

7．長大橋梁等の耐震性能評価に関する検討

7．1 検討概要

平成15年(2003年)十勝沖地震では、一般国道336号の十勝河口橋や一般国道242号の千代田大橋をはじめとした計4橋の長大橋梁が被災を受け、これを受けて「平成15年(2003年)十勝沖地震検討会(委員長：角田與史雄北大名誉教授)」が設置された。本検討会では、各橋梁の地震被害分析を実施し、実際に起きたであろう現象を解明すべく詳細な検討が実施され、多くの知見が得られている。また、本検討会において得られた知見をもとに、今後の耐震性に着目した長大橋梁の維持管理手法の確立を目的とした「長大橋梁の維持管理における耐震性能に着目した検討WG」の設置が提言された。

一方、長大河川橋梁等に代表されるような現行の耐震設計基準(道路橋示方書)に準拠した耐震補強を実施することが現実的に困難である等、耐震補強上の課題を有する橋梁も数多く存在することから、各橋梁の個々の特性(地域区分特性、橋梁の重要度、緊急時迂回路の有無等)に応じた耐震性能評価や補強方法、補強レベルおよび維持管理手法の検討が必要不可欠である。

このような背景により、長大橋梁等の耐震性能評価に関する検討部会では北海道内の耐震補強上の特殊性を有する橋梁(本部会では、北海道開発局より要望のあった一般国道336号十勝河口橋、一般国道231号石狩河口橋、一般国道275号新石狩大橋の計3橋を対象)に対して、その耐震性能評価および維持管理手法に関する研究を行うことを目的として、具体的には以下に示す検討フローに基づいた研究活動を行っている。今回活動報告では、最終報告として、1)基礎-地盤系モデルによる地震時応答特性評価、2)橋脚-基礎-地盤系モデルによる地震時応答特性評価、3)集約モデルの適用性、の3項目について報告を行うものとする。

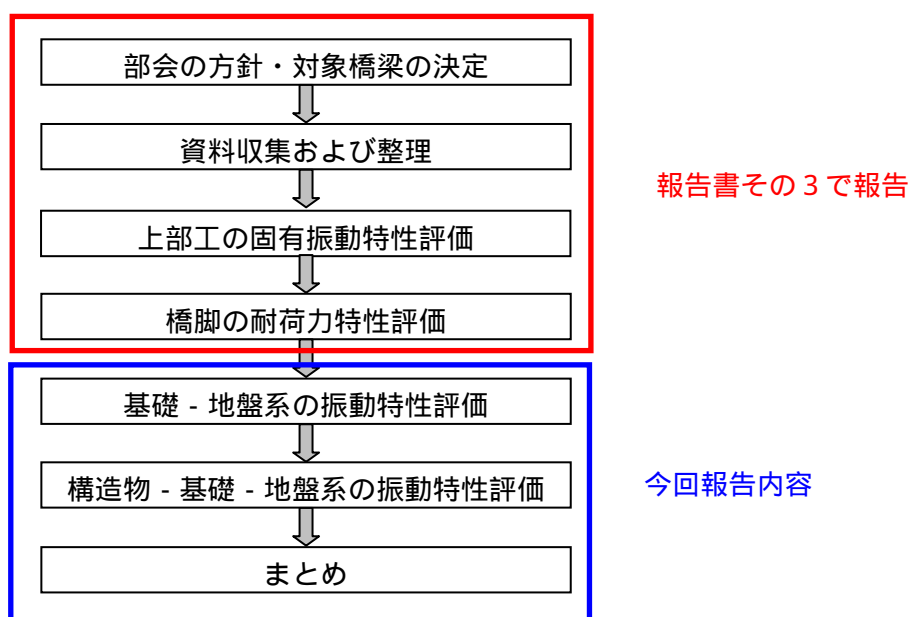


図7 - 1 耐震性能評価の検討フロー

7.2 対象橋梁の概要

(1) 十勝河口橋

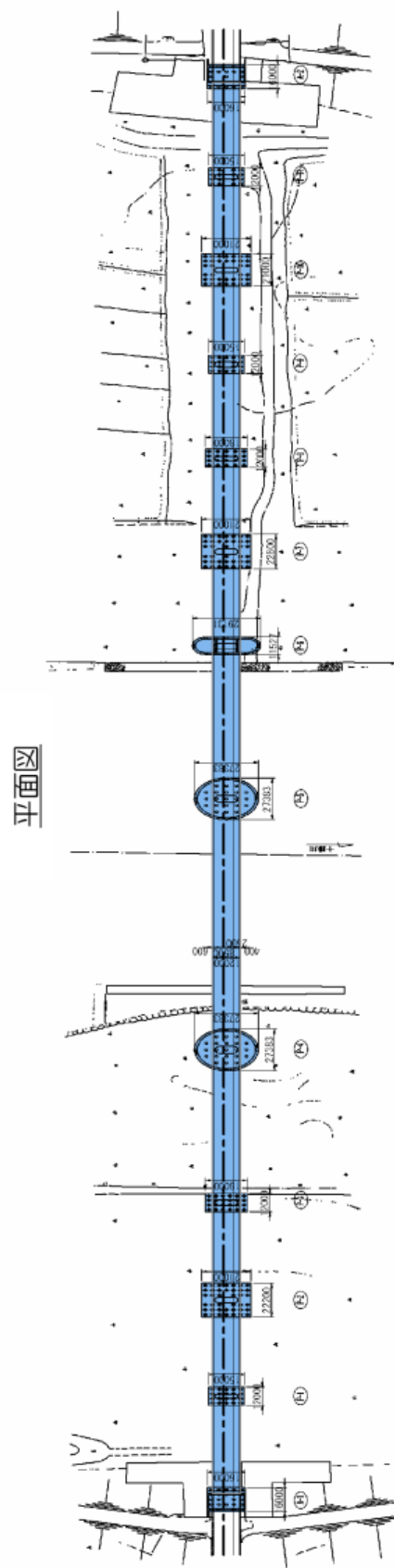
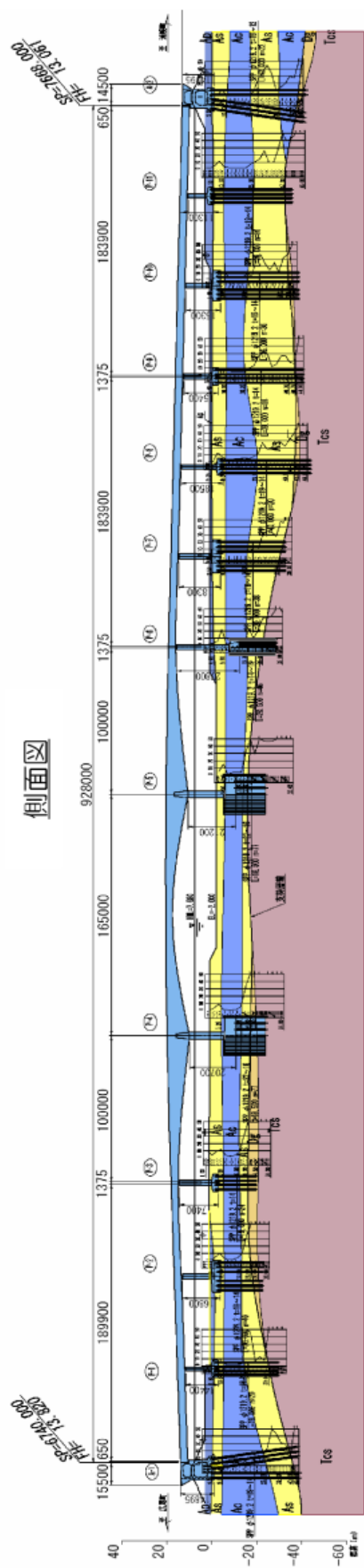
十勝河口橋は、十勝川の河口上流4kmに位置する一般国道336号線の豊頃町長臼～浦幌町豊北を結ぶ橋長928.0mの長大橋梁であり、平成4年12月に竣工している。図7-3に十勝河口橋の一般図を示す。上部構造は主橋梁部が3径間連続有ヒンジPCラーメン箱桁、側橋梁部は3径間連続PC箱桁が3連で構成されている。下部構造は橋台が箱式RC橋台、橋脚は小判型RC壁式橋脚である。一方、基礎構造はP-4～P-6橋脚で鋼管矢板基礎、それ以外は全て鋼管杭基礎であり、砂岩およびシルト岩から構成される岩盤層を支持地盤としている。ここで、表層地盤の特性値(TG：基本固有周期)は1秒程度であることから、耐震設計上の地盤種別はⅡ種地盤(道路橋示方書)に相当する。

本橋は、昭和57～58年にかけて実施設計が行われており、昭和55年の道路橋示方書(日本道路協会)に準拠した設計となっている。なお、耐震設計は「応答を考慮した修正震度法」であり、設計水平震度は $k_h = 0.24 \sim 0.30$ を用いている。



【主橋梁部】

図7-2 十勝河口橋 写真



(2) 石狩河口橋

一般国道 2 3 1 号石狩河口橋は、石狩川河口から約 5 . 5 km 上流に位置する橋長 1,412.7m の長大橋梁であり、昭和 4 2 ~ 4 7 年に第 1 期工事 (札幌側 3 連、 $L=664.0\text{m}$) 昭和 4 8 ~ 5 1 年に第 2 期工事 (留萌側 3 連、 $L=748.7\text{m}$) が行われ、昭和 5 1 年に竣工した。図 7 - 5 に、石狩河口橋の一般図を示す。

主橋梁部は、中央径間 160.0m、幅員 11.4m の 3 径間連続鋼斜張橋である。主桁は桁高 2.0m の鋼床版箱桁、主塔は A 形形式、吊形式は 2 面ケーブル形式である。なお、架橋当初、風洞実験結果に基づいて主桁の側面にはフェアリングが施されていたが、振動が発生したためフェアリングを橋軸方向に 1 パネル毎に取り外し振動の発生を抑制した。橋軸方向の主桁の支持形式は中間支点における一点固定方式である。端支点には、正負両反力を伝達するペンデル支承、橋軸直角方向の反力を支持する水平支承が設置されている。また、主塔基部は橋脚上にピン支持されている。

側橋梁部は、幅員 11.4m の 2 径間連続鋼合成桁および 4 径間連続鋼合成桁 4 連で構成されている。橋軸方向の支持条件は、主橋梁部と同様に中間支点における一点固定方式である。

下部構造形式は、主橋梁部が一層式の耐震壁を有する鉄筋コンクリートラーメン橋脚、側橋梁部が一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚であり、橋台はラーメン式橋台である。基礎形式は、主橋梁部が脚付鋼管矢板井筒基礎、側橋梁部が鋼管杭基礎である。

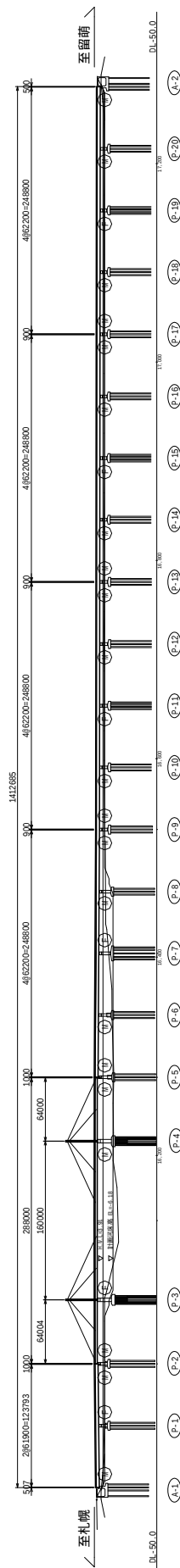
支持層は、N 値が 3 0 以上の砂質土層であり、その深度は 48.0m 以深となっている。支持層より上層には、沖積砂質土および沖積粘性土が厚く堆積しており、地盤種別は Ⅱ 種である。

主橋梁部および側橋梁部の設計は、何れも「鋼道路橋設計示方書 (昭和 3 9 年 6 月 日本道路協会)」に準拠している。耐震設計法は震度法を採用しており、設計水平震度 k_h は 0 . 2 である。なお、平成 9 年には B 活荷重への対応にともない、主橋梁部の主桁には中間対傾構などへの補強が実施されており、死荷重が設計時より総鋼重に対して 10% 程度増加している。



図 7 - 4 石狩河口橋 写真

側面図



平面図

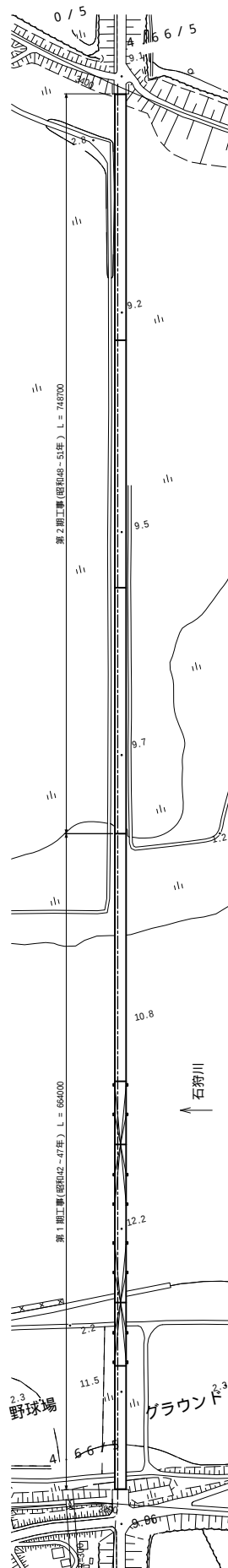


図 7 - 5 石狩河口橋 一般図

(3) 新石狩大橋

一般国道 2 7 5 号新石狩大橋は、石狩川河口上流約 24km に位置する橋長 917.8m の長大橋梁で、昭和 4 4 年に竣工した。

図 7 - 7 に、新石狩大橋の一般図を示す。

上部構造は 5 径間連続鋼合成桁橋 2 連、単純鋼合成桁 2 連、バランسد・ランガー橋 1 連、3 径間連続鋼合成桁橋 1 連で構成されている。

橋脚構造はバランسد・ランガー橋を支持する P - 1 1、P - 1 2 の 2 基が中壁を有する中空断面小判形 R C 橋脚、その他の 1 3 基が張出式円柱断面 R C 橋脚であり、1 5 基すべての橋脚が主鉄筋の段落しを有する構造となっている。

橋軸方向に対する支持条件は、バランسد・ランガー橋部が固定・可動方式、連続鋼合成桁橋部がダンパーを用いた多点固定方式である。

基礎形式は 5 径間連続鋼合成桁橋部の A - 1 1、P - 1 ~ P - 1 0 が板厚変化を有する鋼管杭斜杭基礎 ($\phi 812.8\text{mm}$ 、放射状の斜杭) バランسد・ランガー橋部の P - 1 1、P - 1 2 がオープンケーソン基礎 (中壁を有する中空小判型 R C 断面)、3 径間連続鋼合成桁橋部の P - 1 3 ~ P - 1 5、A - 2 が場所打ち杭基礎 ($\phi 1,270\text{mm}$ 、直杭) である。

支持層は $N = 30 \sim 50$ 程度の砂質土層で、支持層より上位の土層は、沖積砂質土および沖積粘性土が互層状態で厚く堆積している。地表面から支持層までの深度は 30 ~ 40m 程度であり、地盤種別は Ⅱ 種と判定される。

本橋の設計は、「鋼道路橋設計示方書(昭和 3 9 年 6 月 日本道路協会)」に準拠している。また、耐震設計法には震度法を採用しており、設計水平震度 k_h は 0 . 2 である。

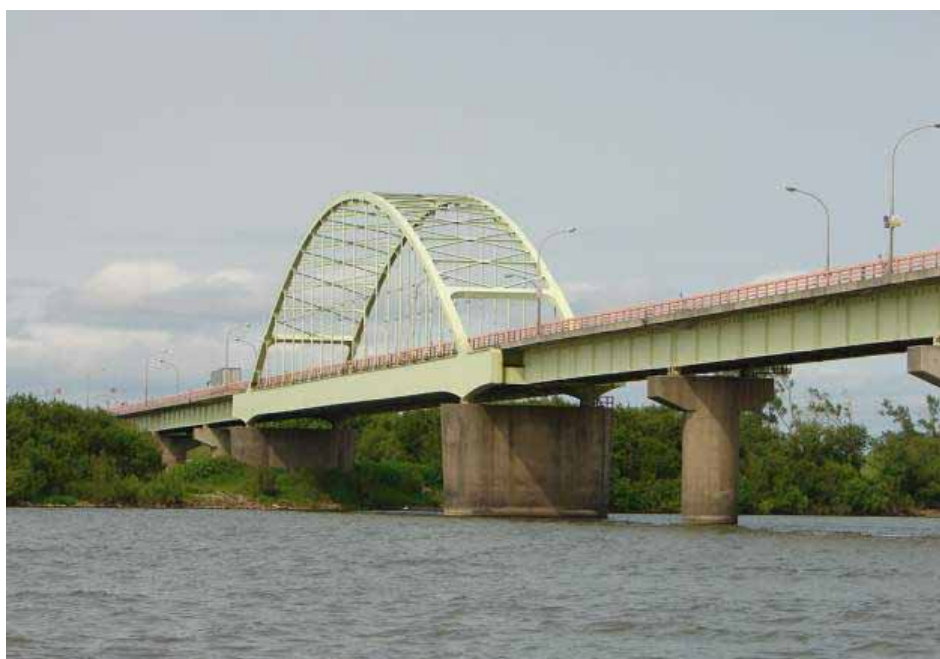
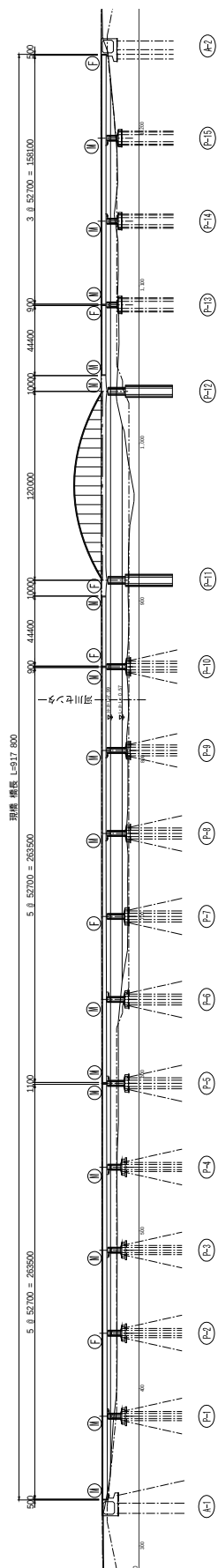
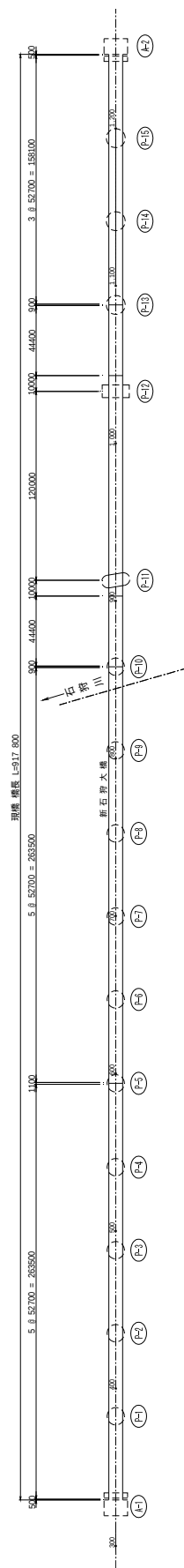


図 7 - 6 新石狩大橋 写真

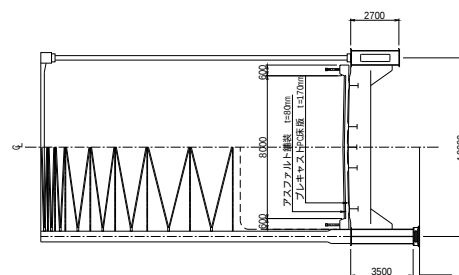
側面図



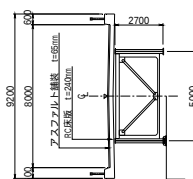
平面図



アーチ部断面図



主桁断面図



P11橋脚

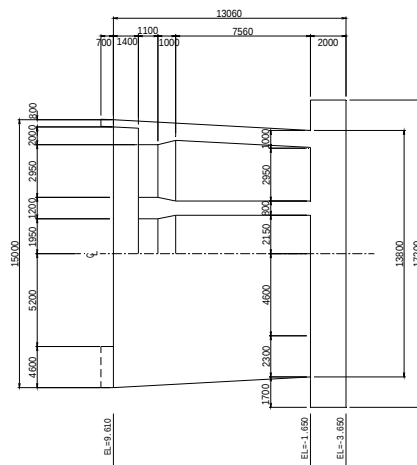


図 7 - 7 新石狩大橋 一般図

7.3 検討概要

7.3.1 概要

実務設計において一般に実施されている橋梁の地震応答解析は、その簡便さから基礎 - 地盤系の影響を単純化した集約バネとしてモデル化する場合が多い。しかしながら、構造物の地震時応答は基礎構造や周辺地盤の影響を大きく受けることから、実挙動を精度良く予測するためには基礎 - 地盤系の動的相互作用効果を考慮した連成解析が必要となる。

ここで、周辺地盤の影響を考慮した連成解析モデルとしては、2次元あるいは3次元有限要素モデル、骨組みモデル等が挙げられる。解析精度の観点からは有限要素モデルの適用が望ましいが、解析規模等の理由から有限要素モデルを適用することは現実的に困難である。したがって、実務での適用に配慮した場合、比較的簡易な骨組みモデルなどによるモデルの構築が望まれる。

このような観点から、本報告書では、基礎 - 地盤系モデル、橋脚 - 基礎 - 地盤系モデルの動的相互作用効果を考慮した骨組みモデルの適用性について検討を実施した。

(1) 基礎 - 地盤系モデルによる検討

有限要素モデルの一例として、各基礎形式に関する橋軸方向地震波入力時の解析モデルを図7 - 8に示す。有限要素解析におけるモデル化の範囲は対称性を考慮した1/2モデルとし、周辺地盤にはフーチング幅の5倍の領域を考慮している。

使用した有限要素タイプは、フーチングおよび周辺地盤は8節点ソリッド要素、鋼管は4節点シェル要素であり、周辺地盤と鋼管杭間はいずれも完全付着を仮定した。なお、石狩河口橋における鋼管矢板継手部は隣接する杭とシェル要素を用いて連結している。

境界条件は、モデル底面を完全固定とし、対称切断面はその面に対する法線方向変位成分を、周辺地盤の側面は鉛直方向変位成分を拘束した。また、フーチング天端には、上部構造質量と橋脚躯体質量に相当する質量を、シェル要素を用いて付加している。

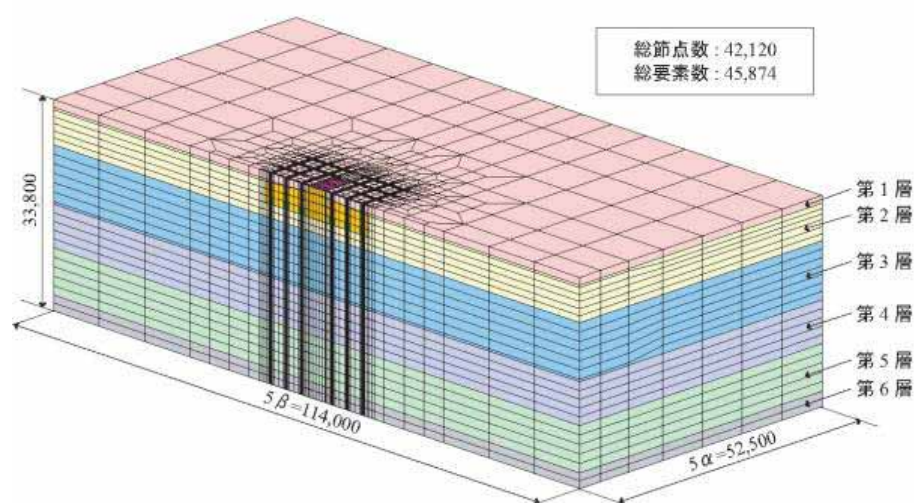


図7 - 8 有限要素モデルの一例

(2) 橋脚 - 基礎 - 地盤系モデルによる検討

骨組みモデルの一例として、図 7 - 9 に各基礎形式に関する橋軸方向地震波入力時の解析モデルを示す。解析モデルは、いずれも基礎構造系（杭基礎本体あるいは矢板基礎本体）と周辺地盤系から構成されており、基礎構造は梁要素、周辺地盤は質点とせん断バネでモデル化し、それらを相互作用バネを用いて連結させた連成系モデルである。

周辺地盤には、有限要素モデルの場合と同様に、フーチング幅の 5 倍の領域における質量とせん断剛性を考慮し、各地層が一体となって挙動するように同一深度における質点はいずれも剛体連結させている。また、フーチング下端の節点と各杭体の杭頭部節点に関しても全て剛体連結するものとした。

相互作用バネの剛性は、道路橋示方書・同解説 【下部構造編】に基づいて、杭基礎の水平方向地盤反力係数により評価するものとした。

境界条件は、モデル底面（杭下端および周辺地盤下端）を完全固定としている。また、フーチング天端の節点には、上部構造質量および橋脚躯体質量を集中質量として考慮している。

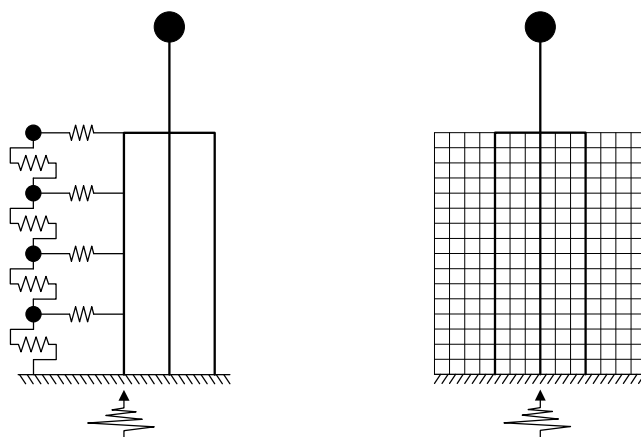


図 7 - 9 骨組みモデルの一例

(3) 集約モデルによる検討

集約モデルの一例として、図 7 - 10 に各基礎形式に関する橋軸方向地震波入力時の解析モデルを示す。地盤バネは道路橋示方書・同解説 【下部構造編】に基づいて、杭基礎の水平方向地盤反力係数により評価するものとした。

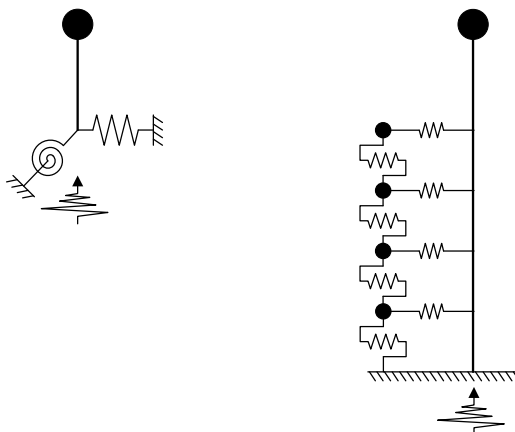


図 7 - 10 集約モデルの一例

7.3.2 解析条件

(1) 時刻歴応答解析

地震応答解析は、有限要素モデル、骨組みモデルともに直接積分法に基づく線形時刻歴応答解析とした。本解析では、有限要素モデルには ABAQUS、骨組みモデルには MIDAS/Civil 2006 を使用している。数値積分は、有限要素モデルには陽解法を適用し、積分間隔は Courant 条件を満足するように決定されている。一方、骨組みモデルには Newmark β 法 ($\beta = 1/4$) を適用し、積分間隔を $1/100$ 秒に設定して実施している。

(2) 粘性減衰

粘性減衰は、有限要素モデルの場合には系の 1 次固有振動数に対して $h=5.0\%$ となる質量比例型減衰とし、骨組みモデルの場合には 1 次と 2 次の固有振動数に対して $h=5.0\%$ となる Rayleigh 型減衰を採用している。

(3) 入力地震動

入力地震動は、発生メカニズムの異なる、プレート間の 2003 年十勝沖地震、スラブ内の 1993 年釧路沖地震、直下型の 2004 年留萌の地震、の 3 波形を選定している。何れも基盤面で観測された波形の最大加速度を 100gal に正規化している。また、時刻歴応答解析には、観測波形に対して初期微動 P 波区間を除去した後の主要動 S 波区間の 30.0 秒間としている。図 7-11、図 7-12 に、入力地震動とそのフーリエスペクトルを示す。

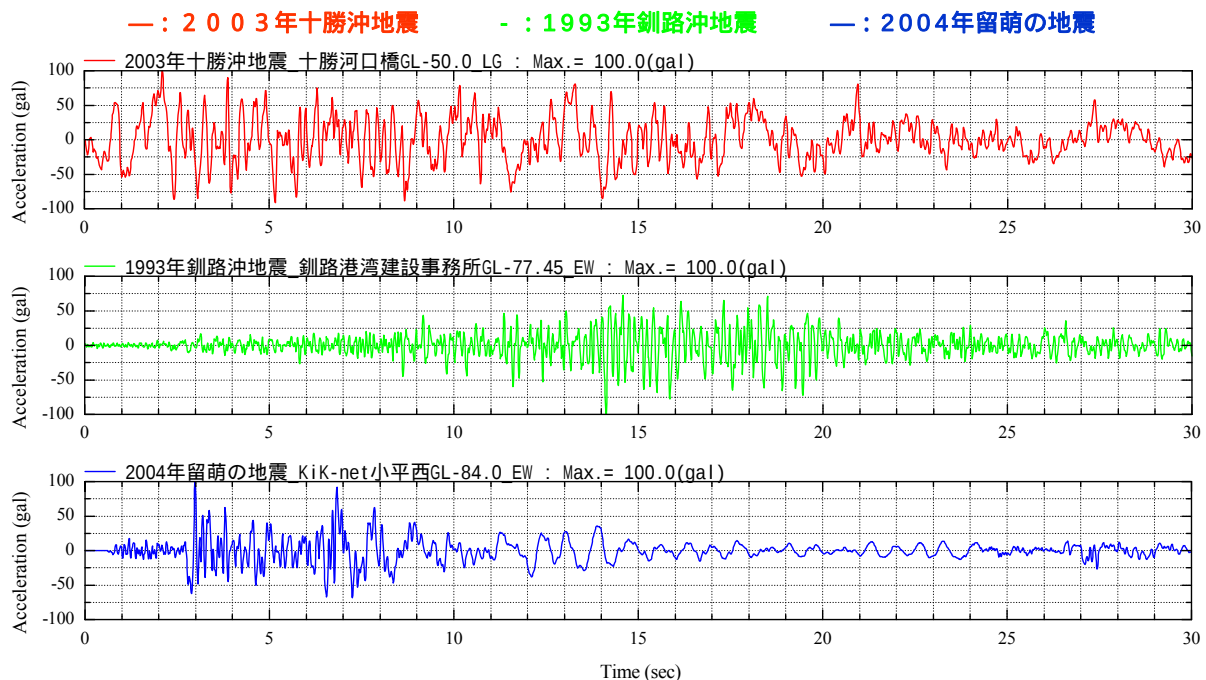


図 7 - 1 1 入力地震動

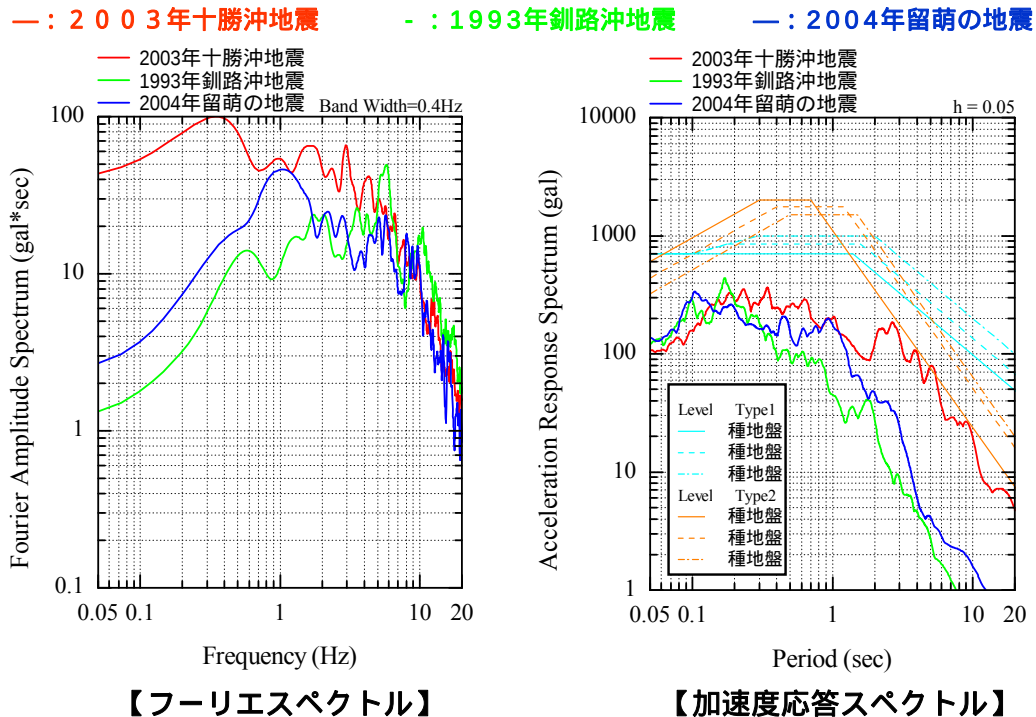


図 7 - 1 2 入力地震動の特性

7 . 4 十勝河口橋

7 . 4 . 1 検討対象

一般国道 3 3 6 号十勝河口橋側橋梁部の P - 7 橋脚（3 径間連続 P C 箱桁、固定支承）を解析対象とした。図 7 - 1 3 には解析対象橋脚の諸元を示している。

本橋脚は、躯体が橋軸方向幅 3.6m、橋軸直角方向幅 10.0m、高さ 14.3m の小判型の鉄筋コンクリート製橋脚である。杭基礎は、全長 30m、直径 1,219.2mm、板厚 19mm（杭頭から 12.5m 下方位置で板厚が $t=14\text{mm}$ に変化）の鋼管杭基礎であり計 3 8 本配置されている。但し、中間杭は一部で間引きされている。鋼管杭基礎は、橋軸方向幅 22.8m、橋軸直角方向幅 21.0m、高さ 4.0m のフォーミング内に埋込み定着（定着長 1.2m）されている。

ここで、図中の地層構成は、本橋脚近傍で実施された既往の地質調査結果（ボーリング柱状図）を基に設定している。また、本橋脚は 3 径間連続箱桁区間の固定支承を有する橋脚であることから、耐震設計上は、橋軸方向には 3 径間連続桁の全重量（ $W_u = 51,180\text{kN}$ ）を、橋軸直角方向には支点位置における死荷重反力相当の重量（ $W_u = 18,200\text{kN}$ ）を負担する橋脚である。

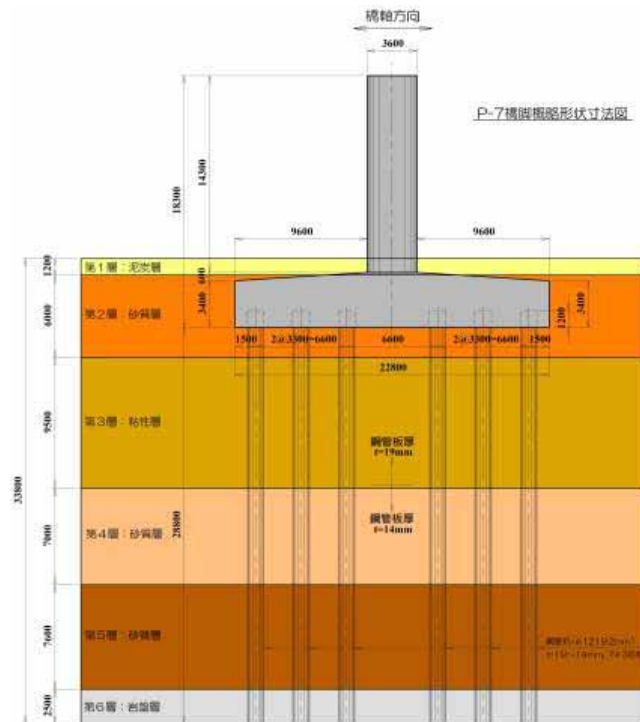


図 7 - 1 3 解析対象橋脚の諸元【側面図】

表 7 - 1 周辺地盤の各地層における材料物性値

地層番号	弾性係数 E_D (N/mm ²)	ポアソン比 ν_D	単位体積重量 W (kN/m ³)
第 1 層	23.5	0.49	12.0
第 2 層	53.7	0.49	17.0
第 3 層	90.6	0.49	14.0
第 4 層	92.2	0.49	17.0
第 5 層	235.1	0.49	19.0
第 6 層	317.6	0.40	20.0

表 7 - 2 フーチングおよび鋼管杭の材料物性値

項 目	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 W (kN/m ³)
フーチング	3.00E+04	0.20	24.5
鋼 管 杭	2.00E+05	0.30	77.0

7.4.2 基礎 - 地盤系モデルによる検討

(1) 解析モデル

1) 有限要素モデル

図7-14には有限要素解析モデルの一例として、橋軸方向地震波入力時の解析モデルを示している。有限要素解析でのモデル化の範囲は対称性を考慮した1/2モデルとし、周辺地盤はフーチング幅の5倍の領域をモデル化した。使用した有限要素は、フーチングおよび周辺地盤には8節点ソリッド要素、鋼管杭には4節点シェル要素であり、周辺地盤と鋼管杭間は完全付着を仮定した。境界条件は、モデル底面を完全固定とし、対称切断面はその面に対する法線方向変位成分を、周辺地盤の側面は鉛直方向変位成分を拘束している。なお、フーチング天端には、骨組み要素解析モデルと同様にシェル要素を用いて上部構造分担質量と橋脚躯体質量を考慮している。

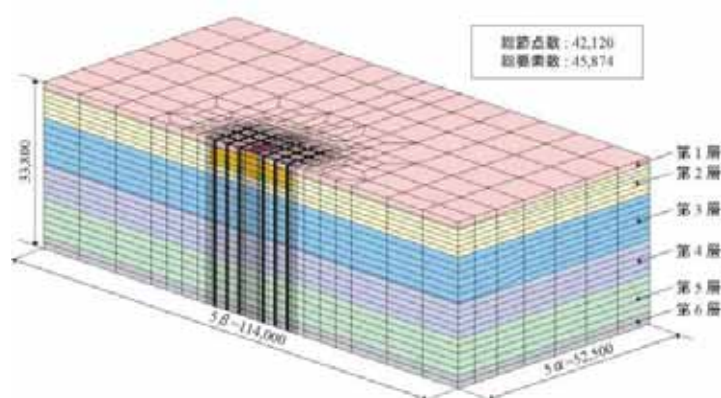


図7-14 基礎 - 地盤系有限要素モデル

2) 骨組みモデル

図7-15には骨組み要素解析モデルの一例として、橋軸方向地震波入力時の解析モデルを示している。本解析では、集中質量としてモデル化した周辺地盤を、相互作用バネを用いて杭体と連結した Penzien 型モデルにより基礎 - 地盤系を表現した。適用した有限要素は、フーチングおよび鋼管杭は梁要素、地盤はフーチング幅の5倍の領域の質量およびせん断剛性を考慮したマス - バネ要素である。なお、杭体 - 地盤間、杭体 - 杭体間およびフーチング - 地盤間の相互作用効果も考慮する必要があることから、それらも全てバネ要素を用いて連結させた。また、フーチング下端の節点と各杭体の杭頭部節点は剛体要素を用いて連結している。ここで、杭体 - 周辺地盤間およびフーチング - 周辺地盤間のバネ剛性は、道路橋示方書【下部構造編】に基づき算定した。なお、杭体間のバネ剛性は各杭体が一体となって挙動するようにいずれも剛に連結している。

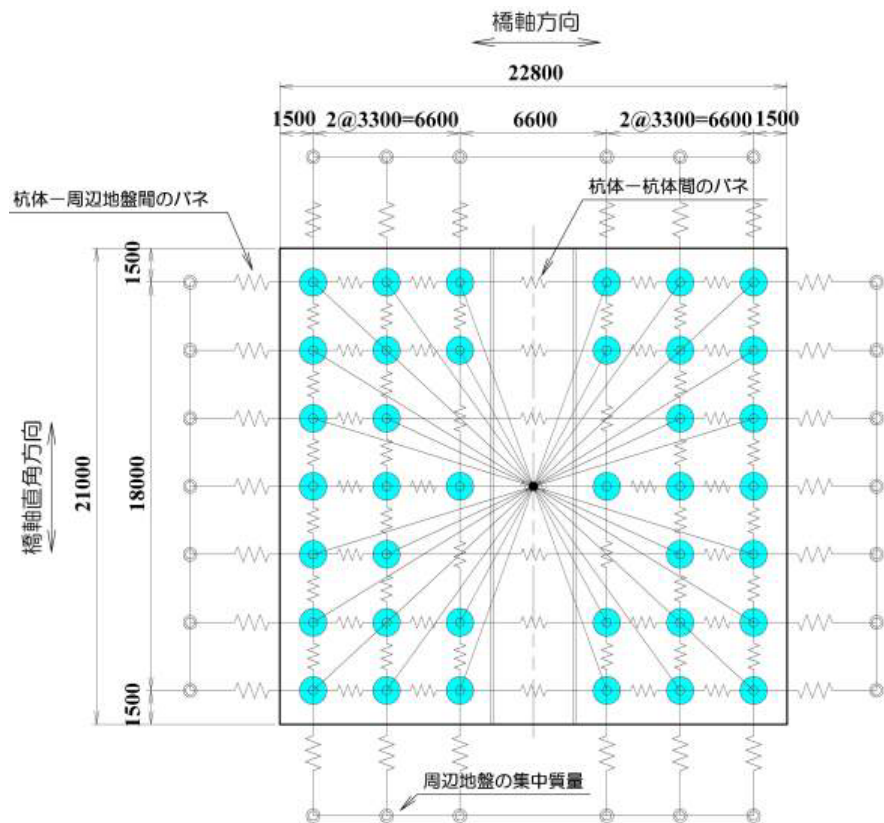
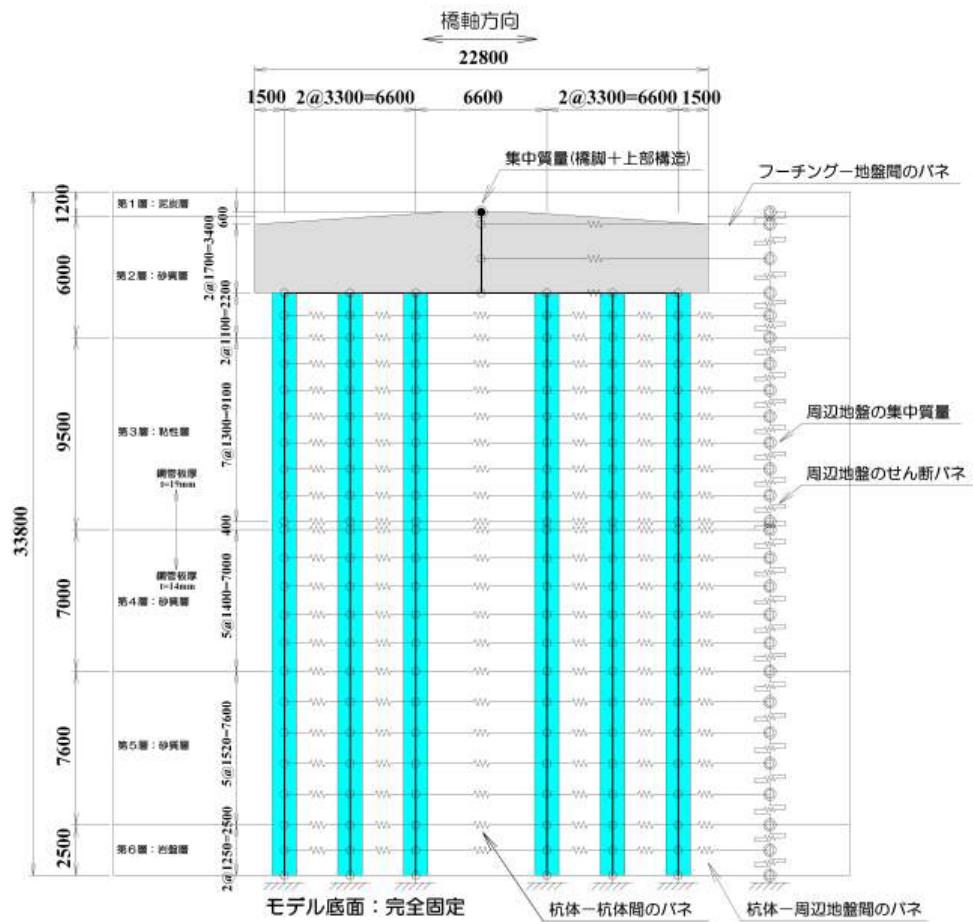


図 7 - 1 5 基礎 - 地盤系 骨組みモデル

(2) 解析結果

1) 固有値解析

表 7 - 3 には骨組み要素モデルおよび有限要素モデルにおける固有値解析結果を、最低次固有振動数に着目して示している。表より、橋軸方向、直角方向ともにモデルによる差は 2.0%程度と小さく、両者は良く一致している。

表 7 - 3 各解析モデルの最低次固有振動数

	骨組み要素モデル A(Hz)	有限要素モデル B (Hz)	比率 (A/B)
橋軸方向	1.224	1.250	0.98
直角方向	1.284	1.260	1.02

2) 時刻歴応答解析

7 . 3 . 2 (3) に示した加速度のうち、2 0 0 3 年十勝沖地震について地震応答解析を行った。表 7 - 4、表 7 - 5 には、それぞれ橋軸方向地震波入力時および直角方向地震波入力時におけるフーチング天端の絶対最大応答値を骨組み要素モデルと有限要素モデルで比較して示している。また、図 7 - 1 7、図 7 - 1 6 には、同様に各入力方向に関する各種応答波形を両者で比較して示している。

橋軸方向地震波入力時について、応答加速度に着目すると、最大応答加速度に関しては、骨組み要素モデルが有限要素モデルと比較して 1 . 3 倍程度大きく評価されている。応答波形に着目すると、一部で高次モードの影響による差異が見受けられるが、周期特性は両者でほぼ一致している。しかしながら、全体的には骨組み要素モデルにおける応答が大きく評価される傾向にある。一方、応答速度および応答変位に関しては、最大応答値および応答波形性状ともに両者は比較的精度良く一致していることが分かる。

直角方向地震波入力時については、応答加速度に着目すると、橋軸方向地震波入力時と同様に骨組み要素モデルが大きく評価される傾向にあるものの、その程度は橋軸方向地震波入力時よりも小さく、応答波形、フーリエスペクトルともに両者は精度良く一致している。また、応答速度および応答変位に関しても、最大応答値および応答波形性状ともに良く一致している。

なお、いずれの応答波形に関しても、橋軸方向地震波入力時は直角方向地震波入力時と比較して両者の整合が若干低い。これは橋軸方向地震波入力モデルでは直角方向地震波入力モデルと比較して上部構造分担質量が 2 倍程度大きいことから、2 次振動モードが励起されやすいことによるものと推察される。しかしながら、有限要素モデルではその影響は小さく、いずれの地震波入力方向においても 1 次振動モードが卓越していることが分かる。鋼管杭の軸方向応力度波形に関する比較を図 7 - 1 8、図 7 - 1 9 に示す。図には、それぞれ各地震波入力方向における最外縁鋼管の杭頭部に関する軸方向 (曲げ) 応力度波形を各モデルで比較して示している。ここで、骨組み要素モデルの応力度は両端節点の応力度を平均化して評価している。図より、橋軸方向および直角方向地震波入力時ともに発生応力度は骨組み要素モデルが若干大きく評価されているものの、応答波形性状は良く一致している。なお、応力レベルは最大でも 8 0 MPa 程度であり、いずれの場合においても降伏応力度には達していない。

表 7 - 4 フーチング天端の最大応答値の比較

【橋軸方向】

項 目		骨組み要素	有限要素モデル
最大加速度	発生時刻(sec)	4.26	10.54
	応 答 値(gal)	347.02	258.43
最大速度	発生時刻(sec)	1.62	1.59
	応 答 値(kine)	32.87	32.45
最大変位	発生時刻(sec)	10.16	1.77
	応 答 値(mm)	39.36	39.10

表 7 - 5 フーチング天端の最大応答値の比較

【橋軸直角方向】

項 目		骨組み要素	有限要素モデル
最大加速度	発生時刻(sec)	3.26	10.52
	応 答 値(gal)	283.47	251.19
最大速度	発生時刻(sec)	1.58	1.58
	応 答 値(kine)	31.25	30.30
最大変位	発生時刻(sec)	1.75	1.76
	応 答 値(mm)	36.10	36.40

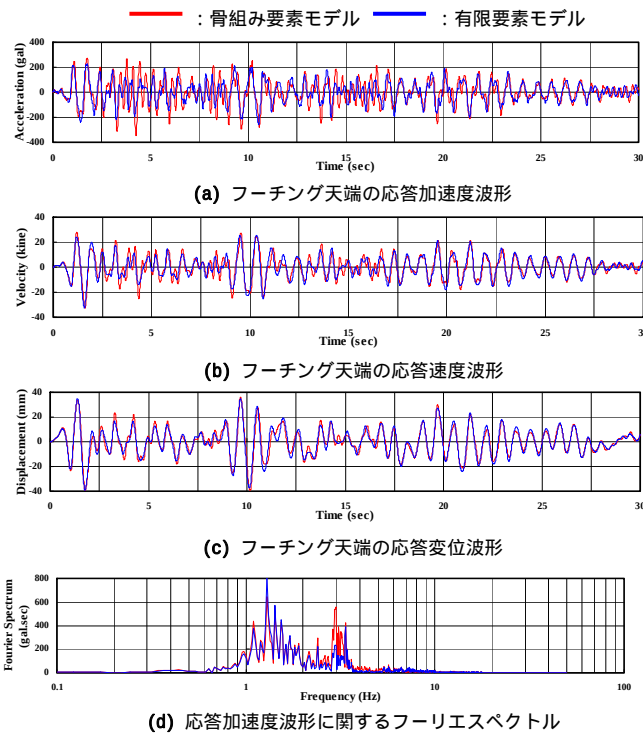


図 7 - 1 6 フーチング天端の応答波形に関する比較

【橋軸方向】

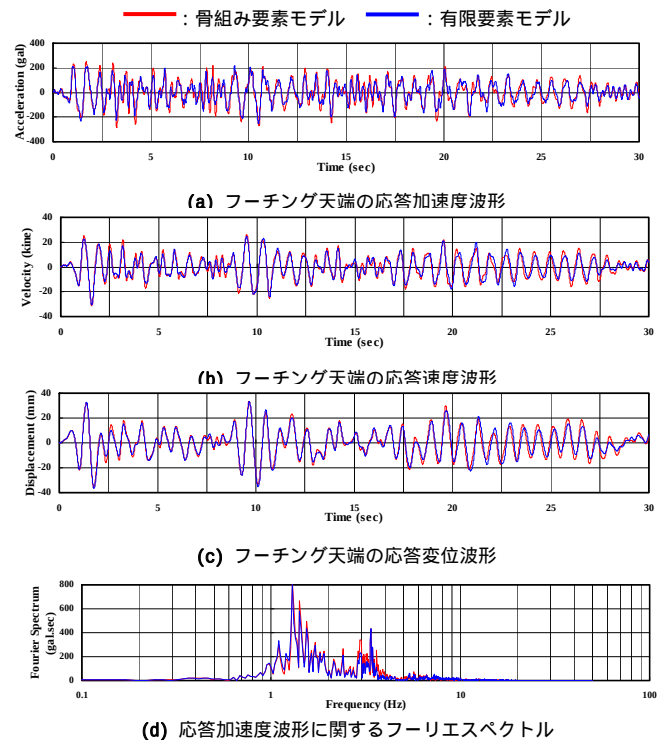


図 7 - 1 7 フーチング天端の応答波形に関する比較

【橋軸直角方向】

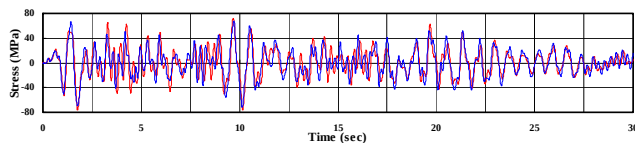


図 7 - 1 8 鋼管杭の軸方向応力波形に関する比較

【橋軸方向】

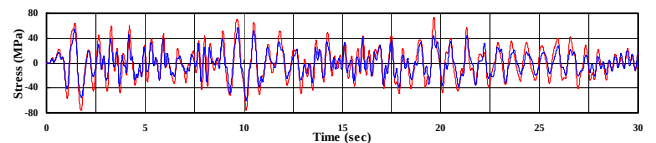


図 7 - 1 9 鋼管杭の軸方向応力波形に関する比較

【橋軸直角方向】

7 . 4 . 3 橋脚 - 基礎 - 地盤系モデルによる検討

(1) 解析モデル

1) 有限要素モデル

図 7 - 2 0 に有限要素モデルを示す。解析モデルの範囲は構造の対称性を考慮し 1 / 2 モデルとし、要素タイプは、橋脚、フーチング、周辺地盤は 8 節点ソリッド要素、鋼管杭は 4 節点シェル要素を用いている。周辺地盤のモデル化範囲はフーチング幅の 5 倍の領域とし、モデルの底面を完全固定としている。

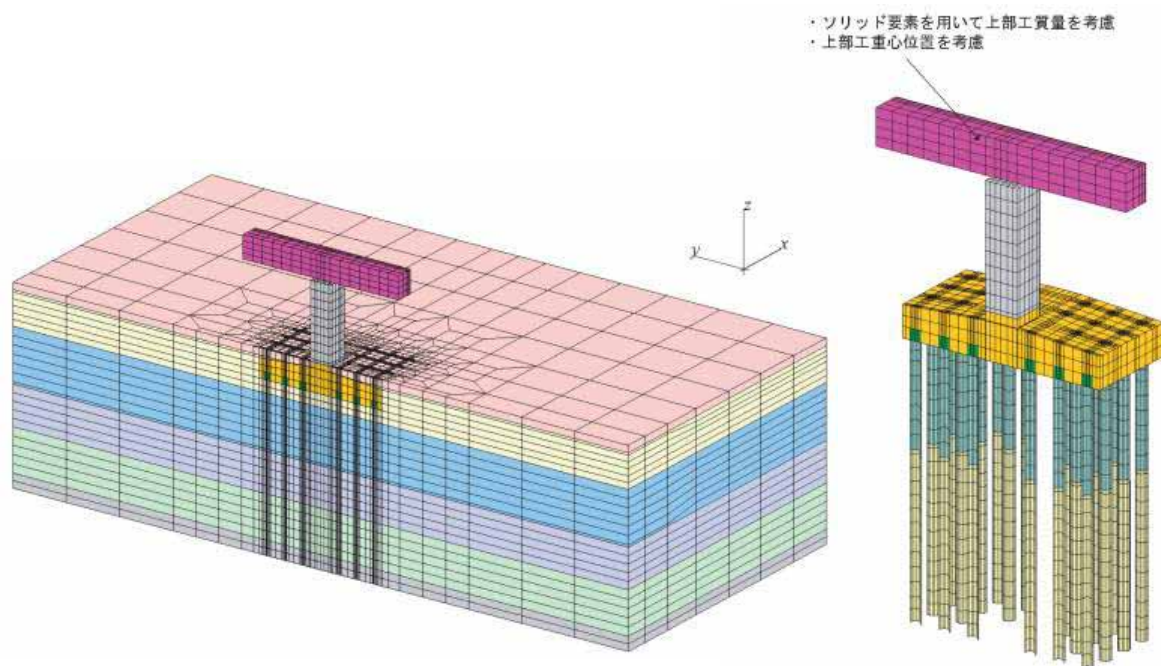


図 7 - 2 0 橋脚-基礎-地盤系有限要素モデル

2) 骨組みモデル

図 7 - 2 1 には骨組み解析モデルを示す。解析モデルの範囲は構造の対称性を考慮し 1 / 2 モデルとし、橋脚、フーチング、鋼管杭は弾性梁要素、周辺地盤は多質点系せん断バネ要素としている。周辺地盤のモデル化範囲はフーチング幅の 5 倍の領域とし、モデルの底面を完全固定としている。

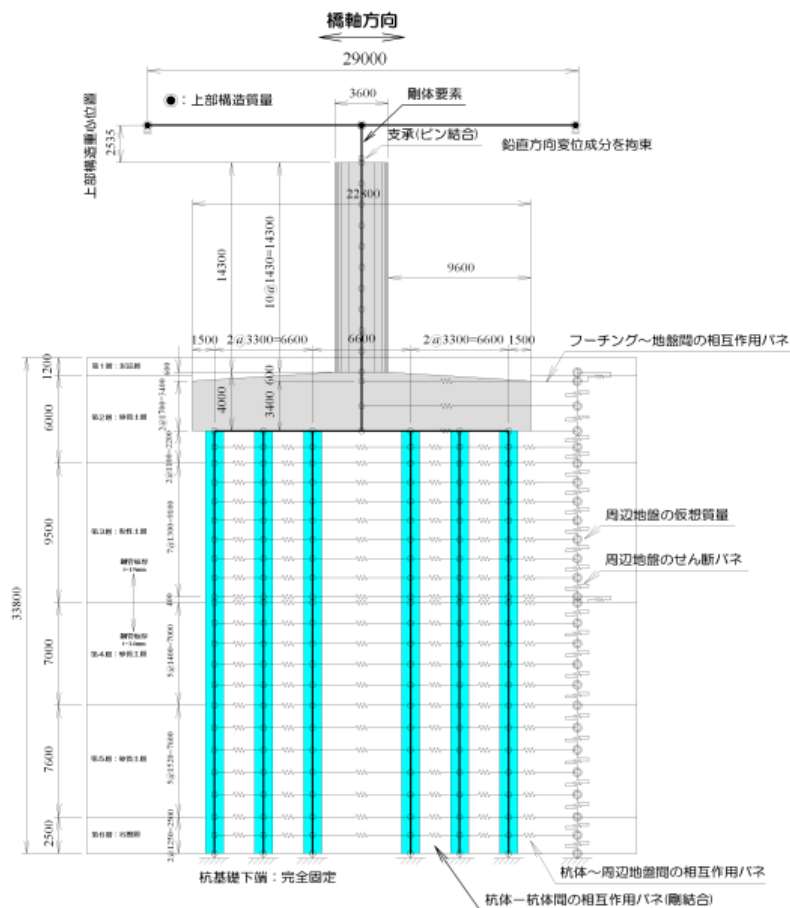


図 7 - 2 1 橋脚-基礎-地盤系骨組みモデル

(2) 解析結果

1) 時刻暦応答解析

図 7 - 2 2 は有限要素の最大応答変位時の変形図 (2 0 0 3 年十勝沖地震) である。また、図 7 - 2 3 は橋脚天端およびフーチング上面での応答加速度波形である。周波数特性の違いにより最大加速度は、2 0 0 3 年十勝沖地震では 548.8gal、1 9 9 3 年釧路沖地震では 318.8gal、2 0 0 4 年の留萌の地震では 482.1gal と最大応答値に差が見られた。F E M解析と骨組み解析の比較では、3 波形ともよく一致している。

また、図 7 - 2 4 は橋脚天端およびフーチング上面での応答変位波形である。応答変位も応答加速度と同様に周波数特性の違いにより最大応答値に差が見られたが、F E M解析と骨組み解析の比較では、3 波形ともよく一致している。

表 7 - 6 に F E M解析および骨組み解析の、橋脚天端の最大応答値の比較を、表 7 - 7 に F E M解析および骨組み解析の、フーチング天端の最大応答値の比較を示す。入力地震動の違いによりばらついてはいるが、概ね両者は一致している。

図 7 - 2 5 は橋脚基部の鉛直方向直応力度の比較および骨組み解析の橋脚基部曲げモーメントの時刻歴を示す。橋脚基部曲げモーメントの時刻歴には橋脚の耐力評価より得られた鉄筋降伏時の曲げモーメントも併せて示している。

骨組み解析の橋脚基部の曲げモーメントは降伏モーメントに対して、2 0 0 3 年十勝沖地震では 1 . 8 9 倍、1 9 9 3 年釧路沖地震では 0 . 7 8 倍、2 0 0 4 年留萌の地震では 1 . 2 7 倍となっている。表 7 - 6 および表 7 - 7 から、橋脚基部が降伏する時の橋脚天端の加速度は、2 0 0 3 年十勝沖地震では 331gal、1 9 9 3 年釧路沖地震では 407gal、2 0 0 4 年留萌の地震では 373gal、フーチング天端の加速度は、2 0 0 3 年十勝沖地震では 135gal、1 9 9 3 年釧路沖地震では 289gal、2 0 0 4 年留萌の地震では 186gal である。

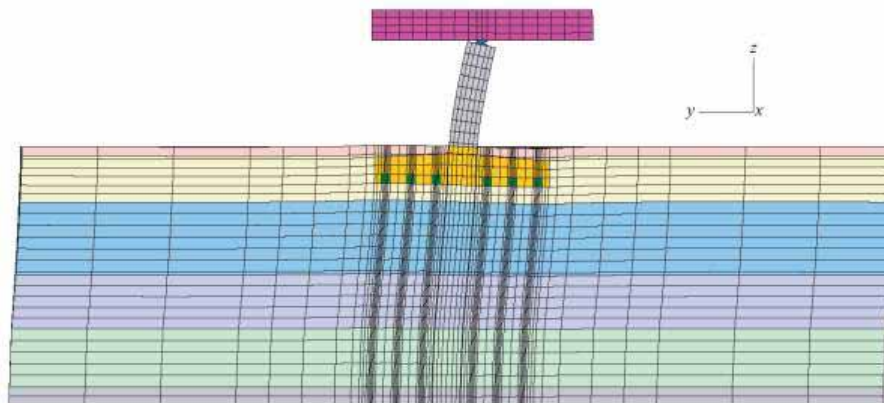
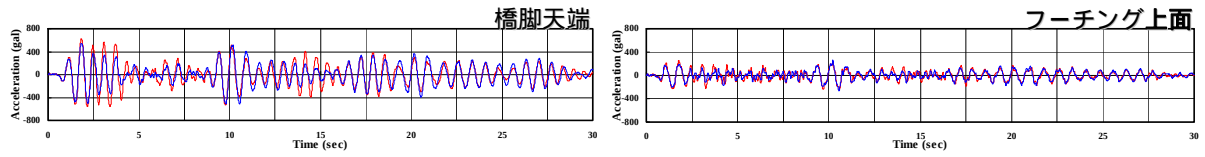


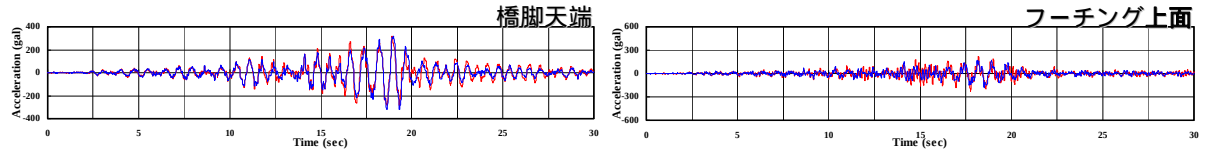
図 7 - 2 2 最大応答変位時の変形図の一例

—：骨組み要素モデル

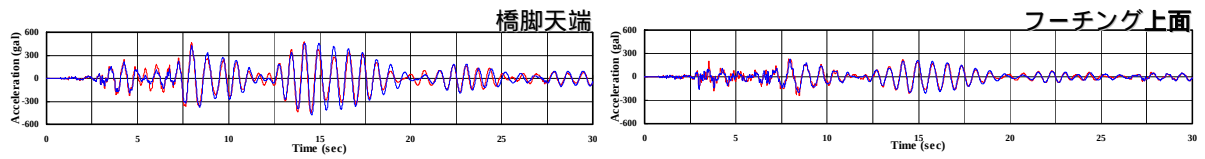
—：有限要素モデル



【2003年十勝沖地震波形入力時】



【1993年釧路沖地震波形入力時】

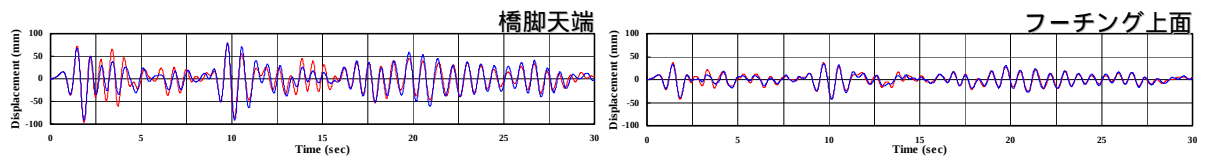


【2004年留萌の地震波形入力時】

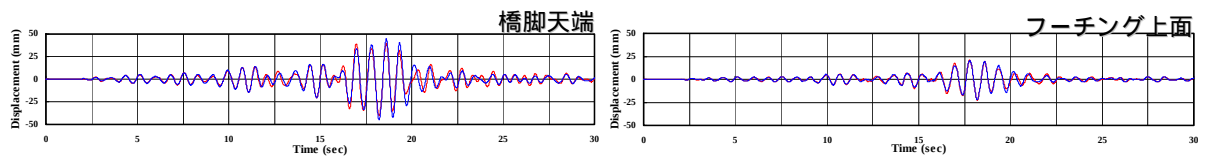
図7-23 応答加速度波形

—：骨組み要素モデル

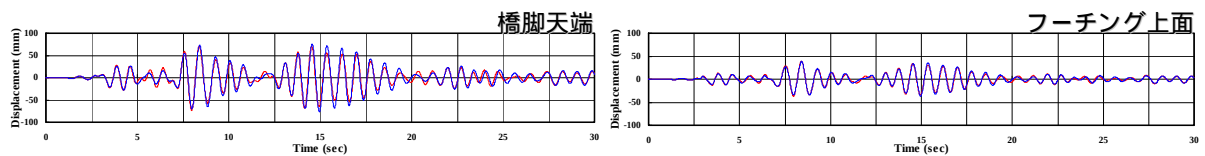
—：有限要素モデル



【2003年十勝沖地震波形入力時】



【1993年釧路沖地震波形入力時】



【2004年留萌の地震波形入力時】

図7-24 応答変位波形

表 7 - 4 橋脚天端の応答値比較

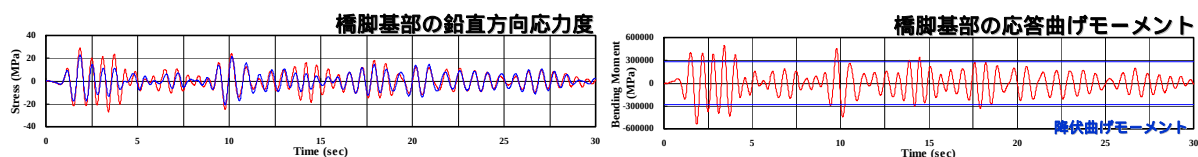
項 目		2003年十勝沖地震	1993年釧路沖地震	2004年留萌の地震
橋脚天端の最大 応答加速度 (gal)	固体要素解析(A)	548.8	318.8	482.1
	骨組要素解析(B)	626.2	317.2	473.2
	比 率 (B/A)	1.14	0.99	0.98
橋脚天端の最大 応答速度 (kine)	固体要素解析(A)	69.1	37.5	60.4
	骨組要素解析(B)	72.2	34.9	57.4
	比 率 (B/A)	1.04	0.93	0.95
橋脚天端の最大 応答変位 (cm)	固体要素解析(A)	9.2	4.5	7.7
	骨組要素解析(B)	9.6	4.1	7.3
	比 率 (B/A)	1.04	0.90	0.96
橋脚基部の鉛直 方向応力度 (MPa)	固体要素解析(A)	20.7	12.2	18.5
	骨組要素解析(B)	29.4	12.8	20.8
	比 率 (B/A)	1.42	1.05	1.12

表 7 - 5 フーチング天端の応答値比較

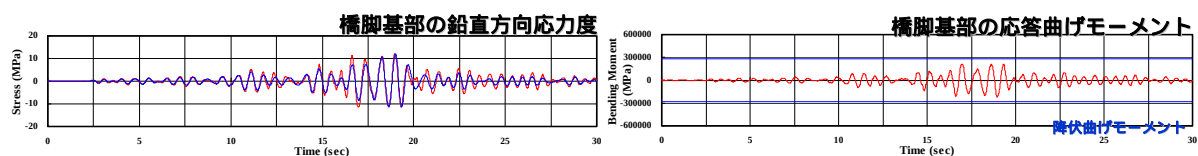
項 目		2003年十勝沖地震	1993年釧路沖地震	2004年留萌の地震
フーチング天端 の最大応答加速 度(gal)	固体要素解析(A)	270.9	180.2	229.0
	骨組要素解析(B)	255.4	225.7	237.2
	比 率 (B/A)	0.94	1.25	1.04
フーチング天端 の最大応答速度 (kine)	固体要素解析(A)	31.3	18.1	27.8
	骨組要素解析(B)	33.9	17.5	26.9
	比 率 (B/A)	1.08	0.97	0.97
フーチング天端 の最大応答変位 (cm)	固体要素解析(A)	4.3	2.2	3.8
	骨組要素解析(B)	4.3	2.3	3.9
	比 率 (B/A)	1.00	1.02	1.01

—：骨組み要素モデル

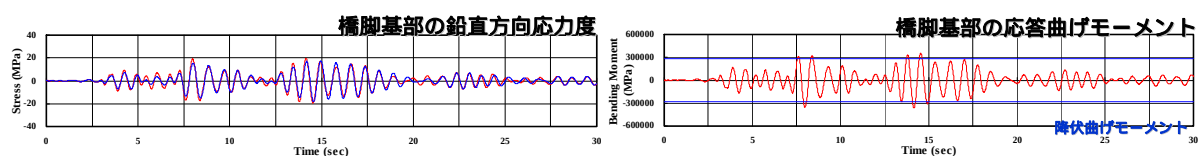
—：有限要素モデル



【2003年十勝沖地震波形入力時】



【1993年釧路沖地震波形入力時】



【2004年留萌地の震波形入力時】

図 7 - 2 5 橋脚基部応力度波形と橋脚基部曲げモーメントに関する比較

7.4.4 集約モデルによる検討

(1) 解析モデル

1) 集約杭モデル

図7-26に、骨組みモデルと集約杭モデルの要素分割状況を示す。集約杭モデルは、骨組みモデルの基礎および周辺地盤を1つに集約した連成モデルであり、組杭を1つのはり要素、周辺地盤を1つの質点-せん断バネに集約し、基礎のはり要素と地盤の質点を相互作用バネで連結している。境界条件は、解析モデル下端を完全固定としている。橋梁上部構造の質量は、橋脚天端に集中質量として与えている。

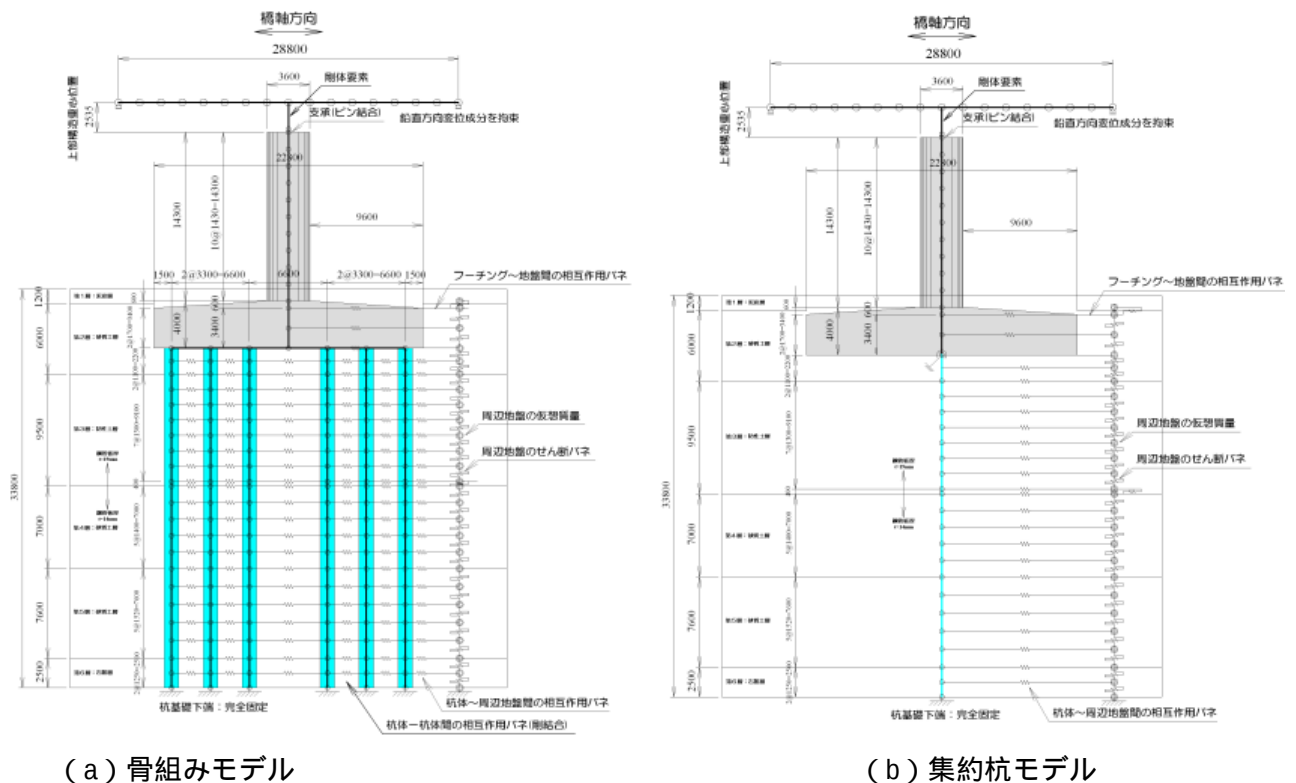


図7-26 集約杭モデル

2) 集約バネモデル

図7-27に、集約バネモデルを示す。集約バネの算出方法は以下の通りである。道路橋示方書に基づいて、基礎-地盤系モデルの地盤系を完全固定としたモデルに対して、フーチング上面に単位荷重（水平力、鉛直力、モーメント）をそれぞれ別々に作用させた時の変位および回転角から算出している。したがって、集約バネモデルは、基礎-地盤系の特性を簡易に評価したモデルであり、周辺地盤の応答特性は有効入力地震動として与える必要がある。

集約バネモデルに入力する有効入力地震動の算出は、以下の通りである。まず、基礎-地盤系モデルに対して基盤加速度波形を入力し、フーチング上面における相対応答変位、相対応答回転角波形を算出する。この相対応答変位、相対応答回転角波形および基盤加速度波形を有効入力地震動として集約バネモデルに入力する。

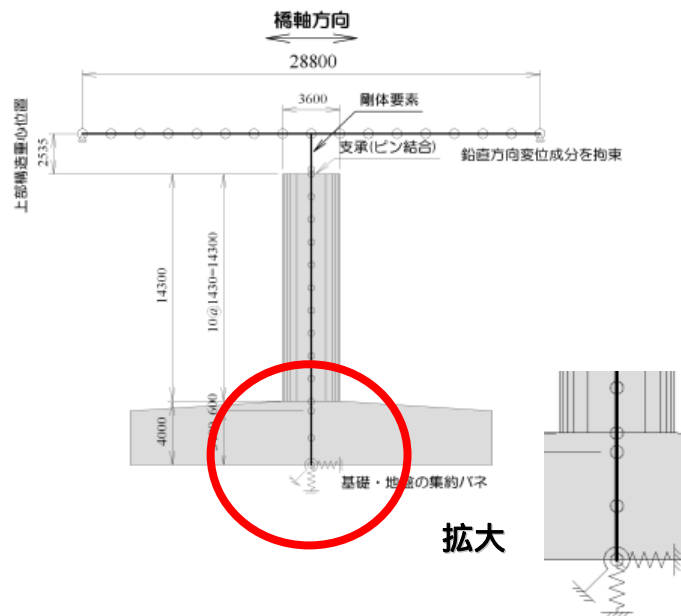


図7-27 集約バネモデル

(2) 解析結果

以下に 2 0 0 3 年十勝沖地震の結果を示す。

1) 集約杭モデル

図 7 - 2 8 に橋脚天端の応答加速度、応答変位及び橋脚基部の軸方向応力度波形を示す。骨組みモデルと集約杭モデルはよく一致している。

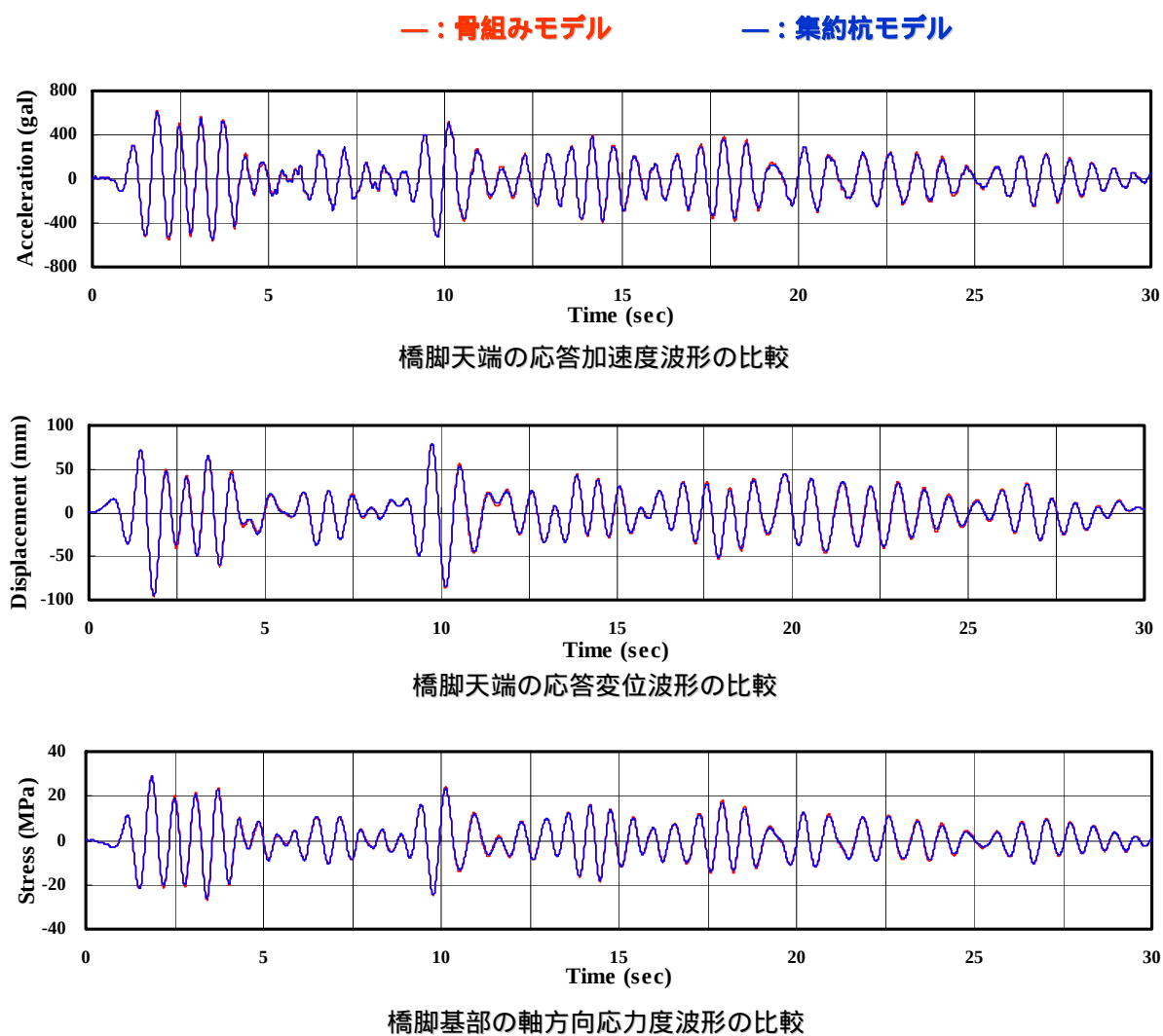


図 7 - 2 8 骨組みモデルと集約杭モデルの比較

2) 集約バネモデル

図7-29に橋脚天端の応答加速度、応答変位及び橋脚基部の軸方向応力度波形を示す。集約杭バネモデルは骨組みモデルに対して応答を過大に評価している。

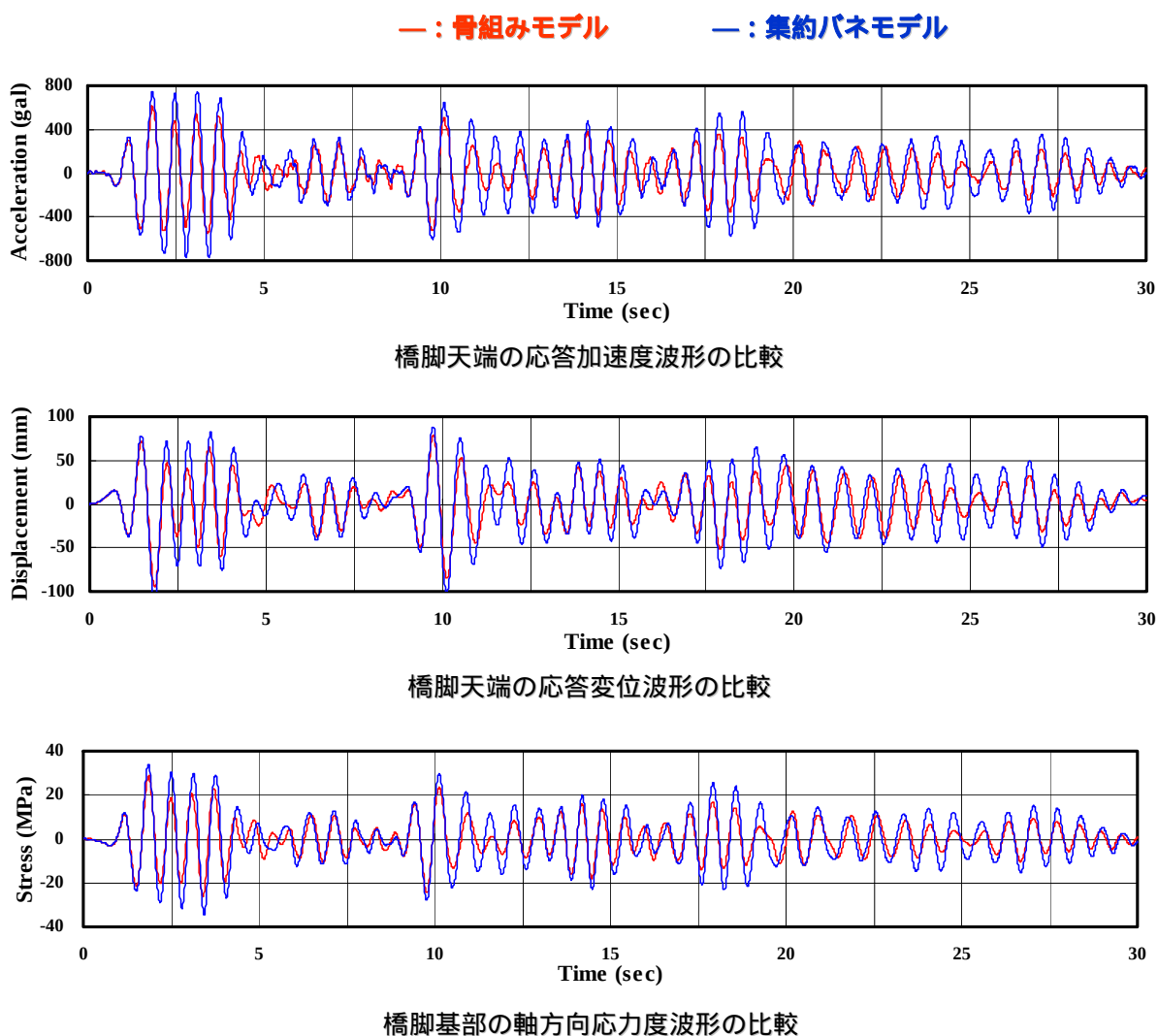


図7-29 骨組みモデルと集約バネモデルの比較

表7-6 集約モデルの比較

項 目		2003年十勝沖地震
橋脚天端の最大 応答加速度 (gal)	骨組モデル	626.2
	集約バネモデル	775.6
	集約杭モデル	612.5
橋脚天端の最大 応答変位 (cm)	骨組モデル	9.6
	集約バネモデル	10.8
	集約杭モデル	9.4
橋脚基部の鉛直 方向応力度 (MPa)	骨組モデル	31.0
	集約バネモデル	34.6
	集約杭モデル	30.3

7.5 石狩河口橋

7.5.1 検討対象

本検討では、石狩河口橋の主橋梁部である3径間連続鋼斜張橋を支持するP3橋脚を解析対象としている。支点条件は、橋軸方向に対して一点固定である。支点反力は11,300kN、橋脚自重は14,300kNである。

図7-31に、解析対象であるP3橋脚の概要図を示す。また、表7-7に周辺地盤の地質条件を、表7-8に鋼管矢板の断面性能を示す。橋脚形式は耐震壁を有するRCラーメン橋脚である。基礎形式は井筒部12.5m、脚部28.5mからなる全長41.0mの脚付き鋼管矢板基礎であり、平面形状は隔壁のない小判型である。また、井筒部は長杭30本、短杭16本の合計46本、脚部は長杭30本で構成されており、鋼管矢板の外径はどれもφ812.8mmである。

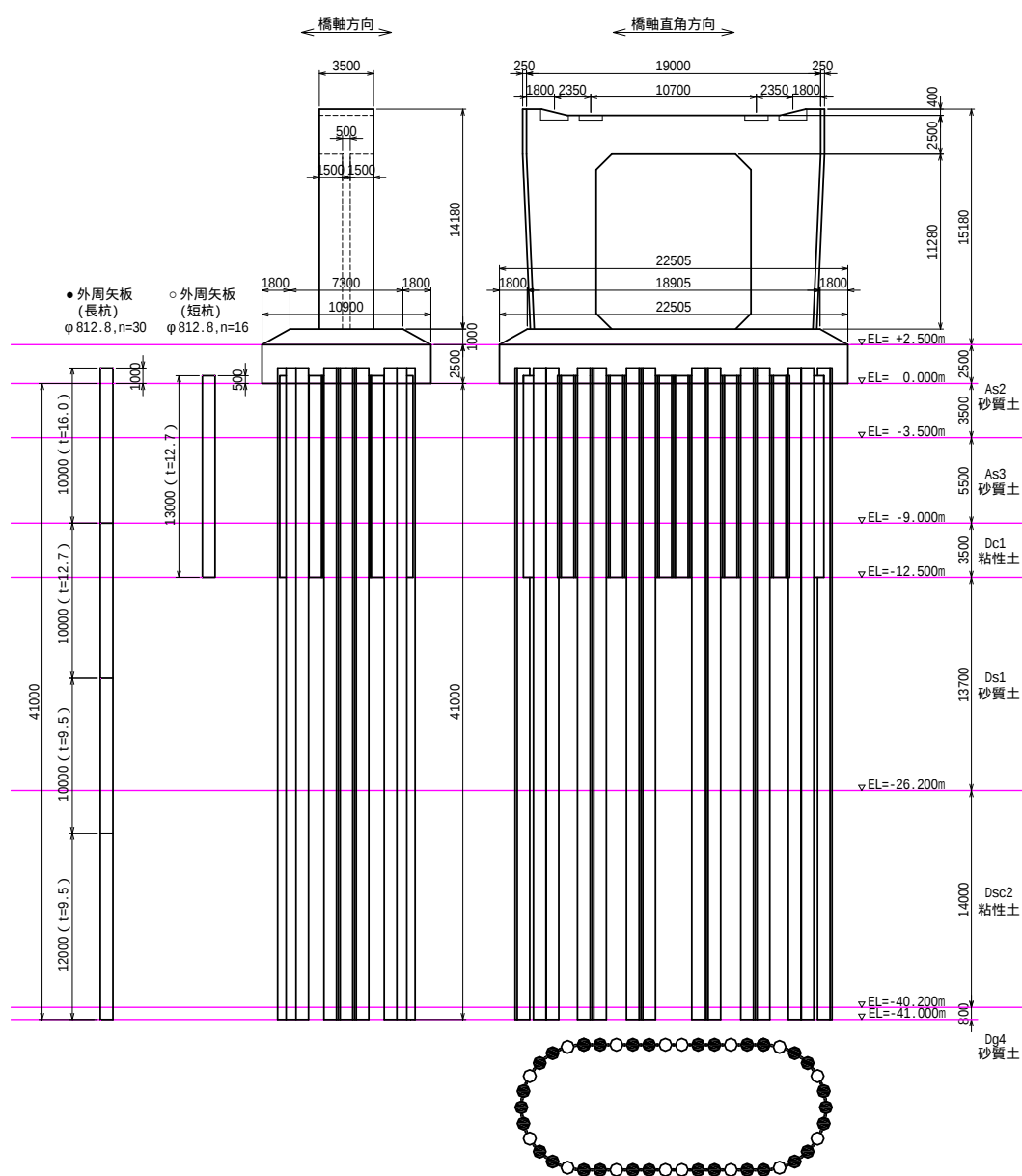


図7-31 解析対象橋脚 概要図

表 7 - 7 周辺地盤の定数一覧

土層	土質	層厚 (m)	平均N値	単位重量 ρ (kN/m ³)
As2	砂	6.0	15	18.2
As3	細砂	5.5	16	18.2
Dc1	シルト	3.5	6	16.8
Ds1	シルト質砂	13.7	11	18.3
Dsc2	砂質シルト	14.0	16	17.3
Dg4	砂礫	14.1	50	20.0

表 7 - 8 鋼管矢板の断面定数一覧

部材	外径 D (mm)	厚さ t (mm)	断面積 A (cm ²)	断面 2 次 モーメント I (cm ⁴)
鋼管	812.8	16.0	400.5	318000
	812.8	12.7	319.2	255500
	812.8	9.5	239.7	193400

表 7 - 9 に、当該地点における地質調査結果を基に設定した地盤の動的物性値を示す。支持層である砂礫層はせん断弾性波速度が 410m/s であり、工学的基盤面と判断される。また、表 7 - 10 に、橋脚、フーチングおよび鋼管矢板の材料物性値を示す。

表 7 - 9 周辺地盤の動的物性値一覧

土層	単位重量 ρ (kN/m ³)	S 波速度 V_s (m/sec)	ポアソン比 ν	弾性係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)
As2	18.2	190	0.490	195.8	65.7
As3	18.2	210	0.493	239.6	80.3
Dc1	16.8	150	0.489	112.5	37.8
Ds1	18.3	220	0.479	262.0	88.6
Dsc2	17.3	230	0.480	270.8	91.5
Dg4	20.0	410	0.473	990.2	336.2

表 7 - 10 構造部材の材料物性値一覧

部材	単位重量 ρ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	弾性係数 E (N/mm ²)
R C	24.5	0.2	30000
鋼管	77.0	0.3	206000

7.5.2 基礎 - 地盤系モデルによる検討

(1) 解析モデル

1) 有限要素モデル

図7-32に、3次元有限要素モデルの要素分割状況を示す。解析モデルは、対称性を考慮した1/2モデルとし、フーチングおよび地盤には8節点ソリッド要素を、杭には4節点シェル要素を用いている。鋼管矢板の継手は隣接する杭をシェル要素で接合することによりモデル化している。また、周辺地盤領域は橋軸直角方向フーチング幅の5倍に設定している。境界条件は、杭下端および地盤領域下面を完全固定、対称面を対称条件とし、地盤領域側面は鉛直変位を拘束している。橋梁上部構造および橋脚の質量は、フーチング上面に対しシェル要素を用いて与えている。

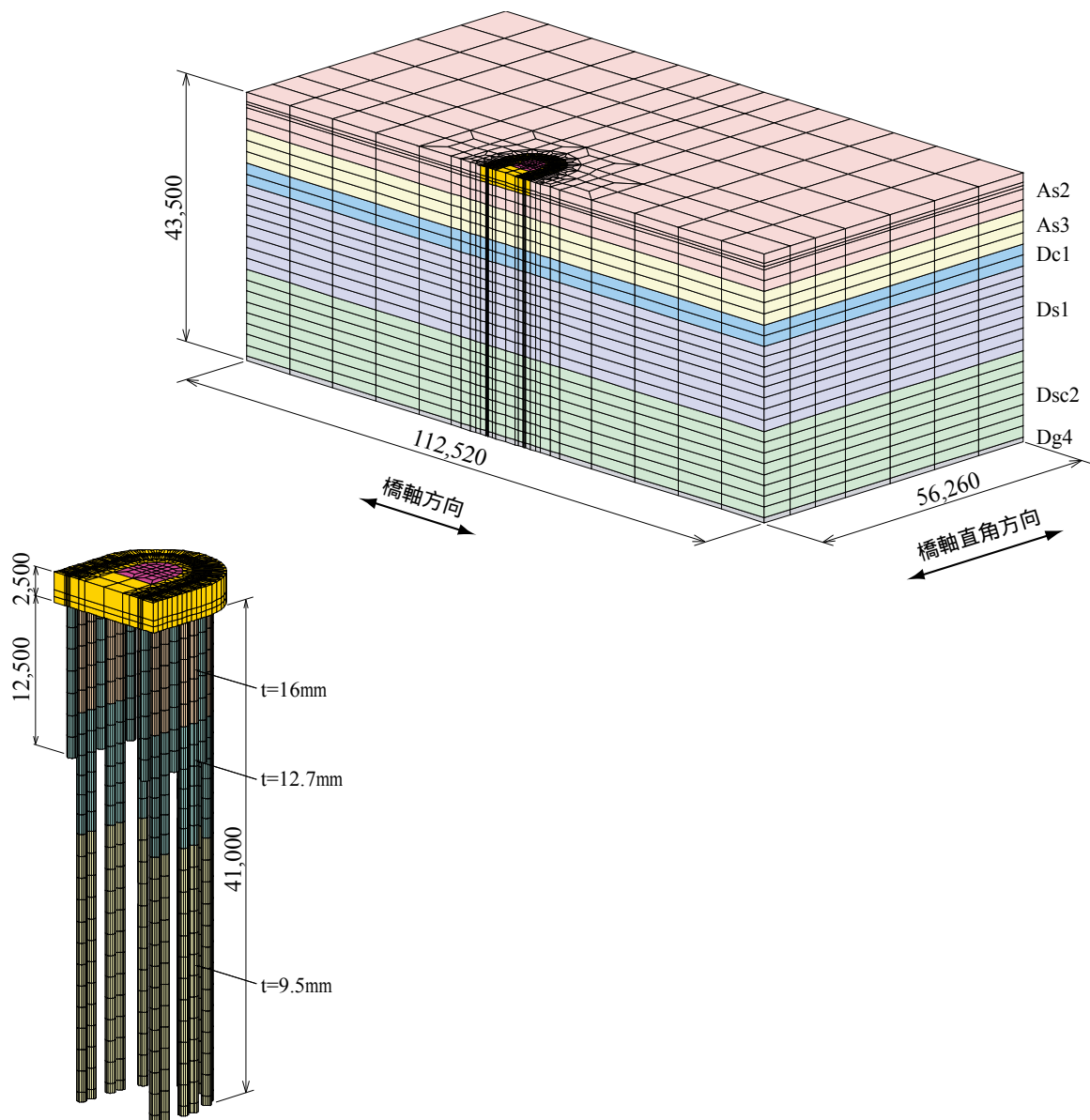


図7-32 基礎 - 地盤系 有限要素モデル

2) 骨組みモデル

図7-33に、3次元骨組みモデルの要素分割状況を示す。骨組みモデルは、基礎をはり要素、地盤を質点とせん断バネでモデル化し、基礎のはり要素と地盤の質点を相互作用バネで連結した連成モデルである。また、底版は剛体要素、鋼管矢板の継手は隣接する杭をバネ要素で連結することによりモデル化している。地盤領域は有限要素モデルと同様に橋軸直角方向底版幅の5倍に設定し、この領域の質量およびせん断剛性を杭の総本数で等分割し各杭に分担させている。なお、地盤の同一深さの質点は剛体連結している。相互作用バネの値は、道路橋示方書に基づいて杭の水平方向地盤反力係数を適用している。境界条件は、解析モデルの下端を完全固定としている。

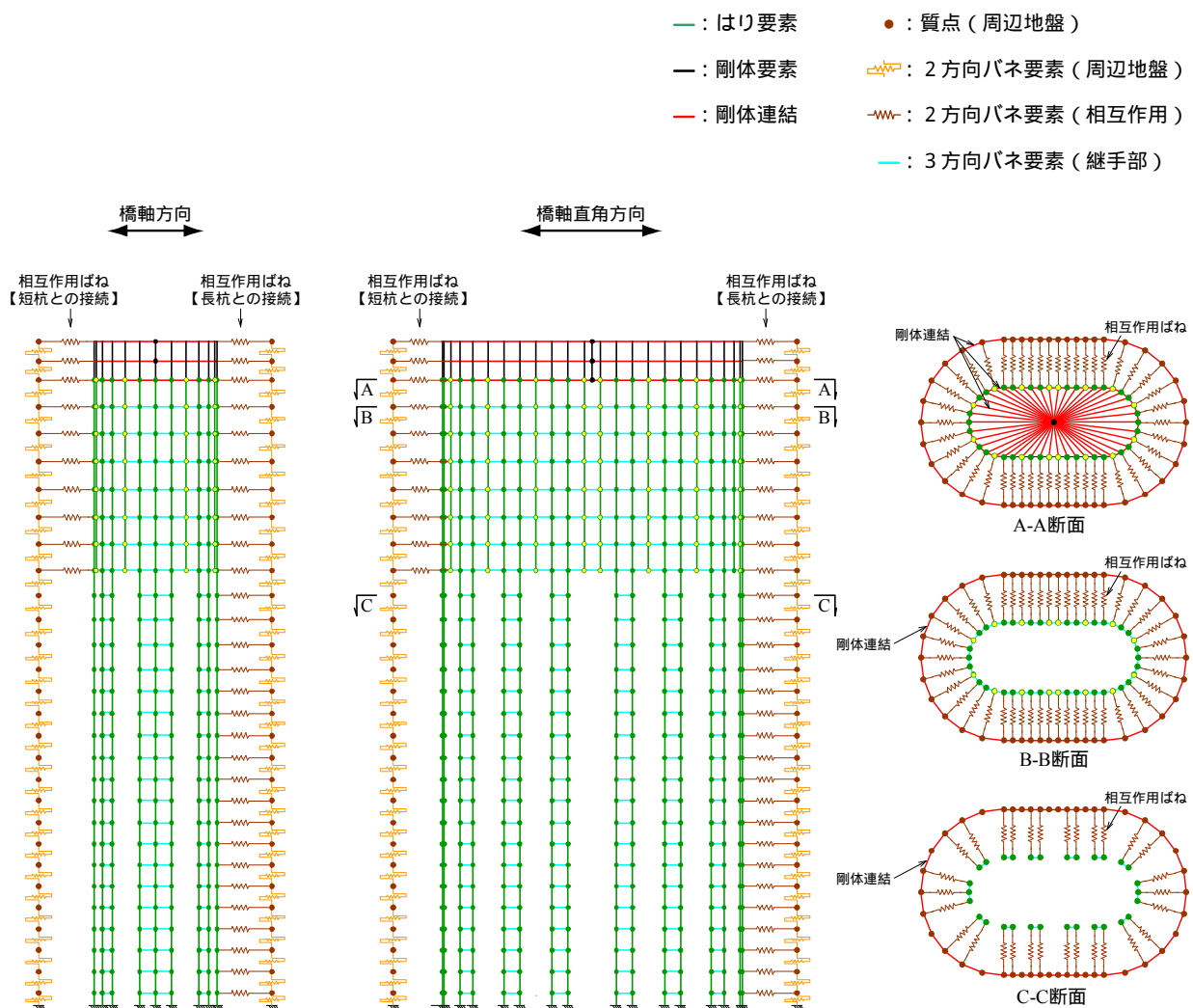


図7-33 基礎 - 地盤系 骨組みモデル

(2) 解析結果

1) 固有値解析

表 7 - 1 1 に、有限要素モデルおよび骨組みモデルの 1 次の固有振動数を、質点 - せん断バネモデルによる自由地盤の固有振動数と併せて示す。固有振動数には解析モデルによる差は見られず、何れも自由地盤の固有振動数と一致していることが分かる。したがって、基礎 - 地盤系においても自由地盤のせん断振動が卓越していることがわかる。

表 7 - 1 1 固有振動数一覧

モード 次数	振動数 (Hz)		
	有限要素モデル	骨組モデル	自由地盤
1	1.25	1.25	1.25
2	3.44	3.44	3.44

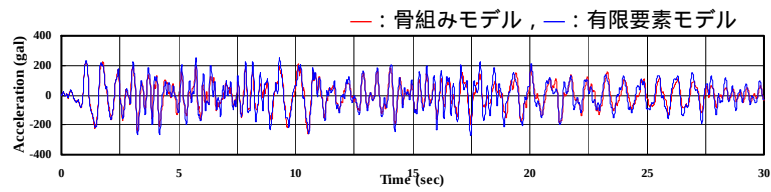
2) 時刻歴応答解析

図 7 - 3 4 に、2003 年十勝沖地震波形入力時の骨組みモデルと有限要素モデルの解析結果を示す。ここでは、フーチング上面における加速度応答、加速度フーリエスペクトル、速度応答、変位応答、橋脚基部における鉛直方向応力度について、骨組みモデルと有限要素モデルの時刻歴応答解析結果を比較する。

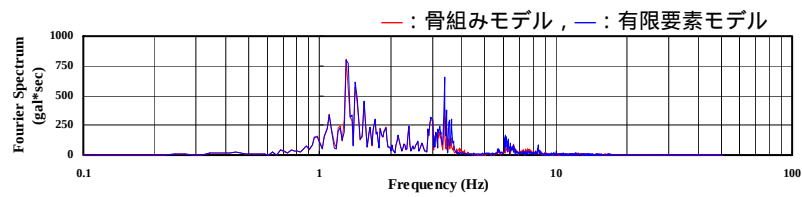
まず、応答波形について考察する。応答性状は加速度、速度、変位の何れも概ね一致している。このことはフーリエスペクトルの周波数帯全域で一致していることから明らかである。次に、杭下端の鉛直方向応力度について考察する。骨組みモデルは有限要素モデルに比して最大振幅が若干高く出ているものの、その応答性状については良く一致している。また、杭の軸方向応力度の応答性状は変位応答と符合しており、骨組みモデルにより基礎 - 地盤系の地震時応答を再現可能であることがわかる。

表 7 - 1 2 最大応答値一覧

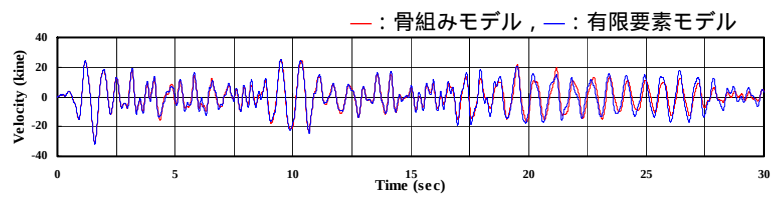
			2003 年十勝沖地震	
			骨組 モデル	有限要素 モデル
フーチング 上面	最大応答加速度		258.79	274.00
			0.94	
	最大応答速度		31.04	32.13
			0.97	
	最大応答変位		3.71	3.66
			1.01	



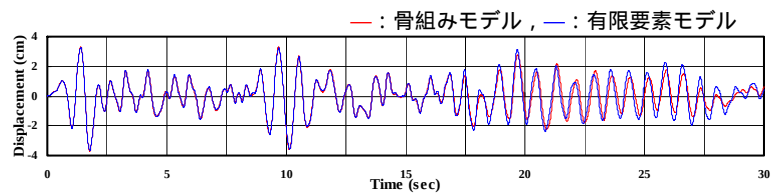
(a) フーチング上面 応答加速度波形



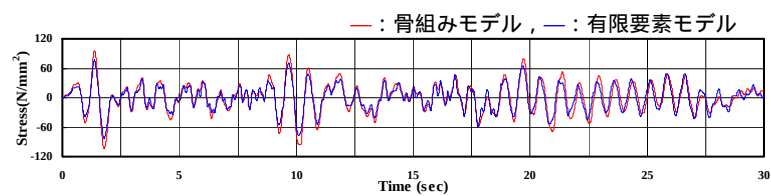
(b) フーチング上面 加速度フーリエスペクトル



(c) フーチング上面 応答速度波形



(d) フーチング上面 応答変位波形



(e) 杭下端 鉛直方向応力度波形

図 7 - 3 4 解析結果：2 0 0 3 年十勝沖地震波形入力時