

鋼管集成橋脚の実橋モニタリング計画と 計測に基づく性能評価法の提案

(一財) 阪神高速先進技術研究所調査研究部橋梁・構造研究室	赤松 伸祐
(一財) 阪神高速先進技術研究所調査研究部橋梁・構造研究室	服部 匡洋
阪神高速道路(株)技術部技術推進室	青木 康素
阪神高速道路(株)保全交通部保全計画課	谷口 祥基
阪神高速道路(株)技術部技術推進室	藤原 眞幸

要 旨

2013 年に 2 号淀川左岸線（1 期）と 3 号神戸線の連結路である海老江ジャンクションにおいて鋼管集成橋脚が適用された。この構造は実橋梁への適用事例が少なく、設計で想定したコンセプトに従って挙動しているか、実挙動を検証する必要がある。そこで、本構造の構造特性を踏まえ、設計で想定している挙動と実際に起こる可能性がある挙動を整理し、それらの差を捉えるために必要な計測項目および計測箇所を抽出した上で、性能検証のためのモニタリング計画を策定した。さらに、計測データを用いた性能検証方法を提案するとともに、これまでに得られた計測値を用いた性能評価の一例を示した。

キーワード: 鋼管集成橋脚, モニタリング計画, 性能評価, 再現解析

はじめに

阪神高速道路では、1995 年兵庫県南部地震において橋脚が倒壊または大きな損傷を受け、復旧までに多くの時間を要した教訓から、RC 橋脚や鋼製橋脚に比べ同等以上の耐震性を有し、また容易にかつ短時間で復旧できるような橋脚の構造形式の開発を目指し、2002 年から鋼管集成橋脚の開発に取り組んできた。

鋼管集成橋脚は図-1 に示すように、鋼管 4 本組を基本単位とし、履歴減衰機能を有するせん断パネルを組み込んだせん断リンクにより、鋼管を互いに接合することで単一の柱とした構造である。本橋脚は死荷重や活荷重などの鉛直荷重を一次部

材である鋼管柱で支持し、地震時慣性力などの水平荷重を二次部材であるせん断リンクで抵抗する。道路橋示方書・同解説 V 編耐震設計編¹⁾（以下、

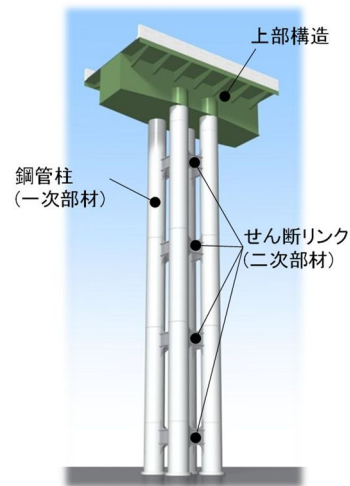


図-1 鋼管集成橋脚

「道示V」という)に示されるレベル2地震動のような大きな地震動が作用した場合には、せん断パネルに損傷を集中させることで、主部材である鋼管柱を健全に保ち、地震後速やかに緊急車両を通行させることを狙ったものである。また、地震後の緊急点検時には、他部材に先行して損傷する部材が定まっているため、点検する部材を限定できる。つまり、せん断パネルの損傷状態を見れば橋脚全体の損傷度を把握することができ、せん断パネルは損傷度センシングの役割を担っているため、供用の可否を速やかに判断することができる。さらに、仮復旧が必要な損傷を受けた場合でも、せん断パネルを取り替えるだけで元構造に戻すことが出来ることから、地震時を含めたライフサイクルコストの低減に寄与することができ、これらが本橋脚のコンセプトである。

この鋼管集成橋脚は、前述したコンセプトに対して、実験および解析的に様々な検証が実施されている。例えば、文献2)では、このような形式の橋脚を初めて提案し、ファイバー要素を用いた地震応答解析により、本橋脚の地震時における挙動を検討し、その耐震性能を明らかにしている。文献3)では、文献2)で提案された鋼管集成橋脚に対して、せん断パネルの段数を変化させ、縮小した実験供試体により正負交番載荷し実験を行い、それらの力学的挙動および損傷制御設計法の適用性を確認している。文献4)では、せん断パネルと鋼管との接合方法として、さや管を用いた方法を提案し、溶接接合との比較を縮小した実験供試体を用いて実験的に検討し、その力学的挙動を明らかにしている。文献5)では、橋脚高さ、上部工重量、入力地震波や橋脚形式(単柱、ラーメン形式)を変化させた地震応答解析を実施し、様々な形状における本橋脚の地震時の挙動を検討している。文献6)では、せん断パネルの寸法、アスペクト比、接合方法、および正負交番載荷における繰返し回数が、せん断パネルの損傷過程と終局モードに及ぼす影響を、実大せん断パネルを用いた正負交番載荷実験により明らかにしている。文献7)では、ねじりモーメントや斜め方向の水平力が作用した

場合の挙動を、3次元構造物試験装置を用いた実験により確認した上で、載荷方法やねじりモーメントおよびせん断パネルの幅厚比をパラメータとしたパラメトリック解析を行っている。

これらの検討を踏まえて、阪神高速道路の海老江ジャンクション(以下、「海老江JCT」という)や西船場ジャンクションにおいて試験施工が実施され、既に供用が開始されている。一方で、実環境下における常時荷重やレベル2地震動といった設計で考慮する作用に対する実構造物の挙動が、想定した通りの挙動であるかについては、未だ検証されていない。実験や解析に基づいて社会実装された構造物に対し、実構造物の挙動が想定と整合するかを定量的に確認することは、構造の信頼性を確立し、将来の新規路線などにおいて耐震性に優れる道路ネットワークを整備する上で不可欠なプロセスである。

そこで本研究では、設計で想定している各作用に対する挙動と、実構造物の挙動の整合性を実証することを目的とし、まず鋼管集成橋脚の構造特性を踏まえ、各作用に対して設計で想定している挙動と、実構造物において起こり得る挙動を整理した。その上で、両者の差を捉えるために必要な計測項目および計測箇所を抽出し、性能検証のためのモニタリング計測の計画を策定した。さらに、この計測結果を用いて実構造物の性能を評価する手法を提案するとともに、その具体的な適用プロセスを示すため、提案した手法に基づき、これまでに取得した計測データを用いて評価を実施した一例を報告する。

1. 対象橋梁

計測の対象とする鋼管集成橋脚は、海老江JCTの3号神戸線から2号淀川左岸線への渡り線となるDランプ[1]橋のPD4橋脚に適用されている。Dランプ[1]橋の平面図を図-2⁸⁾(航空写真を加工して作成)に示す。PD4橋脚を含むDランプ[1]橋はPD1橋脚～PD5橋脚間の鋼5径間連続鋼床版箱桁橋(92.7+60.5+50.5+49.0+78.9=331.6m)

であり、端支点の支持条件は PD1 橋脚が機能分離、PD5 橋脚が固定、その間の中間支点は剛構造である。PD4 橋脚は地表面から上部構造までの高さが約 30 m と D ランプ[1]橋の中で最も高く、鋼管集成橋脚の特性を活かせる箇所である。PD4 橋脚以外の橋脚は従来型の矩形断面鋼製橋脚である。

PD4 橋脚の構造一般図を図-3 に示す。単柱形式となる PD4 橋脚は 4 本の鋼管から構成される。基礎形式は現場施工の制約条件から $\phi 7,000$ mm のケーソン基礎が採用されており、このケーソン径と鋼管集成橋脚の設計製作架設手引き⁹⁾から柱の鋼管径やせん断リンクの寸法が決定されている。ケーソン天端～下から 2 段目のせん断リンク高を上回る、高さ 13 m までは一般的な鋼製橋脚同様、鋼管内に中詰コンクリートが充填されている。

2. モニタリング計測計画の策定

2-1 構造特性を踏まえた各部材の評価指標と測点の検討

モニタリング計測計画を策定するにあたり、1. に示す対象構造物の構造特性を踏まえ、想定する作用の状況に対し、その構造に求められる性能を整理した。図-4 に各部材の評価指標と測点の検討イメージを示す。設計で想定されている挙動を列挙し、それぞれの挙動に対して実構造物において実際に起こる可能性がある挙動、すなわち想定と異なる挙動（疑義）を抽出した。抽出した疑義を検証するために捉えるべき項目について検討し、計測部位・計測項目を整理した。

表-1 に PD4 橋脚の各部材の評価指標と測点の一覧を示す。ここで、設計で想定している作用の状況として、常時、レベル 1 地震時、レベル 2 地震時、最大級シナリオ地震動などレベル 2 地震動を超える地震時があり、ここではこれらの状況ごとに実際に起こっている可能性がある挙動と設計想定を確認するために捉える項目を整理した。表-1 に示す PD4 橋脚の評価指標のうち、耐荷性能の観点からは、代表例として「4 本の鋼管が一体

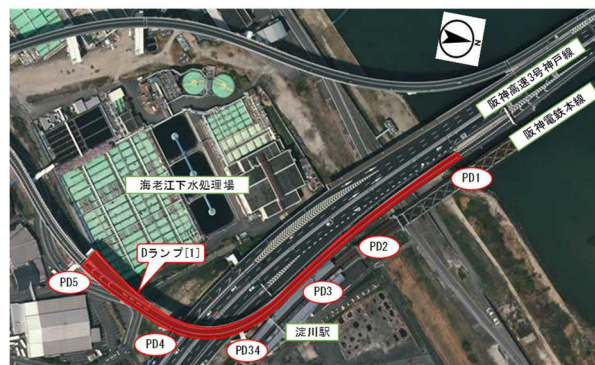


図-2 D ランプ[1]橋平面図

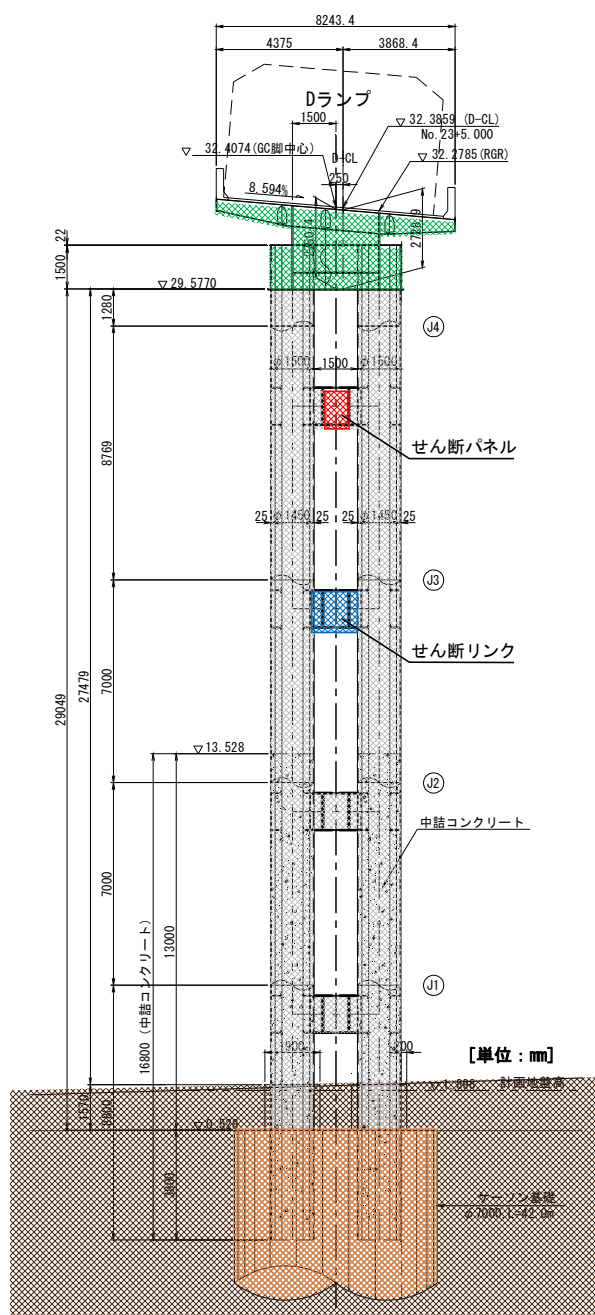


図-3 PD4橋脚構造一般図

で挙動」するか、「せん断パネルの降伏が鋼管の降伏よりも先行して発生」するかの評価指標と測点の検討について示す。

鋼管集成橋脚は、4本の鋼管をせん断パネルにより接合した構造であり、設計上は死荷重や活荷重、温度荷重などの常時の作用に対して4本の鋼管が1本の橋脚のように挙動することを想定している。一方で、PD4橋脚は曲線桁と剛結された構造であり、各作用に対する挙動が複雑であると予想され、鋼管がねじれるなど、鋼管が一体でなくそれぞれ独立して挙動している可能性も考えられる。このような疑義に対しては、鋼管のひずみを計測して応力状態を把握することや、対角を含む鋼管間距離を計測して鋼管間距離が大きく変化しないことを確認することにより、4本の鋼管が一体で挙動していることを検証できると考えられる。

また、鋼管集成橋脚はレベル2地震動やそれを超える地震動の作用に対して、4本の鋼管を接合するせん断パネルを損傷させ、地震エネルギーを吸収させることで、鋼管柱を健全に保つことをコ

ンセプトとしており、これを実現するため、鋼管柱よりも先にせん断パネルが降伏するよう設計されている。しかし、実際には想定以上にせん断パネルの降伏点が高く、鋼管柱がせん断パネルよりも先に降伏する可能性も考えられる。この疑義に対しては、せん断パネルの対角距離および鋼管基部のひずみを計測することにより、鋼管とせん断パネルが降伏するタイミングを捉えることで、降伏順序の入れ替わりがないか検証できると考えられる。

耐久性性能の観点からは疲労と腐食に着目し、鋼管と上部構造の接合部における疲労に対しては部材接合部の振幅応力、鋼管内部の密閉状況については鋼管内の温湿度などの計測を計測項目として

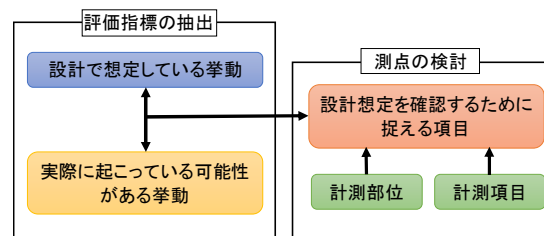


図-4 各部材の評価指標と測点の検討

表-1 PD4橋脚の各部材の評価指標と測点の一覧

計測で主に想定される状況	設計で想定している挙動	実際に起こっている可能性がある挙動	設計想定を確認するために捉える項目	計測計画		
				計測部位	計測項目	
常時	【耐荷性能】 4本の鋼管が一体で挙動	各鋼管の挙動にバラつきが発生	鋼管間の距離	4本の鋼管断面	鋼管間の距離	
			各鋼管が負担する荷重	4本の鋼管全体	鉛直方向ひずみ	
	【耐荷性能】 全ての部材が弾性的に挙動	曲線橋の影響などにより部分的に塑性化	各部材の降伏の有無	4本の鋼管断面 せん断パネル取付部 せん断パネル	ひずみ 対角距離	
			【耐久性能】 溶接部から疲労き裂は発生しない	車両荷重による振幅応力が想定より大きくき裂が発生	終手部の応力集中度 活荷重による振幅応力(公称応力)	溶接部近傍 4本の鋼管断面
環境作用	【耐久性能】 鋼管内は密閉空間であるため、腐食しない	損傷の発生や結露の繰り返しによる水の浸入によって鋼管内部が腐食	鋼管内の状態	鋼管内部	鋼管内の状態 温度 湿度	
			【耐荷性能】 4本の鋼管が一体で挙動	各鋼管の挙動にバラつきが発生	鋼管間の距離 各鋼管が負担する荷重	4本の鋼管断面 4本の鋼管全体
レベル1地震動	【耐荷性能】 全ての部材が弾性的に挙動	曲線橋の影響などにより部分的に塑性化	各部材の降伏の有無	4本の鋼管断面 せん断パネル取付部 せん断パネル	ひずみ 対角距離	
			【耐荷性能】 4本の鋼管が一体で挙動	各鋼管の挙動にバラつきが発生	鋼管間の距離 各鋼管が負担する荷重	4本の鋼管断面 4本の鋼管全体
レベル2地震動	【耐荷性能】 せん断パネルに塑性化が集中して鋼管は構造弾性状態(2ε _y)に留まる	鋼管に構造弾性状態以上の塑性化が生じる	鋼管が構造弾性体であること	橋脚基部 横つなぎ材部断面 橋脚天端	変位、残留変位 ひずみ	
			【耐荷性能】 せん断パネルが安定してエネルギーを吸収	一断面で対面するせん断パネルの累積塑性変形量が不均一	各パネルの累積塑性変形倍率	せん断パネル
	【耐荷性能】 せん断パネルの降伏が鋼管の降伏よりも先行して発生	せん断パネルの降伏点が想定よりも大きく、鋼管の降伏が先行して発生	鋼管とせん断パネルの損傷順序	鋼管間の距離	4本の鋼管断面	鋼管間の距離
				各鋼管が負担する荷重	4本の鋼管全体	鉛直方向ひずみ 対角距離
【耐荷性能】 地盤(0.2)や鋼管(0.03)の減衰を考慮した振動	せん断パネルを適用した構造物において、それらの減衰が有効に機能しない	下部工の加速度	橋脚天端 横つなぎ材部断面 橋脚基部	加速度		
レベル2を超える地震動(最大級シナリオ地震動等)	【耐荷性能】 レベル2地震動と同じ	レベル2地震動と同じ	レベル2地震動と同じ	-	-	
【耐荷性能(復旧性)】 せん断パネルのみの取り替えが可能	残留変形が残った場合に、取り替え時の構造安定化のためのパイプス材が必要となる可能性 仕口部が変形し、せん断パネルのみの取替が難しい可能性	せん断リンクの損傷状況	横つなぎ材部断面	目視		

抽出した。

2-2 測定方法の検討

2-1 で抽出した評価指標と測点に対し、実現可能な測定方法の検討を行う。なお、計測期間は5年間を超える比較的長期的な計測を想定し、屋外計測における風雨による計測機器の劣化を考慮して機器の選定を行った。計測期間については、取得した計測結果や機器の状態を踏まえて、5年毎に継続の可否を判断する必要がある。

鋼管間距離およびせん断パネルの相対変位は、レーザー変位計を用いると計測機器側と対象物側が相対的に変位する可能性があり、計測精度の低下が懸念されたため、ワイヤ式変位計を選定した。なお、ワイヤ式変位計は防水ボックスに収納し、計測機器の劣化に配慮した。鋼管のひずみは、屋外での長期的な計測に耐えうる溶接型のひずみゲージを選定した。橋脚の加速度・速度・変位の計測には、加速度計を設置することとした。

2-3 計測プランの作成・選定

選定した測定方法により、PD4橋脚の各部に計

測機器を設置し多数のデータを取得すると、挙動を詳細に分析することが可能となるが、計測コストが膨大となる。このため、計測プランを複数作成した上で、適切な計測プランを選定した。

表-2 に PD4 橋脚の計測プランの比較を示す。

A プランは、2-1 で抽出した全ての測点を計測するものとし、B プランでは各せん断リンク断面の鋼管ひずみ計測を省略した。C プランでは、変形量が小さいと考えられるせん断リンク断面の鋼管間距離と、せん断変形量が小さい1 段目と4 段目のせん断パネルの対角距離の計測を省略した。

A プランのように、計測点数が多ければ、計測機器の不具合などによりデータが取得できなかった場合でも近傍のデータにより補間できる、すなわち計測リスクは低くなるといえる。また、計測点数が多いと変位やひずみの分布を捉えられるため、詳細な分析が可能となる。しかし、計測機器が多くなるためコスト面で不利となる。一方、C プランのように最低限の計測点数であっても、解析での評価を組み合わせることで、概ね全ての検証項目の評価が可能であり、コスト面で有利となる。これらを踏まえて、本検討ではコストを重視

表-2 PD4橋脚の計測プランの比較

	Aプラン	Bプラン	Cプラン	各計測の断面配置
計測箇所				<ul style="list-style-type: none"> ↔ ワイヤ式変位計(鋼管) ↔ ワイヤ式変位計(パネル) ■ 溶接ひずみゲージ ● 加速度計 ● 気象観測センサ
計測詳細度	捉える挙動の詳細度 細		粗	
計測リスク	計測機器の不具合によるデータ欠損リスク 低		高	
計測コスト	計測に要する費用 高		低	

しCプランを採用した。なお、具体的な計測結果の評価方法は3. に示すこととした。

なお、疲労耐久性の評価に必要な鋼管と上部構造や鋼管とせん断リンクの溶接接合部に発生する振幅応力や鋼管内の腐食状況の把握は、本計測では評価が困難なものとなる。しかし、接合部に発生する振幅応力は温度などの影響を受けないため、一時的に溶接部近傍のひずみを計測するなど評価が可能である。また、鋼管内部の腐食状況については、急速に変化するものではないことから、内部観察用の孔から定期的にマイクロスコープで状況を確認し評価することが可能である。これらのことから耐久性能に対する計測は、計測プランから除外した。

3. 計測結果を用いた性能評価

3-1 評価対象の計測項目

2. に示したモニタリング計測計画に基づいた計測は2021年4月から実施している。表-3に想定される各種状況に対する計測頻度、計測期間および計測間隔（サンプリング周波数）を示す。常時の計測のうち活荷重は、休日や長期の車線規制がない平日とし、年変動のうち平均的な交通量に近い春季に72時間（火曜日の15時～金曜日の15時）、車両荷重による構造物の挙動を捉えるためにサンプリング周波数を200Hzとした。風荷重は台風上陸時に24時間、200Hz、温度荷重は気温に大きく左右されるため、春季・夏季・秋季・冬季の4回を1週間程度、10分毎に計測を行う。また、地震時については、鋼管基部に設置する加速度計によりトリガ判定を行い、一定の加速度が生じた場合に計測が開始される設定とした。なお、本計測では小さな地震動でもデータが取得できるように閾値を2galと設定している。地震時の計測は地震動の大きさに係わらず、計測時間を300秒、サンプリング周波数を200Hzとした。

図-5 および図-6 に、これまでに計測した常時および小規模地震時において、構造物の性能評価に利用できるデータを取得した計測機器の設置位

置および測点名とその設置状況を示す。鋼管間距離およびせん断パネルの対角距離を計測するワイヤ式変位計を示していないのは、これまでに計測した小さな作用に対しては、ワイヤ自身の振動によるノイズのみしか計測されておらず、性能評価に利用できるデータが計測されていないためである。

ひずみゲージの計測断面は、部材取り合い部の応力集中の影響を避ける位置とし、橋脚基部では根巻きコンクリート上端から100mm離れた断面、橋脚上部では上部構造と橋脚剛結部のフィレットから最低離れ100mmを確保した断面とした。取付箇所は、各鋼管の基部・上部の断面に対して、橋軸および橋軸直角方向の4箇所、4本の鋼管で計16箇所とし、計測方向は鋼管軸方向（鉛直方向）としている。

加速度計は鋼管Bの橋脚基部（以下、「Pt.1」という）と各せん断リンクの上側（以下、下段より「Pt.2, Pt.3, Pt.4, Pt.5」という）に計5箇所取付け、計測方向は、鋼管集成橋脚に対して橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3方向性成分としている。

3-2 モニタリング結果を用いた性能評価の提案

計測から得られた結果を用いた性能評価フローを図-7に示す。計測値から直接性能を評価できる場合は、計測データを整理・分析することにより性能を評価する。一方で、計測値から直接性能を評価できない場合は、解析によって構造物の挙動を再現し、間接的に性能を評価する。解析を用いる場合は、まず計測時の作用を与えた解析モデルで、計測位置の応答を比較することによりモデルの再現性を確認する。ここで、計測値と解析値

表-3 想定状況に対する計測方法

想定される状況		計測回数・時期	計測期間	計測間隔 (サンプリング周波数)
常時	活荷重	年1回(春季)	72時間	200Hz
	風荷重	年1回(強風が想定される時期)	24時間	
	温度荷重	年4回(春季・夏季・秋季・冬季)	1週間程度	
地震時	レベル1地震動相当	地震発生時	地震発生から300秒	200Hz
	レベル2地震動相当			
	レベル2を超える地震動相当			

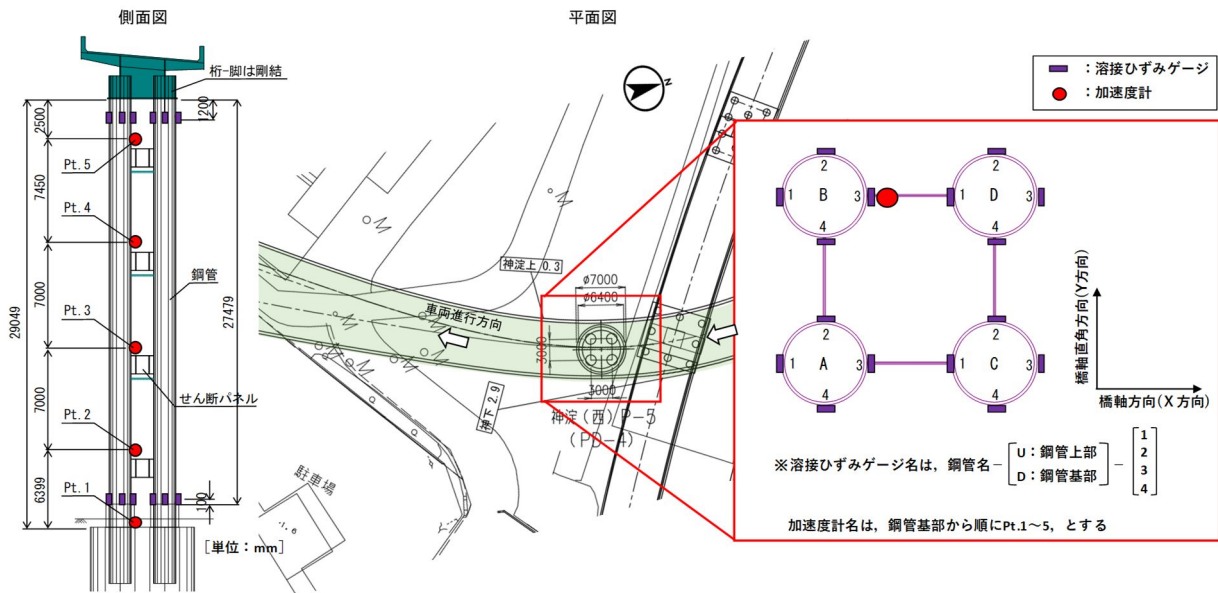
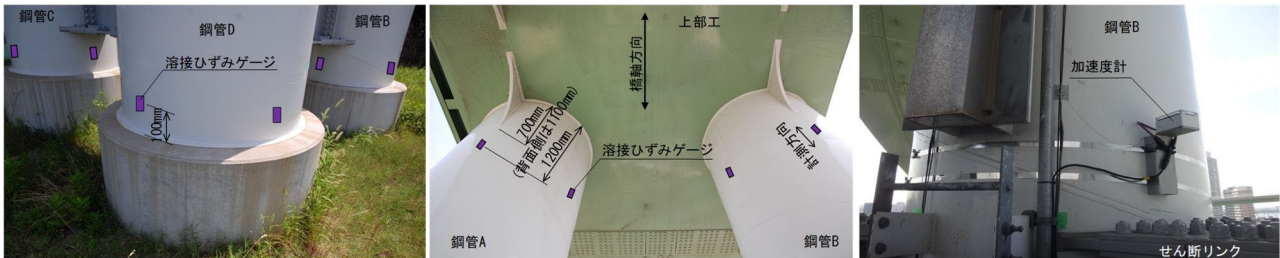


図-5 計測機器の設置位置および測点名



(a) 溶接ひずみゲージ(基部)

(b) 溶接ひずみゲージ(上部)

(c) 加速度計

図-6 計測機器の設置状況

が乖離した場合は、その要因を分析した上で解析モデルを見直し、再現性が検証された解析モデルによって、鋼管集成橋脚の性能を評価する。ここでは、これらの2つの評価方法による分析例を示す。

3-3 計測データを用いた性能評価

常時のうち、温度変化時の挙動に対して計測データから性能評価を行った例を示す。鋼管集成橋脚は常時作用に対して「4本の鋼管が一体で挙動する」ことを想定している。これに対して、「各鋼管の挙動にバラつきが発生する」ことが疑義として挙げられるため、計測データから温度変化時の挙動の分析を行った。計測データのうち、外気温が最も低い時刻は2022年1月23日5時38分の3.6℃、外気温が最も高い時刻は2022年7月23日16時04分の39.1℃であった。この温度変化(+35.5℃)に伴う鋼管ひずみの変化量を図-8に

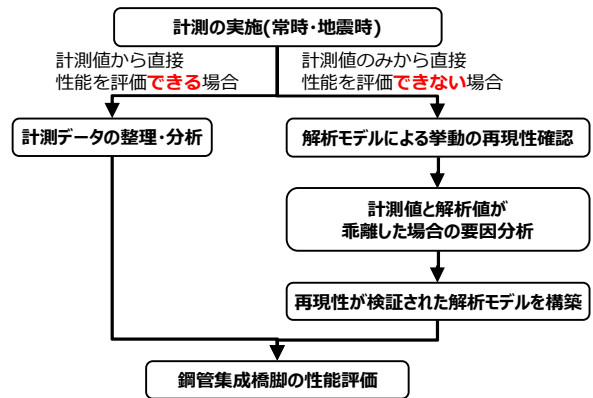


図-7 計測値を用いた性能評価フロー

示す。

鋼管基部のひずみ変化量は、鋼管 B, D 基部の橋軸直角方向外側 (B-D-2, D-D-2) でそれぞれ +617 μ, +649 μ, 鋼管 A, C 基部の橋軸直角方向外側 (A-D-4, C-D-4) でそれぞれ -350 μ, -524 μ である。これは、+35.5℃ の温度変化により鋼製の上部構造が伸び、上下部工剛構造の PD4 橋脚上部が曲線の外側 (橋軸直角方向) に押し出さ

れた挙動を、鋼管基部のひずみが捉えているためと考えられる。また、このひずみ変化量は、4本の鋼管が1本の柱とした場合の最外縁においてそれぞれ最大・最小となっていることから、設計で想定した通り、4本の鋼管は一体で挙動していると言える。

一方、鋼管上部のひずみは鋼管基部のような一定の傾向が見られなかった。これは、鋼管上部のひずみは、温度変化による水平力によるひずみだけではなく、活荷重による鉛直力によるひずみが含まれているためと考えられる。

3-4 解析を用いた性能評価

モニタリング計測を開始した2021年4月以降、2022年3月31日23時34分頃、京都府南部を震源とするマグニチュードM4.3の地震が発生し、京都府伏見区および亀岡市付近で最大震度4を記録した。海老江JCTが位置する大阪市福島区では震度2を観測し、設置した計測機器で地震時観測データを得た。

鋼管集成橋脚はこのような中小規模の地震動に対して、設計上は全ての部材が弾性的に挙動することを想定している。ただし、この挙動は図-5に示す計測箇所数に限りがある計測データと外観目視から評価することが困難なことから、時刻歴応答解析によって鋼管集成橋脚の地震時の挙動を再現し、その解析モデルを用いた評価が必要である。一方、中小規模の地震動に対しては、耐震設計で一般的に用いられる非線形動的解析モデルでは、実挙動を十分に再現できないことが報告されている^{10),11)}。ここでは、基礎ばねや支承などのモデル化がレベル2地震動のような大規模地震時を想定しており、地震動の大きさにより地盤と構造物との境界条件あるいは連成挙動が異なる影響に言及している。そこで、小規模な地震動ではあるが、地震時の加速度が計測できたため、まずはこの観測データを用いて、一般的な非線形動的解析モデルによる挙動の再現性の確認を行った。

(1) 観測波形

代表的な計測値としてPt.1, Pt.3, Pt.5で観測し

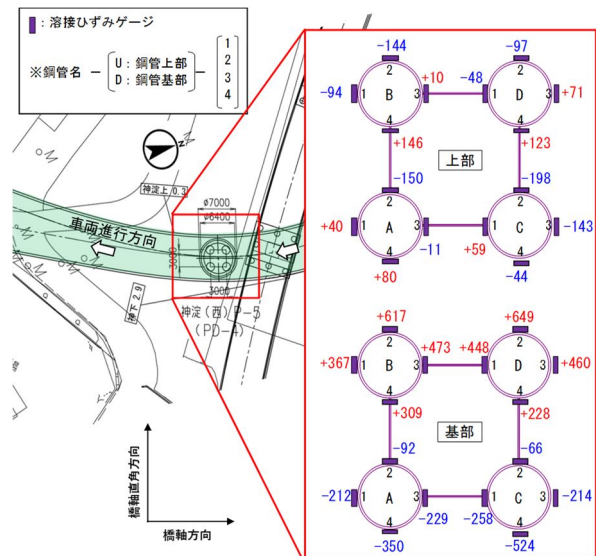


図-8 温度変化(+35.5°C)に伴う鋼管ひずみの変化量(ひずみ値×10⁻⁶)

た加速度の応答時刻歴波形を図-9に示す。Pt.1, Pt.3, Pt.5のそれぞれの最大加速度は、橋軸が-0.032 m/s², -0.095 m/s², -0.101 m/s², 橋軸直角が-0.060 m/s², -0.107 m/s², -0.110 m/s², 鉛直が-0.021 m/s², -0.026 m/s², -0.038 m/s²となり、橋脚の上部ほど加速度が増幅する傾向であった。図-10に5%の減衰を考慮したPt.1の加速度応答スペクトルを道示Vに示される加速度応答スペクトルと併せて示す。これより今回計測された計測波形は、道示Vに示されるレベル1地震動より全ての周期帯で大幅に小さいことが分かる。また、橋軸と鉛直方向は周期0.1秒程度、橋軸直角方向は周期0.35秒程度の周期帯で最大加速度になっていることから、短周期が卓越する地震動であると言える。

(2) 対象橋梁のモデル化

解析条件は表-4に示す通りであり、詳細設計時の考え方を踏襲することを基本とした。解析モデルは、Dランプ[1]橋の全体系を対象とし、2軸曲げ、軸力変動および幾何学的非線形を考慮できるファイバーモデルを用いた。橋梁の全体系モデルの3次元骨組み構造図、RC橋脚、鋼製橋脚、鋼管集成橋脚のファイバーモデルにおけるセル分割断面図を図-11に示す。PD4橋脚の鋼管断面のファイバー要素は、円周方向に64分割、板厚方向に2分割とした。PD1橋脚の機能分離支承は橋軸および橋軸直角方向を線形バネ要素によりモデ

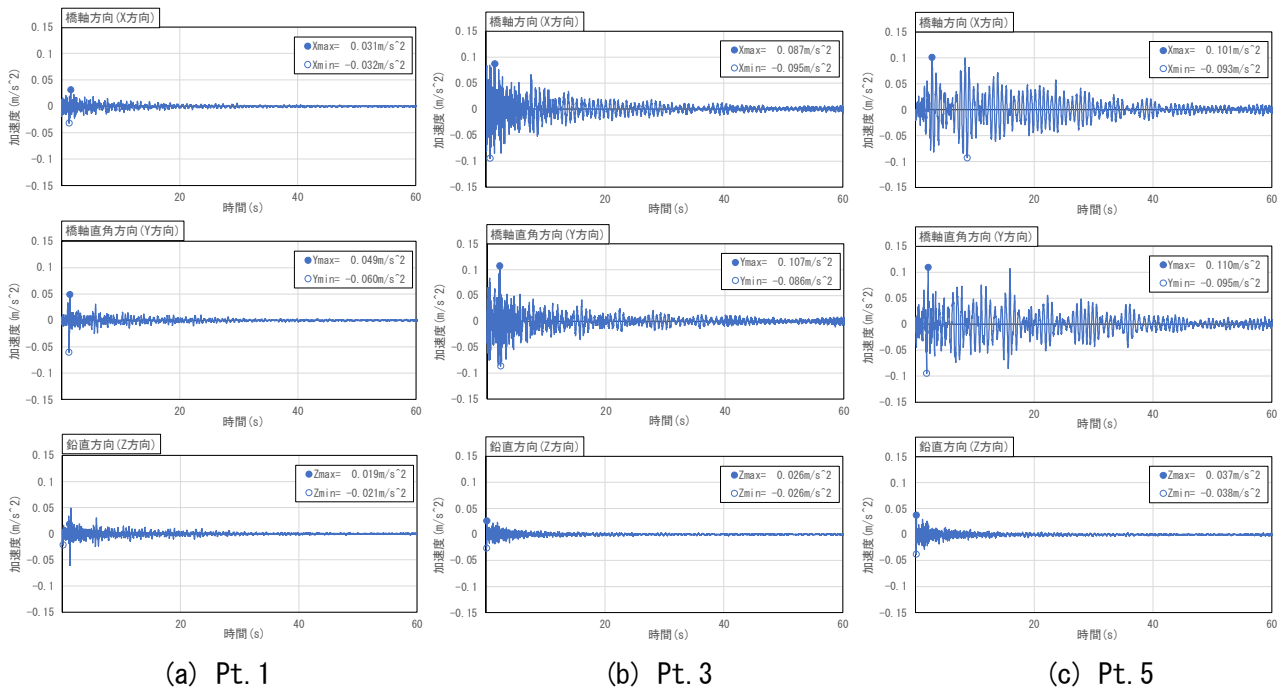


図-9 観測した加速度応答時刻歴波形

ル化した。

鋼管柱，せん断リンクにおける普通鋼材，充填コンクリート，低降伏点鋼を用いるせん断パネルの各材料構成則を図-12 に示す。鋼材については，図-12 (a) に示すバイリニア移動硬化則とし，降伏剛性はひずみ硬化などを考慮して $E/100$ とした。充填コンクリートについては図-12 (b) に示す応力-ひずみ関係を採用した。なお，除荷と再載荷時剛性は初期剛性と同じとし，充填コンクリートの圧縮破壊ひずみは文献 12) を参考に 1.1% とした。せん断パネルのウェブ面は，せん断非線形特性を与え，図-12 (c) に示すバイリニア移動硬化則とし，降伏剛性はひずみ硬化などを評価して $G/100$ とした。

本検討では，実橋の挙動分析を目的としているため，各部材の降伏強度は実強度を用いた。PD4 橋脚は，材料検査試験の値から降伏強度を設定し，鋼管は $\sigma_y = 377 \text{ N/mm}^2$ (基準値: $\sigma_y = 315 \text{ N/mm}^2$)，せん断パネルは $\sigma_y = 229 \text{ N/mm}^2$ (基準値: $\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2$) とした。PD4 橋脚を除く橋脚部材の降伏強度は，個別の材料試験の値を全ての部材に反映させることが困難であったため，ここでは統計データの調査結果¹³⁾を参考に，統計データの平均

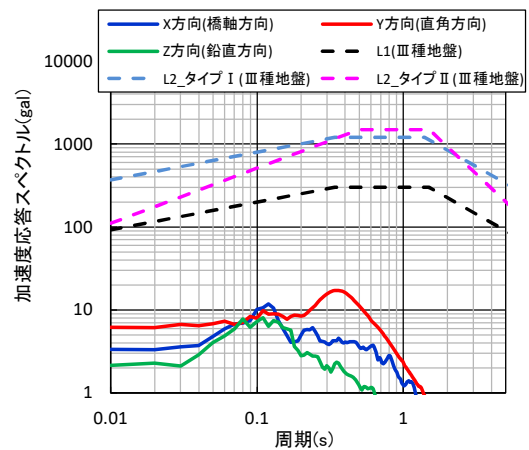


図-10 観測波形の加速度応答スペクトル図 (Pt. 1)

表-4 解析条件

ソフト名	ScanFEM ver1.2.2
解析モデル	3次元立体全体系モデル
要素	FEM梁要素(ティモシェンコ梁理論)
材料非線形性	ファイバーモデル
材料構成則	バイリニア(鋼材)
硬化則	移動硬化則
幾何学的非線形の種類	有限変位・有限ひずみ・有限回転
幾何学的非線形の計算法	updated Lagrange法
時間積分法	0.01sec以下
減衰	レーリー減衰
反復計算	Newton-Raphson法

値を用いた。

ここでは，Pt.1 で計測された加速度を入力地震動とした地震応答解析を実施し，対象構造物の Pt.2～Pt.5 で計測された加速度の再現性を確認す

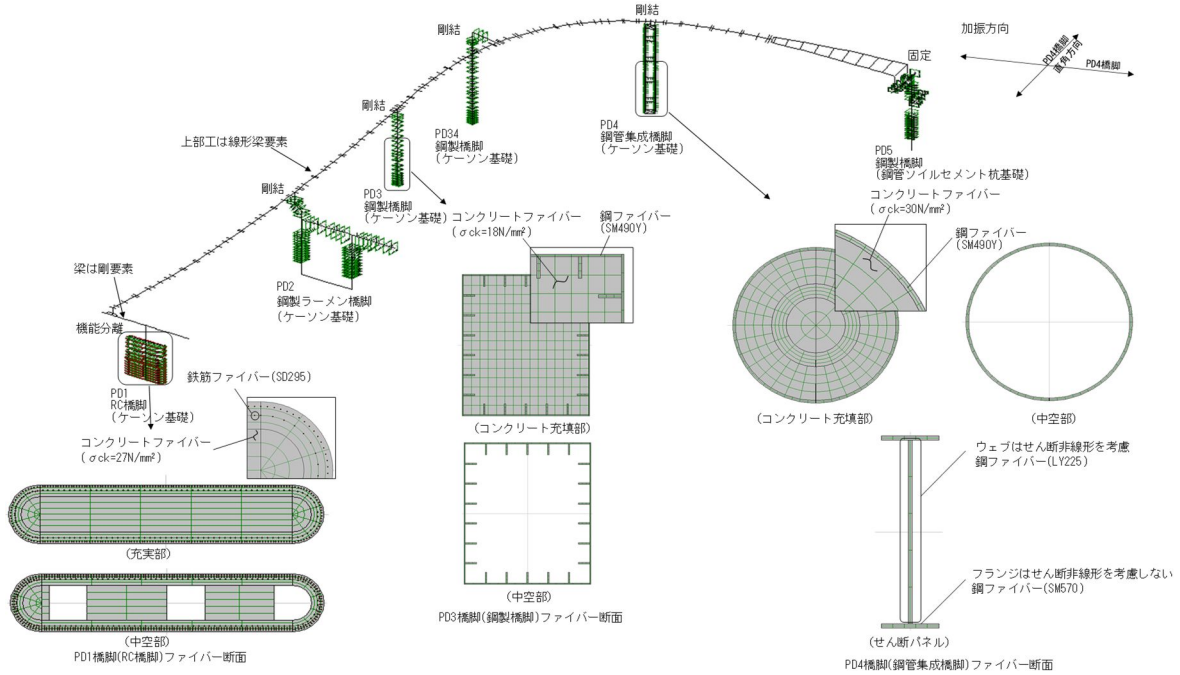
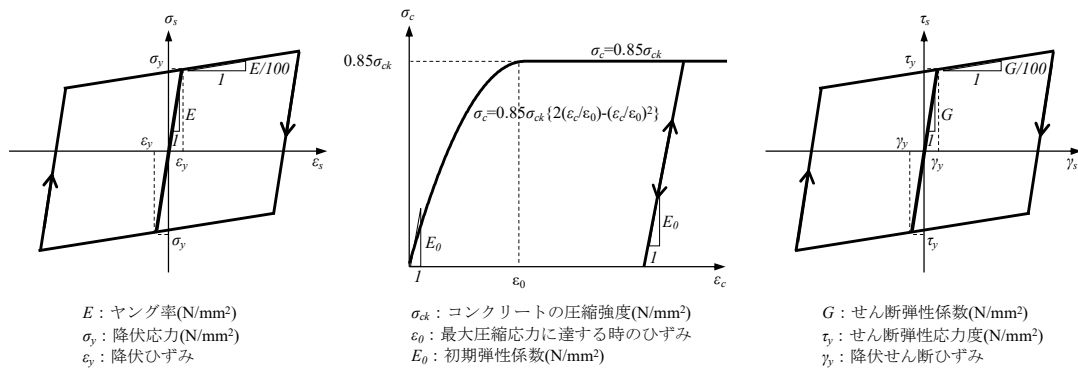


図-11 Dランプ[1]橋および鋼管集成橋脚の解析モデル



(a) 鋼材の応力-ひずみ関係 (b) 充填コンクリートの応力-ひずみ関係 (c) せん断パネルの応力-ひずみ関係

図-12 材料構成則

る。この際の入力地震動について、Pt.1はPD4橋脚の基部に設置された加速度計であり、基礎構造の地震応答や基礎構造と地盤間の相互作用の影響を受けた橋脚基部の応答加速度波形である。この応答加速度波形を入力地震動とするため、解析モデルの境界条件は橋脚基部固定とし、構造物全体に地震動を作用させた。地震動の加振方向は、計測方向と同様にPD4橋脚に対して橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3方向同時加振とした。なお、解析には汎用骨組解析プログラム SeanFEM¹⁴⁾を用いた。

(3) 小規模地震時の再現性の確認

図-13に橋脚上部に位置するPt.5の橋軸および

橋軸直角方向の加速度応答時刻歴波形の観測波形と解析結果の比較を示す。本来、解析モデルの再現性の確認においては、鋼管集成橋脚の挙動だけではなく、例えば、上部構造の挙動などを併せて比較することにより検証精度は向上するが、本検討の目的が鋼管集成橋脚の挙動検証であることや、異なる地点での計測が実施されていないことから、PD4橋脚の応答を比較の対象としている。最大加速度に着目すると概ね一致したが、図-14に示すPt.5のフーリエスペクトルに着目すると、橋軸方向の観測波形の卓越振動数は1.28 Hzであり、解析結果の卓越振動数は1.11 Hzである。橋軸直角方向も同様に、観測波形より解析結果の方が低振

動数側（長周期側）にシフトしていると言える。

この影響で、図-13 に示す加速度応答時刻歴波形も逆位相になっている箇所が見られる。

このように観測値と解析結果が一致しないのは、地震動の大きさによって基礎の変形量が異なることでの周辺地盤のひずみ依存性や、設計上の支承条件と実挙動の相違が要因となる場合がある。これに対して、本解析では基礎構造と地盤間の相互作用の影響を受けた橋脚基部の応答加速度波形を入力地震動としていることや、対象橋梁の中間橋脚が剛構造であることから、これらの影響は小さいと考えられる。その他の要因としては、解析モデルの上部構造の剛性に壁高欄や舗装などが考慮されていないことが挙げられる。特に壁高欄の剛性は、ランプ橋のように幅員が狭く桁高が低い場合には、影響が大きいと考えられる。また、本橋は曲線橋であるために、壁高欄の面外剛性は橋軸方向および橋軸直角方向の両方向に影響を及ぼすと考えられる。

このように、解析モデルを用いて計測位置の挙動の再現性を確認し、計測値と解析値が乖離した場合には、その要因を分析した上で解析モデルを更新する必要がある。そして、再現性が確認された解析モデルを用いて、例えば、鋼管全体や全てのせん断パネルが弾性的に挙動しているかといった、計測データと外観目視から評価が困難な項目を評価することは有効である。

おわりに

本研究では、モニタリング計測計画を策定した上で、計測データを用いた性能検証方法を提案した。また、これまでに取得した計測データのうち、常時に対しては温度変化時、地震時については小規模地震時の計測結果を用いて、性能評価法の一例を示した。

- ①鋼管集成橋脚の構造特性を踏まえ、各作用に対して設計で想定している挙動と実際に起こる可能性がある挙動を整理した。
- ②それらの差を捉えるために必要な計測項目およ

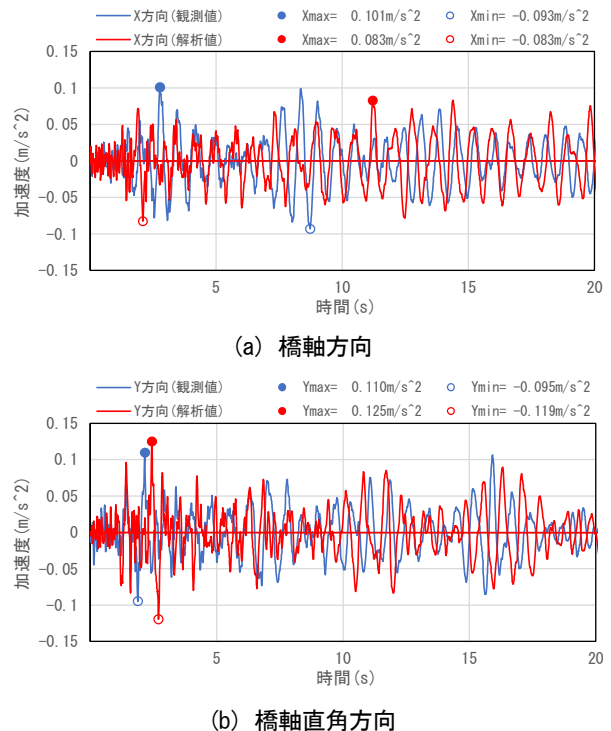


図-13 観測波形と解析結果の加速度応答時刻歴波形の比較 (Pt. 5)

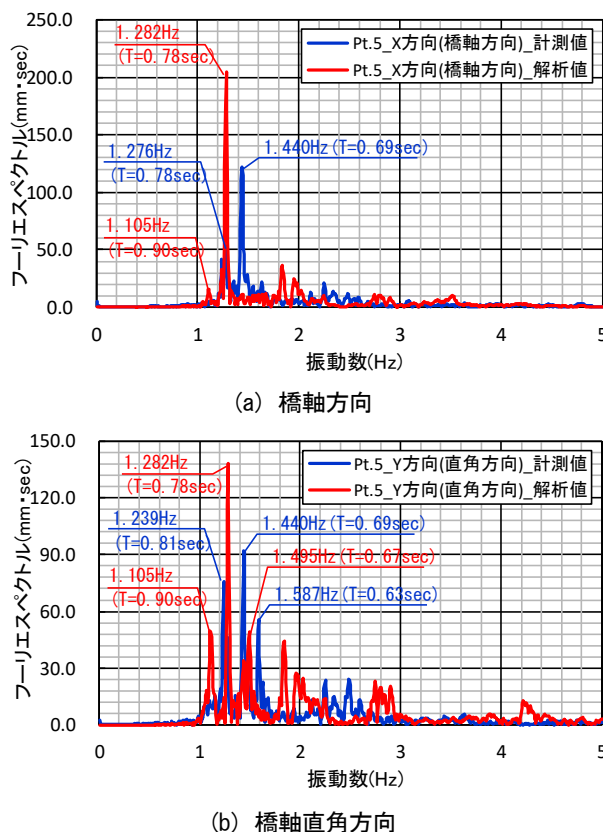


図-14 観測波形と解析結果のフーリエスペクトルの比較 (Pt. 5)

び計測箇所を抽出した上で、性能検証のためのモニタリング計測計画を策定した。

- ③計測結果の評価手法として、計測値から直接性能を評価できる場合とできない場合の評価フローを提案した。
- ④計測値から直接評価できる場合の一例として、常時作用のうち温度変化時に計測された鋼管基部のひずみを分析し、設計想定通りに4本の鋼管が1本の柱として一体で挙動していることを確認した。
- ⑤計測値から直接評価できない場合の一例として、計測された小規模地震動を用いて、一般的な非線形動的解析モデルの再現性を検証した。その結果、橋軸方向、橋軸直角方向ともに解析が長周期側の傾向であった。これは、解析モデルに考慮されていない壁高欄の剛性が影響を及ぼしていると考えられるが、今後検証が必要である。本構造はレベル2地震動相当を対象に提案された構造であるが、計測開始以降にこのような作用を受けておらず、ここで整理した検証項目の評価には至っていない。計測を継続し、計測データが蓄積された時点で、提案したフローに基づいた評価を行う予定である。

謝辞：鋼管集成橋脚のモニタリング計測にあたり、阪神高速技術(株)と内外構造(株)にご協力頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017。

- 2) 金治英貞，鈴木英之，野中哲也，馬越一也：履歴型ダンパー付き鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.50A，2004。
- 3) 金治英貞，米谷作記子，林訓裕，豊島径，西海健二：鋼管集成橋脚の縮小モデル載荷試験による力学的特性と設計妥当性の検討，鋼構造論文集，第13巻，第49回，2006。
- 4) 西海健二，豊島径，金治英貞，林訓裕：鋼管集成橋脚における接合部のエネルギー吸収能に関する実験的研究，第9回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2012。
- 5) 篠原聖二，金治英貞，鬼木浩二，杉浦邦征：履歴ダンパー機能を有する鋼管集成橋脚の地震応答特性，構造工学論文集，Vol.58A，2012。
- 6) 篠原聖二，杉山裕樹，金治英貞，橋本国太郎，杉浦邦征：鋼管集成橋脚における実大せん断パネルの損傷過程と終局モードの実験的評価，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.71，No.3，2015。
- 7) 橋本国太郎，杉浦邦征，西岡勉，丹波寛夫：軸力・ねじりモーメントおよび繰返し水平力を受ける鋼管集成橋脚の力学的挙動，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.70，No.1，2014。
- 8) 国土地理院：地図・空中写真閲覧サービス，<https://maps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>（2023年3月20日閲覧）。
- 9) 阪神高速道路株式会社：鋼管集成橋脚の設計製作架設手引き，2020。
- 10) 佐々木達生，徳橋亮治，服部匡洋，馬越一也，篠原聖二：10径間連続PC箱桁橋における2018年大阪府北部地震の地震観測記録と応答特性の評価，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.75，No.4（地震工学論文集第38巻），2019。
- 11) 中西泰之，内田諭，川邊幸歩，八木悟，山田雅行，服部匡洋，篠原聖二：2018年大阪府北部地震の観測記録を用いた立体ラーメンが隣接する3径間連続非合成桁橋の地震時応答評価，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.76，No.4（地震工学論文集第39巻），2020。
- 12) （社）日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会：鋼橋の耐震性能設計の基本と応用，2002。
- 13) 独立行政法人 土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料，第4090号，2008。
- 14) 株式会社耐震解析研究所：ScanFEM ver.1.38 理論マニュアルと検証，2007。

MONITORING PLAN FOR PIPE INTEGRATED STEEL COLUMNS IN ACTUAL BRIDGES AND PROPOSED PERFORMANCE EVALUATION METHOD BASED ON MEASUREMENT

Shinsuke AKAMATSU, Masahiro HATTORI, Yasumoto AOKI, Yoshiki TANIGUCHI
and Masaki FUJIWARA

It has not been verified whether a pipe integrated steel column constructed as a bridge pier actually behaves as expected in the design concept. In this report, based on the structural characteristics of a pipe integrated steel column, the behavior assumed in the design and the behavior that would actually occur in

a physical structure are summarized. In addition, measurement items and locations necessary to capture differences in behavior are extracted, and a monitoring plan for performance verification is developed. We also propose a method of performance verification using the measured data, and evaluate the performance of an existing bridge using the measurement data obtained so far.

赤松 伸祐



(一財) 阪神高速先進
技術研究所
調査研究部 橋梁・
構造研究室
Shinsuke AKAMATSU

服部 匡洋



(一財) 阪神高速先進
技術研究所
調査研究部 橋梁・
構造研究室
Masahiro HATTORI

青木 康素



阪神高速道路株式会社
技術部 技術推進室
Yasumoto AOKI

谷口 祥基



阪神高速道路株式会社
保全交通部 保全計画
課
Yoshiki TANIGUCHI

藤原 眞幸



阪神高速道路株式会社
技術部 技術推進室
Masaki FUJIWARA