

直接基礎の滑動が 面内断層変位に対するラーメン橋の耐震性能に与える影響

吉川 卓¹・浦川 洋介²・大塚 久哲³・角本 周⁴

¹正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 技術部 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

³正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 福岡支店技術部 (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神 4-2-31)

³フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

⁴正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 福岡支店技術部 (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神 4-2-31)

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等でも生じており、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。一方、国内では断層変位に起因する重大な被害が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から³⁾、断層変位に対する具体的な対応が行われている事例が少ないのが実状である。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、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断層変位に追従できる機能をイメージした直接基礎の場合とを設定し⁹⁾、直接基礎の滑動が面内断層変位による損傷に与える影響に着目して検討を行った。

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、橋脚高30mのPC3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⁾。

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。ここで、橋脚には、応答スペクトル法により算出したレベル1地震時の橋脚下

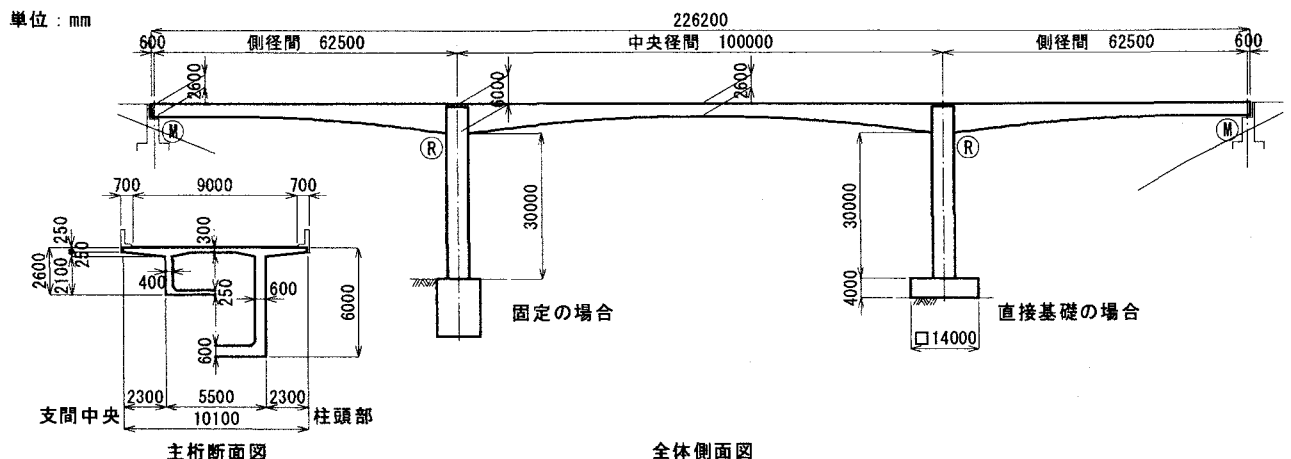


図-1 検討対象としたPC連続ラーメン橋

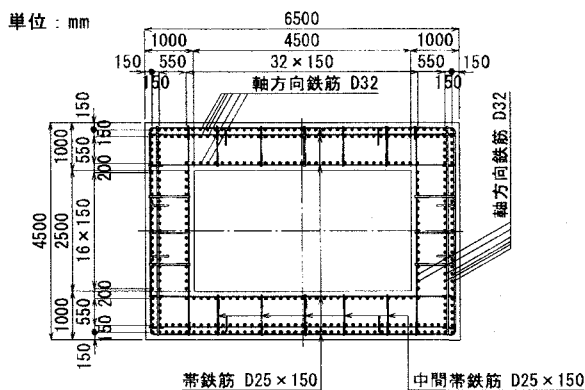


図-2 橋脚断面と鉄筋配置

端の最大曲げモーメント (210 MN・m) が、断面の初降伏モーメント (214 MN・m) とほぼ一致する軸方向鉄筋を配置した¹¹⁾。一方、主桁は、常時に対してP C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た¹¹⁾。

中間橋脚は、深礎杭基礎等で十分剛に支持された場合と、基礎の浮上りや滑動により非線形挙動が生じる直接基礎で支持された場合とした¹²⁾。ここで、直接基礎の場合の支持地盤は、変形係数 450 MN/m²、平板載荷試験値相当の地盤反力係数 12000 MN/m³、地盤降伏時の地盤反力度 3.0 MN/m² のCM 級岩盤を想定した。また、直接基礎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 14.0×14.0 m とした。

(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、解析モデルには図-3に示す2次元骨組モデルを用いた。ここで、断層変位そのものに伴う応答は一方ではあるが、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。

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、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 に達する場合としている³⁾、⁸⁾。ただし、この終局限界は交番载荷の場合に対する指標であり、模型実験の結果では、一方向载荷の場合にはより大きな曲率まで最大耐力は維持されている¹³⁾。

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⁾、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、強制変位漸増途中に断面が終局限界を超える場合でも、終局限界前の剛性を維持するものとして解析した。

(3) 基礎および端支点のモデル化

中間橋脚の基礎は、図-4に示すように、十分剛に支持されたモデル (固定) と、直接基礎の浮上りおよび滑動を考慮できる分布バネで支持され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、各分布バネは以下のようにモデル化した。

- ①鉛直バネの引張側は、浮上りを想定してバネ剛性を 0 とする。
- ②鉛直バネの圧縮側は、地盤の降伏を考慮しない線形バネまたは地盤の降伏を考慮する非線形バネとする。
- ③水平バネ剛性は、鉛直バネ剛性の 1/3 とする。
- ④水平バネは、滑動を想定しない線形バネまたは滑動を想定する非線形バネとする。
- ⑤滑動を想定する場合は、水平バネの作用力が滑動に対する抵抗力 (= 鉛直バネの作用力×摩擦係数) に達した場合にバネ剛性を 0 とする (軸力依存非線形バネモデル)。

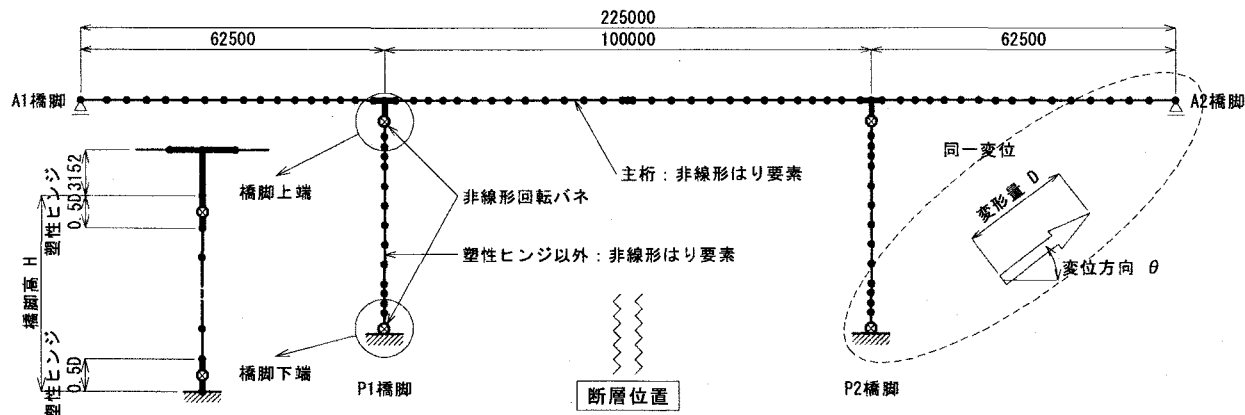


図-3 解析モデルおよび想定した断層変位

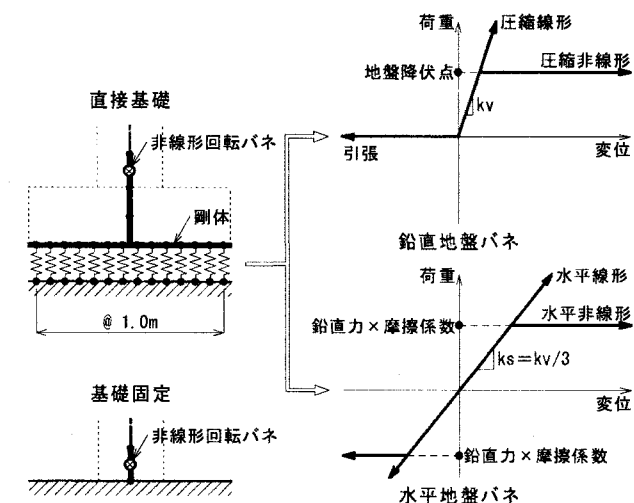


図-4 中間橋脚基礎のモデル化

表-1 解析ケースと分布バネのモデル化

解析ケース	想定基礎	圧縮バネ	水平バネ	摩擦係数
A	固定	∞	∞	∞
B	直接基礎	線形	線形	∞
C	直接基礎	線形	非線形	0.6
D	直接基礎	非線形	非線形	0.6
E	直接基礎	非線形	非線形	0.2

各解析ケースと分布バネのモデル化の組合せを、表-1に示す。解析ケースのうち、摩擦係数 0.6 はフーチングと岩盤との間の一般的な摩擦係数を想定している¹⁵⁾。一方、摩擦係数 0.2 はテフロン等をフーチングと岩盤の間に挿入してフーチングが滑動しやすくなった場合を想定している^{9), 16)}。なお、レベル1地震時の基礎の滑動に対する安全率は、摩擦係数 0.6 の場合は 2.73 であるが、摩擦係数 0.2 の場合は 0.91 であり、摩擦係数 0.2 の場合にはレベル1地震時に基礎の滑動が生じることになる。

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、一般には永久荷重作用時反力の 30% であるが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、変位量は、松田による提案式(1)に基づき¹⁴⁾、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。

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. 断層変位に対する基礎の挙動

解析結果の一例として、断層変位量と P1 橋脚フーチング底面の作用力との関係を図-5に、断層変位量 6.4 m における変形図を図-6に示す。ここで、図-5に示す滑動抵抗力は、フーチング底面の全鉛直反力に各解析ケースの摩擦係数を乗じたものである。

フーチング底面の鉛直反力は、断層変位による変形に対しても大きな変動が生じておらず、鉛直方向の変位成分が大きい変位方向 60° の場合でも、初期鉛直反力に対して 5% 程度の変動となっている。これは、図-6の変形図に示すように、主桁の 2 箇所塑性化が生じ、構造系がメカニカルな状態に移行したことが要因と考えられる。また、フーチング底面の鉛直反力の挙動は、基礎を固定とした場合と直接基礎とした場合 ($\mu = 0.6$) とで差がなく、基礎の鉛直バネの有無がフーチング鉛直反力に与える影響は少ない結果となっている。

フーチング底面の水平力は、断層変位量 0.3~0.5 m 程度から非線形性を示し、断層変位量が 2 m を超えるとほぼ一定の値となる。これは、橋脚や主桁に塑性ヒンジが生じ、構造系がメカニカルな状態に達したためと考えられる。フーチング底面の水平力は、最大でも鉛直反力の 30% 程度であり、フーチングと岩盤との間の摩擦が一般的な摩擦係数程度であれば、 $M=8.0$ 程度に相当する極めて大きな断層変位に対しても基礎の滑動は生じない結果となっている。一方、フーチングと岩盤との摩擦係数を 0.2 とした場合は、断層変位量 0.3~1.0 m 程度でフーチング底面の水平力が滑動抵抗力を超過し、フーチングに滑動が生じることになる。

図-7に、断層変位量とフーチングの回転角との関係を示す。また、図-8に、断層変位量 6.4 m におけるフーチングの反力分布を示す。

摩擦係数 0.6 の場合、フーチング回転角は 0.6×10^{-3} rad 程度が上限となっている。これは、このフーチング回転角において、4. で示すように橋脚下端の塑性ヒンジが降伏モーメントを超えたことが要因である。一方、摩擦係数 0.2 の場合、フーチング回転角はフーチングに滑動が生じた断層変位量で挙動が急変し、変位方向 0° では断層変位量の増加に伴い回転角は徐々に増加するが、変位方向 60° では断層変位量の増加に伴い回転角は減少する傾向にある。これは、図-5に示すように、フーチング滑動後に変位方向 0° では鉛直反力が増加するが、変位方向 60° では鉛直反力が減少することが要因であると考えられる。

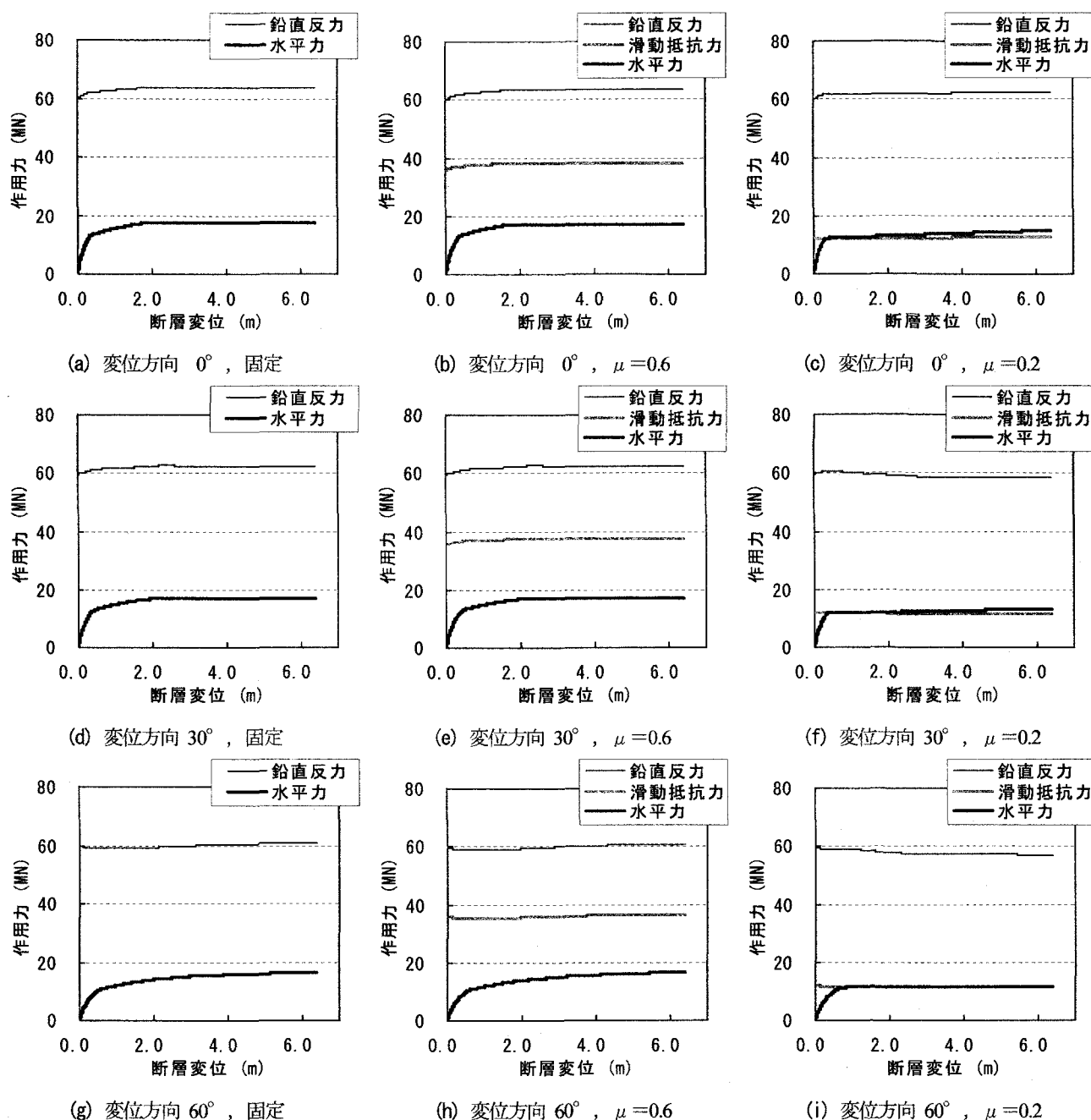


図-5 断層変位量とP1橋脚フーチング底面の作用力

フーチングの反力分布は、摩擦係数 0.6 の場合には、変位方向 0° ではフーチング幅の 65 %程度まで、変位方向 60° ではフーチング幅の 75 %程度まで浮上りが生じている。一方、摩擦係数 0.2 の場合は、変位方向 0° ではフーチング幅の 65 %程度まで、変位方向 60° ではフーチング幅の 60 %程度まで浮上りが生じており、基礎に滑動が生じない場合と生じる場合とで、断層変位方向とフーチングの浮上り幅の関係が逆の傾向となっている。また、今回の検討ケースでは、地盤反力度の最大値は地盤降伏時の地盤反力度の $1/2$ 程度であり、鉛直バネの圧縮側の非線形性が断層変位に対する基礎の挙動に影響しない結果となっている。

4. 基礎の滑動と断層変位に対する耐震性能

図-9に、基礎のモデル化をパラメータとして、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。塑性ヒンジ回転角は、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増加している。また、今回の検討ケースでは、基礎を固定とした場合と摩擦係数 0.6 の直接基礎とした場合とで、断層変位量と塑性ヒンジ回転角との関係に差が生じなかった。これは、今回のモデル橋の橋脚下端の曲げ耐力が、直接基礎の最大抵抗モーメントより小さいため¹²⁾、基礎の浮上りが橋脚の塑性ヒンジ回転角を緩和する効果が少ないためと考えられる⁸⁾。一方、摩擦係数 0.2 の直接基礎とした場合には、いずれ

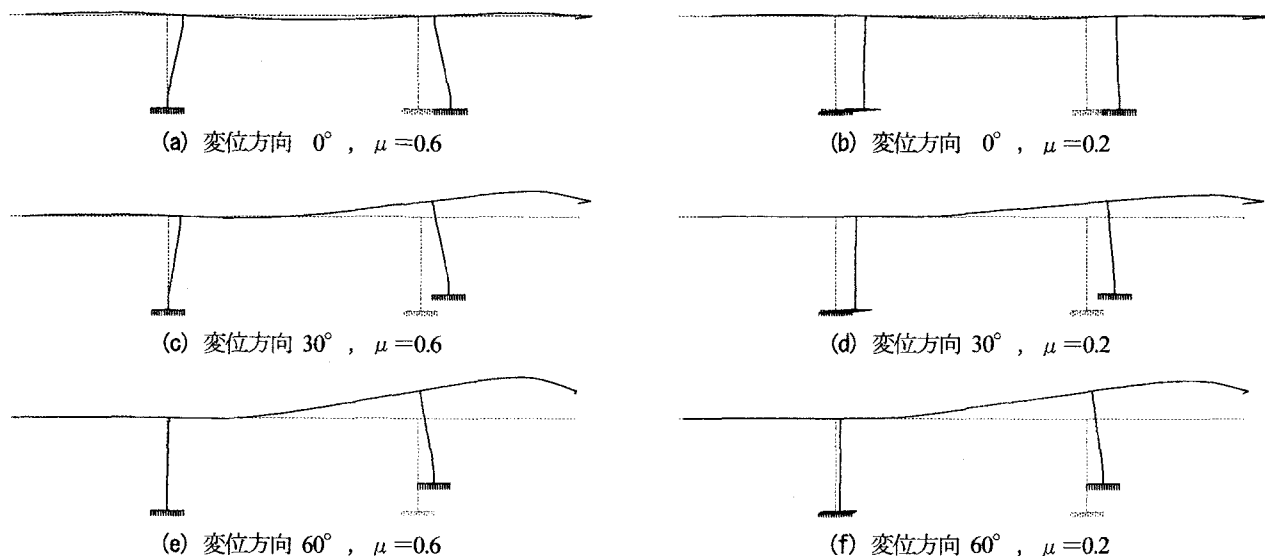
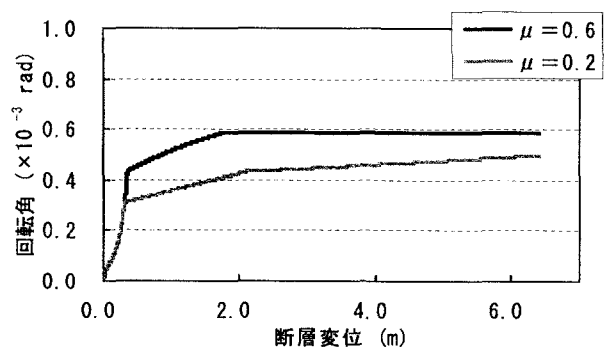
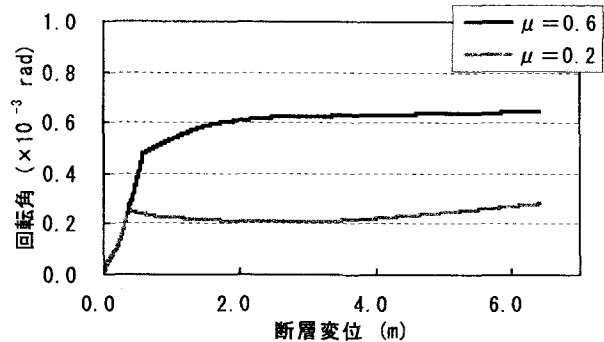


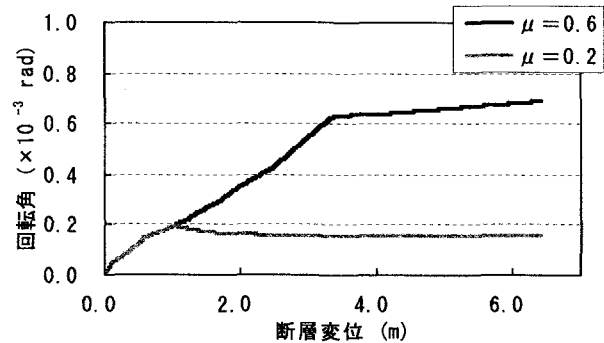
図-6 変形図 (断層変位量 6.4m, 変形倍率2倍で表示)



(a) 変位方向 0°

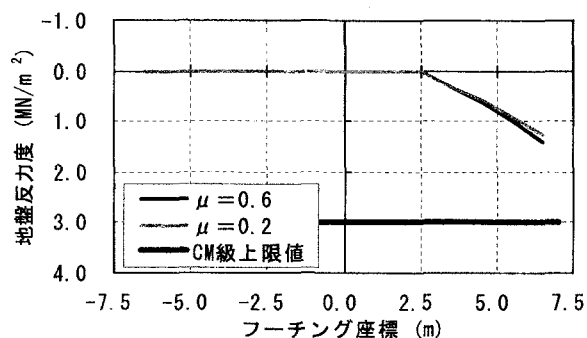


(b) 変位方向 30°

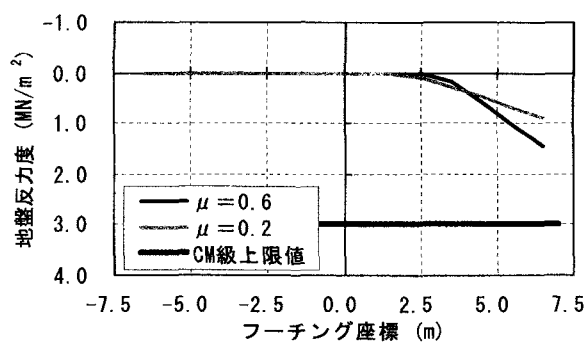


(c) 変位方向 60°

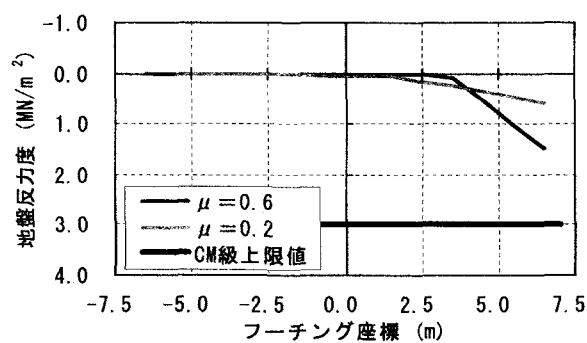
図-7 断層変位量とフーチング回転角



(a) 変位方向 0°

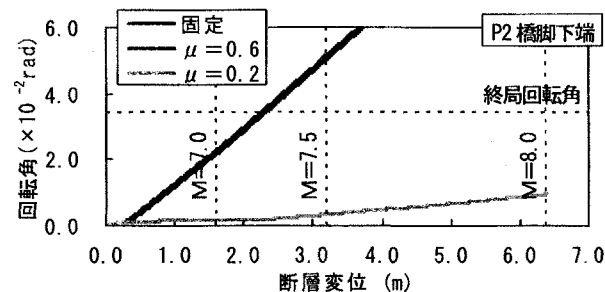
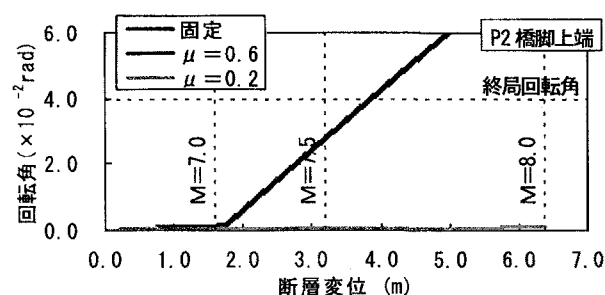


(b) 変位方向 30°

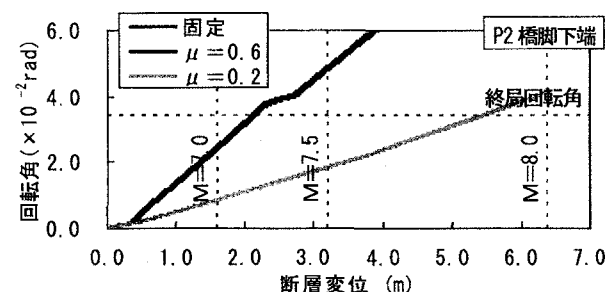
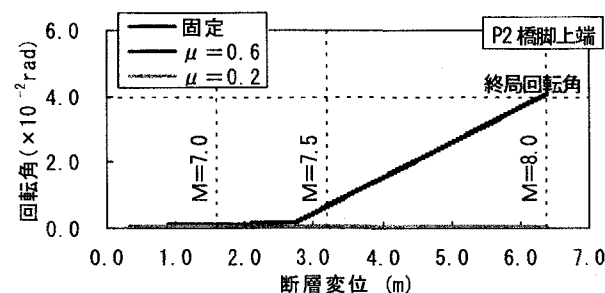


(c) 変位方向 60°

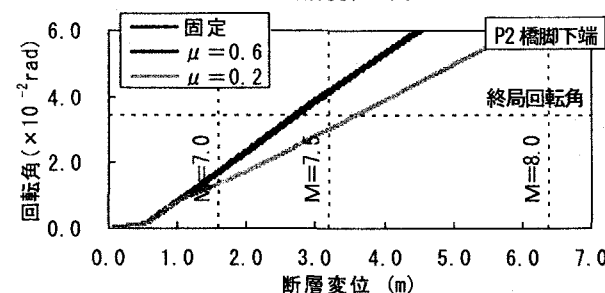
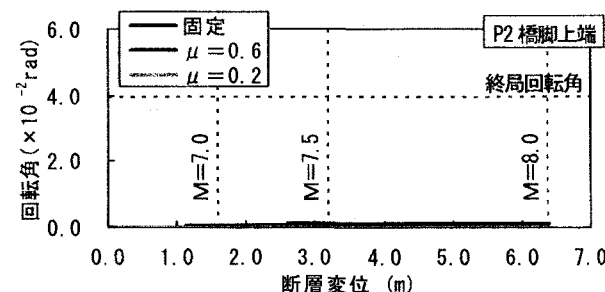
図-8 フーチングの反力分布 (断層変位 6.4m)



(a) 変位方向 0°

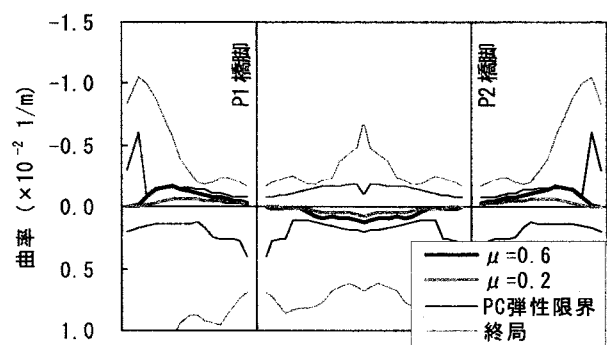


(b) 變位方向 30°

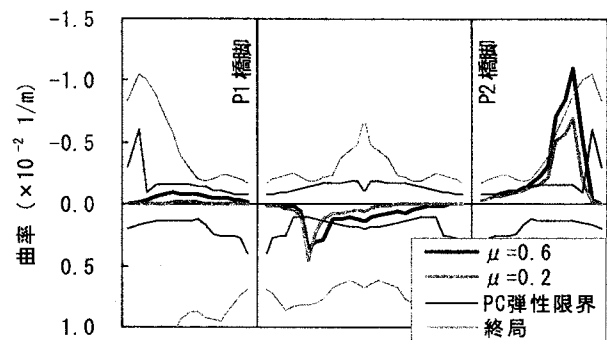


(c) 変位方向 60°

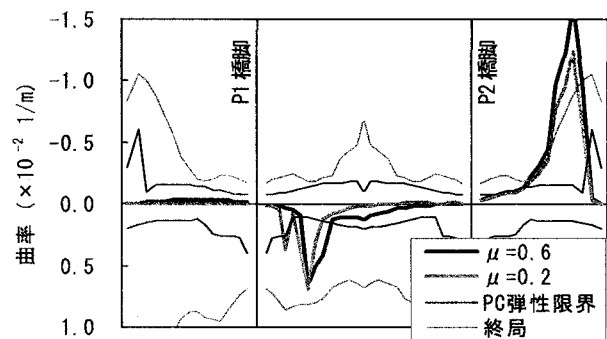
図-9 断層変位量と橋脚上下端の塑性ヒンジ回転角



(a) 変位方向 0°



(b) 変位方向 30°



(c) 変位方向 60°

図-10 主桁の応答曲率 (断層変位量 6.4 m)

の変位方向のケースでも基礎を固定とした場合や摩擦係数 0.6 の直接基礎の場合に比べて塑性ヒンジ回転角が低減されており、特に橋脚上端に関しては、塑性化が生じない結果となっている。摩擦係数 0.2 の直接基礎のフーチング回転角は摩擦係数 0.6 の直接基礎のフーチング回転角より小さいことから、橋脚の塑性ヒンジ回転角の低減は、フーチングの滑動による緩和効果であると判断できる。

図-10 に、基礎のモデル化をパラメータとして、断層変位量 6.4 m における主桁の応答曲率分布を示す。主桁の応答曲率は、摩擦係数 0.6 の直接基礎の場合に比べて、摩擦係数 0.2 の直接基礎の場合は、フーチングに滑動が生じることで応答曲率は全体的に低減されている。しかしながら、変位方向によってはインフレクションポイント付近の応答曲率が逆に増加している場合がある。

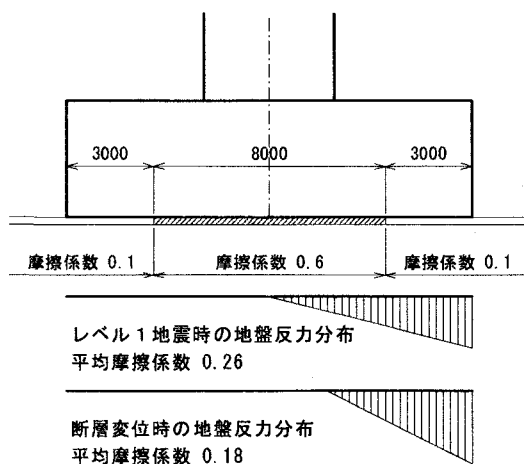


図-11 摩擦係数を部分的に変化させた断層変位追従構造

5. まとめ

本研究では、PC連続ラーメン橋を対象として、中間橋脚基礎を固定とした場合と断層変位に追従できる機能をイメージした直接基礎の場合とを設定し、直接基礎の滑動が面内断層変位による橋の損傷程度に与える影響を検討した。本研究で対象とした橋に関して得られた結果をまとめると、次のとおりである。

(1) フーチング底面の鉛直反力は、鉛直方向の変位成分が大きい変位方向 60° の断層変位の場合でも、初期鉛直反力に対して 5 % 程度の変動しか生じていない。

(2) 直接基礎でフーチングと岩盤との間に一般的な摩擦係数がある場合には、M=8.0 程度に相当する断層変位に対しても、フーチングの滑動は生じない。

(3) 断層変位に対してフーチングを滑動させるには、摩擦係数を 0.2 程度まで低減する必要があるが、この場合には、レベル 1 地震時にもフーチングが滑動することになる。

(4) 断層変位に対してフーチングが滑動する場合は、橋脚の塑性ヒンジ回転角は大幅に低減され、変位方向 0° の場合では、M=8.0 程度に相当する断層変位に対しても、橋脚および主桁ともに塑性化が生じない結果となる。

以上までの本研究の結果によると、断層変位に対してフーチングが滑動する構造を採用することで、断層変位に対する耐震性能を向上できることが確認できた。しかしながら、断層変位に対する耐震性能を向上させるためにフーチング底面の摩擦係数を低減させると、レベル 1 地震時に対して要求される耐震性能（フーチングが滑動しない）を満足しないことになる。この二律背反する耐震性能を満足させる構造としては、レベル 1 地震時と断層変位時のフーチング回転角の相違を利用した図-11 のような構造が考えられる。図の例では、レベル 1 地震時の平均摩擦係数が 0.26 であり、滑動に対する安全率は

1.20 となる。今後は、このような摩擦係数を部分的に変化させた断層変位追従構造を用いた場合について、レベル1地震動やレベル2地震動に対する耐震性能を含めて検討を行っていく予定である。

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) 吉川卓, 大木太, 浦川洋介, 角本周: 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, 第28回土木学会地震工学研究発表会報告集, 報告No.44, pp.1-11, 2005.8.
- 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, 特許公報, 特許第3746463号, 2005.12.
- 10) (財)高速道路調査会: PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書, 1988.3.
- 11) 前原康夫, 日紫喜剛啓, 角本周, 町勉: 限界状態設計法によるPC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.
- 12) 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.
- 13) 大塚久哲, 岡田稔規, 角本周, 堤忠彦: PC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.
- 14) 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.
- 15) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V下部構造編, 2002.3.
- 16) 高野真一, 大島貴充, 田村保, 黒崎信博, 清宮理: 軟弱地盤における橋梁の免震基礎に関する大型模型振動実験, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.677-688, 2005.3.