

PC連続ラーメン橋の境界条件が 面内断層変位に対する耐震性能に与える影響

吉川卓¹・大木太²・浦川洋介³・角本周⁴

- ¹工修 オリエンタル建設株式会社 第二技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町2-1-1)
E-mail:taku.yoshikawa@oriken.co.jp
- ²工修 オリエンタル建設株式会社 第二技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町2-1-1)
E-mail:futoshi.ooki@oriken.co.jp
- ³工修 オリエンタル建設株式会社 福岡支店技術部 (〒801-0001 福岡市中央区天神4-2-31)
E-mail:yousuke.urakawa@oriken.co.jp
- ⁴工修 オリエンタル建設株式会社 福岡支店技術部 (〒801-0001 福岡市中央区天神4-2-31)
E-mail:meguru.tsunomoto@oriken.co.jp

我が国には多数の内陸活断層が存在するため、全ての橋を内陸活断層を横断しないように建設することは事実上困難である。しかしながら、活断層から発生する強震動に対する橋の耐震性能については多くの研究が行われているが、活断層で生じる変位そのものに対する橋の耐震性能およびその向上策については十分な検討は行われていない。本研究では、中央径間100mのPC連続ラーメン橋を対象とし、面内方向の断層変位と橋の損傷程度との関係を静的強制変位解析を用いて検討を行った。ここで、PC連続ラーメン橋の境界条件として、橋脚基礎を固定とした場合と直接基礎の浮上りによる非線形性が生じる場合とを設定し、基礎寸法等のパラメータが断層変位による損傷に与える影響について比較検討した。

Key Words : *PC rigid frame bridge, fault displacement, seismic performance, nonlinearity of spread foundation*

1. はじめに

1999年に発生したトルコ・コジャエリ地震や台湾・集集地震では、断層変位により5~10mもの極めて大きな地表変形が生じ、断層の直上に位置する橋においては上部構造が落下するなど甚大な被害が発生している^{1), 2)}。このような断層変位に伴う地表変形は、我が国でも1891年に発生した濃尾地震をはじめとして多くの地震で生じており、断層の直上に位置する橋の構造形式の選定や耐震性能の照査を行う上で重要な作用の1つであると考えられる。しかしながら、現在の橋の耐震設計では、橋が断層の直上に位置するか否かに関わらず、一般的には地震動のみを地震による作用として考慮しており、断層変位のような設計で想定していない変位に対しては、フェイルセーフ機構としての落橋防止システムを仕様規定に基づいて設置しているのが実情である³⁾。

このように、現状において断層変位に対する橋の要求性能が明示されず、具体的な対応が行われていないのは、国内では断層変位に起因する重大な被害が現在のところ

生じていないことに加え、地表地震断層の出現位置や変位量の予測方法が確立されていないこと、断層変位に対する耐震性能の照査方法が確立されていないこと等が理由として挙げられる³⁾。しかしながら、多数の内陸活断層が存在する我が国においては、断層直上に橋を建設しないことは交通ネットワークを構築する上で事実上困難なことからも、断層変位に配慮した橋の構造形式の開発や耐震性能の照査方法の確立は、落橋等による人的被害を軽減する上でも今後の調査研究の進展が要望される課題である^{4) ~ 7)}。

そこで、本研究では、断層変位に対する耐震性能の優れた構造形式を開発するにあたり、PC連続ラーメン橋を対象とし、面内方向の断層変位が橋に与える損傷を、強制変位漸増解析により把握した⁸⁾。ここで、PC連続ラーメン橋の中間橋脚の基礎を、①固定とした場合と、②断層変位に追随できる機能をイメージした直接基礎の浮上りによる非線形性が生じる場合とを設定し⁹⁾、基礎構造との境界条件が断層変位による損傷に与える影響について検討を行った。

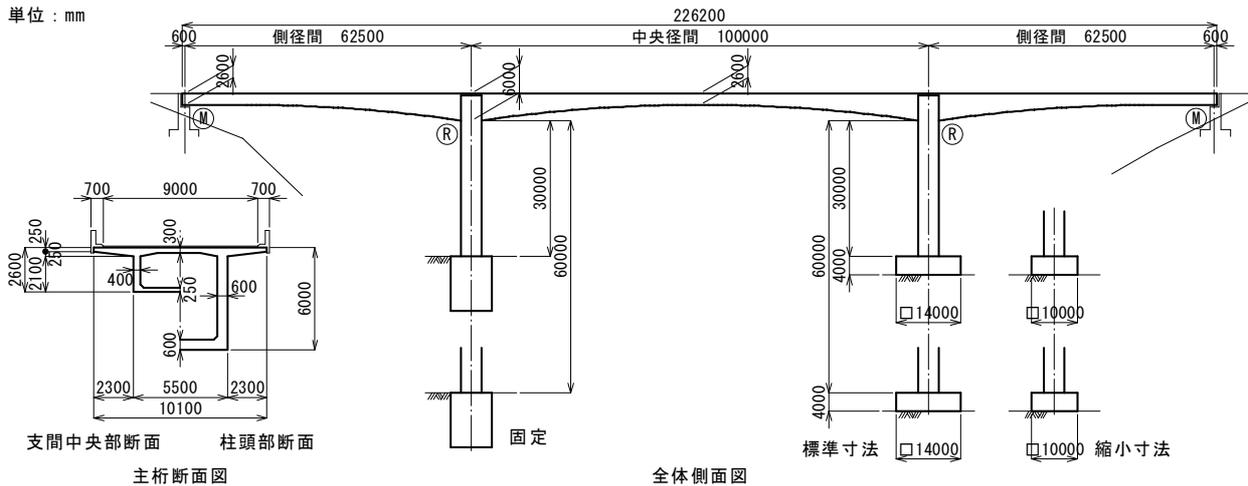


図-1 検討対象としたPC連続ラーメン橋と中間橋脚の境界条件

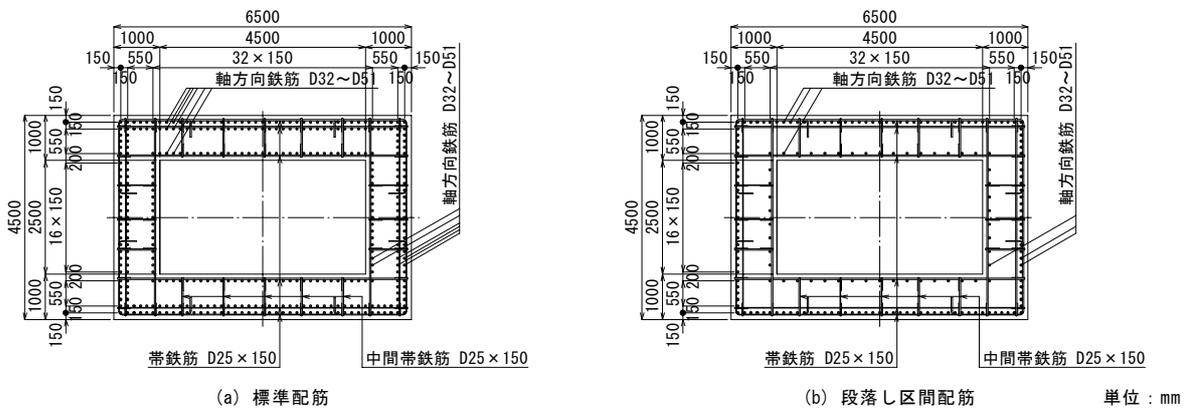


図-2 橋脚断面と鉄筋配置

2. 検討対象橋および解析モデル

(1) 検討対象橋

検討には、中央径間 100m の PC 3 径間連続ラーメン橋を用いた。ここで、桁高や径間長の比率等は、既往の PC 連続ラーメン橋の平均値を用いて設定している¹⁰⁾。また、橋脚高は、30m および 60m の 2 ケースを設定したが、断面は橋脚高によらず同一の等断面寸法とした。

検討対象とした橋の一般図を図-1 に、検討に用いた橋脚の鉄筋配置を図-2 に示す^{11), 12)}。なお、本検討では、橋脚の鉄筋量および段落しの有無が断層変位による損傷に与える影響を把握するために、軸方向鉄筋の径を D32, D38 および D51 の 3 ケースとし、橋脚全高で一定の鉄筋配置を行う場合と、橋脚高の中間から鉄筋量を約 1/2 までに段落しする場合を設定した。一方、主桁は、常時に対して PC 鋼材を配置し、レベル 2 地震動に対する耐震性能を満足するように鉄筋を配置しており¹³⁾、両橋脚高に対して同一の鋼材配置としている。

中間橋脚は、深礎杭基礎等で十分剛に支持された場合と、直接基礎で支持された場合とし、直接基礎の場合の

支持地盤は表-1 に示す CM 級および CL 級の岩盤を想定した。また、直接基礎の場合のフーチング寸法は、レベル 1 地震動に対する耐震性能をほぼ満足する 14.0 × 14.0m の標準寸法と、基礎のロッキングにより免震化(断層変位に対しては変位追従性の向上)を図る場合としての 10.0 × 10.0m の縮小寸法の 2 ケースを設定した^{9), 11), 12)}。

(2) 解析モデル

本検討では、面内方向の断層変位を対象としたことから、解析モデルは図-3 に示す 2 次元骨組モデルとした。ここで、断層変位そのものに伴う応答は一方方向ではあるが、橋脚上下端には地震動に対する耐震性能の照査と同様に塑性ヒンジ (0.5D) を考慮した非線形回転バネを設けた。また、塑性ヒンジ領域以外の橋脚および主桁は、非線形はり要素でモデル化した。

表-1 検討で想定した支持岩盤の諸数値

岩級		CM 級	CL 級
変形係数	MN/m ²	450	200
平板載荷試験値相当の地盤反力係数	MN/m ³	12000	5333

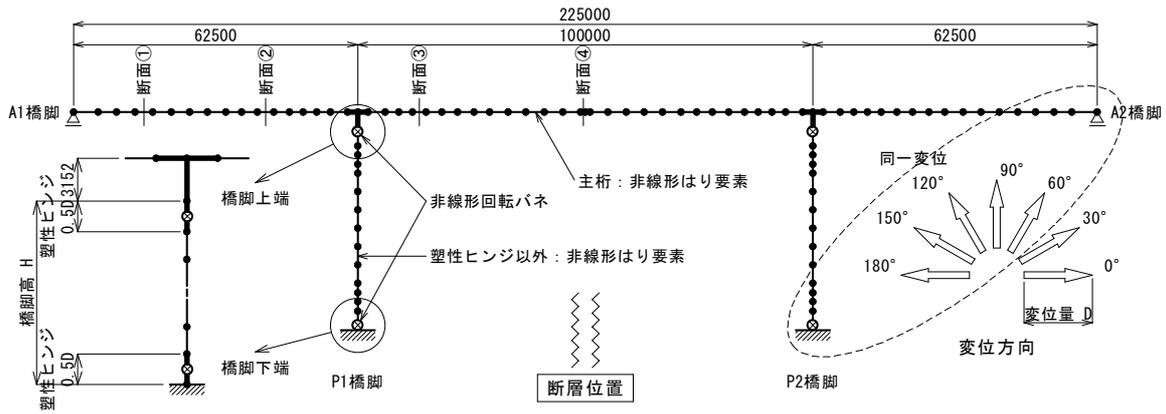


図-3 解析モデルおよび解析における断層変位ケース

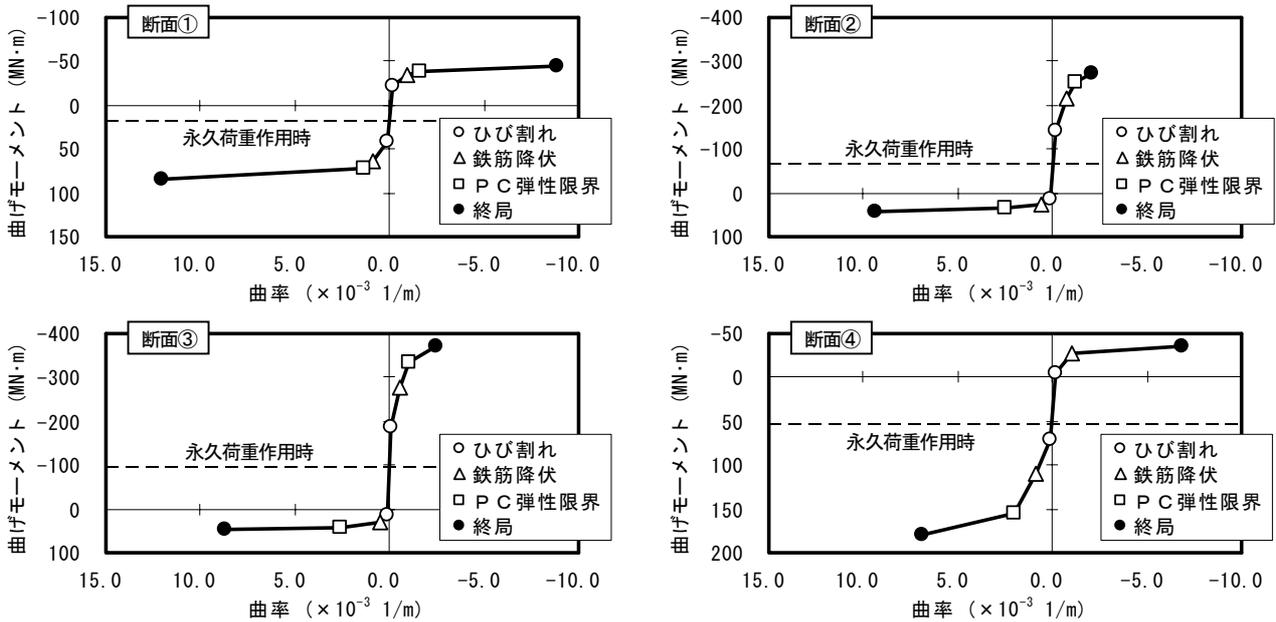


図-4 主桁のM-φ骨格曲線

橋脚の非線形回転バネおよび非線形はり要素には、剛性低下型の完全トリリニアモデル (Takeda モデル, $\alpha = 0.5$) を用いた, ここで, 橋脚断面の終局限界は, タイプ II 地震動に対して用いられる終局限界とした³⁾. 横拘束筋の体積比は, 0.015 である.

主桁の非線形はり要素には, 図-4 に示す非線形弾性モデルを用いた. ここで, 主桁断面の終局限界は, 最外縁のコンクリート圧縮ひずみが 0.002 に達する場合または P C 鋼材のひずみが 0.035 に達する場合とした^{3), 14)}.

なお, 断層変位に対しては, その変位方向によっては部材の軸力が大きく変動するが⁴⁾, 橋脚, 主桁とも, 本検討では軸力変動に伴う骨格曲線等への影響は考慮していない. また, 強制変位漸増途中で断面が終局限界を超える場合でも, その断面は終局限界前の剛性を維持するものとして解析した.

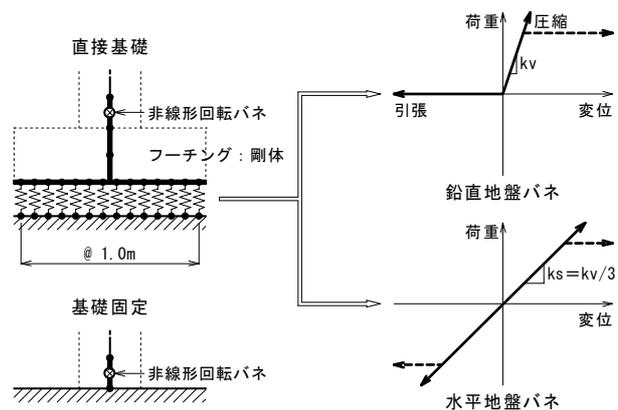


図-5 中間橋脚基礎の境界条件

表-2 想定した地震規模と断層変位量

マグニチュード M	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
想定断層変位 (m)	0.400	0.800	1.600	3.200	6.400

(3) 境界モデル

中間橋脚の基礎の境界モデルは、**図-5**に示すように、十分剛に支持された場合として固定としたモデルと、直接基礎の浮上りによる非線形性を考慮できる分布バネで支持したモデルとを設定した。ここで、直接基礎の場合の分布バネはフーチング下面に鉛直および水平方向に設け、本検討では鉛直方向の引張側（剥離側）のみの非線形性を考慮した。したがって、地盤の圧縮降伏やフーチング-地盤間の滑動による非線形挙動は考慮されていない。なお、水平バネ剛性は鉛直バネ剛性の1/3とした。

端支点の境界モデルは、可動支承をモデル化し、橋軸方向および回転方向を可動、鉛直方向を固定とした。なお、支承の上揚力に対する設計耐力は、一般的には永久荷重作用時反力の30%ではあるが³⁾、本検討では上揚力に対する支承の破壊はモデル化していない。

(4) 想定する断層変位と解析ケース

本検討では、**図-3**に示すように断層が中央径間内に位置するものとし、P2橋脚基礎およびA2橋台が同一方向・同一量で変位するものとした。ここで、断層には縦ずれ断層や横ずれ断層があり、さらに断層と橋の交差角等が多様に組合されることを考慮して、変位方向は**図-3**に示す面内の7方向を設定した。また、変位量は、松田による提案式(1)に基づき¹⁵⁾、各マグニチュードに対して**表-2**の変位量が生じるものとした。

$$\log D = 0.6M - 4.0 \quad (1)$$

ここで、 D は断層変位量、 M はマグニチュードである。

3. 面内断層変位と耐震性能

(1) 解析結果

各断層変位方向への解析結果の一例として、**図-6**に橋脚高30mの場合の変形図を示す。なお、図は断層変位量3.2mに対する結果であるが、変形量は2倍の倍率で示している。断層変位に伴い、橋脚では上下端に変形が集中している。また、ラーメン構造であるため主桁全域に変形が生じており、変位方向0°、90°、180°では支間中央で対称の変形となっている。このような主桁の変形は、地震動の橋軸方向作用時には生じないことから、断層変位に対して必要となる補強位置は、地震動に対するものと異なってくると考えられる。

(2) 断層変位量と橋脚上下端の塑性ヒンジ回転角

解析結果の一例として、橋脚高30mおよび60mの場合の断層変位量と橋脚上下端の塑性ヒンジ回転角との関係（橋脚の軸方向鉄筋はD38一定配置）を、**図-7**および

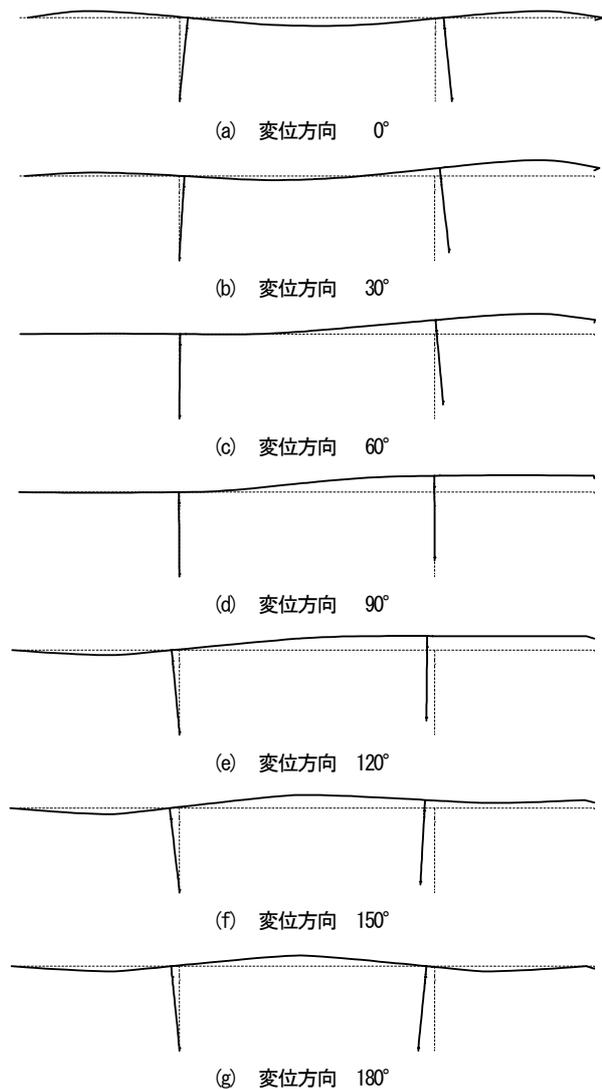


図-6 変形図（橋脚高30m、基礎固定、変位量3.2m）

図-8に示す。ここで、図には、基礎の各境界条件に対する結果を併記している。橋脚下端の塑性ヒンジは、降伏回転角の前後それぞれで断層変位の増加にほぼ比例して回転角が増加し、橋脚高30mの基礎固定の場合ではマグニチュード7.0相当の断層変位量を、橋脚高60mの基礎固定の場合ではマグニチュード7.5相当の断層変位量を超えると終局回転角に達する結果となっている。また、基礎固定の場合に比べて、基礎のロッキングが生じる場合の方が橋脚下端の塑性ヒンジ回転角は小さくなり、CL級の岩盤に支持されたフーチング寸法10.0×10.0mの場合には、マグニチュード8.0相当の断層変位量に対しても、橋脚下端に塑性化が生じない結果となっている。なお、**図-7**および**図-8**の場合では、いずれの境界条件に対しても、橋脚上端の塑性ヒンジは降伏回転角に達していない。

図-9に、橋脚の鉄筋量が異なる場合の断層変位量と橋脚上下端の塑性ヒンジ回転角との関係を示す。**図-7**と併せて比較すると、基礎固定の場合には鉄筋量が増加

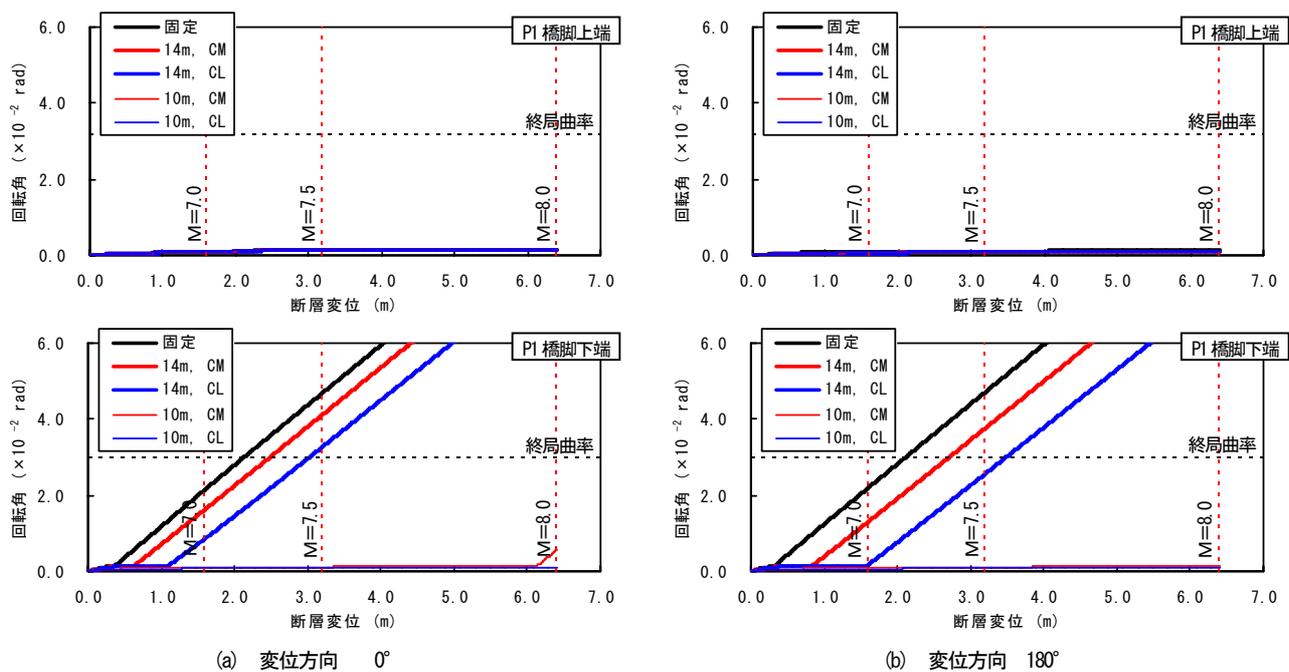


図-7 断層変位量と橋脚の塑性ヒンジ回転角 (橋脚高 30m, D38 一定配置)

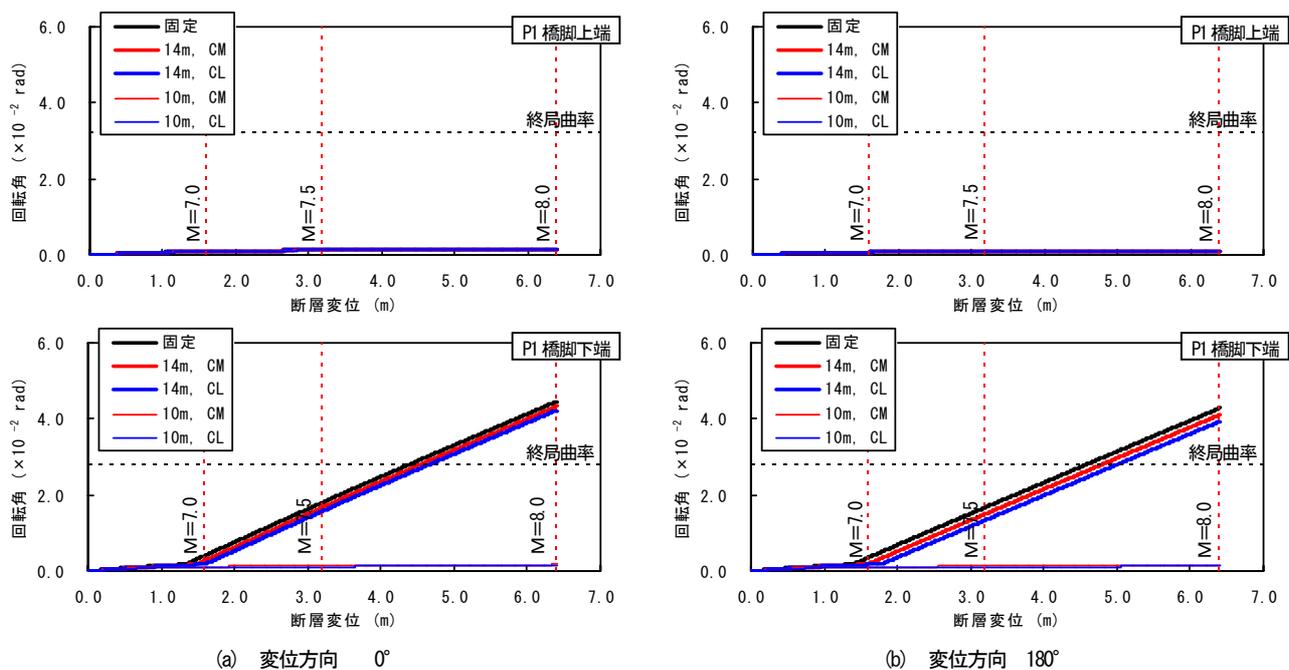
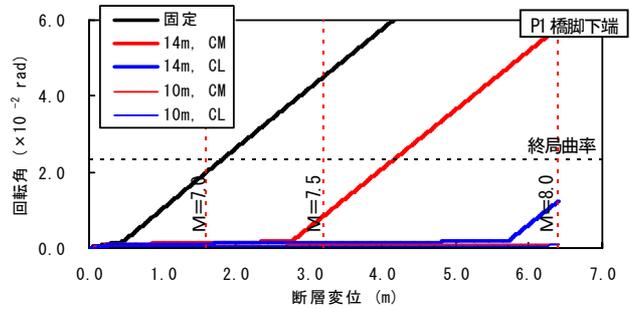
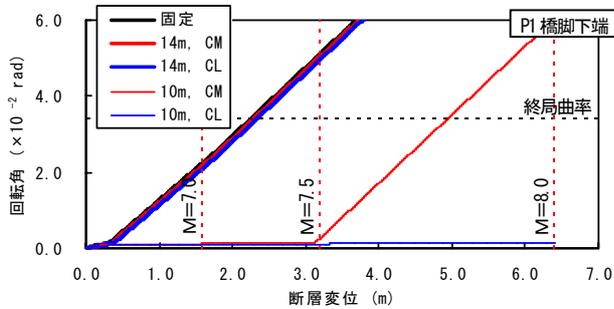
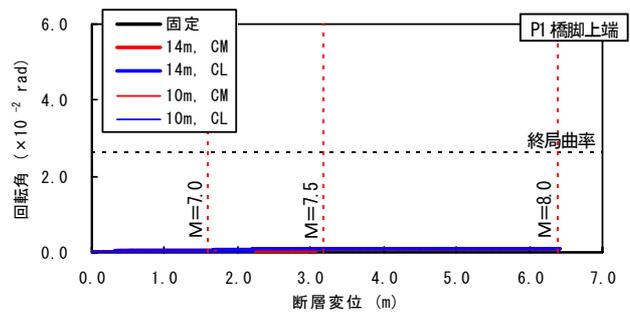
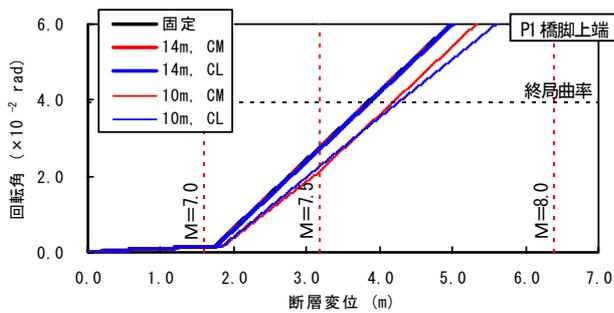


図-8 断層変位量と橋脚上下端の塑性ヒンジ回転角 (橋脚高 60m, D38 一定配置)

しても橋脚下端の塑性ヒンジ回転角は減少しないが、基礎のロックが生じる場合には、鉄筋量が増加すると橋脚下端の塑性ヒンジ回転角は減少する。これは、鉄筋量が増加すると、橋脚下端の曲げ耐力がフーチングの浮上りモーメントを大きく超えることから、橋脚の塑性変形よりもフーチングのロックで断層変位を吸収するためである。なお、橋脚の鉄筋を D32 とした場合、橋脚上端の塑性ヒンジはマグニチュード 7.0 相当の断層変位量で降伏回転角を超え、マグニチュード 7.5 相当の断層変位量を超えると終局回転角に達することになる。

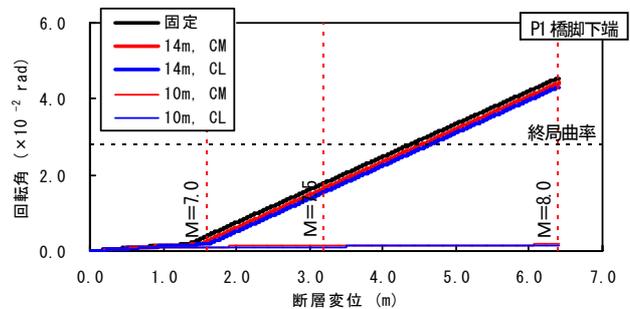
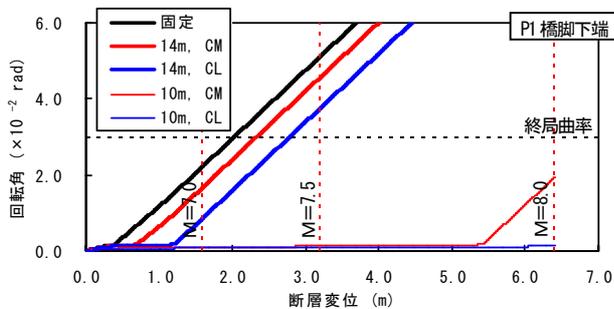
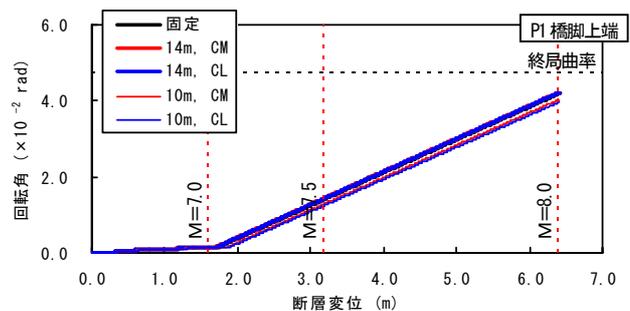
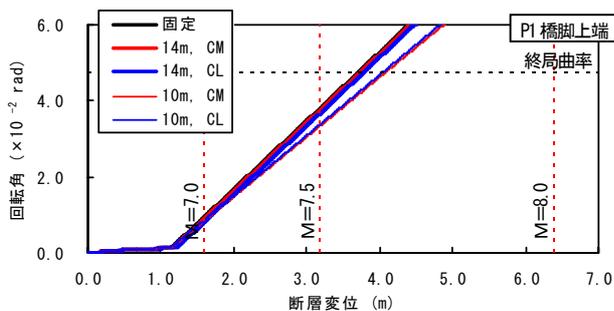
図-10 に、橋脚の鉄筋を段落した場合の断層変位量と橋脚上下端の塑性ヒンジ回転角との関係を示す。鉄筋を段落した場合には、橋脚上端の塑性ヒンジはマグニチュード 7.0 相当の断層変位量で降伏回転角を超え、橋脚高 30m ではマグニチュード 7.5 相当の断層変位量を超えると終局回転角に達することになる。また、橋脚下端の塑性ヒンジと異なり、橋脚上端の塑性ヒンジ回転角に与える橋脚基礎の境界条件の影響は小さい結果となっている。なお、橋脚の鉄筋の段落しが、橋脚下端の塑性ヒンジ回転角に与える影響は僅かである。



(a) D32 一定配置

(b) D51 一定配置

図-9 鉄筋配置が異なる場合の断層変位量と橋脚の塑性ヒンジ回転角 (橋脚高 30m, 変位方向 0°)



(a) 橋脚高 30m

(b) 橋脚高 60m

図-10 段落しがある場合の断層変位量と橋脚の塑性ヒンジ回転角 (D38 段落し配置, 変位方向 0°)

(3) 断層変位方向と橋脚上下端の塑性ヒンジ回転角

図-11に、基礎の境界条件をパラメータとして、断層の変位方向と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角との関係を示す。ここで、上側はP1橋脚、下側はP2橋脚の塑性ヒンジ回転角であり、マグニチュード7.5相当の断層変位量に対する結果を示している。塑性ヒンジ回転角は、変位方向30°および150°の場合に最大となり、変位方向90°では降伏回転角に達していない。また、基礎固定の場合に塑性ヒンジが降伏回転角を超える変位方向では、基礎のロックが生じると塑性ヒンジ回転角が低減さ

れており、その効果は橋脚高が低いほど顕著である。

図-12に、橋脚の鉄筋量をパラメータとして、断層の変位方向と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角との関係を示す。いずれの変位方向でも、図-9に示した結果と同様に、鉄筋量が増加すると塑性ヒンジ回転角が減少し、基礎固定の場合に比べて、基礎のロックが生じる場合に影響が顕著になっている。

図-13に、橋脚鉄筋の段落しの有無をパラメータとして、断層の変位方向と橋脚上端の塑性ヒンジ回転角との関係を示す。橋脚鉄筋の段落しがある場合には、変位方

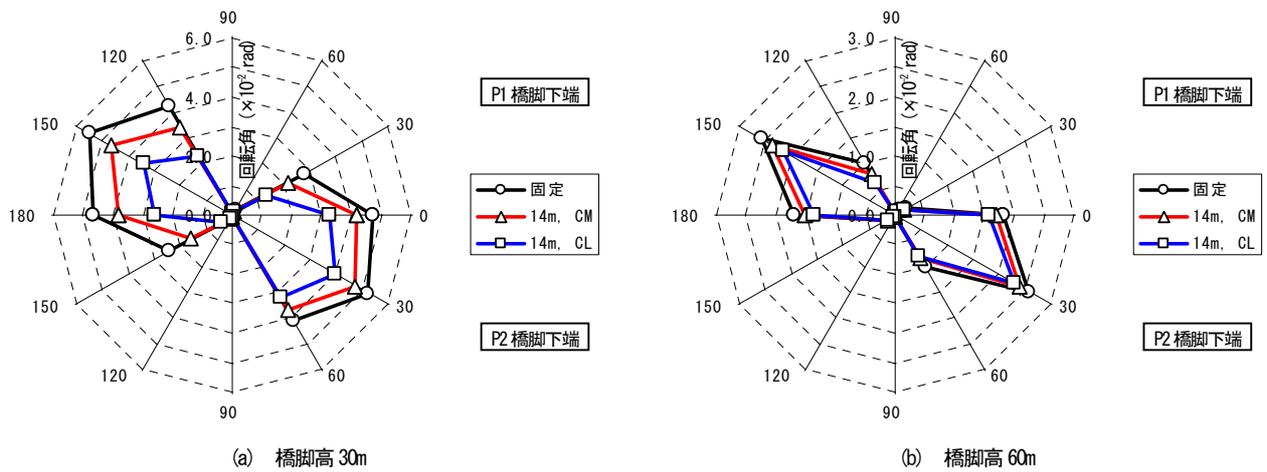


図-11 境界条件が異なる場合の断層変位方向と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角 (D38一定配置, 変位量 3.2m)

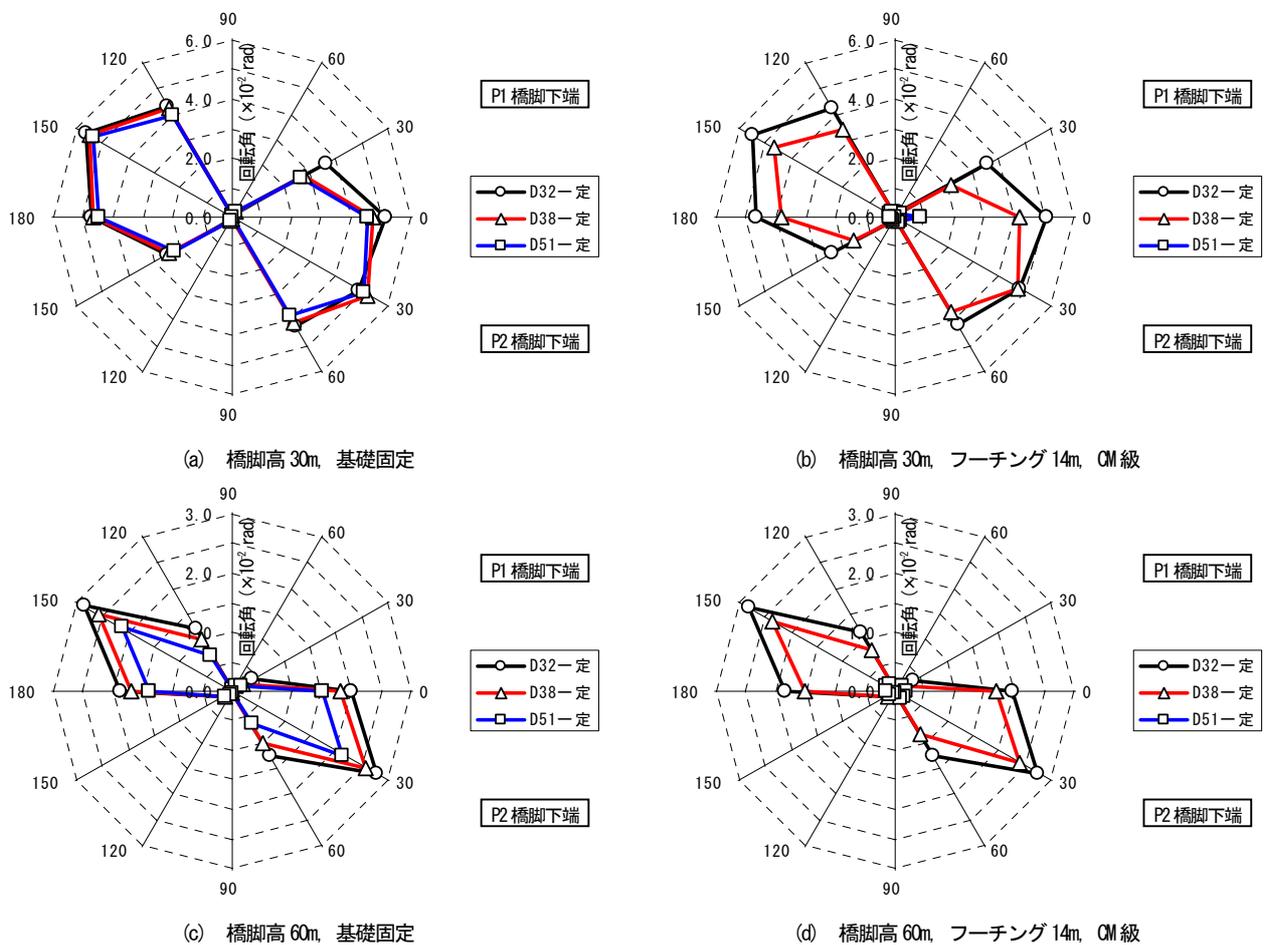


図-12 鉄筋配置が異なる場合の断層変位方向と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角 (変位量 3.2m)

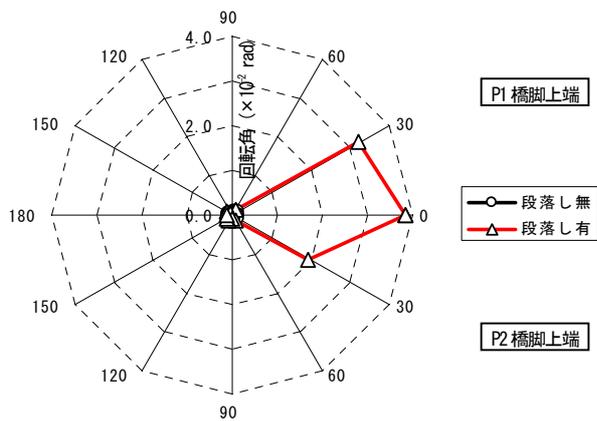
向 0° および 30° の場合に塑性ヒンジが降伏回転角を超える結果となっている。すなわち、橋脚鉄筋の段落しの影響は、P1 橋脚と P2 橋脚とが開く方向に断層が変位した場合にのみ影響が生じることになる。

(4) 主桁の応答曲率

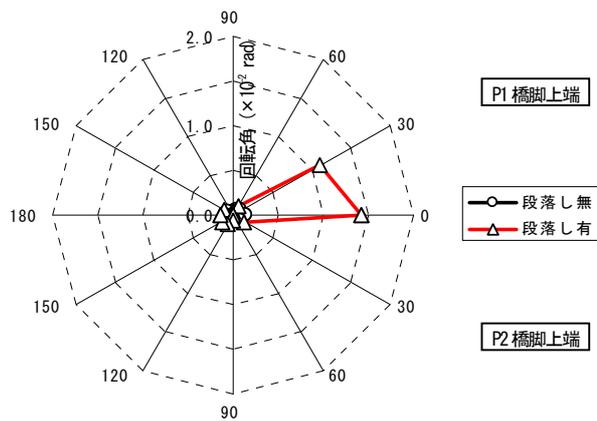
図-14 に、基礎の境界条件をパラメータとして、主桁の応答曲率の分布を示す。ここで、応答曲率は、マグニ

チュード 8.0 相当の断層変位量に対する結果を示している。基礎固定の場合に比べて、基礎のロッキングが生じる場合でも主桁の応答曲率は顕著に減少しない結果となっている。

図-15 に、橋脚鉄筋の段落しの有無をパラメータとして、主桁の応答曲率の分布を示す。鉄筋を段落した場合、主桁の応答曲率は減少し、特に変位方向 0° の場合では、マグニチュード 8.0 相当の断層変位量に対しても

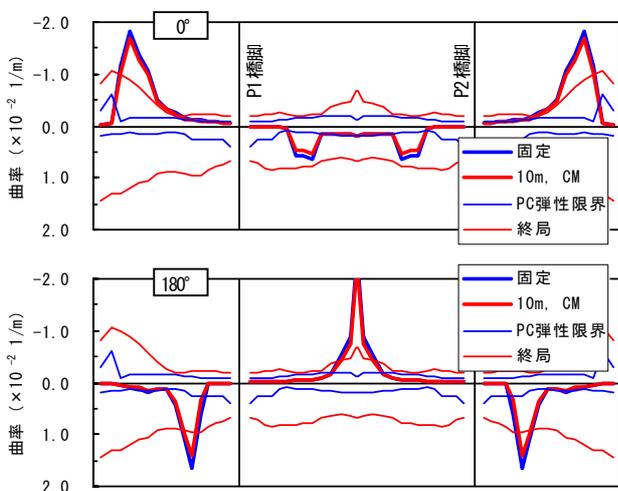


(a) 橋脚高 30m, 基礎固定

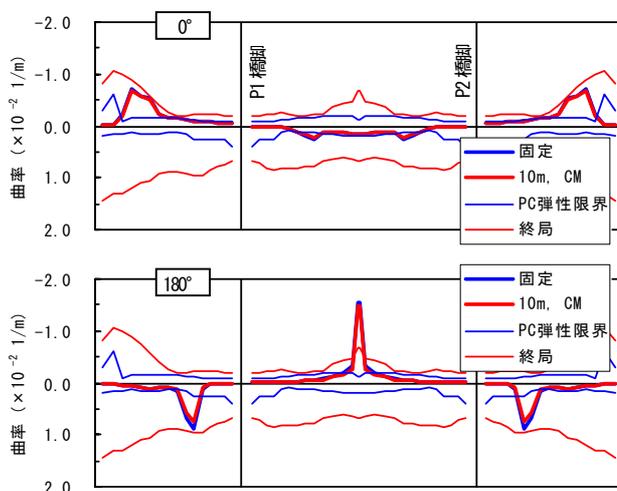


(b) 橋脚高 60m, 基礎固定

図-13 段落しの有無における断層変位方向と橋脚上端の塑性ヒンジ回転角 (D38配置, 変位量 3.2m)

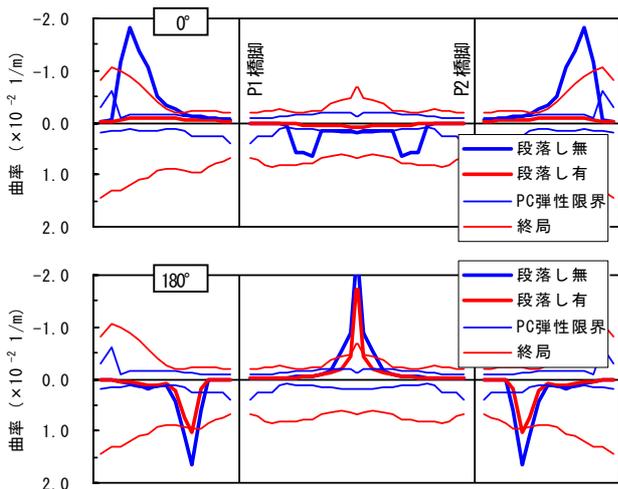


(a) 橋脚高 30m

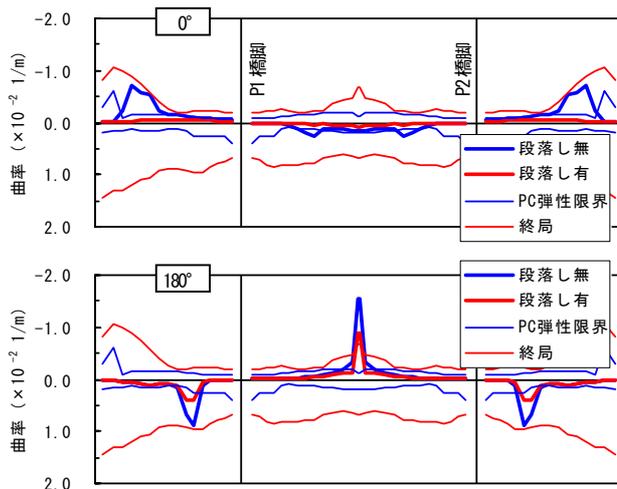


(b) 橋脚高 60m

図-14 境界条件が異なる場合の主桁の応答曲率 (D38一定配置, 変位量 6.4m)

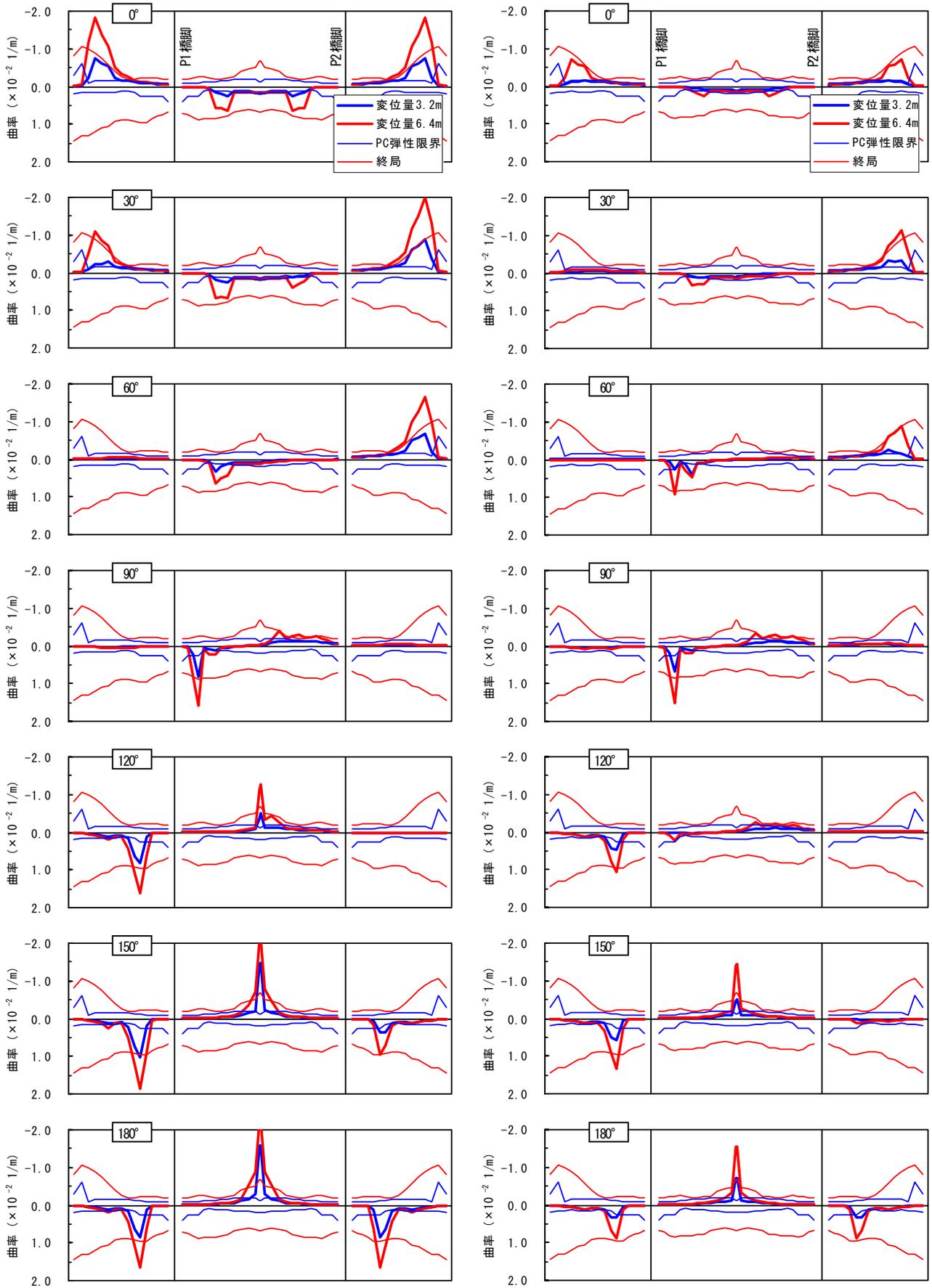


(a) 橋脚高 30m



(b) 橋脚高 60m

図-15 段落しの有無における主桁の応答曲率 (基礎固定, D38配置, 変位量 6.4m)



(a) 橋脚高 30m

(b) 橋脚高 60m

図-16 各断層変位方向における主桁の応答曲率 (基礎固定, D38一定配置)

主桁の応答曲率はP C鋼材の弾性限界にも達していない。**図-14**および**図-15**の結果は、主桁の応答曲率は橋脚下端の境界条件よりも橋脚上端の曲げ耐力に大きく依存することを示している。

図-16に、断層の各変位方向に対する主桁の応答曲率の分布を示す。断層変位に対して主桁に大きな応答曲率が生じる位置は、変位方向によって異なる。変位方向0~90°では、側径間において永久荷重作用時に正の曲げモーメントが最大となる位置付近(**図-3**の断面①)および中央径間のインフレクションポイント付近(**図-3**の断面③)であり、レベル2地震動に対して補強鉄筋を配置する位置とほぼ一致する¹³⁾。一方、変位方向90~180°では、側径間のインフレクションポイント付近(**図-3**の断面②)および中央径間中央(**図-3**の断面④)である。このうち、変位方向0~90°の場合に生じる大きな応答曲率は、**図-15**に示すように橋脚鉄筋を段落しすることで低減可能である。一方、変位方向90~180°の場合に生じる大きな応答曲率は、橋脚鉄筋を段落しただけでは十分な低減が図れない場合もあり、主桁に断層変位に配慮した補強が必要となってくる位置である。

4. まとめ

本検討では、P C連続ラーメン橋を対象として、面内方向の断層変位が橋に与える影響を強制変位漸増解析により把握した。さらに、中間橋脚基礎の境界条件において、基礎固定の場合と基礎のロッキングによる非線形性を考慮した場合とを検討し、基礎の変位追従性が橋の損傷程度に与える影響を把握した。本検討により得られたの結果をまとめると、次のとおりである。

(1)断層変位による橋脚下端の塑性化の程度は、基礎がロッキングすることで大きく低減される。すなわち、橋脚下端を直接基礎のような構造として、その寸法を小さくすれば、橋脚下端の損傷は抑制される⁹⁾。

(2)断層変位による橋脚上端の塑性化の程度は、基礎の境界条件の影響は小さく、橋脚の鉄筋量に依存する。

(3)断層変位に対する主桁の塑性化の程度は、基礎の境界条件の影響は小さく、変位方向によっては橋脚上端の曲げ耐力に大きく依存する。また、変位方向によっては、地震動に対して補強が必要となる位置と異なる断面の補強が必要となる。

本検討では、橋の境界条件として、中間橋脚基礎の回転条件のみをパラメータとして検討を行っている。しかしながら、例えば直接基礎のような構造では変形量が大きくなると滑動することから¹⁶⁾、断層変位による橋の損傷程度に影響を与えるものと考えられる。今後、このよ

うな境界条件や部材の軸力変動等の影響も含めて、さらに検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 川島一彦, 橋本隆雄, 鈴木猛康: トルコ・コジャエリ地震による交通施設の被害概要, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.409-416, 1999.12.
- 2) 川島一彦, 家村浩和, 庄司学, 岩田秀治: 1999年集集地震(台湾)における道路橋の被害, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.425-432, 1999.12.
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002.3.
- 4) (社)日本コンクリート工学協会・九州支部: 断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性に関する研究専門委員会報告書, 2002.11.
- 5) 室野剛隆, 弥勒綾子, 紺野克昭: 断層交差角度に着目した橋梁の挙動特性に関する基礎的研究, 地震工学論文集, Vol.27, 論文No.80, pp.1-6, 2003.12.
- 6) 渡邊武, 山村直樹, 常田賢一, 平岩浩光: 断層変位の影響を考慮した橋梁の耐震設計, 土木構造・材料論文集, 第20号, pp.99-109, 2004.12.
- 7) 松平亮平, 川島一彦: 基礎免震による断層変位を受ける橋梁基礎の耐震対策, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.689-699, 2005.3.
- 8) 矢葺亘, 野口邦生, 真崎洋三, 越智大三: 断層変位を受けるP Cラーメン橋の耐震安全性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1429-1434, 2003.7.
- 9) 角本周, 吉川卓, 町勉: 2層分離型フーチングを用いた基礎免震構造およびその補修方法, 公開特許公報, 特開2003-301470, 2003.10.
- 10) (財)高速道路調査会: P C多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書, 1988.3.
- 11) 吉川卓, 町勉, 浦川洋介, 角本周: 直接基礎の非線形性を考慮した連続ラーメン橋の耐震性に関する検討, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.369-376, 2002.1.
- 12) 浦川洋介, 角本周, 吉川卓, 大木太: 直接基礎に支持された連続ラーメン橋の張出し施工時の耐震性能, 第8回地震時保有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, pp.417-424, 2005.1.
- 13) 前原康夫, 日紫喜剛啓, 角本周, 町勉: 限界状態設計法によるP C連続ラーメン橋の耐震設計, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.243-250, 1999.12.
- 14) 大塚久哲, 岡田稔規, 角本周, 堤忠彦: P C箱桁の復元力特性に関する交番載荷実験, プレストレストコンクリート, Vol.42, No.2, pp.90-97, 2000.3.
- 15) 松田時彦: 活断層から発生する地震の規模と周期について, 地震, 第2輯, 第28巻, pp.269-283, 1975.
- 16) 岡本未対, 松尾修, 田村敬一: 軟岩に支持される直接基礎の地震時変形量の評価, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1229-1236, 2003.3.

(2005. 6. 16 受付)

EFFECT OF BOUNDARY CONDITION OF PC RIGID FRAME BRIDGES ON SEISMIC PERFORMANCE SUBJECTED TO IN-PLANE FAULT DISPLACEMENT

Taku YOSHIKAWA, Futoshi OOKI , Yousuke URAKAWA
and Meguru TSUNOMOTO

It is in fact difficult to construct all bridges so as not to cross the inland active fault because a lot of inland active faults exist in Japan. In this study, the relation between fault displacement in the direction of the bridge axis and the damage of the bridge has been examined using static analysis with displacement control method for the PC rigid frame bridge with center span of 100m. Here, two cases have been assumed for the boundary conditions of analytical model of the PC rigid frame bridge, one is with the spread foundation being fixed, the other is to consider the nonlinear behavior between the spread foundation and soil. By the analytical results of these two cases, comparative study has been carried out about the influence of the foundation size on the damage of the bridge caused by fault displacement.