

円柱を有する既設鋼製ラーメン橋脚の 地震応答特性に及ぼす地盤と上部構造の影響

木下 幸治¹

¹正会員 岐阜大学 助教 工学部 社会基盤工学科
(〒501-1193 岐阜市柳戸1-1)
E-mail: kinosita@gifu-u.ac.jp

都市内高架橋梁の交差する箇所等に円柱を有する鋼製ラーメン橋脚が多数採用されているが、このタイプの橋脚に対する研究例は少なくその耐震性能は必ずしも明確ではない。著者は、円柱を有する既設鋼製ラーメン橋脚を対象に実績調査を行うとともに、その結果に基づいて選定した異なる形状の既設橋脚を対象にその耐震性能を把握した。本研究では、地震応答特性に影響を及ぼすと考えられる地盤と上部構造の影響について検討した。その結果、それらの影響を考慮しない耐震性能評価により十分に評価できる可能性が高いことを示した。

Key Words : *steel bridge frame piers, circular column, ground spring, superstructure, earthquake response analysis*

1. はじめに

兵庫県南部地震において、鋼製ラーメン橋脚の被害が報告されている¹⁾。鋼製ラーメン橋脚は、都市内高架橋梁に多数採用されており、地震による被害状況によっては社会的・経済的な損失が大きい。そのため、このタイプの橋脚の耐震性能を正確に把握し、補強の必要があるかどうか明らかにすることは重要な課題である。著者らは既設の鋼製ラーメン橋脚うち、耐震性能の検討例が少ない円柱を有する鋼製ラーメン橋脚（以下、円柱ラーメン橋脚）を対象とし、円柱ラーメン橋脚全体としての損傷モードや損傷程度等の耐震性能、および耐震補強の有無の影響について弾塑性 FEM 解析を用いた調査を行ってきた²⁾。その結果、対象とした形状の異なる 3 つの橋脚において、柱部材への耐震補強後は、いずれの橋脚も大規模地震動に対する耐震性能を満足することを示した²⁾。

一方、既往の研究で注目されているように、橋脚の地震応答に対して地盤、上部構造等についても影響を及ぼすと考えられることから、円柱ラーメン橋脚全体としての耐震性能評価を行なう上でそれらの影響についても考慮する必要があるか明らかにすることが重要である。

他方、シェル要素を採用し鋼部材の局部座屈を考慮した弾塑性 FEM 解析を用いた鋼製ラーメン橋脚全体としての耐震性能評価は、従来のはり要素を採用したひずみ照査法に比べ、より合理的であるとし

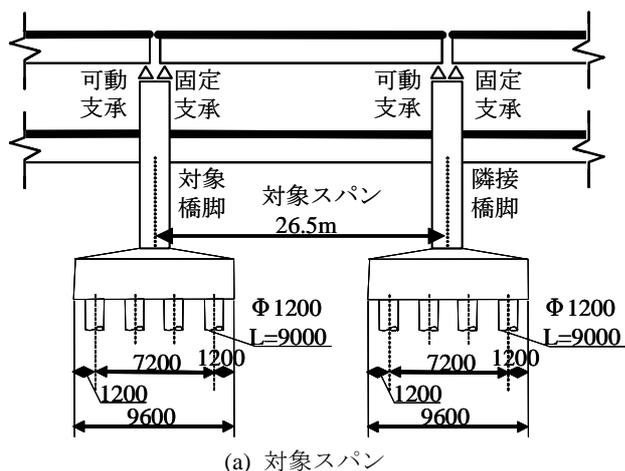
て期待されている³⁾。しかし、シェル要素を採用した鋼製ラーメン橋脚のモデルに加え、地盤や上部構造等を考慮した解析の実施には、多大な計算コストを要することから、実務では鋼製ラーメン橋脚のみを対象に評価を行なうことが現実的であろう。これより、鋼製ラーメン橋脚全体としての耐震性能評価において、地盤や上部構造等の影響がそれほど大きくない、または、耐震性能上有利に働くことが確認されれば、鋼製ラーメン橋脚のみを対象に評価を行なうことが可能となり、シェル要素を採用した弾塑性 FEM を用いた鋼製ラーメン橋脚全体としての耐震性能評価を進めることができると考えられる。

本研究では著者らの既往の研究を基に、地盤と上部構造のそれぞれの影響について地震応答解析により把握し、既設の円柱ラーメン橋脚全体としての耐震性能を評価する上での地盤や上部構造の考慮の必要性について考察した。

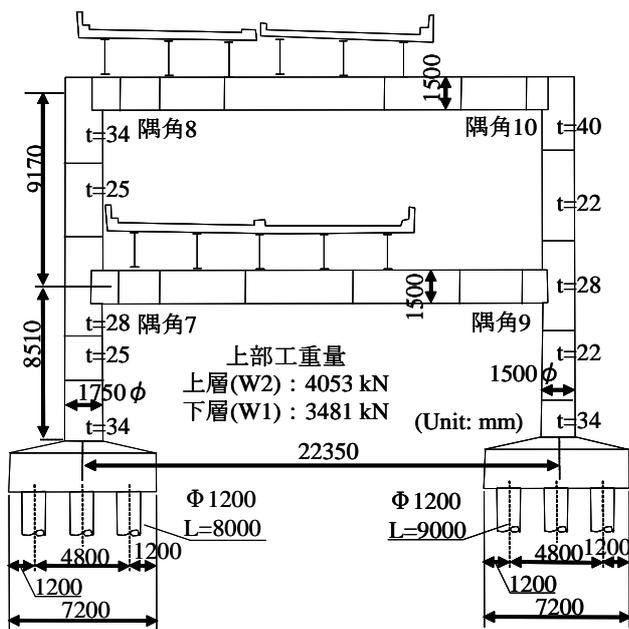
2. 対象橋脚ならびに解析手法

(1) 対象橋脚

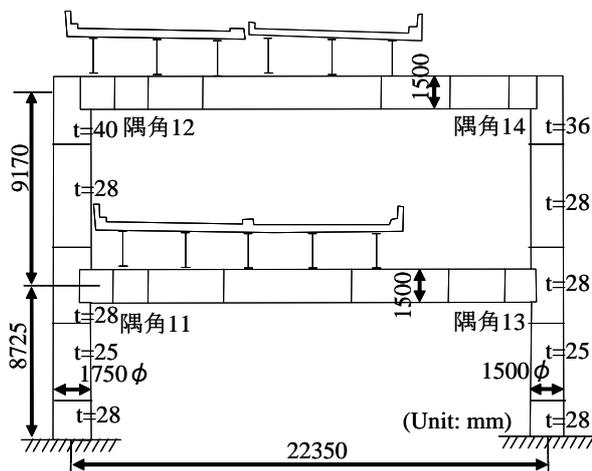
対象橋脚を図-1 に示す。著者らは橋脚形状の異なる 3 橋脚について検討を実施してきており、このうち、コンクリート充填補強後に橋脚の応答が大きくなった 2 層ラーメン橋脚を対象とした。なお、著者らが実施した実績調査からの橋脚選定理由の詳細については文献 2) を参照頂きたい。図-1(a)に示す



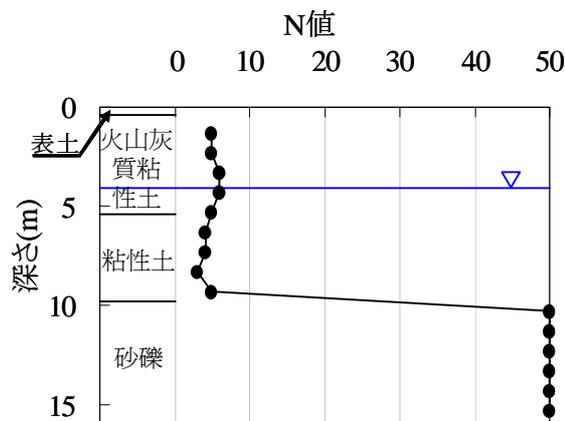
(a) 対象スパン



(b) 対象橋脚



(c) 隣接橋脚



(d) 地盤条件

図-1 対象橋梁

表-1 解析ケース

Case	地盤バネ考慮	上部構造考慮	地震波形	解析
1	無	無	JR鷹取駅	C-N
2			ポートアイランド	C-Con
3				
4				
5	有	無	JR鷹取駅	C-N-GS
6			ポートアイランド	C-Con-GS
7				
8				
9	無	-	JR鷹取駅	C-N
10		有	JR鷹取駅	C-N-S1
11				C-N-S2
12		-	ポートアイランド	C-N
13		有	ポートアイランド	C-N-S1
14				C-N-S2

ように、対象橋脚と隣接橋脚とのスパンは 26.5m である。上部構造は鋼桁とコンクリート床版で構成されている。基礎構造は、直径 1.2m の杭 12 本である。対象橋脚と隣接橋脚とでは柱基部の断面、並びに隅角部の断面の板厚が異なる。地盤条件は図-1(d)に示す地盤種別Ⅱ種地盤であり、深さ 10m 以下の N 値が 50 以上となっている。

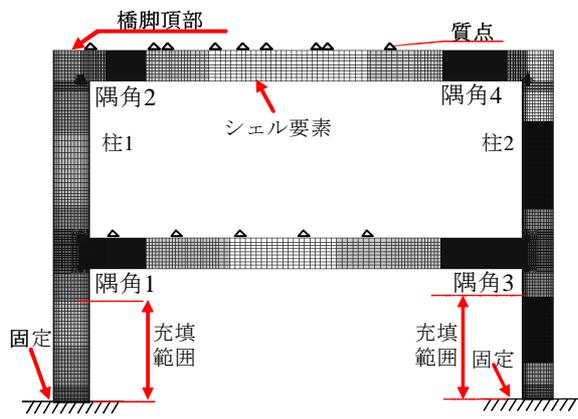
(2) 解析ケースと地震応答解析方法

解析ケースを表-1 に示す。Case1~8 は対象橋脚の地震応答に及ぼす地盤の影響の把握を目的としており、対象橋脚のみをモデル化したモデル C-N (図-2(a)) を用いた。C-N はコンクリート充填の無いモデル、C-Con は橋脚の 1 層目の柱部材へのコンクリート充填を考慮したモデルを用いた。なお、充填範囲は実際に耐震補強された範囲としている。C-N-GS と C-Con-GS は地盤、並びに基礎構造物の特性を加味した集約バネ (以後、地盤バネ) を考慮したモデル (図-2(b)) を用いた。

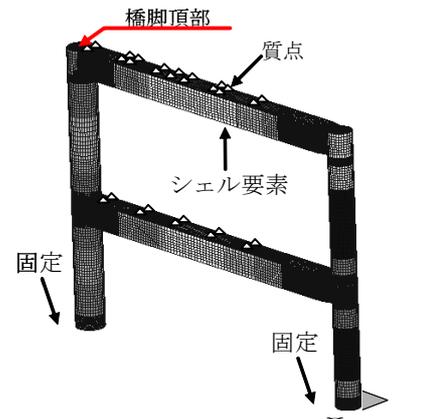
Case9~14 は地震応答に及ぼす上部構造の影響の把握を目的としており、対象橋脚を 3次元に拡張し

たモデル C-N (図-2(c)) に対象スパンの上部構造、支承、隣接橋脚を考慮したモデル C-N-S1 (図-2(d)) と C-N-S2 (図-2(e)) を用いて、橋軸方向、並びに橋軸直角方向の地震応答に及ぼす上部構造の影響の把握を試みる。なお、上部構造の影響を検討するモデルには地盤バネを考慮していない。

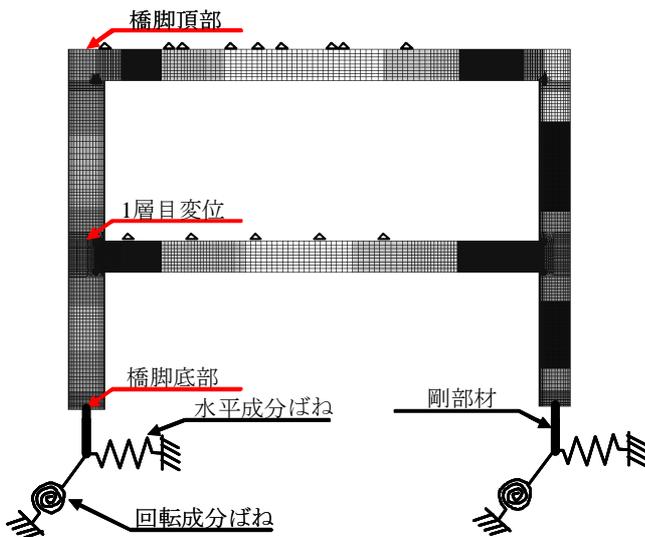
図-3 に入力地震波の加速度応答スペクトルを示す。入力地震波として、地盤の影響を検討するモデルには JR 鷹取駅スペクトル適合調整地震波の



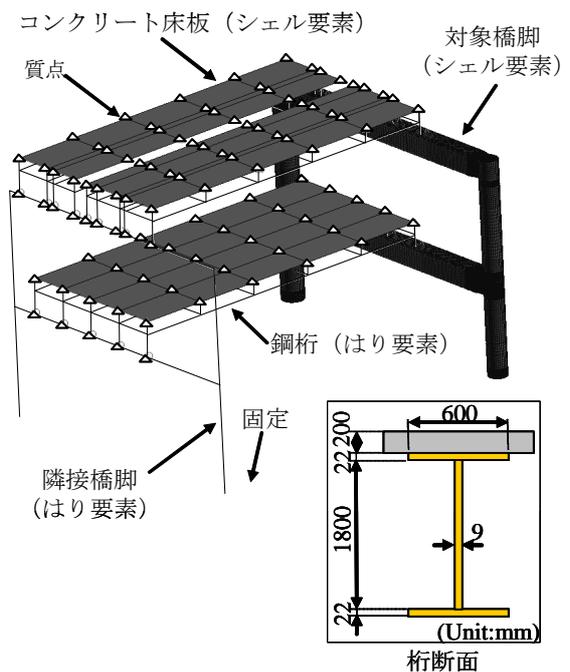
(a) 柱基部を固定としたモデルC-N, C-Con



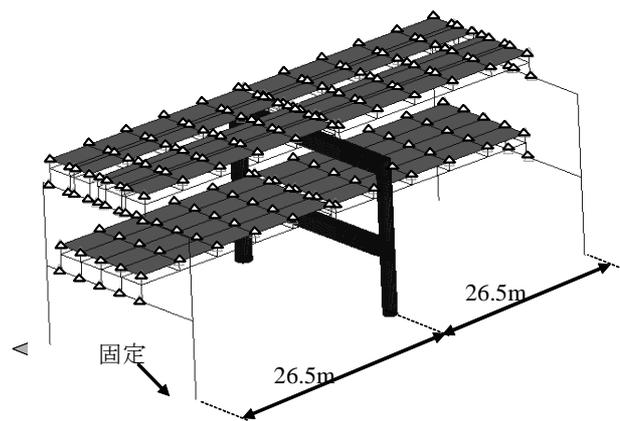
(c) 3次元に拡張した対象橋脚のモデルC-N



(b) 地盤バネを考慮したモデルC-N-GS, C-Con-GS



(d) 隣接1径間考慮したモデルC-N-S1



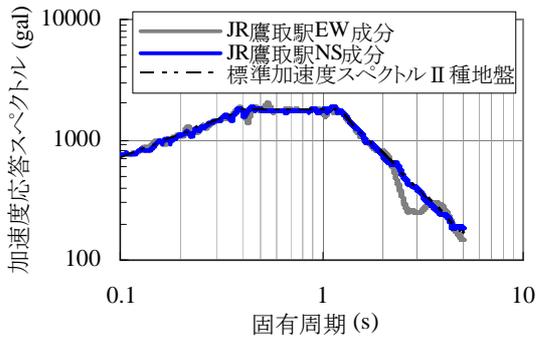
(e) 隣接2径間考慮したモデルC-N-S2

図-2 FEM解析モデル

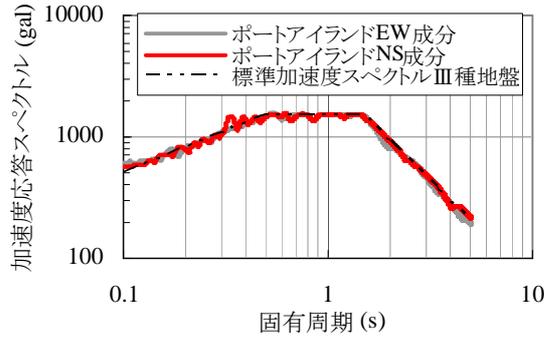
EW成分(以後、JR鷹取駅波形)の主要動10秒程度を橋軸直角方向に用いて解析を行なった。また、地震波の違いによる影響も検討するため、卓越周期の長い地震波として、ポートアイランドスペクトル適合調整地震波のEW成分(以後、ポートアイランド波形)の主要動10秒を用いた解析を行った。上部構造の影響に関する検討モデルではJR鷹取駅波形のEW成分を橋軸直角方向、NS成分の橋軸方向にそれぞれ主要動10秒程度を用いて解析を行なった。また、ポートアイランド波形のEW成分を橋軸直角方向、NS成分を橋軸方向にそれぞれ主要動10秒程度を用いて解析を行なった。

解析には、汎用解析プログラムABAQUS⁴⁾を用いた。地震応答解析は、直接積分法により行った。解析の時間ステップは、ABAQUSの自動時間間隔制御機能により $1 \times 10^{-15} \sim 0.02$ 秒の間で自動調整した。収束判定基準はABAQUSのデフォルト(釣り合い方程式における最大残差が0.5%以下)とした⁴⁾。上部構造および橋脚の自重を考慮するために、鉛直下方に重力加速度を入力した。減衰は、レーリー減衰を用いた。鋼構造物の減衰定数は0.01とした⁵⁾。本研究では橋軸直角方向の地震応答に着目していることから、橋軸直角方向で卓越する2つの振動モー

ドから算出することとした。振動モードが卓越しているかどうかの判断は、固有振動解析から得られた各解析モデルの橋軸直角方向の有効質量の大きい振



(a) JR鷹取波形



(b) ポートアイランド波形

図-3 入力地震波の加速度応答スペクトル

表-2 地盤の影響に関する検討モデル

	Mode	
	1次	2次
C-N	0.581	0.312
C-N-GS	0.602	0.313
C-con	0.546	0.311
C-Con-GS	0.568	0.312

表-3 上部構造の影響に関する検討モデル

	Mode				
	1次	2次	3次	4次	5次
C-N	1.355	0.588	0.427	0.408	0.313
C-N-S1	0.996	0.524	0.355	0.300	0.257
C-N-S2	0.943	0.467	0.358	0.305	0.287

動モードとした⁶⁾。上部構造を考慮したモデルでは、表-3に示す2次と3次モードがこれに該当した。

(3) 地盤の影響に関する検討モデル

図-2に示す解析モデルにおいて、対象橋脚の鋼部材は、3節点あるいは4節点のシェル要素を用いてモデル化を行った。上部工の重量は、質点として上部工の支承位置に支承条件を完全固定として作用させた。充填コンクリートは、ソリッド要素を用いてモデル化した。鋼部材のシェル要素とコンクリートのソリッド要素接触部は要素節点を共有させて一体化した。隅角部および柱基部は局部座屈の発生が懸念され、要素分割が解析結果に影響を及ぼすと考

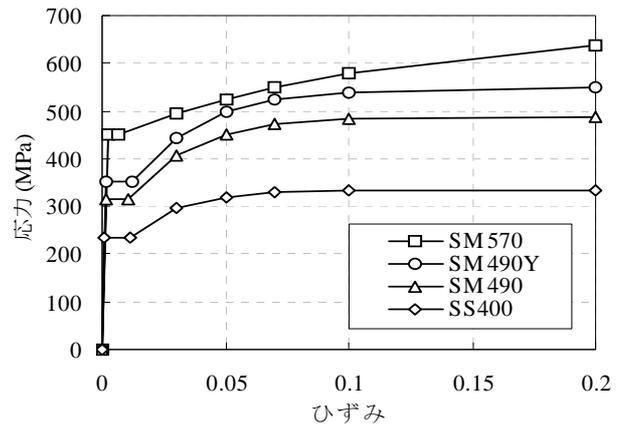


図-4 鋼材の応力-ひずみ関係

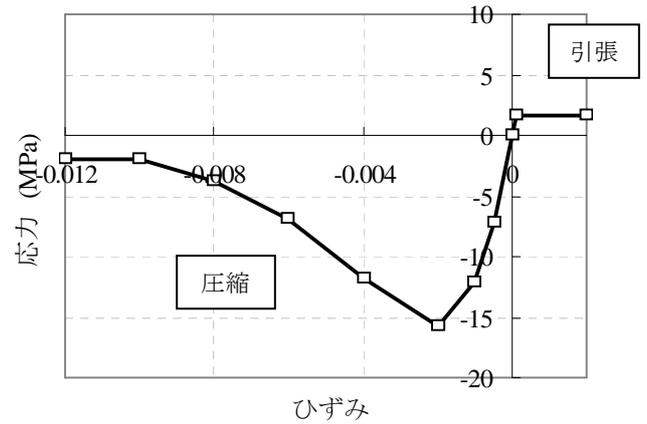


図-5 コンクリートの応力-ひずみ関係

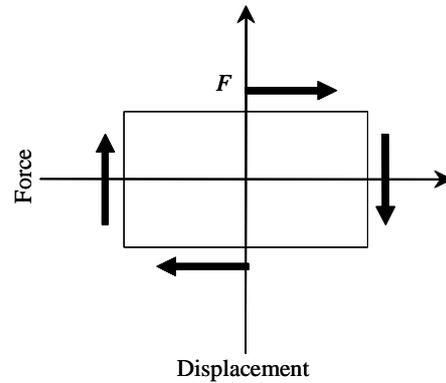


図-6 可動支承の履歴特性

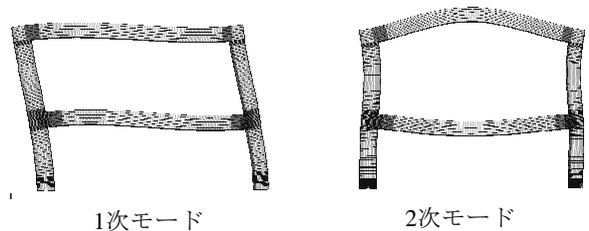


図-7 地盤の影響に関する検討モデルの固有振動モード

えられる。山口らは、円形断面橋脚の局部座屈発生領域の要素分割について検討し、対象領域の要素サイズを軸方向に $D/30$ 以下、要素の縦横比を 1:3 以

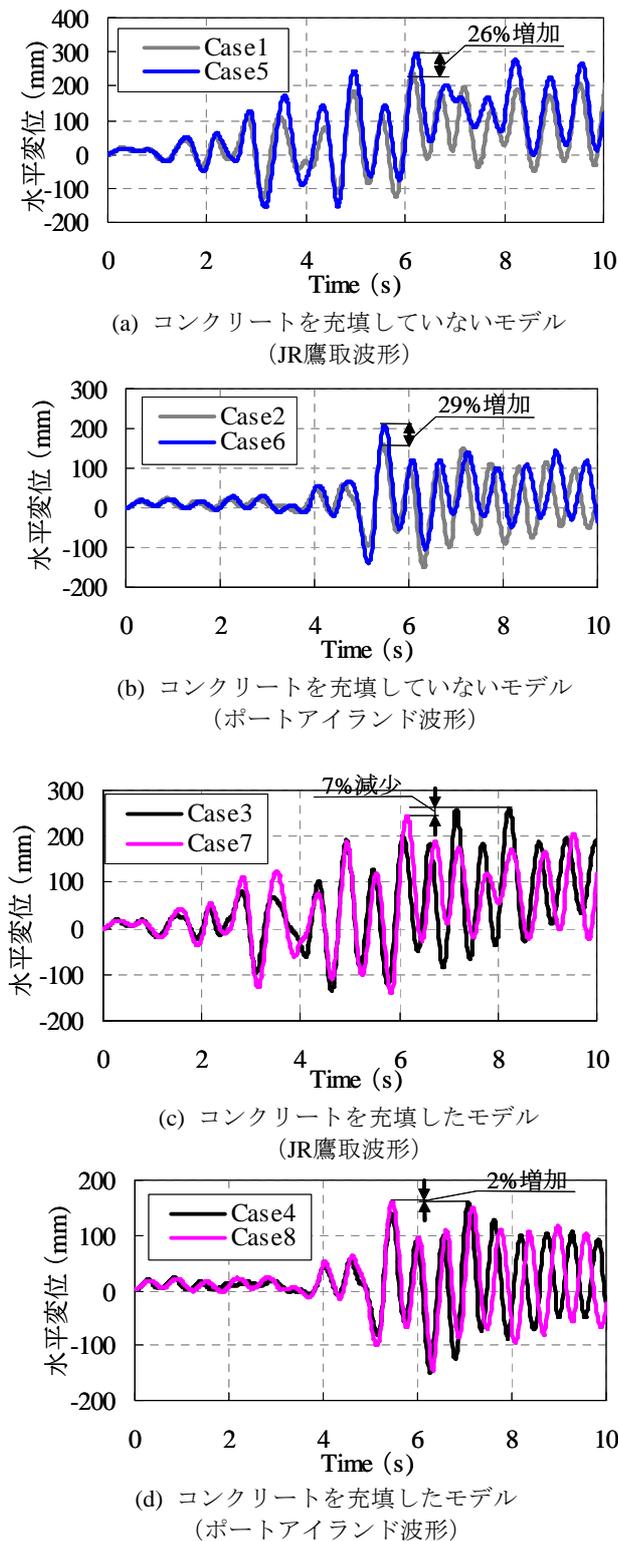


図-8 地盤の影響に関するモデルの橋軸直角方向の変位の時刻歴

下にするこで、最大耐力の収束解に対する誤差を10%以下に抑えられることを示しており⁷⁾、これに従って要素分割を行った。隅角部コーナー部の要素の最小サイズは板厚程度とした。鋼材の降伏点は、道路橋示方書⁵⁾に示される鋼材の基準降伏点を用い、応力-ひずみ関係は、文献8)に従って、図-4に示すように多直線で応力-ひずみ関係を近似した。硬

化則は、移動硬化則とした。コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係は、コンクリート標準示方書⁹⁾に示される応力-ひずみ関係を図-5に示すように多直線で近似した。コンクリートの除荷再載荷時の剛性低下についても、コンクリート標準示方書に従った。引張り側については、引張り強度を圧縮強度の10分の1とするとともに完全弾塑性形の応力-ひずみ関係とし、除荷時の剛性は初期剛性と仮定した。コンクリートの圧縮強度は耐震補強が実施された時期の平成8年の道路橋示方書¹⁰⁾に従い15.7N/mm²とした。軟化型の構成則を用いた場合、解が要素分割に依存することが報告されているが^{11),12)}、葛らの研究では充填コンクリートに軟化型の構成則を用いたファイバー解析の要素分割を2種類検討したところ、僅かな差が出た程度であったことが報告されている¹³⁾。これは、コンクリート充填部ではコンクリートの軟化挙動に追従して鋼材が応力を負担するためと考えられる。

地盤ばねを考慮しないモデルでは、柱基部の境界条件を完全固定とした。地盤ばねを考慮したモデルでは図-2(b)に示すように地盤と杭基礎(図-1(a),(b)参照)を水平成分、回転成分、連成成分を有するばねとしてモデル化した⁵⁾。なお、連成成分のバネについては、基礎仮面に仮想的な剛部材を設け連成成分のバネを除去している⁶⁾。

(4) 上部構造の影響に関する検討モデル

図-2(d)に1径間分の上部構造を考慮した解析モデルを示す。解析モデルを示す。対象橋脚には3次元に拡張したモデルを用いた(図-2(c))。桁断面は断面変化させず平均的な断面とすることとし図中に示す桁断面を有するものとした。鋼桁をはり要素、コンクリート床版をシェル要素でモデル化、それらを剛な要素で繋いでいる。また、上部構造を考慮していない反対側の径間については、上部構造の重量のみを考慮している。コンクリート床版を有する鋼上部構造の場合は慣性力の作用位置を床版の下面に配置することが良いとされている⁶⁾。これを参考に、本研究では、床版の厚さの中心にシェル要素を配置していることから、床版下面よりも若干上方にはなるが、シェル要素の節点位置にコンクリート床版、並びに鋼桁等の上部構造の重量を質点として分割して配置した。隣接橋脚は、はり要素によりモデル化した。隅角部の要素は剛域とするために隅角部の鋼材の弾性係数を10倍大きくした。隣接橋脚の応力-ひずみ関係は2次勾配を有するバイリニアとした。2次勾配は鋼材の弾性係数 E の100分の1とした。硬化則は、移動硬化則とした。

対象橋脚と隣接橋脚には固定支承と可動支承が配置されている。既往の研究において、固定支承の挙動に対し支承の破壊を考慮した履歴特性等が提案されている⁶⁾。しかし、支承の破壊を考慮した場合、破壊により上部構造から橋脚に伝達される慣性力が低減し、有利に働くと考えられる。そこで、本研究では、固定支承の挙動が不利に働くと考えられる支

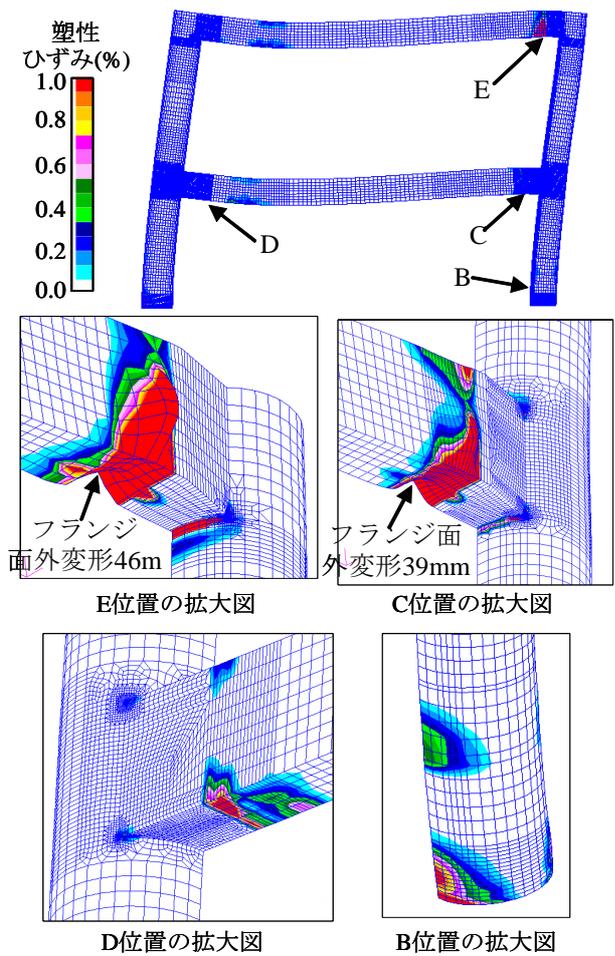


図-9 Case3の解析終了時の変形および相当塑性ひずみ分布 (JR鷹取駅波形)

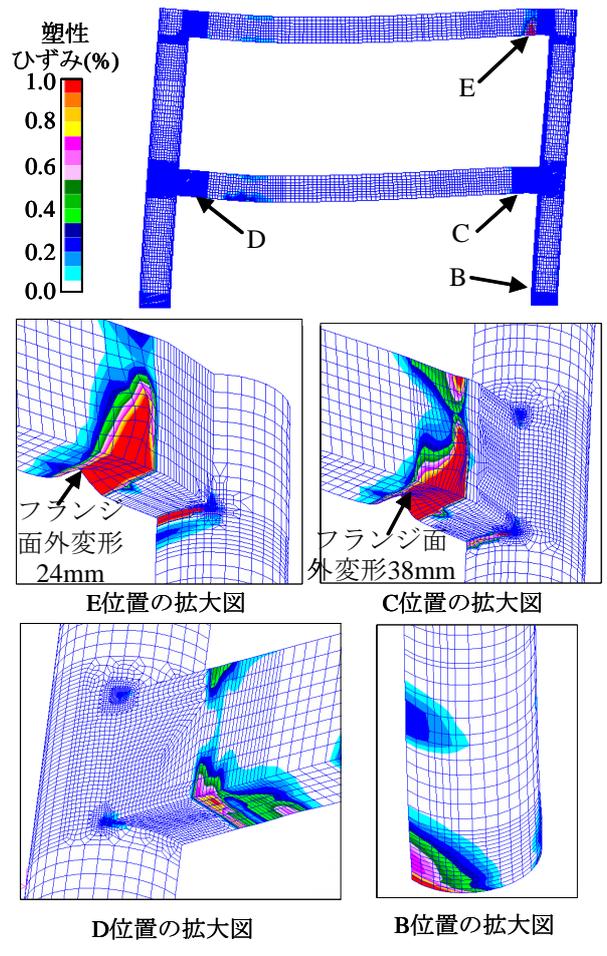


図-10 Case7の解析終了時の変形および相当塑性ひずみ分布 (JR鷹取駅波形)

点位置での固定とした。可動支承の橋軸直角方法の挙動は兵庫県南部地震以降、サイドブロックの耐震補強等が実施されていることから固定とした。可動支承の橋軸方向の挙動はトラス要素を用いて図-6に示す摩擦による履歴特性により表現した。この摩擦係数については、既設の可動支承においては経年の使用による腐食や堆積物等により摩擦係数が大きくなり、橋脚に伝達される慣性力が大きくなっている可能性が高い。そこで、可動支承の摩擦係数を実際に使用され撤去された可動支承の摩擦係数を実験的に検討した文献14) に示される0.15とした。

図-2(e)に2径間分の上部構造を考慮した解析モデルを示す。隣接橋脚と反対側の径間については、実際の図面が入手できなかったことから、隣接橋脚側の径間と同じ寸法とした。したがって、橋脚、上部構造等のモデル化については上述した他のモデルと同様である。

(5) 耐震性能評価法

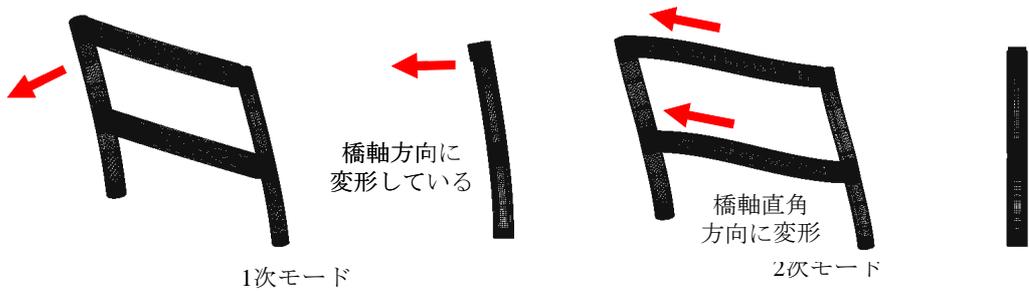
本研究では、上部構造を対象としたモデルを対象とし、対象橋脚の大規模地震に対する耐震性能を地震応答解析より得られた最大応答変位と、上部構造を考慮していないモデルの橋軸方向、並びに橋軸直

角方向の Pushover 解析より得られた終局変位とを比較することにより評価した^{2),15)}。Pushover 解析では、上部構造の重量および橋脚の自重を考慮し、橋脚全体に水平方向加速度を慣性力として漸増させた。本研究では、Pushover 解析におけるベースシェアーの最大値 V_u を示した時を終局点として定義した^{2),3),9)}。ここで、ベースシェアーとは柱基部の固定位置における水平反力の和である。なお、地盤や上部構造を考慮していないモデルの Pushover 解析で得られた終局変位は、地震応答解析結果である図-11、図-12、図-17、図-18 中に水平線として示している。

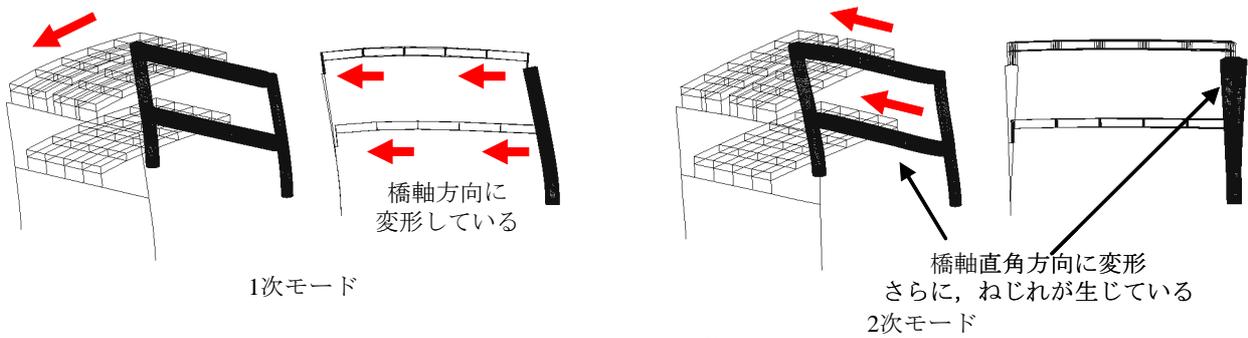
3. 地盤の影響に関する検討結果

(1) 固有値解析結果

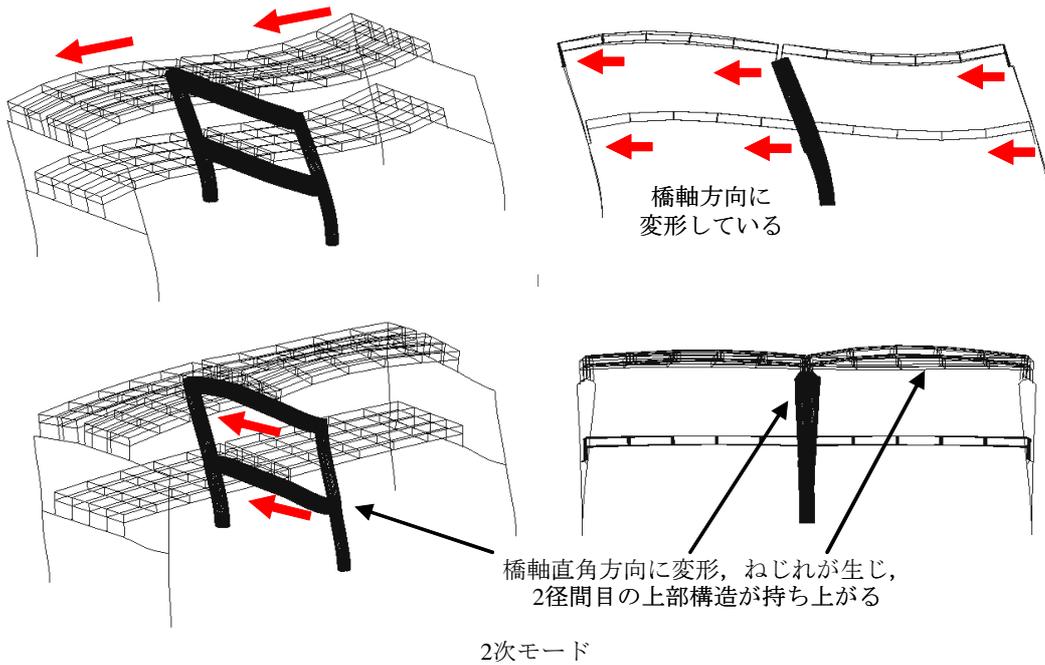
表-2に各解析ケースの固有周期、図-7に振動モードを示す。1次モードは面内方向への変形が卓越し、2次モードは2層目のはりが上側に持ちあがる変形であった。表-2より、地盤バネを考慮することによりコンクリート充填の有無によらず、いずれにおいても若干長周期した。なお、2次モードは2層目のはりが上方に持ち上がるモードであったため、地盤ばねの影響は小さく、2モードの固有周期は殆ど変化し



(a) C-Nの固有振動モード



(b) C-N-S1の固有振動モード



(c) C-N-S2の固有振動モード

図-11 上部構造の影響に関する検討モデルの固有振動モード

なかった。

(2) 地震応答解析結果

図-8に地震応答解析で得られた橋脚頂部の橋軸直角方向変位の時刻歴を示す。地盤バネを考慮したモデルでは、橋脚頂部と橋脚底部の相対変位の時刻歴としている。なお、著者らの研究において、コンクリート充填により1層目の変形が抑えられ、2層目に変形しやすくなるためにコンクリート充填前よりも

コンクリート充填後の方が最大応答変位が大きくなることを示している²⁾。図-8より、コンクリートを充填をしていないモデルでは、地盤ばねを考慮することにより最大応答変位が最大で30%程度大きくなることわかる。一方、コンクリートを充填したモデルでは、ポートアイランド波形のケースにおいて最大応答変位が2%大きくなる程度であった。さらに、JR鷹取駅波形のケースでは最大応答変位が7%程度小さくなった。図-9にCase3、図-10にCase7の

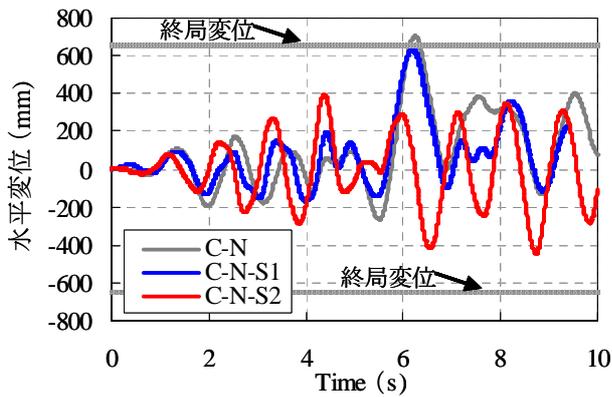


図-12 橋軸方向の変位の時刻歴
(JR鷹取駅波形)

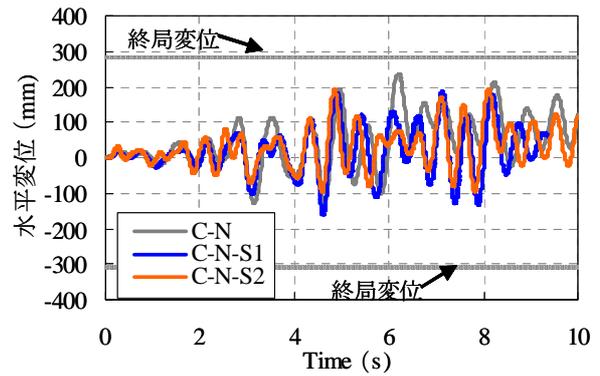


図-13 橋軸直角方向の変位の時刻歴
(JR鷹取駅波形)

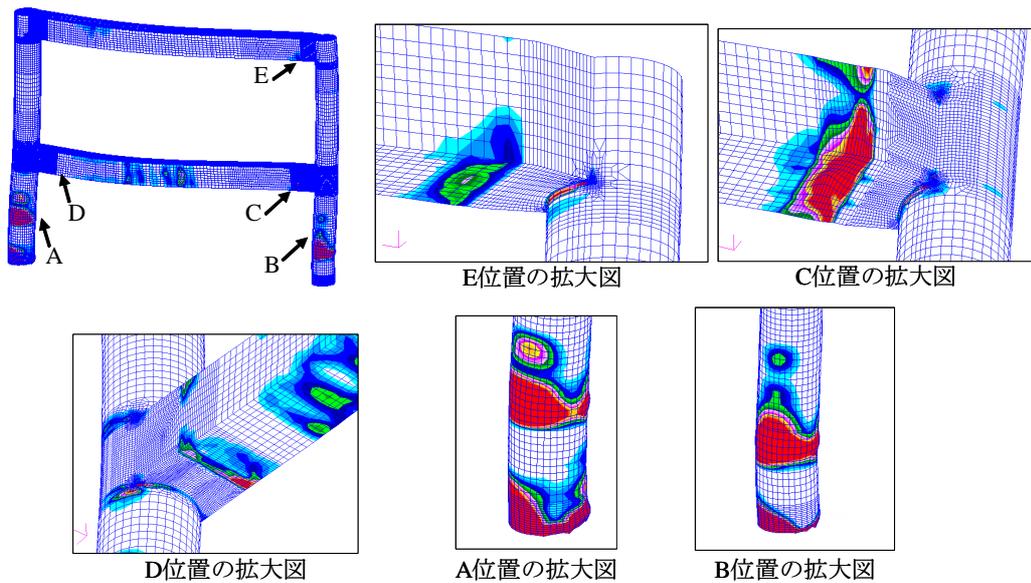


図-14 C-Nの解析終了時(10S)の変形および相当塑性ひずみ分布 (JR鷹取駅波形)

解析終了時の変形と相当塑性ひずみ分布を示す。変形倍率は10倍とした。ひずみのコンターは、塑性化している箇所を容易に把握するために最大値を1%程度としている。そのため、1%以上のひずみが発生している箇所は赤く示されている。塑性化域の拡大図では面外変位の最大値を示している。なお、本研究では、地盤ばねの前後の相対評価のみにひずみを用いる。1層目のはり（図-9(a)中のC）、並びに柱基部での塑性ひずみと面外変形はほぼ同程度であるが、2層目のはりの断面変化位置Eでの塑性ひずみと面外変形は小さくなった。以上のように、コンクリートを充填していない場合では、不利に働く可能性があるが、既設ラーメン橋脚のようにコンクリート充填後ではその影響は小さいと言える。

4. 上部構造の影響に関する検討結果

(1) 固有値解析結果

表-3に各解析ケースの固有周期、図-11に振動モ

ードを示す。上部構造を考慮しないモデルでは、1次モードでは橋軸直角方向への変形が卓越し、2次モードでは橋軸直角方向に変形が卓越するモードであった。1径間分、2径間分の上部構造等を考慮したモデルの1次モードは橋軸方向への振動モード、2次モードは橋軸直角方向への振動モードとなり、上部構造を考慮することによる振動モードの変化はなかった。一方、表-3により1次の振動モードの固有周期は、C-Nでは1.355秒、上部構造を考慮したモデルC-N-S1では0.966秒、C-N-S2では0.943秒と上部構造を考慮することにより大きく短周期化していることがわかる。これは、上部構造より橋軸方向の変形が抑制されたためと考えられる。C-N-S1とC-N-S2では、その違いは僅かであった。2次以上の振動モードの固有周期については、上部構造を考慮することにより僅かに短周期化する程度であった。

(2) 地震応答解析結果

地震応答解析で得られた橋脚頂部の橋軸方向の変位の時刻歴を図-12に、橋軸直角方向の変位の時刻

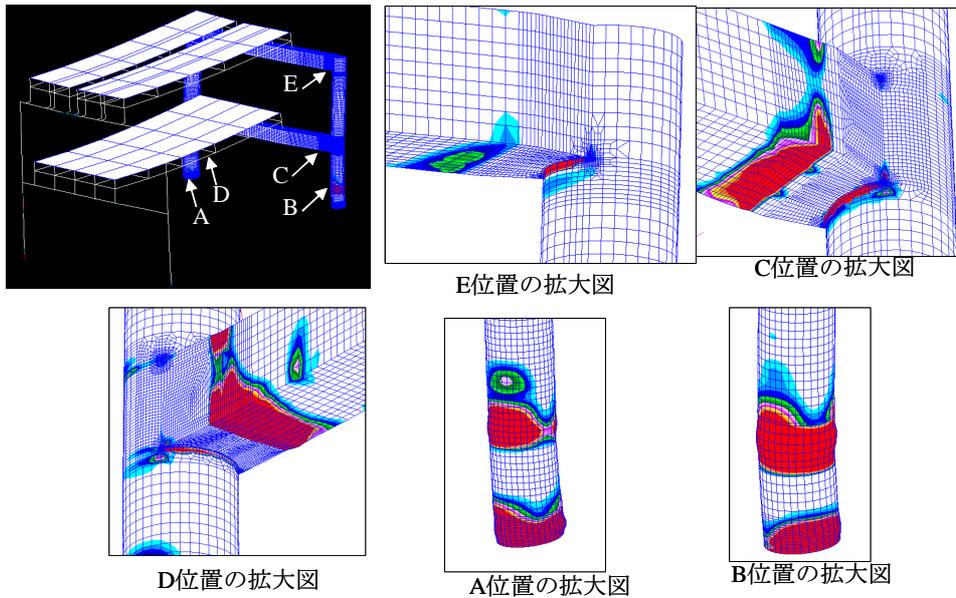


図-15 C-N-S1の解析終了時（9.4秒）の変形および相当塑性ひずみ分布（JR鷹取駅波形）

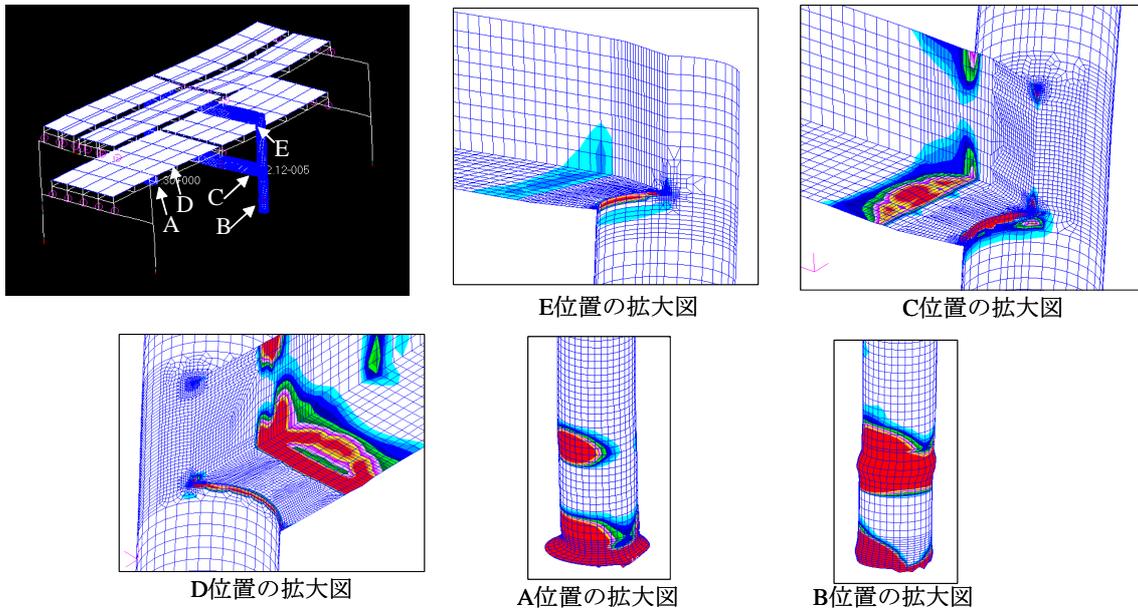


図-16 C-N-S2の解析終了時（10秒）の変形および相当塑性ひずみ分布（JR鷹取駅波形）

歴を図-13に示す。図-12より、C-Nの応答変位の最大値は、終局変位よりも大きくなった。一方、C-N-S1の最大応答の最大値は僅かに終局変位よりも小さくなり、C-N-S2では、最大値は終局変位よりもかなり小さくなった。また、図-13より、C-Nの応答変位の最大値は、終局変位よりも小さいことがわかる。C-N-S1の最大応答の最大値はC-Nのそれよりも僅かだが小さくなり、さらに、C-N-S2の最大応答変位はC-N-S1のそれよりも僅かだが小さくなった。

図-14、図-15、図-16に解析終了時の変形と相当塑性ひずみ分布を示す。変形倍率は10倍とした。ひずみのコンターは、塑性化している箇所を容易に把

握するために最大値を1%程度としており、1%以上のひずみが発生している箇所は赤く示されている。

C-Nでは、柱基部、柱の断面変化部、ならびに1層目、2層目の隅角部とはりとの間の断面変化部（以後、隅角一はり断面変化部）において塑性化が見られる。一方、C-N-S1では、E位置の2層目の隅角一はり断面変化部、C位置の1層目の隅角一はり断面変化部の損傷がC-Nのそれらよりも低減しているものの、柱のA、B位置、D位置の隅角一はり断面変化部の塑性化が大きくなっている。C-N-S2では、E位置の2層目の隅角一はり断面変化部、C位置の1層目の隅角一はり断面変化部、僅かであるがD位置の

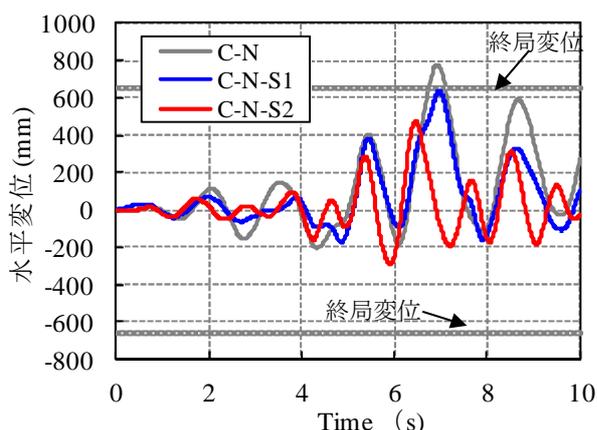


図-17 橋軸方向の変位の時刻歴
(ポートアイランド波形)

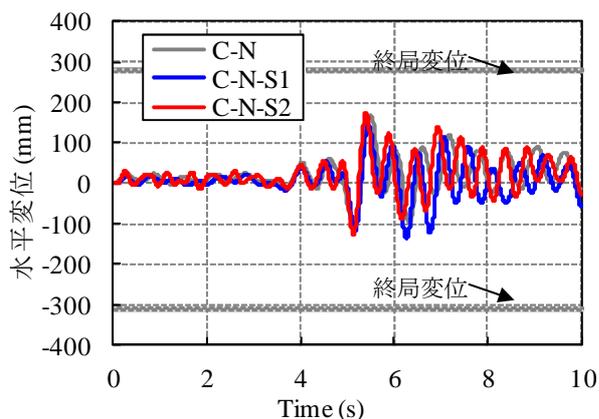


図-18 橋軸方向の変位の時刻歴
(ポートアイランド波形)

隅角一はり断面変化部の塑性化がC-N-S1のそれらよりも低減している。一方、柱部材のA、B位置の塑性化に伴う面外変形が大きくなっている。従って、対象とした2層ラーメン形式の橋脚では、上部構造を考慮することにより、2層目のはりの塑性化が低減し橋軸方向地震動の影響により1層目の柱部材での塑性化が大きくなる傾向が確認できた。これは、著者らの研究において、コンクリート充填後に2層目の塑性化が増加する傾向²⁾を示している点からも有利な効果であったと言える。

以上より、上部構造を考慮することにより、橋軸方向の応答が大きく低減し、地震に対して有利に働くことがわかり、また、考慮する径間が増えるほど効果が大きい可能性があることがわかった。一方、橋軸直角方向の応答については、塑性化の低減による応答低減の効果が期待できるものの、それほど大きな影響を与えないことがわかった。

次に、ポートアイランド波形を用いた場合の橋脚頂部の橋軸直角方向変位の時刻歴を図-17に、橋軸直角方向の変位の時刻歴を図-18に示す。なお、ポートアイランド波形を用いた場合の方が、JR鷹取駅波形を用いた場合の最大応答変位よりも大きくなった。これは、ポートアイランド波形の方が1秒以上の固有周期の加速度応答スペクトルが大きく、橋脚の橋軸方向の1次の振動モードの影響が強くなった

めと考えられる。図-17より、C-Nの応答変位の最大値は、終局変位よりも大きくなることがわかる。一方、C-N-S1の最大応答の最大値は終局変位よりも小さくなることがわかる。図-18より、C-N、C-N-S1の応答変位の最大値は、終局変位よりも小さいことがわかる。C-N-S1の最大応答の最大値はC-Nのそれよりも僅かに小さいが、大きな違いはないと言える。さらに、C-N-S2の最大応答変位はC-N-S1のそれよりも僅かだが小さくなった。以上より、ポートアイランド波形を用いた場合でもJR鷹取駅波形を用いた場合と同様に、上部構造を考慮することにより橋軸直角方向の応答が低減するが、橋軸直角方向については殆ど影響を与えないことがわかった。

6. 結論

本研究では著者らの既往の研究を基に、地盤と上部構造のそれぞれの影響について地震応答解析により把握し、既設の円柱ラーメン橋脚全体としての耐震性能を評価する上での地盤や上部構造の考慮の必要性について考察した。

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 地盤ばねを考慮することにより、橋脚の固有周期は若干長周期化する程度であった。
- 2) 地震応答解析により地盤ばねの影響を検討した結果、コンクリートを充填していない場合では、不利に働く可能性があるが、既設ラーメン橋脚のようにコンクリート充填後ではその影響は小さい。
- 3) 上部構造の考慮の有無による橋脚の振動モードの違いは殆ど無いが、橋軸方向の変形が主体となる1次の振動モードが大きく短周期化する。ただし、橋軸直角方向へは大きな影響を与えない。
- 4) 地震応答解析により上部構造の影響を検討した結果、上部構造を考慮することにより橋軸方向の応答が大きく低減するが、橋軸直角方向へは、殆ど影響を与えない。
- 5) 以上の結果と耐震性能評価の結果から、円柱を有する既設鋼製ラーメンの耐震性能は、地盤と上部構造の影響を考慮しない評価法により評価できる可能性が高い。

謝辞：本研究を行うにあたり、東京工業大学院の三木千壽教授、市川篤司教授より貴重な助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，1999.5.
- 2) 木下幸治，三木千壽，市川篤司：円柱を有する既設鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する検討，土木学会論文集，土木学会論文集 A，Vol.64，No.3，pp.571-587，2008.7.

- 3) 垣内辰雄, 葛西昭, 稲垣冨城, 藤原良憲, 宇佐美勉: 上下部一体鋼ラーメン高架橋の耐震性能評価, 土木学会構造工学論文集, Vol.55A, pp.564-572, 2009.3.
- 4) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. : ABAQUS/Standard User's Manual, 2006.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・V耐震設計編, 2002.3.
- 6) 日本鋼構造協会: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 2006.9.
- 7) 山口栄輝, 鬼木浩二, 永松寿隆, 南野能克: 鋼製円形断面橋脚の複合非線形解析における要素分割について, 土木学会構造工学論文集, Vol.51A, pp.1781-1787, 2005.3.
- 8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, 日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.4.
- 9) 土木学会: コンクリート標準示方書[耐震性能照査編], 2002.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・V耐震設計編, 1996.12.
- 11) 小澤一誠, 王慶雲, 後藤芳顕: 座屈モードの局所化を考慮した補剛板の軟化型構成則を用いた鋼製橋脚の Pushover 解析, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.225-237, 2001.10.
- 12) 山口栄輝: 鋼部材の有限要素解析における局部座屈を考慮した軟化型構成則の取り扱い, 土木学会構造工学論文集, Vol.51A, pp.1789-1794, 2005.3.
- 13) 葛 漢彬, 浅田秀史, K.A.S. Susantha, 宇佐美勉: 薄肉及び厚肉断面を有するコンクリート部分充填鋼製橋脚の統一的耐震照査法, 土木学会構造工学論文集, Vol.47A, pp.783-792, 2001.3.
- 14) 長谷川秀也, 前野裕文, 澤田敏幸, 青木徹彦, 水野豪, 大畑和夫, 生野英治: 既設鋼製支承 (BP-A) の水平耐荷力に関する実験的研究, 土木学会第 57 回年次学術講演会概要, 第 1 部門, 平成 14 年 9 月.
- 15) 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬: Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626, pp.231-240, 1999.7.

INFLUENCES OF FOUNDATION AND SUPERSTRUCTURES ON THE SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF EXISTING STEEL BRIDGE FRAME PIERS WITH CIRCULAR COLUMNS

Koji KINOSHITA

The purpose of this research is to investigate the applicability of the seismic performance evaluation in the transverse direction of existing frame piers, frequency analyses and earthquake response analyses by considering the effects of foundation or superstructures were carried out. As a result, effects of the superstructure on the seismic behavior of the 2-story frame pier were beneficial, in particular, the seismic behavior in the longitudinal direction. However, their effects on the seismic behavior in the transverse direction of the 2-story frame pier were not so significant.