

段落し部を有するPC橋梁の損傷分析

加藤 啓介¹・幸左 賢二²・津吉 毅³・小沼 恵太郎⁴

¹学生会員 九州工業大学 建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

³正会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社（〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6）

⁴正会員 工修 小沼技術士事務所（〒814-0113 福岡市城南区田島2-26-52-1-201）

1. はじめに

2004年10月に発生した新潟県中越地震では、上越新幹線や関越自動車道など、我が国における主要な交通インフラを構成する多くのコンクリート構造物が被害を受けた。その中でも、図-1に示す3径間連続PC箱桁橋ではRC橋脚や支承が損傷し、特に2本の間橋脚の軸方向鉄筋段落し部で軸方向鉄筋が全周に渡ってはらみ出し、帯鉄筋の脱落や被りコンクリートの剥落などの損傷を受けた。

RC橋脚の軸方向鉄筋段落し部における曲げ破壊は脆性的なせん断破壊に移行しやすく、場合によっては落橋や倒壊といった大規模な被害に至ると考えられ、耐震設計上避けなければならない破壊形態である。既往の研究¹⁾によって、軸方向鉄筋の段落し部が橋脚の破壊形態に及ぼす影響が解明されてきたが、いずれも柱のみに着目しており、橋梁全体系の地震時挙動を考慮した検討は極めて少ない。そこで、本研究では、図-1に示す橋梁の損傷状況を詳細に調査・分析した後、橋梁全体系を対象とした時刻歴応答解析によって橋脚の損傷状態を再現するとともに、損傷メカニズムを時系列で推定した。さらに、

上部構造形式や入力地震動が橋脚の軸方向鉄筋段落し部の損傷に与える影響を把握するために、これらをパラメータとした検討を行った。

2. 対象橋梁

2.1 損傷概要

図-1に対象橋梁の橋梁全体図と地震による損傷箇所を示す。本橋は1977年7月に竣工した橋長228.2mの3径間連続PC箱桁橋で、一級河川を交差角60°で横断する。支間長は68.0m + 90.0m + 68.0m = 226.0mで、中間橋脚であるP2、P3橋脚は高さ20.3mのRC単柱式円形橋脚、端部橋脚であるP1、P4橋脚は高さ11.0mのRC単柱式矩形橋脚で、隣接の高架橋とは掛け違いとなっている。基礎構造はP2、P3橋脚はニューマチックケーソン基礎であり、P1、P4橋脚は直接基礎となっている。全橋脚に鋼製のローラー支承が設置されており、P3橋脚の橋軸方向のみ固定支承である。また地盤条件はⅡ種地盤である。地震発生直後に現地調査を行った結果、図-1の①から④に示すように以下の損傷が明らかとなった。

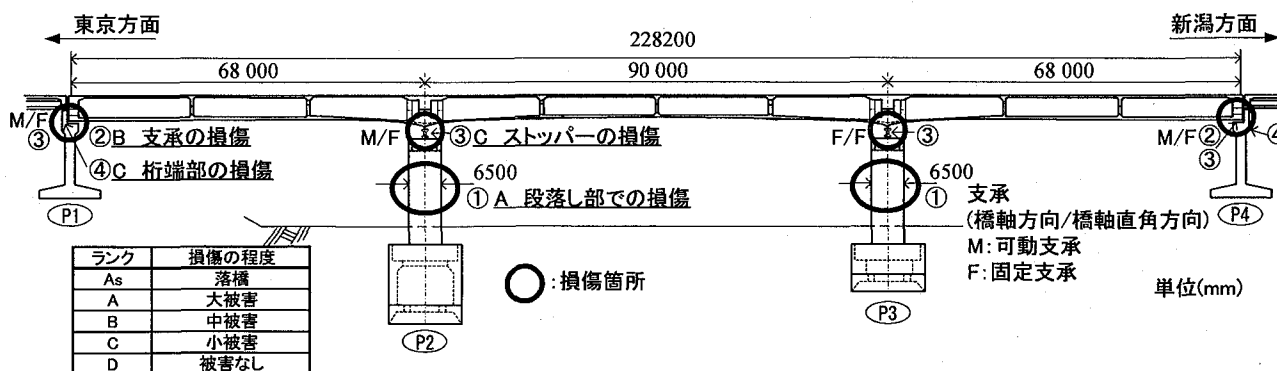


図-1 橋梁全体図

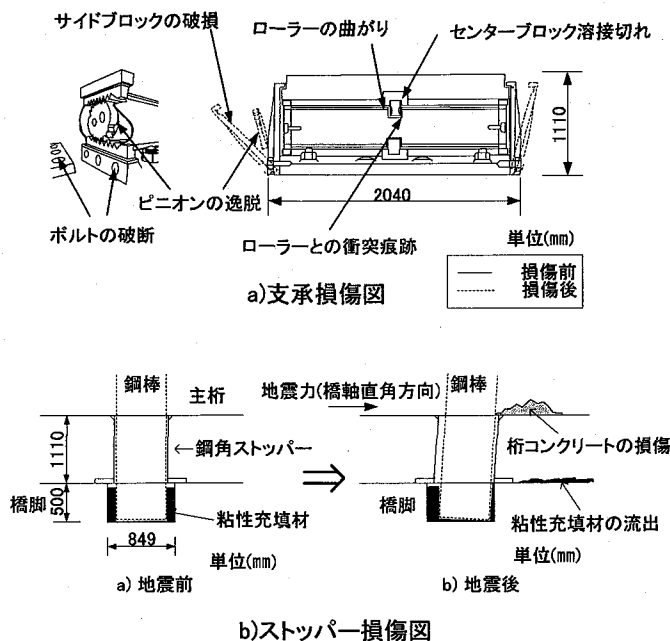


図-2 支承・ストッパー損傷図

- ①中間橋脚段落し部では下流側斜め下方向に向かって、既往の実験結果¹⁾から $5\delta_y$ 程度の損傷であった。
- ②図-2A)より支承で中程度の損傷が発生した。
- ③図-2B)より橋脚上の桁コンクリートに軽微なひび割れ発生とストッパーから充填材が流出した。
- ④端部橋脚パラペット部で桁衝突による軽微なひび割れが発生した。

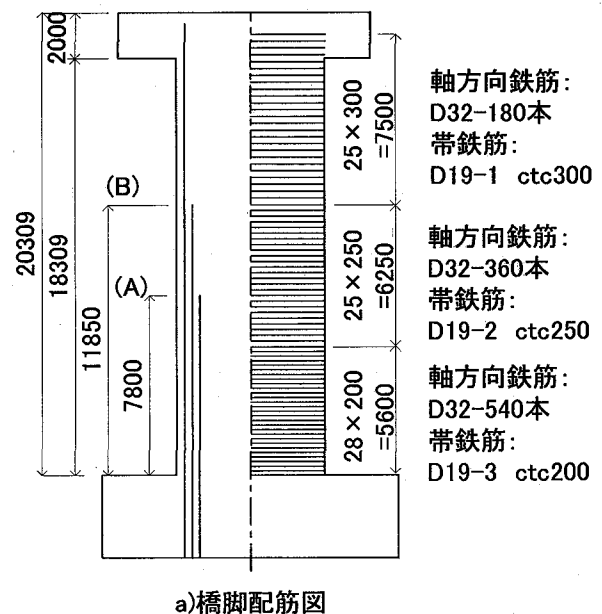
2.2 中間橋脚の配筋状況

躯体にひび割れ損傷が確認された中間橋脚の配筋図を図-3に示す。P2橋脚とP3橋脚は形状、配筋共に同一で、高さ約20.3m、直径6.5mのRC円形断面橋脚である。軸方向鉄筋(D32)は基部から7.8mの位置(第1段落し部(A))で、3段から2段に、11.85mの位置(第2段落し部(B))で、2段から1段配筋に段落しされていて、軸方鉄筋比 ρ_t は基部(3段配筋)で1.29%、段落し下部(2段配筋)で0.86%、段落し上部(1段配筋)で0.43%である。また、帯鉄筋はD19でフック無しの重ね継ぎ手で配筋されており、帯鉄筋比 ρ_w は基部(3段配筋)で0.15%、段落し下部(2段配筋)で0.07%、段落し上部(1段配筋)で0.03%である。

3. 非線形動的解析

3.1 入力地震動

本橋に最も近い地点で観測された強震記録は、図-4に示すJMA川口町川口波形(N-SおよびE-W)である。最大加速度は、E-W方向が1675.8Gal(16.87



(B)第2段落し部

(A)第1段落し部

b)橋脚断面図

図-3 P2, P3 橋脚配筋図

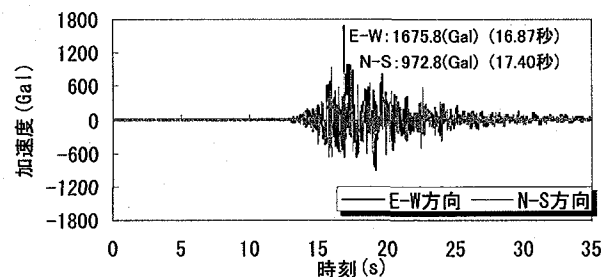


図-4 入力地震波形(川口町川口波形)

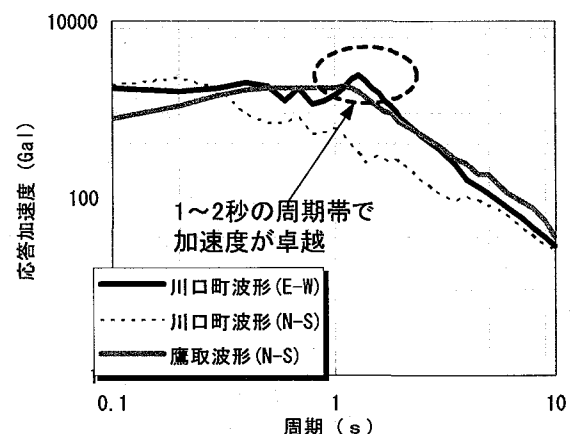


図-5 加速度応答スペクトル

秒時), N-S 方向が 972.8Gal(17.40 秒時)であり, E-W 方向が N-S 方向の 2 倍であった。これらの強震記録の加速度応答スペクトルを図-5 に示す。併記した鷹取波形(N-S)の加速度応答スペクトルと比較して, 今回の強震記録は, E-W 方向で 0~0.5 秒の短周期帯と 1.5 秒より長い周期帯で, N-S 方向で 0.3 秒より短い周期帯で応答加速度が大きくなる特徴を有している。

3.2 解析モデルおよび解析手法

図-6 に解析モデルを示す。解析モデルは, 橋軸方向と橋軸直角方向を区別して, それぞれの橋梁全体系 2 次元フレームモデルを用いた。上部構造は弾性梁要素, 各橋脚は弾塑性梁要素を, ケーソン基礎は剛梁要素を用い, 基礎部は道示IV編に準じて水平・鉛直・回転方向に集約バネを設置している。各断面の非線形特性は道路橋示方書V編に準じて決定した。復元力モデルには, ひび割れを考慮した Takeda モデル(剛性低下率=0.4)を用いている。P2, P3 橋脚段落し部の鉄筋定着長は, 実験結果¹⁾を参考にし, 橋脚断面幅 d の 1/2 であると仮定し, 軸方向鉄筋を実際の長さから $d/2$ だけ短くしてモデル化を行った。なお, 橋軸方向における桁衝突は, 桁端部で軽微な損傷であったので, 今回の解析では考慮しないこととした。

各非線形部材の粘性減衰定数として, 主桁および橋脚は 2%, 基礎は 20%とし, 橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。入力地震波は, 川口町川口(N-S)波形を用いて橋軸方向, 川口町川口(E-W)波形を用いて橋軸直角方向の解析を行い, 主要動を含む 0~35 秒を入力した。時刻歴応答解析における数値積分には, Newmark の β 法($\beta=1/4$)を用い, 積分時間間隔は, $\Delta t=1/1000$ 秒とした。

3.3 解析結果

(1) 中間橋脚の損傷評価

P2, P3 橋脚の橋軸方向における, 最大応答塑性率を図-7に示す。橋軸方向では, P2 橋脚は支承条件が可動であるので, 段落し部, 基部とも弾性域内に収まっている。そして P3 橋脚は支承条件が固定条件であるため, 橋軸方向の地震力をすべて受け持つ構造となっている。このことから, 段落し部, 基部で主鉄筋が降伏し, 塑性化する結果となっている。最大応答塑性率に着目してみると, P2 橋脚で 0.41, 基部では 0.66 となっており, 降伏にまで至っていない。P3 橋脚では, 段落し部で 4.0, 基部では 1.1 となっており, 段落し部, 基部とも塑性化しているが, 段落し部の方が損傷は大きい結果となっている。

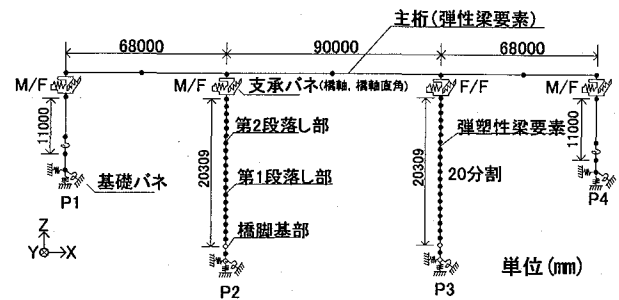


図-6 解析モデル

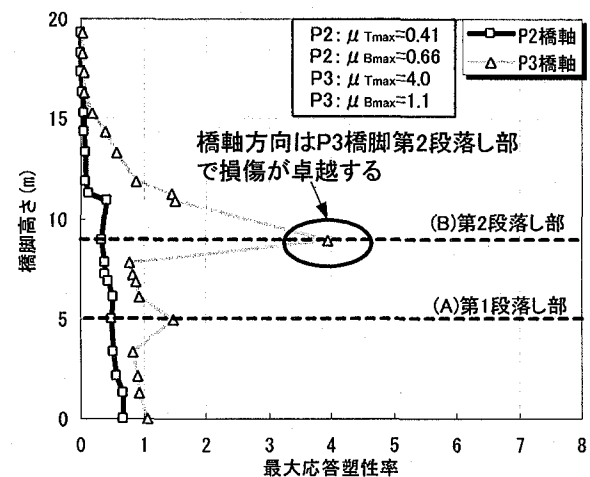


図-7 橋軸方向最大応答塑性率

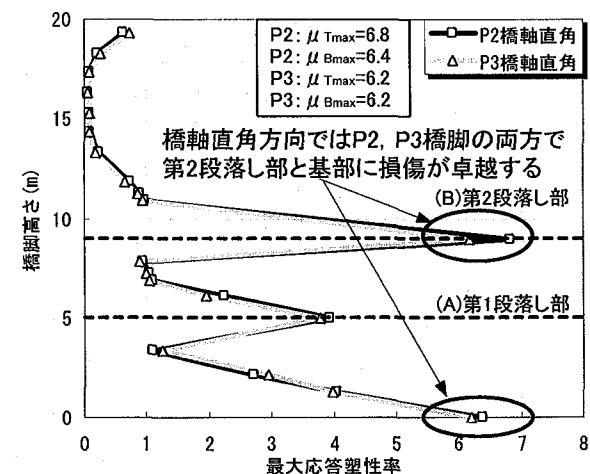


図-8 橋軸直角方向最大応答塑性率

次に, P2, P3 橋脚橋軸直角方向の最大応答塑性率を図-8に示す。橋軸直角方向は, P2 橋脚の最大応答塑性率に着目すると段落し部では 6.8, 基部でも 6.4 となっている。また, P3 橋脚の最大応答塑性率は, 段落し部は 6.2, 基部でも 6.2 であるので, 最大応答塑性率は P2 橋脚よりも少し小さいものの, P2 橋脚と同様に, 段落し部, 基部ともに, 主鉄筋が降伏し曲げ損傷する結果となった。

図-9に橋軸直角方向における降伏曲げモーメントと基降落伏時の曲げモーメント分布を示す。また,

図には橋梁全体系での静的解析、柱のみの単柱式での動的・静的解析結果を合わせて併記している。橋梁全体系での動的・静的解析では、段落し部と基部がほぼ同時に降伏曲げモーメント M_y に達しているが、単柱式の動的・静的解析では、段落し部で先行して降伏している。これは、橋梁全体系の解析は橋脚上部端での挙動が異なるためであると考えられる。橋梁全体系の解析では、橋軸直角方向には上部構造により中間橋脚天端の変位が拘束される。そして変位が拘束されることによって図中(A)に基部と逆符号の曲げモーメント(以下、固定モーメントとする)が発生するので、上部構造の影響の無い単柱式の解析では段落し部で先行して降伏したと考えられる。

(2) 橋梁全体系での損傷進展の推定

橋梁全体系の損傷メカニズムをタイムステップごとに追跡した。橋軸直角方向における損傷ステップを図-10に示す。損傷ステップは、P2, P3橋脚は下流側方向に変形し、a) 15.59秒でP2橋脚, P3橋脚の段落し部が同時に曲げ降伏する。この時のP2橋脚天端の応答変位は59.7mmであり、P1橋脚の応答変位は2.4mmである。その後、さらに変位は増大し15.83秒になるとP2, P3橋脚は上流側方向へ変形し始め、b) 15.83秒でP2, P3橋脚の基部が曲げ降伏する。その後、c) 17.30秒のときにP2, P3橋脚の段落し部で最大応答塑性率を示し、最後のd) 17.34秒でP2, P3橋脚基部で最大応答塑性率を示す。そしてこの時刻でP2, P3橋脚天端で最大変位165mm, 174mmを示した。なお、P1, P4橋脚は損傷には至らなかった。端部橋脚と中間橋脚の応答変位を比較すると、P2橋脚が最大で174mm変形するのにに対して、P1橋脚は最大で13.5mm程度と変形が小さいことから、中間橋脚の橋軸直角方向の応答変位は端部橋脚によって抑制され、その結果、P2橋脚は図-9に示したように橋脚上部端に固定モーメントが発生したと考えられる。

(3) 実損傷との比較

ここでは実損傷との比較を行う。図-11に実損傷との比較図を示す。段落し部の損傷は、実験結果¹⁾より $5\delta_y$ 程度の損傷であった。一方、橋軸直角方向の解析結果から算出した中間橋脚最大変形時の変位じん性率は、P2橋脚で $2.4\delta_y$ 、P3橋脚では $2.6\delta_y$ となり、解析値は実損傷よりも小さく評価されている。また、ここでは示していないが、桁端部での橋軸方向への変位が約9cm発生したが、桁遊間が2cmであるため、桁端部で衝突が大きくなるが軽微なひび割れ程度の損傷であった。そこで、解析結果と実損傷との違いでは以下の問題点が挙げられる。

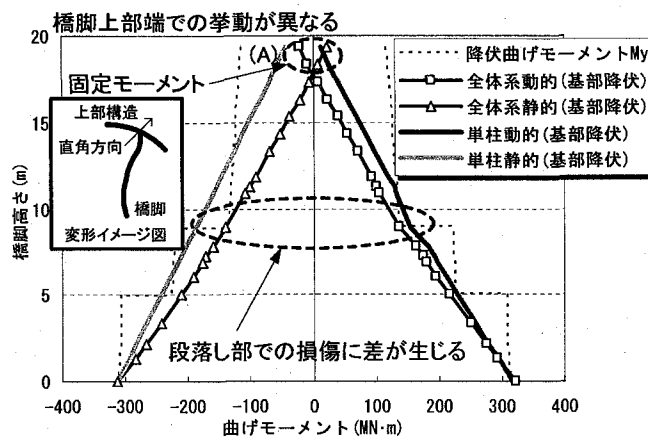


図-9 曲げモーメント分布(直角方向)

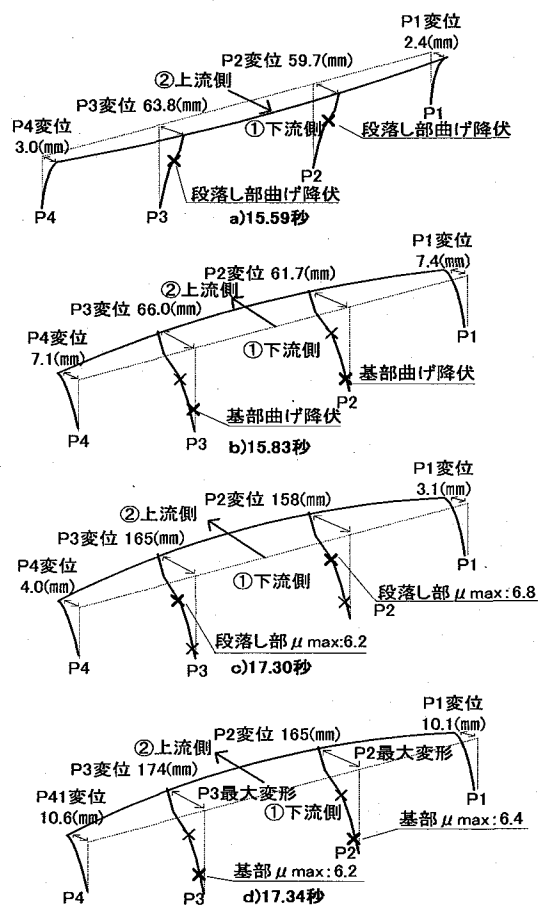


図-10 橋軸直角方向の損傷ステップ

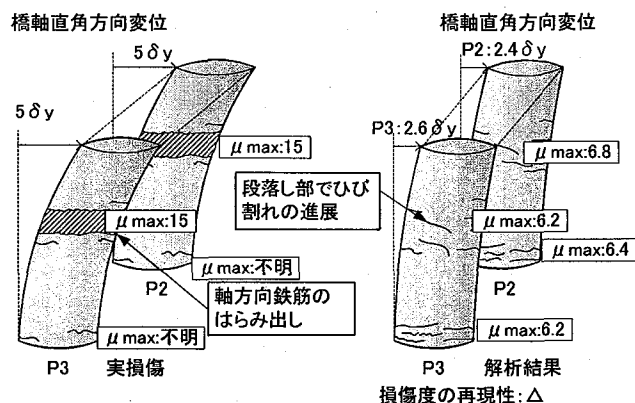


図-11 橋軸直角方向の実損傷, 解析値の比較

- (1)実橋脚基部には、根巻きコンクリートが巻いてあるため、基部の剛性が高くなり、基部損傷が小さく、より脆弱な段落し部で大きく損傷した。
- (2)実橋では、橋軸方向に可動支承、ストッパーも変位に対して抵抗するため、桁端部で軽微な損傷となった。
- (3)解析では、2次元モデルで橋軸方向の1方向に地震波を入力しているため、実際よりも大きな変位が生じた可能性がある。

4. パラメータ解析

4.1 上部構造形式の影響

本章では、3章までに確認された、連続桁による変位拘束効果が段落し部に与える影響を検討するために、本橋の上部構造を単純桁に置き換えたモデルを用いて解析を行った。また、支承条件は、一般的な単純桁橋での配置を参考にして、可動（支承バネ定数=0）と固定（支承バネ定数：連続桁モデルと同じ）を交互に配置した。図-12にP2橋脚橋軸直角方向の損傷度を、連続桁モデルの結果と併せて示す。段落し部における最大応答塑性率は、連続桁モデルの場合は6.8であったのに対し、単純桁モデルの場合では10.9となったことから、単純桁を連続化することで62%に低減されるという結果が得られた。図-13に単純桁の橋脚変形図を示す。連続桁モデルの場合の最大応答変位が165mm（17.34秒時）であったのに対し、単純桁モデルの場合では213mm（17.38秒時）となったことから、応答変位は77%に低減された。しかしながら、図-14に示すように、各橋脚上の支承反力を比較したところ、連続桁と単純桁で大きな差は生じていなかった。これにより、端部橋脚による上部構造の拘束効果は、支承反力大きく影響しないことが分かった。図-15にP2橋脚段落し部の最大応答曲げモーメント分布を示す。単純桁の場合の応答曲げモーメントは、単柱橋脚の場合に見られるような三角形に近い形状で分布し、連続桁の場合に見られた柱頭部と基部での符号の逆転は現れなかった。また、連続桁の場合の最大応答曲げモーメントが169MNであったのに対し、単純桁の場合では192MNとなったことから、単純桁を連続化することで88%に低減されることが分かった。以上の結果から、連続桁構造では上部構造による中間橋脚の変位拘束効果によって、橋脚上部端に固定モーメントが発生し、段落し部での損傷が低減されることが確認出来た。

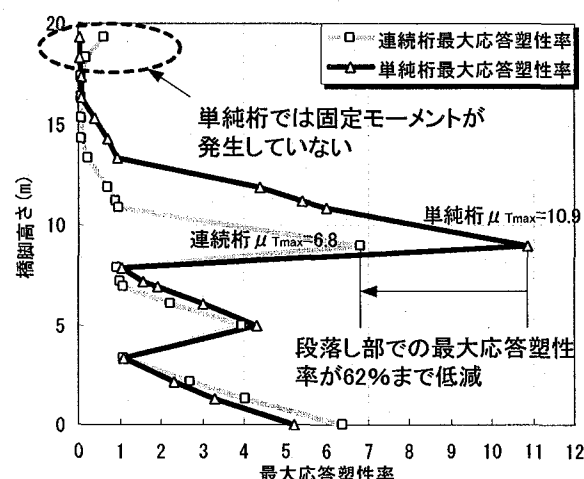


図-12 単純桁橋脚損傷度

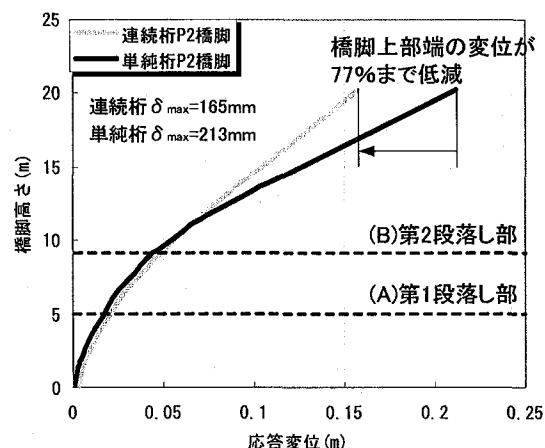


図-13 単純桁橋脚変形図

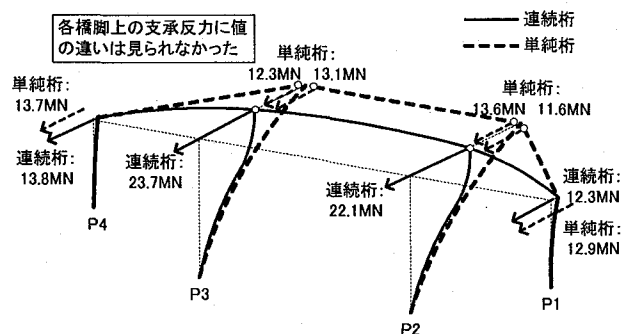


図-14 連続桁、単純桁最大変形図

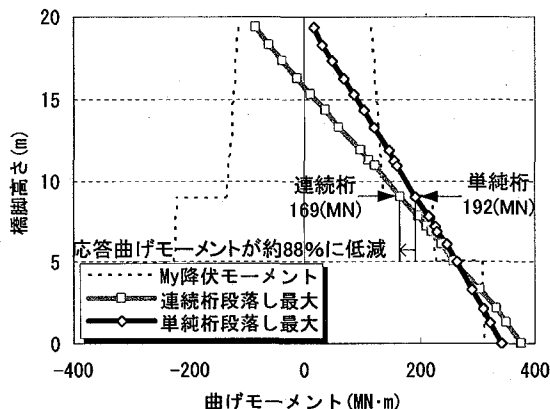


図-15 段落し部での最大曲げモーメント分布

4.2 入力地震動の影響

3章で述べたように、川口波形は、鷹取波形と比較して、1.5秒より長い周期帯で応答加速度が大きくなる特徴を有する。このため、本橋は部材降伏によって長周期化した後、現行の耐震設計基準で想定される地震動よりも大きな地震力を受けたと考えられる。また、4.1節で検討した連続桁構造の橋脚上部端の固定モーメントによる、中間橋脚段落し部の損傷低減効果について、異なる地震動に対して検討する。そこで、本橋が従来の想定地震動を受けた場合の損傷特性を把握するために、鷹取波形を用いて橋軸直角方向の損傷シミュレーションを行った。

図-16, 17にP2橋脚段落し部と基部のM- ϕ 応答履歴を、それぞれ川口町波形入力時の結果と併せて示す。段落し部での最大応答塑性率は5.5、基部でも5.6となり、いずれの断面でも損傷度が川口町波形入力時 ($\mu_{Tmax}=6.8$, $\mu_{Bmax}=6.2$) より小さくなったことが分かる。なお、ここでは示していないが、P3橋脚でも同様に最大応答塑性率が小さくなる結果が得られた。よって、鷹取波形を入力した場合の地震力は本橋が実際に受けた地震力よりも小さくなったといえる。また橋脚基部で、正側と負側での応答が異なった原因は地震波の特性によるものと考えられる。図-18にP2橋脚基部降伏時の応答曲げモーメント分布を、川口町波形入力時の結果と併せて示す。図より、鷹取波形を入力した場合も川口町波形入力時と同様に、柱頭部付近で基部とは逆方向の固定モーメントが発生しており、段落し部付近で応答値が減少したことが分かる。したがって、鷹取波形を入力した場合でも、連続桁構造が橋脚柱頭部の水平変位を拘束することによって、段落し部の応答曲げモーメントを減少させる効果があるといえる。

5. 結論

以下に本研究により得られた知見を示す。

- 1) 時刻歴応答解析を用いた損傷シミュレーションの結果、橋軸直角方向の地震動によって主要な被害を受けたことが確認された。また、橋軸直角方向の地震動に対し、主桁によって中間橋脚天端の水平変位が拘束されるため、軸方向段落し部の損傷が低減されたと考えられる。
- 2) 本橋の場合、橋軸直角方向の地震動に対し、単純桁構造を連続化することによって、段落し部の最大応答塑性率が62%、橋脚天端の変位が77%、段落し部の最大応答曲げモーメントは88%に低減される結果となった。
- 3) 本橋の中間橋脚は、鷹取波形入力時でも連続桁構

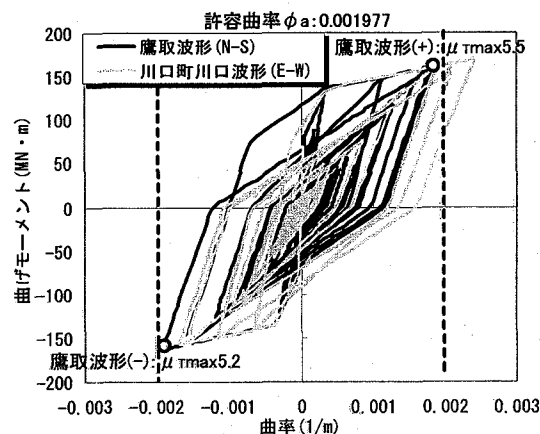


図-16 P2段落し部M- ϕ 応答履歴

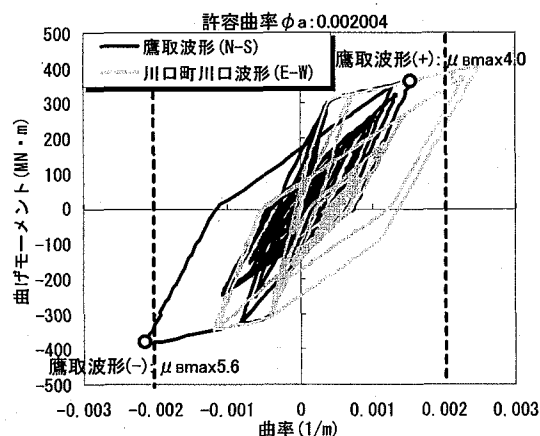


図-17 P2橋脚基部M- ϕ 応答履歴

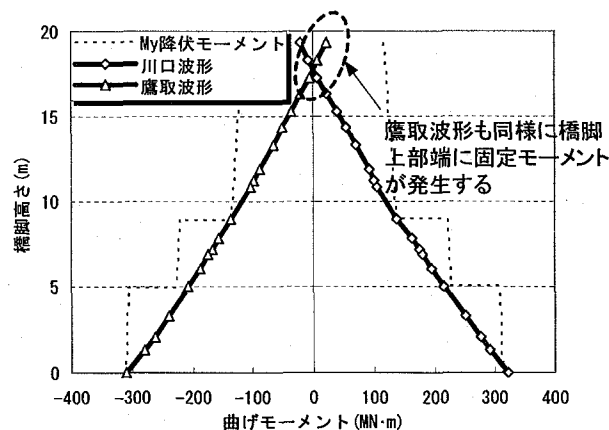


図-18 基部降伏時の曲げモーメント分布

造であること、端部橋脚の橋軸直角方向における剛性が高いことにより、橋脚柱頭部に基部と逆符号の固定モーメントが発生したことで、段落し部の曲げ損傷が低減される結果となった。

参考文献

- 1) 川島, 星限, 運上: 鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその応用, 土木学会論文集, No.525, I-33, pp.83-95, 1995.10