

8. 長大橋梁等の耐震性能評価に関する検討

8. 1 概要と目的

8. 1. 1 検討概要

平成15年(2003年)十勝沖地震では、一般国道336号十勝河口橋や一般国道242号千代田大橋をはじめとした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。同検討会では、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、実挙動と設計の相違についても多くの知見が得られた。また、同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。

このような背景から、本部会では北海道内における耐震補強上の特殊性を有する橋梁として、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3橋を選定し、実挙動と設計の相違を踏まえた耐震性能評価および維持管理手法に関する研究を行っている。具体的には、図8-1に示すような検討フローに基づいた研究活動を行っており、今回の活動報告では、そのうちの、1)上部工の固有振動特性評価、2)橋脚の耐荷力特性評価、の2項目について報告を行うものである。

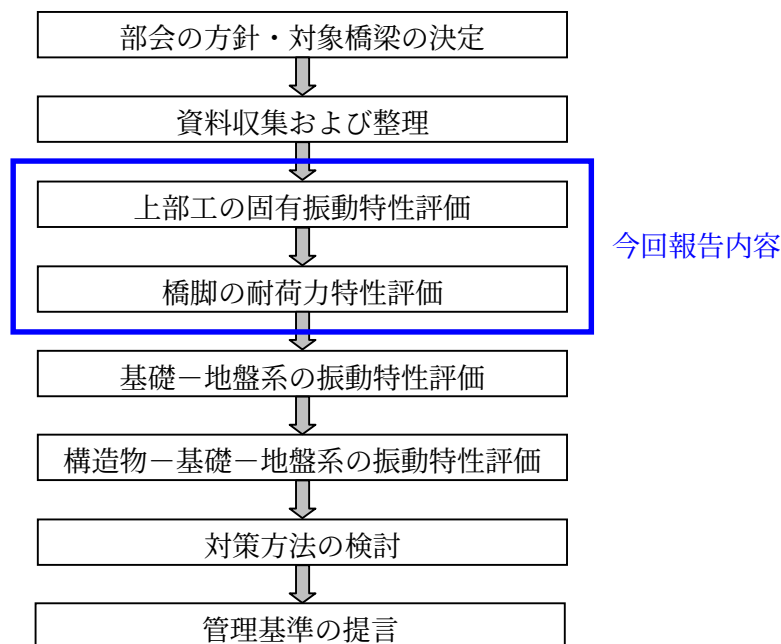


図8-1 本部会における検討フロー

■上部工の固有振動特性評価の目的

耐震性能評価および維持管理上の観点からは、既設構造物の固有振動特性を把握しておくことも有効である。これは、構造物の振動特性は部材損傷や材料の経年劣化の影響により変化することから、予め固有振動特性に関する初期値が得られていれば、地震等の突発的な異常時における供用の可否や構造物の安全性評価の判断基準にも成り得るためである。

このような観点から、既設橋梁の固有振動特性に関する基準値を得ることを目的として、強制加振実験、常時微動観測と有限要素法による数値解析的な検討を実施した。

■下部工（橋脚）の耐荷力特性評価の目的

既設構造物の耐震性能評価を行う場合には、対象構造物の耐荷性状を精度良く予測する必要がある。一般的には、道路橋示方書等の設計式を用いて耐力が算定されるが、実構造物は設計耐力以上の余剰耐力を有している場合が多い。従って、合理的かつ効果的な耐震補強対策を実施するためには、実耐荷力や破壊挙動を把握し、それを反映させた形で耐震性能評価を行うことが肝要である。このような観点から、既設橋脚に着目して、その耐荷力特性を把握することを目的として、有限要素法による数値解析的な検討を実施した。

8. 1. 2 北海道における長大橋梁の耐震補強上の課題

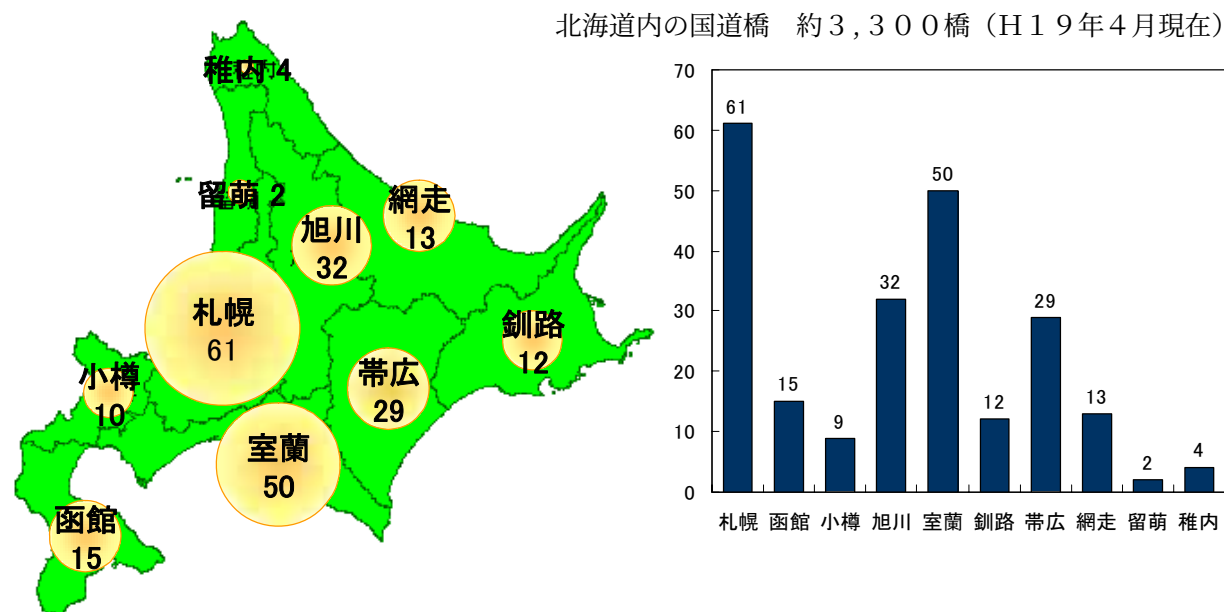


図8-2 各開発建設部別の長大橋梁数（橋長 200m 以上）

北海道内における橋長 200 m を超える長大橋梁は、全国道橋の約 3,300 橋のうち 227 橋と全体の約 7 %を占めている。また、長大橋梁に対する耐震補強上の課題を挙げると、以下の通りである。

- ・ H14 年道路橋示方書【耐震設計編】では、新設橋と既設橋の補強に対する区分がない。
- ・ 新設橋梁と同等（道路橋示方書）の耐震性能を有していない。（検証していない）
- ・ 河川橋梁で現況の河積阻害率が厳しい場合には、橋脚への増厚補強が困難である。

- ・耐震補強が非常に大規模（コスト、工事規模）となり、現実的に対応が困難である。
- ・被災時における緊急迂回路（仮橋等）の対応が困難である。
- ・昨今の社会情勢を考慮すると、近い将来における架け替えは困難である。
- ・各橋梁の特性（地域性、重要度、迂回路、その他）の応じた対策が必要である。
- ・現在、全国的には「緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム」に基づいた耐震補強が精力的に実施されているが、道路橋示方書を適用していない長大橋梁や特殊な構造等を有する橋梁に関しては、一律に同プログラムを適用できず、別途詳細な検討を行う必要がある。

8. 1. 3 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 に位置する国道 336 号線の豊頃町長白～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 8-4 には十勝河口橋の一般図を示している。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（ T_G ：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Ⅲ種地盤（道路橋示方書 V）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 $K_h=0.24\sim0.30$ を用いている。



【 主橋梁部 】

図 8-3 十勝河口橋 写真

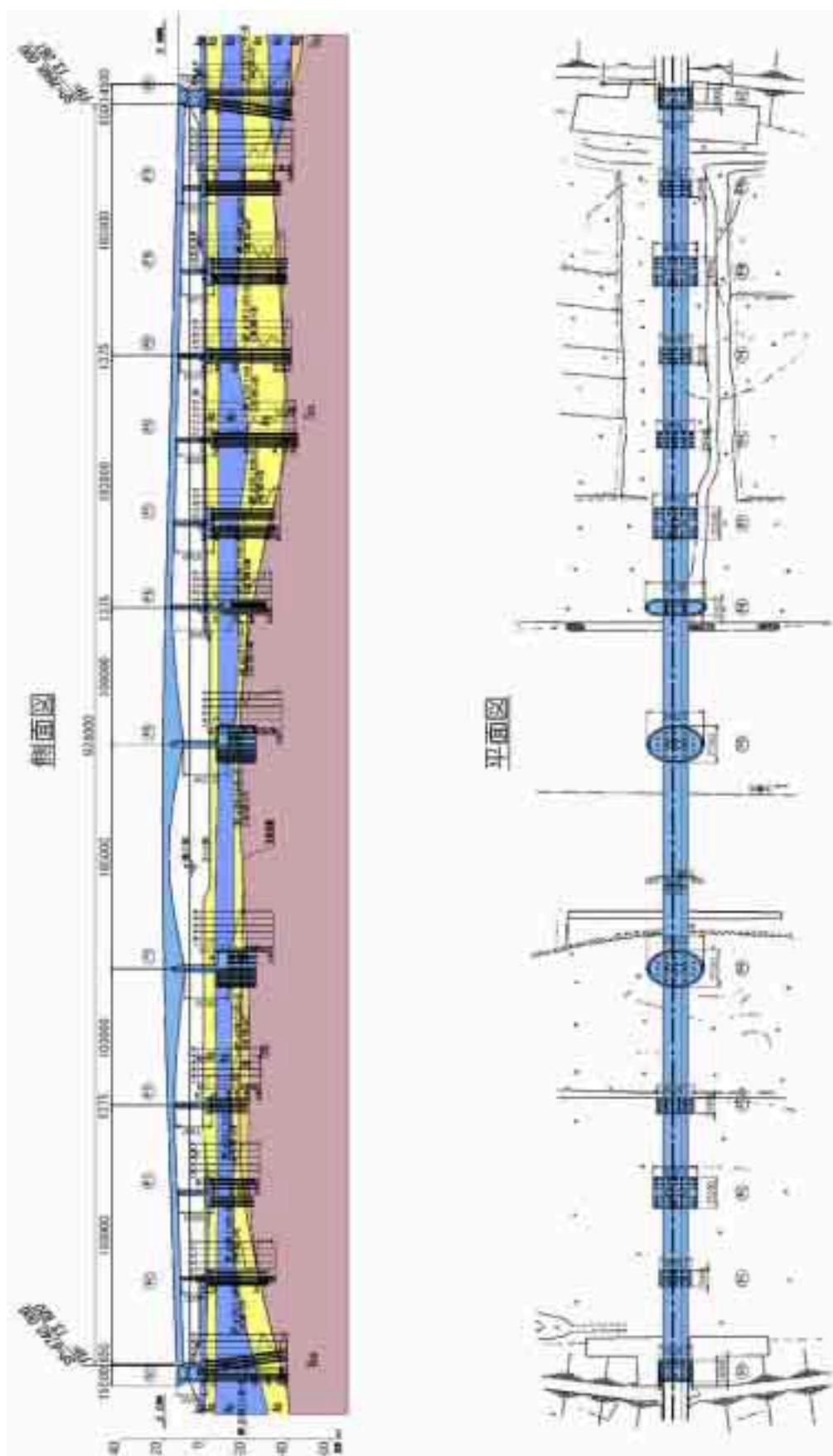


图8-4 十勝河口橋 一般図

(2) 石狩河口橋

一般国道231号石狩河口橋は、石狩川河口から約5.5km上流に位置する橋長1,412.7mの長大橋梁であり、昭和42～47年に第1期工事（札幌側3連、L=664.0m）、昭和48～51年に第2期工事（留萌側3連、L=748.7m）が行われ、昭和51年に竣工した。

図8-6には、石狩河口橋の一般図を示している。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については、主橋梁部と同様に中間支点における1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30以上の砂質土層であり、その深度は48m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Ⅲ種と判定される。

主橋梁部および側橋梁部の設計は、いずれも「鋼道路橋設計示方書（昭和39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等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8-5 石狩河口橋 写真

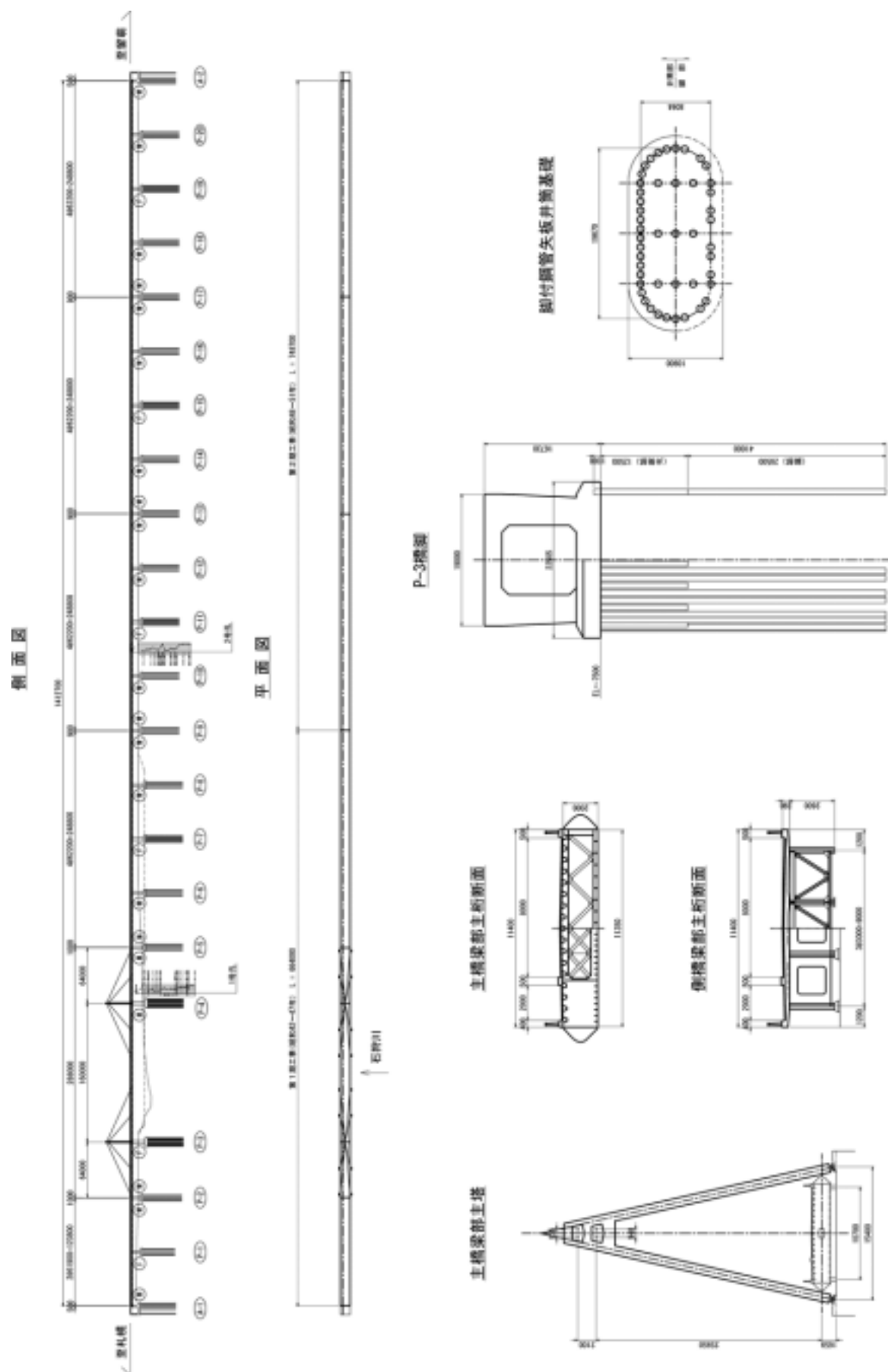


图8—6 石狩河口桥 一般图

(3) 新石狩大橋

一般国道 275 号新石狩大橋は、石狩川の河口上流約 24km に位置する橋長 917.8m の長大橋梁であり、昭和 44 年に竣工した。

新石狩大橋の一般図を図 8-8 に示す。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、バランスド・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。

橋脚構造はバランスド・ランガー橋を支持する P-11、P-12 橋脚の 2 基が中壁を有する中空断面小判形 RC 橋脚、その他の 13 基が張出式円柱断面 RC 橋脚であり、15 基全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、バランスド・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 橋台、P-1～P-10 橋脚が板厚変化を有する鋼管杭斜杭基礎（φ812.8mm、放射状の斜杭）、バランスド・ランガー橋部の P-11、P-12 橋脚がオープンケーソン基礎（中壁を有する中空小判型 RC 断面）、3 径間連続鋼合成桁橋部の P-13～P-15 橋脚、A-2 橋台が場所打ち杭基礎（φ1,270mm、直杭）である。

支持層は $N=30\sim50$ 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Ⅲ種と判定される。

本橋の設計は、「鋼道路橋設計示方書（昭和 39 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 8-7 新石狩大橋 写真

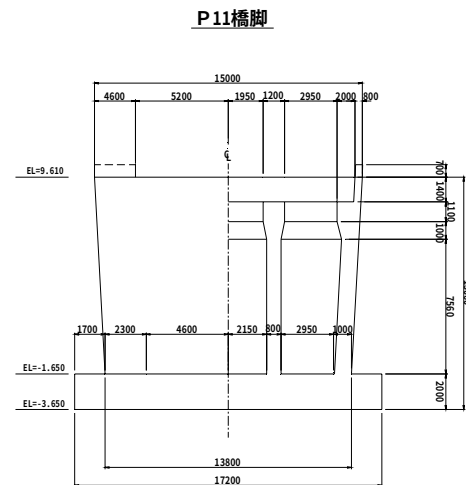
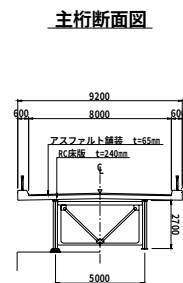
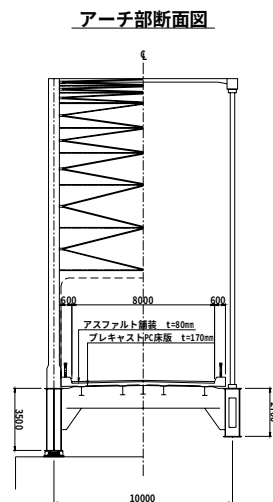
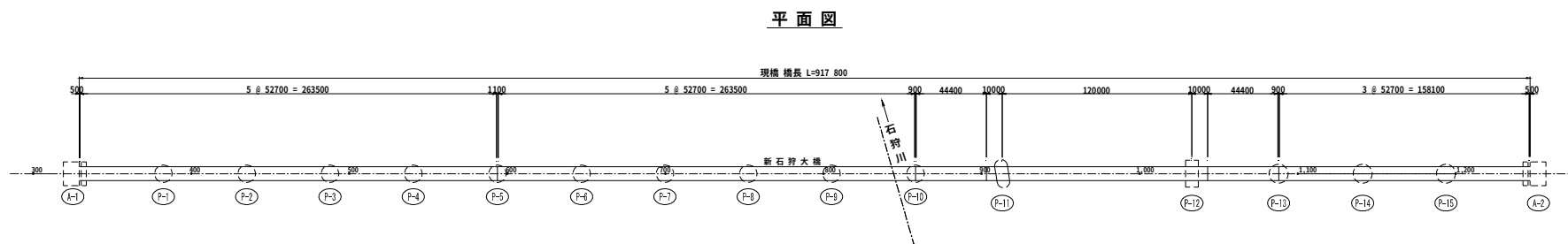
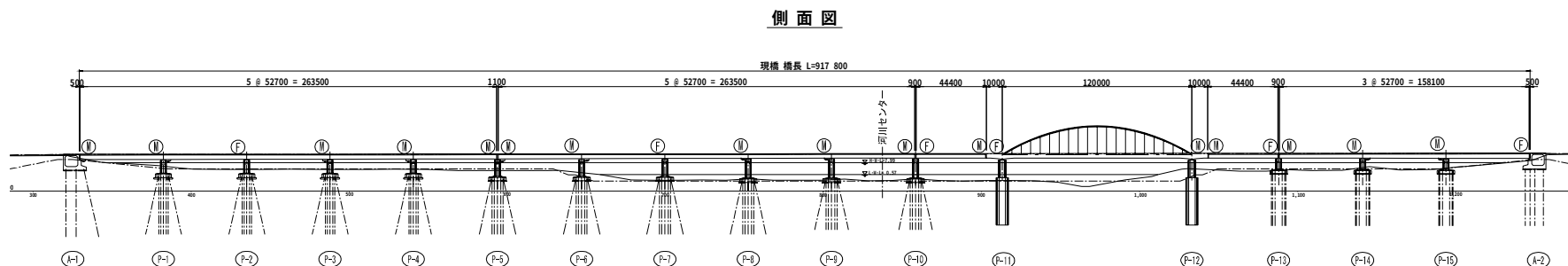


図 8-8 新石狩大橋 一般図

8.2 上部工の固有振動特性評価

8.2.1 概要

国土交通省北海道開発局では、耐震性能評価および維持管理上の観点から長大橋梁の現況の固有振動特性（固有振動数、固有振動モード）を把握し、その基準値（初期値）を得ることを目的として、十勝河口橋、石狩河口橋および新石狩大橋を対象とする強制加振実験および常時微動観測を実施している。

本節では、これら3橋に対する強制加振実験および常時微動観測結果について報告する。併せて、三次元有限要素法による固有値解析を実施し、強制加振実験および常時微動観測結果と比較することによって固有振動特性および既設構造物の健全性について評価した。

8.2.2 強制加振実験および常時微動観測の概要

強制加振実験は、加振装置の移動が容易なトラッククレーンを用いた重錘上下法により実施している。測定する振動成分は全て加速度成分とし、主桁上にデジタルサーボ型の加速度計を設置して一括収録している。ここで、本振動実験では、車両の走行性に影響を与える桁の鉛直方向に対する曲げあるいはねじり振動に着目して実施している。

実測加速度波形を用いた低次固有振動数の抽出および各固有振動モードの決定は、以下の過程に基づいて実施した。

- 1) 重錘を断続的に上下させて上部工に振動を励起させ、その全加速度波形を収録する。
- 2) 収録された全測点の加速度波形に対して、数秒間重錘を上下させて振動を励起させた後の30秒間の減衰自由振動波形について高速フーリエ変換（FFT）を施してフーリエスペクトルを求める。この際、Hanningのデジタルフィルタによりスペクトルに平滑化を行う。
- 3) 主要な測点に関するフーリエスペクトルから低次固有振動数であると考えられる卓越振動数を抽出する。
- 4) 3)で抽出した各卓越振動数について、各測点のフーリエ振幅および位相スペクトルから最大振幅を基準に1/2振幅毎の振動モードを求め、1/2振幅毎のモード形状の節および腹の位置が各振動で変動せず、振動モードが連成していないことを確認して固有振動モードを決定する。

なお、常時微動観測は上述の強制加振実験と併せて実施しており、風によって励起された振動を強制加振実験と同じ位置に配置した加速度計を用いて計測を行っている。

(1) 十勝河口橋

図8-9には加振位置および加速度計の設置位置を、図8-10には重錘による加振方法を示している。強制加振実験に使用したトラッククレーン質量は26,500kg、重錘質量は3,000kgである。加振位置は主橋梁部、側橋梁部ともに中央径間の上流側または下流側とし、中央径間スパン長をLとした場合のL/2点およびL/4点とした。ここで、L/2点加振は対称振動モードを、L/4点加振は逆対称振動モードの励起を想定している。

なお、曲げ振動を励起させる曲げ加振ではトラッククレーンのブームを橋軸方向に、ねじり振動を励起させるねじり加振では橋軸直角方向に張り出すことにより強制振動が効率良く励起されるように設定している。主橋梁区間の計測は上下流合わせて34ch（24ch+10ch）とし、側橋梁区間は26ch（13ch+13ch）を上下流側で均等に配置している。計測は5msecのサンプリングタイムでメモリーレコーダ/アナライザーを用いて一括収録している。

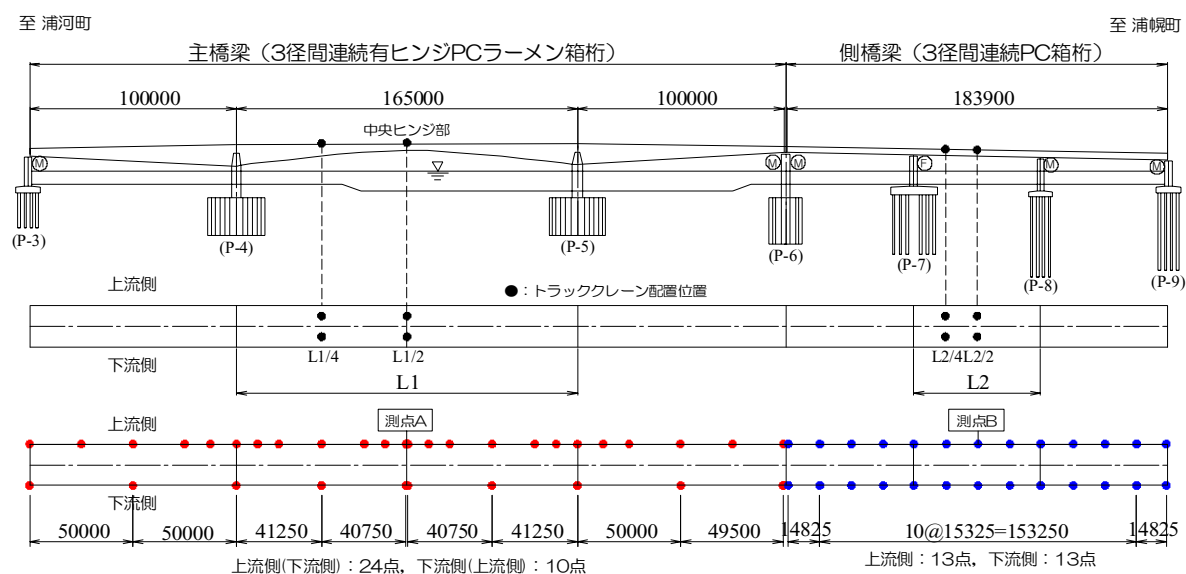
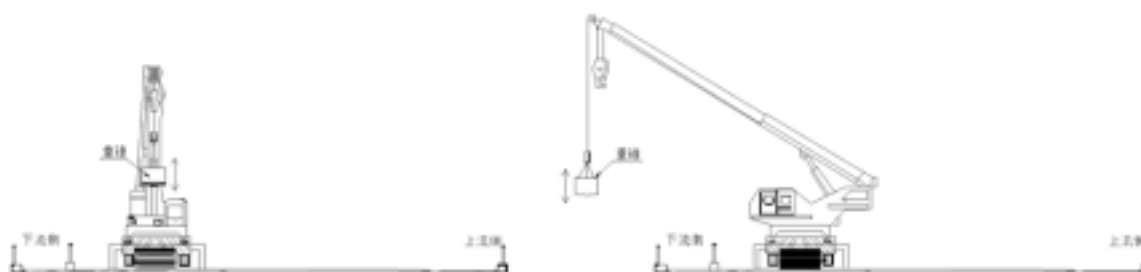


図8-9 加振位置および加速度計の設置位置（十勝河口橋）



【曲げ加振時】

【ねじり加振時】

図8-10 加振方法（十勝河口橋）

(2) 石狩河口橋

図8-11には、加振位置および加速度計の設置位置を、図8-12には重錘による加振方法を示している。強制加振実験に使用したトラッククレーン質量は26,500kg、重錘質量は2,000kgである。加振位置および加振方法は、想定される振動モードの励起を考慮して設定している。まず、加振位置については、橋軸方向に中央径間長 L の $L/2$ 点および $L/4$ 点とした。なお、 $L/2$ 点加振は橋軸方向対称振動モード、 $L/4$ 点加振は橋軸方向逆対称振動モードの励起を想定している。また、加振方法については、曲げ振動を励起する場合にはトラッククレーンを下り線側に配置してブームを橋軸方向に張り出し、ねじり振動を励起する場合にはトラッククレーンを上り線側に配置して橋軸直角方向にブームを張り出して実施した。本実験では、ねじり振動モードを効率良く励起させるため、クレーン近傍にカウンターウェイトとして20,000kgの重錘を設置している。

なお、一般国道231号は交通量も多く長時間の全面通行止めは困難なことから、本実験は片側交互通行の状態下で実施されている。

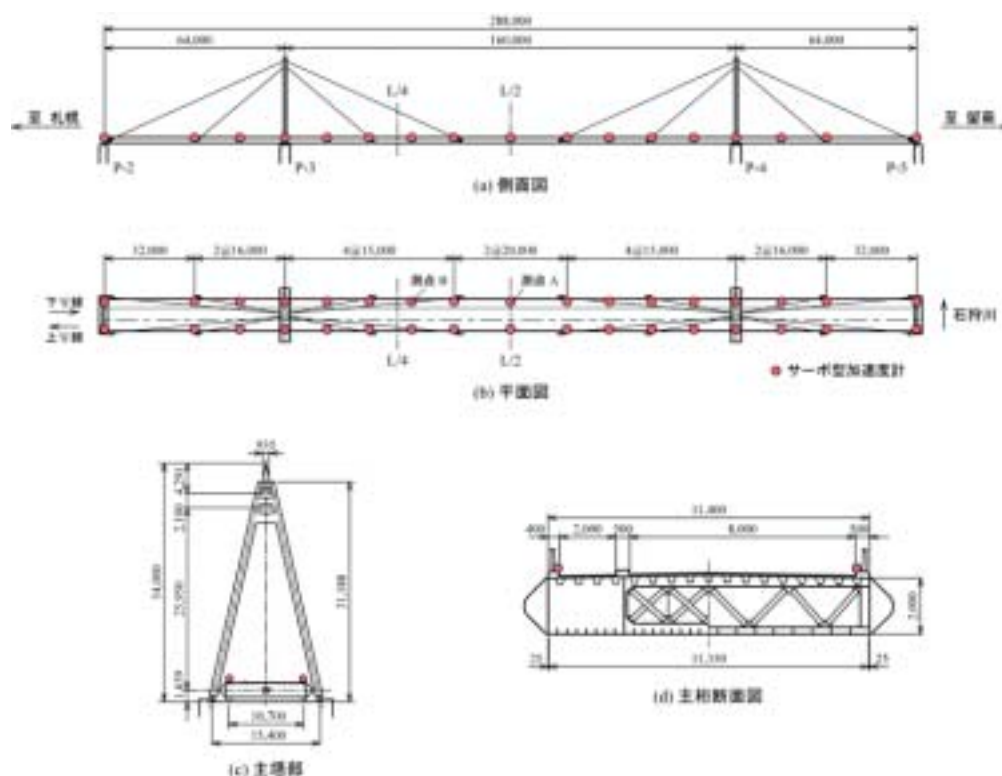


図8-11 加振位置および加速度計の設置位置（石狩河口橋）

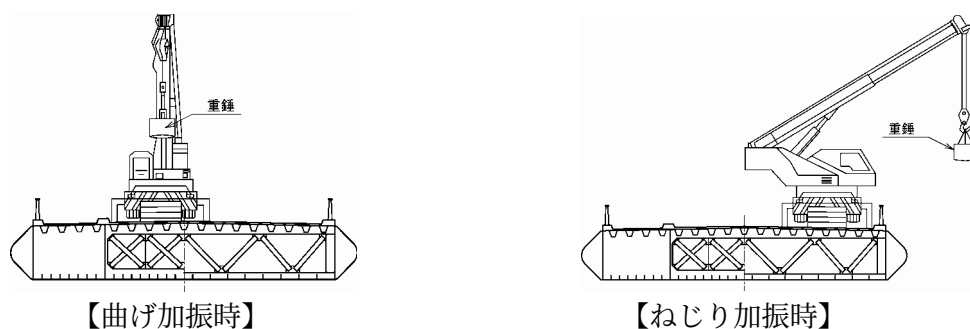


図8-12 加振方法（石狩河口橋）

(3) 新石狩大橋

図8-13には加振位置および加速度計の設置位置を、図8-14には重錘による加振方法を示している。強制加振実験に使用したトラッククレーン質量は26,500kg、重錘質量は3,000kgである。加振位置については、橋軸方向に対する中央支間長の $L/2$ 点および $L/4$ 点とした。なお、曲げ加振位置はバランスド・ランガー桁部の主径間スパン長を L とした場合の、 $L/2$ 点および $L/4$ 点で実施している。 $L/2$ 点加振は対称振動モードを、 $L/4$ 点加振は逆対称振動モードの励起を想定している。また、本橋は下路橋でバランスド・ランガー部には吊材があり、トラッククレーンのブームを橋軸直角方向の下路橋梁空間外側に張出し加振することができないため、下路橋梁空間内にブームを張出し、ねじり加振を行った。

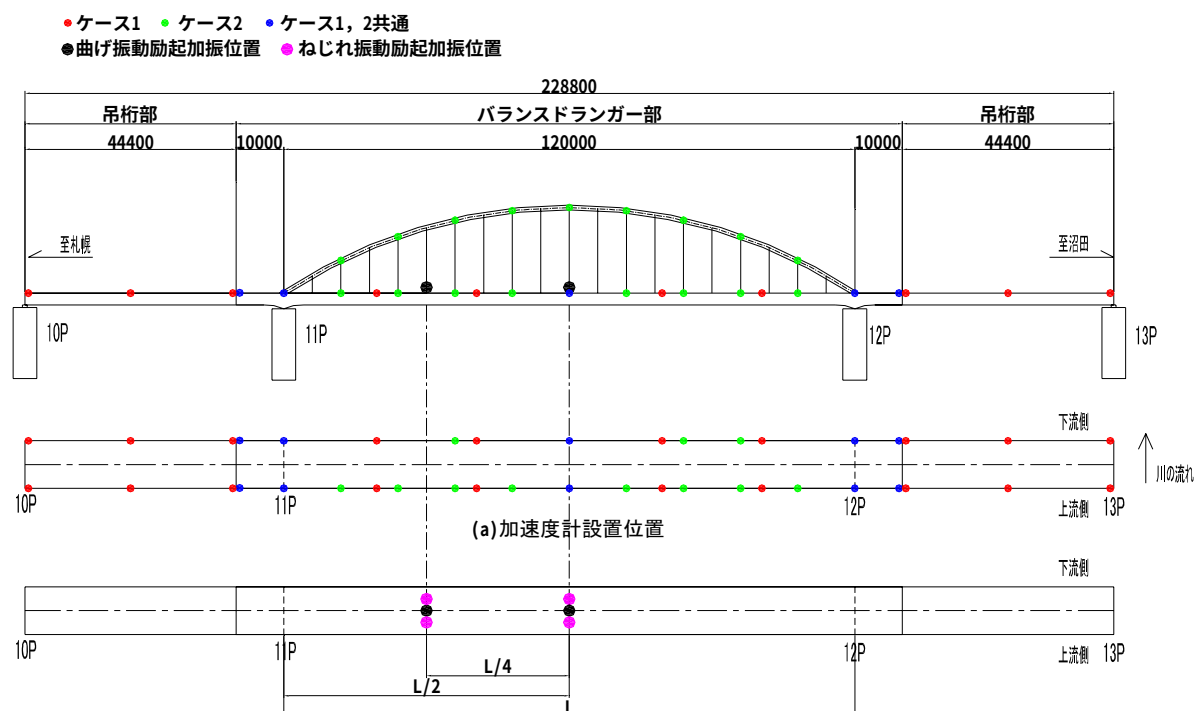


図8-13 加振位置および加速度計の設置位置（新石狩大橋）

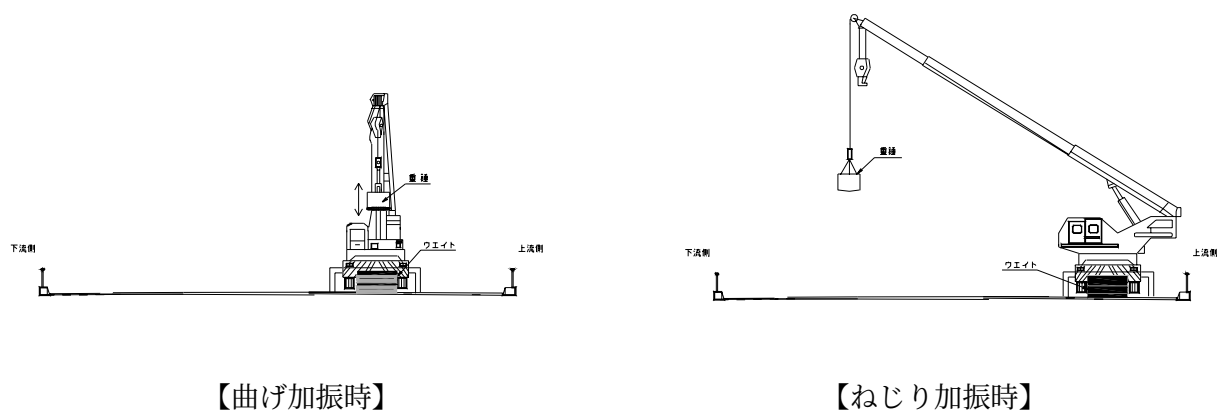


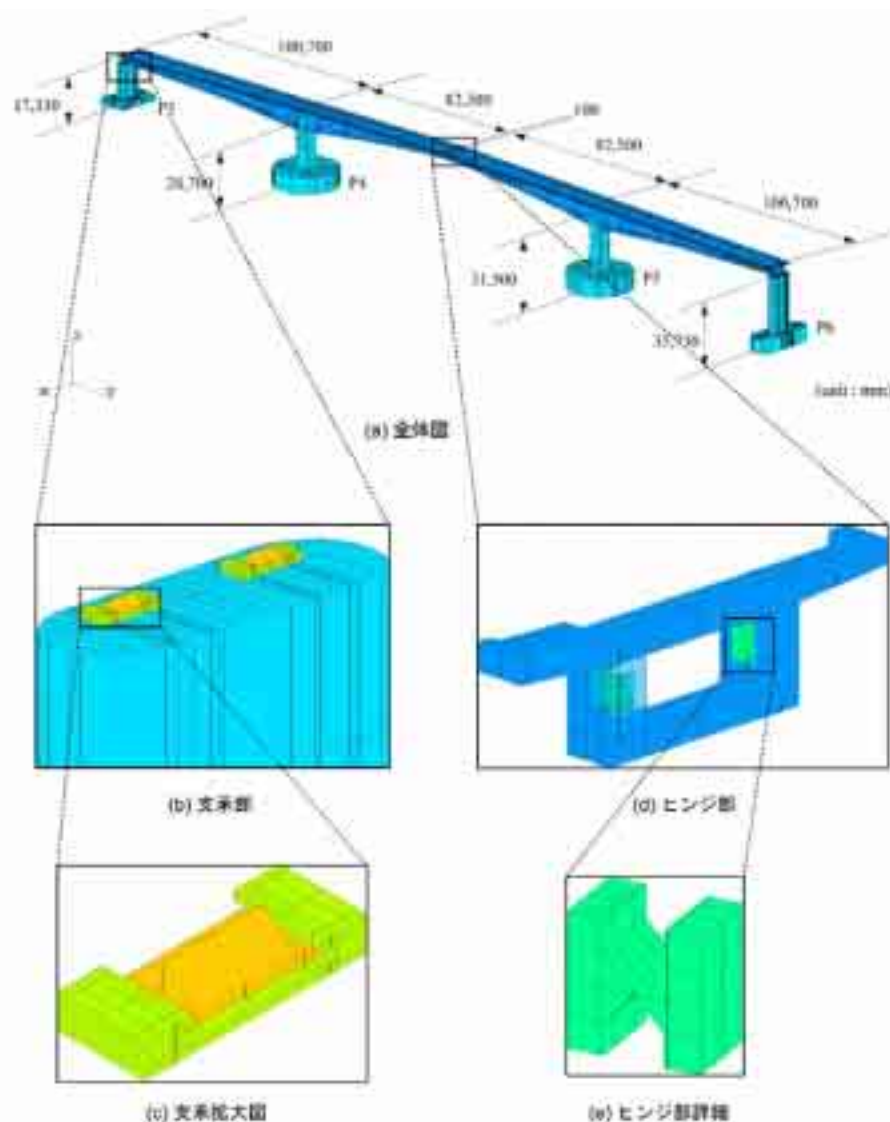
図8-14 加振方法（新石狩大橋）

8.2.3 三次元有限要素法による固有値解析および実験結果との比較

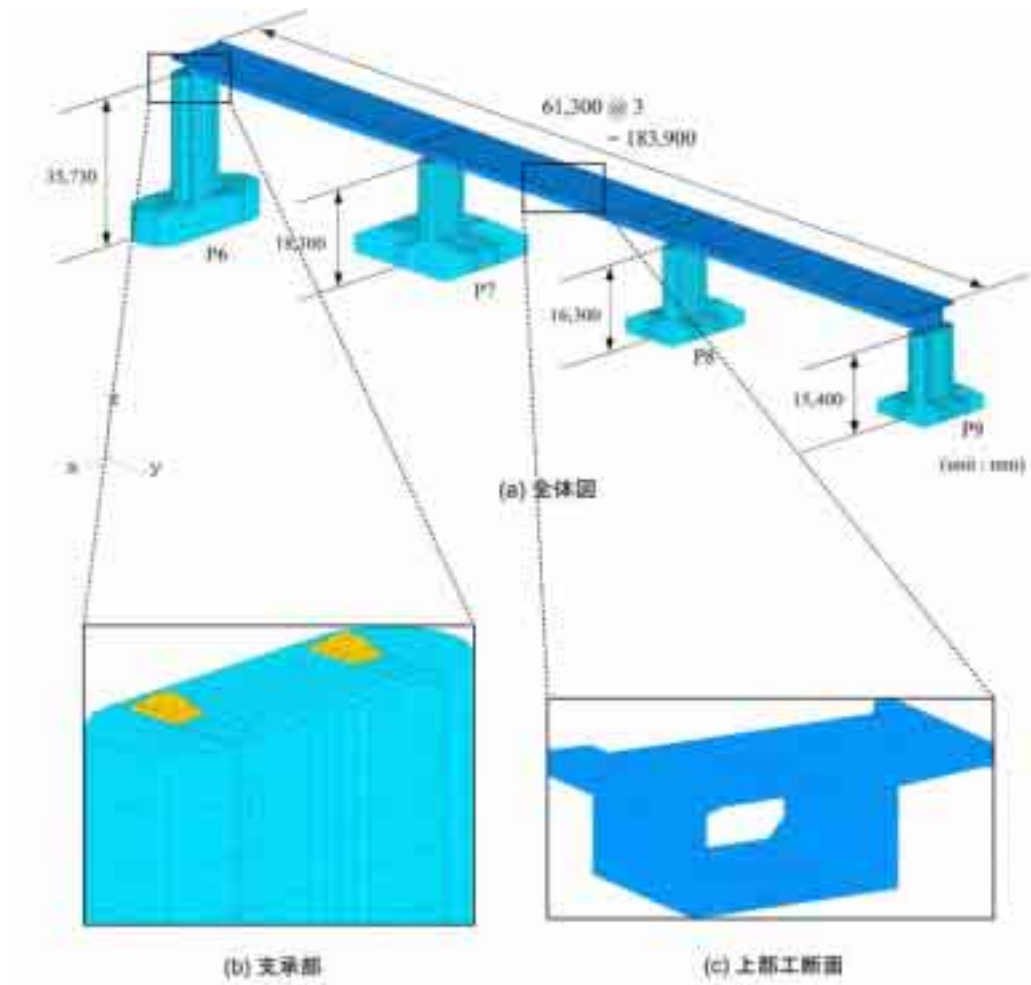
三次元有限要素法（以後、FEM解析）による固有値解析を実施し、強制加振実験および常時微動観測結果との比較によって固有振動特性および既設構造物の健全性について評価を行った。なお、固有値解析には構造解析用汎用コード ABAQUS を用いた。

(1) 十勝河口橋

図8-15には、解析モデルを示している。総節点数および総要素数は、主橋梁モデルでは41,165, 27,526、側橋梁モデルでは31,074, 20,752である。適用した有限要素タイプは6節点あるいは8節点の三次元固体要素とし、コンクリート内部の鋼材（PC鋼材、鉄筋）、杭基礎および地盤は簡略化するためにモデル化していない。境界条件は、杭基礎フーチング下面または鋼管矢板基礎頂版下面を完全固定とし、支承および主橋梁部の中央ヒンジは橋軸直角方向軸回りの回転を許容させている。ここで、可動支承に関しては、設計上は橋軸方向に対して移動可能であるが、微小変形領域では上部工重量による摩擦力の影響により固定に近い状態にあるものと考えられる。従って、本解析では橋軸方向の並進方向変位成分を拘束している。表8-1には、本解析で用いた材料物性値を示している。



【主橋梁部：3径間連続有ヒンジPCラーメン箱桁】



【側橋梁部：3径間連続PC箱桁】

図8－15 解析モデル（十勝河口橋）

表8－1 材料物性値（十勝河口橋）

材 料	弾性係数 Es(GPa)	ポアソン比 ν s	単位体積重量 ρ s(kN/m ³)
鉄筋コンクリート	30	0.2	24.5
鋼 材	206	0.3	77.0

表8－2、表8－3には、それぞれ主橋梁部および側橋梁部の固有振動数を実験結果と解析結果で比較して示している。強制加振実験は、加振装置を上下流側車線のいずれに配置した場合についても実施しているが、ここでは下流側に配置した場合の計測結果を用いて行うものとする。

表8－2 固有振動数に関する実験結果と解析結果の比較（十勝河口橋主橋梁部：Hz）

振動モード	強制加振実験				常時微動 観測	FEM 解析
	曲げ加振		ねじり加振			
	加振点 L ₁ /2	加振点 L ₁ /4	加振点 L ₁ /2	加振点 L ₁ /4		
曲げ対称 1 次	0.93	0.95	—	—	0.93	1.05
曲げ逆対称 1 次	—	1.63	—	—	1.66	1.57
曲げ対称 2 次	1.90	—	—	—	1.98	1.91
曲げ逆対称 2 次	—	2.58	—	—	2.51	2.49
曲げ対称 3 次	—	—	—	—	3.41	3.55
捻り対称 1 次	—	—	4.54	—	—	4.94

表8－3 固有振動数に関する実験結果と解析結果の比較（十勝河口橋側橋梁部：Hz）

振動モード	強制加振実験				常時微動 観測	FEM 解析
	曲げ加振		ねじり加振			
	加振点 $L_2/2$	加振点 $L_2/4$	加振点 $L_2/2$	加振点 $L_2/4$		
曲げ対称 1 次	2.20	2.20	—	—	2.03	2.16
曲げ対称 2 次	3.56	3.85	—	—	3.64	3.58

【主橋梁部に関する考察】 表8－2より、

- ・強制加振実験では、曲げ対称1次および2次、曲げ逆対称1次および2次の低次固有振動数が特定できた。一方、常時微動観測では、これらに加えて曲げ対称3次の固有振動数が特定できた。
- ・ねじり振動は、強制加振 $L_1/2$ 点加振時において対称1次の固有振動数が特定できた。
- ・強制加振実験と常時微動観測を比較すると、両者の差は0.1Hz以内であり概ね一致している。
- ・FEM解析と実験結果を比較すると、曲げ対称1次で10%程度、ねじり対称1次で8%程度解析結果が実験結果よりも大きく評価されている。しかしながら、その他の振動モードでは両者の差は4%以内であり、解析結果は実験結果と比較的良く一致している。

【側橋梁部に関する考察】 表8－3より、

- ・強制加振実験では、曲げ対称1次および2次の低次固有振動数が特定できたが、ねじり振動およびその他の固有振動数は特定されていない。
- ・強制加振実験と常時微動観測を比較すると、両者の差は曲げ対称1次で0.2Hz程度、曲げ対称2次は0.1Hz（ $L_2/2$ 点加振）、0.2Hz（ $L_2/4$ 点加振）程度で、両者は概ね一致している。
- ・FEM解析と実験結果を比較すると、 $L_2/4$ 点加振（曲げ対称2次）を除けば両者の差は2%以内であり、解析結果は実験結果と比較的良く一致している。

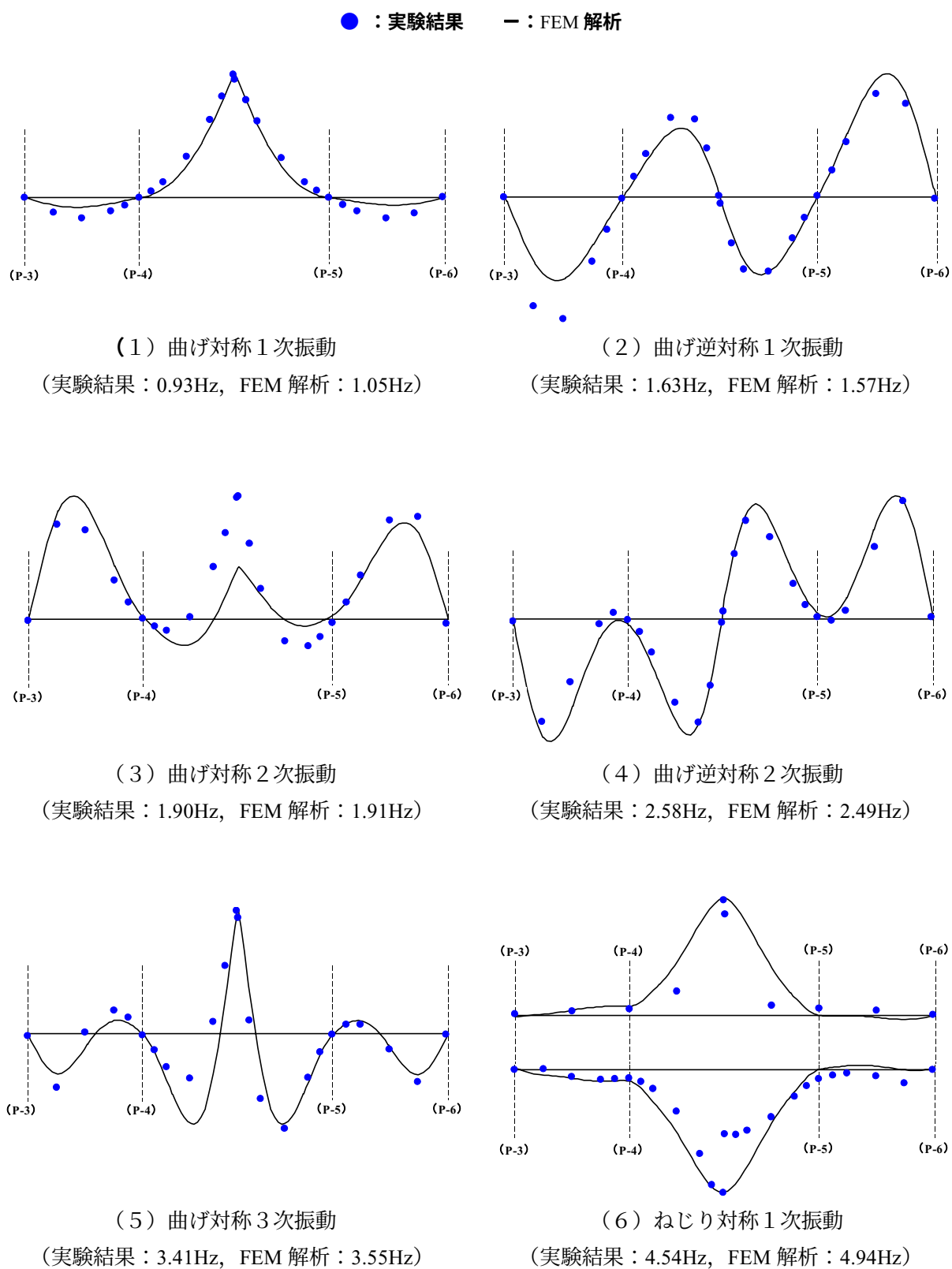


図 8-16 主橋梁部の固有振動モードに関する実験結果と解析結果の比較（十勝河口橋）

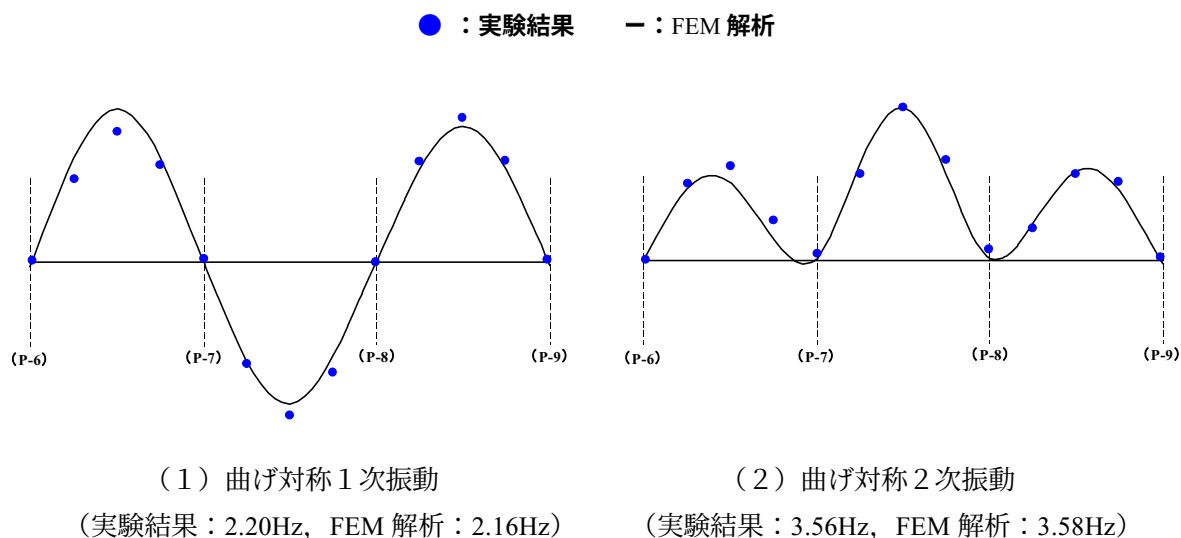


図 8－17 側橋梁部の固有振動モードに関する実験結果と解析結果の比較（十勝河口）

図 8－18、図 8－19 には、それぞれ主橋梁部および側橋梁部における最大値を用いて正規化した各固有振動モード分布を、実験結果と FEM 解析結果で比較して示している。

【主橋梁部に関する考察】 図 8－18 より、

- ・曲げ振動モードに関しては、曲げ逆対称 1 次モードで P-3～P-4 橋脚間、曲げ対称 2 次モードで中央ヒンジ部近傍、曲げ対称 3 次モードで P-4 橋脚～中央ヒンジ部間において、FEM 解析結果と実験結果に若干の差異が見られるものの、その他の振動モードに関しては、FEM 解析結果と実験結果は良く一致している。
- ・ねじり振動モードに関しては、実験結果では下流側の中央ヒンジ部を境にして、その振幅が 1/2 程度と不連続な分布となっているのに対して、FEM 解析結果ではそのような不連続な分布は確認されない。これは、1) 実橋における中央ヒンジ部を一部簡素化してモデル化していること、2) トラッククレーンは中央ヒンジを跨ぐように設置されているため、トラッククレーン前後で作用する加振力が若干異なること、等に起因しているものと考えられる。なお、上下流側の最大振幅に着目すると、FEM 解析結果および実験結果ともに上流側が下流側のそれよりも大きな値を示しており、かつ両者は良く対応している。

【側橋梁部に関する考察】 図 8－19 より、

- ・曲げ対称 1 次モード、曲げ対称 2 次モードともに、FEM 解析結果と実験結果は良く一致している。

以上より、現橋の健全性は保持されており、同時に今後の健全度評価の基準値として適用可能であるものと判断される。

(2) 石狩河口橋

図8-18には、解析モデルの要素分割状況を示している。総節点数および総要素数はそれぞれ92,556、110,548である。本解析では、ねじり振動モードの特定を行うため、構造の対称性を考慮せず橋梁全体をモデル化している。また、主桁および主塔内部の補剛材については出来得る限り忠実に再現している。

使用要素は、主桁部および主塔部には4節点シェル要素、対傾構には梁要素、ケーブルにはトラス要素である。なお、ケーブルの作用張力は幾何剛性として考慮している。また、本解析ではケーブルの連成振動は無視することとし、その質量を主塔および主桁の定着部に付加している。表8-4には、本解析で使用した材料物性値を示している。

各支点の境界条件は、P-3 橋脚上の中間支点に相当する節点の変位を全て拘束し橋軸方向への回転のみを許容しており、その他の支点に相当する節点の橋軸直角方向および鉛直方向変位のみを拘束している。なお、主塔基部の支点はヒンジ構造であるが、本解析では完全固定としている。

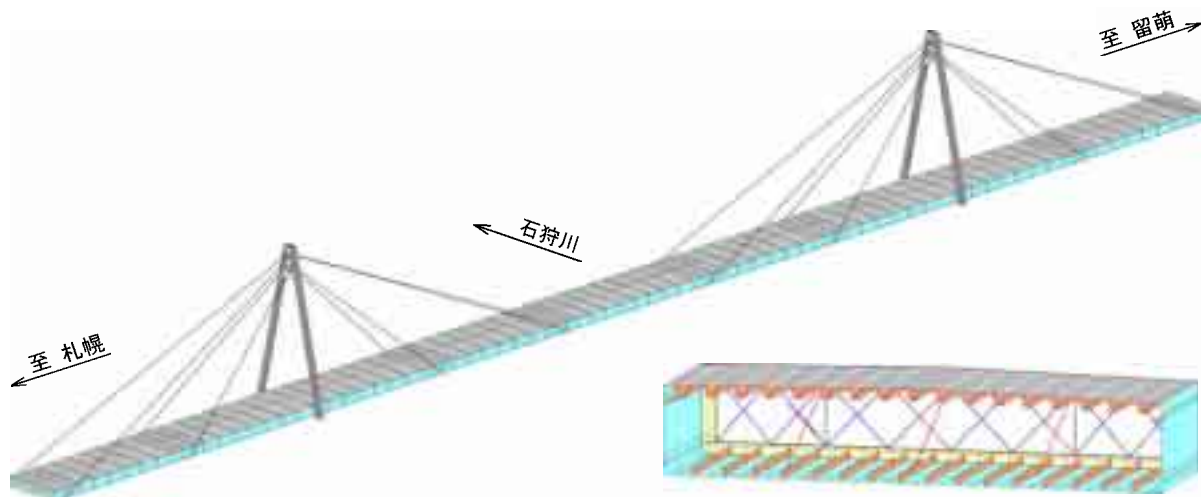


図8-18 要素分割状況（石狩河口橋）

表8-4 材料物性値（石狩河口橋）

材 料	弾性係数 Es(GPa)	ポアソン比 ν_s	単位体積重量 $\rho_s(\text{kN/m}^3)$
鋼桁	206	0.3	77.0
ケーブル			—

表 8－5 には、強制加振実験、常時微動観測、三次元有限要素解析により得られた固有振動数を示している。ねじり対称 1 次振動に関しては若干の差異が見られるものの、それ以外の振動モードに関しては何れも良く一致していることが分かる。

図 8－19 には、F E M 解析により得られた固有振動モードを強制加振実験（L / 2 点加振）結果および常時微動観測結果と比較して示している。図より、曲げ逆対称 2 次振動に関しては、中央径間で解析結果と実測結果に若干の差異が見られる。また、ねじり対称 1 次振動では解析結果と常時微動観測結果は概ね一致しているものの、強制加振実験結果とは中央径間の P-4 橋脚側において若干差異が見られる。その他の振動モードに関しては、解析結果と実測結果は概ね一致していることが分かる。

以上より、現橋の健全性は保持されており、同時に今後の健全度評価の基準値として適用可能であるものと判断される。

表 8－5 固有振動数に関する実験結果と解析結果の比較（石狩河口橋：Hz）

振動モード		強制加振実験		常時微動観測	数値解析
		L/2加振点	L/4加振点		
曲げ振動	対称 1 次	0.71	0.71	0.73	0.73
	対称 2 次	1.93	1.95	1.95	1.72
	対称 3 次	2.76	2.78	—	2.53
	逆対称 1 次	1.27	1.25	1.27	1.15
	逆対称 2 次	2.25	—	—	2.08
ねじり振動	対称 1 次	2.93	3.20	3.20	2.86

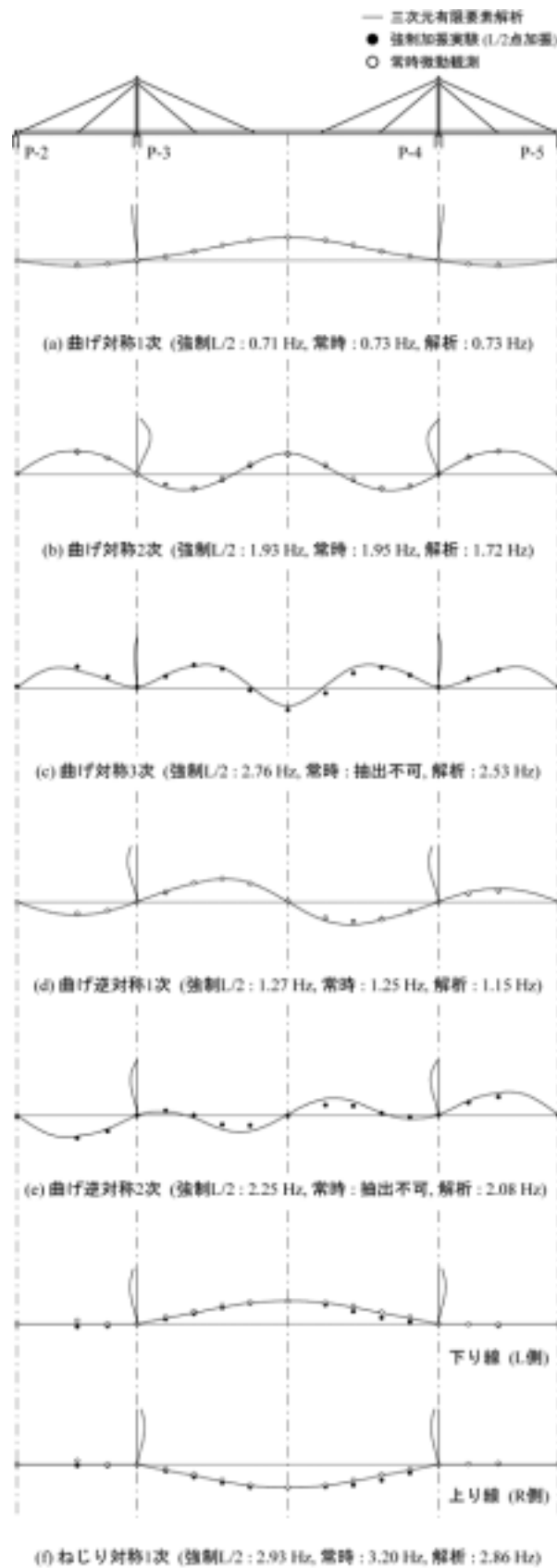


図8-19 固有振動モードに関する実験結果と解析結果の比較（石狩河口橋）

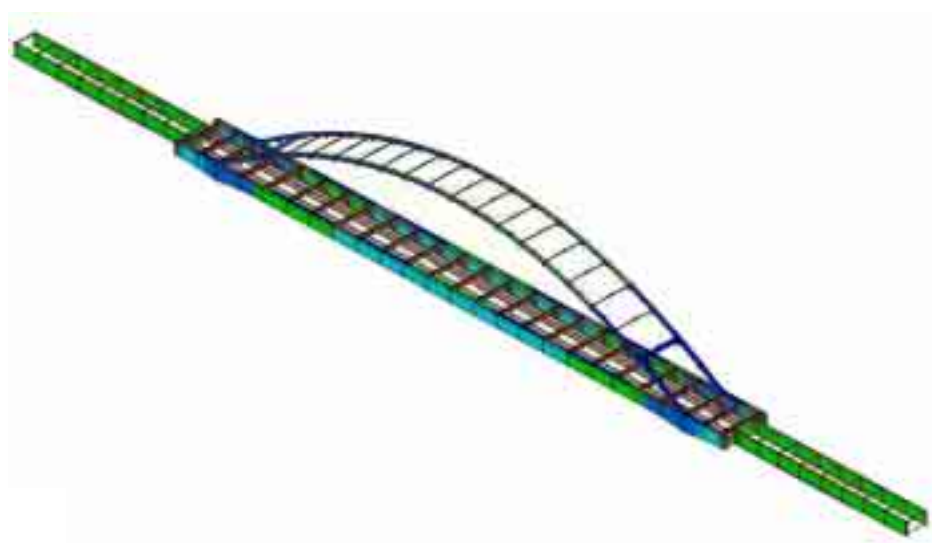
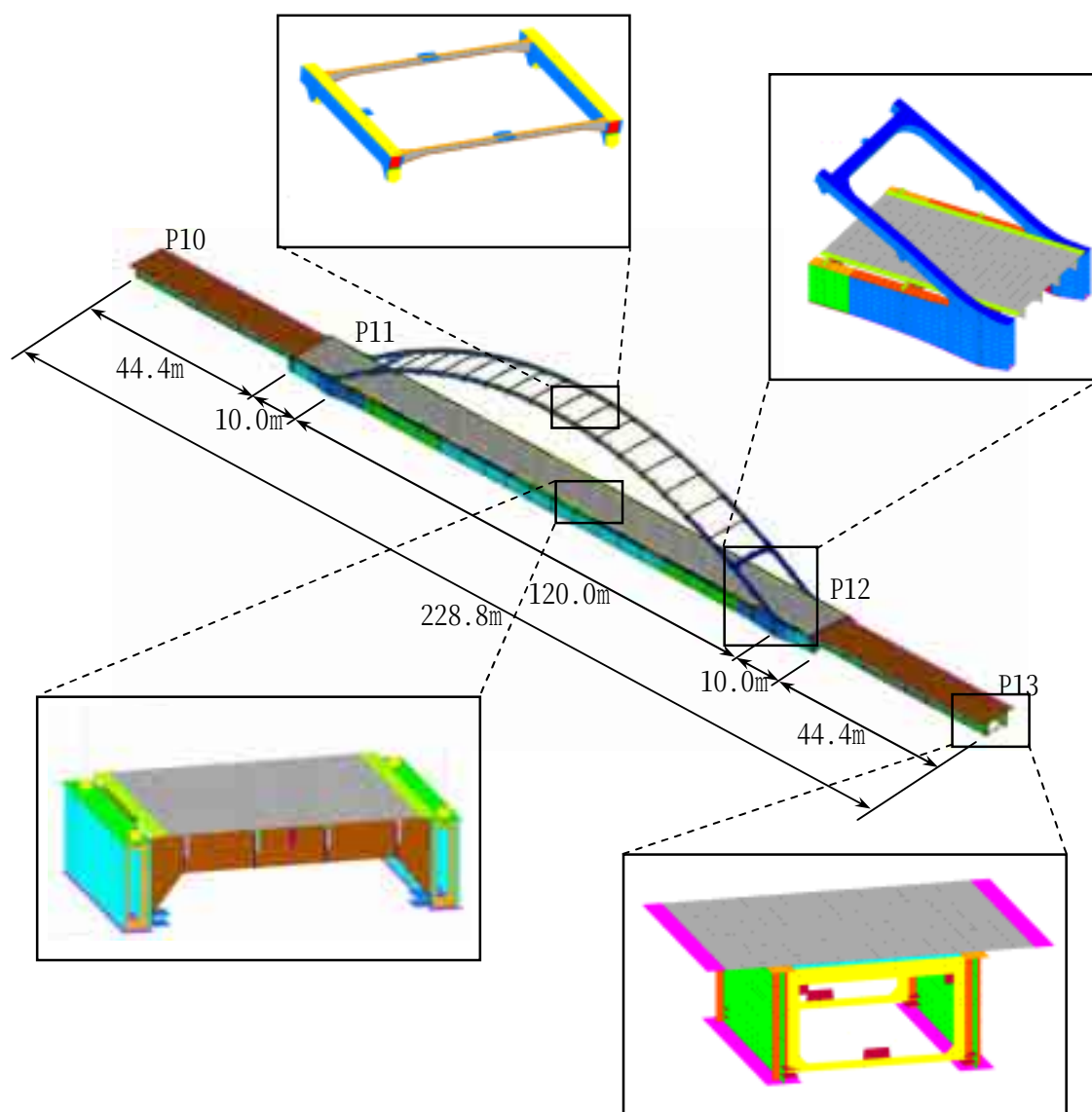
(3) 新石狩大橋

図8-20には、解析モデルの要素分割状況を示している。本数値解析では、ねじり振動モードを特定するためにバランスド・ランガー桁部および吊桁部の上部構造全体をモデル化した。適用した有限要素タイプはシェル要素を主体とし、モデルの簡略化のために、対傾構・横構・吊材等は定着部のガセットまでをシェル要素とし、部材本体は三次元梁要素を用いてモデル化を行った。但し、高欄および照明柱に関しては考慮していない。ここで、本解析モデルの総節点数および総要素数は、69,947、81,180である。

支点部の境界条件は設計条件と同様として解析を行った。P-10、P-11、P-13 橋脚の固定支承は、並進方向変位成分を全て拘束し、回転方向を橋軸方向および直角方向のそれぞれの軸回りのみ自由とした。一方、P-12 橋脚の可動支承は、橋軸直角方向と鉛直方向の並進方向変位成分は拘束するが、橋軸方向の並進方向変位と直角方向軸回りの回転は自由とした。また、吊桁部の可動支承は、ベアリングプレート(BPA)支承であることから、球面座としている。表8-6には、本解析で用いた材料物性値を示している。

表8-6 材料物性値（新石狩大橋）

材 料	弾性係数 E(GPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 ρ (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	33	0.2	24.5
鋼 材	206	0.3	77.0



【 バランスド・ランガー桁部及び吊桁部 】

図 8-20 解析モデル（新石狩大橋）

強制加振実験は、加振装置を上下流側車線のいずれに配置した場合についても実施しているが、本報告では主に下流側に配置した場合の計測結果を用いて行うものとする。

表 8－7 には、それぞれ主橋梁部および側橋梁部の固有振動数を実験結果と F E M 解析結果で比較して示している。強制加振実験では、加振点 $L/2$ で曲げ対称 1 次および 2 次、ねじり対称 1 次の固有振動数が特定でき、加振点 $L/4$ で曲げ逆対称 1 次および 2 次、ねじり逆対称 1 次の固有振動数が特定できた。また、常時微動観測では、強制加振実験の曲げ逆対称 2 次以外が特定できた。

強制加振実験と常時微動観測を比較すると、両者の差は 0.1Hz 以内であり、両者は良く一致している。F E M 解析と実験結果を比較すると、強制加振と F E M 解析の差は 3% 以内であり、常時微動と F E M 解析の差は、曲げ対称 2 次と曲げ逆対称 2 次で最大 5～6% 程度の差があるが、その他は 2% 程度となっており F E M 解析結果は実験結果と概ね一致している。

図 8－2 1 には、最大値を用いて正規化した各固有振動モード分布を実験結果と F E M 解析結果で比較して示している。ここでは、固有振動モードを、吊桁を含めた補剛桁の振動モードとランガー桁部の振動モードに区分して示している。図中、補剛桁部とランガー部は、各々の原型図に対して赤丸を実験結果、実線を F E M 解析結果として示している。なお、ランガー部の曲げ逆対称 2 次振動に関しては、本振動実験で特定できなかったことからモード図を省略している。なお、実験結果は、補剛桁に関しては吊桁部を含めたケース 1 の実験値を用い、ランガー桁部はケース 2 の実験値を用いている。

これより、ランガー桁部の固有振動モードは、曲げ対称 2 次振動モード分布に若干の差異が見られるものの、他の振動モードは概ね良く一致している。

以上より、現橋の健全性は保持されており、同時に今後の健全度評価の基準値として適用可能であるものと判断される。

表 8－7 固有振動数に関する実験結果と解析結果の比較【新石狩大橋：Hz】

振動モード		強制加振実験		常時微動観測	FEM 解析
		加振点 $L/2$	加振点 $L/4$		
曲げ振動	対称 1 次	1.48	—	1.53	1.52
	対称 2 次	2.00	—	2.07	1.94
	逆対称 1 次	—	1.07	1.09	1.04
	逆対称 2 次	—	2.39	—	2.40
ねじり振動	対称 1 次	2.90	—	2.92	2.86
	逆対称 1 次	—	3.83	3.90/3.93 ^{※1}	3.85

※1 n/m n：上流側加振時、m：下流側加振時

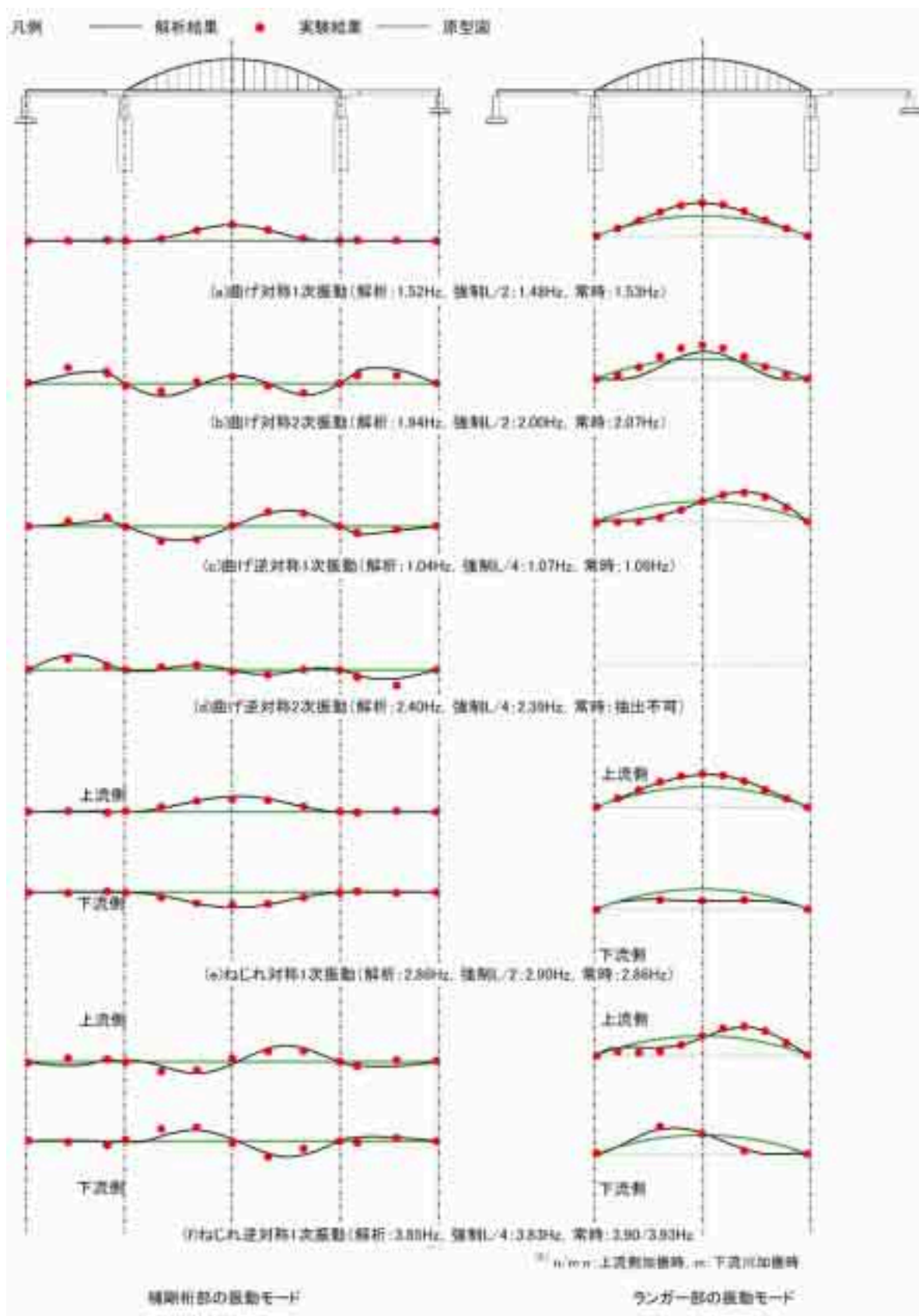


図8-21 固有振動モードに関する実験結果と解析結果の比較(新石狩大橋)

8.3 下部工（橋脚）の耐荷力特性評価

8.3.1 概要

既設橋梁に対する耐震性評価を行う場合には、対象構造物の非線形領域を含めた耐荷性状を精度良く予測する必要がある。一般的には、道路橋示方書等の設計基準式を用いて部材の曲げ耐力やせん断耐力等の各種耐荷力が算定されるが、これらは安全側に評価されるように配慮されていることから、実際の構造物では設計耐力以上の余剰耐力を有している場合が多い。従って、合理的かつ効果的な耐震補強対策を実施するためには、対象とする構造物の実耐荷力や破壊挙動を把握し、それを反映させた形で耐震性評価を行うことが肝要である。このような観点から、本項では下部構造（橋脚）に着目して、その耐荷力特性を三次元非線形有限要素法により検討した。

8.3.2 解析モデルおよび解析手法

有限要素解析には、汎用構造解析コード DIANA を使用した。適用した有限要素タイプは、コンクリート要素には三次元固体要素、鉄筋には DIANA に予め組み込まれている埋込み鉄筋要素である。なお、上部構造をモデル化する場合（石狩河口橋）には、それらを全て剛体と仮定している。また、基礎構造についてはモデル化せず、橋脚基部を完全固定とした。

本解析では、静的材料非線形解析（プッシュオーバー解析）とし、自重および所定の初期軸力（軸圧縮力）を載荷した後、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向に対して、載荷点位置において水平変位を単調増加させる強制変位を与えた。

図8-22には、本数値解析で用いたコンクリート要素および鉄筋要素の応力-ひずみ関係を示している。コンクリート要素に用いた材料構成側は、圧縮領域に関しては圧縮ひずみ $3,500\mu$ まではコンクリート標準示方書【構造性能照査編】に基づいて定式化し、 $3,500\mu$ 以降は初期弾性係数 E_c の 0.05 倍で $0.2f'_c$ まで線形軟化するモデルを採用した。また、引張領域に関しては線形軟化モデルを適用し、終局限界ひずみ ε_{tu} には引張鉄筋の降伏ひずみ ($\varepsilon_y = f_y / E_s$) と等しい値を設定した。なお、降伏判定には von Mises の降伏条件を適用している。

一方、鉄筋要素には、降伏後の塑性硬化を考慮したバイリニア型モデルを適用し、鉄筋の破断や座屈は考慮しないものとした。また、降伏判定には von Mises の降伏条件を適用している。なお、本解析では、コンクリートと鉄筋間には完全付着を仮定し、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しは考慮していない。

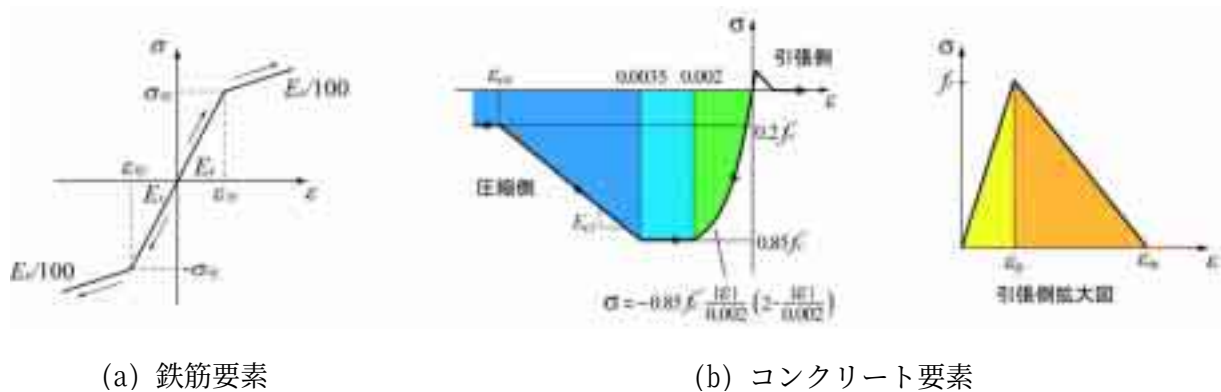


図8-22 材料構成則（応力-ひずみ関係）

8.3.3 解析結果

(1) 十勝河口橋

【側橋梁部の橋脚に対する検討】

側橋梁部では、3径間連続PC箱桁を支持するP-1およびP-2橋脚の計2基を解析の対象とした。表8-8には、各橋脚の基本諸元を示している。上部工死荷重反力はほぼ同一であるものの、支点条件（固定支承あるいは可動支承）の相違により地震時慣性力が異なることから、断面寸法や鉄筋量が両者で大きく異なっている。特に、可動橋脚であるP-1橋脚に関しては、可動支承の静摩擦力（摩擦係数 $f = 0.10$ ）のみを考慮して断面設計されていることから、P-2橋脚と比較して引張鉄筋比が著しく小さいことが分かる。

図8-23、図8-24には、それぞれP-1橋脚およびP-2橋脚の構造配筋図を示している。

また、図8-25には要素分割の一例としてP-1橋脚の解析モデルを示している。

表8-8 解析対象の基本諸元（十勝河口橋：側橋梁部）

躯体名	P-1 橋脚	P-2 橋脚
支点条件	可動支承	固定支承
上部工反力	18,690 kN	18,750 kN
設計水平震度	橋軸方向 $f_s=0.05$	橋軸方向 $K_h=0.30$
摩擦係数	直角方向 $K_h=0.24$	直角方向 $K_h=0.26$
躯体高	11.4 m	12.8 m
断面寸法	壁幅：10.0 m 壁厚：2.8 m	壁幅：10.0 m 壁厚：3.6 m
段落し部	なし	あり
配筋状況 (基 部)	主鉄筋：D16×1 段 帯鉄筋：D13@250	主鉄筋：D51×2 段 帯鉄筋：D22@125
引張鉄筋比	0.03%	0.80%

表8-9 コンクリート、鉄筋の材料物性値（十勝河口橋：側橋梁部）

材 料	圧縮強度 $f'_c(\text{MPa})$	引張強度 $f_t(\text{MPa})$	降伏強度 $f_y(\text{MPa})$	弾性係数 $E(\text{GPa})$
コンクリート (P-1)	21.0	1.75	—	23.5
コンクリート (P-2)	24.0	1.91	—	25.0
鉄 筋 (P-1)	—	—	295.0	200.0
鉄 筋 (P-2)	—	—	345.0	200.0

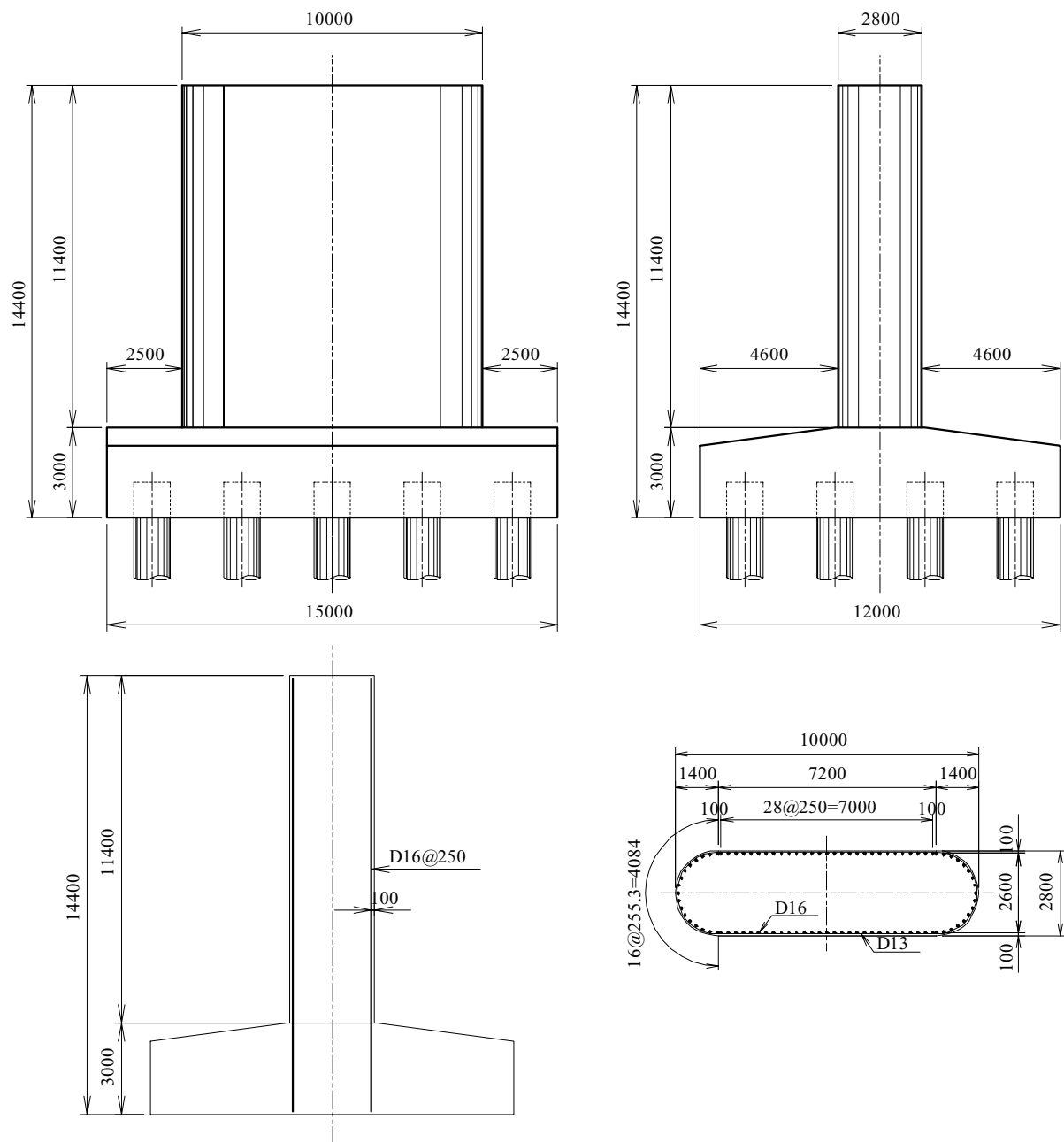


図 8 - 2 3 P-1 橋脚（可動支承）の構造配筋図（十勝河口橋：側橋梁部）

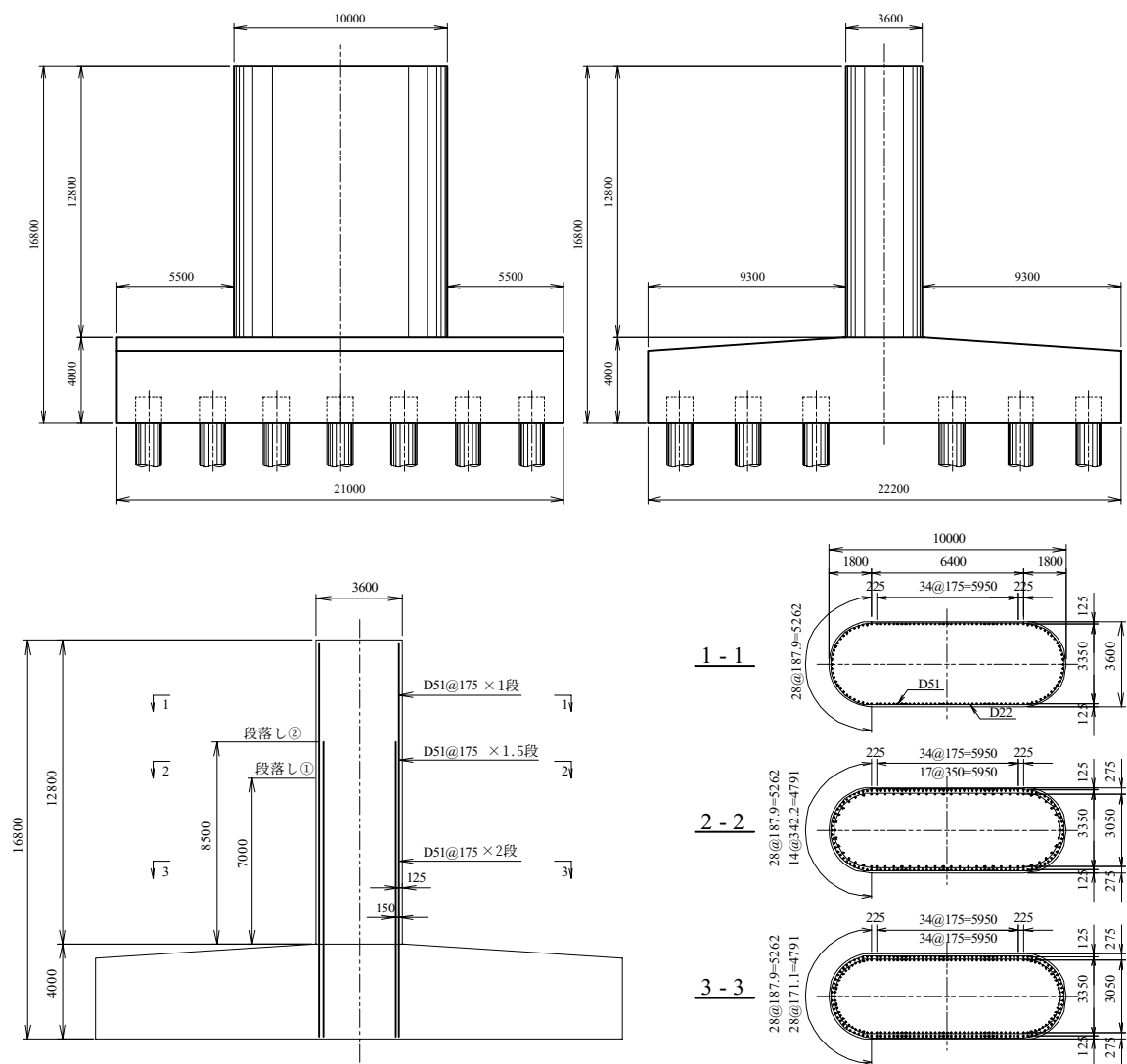


図 8 - 2 4 P-2 橋脚（固定支承）の構造配筋図（十勝河口橋：側橋梁部）

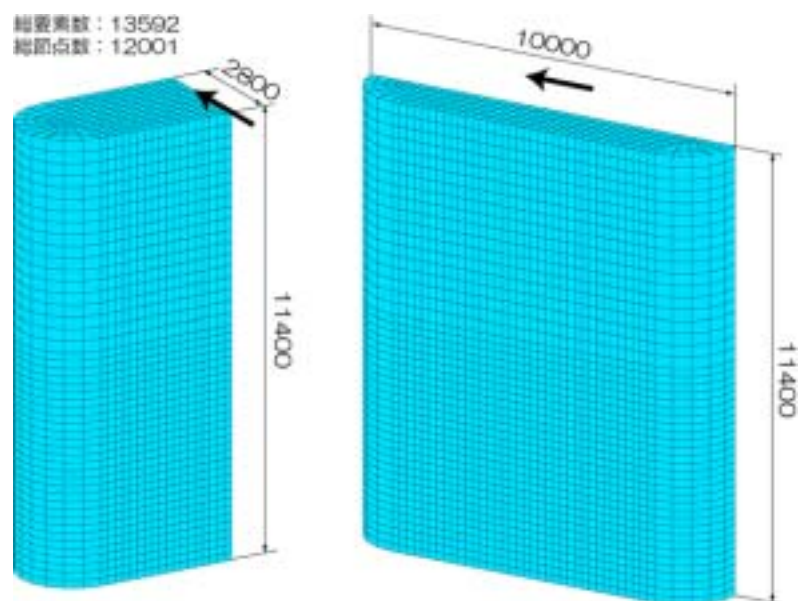


図 8 - 2 5 解析モデルの一例（十勝河口橋側橋梁部：P-1 橋脚）

1) P-1 橋脚（可動支承）の耐荷挙動

図 8-26 には、P-1 橋脚の水平震度－水平変位関係を示している。図中、○印はコンクリートの引張ひずみが終局限界ひずみに達した時点、△印は鉄筋が降伏した時点を示している。図より、水平荷重がほぼ直線的に増加し、その後急激に低下していることが分かる。これは引張鉄筋比が 0.03%と極端に小さいことから、ひび割れの開口と鉄筋の降伏がほぼ同時に発生したことに起因しているものと推察される。それ以後の挙動は、いずれの載荷方向においても更に震度が増加している。なお、図中には当初設計時の設計水平震度（可動橋脚の橋軸方向は静摩擦力相当とする）を示しているが、いずれも弾性範囲内であり、設計で想定した水平震度に対しては余剰耐力を有していることが分かる。

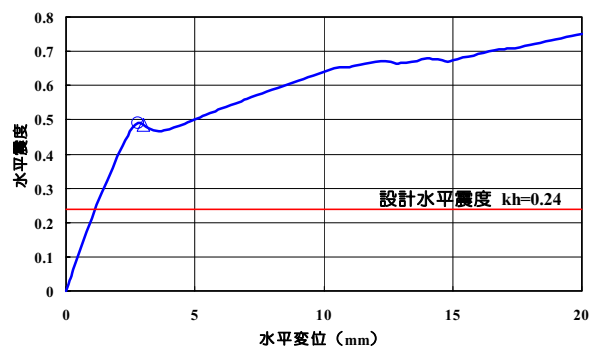
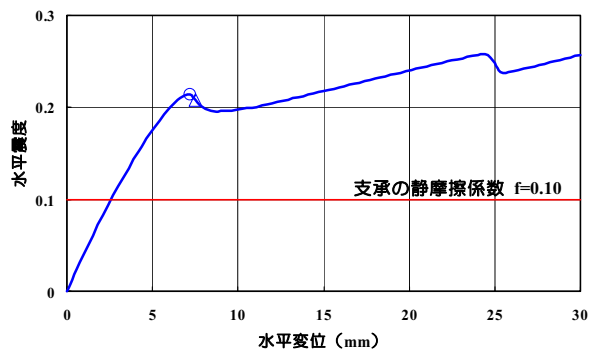
図 8-27 および図 8-28 には、それぞれ橋軸方向載荷および橋軸直角方向載荷における代表的な変位レベルでのコンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布を示している。図中、濃い赤色はコンクリートの引張ひずみが終局限界ひずみを超えた領域であり、ひび割れが開口している状態を表現している。図より、橋軸方向載荷時に着目すると、鉄筋降伏時では基部から約 1 D（D：断面短辺長）の領域においてひび割れが分散して発生しているが、ひび割れの開口は基部に集中していることが分かる。その後、水平変位 30mm 時点では基部から約 3.0m の位置において新たにひび割れの開口が確認できる。また、橋軸直角方向載荷時に関してもひび割れの開口は基部に集中している。これより、P-1 橋脚は引張鉄筋比が小さいことから、開口する程度のひび割れに関しては分散性が悪く、局所的に集中して発生する傾向にあることが明らかとなった。

2) P-2 橋脚（固定支承）の耐荷挙動

図 8-29 には、P-2 橋脚の水平震度－水平変位関係を示している。図中、○印はコンクリートの引張ひずみが終局限界ひずみに達した時点、△印は鉄筋が降伏した時点を示している。図より、いずれの載荷方向においても軸方向鉄筋が十分に配置されていることから、P-1 橋脚で見られた急激な荷重低下は見られず、安定した耐荷挙動を呈していることが分かる。なお、図中には当初設計時の設計水平震度を示しているが、橋軸方向載荷時では設計水平震度に相当する時点では、ひび割れが開口する震度レベルに達しているものの、軸方向鉄筋の降伏震度レベルには至っていない。一方、橋軸直角方向載荷時では、弾性範囲内であり、設計で想定した水平震度に対しては余剰耐力を有していることが分かる。

図 8-30 および図 8-31 には、それぞれ橋軸方向載荷および橋軸直角方向載荷における代表的な変位レベルにおけるコンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布を示している。図より、橋軸方向載荷時に着目すると、ひび割れが橋脚全体に渡って分散して発生し、進展していることが分かる。その後、荷重増加に伴って開口する程度のひび割れは柱基部で卓越するが、段落し部近傍にも発生していることが分かる。一方、橋軸直角方向載荷時は、載荷初期において基部近傍にひび割れが発生したが、荷重の増加に伴って段落し部においてもひび割れが発生して開口し、その後、水平方向のひび割れが斜め下方向に向かって進展していることが分かる。これより、P-2 橋脚の終局状態における破壊形態は、橋軸方向では基部の曲げ破壊、橋軸直角方向では軸方向鉄筋の段落し部における曲げ・せん断破壊であるものと推察される。

以上より、当初設計時の設計水平震度に対しては、いずれの橋脚も軸方向鉄筋が降伏する震度レベルには至っていないことから、設計値に対しては安全性が確保されているものと判断される。



【 橋軸方向载荷時 】

【 橋軸直角方向载荷時 】

図 8-26 水平震度-水平変位関係 (十勝河口橋側橋梁部:P-1 橋脚)

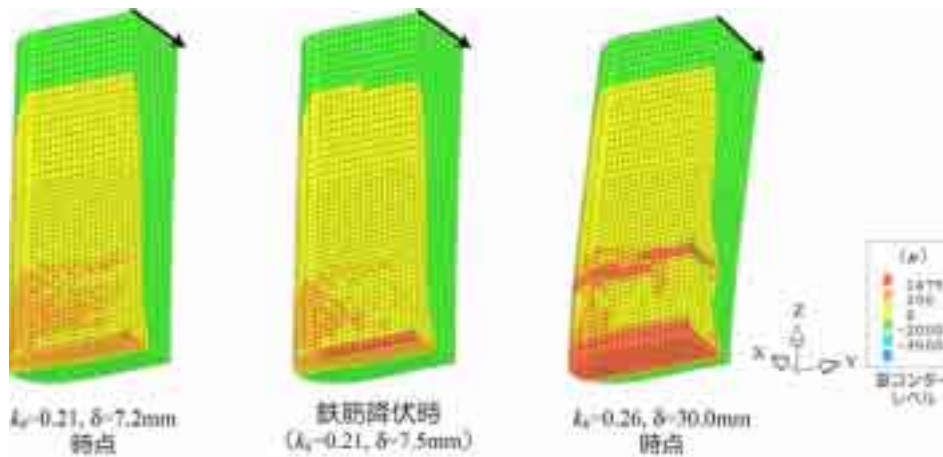


図 8-27 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布 (十勝河口橋側橋梁部:P-1 橋脚)

【 橋軸方向载荷時 】

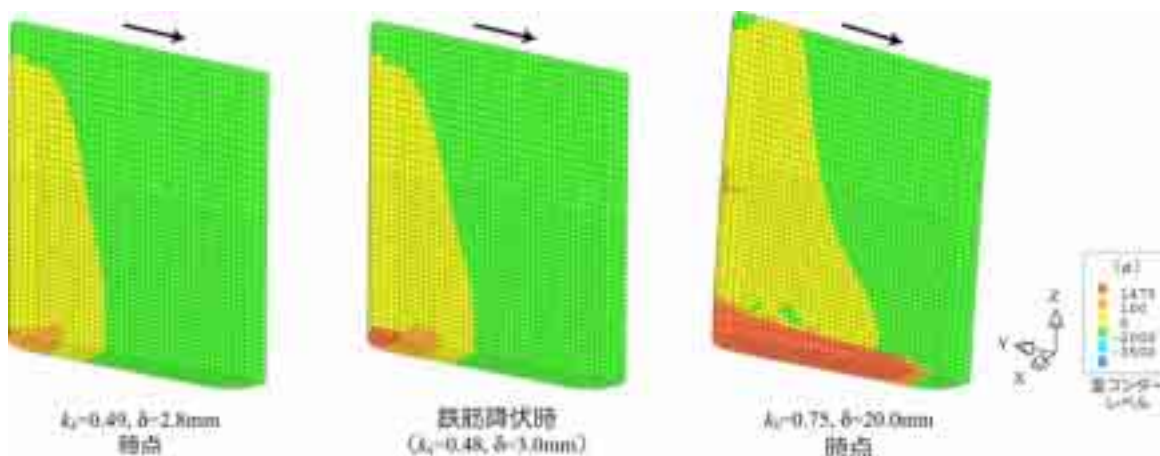
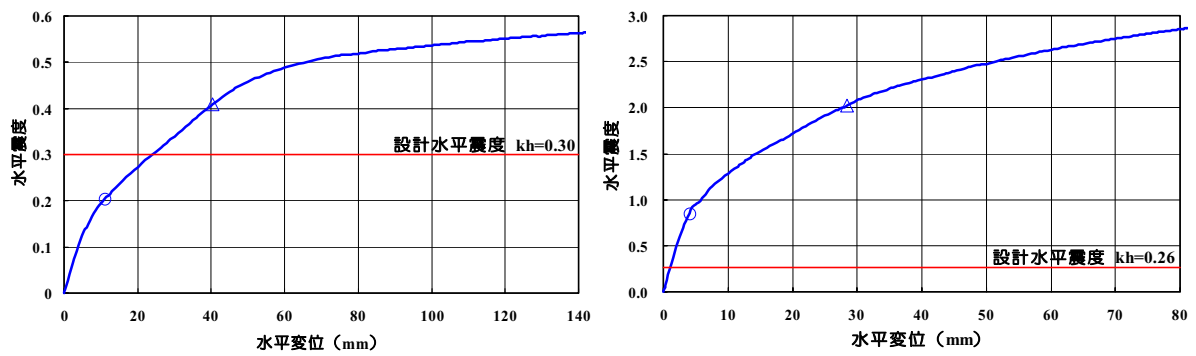


図 8-28 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布 (十勝河口橋側橋梁部:P-1 橋脚)

【 橋軸直角方向载荷時 】



【 橋軸方向载荷時 】

【 橋軸直角方向载荷時 】

図 8 - 2 9 水平震度－水平変位関係（十勝河口橋側橋梁部：P-2 橋脚）

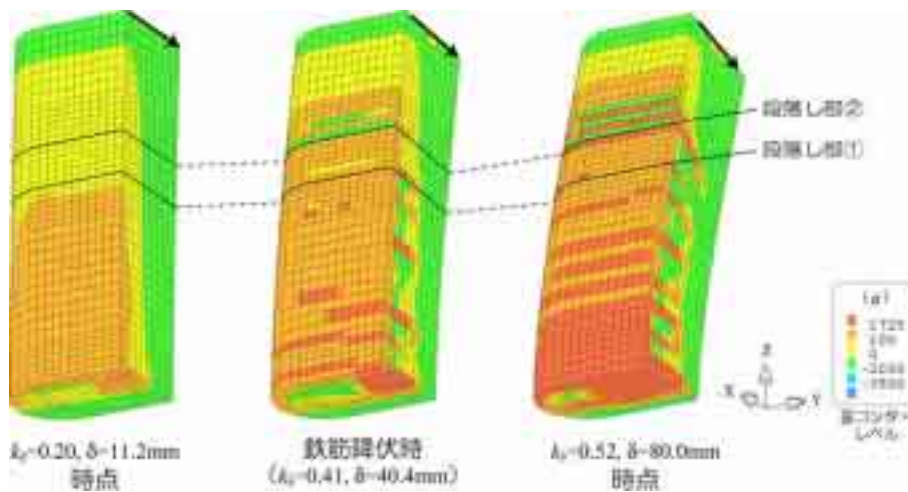


図 8 - 3 0 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布（十勝河口橋側橋梁部：P-2 橋脚）

【 橋軸方向载荷時 】

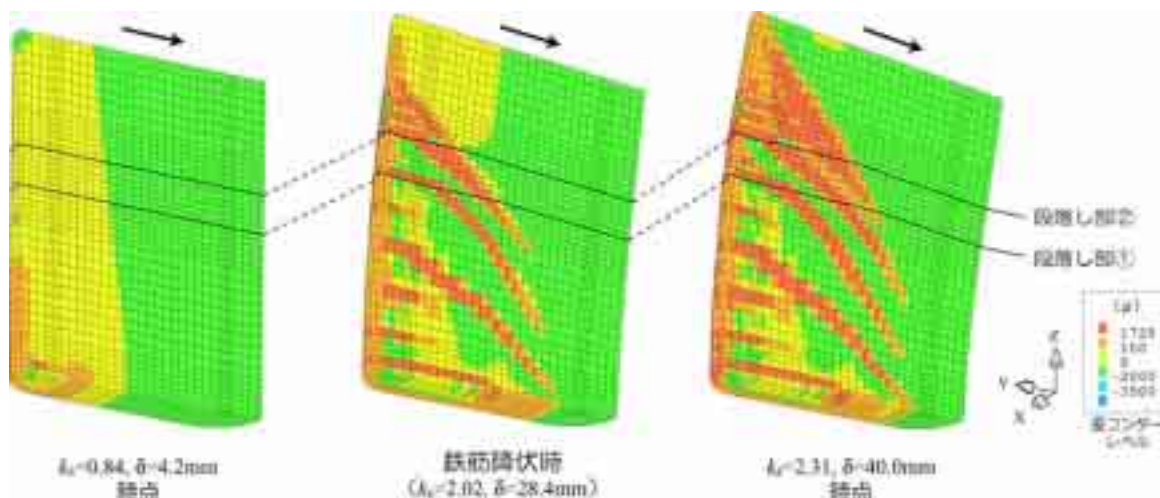


図 8 - 3 1 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布（十勝河口橋側橋梁部：P-2 橋脚）

【 橋軸直角方向载荷時 】

【主橋梁部橋脚に対する検討】

主橋梁部では、3径間連続有ヒンジPCラーメン箱桁である。従って、橋脚は上部構造と剛結されていることから、橋軸方向載荷時には上部工も含めた橋梁全体系としてモデル化を行うこととした。但し、主橋梁部は中央径間の中心位置でヒンジ結合されており、当該部位では曲げモーメントが伝達されない構造であることから本解析では簡略化して、ヒンジ部までをモデル化した。なお、下部構造はP-4橋脚と比較して躯体高の高いP-5橋脚に着目している。一方、橋軸直角方向載荷時には上部工をモデル化せずに、側橋梁部橋脚の検討時と同様に橋脚単体としてモデル化を行った。

表 8－10 解析対象橋脚の基本諸元（主橋梁部）

躯体名	P-5 橋脚
結合条件	剛結合
全死荷重	82,940 kN
設計水平震度	橋軸方向 $K_h=0.30$ 直角方向 $K_h=0.30$
段落し部	あり
断面寸法	基部：壁幅 10.0 m, 壁厚 4.8 m 上部：壁幅 7.74 m, 壁厚 4.8 m
配筋概要 (基 部)	主鉄筋：D51×3 段 帯鉄筋：D25 @ 125
配筋概要 (段落し)	主鉄筋：D51×2.5 段 帯鉄筋：D25 @ 125
引張鉄筋比	基部：1.26%, 上部：1.14%

表 8－11 コンクリートおよび鉄筋の力学的特性値（主橋梁部）

材 料	圧縮強度 $f'_c(\text{MPa})$	引張強度 $f_t(\text{MPa})$	降伏強度 $f_y(\text{MPa})$	弾性係数 $E(\text{GPa})$
コンクリート（上部工）	40.0	—	—	35.0
コンクリート（下部工）	30.0	2.22	—	28.0
鉄 筋（主鉄筋）	—	—	345.0	200.0
鉄 筋（帯鉄筋）	—	—	295.0	200.0

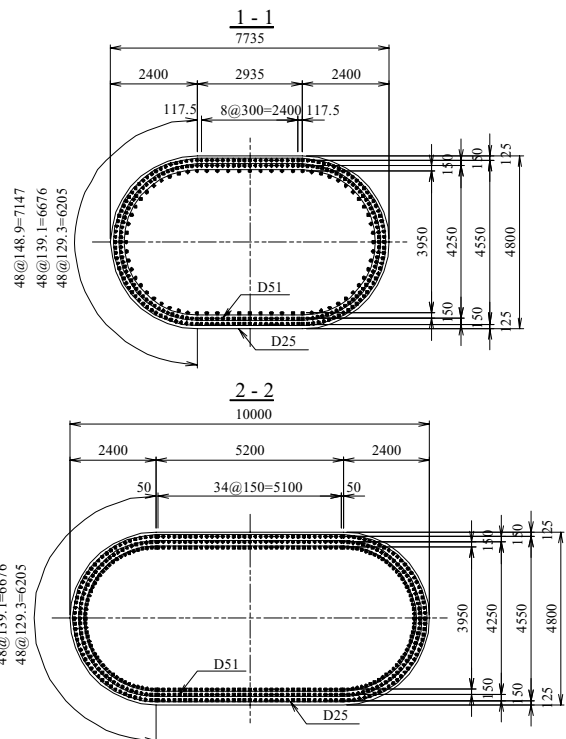
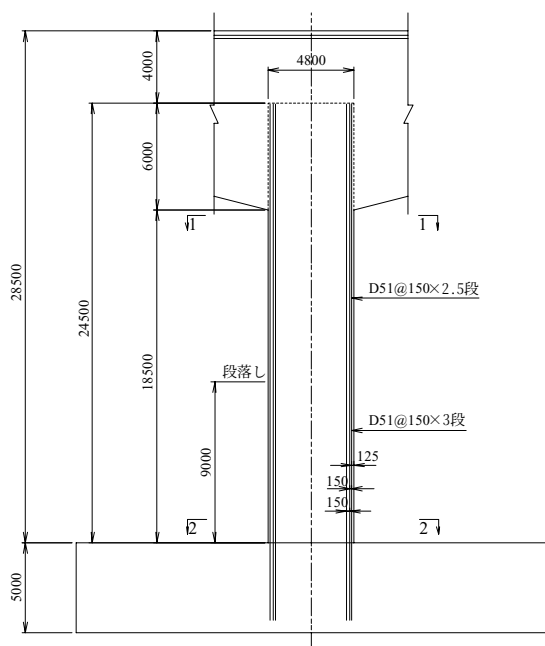
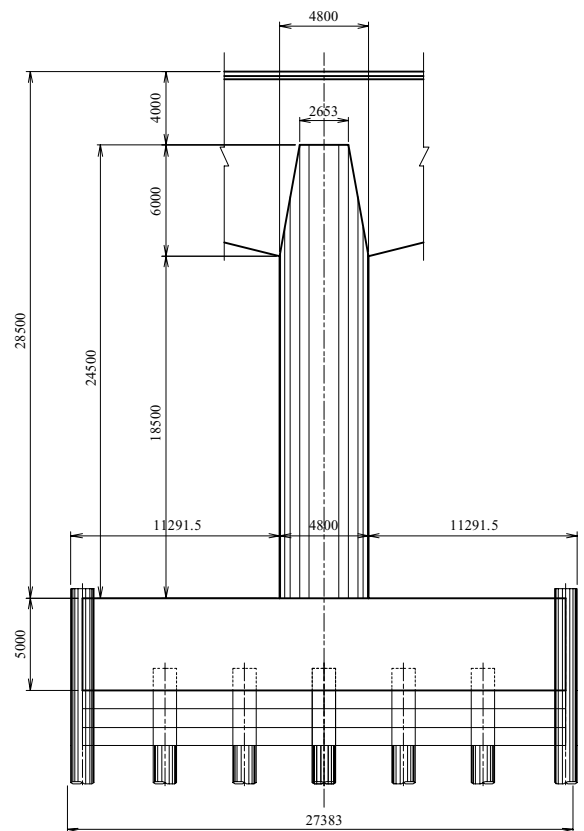
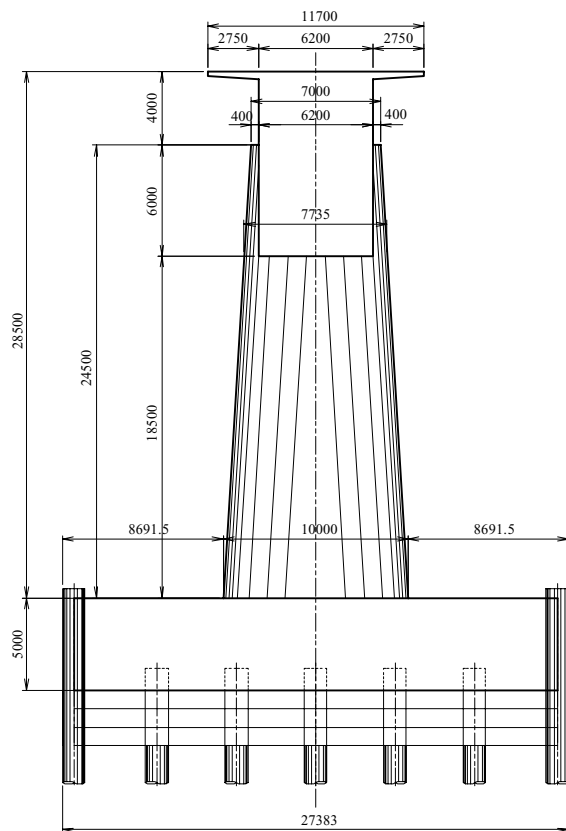


図 8 - 3 2 P-5 橋脚（剛結部）の構造配筋図（十勝河口橋：主橋梁部）

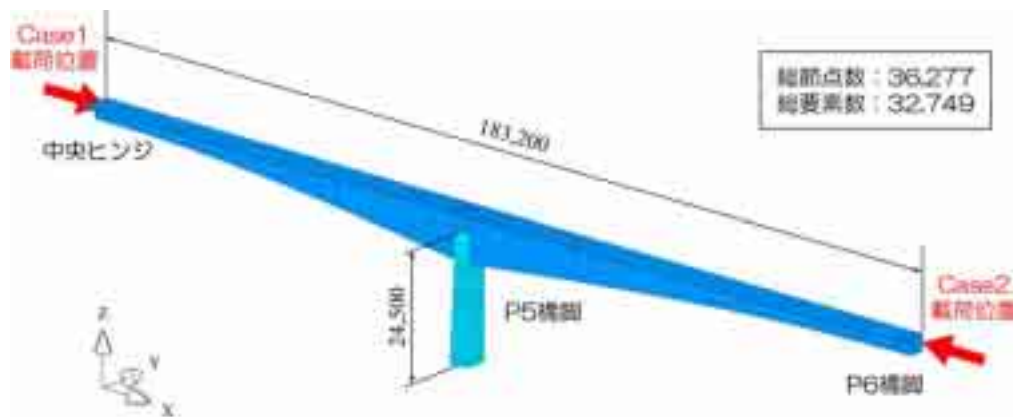


図 8-33 解析モデル（十勝河口橋主橋梁部：P-5 橋脚）

図 8-34 には、P-5 橋脚の橋軸方向載荷時における水平震度－水平変位関係を示している。図中、○印はコンクリートの引張ひずみが終局限界ひずみに達した時点、△印は柱基部、◇印は柱上部における鉄筋が降伏した時点を示している。ここで、水平震度は、解析結果の水平荷重を上・下部工の全重量で除して評価している。図より、載荷方向に関して比較すると、CASE 2（載荷方向：P-6 橋脚→中央ヒンジ）よりも CASE 1（載荷方向：中央ヒンジ→P-6 橋脚）の方が大きい水平震度に抵抗できることが分かる。すなわち、CASE 1 では震度 1.0 以上まで抵抗できるのに対し、CASE 2 における最大水平震度は 0.9 程度であった。なお、当初設計時の設計水平震度（ $K_h = 0.30$ ）に相当する時点では、ひび割れが開口する程度の震度レベルに達しているが、軸方向鉄筋の降伏震度レベルには至っていないことが分かる。図 8-35 および図 8-36 には、橋軸方向載荷の各ケースにおける代表的な変位レベルでのコンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布を示している。図より、いずれのケースともに、柱基部において曲げ損傷が先行するが、その後、柱上部にも発生した。本橋脚は柱基部から 9.0m 位置において軸方向鉄筋が段落しされているが、段落し部において集中する損傷は確認されない。水平変位 300mm 時点の鉛直方向ひずみ分布図より、いずれのケースともに柱基部および上部で約 1D（D：断面短辺長）の領域において塑性ヒンジが形成されていることが分かる。これより、P-5 橋脚の橋軸方向載荷時の破壊形態は、柱基部および柱上部に塑性ヒンジが形成されるラーメン構造特有の曲げ破壊であるものと推察される。

図 8-37 には、P-5 橋脚の橋軸直角方向載荷時における水平震度－水平変位関係を示している。図より、当初設計時の設計水平震度（ $K_h = 0.30$ ）に相当する時点では、ひび割れが開口する程度の震度レベルに達しているものの、軸方向鉄筋の降伏震度レベルには至っていないことが分かる。図 8-38 には、橋軸直角方向載荷における代表的な変位レベルでのコンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布を示している。図より、載荷初期では、柱基部から軸方向鉄筋段落し部までの範囲において水平方向の曲げひび割れがほぼ等間隔に発生したが、荷重の増加に伴って段落し部近傍の曲げひび割れが斜め下方に向かって進展した。これ以後の挙動は、段落し部近傍の斜めひび割れが更に進展するとともに、基部における曲げ損傷（ひび割れの開口）領域も拡大した。これより、P-5 橋脚の橋軸直角方向載荷時の破壊形態は、軸方向鉄筋の段落し部近傍において曲げ・せん断損傷が発生するが、最終的には柱基部の曲げ破壊で終局に至るものと推察される。

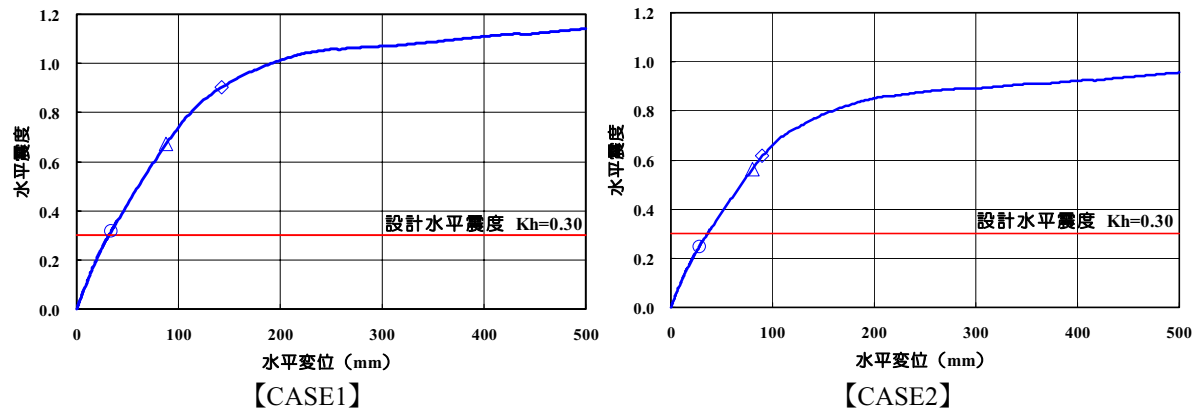
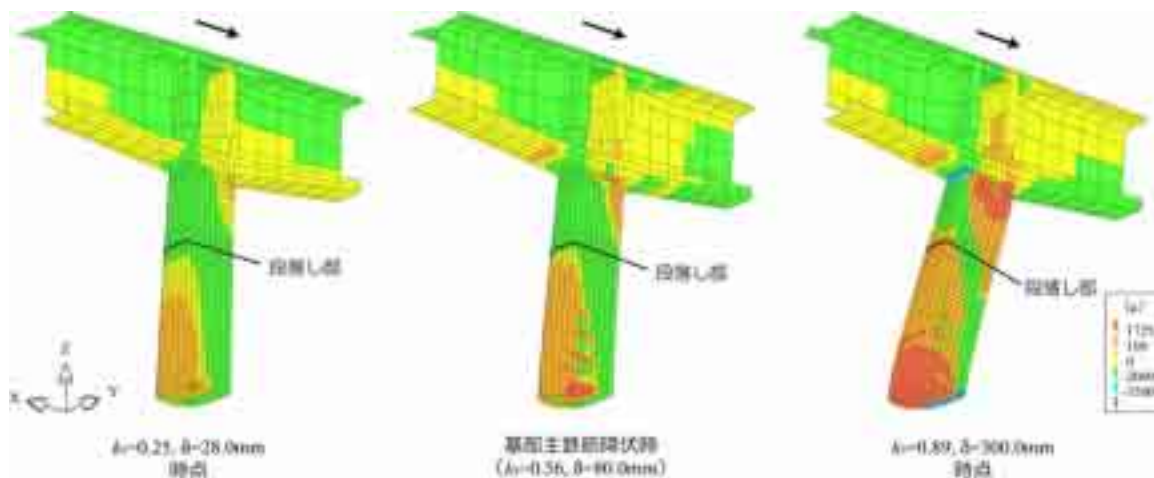
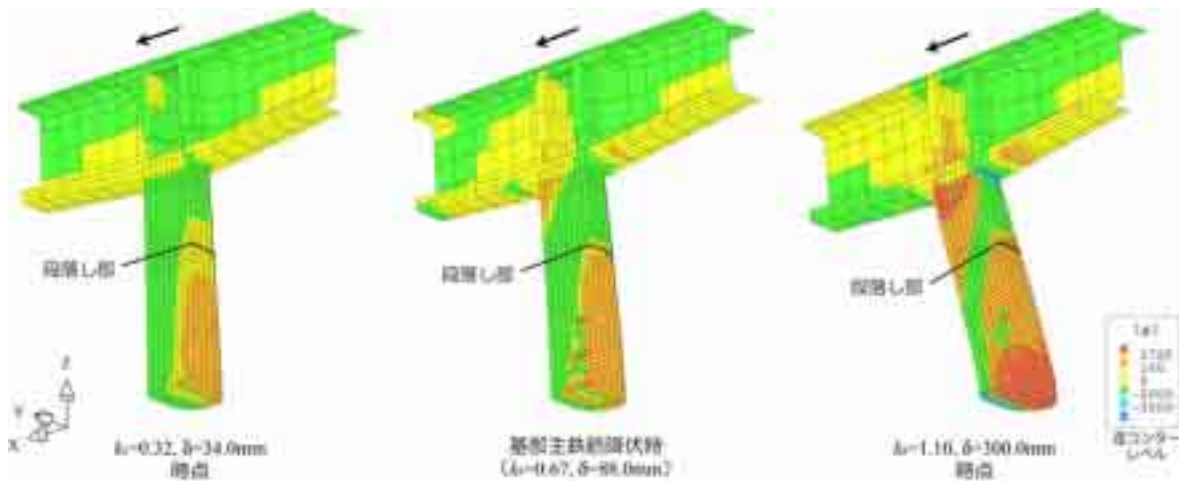


図8-34 水平震度－水平変位関係（十勝河口橋主橋梁部：P-5 橋脚，橋軸方向載荷時）



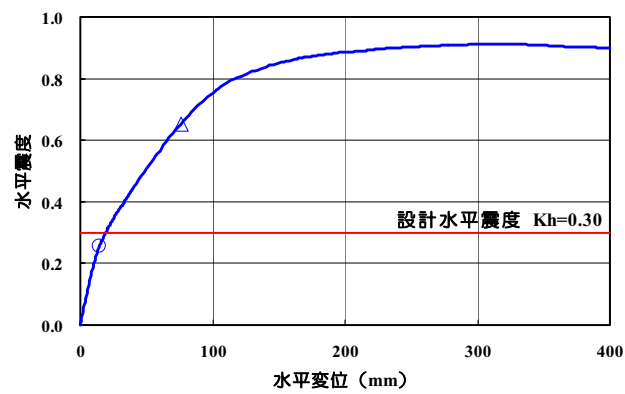


図8－37 水平震度－水平変位関係
(十勝河口橋主橋梁部：P-5 橋脚，橋軸直角方向載荷時)

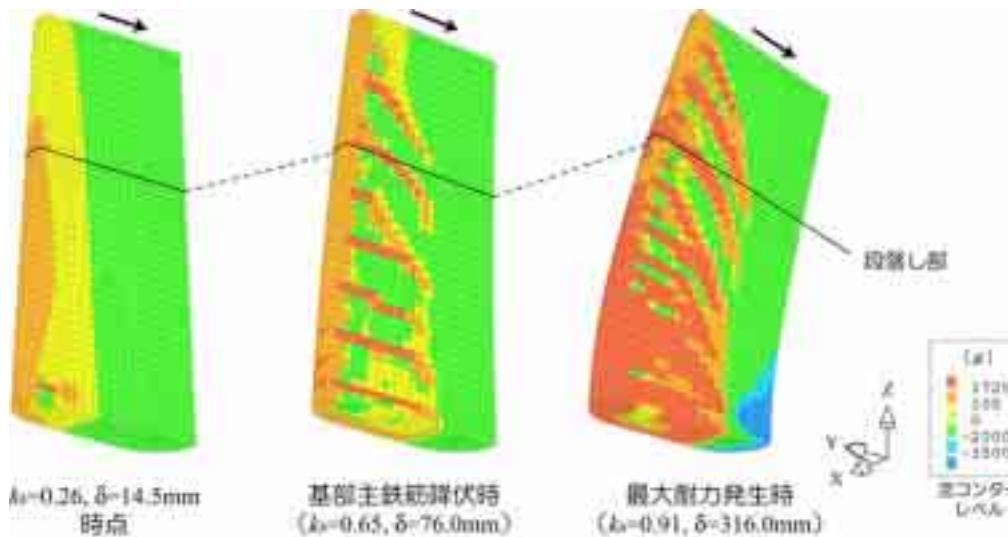


図8－38 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布
(十勝河口橋主橋梁部：P-5 橋脚，橋軸直角方向載荷時)

(2) 石狩河口橋

石狩河口橋は、主橋梁部および側橋梁部の支持条件がいずれも中間橋脚における 1 点固定方式であることから、耐震性能を評価する上で固定橋脚の保有耐力を把握することが重要となる。橋脚形式は、主橋梁部 2 基、側橋梁部 18 基の計 20 基すべて R C ラーメン橋脚であり、このうち 5 基が固定橋脚である。本検討では、固定橋脚のうち主橋梁部の耐震壁を有する P-3 橋脚、側橋梁部のうち橋脚基部に根巻きコンクリートを有する P-1 橋脚、2 断面の主鉄筋段落し部を有する P-7 橋脚に着目して、耐荷力特性に関する検討を行った。表 8-12 には、各橋脚が支持している上部構造重量を示している。耐震設計上、橋軸方向には上部構造全重量、橋軸直角方向には支点反力分を負担している。

図 8-39、図 8-40、図 8-41 には、それぞれ P-1、P-3、P-7 橋脚の構造配筋図を示している。また、表 8-15、表 8-16、表 8-17 には、それぞれ P-1、P-3、P-7 橋脚の柱部材鉄筋比を示している。主鉄筋段落し部は、P-1 橋脚では橋脚基部から 2.1m の 1 断面、P-3 橋脚では橋脚基部から 3.0m の 1 断面、P-7 橋脚では橋脚基部から 3.4m、5.9m の 2 断面となっている。なお、P-1、P-7 橋脚については橋軸方向主鉄筋のみ段落しされている。また、P-1 橋脚の架設アンカーの埋設されている根巻きコンクリート部の主鉄筋は底版内部に定着されていない。図 8-42、図 8-43、図 8-44 には、それぞれ P-1、P-3、P-7 橋脚の解析モデルを、主鉄筋段落し部および荷重載荷位置と併せて示している。変位制御位置については、橋軸方向には支承のピン位置に設定している。橋軸直角方向には、P-1 および P-7 橋脚については上部構造の重心位置、P-3 橋脚については主塔のケーブル定着部 4 箇所の中央位置に設定している。なお、支点反力については支承および主塔基部に分布荷重として与えている。表 8-13、表 8-14 には鉄筋およびコンクリートの材料物性値を示している。材料物性値は全て設計計算書に基づいて設定している。

表 8-12 各橋脚が支持している上部構造重量

	支点反力	上部構造全重量
P-1 橋脚	8450 kN	13200 kN
P-3 橋脚	11300 kN	22600 kN
P-7 橋脚	6050 kN	26350 kN

表 8-13 鉄筋の材料物性値

	降伏強度 (MPa)	弾性係数 E_s (MPa)	ポアソン比 ν_s	単位体積重量 ρ_s (kN/m ³)
D (SD)	345	2.06×10^5	0.3	77.0
ϕ (SR)	235	2.06×10^5	0.3	77.0

表 8-14 コンクリートの材料物性値

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 E_c (MPa)	ポアソン比 ν_c	単位体積重量 ρ_c (kN/m ³)
P-1 橋脚	20.6	1.633	2.350×10^4	0.2	23.0
P-3 橋脚	23.5	1.877	2.475×10^4	0.2	23.0
P-7 橋脚	20.6	1.633	2.350×10^4	0.2	23.0

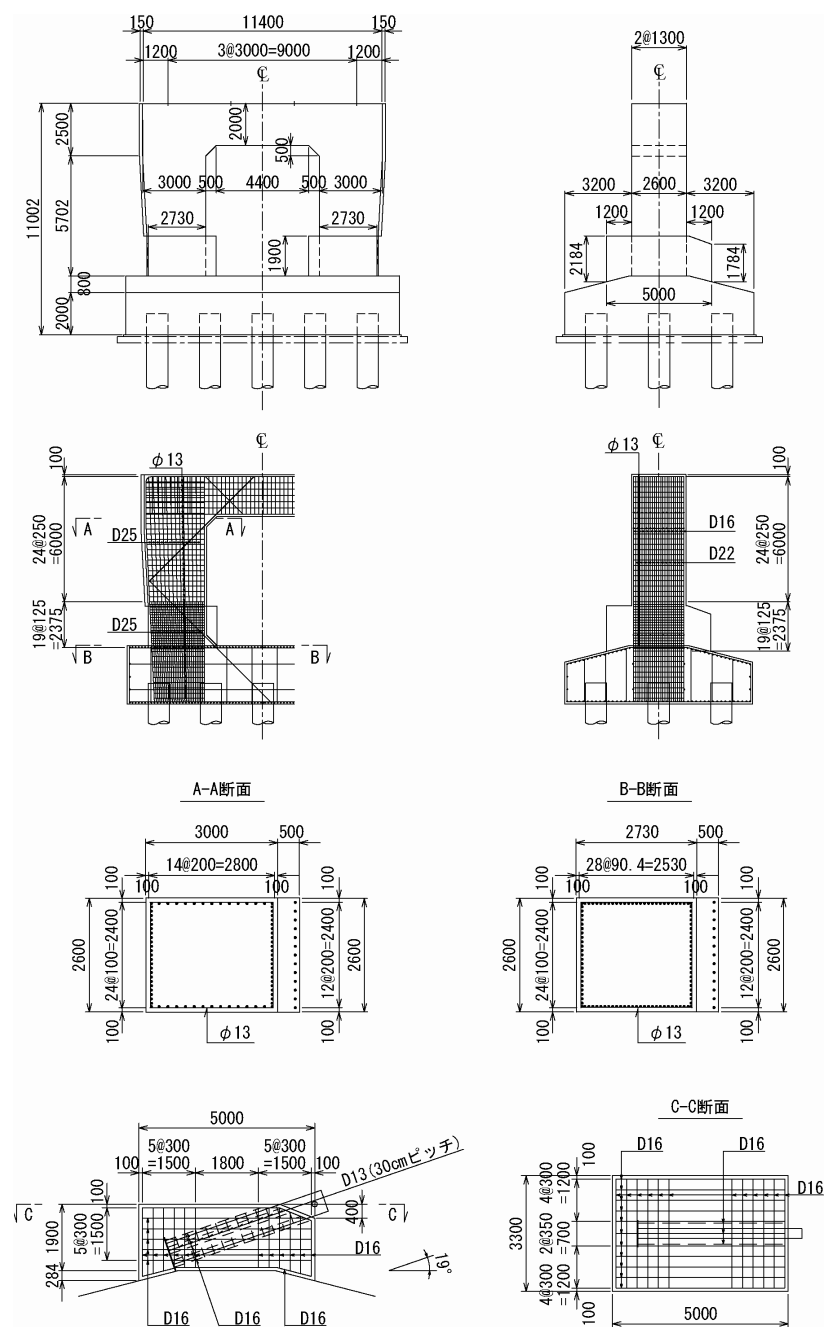


図 8 - 3 9 P-1 橋脚の構造配筋図（石狩河口橋）

表 8 - 1 5 P-1 橋脚の柱部材鉄筋比（石狩河口橋）

断面	主鉄筋		帯鉄筋	
	配筋量	鉄筋比	配筋量	鉄筋比
段落し部 (2.1 m)	D16×26 D22×24 D25×26	0.376%	φ 13ctc250	0.014%
基部	D16×26 D22×24 D25×54	0.589%	φ 13ctc125	0.030%

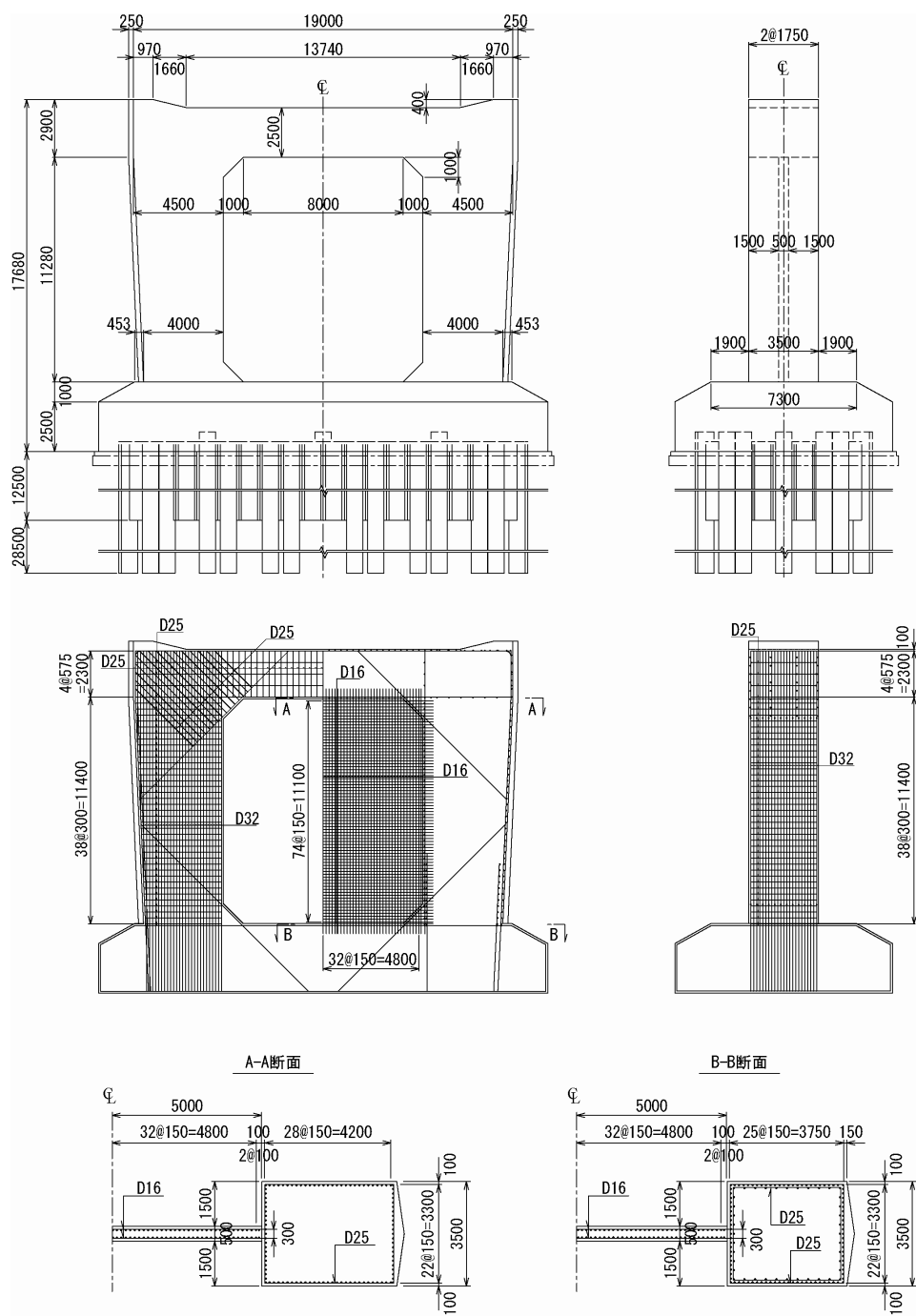


図 8－4 0 P-3 橋脚の構造配筋図（石狩河口橋）

表 8－1 6 P-3 橋脚の柱部材鉄筋比（石狩河口橋）

断面	主鉄筋		帯鉄筋	
	配筋量	鉄筋比	配筋量	鉄筋比
段落し部 (3.0 m)	D32×46 D32×48	0.516%	D25ctc300	0.023%
基部	D32×46 D32×48 D32×22 D32×18	0.760%	D25ctc300 D25ctc300	0.048%

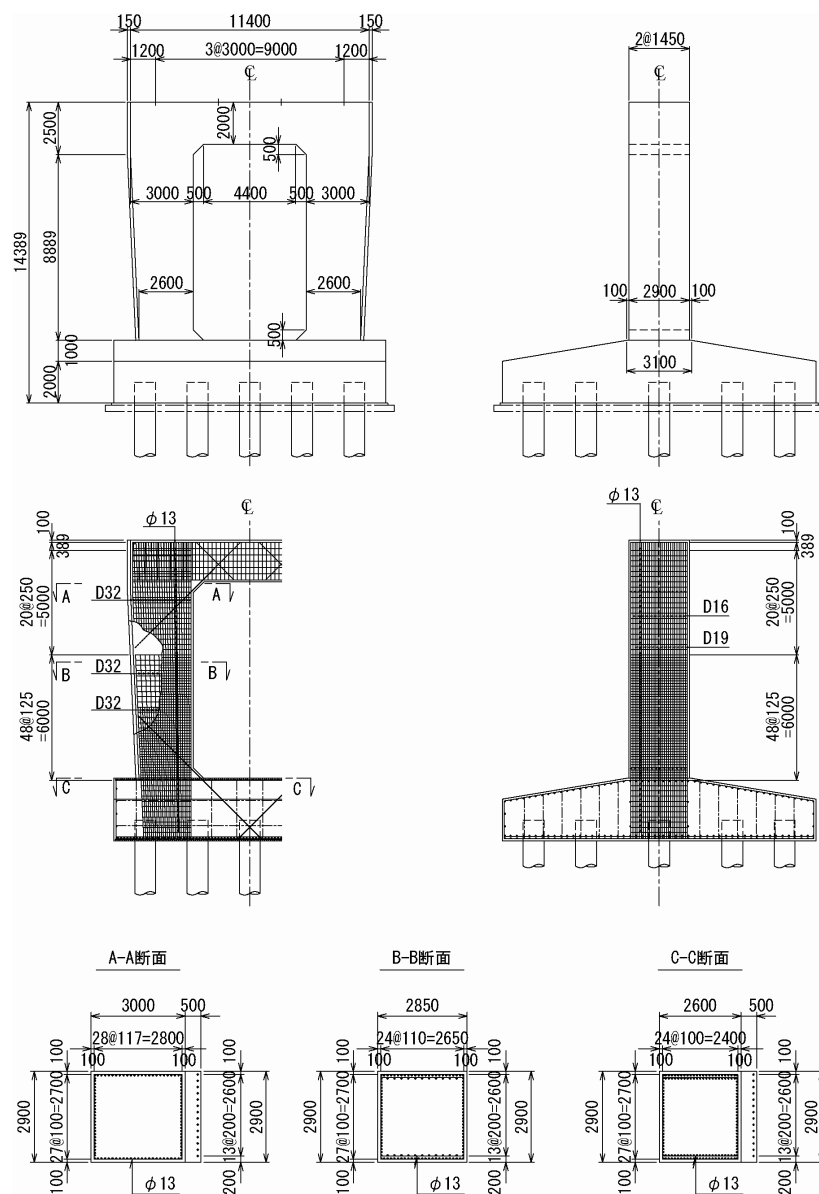
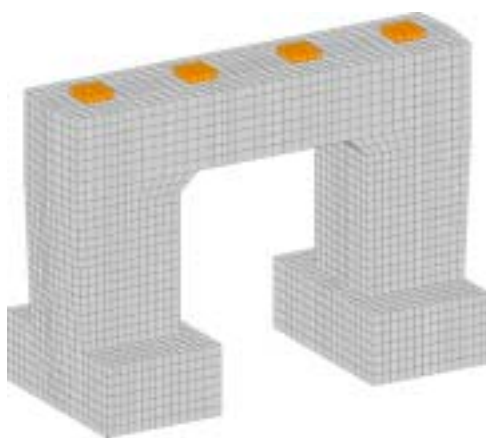


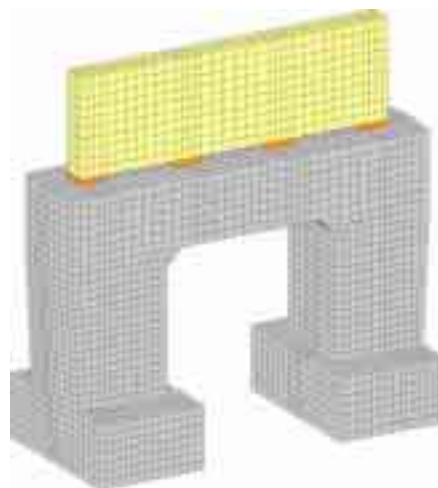
図 8－4 1 P-7 橋脚の構造配筋図（石狩河口橋）

表 8－1 7 P-7 橋脚の柱部材鉄筋比（石狩河口橋）

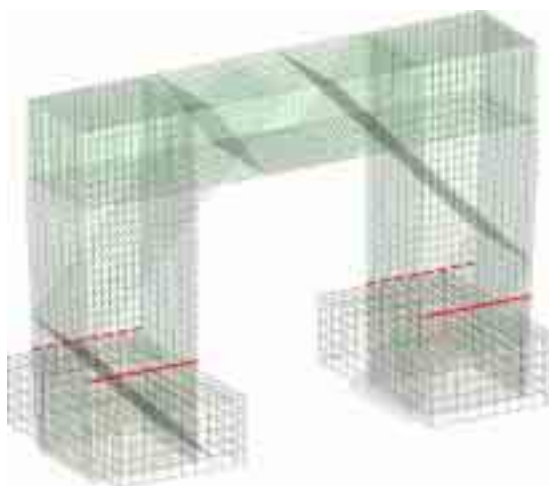
断面	主鉄筋		帯鉄筋	
	配筋量	鉄筋比	配筋量	鉄筋比
段落し部 (5.9 m)	D19×26 D16×26 D32×50	0.630%	φ 13ctc250	0.013%
段落し部 (3.4 m)	D19×26 D16×26 D32×50 D32×22	0.874%	φ 13ctc125 φ 13ctc250	0.040%
基部	D19×26 D16×26 D32×50 D32×46	1.178%	φ 13ctc125 φ 13ctc250	0.042%



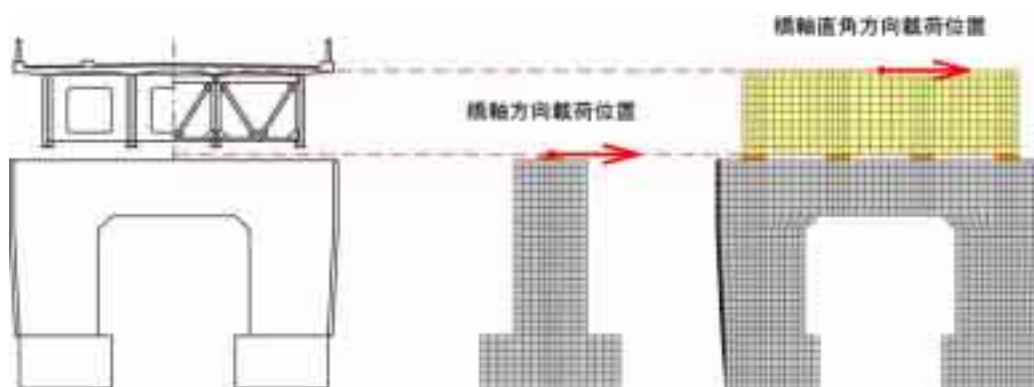
(a) 橋軸方向載荷モデル



(b) 橋軸直角方向載荷モデル



(c) 配筋モデル（—：主鉄筋段落し位置）



(d) 載荷位置

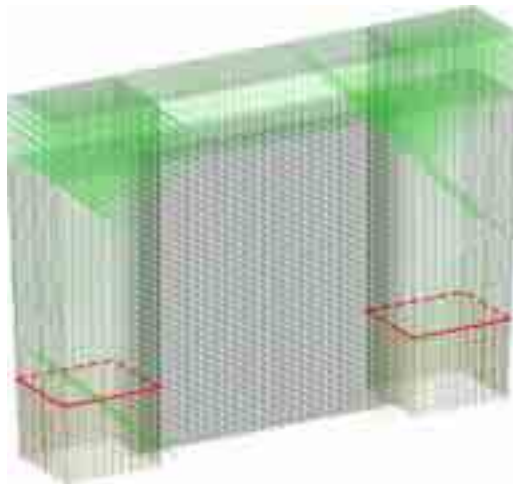
図8-42 解析モデル（石狩河口橋：P-1 橋脚）



(a) 橋軸方向載荷モデル



(b) 橋軸直角方向載荷モデル

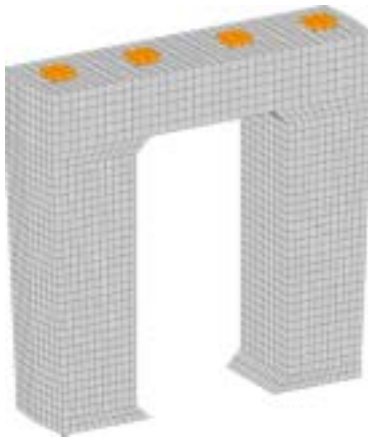


(c) 配筋モデル (—：主鉄筋段落し位置)

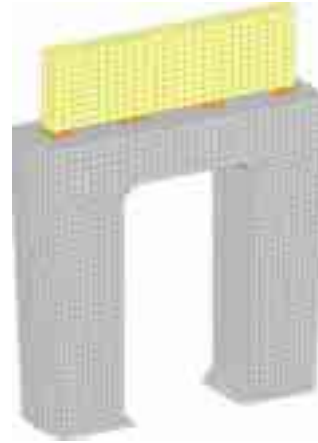


(d) 載荷位置

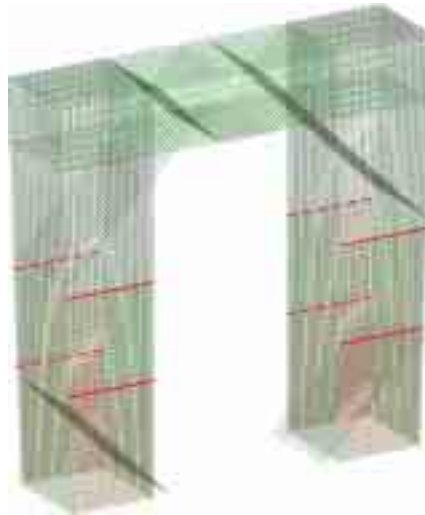
図8－43 解析モデル（石狩河口橋：P-3 橋脚）



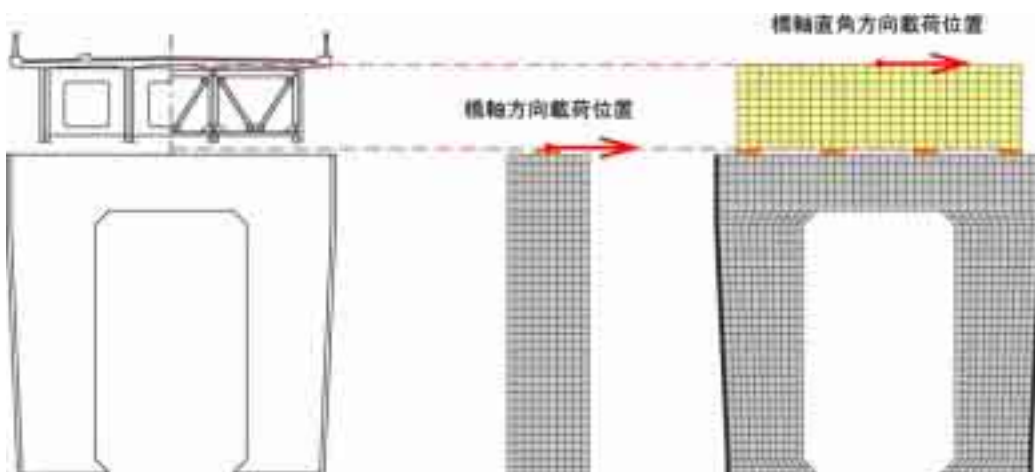
(a) 橋軸方向載荷モデル



(b) 橋軸直角方向載荷モデル



(c) 配筋モデル (—：主鉄筋段落し位置)



(d) 載荷位置

図8-44 解析モデル (石狩河口橋：P-7 橋脚)

1) P-1橋脚の耐荷挙動

図8-45には、P-1橋脚の水平震度－水平変位関係を示している。なお、水平震度は、載荷荷重を上部構造分担重量で除することにより算出している。また、図8-46には、コンクリート鉛直ひずみ分布および鉄筋応力分布を水平震度－水平変位関係から3点を抽出して示している。

橋軸方向載荷では、水平震度0.41で根巻きコンクリートの上部（S1～S2）の塑性化にともない接線剛性が低下している。一方、橋軸直角方向載荷では、水平震度1.76で左右柱部材の根巻きコンクリートの上部（S1～S2）と右柱部材の基部（S0_R）の塑性化にともない接線剛性が低下している。なお、何れの載荷ケースにおいても設計水平震度0.2に対して余剰耐力を有していることが分かる。

2) P-3橋脚の耐荷挙動

図8-47には、P-3橋脚の水平震度－水平変位関係を示している。また、図8-48には、コンクリート鉛直ひずみ分布および鉄筋応力分布を水平震度－水平変位関係から3点を抽出して示している。

橋軸方向載荷では、水平震度0.42で主鉄筋段落し部（S1）および橋脚基部（S0）の塑性化にともなって接線剛性が低下し、その後、耐震壁（W0、W1）の塑性化により更に剛性が低下している。一方、橋軸直角方向載荷では、水平震度1.38で左柱部材の基部（S0_L）および主鉄筋段落し部（S1_L）、耐震壁の左下端（W1）の塑性化にともなって接線剛性が低下している。その後、左柱部材の中央部（S2）から耐震壁（W2）へと塑性化が進展していることが分かる。なお、何れの載荷ケースにおいても設計水平震度0.2に対して余剰耐力を有していることが分かる。

3) P-3橋脚【耐震壁無し】の耐荷挙動

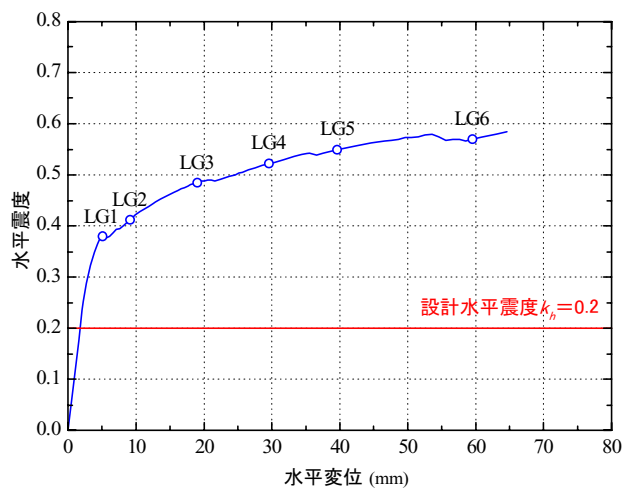
次に、P-3橋脚から耐震壁のみを除いたモデルにより、耐震壁の効果について確認する。図8-49には、P-3橋脚から耐震壁を除いたモデルについて水平震度－水平変位関係を示している。また、図8-50には、コンクリート鉛直ひずみ分布および鉄筋応力分布を水平震度－水平変位関係から3点を抽出して示している。

橋軸方向載荷では、降伏後の接線剛性に差異は見られるものの、その損傷過程は耐震壁の有無によらずほぼ同様であることが確認できる。一方、橋軸直角方向載荷では、耐力が耐震壁を有する場合と比較して水平震度で0.2程度低下している。従って、耐震壁により橋軸直角方向の耐力が大きく向上することが分かる。

4) P-7橋脚の耐荷挙動

図8-51には、P-7橋脚の水平震度－水平変位関係を示している。また、図8-52には、コンクリート鉛直ひずみ分布および鉄筋応力分布を水平震度－水平変位関係から3点を抽出して示している。

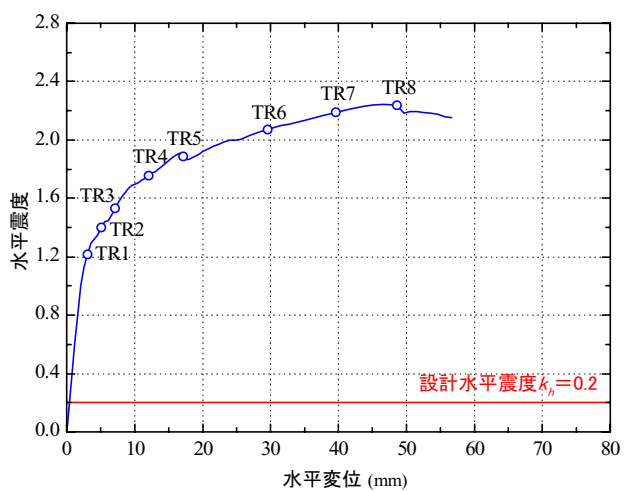
橋軸方向載荷では、水平震度0.28で橋脚基部（S0）から主鉄筋段落し部（S1、S2）に亘って降伏し、接線剛性が大きく低下している。一方、橋軸直角方向載荷では、水平震度1.58で左右柱部材の基部（S0_L、S0_R）が降伏している。なお、何れの載荷ケースにおいても設計水平震度0.2に対して余剰耐力を有していることが分かる。



観測点	LG1	LG2	LG3	LG4	LG5	LG6
コンクリートの降伏位置	—	S2_LR	—	S1_LR	—	—
鉄筋の降伏位置	—	S2_LR	—	—	—	—



(a) 橋軸方向載荷 (—：主鉄筋段落し位置)

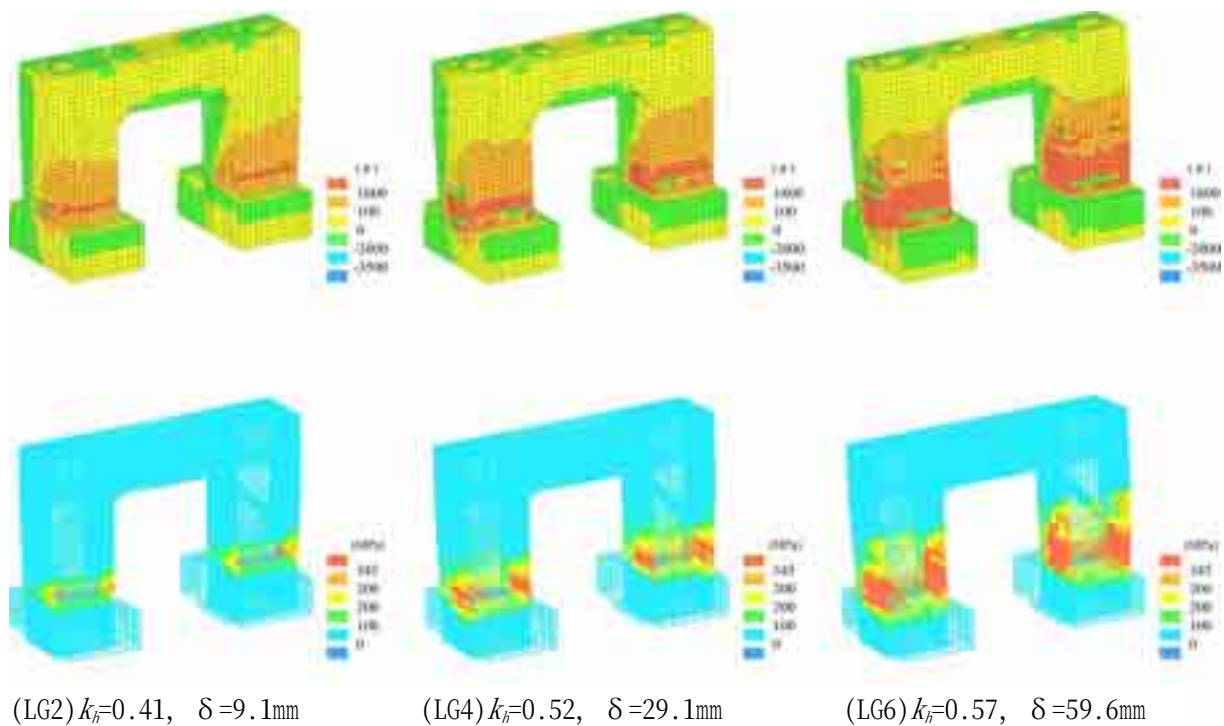


観測点	TR1	TR2	TR3	TR4	TR5	TR6	TR7	TR8
コンクリートの降伏位置	—	S1_L, S1_R	—	S2_L, S0_R	—	S3_L, S2_R	—	—
鉄筋の降伏位置	—	—	S1_L	S1_R, S2_L, S0_R	—	S3_L	S2_R	—

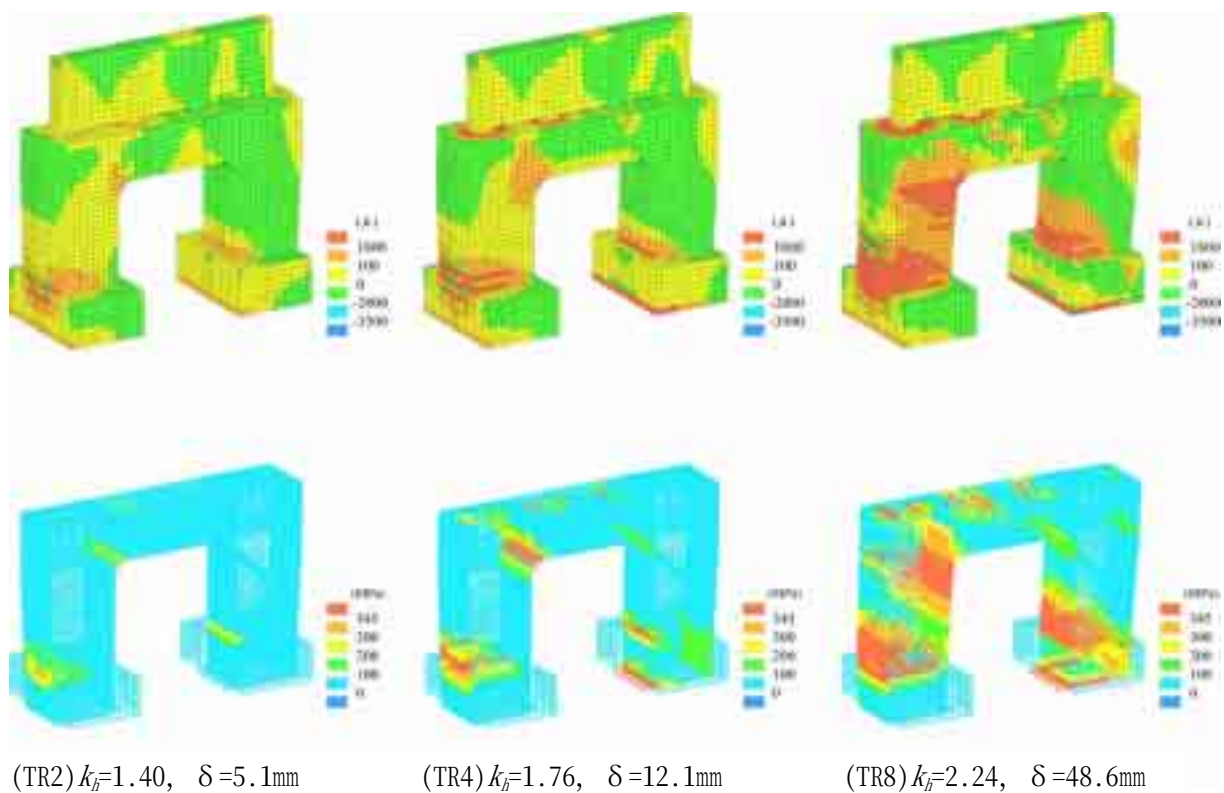


(b) 橋軸直角方向載荷 (—：主鉄筋段落し位置)

図8-45 載荷荷重（水平震度）－水平変位関係（石狩河口橋：P-1 橋脚）

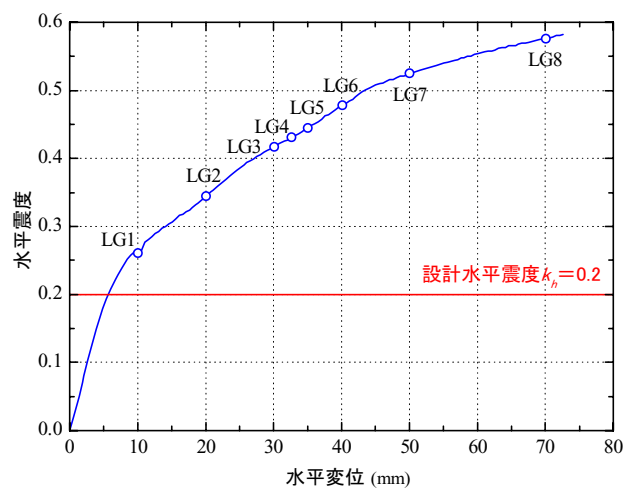


(a) 橋軸方向載荷

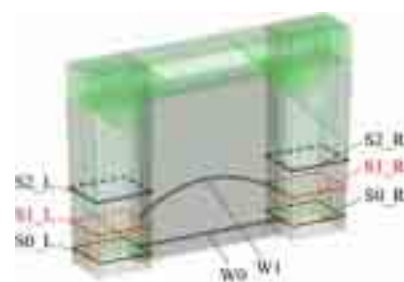
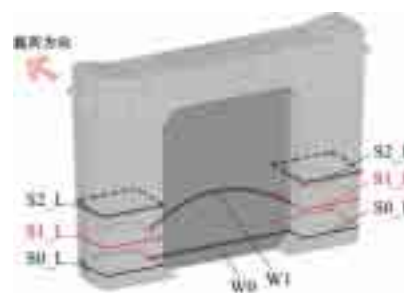


(b) 橋軸直角方向載荷

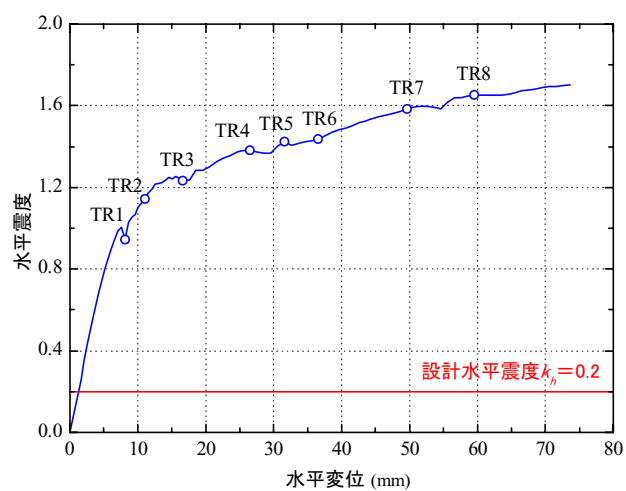
図8-46 コンクリート要素鉛直方向ひずみ分布および鉄筋要素の応力分布
(石狩河口橋：P-1 橋脚)



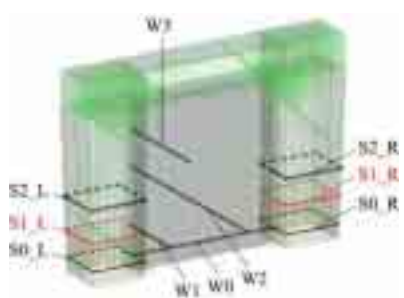
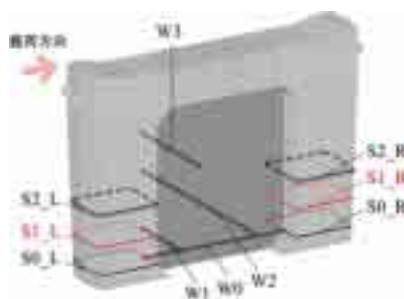
観測点	LG1	LG2	LG3	LG4	LG5	LG6	LG7	LG8
コンクリートの降伏位置	—	S1_LR	S0_LR	—	—	—	S2_LR W0	W1
鉄筋の降伏位置	—	—	S0_LR	—	—	—	S1_LR W0	W1



(a) 橋軸方向載荷 (—：主鉄筋段落し位置)

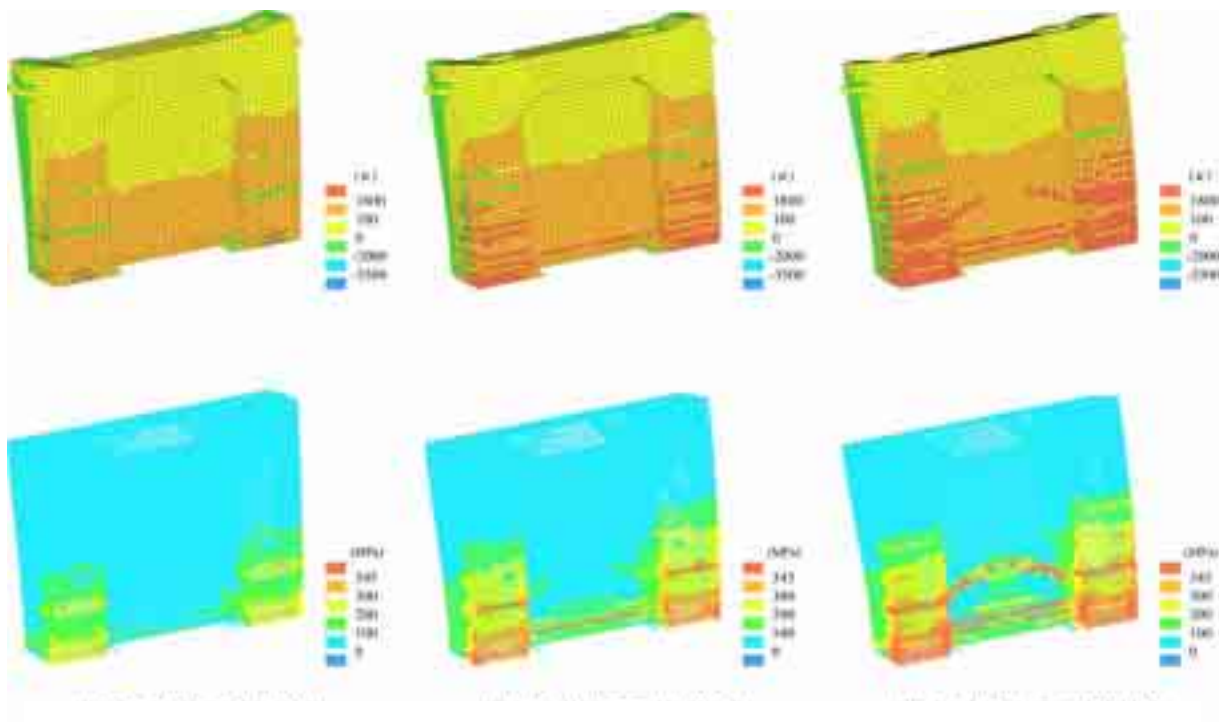


観測点	TR1	TR2	TR3	TR4	TR5	TR6	TR7	TR8
コンクリートの降伏位置	—	S0_L	S1_L W1	S2_L	W2	—	W3	—
鉄筋の降伏位置	—	—	S0_L	S1_L W1	S2_L W2	—	—	W3

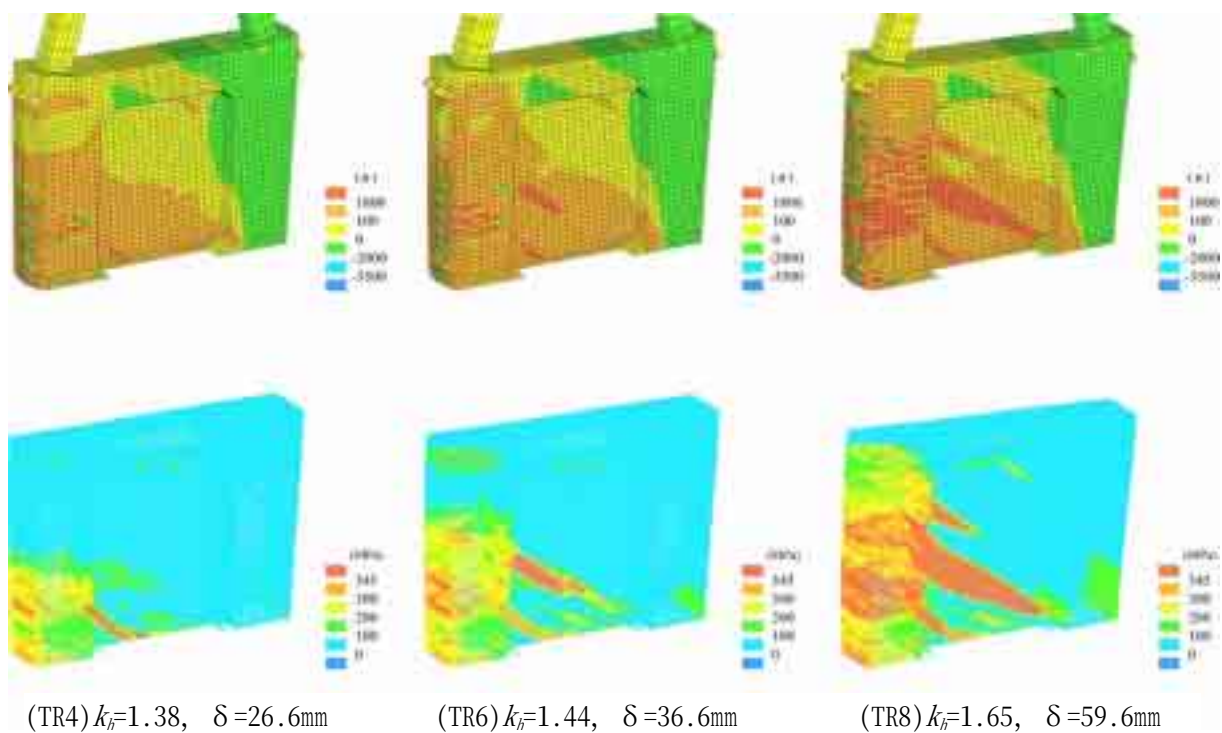


(b) 橋軸直角方向載荷 (—：主鉄筋段落し位置)

図8-47 載荷荷重（水平震度）－水平変位関係（石狩河口橋：P-3 橋脚）

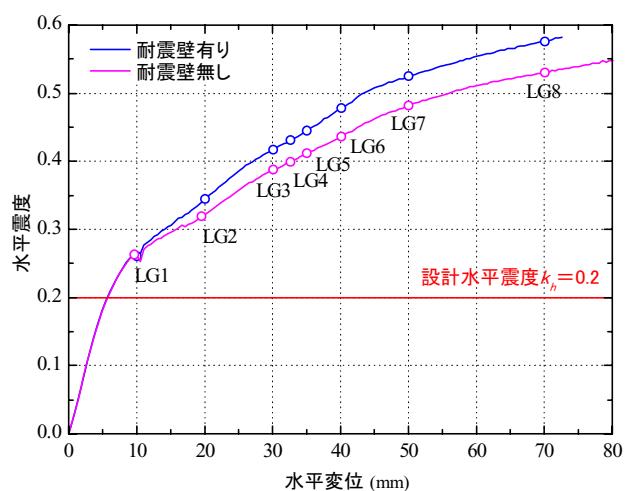


(a) 橋軸方向載荷



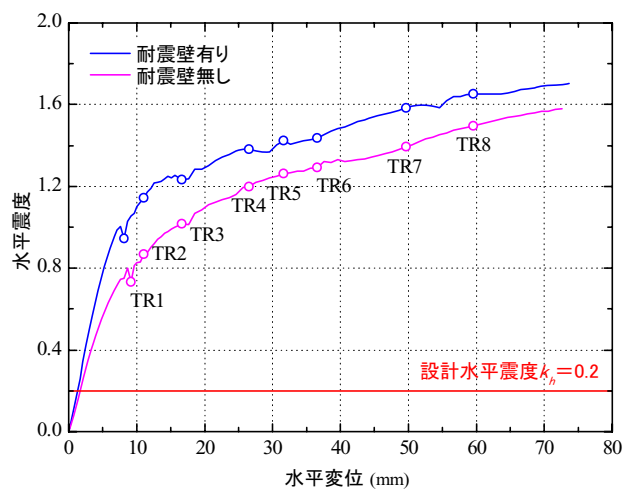
(b) 橋軸直角方向載荷

図 8-48 コンクリート要素鉛直方向ひずみ分布および鉄筋要素の応力分布
(石狩河口橋：P-3 橋脚)



観測点	LG1	LG2	LG3	LG4	LG5	LG6	LG7	LG8
コンクリートの 降伏位置	—	S1_L, R	S2_L, R	—	—	—	S2_L, R	—
鉄筋の降伏位置	—	—	S2_L, R	—	—	—	S1_L, R	—

(a) 橋軸方向載荷（—：主鉄筋段落し位置）



観測点	TR1	TR2	TR3	TR4	TR5	TR6	TR7	TR8
コンクリートの 降伏位置	—	S2_L	—	S1_L, S3_L	—	S2_R, S4_R	—	—
鉄筋の降伏位置	—	—	S2_L	—	S1_L	—	S2_L	S3_L

(b) 橋軸直角方向載荷（—：主鉄筋段落し位置）

図8-49 載荷荷重（水平震度）—水平変位関係（石狩河口橋：P-3 橋脚【耐震壁無し】）

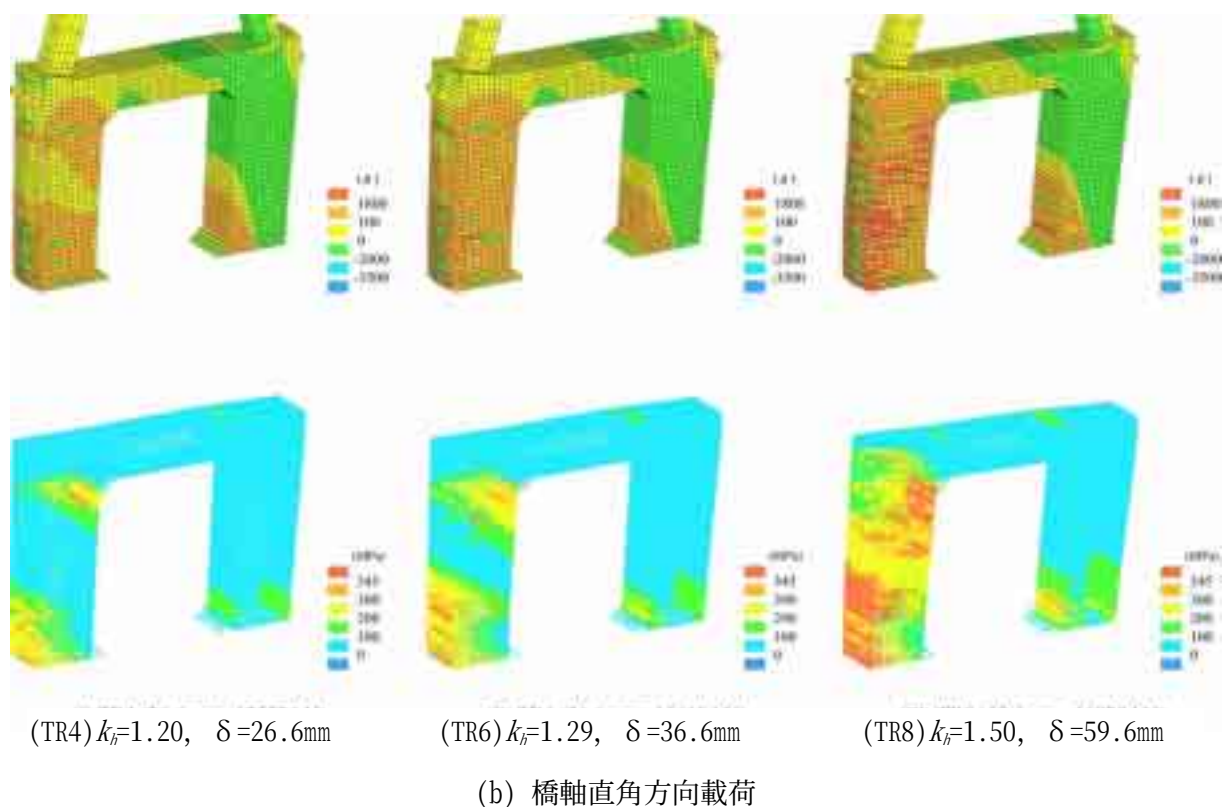
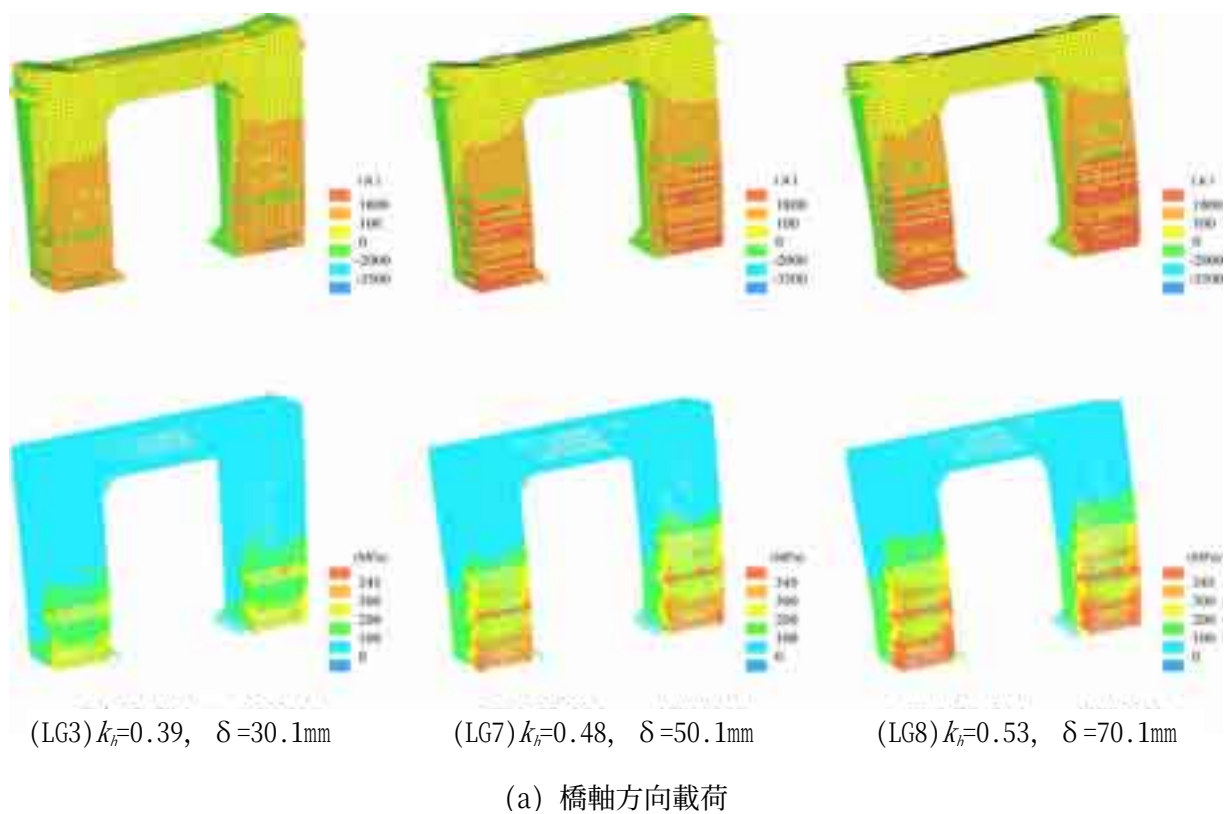
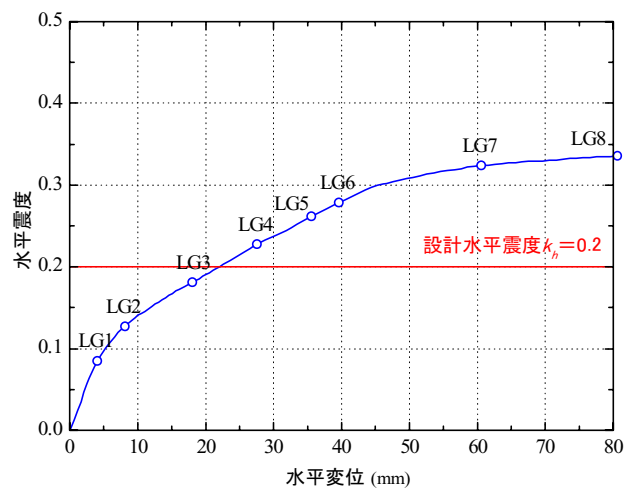
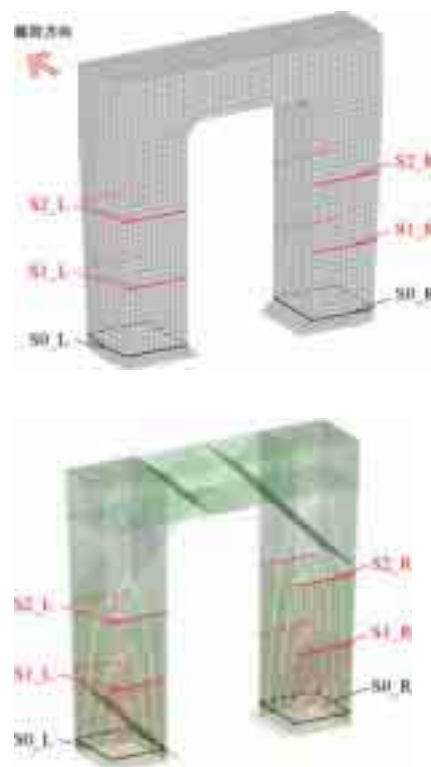


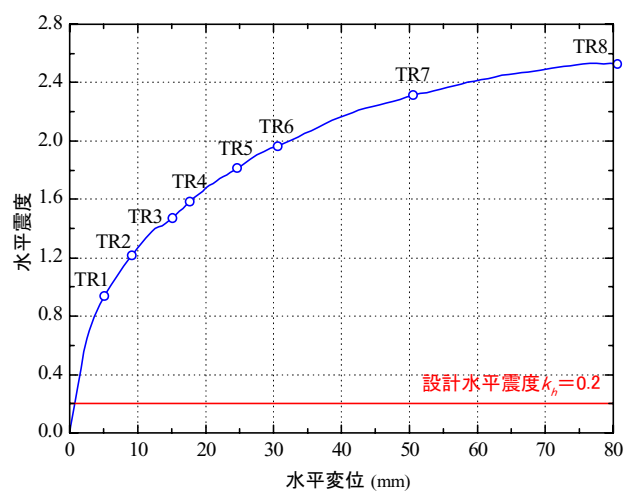
図 8-50 コンクリート要素鉛直方向ひずみ分布および鉄筋要素の応力分布
(石狩河口橋：P-3 橋脚【耐震壁無し】)



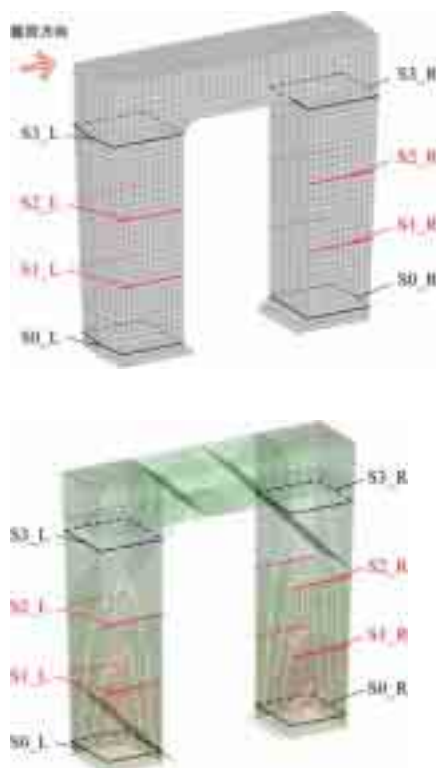
着目点	LG1	LG2	LG3	LG4	LG5	LG6	LG7	LG8
コンクリートの 降伏位置	—	—	—	—	S0_LR S1_LR	S2_LR	—	—
鉄筋の降伏位置	—	—	—	—	—	S1_LR S0_LR	—	—



(a) 橋軸方向載荷 (—：主鉄筋段落し位置)

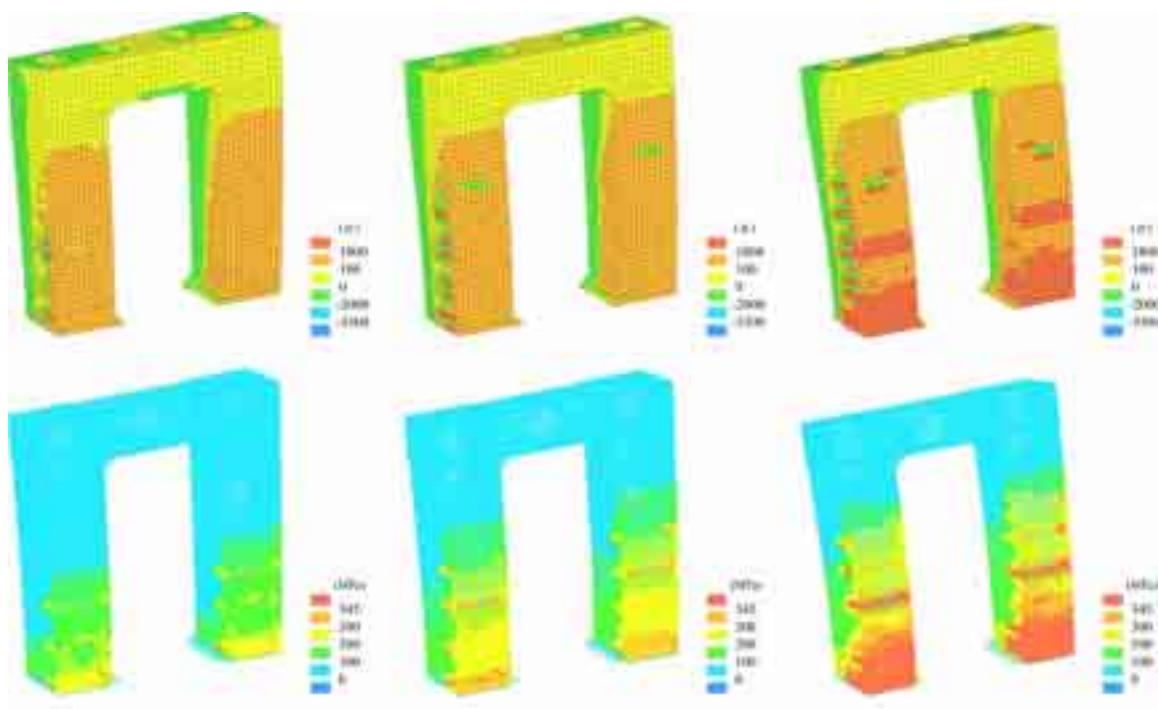


着目点	TR1	TR2	TR3	TR4	TR5	TR6	TR7	TR8
コンクリートの 降伏位置	—	S0_L S0_R	—	—	S3_L S3_R	S1_L	—	—
鉄筋の降伏位置	—	—	—	S0_L S0_R	S3_R S3_L	S1_L	—	—



(b) 橋軸直角方向載荷 (—：主鉄筋段落し位置)

図8-51 載荷荷重(水平震度)－水平変位関係(石狩河口橋：P-7橋脚)

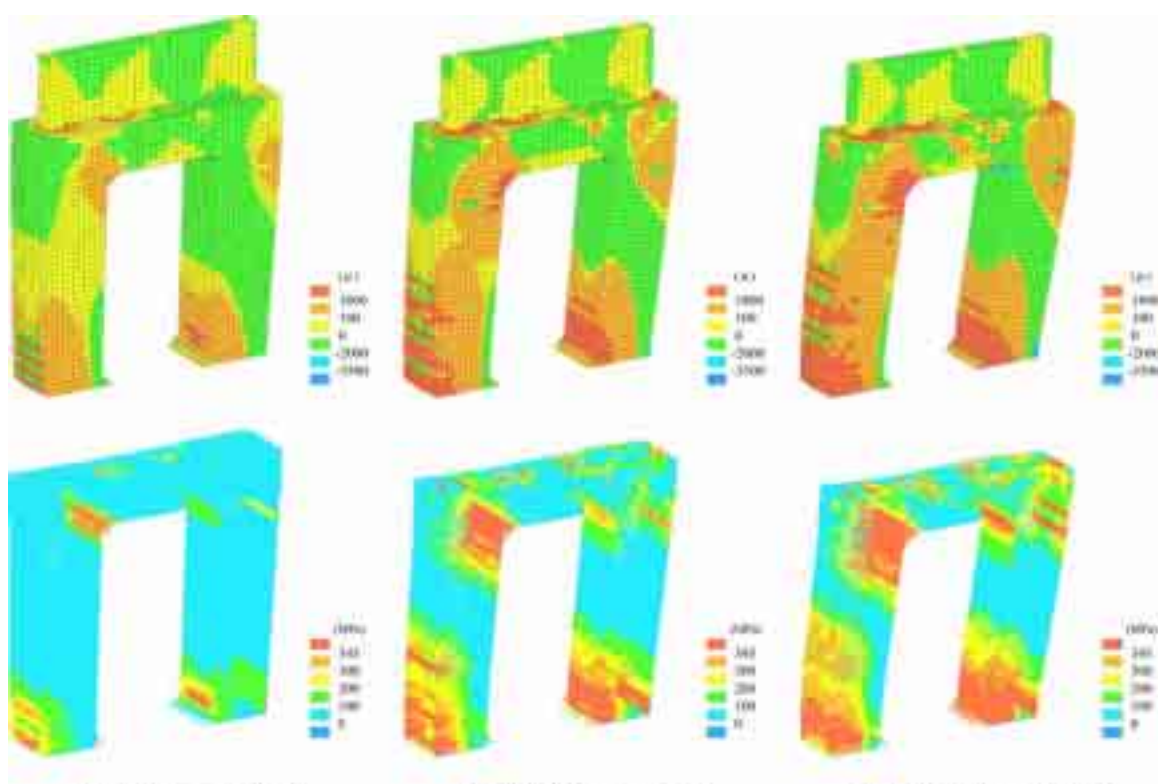


(LG4) $k_h=0.23$, $\delta=27.6\text{mm}$

(LG6) $k_h=0.28$, $\delta=39.6\text{mm}$

(LG8) $k_h=0.34$, $\delta=80.6\text{mm}$

(a) 橋軸方向載荷



(TR4) $k_h=1.58$, $\delta=17.6\text{mm}$

(TR7) $k_h=2.31$, $\delta=50.6\text{mm}$

(TR8) $k_h=2.53$, $\delta=80.6\text{mm}$

(b) 橋軸直角方向載荷

図8-52 コンクリート要素鉛直方向ひずみ分布および鉄筋要素の応力分布
(石狩河口橋：P-7 橋脚)

(3) 新石狩大橋

新石狩大橋は、主橋梁であるバランスド・ランガー部の支持条件が固定・可動方式、側橋梁である連続鋼鈑桁部の支持条件がダンパーを用いた多点固定方式であることから、耐震性能を評価する上では、固定橋脚の保有耐力を把握することが重要となる。橋脚形式は、主橋梁部の2基が中壁を有する中空断面小判型RC橋脚、側橋梁部の13基が張出式円柱断面RC橋脚であり、15基全ての橋脚が軸方向鉄筋の段落しを有する構造となっている。本検討では、主橋梁部の固定橋脚となるP-11橋脚に着目して耐荷力特性に関する検討を行った。

表8-18には、P-11橋脚が支持している上部構造重量を示している。耐震設計上は、本橋脚は橋軸方向には上部構造全重量、橋軸直角方向には支点反力分を負担している。図8-53には、P-11橋脚の構造配筋図を示している。また、表8-21には、柱部材鉄筋比を示している。軸方向鉄筋の段落し位置は、橋脚基部から4.1mの1断面となっている。図8-54には、P-11橋脚の解析モデルを荷重載荷位置と併せて示している。変位制御位置については、橋軸方向には橋脚天端、橋軸直角方向には上部構造の重心位置（橋脚天端より3.5m上方）に設定している。なお、支点反力については、支承部に分布荷重として与えている。

表8-19、表8-20には、鉄筋およびコンクリートの材料物性値を示している。材料物性値は、全て設計計算書に基づいて設定している。

表8-18 各橋脚が支持している上部構造重量

	支点反力	上部構造の全重量
P-11 橋脚	11,360kN	22,720kN

表8-19 鉄筋の材料物性値

	降伏強度 (MPa)	弾性係数 E_s (MPa)	ポアソン比 ν_s	単位体積重量 ρ_s (kN/m ³)
鉄筋	345	2.06×10^5	0.3	77.0

表8-20 コンクリートの材料物性値

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 E_s (MPa)	ポアソン比 ν_s	単位体積重量 ρ_s (kN/m ³)
コンクリート	21.0	1.75	2.35×10^4	0.2	23.0

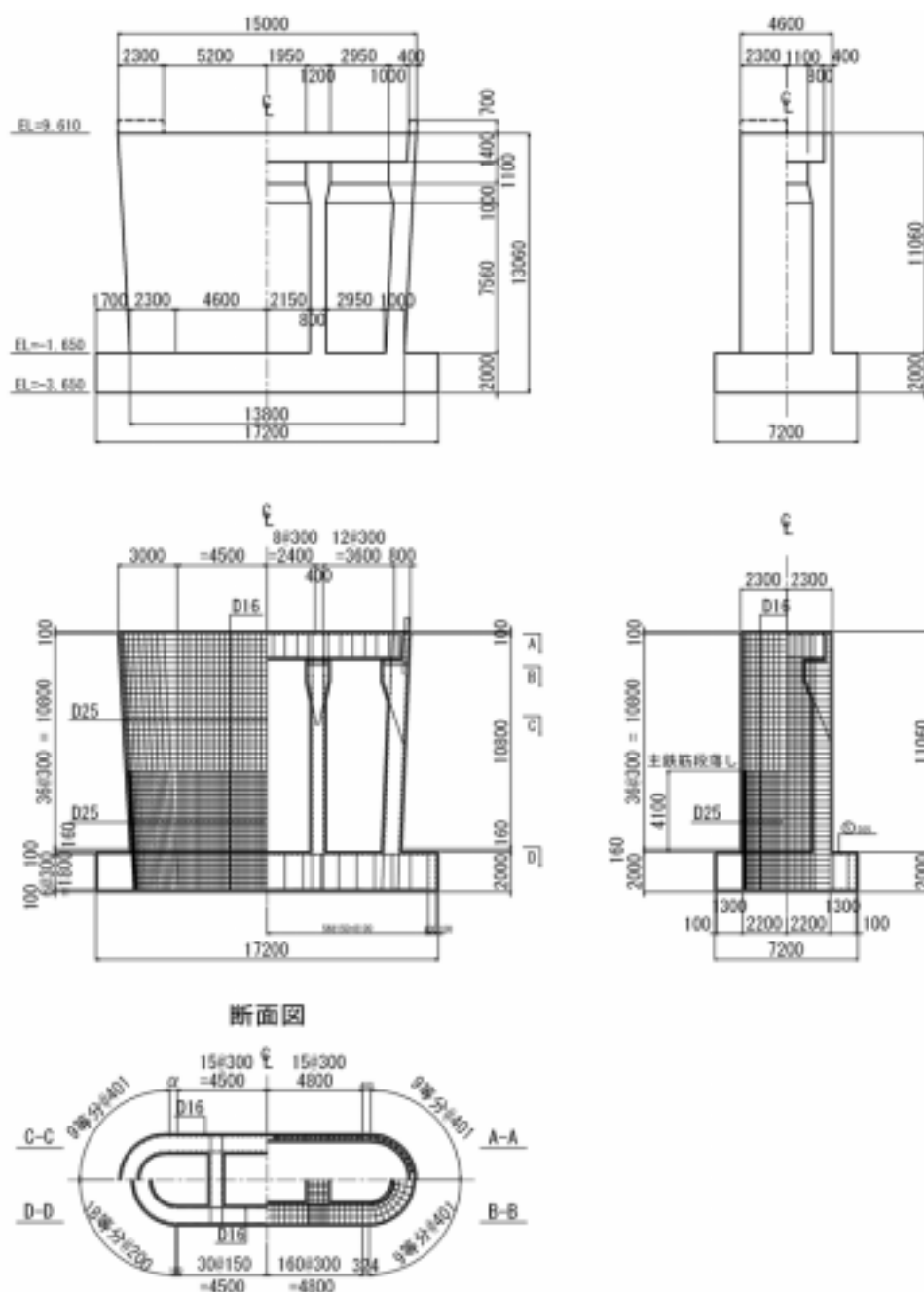
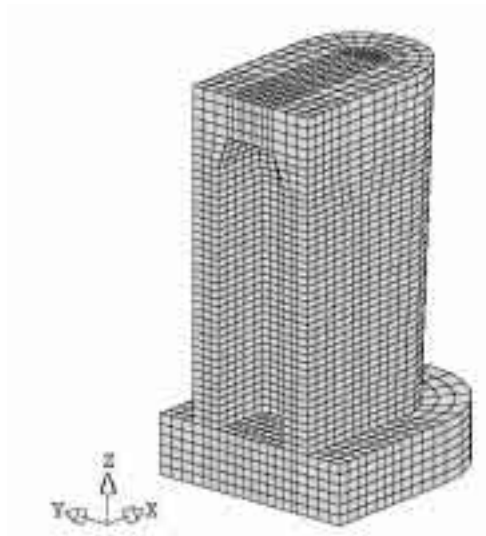


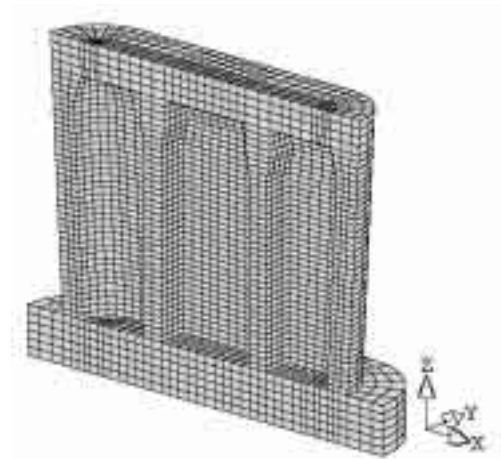
図 8－5 3 P-11 橋脚の構造配筋図（新石狩大橋）

表 8－2 1 P-11 橋脚の柱部材鉄筋比（新石狩大橋）

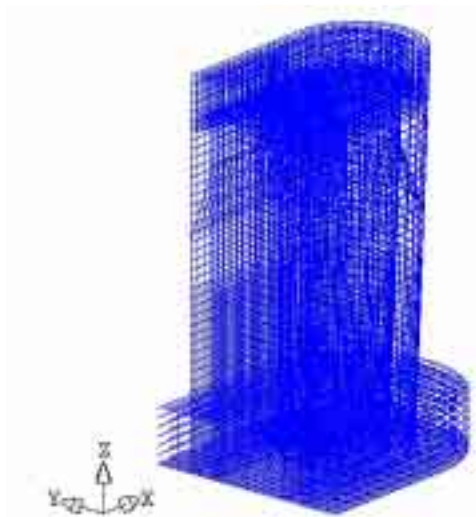
断面	主鉄筋		帯鉄筋	
	配筋量	鉄筋比	配筋量	鉄筋比
段落し部 (4.1m)	D25×100	0.486%	D16ctc300	0.059%
	D25×100			
	D25× 52			
基部	D25×192	0.870%	D16ctc300	0.059%
	D25×192			
	D25× 52			



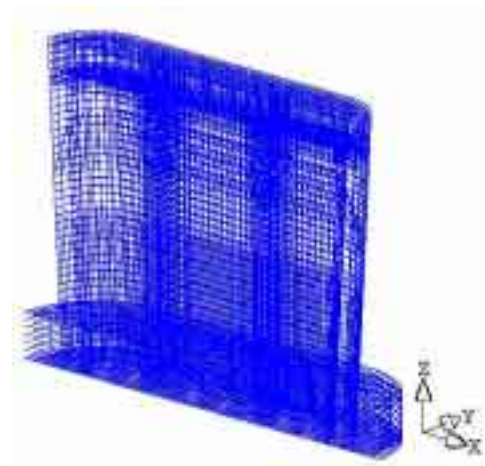
(a) 橋軸方向コンクリート分割状況



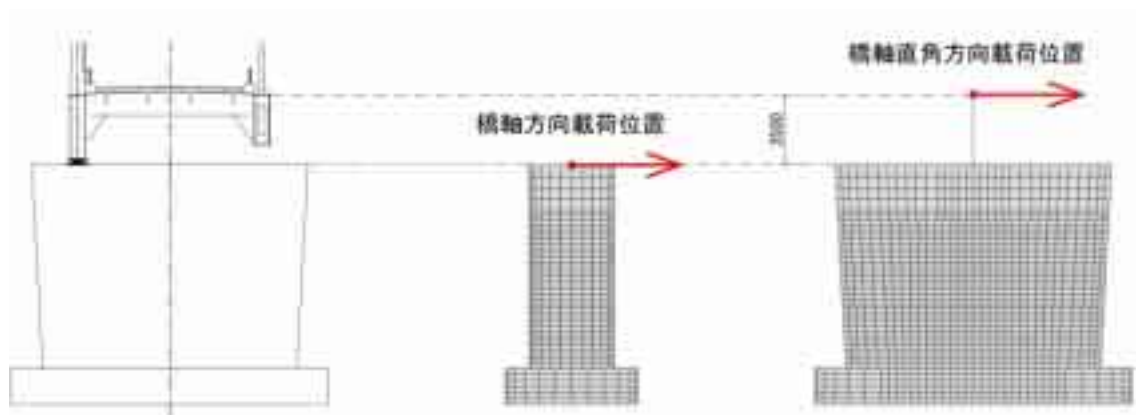
(b) 橋軸直角方向コンクリート分割状況



(c) 橋軸方向鉄筋分割状況



(d) 橋軸直角方向鉄筋分割状況



(e) 荷重位置

図8-54 解析モデル（新石狩大橋：P-11 橋脚）

図 8-55 には、P-11 橋脚の水平震度－水平変位関係を示している。図中、○印はコンクリートの引張ひずみが終局限界ひずみに達した時点、△印は柱基部、◇印は段落し部における鉄筋が降伏した時点を示している。なお、水平荷重は、橋軸方向については 22,720kN、橋軸直角方向については 11,360kN で除し、水平震度に換算して示している。

また、図 8-56、図 8-57 には、それぞれ橋軸方向載荷時および橋軸直角方向載荷時におけるコンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布および鉄筋要素の応力分布を、水平震度－水平変位関係から 4 点抽出して示している。

図より、橋軸方向載荷時では、橋脚基部の軸方向鉄筋の降伏に伴って荷重勾配が低下し、その後、損傷位置が軸方向鉄筋の段落し部および橋脚基部に拡大していることが分かる。一方、橋軸直角方向載荷時では、橋脚基部の主鉄筋降伏に伴って荷重勾配が低下し、その後、損傷位置が橋脚基部から軸方向鉄筋の段落し部に移行していることが分かる。なお、いずれの載荷ケースにおいても、設計水平震度 0.2 での軸方向鉄筋の降伏は見られない。軸方向鉄筋が降伏に達する時点の水平震度は、橋軸方向載荷時で 0.68、橋軸直角方向載荷時で 2.0 であり、当初設計時に対しては十分な耐荷力を有していることが分かる。

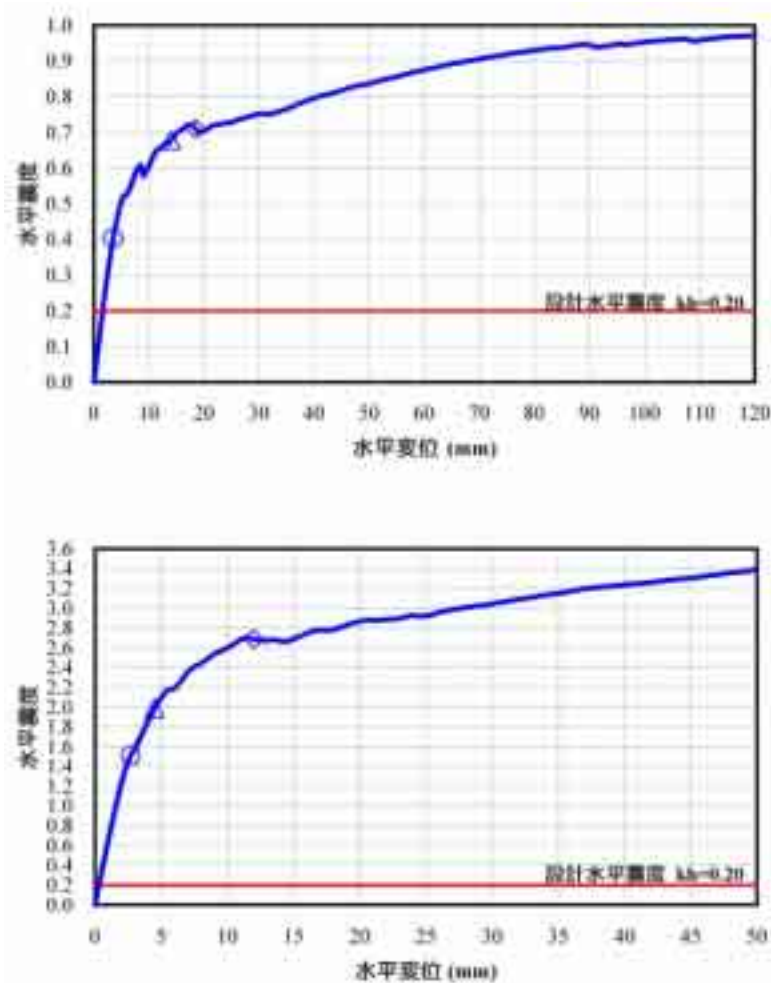
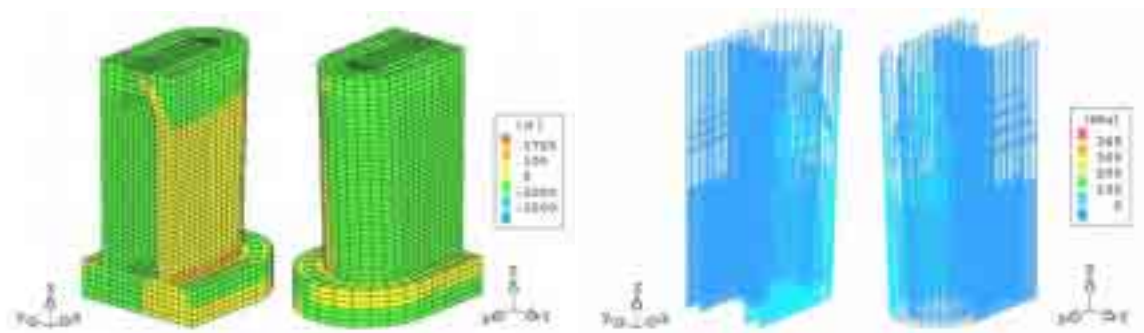
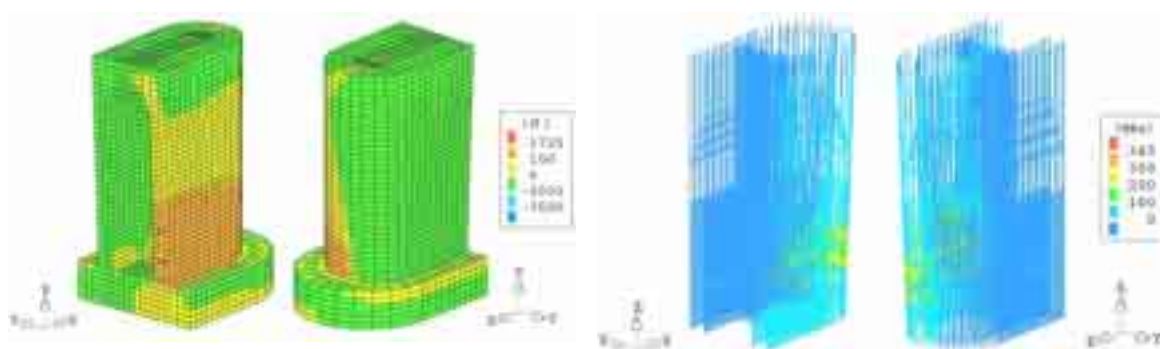


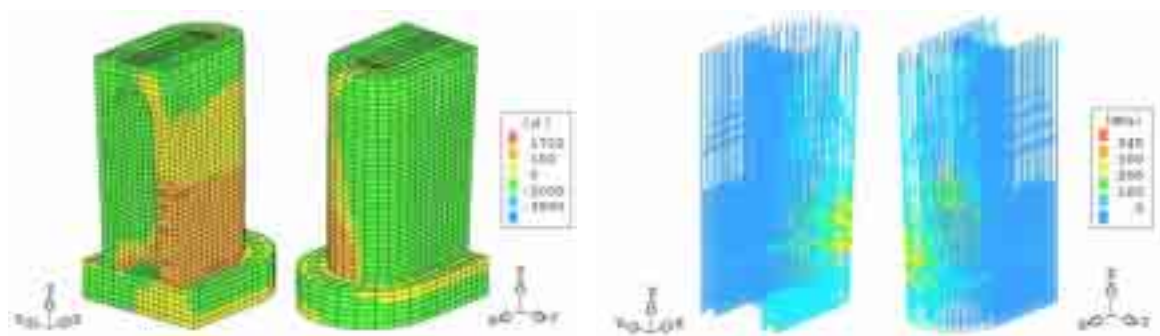
図 8-55 水平震度－水平変位関係（新石狩大橋：P-11 橋脚）



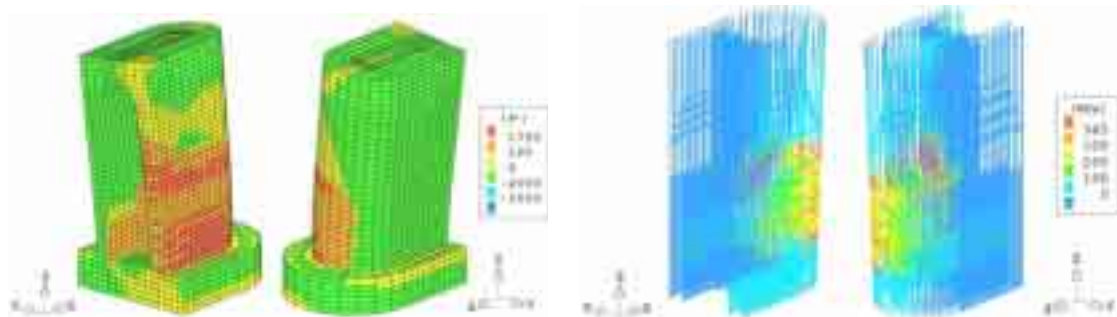
(a) $kh=0.40$ $\delta=3.5\text{mm}$



(b) $kh=0.68$ $\delta=14.0\text{mm}$

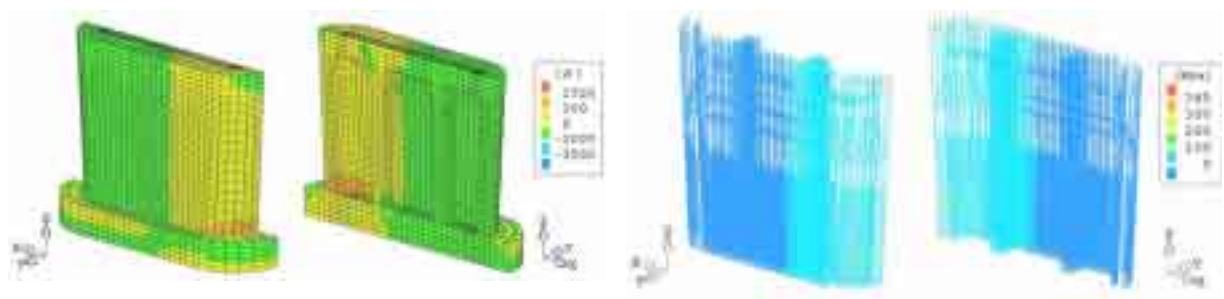


(c) $kh=0.71$ $\delta=18.5\text{mm}$

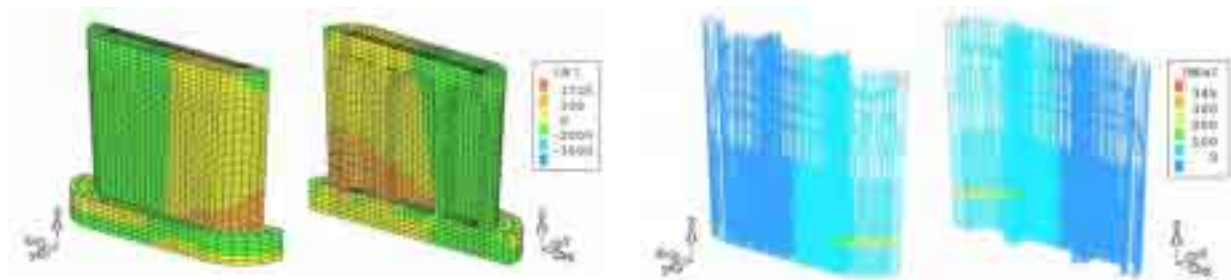


(d) $kh=0.80$ $\delta=41.0\text{mm}$

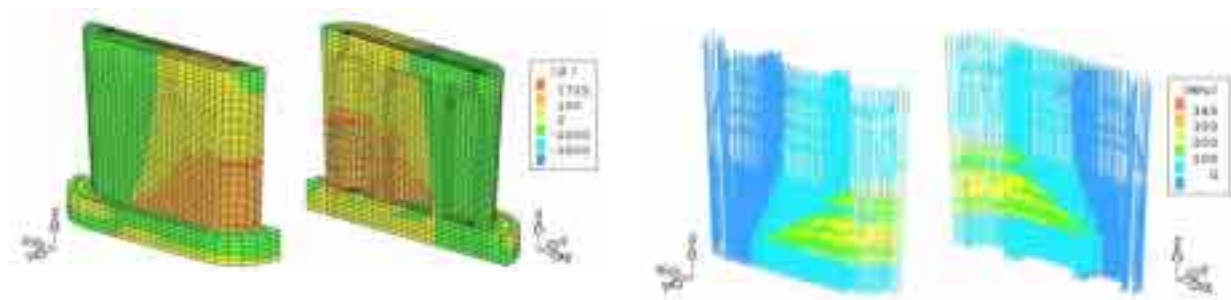
図8-56 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布および鉄筋要素の応力分布
(新石狩大橋:P-11 橋脚, 橋軸方向载荷)



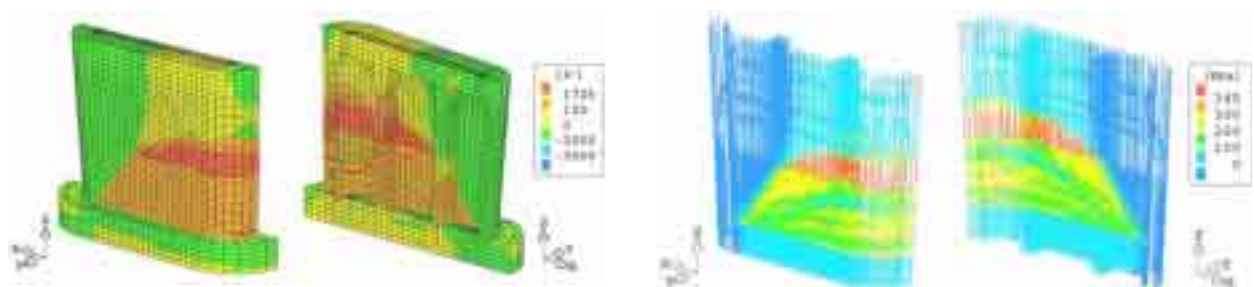
(a) $kh=1.51$ $\delta=2.7\text{mm}$



(b) $kh=1.99$ $\delta=4.5\text{mm}$



(c) $kh=2.69$ $\delta=12.0\text{mm}$



(d) $kh=3.00$ $\delta=27.5\text{mm}$

図8-57 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布および鉄筋要素の応力分布
(新石狩大橋：P-11 橋脚，橋軸直角方向载荷)

8.4 まとめ

今回の活動報告では、中間報告として、1) 上部工の固有振動特性評価、2) 下部工（橋脚）の耐荷力特性評価について報告を行った。本検討で得られた知見を要約すると以下の通りである。

【上部工の固有振動特性評価】

- ・既設橋の固有振動特性を把握することを目的として、トラッククレーンを用いた重錘上下法による強制加振実験、常時微動観測、有限要素法による固有値解析を実施した。
- ・強制加振実験および常時微動観測より、低次固有振動数および固有振動モードを抽出でき、また、両者は概ね一致することを確認した。
- ・固有値解析結果と実験結果を比較すると、一部両方で若干の差異が見られたが、比較的良く一致することを確認した。
- ・以上より、3橋ともに今後の健全度評価の基準値として適用可能であるものと判断される。

【下部工（橋脚）の耐荷力特性評価】

- ・橋脚のより実態に近い耐荷力および破壊挙動を把握することを目的として、三次元有限要素法による材料非線形解析（プッシュオーバー解析）を実施した。
- ・当初設計時の設計水平震度に対しては、いずれの橋脚も軸方向鉄筋が降伏する震度レベルには達しないことから、設計値に対しては安全性が確保されている。
- ・各橋脚のひび割れ分布性状や終局状態における破壊形態を推定することができた。

8.5 今後の予定

本部会は継続して活動を行うが、今後の活動は図8-58に示すように、基礎構造および地盤を含めた橋梁全体系モデルでの耐震性能評価を念頭に置き、各種の詳細な検討を実施して、より実務レベルに近い形で評価可能な検討手法を開発、提案したいと考えている。

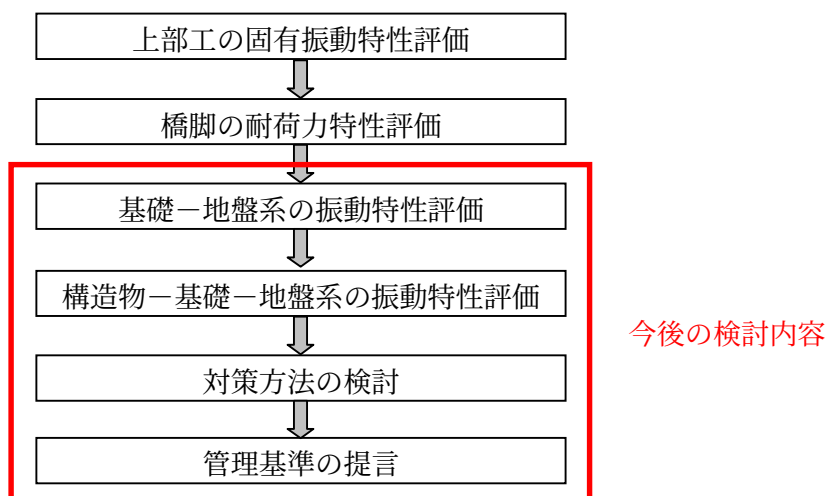


図8-58 本部会における検討フロー