

橋軸直角方向の断層変位に対する 連続ラーメン橋の耐震性能に関する一検討

浦川 洋介¹・吉川 卓²・大塚 久哲³・角本 周⁴

¹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)

²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、著者らは、PC連続ラーメン橋を対象に、面内方向の断層変位が橋に与える損傷について検討を行ってきた⁸⁾。さらに、本研究では、橋軸直角方向の断層変位がPC連続ラーメン橋に与える損傷について同様に検討を行った。ここで、橋軸直角方向の断層変位に対しては、橋脚にねじりが生じるため、ねじり剛性の評価が応答値に与える影響や曲げ・ねじりの複合状態の評価についても検討を行った。

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⁹⁾。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。

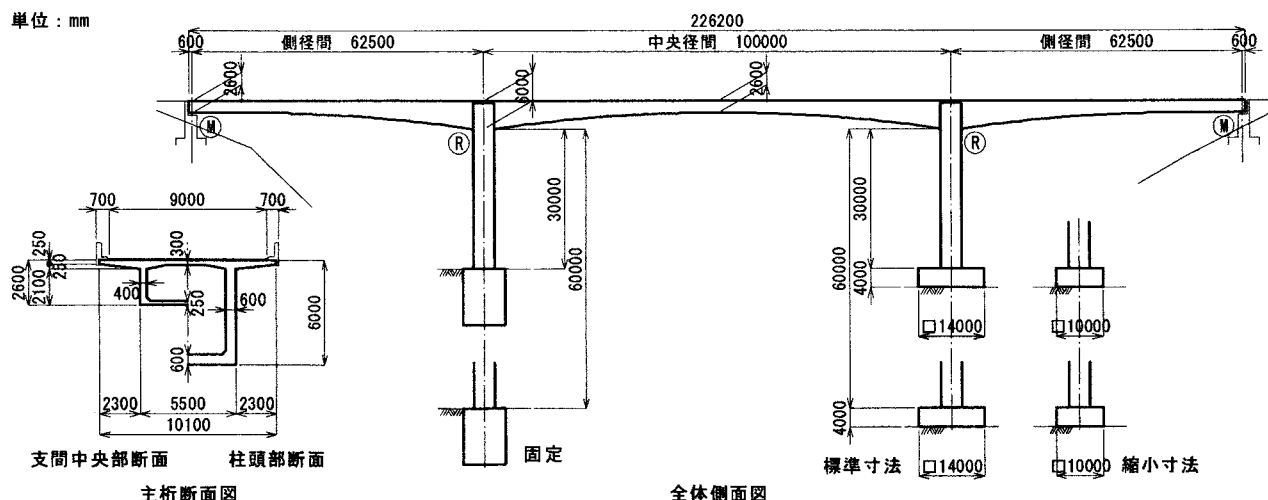


図-1 検討対象としたPC連続ラーメン橋と中間橋脚の境界条件

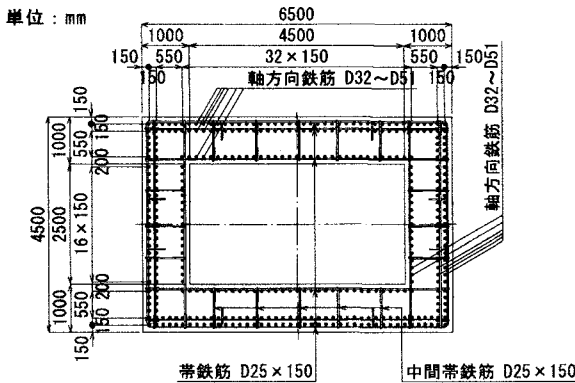


図-2 橋脚断面と鉄筋配置

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⁸⁾。

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 ×

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
地盤降伏時の地盤反力度	MN/m ²	3.00	1.80

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 10.0 × 10.0m の縮小寸法の 2 ケースを設定した^{8), 10), 11)}。

(2) 解析モデル

解析モデルは、面外方向の断層変位を対象としたことから、図-3 に示す 3 次元骨組モデルとした。ここで、橋脚下端には、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。なお、橋脚については、ねじり剛性の評価が応答値に与える影響を把握するために、ねじり剛性を全断面有効とした場合およびひび割れによる剛性低下を考慮して全断面有効時の 1/20 とした場合について検討を行った¹²⁾。

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、主桁断面の初降伏は、ウェブ最外縁鉄筋が降伏に達する場合または PC 鋼材が弾性限界に達する場合とし、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 PC 鋼材のひ

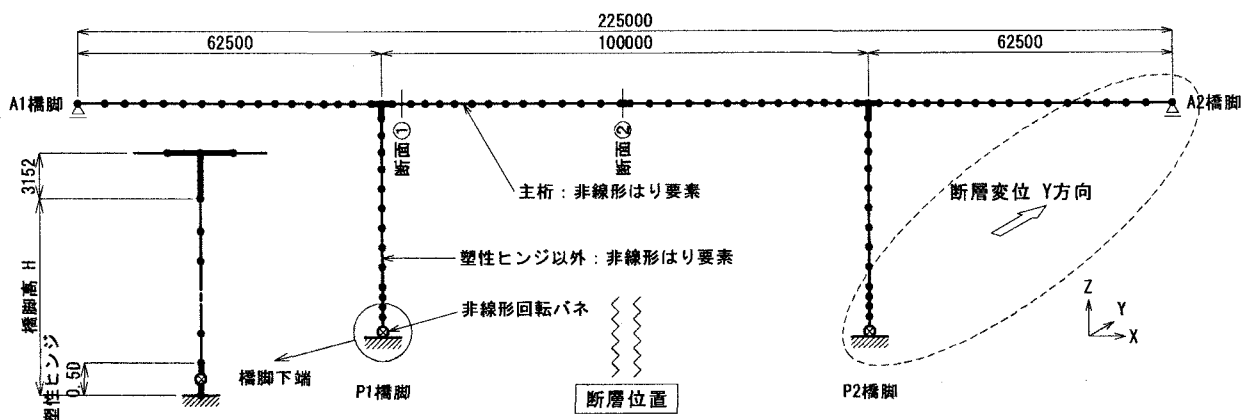


図-3 解析モデルおよび想定する断層変位

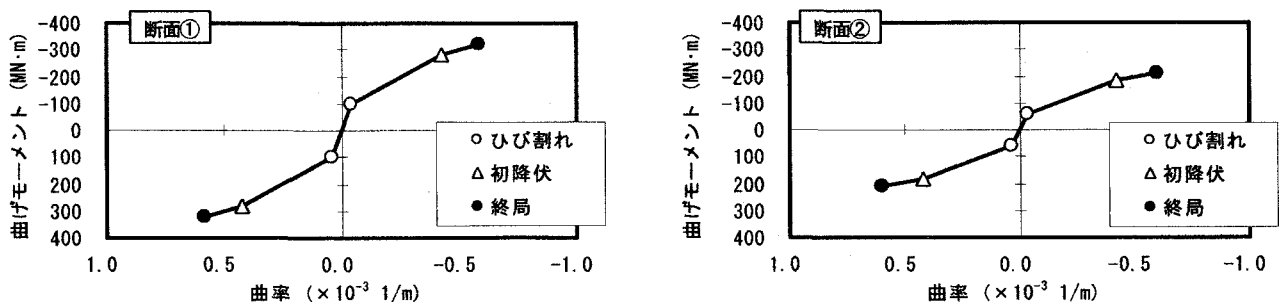


図-4 主桁の M-φ 骨格曲線

ずみが0.035に達する場合とした^{3), 13)}。

なお、強制変位漸増解析では、解析途中に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。

(3) 基礎および端支点のモデル化

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、鉛直方向については、引張側(剥離側)は浮上りを、圧縮側は地盤の降伏を考慮した非線形バネでモデル化した。また、水平バネは、その剛性を鉛直バネ剛性の1/3とし、滑動を考慮しない線形バネとしてモデル化した。

端支点の境界モデルは、可動支承をモデル化し、鉛直軸回りの回転方向を可動、橋軸直角方向および橋軸回りの回転方向を固定とした。なお、本検討では、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、横ずれ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・同一量で橋軸直角方向に変位するものとした。また、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。

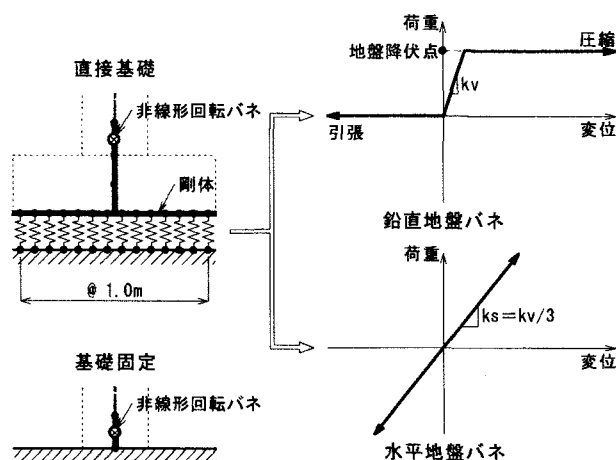


図-5 中間橋脚基礎のモデル化

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. 橋軸直角方向の断層変位と耐震性能

(1) 解析結果

橋軸直角方向の断層変位に対する解析結果の一例として、図-6に断層変位量6.4mにおける変形図を示す。断層変位による変形は支間中央に対して逆対称であり、橋脚の下端および柱頭部付近の主桁に変形が生じている。検討対象とした橋では、橋軸直角方向の地震動に対する主桁の応答は支間中央および側径間で大きくなることから¹⁵⁾、橋軸直角方向の断層変位による主桁の応答は地震動によるものとは異なってくるものと考えられる。

(2) 断層変位量と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角

解析結果として、橋脚高30mおよび60mの場合の断層変位量と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角との関係(ねじり剛性は全断面有効時の1/20)を図-7に示す。ここで、図には、基礎の各境界条件に対する結果を示している。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量の増加にほぼ比例して回転角が増加し、基礎固定の場合に比べて、基礎のロック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、フーチング寸法10.0×10.0mの場合には、いずれのケースにおいても橋脚下端に塑性化が生じない結果となっている。また、橋脚の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し、橋脚の鉄筋をD51とした場合、橋脚高30m、60mのどちらの場合においても橋脚下端の塑性ヒンジは降伏していない。なお、いずれのケースにおいてもマグニチュード8.0相当の断層変位量に対しても終局回転角には達しない結果となっている。

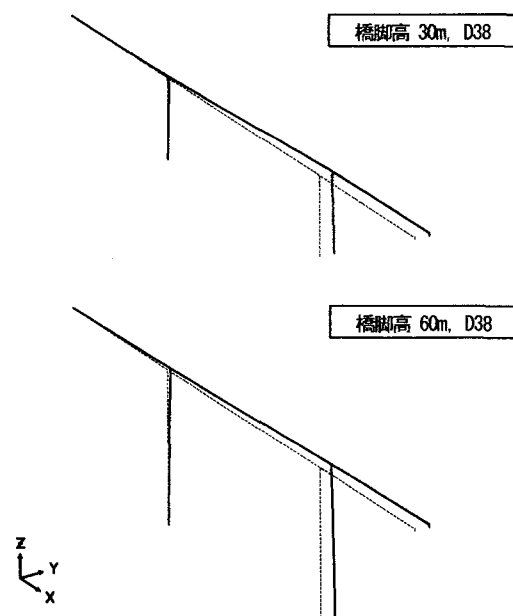
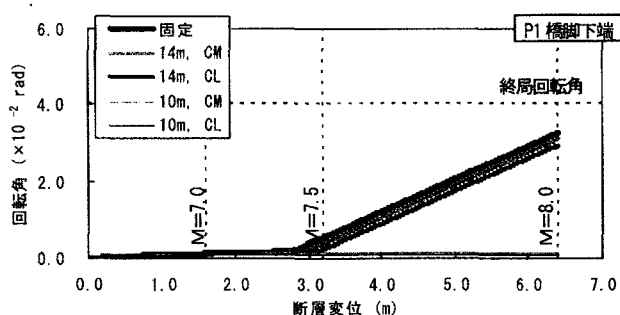
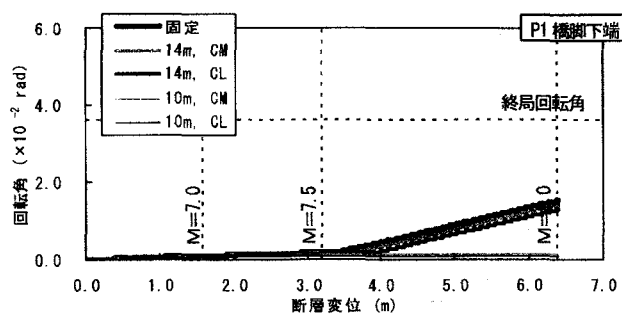


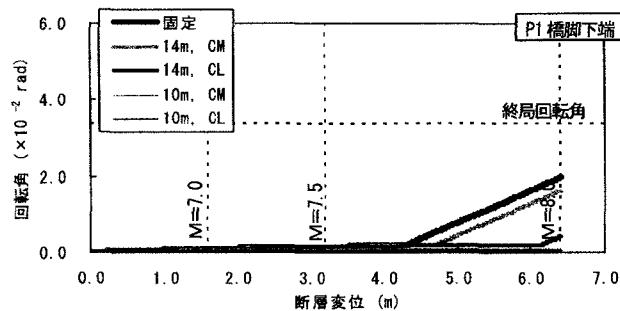
図-6 変形図(基礎固定、変位量6.4m、ねじり剛性1/20)



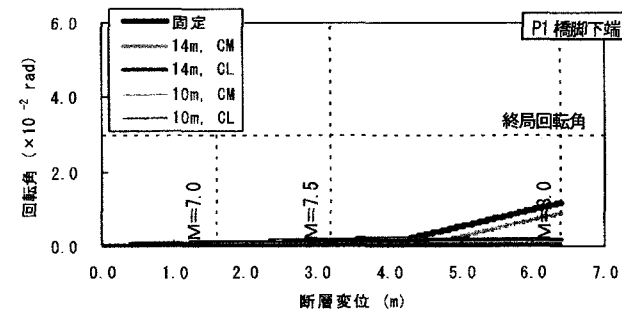
(a) 橋脚高 30m, D32



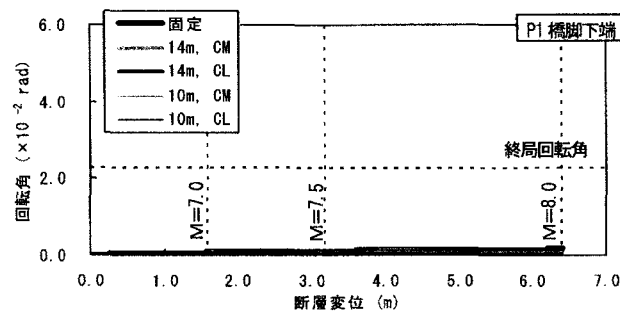
(b) 橋脚高 60m, D32



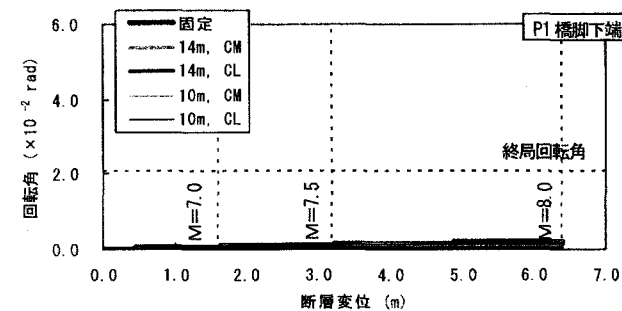
(c) 橋脚高 30m, D38



(d) 橋脚高 60m, D38



(e) 橋脚高 30m, D51



(f) 橋脚高 60m, D51

図-7 断層変位量と橋脚の塑性ヒンジ回転角

(3) 主桁の応答曲率

図-8 に、基礎の境界条件を固定、橋脚のねじり剛性を全断面有効時の $1/20$ とした場合に対する主桁の応答曲率の分布を示す。図には、主桁の初降伏時および終局時の曲率を併記している。橋軸直角方向の断層変位により主桁に大きな応答曲率が生じる位置は柱頭部付近であり、地震動に対しては大きな応答曲率が生じる中央径間や側径間の中央部の応答は小さい。また、橋脚高が低く、橋脚の鉄筋量が多いほど、主桁の応答曲率は大きくなっている。これは、断層変形量が同じ場合、橋脚高が低く、橋脚の曲げ耐力が大きいほど橋脚の拘束効果が大きくなるため、断層変位が主桁の変形で吸収されるためと考えられる。

図-9 に、基礎の境界条件を固定とした場合と CM 級岩盤に支持されたフーチング寸法 $10.0 \times 10.0\text{m}$ とした場合の主桁の応答曲率分布 (断層変位量 6.4m) を示す。基礎固定の場合に比べて、基礎のロッキングを考慮した場合には、主桁の応答曲率が大きく減少し初降伏程度の応

答となる結果となった。また、基礎固定の場合は、橋脚の鉄筋量が多いほど主桁の応答曲率も増加しているのに対し、基礎のロッキングを考慮した場合は、橋脚の鉄筋量の違いが主桁の応答曲率に与える影響は小さい結果となった。これは、フーチング寸法 $10.0 \times 10.0\text{m}$ のケースでは、基礎のロッキングにより橋脚下端が塑性化しなかったためと考えられる。

図-10 に、基礎の境界条件を固定、橋脚のねじり剛性を全断面有効とした場合に対する主桁の応答曲率の分布を示す。橋軸直角方向の断層変位により主桁に大きな応答曲率が生じる位置は、柱頭部付近の中央径間側のみであり、ねじり剛性を $1/20$ とした場合の結果と異なった分布となる。これは、橋脚のねじり変形に対する抵抗が大きいため、主桁は橋脚間で拘束された中央径間のみで変形が大きくなるためと考えられる。このように、ねじり剛性の設定は、断層変位に対する主桁の応答値の算定に大きな影響を与えることになるので、検討においてはねじり剛性の適切なモデル化が重要である。

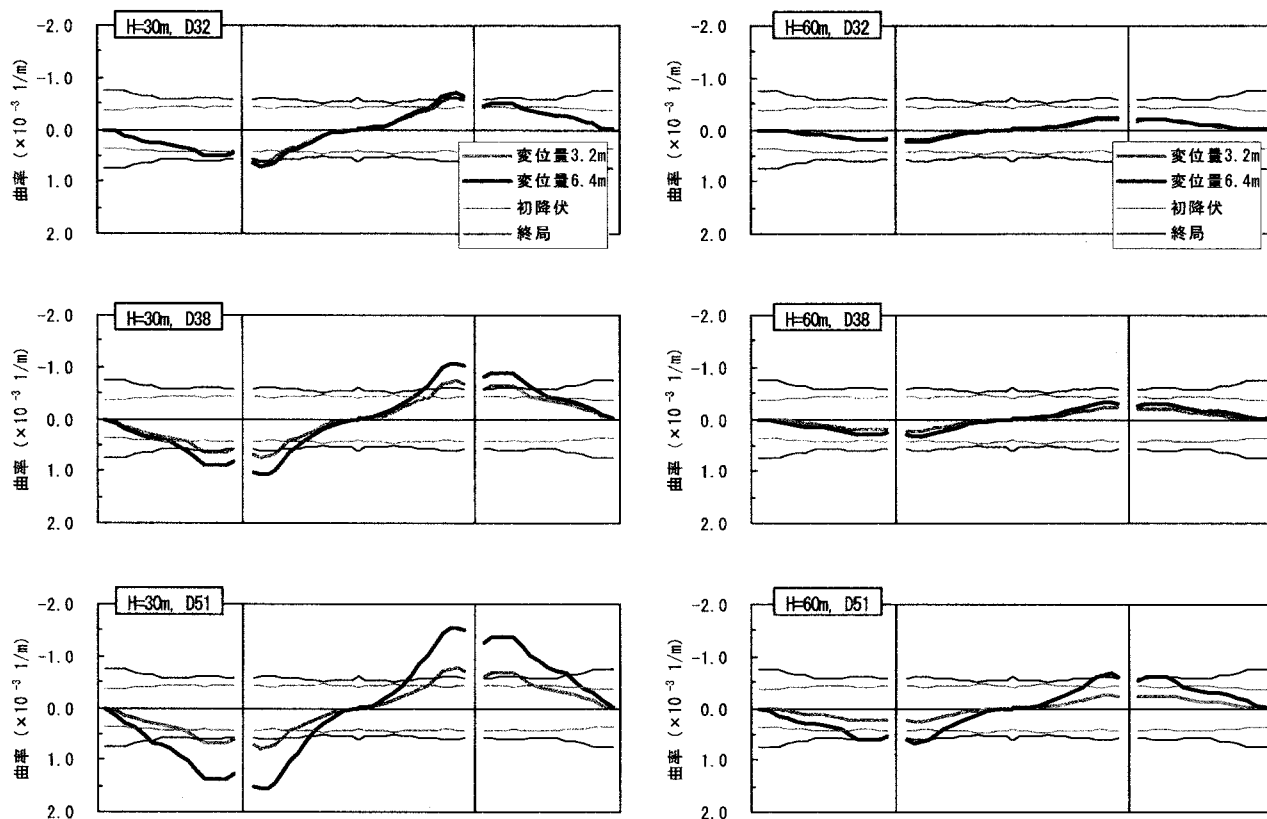


図-8 基礎固定の場合の主桁の応答曲率 (ねじり剛性 1/20)

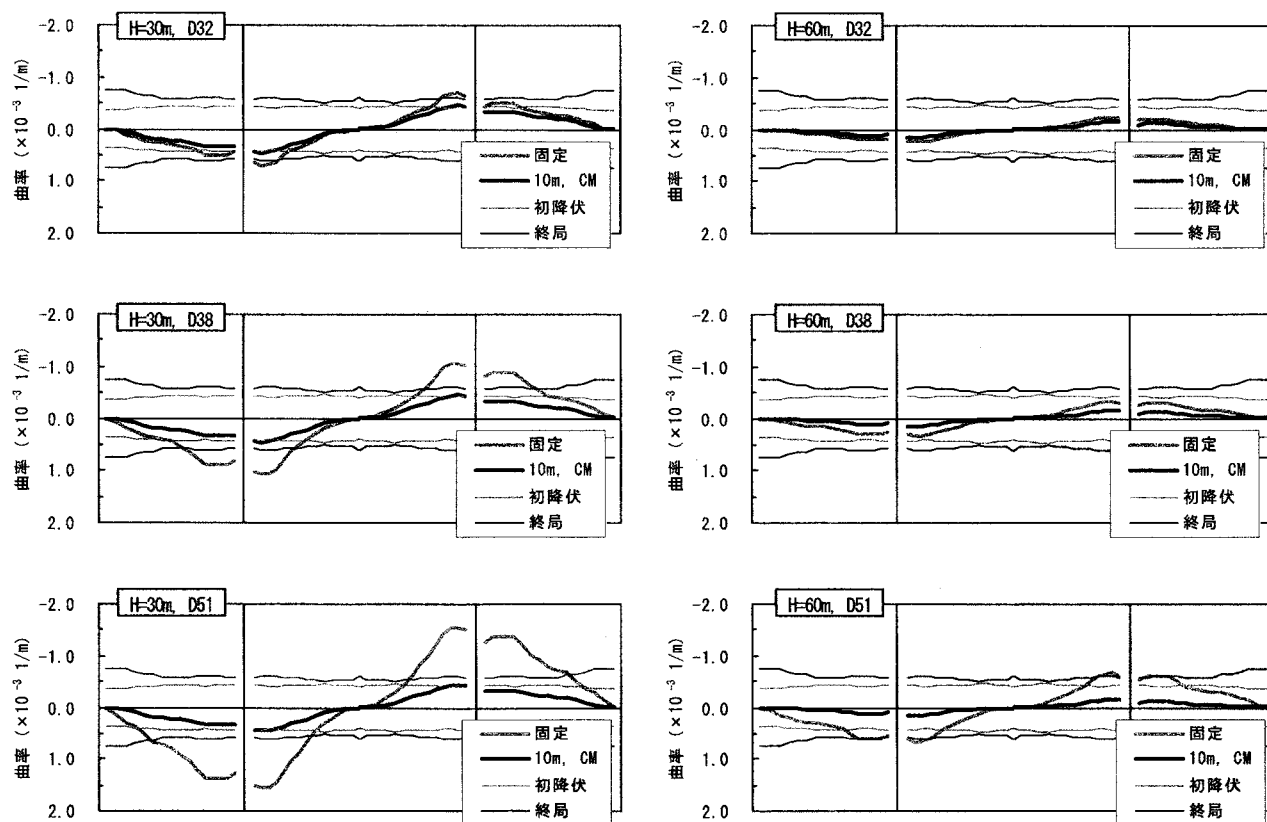


図-9 境界条件が異なる場合の主桁の応答曲率 (ねじり剛性 1/20, 変位量 6.4m)

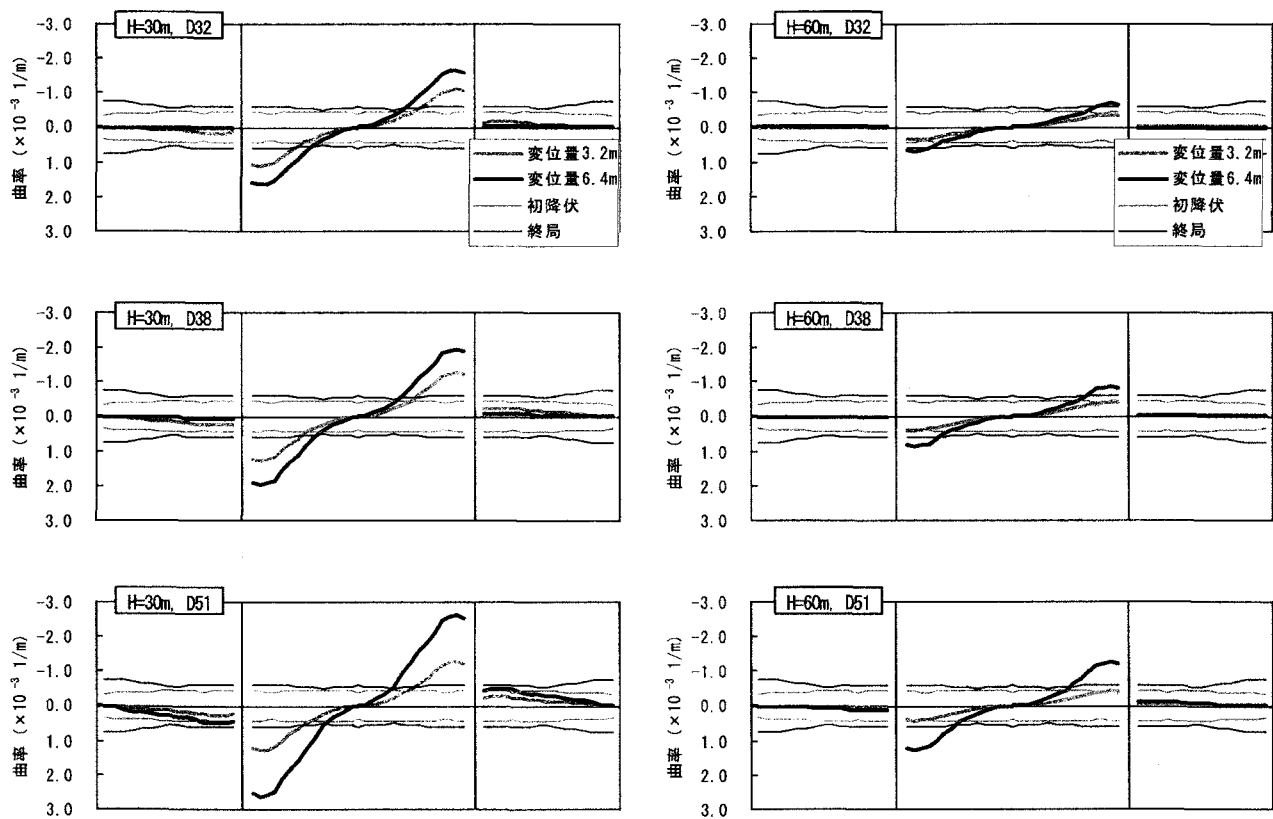


図-10 基礎固定の場合の主桁の応答曲率 (ねじり剛性全断面有効)

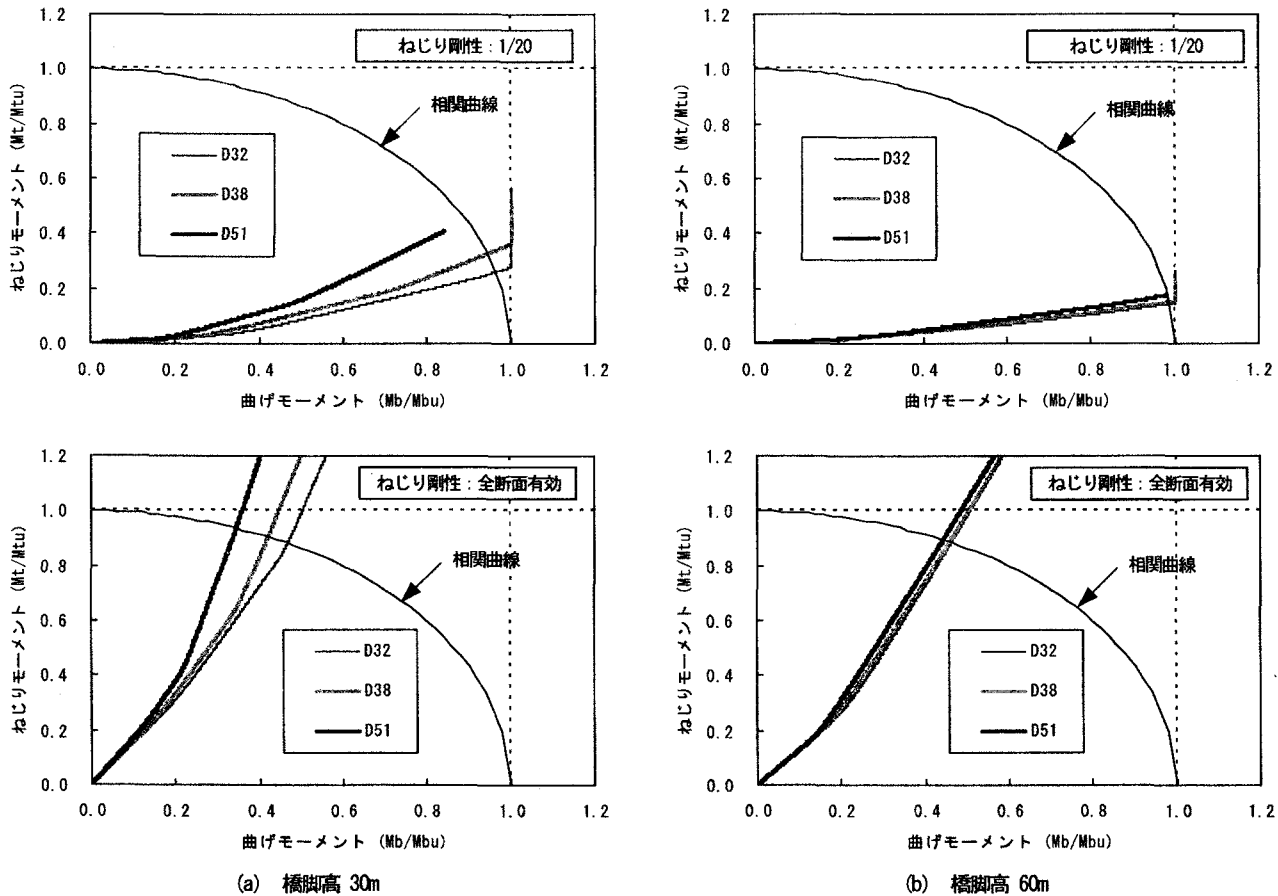


図-11 曲げとねじりの相関関係 (基礎固定)

4. 曲げとねじりの複合状態

図-11に、ねじり剛性を全断面有効時の1/20とした場合と全断面有効剛性を用いた場合の橋脚下端における曲げモーメントとねじりモーメントの関係(基礎固定)を示す。曲げとねじりが同時に作用する場合、曲げおよびねじりに対するそれぞれの耐力は、曲げおよびねじりが単独で作用する場合に比べて低下することがこれまでの研究¹⁶⁾により明らかになっていることから、図には、曲げとねじりの相関曲線を併記している。なお、相関関係および相関曲線は、曲げおよびねじりそれぞれの終局耐力により正規化したものを示す。ここで、曲げの終局耐力は、橋脚下端の塑性ヒンジにおける終局耐力とし、ねじりの終局耐力は軸力が最小となる橋脚上端において立体トラス類似理論を基に軸圧縮力による影響を考慮した式(2)より算出した¹⁶⁾。また、曲げとねじりの相関曲線については、既往の研究^{16), 17)}を参考に式(3)を用いた。

$$M_{bu} = 2\beta A_m \sqrt{q_w \cdot q_l} \quad (2)$$

ここで、 M_{bu} : 終局ねじり耐力

A_m : ねじり有効断面積

β : 軸圧縮力に関する係数 $\beta = \sqrt{1 + \sigma_n / 1.5f_{ik}}$

σ_n : 軸圧縮応力度

f_{ik} : コンクリートの引張強度

q_w : $A_v \sigma_{sv} / a$

q_l : $\Sigma A_l \sigma_{sl} / u$

σ_{sv}, σ_{sl} : 帯鉄筋、主鉄筋の降伏応力

A_v, A_l : 帯鉄筋、主鉄筋の断面積

a : 帯鉄筋間隔

u : セン断流の通路の周長

$$(M_l / M_{lu})^2 + (M_b / M_{bu})^2 = 1 \quad (3)$$

ここで、 M_l : 応答ねじりモーメント

M_{lu} : 終局ねじり耐力

M_b : 応答曲げモーメント

M_{bu} : 終局曲げ耐力

橋脚のねじり剛性を全断面有効時の1/20とした場合、作用断面力はねじりに比べて曲げが卓越する範囲であり、橋脚高30mのケースでは、相関曲線を考慮した曲げ耐力が、曲げのみが作用する場合の耐力の90%から98%程度となる。また、橋脚高60mのケースでは、曲げ耐力の減少はほとんどない。一方、橋脚のねじり剛性を全断面有効剛性とした場合、ねじり剛性1/20の場合に比べてねじりの作用比率が高くなり、相関曲線を考慮した曲げ耐力は、曲げのみが作用する場合の耐力に対して、橋脚高30mのケースでは35%から45%程度、橋脚高60mのケースでは45%程度以下と大きく低下する。ここで、相関曲線を考慮した耐力とは、解析での曲げとねじりの

相関関係と式(3)による相関曲線の交点のことである。

本検討において対象としたような連続ラーメン橋の橋軸直角方向に地震動のような大きな外力が作用する場合、橋脚や主桁には斜めひび割れが発生し、変形適合ねじりモーメントは小さくなると判断できることから、耐震設計においては、ねじり剛性を全断面有効時の1/10～1/20として解析を行い、ねじりに対する照査は行わないことが一般的である¹²⁾。しかしながら、曲げとねじりの相関関係に対する結果によると、ねじり剛性に全断面有効剛性を用いた場合には、部材に作用するねじりモーメントが大きくなり、曲げとねじりの相関関係曲線を考慮した場合には、大きく曲げ耐力が低下することが考えられる。

5. まとめ

本研究では、PC連続ラーメン橋を対象として、橋軸直角方向の断層変位が橋梁に与える影響を強制変位漸増解析により把握した。また、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、基礎の変形追従性が橋梁の損傷程度に与える影響を把握した。さらに、橋軸直角方向の断層変位に対して、ねじり剛性の評価が応答値に与える影響や曲げ・ねじりの複合状態についても検討を行った。本研究により得られた結果をまとめると、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低減される。すなわち、基礎の形式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¹¹⁾。

(2) 断層変位による主桁の応答曲率は、柱頭部付近で最も大きくなり、橋軸直角方向の地震時とは異なる応答形状となる。また、その値は橋脚高が低いほど、橋脚の鉄筋量が多いほど大きくなる。

(3) 境界条件が異なる場合の主桁の応答曲率は、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応答値は小さくなるが、橋脚高が低いほど、橋脚の鉄筋量が多いほど、基礎の境界条件による影響は大きくなる。

(4) ねじり剛性の評価の違いが主桁の応答曲率分布へ与える影響は大きく、橋脚のねじり剛性を全断面有効時の1/20とした場合では、柱頭部の中央径間側および側径間側のどちらでも大きな応答値が発生するのに対し、ねじり剛性を全断面有効とした場合では、柱頭部の中央径間側のみで大きな応答値を示しており、損傷の度合いも大きい。

(5) 曲げとねじりの相関関係を考慮した場合、橋脚のねじり剛性を全断面有効時の1/20とした場合では、曲

げのみが作用する場合の曲げ耐力に対して90%程度となるのに対し、ねじり剛性を全断面有効剛性とした場合では、35%から45%程度と大きく低下する。このことから、曲げとねじりが同時に作用する場合には、ねじり剛性を適切に設定するとともに、ねじりによる損傷により曲げ耐力が低下することを考慮した検討が必要となることが考えられる。

本検討では、橋軸直角方向の断層変位がPC連続ラーメン橋に与える損傷について、断層が中央径間内に位置する場合の検討を行ったが、今後は側径間内に断層が存在する場合についても検討を行う必要がある。また、本検討では、橋脚のねじり剛性に全断面有効剛性を用いた場合と、全断面有効時の1/20とした場合について検討を行ったが、より詳細に現象を把握するためには、ねじりの非線形性を考慮する必要がある。また、ねじり耐力および曲げとねじりの相関曲線については、各種の理論や提案式が存在するが、今後の研究によるところが大きいため、ねじりの非線形挙動を含めて、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) 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) (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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) (社)プレストレストコンクリート技術協会: PC構造物耐震設計基準(案), 1999.12.
- 13) 大塚久哲, 岡田稔規, 矢葺亘, 角本周, 堤忠彦: PC箱桁橋軸直角方向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.43, No.2, pp.124-131, 2001.3.
- 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) 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.
- 16) 大塚久哲, 竹下永造, 浦川洋介: 軸力, 曲げ/せん断, 及びねじりの複合荷重を同時に受けるRC部材の耐震性能と相関特性, 土木学会論文集, No.801, I-73, pp.123-139, 2005.10.
- 17) 泉満明: ねじりを受けるコンクリート部材の設計法, 技報堂, 1972.9.