

上下部一体鋼ラーメン高架橋の耐震性能評価

Seismic performance evaluation of steel continuous bridges with rigid superstructure-pier connections

垣内辰雄*, 葛西 昭**, 稲垣冨城***, 藤原良憲****, 宇佐美勉*****

Tatsuo Kakiuchi, Akira Kasai, Saeki Inagaki, Yoshinori Fujiwara and Tsutomu Usami

*工修 西日本旅客鉄道(株) 大阪工事事務所 奈良工事所 (〒630-8115 奈良市大宮町 1-10)

**博士(工学) 名古屋大学大学院講師 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***学士(工学) 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

****博士(工学)(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部(〒380-0936 長野市大字中御所字岡田 45-1)

***** D.Sc. 工博 名城大学教授 理工学部 建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

This study is aimed at seismic performance evaluation of steel continuous bridges with rigid superstructure-pier connections. For this purpose, two pushover analyses were carried out. The first analytical model was composed of beam elements. The second model was made up of beam elements and shell elements. Adopting this model, a few segments becoming ultimate state at an early stage consist of shell elements. As a result, the horizontal displacement corresponding to the maximum strength of the structure obtained by using this newer model is larger than conventional method. Therefore the proposed method can evaluate seismic performances of this structure more than previous method. Finally, out-of-plane deflections occurring at the corner are discussed.

Key Words: Seismic performance evaluation, Continuous bridges, Pushover analysis

キーワード：耐震性能評価，鋼ラーメン高架橋，Pushover 解析

1. 緒言

兵庫県南部地震のような直下型地震や、近い将来発生すると考えられている東海・東南海・南海地震のような大地震に遭遇した場合の土木構造物には、より高い耐震性能を有する構造形式の選定が要求される。そこで、上部工と橋脚の間に支承を介して連結させるのではなく、上部工を落橋させないため、上部工と橋脚を剛結し一体化する構造は、耐震性能を向上させる上で有効である。さらに本構造は、高架橋のレールレベルを低くできるため、鉄道の縦断線形に柔軟な対応が可能である。そこで北陸新幹線布川橋梁は、これら耐震性と縦断線形への対応に優れた上下部一体鋼ラーメン高架橋を採用することとした(図-1)。

上下部一体構造や鋼ラーメン橋に関する研究として、保坂ら¹²⁾による上下部一体構造の結合方式に関する実験的及び解析的な検討、佐々木ら³⁾による鋼・コンクリート複合ラーメン橋の隅角部や上部工と下部工の剛結

部の破壊性状に関する研究、また高嶋ら⁴⁾による鋼開断面箱形複合ラーメン橋の剛結部の 1/8 模型実験などがある。これらの研究は、主に橋軸方向とラーメン橋脚の面内方向が同一の場合のものであるため、本橋梁のように橋軸方向とラーメン橋脚の面外方向が同一の場合については、ほとんど検証されていない。この場合、橋軸方向に地震入力すると、水平慣性力によってラーメン橋脚の梁や隅角部に曲げとねじりが作用する。このように複雑な荷重が作用する部材に対して、例えば、せん断が卓越するラーメン橋脚の梁と隅角部に関しては、葛西らの⁵⁾検討、また中井ら^{6,7,8)}による曲げとねじりを受ける箱形断面の耐力評価式などの成果があるが、これらは部材セグメントに対する照査法が念頭にある。

一方、近年の耐震検討は、対象橋梁をはり要素でモデル化し、部材セグメントの平均ひずみが 1 箇所でも終局ひずみに至れば、構造物全体を終局とみなすひずみ照査法⁹⁾が用いられている。今回の上下部一体鋼ラーメン高架橋は、高次の不静定構造物であることから、構成部材

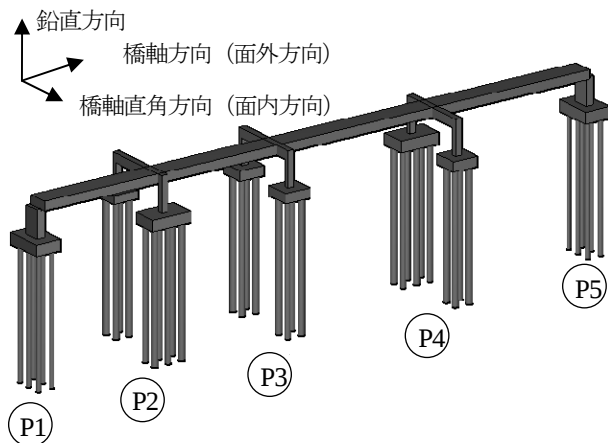


図-1 対象橋梁（全体図）

表-1 設計条件		
構造形式	4 径間鋼ラーメン高架橋	
支 間 長	183.4m	
支 間	39.2m+40.0m+52.5m+51.7m	
桁 幅	11.8m	
桁 高	2.8m	
列車荷重	標準列車荷重 P-16	
設計速度	260 [km/h]	
基礎形式	杭基礎（場所打ち杭）	
環境条件	寒冷地，海岸近接（腐食性環境）	
地盤種別	G4	
耐震性能 ¹⁰⁾	L1 地震動	I
	L2 地震動	II

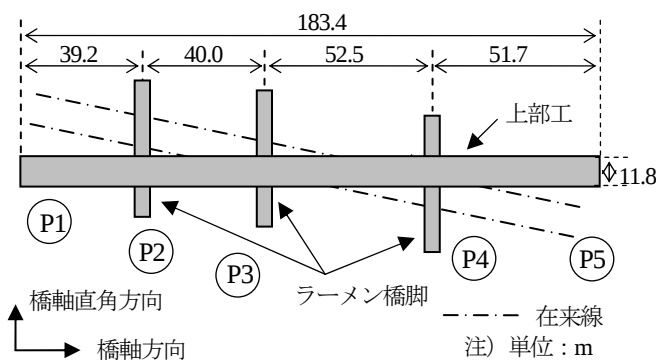


図-2 対象橋梁（平面図）

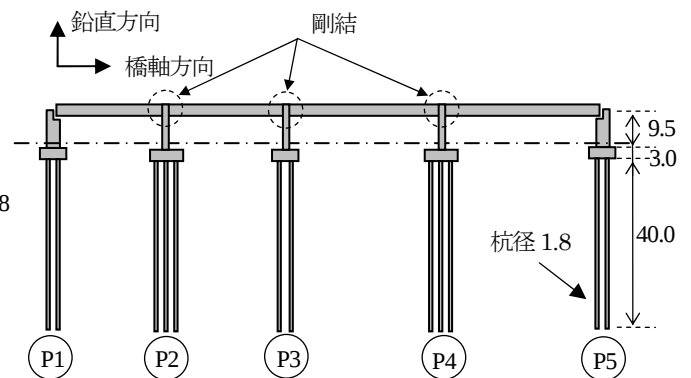


図-3 対象橋梁（側面図）

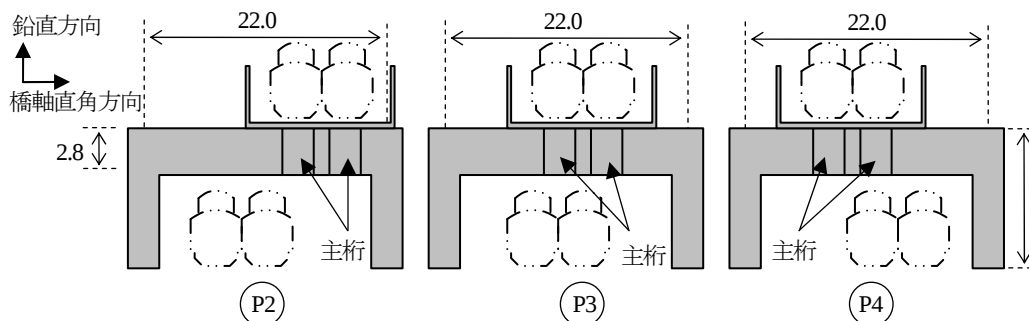


図-4 対象橋脚（断面図）

表-2 支承の拘束条件

橋軸方向	自由
橋軸直角方向	拘束
鉛直方向	拘束
回転	自由

が比較的肉厚であれば、ひとつの部材セグメントが終局と判断されても構造物全体としては、耐力低下することがなく、構造系は耐震上まだ十分に安全であることが考えられる。このことから、特定の部材セグメントの耐震性を満足させるために板厚を増していくことは、過度に安全な構造物となり、合理的な設計とは言いがたい。

そこで本研究では、部分的にシェル要素を用いた解析モデルを用いて、高次不静定構造物に対して数箇所の部材に局部座屈を考慮した Pushover 解析を実施した。これにより、数箇所の部材セグメントが終局を迎えた後の挙動をも精確に評価し、対象橋梁全体としての耐震性能を、変位を用いて照査する新しい評価が可能となる。

さらに、今回の解析で数箇所の部材セグメントは終局

後の状況が把握できるため、いくつかのセグメント（例えば、隅角部）に発生する面外変形量とその捉え方について一考察を加えた。

なお、本論文では、橋軸方向のみ検討を行っている。

2. 設計条件と照査フロー

2.1 設計条件

対象橋梁の設計条件は表-1 のとおりである。構造形式は上下部一体構造を有する 4 径間鋼ラーメン高架橋である（図-2, 3, 4）。両端の P1, P5 橋脚は RC 橋脚であり、中央の P2, P3, P4 橋脚が鋼製ラーメン橋脚である。線路縦断線形の制約により橋脚の高さを抑えるため、上

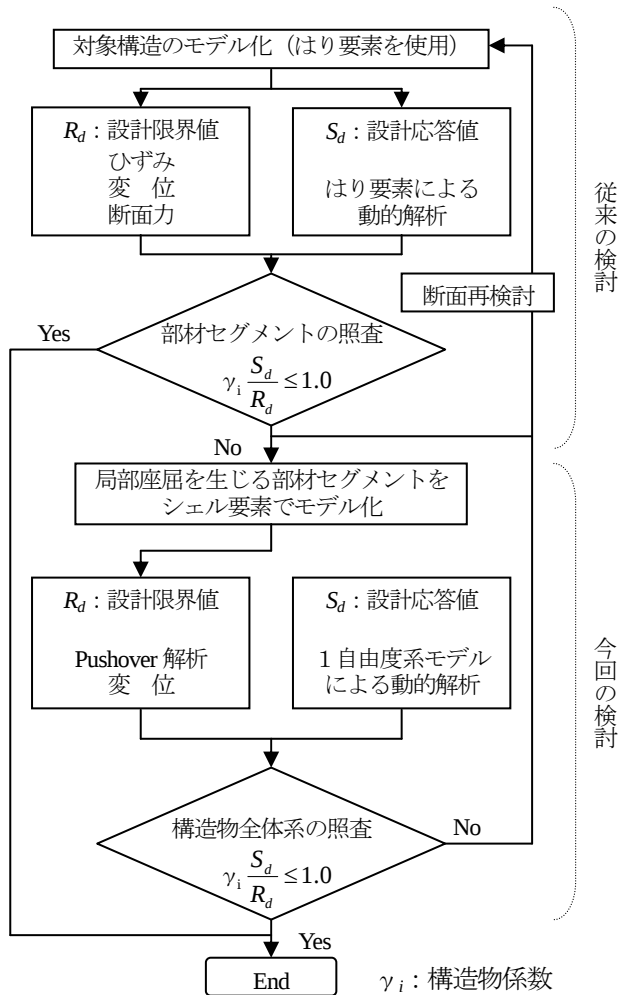


図-5 照査フロー

部工は P2, P3, P4 橋脚と剛結された一体構造となっている。また、桁両端に存在する支承の拘束条件を表-2に示す。

本橋梁は新幹線の鉄道橋であるため、列車荷重には P-16 を用いる。ここで P-16 とは、25m 車両長の 4 軸配置において、1 軸あたりの軸重を 160kN とする荷重条件である。なお、耐震検討において載荷する線路本数は 1 線とした¹⁰⁾。

耐震性能としては、構造物の耐用期間内に数回程度発生する大きさの地震動である L1 地震動では耐震性能を I とし、断層近傍での地震動などを考慮した L2 地震動では耐震性能を II とした。耐震性能 I は地震後も補修せずに機能を保持でき、過大な変形を生じない性能であり、耐震性能 II は地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる性能を示す¹⁰⁾。ここで L1 地震動においては、全ての部材セグメントが弾性範囲にあることから、本論文では L2 地震動について記述する。

2.2 照査フロー

本研究では、従来の部材セグメント毎による照査に加えて、数箇所のセグメントは終局後を許容する照査を行

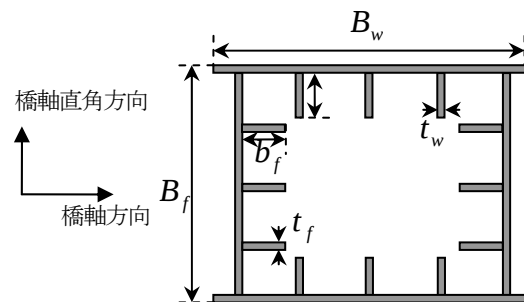
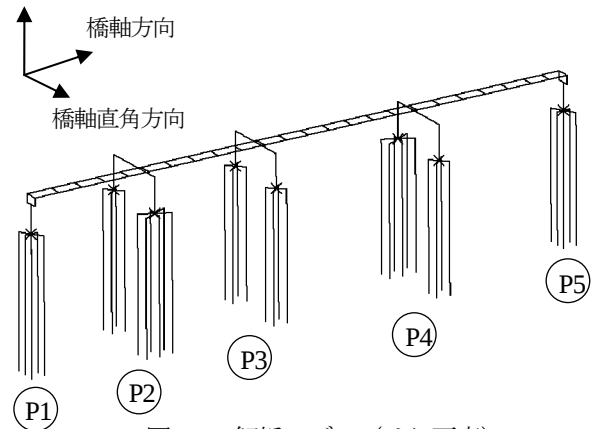


図-7 柱断面形状

うこととしている。その照査フローを図-5 に示す。

2.3 等価 1 自由度系モデルの適用性

本研究では、部分的にシェル要素を用いた解析を実施する。このシェル要素を含むモデルにおける弾塑性地震応答解析は、複雑な繰り返し弾塑性挙動を伴い、解を得るために多くの時間を要す。そこで、ひとまず、従来法のモデル化で基本モードの卓越度を検証し、文献⁹⁾に記載の方法による等価 1 自由度系モデルの構築を行う。

2.3.1 解析モデル

図-2, 3, 4 で図示される対象橋梁を、図-6 に示すはり要素でモデル化した。例えば、本橋梁の橋脚断面の 1 例は、図-7 に示すとおり補剛断面を呈している。これに対して、断面積 A 、橋軸方向と橋軸直角方向の全塑性モーメント M_{pl} , M_{p2} 、断面の外形の形状比 $\alpha (=B_w/B_f)$ を等しくした等価断面によってモデル化した。なお、梁についても同様とし、はり要素への摘要を等価化している。

P2 橋脚は、後述するが本橋梁の耐震性能を把握する上で重要な部位となっている。そこで、P2 橋脚については、図-8 および表-3 を用いて、断面諸元をまとめておく。表-3 は P2 橋脚の柱と梁の断面諸元を示しており、各部位の脚長あるいは梁長と断面位置を図-8 に示す。ここ

で、 R_f ：フランジの幅厚比パラメータ、 R_w ：ウェブの幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_s$ ：補剛材細長比パラメータである。

2.3.2 基本モードの卓越度

文献⁹⁾によれば、対象橋梁の基本モードに対する有効質量比によって、地震応答解析については、等価 1 自由度系モデルを利用してよいと判断できるとある。そこで、固有値解析を実施した。その結果を表-4にまとめる。

表-4 より、1 次モードでの有効質量比が橋軸方向に対して 72%であるため、橋軸方向振動については、1 次モードが卓越的かつ支配的であることが分かる。文献⁹⁾によると 75%以上と規定されているが、固有値解析実施時については、P1、P5 橋脚の存在を考慮したため、この点を考えると、ほぼ適用可能と考えられる。

2.3.3 従来法による終局変位

従来法では、上記のやり要素を用いた解析モデルに対して、Pushover 解析を実施する。その結果は Appendix 1 にまとめるが、部材セグメントに対して、ひずみ照査および断面力照査を行うと、終局変位 δ_u が 198mm と算定される。後述の地震応答解析結果より照査すると、本橋梁は耐震性向上のための手段を必要とすることになる。しかしながら、数箇所のセグメントが終局状態となったとしても構造全体系では耐力上昇が期待できる構造であるため、本研究で提案する手法を次章より行うこととした。

3. シェル要素を用いた Pushover 解析

3.1 シェル要素を用いたモデル化

前節により、等価 1 自由度モデルを用いた動的解析を実施できる適用性を確認した。しかし、従来法では、Pushover 解析に局部座屈を考慮していないため、構造系全体における終局点が合理的ではなく、それを基にした等価 1 自由度モデルも適切に地震時挙動をとらえているとは言い難い。そこで、構造物全体としての耐震性能を Pushover 解析によって評価する際に、局部座屈が生じると考えられる部材セグメントをシェル要素で表現することとした。従って、Pushover 解析および等価 1 自由度モデルを用いる点については、前述の判断と変わることはない。これは部分的にシェル要素を適用しても固有値解析の結果が変わらないためである。この解析結果は、4 章に述べる変位照査法で使用する復元力特性と終局変位等の基礎データ⁹⁾にもなる。

図-10 にシェル要素を用いた解析モデルの全体図を

表-3 P2 橋脚の断面諸元

	断面	鋼種	σ_y [MPa]	A [m ²]	M_{pl} [kNm]	M_{p2} [kNm]	α	R_f	R_w	$\bar{\lambda}_s$
柱	(a)	SMA400	235	0.250	34400	41300	1.35	0.322	0.322	0.221
	(b)	SMA400	235	0.190	26200	31000	1.36	0.451	0.410	0.210
	(c)	SMA570	450	0.270	92000	87400	1.02	0.665	0.445	0.296
	(d)	SMA490Y	355	0.237	66200	62600	1.02	0.671	0.443	0.283
	(e)	SMA490Y	355	0.325	85800	86200	1.02	0.462	0.346	0.208
梁	①	SMA400	235	0.280	63400	51600	1.15	0.338	1.639	0.224
	②	SMA490Y	355	0.240	91600	76300	1.17	0.465	2.053	0.275
	③	SMA570	450	0.281	143000	114000	1.27	0.468	1.976	0.308

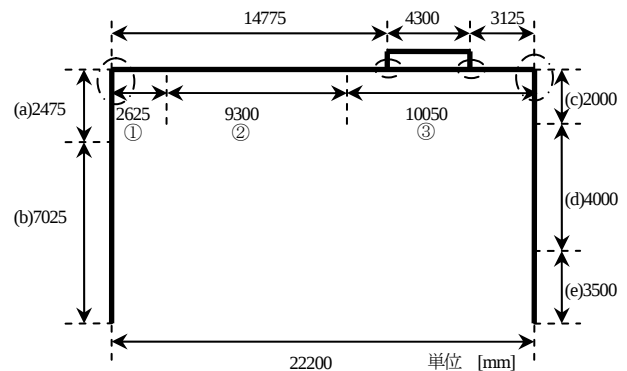


図-8 P2 橋脚の寸法と断面番号

示す。シェル要素に変更したのはラーメン橋脚の基部と、上部工との剛結部付近のラーメン橋脚の梁である。特に、P2 ラーメン橋脚の右柱と上部工の間は近接しており、隅角部での局部座屈が全体系の挙動に影響を及ぼすものと考えられるため、この隅角部もシェル要素とした。

これらのシェル要素は、補剛材間分割数を座屈波形の半波が生じるよう 4 分割とした。剛結部に近い箇所の分割数は 10 分割とし、その他は 5 分割とした。隅角部は、ウェブの分割数を 20 分割とし、ダイアフラム間隔を軸方向に 20 分割とした。

ここで、Pushover 解析を行う際の境界条件は、杭先端および杭周辺は地盤ばねを介して固定とした。また、P1、P5 橋脚の支承がある位置の境界条件は橋軸方向に対しては自由、橋軸直角方向と鉛直方向に対しては拘束した。また、回転は自由である。上部工の慣性力が作用する位置、すなわち 2 本の主桁の重心位置に橋軸方向の同じ強制変位を与えることとした。

3.2 構成則

鋼材の構成則は、図-11 に示すマルチリニア型⁹⁾とした。なお、降伏棚終了後の応力は式(1)を用いて表される。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi \left(\varepsilon / \varepsilon_y - \varepsilon_{st} / \varepsilon_y \right)} \right\} + 1 \quad (1)$$

ここで、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比、 σ_y ：降伏点、 σ_u ：

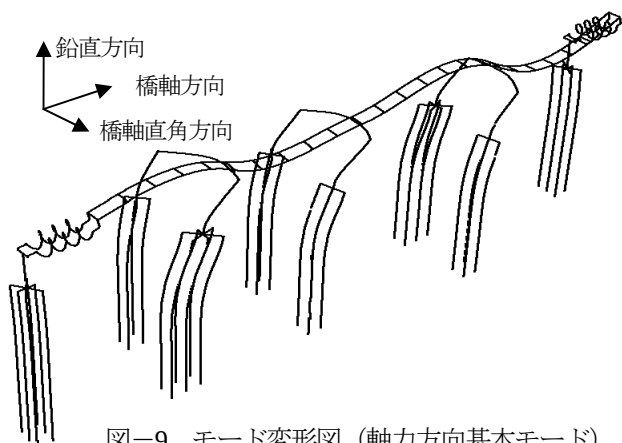
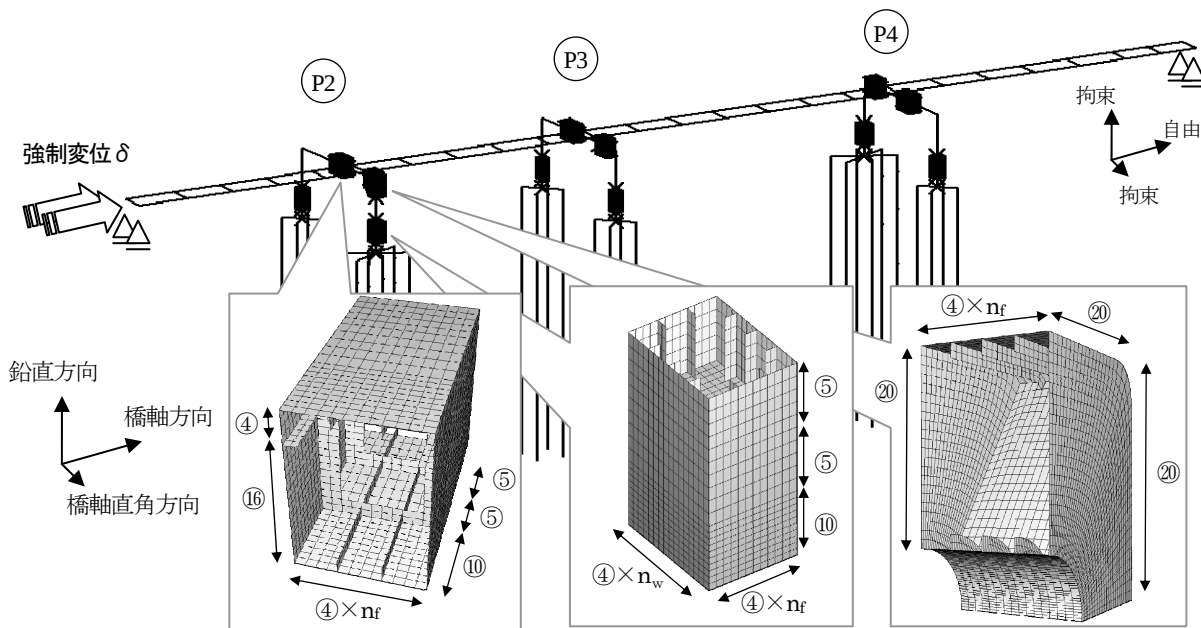


図-9 モード変形図（軸力方向基本モード）

表-4 固有値解析結果と有効質量比

モード	固有周期 T (sec)	固有 振動数 f (Hz)	変形状態		有効質量比 (%)		
			方向		DX	DY	DZ
1	0.880	1.14	橋軸	1次モード	72	0	0
2	0.759	1.32	橋軸直角	P5	0	35	0
3	0.723	1.38	橋軸直角	P1	0	53	0

注) DX: 橋軸方向 DY: 橋軸直角方向 DZ: 鉛直方向



注) ○数字: 要素分割数

図-10 シェル要素を用いた解析モデルの全体図

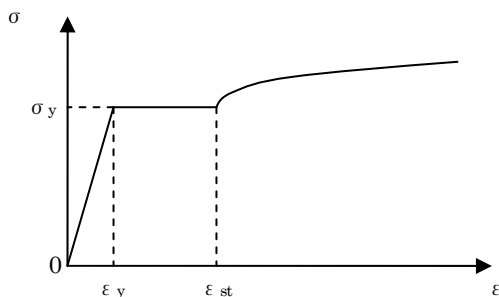


図-11 鋼材の構成則（マルチリニア型）

引張強度, ξ : 定数, E_{st} : 初期硬化係数, ϵ_{st} : 初期硬化ひずみである。表-5 に鋼材の材料特性を示す。

3.3 水平荷重—水平変位関係

図-12 に Pushover 解析から得られた水平荷重—水平変位関係と, 最大荷重 H_{max} , 終局変位 δ_u を示す。ただし, 本構造は解析モデルでは地盤ばねを介して固定点と結ばれているので, 水平荷重は地盤ばねによる反力の和と

表-5 鋼材の材料特性

鋼種	E [GPa]	ν	σ_y [MPa]	σ_u [MPa]	ξ	E/E_{st}	ϵ_{st}/ϵ_y
SMA400	200	0.3	235	400	0.06	40	10
SMA490Y			355	490	0.06	30	7
SMA570			450	570	0.02	100	3

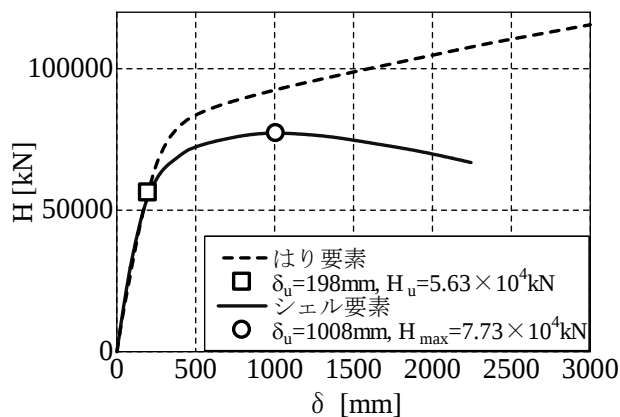


図-12 Pushover 解析結果の比較

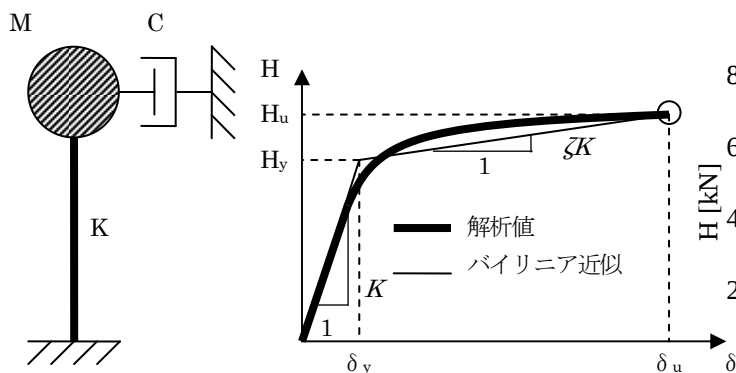


図-13 等価1自由度系モデル

図-14 復元力特性

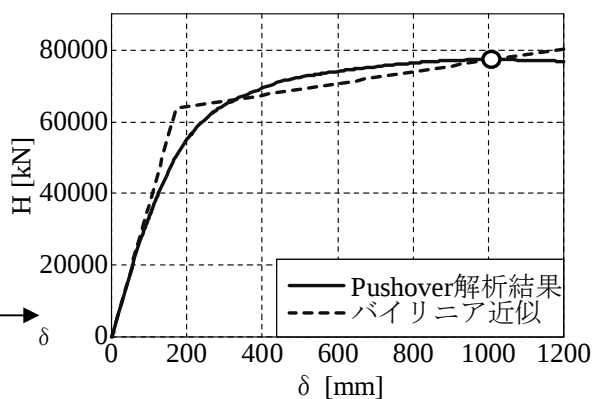


図-15 復元力特性 (バイリニア近似)

表-6 復元力特性のパラメータ

K [kN/m]	ζK [kN/m]	H_y [kN]	δ_y [mm]	H_u [kN]	δ_u [mm]
3.72×10^8	1.62×10^7	6.37×10^4	171	7.73×10^4	1008

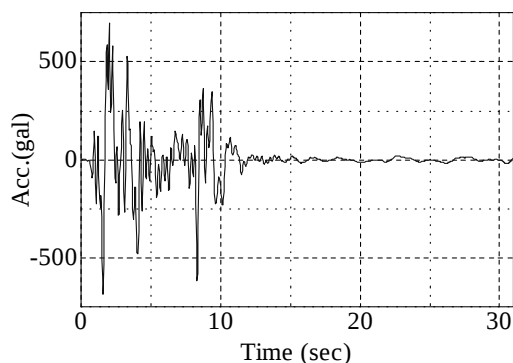


図-16 入力地震動

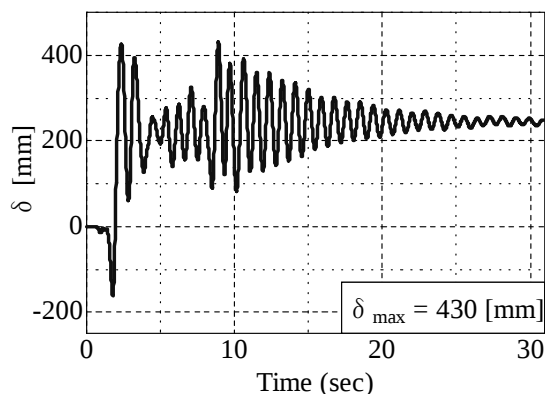


図-17 変位の時刻歴

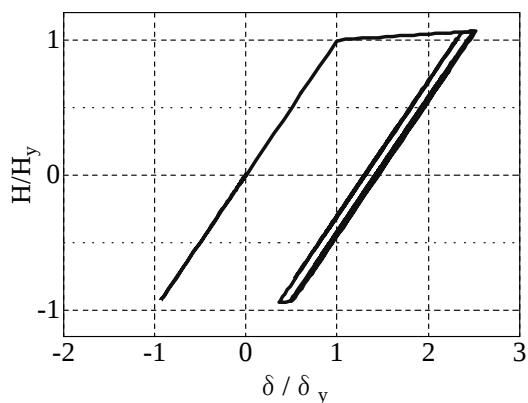


図-18 水平荷重-水平変位関係

表-7 最大応答変位

δ_{max} [mm]	δ_{max}/δ_y	δ_{max}/δ_u
430	2.52	0.427

また図-12 に、はり要素を用いた Pushover 解析と、シェル要素を用いた Pushover 解析から得られた水平荷重-水平変位関係の比較を示す。はり要素での終局変位 δ_u の算出方法は、Appendix 1 に示す。シェル要素を用いて構造物全体での終局状態を考えることで得た終局変位は、各部材セグメントの照査から得られた終局変位の約 5 倍になっている。これらから、各部材セグメントの照査から得られた終局変位では、鋼ラーメン高架橋の耐震性能の余剰的な耐力を期待しないことから、非合理的で不経済な設計となっていることがわかる。

これは、対象橋梁のように複雑な構造物では、ある部材セグメントが耐力を失っても、その部材セグメントが塑性ヒンジと同様の役割を果たすだけであり、構造物全体の耐力は低下しないことを表している。

した。水平変位は杭先端からの上部工の相対変位である。ここで最大荷重時を終局状態と見なしたのは、対象橋梁のように複雑な構造物の場合、耐力が落ち始める時点では何箇所にも局部座屈がすでに進展しているため、安全性を確保するという観点から、最大荷重時を終局状態と見なした。したがって、対象橋梁の終局変位 δ_u は 1008mm となる。

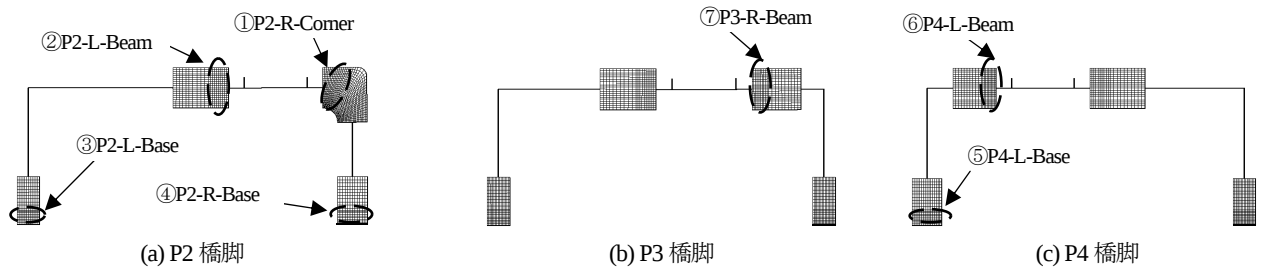


図-19 面外変形を生じる位置と順番

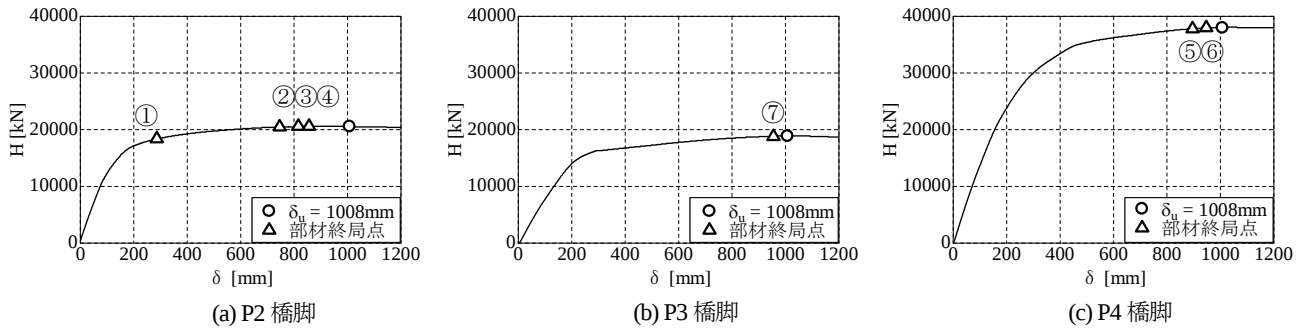


図-20 面外変形を生じ始める位置

4. 変位照査法

4.1 等価1自由度系モデルに対する復元力特性

全体系での Pushover 解析の結果に基づき等価1自由度系モデルに対する変位照査法⁹⁾を適用するため、まず復元力特性を求める。

等価1自由度系モデルは図-13に示すように、元の構造物と等価な挙動を示すように質量 M と剛性 K 、減衰 C を設定する。質量は上部工の質量であり、減衰は固有値解析により得られている卓越モードのモード比例減衰である。剛性は Pushover 解析から得られた水平荷重-水平変位関係を用いて求める。その求め方は文献⁹⁾を参考にし、図-14に示される復元力特性とした。第1折点の設定方法は、終局点までのエネルギー吸収量が元の面積（解析値）と直線近似で変わらないように設定した。なお硬化則として、移動硬化則を用いる。

図-15に全体系での水平荷重-水平変位関係と等価1自由度系モデルで用いる復元力特性を示す。また、表-6に復元力特性のパラメータを示す。ここで、 K ：弾性剛性、 ζK ：2次剛性、 H_y ：等価降伏水平荷重、 δ_y ：等価降伏変位、 H_u ：終局水平荷重、 δ_u ：終局変位である。

4.2 地震応答解析

図-16に入力地震動の時刻歴を示す。入力地震動は鉄道橋で用いられている L2 地震動スペクトルⅡの直下型地震動を用いた。図-17に応答変位の時刻歴を示し、図-18に等価1自由度系モデルの水平荷重-水平変位関係を示す。ただし、降伏荷重、降伏変位で除して無次元化してある。また、表-7に最大応答変位 δ_{max} 、及び最大応答変位を降伏変位で除した値 δ_{max}/δ_y 、終局変位で除

表-8 面外変形を生じる順番

順番	名称	δ [mm]
①	P2-R-Corner	288
②	P2-L-Beam	745
③	P2-L-Base	816
④	P2-R-Base	856
⑤	P4-L-Base	896
⑥	P4-L-Beam	947
⑦	P3-R-Beam	955

した値 δ_{max}/δ_u を示す。

等価1自由度系の地震応答解析より最大応答変位 δ_{max} は 430mm となった。また、Pushover 解析から得られた終局変位 δ_u は 1008mm であり、最大応答変位は終局変位の 0.43 倍であることがわかる。従来法によると、既に終局状態を過ぎており、耐震性向上策を必要とする結果になるが、本提案法によると、全体系での耐力上昇に期待できる領域内に地震応答がとどまっており、耐震安全性を満足していると判断できる。

5. 各橋脚の面外変形と水平変位

シェル要素を用いた Pushover 解析により、面外変形を生じる位置や順番、その時の水平変位を求めることが可能となる。

図-19に面外変形が生じる位置を()で示し、その順番と部材セグメントの略称を示した。図-20には Pushover 解析から得られた水平荷重-水平変位関係に、各部材セグメントが面外変形を生じ始めるおおよその位置を示す。また表-8は、全体構造系において面外変

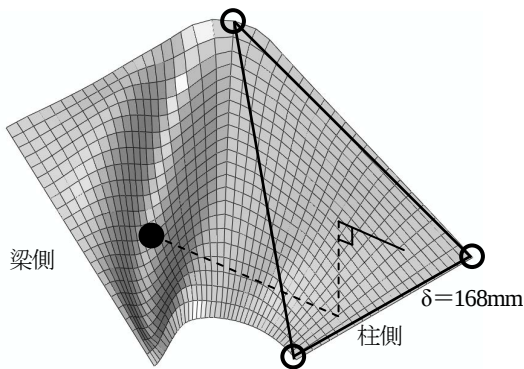


図-21 最大応答変位時の変形図
(P2-R-Corner：変形倍率5倍)

形を生じ始める順番と、その水平変位をまとめたものである。ここで面外変形を生じ始める時期は、各部材の断面力のうちの1つが最大となったときの水平変位であり、部材終局点として表記した。

P2 橋脚では、図-20(a)、表-8 より、右柱の隅角部である要素 P2-R-Corner に最も早く面外変形が生じ始める。これは、P2 橋脚では他の橋脚とは違い、上部工と P2 橋脚の隅角部が隣接していることで隅角部に生じるねじりモーメントが卓越するために、面外変形が生じやすいからである。次いで左側の梁の P2-L-Beam、柱基部の P2-L-Base、P2-R-Base の順に面外変形が生じることとなる。

P3 及び P4 橋脚は共に、構造物全体の終局変位 δ_u の 1008mm に近い位置まで、構造物の耐力を保有している。

6. 最大応答変位時の面外変形

シェル要素を用いることで局部座屈も考慮し、一部の部材セグメントが終局を迎えても構造物全体系として耐震性能を有することを4章に示した。一方で、図-20、表-8 より、橋脚の中で最も面外変形が生じやすい箇所は、ねじりと曲げの複合場である P2 橋脚の右柱の隅角部 (P2-R-Corner) であった。

この面外変形状況を確認するために、シェル要素を用い、等価1自由度系モデルを用いた地震応答解析による最大応答変位 ($\delta_{max}=430\text{mm}$) までを強制変位として与え、Pushover 解析から最大応答変位時の変形図を得た。図-21 に P2 橋脚の隅角部の最大応答変位時の変形図を示す。ただし、見やすくするために変形倍率を5倍とした。ここで面外変形量を算定するための基準面は、変形が少ない柱上部のダイアフラムの2点と、隅角部のダイアフラム最外縁1点の3点で構成される面を仮定した。この基準面から、最大応答変位時の最大面外変形量 δ は 168mm ($\delta/B=1/17$) となり、また終局変位時 ($\delta_u=1008\text{mm}$) の最大面外変形量 δ は 300mm ($\delta/B=1/10$) となった。

ここで図-21に示すとおり、隅角部梁側において大きな面外変形が確認できる。桁が橋軸方向に変位を生じる時、近接している桁剛結部が隅角部において面外方向に変位することによって、大きな曲げが発生する。今回の面外変形は、この曲げが大きな要因である。ただし、主桁の重心位置が橋脚の梁の重心位置より高く、水平力の作用位置が若干上側にシフトしていることから、ねじり変形も生じる状況になっており、非常に複雑な荷重を受ける場となっている。このような複合場における耐力については検討例がなく、今後、検討する余地が残されている。

さらにシェル要素を用いることで、図-20、表-8 に示したとおり、変位の進展に応じた面外変形の状況を確認することが可能になる。これは構造物の地震後の使用性を検証するうえで有益な情報であり、構造物の重要度にあわせ、必要に応じて事前に補強方法を検討することが可能になる。

7. 結言

本研究は、地震時挙動が複雑となる鋼ラーメン高架橋のシェル要素による耐震照査の一手法を提案した。従来の照査方法は部材セグメントごとの照査であるため、対象橋梁のような高次不静定構造物の場合、必ずしも構造物全体としての耐震性能を評価することができない。そこで、構造物全体としての耐震性能を照査するため、シェル要素を用いた Pushover 解析より、構造物全体としての限界値である終局変位を求めた。次に、Pushover 解析から得られた水平荷重-水平変位関係より、等価1自由度系モデルに用いる復元力特性を定義⁹⁾した。そのモデルを用いた地震応答解析により最大応答変位 (応答値) を得た。そして、限界値と応答値を比較した結果、対象橋梁は耐震性能を満たしていることが明らかとなった。

本研究は従来の等価1自由度系構造物に対する変位照査法⁹⁾を発展させたもので、Pushover 解析にシェル要素を用いる点が異なる。今回の変位照査法が、今後、高次不静定構造物の合理的な耐震性能照査法として用いられることに期待したい。

今回、隅角部等の曲げとねじりが作用する部材セグメントにおいて、最大応答変位における最大面外変形量の算定と、基準面の考え方の提案を行った。この最大面外変形量の算定と、その評価方法については、これまで十分研究がなされていない分野であり、今後議論の必要な課題と考えられる。

謝辞

本研究及び本橋梁設計に関しては、(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 鈴木喜弥課長補佐、(財) 鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造 池田学主任研

究員のご指導・ご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

Appendix 1 はり要素を用いた Pushover 解析と終局変位

A1.1 はり要素を用いた Pushover 解析

従来の部材セグメントの照査では、図-6 に示すように、はり要素を用いて対象構造物をモデル化し、Pushover 解析を行い、限界値の終局荷重 H_u と終局変位 δ_u を算出するのが一般的である。ここで支承の拘束条件は、シェル要素を用いた Pushover 解析と同じとした。

A1.2 断面力による照査とはり要素の終局変位

ラーメン橋脚の梁には曲げモーメントだけでなく、ねじりモーメントも生じるため、中井ら⁷⁸⁾を参考に式(A1)で示される終局強度の相関式を用いて照査を行った。部材セグメントが式(A1)を満たす変位を、はり要素を用いた場合の終局変位とする。

$$\sqrt{\left(\frac{M_{\max}}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{(T + S \cdot b)_{\max}}{T_u}\right)^2} = 1.0 \quad (\text{A1})$$

ここで、 M_u ：終局曲げモーメント、 T_u ：終局ねじりモーメント、 S ：せん断力、 b ：ウェブ板の高さである。また、下添え字の $\max$ は応答値の最大値を意味する。

照査するセグメントはラーメン橋脚の梁の両端と上部工との剛結部である。図-A1 に断面力による照査を行うセグメント（太線部）を示す。ただし、上部工との剛結部と隅角部にあたるセグメントは照査せず、上部工と隅角部の真横のセグメントを照査した。これは、隅角部では柱と梁の合成断面となっていることを考慮し、はり要素では隅角部の剛性を接合する部材の剛性の2倍としたためである。

図-A2、表-A1 に、最初に式(A1)を満たす P3 橋脚について、曲げモーメント及びねじりモーメントと頂部の変位との関係を示す。この結果、はり要素の Pushover 解析による終局変位 δ_u は 198mm となる。

参考文献

- 1) 保坂鉄也，堀地紀行，依田照彦，八巻康博，岡田誠司：結合方法の違いによる鈑桁と RC 橋脚の一体構造の載荷試験，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1501-1508，2000。
- 2) 保坂鉄也，依田照彦，岩崎初美，岡田誠司：アンカービームを用いた上下部一体構造の地震時を想定した静的交番繰り返し載荷実験，構造工学論文集，pp.1390-1401，Vol.47A，2001。
- 3) 佐々木保隆，平井卓，明橋克良：鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部に関する実験的研究，構造工学

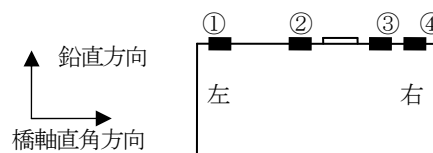


図-A1 断面力による照査位置 (P3 橋脚)

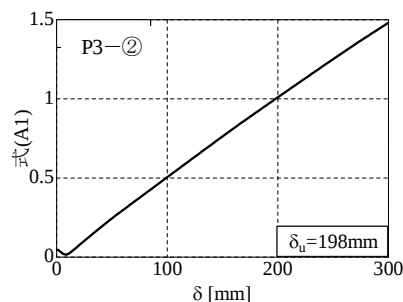


図-A2 はり要素の終局変位

表-A1 式(A1)を用いた照査結果

	P3			
	隅角部		剛結部	
	①	④	②	③
δ [mm]	333	255	198	243

論文集，Vol.44A，pp.1447-1457，1998。

- 4) 高嶋豊，佐々木保隆，皆川昌樹，池田憲二：鋼開断面箱桁複合ラーメン橋剛結部の力学性状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1075-1086，2003。
- 5) 葛西昭，渡辺智彦，宇佐美勉，Praween CHUSILP：せん断力を受ける無補剛箱形断面部材の強度と変形能，土木学会論文集 No.703，pp.129-140，2002。
- 6) 中井博，村山康男，北田俊行：曲げとねじりを受けける補剛材付き薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.155-165，1992。
- 7) 中井博，北田俊行，村山康男：局部座屈を考慮した曲線箱桁橋の耐荷力解析，土木学会論文集 No.513，pp.53-64，1995。
- 8) 中井博，北田俊行，村山康男，室塚直人：曲げとねじりを受けける箱桁の終局強度に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.71-82，1996。
- 9) 宇佐美勉編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，pp.103-164，2006.9。
- 10) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，pp.11-24，1999。

(2008 年 9 月 18 日受付)