

8. 橋梁耐震

とりまとめ：山尾敏孝 (熊本大学)

論文題目：“水平 2 方向の連成を考慮した鋼製橋脚の地震時弾塑性応答解析手法の開発”

著者：永田和寿，丸山貴史，杉浦邦征，後藤芳顯
掲載：Vol.53A, pp.360-370, 2007 年 3 月

◆討議 [宇佐美勉 (名城大学)]

10 年前ならともかく，コンピュータ，構造解析手法が発達している現在，ファイバーモデル ($\sigma - \epsilon$ モデル) で複合非線形応答解析も難しい問題ではないと思います。局部座屈も考慮できない断面力表示構成則を提案する意義は何でしょうか。

◆回答：

ご指摘のように，コンピュータの性能が飛躍的に向上している現在においては，ファイバーモデル ($\sigma - \epsilon$ モデル) を用いた複合非線形応答解析も難しい問題でなくなってきたと存じます。ただし，大規模な解析を行うには計算時間の点において解析が困難になることが想定され，計算時間の点において大きなメリットのある断面力表示構成則を用いた鋼製橋脚の地震応答解析手法を，一簡易解析手法としてご提案申し上げました。例えば，バネ-質点系による応答解析により，多様な地震動に対する応答性状などを定性的に検討することは現在でも広く行われております。しかし，塑性論のアナロジーを利用した断面力表示構成則を用いた解析手法では，塑性に伴う力学現象を完全に表現できず，解析精度に注意する必要があります。今後本解析手法の精度を検討し，適用範囲を明確にしたいと存じます。

◆討議 [葛漢彬 (名古屋大学)]

「本手法では塑性勾配を弾性勾配 0%，5%，10% と変化させ，実験結果に最も近い結果が得られる 5% とした」とされていますが，その根拠および一般性について説明してください。

◆回答：

塑性勾配を弾性勾配の 0%，5%，10% とした 3 ケースの中で，2 方向ハイブリッド地震応答実験結果に最も近い結果が得られました 5% を用いた解析結果を，論文中に記載いたしました。一般性のある塑性 2 次勾配の決定方法につきましては，載荷実験結果や弾塑性有限変位解析結果との比較により明らかにしたいと存じます。

◆討議 [伊藤義人 (名古屋大学)]

設計へどのように応用されるのでしょうか。

◆回答

大規模構造物の耐震設計において，3 次元地震応答解析を行う際に計算時間の点で解析が困難になる場合も想定されます。そのような場合に応答の概略値を求める方法として本解析手法は有効であると考えております。今後本解析手法の精度を検討し，適用範囲を明確にしたいと存じます。

論文題目：“H 形断面部材よりなる鋼橋の耐震性能照査法”

著者：宇佐美勉，馬 翔，野中哲也，岩村真樹
掲載：Vol.53A, pp.371-379, 2007 年 3 月

◆討議 [廣住敦士 (耐震解析研究所)]

論文中ではアーチリブに適用された H 形断面の照査を行っておりますが，軸力変動の大きい 2 次部材への適用は可能でしょうか。

◆回答：

可能ですが，式 (5)，(6) の軸力の適用範囲 ($P/P_y \leq 0.5$) を越える可能性があります。その時は，安全側ですが，式 (4) を使うことが考えられます。

◆討議 [山尾敏孝 (熊本大学)]

1. 終局ひずみを算出する H 形断面モデルの境界条件について，片持ちりで求めているが問題ありませんか。また，両端単純支持で求めた場合と比較してその差は大きくないのでしょうか？

2. 横ねじり座屈の部材長は縦補剛材の間隔と考えて λ を計算しているのでしょうか。また，解析モデルの部材長の取り方が問題になるとおもわれますが，その方法を示してください。

◆回答：

1. アーチ橋リブの場合，横支材を梁と見なすとラーメン式橋脚と同じ構造と考え，片持ちはりで終局ひずみを求めています。強軸載荷の場合の終局ひずみの式には細

長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が含まれており、その式中の有効座屈長係数 β を変えることにより、他の境界条件の部材に適用可能なようにしてあります。

2. 細長比パラメータは、縦補剛材の間隔ではなく横支材の間隔です。応用例では、アーチリブは横支材間で単純支持されているものとし、 $\beta=1.0$ としています。最初の討議の横構、対傾構などの2次部材の場合は、格点間で単純支持された柱と考えればよいと思います。

論文題目：“ハイブリッド吊床版道路橋の地震応答特性”

著者：原田健彦，水田洋司，吉村健，森田正一，田中孝久

掲載：Vol.53A, pp.380-387, 2007年3月

◆討議 [宇佐美勉 (名城大学)]

1. エッジビームは上部構造と考えられるので終局状態に対する照査と共に降伏あるいは残留変形に対する照査が必要ではないでしょうか。
2. どの程度のひずみが生じていたのでしょうか。

◆回答：

1. 本研究は基礎的研究であり、その主目的は本形式の道路橋への適用可否をまず検証することにあります。また、本橋のような構造形式において耐震性能に関する具体的な照査項目は、道路橋示方書をはじめとするいずれの基準・指針等でも規定されていません。したがって、ここでは最大変位（局率）に対する照査のみを行うこととし、その基準として道路橋示方書の鋼製橋脚における値を参考にしました。しかしながら、将来的に本形式を実機の橋梁に適用する際には、より詳細な検討が必要であると考えています。
2. エッジビーム部材におきましては、橋台固定端で最大ひずみを生じ、その値は0.28%程度（橋軸直角方向、レベル2タイプII地震時）です。

◆討議 [青木徹彦 (愛知工業大学)]

吊床版と吊橋を組み合わせるメリットはありますか？

◆回答：

メリットは以下のとおりです。

- ・本橋と同程度の既設吊橋に比べて主桁重量を軽くすることができる。
- ・上ケーブルと下ケーブルを組み合わせるにより、従来の吊橋に比べて、簡易で経済性に優れた桁架設システムを採用できる。
- ・従来の吊橋に比べて主塔高を低くすることができ、経

済性・施工性を向上させることができる。

◆討議 [林川俊郎 (北海道大学)]

1. ハイブリッド吊床版道路橋の耐震設計上、問題となる部材はどこでしょうか。
2. 吊橋としての主塔は耐震設計上、問題とはならないのでしょうか。

◆回答：

1. 本文で述べましたように、本構造では全部材で目標耐震性能を満足するものの、エッジビームの橋台固定端では大きな曲げモーメントが発生します。これに対しましては、更なる改良・検討の余地があると考えられます。現在、エッジビームと橋台の固定方法を「ピン」とした場合の橋梁について検討を行っています。その結果につきましては追って報告する予定です。
2. 本研究では、基礎的研究のため主塔要素の試設計を省略しました。ご指摘の「主塔の耐震性能」に関しましては、先の回答で述べましたエッジビーム固定方法と併せまして現在検討中です。その結果につきましても随時報告する予定です。

論文題目：“長大斜張橋の想定大規模地震時の非線形挙動に関する研究”

著者：和崎宏一，柳野和也，廣住敦士，野中哲也

掲載：Vol.53A, pp.388-397, 2007年3月

◆討議 [小川一志 (和歌山高専)]

地震動の作用方向として橋軸方向を中心に耐震性の検討をされていますが、橋軸直角方向の耐震性がクリティカルになる可能性はないのでしょうか。

◆回答：

ご指摘のように、橋軸直角方向の耐震性がクリティカルになる可能性もありますが、対象橋梁においては、道示の標準波形でも耐震上重要な各橋脚上の水平支承も破壊せず、橋軸直角方向も耐震性があると判断いたしました。本研究では、標準波形を数倍して損傷メカニズムを解明することに着目したため、損傷する箇所が多く損傷の順番が不明確な橋軸方向を選択し検討いたしました。

◆討議 [青木徹彦 (愛知工業大学)]

ケーブルの破断の基準はどうなっていますか。

◆回答：

主ケーブルの破断は安全側の評価になりますが、設計上の破断荷重で判定いたしました。今回の解析では、その破断荷重に対して十分に余裕があったため、破断しないと判定いたしました。弾性拘束ケーブルの方でしたら、図-5に示しているように、実験（例えば、名古屋高速道路公社のPCケーブルの破断実験など）で公開されているケーブル破断時の変位で判定いたしました。

◆討議 [伊藤義人(名古屋大学)]

1. 東海・東南海想定地震動でも問題がなかった理由は何か。斜張橋に対して一般性をもつと言えるか。建設当時の設計ではそのような大きな地震動は想定していなかった。
2. 弾性拘束ケーブルが切れた場合、固有周期が急激に変わり衝撃力も入るので、きちんとしたモデル化は難しく、今回の検討は工学的に意味のあるものになっているでしょうか。

◆回答：

1. 東海・東南海想定地震動でも耐震上問題がなかった理由として、対象橋梁の地点と想定地震の震源が比較的遠いため、標準波形ほど大きくなかったことも挙げられます。また、地盤との相互作用も考慮しましたので、その影響もあり応答値がさらに小さくなったと考えております。今回の傾向が、斜張橋に対して一般性があるかのご指摘ですが、想定地震動がやや長周期成分が含まれており、その影響が含まれた解析結果となっておりますので、その点は一般性があるとは思いますが、それ以外の要素、例えば、地盤特性や震源との位置関係もありますので、今回の解析結果は必ずしも一般性があるとは言えないと思っております。
2. ご指摘のように、弾性拘束が切れたとき衝撃力が発生します。その挙動は瞬間的であり、その挙動を解明するには、今回のような通常の時刻歴応答解析で行っている0.01秒間隔の解析では困難です。その挙動を正確に評価するには、別途、短時間（例えば1秒以下）の衝撃用の解析が必要かと思っております。今回は、数十秒という長い時間での対象橋梁の全体挙動の解析に重点を置きましたので、切れた瞬間の正確な挙動は表現できていない可能性もありますが、対象橋梁の耐震性評価においては工学的に意味があると思っております。

論文題目：“累積的損傷が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響”

著者：木村至伸，河野健二，中村ゆかり

掲載：Vol.53A, pp.398-405, 2007年3月

◆討議 [北原武嗣 (関東学院大学)]

1. 余震を考慮する場合、本震で受けた損傷をふまえた復元力特性を用いられているのでしょうか。
2. Park の損傷指標において用いられた β の値は？また、 β を変化させた時の影響はいかがでしょうか。

◆回答：

1. 本研究では、本震で損傷を受けた構造物に対する余震の影響について検討している。そのため、本震による損傷、つまり、初期剛性が低下した状態の復元力特性（履歴応答曲線）を用いて余震による累積的な損傷に関する検討を行っている。
2. Park らの論文では $\beta=0.05$ としているが、その後の様々な研究論文から $\beta=0.15$ を用いて検討を行った。 β を変化させた場合の影響については、①塑性率を用いて必要強度スペクトルを算出し損傷評価を行う場合、②損傷指標を用いて必要強度スペクトルを算出し応答塑性率等を確認する場合で異なる。①の場合における β の影響は、損傷評価を増大させる。これは、Park らの損傷指標を算出する式が構造物の変形に関する項と構造物の吸収エネルギーに関する項の線形和として表現されているため、構造物の吸収エネルギーによる損傷負担を大きく見積もることになる。一方、②の場合における β の影響は、損傷指標には影響を与えないものではなく、Park らの損傷指標を算出する式中の両項に対して影響を及ぼす。終局変位じん性率や許容塑性率の設定にも依存するが、本研究で用いた設定（許容塑性率 5、終局じん性率 7）で $\beta=0.05$ とすると応答塑性率は 5.5 から 6.5 程度を示し、許容塑性率を満足しない結果となる。これは、構造物の吸収エネルギーによる損傷負担を小さく評価したことにより、構造物の変形に関する項の負担が大きくなるためである。このことから、本研究で用いた β の値は妥当性のあるものと判断できる。

◆討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

余震の作用により塑性エネルギー吸収量は増大すると思われませんが、ご指摘のように初期固有周期も変化するわけですから、いろいろなパラメータが影響してくる考えられます。このうち、塑性吸収エネルギーの増大が初期の低サイクル疲労による破壊を引き起こさないレベルであっても余震は構造系の非線形応答を増大させるのか、という点を教えてください。

◆回答：

本研究で設定した余震レベルでは、最初の本震を受けた時の履歴内で非線形挙動を示している。これより、余震による影響は構造系の非線形応答を増大させるものでは

なく、損傷評価を増大させるものである。しかしながら、本解析では本震による非線形応答を受けた後の状態を維持したままで、余震の影響を考慮した応答解析を行っており、ご指摘のようなケースが生じることも考えられる。さらに、ご指摘にあるように、この影響は入力地震特性や剛性比等の様々なパラメータが影響するため、非線形応答を増加させる場合もあるかも知れず、今後の検討が必要であると考えます。

◆討議 [山尾敏孝 (熊本大学)]

本研究で対象としています構造物は研究内容から考えますとかなり限定されると思われませんが、構造物の定義を明確にしてください。

◆回答：

本研究では、構造物の地震時挙動が1次振動モードに支配される構造形式（例えば、単柱式橋脚）を対象としている。

論文題目：“炭素繊維シートによる鶴見つばさ橋主塔橋脚SRC構造部の耐震補強効果確認実験”

著者：溝口孝夫，中野博文，山野辺慎一，曾我部直樹
掲載：Vol.53A, pp.406-417, 2007年3月

◆討議 [林川俊郎 (北海道大学)]

鶴見つばさ橋の主塔基部は耐震補強する必要はなかったのでしょうか。

◆回答：

鋼製主塔の基部や鋼殻との接合部の耐震性については、補強設計を行った際に、想定されるレベル2地震により作用する応答せん断力とせん断耐力との比較を行うことにより、耐震補強の必要性を検討しております。その結果、主塔橋脚基部以外については、補強が無くとも、十分な耐震性能を有していることが確認できたため、今回の補強では、主塔橋脚基部のSRC構造部を対象としたせん断補強を実施いたしました。なお、上部工については、別途、耐震補強に関する検討を行い、必要とされる補強工事を進めております。

◆討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

1. 模型寸法が2.1mと大変大きいのですが、それでもスケールで1/10とのことです。耐震補強効果に対する寸法効果をどのように見積もっておられますか？
2. 実橋脚は幅が20mと大きいのですが、何層のCF S

を巻くことを想定されておられますか。

◆回答：

1. 炭素繊維シートによるせん断耐力の補強効果については、「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補強補修指針」による設計式を適用しています。同式では、トラス理論により算出される連続繊維シートのせん断耐力負担分を実験式に基づいて設定される補強効率を乗じることにより、補強効果の設計値が算出されます。連続繊維シートの諸元の相違については、補強効率で考慮されますが、部材の形状、寸法の影響については、同式には含まれておりません。実験では、補強試験体を対象として算出した同式による計算値を上回る補強効果を確認することができましたので、2室中空SRC部材に対する指針式の適用性については明らかにすることができました。一方、寸法効果については、試験体のスケールが1種類であること、指針式においても考慮されていないことから、定量的に評価することは難しいと考えています。しかし、既往の研究*1では、試験体の寸法が鶴見つばさ橋に比べ小さいものの、RC柱部材に対する炭素繊維シート補強効果における明確な寸法効果は無いことが述べられています。また、試験体の側壁、中壁には多くのせん断ひび割れが分散して発生していたことから、補強効果における寸法効果は小さいものと思われる。なお、補強設計では、せん断耐力のコンクリート負担分については、安全側に評価した実験値を寸法効果等を考慮した上で実橋へ適用し、鉄骨負担分についても安全側に評価しており、これらの安全代を超えるような補強効果に対する寸法効果の影響は無いものと考えています。

*1 長田，井ヶ瀬，須田，池田：炭素繊維シートを用いた実物大鉄筋コンクリート柱部材のせん断補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.23. No.1, pp.887-882, 2001

2. 実橋脚では、目付け量600g/m²の炭素繊維シートをSRC構造部の外側表面に2層、貼り付けています。

◆討議 [山尾敏孝 (熊本大学)]

補強法を選択する場合の選択肢としてはどのようなものがあるのでしょうか。

◆回答：

炭素繊維シートによる補強以外の方法としては、RC巻立て工法や鋼板巻立て工法が選択肢として考えられます。しかし、鶴見つばさ橋では、その補強工事の施工条件として海上部における狭隘地であることが考えられたため、人力施工が可能な炭素繊維シート巻立て工法を採用いたしました。また、RC巻立て工法では、橋脚重量の増加による基礎への負担増、鋼板巻立て工法では、海上部における防食対策が必要となることも、炭素繊維シート巻

立て工法を選択した理由です。

論文題目：“鋼上路式アーチ橋の耐震補強対策に対する検討”

著者：太田あかね，大塚久哲，野原秀彰，新井雅之，森崎啓，馬淵倉一

掲載：Vol.53A, pp.418-427, 2007年3月

◆討議 [宇佐美勉 (名城大学)]

1. 軸力部材 (横構, 対斜構) を曲げ座屈発生を限界状態とすると, ほとんど, それらの部材で終局状態が決まってしまうのではないのでしょうか. 曲げ座屈を許し, 限界状態を局部座屈とする照査法は考えられませんか.
2. 制震ダンパー (履歴型ダンパー) に生じているひずみはどの程度でしょうか. 制震ダンパーの安全性評価が必要であります. (制震ダンパーの変形性能は?)

◆回答：

1. 軸力部材の照査方法について

軸力部材 (横構, 対傾構) については, 今回の研究では座屈荷重を限界と考えました. 本研究では, 横構や対傾構のような軸力部材は2次部材と定義しました. 2次部材は主要部材の補助的な部材であり, 例え座屈しても破断に至らなければ, 主要部材が健全である限り橋梁全体の崩壊には繋がらないと思われまます. 以上から, 局部座屈を考慮した照査法も, 合理的な耐震設計の考え方として可能かと思ひ, 今後の研究課題としたいと思ひます.

2. 制振ダンパーの変形について

制振ダンパーの変位量は, 橋台部で約 170mm, 橋脚部で約 140mm 程度です. 制振ダンパーの変形性能は, ストローク 200mmタイプを想定しており, 変形性能内の挙動であることを確認しております.

◆討議 [青木徹彦 (愛知工業大学)]

支承部の上揚力によってピン支持その他が破壊するものが多いと思われまます, 現状はどうなのでしょう.

◆回答：

既設橋においては, 大規模地震に対する上扬力を想定した設計が行われておらず, 特に, トラス橋やアーチ橋 (上路, 中路) 等の長大橋において, 橋軸直角方向加振時における上扬力が問題となると考えまます. ピン支承の破壊は十分に想定され, 具体的な耐震補強方法として, 支承自体の補強, 補助支承の設置, サイドブロックなどがあり, 応答低減方法としては, 鉛直ダンパーや対傾構ダンパーなどが考えられまます. 実際の補強工事の実績は少なく, 実現性に関しては十分に検討しまます.

◆討議 [奥村徹 (岐阜高専)]

履歴型ダンパーを用いる補強案に関してはダンパーの断面積, 長さ, 降伏点などの諸元が設計変数となりますが, 論文の表-10, 12 に記載されているダンパーの諸元はどのような観点で決定されたのか教えてください.

◆回答：

- 1) 表-10 (支承部ダンパー)

具体的に, 橋梁の耐震補強で使用されているダンパーの製品諸元により設定しまました. 降伏点の耐力は, これまでの使用実績などから死荷重の 1 割~2 割程度が使用されているようです. そこで, 橋台部死荷重が約 1000kN であることから, 100kN を初期値として, 後はトライアル計算の中から応答低減に有効な諸元を設定しまました. 降伏変位は製品が 2.5mm とされているためこれを使用しまました.

- 2) 表-12 (端支柱部ダンパー)

まず, 対傾構に発生する軸力 (ダンパー無し) を把握し, 発生軸力以下でダンパーが降伏してエネルギー吸収を図れるように, トライアル計算により諸元を設定しまました.

論文題目：“Friction Based Semi-Active Control of Cable-Stayed Bridges”

著者：Shehata E.ABDEL RAHEEM, Uwe E.DORKA and Toshihiro HAYASHIKAWA

掲載：Vol.53A, pp.428-438, 2007年3月

◆討議 [青木徹彦 (愛知工業大学)]

How do you control the seismic active control system?

◆回答：

The active control system employs a total of 24 hydraulic actuators located between the deck and abutment, and the deck and the towers, and oriented to apply forces longitudinally (global X direction). Therefore, to implement this controller one would replace the shock transmission devices in the bridge with hydraulic actuators. The active controller employs a Linear Quadratic Gaussian (LQG) control design, while, for semi-active control, employs a total of 24 Friction devices (UHYDE-fbr) located between the deck and abutment, and the deck and the towers. The semi-active controller employs a modified clipped Linear Quadratic Gaussian (LQG) control design.

論文題目：“不確定性を考慮した免震橋梁の性能評価に関する一考察”

著者：松田泰治，高森麻有美，松尾龍吾，大塚久哲
掲載：Vol.53A, pp.439-448, 2007年3月

◆討議 [宇佐美勉 (名城大学)]

健全度の決め方の中で，免震支承の健全度 1~4 を決める基本的考え方を示してください。

◆回答：

健全度レベル1は，天然ゴム系の免震支承の剛性がほぼ線形と見なせる範囲で150%を設定しています。これは原子力の分野では線形限界として用いられています。健全度レベル2は，道路橋示方書に示される250%を採用しました。今回の検討では，平均的な破断ひずみを350%と仮定しており，健全度レベル3の250%から350%の範囲ではハードニングは生じるが免震支承の支持機能は損なわれないと判断しました。350%以上では破断です。

◆討議 [青木徹彦 (愛知工業大学)]

1. 地震動のばらつきは実際には非常に大きいですが，どのように定められましたか？
2. 愛知工業大学耐震実験センターで過去に行った大量の実験結果より，実大寸法のゴム支承の場合，ひずみが300%で破断しないケースはめったにない（約5%程度は破断しない）と思われる。よって現状をより正しく把握する必要があると思われすが。

◆回答：

1. 今回の検討では，地震動の変動係数を他の物性のばらつきと同程度とした場合の影響を確認するに留めております。ご指摘のように実際の地震動のばらつきはさらに大きくなると認識しておりますので，今後さらに検討を進めていきたいと考えます。
2. 今回の検討では，平均的な破断ひずみを350%と仮定いたしました。ご指摘のように実大寸法の免震支承の平均的な破断ひずみが小さいようであれば健全度レベルの区分を修正して検討すべきと考えます。

論文題目：“Effect of Loading Protocols on Premature Shear Failure of Reinforced Concrete Bridge Piers with Termination of Main Reinforcements”

著者：Tomohiro SASAKI, Kazuhiko KAWASHIMA, Gakuho WATANABE, Seiji NAGATA, Kungsanant THARIN, Hiromichi UKON, koichi KAJIWARA

掲載：Vol.53A, pp.449-460, 2007年3月

◆討議 [青木徹彦 (愛知工業大学)]

復旧工事に時間がかかると経済的な損失が大きくなると思われま。損傷レベルについてのお考えを聞かせて下さい。

◆回答：

ご指摘にお答えする前に，著者らは主鉄筋段落とし部の被害を許容し，今後ともこの形式の橋脚を使用し続けるためにこの研究を実施した訳ではありません。主鉄筋段落としは，1995年兵庫県南部地震の際の落橋の主原因であったことから，なぜ壊れたか，どのように壊れたか，どこまで壊れるかという E-Defense 建設目的に照らし，主鉄筋段落とし橋梁の破壊がなぜ起こったかを国民に説明することが重要であるという観点から，E-Defense を用いた渠両耐震実験に取り入れられています。本研究はこのための予備検討として実施したものであることを，まず申し上げたいと思います。

その上で，橋梁被害は直接被害よりも間接被害の方が大きいことが多く，このため，長期間にわたって機能維持ができないような橋梁被害は望ましくありません。生活レベルが向上し，地震後といえども普段通りの生活を営みたいと考える国民が増えてきた昨今では，ますます機能維持に対する国民の要求は増大していくと考えられます。しかし，現状の耐震設計では「大地震時には崩壊防止」を耐震性能としており，このような考え方で耐震設計された橋梁は，兵庫県南部地震のような同時多発的被害が生じた状態では，いったん構造的補修が必要な状態に被災すれば，その復旧には数ヶ月を要するのが普通です。このため，大地震といえども機能維持できる橋梁（ダメージフリー橋と呼んでいる）の耐震技術が重要と考え，私どもではこの方向の技術開発を行っております。すなわち，ご指摘の点の重要性は全くその通りだと考えます。

◆討議 [松田宏 (JIPテクノ)]

RC 構造では寸法効果の影響が大きく，せん断耐力についても，算出式は機関によりまちまちですが，実験データが不足しているということはありませんか。

◆回答：

現在使用されている多くのせん断耐力推定式は柱を対象に静的荷重下で開発されたもので，繰り返し荷重を受ける橋脚のせん断耐力に関する検討が決定的に不足しています。本研究は，主鉄筋段落としを有する橋脚を対象にしていますが，破壊の進展に伴う抵抗力の低下を見込んだコンクリートのせん断耐力式を提案したいと考えてい

ます。また、E-Defenseの実験とも合わせ、せん断耐力に及ぼす寸法効果についてもデータを蓄積したいと考えています。

◆討議 [後藤芳顕 (名古屋工業大学)]

JMAの1方向入力の擬似動の実験結果を見ますと、橋脚の破壊形式は両振り1方向繰り返し載荷とはかなり異なり、1方向単調載荷の結果に近いように見えます。一般に橋脚の耐震性能は漸増型の両振り1方向繰り返し載荷で評価することが行われていますが、このような方法は少なくともJMAのような直下型地震動に対しては現実とかなり異なった載荷条件で適切でないような印象を受けますがいかがでしょうか？ また、2方向の影響を含めてどのような載荷パターンを用いればより合理的に耐震性能を評価できるとお考えでしょうか？

◆回答：

ご指摘の通りだと考えます。交番載荷は一方に応答が卓越する断層近傍地震動による構造物の破壊特性を検討するためには適用できないと考えられます。どのような載荷パターンを用いればよいかは重要ですが、今回の解析でも行っているプッシュオーバーや大きな変位を最初に与えそこから変位を漸減させる載荷パターン（たとえば、Kawashima, K. and Koyama, T.: Effects of Cyclic Loading Hysteresis on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.2, pp.343-350, 1988）がよいと考えられます。もっと言えば、断層近傍地震動を用いて振動台実験やハイブリッド載荷を行う方がもっと直接的ではないでしょうか？今後、こうした実験データの蓄積が必要だと考えられます。

論文題目：“斜角を有する鉄筋コンクリート壁式橋脚の耐荷性状に関する基礎的実験”

著者：京田英宏，佐藤昌志，熊谷健一，三上隆，石川博之

掲載：Vol.53A, pp.461-472 2007年3月

◆討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

1. 斜角がある場合には隅角部で損傷が大きいのですが、隅角部の損傷は直橋の場合に生じる損傷よりも大きいのでしょうか？
2. 斜角がある場合の耐力から弱軸方向（土圧の水平成分の作用方向）の耐力と強軸方向の耐力を $\cos \theta, \sin \theta$ を乗じて簡易に求めると、弱軸方向の耐力は、直橋の場合の弱軸（橋軸）方向の耐力に比較して大きいのでしょうか？

◆回答：

1. 直橋の場合は、弱軸方向（橋軸方向）の一方向に対する損傷ですが、斜角がある場合の隅角部の損傷は、弱軸方向（土圧の水平成分の作用方向）と強軸方向の二方向に対する損傷と考えられます。また、斜角がある場合の初降伏の定義の問題もあります。したがって、単純に損傷の程度を比較することは難しく、今後の検討課題と考えております。

2. 図-4より、斜角がある場合の橋軸方向の耐力は、直橋の場合の弱軸方向（橋軸方向）の3倍程度を示しております。直橋の場合の弱軸方向の耐力を P とおいて、斜角がある場合の橋軸方向の耐力を弱軸方向と強軸方向に成分分解すれば、弱軸方向： $3P \times \sin 60^\circ \approx 2.6P$ 、強軸方向： $3P \times \cos 60^\circ = 1.5P$ となります。したがって、斜角を有する場合の弱軸方向の耐力は、直橋の場合に比較して大きいことが分かります。

◆討議 [大塚久哲 (九州大学)]

元来、地震動はどちらの方向から入ってくるかわからないはずですので、任意の方向からの地震力に対して、橋脚がどのような挙動をするかは興味あるところです。しかし、壁式橋脚のような断面形状では、弱軸方向が一番弱いわけで、その方向に設計地震力を作用させて照査するのが一番安全ということになります。実験の結果はよく理解できますが、研究の目的と、斜橋における支承拘束条件に関して、基礎的な質問ですがお答えいただければ幸いです。

1. 斜橋の支承の拘束方向は、直橋と同じように橋軸方向および橋軸直角方向としているのか。あるいは、斜角方向にあわせているのでしょうか。あるいは、ピボット支承のような支承が使われているのでしょうか？
2. 研究の目的は？現在の道示の入力方法を前提とした橋脚の安全性を見るのか？真に安全な橋脚を作るために地震の入力方向を議論したいのか？いずれでしょうか？

◆回答：

1. 実橋では、斜橋に対して固定可動構造の支承を用いる場合には、支承の拘束方向は直橋と同じように橋軸方向および橋軸直角方向としております。本実験においても、実橋と同様に斜角の有無に関わらず、支承の拘束方向は橋軸方向および橋軸直角方向としております。なお、支承にはピン支承を採用しており、ピボット支承は使用しておりません。

2. ご指摘の通り、壁式橋脚の場合には、弱軸方向に設計地震力を作用させて照査することが安全側と考えられます。しかしながら、斜角を有する壁式橋脚の場合には、橋脚の弱軸方向と上部構造の可動方向（橋軸方向）が異なるため、上部構造による拘束の影響を受けます。した

がって、斜角を有する壁式橋脚について弱軸方向に対して設計することは安全側ではありますが、実際の地震時挙動を考えた場合には必ずしも合理的とは限りません。

以上の点を踏まえて、上部構造を含めた構造系における斜角を有する壁式橋脚の地震時挙動について、耐震設計上の基本をなす橋軸方向慣性力に着目して実験的に検討しております。

論文題目：“断層変位を受ける PC 連続ラーメン橋の耐震性能に及ぼすねじり剛性の評価の影響”

著者：浦川洋介，大塚久哲，吉川卓，角本周
掲載：Vol.53A，pp.473-484，2007年3月

◆討議 [林川俊郎 (北海道大学)]

1. 断層変位を地表面で4m~6mの強制変位としてPC連続ラーメン橋に作用していると考えてよいのでしょうか。
2. PC連続ラーメン橋の中央径間で活断層変位が生じる可能性(確率)は非常に小さいと考えられるが、その再現性について説明を加えてほしい。

◆回答：

1. 断層変位は地表面(厳密にはフーチング下端)で6.4m(マグニチュード8相当)までの断層変位を強制入力しています(本文表—2参照)。
2. 今回は、ねじり剛性の評価の影響に着目したため、中央径間で断層変位が生じると仮定して検討を行いました。断層変位の発生位置や発生確率は個別に検討すべきものと考えます。

断層変位の方向が耐震性能に及ぼす影響については、参考論文 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. にて別途検討しております。

◆討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

基礎は底面地盤からどの程度浮き上がったのですか？基礎が底面地盤から浮き上がった効果は、橋梁系の被害を減少させるためにどの程度有効と考えておられますか？

◆回答：

基礎の浮き上がり量の数値は算出しておりませんが、橋軸直角方向に対する今回の検討結果では、通常のフーチング寸法(14.0m×14.0m)では橋脚下端の塑性ヒンジ部が降伏していたものが、フーチング寸法を70%程度(1

辺当り)に縮小した場合、降伏しない結果(最大でも初降伏程度の回転角)となっており、その効果が確認されています。この影響は、橋梁の構造諸元や断層変位の方

論文題目：“Extremely low cycle fatigue assessment of thick walled steel pier using local strain approach”

著者：Tao Chen，Kazuo Tateishi
掲載：Vol.53A，pp.485-492 2007年3月

◆討議 [宇佐美勉 (名城大学)]

1. element strain と local strain の差は何でしょうか？
2. $\Delta \epsilon_{\text{local}} / \Delta \epsilon_{\text{average}}$ が $\Delta \epsilon_{\text{average}}$ の値が大きくなるにつれて低下する物理的な理由は何でしょうか。

◆回答：

1. Local strain とは溶接止端形状を詳細にとりこんだ解析モデルによって得られたひずみであり、element strainとはそれをモデル化せずに溶接止端部に1mmサイズの要素を配置して求めたひずみを指しております。
2. 中空断面をモデル化したソリッド要素による解析では、フランジに沿ってひずみ分布が様ではないため、変形の増加に伴ってひずみの再分配が生じることが考えられます。一方の梁要素によるモデルではそのようなフランジ方向のひずみ分布は再現できていないため、両者の比が一定にならないのではないかと考えられます。これは、いいかえれば、本研究で提案したひずみ範囲比の関係式の適用範囲(適用可能な部材形状など)を慎重に見定めなければならないことを意味しております。

◆討議 [後藤芳顕 (名古屋工業大学)]

1. ひずみ集中部での繰返しによるひずみを解析するには正確な鋼材の構成則を用いなければ大きな誤差を生じます。ここではどのような繰返し構成則を用いられたのでしょうか？
2. 用いられた構成則の妥当性と精度はどのように検証されましたか？

◆回答：

応力ひずみ関係はバイリニアとし、ミーゼス条件に基づく移動効果則を用いました。繰返し硬化/軟化の影響などは考慮していません。最も原始的な構成則であり、ご指摘のような正確な構成則とはなっておりません。しかし、ここで着目しておりますのはひずみ範囲の比、す

なわち、ひずみ履歴における一つ一つの波の大きさの比であり、構成則のパラメータをいくつか変えて計算いたしました。その影響はあまり大きくありませんでした。また、以前行った小型試験体に対する極低サイクル疲労試験¹⁾におきまして、ここで用いた単純な構成則によっても、極低サイクル疲労強度の予測が正確に行えることを確認しております。

論文題目：“鋼製厚肉断面橋脚における延性き裂の発生とその進展に関する実験的研究”

著者：葛漢彬，大橋正稔，田島僚

掲載；Vol.53A，pp.493-502，2007年3月

◆討議 [青木徹彦 (愛知工業大学)]

亀裂はコンクリート充填の方が入りやすいのでそちらの方が問題と思われませんが。

◆回答：

過去の実験では厚肉断面鋼製橋脚もコンクリート充填鋼製橋脚もき裂が見られましたが、今回はまず厚肉断面鋼製橋脚について検討させていただきました。

◆討議 [北原武嗣 (関東学院大学)]

溶接の品質や施工法は様々だと思いますが、今回の検討では、これらはどのように考慮されましたでしょうか？もしくは、結果に影響はありますでしょうか？

◆回答：

本研究では、溶接の品質や施工法に関する検討を行っておりません。今後の課題として考えていきたいと思っております。

◆討議 [後藤芳顕 (名古屋工業大学)]

鋼製橋脚の延性き裂発生の照査法を確立するための研究の一環であるが以下の2点についてお聞きしたい。

1. 鋼製橋脚の延性き裂は溶接部などで発生する 경우가多く、その発生は溶接部の幾何学形状や内部欠陥・不整などに大きく影響されます。このため、非常にばらつきが多いですが、このばらつきを照査ではどのように考慮されますか？

2. 地震に対しては繰り返しによる延性破壊について照査する必要がありますが、この繰り返しの影響は照査でどのように考慮されるのでしょうか？照査に用いる物理量の候補はどのように考えられておられるのでしょうか？

◆回答：

1. ご指摘の通り、延性き裂は比較的に大きなばらつきを伴った現象であります。このことを考えて安全側の見地から照査法を確立する必要があると思います。そのため、より多くの実験および解析的な検討が不可欠であり、現在研究の途上にあると認識しております。

2. 延性破壊の照査は、局部座屈の照査のように Pushover 解析を適用するのが難しいようであり、繰り返しの影響を考慮する必要があります。まだ検討中ではありますが、累積塑性ひずみ、塑性ひずみ範囲または塑性ひずみ範囲を用いた有効損傷概念に基づく損傷度を指標として用いることが可能ではないかと考えております。

論文題目：“Seismic Response of 3-Span Bridge Considering the Effect of Failure of Bearings”

著者：Takashi Matsumoto, Kazuhiko Kawashima, Gakuho Watanabe

掲載；Vol.53A，pp.503-512 2007年3月

◆討議 [北原武嗣 (関東学院大学)]

解析条件によって結果も変わる可能性があると思われませんが、今回の検討結果を、設計においては、どのように考慮していけばよろしいでしょうか？

◆回答：

桁衝突は現在の耐震設計ではまだ考慮されていませんが、橋梁の応答には大きな影響を与えます。まず、この効果を設計に見込むことが重要ではないかと考えています。橋梁がどのような状態で落橋するかを考えると、桁衝突や支承の破断、落橋防止構造が逐次敵に起こる場合が想定されます。本解析はこのような点を検討するために行ったものですが、逐次破壊については、まだ多くの研究が必要な段階だと考えています。

◆討議 [松田泰治 (熊本大学)]

終局挙動の評価にはゴム支承のモデル化でハードニング等の影響を考慮すべきではないでしょうか。

◆回答：

私どももゴムのひずみ効果の影響をいろいろな角度から検討しております。たとえば、1) 潤田久也，川島一彦，庄司学，須藤千秋：高面圧を受ける直方体ゴム製耐震緩衝装置の圧縮特性の推定法に関する研究；土木学会論文集，No.661/I-53，71-84，2000、2) 庄司学，川島一彦，宇根寛，釦持安伸，長谷川恵一，島ノ江哲：高ひずみ/高面圧下におけるゴム製緩衝装置の応力度～ひずみ関

係：構造工学論文集，[46A]，917-928 (2000)、3) 島ノ江哲，長谷川恵一，川島一彦，庄司学：衝突力を受けるゴム製緩衝装置の動的特性；土木学会論文集，No. 675/I-55，219-234，2001)．ハードニング自体をモデルに取り入れることに問題はありませんが，本論文における著者らの目的は，支承や落橋防止構造が逐次敵に破断した場合にどのような現象が生じるかを明らかにすることにありました．このため，今後の研究ではハードニングについても取り扱ってみたいと存じます．

◆討議 [梶尾幸秀 (九州大学)]

桁間衝突のモデル化について詳細に教えて下さい．

◆回答：

私どもの解析では，衝突ばねを衝突面に配置して接触，離反現象をモデル化しています．衝突ばねを用いた桁間衝突の解析は，もともと下記参考文献1) に示されるサンフェルナンド地震で落橋下曲線橋の解析用に開発されたもので，橋梁の衝突を取り扱った研究としては最も初期の研究に相当すると考えられます．衝突ばねを用いた解析では，衝突ばねの剛性の与え方が重要で，積分時間間隔の取り方とも合わせて，参考文献2) や3) に示されています．また，こうしたモデル化が模型振動実験と比較して信頼できるものであることを示したものが，参考文献1) や4)，衝突ばねを用いた実橋梁の解析が参考文献5) です．これらをご参考にして頂ければ幸いです．

- 1) 川島一彦，Joseph Penzien：曲線橋模型の動的応答に関する解析的研究，土木学会論文報告集，第284号，1-14，1979．
- 2) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，第308号，123-126，1981．
- 3) 渡邊学歩，川島一彦：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析；土木学会論文集，No.675/I-55，125-139，2001．
- 4) 川島一彦，植原健治，庄司学，星恵津子：桁衝突および落橋防止装置の効果に関する模型振動実験および解析，土木学会論文集，No. 703/I-59，221-236 (2002)．
- 5) Kawashima, K. and Shoji, G.: Effect of restrainers to mitigate pounding between adjacent decks subjected to a strong ground motion, 12th WCEE, 1435 (CD-ROM), Auckland, New Zealand, 2000.

論文題目：“鋼製支承の挙動が橋梁全体系地震応答に与える影響評価”

著者：佐藤雄亮，酒井理哉，大友敬三

掲載：Vol.53A，pp.513-524，2007年3月

◆討議 [宇佐美勉(名城大学)]

1. 現在の設計では支承は弾性として，限界状態は弾性限としているため，支承部の破壊が限界状態となる場合も多い．本モデルでは支承の塑性変形の影響を考慮していますか？考えているのであれば，どの点で塑性化が生じるのでしょうか．
2. セットボルトの影響も重要だと思われませんが，実験はどのような状態で行われたのでしょうか？

◆回答：

1. 橋軸直角方向では，支承部の塑性化を考慮したモデル化になっています．図-1 (論文中図-27) に示した数理モデルの中では，4番目の勾配にあたる K_4 で支承部に塑性化が生じています．塑性が生じる部位としては，主にピンくびれ部が挙げられます．

一方，橋軸方向のモデル化では多曲線によるモデル化を行っておりますが，支承部の塑性化を考慮したモデル化にはなっていません．図-2 (論文中図-25) に示した数理モデルでは，剛性の変化が生じていますが，これはスリップにより生じたもので，支承部の塑性化をモデル化したものではありません．元々，橋軸方向では設計時に支承部本体に塑性化が生じることは想定していません．橋軸方向で支承部に生じる変状としては，上沓が乗り出し，上沓が外れてしまうことが考えられます．しかし，今回の実験では加振機の容量制限により，上沓の乗り出すまで実験を実施することはできませんでした．

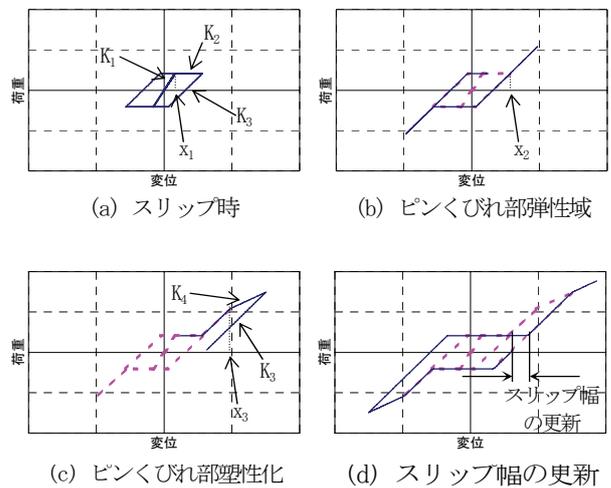


図-1 ピン支承の履歴モデル (橋軸直角方向)
 x_i : i 番目の降伏点, K_i : 各折れ点間の剛性

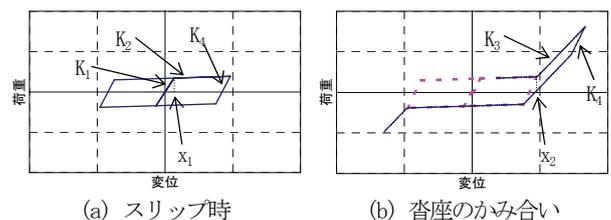


図-2 ピン支承の履歴モデル (橋軸方向)
 x_i : i 番目の降伏点, K_i : 各折れ点間の剛性

2. 本実験では、支承部本体（上沓、下沓、ピン）の力学的挙動について着目した実験を実施するため、セットボルトやアンカーボルトの影響を無視しました。このような条件下で実験を実施しているため、想定する荷重の範囲内では、アンカーボルト等の抜け出しやせん断破断等が生じないことを仮定しています。

◆討議 [青木徹彦 (愛知工業大学)]

阪神大震災では、支承が破損した例も多くありました。床板が斜め方向にも回轉變位した場合、端の支承の変位

は大きくなるため、両端一様な変位でなく、より大きな変位を生じる実験が必要ではないでしょうか。

◆回答：

本検討では、鋼製ピン支承の橋軸方向、橋軸直角方向それぞれの挙動について個別に着目し、床版の回転による影響、つまり2方向の運動を考慮していません。ただし、今後の同様の検討を実施する場合には、供試体のセットアップ方法などを検討し、床版の回転を考慮した見当が必要であると考えられます。