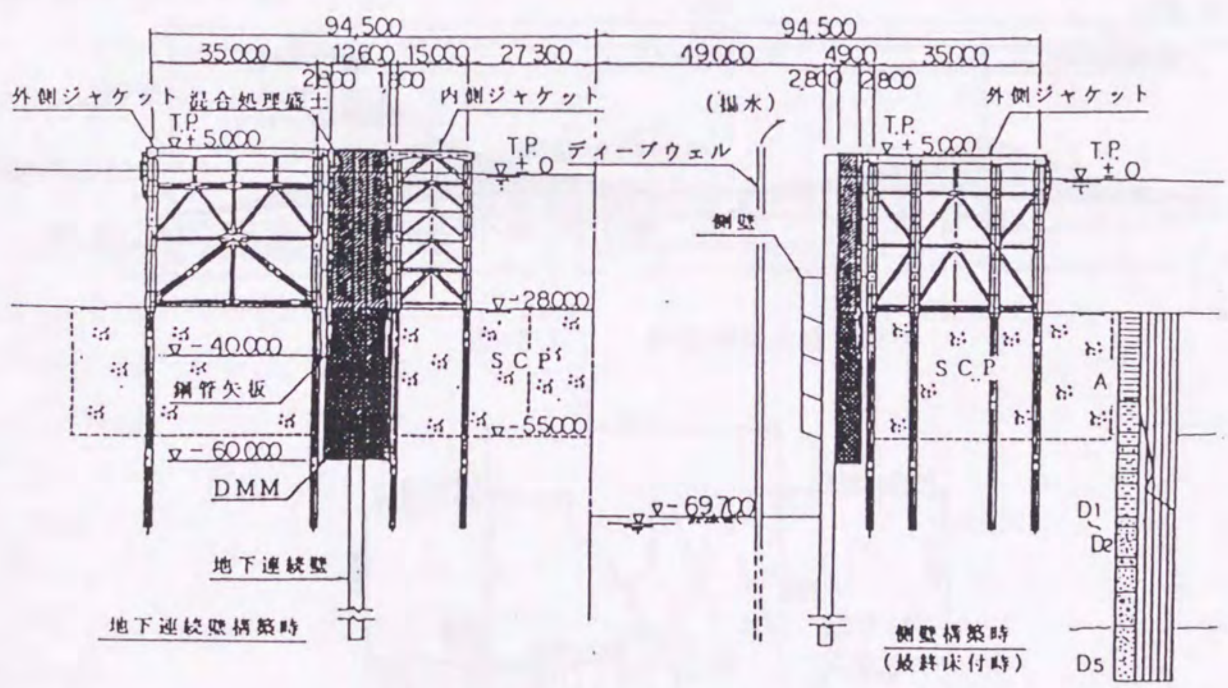


図 -2・2　　川崎人工島概要図

2・2・2　明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎

図-2・3に明石海峡大橋一般図を、図-2・4に 1A アンカレイジ一般図を示す。世界最大の吊り橋となる明石海峡大橋は、橋長 3,910m、中央径間 1,990m の 3 径間補剛トラス吊り橋で、4つの基礎を有する。この内 1A アンカレイジ基礎は、海中に打設した鋼矢板による仮締切りを行い、その後内部を盛土により埋め立てて人工島（大きさは 125m × 125m の方形）を構築し、これを海上作業ヤードとして地中連続壁基礎を構築している。1A アンカレイジ基礎の寸法は、直径 85m の円形で、基礎の高さは 75.5m である。地中連続壁の寸法は直径 85m、厚さ 2.2m で、施工は次のように行われた。まず特殊掘削機を利用し掘削後、鉄筋篭を建込みコンクリートを打設、構築する。次にこの壁を土留壁、止水壁として利用し地下 64m まで 5 つのステージで掘削、底面まで到達する。工法の特徴としては工期短縮を図るため掘削と平行して、各掘削段階毎（各ステージ毎）に連続壁の内側に、厚さ 2.0m の側壁を 1 ロット 3 ～ 4m の高さで、順巻と逆巻を併用し構築することにある。このようにして底面地盤に到達後底版を施工、内部空間にコンクリートを充填し、完成させるものである。本工法採用にあたり他の工法としてニューマチックケーソン工法、オープンケーソン工法について工費、工期、環境対策、確実性等比較検討の結果、地中連続壁工法が採用されている。

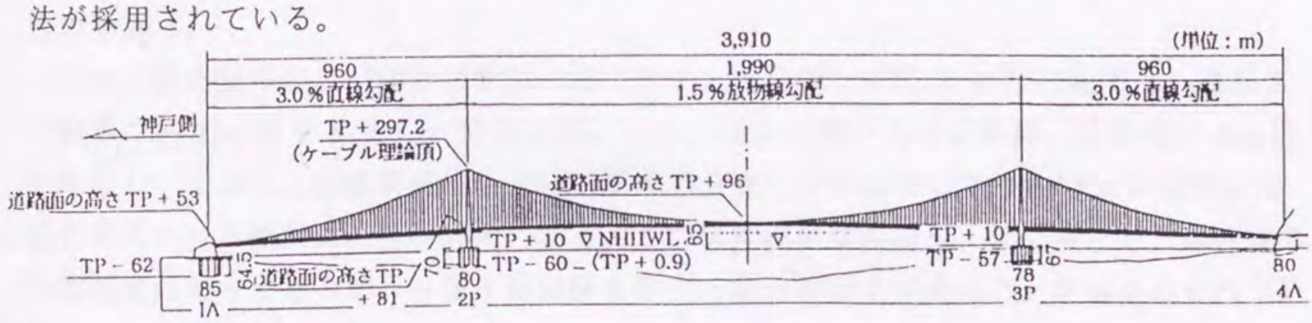


図 -2・3　　明石海峡大橋一般図

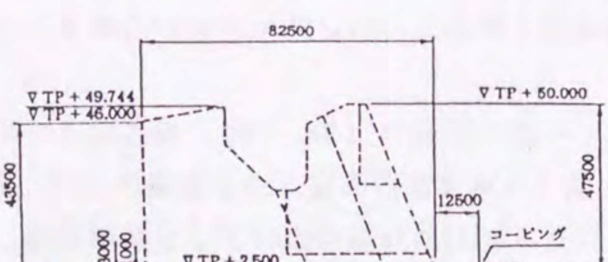


図 -2・4　　1Aアンカレイジ一般図

2・3 白 鳥 大 橋

本論文は、人工島併用大深度地中連続壁構造体施工時の静的動的3次元力学特性を検討することを目的にしているが、数値解析例として白鳥大橋主塔部基礎を取り上げ、検討を行うこととした。ここではその白鳥大橋の特徴についてやや詳細に述べることとする。

2・3・1 概 要

現在室蘭港で建設中の白鳥大橋は、中央径間780m、全長1,380mの長大補剛箱桁吊橋である。この吊橋の架設地点の海底の地形が、湾中央に向かいすり鉢状になっており、主塔位置でも支持層が深いため(両主塔の深さはそれぞれ、TP-73.0およびTP-51.0m)、主塔基礎は他にも例を見ない深さ103.0m(3P側)の大深度地中連続壁構造を併用した円形逆巻基礎工法により施工された。この工法は、まず台船・桟橋等を利用して個々の鋼管矢板を継ぎ手によって連結し、全体として円形状に打設し、連結併合の後中詰め材として石炭灰スラリーを投入して人工島を構築する。このようにして海中に築いた人工島を利用し、陸上と同じ状態で特殊な掘削機を用いて掘削し、鉄筋篭建て込み、コンクリート打設を行い止水土留め用の大深度の地中連続壁を施工する。つぎにこの内側をデイープウエル等でドライ状態にして掘削し、順次円形逆巻工法によって地中連続壁の内側に支保工を兼ねた基礎本体の側壁を構築し、やがて底版、隔壁、中頂版等を施工して基礎本体を完成させるものである。

白鳥大橋の全体図及び地形図を図-2・5に示す。陣屋側の主塔(3P)の地層は、海底面であるT.P-15mよりN値0～30の砂層、シルト層の互層からなる洪積、沖積層が40m近く堆積し、その下に砂礫層が5～10mの厚さで分布、さらにその下T.P-70m以深が支持層と考えられる凝灰質粗粒砂岩体である。この岩は固結度が弱く、よく締まった砂～岩の中間程度の堅さであるが、各種土質試験を経て、充分な強度があることが確かめられている。祝津側の主塔(4P)は海底面であるT.P-19mより洪積、沖積層が30m近く堆積し、その下T.P-50m以深が支持層と考えられる凝灰角礫岩である。この岩の上部はかなり風化を受け上下方向にも風化、未風化の変化が激しいが、各種土質試験により支持力を確認し施工されている。

本地中連続壁工法は、図の主塔基礎(3P、4P)の施工に用いられている。主塔基礎は図-2・6に示すように内半径33.0mの鋼管矢板土留め構造を用いた海上作業ヤードとしての人工島を用いて施工され、仮設構造としての地中連続壁は根入れ深さが3PでT.P-103m、4PでT.P-67m、高さT.P+3.0m、内半径17.0m、壁厚1.5mである。主塔基礎の構造は、この仮設構造としての大深度地中連続壁構造及びこの内側に建設される本体構造で構成されている。本体最終掘削深度は3PでT.P-73.0m、4PでT.P-57mで、人工島天端からの掘削深さは3Pで76.0m、4Pで60mとなり、本体直径の約2倍前後である。この種の連続壁を用いた基礎工では1倍前後であるのに対し大きい値となっている。

本論文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主塔基礎の状態を解析対象とした。

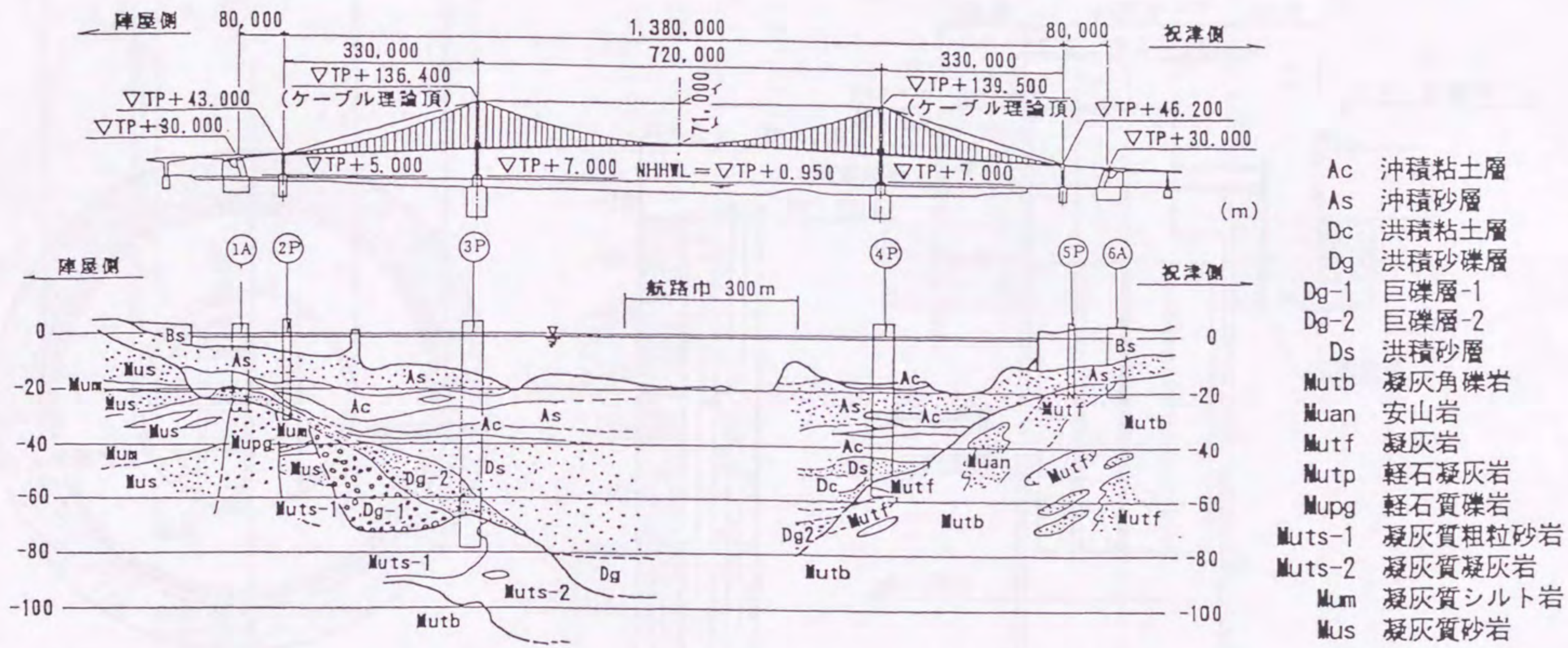


図 -2·5　　白鳥大橋全体図及び地形図

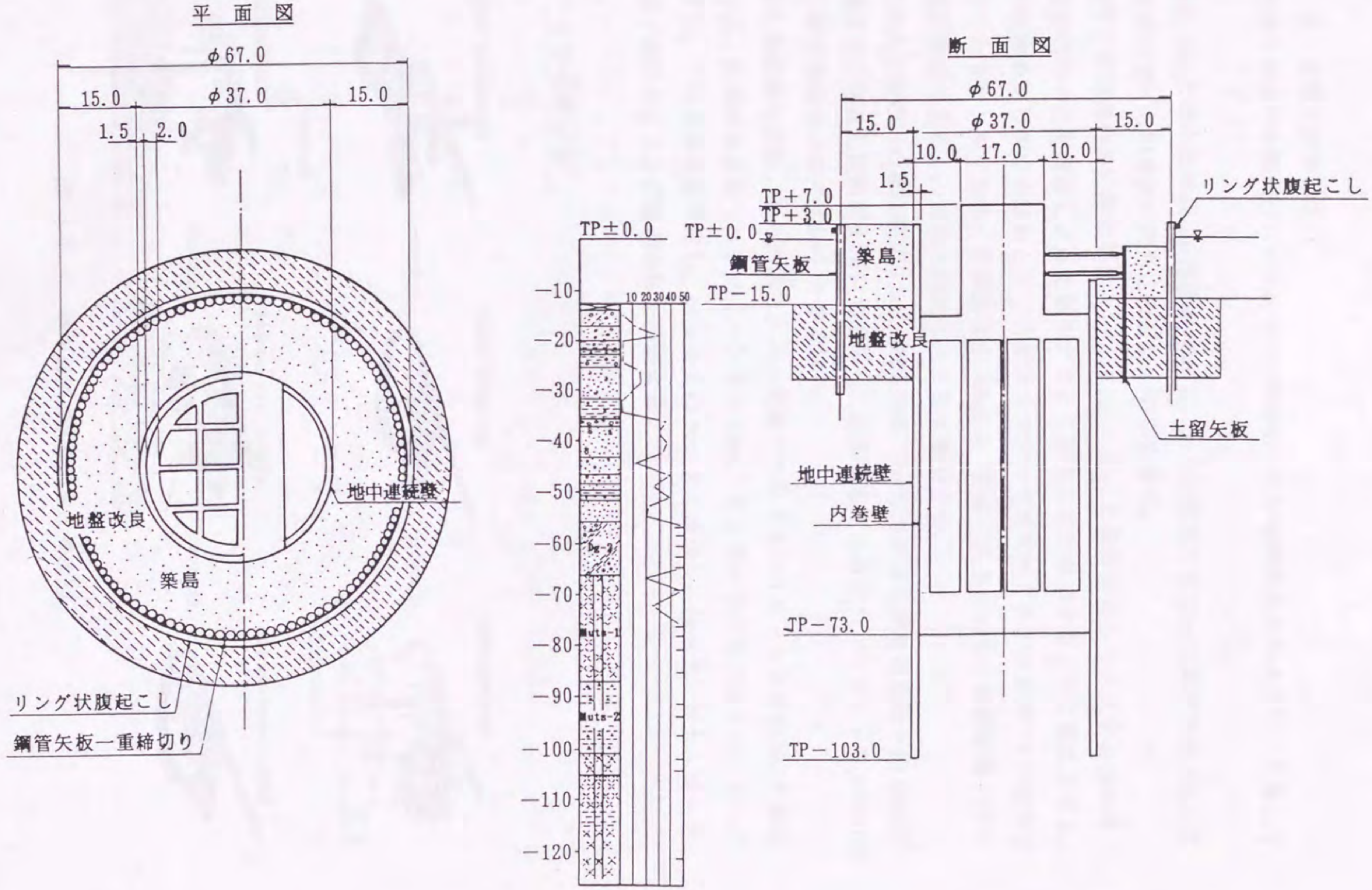

平　面　図
φ67.0
15.0
φ37.0
15.0
1.5
2.0
地中連続壁
地盤改良
築島
リング状腹起こし
鋼管矢板一重締切り
TP±0.0
−10
−20
−30
−40
−50
−60
−70
−80
−90
−100
−110
−120
10 20 30 40 50
Muts-1
Muts-2
断　面　図
φ67.0
15.0
φ37.0
15.0
10.0
17.0
10.0
1.5
TP＋7.0
TP＋3.0
TP±0.0
鋼管矢板
築島
TP−15.0
地盤改良
リング状腹起こし
土留矢板
地中連続壁
内巻壁
TP−73.0
TP−103.0

図-2·6　主塔基礎構造図

2・3・2　主塔基礎施工法

本基礎施工概念図を図-2・7に示す。3P 主塔基礎の地中連続壁は次のようにして施工される。

1）水深 15m の海中に外径 1m 長さ約 40m で、根入れ深さが約 22m の鋼管矢板 168 本を内半径約 33m の円形状に打ち込み仮締め切りを行う。

2）鋼管矢板頂部外周に腹起し材として 0.7m × 0.9m の箱形腹起しリングを取り付け、仮締め切り中の中詰材によって築島内部から鋼管矢板に作用する土圧に抵抗させる。この仮締め切り中に中詰材として石炭灰スラリー（石炭灰と火山灰を約 7:3 の割合で混合したモルタルである。圧縮強度が 10kgf/cm^{2}程度であるため地中連続壁施工時の掘削が容易である。）を投入打設し人工島を構築する。

3）この人工島の中心部に幅約 1.5m、内半径約 17m の円形状の溝を海底面下約 88m の岩盤まで、特殊な掘削機を用いて掘削し、鉄筋篭建て込み後コンクリートを水中打設し、地中連続壁（厚さ 1.5m）を構築する。

4）地中連続壁完成後、この内部をドライ状態で掘削する。1ロット長さ約 6m の掘削終了後、基礎本体側壁（コンクリート厚さ 2.0m）を上部から円形逆巻工法により打設する。これを順次繰り返し、海底面下約 58m まで掘削し、底版を打設してその後順巻で隔壁を立ち上げ基礎本体を構築する。

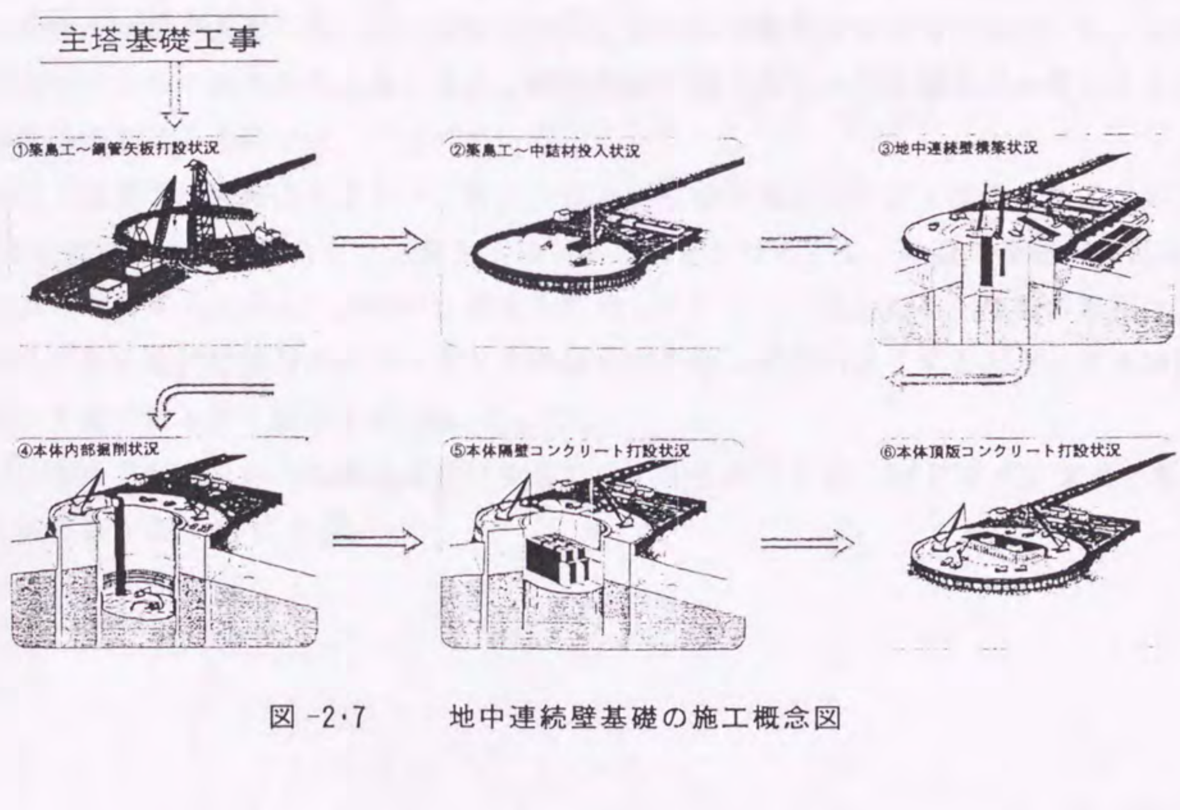


図 -2・7　　地中連続壁基礎の施工概念図

2・3・3　構造体概要及び主塔基礎周辺の地盤定数

白鳥大橋主塔基礎の施工のため、地中連続壁構造体は構造中心に関して、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により、構造解析は地盤も含めた解析領域を全て軸対称構造にモデル化が可能である。モデル化のための構造体概要及び基礎周辺の地盤状況を以下に示す。本体構造部分は、壁厚 1.5m、内半径 17m、壁高さ 106m の地中連続壁と厚さ 1.0m、内半径 33m、高さ 40m の鋼管矢板及び中詰盛土された築島とから構成されている。

3P の地層構成は大変複雑となっているが、解析の簡略化のため次のように地盤を区分し、モデル化している。海底面を基準高さ H= 0m として、H= 0 ～ – 9.0m 区間で平均 N 値 10 前後の沖積砂層、H= – 9.0m ～ – 29.0m 区間で平均 N 値 10 前後の沖積砂層と沖積シルト及び平均 N 値 30 前後の洪積砂層の互層、H= – 29.0 ～ – 45.0m 区間は平均 N 値 30 前後の洪積砂層、H= – 45.0m ～ – 55.0m 区間は平均 N 値 50 以上の巨礫層、H= – 55.0 ～ – 88.0m 区間は凝灰質粗粒砂層の地層構成とみなす。地盤の材料物性値の推定方法としては、ボーリング孔内水平載荷試験による値（静的載荷試験値）と地盤を伝播する弾性波の速度を利用した弾性波速度検層法による値（ P.S 検層法値）があるが、ここでは 2 種類の方法による値を採用し比較することとした。

地盤は、築島よりさらに約 10m の外周で改良されているが、この部分が解析結果に与える影響は少ないものと考え、改良前地盤と同じ物性値を採用した。ただし、明らかに改良後の地盤の剛性が大きくなっていることより、改良前の物性値を採用することは、安全側の評価となるものと考えられる。また、鋼管矢板の軸対称リング要素モデル化のための換算剛性の評価は第 5 章で詳しく述べている。

本研究では解析を簡略化するため、解析対象地盤は地中連続壁の最下深部である T.P– 103.0m の岩盤上にあるものとし、岩盤面での深さ方向変位は零とし、地盤の半径方向自由境界部にエネルギー伝達のため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。

以上の考え方により行った構造体及び地盤のモデル化状況を図 – 2·8 に示す。また、各材料の物性値を表 – 2·1 に示す。

表 -2・1　　材料物性値

記号	静的載荷試験値	P・S検層法値	質量ポアソン比	
	E (kgf/cm²)	E (kgf/cm²)	ν	ρ (kgf/cm³)
A	1 000.0	1 000.0	0.05	0.00166
B	6.5	233.0	0.45	0.00170
C	80.0	1 069.0	0.45	0.00170
D	100.0	645.0	0.45	0.00170
E	150.0	5 235.0	0.45	0.00170
F	250.0	7 840.0	0.45	0.00170
G	1 400.0	15 600.0	0.30	0.00170
H	1 000.0	1 000.0	0.05	0.00166
J	2 100 000.0	2 100 000.0	0.30	0.00285
K	300 000.0	300 000.0	0.20	0.00245

I(鋼管構造)：第５章で詳細に検討する

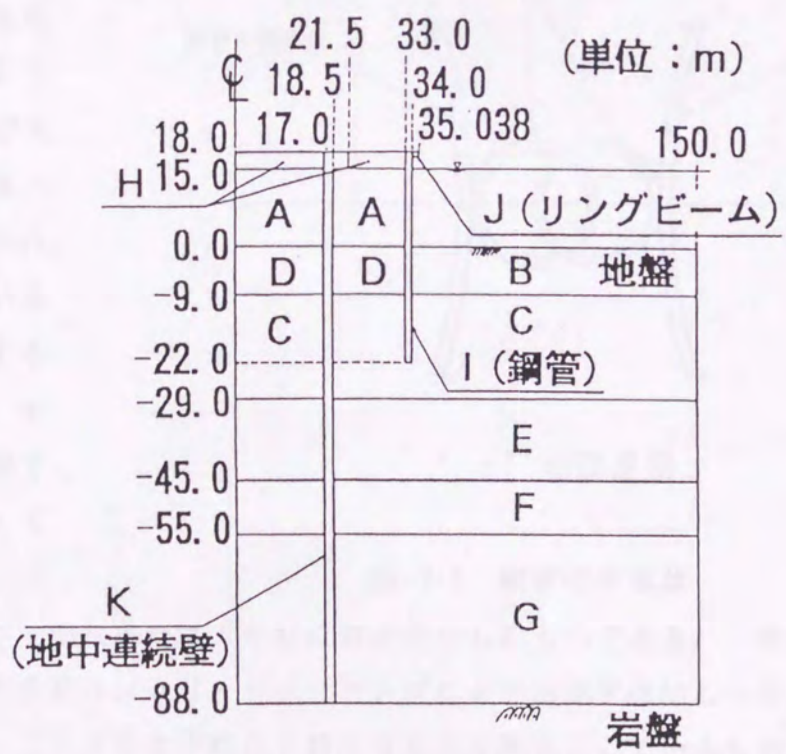


図 -2・8　　構造体概要図

第3章　人工島築島用鋼管矢板構造の解析手法

3・1　概　　　説

湾や海峡を横断する長大橋等の基礎や沖合空港等海岸海洋構造物の施工に当たって、構造物本体として、または架設足場として人工島の構築が必要となる。人工島の施工は一般的には河海中に各種の矢板により円形や方形等の閉じられた空間を造り、これに土砂等を投入して築かれるものである。この土留、止水を兼ねた矢板として、剛性の大きな鋼管矢板を用いることが多い。本研究で対象としている白鳥大橋主塔基礎の施工に用いられている人工島は、鋼管矢板を土留及び止水壁として円形の平面形状に配置した構造となっている。鋼管矢板は図-3･1に示すようにそれぞれの鋼管矢板本体に小さな継手鋼管が取り付けられた構造となっている。人工島を構成する鋼管矢板構造は、各鋼管矢板を継手鋼管の嚙み合せによって周方向に連結し、全体として円形や小判形状または方形状に連結閉合したものである。一般的にはこれをさらに腹起しリングや鉄筋コンクリートフーチングにより頂部を剛結し一体化して外力に抵抗させることによって大きな水平抵抗を持たせた全体構造としているものである。人工島併用大深度地中連続壁構造の挙動解析に当たってはこの鋼管矢板構造も含めた全体解析が必

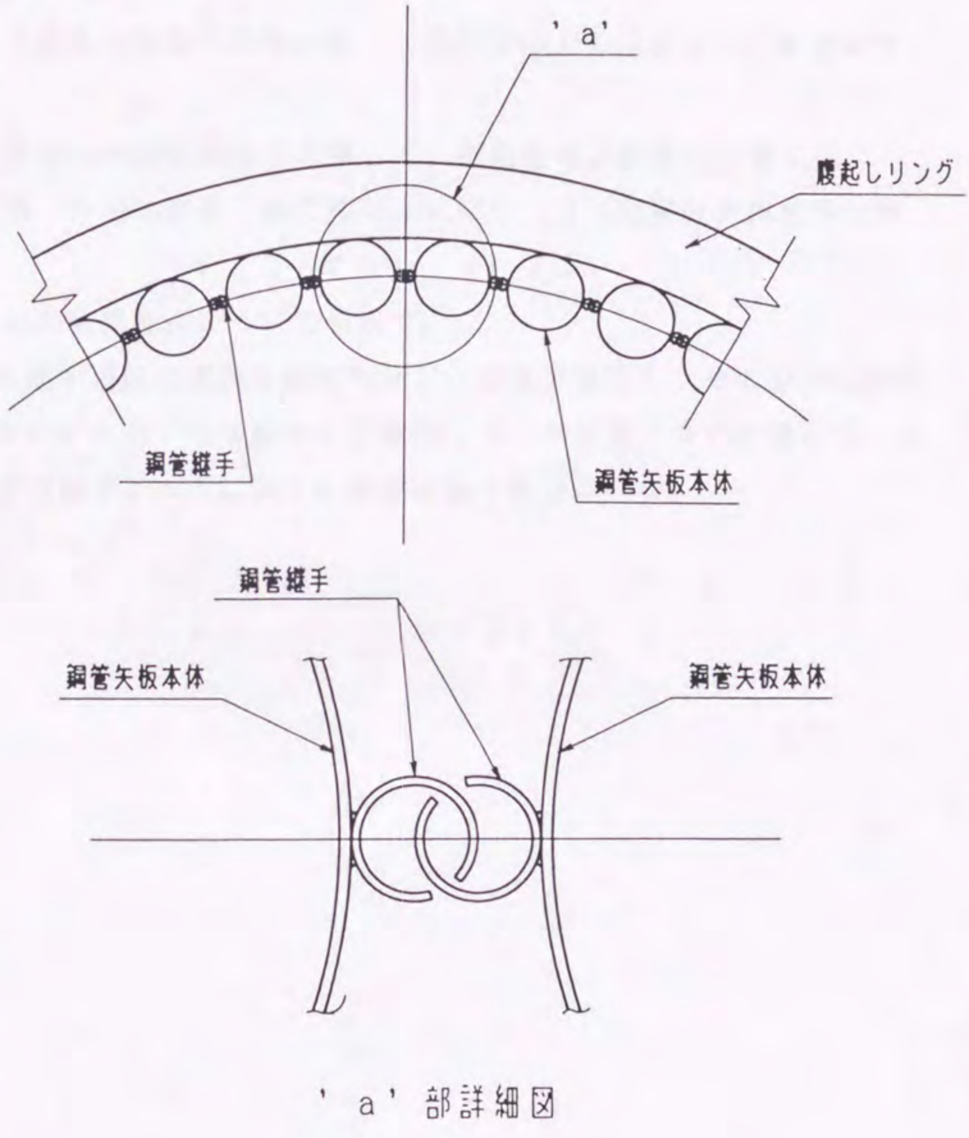


図-3･1　継ぎ手管形状

要であり、ここではこの鋼管矢板構造の解析手法を円形の平面形状配置の場合に限定して示す。

鋼管矢板構造の解析手法についてはこれまでも提案されているが、円形に配置された鋼管矢板構造に対する一般的な取扱い方法はあまり示されていない。鋼管矢板構造の解析に当たっては、それぞれの矢板の継手の処理、個々の矢板の変形性状の把握、支持条件の仮定などが問題となるが、ここでは次のような手順で解析する手法を示す。

(1) 個々の鋼管要素は棒構造とし、曲げ及び St.Venant のねじりを受けるものとして局所外力も考慮して定式化する。

(2) 矢板の継手部は、3 方向の力学的バネを考え、矢板相互の力の伝達を行うものとする。

(3) 各要素間の変形条件及びつり合い条件を考慮して、構造全体の基礎式を導く。

(4) これを要素軸方向にはフーリエ変換、軸直角方向にはフーリエ定和分変換を行い解析する。

(5) 最後に数値解析のための境界条件についても示す。

本研究では、人工島併用地中連続壁構造を軸対称リング要素で解析し、その力学的挙動を検討しているが、モデル化に当たっては鋼管矢板構造もリング要素にモデル化している。なお鋼管矢板構造のリング要素モデル化に関する詳細は第 5 章で述べる。

3・2　円形型鋼管矢板構造要素の定式化

3・2・1　基本微分差分方程式の誘導

鋼管矢板構造の節点変位及び節点力の断面及び軸方向の関係を図-3・2及び図-3・3に示す。

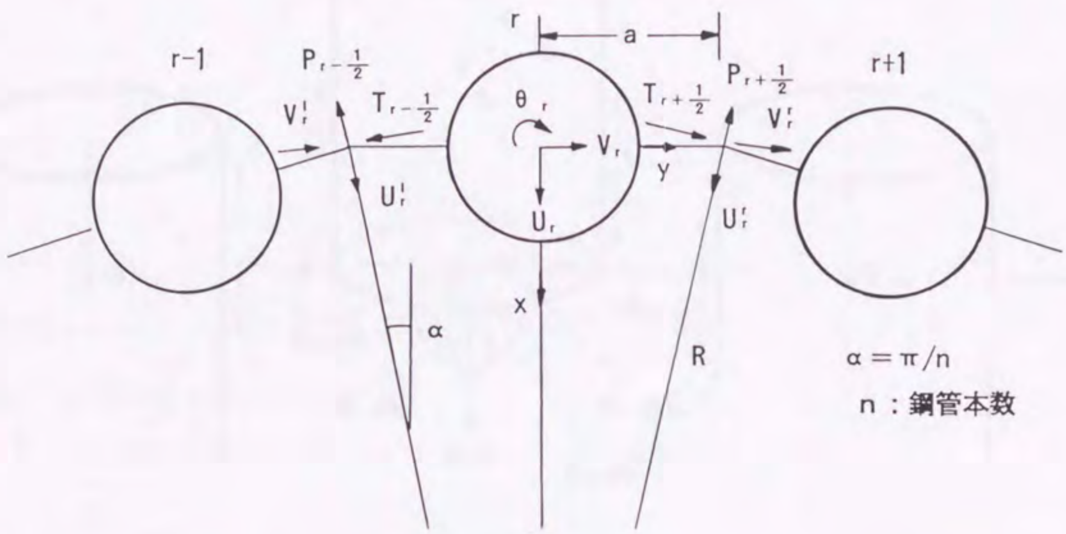


図-3・2　鋼管要素の節点変位及び節点力（断面方向の関係）

すなわち鋼管矢板構造の座標を各鋼管矢板の中心で考えて、全体構造の中心方向をｘ、円周方向をｙ、鋼管軸方向をｚとし、鋼管矢板の中心でのそれぞれの方向の変位をu、v、w、およびねじり角をθとする。鋼管矢板はSt.Venantのねじりまでを考慮した梁とし、継ぎ手部は３方向に力学的バネを考え、矢板相互の力の伝達を行うものとする。従って節点力は継手部に作用することとなる。また、継手部の節点力は鋼管構造中心に対して、半径方向節点力をP、接線方向節点力をT、軸方向節点力をSとして表示するものとする。このように仮定すれば、図-3・2に示すようにｒ番目の鋼管の中心の変位はu_r、v_r、θ_r、w_rとなり、左右の継ぎ手部の変位u_r^r、u_r^l、v_r^r、v_r^l、w_r^r、w_r^l、は、

$$\left.\begin{aligned} u_r^r&=(u_r+a\cdot\theta_r)\cos\alpha-v_r\sin\alpha\ , & u_r^l&=(u_r-a\cdot\theta_r)\cos\alpha+v_r\sin\alpha \\ v_r^r&=(u_r+a\cdot\theta_r)\sin\alpha+v_r\cos\alpha\ , & v_r^l&=(-u_r\cdot\theta_r)\sin\alpha+v_r\cos\alpha \\ w_r^r&=w_r-a\cdot\dot{v}_r\ , & w_r^r&=w_r+a\cdot\dot{v}_r \end{aligned}\right\}\qquad(3.1)$$

と表される。

ただし、$\dot{f}=dr/dz$であり、aは鋼管矢板の中心から継手までの長さである。

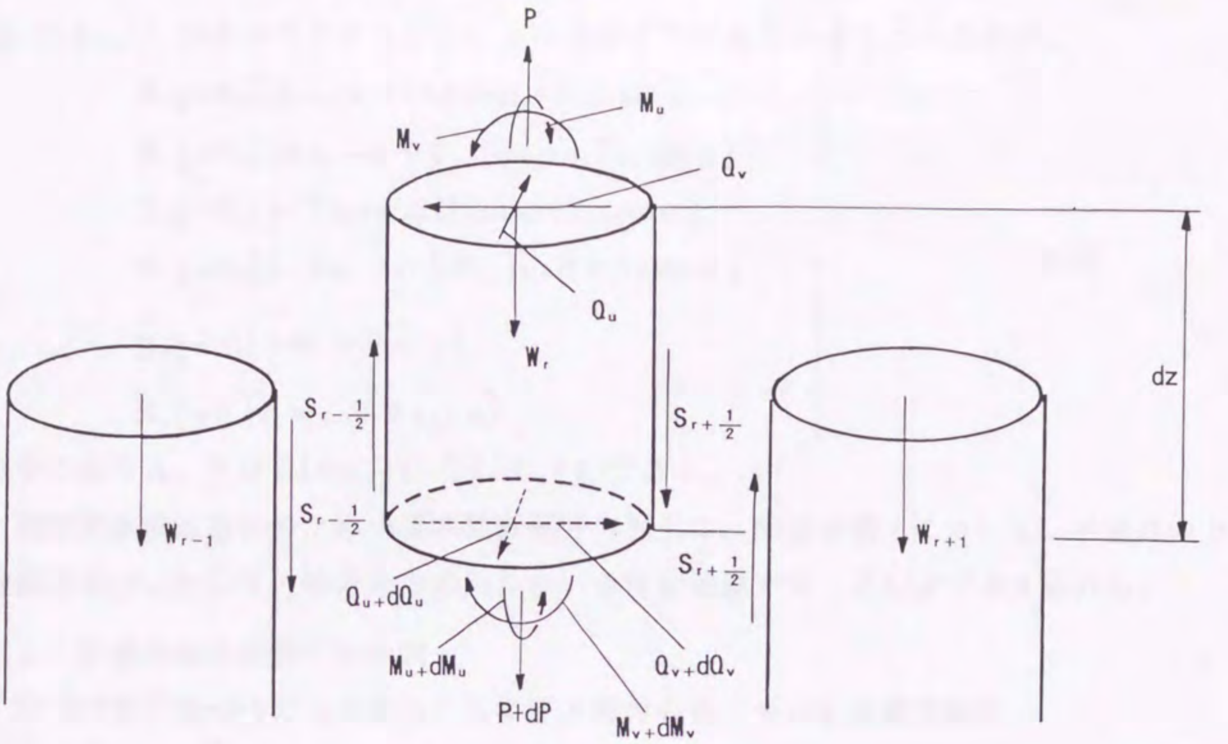


図-3・3　鋼管要素の節点変位、節点力及び断面力（軸方向の関係）

また、先に述べたように各鋼管矢板要素は、継手により連結されているが、この継手部の接合を3方向のバネにモデル化し節点力を評価するものとする。すなわち、継手部の節点力は隣接する矢板間の相対変位に比例するものとして与えられる。今その比例定数を次の三種類のバネ係数とする。

K_N: 半径方向バネ定数(kgf/cm²)

K_T: 接線方向バネ定数(kgf/cm²)

K_S: 軸方向バネ定数　(kgf/cm²)

従って継手部に働く各節点力は継手部の各方向の変位差に継手のｘ，ｙ，ｚ方向のバネ定数 K_N、K_T、K_S、を乗じたものとして与えられ、次式の様に表される。

$$\left.\begin{aligned} P_{r+\frac{1}{2}} &= K_N\{u_{r+1}^{l} - u_r^{r}\} \\ T_{r+\frac{1}{2}} &= K_T\{v_{r+1}^{l} - v_r^{r}\} \\ S_{r+\frac{1}{2}} &= K_S\{w_{r+1}^{l} - w_r^{r}\} \end{aligned}\right\} \qquad (3.2)$$

(3.2)式に(3.1)式を代入することにより各節点力は次式のように示される。

$$\left.\begin{aligned}
P_{r+\frac{1}{2}}&=K_N[\{\Delta u_r-a\cdot\nabla\theta_r\}\cos\alpha+\nabla v_r\sin\alpha]\\
P_{r-\frac{1}{2}}&=K_N[\{\Delta u_{r-1}-a\cdot\nabla\theta_{r-1}\}\cos\alpha+\nabla v_{r-1}\sin\alpha]\\
T_{r+\frac{1}{2}}&=K_T[\{-\nabla u_r+a\cdot\Delta\theta_r\}\sin\alpha+\Delta v_r\cos\alpha]\\
T_{r-\frac{1}{2}}&=K_T[\{-\nabla u_{r-1}+a\cdot\Delta\theta_{r-1}\}\sin\alpha+\Delta v_r\cos\alpha]\\
S_{r+\frac{1}{2}}&=K_S[\Delta w_r+\nabla\dot{v}_r\cdot a]\\
S_{r-\frac{1}{2}}&=K_S[\Delta w_{r-1}+\nabla\dot{v}_{r-1}\cdot a]
\end{aligned}\right\}\qquad(3.3)$$

式中の記号Δ、∇は$\Delta f_r=f_{r+1}-f_r$、$\nabla f_r=f_{r+1}+f_r$ である。

鋼管矢板構造解析のための基本微分差分方程式は、鋼管要素rについて、半径方向力、接線方向力、ねじり、軸方向力の釣り合い条件を考慮することにより与えられる。

（a）半径方向力の釣り合い式

図-3·2及び図-3·3の力の関係から半径方向力の釣り合いを考慮すれば、

$$Q_u+\frac{dQ_u}{dz}\cdot dz-Q_u+\overline{P_{Rr}}(z)\cdot dz=0$$

$$\therefore\ \frac{dQ_u}{dz}=-\overline{P_{Rr}}(z)\qquad(3.4)$$

$\overline{PR}_r(z)$は、荷重、節点力、地盤反力からなり、先に示した節点力を考慮すると

$$\overline{P_{Rr}}(z)=P_{Rr}(z)+\Delta P_{r-\frac{1}{2}}\cos\alpha+\nabla T_{r-\frac{1}{2}}\sin\alpha-K'Lu_r\qquad(3.5)$$

$P_{Rr}(z)$ ：軸方向に分布する半径方向外力(kgf/cm)

K' ：半径方向地盤反力係数(kgf/cm³)

L ：2a

また微小要素の半径方向モーメントの釣り合いから

$$\left(M_u+\frac{dM_u}{dz}dz\right)-M_u-Q_u dz=0$$

$$\therefore Q_u=\frac{dM_u}{dz}\qquad(3.6)$$

さらに鋼管要素の半径方向曲げモーメントと半径方向変位の関係は、

$$M_u=-EI\frac{d^2u_r}{dz^2}\qquad(3.7)$$

、（ここでE:鋼管要素の弾性係数
I:鋼管のY軸に関する断面2次モーメント）

従って（3.4）～（3.7）式から半径方向の釣り合い式は次式となる。

$$\therefore EI\ddot{\ddot{u}}_r+K'Lu_r=P_{Rr}(z)+\Delta P_{r-\frac{1}{2}}\cos\alpha+\nabla T_{r-\frac{1}{2}}\sin\alpha\qquad(3.8)$$

（b）接線方向力の釣り合い式

（a）と同様図-3·2、図-3·3を参考に接線方向の釣り合いを考慮すれば

$$Q_v - \left[Q_v + \frac{dQ_v}{dz} \cdot dz \right] - \overline{T}_r \cdot dz = 0$$

$$\therefore \ \frac{dQ_v}{dz} = \overline{T}_r(z) \qquad (3.9)$$

$\overline{T}_r(z)$は、荷重、節点力、地盤反力からなり、節点力式を考慮して

$$\overline{T}_r(z) = T_r(z) - \nabla P_{r-\frac{1}{2}} \sin\alpha + \Delta T_{r-\frac{1}{2}} \cos\alpha - KDv_r \qquad (3.10)$$

Tr(z)：軸方向に分布する接線方向外力(kgf/cm)

K　：接線方向地盤反力係数(kgf/cm^3)

D　：鋼管の直径

微小要素の接線方向モーメントの釣り合いから

$$\left(M_v + \frac{dM_v}{dz} dz \right) - M_v - Q_v dz + \left(S_{r+\frac{1}{2}} + S_{r-\frac{1}{2}} \right) a dz = 0$$

$$\therefore \frac{dM_v}{dz} = Q_v - \left(S_{r+\frac{1}{2}} + S_{r-\frac{1}{2}} \right) \cdot a \qquad (3.11)$$

接線方向曲げモーメントと変位の関係式を示すと、

$$M_v = -EI' \frac{d^2 v_r}{dz^2} \quad \text{(I'：鋼管のX軸に関する断面2次モーメント）} \qquad (3.12)$$

（3.11）式に代入して

$$\therefore Q_v = -EI' \frac{d^3 v_r}{d^3 z} + K_s \left[\triangle w_r \cdot a \left(\Delta^2 \dot{v}_{r-1} + 4\dot{v} \right) a^2 \right] \qquad (3.13)$$

従って（3.9）、（3.10）式と（3.13）式から接線方向の力の釣り合い式は、次式となる。

$$\therefore \ EI' \dddot{v}_r + KDv_r = T_r(z) - \nabla P_{r-\frac{1}{2}} \sin\alpha + \Delta T_{r-\frac{1}{2}} \cos\alpha + K_s \left[\triangle \dot{\omega}_r \cdot a + (\Delta^2 \ddot{v}_{r-1} + 4\ddot{v}_r) a^2 \right]$$

(3.14)

（c）ねじり力の釣り合い式

鋼管要素の要素軸（z軸）周りのモーメントの釣り合いから

$$
\left(M_t+\frac{dM_t}{dz}\cdot dz\right)-M_t+m_r(z)dz+a\cdot\left(P_{r-\frac{1}{2}}+P_{r+\frac{1}{2}}\right)\cos\alpha\cdot dz
$$

$$
+a\cdot\left(T_{r+\frac{1}{2}}-T_{r-\frac{1}{2}}\right)\sin\alpha\cdot dz=0
$$

$$
\therefore\ -\frac{dM_t}{dz}=m_r(z)+\nabla P_{r-\frac{1}{2}}\cdot a\cdot\cos\alpha+\Delta T_{r-\frac{1}{2}}\cdot a\cdot\sin\alpha \tag{3.15}
$$

$m_r(z)$：軸方向に分布するねじり外力(kgf·cm/cm)

断面のねじりモーメントとねじり角の関係は次式で表される。

$$
M_t=GJ\dot{\theta}\ ,\ \frac{dM_t}{dz}=GJ\ddot{\theta} \tag{3.16}
$$

、（ここで G:せん断弾性係数
J:鋼管の断面ねじりモーメント）

従って

$$
-GJ\ddot{\theta}=m_r(z)+\nabla P_{r-\frac{1}{2}}a\cdot\cos\alpha+\Delta T_{r-\frac{1}{2}}a\cdot\sin\alpha \tag{3.17}
$$

（d）軸方向力の釣り合い式

軸方向力の釣り合いを考えると、

$$
P-\left(P+\frac{dP}{dz}\cdot dz\right)-\left(S_{r+\frac{1}{2}}-S_{r-\frac{1}{2}}\right)dz-P_{Nr}(z)\cdot dz=0
$$

$$
\therefore\ \frac{dP}{dz}=-\left(\Delta S_{r-\frac{1}{2}}\right)-P_{Nr}(z) \tag{3.18}
$$

$P_{Nr}(z)$：軸方向に分布する軸方向外力(kgf/cm)

要素の鉛直方向変位をw_rとすると応力$\sigma=E\dfrac{dw_r}{dz}$として

$$
P=EA\frac{dw_r}{dz}\ ,\ \frac{dP}{dz}=\frac{d^2w_r}{dz^2}EA \qquad \text{(A:鋼管の断面積)} \tag{3.19}
$$

（3.18），（3.19）式より、軸方向の釣り合いは次式となる。

$$
\therefore\ -EA\ddot{w}_r=P_{Nr}(z)+K_s\left[\Delta^2 w_{r-1}+\triangle\!\!\!\!\!+\ \dot{v}_r\cdot a\right] \tag{3.20}
$$

これまでの式を整理すると次の4つの基本微分差分方程式を得る。

$$
\begin{aligned}
&EI\ddot{U}_r+K'Lu_r\\
&=P_{Rr}(z)+K_N\left[\left\{\Delta^2u_{r-1}-\triangle\!\!\!\!\!+\ \theta_r\cdot a\right\}\cos\alpha+\triangle\!\!\!\!\!+\ v_r\sin\alpha\right]\cos\alpha\\
&+K_T\left[\left\{-(\Delta^2u_{r-1}+4u_r)+\triangle\!\!\!\!\!+\ \theta_r\cdot a\right\}\sin\alpha+\triangle\!\!\!\!\!+\ v_r\cos\alpha\right]\sin\alpha
\end{aligned} \tag{3.21}
$$

$$
\begin{aligned}
&EI'\ddot{v}+KDv_r \\
&=T_r(z)+K_s\left[\triangle\dot{w}_r\cdot a+(\Delta^2\ddot{v}_{r-1}+4\ddot{v}_r)\cdot a^2\right] \\
&-K_N[\{\triangle u_r-(\Delta^2\theta_{r-1}+4\theta_r)\cdot a\}\cos\alpha+(\Delta^2 v_{r-1}+4v_r)\sin\alpha]\sin\alpha \\
&+K_T[\{-\triangle u_r+\Delta^2\theta_{r-1}\cdot a\}\sin\alpha+\Delta^2 v_{r-1}\cos\alpha]\cos\alpha
\end{aligned}
\tag{3.22}
$$

$$
\begin{aligned}
&-GJ\ddot{\theta}_r \\
&=m_r(z)+K_T[\{-\triangle u_r+\Delta^2\theta_{r-1}\cdot a\}\sin\alpha+\Delta^2 v_{r-1}\cos\alpha]a\cdot\sin\alpha \\
&+K_N\{\triangle u_r-(\Delta^2\theta_{r-1}+4\theta_r)\cdot a\}\cos\alpha\cdot a\cdot\cos\alpha \\
&+K_N\{(\Delta^2 v_{r-1}+4v_r)\sin\alpha\}a\cdot\cos\alpha
\end{aligned}
\tag{3.23}
$$

$$
EA\ddot{w}_r=-P_{Nr}(z)-K_s\left[\Delta^2 w_{r-1}+\triangle\dot{v}_r\cdot a\right]
\tag{3.24}
$$

3・2・2 有限フーリエ変換、フーリエ定和分変換を用いた剛性方程式の誘導

N本の鋼管矢板を円形に配置した鋼管矢板構造の解析は、式（3.21）～（3.24）の連立微分差分方程式を解くことにより求められるが、ここでは規則性のある構造系の解析に有効なフーリエ定和分変換及び有限フーリエ変換を施す。鋼管の配列が、円形である（閉合している）ことを考慮すると、境界条件は$f_N=f_0$となり、また$r=0$における釣り合い条件を考慮すると他の境界値f_{N-1}、f_1等も消去され、解析式は周方向の境界値を含まない形で与えられる。すなわち（3.21）、(3.24) 式に$\cos(i\pi r/N)$を核とする変換を、（3.22）、(3.23) 式に$\sin(i\pi r/N)$を核とする変換を施す。

$$
\begin{aligned}
&EIR_i[\ddddot{u}_r]+K'LR_i[u_r] \\
&=R_i[P_{Rr}(z)]-\{K_N\cdot D_i\cos^2\alpha+K_T(4-D_i)\sin^2\alpha\}R_i[u_r] \\
&-\left\{K_N\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\cos^2\alpha-K_T\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\sin^2\alpha\right\}S_i[\theta_r] \\
&+\left\{(K_N+K_T)\cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\cdot\sin\alpha\cos\alpha\right\}S_i[v_r]
\end{aligned}
\qquad (3.25)
$$

$$
\begin{aligned}
&EI'S_i[\ddddot{v}_r]+KDS_i[V_r] \\
&=S_i[T_r(z)]+\left\{(K_N+K_T)\cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\cdot\sin\alpha\cos\alpha\right\}R_i[\mu_r] \\
&+[\{K_N(4-D_i)-K_T\cdot D_i\}a\cdot\sin\alpha\cos\alpha]S_i[\theta_r] \\
&-\{K_N(4-D_i)\sin^2\alpha+K_T\cdot D_i\cos^2\alpha\}S_i[v_r] \\
&-K_s\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}R_i[\dot{w}_r]+K_s(4-D_i)a^2\cdot S_i[\ddot{v}_r]
\end{aligned}
\qquad (3.26)
$$

$$
\begin{aligned}
&-GJS_i[\ddot{\theta}_r] \\
&=S_i[m_r(z)]-\left\{(K_N\cos^2\alpha-K_T\sin^2\alpha)\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\right\}R_i[\mu_r] \\
&-\{K_N(4-D_i)a^2\cdot\cos^2\alpha+K_TD_ia^2\cdot\sin^2\alpha\}S_i[\theta_r] \\
&+[\{K_N(4-D_i)-K_TD_i\}a\cdot\sin\alpha\cos\alpha]S_i[v_r]
\end{aligned}
\qquad (3.27)
$$

$$
EAR_i[\ddot{w}_r]=-R_i[P_{Nr}(z)]-K_SD_iR_i[w_r]+K_S\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}S_i[\dot{v}_r] \qquad (3.28)
$$

ただし、Nは鋼管矢板の本数であり、$i=0$、2、4…・、$D_i=2[1-\cos(i\pi/N)]$である。

次に(3.25)、(3.26)、(3.27)式は$\sin(n\pi z/l)$ 、(3.28)式は$\cos(n\pi z/l)$ を核とし、$0\leqq z\leqq l$で有限フーリエ変換を行うと次式が得られる。

$$
\begin{aligned}
&EI\left[-\left(\frac{n\pi}{l}\right)\left\{R_i[\ddot{u}_r(l)](-1)^n-R_i[\ddot{u}_r(0)]\right\}\right. \\
&\qquad\left.+\left(\frac{n\pi}{l}\right)^3\left\{R_i[u_r(l)](-1)^n-R_i[u_r(0)]\right\}+\left(\frac{n\pi}{l}\right)^4 S_nR_i[u_r]\right] \\
&=S_nR_i[P_{Rr}(z)]-\{K'L+K_ND_i\cos^2\alpha+K_T(4-D_i)\sin^2\alpha\}S_nR_i[u_r] \\
&-\left\{K_N\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\cos^2\alpha-K_T\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\sin^2\alpha\right\}S_nS_i[\theta_r] \\
&+\left\{K_N\cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\sin\alpha\cos\alpha+K_T\cdot 2\sin\alpha\cos\alpha\right\}S_nS_i[v_r]
\end{aligned}
\tag{3.29}
$$

$$
\begin{aligned}
&EI'\left[-\left(\frac{n\pi}{l}\right)\left\{S_i[\ddot{v}_r(l)](-1)^n-S_i[\ddot{v}_r(0)]\right\}\right. \\
&\qquad\left.+\left(\frac{n\pi}{l}\right)^3\left\{R_i[u_r(l)](-1)^n-S_i[v_r(0)]\right\}+\left(\frac{n\pi}{l}\right)^4 S_nS_i[v_r]\right] \\
&=S_nS_i[T_r(z)]+\left\{(K_N+K_T)\cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\sin\alpha\cos\alpha\right\}S_nR_i[u_r] \\
&+\left[\{K_N(4-D_i)-K_TD_i\}a\cdot\sin\alpha\cos\alpha\right]S_nS_i[\theta_r] \\
&-\left\{KD+K_N(4-D_i)\sin^2\alpha+K_TD_i\cdot\cos^2\alpha+K_s(4-D_i)a^2\cdot\left(\frac{n\pi}{l}\right)^2\right\}S_nS_i[v_r] \\
&-\left\{K_s\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\right\}\left[\left(-\frac{n\pi}{l}\right)C_nR_i[w_r]\right] \\
&+K_s(4-D_i)a^2\cdot\left(-\frac{n\pi}{l}\right)\left\{S_i[v_r(l)](-1)^n-S_i[v_r(0)]\right\}
\end{aligned}
\tag{3.30}
$$

$$
\begin{aligned}
&-GJ\left[\left(-\frac{n\pi}{l}\right)\left\{S_i[\theta_r(l)](-1)^n-S_i[\theta_r(0)]\right\}-\left(\frac{n\pi}{l}\right)^2S_nS_i[\theta_r]\right] \\
&=S_nS_i[m_r(z)]-\left\{K_N\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\cos^2\alpha-K_T\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\sin^2\alpha\right\}S_nR_i[u_r] \\
&-\{K_N(4-D_i)a^2\cdot\cos^2\alpha+K_TD_ia^2\cdot\sin^2\alpha\}S_nS_i[\theta_r] \\
&+\{K_N(4-D_i)a\cdot\sin\alpha\cos\alpha-K_TD_ia\cdot\sin\alpha\cos\alpha\}S_nS_i[v_r]
\end{aligned}
\tag{3.31}
$$

$$-EA\left[\{R_i[\dot{w}_r(l)](-1)^n-R_i[\dot{w}_r(0)]\}-\left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 C_nR_i[w_r]\right]$$

$$=C_nR_i[P_{Nr}(z)]-K_sD_iC_nR_i[w_i]$$

$$+K_s\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\left[\{S_i[v_r(l)](-1)^n-S_i[v_r(0)]\}+\left(\frac{n\pi}{l}\right)S_nS_i[v_r]\right] \qquad (3.32)$$

ただし、lは鋼管矢板の長さであり、 n= 1、2、3… である。

整理すると、(3.29)、(3.30)、(3.31)、(3.32)式はそれぞれ以下のようになる。

$$\left[n^4EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^4+\{K'L+K_ND_i\cdot\cos^2\alpha+K_T(4-D_i)\sin^2\alpha\}\right]S_nR_i[u_r]$$

$$+\left\{K_N\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\cos^2\alpha-K_T\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\sin^2\alpha\right\}S_nS_i[\theta_r]$$

$$-\left\{K_N\cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\sin\alpha\cos\alpha+K_T\cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\sin\alpha\cos\alpha\right\}S_nS_i[v_r]$$

$$=S_nR_i[P_{Rr}(z)]+nEI\left(\frac{\pi}{l}\right)\{R_i[\ddot{u}_r(l)](-1)^n-R_i[\ddot{u}_r(0)]\}$$

$$+n^3EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^3\{R_i[u_r(l)]-R_i[u_r(0)](-1)^n\} \qquad (3.33)$$

$$-\left\{(K_N+K_T)\sin\alpha\cos\alpha\cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\right\}S_nR_i[u_r]$$

$$-\left\{(K_N(4-D_i)a\cdot\sin\alpha\cos\alpha-K_TD_i\,a\cdot\sin\alpha\cos\alpha\right\}S_nS_i[\theta_r]$$

$$+\left\{n^4EI'\left(\frac{\pi}{l}\right)^4+KD+K_N(4-D_i)\sin^2\alpha+K_TD_i\cos^2\alpha\right.$$

$$\left.+K_s(4-D_i)a^2\cdot n^2\left(\frac{\pi}{l}\right)^2\right]S_nS_i[v_r]-\left\{K_s\cdot 2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N}\cdot n\left(\frac{\pi}{l}\right)\right\}C_nR_i[w_r]$$

$$=nEI'\left(\frac{\pi}{l}\right)\{S_i[\ddot{v}_r(l)](-1)^n-S_i[\ddot{v}_r(0)]\}+n^3EI'\left(\frac{\pi}{l}\right)^3\{S_i[v_r(0)]-S_i[v_r(l)](-1)^n\}$$

$$-n\left(\frac{\pi}{l}\right)K_s(4-D_i)a^2\cdot\{S_i[v_r(l)](-1)^n-S_i[v_r(0)]\}+S_nS_i[T_r(z)] \qquad (3.34)$$

$$\left\{K_N \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\cos^2\alpha - K_T \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\sin^2\alpha\right\}S_nR_i[u_r]$$

$$+\left\{n^2GJ\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 + K_N(4-D_i)a^2 \cdot \cos^2\alpha + K_TD_ia^2 \cdot \sin^2\alpha\right\}S_nS_i[\theta_r]$$

$$-\left\{K_N(4-D_i)a \cdot \sin\alpha\cos\alpha - K_TD_ia \cdot \sin\alpha\cos\alpha\right\}S_nS_i[v_r]$$

$$= nGJ\left(\frac{\pi}{l}\right)\{S_i[\theta_r(0)] - S_i[\theta_r(l)](-1)^n\} + S_nS_i[m_r(z)] \tag{3.35}$$

$$-n\left(\frac{\pi}{l}\right)K_s \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}S_nS_i[v_r] + \left\{n^2EA\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 + K_sD_i\right\}C_nR_i[w_r]$$

$$= EA\{R_i[\dot{w}_r(l)](-1)^n - R_i[\dot{w}_r(0)]\}$$

$$+K_s \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\{S_i[v_r(l)](-1)^n - S_i[v_r(0)]\} + C_nR_i[P_{Nr}(z)] \tag{3.36}$$

3・2・3　剛性方程式のマトリックス表示と余因数展開

(3.33)、(3.34)、(3.35)、(3.36)式をマトリックス表示すると (3.37)式のようになる。

$$A_{ni}\cdot\delta_{ni}=B_{ni}\cdot\delta_{bi}+P_{ni} \tag{3.37}$$

ここで、A_{ni},B_{ni} は係数マトリックスであり次式のようになる。

$$A_{ni}=\begin{pmatrix} A_{11}n^4+A_{21} & A_{12} & A_{13} & 0 \\ B_{11} & B_{12}n^4+B_{22}n^2+B_{32} & B_{13} & B_{14}n \\ C_{11} & C_{12} & C_{13}n^2+C_{23} & 0 \\ 0 & D_{12}n & 0 & D_{14}n^2+D_{24} \end{pmatrix}$$

$$B_{ni}=\left[\begin{matrix} (-1)^n nEI\left(\frac{\pi}{l}\right) & -nEI\left(\frac{\pi}{l}\right) & -(-1)^n n^3EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^3 & n^3EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (-1)^nEI'\left(\frac{\pi}{l}\right) & -nEI'\left(\frac{\pi}{l}\right) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix}\right.$$

$$\left.\begin{matrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(-1)^n\{n^3AA1+nBB1\} & n^3AA1+nBB1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(-1)^n nGJ\left(\frac{\pi}{l}\right) & nGJ\left(\frac{\pi}{l}\right) & 0 & 0 \\ (-1)^nK_s2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N} & -K_s2a\cdot\sin\frac{i\pi}{N} & 0 & 0 & (-1)^nEA & -EA \end{matrix}\right]$$

ここで、$AA1=EI'\left(\frac{\pi}{l}\right)^3$、$BB1=K_s(4-D_i)a^2\cdot\left(\frac{\pi}{l}\right)$

また、

$$\delta_{ni}=\{S_nR_i[u_r]\quad S_nS_i[v_r]\quad S_nS_i[\theta_r]\quad C_nR_i[w_r]\}^T$$

$$\delta_{bi}=\left\{\ddot{u}_{1i}\ \ddot{u}_{oi}\ u_{1i}\ u_{oi}\ \ddot{v}_{1i}\ \ddot{v}_{oi}\ v_{1i}\ v_{oi}\ \theta_{1i}\ \theta_{oi}\ \dot{w}_{1i}\ \dot{w}_{oi}\right\}^T$$

$$P_{ni}=\{S_nR_i[P_{Rr}]\quad S_nS_i[T_r]\quad S_nS_i[m_r]\quad C_nR_i[P_{Nr}]\}^T$$

であり、マトリックス中の要素は

$$A_{11} = EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^4$$

$$A_{21} = K'L + K_N D_i \cos^2\alpha + K_T(4-D_i)\sin^2\alpha$$

$$A_{13} = K_N \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\cos^2\alpha - K_T \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\sin^2\alpha$$

$$A_{12} = -\left\{K_N \cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\sin\alpha\cos\alpha + K_T \cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\sin\alpha\cos\alpha\right\}$$

$$B_{11} = -\left\{K_N \cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\sin\alpha\cos\alpha + K_T \cdot 2\sin\frac{i\pi}{N}\sin\alpha\cos\alpha\right\}$$

$$B_{13} = -\left\{K_N(4-D_i)a \cdot \sin\alpha\cos\alpha - K_T D_i \cdot a \cdot \sin\alpha\cos\alpha\right\}$$

$$B_{12} = EI'\left(\frac{\pi}{l}\right)^4$$

$$B_{22} = K_s(4-D_i)a^2 \cdot \left(\frac{\pi}{l}\right)^2$$

$$B_{32} = KD + K_N(4-D_i)\sin^2\alpha + K_T D_i \cos^2\alpha$$

$$B_{14} = -K_s \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\left(\frac{\pi}{l}\right)$$

$$C_{11} = K_N \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\cos^2\alpha - K_T \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\sin^2\alpha$$

$$C_{13} = GJ\left(\frac{\pi}{l}\right)^2$$

$$C_{23} = K_N(4-D_i)a^2 \cdot \cos^2\alpha + K_T D_i a^2 \cdot \sin^2\alpha$$

$$C_{12} = -\{K_N(4-D_i)a \cdot \sin\alpha\cos\alpha - K_T D_i \cdot a \cdot \sin\alpha\cos\alpha\}$$

$$D_{12} = -K_s \cdot 2a \cdot \sin\frac{i\pi}{N}\left(\frac{\pi}{l}\right)$$

$$D_{14} = EA\left(\frac{\pi}{l}\right)^2$$

$$D_{24} = K_s D_i$$

である。

上式は、(3.33)～(3.36)式において、軸方向境界の物理量$R_i[u_r(0)]$、$R_i[v_r(0)]$等を次のようにおいたものである。

$$u_{oi}=R_i[u_r(0)],\ u_{li}=R_i[u_r(l)],\ \ddot{u}_{oi}=R_i[\ddot{u}_r(0)]$$

$$\ddot{u}_{li}=R_i[\ddot{u}_r(l)],\ v_{oi}=S_i[v_r(0)],\ v_{li}=S_i[v_r(l)]$$

$$\ddot{v}_{oi}=S_i[\ddot{v}_r(0)],\ \ddot{v}_{li}=S_i[\ddot{v}_r(l)],\ \theta_{oi}=S_i[\theta_r(0)]$$

$$\theta_{li}=S_i[\theta_r(l)],\ \dot{w}_{oi}=R_i[\dot{w}_r(0)],\ \dot{w}_{li}=R_i[\dot{w}_r(l)]$$

これらの未知定数は、境界条件から決定される定数である。

(3.37)式を解くと

$$\delta_{ni}=A_{ni}^{-1}\cdot B_{ni}\cdot\delta_{bi}+A_{ni}^{-1}\cdot P_{ni} \tag{3.38}$$

となり、これを有限フーリエ逆変換およびフーリエ定和分逆変換することにより、各変位を求めることができる。

しかし、(3.38)式をこのまま逆変換すると、級数和の収束性が悪いこと及び各変位の微分形に対する逆変換で級数和が発散することがある。これを解決するために次のような変形をする。すなわち

$$\delta_{ni}=\{A_{ni}^{-1}\cdot B_{ni}-D_n\}\delta_{bi}+D_n\cdot\delta_{bi}+A_{ni}^{-1}\cdot P_{ni} \tag{3.39}$$

ただし、

$$D_n=\begin{vmatrix} e_1 & e_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & e_4 & e_6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e_1 & e_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & e_4 & e_6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & e_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & e_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & e_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & e_5 \end{vmatrix}$$

$$e_1=\frac{1}{\gamma_n},e_2=-\frac{1}{\gamma_n^2},e_3=-\frac{1}{\gamma_n^3},e_i=-(-1)^n e_{i-3}\ (i\geqq 4),\gamma_n=\frac{n\pi}{l}$$

(3.39)式は、有限フーリエ逆変換により、

$$\delta_i=\frac{2}{l}\sum_{n}C_n\left[\{A_{ni}^{-1}\cdot B_i-D_n\}\delta_{bi}+A_{ni}^{-1}\cdot P_{ni}\right]\begin{pmatrix}\cos(n\pi z/l)\\ \sin(n\pi z/l)\end{pmatrix}+F(z)\delta_{bi} \tag{3.40}$$

となり、右辺の第1項は、収束性の良いものとなる。ここで、

$$F(z)=\begin{vmatrix} f_1 & f_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & f_4 & f_6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f_1 & f_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & f_4 & f_6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & f_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f_5 \end{vmatrix}$$

$$f_1=1-\xi,\ f_2=\frac{l\{1-3(1-\xi^2)\}}{6},\ f_3=-\frac{l^2\xi\{2-3(\xi+\xi^2)\}}{6}$$

$$f_4=\xi,f_5=\frac{l(3\xi^2-1)}{6},\ f_6=\frac{l^2\xi(\xi^2-1)}{6},\ \xi=\frac{z}{l}$$

3・3　境　界　条　件

上の解法を用いた鋼管矢板構造の解析は、鋼管矢板を地盤条件や構造条件の変化する部分で軸方向に分割し先に得られた解を重ね合わせ各境界条件を満足するように、各節点における力の釣り合いや適合条件を適用し、未知数を決定することにより行われる。

ここでは、一つの例として鋼管矢板頂部を腹起しリングで補強し、矢板の先端面は完全固定とする場合について考える。矢板頂部の腹起しリングは、鋼管矢板構造断面方向の曲げと軸力のみを考慮するものとする。腹起しリングの断面2次モーメントおよび断面積を I_b、A_bとして、腹起しリングと鋼管は点で接続し、半径方向の力のみ伝達するものとする。したがって、腹起しリングを折線で近似し、節点でのつり合い式を定和分変換すれば

$$(6-D_i)S_i[\phi_r]+\frac{6}{\lambda}\cos\alpha\sin\frac{i\pi}{N}R_i[u_{br}]-\frac{3}{\lambda}\sin\alpha(4-D_i)S_i[v_{br}]=0 \qquad (3.41)$$

$$-\frac{6I_b}{A_b\lambda}\sin\alpha(4-D_i)S_i[\phi_r]-\left(1+\frac{12I_b}{A_b\lambda^2}\right)\sin\alpha\sin\frac{i\pi}{N}R_i[u_{br}]+$$

$$\left\{D_i\cos^2\alpha+\frac{12I_b}{A_b\lambda^2}(4-D_i)\sin^2\alpha\right\}S_i[v_{br}]=0 \qquad (3.42)$$

$$-\frac{12EI_b}{\lambda^2}\sin\frac{i\pi}{N}\cos\alpha S_i[\phi_r]-\left\{\frac{12EI_b}{\lambda^3}D_i\cos^2\alpha+\frac{EA_b}{\lambda}\sin^2\alpha(4-D_i)\right\}R_i[u_{br}]$$

$$+\left(\frac{12EI_b}{\lambda^3}+\frac{EA_b}{\lambda}\right)\sin\frac{i\pi}{N}\sin^2\alpha S_i[v_{br}]+R_i[Q_r^0]=R_i[P_{Kr}(0)] \qquad (3.43)$$

ここで、λ：節点間の長さ、u_{br}, v_{br}, ϕ_r:　腹起しリングの半径方向変位、折線方向変位およびたわみ角、Q_r^0：r節点に作用する集中外力、P_{Kr}：鋼管に作用する半径方向力。さらに、$u_{br}=u_r(0)$ であることから（3.41）、（3.42）式から$S_i[\phi_r]$ と$S_i[v_{br}]$ を求め、（3.43）式に代入して$R_i[P_{Kr}(0)]$ を、腹起しリングの変位$R_i[u_{br}]$と外力$R_i[Q_r^0]$で与えることができる。

今、底部完全固定とした時の境界条件は、鋼管矢板に対し

（1）矢板の先端面（$z=l$）では完全固定支持を仮定して

$$u_{li}=v_{li}=\dot{u}_{li}=\dot{v}_{li}=\theta_{li}=w_{li}=0$$

（2）矢板の頂部では（ z= 0 ）

（a）完全自由端とする場合

$$\ddot{u}_{\alpha}=\ddot{v}_{\alpha}=\dot{\theta}_{\alpha}=\dot{w}_{\alpha}=0 \quad , \quad EI_b\dddot{u}_{0i}=-Q_u$$

$$EI_b\dddot{v}_{\alpha}=-Q_v, Q_u=PR_r(0)$$

（b）腹起しリングで補強する場合

腹起しリングと鋼管矢板は点で接続され半径方向の力のみを伝達するものとする。従って腹起しリングは鋼管矢板断面方向の曲げと軸力のみを考慮するものとして

$$\ddot{u}_{\alpha}=\ddot{v}_{\alpha}=\dot{\theta}_{\alpha}=\dot{w}_{\alpha}=0 \ , \ EI_b\dddot{u}_{0i}=-P_{Rr}(0)$$

$$EI_b\dddot{v}_{\alpha}=0$$

よって　$P_{Rr}(0)$ は、矢板と腹起しリングの接点の反力で、定和分表示をすると

$$R_i[P_{Rr}(0)]=-\frac{12EI_b}{\lambda^2}\cos\alpha\sin\frac{i\pi}{N}S_i[\phi_r]-\left\{\frac{12EI_b}{\lambda^3}\cos^2\alpha\cdot D_i+\frac{EA_b}{\lambda}\sin^2\alpha(4-D_i)\right\}R_i[u_{br}]+$$

$$\left(\frac{12EI_b}{\lambda^3}+\frac{EA_b}{\lambda}\right)\sin^2\alpha\sin\frac{i\pi}{N}S_i[v_{br}]+R_i[Q_r^0]$$

となり、これらの条件から境界未知量が決定され、解析することができる。

第４章　軸対称リング要素の定式化

４・１　概　　説

地中連続壁構造体の形状は種々考えられるが、大規模な構造では剛性の点からも円形構造を用いることが多い。本研究の解析の対象としている白鳥大橋主塔基礎もほぼ円形状をしている。

大深度地中連続壁構造体を周辺地盤も含めて３次元的に解析する方法としては種々考えられるが、本研究では人工島併用の大深度地中連続壁構造体を実際構造物に出来るだけ忠実にモデル化し解析することを目的としている。従って、ここでは構造解析手法として軸対称リング要素を用いた３次元解析を適用するものとする。

軸対称リング要素はその特性から、解析対象構造物の深さ方向の形状、物性値、境界条件を比較的容易に組み込むことが可能であり、軸対称リング要素を用いた有限要素法は自由度の大きな解析法である。

本解析理論は、初めに隣接する要素間の変位の連続性を考慮した四辺形要素の適合変位関数を求める。次に３次元弾性論から得られる歪みと変位の関係式を適用し、周方向に cosine と sine の有限フーリエ変換を施し、像空間で与えられる歪み変位関係式を導く。これに仮想仕事の原理を用いて要素剛性に関する像関数方程式を誘導する。この要素剛性方程式を用いて要素間の釣り合いと変位の適合条件を考慮した構造全体の剛性方程式を導く。これを境界条件を満足するように解き、最後に有限フーリエ変換の逆変換を施すことによって各構造要素の変位、応力を求めようとするものである。

４・２　軸対称リング要素の変位関数

要素の剛性方程式を誘導するために、まず要素の変位関数を仮定する必要がある。ここでは、変位が隣接する要素の間で連続であるための一つの変位関数として、変位の各成分が要素の辺に沿って直線的に変化するような変位関数を仮定することとする。すなわち本論文では、図-4･1のr-z座標上の長方形要素1234について、次の変位関数を仮定する。

$$u=\alpha_1+\alpha_2 r+\alpha_3 z+\alpha_4 rz \tag{4.1}$$

$$v=\alpha_5+\alpha_6 r+\alpha_7 z+\alpha_8 rz \tag{4.2}$$

上式の係数は、各節点のu、v方向それぞれの節点変位を(dr_i、dz_i)（i=1、2、3、4）とし、座標(r_i、z_i)（i=1、2、3、4）を代入して四元連立方程式をつくり、それを解くことによって定められる。

すなわち

$$\left.\begin{aligned} dr_i&=\alpha_1+\alpha_2 r_i+\alpha_3 z_i+\alpha_4 r_i z_i \\ dz_i&=\alpha_5+\alpha_6 r_i+\alpha_7 z_i+\alpha_8 r_i z_i \end{aligned}\right\} \quad (i=1、2、3、4) \tag{4.3}$$

(4.3) 式より、uに関する係数は次式を解いて求められる。

$$\left.\begin{aligned} dr_1&=\alpha_1+\alpha_2 r_1+\alpha_3 z_1+\alpha_4 r_1 z_1 \\ dr_2&=\alpha_1+\alpha_2 r_2+\alpha_3 z_2+\alpha_4 r_2 z_2 \\ dr_3&=\alpha_1+\alpha_2 r_3+\alpha_3 z_3+\alpha_4 r_3 z_3 \\ dr_4&=\alpha_1+\alpha_2 r_4+\alpha_3 z_4+\alpha_4 r_4 z_4 \end{aligned}\right\} \tag{4.4}$$

よって

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1&=\frac{ab}{4ab}(\ \ dr_1+dr_2+dr_3+dr_4) \\ \alpha_2&=\frac{b}{4ab}(-dr_1+dr_2+dr_3-dr_4) \\ \alpha_3&=\frac{a}{4ab}(-dr_1-dr_2+dr_3+dr_4) \\ \alpha_4&=\frac{1}{4ab}(\ \ dr_1-dr_2+dr_3-dr_4) \end{aligned}\right\} \tag{4.5}$$

となる。

vについて求めると、uと同様にして係数は

$$\left.\begin{aligned}\alpha_5&=\frac{ab}{4ab}(\ dz_1+dz_2+dz_3+dz_4\ )\\ \alpha_6&=\frac{b}{4ab}(-dz_1+dz_2+dz_3-dz_4\ )\\ \alpha_7&=\frac{a}{4ab}(-dz_1-dz_2+dz_3+dz_4\ )\\ \alpha_8&=\frac{1}{4ab}(\ dz_1-dz_2+dz_3-dz_4\ )\end{aligned}\right\} \tag{4.6}$$

となる。

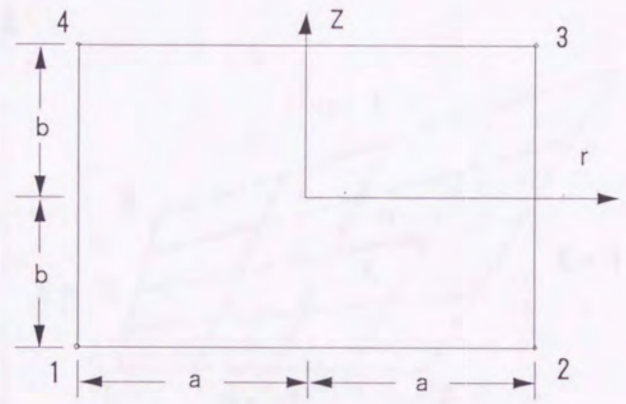


図-4･1　長方形要素

結局係数を定めて求められるu、vは下式となる。

$$\begin{aligned}u=\frac{1}{4ab}\{&(a-r)(b-z)dr_1+(a+r)(b-z)dr_2\\ &+(a+r)(b+z)dr_3+(a-r)(b+z)dr_4\}\end{aligned} \tag{4.7}$$

$$\begin{aligned}v=\frac{1}{4ab}\{&(a-r)(b-z)dz_1+(a+r)(b-z)dz_2\\ &+(a+r)(b+z)dz_3+(a-r)(b+z)dz_4\ \}\end{aligned} \tag{4.8}$$

上式を図-4･2の一般的な四辺形要素に適用するにあたり、四辺形の各辺上で変位が直線的に変化するように新しい座標系ξ、ηを用いる。
ξ、ηを用いて一般的な四辺形要素についての変位関数は次式となる。

$$u=\frac{1}{4}\{(1-\xi)(1-\eta)dr_1+(1+\xi)(1-\eta)dr_2+(1+\xi)(1+\eta)dr_3+(1-\xi)(1+\eta)dr_4\} \tag{4.9}$$

$$v=\frac{1}{4}\{(1-\xi)(1-\eta)dz_1+(1+\xi)(1-\eta)dz_2+(1+\xi)(1+\eta)dz_3+(1-\xi)(1+\eta)dz_4\} \tag{4.10}$$

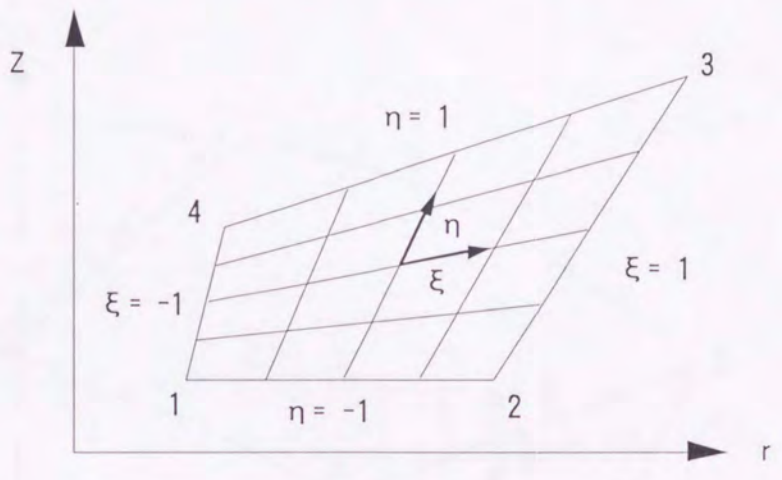


図-4･2　一般的な四辺形要素及び新しい座標系

(4.9)、(4.10)式と同様の式がr及びz座標についても成立する。

$$r=\frac{1}{4}\{(1-\xi)(1-\eta)r_1+(1+\xi)(1-\eta)r_2+(1+\xi)(1+\eta)r_3+(1-\xi)(1+\eta)r_4\} \tag{4.11}$$

$$z=\frac{1}{4}\{(1-\xi)(1-\eta)z_1+(1+\xi)(1-\eta)z_2+(1+\xi)(1+\eta)z_3+(1-\xi)(1+\eta)z_4\} \tag{4.12}$$

4・3　有限フーリエ変換を用いた軸対称リング要素の定式化

図-4·3のような任意四辺形リング要素において、次のように記号を仮定する。

全体座標　（r、z、θ）

変位　（u、v、w）

節点の座標　（r_i、z_i、θ_i）

節点力　$\{ fr_i \mid fz_i \mid f\theta_i \}$

節点変位　$\{ dr_i \mid dz_i \mid d\theta_i \}$

局所座標　（ξ、η、θ）

(i=1、2、3、4)

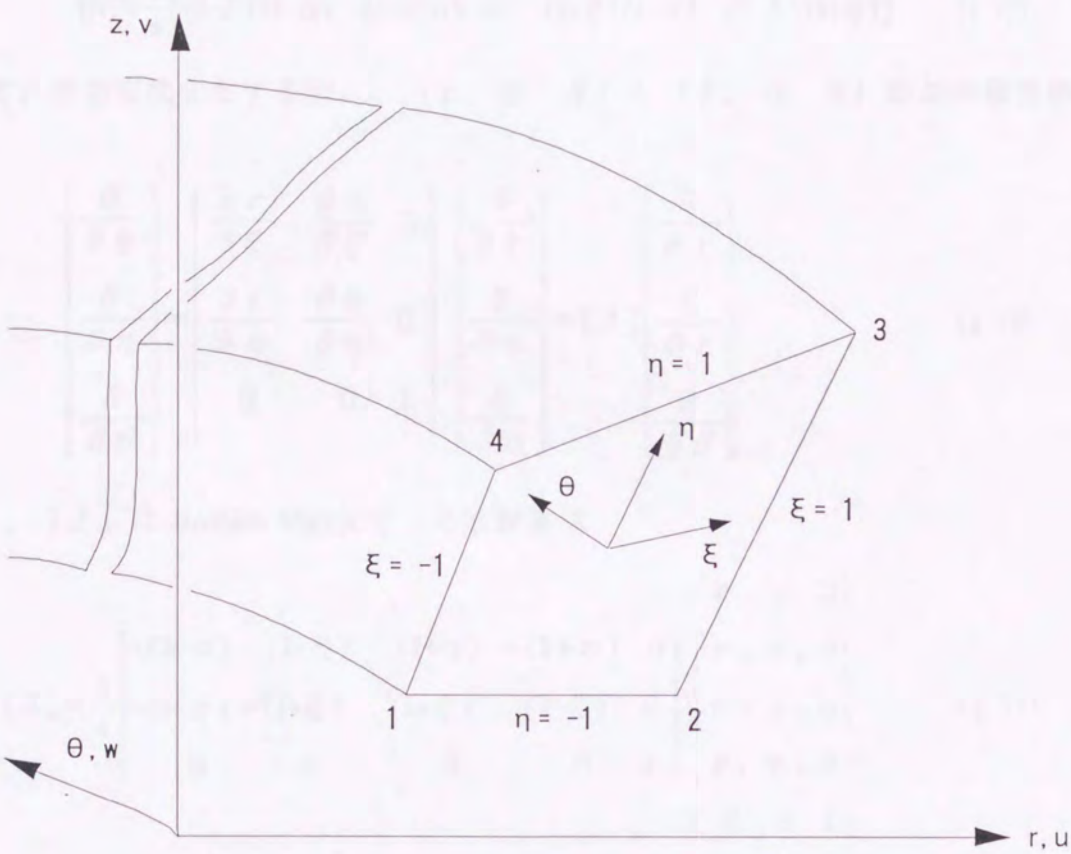


図-4·3　任意四辺形リング要素

要素内の座標と変位は、(4.9)、(4.10)、(4.11)、(4.12)式をマトリックス表示して下式となる。

$$\begin{Bmatrix} r \\ z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \{N\}^T & \\ & \{N\}^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_i \\ z_i \end{Bmatrix} \tag{4.13}$$

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \{N\}^T & & \\ & \{N\}^T & \\ & & \{N\}^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dr_i \\ dz_i \\ d\theta_i \end{Bmatrix} \tag{4.14}$$

(i=1、2、3、4)

ただし、$\{N\}^T$は形状関数であり、下式であらわされる。

$$\{N\}^T = \frac{1}{4}\left[(1-\xi)(1-\eta) \quad (1+\xi)(1-\eta) \quad (1+\xi)(1+\eta) \quad (1-\xi)(1+\eta)\right] \tag{4.15}$$

ここで、歪の定式化をする前に、（r, z, θ）と（ξ, η, θ）間の座標変換関係を示す。

$$\begin{Bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial \xi} \\ \dfrac{\partial}{\partial \eta} \\ \dfrac{\partial}{\partial \theta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial r}{\partial \xi} & \dfrac{\partial z}{\partial \xi} & 0 \\ \dfrac{\partial r}{\partial \eta} & \dfrac{\partial z}{\partial \eta} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial r} \\ \dfrac{\partial}{\partial z} \\ \dfrac{\partial}{\partial \theta} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial r} \\ \dfrac{\partial}{\partial z} \\ \dfrac{\partial}{\partial \theta} \end{Bmatrix} \tag{4.16}$$

ただし、［J］は Jacobian Matrix で、その要素は

$$[J] = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} -(1-\eta) & (1-\eta) & (1+\eta) & -(1+\eta) & 0 \\ -(1-\xi) & -(1+\xi) & (1+\xi) & (1-\xi) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r_1 & z_1 & 0 \\ r_2 & z_2 & 0 \\ r_3 & z_3 & 0 \\ r_4 & z_4 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{4.17}$$

となる。

歪と変位の関係式は、3次元弾性論から次のように示される。

$$\{\varepsilon\}=\begin{Bmatrix}\varepsilon_r\\ \varepsilon_z\\ \varepsilon_\theta\\ \gamma_{rz}\\ \gamma_{r\theta}\\ \gamma_{z\theta}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\dfrac{\partial u}{\partial r}\\ \dfrac{\partial v}{\partial z}\\ \dfrac{u}{r}+\dfrac{1}{r}\dfrac{\partial w}{\partial\theta}\\ \dfrac{\partial u}{\partial z}+\dfrac{\partial v}{\partial r}\\ \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial u}{\partial\theta}+\dfrac{\partial w}{\partial r}-\dfrac{w}{r}\\ \dfrac{\partial w}{\partial z}+\dfrac{1}{r}\dfrac{\partial v}{\partial\theta}\end{Bmatrix} \qquad (4.18)$$

ここで、

$$\{e_u\}=\begin{Bmatrix}u\\ \dfrac{\partial u}{\partial r}\\ \dfrac{\partial u}{\partial z}\\ \dfrac{\partial u}{\partial\theta}\end{Bmatrix}\quad \{e_v\}=\begin{Bmatrix}v\\ \dfrac{\partial v}{\partial r}\\ \dfrac{\partial v}{\partial z}\\ \dfrac{\partial v}{\partial\theta}\end{Bmatrix}\quad \{e_w\}=\begin{Bmatrix}w\\ \dfrac{\partial w}{\partial r}\\ \dfrac{\partial w}{\partial z}\\ \dfrac{\partial w}{\partial\theta}\end{Bmatrix}$$

$$[H]=\begin{bmatrix}0&1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0\\ 0&0&0&0&0&0&1&0&0&0&0&0\\ 1/r&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&1/r\\ 0&0&1&0&0&1&0&0&0&0&0&0\\ 0&0&0&1/r&0&0&0&0&-1/r&1&0&0\\ 0&0&0&0&0&0&0&1/r&0&0&1&0\end{bmatrix}\qquad \{e\}=\begin{Bmatrix}e_u\\ e_v\\ e_w\end{Bmatrix}$$

とおくと、(4.18)式は次式となる。

$$\{\varepsilon\}=[H]\{e\} \qquad (4.19)$$

ここでは、軸対称要素を対象としているので周方向に有限フーリエ変換し、周方向変数θの消去を行い解析の効率化を計る。すなわちε_r、ε_z、ε_θ、γ_{rz}に関してはCosine、$\gamma_{r\theta}$、$\gamma_{z\theta}$に関してはSineの有限フーリエ変換を周方向に施す。各歪等のフーリエ変換による像関数を以下のようにおく。

$$\{\overline{\mathrm{C}}\mathrm{m}[\varepsilon]\}=[\mathrm{Cm}[\varepsilon_r]\ \mathrm{Cm}[\varepsilon_z]\ \mathrm{Cm}[\varepsilon_\theta]\ \mathrm{Cm}[\gamma_{rz}]\ \mathrm{Sm}[\gamma_{r\theta}]\ \mathrm{Sm}[\gamma_{z\theta}]]^T$$

$$\{\overline{\mathrm{C}}\mathrm{m}[e_u]\}=\left[\mathrm{Cm}[u]\ \mathrm{Cm}\left[\frac{\partial u}{\partial r}\right]\ \mathrm{Cm}\left[\frac{\partial u}{\partial z}\right]\ \mathrm{Sm}\left[\frac{\partial u}{\partial \theta}\right]\right]^T$$

$$\{\overline{\mathrm{C}}\mathrm{m}[e_v]\}=\left[\mathrm{Cm}[v]\ \mathrm{Cm}\left[\frac{\partial v}{\partial r}\right]\ \mathrm{Cm}\left[\frac{\partial v}{\partial z}\right]\ \mathrm{Sm}\left[\frac{\partial v}{\partial \theta}\right]\right]^T$$

$$\{\overline{\mathrm{C}}\mathrm{m}[e_w]\}=\left[\mathrm{Sm}[w]\ \mathrm{Sm}\left[\frac{\partial w}{\partial r}\right]\ \mathrm{Sm}\left[\frac{\partial w}{\partial z}\right]\ \mathrm{Cm}\left[\frac{\partial w}{\partial \theta}\right]\right]^T$$

ただし、

$$\mathrm{Cm}[\varepsilon_r]=\int_0^{2\pi}\varepsilon_r\cos\ m\theta\ d\theta$$

$$\mathrm{Sm}[\gamma_{r\theta}]=\int_0^{2\pi}\gamma_{r\theta}\sin\ m\theta\ d\theta$$

したがって、(4.19)式は

$$\{\overline{\mathrm{C}}\mathrm{m}[\varepsilon]\}=[H]\{\overline{\mathrm{C}}\mathrm{m}[e]\} \tag{4.20}$$

ここで、$\{\bar{e}_u\}=[u\ \ \partial u/\partial\xi\ \ \partial u/\partial\eta\ \ \partial u/\partial\theta]^T$とし(4.16)式を参考にして、$\{\bar{e}_u\}$を$[J^*]$マトリックスと$\{e_u\}$によって表すと

$$\begin{Bmatrix} u \\ \dfrac{\partial u}{\partial \xi} \\ \dfrac{\partial u}{\partial \eta} \\ \dfrac{\partial u}{\partial \theta} \end{Bmatrix}=\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial r}{\partial \xi} & \dfrac{\partial z}{\partial \xi} & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial r}{\partial \eta} & \dfrac{\partial z}{\partial \eta} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u \\ \dfrac{\partial u}{\partial r} \\ \dfrac{\partial u}{\partial z} \\ \dfrac{\partial u}{\partial \theta} \end{Bmatrix}=[J^*]\{e_u\}$$

$$\therefore\ \begin{Bmatrix} e_u \\ e_v \\ e_w \end{Bmatrix}=\begin{bmatrix} [J^*]^{-1} & & \\ & [J^*]^{-1} & \\ & & [J^*]^{-1} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \bar{e}_u \\ \bar{e}_v \\ \bar{e}_w \end{Bmatrix} \tag{4.21}$$

同様に$\bar{e}$についても有限フーリエ変換を施すと、結局$\{\varepsilon\}$は

$$\left\{\bar{C}m[\varepsilon]\right\}=[H]\begin{bmatrix}[J^*]^{-1} & & \\ & [J^*]^{-1} & \\ & & [J^*]^{-1}\end{bmatrix}\left\{\bar{C}m[\bar{e}]\right\} \tag{4.22}$$

さらに、$\left\{\bar{C}m[\bar{e}]\right\}$を(4.14)式を用いて$\left\{\bar{C}m[d]\right\}$で整理すると

$$\left\{\bar{C}m[\bar{e}]\right\}=\begin{Bmatrix}\bar{C}m[\bar{e}_u] \\ \bar{C}m[\bar{e}_v] \\ \bar{C}m[\bar{e}_w]\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}[P_1] & 0 & 0 \\ 0 & [P_2] & 0 \\ 0 & 0 & [P_3]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\bar{C}m\,[dr] \\ \bar{C}m\,[dz] \\ \bar{S}m\,[d\theta]\end{Bmatrix}$$

$$=[P]\left\{\bar{C}m[d]\right\} \tag{4.23}$$

ただし、

$$[P_1]=\begin{Bmatrix}[N] \\ \dfrac{\partial}{\partial\xi}[N] \\ \dfrac{\partial}{\partial\eta}[N] \\ -m[N]\end{Bmatrix}\qquad [P_2]=\begin{Bmatrix}[N] \\ \dfrac{\partial}{\partial\xi}[N] \\ \dfrac{\partial}{\partial\eta}[N] \\ -m[N]\end{Bmatrix}\qquad [P_3]=\begin{Bmatrix}[N] \\ \dfrac{\partial}{\partial\xi}[N] \\ \dfrac{\partial}{\partial\eta}[N] \\ m[N]\end{Bmatrix}$$

したがって、(4.22)、(4.23)式より

$$\therefore\ \left\{\bar{C}m[\varepsilon]\right\}=[B]\left\{\bar{C}m[d]\right\} \tag{4.24}$$

ただし、

$$[B]=[H][J^*]^{-1}[P]$$

ここで、［B］マトリックスは6×12の大きさで、次のようになる。

$$[B]=\frac{1}{4}\begin{bmatrix}B_{11} & 0 & 0 & B_{14} & 0 & 0 & B_{17} & 0 & 0 & B_{110} & 0 & 0 \\ 0 & B_{22} & 0 & 0 & B_{25} & 0 & 0 & B_{28} & 0 & 0 & B_{211} & 0 \\ B_{31} & 0 & B_{33} & B_{34} & 0 & B_{36} & B_{37} & 0 & B_{39} & B_{310} & 0 & B_{312} \\ B_{41} & B_{42} & 0 & B_{44} & B_{45} & 0 & B_{47} & B_{48} & 0 & B_{410} & B_{411} & 0 \\ B_{51} & 0 & B_{53} & B_{54} & 0 & B_{56} & B_{57} & 0 & B_{59} & B_{510} & 0 & B_{512} \\ 0 & B_{62} & B_{63} & 0 & B_{65} & B_{66} & 0 & B_{68} & B_{69} & 0 & B_{611} & B_{612}\end{bmatrix}$$

この、［B］マトリックスの各項の内容は次式となる。

$$
\begin{aligned}
B_{11} &= -TM\times X_1 - SM\times X_2 \\
B_{14} &= TM\times X_1 - SP\times X_2 \\
B_{17} &= TP\times X_1 + SP\times X_2 \\
B_{110} &= -TP\times X_1 + SM\times X_2 \\
B_{22} &= -TM\times X_3 - SM\times X_4 \\
B_{25} &= TM\times X_3 - SP\times X_4 \\
B_{28} &= TP\times X_3 + SP\times X_4 \\
B_{211} &= -TP\times X_3 + SM\times X_4 \\
B_{31} &= R\times SM\times TM \\
B_{34} &= R\times SP\times TM \\
B_{37} &= R\times SP\times TP \\
B_{310} &= R\times SM\times TP \\
B_{33} &= DP\times SM\times TM \\
B_{36} &= DP\times SP\times TM \\
B_{39} &= DP\times SP\times TP \\
B_{312} &= DP\times SM\times TP
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
B_{41} &= B_{22} \\
B_{42} &= B_{11} \\
B_{44} &= B_{25} \\
B_{45} &= B_{14} \\
B_{47} &= B_{28} \\
B_{48} &= B_{17} \\
B_{410} &= B_{211} \\
B_{411} &= B_{110} \\
B_{51} &= B_{33} \\
B_{53} &= B_{11} - B_{31} \\
B_{54} &= B_{36} \\
B_{56} &= B_{14} - B_{34} \\
B_{57} &= B_{39} \\
B_{59} &= B_{17} - B_{37} \\
B_{510} &= B_{312} \\
B_{512} &= B_{110} - B_{310} \\
B_{62} &= B_{33} \\
B_{63} &= B_{22} \\
B_{65} &= B_{36} \\
B_{66} &= B_{25} \\
B_{68} &= B_{39} \\
B_{69} &= B_{28} \\
B_{611} &= B_{312} \\
B_{612} &= B_{211}
\end{aligned}
$$

ただし、

$SM = (1-\xi)$　　$TM = (1-\eta)$　　$R = 1/r$

$SP = (1+\xi)$　　$TP = (1+\eta)$　　$DP = -m/r$

$X_1 = -\{(1-\xi)(z_1 - z_4) + (1+\xi)(z_2 - z_3)\} / (4\det[J^*])$

$X_2 = \{(1-\eta)(z_1 - z_2) + (1+\eta)(z_3 - z_4)\} / (4\det[J^*])$

$X_3 = \{(1-\xi)(r_1 - r_4) + (1+\xi)(r_2 - r_3)\} / (4\det[J^*])$

$X_4 = -\{(1-\eta)(r_1 - r_2) + (1+\eta)(r_3 - r_4)\} / (4\det[J^*])$

次に応力マトリックスを求める。

節点変位と要素内応力の関係は、(4.24)式と Hooke の法則を用いて

$$
\begin{aligned}
\{\bar{C}m[\sigma]\} &= [D]\{\bar{C}m[\varepsilon]\} \\
&= [D][B]\{\bar{C}m[d]\} \qquad (4.25)
\end{aligned}
$$

ただし、［D］マトリックスは弾性マトリックスを表し、次のようである。

$$[D]=\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & & & \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & & 0 & \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & & & \\ & & & \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} & & \\ & 0 & & & \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} & \\ & & & & & \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} \end{bmatrix}$$

ここで、

E：弾性係数　　　　　ν：ポアソン比

次に、仮想仕事の原理により、軸対称リング要素の動的基本式を導く。仮想変位を{d}、外力を{f}、仮想変位によって生ずる歪を$\{\overline{\varepsilon}\}$、外力による応力を{$\sigma$}とすると単位ラジアン当りの仕事は

$$\{d\}^T\{f\}r_0=\int_V\{\overline{\varepsilon}\}^T\{\sigma\}\cdot r\cdot dr\cdot d\theta\cdot dz+\int_V\rho\{\overline{\delta}\}^T\{\ddot{\delta}\}\cdot r\cdot dr\cdot d\theta\cdot dz \qquad (4.26)$$

ただし、r_0　：{f}の作用している点のr座標、

{δ}：要素内任意点の変位を意味する。

なお$\{\delta\}=[N]\{d\}$　(4.27)

(4.24)式の各物理量を有限フーリエ変換して、二次元問題に置き換えると

$$\{\overline{C}m[d]\}^T\{\overline{C}m[r_0f]\}=\int_A\{\overline{C}m[\overline{\varepsilon}]\}^T\{\overline{C}m[\sigma]\}\cdot r\cdot dr\cdot dz$$
$$+\int_A\rho\{\overline{C}m[\overline{\delta}]\}^T\{\overline{C}m[\ddot{\delta}]\}\cdot r\cdot dr\cdot dz \qquad (4.28)$$

ここで、(4.24)、(4.25)、(4.27)式より

$$\{\overline{C}m[\overline{\varepsilon}]\}^T=\{\overline{C}m[d]\}^T\{B\}^T \qquad (4.29)$$

$$\{\overline{C}m[\overline{\sigma}]\}^T=[D][B]\{\overline{C}m[d]\}^T \qquad (4.30)$$

$$\{\overline{C}m[\overline{\delta}]\}^T=\{\overline{C}m[d]\}^T[N]^T \qquad (4.31)$$

(4.29)、(4.30)、(4.31)式を用いて(4.28)式を整理すると、

$$\therefore \{\bar{C}m[r_0f]\} = \int_A [B]^T [D][B] \cdot \{N\}^T \{r_i\} \det[J] d\xi d\eta \cdot \{\bar{C}m[d]\}$$

$$+ \int_A \rho [N]^T [N] \{N\}^T \{r_i\} \det[J] d\xi d\eta \cdot \{\bar{C}m[\ddot{d}]\} \qquad (4.32)$$

ここで、

$$[K] = \int_A [B]^T [D][B] \cdot \{N\}^T \{r_i\} \det[J] d\xi d\eta$$

$$[M] = \int_A \rho [N]^T [N] \cdot \{N\}^T \{r_i\} \det[J] d\xi d\eta$$

とおくと、結局要素の運動方程式は

$$\{\bar{C}m[r_0f]\} = [K]\{\bar{C}m[d]\} + [M]\{\bar{C}m[\ddot{d}]\} \qquad (4.33)$$

静的解析はここで得られた要素の運動方程式中質量マトリックスを零とし、要素各節点に作用する節点力の釣り合いを考え、構造全体を重ね合わせることによって全体剛性方程式を求めて境界条件等を考慮して行われる。

次に固有値を無次元化した形で求めるために軸方向の基本波長を用いて、次のような形に整理する。すなわち、

調和波動：$\sin(2\pi z/\lambda)\sin\omega t$

波動伝播：$\sin\{2\pi(z-ct)/\lambda\}$

（zは軸方向の座標である）

いま、

$$[K] = \frac{1}{\left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2}[K^*] \qquad (4.34)$$

$$[M] = \frac{1}{\left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2 C_{s1}^2}[M^*] \qquad (4.35)$$

とおく。ただし、C_{S1}は基準物性に関するせん断波速度である。ここでは、鋼の物性値を採用している。(4.34)、(4.35)式を用いると(4.33)式は

$$\frac{1}{\left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2}[K^*]\{\bar{C}m[d]\}+\frac{1}{\left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2 C_{S1}^2}[M^*]\{\bar{C}m[\ddot{d}]\}=\{\bar{C}m[r_0f]\} \tag{4.36}$$

全体剛性方程式はここで定式化された要素に関する剛性マトリックスを用いて、要素各節点に作用する節点力の釣り合いを考え、構造全体を重ね合わせることで得られる。

ここで、固有値は$\{\bar{C}m[r_0f]\}=0$ とおいて求める。すなわち$\{\bar{C}m[d]\}$ を$\{\bar{C}m[d]\}=\{\bar{C}m[d]\}\sin\{2\pi(z-ct)/\lambda\}$ と仮定して前式に代入して整理すると、

$$\det[[K^*]-V^2[M^*]]=0 \tag{4.37}$$

として固有値V、それに対する固有ベクトル$\{Xr\}$を求めることができる。
ただし、

$$c=VC_{S1}、\ \omega=2\pi c/\lambda \tag{4.38}$$

である。

第5章　鋼管矢板構造の軸対称リング要素へのモデル化

5・1　概　　説

本研究対象である人工島併用地中連続壁構造は、鋼管矢板土留構造による人工島を有する構造であり、全体構造は軸対称構造となっている。従って、挙動解析は、鋼管矢板土留構造及び地盤を含めた解析領域を全て軸対称構造にモデル化し軸対称リング要素を用いて行うこととした。しかしながら、先に述べたように人工島の構築に用いられる鋼管矢板土留構造は、深さ方向には連続体であるが周方向には継手を介して、連結された構造である。

ここでは、本構造全体に軸対称リング要素法を適用可能にするために、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方法について述べる。すなわち、第3章では鋼管矢板構造に対してその継手部を線形バネと仮定した場合の解析法を示した。ここではその解析結果を用いて、鋼管矢板構造を軸対称リング要素にモデル化することとする。

具体的には、第3章で示した解析法を用いて水平方向荷重を作用させた場合の鋼管構造の変形解析を行う。次に鋼管矢板直径と同じ厚さを仮定する厚肉円筒構造を軸対称リング要素法によりモデル化して厚肉円筒の要素剛性を種々変化させた解析を行い、先に求めた鋼管構造の解析結果と大略等しい変形を示す軸対称リング要素の剛性を求める。このようにして鋼管矢板構造をリング要素にモデル化することとした。具体的な数値検討は、実構造と同様に頂部に箱形腹起しリング（高さ 0.7m × 幅 0.9m）を設置し、外径 1m、肉厚 14 mm、海底面からの長さ 16m の鋼管を 168 本用いた内半径 33m の鋼管矢板土留構造に対して行った。解析は、底部を完全固定、頂部を自由端と仮定し、構造全体の変形挙動を評価できるように、静力学的挙動解析に対しては自重を考慮することから、高さ方向に三角形分布する水平荷重を作用させた解析を行い、動的挙動解析に対しては水平方向地震動を考え、高さ方向に一定の分布荷重を水平に作用させて解析を行った。

5・2　深さ方向三角形分布水平荷重載荷時

解析は、鋼管矢板構造をリング要素でモデル化した解析法と継手を考慮した鋼管矢板構造解析法について、静水圧、静止土圧等の自重載荷による挙動を評価できるように深さ方向に三角形分布の荷重を水平に作用させて行った。尚、軸対称荷重載荷時には鋼管矢板構造の変形が小さく、その換算剛性を評価することが困難である。そのため、ここではフーリエ級数の項数を m=1 として一方向水平荷重載荷状態と仮定し、それを評価することとした。リング要素モデルによる解析結果から、リング要素に用いた換算弾性係数と頂部あるいは底部固定端の影響が少ないと考えられる構造物の中央点近傍付近（固定端より 8m の位置、図-5･1の C 点）の変形量の関係を図-5･1に示している。この図から鋼管矢板構造解析法を用いた解析結果から得られる変位 2.0433cm と等しいリング要素の換算弾性係数を求めると 3.75×10^4 kgf/cm^{2}となる。また、図-5･2には換算弾性係数を 3.75×10^4 kgf/cm^{2}とした場合の水平方向変位の高さ方向分布の両解析値を比較して示している。図-5･2より、軸対称リング要素による解析結果は、天端で若干差があるものの鋼管矢板構造解析による結果とよく近似している。よって静力学的挙動解析においては、厚肉円筒構造の軸対称リング要素に用いる換算弾性係数を E= 3.75×10^4 kgf/cm^{2}とすることとする。

——— 鋼管矢板構造をリング要素でモデル化し、換算弾性係数を用いた場合の解析値
- - - - 継手を考慮した鋼管矢板構造解析による解析値

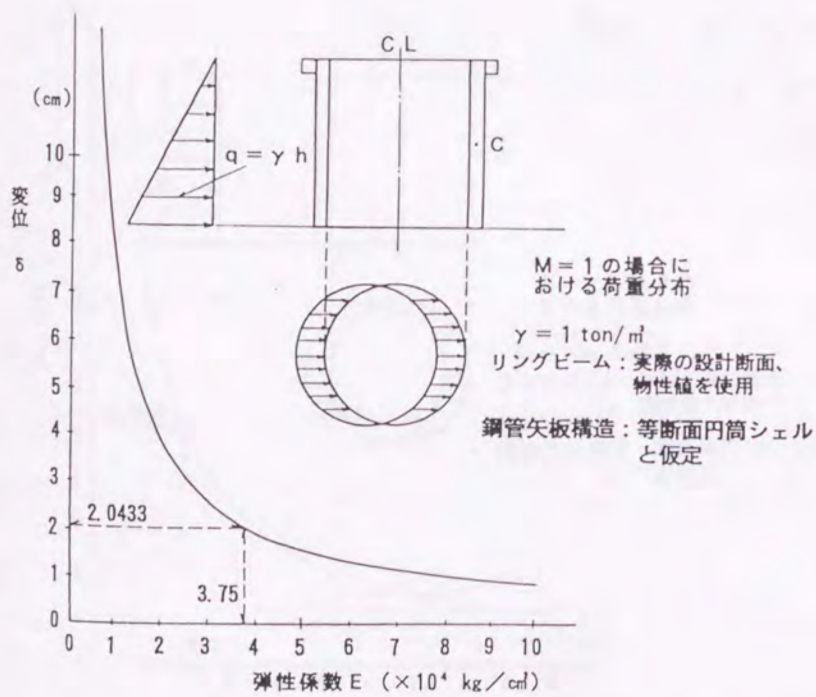


図-5･1　鋼管矢板構造の水平変位（C点）と換算弾性係数

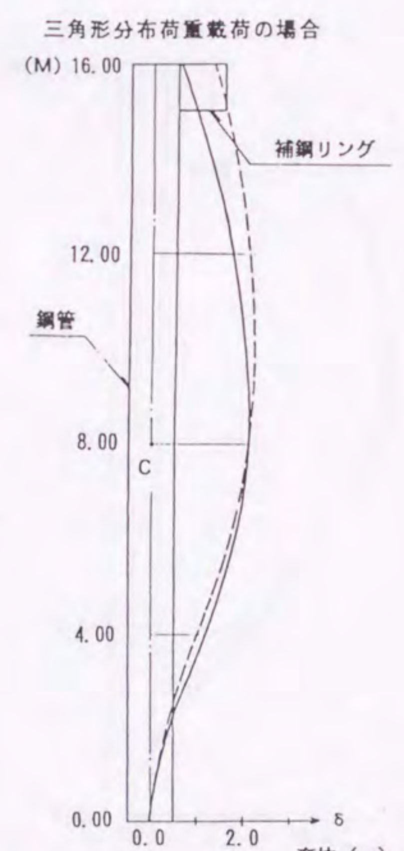


図-5･2　鋼管矢板構造の水平変位の高さ方向分布

5・3　深さ方向等分布水平荷重載荷時

ここで解析の対象としている地中連続壁構造の地震時変形挙動は、入力地震波の周期、大きさや掘削施工時の掘削状況等が影響し、複雑なものとなることが予想される。このような挙動に対し、人工島に用いられている鋼管矢板構造を的確に軸対称リング要素にモデル化することは、静的な自重解析におけるように単純ではない。しかしながら鋼管矢板が用いられている人工島は、海底に構築された構造であることから比較的一体となった変形挙動を示すことが予想される。従ってここでは、地震時の変形挙動が評価できる荷重条件として、高さ方向に等分布荷重を想定し、これを水平方向に作用させて両解析手法による変形挙動解析を行った。また、ここでもリング要素の換算弾性係数は、頂部あるいは底部固定端の影響が少ないと考えられる鋼管矢板構造の中央点近傍（固定端より8mの位置，図-5･3のC点）における変形量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-5･3にはC点の変形量とリング要素の換算弾性係数の関係を、また、図-5･4には換算弾性係数 2.0×10^{4} 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･4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。

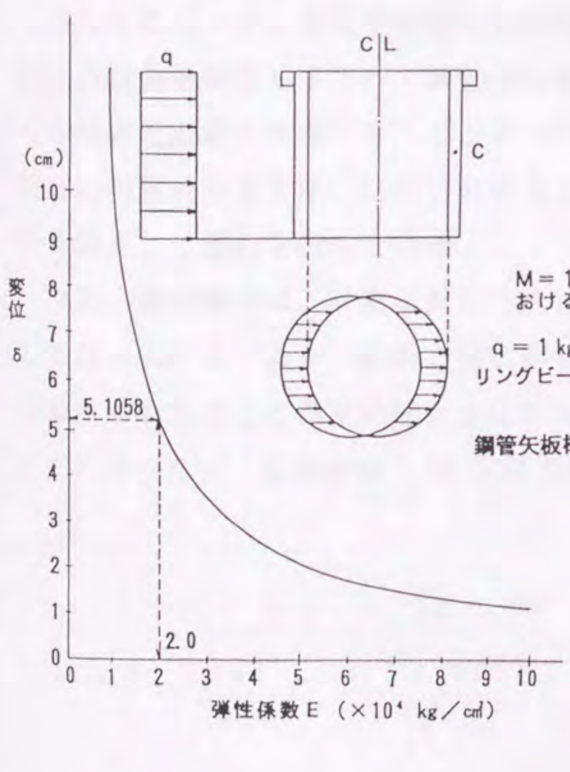


図-5･3　鋼管矢板構造の水平変位（C点）と換算弾性係数

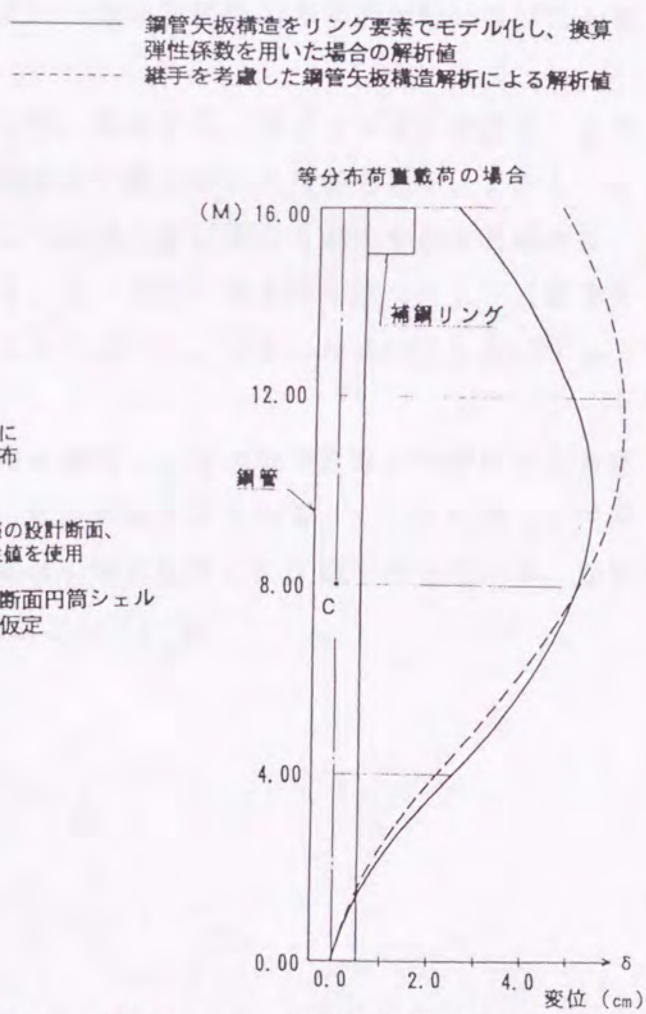


図-5･4　鋼管矢板構造の水平変位の高さ方向分布

第6章　地中連続壁構造の掘削施工時の静力学的挙動解析

6・1　概　　説

地中連続壁を併用した円形逆巻基礎施工法では、掘削施工に伴う土圧や水圧の変化とともに、大深度掘削施工となる場合は地中連続壁構造体内部の掘削土量も多くなり上載荷重（掘削土）除去による揚圧力や、掘削による基礎内部地盤の変化にあわせ基礎本体側壁部が新たに加わるなど複雑に変化する。さらに、基礎構造体は、人工島築島用鋼管矢板構造体、連続体としての中詰材、円形的に配置されている地中連続壁、本体側壁及び海底面下の地盤部等、種々の異なった形状、物性値、境界条件からなり、施工時における地中連続壁への影響など挙動解析は非常に複雑なものとなる。これらの点を考慮し、地中連続壁構造体設計段階での構造解析法として、形状、物性値、境界条件とも比較的容易に組み込むことが可能な軸対称リング要素を用いた解析手法を採用することとした。

本章では、大深度地中連続壁構造体の合理的な設計法を確立することを目的として、本解析手法を白鳥大橋主塔部基礎の仮設時の構造解析に応用したものである。すなわち、本解析結果と既に得られている掘削施工時の各種計測結果との比較検討を行って、本解析法の妥当性について検討を行うとともに掘削施工時の地中連続壁の力学的挙動についても検討を行っている。

本解析法では、地盤や構造体の適切な物理定数（弾性係数、ポアソン比、密度等）を与えることによって、土圧や地盤の相互作用を考慮した構造解析が可能である。しかし、軸対称の要素を仮定するため、鋼管矢板構造のように周方向に異なる剛性を有する場合は、その剛性を適確に考慮することが不可欠である。ここでは　第5章で述べたように鋼管矢板構造の解析手法を用いた解析結果を近似するようにリング要素の等価剛性を決定する方法を導入して解析を行っている。

なお、構造解析は、計測結果に対応させるため掘削による上載荷重除去の影響をも考慮して行っている。また、断面力値に関しては、本解析法による結果と、土圧に関して従来から用いられることの多い静止土圧を用いた場合の解析結果との比較も行っている。なお、すでに述べたように解析は、3P主塔基礎を対象としている。

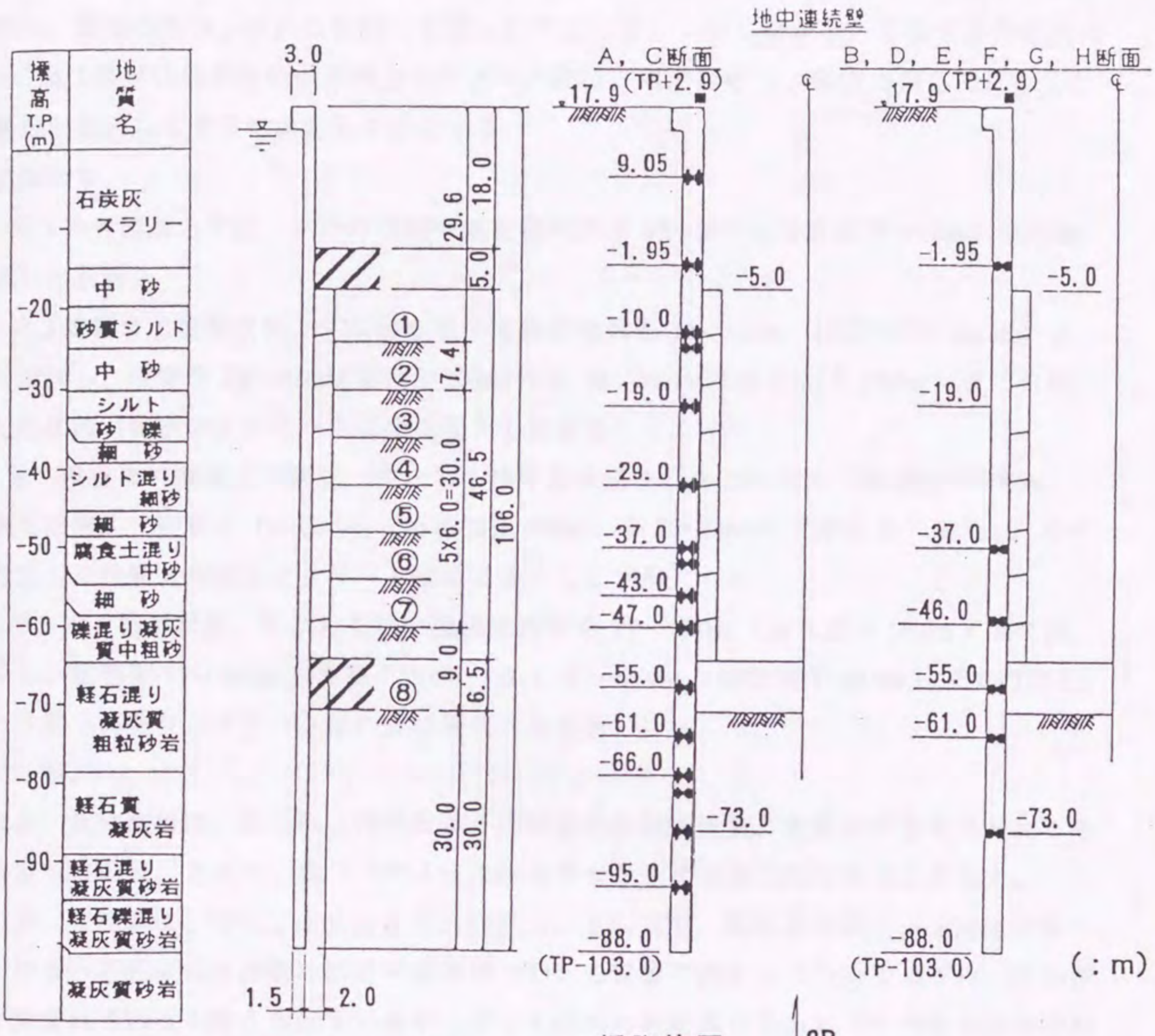
６・２　現地計測の概要

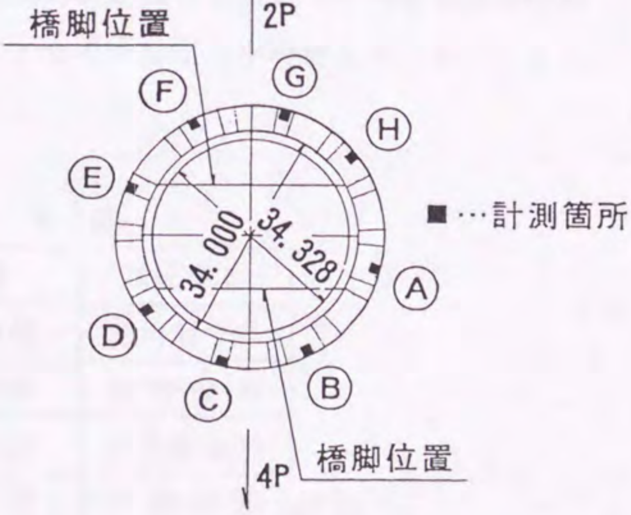
解析手法の妥当性検討のため用いられる実測値に関して、その現地計測の概要について述べる。

図-6･1には本研究対象である3P基礎での地質状況及び掘削順序と合わせて、地中連続壁部分の計測箇所と計測項目を示している。計測は地中連続壁断面の８断面で行われている。計測項目は、許容応力度との対比による安全性確認のための鉄筋歪（円周方向、鉛直方向）、設計値との対比、他計測項目との相関、異常現象の検知のための半径方向変位（挿入式傾斜計による）である。A、C断面では、円周方向と鉛直方向の鉄筋計を連続壁の内外面２列で深さ方向に13箇所設定しており、B、D、E、F、G、H断面では円周方向の鉄筋計を内外面２列で深さ方向６箇所設定している。また、変位計測のための傾斜計用計測管は各断面に計８箇所設置されている。

尚、この他に行われた計測としては、作用外力・偏圧の確認・設計側圧との対比を目的として、各断面には地中連続壁背面側に土圧計・水圧計が設置されていおり、土圧及び水圧の計測が行われている。

尚、ここでは内部掘削時の挙動を検討するため、特に地中連続壁の半径方向変位、円周方向及び鉛直方向応力について検討する。





記号	計器名
●	鉄筋計（円周方向）
●	〃　（鉛直　円周方向）
■	傾斜計用計測管

図−6・1　　地質状況・掘削順序及び計測箇所の概要図

6・3 解 析 条 件

3P主塔基礎の掘削は、図-6・1に示しているように8段階に分けて行われた。解析もそれぞれの施工段階に対応して行った。すなわち、第1段目掘削直後から第8段目掘削直後までの、掘削の直前、直後の状態全てについて行った。しかしながら、ここでは特に次の4つの施工段階に対する地中連続壁半径方向の変位、周方向応力、鉛直方向応力に注目し実測値と比較して考察を加えることとする。

すなわち、

a）第1段目掘削の状態、すなわち地中連続壁内側をTP-26.6m(海底面下11.6m）まで掘削した状態

b）第3段目まで掘削状態、すなわち地中連続壁内側をTP-40.0m（海底面下25.0m）まで掘削し、逆巻をTP-20.0m(海面下5.0m)からTP-34.0m（海底面下19.0m）まで打設した状態（側壁コンクリートは全て硬化した状態）

c）第5段目まで掘削した状態、すなわち地中連続壁内側をTP-52.0（海底面下37.0m）まで掘削し、逆巻をTP-20.0m（海底面下5.0m)からTP-46.0m（海底面下31.0m）まで打設した状態（側壁コンクリートは全て硬化した状態）

d）第8段目掘削状態、すなわち地中連続壁内側をTP-73.0m（海底面下58.0m）まで掘削し、逆巻をTP-20.0m（海底下5.0m）からTP-64.0m（海底面下49.0m）まで打設した状態（側壁コンクリートは　全て硬化した状態）

、である。

なお、数値解析は、第2章で述べたように地盤の材料物性値、水圧分布をそれぞれ2種類設定していることより、表-6・1のような組合わせケースを考えて行うこととした。

なお、実測値は、半径方向変位と周方向応力が8断面で、鉛直方向応力が2断面で得られている。各断面の実測値には地中連続壁の形状の影響や地盤の周方向での不均一性の影響が含まれていると考えられているが、ここでは軸対称構造を仮定し平均的な挙動を検討していることより、これらの影響を除去する方法として全段面の平均値を用いることとした。

表-6・1　解析ケース一覧

	材料物性値	水圧分布
ケース-1	静的載荷試験値	三角形分布
ケース-2	静的載荷試験値	台形分布
ケース-3	P.S検層法値	三角形分布
ケース-4	P.S検層法値	台形分布

6・4　解析手順

数値解析は、人工島、地盤、地中連続壁、基礎本体側壁を軸対称リング要素に分割し、人工島、地盤及び各構造体の自重及び水圧を考慮して行うこととする。本工事では2・3で述べているように掘削と同時に本体側壁を施工しているため、構造系は掘削による基礎内部地盤の変化に合わせ基礎本体側壁部が新たに加わる等複雑に変化する。地中連続壁構造の挙動特性の掘削による影響を検討するためには、各施工段階ごとに場合分けを行い、載荷、除荷及び基礎本体側壁部のコンクリートの硬化による剛性の変化を考慮して解析を行わなければならない。本研究では、このような各状態における地中連続壁構造の挙動解析に全て線形弾性理論が適用できるものと仮定し、重ね合わせの理論を利用して解析を行うこととした。

すなわち、一般に第（i+1）段目掘削による変位及び応力の変化は、第（i+1）段目掘削状態での自重、水圧等を考慮した解析結果から第i段目掘削状態での自重、水圧等を考慮した解析結果を差し引くことにより与えられる。従って、第（i+1）段目掘削時の変形及び応力挙動は、これを第i段目掘削時の変形及び応力に加えることにより与えられる。しかしながら、この過程において、基礎本体側壁が逆巻工法によって打設されるため、さらにその自重、剛性を評価考慮しなければならない。

具体的な手順を図-6・2を参照して説明する。今、図-6・2（a）に示すように第i段目掘削後（第i段目まで掘削し、本体側壁が第（i−1）段目まで完成した状態）の変形及び応力状態が求められているとして、この状態をA_iとする。

次に、図-6・2（b）のように構造系としては第i段目掘削状態で第i段目本体側壁部コンクリート打設終了時の状況で、外力としては第i段目本体側壁の自重のみを考慮した状況（第i段目本体側壁コンクリートが未硬化）における解析結果を$S_{i,0}$とする.

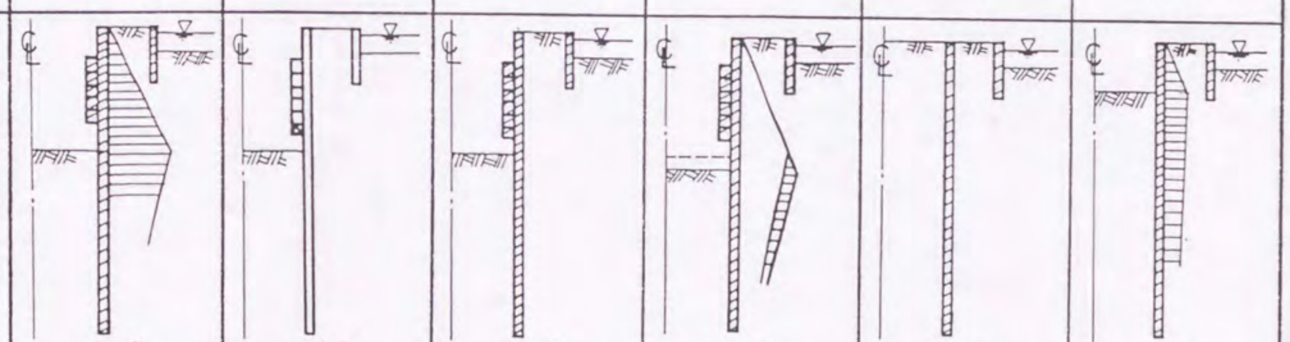
また、構造系は第i段目掘削時で、第i段目本体側壁完成状態（第i段目の本体側壁コンクリートが硬化して所定の強度が発現し、その剛性も考慮できる状態）で全ての自重を外力とした場合の解析結果を$S_{i,1}$とする（図-6・2（c）参照）。

さらに、構造系として$S_{i,1}$と同様で外力条件として全ての自重及び第（i+1）段目掘削に伴う水圧増加分を考慮した解析結果を$S_{i,2}$とすれば（図-6・2（d）参照）、第（i+1)段目掘削後の変形、応力状態A_{i+1}は、

$$A_{i+1}=A_i+S_{i,0}+S_{i,2}-S_{i,1} \qquad (6.1)$$

となる。

ただし、第1段目掘削後の変形、応力状態A_1は、人工島築島後地中連続壁を打設した状態における全ての自重による変形、応力解析を行った結果を$S_{0,1}$（図-6・2（e）参照）、第1段目掘削を完了し全ての自重及び第1段目掘削に伴う水圧増加分を考慮した解析結果を$S_{0,2}$（図-6・2（f）参照）として

変形及び応力の状態		第ｉ段目掘削後	第ｉ段目掘削時第ｉ段目本体側壁自体による	第ｉ段目掘削時全自重による	第(i+1)段目掘削時全自重及び水圧増加分による	掘削前初期状態における全自重による	第1段目掘削時全自重及び水圧増加分による
構造条件	掘削段階	第ｉ段目	第ｉ段目	第ｉ段目	第(i+1)段目	掘削なし	第1段目
	本体側壁打設状態	第(i-1)段目完成	第ｉ段目打設ただし未硬化状態	第ｉ段目完成	第ｉ段目完成	なし	なし
荷重条件	自重	全自重	第ｉ段目本体側壁自重のみ	全自重	全自重	全自重	全自重
	水圧	第ｉ段目掘削による水圧	考慮せず	考慮せず	第(i+1)段目掘削に伴う水圧増加分	考慮せず	第1段目掘削に伴う水圧
変形及び応力状態		A_i	$S_{i,0}$	$S_{i,1}$	$S_{i,2}$	$S_{0,1}$	$S_{0,2}$
記号及び解析モデル概念図 及び は自重を考慮していることを示す		 (a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)

図−6・2　地中連続壁構造の解析手順説明図

$$A_1 = S_{0,2} - S_{0,1} \qquad (6.2)$$

となる。各掘削段階での変形及び応力分布は、前段階までの掘削状況に対応した変形及び応力が既知であるならば、これに次段目掘削による影響を加えることにより得ることができる。

6・5 解析結果と考察

ここでは、4つの施工段階について地中連続壁の半径方向変位、周方向応力、鉛直方向応力に注目し、実測値と比較し検討する。さらに土圧として一般的に設計で採用されることの多い静止土圧を仮定する場合の結果との比較検討も行う。

6・5・1 解析値と実測値との比較

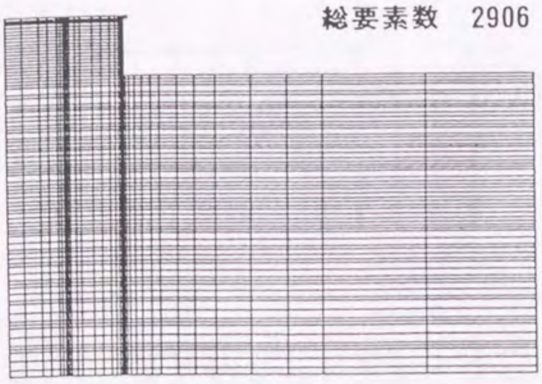
解析に用いた要素分割図を図-6・3に示す。総節点数及び要素数は地中連続壁完成時でそれぞれ 3033、2906、第 8 段目掘削終了時でそれぞれ 2649、2518 となっている。

各掘削段階における半径方向変位の深さ方向分布を図-6・4に示した。図の縦軸は海底面を零とした深さ方向の座標を示し、横軸は地中連続壁の変位で外方への変形を正として整理している。解析値は水圧が台形分布の場合を実線で、三角形分布の場合を破線で示し、実測値は○で示している。なお、各図（a）が地盤の材料物性値として静的載荷試験による値を採用したケース－1、2に対する結果、図（b）が P.S 検層法による値を採用したケース－3、4に対する結果である。

実測変位の傾向を考察すると、いずれも地中連続壁天端では小さく、深さ方向に、海底面または、掘削面付近で最大値を示し底部に向かって小さくなっている。しかしながら、掘削に伴う変化の状況を見ると、第 1 段目掘削終了時では海底面付近で最大値を示し、第 3 段目掘削終了時には、海底面付近と掘削面より少し上に大きな値を示し、局部的に凹凸を示す分布となっており、この傾向はその後の第 5 段目掘削終了時、第 8 段目掘削終了時においても同様である。第 3 段目掘削終了時において、局部的な凹凸分布となっている部分が基礎本体側壁を打設している部分であることより、地中連続壁の半径方向変位は基礎本体側壁打設の影響を受けているものと考えられる。この傾向は、その後の第 5 段目掘削終了時、第 8 段目掘削終了時においても同様である。また、掘削面付近の最大値は、掘削の進行とともにわずかでわあるが、大きくなっている。これは土圧及び水圧の増加による影響であることがわかる。

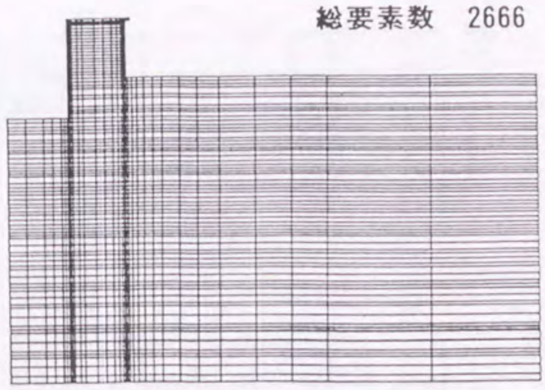
これに対し解析値は掘削の進行とともに変位の最大値が大きくなるものの、いずれも単調な変化を示しているいることがわかる。すなわち地中連続壁天端から掘削面付近に向かい変位は次第に増大し、底部に向かい減少し、多少の凹凸は見られるものの実測変位の状況とは異なる。変位の最大値は、第 3 段目掘削終了時までは掘削面付近に生じているが、第 5 段目掘削終了時から、第 8 段目終了時に向かい掘削面より僅か上方に生じている。これは、第 4 段目の掘削深さとなる TP－44.0m （海底面下 29.0m) 付近を境として、地盤の材料物性値が大きく変わり、底部に向かい地盤が堅くなり、いわゆる地盤反力が増大するためと考えられる。この現象は実測値の掘削面付近の状況とも符合する。また、掘削面より上方では変位が次第に減少し、天端付近では若干の外向きの変位が見られる。このことから天端付近では周方向に引張応力が生じていることが予想される。

総節点数　3033
総要素数　2906



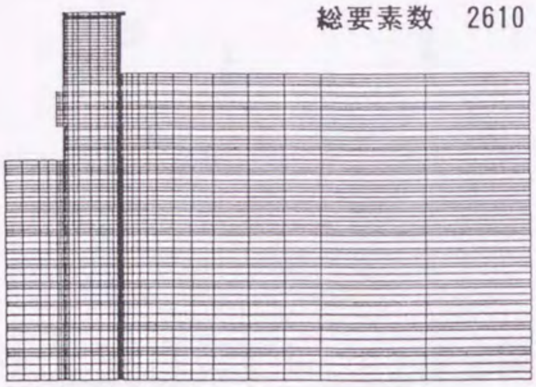
地中連続壁完成時

総節点数　2793
総要素数　2666



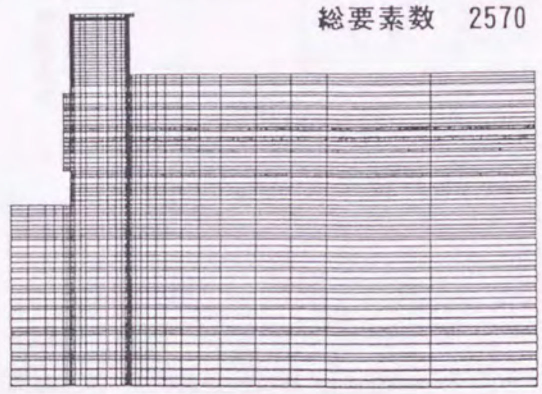
第１段目掘削終了時

総節点数　2741
総要素数　2610



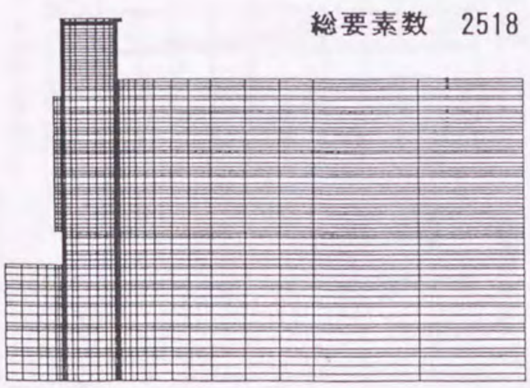
第３段目掘削終了時

総節点数　2701
総要素数　2570



第５段目掘削終了時

総節点数　2649
総要素数　2518



第８段目掘削終了時

図 -6·3　　要素分割図

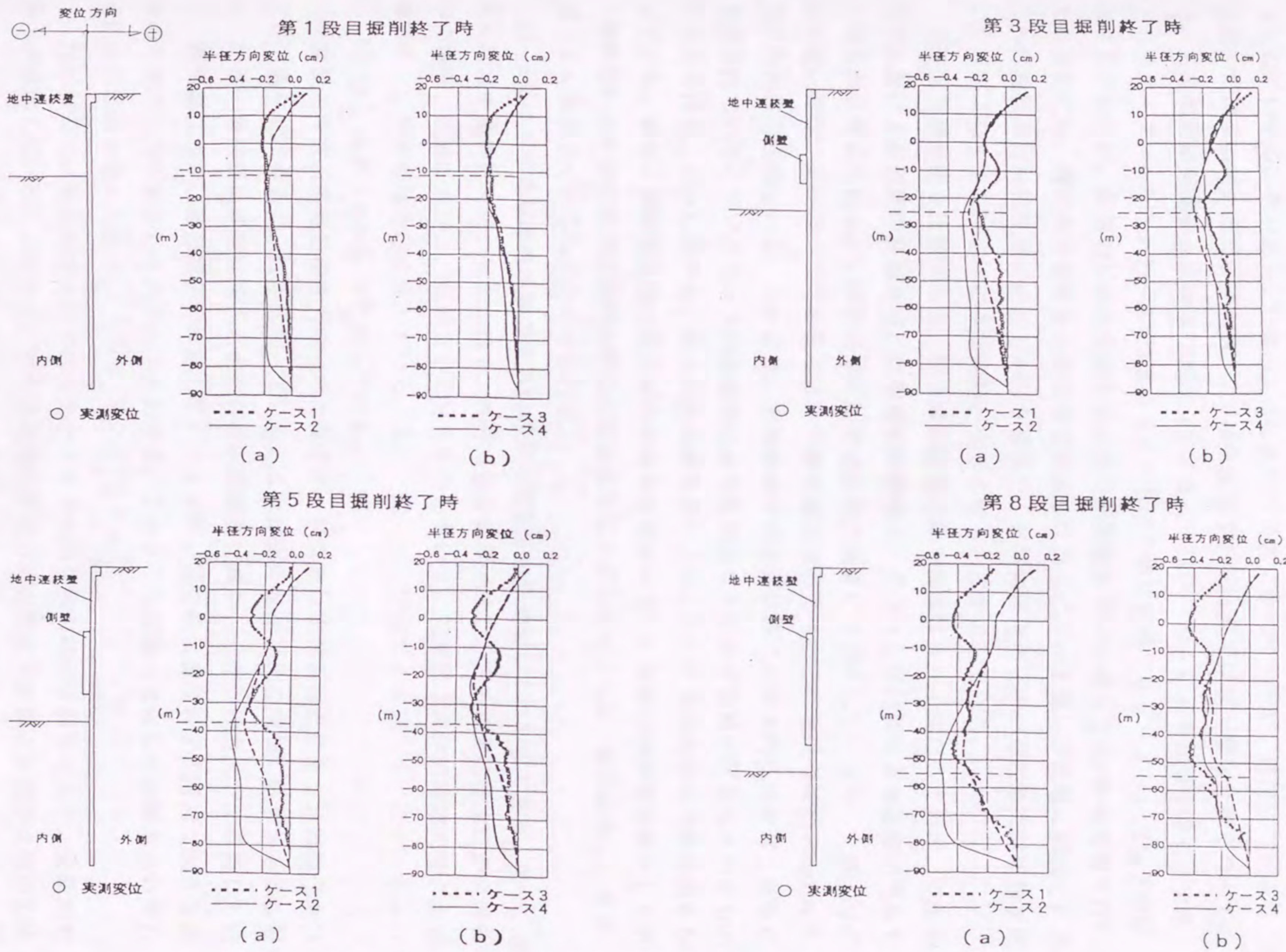


図-6·4　　地中連続壁の半径方向変位の深さ方向分布

掘削面以深の変位分布は、地盤の材料物性値と水圧分布形状によってかなり異なっていることがわかる。ケース－1では、変位は掘削面付近で最大値を示し、底部に向かって、直線的に減少しているが、ケース－2では海底面下約75mまでほぼ一様な分布となっている。この傾向は実測値とはかなり異なっている。一方ケース－3、4を比較すると、全体としてケース－4の方がケース－3より大きいものの特に深部ではケース－1、2ほどの差は生じていない。地盤の材料物性値を静的載荷試験値を用いた場合とP.S検層法値を用いた場合とでは、特に水圧分布を台形分布と仮定した場合において違いが顕著に顕れている。これは地盤の材料物性値が両者でかなり異なり、材料物性値の小さい静的載荷試験値を用いた方がより土圧及び水圧による変形が大きくなることを示している。

実測値と解析値を比較すると、第3段目掘削以後で両者は大きく異なっている。掘削面上部における実測値の変形分布には基礎本体側壁コンクリートの打設による影響が現れているものと考えられるが、解析結果にはその影響が顕著には示されていない。文献(31)によれば、側壁コンクリートの打設によって地中連続壁に発生する残留応力は約80kgf/cm^{2}であると報告されている。これより、実測結果の掘削面以浅における凹凸現象は、解析に考慮されていないコンクリートの凝固熱による局部的な変形等が複雑に関与しているものと考えられる。しかしながら、解析結果は掘削面の上部において実測値の平均的な値を示している。また、掘削面以深の変形分布の傾向を考慮すると、地盤の材料物性値としてP.S検層法による値を用い三角形分布の水圧分布を仮定するケース－3の解析結果が、実測値とよく対応しているものと考えられる。

図－6·5は地中連続壁内外縁の周方向応力の深さ方向分布を示したものである。図中、解析値は地中連続壁内縁の値を太線で、外縁の値を細線で示し、さらに実線は水圧が台形分布の場合、破線は水圧が三角形分布の場合を示している。実測値は地中連続壁内縁の値を●で示し、外縁の値を○で示している。また、図-6·4と同様に、各図（a）はケース－1、2、図（b）はケース－3、4を示している。

実測値の周方向応力の深さ方向分布を見ると、最大値は掘削面付近に生じ、掘削の進行に伴い僅かではあるが、大きくなっている。これは土圧及び水圧の増加に影響があることがわかる。掘削面以深では深さとともにほぼ直線的に減少し、かつ軸力成分が卓越している。掘削面以浅では軸力成分が卓越しているものの、第3段目掘削終了の時点で大きな局部的な曲げ応力が発生していることがわかる。このような現象も主として基礎本体側壁打設による影響と考えられる。

これに対して、解析結果はいずれのケースも全体的な傾向はほぼ同じであり、全断面で軸力が卓越している。このため、地中連続壁内外縁の応力を示す細線と太線がほぼ同じ値となっており、曲げ成分はごく僅か見られる程度であることが分かる。深さ方向分布をみると、いずれのケースも天端付近では変位分布から予想されるように若干の引張応力（天

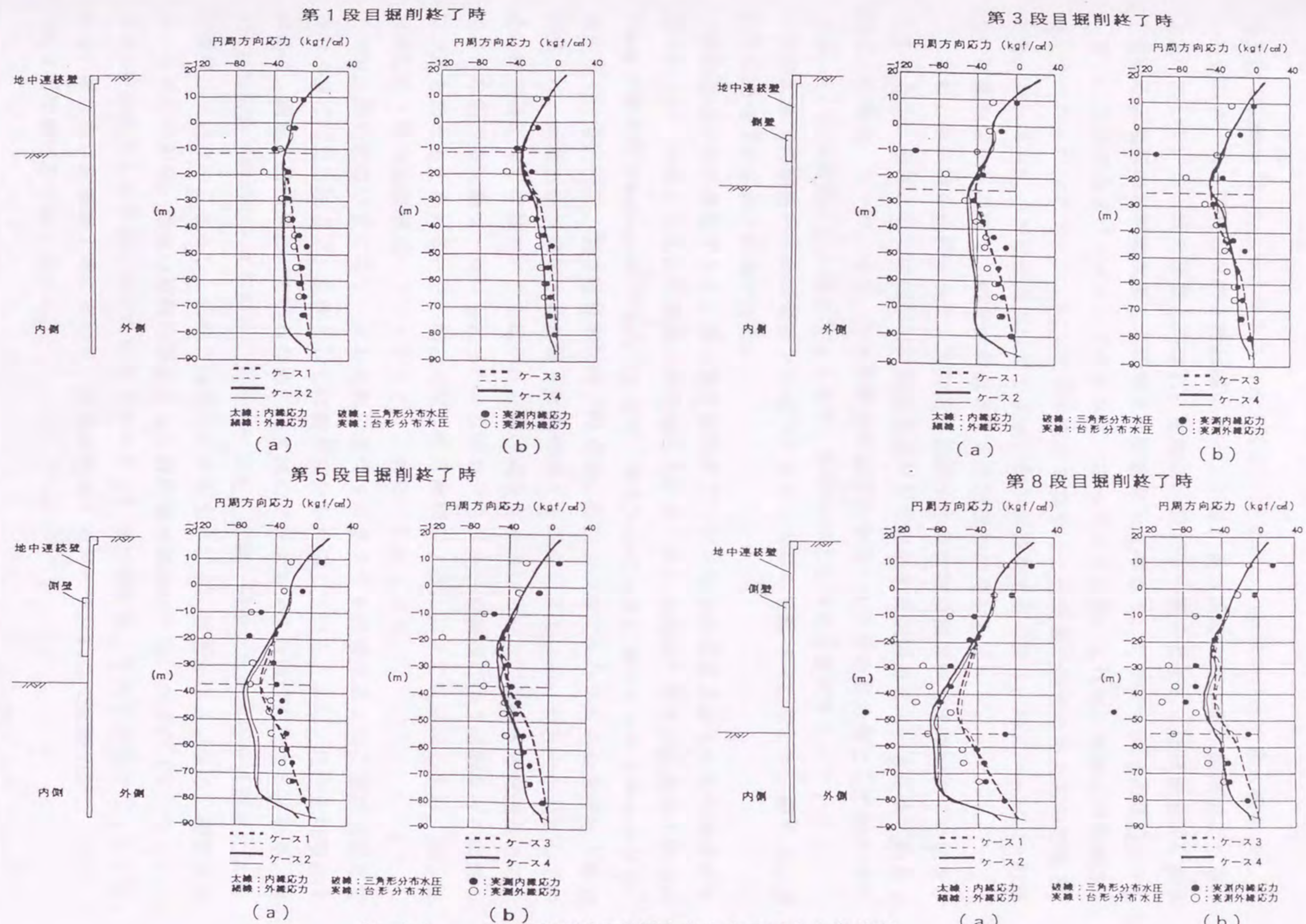


図 -6·5　　地中連続壁の円周方向応力の深さ方向分布

端で約 15Kgf/cm ^{2}）を生じ、深さ方向に圧縮応力が増加し、掘削面付近で最大値を示しているものの、第 5 段目掘削終了時以降のケースでは、周方向応力最大値は掘削面より僅か上方に生じている。また実測と同様に、掘削面以深では、深さとともにほぼ直線的に減少している。地盤の材料物性値と水圧分布の影響を見てみると、ケース－3、4 の場合がケース－1、2 の場合より全体として小さな値となっている。特にこれは、地盤の材料物性値がケース－1、2 とケース－3、4 ではかなり異なり、この影響が顕著に出たものである。また、ケース－1、2 では掘削面以深で水圧分布の影響を大きく受け、特にケース－2 の場合には掘削面から海底面下約 75m 付近まで大きな軸力が発生している。

実測値と解析値を比較すると、実測値は基礎本体側壁打設部近傍で比較的大きい値を示しているが、全体としては地盤の材料物性値として静的載荷試験値を用い水圧を三角形分布とした場合（ケース－1）と、P.S 検層法による値を用い水圧を台形分布とした場合（ケース－4）が実測値に近い値となっており、変位分布とは異なる状況を示している。

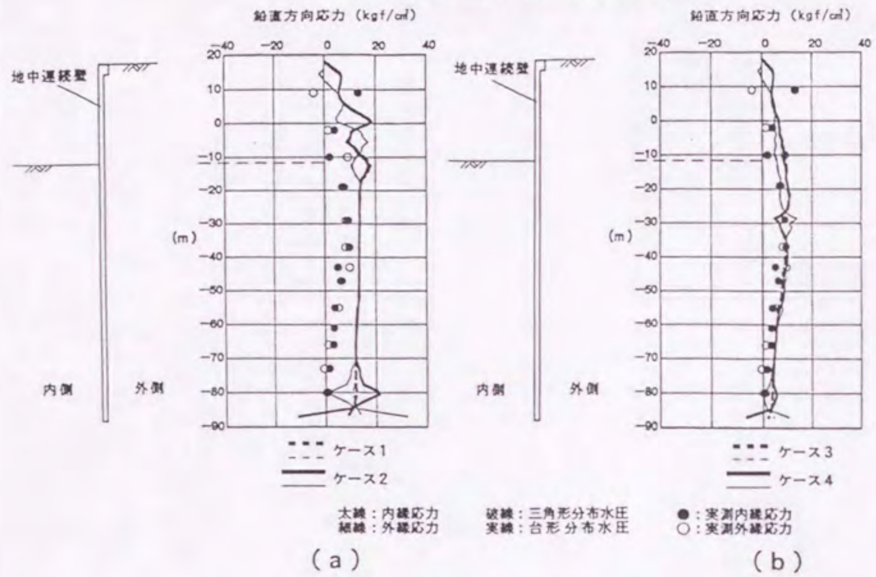
同様に地中連続壁内外縁の鉛直方向応力の深さ方向分布を図-6･6に示した。図中の線種、記号は図-6･5の定義と同様である。

実測値について考察すると、第 1 段目掘削終了時では地中連続壁上部で小さな曲げが生じているが、全体としては引張軸力が卓越している。特に掘削面以深では海底面下約 30m ~ 40m で最大約 10Kgf/cm ^{2}の引張応力となり、深さ方向に次第に減少するゆるやかな分布を示している。一方、第 3 段目掘削終了時では、掘削面以浅でかなり大きな曲げ応力成分が見られ、基礎本体側壁部分と基礎本体側壁の上下端面付近では曲げの方向が逆転している。掘削面以深では軸力とともに小さな曲げ成分も示されている。基礎本体側壁部でのこのような応力の変動は、前にも述べたようにコンクリートの凝固に伴う発熱などが関係しているものと考えられる。この傾向は第 5 段目掘削終了時においても同様である。第 8 段目掘削終了時の実測値はバラツキが大きく、評価が困難である。

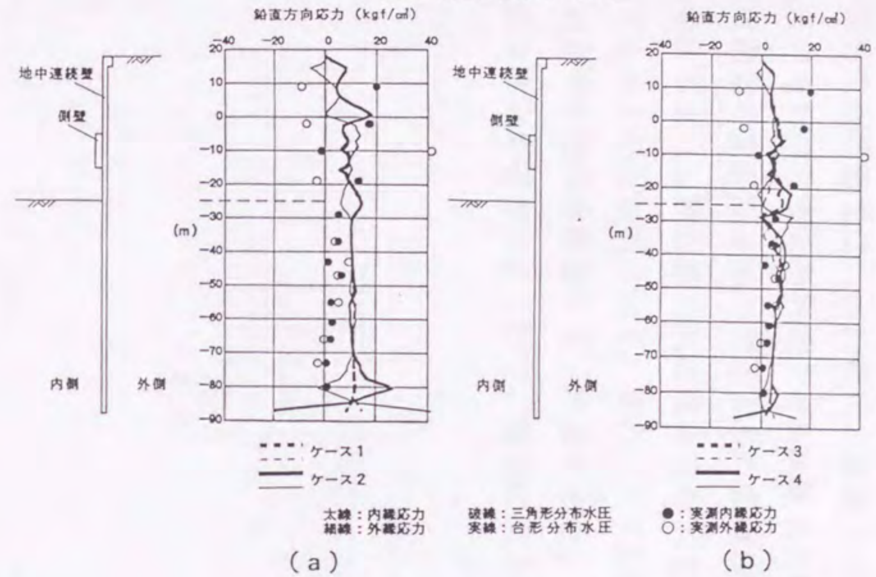
一方、解析値はいずれのケースも地盤の変化する部分や本体側壁部下端と掘削面近傍で多少の曲げが見られるが、全体としては軸力成分が卓越している。また、地中連続壁の下端部は、固定支持境界としているため、いずれのケースも大きな曲げが発生している。第 8 段目掘削終了時のケースを除いて、各ケースとも実線と破線の差や水圧分布形状による差が現れていないことより、鉛直方向応力は水圧分布による影響が小さいものと判断される。しかしながら、地盤の材料物性値として静的載荷試験値を用いた場合（ケース－1、2）は P.S 検層法値による値を用いた場合（ケース－3、4）の結果より大きな値となっている。また、第 5 段目掘削終了時において、側壁打設部分でケース－1、2 では軸力が、ケース－3、4 では曲げが卓越している。

以上、各解析値と実測値を総合的に比較すると、地盤の材料物性値として P.S 検層法値

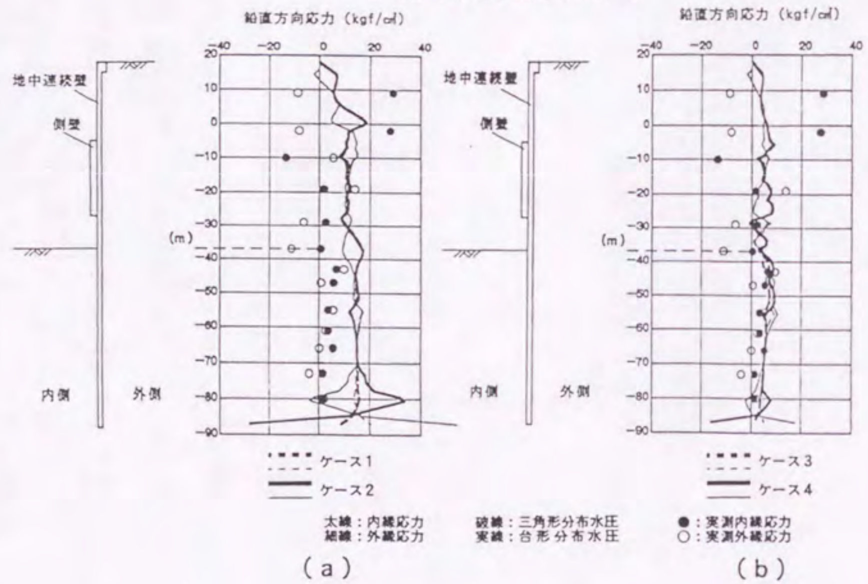
第１段目掘削終了時



第３段目掘削終了時



第５段目掘削終了時



第８段目掘削終了時

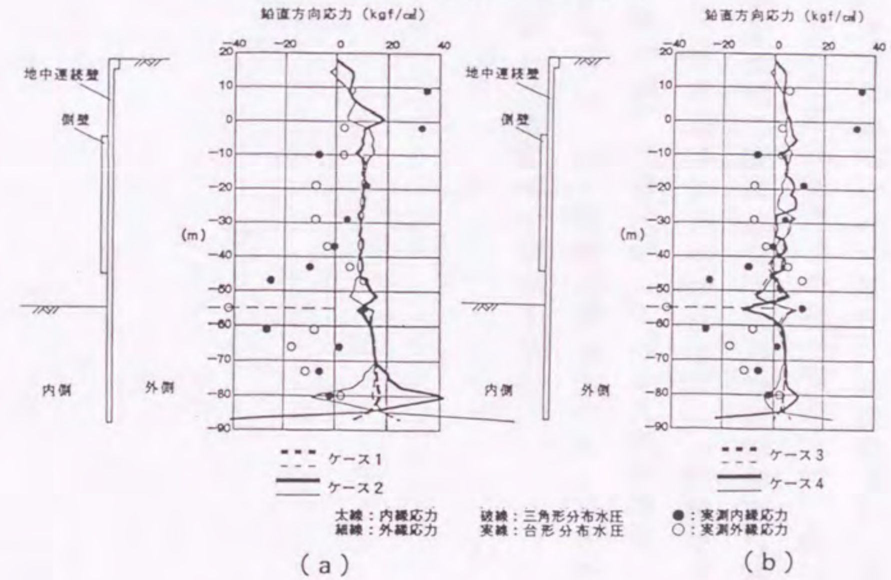


図 -6･6　　地中連続壁の鉛直方向応力の深さ方向分布

を用いた解析結果は、静的載荷試験値を用いた解析結果よりも全体的に実測値をより評価しているものと考えられる。P.S検層法値は一般的に弾性係数を大きく評価する。地中連続壁構造の変形が小さいことより、基礎施工時の地盤の弾性係数が、その弾性係数の歪み依存性によって静的載荷試験値よりも大きいものと推察されることからも、上記結果が妥当であるものと判断される。また、P.S検層法値を用いた場合は、水圧の分布を台形分布と仮定する方が実測値を良く評価できる。このように、用いる材料物性値によって解析結果に大きな影響を与えるので、採用に当たっては十分検討する必要がある。

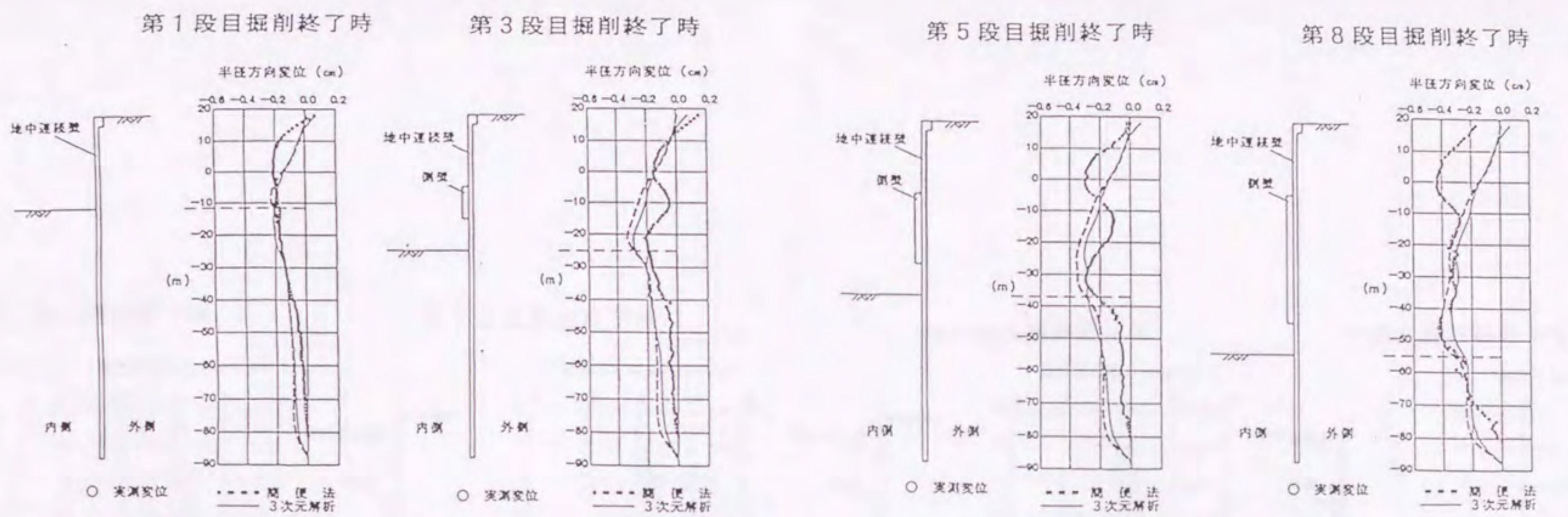
6・5・2　土圧係数として0.5を仮定する場合の検討

地中連続壁の設計は、先に述べているように掘削中においては各掘削状態における土圧、水圧等を考慮した外力を仮定し、地中連続壁が弾性支承により支持されているものと仮定しておこなっている。土圧、水圧は地質調査等によるデータを基に推定するが、特に土圧は構造物の変形状態によって異なるため合理的な推定が簡単ではないものと考えられる。この種の構造物の設計では、一般的に静止土圧を仮定し土圧係数として0.5を採用することが多いようである。実際本主塔基礎はこのような考えを採用し、設計されている。ここでは土圧係数を仮定する簡便法が妥当かどうかを地盤等の自重を考慮した3次元応力解析結果との比較により検証する。すなわち、簡便法としての解析は土圧係数を0.5と仮定し、地中連続壁、基礎本体側壁及び掘削面以深の地中連続壁内部のみの地盤を考慮して全て弾性リング要素を用いて行うものである。また、前節の結果をもとに水圧は台形分布とし、地盤の材料物性値はP.S検層値による値を用いることとした。解析は各掘削段階ごとにおこなっているが、ここでも第1段目、第3段目、第5段目、第8段目掘削終了時の状態について実測値との比較を行うとともに、先に得られた3次元解析結果との比較検討を行うこととする。各物理量に関する比較検討結果を図-6･7〜6･9に示している。

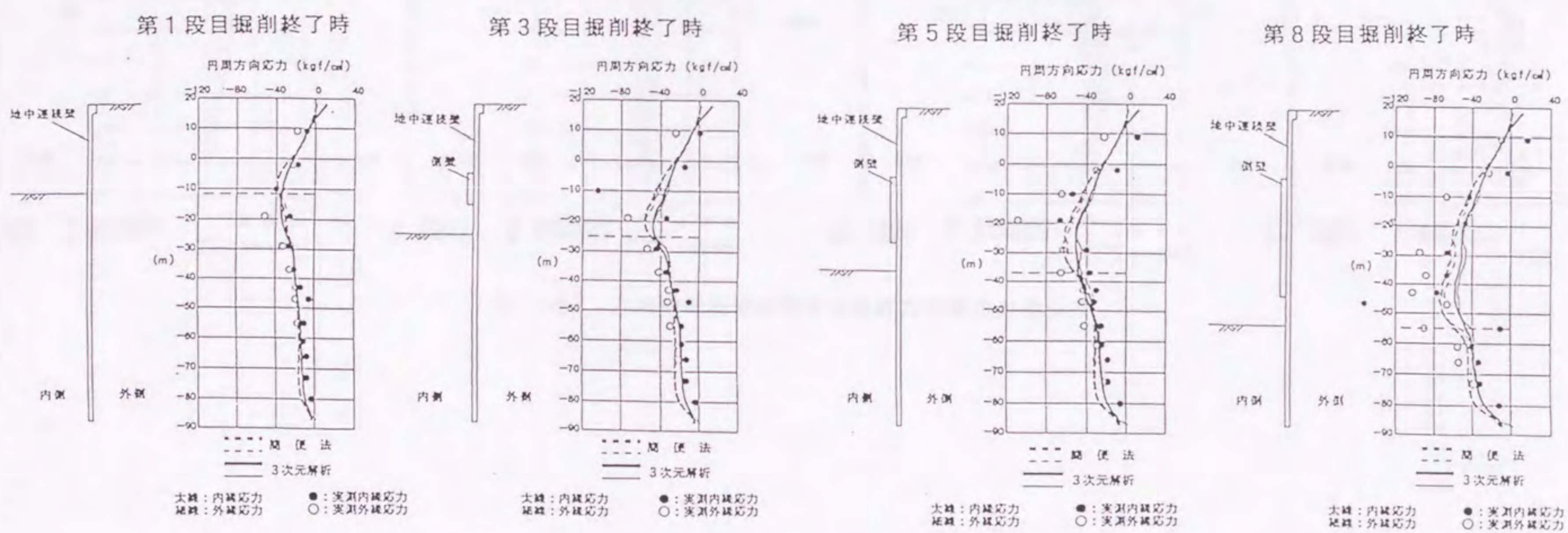
半径方向変位の深さ方向分布を図-6･7に示している。ここでは、3次元解析結果を実線、簡便法による解析結果を破線で示し、実測値を○印で示した。図より変位の深さ方向分布を見ると、簡便法による変位は深さとともに内部へ張り出し、掘削面より僅かに上部で最大値を示しその後減少しており、3次元解析結果と同様な傾向を示していることがわかる。また、掘削の進行とともに変位の最大値は大きくなり、3次元解析との比較では、最終第8段目掘削終了時において約30% 3次元解析の方が値は小さい。ただし、簡便法の場合には地中連続壁天端では外側への反りは小さく、全体として変位の絶対値が大きく示されている。

図-6･8には周方向応力の深さ方向分布を示している。ここでも3次元解析結果を実線、簡便法による解析結果を破線（太線は連続壁内縁、細線は連続壁外縁）で示した。また実測値は内縁の値を●、外縁の値を○で示している。図より円周方向応力の深さ方向分布を見ると、最大値は掘削面より僅か上方であり、掘削面以深では除々に減少し、分布状況は3次元解析と同様である。また、3次元解析では天端に引張応力が発生するが、簡便法では天端で引張応力が発生していないことがわかる。これは先に示したように外向きの変位が発生していないことに対応している。最終掘削段の第8段目掘削終了時では、約20%簡便法の方が大きな値となっている。また、全体的に3次元解析より大きな絶対値を示しているようである。

鉛直方向応力の深さ方向分布を図-6･9に示す。各線種、記号の定義は図-6･8と同様である。鉛直方向応力は、3次元解析結果と同様簡便法による結果も掘削面以上で実測値とか



図－6･7　　地中連続壁の半径方向変位の深さ方向分布



図－6･8　　地中連続壁の円周方向応力の深さ方向分布

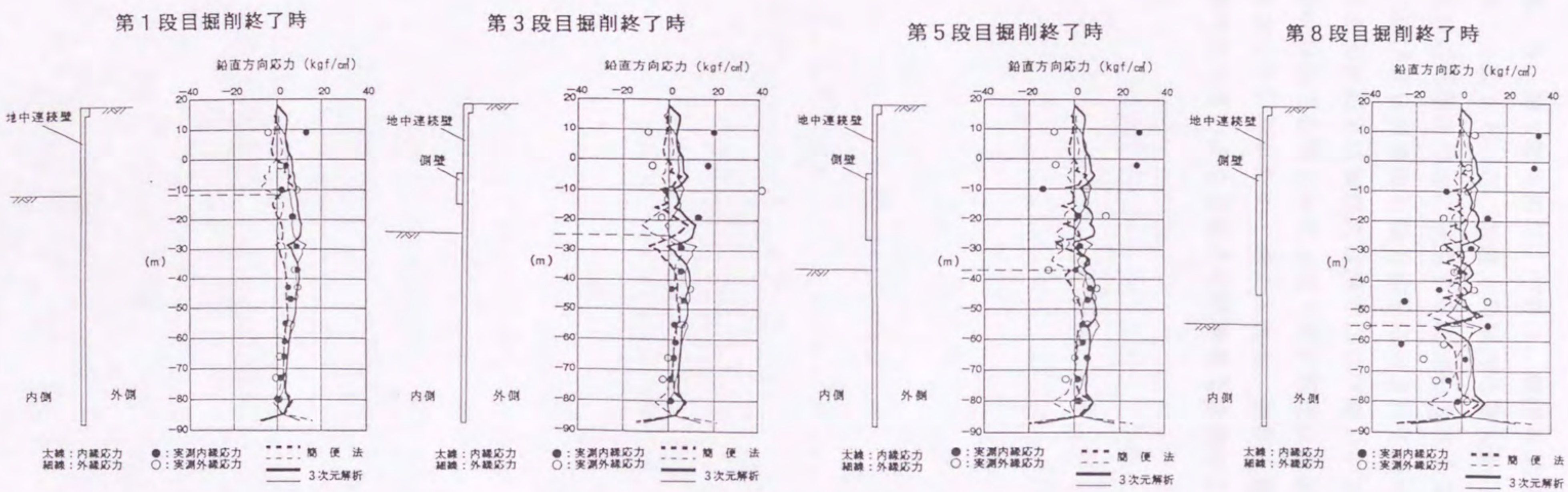


図-6·9　地中連続壁の鉛直方向応力の深さ方向分布

なり異なる。しかしながら、第８段目掘削をのぞき、掘削面以深の分布は絶対値が小さいこともあって比較的よく一致している。鉛直方向応力の最大値は、掘削面より僅か上方で生じ、掘削の進行とともに掘削面付近に発生する応力も大きくなり、第８段目掘削終了時での掘削面以深では、曲げ成分が卓越し軸力成分は示されていない。３次元解析結果と比較すると、簡便法による解析結果は掘削面以浅では曲げ成分のみで、軸力成分がほとんど示されていない。掘削面以深でも軸方向成分は３次元解析結果より小さい。これは簡便法が掘削土量の影響を考慮していないためと考えられる。掘削土量の影響はそれほど大きくはないものの、掘削深度が大きいような場合には無視できないこともあるものと考えられる。

6・6 ま と め

白鳥大橋主塔部基礎の架設を対象として、大深度地中連続壁の架設中の力学的挙動を検討するため、構造物、地盤等を軸対称3次元リング要素を用いてモデル化し、解析を行った。本解析では、地盤の不均一性や構造物の非円形性等を考慮せずモデル化を行っているため、これらに伴う誤差が内蔵するものと考えられるが、この種の構造物の平均的な挙動を定量的に評価するためには本解析が十分適用可能であることが明らかになった。また、土圧係数を0.5と仮定した解析においても、鉛直方向応力の評価に多少厳密さを欠くものの十分実用的であることも明らかとなった。本研究で得られた結果を挙げると以下のようである。

1）掘削の進行に伴い半径方向変位の最大値は増大し、その最大値の発生位置は実測値では掘削面より上方にあり、解析値では掘削状況により多少異なるがほぼ掘削面付近で最大となつている。

2）周方向応力は、解析値では軸力が卓越し曲げ成分はほとんど発生していないが、実測値では掘削の進行とともに軸力成分も曲げ成分も大きくなっている。この原因としては、本体側壁打設に伴うコンクリートの凝固熱による局部的な変形の影響が考えられる。

3）鉛直方向応力も実測値では掘削の進行に伴う本体側壁打設の影響によると見られる大きな曲げ成分が発生し、解析値とは異なる様相を示しているが、掘削面付近の応力分布状況は両者比較的良い一致を示している。

4）地盤の材料物性値としてP.S検層法値を用い、水圧分布を台形分布とした解析結果は、半径方向変位及び周方向応力では本体側壁打設部分の値に多少差が見られるものの、全体としてはほぼ掘削時の挙動を評価している。

5）鉛直方向応力に関しても、地盤の材料物性値としてP.S検層法値を用いた解析値は掘削面以深の応力分布を比較的良く説明している。しかしながら、掘削面より上部では実測値の変動が激しく解析結果との比較は困難である。

6）地中連続壁内掘削及び基礎本体側壁打設時の挙動解析結果は、地盤の材料物性値としてP.S検層法による値を用いる場合が静的載荷試験値を用いる場合よりも実測結果に近い値を与える。これは、地中連続壁の変形が小さいことより、基礎施工時の地盤の弾性係数が、弾性係数の歪依存性によって、静的載荷試験値よりも大きいP.S検層法値に近いと考えられることからも、妥当なものと判断される。

7）半径方向変位や周方向応力に関して、土圧係数として0.5を仮定した場合の方が自重を考慮した3次元解析より大きな値を示すものの実測値とほぼ同様の傾向を示している。

8）鉛直方向応力は土圧係数として0.5を仮定する場合の方が全体として小さな値を示

すが、両解析結果に大きな差はなく掘削面以深では実測値とほぼ一致している。

以上、白鳥大橋主塔基礎の施工時における地中連続壁構造の挙動に関しては、基礎本体側壁部の局部的な変動を除き、自重を考慮する3次元解析も土圧係数として0.5を仮定する簡便法も実測結果をほぼ評価することができることが明らかになった。しかしながら、自重を考慮する解析では上載土量の除去の効果も評価できることにより大深度地中連続壁構造体の設計手法として本方法が有効であるものと考えられる。

第7章　地中連続壁構造施工時の周波数応答解析

7・1　概　　　説

人工島併用地中連続壁構造体は、人工島を築島していることによりこれがトップヘビーの状態を作り出すこと、また連続壁内部の掘削による剛性低下などがあり、設計に当たっては特に地震時の安全性について充分な検討が必要である。

本章は、この種の構造を対象として、深く根入れされた地中連続壁基礎の施工中の状態における動的応答特性を把握するため、軸対称リング要素を用いた解析法を、現在室蘭港で建設中の白鳥大橋主塔基礎 (3P) に応用して、周波数応答解析により感度分析を行ったものである。

基礎と地盤を一体とした動的応答解析は、動的相互作用の問題に帰されるが、これを厳密に解析することは、地盤の動的な諸定数を含めた動特性が必ずしも明らかでないことからかなり困難である。基礎と地盤の動的相互作用の解析には、弾性波動理論を用いた連続系としての解析、質点系モデルや、FEMによる離散系としての解析、基礎と地盤を別々の構造単位として解析する動的サブストラクチュア法による解析などがある。特に動的サブストラクチュア法は現時点ではいくつかの利点を持つ合理的な解析法とされているが、ここで対象とする構造は、図-2･5に示すように、多層地盤中に、連続地中壁が岩盤まで達しているため、構造体と地盤との境界節点数を減少することができないことから、本構造に適用することは必ずしも有利にならないものと判断した。既に述べているように、本構造体はほぼ円形状であること、また材料や変形の非線形性を考慮していないこと、などから、本章でも軸対称リング要素を用い、動的にはモード解析法により解析を行った。本解析手法は軸対称の要素であるため、鋼管矢板構造のように周方向に異なる剛性を有する場合は、その剛性を的確に考慮することが不可欠であるため、ここでは第5章で求められた鋼管矢板構造の厚肉円筒構造への等価剛性を導入して解析を行っている。また、減衰定数に関しては Rayleigh 減衰モデル等が考えられるが、ここでは以下に述べるような Kolsky 型の三要素モデルを提案し、これに基ずいて減衰定数を設定し、周波数応答解析を行い、各施工段階毎の周波数特性を検討した。

また、解析の信頼性を確保するため精度についての検討も行い、モード解析で採用する固有値の数は25項程度でも応答値が充分収斂していることを確認している。

7・2 軸対称リング要素を用いた周波数応答解析の概要

ここでは軸対称リング要素を用いた構造解析における振動方程式の定式化と Kolsky 型三要素モデルによる減衰定数の評価について述べる。

7・2・1 振動方程式の定式化

地震による地盤の変位は、厳密には地震波の伝播速度が有限であるので、場所により位相差があるものと考えなければならないが、ここでは簡略化するために一様と仮定し定式化を進める。

いま、基盤変位を ds とすれば先に求められた軸対称リング要素に関する要素の運動方程式(4.33)式は次式で表すことが出来る。

$$[M]\{\bar{C}m[\ddot{d}]+\bar{C}m[\ddot{d}s]\}+[K]\{\bar{C}m[d]\}=0 \qquad (7.1)$$

ただし、荷重項は零としている。

これを整理すると、

$$[M]\{\bar{C}m[\ddot{d}]\}+[K]\{\bar{C}m[d]\}=-[M]\{\bar{C}m[\ddot{d}s]\} \qquad (7.2)$$

ここで、(4.37)式から求められる固有値、固有モードを用いる。いま、第 r 次の固有値を ω_r、固有ベクトルを｛Xr｝、基準関数を ϕ r とおくと

$$\omega_r=\frac{2\pi}{\lambda}VC_{S1} \qquad (7.3)$$

モードの直交性より

$$[M][X]\{\bar{C}m[\ddot{\phi}]\}+[K][X]\{\bar{C}m[\phi]\}=-[M]\{\bar{C}m[\ddot{d}s]\}$$

$$\{Xr\}^T[M][X]\{\bar{C}m[\ddot{\phi}]\}+\{Xr\}^T[K][X]\{\bar{C}m[\phi]\}=-\{Xr\}^T[M]\{\bar{C}m[\ddot{d}s]\}$$

$$(7.4)$$

ここで、

$$Mr^*=\{Xr\}^T[M]\{Xr\}\ 、Kr^*=\{Xr\}^T[K]\{Xr\} \qquad (7.5,6)$$

とおき、さらに減衰項を導入すると

$$\bar{C}m[\ddot{\phi}r]+2h_r\omega_r\bar{C}m[\dot{\phi}r]+\omega_r{}^2\bar{C}m[\phi r]=-\frac{1}{Mr^*}\{Xr\}^T[M]\{\bar{C}m[\ddot{d}s]\} \qquad (7.7)$$

これより、固有角振動数 ω_r、質量 Mr *、強制力 P(t) なる第 r 次の一質点系の振動モデルに置換することができる。

ここで、

$$\bar{C}m[P(t)]=-\frac{1}{Mr^{*}}\{Xr\}^{T}[M]\{\bar{C}m[\ddot{d}s]\} \tag{7.8}$$

とおくと、最終的に

$$\bar{C}m[\ddot{\phi}r]+2h_r\omega_r\bar{C}m[\dot{\phi}r]+\omega_r{}^2\bar{C}m[\phi r]=\bar{C}m[P(t)] \tag{7.9}$$

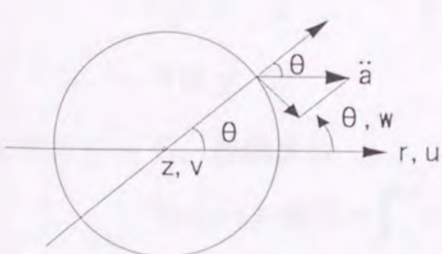
として示される。

ここで、上で求められた振動方程式を用いて、周波数応答解析を行う。強制振動として角振動数ω_o、振幅Aの複素振幅振動を考え、これらを(7.32)式に代入すると、基準関数の像関数$\bar{C}m[\phi r]$は次のように示される。

$$\bar{C}m[\phi r]=\frac{A\omega_o{}^2}{(\omega'_r{}^2-\omega_o{}^2)+2h_r\omega_r\omega_o\cdot i}e^{i\omega_o t} \tag{7.10}$$

(7.10)式は第r次の基準関数の時間的変化を表すものである。これを考えている全固有値に適用して全ての結果を重ね合わせる。以上によって、全節点における変位$\{\bar{C}m[d]\}$、加速度$\{\bar{C}m[\ddot{d}]\}$を得ることができ、これらを要素の剛性マトリックスに代入することによって応力や歪を求めることが可能となる。したがって、真の変位、加速度ベクトルは周方向に逆変換を施すことによって求まる。

次に、フーリエ級数の次数および荷重項（慣性力）について言及する。まず、水平地震動の場合、水平方向の$\ddot{a}$という加速度は次のように成分に分けることが可能である。



$$\left.\begin{array}{l} u\text{の成分}:\ddot{a}\cos\theta \\ v\text{の成分}:0 \\ w\text{の成分}:-\ddot{a}\sin\theta \end{array}\right\} \tag{7.11}$$

したがって、

$$\left.\begin{array}{l} Cm[\ddot{u}_s]=Cm[\ddot{a}\cos\theta]=\int_0^{2\pi}\ddot{a}\cos\theta\cdot\cos m\theta\, d\theta=\pi\ddot{a}\quad(m=1) \\ \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\quad =0\quad(m\neq1) \end{array}\right\} \tag{7.12}$$

$$Cm[\ddot{v}_s]=Cm[0]=\int_0^{2\pi}0\cdot\cos m\theta\, d\theta=0 \tag{7.13}$$

$$\left.\begin{array}{l} Sm[\ddot{w}_S]=Sm[-\ddot{a}\sin\theta]=\int_0^{2\pi}-\ddot{a}\sin\theta\cdot\sin m\theta\, d\theta=-\pi\ddot{a}\quad(m=1) \\ \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad =\ 0\quad(m=0) \end{array}\right\} \tag{7.14}$$

以上、(7.12)～(7.14)式より、全て m=1の場合以外解析する必要がない。また、念のため、変換・逆変換形を示しておくと

$$\ddot{u}_s=\frac{1}{2\pi}C_0[\ddot{u}_s]+\frac{1}{\pi}\sum Cm[\ddot{u}_s]\cos m\theta$$

$$=\frac{1}{\pi}C_1[\ddot{u}_s]\cos\theta=\ddot{a}\cos\theta \tag{7.15}$$

$$\ddot{w}_S=\frac{1}{\pi}\sum Sm[\ddot{w}_S]\sin m\theta$$

$$=\frac{1}{\pi}S_1[\ddot{w}_S]\sin\theta=-\ddot{a}\sin\theta \tag{7.16}$$

全ての変換はこの過程に従う。

(7.11)式について一要素について考えると$Cm[\ddot{d}s]$　は

$$\{\bar{C}m\ [\ddot{d}s]\}=\ddot{a}\ \pi[\ 1\ 0\ -1\quad 1\ 0\ -1\quad 1\ 0\ -1\quad 1\ 0\ -1]^T \tag{7.17}$$

第1節点　第2節点　第3節点　第4節点

となる。

本解析では水平方向地震波形のみを考慮するが、上下方向地震動に関しても示すこととする。

上下方向地震動の場合は、r方向、θ方向成分が存在しない。

$$\left.\begin{array}{l} u\text{の成分}\ :0 \\ v\text{の成分}\ :\ddot{a} \\ w\text{の成分}\ :0 \end{array}\right\} \tag{7.18}$$

したがって、像関数は

$$Cm[\ddot{u}_S]=Cm[0]=\int_0^{2\pi}0\cdot\cos m\theta\, d\theta=0$$

$$\left.\begin{aligned} Cm[\ddot{v}_S]=Cm[\ddot{a}]=\int_0^{2\pi}\ddot{a}\cdot\cos m\theta\, d\theta&=2\pi\ddot{a}\quad(m=0) \\ &=\ 0\quad(m\neq 0)\end{aligned}\right]$$

$$Sm[\ddot{w}_S]=Sm[0]=\int_0^{2\pi}0\cdot\sin m\theta\, d\theta=0 \tag{7.19}$$

また、$Cm[\ddot{v}_s]$　の逆変換は

$$\ddot{v}_s=\frac{1}{2\pi}C_0[\ddot{v}_s]+\frac{1}{\pi}\sum Cm[\ddot{v}_s]\cos m\theta$$

$$=\ddot{a} \tag{7.20}$$

全ての変換はこの過程に従って処理される。

(7.19)式を一要素について考えると

$$\{\bar{C}m[\ddot{d}s]\}=2\pi\ddot{a}[\underbrace{0\ 1\ 0}_{\text{第1節点}}\quad\underbrace{0\ 1\ 0}_{\text{第2節点}}\quad\underbrace{0\ 1\ 0}_{\text{第3節点}}\quad\underbrace{0\ 1\ 0}_{\text{第4節点}}]^T \tag{7.21}$$

として示される。

7・2・2 Kolsky型三要素モデルによる減衰定数の評価

通常の振動解析において、減衰定数は Rayleigh 減衰を基本にして決定しているものと考えられる。しかしながら、この Rayleigh 減衰を理論的に考えると、質量に比例する減衰のみを考慮する場合は固有振動数無限小で、また、剛性に比例する減衰のみを考える場合は固有振動数無限大で、いずれも減衰が無限大になる。この結果は、固有振動数、あるいは弾性波の波動伝播速度が無限小、あるいは無限大時に減衰が無限大となり、振動あるいは波動伝播現象が現れないことを意味している。これは実際の現象と異なるものと考えられる。本節ではこのような矛盾を改善するために、以下に示すような Kolsky によって示された三要素モデルを用いた減衰定数の評価を試みた。

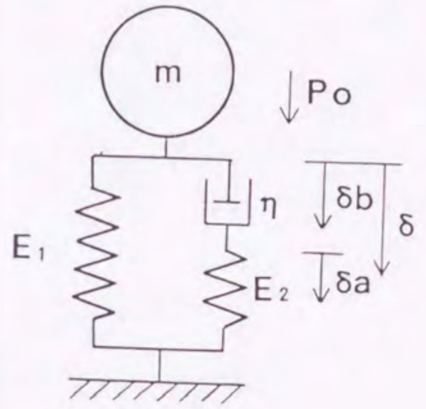
図－7·1に示すような一質点系の三要素モデルを考える。全体の変位をδ、E_2部、η部の変形をそれぞれδ_a、δ_bとすると、次のような関係式が求まる

$$P=-m\ddot{\delta}+P_o \tag{7.22}$$

$$P=E_1\delta+E_2\delta_a \tag{7.23}$$

$$E_2\delta_a=\eta\dot{\delta}_b \tag{7.24}$$

$$\delta_a+\delta_b=\delta \tag{7.25}$$



図－7·1 三要素モデル

ここで、系の固有振動数をωと仮定すると、位相差をαとしてδ_a、δ_bは

$$\delta_a=\ \overline{\delta}_a\sin(\omega t-\alpha) \tag{7.26}$$

$$\delta_b=-\overline{\delta}_b\cos(\omega t-\alpha) \tag{7.27}$$

となる。(7.26)、(7.27)式を(7.25)式に代入して

$$\delta_a+\delta_b=\overline{\delta}_a\sin(\omega t-\alpha)-\overline{\delta}_b\cos(\omega t-\alpha)$$

$$=\sqrt{\overline{\delta}_a^2+\overline{\delta}_b^2}\,\sin(\omega t-\alpha-\alpha') \tag{7.28}$$

$$\overline{\delta}=\sqrt{\overline{\delta}_a^2+\overline{\delta}_b^2} \tag{7.29}$$

$$\tan\alpha'=\overline{\delta}_b/\overline{\delta}_a \tag{7.30}$$

もし、$\alpha = -\alpha'$ ならば (7.29) 式は

$$\delta = \overline{\delta}\sin\omega t \tag{7.31}$$

$$\dot{\delta} = \omega\overline{\delta}\cos\omega t \tag{7.32}$$

(7.26)、(7.27)式を(7.24)式に代入して

$$E_2\overline{\delta}_a\ \sin(\omega t-\alpha) = \eta(-\omega)\overline{\delta}_b\ \sin(\omega t-\alpha)$$

$$\therefore\ E_2\overline{\delta}_a = -\omega\eta\overline{\delta}_b \quad \rightarrow \quad \frac{\overline{\delta}_b}{\overline{\delta}_a} = -\frac{E_2}{\omega\eta} \tag{7.33}$$

(7.26)、(7.27)式を(7.23)式に代入して

$$P = E_1\overline{\delta}\sin\omega t + E_2\overline{\delta}_a\ \sin(\omega t-\alpha) \tag{7.34}$$

ここで、$\alpha = -\alpha'$ を考慮して

$$\overline{\delta} = \sqrt{\overline{\delta}_a^{\,2}+\overline{\delta}_b^{\,2}} = \overline{\delta}_a\sqrt{1+(\overline{\delta}_b/\overline{\delta}_a)^2}$$

$$= \overline{\delta}_a\sqrt{1+\tan^2\alpha}$$

$$= \frac{\overline{\delta}_a}{\cos\alpha}$$

故に (7.34) 式は

$$P = E_1\overline{\delta}\sin\omega t + E_2\overline{\delta}\cos\alpha\cdot\sin(\omega t-\alpha)$$

$$= E_1\overline{\delta}\sin\omega t + E_2\overline{\delta}\{\cos^2\alpha\cdot\sin\omega t - \sin\alpha\cdot\cos\alpha\cdot\cos\omega t\} \tag{7.35}$$

ここで $\cos^2\alpha$、$\sin\alpha\ \cos\alpha$ を次式で表す。

$$\cos^2\alpha = \frac{1}{1+\tan^2\alpha} = \frac{1}{1+\left(\dfrac{E_2}{\omega\eta}\right)^2}$$

$$\sin^2\alpha\cdot\cos^2\alpha = \frac{1}{1+\left(\dfrac{E_2}{\omega\eta}\right)^2}\cdot\frac{\left(\dfrac{E_2}{\omega\eta}\right)^2}{1+\left(\dfrac{E_2}{\omega\eta}\right)^2}$$

$$\therefore \sin\alpha\cdot\cos\alpha = \pm\frac{\dfrac{E_2}{\omega\eta}}{1+\left(\dfrac{E_2}{\omega\eta}\right)^2}$$ （負のみを考慮する。）

(7.35)式は

$$P=E_1\overline{\delta}\sin\omega t+E_2\overline{\delta}\frac{1}{1+\left(\dfrac{E_2}{\omega\eta}\right)^2}\sin\omega t$$

$$+E_2\overline{\delta}\frac{\dfrac{E_2}{\omega\eta}}{1+\left(\dfrac{E_2}{\omega\eta}\right)^2}\cos\omega t \qquad (7.36)$$

(7.36)式を整理すると

$$P=E_1\left\{1+\frac{E_2}{E_1}\cdot\frac{1}{1+\left(\dfrac{E_2}{\omega\eta}\right)^2}\right\}\overline{\delta}\sin\omega t$$

$$+\frac{\omega\eta}{1+\left(\dfrac{\omega\eta}{E_2}\right)^2}\overline{\delta}\cos\omega t \qquad (7.37)$$

ここで、$\eta／E_2=c$ おくと (7.38)

$$P=E_1\left\{1+\frac{E_2}{E_1}\cdot\frac{1}{1+\left(\dfrac{1}{\omega c}\right)^2}\right\}\overline{\delta}\sin\omega t+E_2\frac{\omega c}{1+(\omega c)^2}\overline{\delta}\cos\omega t \qquad (7.39)$$

いま、(7.39)式に(7.22)、(7.31)式を代入すると

$$m\ddot{\delta}+E_2\frac{c}{1+(\omega c)^2}\dot{\delta}+E_1\left\{1+\frac{E_2}{E_1}\cdot\frac{1}{1+\left(\dfrac{1}{\omega c}\right)^2}\right\}\delta=P_0 \qquad (7.40)$$

ここで、$E_1／m=\omega^2$を代入して整理すると

$$\ddot{\delta}+2\cdot\frac{\omega c}{2\{1+(\omega c)^2\}}\cdot\frac{E_2}{E_1}\cdot\omega\dot{\delta}+\omega^2\left[1+\frac{E_2}{E_1}\cdot\frac{1}{\left\{1+\left(\dfrac{1}{\omega c}\right)^2\right\}}\right]\delta=\frac{P_0}{m} \qquad (7.41)$$

ここで、

$$h=\frac{\omega c}{2\{1+(\omega c)^2\}}\cdot\frac{E_2}{E_1} \qquad (7.42)$$

$$\omega'=\omega\cdot\sqrt{1+\frac{E_2}{E_1}\cdot\frac{1}{\left\{1+\left(\dfrac{1}{\omega c}\right)\right\}^2}} \qquad (7.43)$$

とおくと、(7.41)式は

$$\ddot{\delta}+2h\omega\dot{\delta}+\omega'^2\delta=\frac{P_0}{m} \tag{7.44}$$

となり、三要素モデルを用いた振動方程式が得られる。

ここで Kolsky 型三要素モデルから導かれる（7.42）式で与えられる減衰定数の特性を検討する。

$$h=\frac{\omega c}{2\{1+(\omega c)^2\}}\frac{E_2}{E_1} \tag{7.42}$$

図-7・2には、ω cと$\alpha=E_2/E_1$をパラメーターにしたときのhの分布について整理している。図のように、減衰定数hは中間部でピークを示すものの、この部分を境として固有振動数が減少している。上式はE_1、E_2、$\eta=cE_2$をパラメーターとして、ωの値によって変化することを示している。すなわち、固有振動数依存型の減衰定数を与える。この関係の一例を図-7.2に示した。

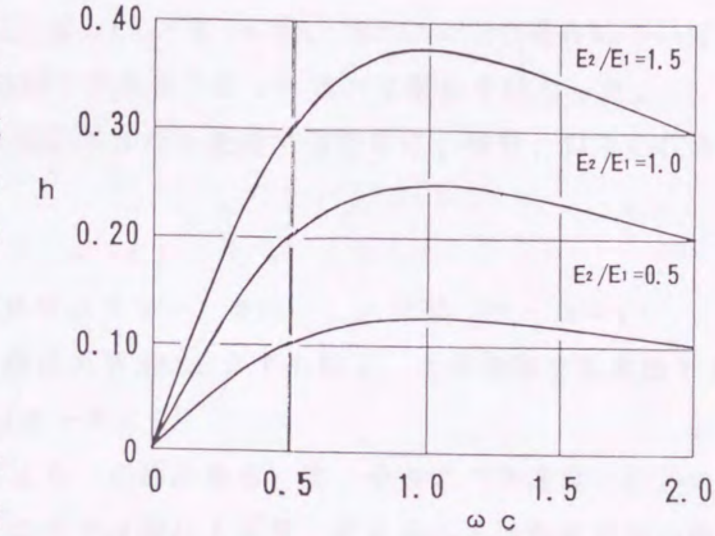


図-7・2　ω c，E_2/E_1をパラメーターにしたときのhの分布図

7・3 解 析 条 件

入力地震波は、半径150mの基礎周辺に一様に伝播しているものと仮定し、基礎部に100galの複素振幅波を入力し、周波数応答を求めている。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している。

本解析では減衰定数をより合理的な形で取り組むために、調和振動解析であるにもかかわらずモードの直行性を考慮した一質点系の運動方程式に分解して解析を行うこととした。なお、減衰定数は（7.42）式において、$\alpha = E_2 / E_1 = 1.5,\ 0.5$の2つの場合について、最低時固有値に対する減衰定数がh= 0.10となるようにcを定めて解析を行なった。

ここでは、各施工段階における周波数応答状況を把握するために、特に、以下の代表的なケースについて取り上げ解析した。

1）構造物建設前の原地盤の状態（ケース－0）

2）鋼管矢板を打設し、中詰材（石炭灰スラリー）を投入した状態（ケース－1）

3）地中連続壁内側を底盤打設する海底面下58.5mまで掘削し、本体側壁を海底面下5.0mから51.5mまで打設した状態（ケース－5）

応答解析は、電子電子計算機の容量により、全節点あるいは、全要素の加速度、応力の応答値を求めることは困難であるので、ここでは設計上重要と考えられる地中連続壁の節点あるいは要素を中心にして、数点を選んで整理している。

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ドの動水圧算定式を用いて評価することとした。すなわち、

$$m_w = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{\frac{y}{H}} \qquad (7.45)$$

ただし、

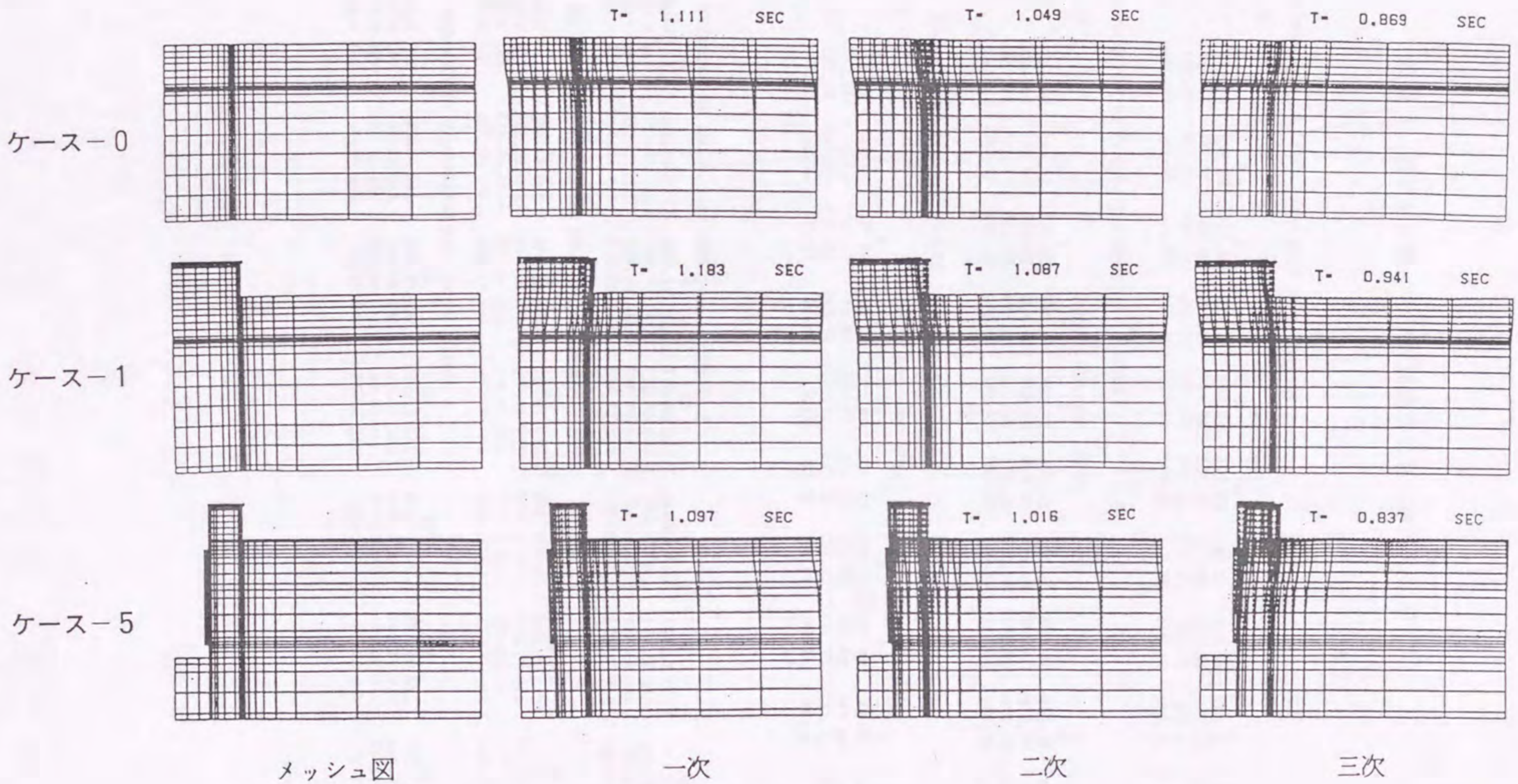
m_w：単位体積当りの仮想質量、ρ_w：水の単位体積質量

H ：水深、 y：海面からの位置

7・4　解析精度の検討

本解析では、構造全体に対する運動方程式を求め、これから得られる固有値、固有ベクトルと一質点系の振動モデルを用いて得られる運動方程式から得られる第r次の基準関数を全固有値に適用して、全ての結果を得るというモード解析法を採用している。このため用いる固有値の数に応じて解析精度が決定される。ここでは、モード解析の精度を確保するために固有値の数に対する計算精度を検討する。精度の検討として、以下に示す各解析ケースについて、考慮する固有値の数を除々に増加させたときの加速度応答性状について、固有値の数を30項目まで5項刻みに増加させ検討を行なった。なお、ここでも減衰定数は前に述べた（7.42）式を用いているが、$\alpha = E_2 / E_1 = 1.5$とした場合についての結果を示す。検討結果を表-7･1及び図-7･4に示した。表は地中連続壁内側を底盤を打設する－58mまで掘削し、逆巻を－5mから－51.5mまで打設した状態での応答性状について、周波数f =0.5、1.0、1.5Hzでの場合の解析値である。これより、全体的に減衰性の周期関数的な分布性状を示していることが確認でき、25項程度でも十分収斂しているものと判断されるが、本解析では一応30項まで考慮して詳細な解析を行うこととした。

図-7･3は、地盤の材料物性値としてP.S検層法値を用いた場合の第1次～第3次までのメッシュ図及び振動モード図であるが、全体的に構造物構築後も原地盤の振動性状に近いモードとなっている。



図−7・3　メッシュ図および振動モード図

表-7·1 固有値次数における加速度応答の収れん状況

FREQN(FREQUENCY OF CALCULATING HERE)= 0.50000

NODAL NO	MAX. ACC. AMP. (GAL) 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	119.08	134.25	136.56	137.10	140.64	142.33	142.33	142.33	142.33	143.19
167	115.17	127.04	128.78	129.16	131.86	133.06	133.06	133.06	133.06	133.76
189	153.00	166,22	166.76	165.77	163.07	162.93	162.93	162.93	162.93	158.28
402	108.82	115.45	116.34	116.46	117.84	118.36	118.36	118.36	118.36	118.96

FREQN(FREQUENCY OF CALCULATING HERE)= 1.00000

NODAL NO	MAX. ACC. AMP. (GAL) 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	156.62	374.62	385.38	386.47	396.68	400.21	400.21	400.21	400.21	401.48
167	124.64	295.05	302.85	304.69	312.62	315.60	315.60	315.60	315.60	317.43
189	497.74	651.85	665.30	672.33	672.46	672.56	672.56	672.56	672.56	676.90
402	83.21	167.71	175.00	179.18	184.83	186.36	186.36	186.36	186.36	188.19

FREQN(FREQUENCY OF CALCULATING HERE)= 1.50000

NODAL NO	MAX. ACC. AMP. (GAL) 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	30.12	58.99	87.38	96.84	173.64	201.72	201.72	201.72	201.72	202.73
167	43.39	32.90	53.29	61.95	120.55	141.99	141.99	141.99	141.99	143.96
189	109.49	179.31	185.55	169.16	127.72	132.72	132.72	132.72	132.72	194.90
402	64.95	35.28	30.33	31.44	48.84	63.24	63.24	63.24	63.24	70.35

FREQN(FREQUENCY OF CALCULATING HERE)= 0.50000

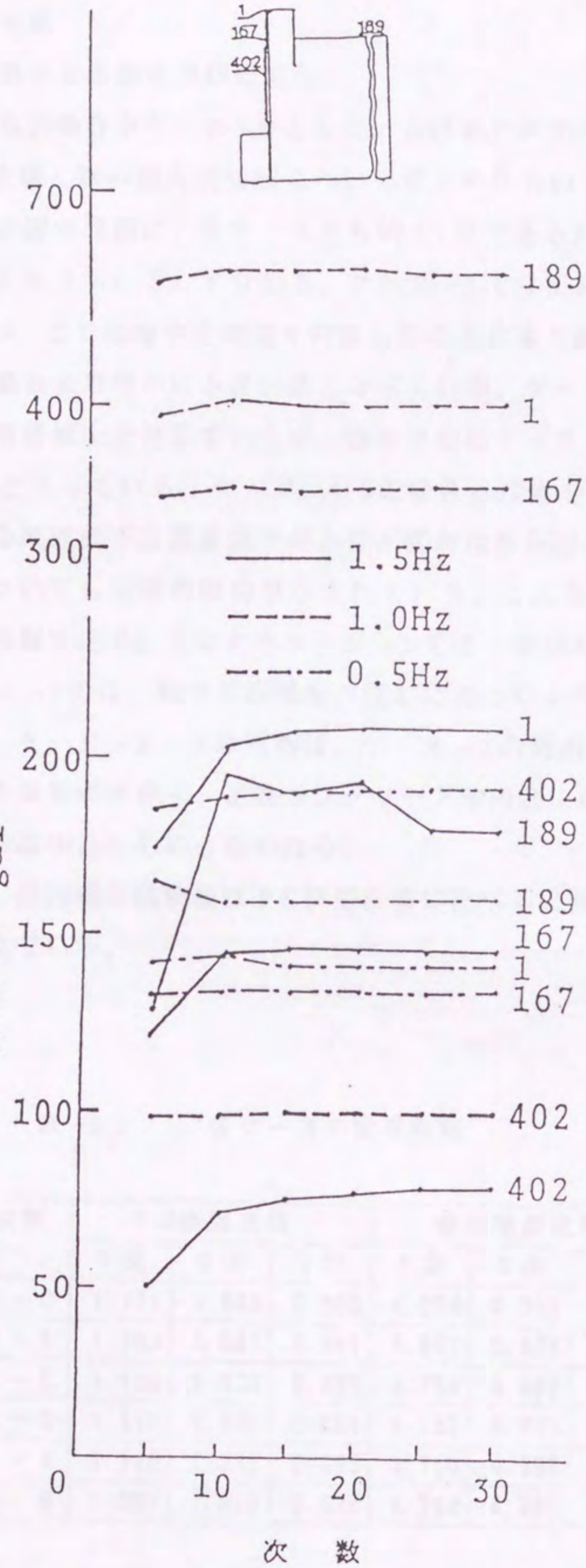
	5	10	15	20	25	30
NODAL NO = 1	140.64 GAL	143.19 GAL	140.88 GAL	140.83 GAL	141.12 GAL	141.01 GAL
NODAL NO = 167	131.86 GAL	133.76 GAL	132.80 GAL	132.97 GAL	133.22 GAL	133.12 GAL
NODAL NO = 189	163.07 GAL	158.28 GAL	158.76 GAL	158.59 GAL	159.84 GAL	159.90 GAL
NODAL NO = 402	117.84 GAL	118.96 GAL	119.72 GAL	119.98 GAL	120.25 GAL	120.19 GAL

FREQN(FREQUENCY OF CALCULATING HERE)= 1.00000

	5	10	15	20	25	30
NODAL NO = 1	396.68 GAL	401.48 GAL	398.85 GAL	398.77 GAL	399.01 GAL	398.94 GAL
NODAL NO = 167	312.62 GAL	317.43 GAL	315.77 GAL	316.02 GAL	316.27 GAL	316.14 GAL
NODAL NO = 189	672.46 GAL	676.90 GAL	676.47 GAL	676.61 GAL	675.15 GAL	675.17 GAL
NODAL NO = 402	184.83 GAL	188.19 GAL	190.08 GAL	190.61 GAL	191.17 GAL	191.07 GAL

FREQN(FREQUENCY OF CALCULATING HERE)= 1.50000

	5	10	15	20	25	30
NODAL NO = 1	173.64 GAL	202.73 GAL	208.16 GAL	208.53 GAL	207.19 GAL	207.79 GAL
NODAL NO = 167	120.55 GAL	143.96 GAL	144.57 GAL	144.32 GAL	143.72 GAL	143.97 GAL
NODAL NO = 189	127.72 GAL	194.90 GAL	189.60 GAL	191.33 GAL	178.60 GAL	178.16 GAL
NODAL NO = 402	48.84 GAL	70.35 GAL	75.54 GAL	77.47 GAL	79.09 GAL	78.77 GAL



図−7・4　加速度応答の収束状況

7・5　解析結果と考察

7・5・1　施工段階による固有周期の変化

表-7･2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P.S検層法値と静的載荷試験値についてまとめたものである。P.S検層法値についてみると、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の場合には逆巻コンクリートによる剛性増加及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。これらの傾向は静的載荷試験値を採用した場合も同様である。すなわちケース－1では、築島の影響により、周期が18％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、剛性が大きくなり周期は短くなっている。ケース－3～5の周期は、ケース－2の周期とほぼ同じで4.75秒となり地中連続壁打設の効果が大きく、逆巻コンクリートや内部土の掘削による剛性の変化、質量の変化による影響は小さいものと思われる。

また周期について、静的載荷試験値はP.S検層法値に比べると長周期であり、材料物性値の違いが顕著に現れている。

表-7･2　　各ケースの固有周期

次数 / ケース	P.S検層法値			静的載荷試験値		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次
ケース－0	1.111	1.049	0.869	4.934	4.801	4.614
ケース－1	1.183	1.087	0.941	5.832	5.074	4.092
ケース－2	1.106	1.038	0.866	4.753	4.404	4.053
ケース－3	1.112	1.038	0.864	4.752	4.403	4.053
ケース－4	1.110	1.035	0.865	4.750	4.398	4.039
ケース－5	1.097	1.016	0.838	4.748	4.396	4.038

7・5・2　周波数応答関数に及ぼす減衰定数の影響

各解析ケースの固有振動数と減衰定数一覧表、応答関数図を示し考察する。

解析は前に示したように、最低次固有振動数に対する減衰定数が h= 0.1 になるように C を定めて解析を行っている。

ケース－0では、構造物が施工される前、つまり海底面下の地盤だけを考慮した原地盤に対する応答解析を行っている。表-7･3、7･4に材料物性値を、P.S検層法値とした場合と、静的載荷試験値とした場合について解析し、固有振動数及び減衰定数を1次から30次まで示した。図-7･5に応答加速度を着目した、4つの節点での加速度周波数応答に限定して示した。図は入力加速度を100galとした場合の加速度の周波数応答関数を示している。（a）はα =1.5、（b）はα =0.5としたときの結果であり、節点No.1、21、64、232での応答値である。

図-7･5で、材料物性値をP.S検層法値とした結果から以下のことがわかる。全体的に第1次主振動が0.9Hz前後にあり、第2次主振動が2.2Hz前後にあることがわかる。α =1.5とした場合には、第1次の固有振動数より高い次数の固有振動数に対して、減衰定数（n =30でh= 0.31程度）がまだ増加状態にあり減衰の影響も大きく、節点No.232（海底面下29.0m地点）を除いて周波数の増加とともに応答加速度は、減少傾向にある。これに対して、α =0.5とした場合は、固有値の次数を高くしても減衰定数が最大h= 0.124程度、最大次数n =30においてh= 0.10程度でほぼ一定の傾向にあり、このため4Hz付近でも振動する応答関数となっている。第2次主振動付近での応答は、α =1.5の場合に比べ倍程度の値を示し、特に節点No.232では、第1次主振動領域の応答に比べ逆に第2次主振動領域の値の方が大きくなっている。

一方材料物性値を静的載荷試験値とした結果からは以下のことがわかる。全体的に傾向は材料物性値をP.S検層法値とした場合と同じであり、地盤の剛性がP.S検層法値とした場合に比べ小さいため、固有振動数、減衰定数もともに小さな値を示している。第1次主振動は、0.22Hz前後にあり、第2次主振動は、0.4Hz前後にあることがわかる。節点No.1、21は海底面上の点であり、他の2つの節点の値より大きな値を示しているが、これは海底面上の地盤が軟弱であるためと考えられる。

表-7·3　ケース－0（a）における固有振動数及び減衰定数一覧

（材料物性値－P・S検層法値）

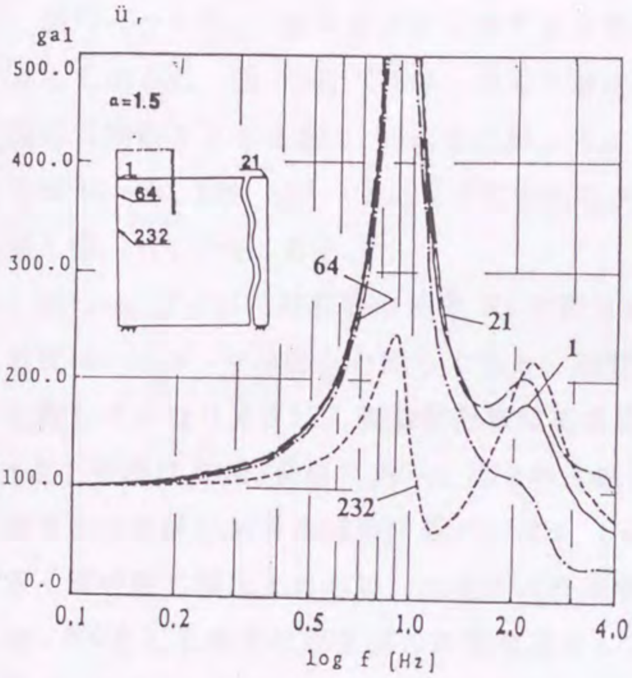
次　数	固有振動数	減衰定数 h α＝1.5	減衰定数 h α＝0.5
NO 1 =	0.89971E+00 HERZ	0.10000	0.10000
NO 2 =	0.95249E+00 HERZ	0.10563	0.10337
NO 3 =	0.11504E+01 HERZ	0.12641	0.11346
NO 4 =	0.12699E+01 HERZ	0.13865	0.11777
NO 5 =	0.12971E+01 HERZ	0.14140	0.11859
NO 6 =	0.14213E+01 HERZ	0.15381	0.12160
NO 7 =	0.17368E+01 HERZ	0.18395	0.12492
NO 8 =	0.19271E+01 HERZ	0.20112	0.12471
NO 9 =	0.20063E+01 HERZ	0.20803	0.12426
NO 10 =	0.20563E+01 HERZ	0.21232	0.12389
NO 11 =	0.20950E+01 HERZ	0.21559	0.12357
NO 12 =	0.21330E+01 HERZ	0.21877	0.12321
NO 13 =	0.21552E+01 HERZ	0.22062	0.12299
NO 14 =	0.22360E+01 HERZ	0.22722	0.12211
NO 15 =	0.22676E+01 HERZ	0.22977	0.12173
NO 16 =	0.23784E+01 HERZ	0.23849	0.12029
NO 17 =	0.25532E+01 HERZ	0.25164	0.11772
NO 18 =	0.26872E+01 HERZ	0.26121	0.11558
NO 19 =	0.27354E+01 HERZ	0.26454	0.11479
NO 20 =	0.27637E+01 HERZ	0.26648	0.11431
NO 21 =	0.28795E+01 HERZ	0.27416	0.11235
NO 22 =	0.31116E+01 HERZ	0.28857	0.10834
NO 23 =	0.31493E+01 HERZ	0.29079	0.10769
NO 24 =	0.31783E+01 HERZ	0.29247	0.10718
NO 25 =	0.32678E+01 HERZ	0.29753	0.10563
NO 26 =	0.33512E+01 HERZ	0.30207	0.10420
NO 27 =	0.33665E+01 HERZ	0.30288	0.10393
NO 28 =	0.34233E+01 HERZ	0.30585	0.10296
NO 29 =	0.34885E+01 HERZ	0.30917	0.10185
NO 30 =	0.35430E+01 HERZ	0.31188	0.10093

表-7·4　ケース－0（b）における固有振動数及び減衰定数一覧

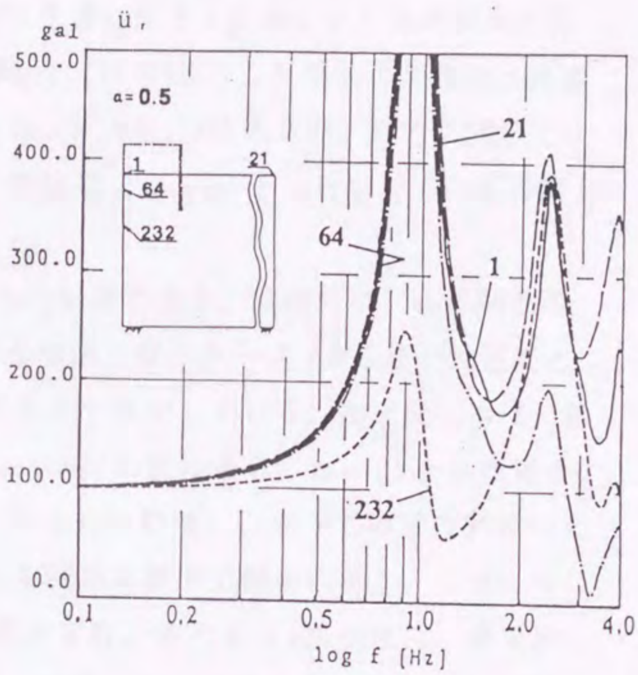
（材料物性値－静的載荷試験値）

次　数	固有振動数	減衰定数 h α＝1.5	減衰定数 h α＝0.5
NO 1 =	0.20267E+00 HERZ	0.10000	0.10000
NO 2 =	0.20829E+00 HERZ	0.10266	0.10163
NO 3 =	0.21674E+00 HERZ	0.10666	0.10396
NO 4 =	0.22895E+00 HERZ	0.11240	0.10705
NO 5 =	0.26650E+00 HERZ	0.12978	0.11476
NO 6 =	0.27031E+00 HERZ	0.13152	0.11540
NO 7 =	0.31127E+00 HERZ	0.14990	0.12077
NO 8 =	0.32123E+00 HERZ	0.15427	0.12169
NO 9 =	0.35032E+00 HERZ	0.16685	0.12368
NO 10 =	0.37415E+00 HERZ	0.17689	0.12460
NO 11 =	0.37567E+00 HERZ	0.17753	0.12464
NO 12 =	0.38328E+00 HERZ	0.18068	0.12480
NO 13 =	0.40467E+00 HERZ	0.18942	0.12500
NO 14 =	0.41014E+00 HERZ	0.19162	0.12499
NO 15 =	0.42081E+00 HERZ	0.19589	0.12491
NO 16 =	0.43353E+00 HERZ	0.20090	0.12472
NO 17 =	0.43724E+00 HERZ	0.20235	0.12464
NO 18 =	0.45338E+00 HERZ	0.20858	0.12422
NO 19 =	0.45659E+00 HERZ	0.20980	0.12412
NO 20 =	0.47346E+00 HERZ	0.21616	0.12351
NO 21 =	0.49855E+00 HERZ	0.22538	0.12237
NO 22 =	0.50227E+00 HERZ	0.22671	0.12218
NO 23 =	0.53099E+00 HERZ	0.23685	0.12058
NO 24 =	0.53909E+00 HERZ	0.23963	0.12008
NO 25 =	0.55123E+00 HERZ	0.24375	0.11932
NO 26 =	0.57326E+00 HERZ	0.25103	0.11785
NO 27 =	0.58683E+00 HERZ	0.25540	0.11691
NO 28 =	0.60143E+00 HERZ	0.26000	0.11586
NO 29 =	0.60241E+00 HERZ	0.26031	0.11579
NO 30 =	0.61704E+00 HERZ	0.26481	0.11472

(材料物性値－P・S検層法値)

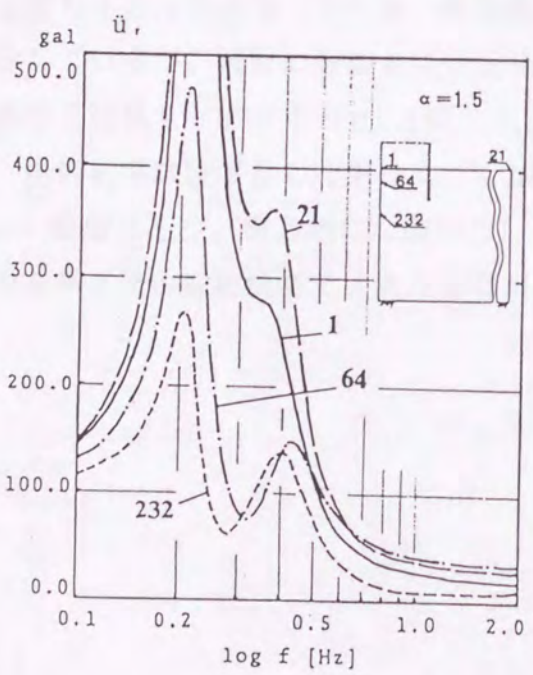


(a)

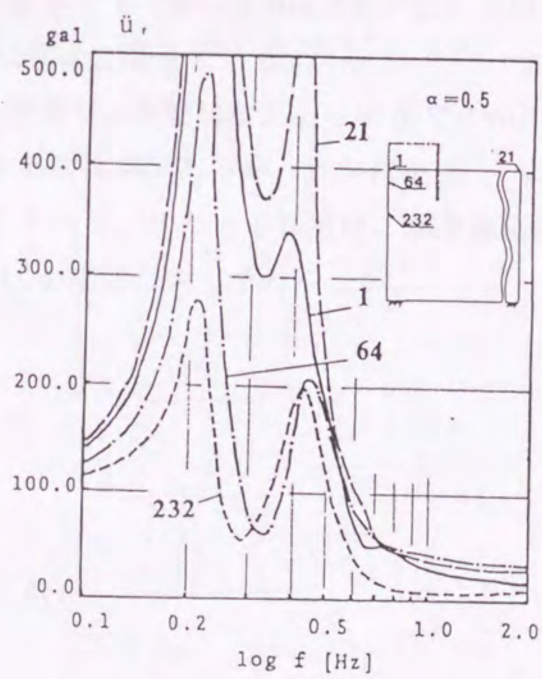


(b)

(材料物性値－静的載荷試験値)



(a)



(b)

図－7・5　各点の加速度の周波数応答関数（ケース－0，α＝1.5，及び0.5）

ケース－1は、鋼管矢板を打設し、中詰材を投入した状態で、築島が完成した状態である。表-7･5～7･6に、材料物性値をP.S検層法値とした場合と静的載荷試験値とした場合について、固有振動数及び減衰定数を第1次から第30次まで示した。

図-7･6～7･9に加速度及び応力の応答関数を特に着目した3つの節点と3つの要素に限定して示した。図-7･6、7･8は、入力加速度を100gal、α =1.5とした場合の加速度と周波数応答関数を示しており､加速度に関しては節点No.12、153、312の3点、応力に関しては要素No.108、135、137の3点での応答値である。同様に、α =0.5とした場合での応答関数を図-7･7、7･9に示す。

図-7･6、7･7は、材料物性値をP.S検層法値とした結果である。全体的に、応答関数の状況はケース－0の場合と同じである。鋼管部での加速度は、ケース－0の最大加速度と比較してかなり大きい。固有振動数は低次において若干減少している。加速度応答は、第1次主振動は0.9Hz前後にあり、第2次主振動は、2.0Hz前後にある。α =1.5とした場合、高次の固有値に対する減衰定数が大きく（n=30でh=0.32程度）、従って減衰の影響も大きく周波数の増加とともに、加速度及び周波数応答関数は減少の傾向にある。これに対し、α =0.5とした場合は固有値の次数を高くしても減衰定数が最大h=0.124程度で、最大次数n=30においては、0.1より小さく0.097程度で、ほぼ一定の傾向にありこのため4.0Hz付近でも大きな応答関数となっている。

図-7･8、7･9は、材料物性値を静的載荷試験値とした結果である。全体的な傾向は、材料物性値をP.S検層法値とした場合と同じであり、地盤剛性の違いにより、固有振動数、減衰定数も小さな値となっている。加速度及びσ_zの応答もf =0.2、0.4Hz付近でピーク値を示しているが、減衰の影響を受け比較的滑らかな曲線となっている。

鋼管と補助リングの応力σ_zに関して、材料物性値をP.S検層法値とした場合で0.9Hz前後、静的載荷試験値とした場合で、0.2Hz前後に最大応答値があるが、たかだか30～40kgf/cm^{2}程度であり、構造的には問題ないものと考えられる。またαの影響は、加速度応答に対し第2次主振動領域で大きな影響があるが、σ_zの応答に対しては少ない。

表 -7·5　ケース－１（ａ）における固有振動数及び減衰定数一覧

（材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値）

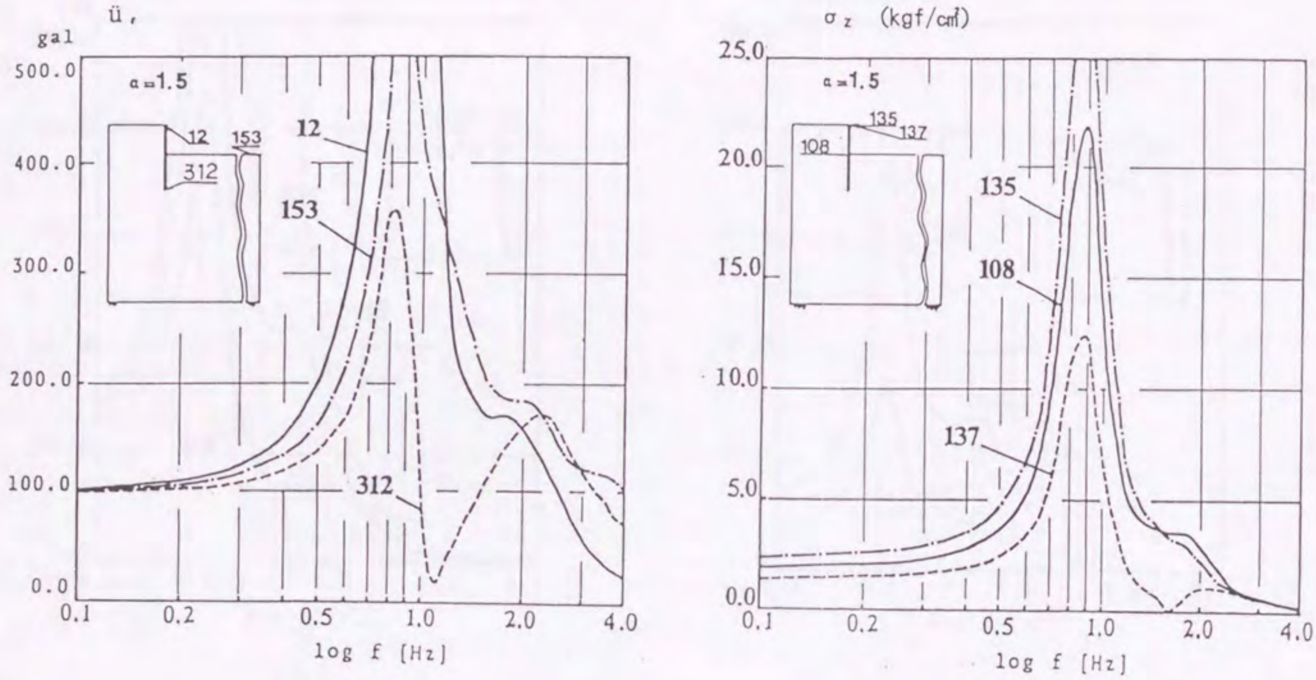
次　　数	固有振動数	減衰定数 h α＝1.5	減衰定数 h α＝0.5
NO 1 =	0.84499E+00 HERZ	0.10000	0.10000
NO 2 =	0.91973E+00 HERZ	0.10848	0.10497
NO 3 =	0.10623E+01 HERZ	0.12441	0.11264
NO 4 =	0.12228E+01 HERZ	0.14190	0.11873
NO 5 =	0.12914E+01 HERZ	0.14922	0.12061
NO 6 =	0.13994E+01 HERZ	0.16055	0.12281
NO 7 =	0.16908E+01 HERZ	0.18978	0.12500
NO 8 =	0.17112E+01 HERZ	0.19174	0.12499
NO 9 =	0.19199E+01 HERZ	0.21129	0.12399
NO 10 =	0.20366E+01 HERZ	0.22171	0.12286
NO 11 =	0.20964E+01 HERZ	0.22692	0.12215
NO 12 =	0.21167E+01 HERZ	0.22865	0.12190
NO 13 =	0.21538E+01 HERZ	0.23181	0.12141
NO 14 =	0.22467E+01 HERZ	0.23955	0.12010
NO 15 =	0.23349E+01 HERZ	0.24668	0.11874
NO 16 =	0.23879E+01 HERZ	0.25086	0.11789
NO 17 =	0.24412E+01 HERZ	0.25498	0.11700
NO 18 =	0.26552E+01 HERZ	0.27073	0.11324
NO 19 =	0.27738E+01 HERZ	0.27889	0.11108
NO 20 =	0.28721E+01 HERZ	0.28537	0.10927
NO 21 =	0.29079E+01 HERZ	0.28766	0.10861
NO 22 =	0.30047E+01 HERZ	0.29367	0.10682
NO 23 =	0.31388E+01 HERZ	0.30157	0.10435
NO 24 =	0.31888E+01 HERZ	0.30440	0.10344
NO 25 =	0.32058E+01 HERZ	0.30534	0.10313
NO 26 =	0.33081E+01 HERZ	0.31086	0.10128
NO 27 =	0.33909E+01 HERZ	0.31512	0.09981
NO 28 =	0.34127E+01 HERZ	0.31621	0.09942
NO 29 =	0.34968E+01 HERZ	0.32031	0.09795
NO 30 =	0.35298E+01 HERZ	0.32187	0.09737

表 -7·6　ケース－１（ｂ）における固有振動数及び減衰定数一覧

（材料物性値－静的載荷試験値）

次　　数	固有振動数	減衰定数 h α＝1.5	減衰定数 h α＝0.5
NO 1 =	0.20266E+00 HERZ	0.10000	0.10000
NO 2 =	0.20726E+00 HERZ	0.10218	0.10134
NO 3 =	0.21600E+00 HERZ	0.10632	0.10376
NO 4 =	0.22857E+00 HERZ	0.11223	0.10696
NO 5 =	0.27075E+00 HERZ	0.13173	0.11547
NO 6 =	0.27583E+00 HERZ	0.13403	0.11628
NO 7 =	0.31471E+00 HERZ	0.15142	0.12110
NO 8 =	0.35377E+00 HERZ	0.16832	0.12385
NO 9 =	0.36467E+00 HERZ	0.17293	0.12431
NO 10 =	0.37538E+00 HERZ	0.17742	0.12463
NO 11 =	0.38972E+00 HERZ	0.18334	0.12490
NO 12 =	0.40923E+00 HERZ	0.19127	0.12499
NO 13 =	0.41497E+00 HERZ	0.19357	0.12497
NO 14 =	0.43019E+00 HERZ	0.19960	0.12478
NO 15 =	0.43521E+00 HERZ	0.20156	0.12468
NO 16 =	0.46286E+00 HERZ	0.21219	0.12391
NO 17 =	0.48198E+00 HERZ	0.21933	0.12315
NO 18 =	0.48960E+00 HERZ	0.22213	0.12280
NO 19 =	0.50458E+00 HERZ	0.22756	0.12206
NO 20 =	0.53327E+00 HERZ	0.23764	0.12044
NO 21 =	0.57388E+00 HERZ	0.25124	0.11781
NO 22 =	0.59013E+00 HERZ	0.25646	0.11667
NO 23 =	0.60200E+00 HERZ	0.26019	0.11582
NO 24 =	0.60606E+00 HERZ	0.26145	0.11552
NO 25 =	0.61007E+00 HERZ	0.26268	0.11523
NO 26 =	0.62950E+00 HERZ	0.26856	0.11379
NO 27 =	0.63603E+00 HERZ	0.27050	0.11330
NO 28 =	0.64137E+00 HERZ	0.27206	0.11290
NO 29 =	0.66183E+00 HERZ	0.27793	0.11134
NO 30 =	0.67067E+00 HERZ	0.28041	0.11067

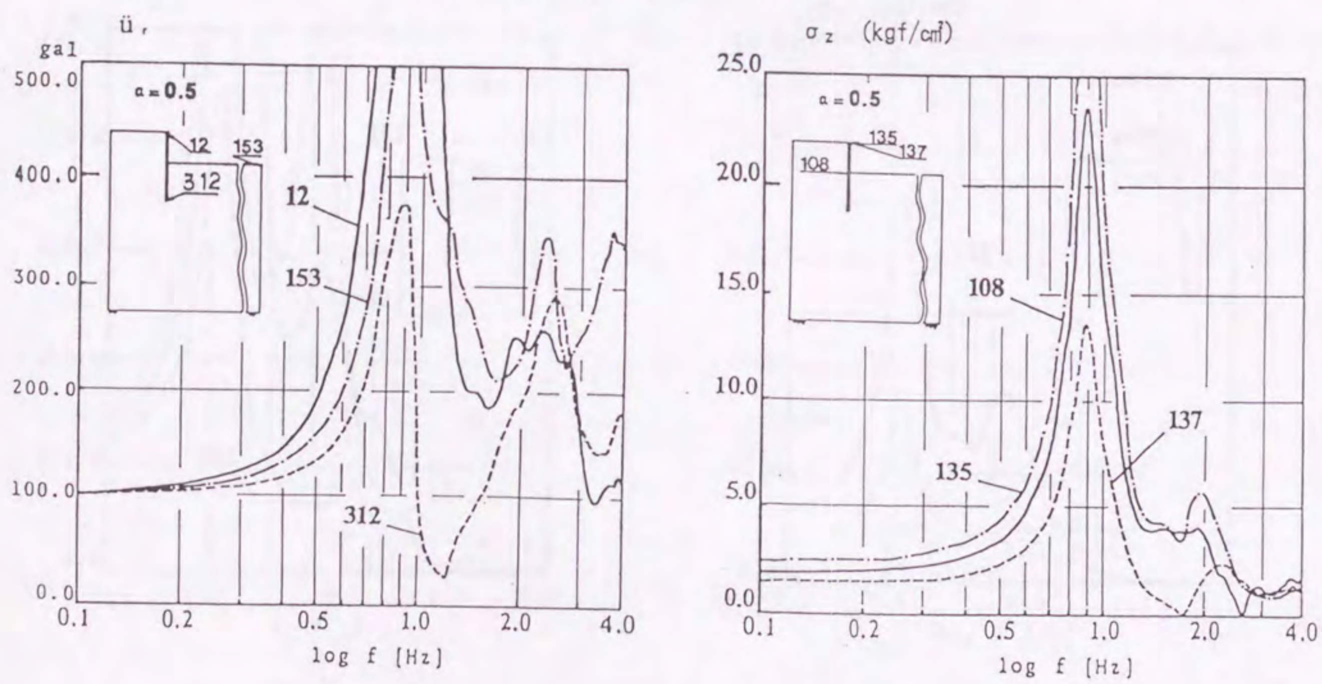
（材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値）



（a）　　　　　　　　　　　　（b）

図－7・6　　各点の加速度，σz の周波数応答関数（ケース－1，α＝1.5）

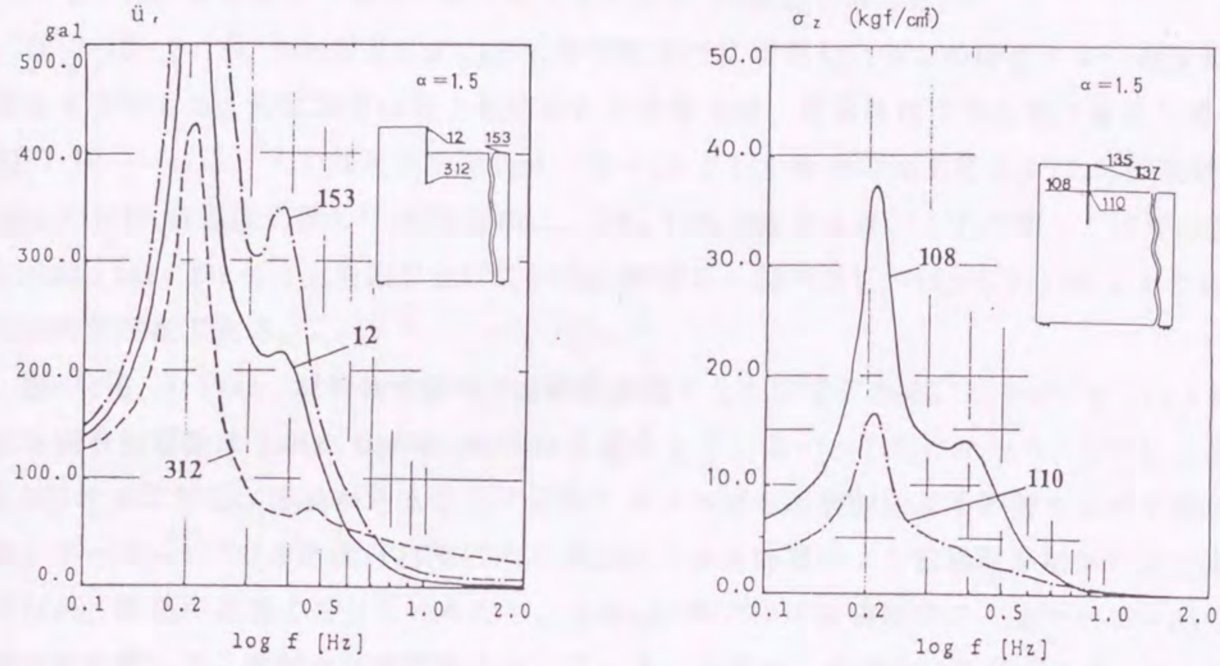
（材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値）



（a）　　　　　　　　　　　　（b）

図－7・7　　各点の加速度，σz の周波数応答関数（ケース－1，α＝0.5）

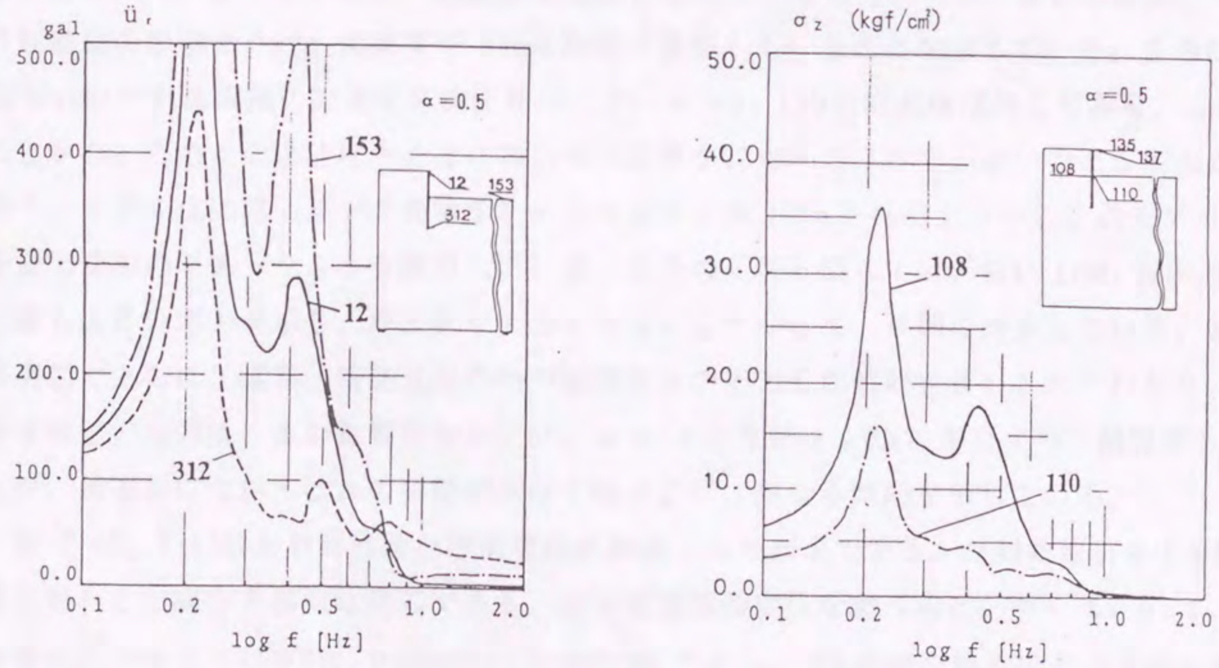
（材料物性値－静的載荷試験値）



(a)　　　　　　　　　　　　　(b)

図－7・8　　各点の加速度，σ_z の周波数応答関数（ケース－1，α＝1.5）

（材料物性値－静的載荷試験値）



(a)　　　　　　　　　　　　　(b)

図－7・9　　各点の加速度，σ_z の周波数応答関数（ケース－1，α＝0.5）

ケース－5は、築島、地中連続壁が完成し、掘削も最終段階に到達した状態である。表-7･7～7･8に、材料物性値をP.S検層法値とした場合と、静的載荷試験値値とした場合について、固有振動数及び減衰定数を第1次から第30次まで示した。

図-7･10～7･13に加速度及び応力の応答関数を特に着目した4つの節点と4つの要素に限定して示した。特に節点は地中連続壁と自由境界部、要素は地中連続壁に着目している。図-7･10、7･12は、入力加速度を100gal、α = 1.5とした場合の加速度とσ_zの応答関数を示しており、加速度に関しては節点No.1、167、189、402の4点、応力に関しては要素No.57、113、145、148の4点を取り上げている。同様に、図-7･11、7･13はα = 0.5とした場合での応答関数である。

図-7･10、7･11は、材料物性値をP.S検層法値とした結果である。ケース－0、1、5の最低次固有振動数は0.9Hz、0.84Hz、0.91Hzと変化しているが、これはケース－1はケース－0の原地盤に対し、築島があることによるトップヘビーの状態による影響を受けて減少し、次にケース－5では本体側壁打設による構造体の合成効果により振動数が増加したと考えられる。構造が複雑になっているため、1.0Hz以降の周波数領域では、前ケース－0、1の場合に比較して、複雑な分布状態を示している。加速度の応答性状を調べると、α = 0.5、1.5とも地中連続壁天端部（節点No.1）では最大応答値が450galである。また、地中連続壁の頂部から底部に向かう分布状況を調べるとほぼ線形的に分布している。海底面下20m付近より深いところ（節点No.402）ではどちらのαについても2.0Hzあたりから加速度の値が微増している。これは入力加速度を基盤に与えていることにより、構造体底部に向かう程基盤の影響をうけ、加速度が100gal近傍で推移していることを示している。さらに節点No.189の自由端部の加速度応答性状は、ケース－0、1のそれとほぼ同じである。このことから、この点の応答は中心部の構造物の影響をほとんどうけていないことが明らかとなり、モデル化に際しリング要素を決める地盤の半径150mを採用したが、このモデル化が妥当なものであったことを証明している。応力の応答に関しては、特に1.0Hz前後の時に最も大きい応力を示し、周波数が大きくなるにしたがって、単調に減少している。また、基礎部とともに、逆巻下端部近傍の地中連続壁部の応力も比較的大きいことがわかる。地中連続壁の応力は、αの影響を多少受け、α = 1.5の方がα = 0.5の場合より1割程度大きいが、加速度についてはαの影響が少なく応力とは、異なる傾向を示している。

図-7･12、7･13は材料物性値を静的載荷試験値とした結果である。材料物性値をP.S検層法値とした場合と傾向は同じである。固有振幅数の変化を調べると、ケース－0、1、5の最低次の値は0.20267Hz、0.20266Hz、0.20331Hzであり、P.S検層法値の場合ほど明らかではないが、施工段階による構造系の変化に対応している。構造が複雑になったため、0.2Hz以降の周波数領域で、ケース－0、1の場合に比較して複雑な形状となり、地中連続壁部の全ての部位で、第1次主振動と第2次主振動が明瞭に示されている。地中連続壁の頂

部の加速度応答性状を調べると、α =1.5の場合約150gal、α =0.5の場合第1次主振動（約0.2Hz）で約160gal、第2次主振動（約0.5Hz）で180galであり、材料物性値にP.S検層法値を用いた場合に比べ1/3程度と小さくなっている。地盤剛性が小さく周波数が低くなっていることに対応していると考えられる。また地中連続壁の頂部から底部に向かう分布性状もP.S検層法値の場合と同じく、ほぼ線形に分布している。海底面下20mより深いところ（節点No.402）では、どちらのαについても1.0Hz位あたりから加速度の値が微増しているが、この性状もP.S検層法値による場合と同じ理由と考えられる。自由境界部の応答性状もケース－0、1のそれとほぼ同じである。α =0.5とした場合、周波数が第1次主振動の0.2Hz前後より大きい0.4～0.9Hz付近で、振動が除々に大きくなる。この傾向は、P.S検層法値とした場合にも認められる。これはα =0.5の場合減衰定数が除々に小さくなり、減衰効果もそれに応じて小さくなるためであると考えられる。

応力に関しては、0.2Hzと0.4Hz～0.5Hzの時に最も大きい値を示すが、P.S検層法値では、ピークが1つあるのに対し、ここでは2つのピークを示す。周波数が大きくなると単調に減少する傾向はほぼ同じである。また、基礎部及び逆巻下部近傍の地中連続壁部の応力は大きく、P.S検層法値の場合に比べ、それぞれ約7倍、2.5倍の応力となっていて、加速度応答とは逆の傾向となっている。またαの影響も多少受けα =1.5の方がα =0.5の場合より1割程度大きい。本地中連続壁構造体にかぎっては地盤の剛性低下によって加速度は減少するが応力は大きくなっている。

表 -7·7　ケース－５（ａ）における固有振動数及び減衰定数一覧

（材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値）

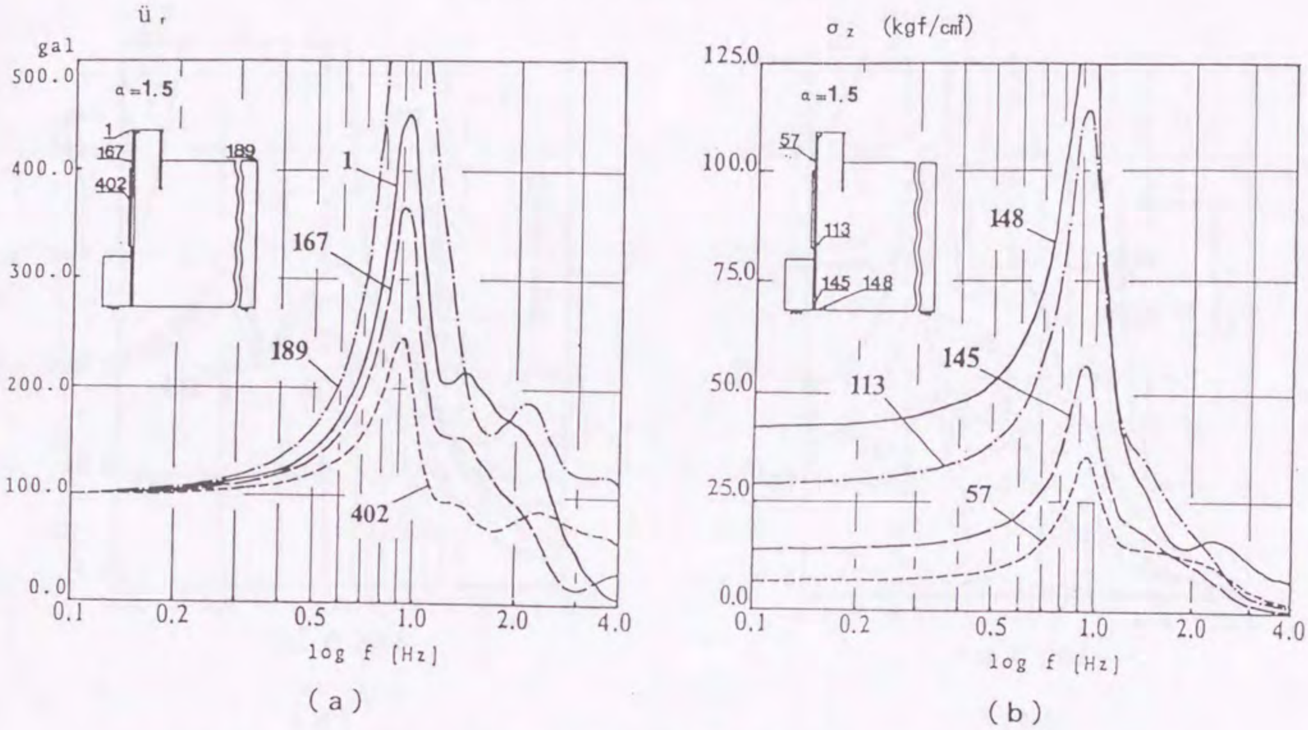
次　数	固有振動数	減衰定数 h α=1.5	減衰定数 h α=0.5
NO 1 =	0.91147E+00 HERZ	0.10000	0.10000
NO 2 =	0.98389E+00 HERZ	0.10762	0.10449
NO 3 =	0.11936E+01 HERZ	0.12928	0.11457
NO 4 =	0.13070E+01 HERZ	0.14070	0.11839
NO 5 =	0.13400E+01 HERZ	0.14399	0.11930
NO 6 =	0.15086E+01 HERZ	0.16046	0.12279
NO 7 =	0.18153E+01 HERZ	0.18901	0.12500
NO 8 =	0.19994E+01 HERZ	0.20519	0.12447
NO 9 =	0.20880E+01 HERZ	0.21272	0.12386
NO 10 =	0.20907E+01 HERZ	0.21294	0.12384
NO 11 =	0.21752E+01 HERZ	0.21995	0.12307
NO 12 =	0.21843E+01 HERZ	0.22069	0.12298
NO 13 =	0.22753E+01 HERZ	0.22803	0.12199
NO 14 =	0.23796E+01 HERZ	0.23620	0.12069
NO 15 =	0.24346E+01 HERZ	0.24041	0.11994
NO 16 =	0.25972E+01 HERZ	0.25240	0.11756
NO 17 =	0.27417E+01 HERZ	0.26254	0.11527
NO 18 =	0.28966E+01 HERZ	0.27284	0.11270
NO 19 =	0.29547E+01 HERZ	0.27655	0.11172
NO 20 =	0.31138E+01 HERZ	0.28630	0.10900
NO 21 =	0.31813E+01 HERZ	0.29026	0.10784
NO 22 =	0.32328E+01 HERZ	0.29320	0.10696
NO 23 =	0.33552E+01 HERZ	0.29995	0.10487
NO 24 =	0.34262E+01 HERZ	0.30370	0.10367
NO 25 =	0.34461E+01 HERZ	0.30473	0.10333
NO 26 =	0.34580E+01 HERZ	0.30534	0.10313
NO 27 =	0.36353E+01 HERZ	0.31407	0.10017
NO 28 =	0.36745E+01 HERZ	0.31590	0.09953
NO 29 =	0.36887E+01 HERZ	0.31656	0.09930
NO 30 =	0.38637E+01 HERZ	0.32427	0.09648

表 -7·8　ケース－５（ｂ）における固有振動数及び減衰定数一覧

（材料物性値－静的載荷試験値）

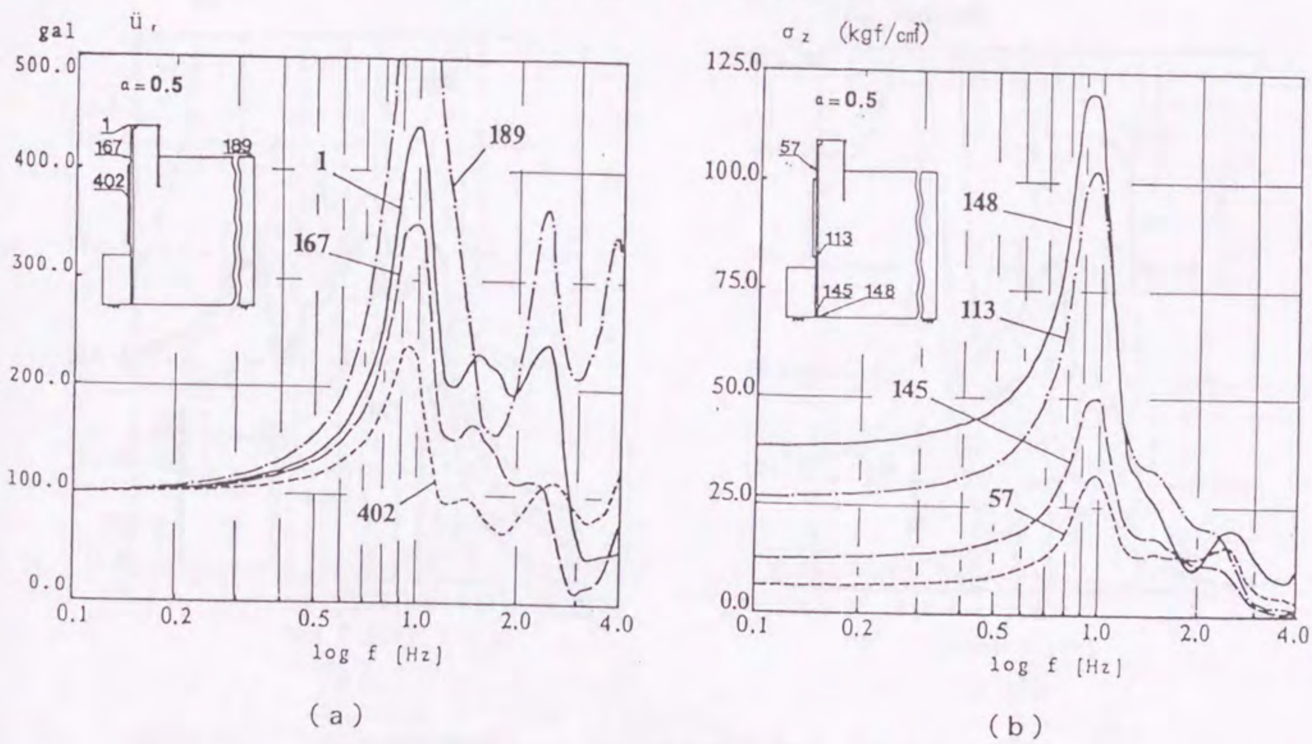
次　数	固有振動数	減衰定数 h α=1.5	減衰定数 h α=0.5
NO 1 =	0.20331E+00 HERZ	0.10000	0.10000
NO 2 =	0.21129E+00 HERZ	0.10377	0.10229
NO 3 =	0.22179E+00 HERZ	0.10872	0.10510
NO 4 =	0.23822E+00 HERZ	0.11638	0.10904
NO 5 =	0.27318E+00 HERZ	0.13243	0.11572
NO 6 =	0.30353E+00 HERZ	0.14604	0.11984
NO 7 =	0.33489E+00 HERZ	0.15976	0.12268
NO 8 =	0.36479E+00 HERZ	0.17249	0.12427
NO 9 =	0.37842E+00 HERZ	0.17818	0.12468
NO 10 =	0.39051E+00 HERZ	0.18315	0.12490
NO 11 =	0.41207E+00 HERZ	0.19188	0.12499
NO 12 =	0.41742E+00 HERZ	0.19401	0.12496
NO 13 =	0.43521E+00 HERZ	0.20102	0.12471
NO 14 =	0.44888E+00 HERZ	0.20631	0.12439
NO 15 =	0.46761E+00 HERZ	0.21342	0.12379
NO 16 =	0.48053E+00 HERZ	0.21823	0.12328
NO 17 =	0.48733E+00 HERZ	0.22073	0.12298
NO 18 =	0.54256E+00 HERZ	0.24023	0.11998
NO 19 =	0.56233E+00 HERZ	0.24686	0.11871
NO 20 =	0.58847E+00 HERZ	0.25533	0.11692
NO 21 =	0.60901E+00 HERZ	0.26176	0.11545
NO 22 =	0.62641E+00 HERZ	0.26704	0.11417
NO 23 =	0.63115E+00 HERZ	0.26845	0.11382
NO 24 =	0.64046E+00 HERZ	0.27120	0.11312
NO 25 =	0.65861E+00 HERZ	0.27643	0.11175
NO 26 =	0.67586E+00 HERZ	0.28125	0.11043
NO 27 =	0.69193E+00 HERZ	0.28561	0.10920
NO 28 =	0.70639E+00 HERZ	0.28942	0.10809
NO 29 =	0.71073E+00 HERZ	0.29055	0.10776
NO 30 =	0.71493E+00 HERZ	0.29163	0.10744

(材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値)



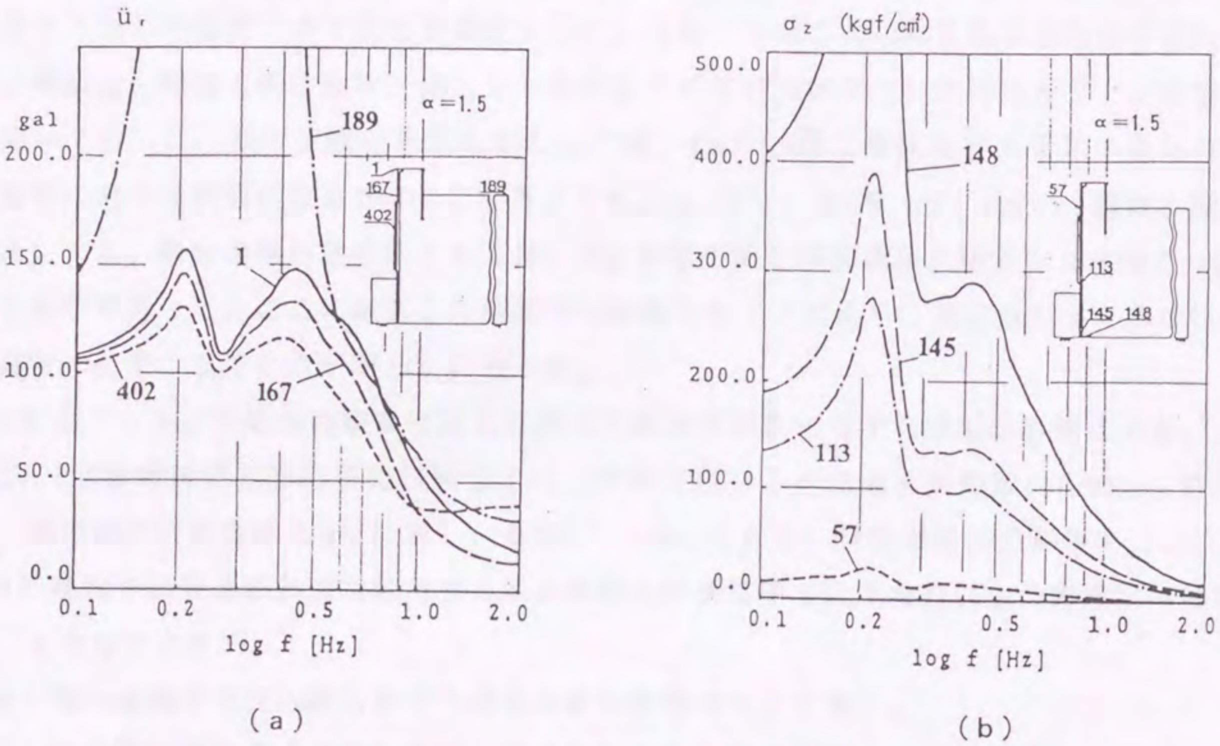
図－7·10　　各点の加速度，σz の周波数応答関数（ケース－５，α＝1.5）

(材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値)



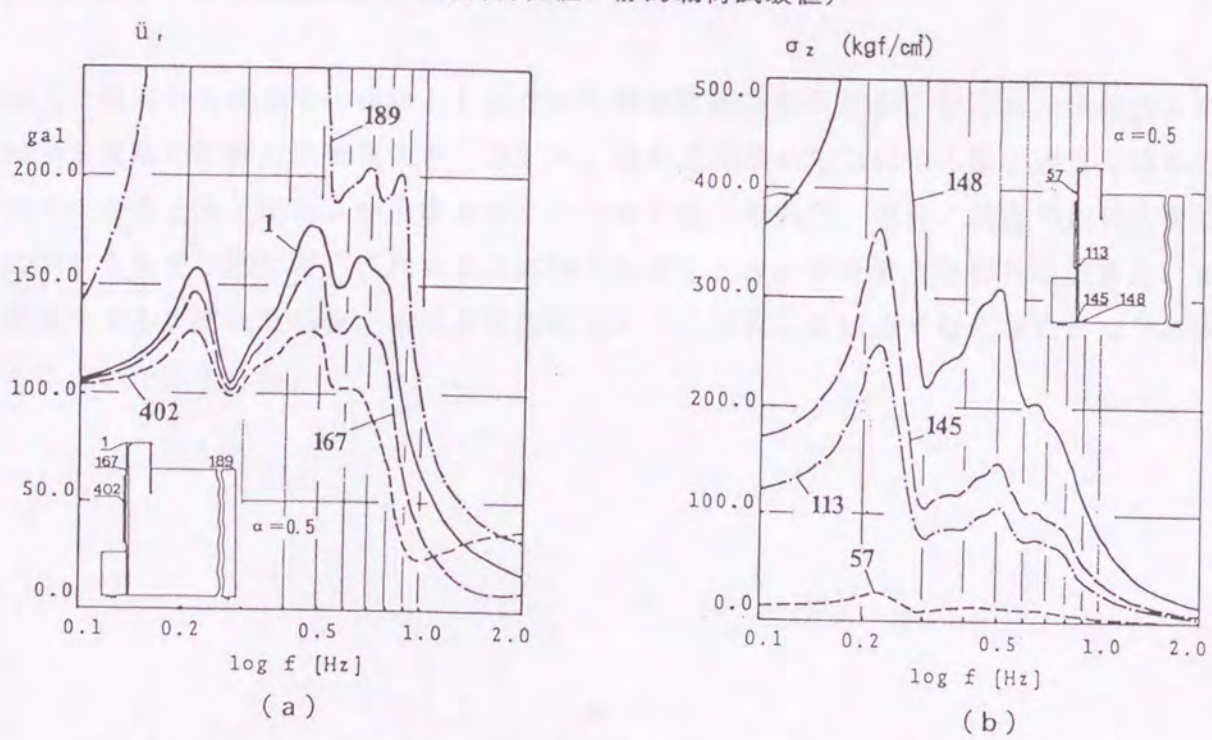
図－7·11　　各点の加速度，σz の周波数応答関数（ケース－５，α＝0.5）

（材料物性値－静的載荷試験値）



図－7·12　　各点の加速度，σ z の周波数応答関数（ケース－5，α＝1.5）

（材料物性値－静的載荷試験値）



図－7·13　　各点の加速度，σ z の周波数応答関数（ケース－5，α＝0.5）

7・6 まとめ

人工築島を利用した大深度地中連続壁構造体の動的解析を、現在室蘭港で建設中の白鳥大橋の主塔基礎に用いられている地中連続壁をモデルとし、地盤から100gal振幅の調和振動波を入力した場合の周波数応答解析を行い、各施工段階ごとの周波数応答特性を検討した。解析は、地盤と構造物を一体とし、軸対称アイソパラメトリック四辺形リング要素法を用いて行った。減衰定数の決定に当たっては、Kolsky型三要素モデルを用い最低時の固有値に対する減衰定数を h= 0.1 となるように、$\alpha = E_1 / E_2$を 1.5 と 0.5 の 2 種類に設定した。また、地盤の材料物性値としては、P.S 検層法値と静的載荷試験値の 2 種類についての解析を行った。ここに報告した施工ケースは 3 ケースであり、着目点も多くはないが、本解析の結果、以下の点が明らかになった。

1）各ケースとも応答の傾向は同じであり、卓越周波数に対する掘削の影響は小さい。
2）P.S検層法値と静的載荷試験値では、それぞれ第 1 次の固有振動数約0.9Hz、第2次の固有振動数約 2.2Hz に対し、 0.2Hz、 0.4Hz であり、材料物性値の影響は大きい。
3）地盤や鋼管部の加速度に対する減衰定数の影響は第 1 次主振動以上の周波数に対してかなり大きい。
4）地中連続壁の加速度に対する減衰定数の影響は大きくない。
5）地中連続壁の応力に対しては、第 1 次主振動の周波数領域も減数定数の影響があり、$\alpha = 1.5$ の方が $\alpha = 0.5$ の場合より約 1 割程度大きい。
6）加速度と応力の傾向は必ずしも一致しない。

以上、構造物と地盤を一体化とした 3 次元周波数応答解析をおこなった。全体的な挙動に対する掘削の影響はあまり大きくないが、地中連続壁の応力は根入部と逆巻下端部近傍で大きくなること、また、静的震度法により解析を行う場合、地盤の剛性や全体的構造体系に関するモデル化など、これらの点に関する詳しい検討が必要と思われる。また、本論の減衰モデルを用いた場合、減衰定数の決定により高周波数領域での応答にかなりの影響があることが示された。

第8章　地中連続壁構造施工時の地震時時刻歴応答解析

8・1　概　　　　説

人工島併用地中連続壁構造体では、その構造上施工時の地震時挙動解析が重要であることから、前章では周波数応答特性を地中連続壁を中心として検討した。その結果、地中連続壁に大きな応答を発生する共振周波数は地盤の材料物性値に大きく影響され、最大応答は地盤の一次固有周期に近い周波数で発生することが明らかになった。

一方、この種の構造物の耐震設計は、構造体のこのような周波数応答特性を考慮しつつ、主として応答変位法により断面力等を評価し設計を行っており、必要に応じて時刻歴応答解析等動的解析による検討が行われている。

一般に、応答変位法は地盤の地震時変位を動的解析により求めるものの、構造物の応答解析はこの地盤変位を地盤のバネを介して構造物に与え、構造物と地盤の境界での変形の適合性と力の釣り合い条件により行うもので、全体系として動的応答解析は行われてはいない。従って、応答変位法は厳密な意味で地盤と構造物の動的相互作用を考慮した解析とは異なるものである。

大規模、大深度の地中連続壁構造では一般に地盤状況も複雑であり、また構造体も複雑なものが多く、これの動的相互作用も複雑なものと考えられる。従って大規模で重要な構造物ではより厳密な動的解析を行い、その挙動を検討することが必要である。しかしながら、この種の構造物に対して、地盤及び構造体を一体とした動的3次元解析は対象構造物のモデル化の問題や計算量が膨大となることなどからこれまであまり行われていない。

本章では、このような観点から白鳥大橋主塔基礎構造体を対象として、実際の設計に用いられた設計用の地震波を入力波として時刻歴応答解析を行いその挙動を検討する。

解析は前章と同様軸対称リング要素を用いた3次元弾性解析である。本手法により、構造全体をかなり忠実にモデル化することが可能であり、精度の良い動的解析が可能となった。

8・2　地震波入力に対する時刻歴応答解析の概要

ここでは不規則な地震波を入力し数値積分を施して動的応答を求める手順について述べる。第7章の周波数応答解析で誘導した一質点系の振動方程式を再掲する。

$$\overline{C}m[\ddot{\phi}r]+2h_r\omega_r\overline{C}m[\phi r]+\omega_r^2\ \overline{C}m[\phi r]=\overline{C}m[P(t)] \qquad (7.9)$$

まず(7.9)式に線形加速度法（Newmarkのβ法で$\beta=1/6$）を適用して第r次の固有値に関する応答を求め、これを考えている全固有値に適用して全ての結果を重ね合わせることによって全節点における変位、速度、加速度を得ることができる。これらを要素のひずみマトリックス及び弾性マトリックスに代入することにより歪及び応力を求めることが可能となる。実際の数値解析は(7.9)式の右辺に入力地震波を代入し数値積分を施して行われる。以下に簡単にその過程を示す。

(7.9)式の像関数記号$\overline{C}m$および次数rを省略して説明する。すなわち、

$$\ddot{\phi}+2h\omega\dot{\phi}+\omega^2\phi=p(t) \qquad (8.1)$$

いま、加速度が線形的に変化するものと仮定すると（$t+\Delta t$）におけるϕ、$\dot{\phi}$は、tにおけるϕ、$\dot{\phi}$、$\ddot{\phi}$を用いて

$$\phi(t+\Delta t)=\phi(t)+\Delta t\dot{\phi}(t)+\frac{(\Delta t)^2}{3}\ddot{\phi}(t)+\frac{(\Delta t)^2}{6}\ddot{\phi}(t+\Delta t) \qquad (8.2)$$

$$\dot{\phi}(t+\Delta t)=\dot{\phi}(t)+\Delta t\frac{\ddot{\phi}(t)+\ddot{\phi}(t+\Delta t)}{2} \qquad (8.3)$$

これら(8.2)、(8.3)式を(8.1)式に代入すると$(t+\Delta t)$においては、

$$\ddot{\phi}(t+\Delta t)+2h\omega\left\{\dot{\phi}(t)+\frac{\ddot{\phi}(t)+\ddot{\phi}(t+\Delta t)}{2}\cdot\Delta t\right\}$$

$$+\omega^2\left\{\phi(t)+\dot{\phi}(t)\Delta t+\frac{(\Delta t)^2}{3}\ddot{\phi}(t)+\frac{(\Delta t)^2}{6}\ddot{\phi}(t+\Delta t)\right\}=p(t+\Delta t) \qquad (8.4)$$

(8.4)式を$\ddot{\phi}(t+\Delta t)$について解くと、

$$\ddot{\phi}(t+\Delta t)=\frac{p(t+\Delta t)-2h\omega\left\{\dot{\phi}(t)+\frac{\ddot{\phi}(t)}{2}\Delta t\right\}-\omega^2\left\{\phi(t)+\dot{\phi}(t)\Delta t+\frac{(\Delta t)^2}{3}\ddot{\phi}(t)\right\}}{1+2h\omega\frac{\Delta t}{2}+\omega^2\frac{(\Delta t)^2}{6}} \qquad (8.5)$$

(8.5)式の右辺は全て既知量である故$\ddot{\phi}(t+\Delta t)$が自動的に求まる。この値をさらに(8.2)、(8.3)式に代入して$\phi(t+\Delta t)$、$\dot{\phi}(t+\Delta t)$が求まる。この操作をΔtきざみに推し進めていくことにより動的応答計算が可能となる。

8・3　入力地震波

本章では、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、室蘭で観測された3大地震（十勝沖、日高支庁西部、浦河沖）の地表波を、地盤の地震応答解析により基盤波に変換し、最大加速度 120gal に振幅を拡大した設計基盤加速度応答スペクトルに適合する地震波を、十勝沖地震波形に調整して作成したものである。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 120gal である。しかしながら、本解析では地中連続壁が仮設構造物であり、施工期間が限られていることを考慮して、実設計と同様に最大加速度を 60gal に正規化している。図-8･1にはその原波形を、図-8･2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-8･2（a）より本入力波形は 1.2Hz 及び 2.7Hz 前後に卓越振動数を有しているようであり、図-8･2（b）より 3.0sec 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 0.01sec 刻みに 20sec までを応答解析に用いている。

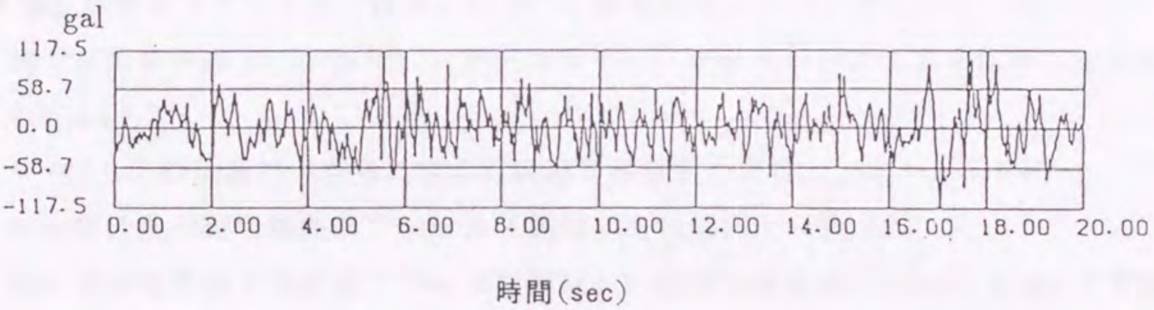
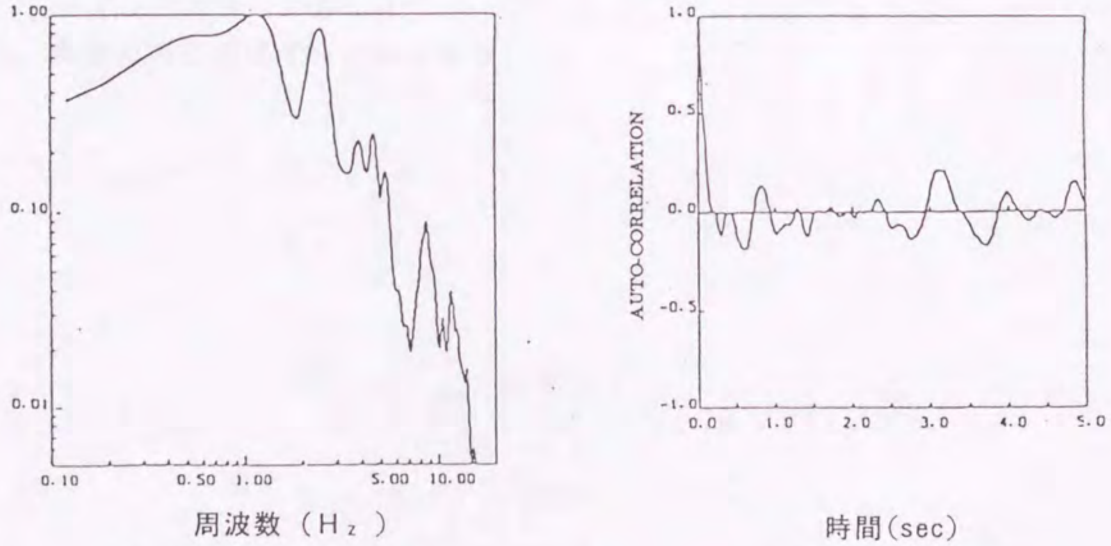


図 -8･1　　白鳥大橋基盤の設計用地震波



（a）パワースペクトル　　（b）自己相関図

図 -8･2　　正規化したパワースペクトルと自己相関図

8・4 解 析 条 件

境界条件は前章の周波数応答解析と同じである。すなわち、解析部分の半径方向境界の処理に関して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。地震波は、前述のように半径 150m の基礎周辺に一様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様に入力することとした。

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に用いた固有値の次数は、第 7 章の解析精度の検討により最低次より 30 次としている。また、減衰定数 h については、前章では Koksky 型 3 要素モデルを採用し、パラメータを変化させた解析を行い結果を検討した。その結果、地中連続壁の応答に対しては、減衰定数の周波数依存性を考慮してもそれ程大きな影響はないことが確認された。本章での構造モデルは地盤が大きな要素を占めることから、ここでは減衰定数として全固有値に対して一定とし h= 0.1 とした。

主塔基礎構造は完成に向け各施工段階により構造物形態が変化する。本研究では、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こととした。

1）鋼管矢板を打設し、中詰材（石灰灰スラリー）を投入し、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 11m 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 29m まで掘削し、逆巻を海底面下 5 m から 28m まで打設した状態（ケース -4）

5）底盤を打設する海底面下 58m まで地中連続壁内側を掘削し、逆巻を海底面下 5 m から 51.5m まで打設した状態（ケース -5）

ただし、海底面の位置は TP- 15m である。

8・5　解析結果と考察

解析は各ケース毎に行い、加速度及び変位の応答波形を求め、これらの最大値等の分布状況を検討し、地中連続壁構造体の地震挙動を考察する。尚、前章で述べたように、動的解析では各応答値は地盤の材料物性値に大きく影響される。ここで取扱う地震波は弾性波動であり、応答解析に用いる材料物性値としては、P.S 検層法値が適切なものと考えられる。しかし、ここでは材料物性値が地中連続壁の時刻歴応答性状に及ぼす影響も検討することを目的として、前章同様静的載荷試験による物性値を用いた場合も合わせて解析し、検討することとした。また、材料物性値として静的載荷試験値を用いた場合は応答変位等が大きくなることが予想されるため、全体構造のメッシュ分割は P.S 検層法値による物性値を用いた場合とは異なる解析を行っている。ケース番号付の（a）は材料物性値として P.S 検層法値を用いた場合、（b）は、静的載荷試験値を用いた場合である。

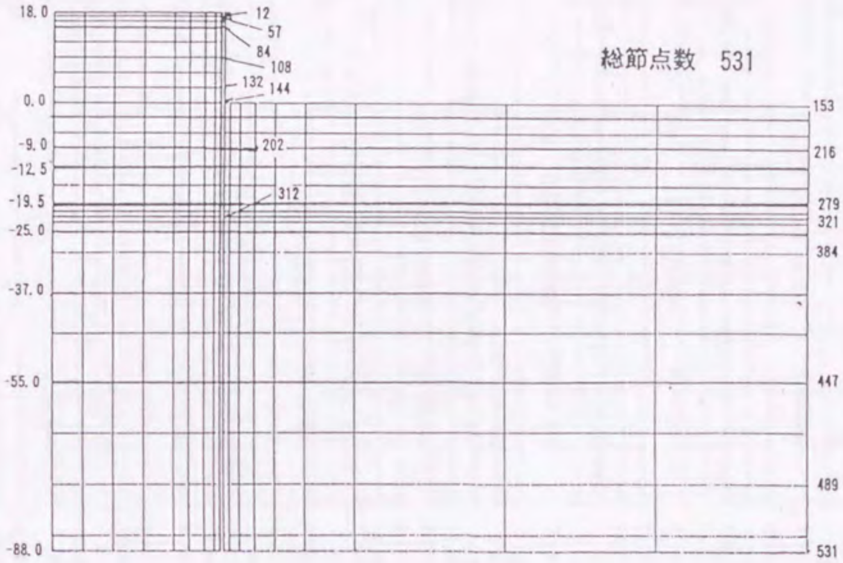
8・5・1　地中連続壁及び地盤の応答加速度波形

ここでは代表的なケースとして、ケース－1、3、5について取り上げ、鋼管矢板、地中連続壁及び地盤に対して応答が問題になると思われる節点での応答加速度波形及び最大応答加速度または変位発生時の加速度、変位を示し検討する。なお、結果は各ケース毎にメッシュ図（図中に注目した節点番号を示す）、注目点の加速度応答波形を示し、最大加速度発生時の加速度及び変位の一覧を示す。検討は各ケース毎に両材料物性値（a）、（b）について行う。

ケース－1(a) の解析結果から、図-8･3に示した 16 の節点に限定して検討を行う。図-8･4には鋼管矢板部及び海底地盤周辺境界部の応答加速度波形分布を示した。節点 No.531 の波形は入力加速度を示している。応答加速度波形はいずれも 1 秒前後の周期の応答波形を示しており、入力波の卓越振動周期 0.83 秒に近い値となっている。応答加速度の最大値は鋼管矢板部、海底地盤周辺部とも上方に向かって増大する傾向を示し、特に振動の初期及び終期における増大率が大きい。表-8･1には各節点における最大応答加速度発生時の応答加速度、応答変位及び最大応答変位発生時の応答変位、応答加速度を示した。表より、最大応答加速度が発生する時間（ t= 18.2 秒）と最大応答変位の発生する時間（ t= 18.8 秒）がほぼ同時刻であることが明らかである。また、最大応答加速度に注目して検討すると、鋼管矢板頂部で約 179gal、海底面周辺境界で約 149gal の応答を示し、最大入力加速度振幅 60gal に対し、鋼管矢板頂部で 3 倍、海底面で約 2.5 倍となっていることがわかる。

ケース－1(b) の解析結果から、図-8･5に示した 16 の節点に限定して検討を行う。図-8･6には鋼管矢板部及び海底地盤周辺境界部の応答加速度波形分布を示した。節点 No.975 の波形は入力加速度を示している。応答加速度波形はいずれも 5 秒前後の長周期の応答波形を示しており、ケース－1(a) の 1 秒前後の周期とはかなり異なる値となっている。表-8･2

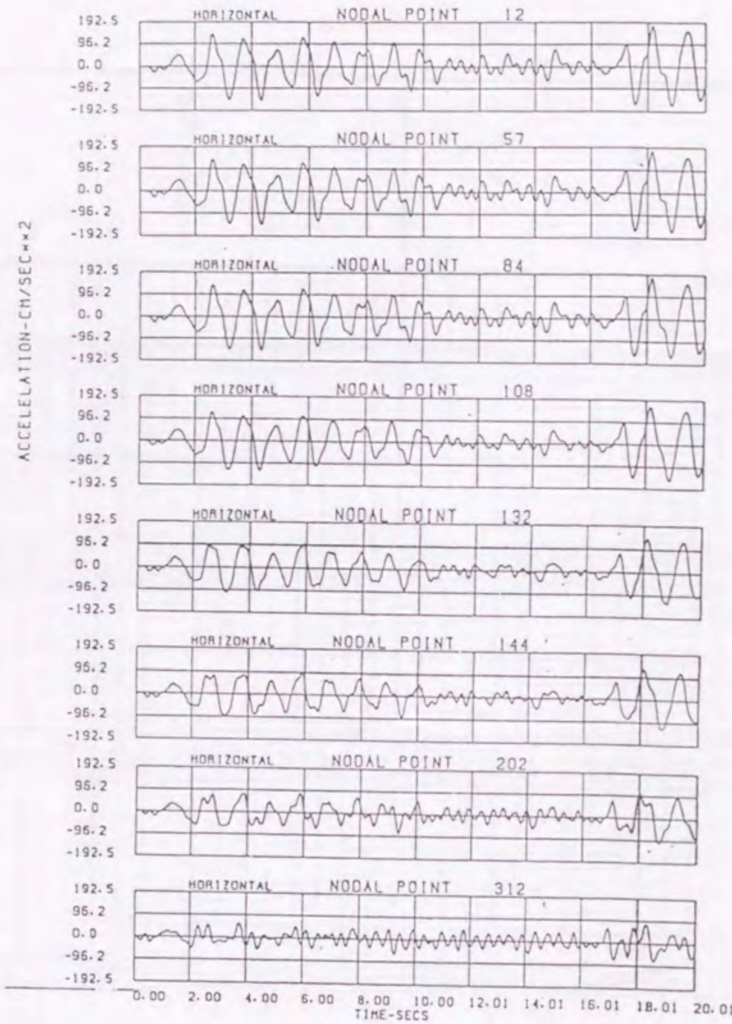
解析ケース　ケース－１（ａ）の場合



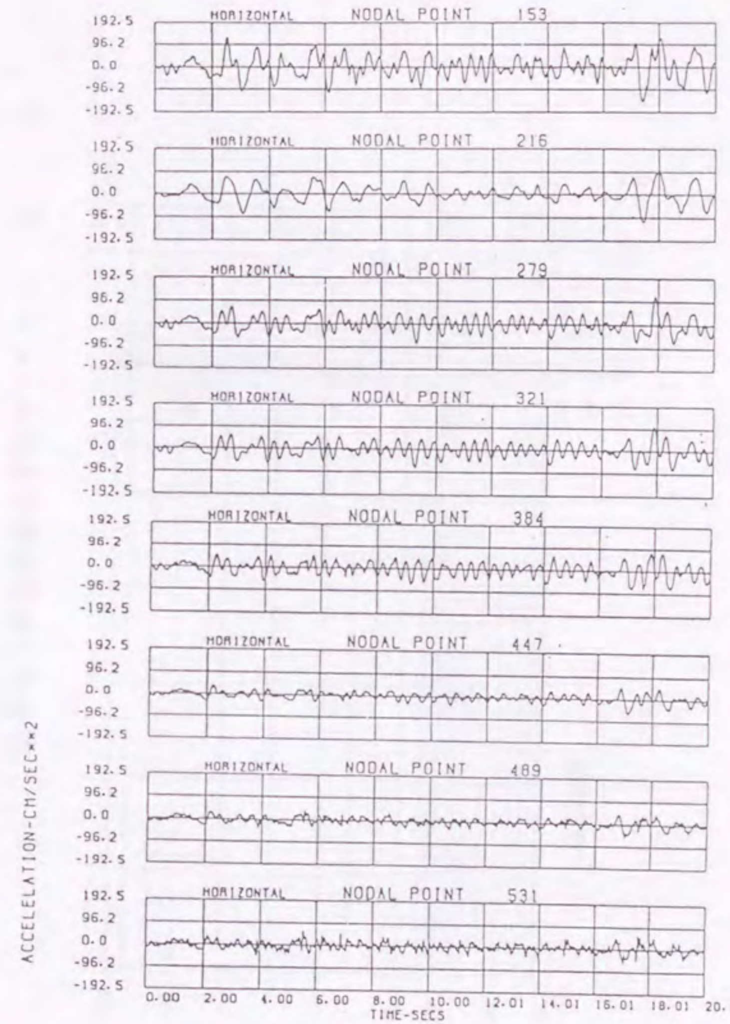
図－8・3　　メッシュ分割及び着目節点の位置図

	節 点 番 号	加 速 度 (gal)	変 位 (cm)	発生時刻 (sec)
最大応答加速度	12	178.75	-5.504	18.180
	57	178.78	-5.507	18.180
	84	177.80	-5.498	18.180
	108	165.07	-5.269	18.160
	132	142.23	-4.643	18.120
	144	131.74	-4.078	18.080
	202	108.92	-2.918	18.030
	312	85.57	-1.505	18.310
	153	-148.60	3.108	17.420
	216	-114.94	2.756	17.450
	279	116.97	-1.743	17.890
	321	107.44	-1.451	17.880
	384	78.36	-0.982	17.880
	447	-60.28	0.159	17.120
	489	-57.25	0.014	17.060
	531	60.00	0.000	17.600
最大応答変位	12	-167.60	5.599	18.840
	57	-167.02	5.600	18.840
	84	-164.94	5.585	18.840
	108	-152.29	5.357	18.830
	132	-129.17	4.808	18.820
	144	-114.69	4.382	18.810
	202	-89.32	3.353	18.780
	312	77.82	-1.611	18.260
	153	115.38	-3.216	18.020
	216	95.07	-2.904	18.000
	279	97.70	-1.898	17.940
	321	86.41	-1.601	17.940
	384	67.32	-1.039	17.920
	447	21.11	-0.319	17.900
	489	24.92	-0.134	18.270
	531	0.00	0.000	0.000

表 -8・1　　各節点の最大応答加速度及び変位発生時の加速度，変位応答値



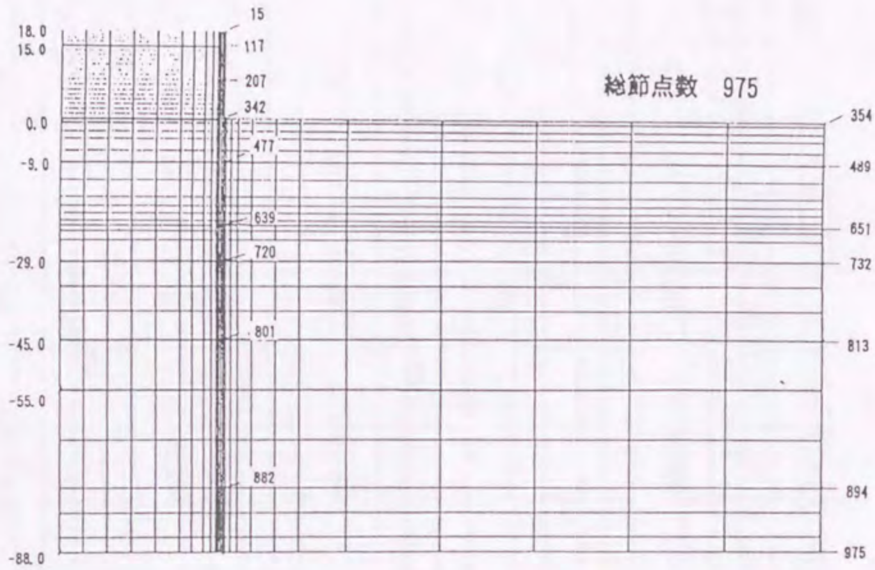
(a)鋼管矢板部の応答加速度波形



(b)海底地盤周辺境界部の応答加速度波形

図 -8·4　　ケース－1（a）各節点の応答加速度波形

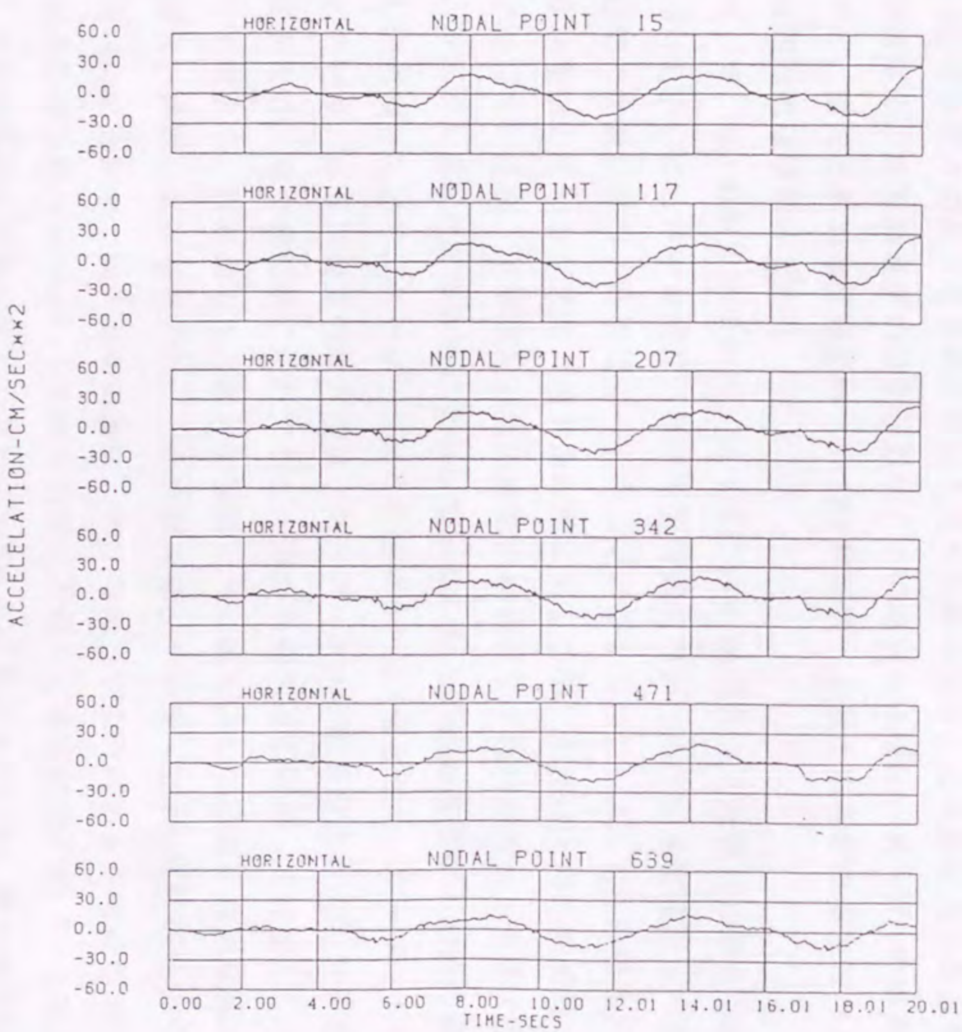
解析ケース　ケース－１（ｂ）の場合



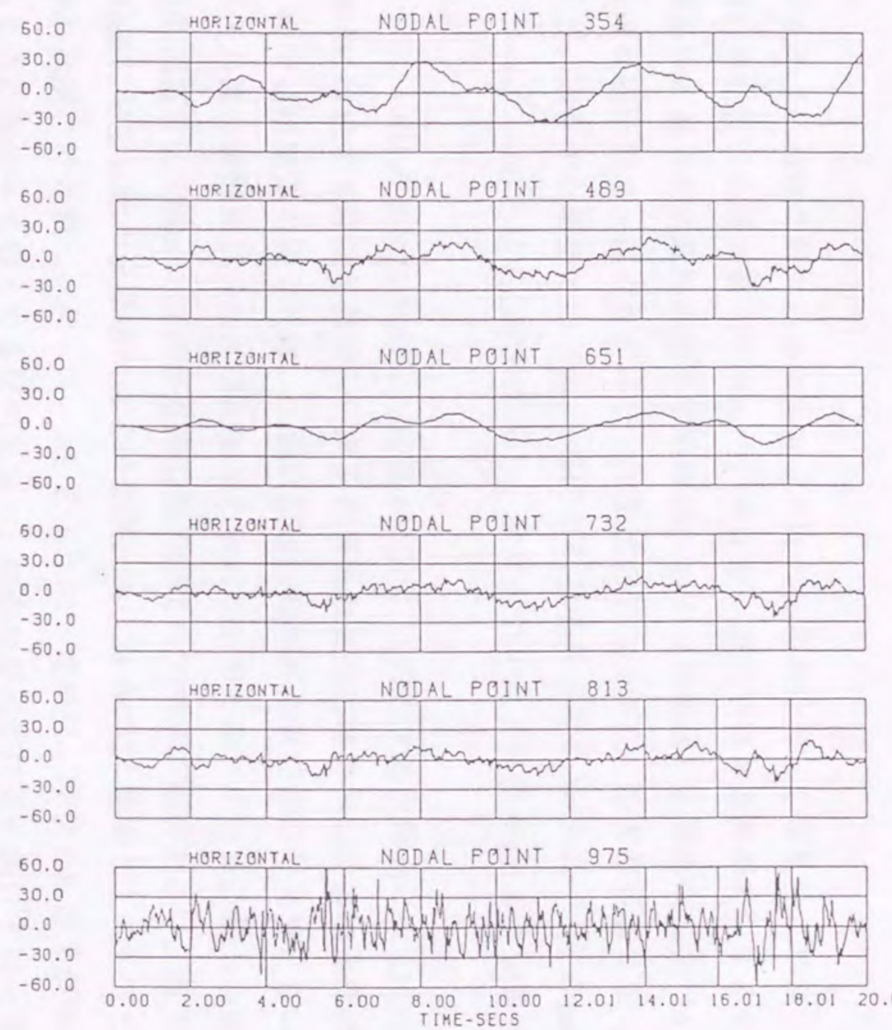
図－8・5　　メッシュ分割及び着目節点の位置図

	節点番号	加速度（gal）	変位（cm）	発生時刻（sec）
最大応答加速度	15	27.99	-12.493	19.940
	117	27.16	-12.265	19.940
	207	25.34	-11.469	19.840
	342	-24.03	17.308	11.440
	354	39.85	-16.841	20.000
	423	-22.84	16.679	11.440
	435	31.56	-14.609	20.000
	477	-20.64	15.766	11.440
	489	-27.51	8.237	17.060
	639	-18.75	11.688	17.600
	651	-19.01	9.574	17.340
	720	-29.73	9.804	17.600
	732	-27.39	9.768	17.600
	801	-26.16	7.025	17.600
	813	-25.14	7.068	17.600
	882	-29.68	1.153	17.040
	894	-29.45	1.129	17.040
	975	59.99	0.000	17.600
最大応答変位	15	-22.16	18.809	11.540
	117	-21.66	18.619	11.540
	207	-20.62	18.188	11.540
	342	-19.01	17.438	11.540
	354	-30.51	23.161	11.560
	423	-17.85	16.798	11.530
	435	-25.18	21.375	11.550
	477	-16.82	15.873	11.530
	489	-12.48	14.655	11.530
	639	-16.33	13.539	11.530
	651	-13.33	12.129	11.280
	720	-17.03	10.782	11.530
	732	-15.12	10.276	11.250
	801	-12.63	7.284	11.240
	813	-12.29	7.269	11.220
	882	21.73	2.449	17.680
	894	16.56	2.461	17.690
	975	0.00	0.000	0.000

表－8・2　各節点の最大応答加速度及び変位発生時の加速度，変位応答値



(a) 鋼管矢板部の応答加速度波形



(b) 海底部・周辺境界部の応答加速度波形

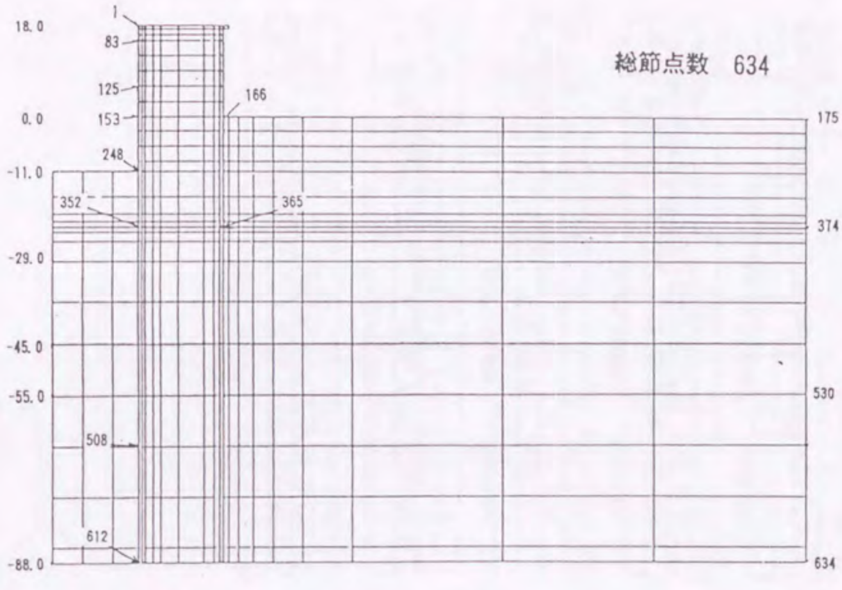
図－8・6　ケース－1 (b)各節点の応答加速度波形

には各節点における最大応答加速度発生時の応答加速度、応答変位及び最大応答変位発生時の応答変位、応答加速度を示した。表より、最大応答加速度が発生する時間（t= 19.9秒前後）と最大応答変位の発生する時間（t= 11.5秒前後）に差がでており、ケース－1(a)ではほぼ同時刻だったのとは異なった性状を示している。最大応答加速度に注目して検討すると、鋼管矢板頂部で約28gal、海底部周辺境界（節点No.354）で約40galの応答を示し、ケース－1(a)とは逆の傾向であり、最大入力加速度振幅60galより小さな値となっている。

ケース－3(a)の解析結果から、図-8·7に示す14の代表的な節点に限定して検討を行う。図-8·8には地中連続壁と鋼管矢板部及び海底地盤周辺境界部の応答加速度波形分布を示した。地中連続壁部に関しては、上部は比較的高周波成分の少ない波形となっているが、下部は入力波の影響が示され高周波成分を含んだ分布となっている。最大応答加速度は地中連続壁頂部で約126gal、海底地盤周辺境界部で約159galの応答を示し、最大入力加速度振幅60galに対し、地中連続壁頂部で約2倍、海底面で約2.7倍となっていることがわかる。応答加速度の最大値は、ケース－1(a)と同様地中連続壁、鋼管矢板部及び海底地盤周辺部とも上方に向かって増大する傾向を示し、振動初期及び終期における増大率が大きい。表-8·3には各節点の最大応答加速度発生時の応答加速度、応答変位及び最大応答変位発生時の応答変位、応答加速度の値を示した。この場合もほぼケース－1(a)の場合と同様の性状を示し、最大応答加速度発生時（t= 17.4秒前後）と最大応答変位発生時（t= 17.4秒）とは時間的にほぼ同時である。

ケース－3(b)の解析結果から、図-8·9に示す20の代表的な節点に限定し検討を行う。図-8·10,8·11には地中連続壁と海底地盤周辺境界部の応答加速度波形分布を示した。周辺地盤部の加速度は多少高周波成分を含んでいるもののケース－1(b)の場合とほぼ類似の応答性状を示している。また、地中連続壁に関しては、上部は比較的高周波成分の少ない波形となっているが、下部は入力波の影響が顕著に示され高周波成分を多く含んだ分布となり、ケース－3(a)と同様の性状を示している。最大応答加速度は入力波の最大値より小さなものになっており、ケース－3(a)では逆に2～2.7倍を示し、ケース－1と同様の傾向を示している。応答加速度の最大値は、ケース－3(a)の場合の上方に向かって増大する傾向とは異なり、地中連続壁に注目すると上方から掘削面に向かって減少し、その後下方に向かって増大し、岩着部で入力加速度振幅と同じ値を示している。加速度波形分布から振動初期及び終期における増大率が大きい傾向は、ケース－3(a)と同様の性状である。また、表-8·4には各節点の最大応答加速度、変位の発生する時間およびその値を示した。最大応答加速度発生時（t= 18.40、17.60秒前後）と最大応答変位発生時（t= 5.30秒、10.40秒前後）とは時間的に差異が生じ、ケース－3(a)とは異なっている。地中連続壁頂部の最大加速度は約30galと入力最大加速度の1/2である。

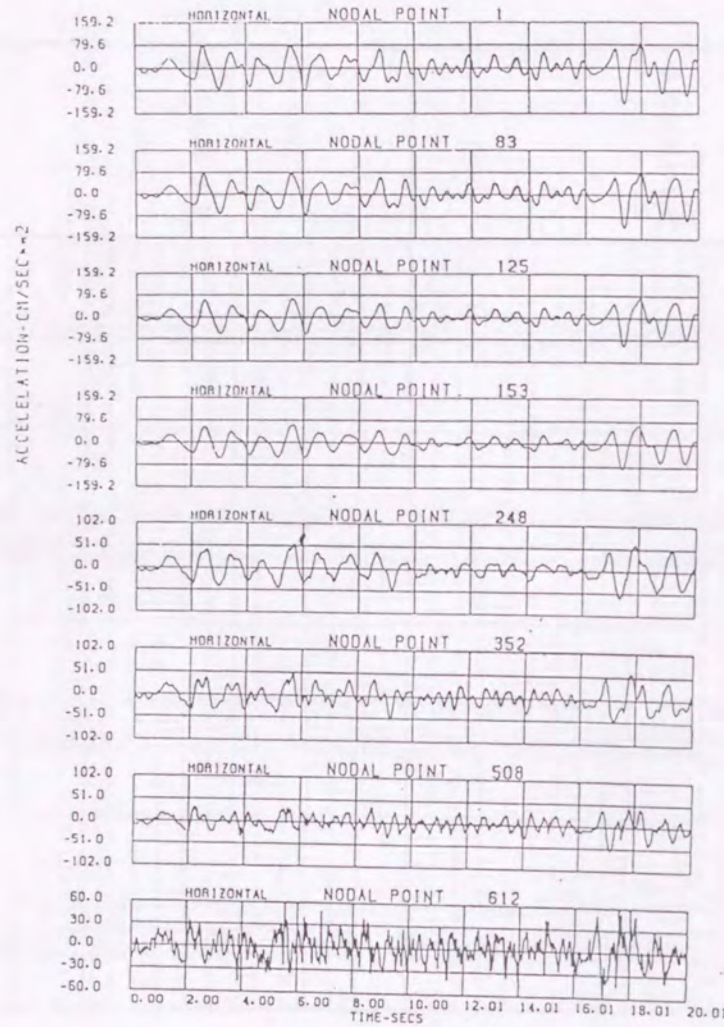
解析ケース　ケース－３（ａ）の場合



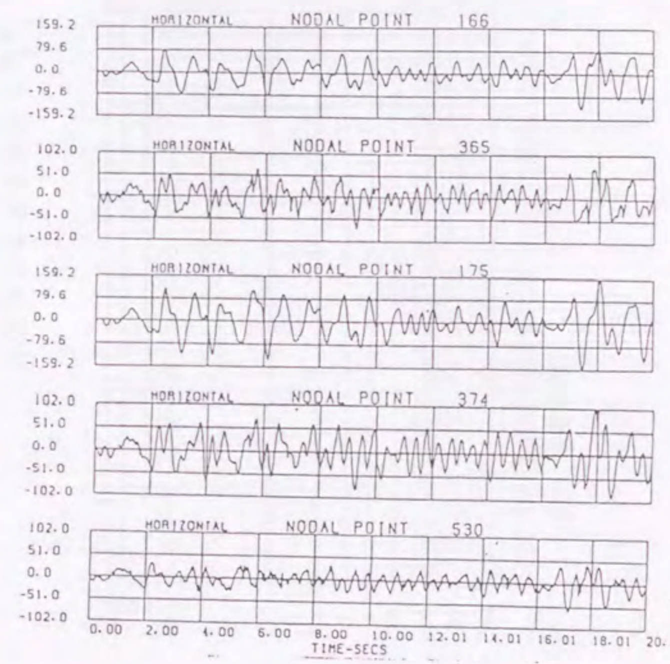
図－8・7　　メッシュ分割及び着目節点の位置図

	節 点 番 号	加 速 度 (gal)	変 位 (cm)	発生時刻 (sec)
最大応答加速度	1	-125.84	2.490	17.380
	83	-119.92	2.407	17.380
	125	-101.26	2.097	17.370
	153	-87.13	1.853	17.360
	166	-122.30	2.419	17.380
	175	159.24	-3.751	18.060
	248	-61.68	1.341	17.330
	352	59.52	-0.961	17.830
	365	-73.34	0.971	9.220
	374	102.03	-1.601	17.890
	508	-56.78	0.162	17.160
	530	-60.26	0.192	17.160
	612	60.00	0.000	17.600
最大応答変位	1	-123.53	2.524	17.400
	83	-117.61	2.439	17.400
	125	-98.66	2.150	17.400
	153	-84.16	1.929	17.400
	166	-116.49	2.459	17.410
	175	152.81	-3.816	18.030
	248	52.89	-1.547	17.940
	352	45.43	-1.152	17.920
	365	54.90	-1.310	17.910
	374	82.81	-1.757	17.950
	508	28.01	-0.361	17.880
	530	28.30	-0.366	17.900
	612	0.00	0.000	0.000

表－8・3　　各節点の最大応答加速度及び変位発生時の加速度，変位応答値



(a)地中連続壁の応答加速度波形



(b)鋼管矢板部及び海底地盤周辺境界部の応答加速度波形

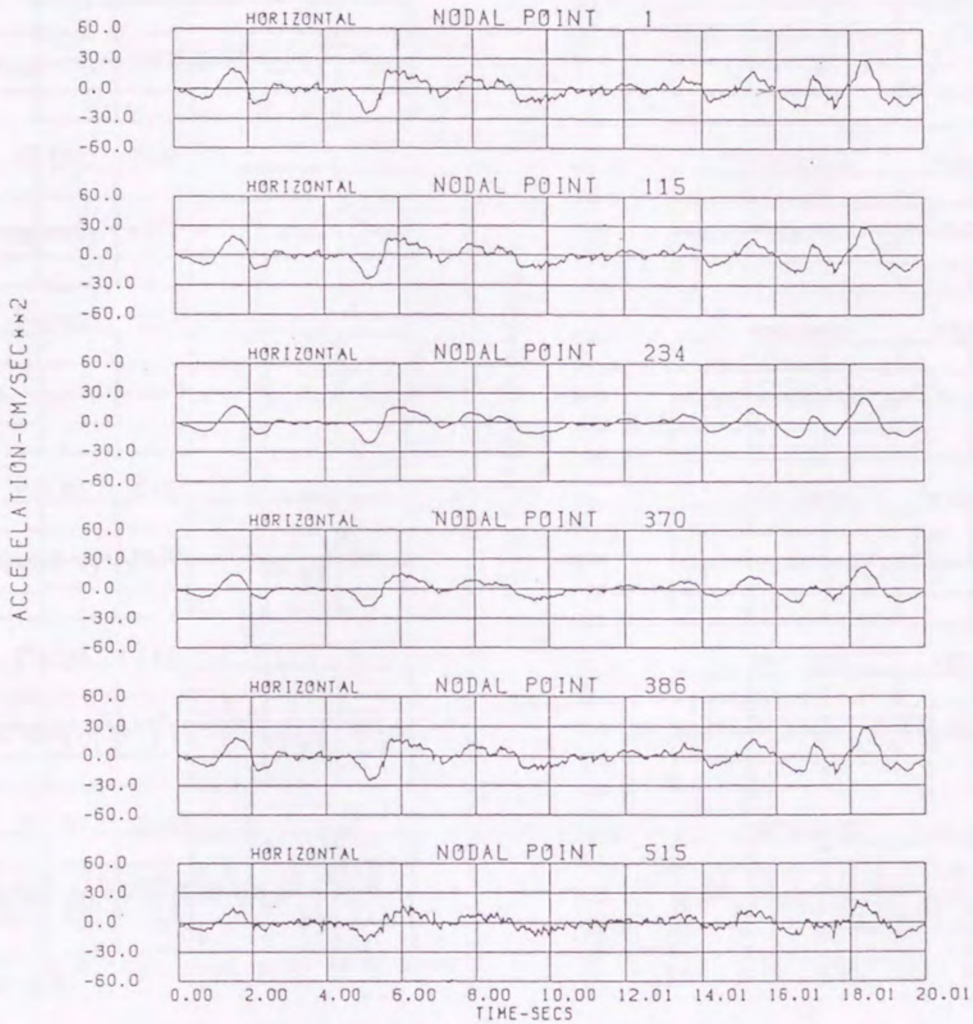
図－8・8　ケース－３（ａ）各節点の応答加速度波形

解析ケース　ケース－３（ｂ）の場合

図－8・9　　メッシュ分割及び着目節点の位置図

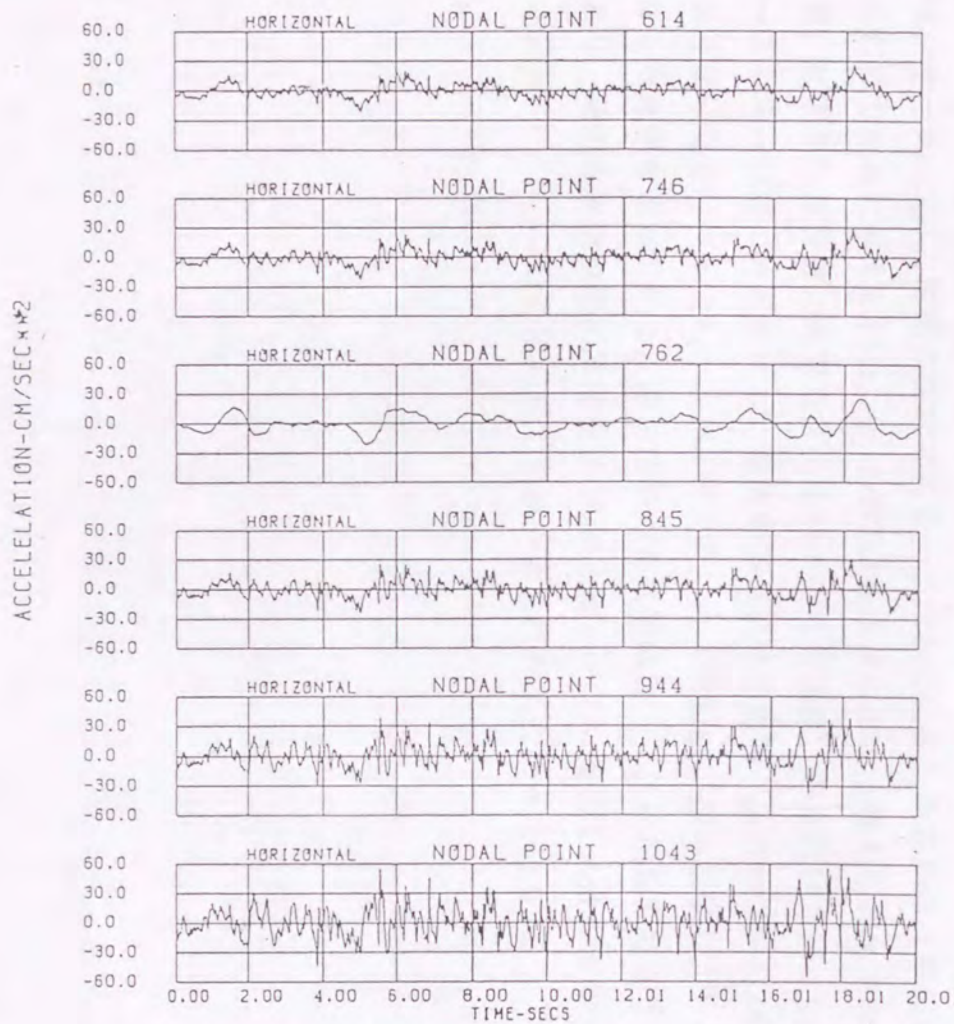
	節点番号	加速度 (gal)	変位 (cm)	発生時刻 (sec)
最大応答加速度	1	30.61	-2.961	18.400
	115	29.25	-2.882	18.400
	234	25.65	-2.672	18.400
	370	22.65	-2.533	18.440
	386	29.51	-2.892	18.400
	398	44.34	-15.721	7.600
	515	22.34	-0.810	18.180
	543	-30.40	6.843	5.540
	614	25.40	-0.714	18.180
	642	-29.87	6.313	5.540
	746	28.05	-0.630	18.180
	774	-23.41	5.454	5.540
	845	31.13	-0.534	18.180
	873	-15.70	4.215	10.020
	944	38.16	0.668	5.540
	972	-32.78	0.031	17.040
	1043	55.40	0.095	17.600
	1071	55.02	0.137	17.600
	1170	59.99	0.000	17.600
最大応答変位	1	-23.33	3.328	5.290
	115	-22.26	3.243	5.290
	234	-19.42	3.014	5.290
	370	-15.75	2.717	5.290
	386	-22.54	3.309	5.290
	398	39.31	-16.745	7.830
	515	-11.32	2.358	5.290
	543	-25.69	9.123	10.410
	614	-8.02	2.090	5.290
	642	-25.15	8.291	10.410
	746	-5.15	1.857	5.290
	774	-21.82	7.084	10.400
	845	-1.83	1.586	5.290
	873	-13.73	5.161	10.390
	944	5.41	0.991	5.290
	972	-1.23	2.060	10.380
	1043	18.88	0.205	5.300
	1071	-7.69	0.281	10.310
	1170	0.00	0.000	0.000

表－8・4　　各節点の最大応答加速度及び変位発生時の加速度，変位応答値

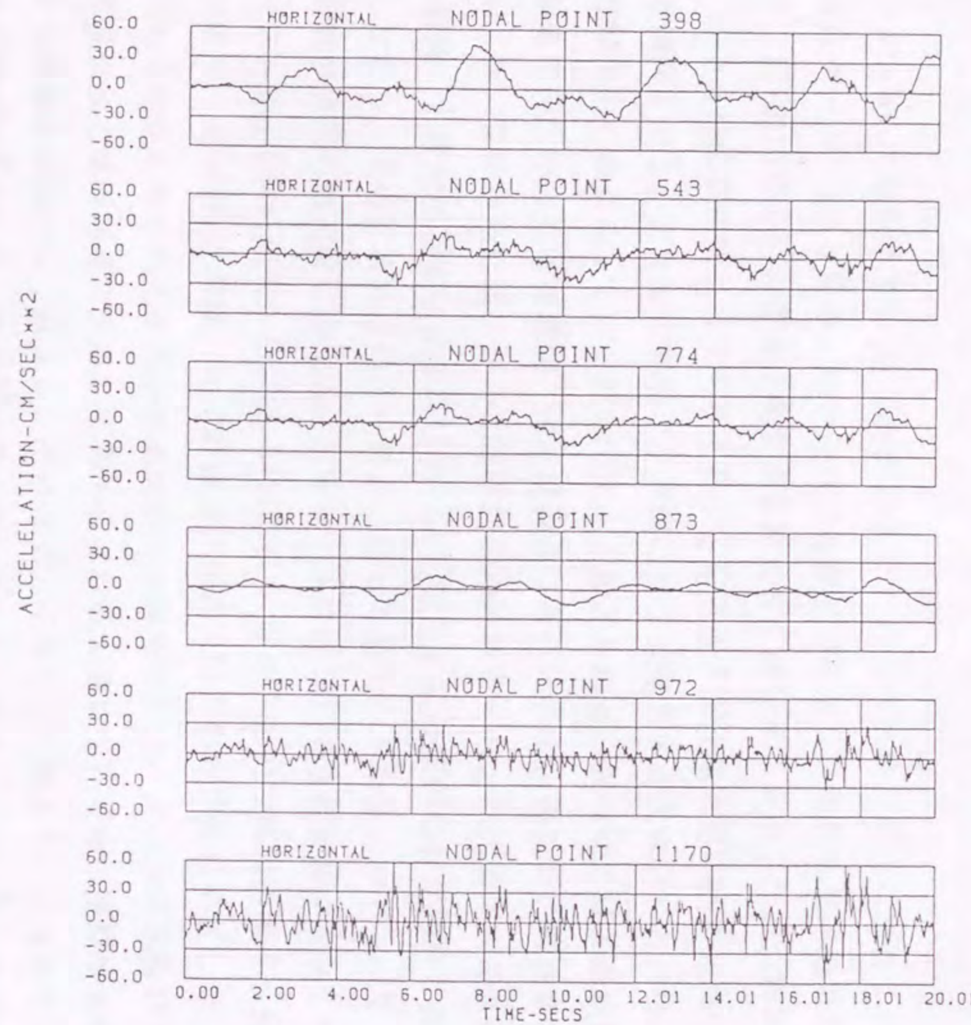


(a)地中連続壁の応答加速度波形

図－8・10　ケース－３(b)の各節点の応答加速度波形



(b)地中連続壁の応答加速度波形



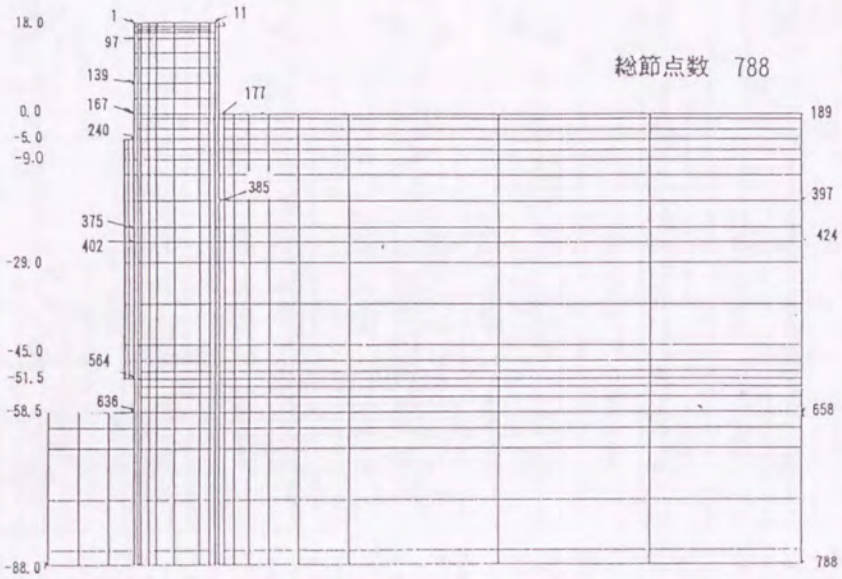
(c)海底地盤周辺境界部の応答加速度波形

図－8·11　ケース－3(b)の各節点の応答加速度波形

ケース－5(a)の解析結果から、図-8･12に示す17の代表的な節点に限定して検討を行う。着目点はケース－3(a)と同様、地中連続壁と鋼管矢板部及び海底地盤周辺境界部に限定している。図-8･13はその各節点に関する応答加速度波形分布を示した。これらの応答性状はケース－3(a)の応答性状とほぼ同様であり、応答加速度の最大値は全て上方に向かって増大する傾向を示し、また振動初期及び終期における増大率が大きい。これは、固有振動数がほぼ類似のものになっているためであると考えられる。表-8･5には各節点における最大応答加速度発生時の応答加速度、応答変位及び最大応答変位発生時の応答変位、応答加速度を示した。この場合も前ケースとほぼ同様の性状を示し、最大応答加速度発生時（t= 17.4秒前後）と最大応答変位発生時（t= 17.4前後）とは時間的にほぼ同時となっている。しかしながら、その応答値は前ケースと比較して若干小さな値となっている。すなわち、地中連続壁頂部の加速度は約122galと前ケースに比して4gal程度減少を示している。

ケース－5(b)の解析結果から、図-8･14に示す20の代表的な節点に限定し検討を行う。着目点はケース－3(b)と同様、地中連続壁と海底地盤周辺境界部に限定している。図-8･15､8･16にその各節点に関する応答加速度波形分布を示した。これら応答性状はケース－3(b)の応答性状とほぼ同様である。応答加速度の最大値について地中連続壁を注目すると、上方から掘削面に向かって減少し、その後下方に向かって増大し、岩着部で入力加速度振幅と同じ値を示している。加速度波形分布から振動初期及び終期における増大率が大きい傾向は、ケース－5(a)と同様の性状である。これらは固有振動数がほぼ類似のものとなっているためであると考えられる。表-8･6には各節点における最大応答加速度発生時の応答加速度、応答変位及び最大応答変位発生時の応答加速度、応答変位を示した。この場合も前ケースとほぼ同様の性状を示し、最大応答加速度発生時（t= 18.4、 t= 17.6秒前後）と最大応答変位発生時（t= 5.3、 t= 10.4秒前後）には時間的に差異が生じ、ケース－5(a)とは異なった性状を示している。最大応答加速度値は前ケースに比較して若干小さな値となっており、地中連続壁頂部の加速度は26galと前ケースに比べて4gal程度減少を示し、ケース－5(a)がケース－4(a)に対し示した減少値と同程度となっている。

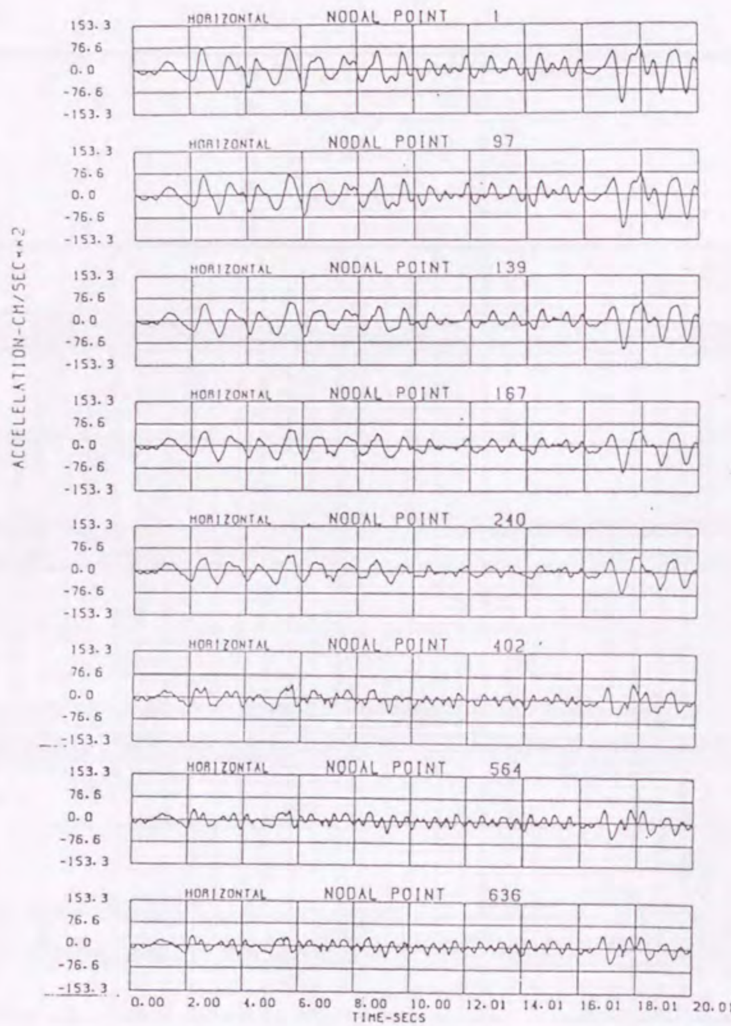
解析ケース　ケース－５（ａ）の場合



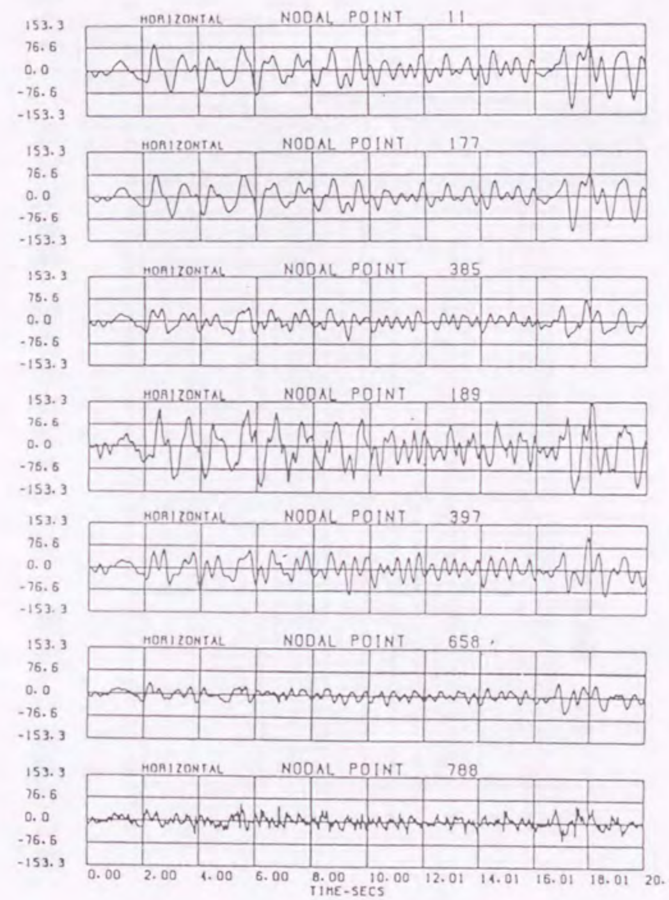
図－8·12　　メッシュ分割及び着目節点の位置図

	節 点 番 号	加 速 度 (gal)	変 位 (cm)	発生時刻 (sec)
最大応答加速度	1	-122.16	2.197	17.350
	97	-117.21	2.080	17.340
	139	-100.96	1.836	17.340
	167	-88.07	1.643	17.340
	240	-76.49	1.431	17.330
	375	57.52	-0.708	17.780
	564	-56.66	0.121	17.120
	636	-53.11	0.101	17.120
	11	-133.67	2.382	17.360
	177	-119.81	2.179	17.350
	385	76.42	-1.099	17.830
	189	153.28	-3.498	18.080
	397	114.32	-1.743	17.890
	658	-57.07	0.144	17.120
	788	60.00	0.000	17.600
最大応答変位	1	-116.81	2.262	17.380
	97	-111.32	2.184	17.380
	139	-93.69	1.919	17.380
	167	-79.86	1.711	17.380
	240	-67.07	1.518	17.380
	375	37.14	-1.034	17.910
	564	26.23	-0.458	17.880
	636	18.92	-0.321	17.880
	11	-131.21	2.420	17.380
	177	-112.50	2.261	17.390
	385	55.52	-1.233	17.900
	189	148.60	-3.781	18.010
	397	94.83	-1.875	17.940
	658	19.73	-0.332	17.900
	788	0.00	0.000	0.000

表－8·５　　各節点の最大応答加速度及び変位発生時の加速度，変位応答値



(a)地中連続壁の応答加速度波形



(b)鋼管矢板部及び海底地盤周辺境界部の応答加速度波形

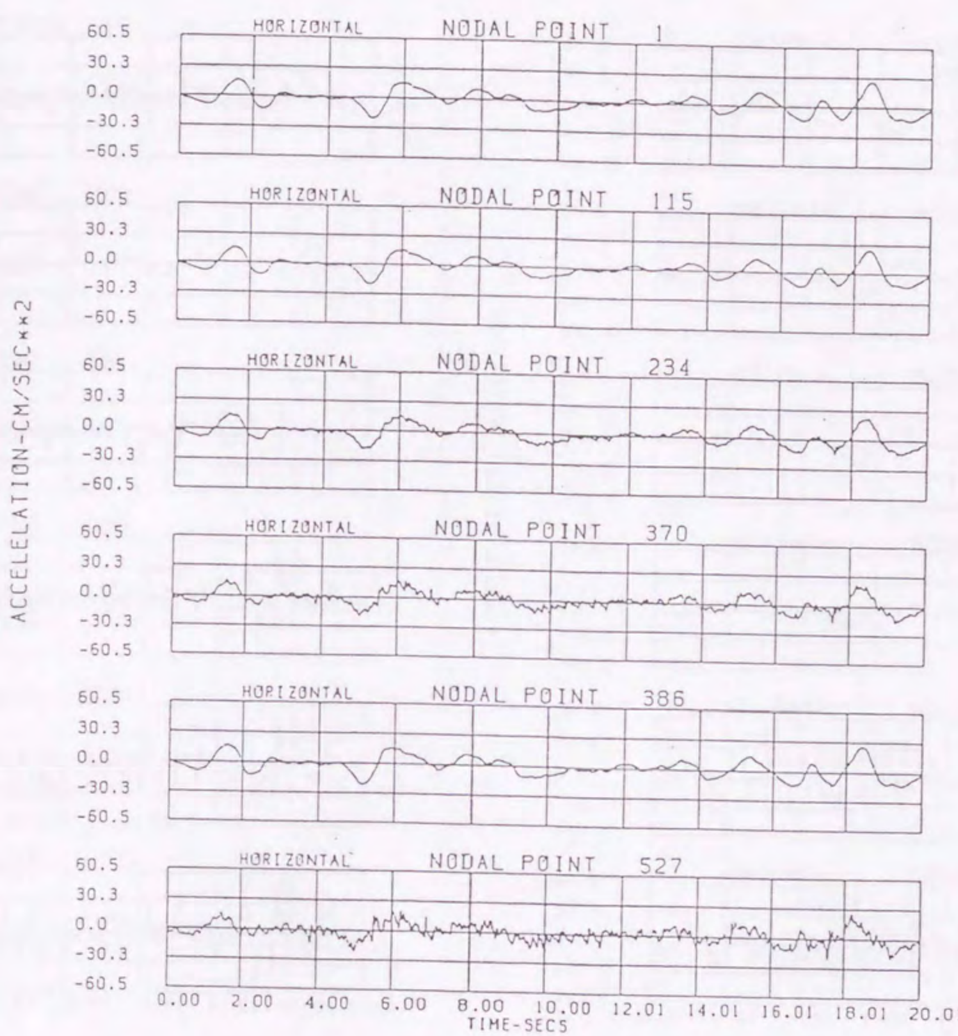
図－8·13　ケース－5（a）各節点の応答加速度波形

解析ケース　ケース－５（ｂ）の場合

図 -8･14　　応答加速度、変位を検討するために着目した節点の位置

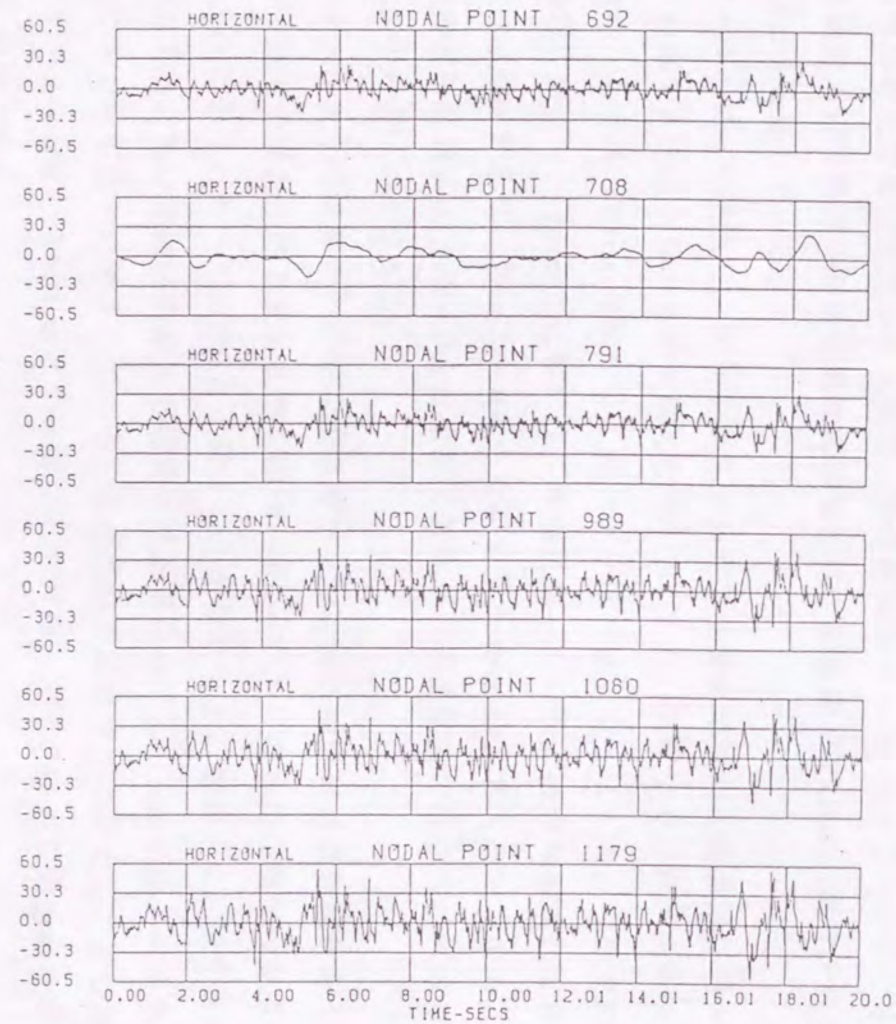
	節点番号	加速度 (gal)	変位 (cm)	発生時刻 (sec)
最大応答加速度	1	25.61	-2.551	18.390
	115	24.63	-2.657	18.440
	234	23.05	-2.467	18.440
	370	22.35	-0.828	18.180
	386	26.17	-2.621	18.400
	398	45.92	-15.909	7.600
	461	24.40	-0.762	18.180
	489	27.70	-12.589	7.660
	560	26.96	-0.679	18.180
	588	-31.07	6.692	5.540
	692	30.51	-0.566	18.180
	720	-23.85	5.469	5.540
	824	34.74	-0.432	18.180
	852	-18.37	3.557	10.020
	989	42.51	0.513	5.540
	1017	-42.94	0.019	17.040
	1080	46.77	0.388	5.540
	1108	-49.98	0.015	17.040
	1179	55.17	0.100	17.600
	1306	59.99	0.000	17.600
最大応答変位	1	-19.21	2.896	5.280
	115	-18.40	2.825	5.280
	234	-16.18	2.628	5.280
	370	-12.18	2.366	5.290
	386	-19.42	2.972	5.290
	398	40.85	-16.830	7.820
	461	-9.90	2.185	5.290
	489	26.67	-12.991	7.840
	560	-7.04	1.959	5.290
	588	-25.95	8.832	10.410
	692	-3.10	1.646	5.290
	720	-21.30	7.083	10.390
	824	1.58	1.272	5.290
	852	-10.99	4.287	10.380
	989	7.68	0.782	5.290
	1017	-3.40	1.193	10.370
	1080	10.11	0.584	5.290
	1108	-5.54	0.653	10.300
	1179	14.64	0.208	5.290
	1306	0.00	0.000	0.000

表 -8･6　　各節点の最大応答加速度及び変位発生時の加速度，変位応答値

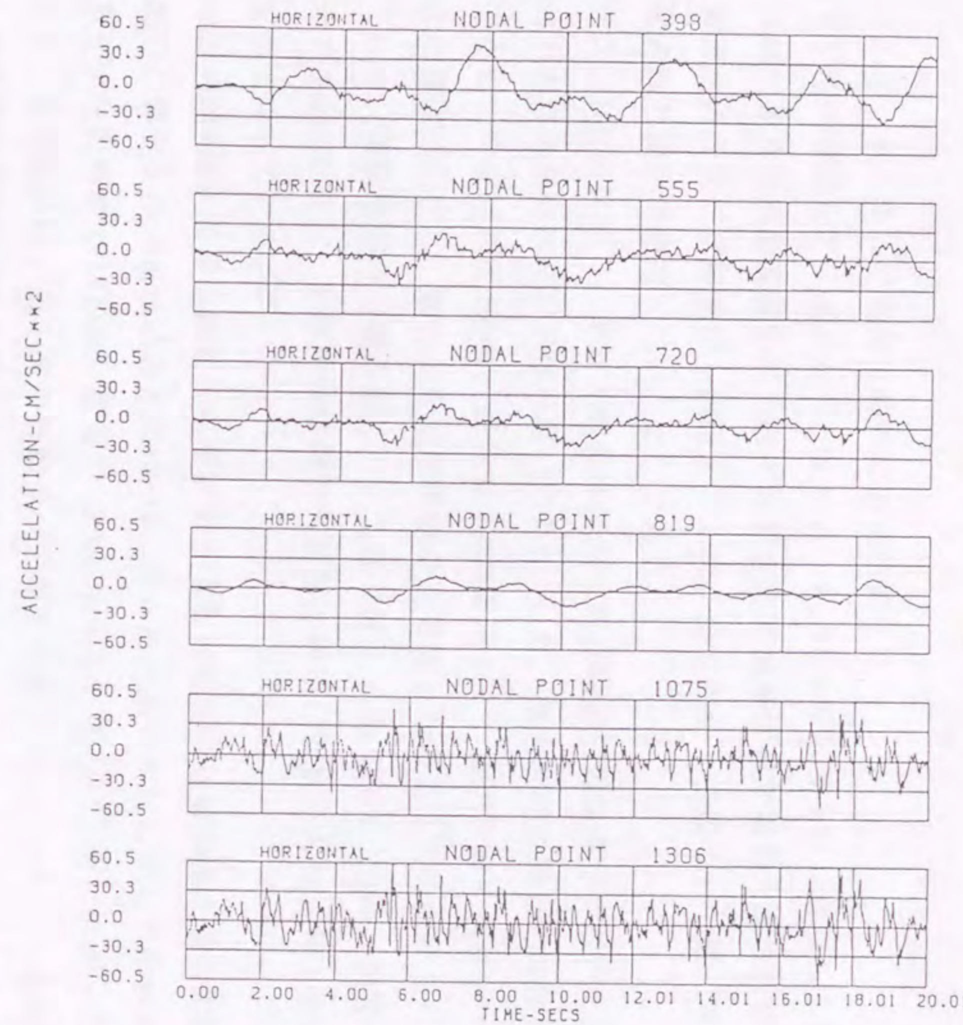


(a)地中連続壁の応答加速度波形

図－8･15　ケース－5(b) の各節点の応答加速度波形



(b)地中連続壁の応答加速度波形



(c)海底地盤周辺境界部の応答加速度波形

図－8･16　ケース－5(b)の各節点の応答加速度波形

8・5・2　最大応答変位発生時の応答変位図

以下では代表的なケースとして、ケース－1、3、5を取り上げ、着目した鋼管矢板部・地中連続壁部及び海底地盤部にそれぞれ最大応答加速度または最大応答変位が発生する時刻の構造全体の変形状態を示し検討する。尚、全てのケースについて第1次の振動モードに支配された変形状態なっているようである。

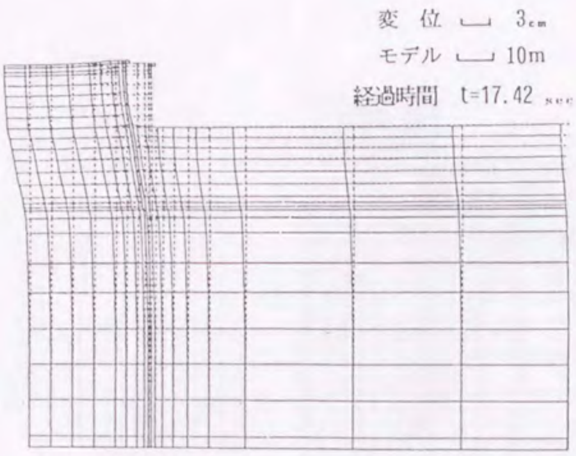
ケース－1(a)の状態で、鋼管矢板頂部または海底地盤周辺境界部に最大応答値が発生する時刻での構造全体の変形状態を図-8･17に示した。最大変位に関しては特に鋼管矢板部に注目すると、矢板頂部で5.6㎝、底部で1.4㎝を示している。変形性状はいずれも築島部に大きな変位が発生し、鋼管矢板底部地盤付近で零となる第1次の振動モードが支配的となっている。海底地盤周辺境界部について注目すると海底面で3.2cm、鋼管矢板底部の高さ付近で1.6cmを示し、変形性状は鋼管矢板部と同様の性状であり、第1次の振動モードが支配的となっている。

ケース－1(b)の状態で、鋼管矢板頂部または海底地盤周辺境界部に最大応答値が発生する時刻での構造全体の変形状態を図-8･18に示した。最大変位に関しては特に鋼管矢板に注目すると、矢板頂部で18.8cm、底部で13.5cmを示し、さらに下方に向かって除々に減少している。変形性状は、第1次の振動モードが支配的となっていて、経過時間が長くなるに従って海底面に近い地盤の軟いところで位相差が生じている。ケース－1(a)では、鋼管矢板底部付近で変位が急減しており、変形性状はケース－1(a)とはかなり異なっている。海底地盤周辺境界部における最大応答変位は、海底面で23.1cm、鋼管矢板底部の高さでは12.1cmを示している。

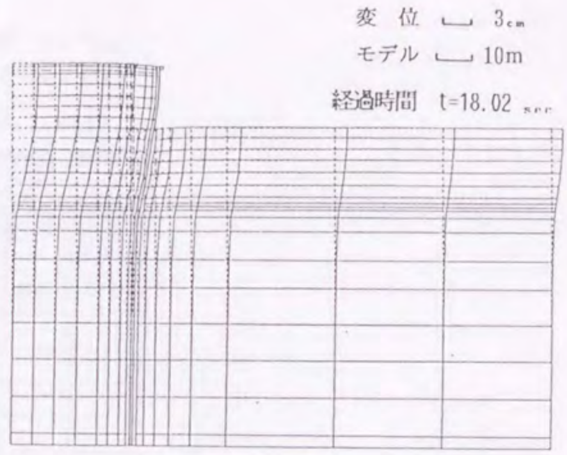
ケース－3(a)の状態で、地中連続壁頂部または海底地盤周辺境界部に最大応答値が発生する時刻での構造全体の変形状態を図-8･19に示す。鋼管矢板頂部の最大応答変位は2.6cmであり、ケース－2(a)と比較すると約3cm小さい値となっている。地中連続壁の最大変位は頂部に発生し、2.5cmと比較的小さな値となっている。海底地盤周辺境界部の最大応答変位は3.8cmであり、ケース－1(a)と比較すると6mm程大きくなっている。また全ての時点での変形性状はケース－1(a)と同様であるが、応答変位の深さ方向への分布はケース－1(a)より大きいようである。

ケース－3(b)の状態で、地中連続壁頂部または海底地盤周辺境界部に最大応答値が発生する時刻での構造全体の変形状態を図-8･20に示す。この場合の鋼管矢板頂部の最大応答値は3.5cmであり、ケース－1(b)と比較するとかなり小さい値を示し、地中連続壁の影響が顕著である。地中連続壁の最大応答変位は頂部に発生し3.3cmと小さな値を示し、さらに下方に向かって除々に減少している。海底地盤周辺境界部の最大応答変位は16.7cmであり、ケース－1(b)と比較すると7cm減少している。全ての時点での振動性状は、ケース－1(b)と同様である。

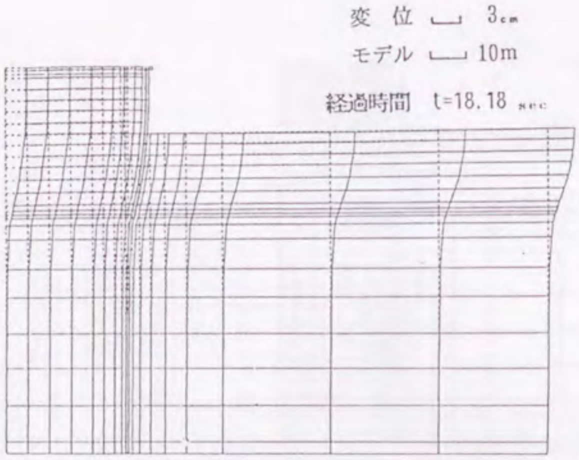
ケース1（a）



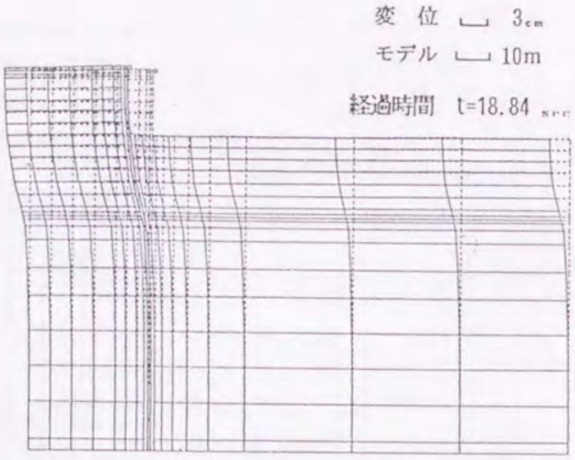
海底地盤周辺境界部に最大応答加速度発生時
（t =17.42 秒）



海底地盤周辺境界部に最大応答変位発生時
（t =18.02 秒）



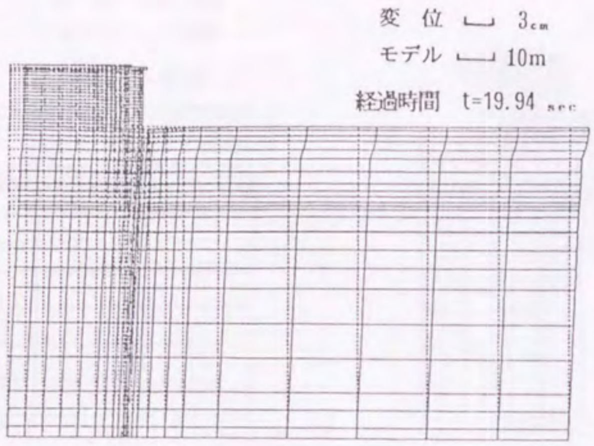
鋼管矢板部に最大応答加速度発生時
（t =18.18 秒）



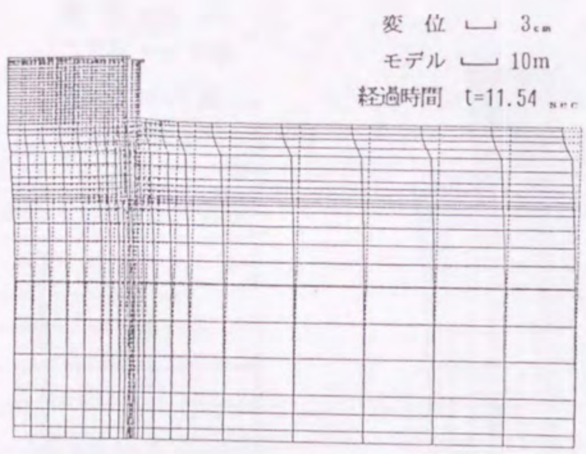
鋼管矢板部に最大応答変位発生時
（t =18.84 秒）

図－8･17　最大応答加速度又は変位発生時の応答変位図

ケース1（b）



鋼管矢板部、海底地盤周辺境界部に最大応答加速度発生時
（ｔ＝19.94 秒）

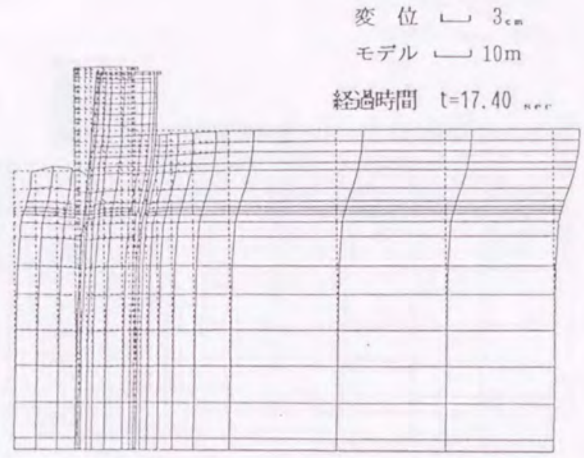


鋼管矢板部、海底地盤周辺境界部に最大応答変位発生時
（ｔ＝11.54 秒）

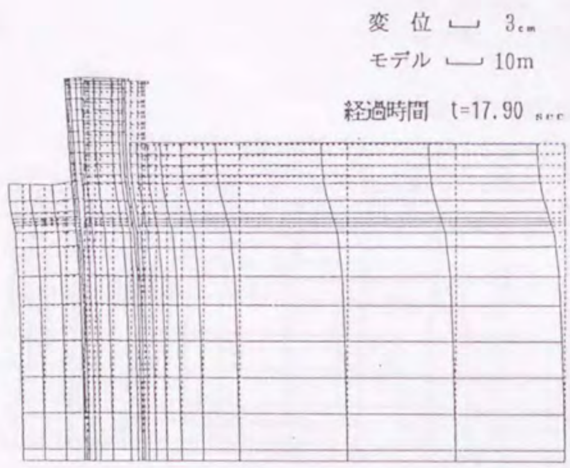
図－8·18　最大応答加速度又は変位発生時の応答変位図

ケース3（a）

地中連続壁に最大応答加速度発生時（ｔ＝17.38 秒）



地中連続壁に最大応答変位発生時（ｔ＝17.40 秒）

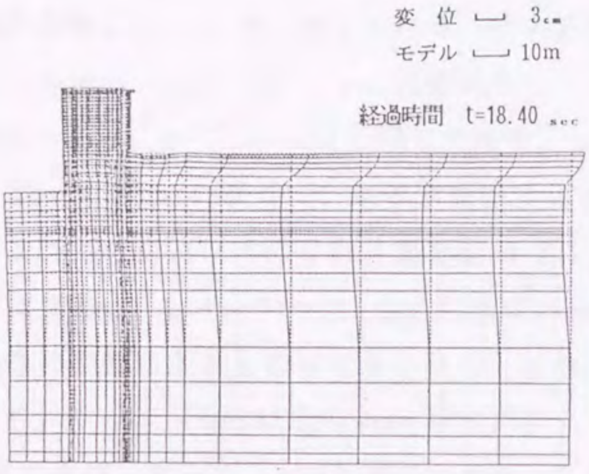


海底地盤周辺境界部に最大応答加速度発生時
（ｔ＝17.90 秒）

海底地盤周辺境界部に最大応答変位発生時
（ｔ＝17.94 秒）

図－8・19　最大応答加速度又は変位発生時の応答変位図

ケース3（b）

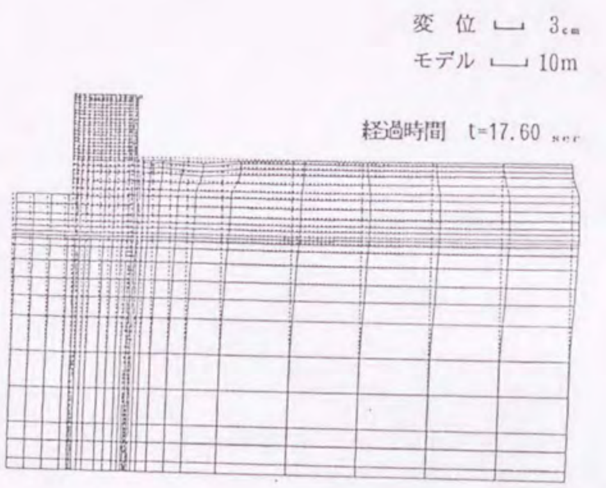


地中連続壁に最大応答加速度発生時

（t＝18.40 秒）

地中連続壁に最大応答変位発生時

（t＝ 5.29 秒）



海底地盤周辺境界部に最大応答加速度発生時

（t＝17.60 秒）

海底地盤周辺境界部に最大応答変位発生時

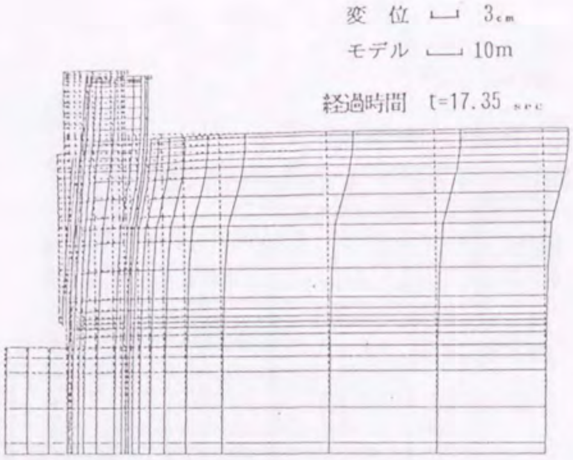
（t＝10.39 秒）

図－8・20　最大応答加速度又は変位発生時の応答変位図

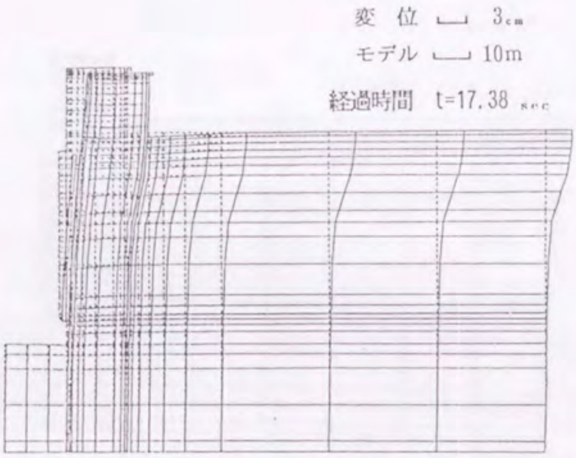
ケース－5(a)の状態で、地中連続壁頂部または海底地盤周辺境界部に最大応答値が発生する時刻の構造全体の変形状態を図-8･21に示した。この場合の鋼管矢板頂部の最大応答変位は2.4cmとなり、ケース－3(a)に比べ2mmほど減少している。これは基礎本体側壁の影響によるものと考えられる。地中連続壁の最大応答変位は頂部に発生し2.2cmであり、ケース－3(a)に比べ3mm程度減少している。海底地盤周辺境界部の最大応答変位は3.8cmであり、ケース－2(a)と同じである。全体的な変形性状は他のケースと同様である。

ケース－5(b)の状態で、地中連続壁頂部または海底地盤周辺境界部に最大応答値が発生する時刻の構造全体の変形状態を図-8･22に示した。この場合の鋼管矢板頂部の最大応答変位は2.9cmであり、ケース－3(a)に比べ6mm程小さくなり、ケース－5(a)と同様基礎本体側壁の影響によるものと考えられる。地中連続壁の最大応答変位は頂部に発生し2.9cmであり、ケース－3(b)に比べ4mm程度減少している。海底地盤周辺境界部の応答変位は16.8cmであり、ケース－3(b)と同じである。これはケース－3(a)、ケース－5(a)の場合と同じ傾向で、基礎本体側壁の影響によるものと考えられる。全体的な振動性状は他のケースと同様である。

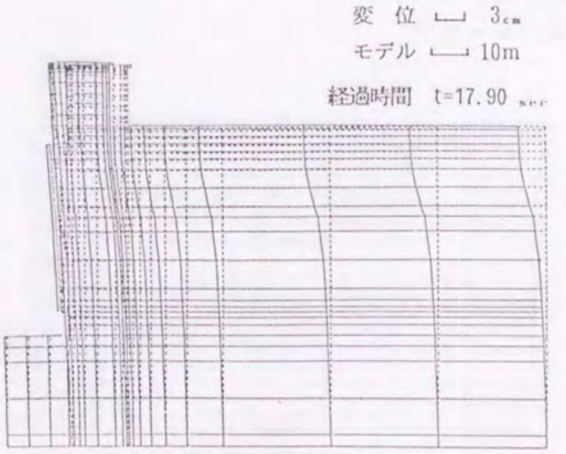
ケース5（a）



地中連続壁に最大応答加速度発生時（t＝17.35 秒）



地中連続壁に最大応答変位発生時（t＝17.38 秒）

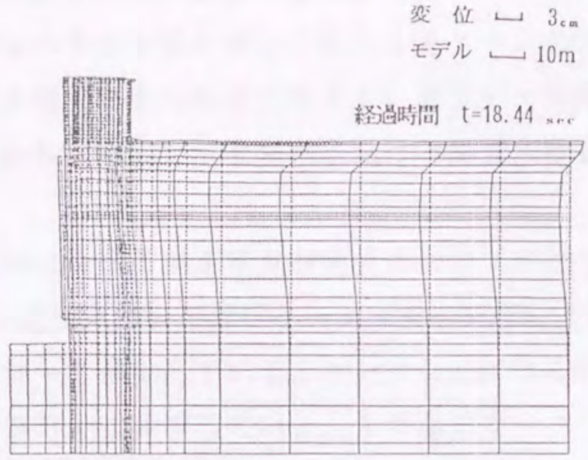


海底地盤周辺境界部に最大応答加速度又は変位発生時

（t＝17.90 秒）

図－8･21　最大応答加速度又は変位発生時の応答変位図

ケース5（b）



地中連続壁に最大応答加速度発生時

（t＝18.44 秒）

地中連続壁に最大応答変位発生時

海底地盤周辺境界部に最大応答変位発生時

（t＝ 5.28 秒）

海底地盤周辺境界部に最大応答加速度

（t＝10.39 秒）

図－8･22　　最大応答加速度又は変位発生時の応答変位図

8・5・3　鋼管矢板の応答変位及び応答加速度分布

表-8･7には、鋼管矢板部の動的挙動を検討するため各ケースの加速度あるいは変位が最大応答を示す時点における鋼管矢板各位置の加速度、変位を一覧表に、図-8･23には、各ケースの加速度または変位が最大応答を示す時刻における鋼管矢板各位置の加速度、変位の深さ方向分布を示した。

まず、加速度応答最大時における加速度及び変位について検討する。

P.S検層法値の場合で加速度については、ケース－1(a)が最も大きな加速度応答値を示し、次いで施工段階順に従って減少している。ケース－1(a)の場合は天端で179galを示し、鋼管矢板底部に向かって線形的に減少している。その他のケースでは天端で130～140galを示し、海底面に向かって多少減少し、底部に向かっては20～30galと急激に減少している。ケース－1は地中連続壁打設前の状態であり、ケース－2以下は地中連続壁打設後であることから、地中連続壁の影響により異なった性状を示していることがわかる。次に変位については、ケース－1(a)の場合最大応答変位は天端で発生し5.5㎝を示し、海底面に向かい多少減少し、底部に向かって急激に減少ている。この点加速度分布と異なっている。地中連続壁が存在する解析ケース（ケース－2～5）ではいずれも大差なく、天端で2.4㎝～2.9㎝、海底面へ向かって多少減少し2.3㎝～2.6㎝、底部に向かって急激に減少し1.1㎝を示し、この点では加速度の分布性状に似ている。

一方、静的載荷試験値の場合で加速度については、ケース－2(b)の場合が最も大きな加速度応答値を示しており、次いでケース－3(b)、ケース－4(b)の順となっている。ケース－1(b)の場合は天端で28galとケース－4(b)に次いで大きな値となっているが、底部で約7galと最小の値であり、地中連続壁が存在する他ケースと異なった挙動を示している。ケース－１(b）が海底面から底部に向かい、急激に減少するのに対し、他のケースでは天端から底部まで多少減少する程度である。次に変位については、地中連続壁が存在する解析ケース（ケース－2(b)～5(b)）では、天端と底部における変位差が最大でも0.55㎝と非常に小さいが、ケース－1(b)の場合は、天端で12.5㎝、底部で6.6㎝とその差が5.9㎝と大きな値となっている。

次に変位応答最大時おける加速度及び変位について検討する。

P.S検層法値の場合では加速度及び変位とも全体的に加速度応答最大時と同様の性状と値を示すが、加速度に関し地中連続壁が存在する解析ケースで、ケース－2(a)の天端での加速度が102galと40galの減少となり、この点他のケース－3(a)～5(a)と異なっている。

一方、静的載荷試験値の場合も加速度及び変位とも全体として加速度応答最大時の場合と同様の性状と値を示すが、変位に関しケース－1(b)の場合は、天端の変位が12.5㎝から18.8㎝と6cmの変位増大が示されている。

各解析ケースの最大応答値の発生時刻に関し、ケース－2(b)～5(b)の変位最大時のみ5.29秒を示し、他の解析ケースが18秒前後であるのとは差異を示しているが、地盤剛性が

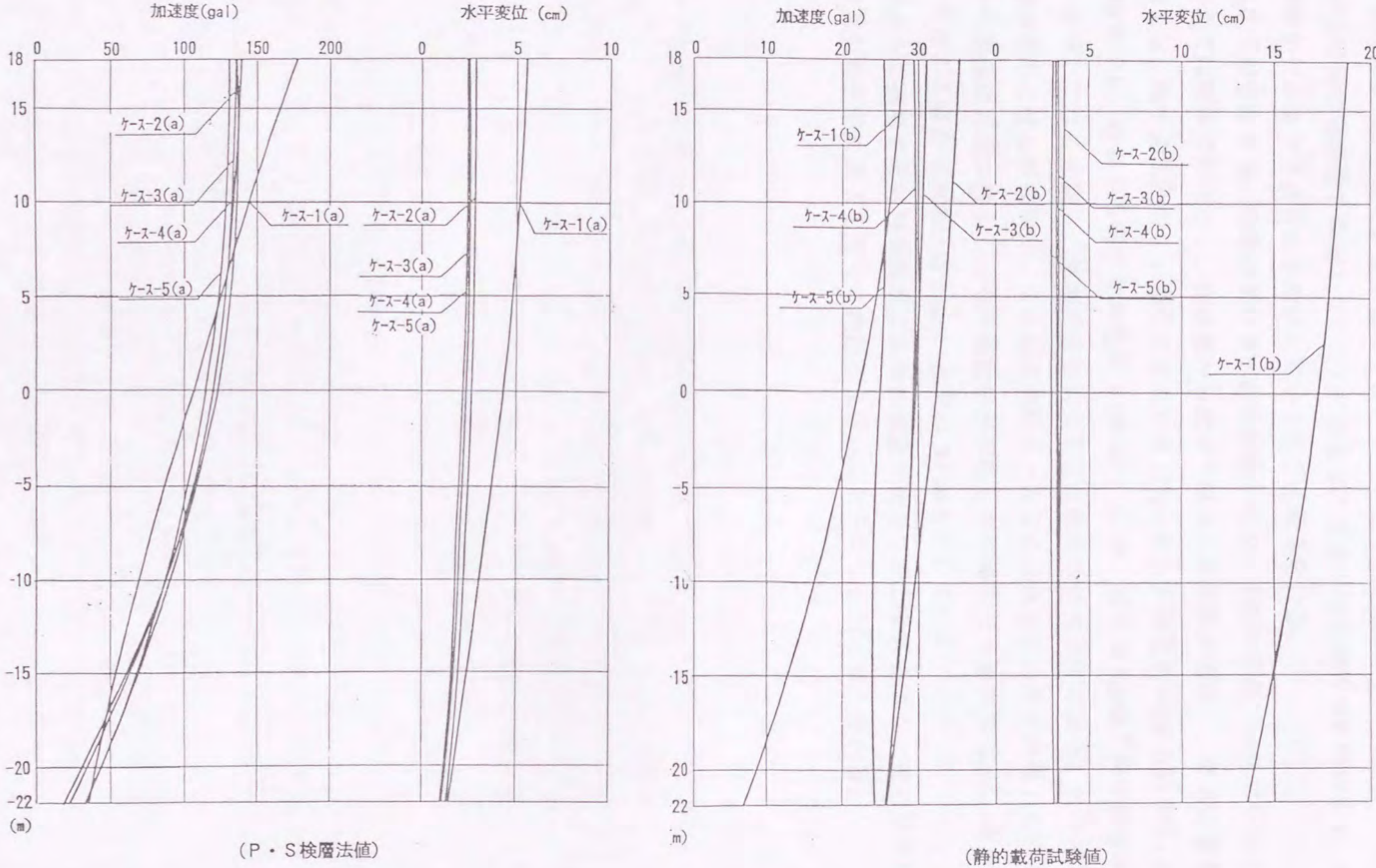
		加速度 (gal)			変 位 (cm)			
	節点 / ケース	天 端	海底面	底 部	天 端	海底面	底 部	時間 (秒)
加速度最大時	ケースー1(a)	178.75	106.30	36.51	-5.50	-4.18	-1.48	18.18
	ケースー2(a)	-139.86	-120.00	-20.26	2.85	2.57	1.12	17.40
	ケースー3(a)	-136.30	-119.80	-22.41	2.66	2.46	1.08	17.40
	ケースー4(a)	-135.00	-123.00	-32.65	2.38	2.23	1.04	17.35
	ケースー5(a)	-131.40	-115.50	-34.17	2.42	2.26	1.08	17.38
変位最大時	ケースー1(a)	-167.60	-111.60	-15.89	5.60	4.34	1.41	18.84
	ケースー2(a)	102.39	100.70	37.44	-2.90	-2.72	-1.36	17.98
	ケースー3(a)	-136.30	-119.80	-22.41	2.66	2.46	1.08	17.40
	ケースー4(a)	-132.10	-116.70	-29.46	2.49	2.34	1.06	17.39
	ケースー5(a)	-131.40	-115.50	-34.17	2.42	2.26	1.08	17.38

（材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値）

		加速度 (gal)			変 位 (cm)			
	節点 / ケース	天 端	海底面	底 部	天 端	海底面	底 部	時間 (秒)
加速度最大時	ケースー1(b)	27.99	21.97	6.93	-12.49	-10.58	-6.62	19.94
	ケースー2(b)	35.34	32.38	25.64	-3.32	-3.14	-2.77	18.40
	ケースー3(b)	30.99	29.51	25.44	-2.98	-2.89	-2.68	18.40
	ケースー4(b)	29.51	28.57	25.64	-2.86	-2.80	-2.65	18.40
	ケースー5(b)	25.51	25.35	24.29	-2.76	-2.76	-2.73	18.44
変位最大時	ケースー1(b)	-22.16	-19.01	-16.08	18.81	17.44	13.54	11.54
	ケースー2(b)	-27.33	-25.14	-20.60	3.67	3.56	3.37	5.29
	ケースー3(b)	-23.62	-22.54	-20.01	3.35	3.31	3.24	5.29
	ケースー4(b)	-22.24	-21.58	-19.95	3.21	3.20	3.20	5.29
	ケースー5(b)	-19.57	-19.63	-19.39	2.92	2.97	3.08	5.28

（材料物性値－静的載荷試験値）

表－8・7　加速度又は変位が最大応答を示す時刻における鋼管矢板各点の応答値



図ー8・23　　加速度（変位）が最大応答を示す時刻における鋼管矢板各点の加速度（変位）の深さ方向分布図

低く、低周波領域の振動の影響が大きく表れていると考えられる。いずれにしてもケース－1の場合は地中連続壁が存在しないために築島部の質量が全て鋼管部に作用するため、他の解析ケースより大きな応答を示しているものと考えられる。

これまでの考察から、地盤の硬い P.S 検層法値の場合いずれの解析ケースでも天端から海底面までは剛体変形を示し、海底面から底部ではせん断変形が出現し、最大応答値は天端に発生し、地中連続壁のない場合で加速度は 179gal と入力加速度 60gal の約 3 倍、変位は 5.5 cmを示し、存在する場合で加速度は 140gal と 2.3 倍、変位は 5.6 cmと同程度を示すことがわかる。これに比較し、地盤が全体的に軟弱な静的載荷試験値の場合、ケース－1の場合剛体変形とせん断変形が、その他の解析ケースでは剛体変形のみが出現している。その最大応答値は天端に発生し、地中連続壁が存在しない場合で加速度は 22gal、変位は 18.8 cm、存在する場合で加速度は 24gal、変位は 3.7 cmを示している。

このように採用する材料物性値により加速度が大きく異なることより、その採用に当たっては材料物性値の適否を充分に検討しなければならないものと考えられる。

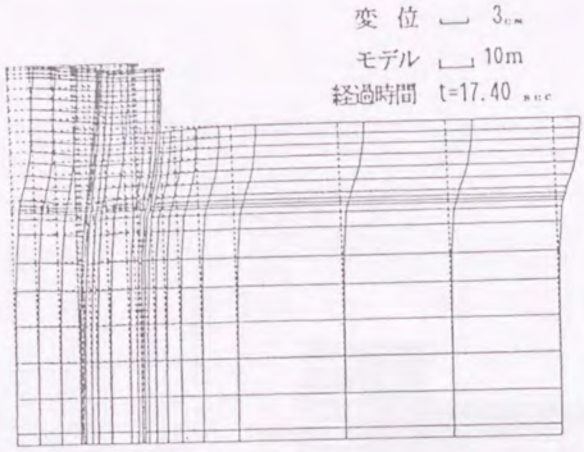
8・5・4　地中連続壁の加速度及び変位の深さ方向分布

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、最大応答加速度及び応力発生時点に着目して議論する。

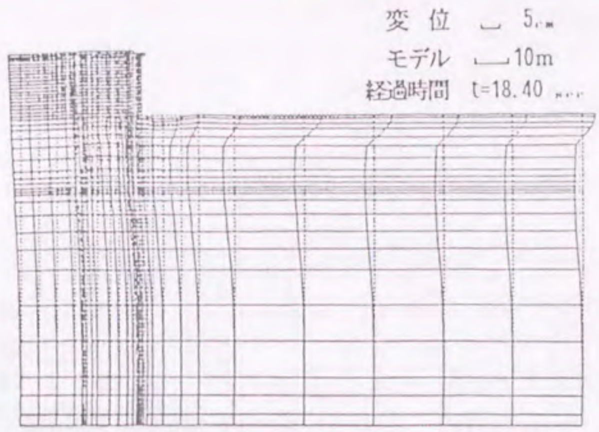
図-8・24には各解析ケースの最大応答加速度発生時の応答変位図をケース－2～5について示している。最大応答加速度発生時刻はケース－2(a)～5(a)で約17.4秒、ケース－2(b)～5(b)で約18.4秒経過後であり、応答変位は各ケースとも表層部で大きく基盤部に向かって急激に減少する傾向を示している。築島部の鋼管矢板や地中連続壁部は僅かに拘束がみられるものの、P.S検層法値の場合、ほぼ地盤の変位と同じように変位しているようであり、地盤の1次振動モードが卓越している状態が示されている。これに対し静的載荷試験値の場合、P.S検層法値のケースとは性状が異なり海底面付近で位相差を生じているが、これは、海底面から下方へ約9.0m区間の地盤が超軟弱地盤であることや振動の経過時間が長くなったことによるものと考えられる。参考として、図-8・25にケース－2(b)の場合で最大応答変位発生時（t= 5.29秒経過）に注目した変位分布を示すが、ほぼ地盤変位と同じように変位し、地盤の第1次振動モードが卓越した状態である。

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-8・26にP.S検層法値及び静的載荷試験値について、最大応力発生時の地中連続壁部の加速度及び変位の深さ方向分布を示した。先ずP.S検層法値の場合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120gal～130gal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30m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㎜程度であり、分布性状は加速度の分布と同様海底面下30mより上部で大きい値を示している。これらの結果は表-2・1及び図-2・8からわかるように、海底面下25mから比較的堅い地盤となり、海底面下55m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。

次に、静的載荷試験値の場合について考察する。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と施工段階に順じて少しずつ減少し、P.S検層法値の場合と同様の性状を示す。その値は19gal～27galを示し、入力波の1/3～1/2程度となっている。加速度分布は、深さとともに減少し、基盤部と上部において位相が逆転

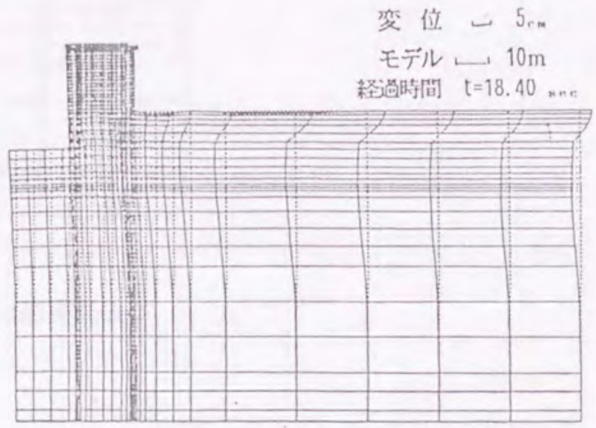


ケース 2(a)

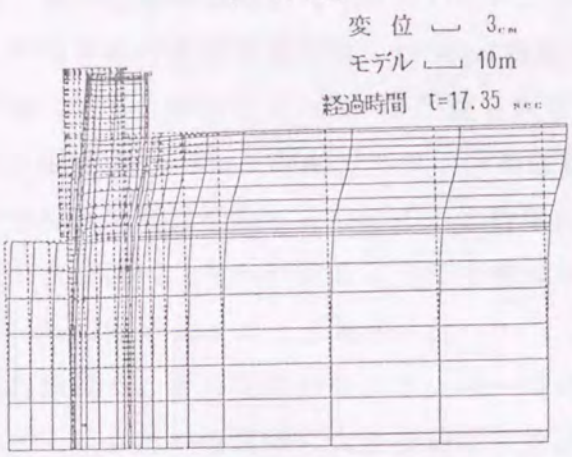


ケース 2(b)

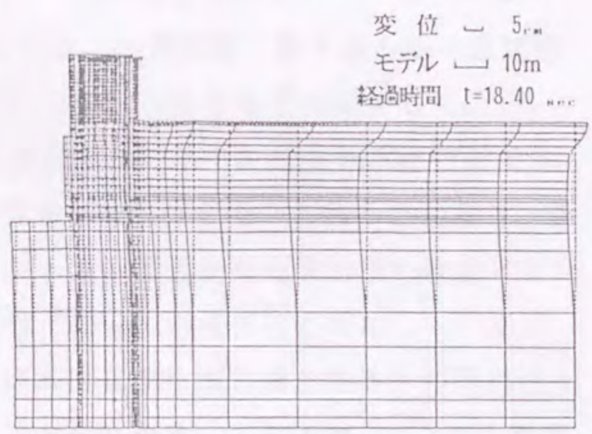
ケース 3(a)



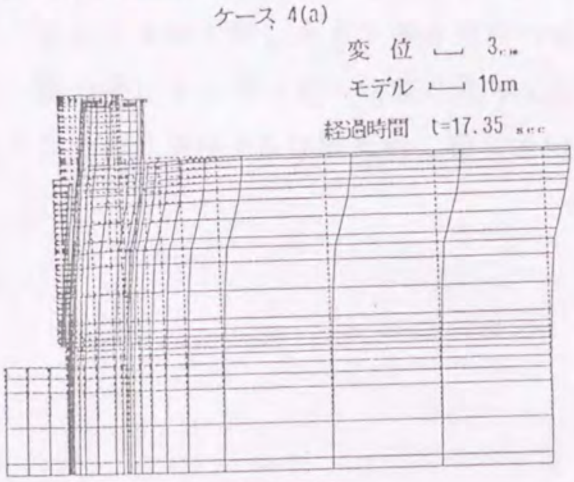
ケース 3(b)



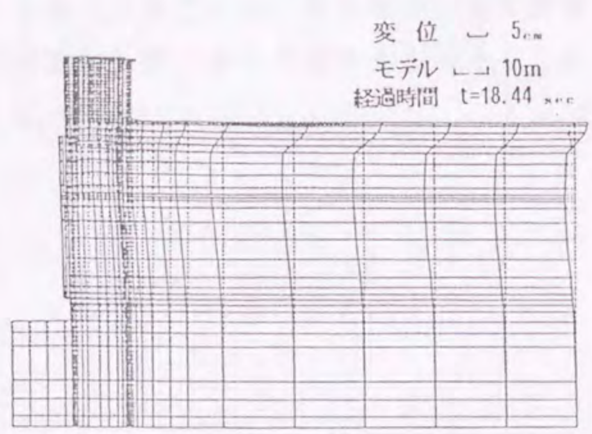
ケース 4(a)



ケース 4(b)

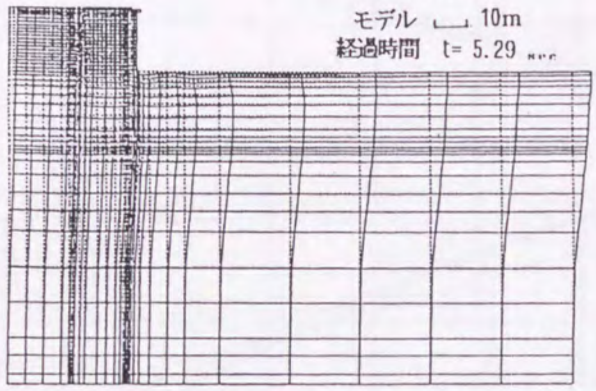


ケース 5(a)



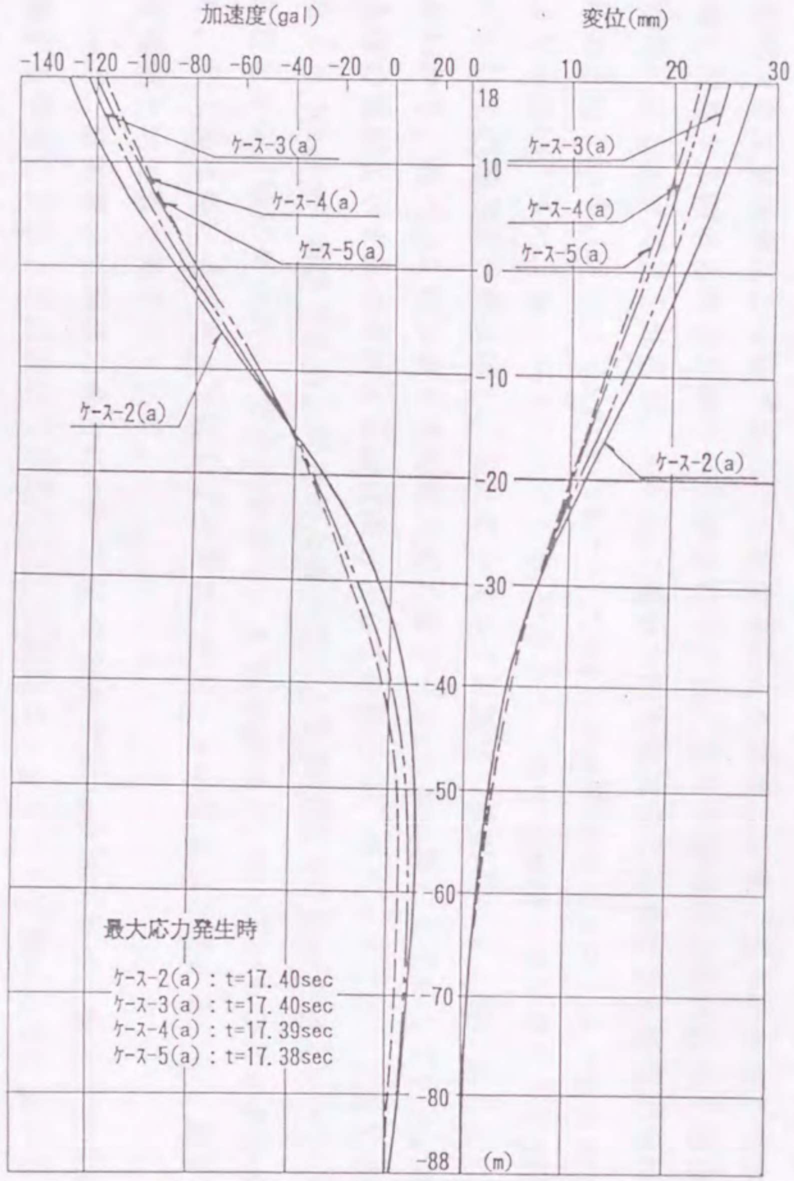
ケース 5(b)

図－8・24　最大応答加速度発生時の応答変位

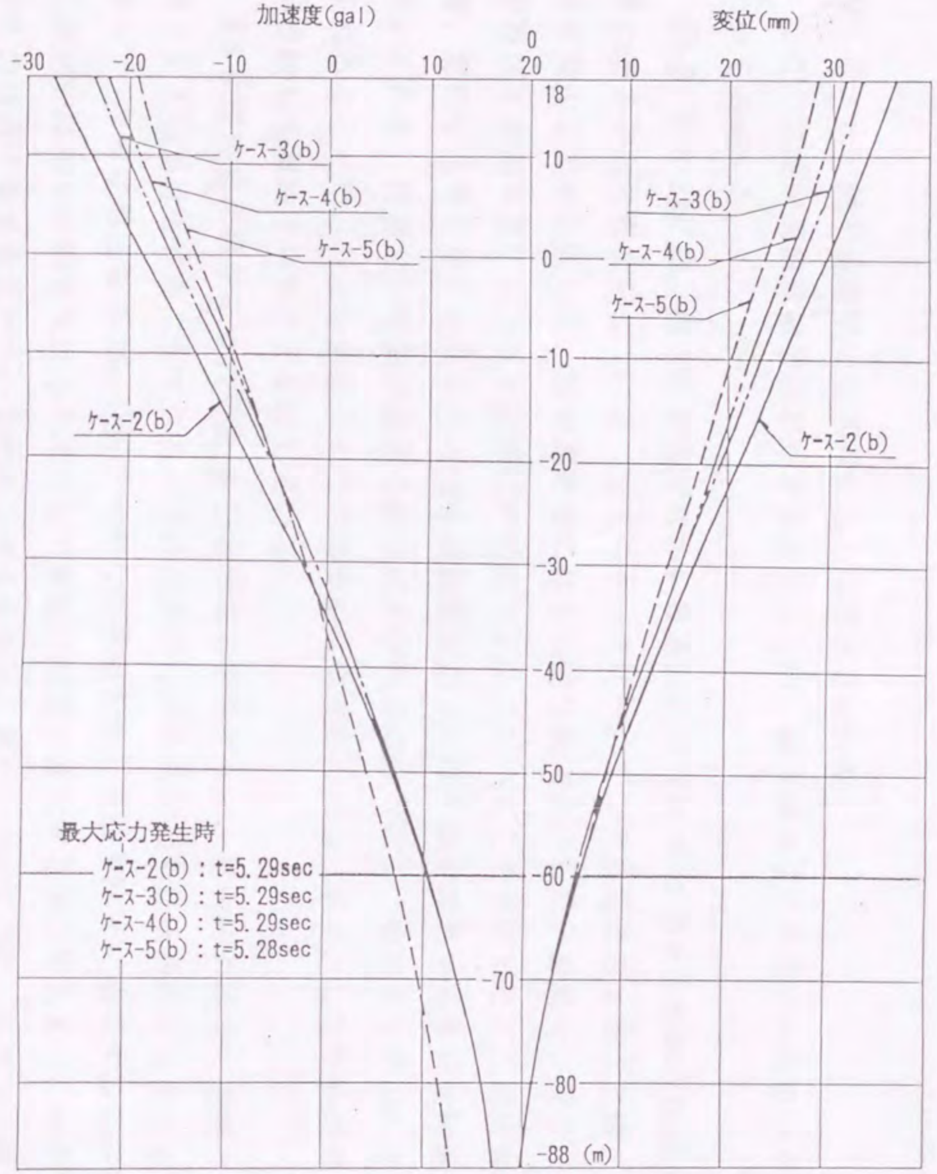


図−8·25　　最大応答変位発生時の応答変位

し、またその時の基盤入力はせいぜい 17gal 程度（ケース −5 は 12.5gal）で、基盤に対する天端付近の相対加速度は、約 40gal 程度となっている。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 29 〜 38mm 程度であり、分布性状は加速度の分布同様で海底面下 50m 付近で多少せん断変形はみられるものの、片持梁的な線形分布となっている。これらの結果は、表-2·1及び図-2·8からわかるように土層分布が海底面下 29m 付近から比較的堅い地盤になり、海底面下 55m で上部地層に比べかなり堅い地盤となっていることと対応していると思われれる。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。このような分布性状は P.S 検層法値の場合と同様である。



(材料物性値-P.S検層法値)



(材料物性値－静的載荷試験値)

図－8・26　各ケースの最大応力発生時における連続壁内側節点の加速度、変位の深さ方向分布図

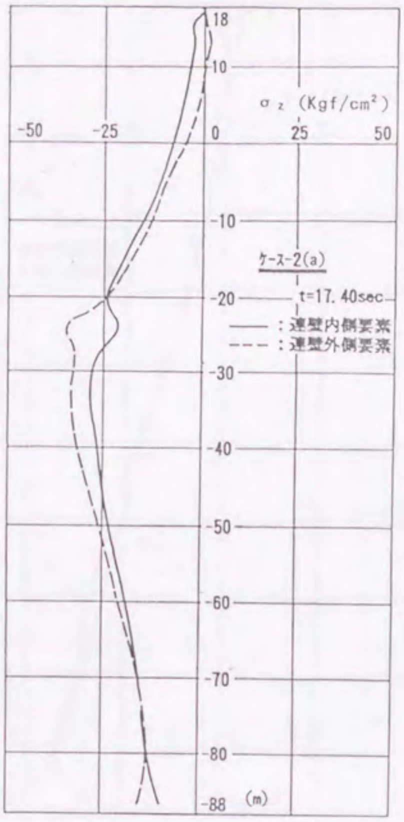
8・5・5　地中連続壁の鉛直方向応力の深さ方向分布

ここでは地中連続壁構造の挙動を検討するため、地中連続壁に発生する鉛直方向応力について議論する。

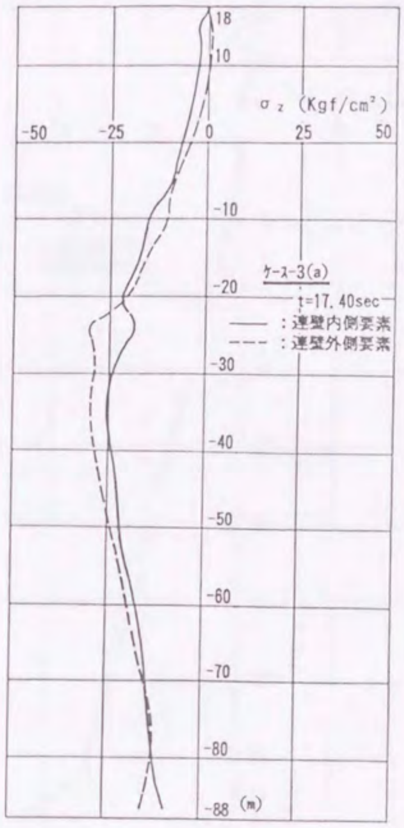
図-8･27､8･28には、最大応力発生時の鉛直方向応力（σ_z）に関する地中連続壁の内外要素の深さ方向分布を示している。全てのケースについて、全体的に言えることは、図の内外要素の応力を比較して、地中連続壁には全体的な軸力とともに、逆巻コンクリート天端部及び下端部付近に応力集中的曲げが局部的に生じていることがわかる。これは加速度分布、変位分布でも明らかなように地中連続壁構造が底部を固定端とする片持梁構造となっているため、構造全体の曲げ変形に伴う応力が軸力成分（以下、梁効果と呼ぶ）となって現れるとともに、シェル構造としての局部的な曲げ応力成分（以下、これを板効果と呼ぶ）が卓越して現れていることを示している。

P.S検層法値の場合について図-8･27を参照し検討すると、最大応力は全て逆巻コンクリート下端部付近に発生しているがそれ以外では内外要素ともほぼ同様の値を示している。ケース－2では海底面下25m付近で大きな応答値を示しその後除々に減少する傾向にある。この部分は築島部鋼管矢板の下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てい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、掘削面付近で大きな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が生じており、掘削と逆巻本体側壁の影響が明らかに示されている。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。また、各ケースにおけるσ_z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生じていることがわかる。表-8･8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、全体の変形を示す梁効果による曲げ成分としての軸力は、各ケースにおいてそれほど差はなく±30kgf/cm^{2}前後である。局部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で最大を示し、±16.2kgf/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。

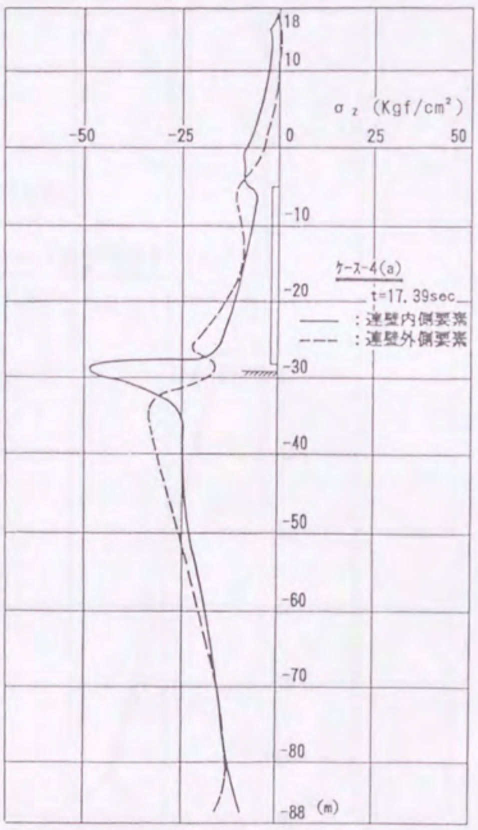
一方、静的載荷試験値の場合について図-8･28を参照し検討すると、深さ方向に応力が増加する傾向にあり、片持梁的な挙動を示し、逆巻コンクリート下端部近傍において多少応力集中的な曲げ応力成分が発生しているが、その他は内外要素ともほぼ同様の値を示し、ここでも円筒シェルとしての曲げ応力成分は小さく、円筒を一端固定、他端を自由とする



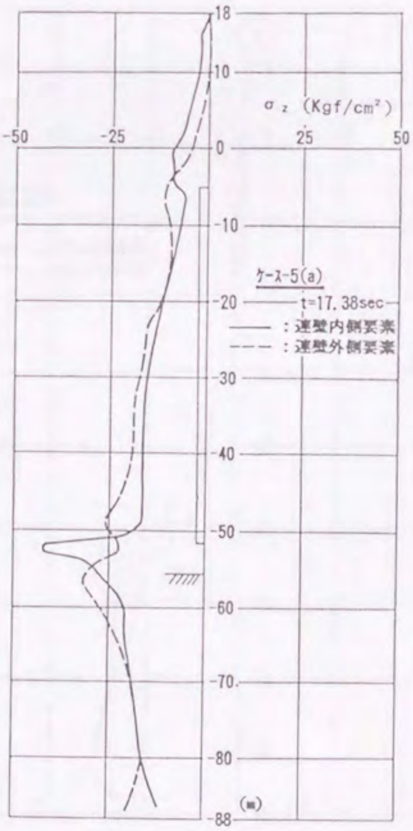
ケース－2（a）



ケース－3（a）

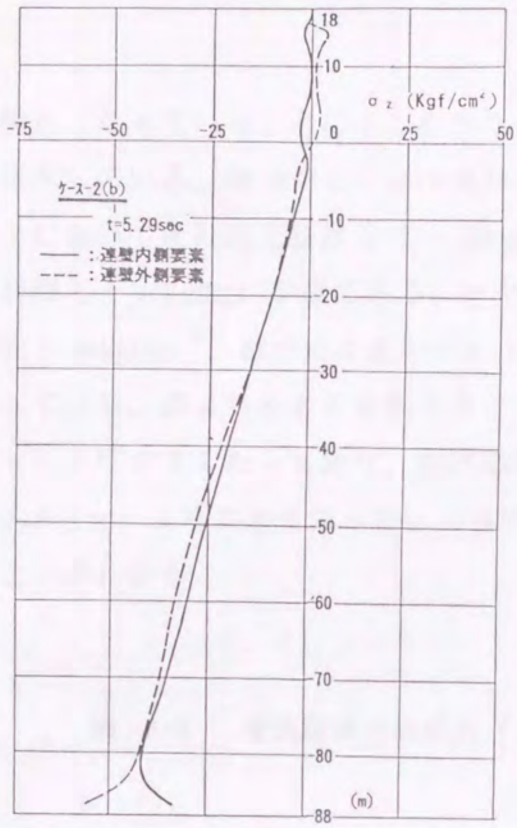


ケース－4（a）

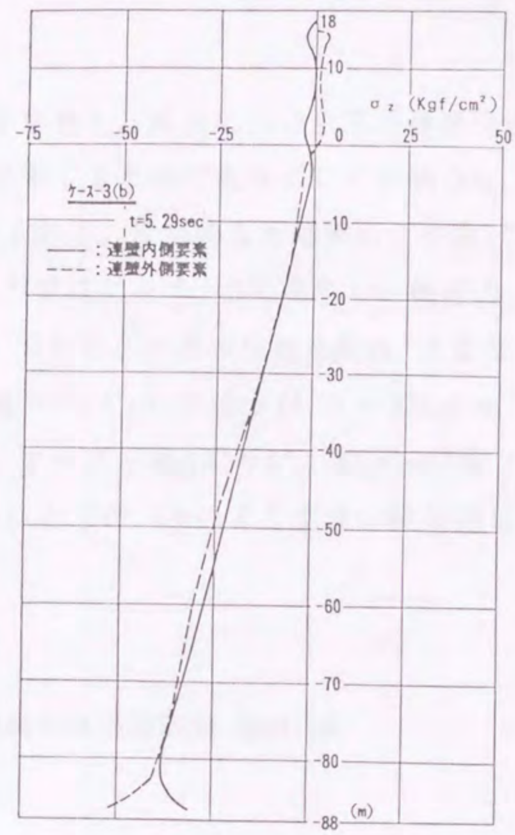


ケース－5（a）

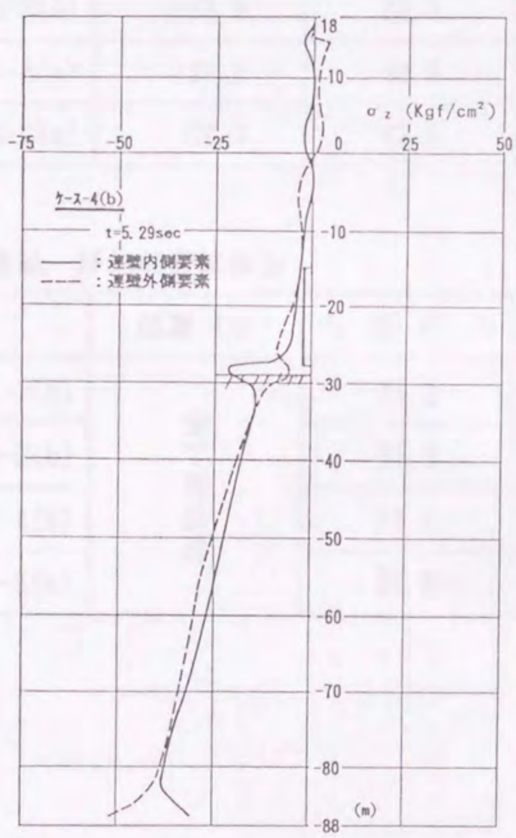
図－8·27　最大応力発生時における連続壁内外要素の σ_z 分布図



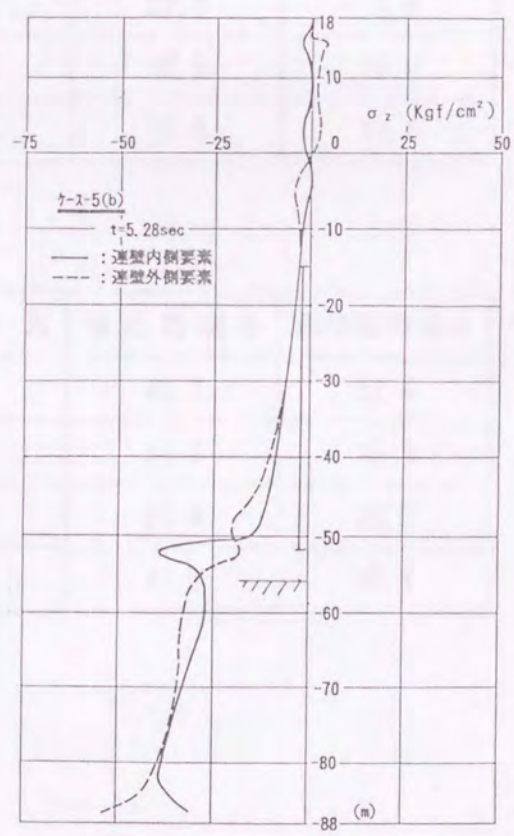
ケース－２（b）



ケース－３（b）



ケース－４（b）



ケース－５（b）

図－8・28　最大応力発生時における連続壁内外要素のσ_z分布図

片持梁構造となっていることによる梁的な曲げ成分が卓越し、最大応力は全て、連続壁岩着部に発生している。表-8·8より全体変形を示す梁効果による曲げ成分としての軸力は、各ケースにおいてそれほど差はなく± 40kgf/cm ^{2}前後である。局部的な板効果による曲げ応力も同様で± 10kgf/cm ^{2}前後である。また最大の応力値はケース -2で発生し、軸応力成分が約± 44kgf/cm ^{2}、曲げ応力成分が約± 13kgf/cm ^{2}で他のケースより数 kgf/cm ^{2}大きな値となっている。表より両者を比較すると、軸応力成分は（ a ）のほうが 10 ～ 15kgf/cm ^{2}程度（ b ）より小さくなっており、曲げ応力成分は、ケース - 4(a) のみが、 6kgf/cm ^{2}程（ a ）の方が（ b ）より大きくなっている以外は、（ a ）の方が（ b ）より小さい値を示していることがわかる。

表 -8·8　最大鉛直方向応力（ σ_z ）発生時の各成分応力（kgf/cm²）

物性値－P・S検層法値

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(a)	-24.0	21.7	35.0	28.4	6.7
ケース-3(a)	-23.0	25.5	30.2	27.9	2.4
ケース-4(a)	-28.5	48.9	16.5	32.9	16.2
ケース-5(a)	-52.3	42.6	22.4	32.5	10.1

物性値－静的載荷試験値

	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(b)	全て岩着部	34.2	56.1	43.7	12.4
ケース-3(b)		31.3	52.1	41.7	10.4
ケース-4(b)		31.1	51.7	41.4	10.3
ケース-5(b)		31.3	52.2	41.8	10.4

8・6　応答変位法による解析結果との比較

8・6・1　応答変位法の解析仮定

この種の構造物の耐震設計は時刻歴応答解析により行うことが望ましいと考えられるが、一般的には応答変位法による解析により行われている。応答変位法は構造物の地震時における挙動を、周辺地盤の変位によって主として支配されるものとして解析する方法で、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バネにモデル化した地盤を介して構造物へ入力し、地盤バネで支持された構造として解析を行い、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もとめ、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応答変位法を用いるに当たり、

（1）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-8･1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。

（2）用いたバネは、荷重を静的に作用させることから静的バネ（静的載荷試験値）の結果を用い道路橋示方書の方法により算出する。

（3）土圧（荷重）の算出に際しては、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する。

（4）算出された土圧（荷重）は、地震時の地盤変位による動土圧であることから、全ての掘削段階で地中連続壁天端までの地盤応答変位荷重を作用させる。

（5）地盤の引張応力は無視し、圧縮応力のみを外力とする。

と仮定し解析する。

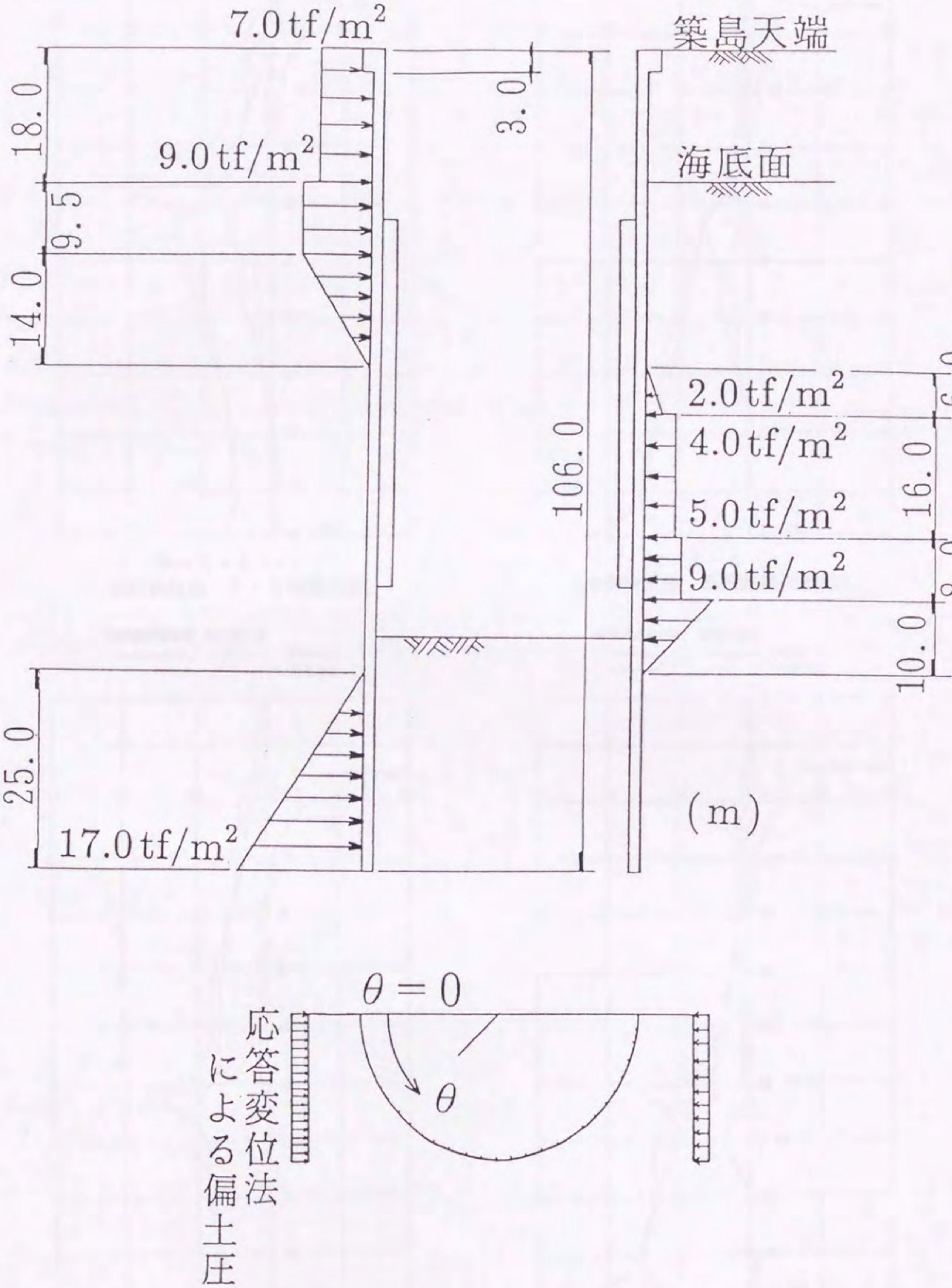
８・６・２　地中連続壁の鉛直方向応力の深さ方向分布

図-8･29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。地中連続壁上部約 30m区間で 7 ～ 9tf/m ^{2}、中間部約 25m 区間で 4 ～ 5tf/m ^{2}、下部下端で最大 17tf/m ^{2}を示す三角形分布の荷重状態となっている。ケース－4、5 の場合に限定して、ここで得られた結果と時刻歴応答解析結果とを比較検討する。

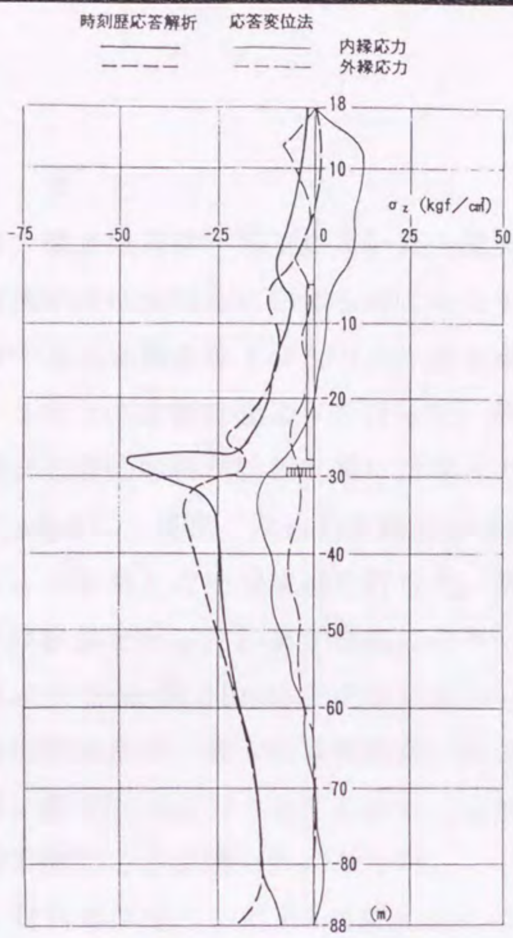
図-8･30は材料物性値として P.S 検層法値を用いた場合（ａ）と材料物性値として静的載荷試験値を用いた場合（ｂ）の最大応力発生位置（θ ＝0）における地中連続壁の鉛直方向応力（σ_z＝0）の深さ方向分布である。応答変位法による解析結果は、いずれのケースも天端付近で大きな局部的な板効果による曲げを生じ深さ方向に減少している。海底面以下の応力の分布を見るとケース－4では、掘削面付近で約 10kgf/cm ^{2}程度の軸応力と僅かな曲げが生じているが、ケース－5では、掘削面付近で板効果による小さな曲げが生じているだけで、全体的な応力は 5kgf/cm ^{2}以下となっている。ケース－4とケース－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部的な曲げが卓越し、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-8･29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。

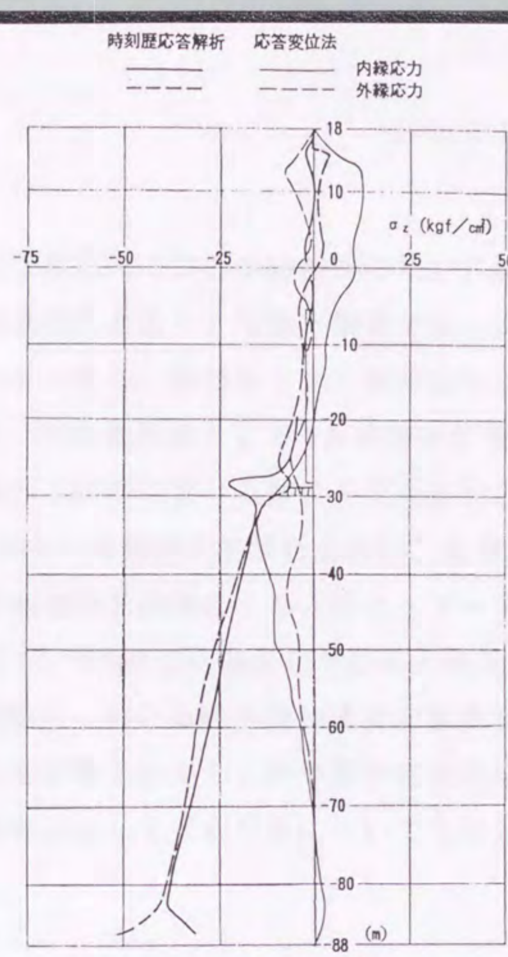
本検討結果では、応答変位法と時刻歴応答解析結果にかなりの相違があることが明らかになったが、各解析法にそれぞれ条件の違いがあり、適否を簡単には論ぜられない。しかしながら両解析法にこれだけの相違があることは、本例のような仮設構造ではなく実構造の設計に応用する場合には、その解法を充分検討する必要があることを示している。本設計に当たっても時刻歴応答解析の結果を考慮し、一部設計の変更を行っている。これらのことは、今後実測等のデータとの比較によりさらに検討する必要がある。



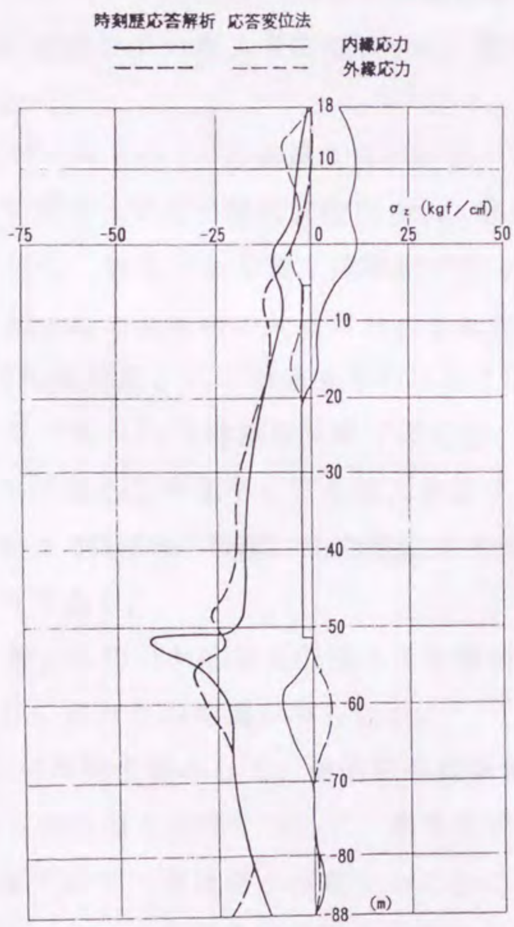
図－8・29　　応答変位法から得られた外力荷重



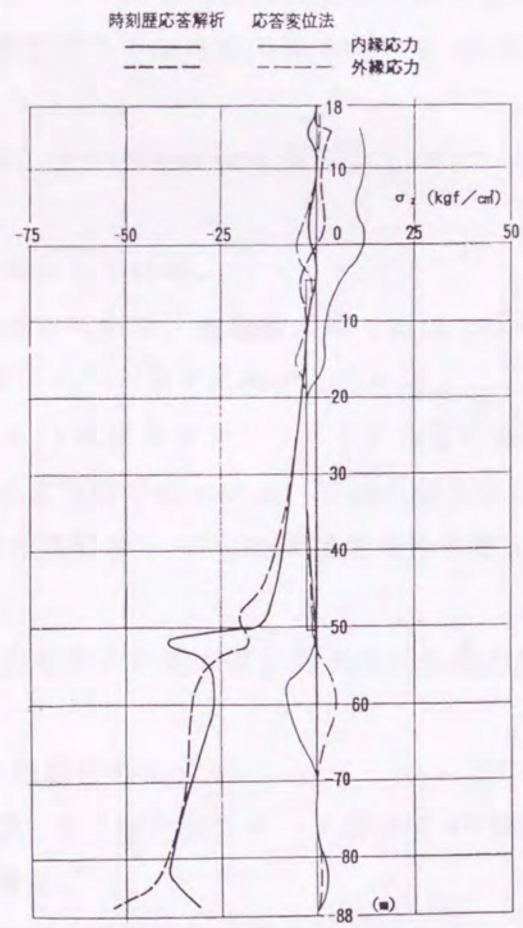
ケース－４（a）
（材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値）



ケース－４（b）
（材料物性値－静的載荷試験値）



ケース－５（a）
（材料物性値－Ｐ・Ｓ検層法値）



ケース－５（b）
（材料物性値－静的載荷試験値）

図－8·30　　最大応力発生位置（θ＝０）における地中連続壁の鉛直方向応力（σ_z）の深さ方向分布図

8・7 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物の動的挙動特性の検討に関し、本構造体がほぼ軸対称にあるものとみなすことが出来ることより、地盤、鋼管矢板、人工島、地中連続壁構造体を全てリング要素を用いてモデル化し、軸対称リング要素法を応用して、3次元応答解析法により行った。数値計算は、材料物性値としてP.S検層法値を用いた場合と静的載荷試験値を用いた場合の基礎部各施工段階における解析モデルに対して、基盤に60gal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い、応答変位法による結果との比較検討を行った。解析は主塔基礎施工段階のうち、特に5ケースを取り上げ検討を行った。まず最初に全ケースについて、60galに正規化した白鳥大橋設計用地震波を20sec間0.01secきざみで入力し、主要な節点における時刻歴加速度応答波形及び最大応答加速度、最大応答変位発生時の時間と各応答値を抽出し、かつ最大応力発生時の変形、鉛直方向応力の分布を求め、これらの結果を基にしてその挙動について考察した。その結果次のことが明らかになった。

（A）材料物性値としてP.S検層法値を用いた場合について：

1）全ての施工段階において1次の固有周期はほぼ1.1秒である。

2）ケース－1の築島完成時の状態では築島の質量が全て鋼管矢板部に作用する大きな応答値を示し最大変位は56mm、また最大加速度は入力加速度の約3倍で179galである。

3）ケース－2～5の連続壁部が存在する状態では、その挙動が全て類似なものとなっており、天端の最終変位は30mm程度である。

4）変位、加速度とも施工段階順に従って徐々に減少している。

5）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120～130gal程度と入力加速度の約2倍となり、下部に向かい徐々に減少している。

6）ケース－2、3は鋼管矢板下端近傍、ケース－4、5は逆巻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±30kgf/cm^{2}程度、板効果による局部的な曲げ成分が±16kgf/cm^{2}程度発生するようである。

7）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、鉛直方向の応力成分にかなりの相違がみられる。

（B）材料物性値として、静的載荷試験値を用いた場合について：

1）1次の固有周期について、築島完成時で5.8秒、その他の解析ケースはほぼ4.8秒程度であり、連続壁が存在することにより短くなる。

2）ケース－1の築島完成時の状態は、築島の質量が全て鋼管矢板部に作用するため、大きな変位応答値を示し188mmであるが、加速度はケース－2の地中連続壁完成時

より小さく、天端で 28gal、底部で 7gal である。

3）ケース－2～5の連続壁部が存在している状態では、その挙動が類似なものとなっており、天端の最大変位は、28～37mm 程度である。

4）変位、加速度とも施工段階順に従って徐々に減少している。

5）最大応力発生時においていずれのケースも、加速度の位相が基盤と天端付近で逆転しており、基盤部に対する天端付近の相対加速度は約 40gal 程度となっている。

6）加速度分布も変位分布に類似しており連続壁天端でもほぼ 25～35gal 程度と入力加速度の約半分となり、下部に向かって徐々に減少している。

7）各ケースとも築島部、逆巻コンクリート下部近傍、岩着部において曲げ応力が発生しているが、その値は小さく、梁効果による曲げ成分が卓越しその最大応力は岩着部に発生し、その大きさは梁効果による曲げ応力成分が± 44kgf/cm^{2}程度、板効果による局部的な曲げ応力成分が 12kgf/cm^{2}程度発生するようである。

8）設計に用いた応答変位法による解析と時刻応答歴解析結果では、P.S 検層法値と同様、鉛直方向応力の分布にかなりの相違がみられた。

以上、構造物と地盤を一体とした地震時の動的応答特性を検討するため、基盤に 60gal 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。地中連続壁の応力は、根入れ部と逆巻部下端近傍で大きくなり、その応力成分は梁作用による曲げ応力成分と板作用による局部的な曲げ応力成分との合成応力である。また、設計に用いた応答変位法による解析結果と時刻歴応答解析結果に、かなりの差が認められた。

第9章 結　　論

本研究では、大深度地中連続壁構造体の合理的な設計手法の確立を目的として、現在室蘭港で建設中の白鳥大橋3P主塔基礎を応用例として、人工島等も含め周辺地盤及び構造体を全て軸対称リング要素でモデル化し、3次元問題として解析する手法を提案し若干の数値解析を行い検討を加えた。すなわち、地中連続壁構造体の設計上問題となる掘削施工時の静力学的挙動解析及び地震時等の動的特性を把握するための周波数応答解析による感度分析及び人工地震波を入力した場合の時刻歴応答解析を行なった。この結果、掘削施工時の静的解析結果からは

1）掘削の進行に伴い半径方向変位の最大値は増大し、その最大値の発生位置は実測値では掘削面より上方にあり、解析値では掘削状況により多少異なるがほぼ掘削面で最大となつている。

2）周方向応力は解析値では軸力が卓越し曲げ成分はほとんど発生していないが、実測値では掘削の進行とともに軸力成分ととも曲げ成分も大きくなっている。この原因としては、本体側壁打設に伴うコンクリートの凝固熱による影響が考えられる。

3）鉛直方向応力も実測値では掘削の進行に伴う本体側壁打設の影響によると見られる大きな曲げ成分が発生し、解析値とは異なる様相を示しているが、掘削面付近の応力分布状況は両者比較的良い一致を示している。

4）地盤の材料物性値としてP.S検層法値を用い、水圧分布を台形分布とした解析結果は、半径方向変位及び周方向応力では本体側壁打設部分の値に多少差が見られるものの、全体としてはほぼ掘削時の挙動を評価している。

5）鉛直方向応力に関しても、地盤の材料物性値としてP.S検層法値を用いた解析値は掘削面以深の応力分布を比較的良く説明している。しかしながら、掘削面より上部では実測値の変動が激しく解析結果との比較は困難である。

6）地中連続壁内掘削及び基礎本体側壁打設時の挙動解析結果は、地盤の材料物性値としてP.S検層法による値を用いる場合が静的載荷試験値を用いる場合よりも実測結果に近い値を与える。これは、地中連続壁の変形が小さいことより、基礎施工時の地盤の弾性係数が、弾性係数の歪依存性によって、静的載荷試験値よりも大きいP.S検層法値に近いと考えられることからも、妥当なものと判断される。

7）半径方向変位や周方向応力に関して、静止土圧を仮定した場合の方が自重を考慮した3次元解析よりおおきな値を示すものの実測値とほぼ同様の傾向を示している。

8）鉛直方向応力は静止土圧を仮定する場合の方が全体として小さな値を示すが、両解析結果に大きな差はなく掘削面以深では実測値とほぼ一致している。

以上、白鳥大橋主塔基礎の施工時における地中連続壁構造の挙動に関しては、用いる材

料物性値によって解析結果に大きな影響を与えるので、採用に当たっては十分に検討する必要がある。更に、基礎本体側壁部の局部的な変動を除き、自重を考慮する3次元解析も土圧係数として0.5を仮定する簡便法も実測結果をほぼ評価することができることが明らかになった。しかしながら、自重を考慮する解析では上載土量の除去の効果も評価できることにより大深度地中連続壁構造体の設計手法として本方法が有効であるものと考えられる。また、地中連続壁基礎の施工中における動的応答特性を把握するための周波数応答解析結果を整理すると以下のようである。

1）各ケースとも応答の傾向は同じであり、卓越周波数に対する掘削の影響は少ない。

2）各ケースの主振動は、P.S検層法値の場合では第1次の主振動が約0.9Hz、第2次の主振動が約2.2Hzに対し、静的載荷試験値ではそれぞれ0.2Hz、0.4Hzであり、材料物性値の影響は大きい。

3）地中連続連壁や鋼管部の加速度に対する減衰定数の影響は第1次主振動の周波数に対してかなり大きい。

4）地中連続壁の加速度に対する減衰定数の影響は大きくない。

5）地中連続壁の応力に対しては、第1次主振動の周波数領域も減数定数の影響があり、$\alpha=1.5$の方が$\alpha=0.5$の場合より約1割大きい。

6）加速度と応力の傾向は必ずしも一致しない。

以上、構造物と地盤を一体化した3次元周波数応答解析を行った。全体的な挙動に対する掘削の影響はあまり大きくないが、地中連続壁の応力は根入部と逆巻下端部近傍で大きくなる。また、静的震度法により解析を行う場合、地盤の剛性など、全体的構造体系に関するモデル化等の点に関する詳しい検討が必要と思われる。また、本論の減衰モデルを用いた場合、減衰定数の値により高周波数領域で応答にかなりの影響があることが示された。

さらに、地震時の動的応答特性を検討するための時刻歴応答解析結果から、

（A）材料物性値としてP.S検層法値を用いた場合について：

1）全ての施工段階において1次の固有周期はほぼ1.1秒である。

2）ケース－1の築島完成時の状態では築島の質量が全て鋼管矢板部に作用する大きな応答値を示し最大変位は56mm、また最大加速度は入力加速度の約3倍で179galである。

3）ケース－2～5の連続壁部が存在する状態では、その挙動が全て類似なものとなっており、天端の最終変位は30mm程度である。

4）変位、加速度とも施工段階順に従って徐々に減少している。

5）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120～130gal程度と入力加速度の約2倍となり、下部に向かい徐々に減少している。

6）ケース－2、3は鋼管矢板下端近傍、ケース－4、5は逆巻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± 30kgf/cm ^{2}程度、板効果による局部的な曲げ成分が± 16kgf/cm ^{2}程度発生するようである。

7）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、鉛直方向の応力成分にかなりの相違がみられる。

（B）材料物性値として、静的載荷試験値を用いた場合について：

1）1次の固有周期について、築島完成時で 5.8 秒、その他の解析ケースはほぼ 4.8 秒程度であり、連続壁が存在することにより短くなる。

2）ケース -1 の築島完成時の状態は、築島の質量が全て鋼管矢板部に作用するため、大きな変位応答値を示し 188mm であるが、加速度はケース -2 の地中連続壁完成時より小さく、天端で 28gal、底部で 7gal である。

3）ケース -2 ～ 5 の連続壁部が存在している状態では、その挙動が類似なものとなっており、天端の最大変位は、28 ～ 37mm 程度である。

4）変位、加速度とも施工段階順に従って徐々に減少している。

5）最大応力発生時においていずれのケースも、加速度の位相が基盤と天端付近で逆転しており、基盤部に対する天端付近の相対加速度は約 40gal 程度となっている。

6）加速度分布も変位分布に類似しており連続壁天端でもほぼ 25 ～ 35gal 程度と入力加速度の約半分となり、下部に向かって徐々に減少している。

7）各ケースとも築島部、逆巻コンクリート下部近傍、岩着部において曲げ応力が発生しているが、その値は小さく、梁効果による曲げ成分が卓越しその最大応力は岩着部に発生し、その大きさは梁効果による曲げ応力成分が± 44kgf/cm ^{2}程度、板効果による局部的な曲げ応力成分が 12kgf/cm ^{2}程度発生するようである。

8）設計に用いた応答変位法による解析と時刻応答歴解析結果では、P.S 検層法値と同様、鉛直方向応力の分布にかなりの相違がみられた。

以上、構造物と地盤を一体とした地震時の動的応答特性を検討するため、基盤に 60gal 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。地中連続壁の応力は、根入れ部と逆巻部下端近傍で大きくなり、その応力成分は梁作用による曲げ応力成分と板作用による局部的な曲げ応力成分との合成応力である。また、設計に用いた応答変位法による解析結果と時刻歴応答解析結果に、かなりの差が認められた。

以上、本研究の成果を取り纏めた。これまで地中連続壁構造体及び周辺地盤を含めて、全て完全弾性体を仮定し解析してきたが、今後の研究課題として、地中連続壁と地盤との接触面での粘性処理、弾塑性を考慮した解析、さらにはエネルギーの地下逸散あるいは無限地盤の要素等を考慮した解析による解析精度の向上等があげられる。

今後、これらの研究課題に関して検討を行い、地中連続壁構造体の施工中を含めたより合理的な設計手法の確立がなされるものと考えられるが、これらの研究の基礎的な資料として本研究が役立つことを期待して本論文のまとめとする。

謝　辞

本論文は、昭和６３年以来の研究を室蘭工業大学土木工学科教授　松岡健一博士、助教授岸　徳光博士のご指導を戴き、大学院博士後期課程（建設工学専攻）における研究テーマとして成果を取り纏めたものであります。浅学非才の私がこのように研究を遂行できましたのも、長期に亘り大変お忙しい中にもかかわらず研究の機会を与えて戴きました両先生の一方ならぬ懇切丁寧なご指導の賜物と厚く感謝申し上げます。

また、論文審査に当たり主査をお引き受け下さった松岡健一教授、副査の尾崎　訊教授、荒井康幸教授、三浦清一助教授、岸　徳光助教授の諸先生方におかれましては、終始適切なるご教示を戴きましたことにつきまして厚く感謝申し上げます。

更に、北海道大学名誉教授　能町純雄博士におかれてましては、私が函館ドック（株）在職中の昭和39年に初めてお会いして以来、これまで長年に亘り心からのご指導を戴きました。お陰をもちまして、この間の研究業績が認められて博士前期課程を免除され博士後期課程に入学できました。研究途中何度か挫折しそうになりながらもどうにかここまでこれましたのも、先生の暖かい励ましによるものと心からお礼申し上げます。

川田工業（株）札幌営業所　布施正義所長様を初め多くの方々に、数々の励ましのお言葉を戴きましたことにつきまして心からお礼申し上げます。

研究過程で、計算に用いた大変貴重な各種資料を北海道開発局室蘭開発建設部室蘭道路事務所様からご恵与戴きましたことにつきまして関係各位に厚く感謝申し上げます。

また、本論文を取り纏めるに当たり、深いご理解を戴いた（株）メイセイ・エンジニアリング　西潟　勝専務を初め、多忙の中ご協力を戴いた方々に心からお礼申し上げます。

参考文献：

1）岡原美智夫、高木章次：特集　連壁基礎　建設省における地中連続壁基礎設計法基準化の動向、基礎工、pp.21-23、1989、1.

2）大志万和也：特集　連壁基礎　阪神高速道路公団における連壁基礎、基礎工、pp.28-31、1989、1.

3）土屋幸三郎、小山浩史：大深度土留め掘削の設計に関する諸基準、基礎工、pp.10-16、1990、7.

4）岡原美知夫、木村嘉富、平尾淳一：地中連続壁基礎本体の設計に用いる荷重、土木技資料、33-12（1991）、pp.30-37.

5）岡田鉄三：基礎設計における基準の背景と用い方、土と基礎、40-8、August 1992、pp.57-62.

6）中村靖：地下連続壁の歴史と展望、土木技術、42巻、10号、pp.31-38、1987.

7）吉田正吾：特集　連壁基礎　地中連続壁基礎の施工技術の現状と動向、基礎工、pp.14-19、1989、1.

8）岡原美知夫、平井正哉：大深度地中連続壁工法の現状と課題、土木技術資料、33-12（1991）、pp.38-43.

9）岡原美知夫、菊池禎二：大深度地下連続壁工法の現状と今後の展望：構造工学論文集、Vol.37A、pp.1429-1441、1991.

10）地中連続壁基礎協会　技術委員会：大深度地下連続壁の現状と動向、基礎工、pp.39-43、1993、4.

11）地中連続壁基礎協会　連続壁基礎施工検討委員会：地中連続壁基礎工法ハンドブック－設計編、平成5年11月25日

12）河田寛行、大塩俊雄：特集　連壁基礎　幸魂大橋、綾瀬川橋　下部工の施工、基礎工、pp.67-75、1989、1.

13）坊直樹、荻須一致：場所打ち杭・連壁施工における逸泥対策、基礎工、pp.90-95、1990、8.

14）伊佐隆善、沖本真之、大河内政之、井関英生：ビルトアップ鋼製パネルを用いた地中連続壁工事、基礎工、pp.62-69、1990、11.

15）加島聡、佐野幸洋：明石海峡大橋１Ａアンカレイジ基礎の設計・施工（その２）、本四技報、Vol.15、No.60、1991、10.

16）国近康彦、三善行規、鈴木和夫：青森ベイブリッジ連壁剛体基礎の施工、基礎工、pp.90-97、1991、2.

17）青木茂、芳賀孝成：連壁基礎における高強度コンクリート、基礎工、pp.86-92、1991、8.

18）地中連続壁基礎協会　技術委員会施工ワーキング：土留めにおける先端技術の応用とその動向 、基礎工、 pp.52- 55、 1992、 1.
19）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、 pp.1419- 1430、 1992.
20）河井章好、岡田鉄三、福岡悟：大型連続地中壁基礎の設計、橋梁と基礎、 pp.11- 17、 1985、 4.
21）大志万和也、船越敦：地中連続壁基礎の設計、橋梁と基礎、 pp.44- 48、 1986、 1.
22）高木章次、茶林一彦：地下連続壁の設計、土木技術、 42 巻 10 号、 pp.44- 51、 1987.2
23）飯島啓秀、鈴木巧：特集　連壁基礎　地中連続壁基礎の大変形水平載荷試験、基礎工、 pp.85- 90、 1989、1.
24）飯島啓秀、石井信隆、平尾淳一：地中連続壁基礎の大変形水平載荷試験（その 1）試験結果、土木学会第 43 回年次学術講演会概要集第 6 部、 VI- 55、 pp.138- 139、昭和 63 年 10 月 .
25）飯島啓秀、石井信隆、鈴木巧：地中連続壁基礎の大変形水平載荷試験（その 2）試験結果、土木学会第 43 回年次学術講演会概要集第 6 部、 VI- 56、 pp.13 8- 139、昭和 63 年 10 月 .
26）古屋信明、辰巳正明、斉藤哲男、山岡禮三、崎本純治、伊藤政人：明石海峡大橋 1 Aアンカレイジ基礎における大深度掘削の計測結果とその評価、土木学会論文集、 No. 47/VI- 20、 pp.47- 56、 1993.
27）田口啓二、岡原美知夫、福井次郎、船越敦：地中連続壁基礎の設計計算手法に関する一提案、土木学会第 42 回年次学術講演会概要集第 3 部、Ⅲ - 8、 pp. 42- 43、昭和 62 年 9 月 .
28）後藤貞雄、渋谷政文、中澤亨、牧野総一：高強度地中連続壁による地下タンクの設計・施工、土木技術、 42 巻、 10 号、 pp.95- 104、 1987.
29）中澤亨、後藤貞男：地中連続壁を本体利用した液化石油ガス用地下式貯槽の設計と実測との比較、構造工学論文集、 Vol.35 A、 pp.1341- 1349 、1989.
30) 竹田俊明、坂場武彦、阿部善憲：白鳥大橋主塔基礎における大深度地中連続壁の動態計測と設計値との対比、構造工学論文集、 Vol.38A、 pp.1343- 135 2、 1992.
31) 熊谷勝弘、高橋守人、阿部善憲：吊橋主塔基礎に用いた大深度地中連続壁の構造解析と計測結果、土木学会論文集、 No.504/VI- 25 、pp.43 ～ 50 、1994 、12
32）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.
33）北海道開発局、（株）長大：白鳥大橋下部構造検討業務報告書、北海道開発局、 198 8.

34）加島聡、佐野幸洋、古屋信明、山岡禮三：明石海峡大橋１Ａアンカレイジにおける大壁厚土留め連壁の設計と施工、土木学会論文集、No.444/V-16、pp.8 7-96、1992
35）山本康博、杉　正：ＬＰＧ地下タンクの設計法、コンクリート工学、Vol.19、No.7、pp.72-78、July 1981.
36）藤田信一、長谷川明機、壇　峻、黒田正信：海洋人工島に構築される換気塔の設計東京横断道路川崎人工島）、構造工学論文集、Vol.36A、pp.1319 -1328、1990.
37）菊池敏雄、海野隆哉：連続剛体基礎橋脚の地震時挙動と応答変位法の適用性について、土木学会論文集、No.477/I-25、pp.63-72、1993、10.
38）吉川博、鈴木和夫、前原康夫：壁式連続地中壁基礎の耐震検討、土木学会第44回年次学術講演会概要集第6集、I-487、pp.1026-1027、平成元年10月.
39）野坂隆一、石原勝、佐藤謙二、田口史雄：特集　連壁基礎白鳥大橋の主塔基礎に利用した地中連続壁、基礎工、pp.56-61、1989、1.
40）加島聡、佐野幸洋：明石海峡大橋１Ａアンカレイジ基礎の設計・施工（その１）、本四技報、Vol.15、No.59、1991、7.
41）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、pp.1353-1362、1992.
42）岸徳光、松岡健一、能町純雄、和田忠幸：大深度連続地中壁構造体の周波数応答解析、構造工学論文集、Vol.36A、pp.1329-1336、1990.
43）澤田知之、二宮正明、松岡健一、能町純雄：フーリエ定和分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、pp.9-18、1988.
44）山内靖範、村田賢嗣、清水徹：鋼管矢板を用いた深い掘削の事例、基礎工、pp98-107、1990、7.
45） Kolsky ： Stress Waves in Solids、Dover Publication、1963.
46）小針憲司、岸徳光、松岡健一、熊谷勝弘：内部掘削による大深度地中連続壁構造体の応力変形性状、土木学会第48回年次学術講演会、平成5年9月
47）能町純雄、松岡健一、磯田正勝、和田忠幸、小針憲司：大深度地中連続壁構造体の周波数応答解析、土木学会北海道支部論文報告集、第45号、pp.165-170、1989.
48）小針憲司、岸徳光、松岡健一：白鳥大橋の3次元地震応答解析、構造工学論文集、Vol.41A、pp.1145-1152、1995年3月
49）小針憲司、岸徳光、松岡健一、米田義弘：大深度連続地中壁構造物体の地震時挙動、土質工学会北海道支部、技術報告集、第31号、平3年2月、pp.45-52.
50）日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針・同解説、昭和59年2月10日
51） Zienkiewiz、Ｏ．Ｃ： The finite element method in engineering science. Ｅngland ： McGraw-Hill,1971.

52）W estergaard,H.M :Water pressures on dams during earthquakes,Trans.ASCE 98:4　18,1933.
53）矢作枢、藤田和仁：基礎工、橋梁と基礎、pp.32-36、1987、1.
54）竹宮宏和：構造物と地盤の動的相互作用の解析法　地盤・構造系のモデル化、土と基礎、40-7、July、1992、pp.59-66.
55）佐藤忠信：地盤と構造物の動的相互作用の解析法　動的相互作用の解析法、土と基礎、40-8、July、1992、pp.63-70.
56）杉村義広、飛田潤：地盤と構造物の動的相互作用の解析法　地盤・構造系のモデル化、土と基礎、40-6、June、1992、pp.71-77.

付録：フーリエ定和分変換公式と有限フーリエ変換公式

1．フーリエ定和分変換公式

$$S_i[f_r(x)]=\sum_{r=1}^{N-1} f_r(x)\cdot \sin\frac{i\pi}{n}r$$

$$C_i[f_r(x)]=\sum_{r=1}^{N-1} f_r(x)\cdot \cos\frac{i\pi}{n}r$$

及び逆変換公式

$$f_r(x)=\frac{2}{n}\sum_{i=1}^{N-1} S_i[f_r(x)]\sin\frac{i\pi}{n}r$$

$$f_r(x)=\frac{2}{n}\sum_{i=1}^{N-1} R_i[f_r(x)]\cos\frac{i\pi}{n}r$$

ここで $R_i[f_r(x)]=\{C_i[f_r(x)]+f_o(x)/2+(-1)^i f_n(x)/2\},$

$R_o[f_r(x)]=1/2\{C_o[f_r(x)]+f_o(x)/2+f_n(x)/2\},$

$R_n[f_r(x)]=1/2\{C_n[f_r(x)]+f_o(x)/2+(-1)^n f_n(x)/2\}$

$$S_i[\Delta^2 f_{r-1}(x)]=-\sin\frac{i\pi}{n}\{(-1)^i f_n(x)-f_o(x)\}-D_i S_i[f_r(x)]$$

$$=-D_i S_i[f_r(x)]$$

$$S_i[\triangle f_r(x)]=-2\sin\frac{i\pi}{n}R_i[f_r(x)]$$

$$C_i[\Delta^2 f_{r-1}(x)]=(-1)^i\Delta f_{n-1}(x)-\Delta f_o(x)-D_i R_i[f_r(x)]$$

$$=-D_i R_i[f_r(x)]$$

$$C_i[\triangle f_r(x)]=-(-1)^i\Delta f_{n-1}(x)-\Delta f_o(x)+2\sin\frac{i\pi}{n}S_i[f_r(x)]$$

$$+(1+\cos\frac{i\pi}{n})\{(-1)^i f_n(x)-f_o(x)\}$$

$$=2\sin\frac{i\pi}{n}S_i[f_r(x)]$$

2. 有限フーリエ公式

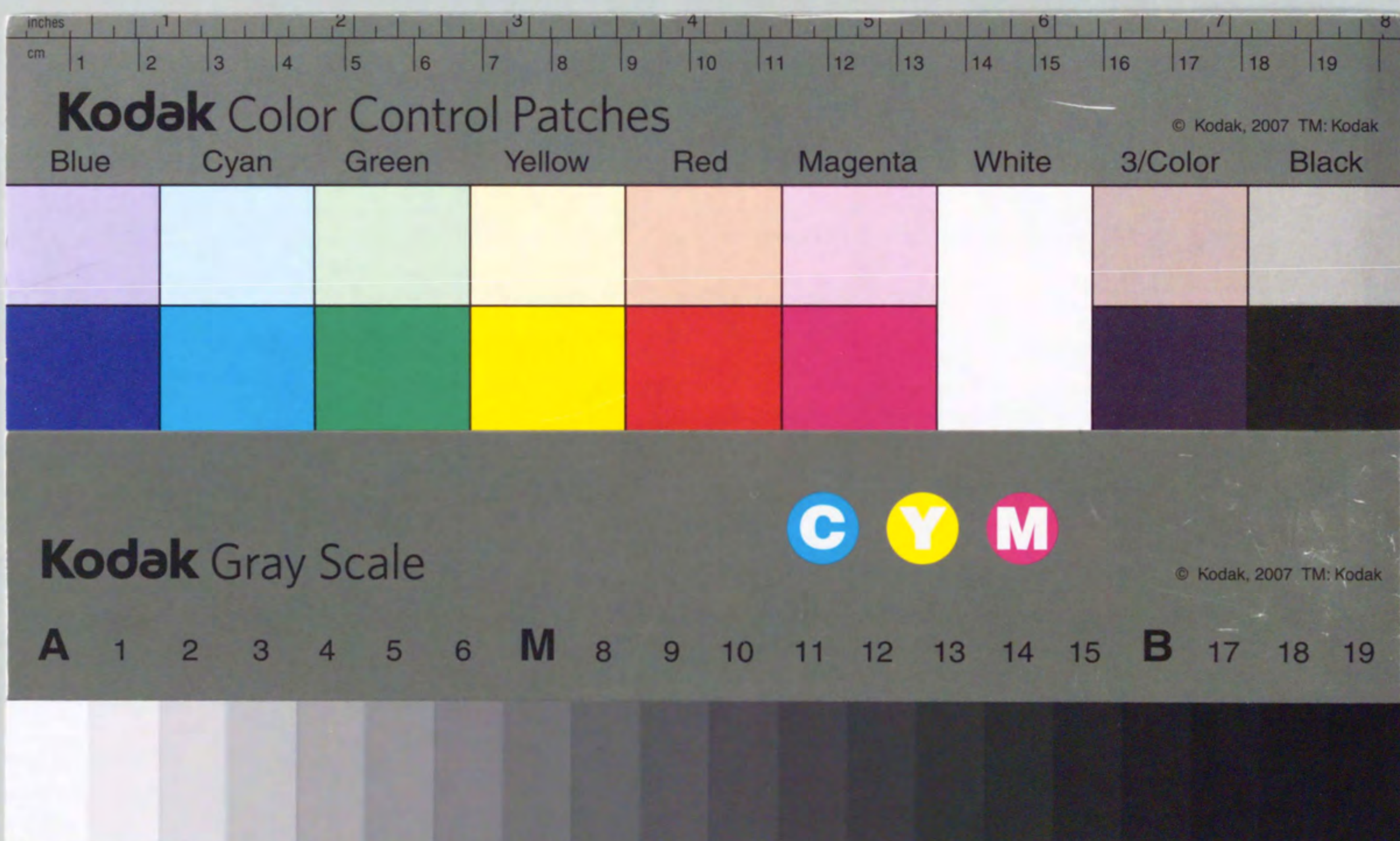
$$Sm[f(x)]=\int_0^l f(x)\sin\frac{m\pi x}{l}dx$$

$$Cm[f(x)]=\int_0^l f(x)\cos\frac{m\pi x}{l}dx$$

及び逆変換公式

$$f(x) = \frac{2}{l}\sum_m^{\infty} Sm[f(x)]\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$f(x) = \frac{2}{l}\sum_m^{\infty} Cm[f(x)]\cos\frac{m\pi x}{l}$$


inches
cm
Kodak Color Control Patches
© Kodak, 2007 TM: Kodak
Blue Cyan Green Yellow Red Magenta White 3/Color Black
Kodak Gray Scale
C Y M
© Kodak, 2007 TM: Kodak
A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19