

論文 復元設計手法によるRC道路橋の安全性評価に関する研究

岡崎 慎一郎^{*1}・古井 敦史^{*2}・魚本 健人^{*3}

要旨：現在，老朽化したRC道路橋は年々増加の一途を辿っており，橋梁が供用されている期間内においても設計基準が大幅に改定され，当時の設計基準では既存不適格なものが存在しうると考えられる。またこれらの構造物を効率的に維持管理するための手法の構築が求められている。本研究では，橋梁の維持管理において復元設計手法を適用し，設計基準の変遷によって橋梁の安全性がどの程度変化しているか，さらに現在試みられている橋梁常時モニタリング手法への適用法を提案した。

キーワード：RC道路橋，復元設計，安全性評価，モニタリング

1. はじめに

現在我が国は67万ヶ所にのぼる道路橋を有している。これらの道路橋ストックについて，供用されている期間中に設計基準が大幅に改定されているものも多い。これは車両の大型化，兵庫県南部地震の被害状況などから，設計で考慮すべき活荷重の増大を見込まなくてはならなくなったことによる。これらの荷重に対し，例えば兵庫県南部地震以前の基準で設計されたものは地震荷重に対して既存不適格である可能性があると言える。また，67万もの道路橋ストックについて建設後数十年を越えるものが今後飛躍的に増加するにあたり，効果的，効率的な維持管理手法の構築，さらには維持管理対象橋選定の優先順位を簡易的にかつ客観的に行う必要があると言える。さらに，実際に維持管理を行う場合，各種検査が必要となるが，現在の劣化度を求める際，対象となる構造物の初期状態を知る必要があるが，建設後数十年を越える道路橋の初期状態を知る上で必要な橋梁の図面，計算書はほとんど残っていない場合が多い。この場合，復元設計と呼ばれる手

法を用いて図面，計算書を復元する手法がとられる。

本研究では，図面，計算書が残っていない既存の道路橋において復元設計手法を適用し，コンクリート内部の配筋状況，断面耐力を再現した。さらに同一対象橋を設計基準の変遷ごとに復元設計法を適用し，設計年代別の評価を行った。最後に，復元設計結果および常時モニタリング結果を用いて橋梁の健全度の評価を行った。

2. 復元設計手法を用いた設計

2.1 復元設計手法とは

復元設計手法とは，維持管理対象橋梁において，外観の情報（橋長，幅員，桁等の寸法）に基づき，その橋梁が設計された当時の設計基準を用いることによって，RC内部の配筋，応力状態を復元する手法を指す。実際の設計計算に用いた設計基準については，道路橋示方書（Ⅰ共通編，Ⅲコンクリート橋編，Ⅳ下部工編，Ⅴ耐震設計編），コンクリート標準示方書に準拠した。

2.2 設計基準の変遷

*1 東京大学 工学系研究科 社会基盤学専攻 (正会員)

*2 千葉工業大学 工学部 土木工学科

*3 東京大学 生産技術研究所 都市基盤安全工学国際研究センター 教授 工博 (正会員)

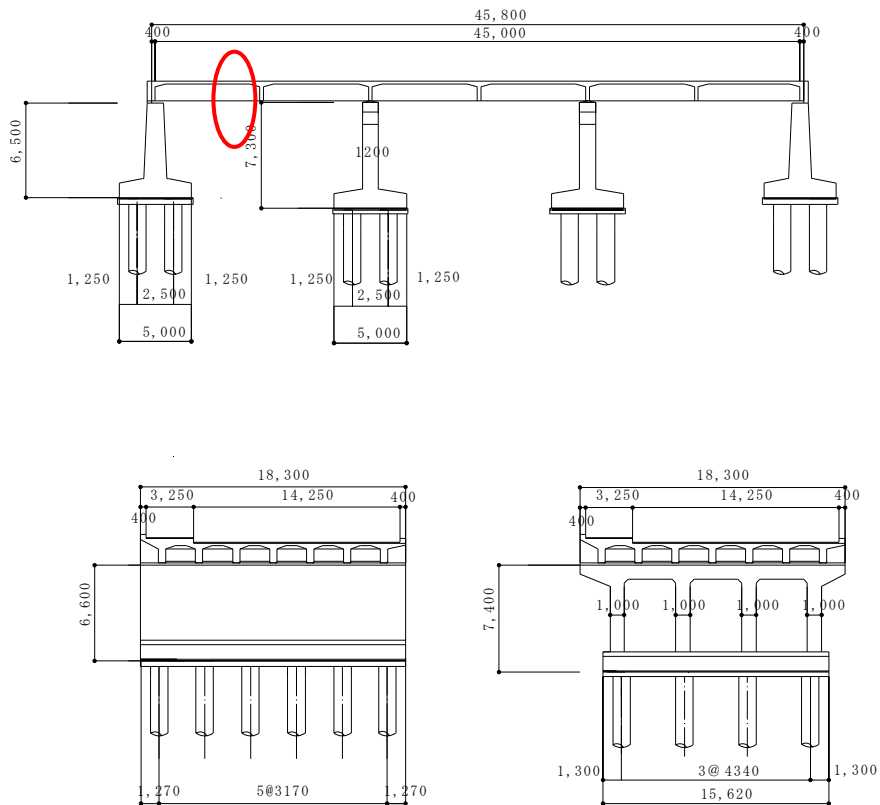


図-1 対象RC橋梁概観図

表-1 示方書改定による主な変更点

| | 昭和45年以前 | 昭和48年 | 昭和53年 | 昭和55年 | 平成2年 | 平成6年 | 平成8年 | 平成14年 |
|------|----------------------|---------------------------------|--|------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|--|---|
| 上部工 | ・活荷重について自動車荷重は20tを想定 | - | ・終局強度設計法の導入 ・コンクリート最低設計基準強度21N/mm ² に引上げ | - | ・床版の最小厚の算定法を変更 ・最小塩化物量の規定 | ・設計自動車荷重を一律25トンに。道路に応じて活荷重をA、Bのクラス分け | ・終局荷重作用時の荷重の組み合わせから地震の影響を削除 | ・コンクリートの許容引張応力度、許容押抜きせん断応力度引下げ |
| 下部工 | - | ・杭の支持力算定式の変更 ・杭の構造細目の規定が作られる | - | ・下部工関連の示方書を1冊に統合 | ・各種基礎の地盤反力定数の算定式やフーチングの剛体判定式を統合 | ・下部構造の活荷重載荷方法の見直し | ・橋梁の各部位に地震時保有水平耐力法を導入 | ・フーチングの曲げおよびせん断に対しての設計法、場所打杭の支持力算定式の見直し |
| 耐震設計 | ・震度法（水平震度は0.2） | - | - | ・特定の場合、応答を考慮した修正震度法を適用 | ・橋脚について地震時保有水平耐力の照査を導入 | - | ・2つの地震のタイプを設定 ・橋梁各部位に地震時保有水平耐力法の照査の導入 | ・橋の耐震、照査に対しての要求事項を明記 ・地振動をレベル別に2種類考慮する |

本研究では、対象橋梁の設計図の復元のほかに、設計基準の変遷毎に復元設計を行い、対象橋梁の配筋量を算出し、年代を指標にしたRC道路橋の安全性の定量的な評価を行っている。表-1に道路橋示方書の改定年を示した。改定時における顕著な変化として、平成2年の耐震設計編にて地震時保有水平耐力法による地震荷重に対する新た

な照査法が提案されたことが挙げられる。また、平成6年には活荷重のL荷重が橋軸方向にも等分布荷重となり設計荷重の増加が挙げられる。

2.3 対象橋梁の構造諸元

図-1に本手法を適用したRC道路橋を示す。本対象橋梁についての情報を以下に示す。

この橋梁は昭和45年に供用開始され、現在も利

用されている。上部工の構造形式はRC三径間連続のT桁橋、橋長45m、幅員18.3mであり、下部工の構造形式は、橋台は壁式橋台、橋脚はラーメン橋脚である。基礎は杭基礎であり、場所打ち杭。杭長は15m、杭径1.2mである。また、計画大型車交通量は一日1000台以上である。

今回の設計において、配筋以外の構造緒元は変えないこととした。また、実際使用された鉄筋、コンクリートについて情報が無いため、コンクリートの設計基準強度 18.0N/mm^2 、許容曲げ圧縮応力度 8.0N/mm^2 、鉄筋については材質をSD295とし、許容応力度 140N/mm^2 とした。この条件下において9ケースの復元設計を行った。

2.4 復元設計結果を用いた安全性の評価

対象橋梁の建設当時の設計基準を用いて復元設計を行い、橋梁の初期状態が把握できた。

図-2、図-3、図-4、図-5に年代別の配筋量の変遷を示す。ここで示した配筋量とは引張側の主

鉄筋の量を指す。また、平成14年時の%(パーセンテージ)は、平成14年(最新版)による設計基準による配筋量と、昭和45年時(設計当時)の配筋量との比率である。図-2の上部工について、平成6年の荷重の改定により配筋量が床版で56%、主桁で20%増加していることが確認できる。下部工における杭基礎の配筋量は、橋台の杭の配筋量が74%、橋脚の杭では160%それぞれ増加している。また、橋台、橋脚について例えば躯体部を比較すると、橋台の躯体は配筋量の変化が無いが、橋脚の躯体(柱)については示方書耐震設計編の改定とともに増加しており、他の部材と比較して最も大きな変化率を示している。これは、年代を指標にした場合における、維持管理検査対象橋梁の選出において、上部工の調査を行う際は平成6年、下部工の耐震に関する調査であれば平成2年、平成8年を選別の目安となる、ということを示唆していると考えられる。

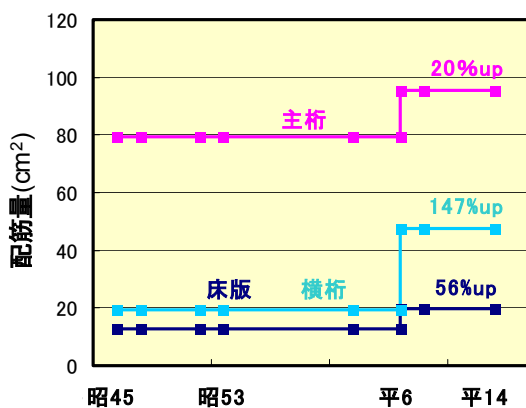


図-2 上部工における配筋量の変遷

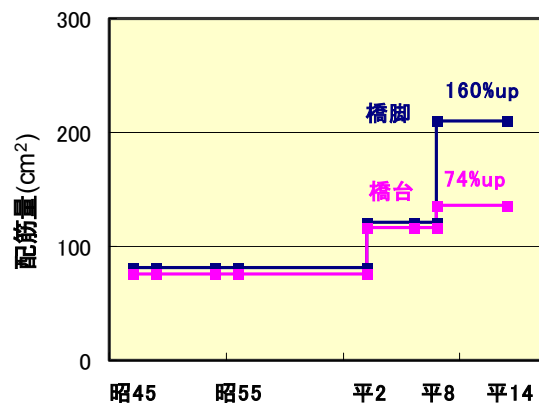


図-3 杭基礎における配筋量の変遷

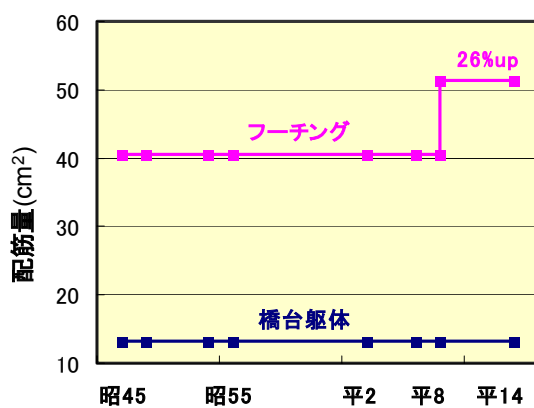


図-4 橋台における配筋量の変遷

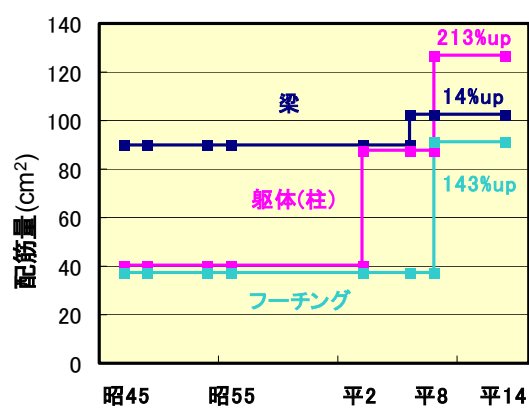


図-5 橋脚における配筋量の変遷

3. 年代別安全性の定量評価

3.1 評価手法について

配筋量の変遷を前節で示したが、これらの配筋量において実際構造物としてどの程度の安全性を有しているか、定量的に評価を行った。

上部工では主桁、床版において交通荷重に対する安全性の評価として降伏耐力、終局耐力、そしてコンクリート、鉄筋それぞれ 200 万回疲労に対する安全率を算出した。下部工では地震荷重に対する評価として、橋脚における杭基礎、躯体(柱)について最新版の地震時保有水平耐力法を各年代適用し、各部位の耐力について評価した。

3.2 上部工の評価

上部工において、主筋は D32 が 10 本配置されており、平成 6 年を境に主筋について D35 が 10 本に変化しているのみで、他に変化は見られない。主桁、床版の耐力、200 万回疲労に対する安全率 f について最新の設計基準と当時のそれとの比較を行った結果を表-2 に示す。ここで安全率 f は以下の式(1)から算出するものとする。(下式(1)右辺は示方書²⁾における疲労照査式に準ずる。)

$$\frac{1}{f} = \gamma_i \frac{\sigma_{rd}}{f_{rd} / \gamma_b} \quad (1)$$

(f :200 万回疲労に対する安全率、 γ_i :構造物係数、 γ_b :部材係数、 σ_{rd} :設計変動応力度、 f_{rd} :設計疲労強度)

3.3 下部工の評価

(1) 下部工の評価法

橋脚の躯体(柱)、橋脚の杭、それぞれ平成 2 年、平成 8 年の耐震設計編の改定の影響を受け、この年を境に配筋量が増加している。そこで昭和 45 年、平成 2 年、平成 14 年の 3 ケースについて抽出し、橋脚について最新の基準による地震時保有水平耐力法を適用し、橋脚の杭については橋脚に用いた震度を用いて地震に対する評価を行った。また、この対象橋梁のケースにおいて設計震度の値が大きいタイプ 1 地震動を用いた結果のみを示す。地震動タイプとは、道路橋設計における地震動の性質による区分を示す。

表-2 主桁、床版の耐力と 200 万回疲労に対する評価

| | 年代 | 鉄筋降伏時曲げモーメント (kN・m) | 終局時曲げモーメント (kN・m) | コンクリートに対する疲労安全性 f | 鉄筋に対する疲労安全性 f |
|----|-----|---------------------|--------------------|---------------------|-----------------|
| 主桁 | S45 | 3.96×10^3 | 4.09×10^3 | 4.44 | 2.42 |
| | H14 | 4.74×10^3 | 4.92×10^3 | 4.19 | 2.60 |
| 床版 | S45 | 50.0 | 51.0 | 1.65 | 1.42 |
| | H14 | 79.4 | 82.3 | 2.86 | 1.81 |

表-3 設計地振動作用時における橋脚杭基礎の破壊形式

| 橋脚 | 年代 | せん断耐力 (kN) | 保有耐力 (kN・m) | 判定された破壊形式 | 地震時保有水平耐力法による安全率 f |
|--------|-----|------------|-------------|-----------|----------------------|
| 橋軸方向 | S45 | 223 | 386 | せん断破壊 | 0.35 |
| | H2 | 445 | 454 | せん断破壊 | 0.88 |
| | H14 | 754 | 682 | 曲げ破壊 | 1.42 |
| 橋軸直角方向 | S45 | 271 | 456 | せん断破壊 | 0.42 |
| | H2 | 540 | 455 | せん断破壊 | 0.89 |
| | H14 | 916 | 696 | 曲げ破壊 | 1.45 |

表-4 設計地震動作用時の橋脚杭基礎における損傷状態

| 杭基礎 | 年代 | 設計荷重作用時の損傷状態 |
|--------|-----|------------------------|
| 橋軸方向 | S45 | 全ての杭の杭頭、地中部降伏 |
| | H2 | 1列目杭の地中部、2列目の杭地中部、杭頭降伏 |
| | H14 | 1列目の杭体にひび、2列目杭体は初降伏 |
| 橋軸直角方向 | S45 | 4列目の地中部が降伏 |
| | H2 | すべての杭頭部にひび |
| | H14 | すべての杭頭部にひび |

表-5 橋脚杭基礎における耐力

| 杭基礎 | 年代 | 曲げ耐力 (kN・m) | せん断耐力 (kN) | 設計震度に対する曲げの安全性 f | 設計震度に対するせん断の安全性 f |
|------|-----|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| 橋軸方向 | S45 | 1.86×10^3 | 3.46×10^3 | 0.78 | 0.54 |
| | H2 | 2.09×10^3 | 3.39×10^3 | 1.07 | 0.64 |
| | H14 | 2.76×10^3 | 6.97×10^3 | 1.57 | 1.42 |

(2) 橋脚の評価

橋脚についての評価結果を表-3 に示す。表中の地震時保有水平耐力による安全率は以下の式(2)で算出されることとする。

$$f = \frac{P_u}{k_{hc} W} \quad (2)$$

(P_u :地震時保有水平耐力、 k_{hc} :レベル 2 地震動の設計水平震度、 W :等価重量)

表の地震時保有水平耐力とせん断耐力の大小関係から破壊形式が算定できる。また、算定され

た安全率 f より、平成 14 年時の破壊形式は曲げ破壊であり、昭和 46 年、平成 2 年のものはせん断破壊となり、脆性的に破壊すると考えられる。

(3) 杭基礎の評価

表-4 に設計荷重作用時の損傷状態について表-5 に杭基礎の耐力の値を示す。杭の位置によって軸力が変化するので、代表として最も軸力の大きい杭の値について示す。また、表-3 の結果により損傷度の大きい橋軸方向の結果のみ記す。表の値は杭基礎の場合は、橋脚の照査時の地震時保有水平耐力法による設計震度を使用して、12 本の杭体の降伏判定より、破壊状態を算定した。また設計地震度に対する曲げ、せん断の安全性 f は以下の式で算出するものとする。

$$f = \frac{P_a}{P_s} \quad (3)$$

(P_a : 曲げ耐力、またはせん断耐力、 P_s : 設計震度作用時の曲げモーメント、またはせん断力)
平成 8 年より杭に対して地震時保有水平耐力法の照査が開始されたことから、この年を境にして破壊状況、耐力の差が著しく現れている。

4. 復元設計結果のモニタリング手法への適用

4.1 RC 橋梁の常時モニタリングについて

近年の科学技術の発達により、非常に精度の高い計測機器を用いて、莫大なデータ量の短時間の処理が可能になった。これら計測技術を構造物の維持管理に利用することが期待されているが、現状では RC 橋梁のモニタリング手法は未だ確立されていない。そこで本橋梁について、復元設計手法を用いたモニタリングの提案を行った。

4.2 復元設計手法の適用

構造物の現在の健全度を知る上で、構造物の初期状態を知る必要がある。この初期状態は復元設計によって知ることができる。このパラメータとモニタリングによって得られる計測値との比較において、現在の健全度が評価できると言える。また、同一構造物であっても、部材によって健全度が異なるので、考えられる荷重の組合せを考慮

表-6 照査する健全性とモニタリング項目

| 健全性 | 対象 | 関連する指標 | 関連するモニタリング項目 |
|--------|-----|------------|--------------|
| 安全性 | 上部工 | 耐力、作用断面力 | WIM |
| 使用性 | 上部工 | 振動(剛性)、たわみ | FBG、速度計 |
| 疲労 | 上部工 | ひずみ、荷重頻度 | FBG、WIM |
| 地震時安全性 | 橋脚 | 橋脚天端の最大変位 | 加速度計 |

し、復元設計によって損傷を大きく受けうる箇所を抽出し、その位置をモニタリングすればよい。

4.3 健全性の評価項目

表-6 に評価する健全性の種類と関連するモニタリング項目を挙げる。項目に挙げられた計測機器について、WIM とは主桁、床版のひずみの値から通行する車両の軸重、速度を計測するシステム、FBG とは光ファイバを用いたひずみ計を指す。

4.4 対象橋におけるモニタリング位置の抽出と健全度評価

(1) モニタリング位置の抽出

本橋梁の上部工では、自重と自動車荷重による影響が大きいと考えられ、7 本の主桁の中で最も曲げモーメントの大きい部位が一番損傷を受けると考えられる。復元設計の結果より、最大の曲げモーメントを受ける部位は、車道側で最も外側の桁の、橋台から約 6m の位置と算出された (図-1 において赤丸で囲まれている部分)。この部位について、速度計、WIM を設置した。

下部構造については、地震時における橋脚についてモニタリングを行う。今回は加速度計を橋脚天端に、もう 1 箇所、橋脚と橋台の中間に位置する箇所の地中に埋め込み、天端と地盤の相対変位を 4.096gal 以上の地震時に自動計測を開始する。せん断力は橋脚躯体の高さ方向で一定であり、最大モーメント位置は橋脚躯体の地面の部分である。この部位の曲げモーメントは、相対変位と橋脚躯体の剛性の値により算出できる。剛性については復元設計結果を適用すればよく、地震時には、この位置の曲げモーメントとせん断力の値をモニタリングするとよい。

(2) 健全度の評価法

上部工の評価すべき健全度は、安全性、使用性、

疲労である。安全性については、作用する曲げモーメントが常に鉄筋降伏時の曲げモーメント値以下であればよい。作用モーメントは車両の軸重とその位置によって一意的に決まるので、WIMシステムのデータを活用すればよい。ちなみに38tの車両が通過した際、作用曲げモーメントは382kN・mであり、鉄筋が降伏する曲げモーメントは3960kN・mであるのでこの荷重に対して十分な安全性を有していると言える。使用性について、現在の道路橋示方書には、たわみの許容値が設定されていないために直接的な評価はできないが、たわみを用いて部材の剛性を評価できるので、復元設計により求まる剛性の初期値から、剛性の低下率をモニタリングすればよい。これにより橋梁の経年劣化を定量的に評価可能となり、剛性の変化の挙動から終局値に至るまでどの程度の時間が必要かを評価できると考えられる。38t車が通過したときの速度計のデータを積分したものをたわみとし、この値を用いた剛性の評価を表-7に示す。剛性は10%減少していることが分かる。疲労についてはWIMシステムによる荷重の値と荷重頻度を用いたS-N曲線による評価が可能ではあるが、コンクリートに疲労限が存在せず、適用に限界があるため、現在検討中である。これらのモニタリング値について経年的な変化を追跡することによって、橋梁の寿命、メンテナンス開始時期を判断する材料となりうると言える。

下部工橋脚について、地震時における天端の最大変位から地面における曲げモーメントとせん断力についてモニタリングを行う。先日発生した地震動の橋軸方向の加速度波形を図-6に示す。震度に換算して震度3程度である。これらを積分し、差をとることで得られた天端の最大変位は0.03mmである。これから算出した曲げモーメント、せん断力の値を表-8に示す。現段階での評価は、計測値と健全時の橋脚の耐力との比較に留まるが、この程度の地震動に対して十分な安全性を有すると言える。このシステムにより、地震発生時において即座に橋脚の損傷度の評価が可能になると言える。

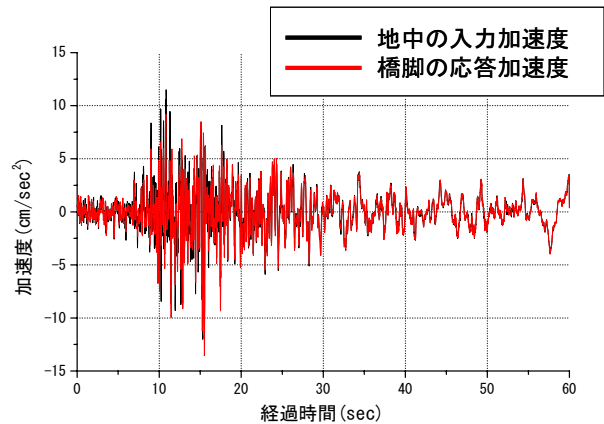


図-6 地震時における加速度波形

表-7 たわみによる剛性の評価

| 車両軸重 (kN) | たわみ (mm) | 初期値 EI (kN・m ²) | 計測値EI (kN・m ²) | 終局値EI (kN・m ²) | 剛性低下率 |
|-----------|----------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|-------|
| 185 | 1.08 | 3.81×10^7 | 3.42×10^7 | 2.46×10^7 | 10% |

表-8 橋脚におけるモニタリング値の評価

| 天端の変位 (mm) | 橋脚躯体橋軸方向の剛性 (kN・m ²) | せん断力 (kN) | せん断耐力 (kN) | 躯体基部の曲げモーメント (kN・m) | せん断耐力 (kN) |
|------------|----------------------------------|-----------|------------|---------------------|--------------------|
| 0.03 | 3.43×10^6 | 15.7 | 386 | 42.3 | 1.92×10^3 |

5. まとめ

本研究から得られた知見を以下に示す。

- (1) 設計基準の変遷における配筋量の変化について、橋脚、杭基礎の変化量は、上部工、橋台の増加量と比較して著しい。
- (2) 各年代の橋梁について、最新基準の照査法を用いることで、安全性の定量評価が可能となった。
- (3) 本研究で提案したモニタリング手法によってRC橋梁の健全性、地震時の安全性が常時評価できると言える。

謝辞

本研究の復元設計にあたり、大成建設(株)土木本部土木設計部橋梁技術設計室の皆様にご指導頂いたことに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会，2002年制定コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕2002