

## プッシュオーバー解析による橋梁の 耐震性評価に関する検討

Anh Ngoc LE<sup>1</sup>・川島 一彦<sup>2</sup>・松崎 裕<sup>3</sup>

<sup>1</sup>学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

<sup>2</sup>フェロー 工博 東京工業大学 教授 大学院理工学研究科土木工学専攻（同上）

<sup>3</sup>正会員 修(工) 東京工業大学 助教 大学院理工学研究科土木工学専攻（同上）

### 1. はじめに

新設橋であれ既存橋の耐震補強であれ橋梁の耐震性を点数化して表示できれば、当該橋の耐震性の評価に便利である。例えば、耐震補強では、既存の耐震性が何ポイントであるかが表示できれば、国民にも容易に理解できる耐震性の尺度となる。また、耐震補強する際にもいくら投資すれば橋梁の耐震性が何ポイントから何ポイントに上昇するかが分かれば、投資の意味も具体的に理解でき、さらに今後の追加投資の必要性も説明しやすい。

ここでは、変位ベース耐震設計法を基本とした耐震性指標  $I_{sp}$  を用いて橋梁の耐震性を点数化する手法を提案する。解析には、静的なプッシュオーバー解析法を用いる。

### 2. 耐震性指標 $I_{sp}$

現在の耐震設計や耐震補強の照査では、要求性能（要求変形性能や要求耐力）を  $D$ 、構造物が有するキャパシティ（保有耐力や保有変形性能）を  $C$  とすると、

$$C > D \quad (1)$$

を満足するように断面を定める。しかしながら、この方法では、 $C$  が  $D$  に対してどれだけ余裕をもっているかが表現できない。また、既存構造物の耐震性評価では  $C < D$  となる場合もあるが、この場合には  $C$  が  $D$  に対してどれだけ不足するかが表現できない。

このため、ここでは、既存構造物の耐震性指標  $I_{sp}$  を

$$I_{sp} = \frac{D}{C} \times 100 \quad (2)$$

と定義し、 $I_{sp}$  を用いて橋梁が有する耐震性を表すことを提案する。この際に、以下の点を考慮しなければならない。

#### (a) $C$ や $D$ を何で表現するか

$C$  や  $D$  を表すためには、これらをそれぞれ保有耐力及び要求耐力で表す方法と、保有変位及び要求変位で表す方法が考えられる。しかしながら、構造物の破壊に至る性能を考えると、保有耐力は部材の破断等により低下していくため、一義的に式(2)により耐震性能を表すためには不向きである。従って、ここでは Displacement-based design に基づいて、 $C$  及び  $D$  をそれぞれ構造物の保有変位及び要求変位によって表すこととする。

ここで、橋が有する保有変位  $C$  としては橋全体型の終局変位として評価することとし、桁に一樣変位を強制したプッシュオーバー解析において、以下のいずれかの状態に先に達する時の桁の変位を橋全体型の終局変位とすることとする。

- (1) いずれか1基の橋脚が終局変位に達する時の桁の変位
- (2) いずれか1基の杭基礎が降伏する時の桁の変位
- (3) すべての支承が破断した時の桁の変位

一方、橋に対する要求変位  $D$  は、橋全体型の水平力～変位の履歴をプッシュオーバー解析で求め、これをバイリニア型にモデル化した場合の塑性応答変位として評価する。エネルギー一定則を仮定すると、塑性応答変位は次式により求めることができる<sup>1)</sup>。

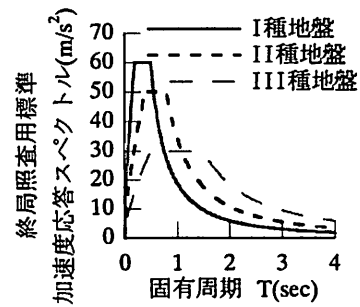
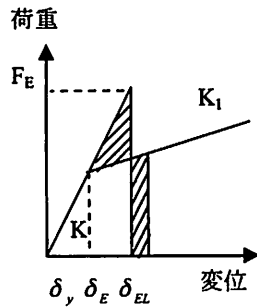


図-1 等価エネルギー法の考え方 図-2 終局照査用標準加速度応答スペクトル

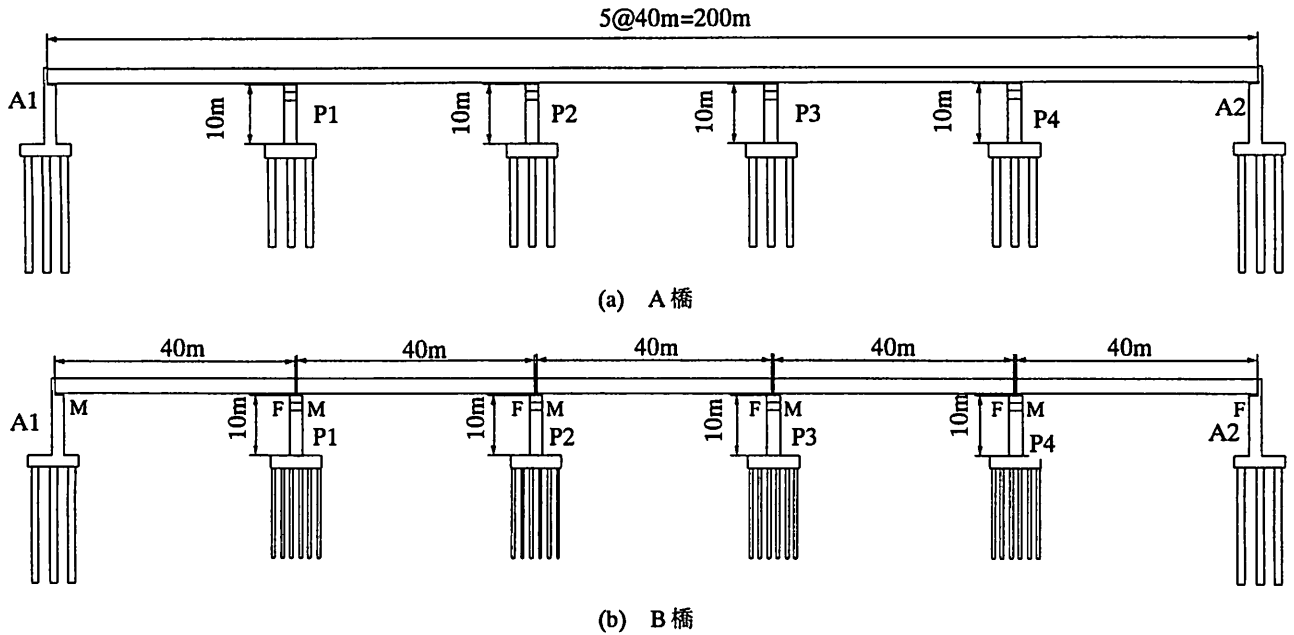


図-3 解析対象橋

(図-1)

$$D = \begin{cases} \frac{1}{r} [-\delta_y(1-r) + \sqrt{\delta_y^2(1-r) + r\delta_E^2}] & r \neq 0 \\ \frac{1}{2} \delta_y (\delta_y^2 + \delta_E^2) & r = 0 \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 $\delta_y$ ：橋梁全体系の降伏変位、 $\delta_E$ ：橋梁全体系の弾性応答変位、 $k_1$ 、 $k_2$ ：橋全体型の1次及び2次剛性、 $r$ ：剛性比 ( $r = k_1/k_2$ ) である。

#### (b) 設計地震力として何を用いるか

設計地震力としては現在の耐震基準に示されている地震力を用いることが考えられるが、現在の技術基準ではM8クラスの直下型地震は考慮されていない。また、断層近傍で観測された地震動の中には現在の技術基準に規定されるよりも大きな応答スペクトル特性を有する記録も得られ始めている。

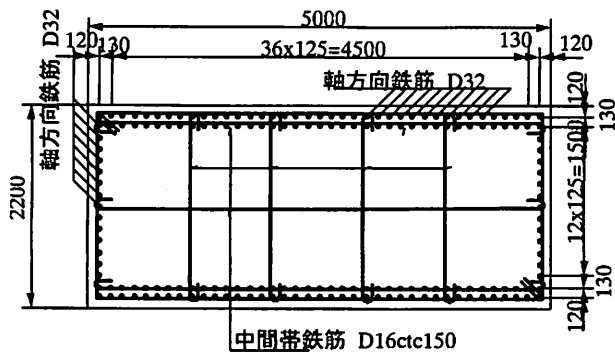
このため、ここでは、落橋防止構造の耐震設計用

<sup>2)</sup>に提案された図-2に示す加速度応答スペクトルを設計地震力として使用する。この加速度応答スペクトルは近年観測された断層近傍地震動の加速度応答スペクトルを安全側に包絡するように定められたものであり、従来のように大地震がある度に、設計地震力を増加させるのではなく、この程度の地震力を考えておけば、将来大地震が生じて、これを上回る可能性は低くなるようにしたいという考え方に基づいて提案されたものである。

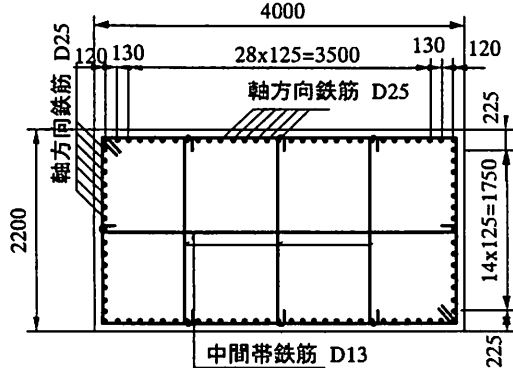
すなわち、図-2の設計地震力は大地震時にも機能保持できるダメージフリー橋の設計に用いるべき設計地震力であり、ここでは、式(2)に基づいて、大地震時にも機能保持できるダメージフリー橋を100ポイントと見なして、橋梁の耐震性能を評価しようとするものである。

### 3. 解析対象橋とモデル化

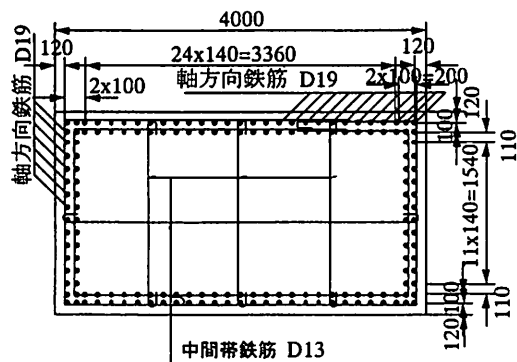
解析では図-3に示す2002年道路橋示方書で設計された橋長200mの5桁間連続橋（A橋）と1964年鋼道



(a) A 橋



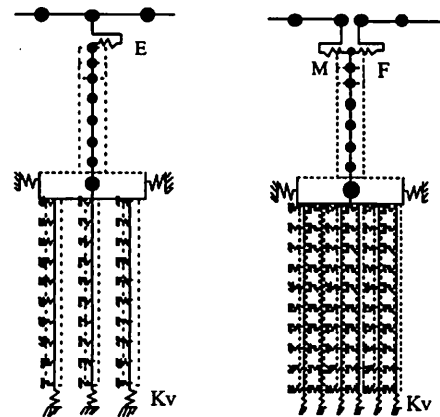
(b) B-1 橋



(c) B-2 橋

図-4 橋脚の配筋図

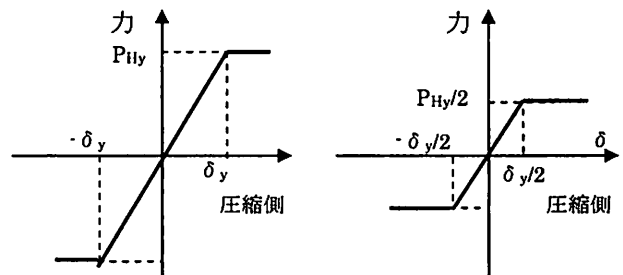
路橋示方書で設計された橋長200mの5桁間単純支持（B橋）を取り上げる。ここで、1964年当時一般に主鉄筋が段落としされていたが、ここでは主鉄筋段落としがない場合（B-1橋）と主鉄筋段落としがある場合（B-2橋）の2ケースを考える。また、B-2橋の橋脚を厚さ14mmの鋼板を巻き立てて補強した橋（B-3橋）も解析することとする。B-3橋では支保も十分耐力があるように補強している。さらに、B-1橋では、P2上の固定支承が破断すると上沓と下沓が噛み込み、上下沓間の相対変位がロックされる場合と、このような噛み込みは生じず、上下沓間で単に摩擦力が伝達されるだけの場合を考慮する。試験橋で決めた橋脚の配筋は図-14に示す通りである。



(a) A 橋

(b) B 橋

図-5 解析モデル



(a) 前列の杭

(b) 中央列・後列の杭

図-6 基礎～地盤間の水平方向バネの非線形特性

A橋、B橋では同じ地盤条件であるが、常時に生じる応力度や杭頭位置での水平変位によって杭径、杭本数、杭配置が決定される。杭本数は、A橋では $\phi 1.2\text{m}$ の杭を3列@3本=9本、B橋では $\phi 0.5\text{m}$ の杭を6列@6本=36本である。

A橋はゴム支承によって支持されているのに対して、B橋は鋼製支承（固定及び可動）によって支持されている。ただし、本解析では、簡単のため、可動支承摩擦係数は0とした。

対象橋のモデルを図-5に示す。桁、橋脚及び橋台は3次元はり要素によってモデル化した。橋脚の塑性ヒンジ区間は3次元ファイバー要素でモデル化した。ファイバー要素解析では、帯鉄筋によるコンクリートの横拘束効果を考慮し、骨格曲線としてはHoshikumaらのモデル<sup>3)</sup>を、除荷・再載荷履歴としては堺・川島の構成則<sup>4)</sup>を使用した。また、鉄筋の履歴としては堺・川島による修正 Menegotto-Pinto モデルを用いた<sup>5)</sup>。

杭は地盤ばねを介して地盤に支持されているとしてモデル化した。水平力が作用した場合に、圧縮側となる杭列を前列、引張側となる杭列を後列と呼ぶ。なお、圧縮側や引張側になるという定義であるから、B橋の場合には、前列、後列の杭といっても、必ずしも1列の杭ではない。杭と地盤を結ぶ水平方向のばね剛性や杭の軸方向ばね定数は道路橋示方書に基

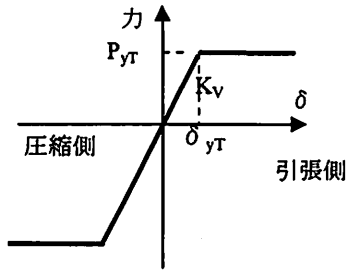


図-7 杭先端～地盤間の鉛直方向ばねの非線形特性

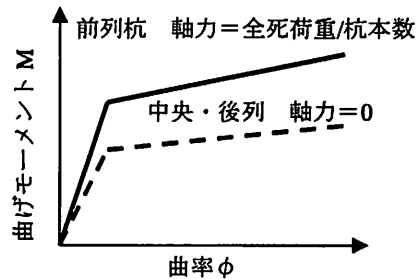


図-8 杭の曲げモーメント

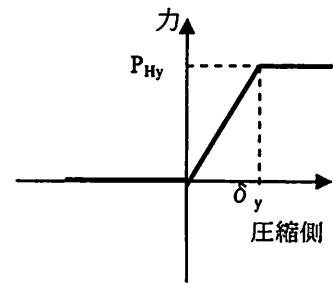


図-9 フーチング前面の水平方向ばねの非線形特性

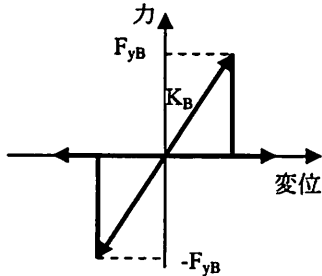


図-10 ゴム支承の非線形特性

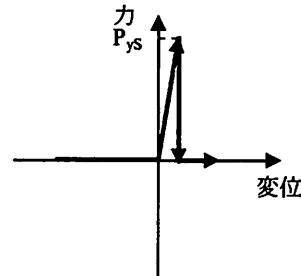


図-11 固定支承の非線形特性

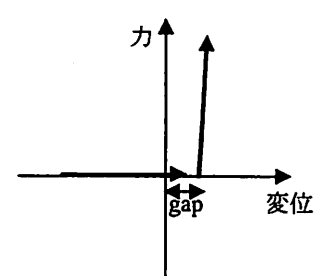


図-12 固定支承が破断した後の固定支承の噛み込み

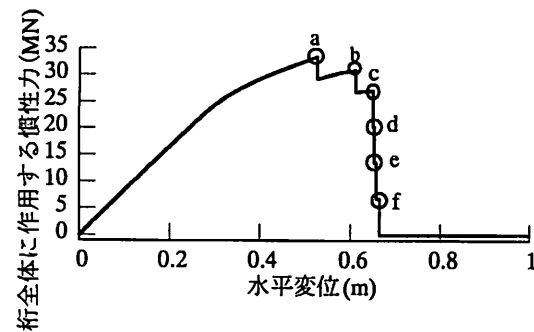


図-13 桁全体に作用する水平力と桁の水平変位の関係(A橋)

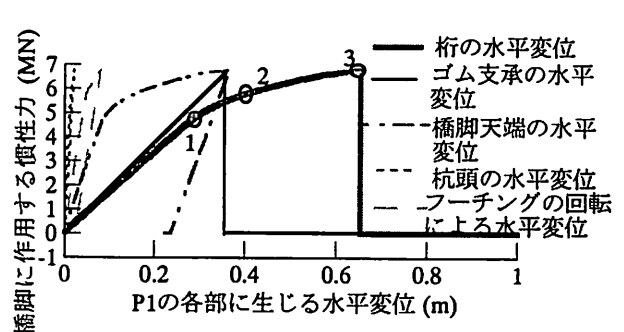


図-14 P1の各部に作用する慣性力と水平変位の関係(A橋)

ついて求めた。杭と地盤のばね特性は図-6に、鉛直方向の杭先端と地盤間の非線形特性は図-7に、杭の曲げモーメント～曲率関係は図-8に示すようにモデル化した<sup>6)</sup>。また、フーチング前面の水平方向ばねの非線形特性は図-9に示す通りである。

ゴム支承及び鋼製固定支承はそれぞれ図-10, 11のようにモデル化した。ゴム支承の破断ひずみは300%と仮定した。鋼製固定支承の破断変位は1mmと仮定し、破断までは弾性と仮定した。また、鋼製固定支承が破断した後、噛み込みが生じる場合には、図-12のようにモデル化した。

#### 4. プッシュオーバーの解析による耐震性能

##### (1) A橋

A橋の水平力～桁の水平変位の関係は図-13のようになる。ここで、図中のa, bはそれぞれ橋台A2及びA1上のゴム支承が破断した時点である。その後、c,

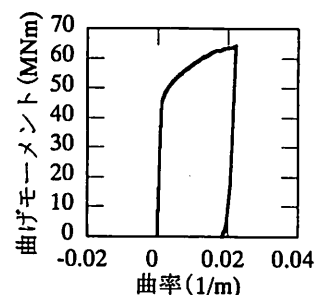
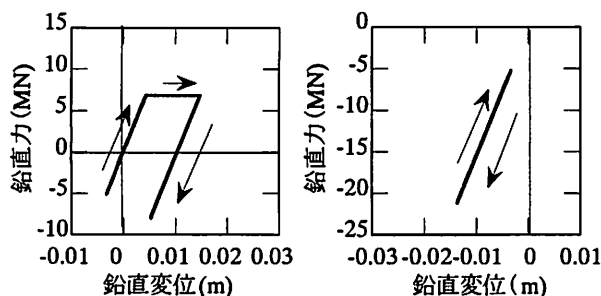


図-15 P1の塑性ヒンジにおける曲げモーメントと曲率の関係(A橋)

d, e, fと橋脚上のゴム支承が順次破断し、桁変位が0.666mになった段階で橋脚及び橋台上のすべての支承が破断した。そのため、A橋の保有変位Cは0.666mとなる。なお、橋台上のゴム支承が先に破断するのは、橋台の剛性が高いためである。

以上の解析で、橋脚、ゴム支承、基礎の併進と回転による桁変位がどのように生じたかをP1を例に示すと図-14のようになる。ここには、各コンポーネ



(a) 引張杭 (後杭) (b) 圧縮杭 (前杭)

図-16 P1における杭頭の引張と圧縮による鉛直力と鉛直変位の関係 (A橋)

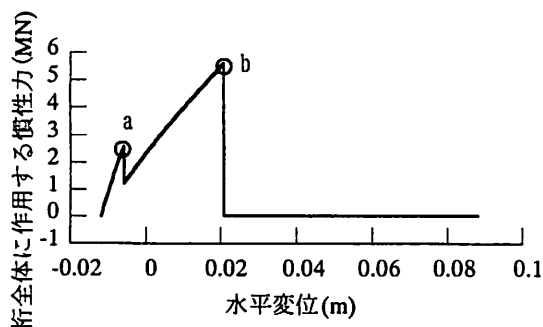


図-17 桁全体に作用する水平力と桁の水平変位の関係 (B-1橋)

ントの変位の他に、これらの和である桁変位も示している。桁変位が0.276mになった時(点1)に、橋脚が降伏した。この結果、P1を例にとると、図-15に示すように、曲げモーメント～曲率の関係は非線形域に入る。最大曲率は0.0222 1/mであるが、終局曲率は0.0228 1/mであるため、まだ終局に達していない。

図-16はP1を例に、杭の鉛直力と鉛直変位の関係を引張杭(後杭)と圧縮杭(前杭)に分けて示した結果である。後杭では、杭先端の変位は、自重作用により最初-0.003 mであるが、水平力が作用するにつれて杭が引き抜かれ、杭先端の変位が0.0044mとなった時に、後杭は引張の上限値に達した。この時の桁の水平変位は0.403mである(図-14の点2)。さらに、水平力が増加するとゴム支承が破断し、桁の水平力が橋脚に伝達されなくなるため、後杭の杭先端の変位は減少していく。

これに対して、前杭はまだ線形域にある。これは、フーチング底面より上に存在する全死荷重に相当する鉛直力をすべての杭が均等に分担するとした場合の軸力を前列の杭では見込んでいるため、前杭の降伏曲げモーメントは後杭に比較して大きいのである。

## (2) B-1橋

B-1橋に水平力を作用させた場合の水平力～桁変位の関係を図-17に示す。ここで、図中のaとbはそ

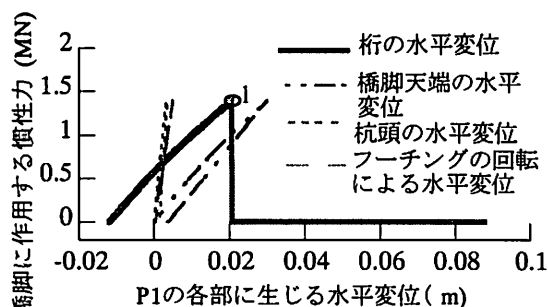


図-18 P1の各部に作用する慣性力と水平変位の関係 (B-1橋)

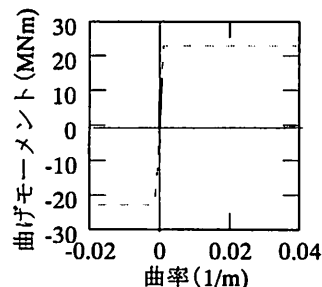
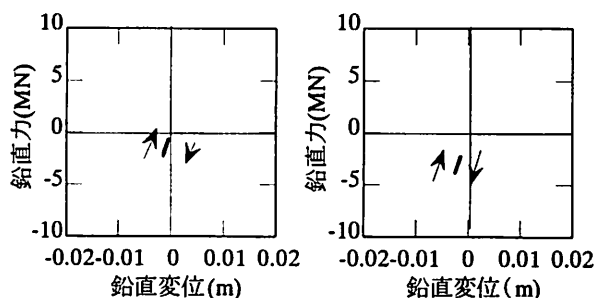


図-19 P1の塑性ヒンジにおける曲げモーメントと曲率の関係 (B-1橋)



(a) 引張杭 (後杭) (b) 圧縮杭 (前杭)

図-20 P1における杭頭の引張と圧縮による鉛直力と鉛直変位の関係 (B-1橋)

れぞれ橋台上の固定支承及び橋脚上の固定支承が破断した時刻である。その時の桁変位は-0.006m及び0.021mである。従って、B-1橋の保有変位Cは0.021mとなる。

橋脚、基礎の併進と回転による桁変位がどのように生じたかをP1を例に示すと、図-18ようになる。橋脚天端よりも桁変位が小さくなっているのは、自重による桁の鉛直たわみに従い、桁に橋軸直角軸まわりの回転が生じるためである。

B-1橋では、固定支承が早い段階で破断したため、橋脚はまだ弾性域にある。従って、図-19のように、曲げモーメント～曲率の関係及び図-20のように杭の鉛直力～鉛直変位の関係を示すとまだ線形域にある。

これに対して、P2上の固定支承が破断後に噛み込

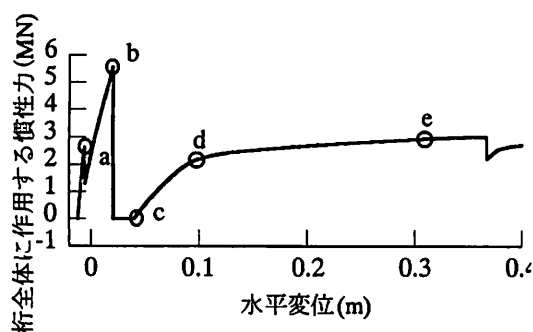
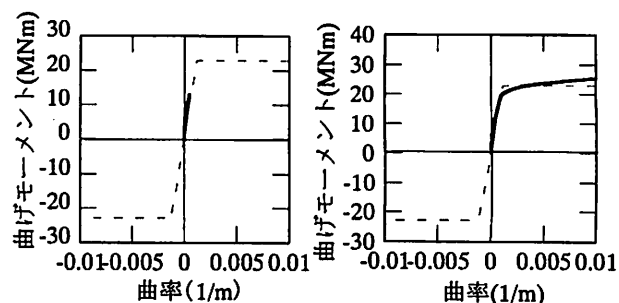
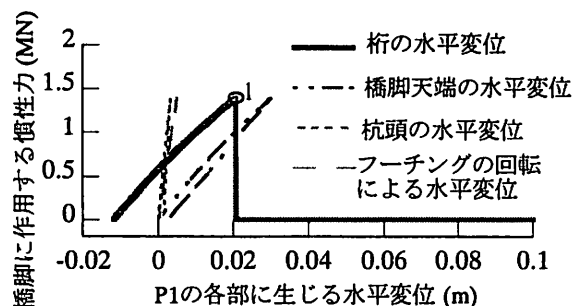


図-21 桁全体に作用する水平力と桁の水平変位の関係 (B-1橋, P2において噛み込みが生じる場合)



(a) P1 (b) P2

図-23 橋脚の塑性ヒンジにおける曲げモーメントと曲率の関係 (B-1橋, P2において噛み込みが生じる場合)



(a) P1

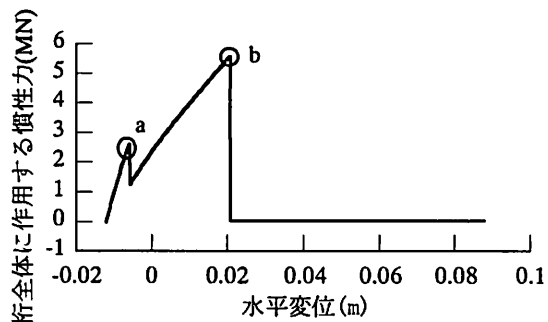
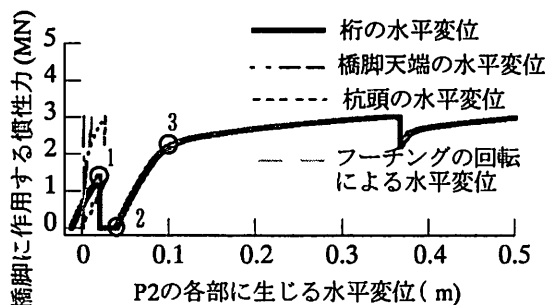


図-24 桁全体に作用する水平力と桁の水平変位の関係 (B-2 橋)



(b) P2

図-22 各部に作用する慣性力と水平変位の関係 (B-2 橋)

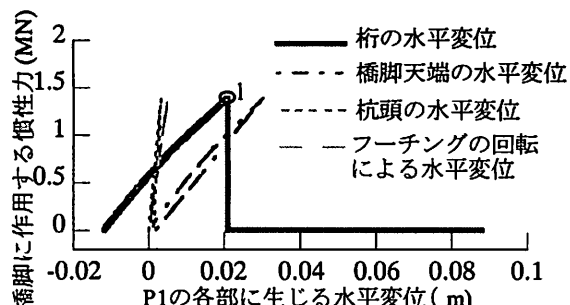


図-25 各部に作用する慣性力と水平変位の関係 (B-1 橋, P2 において噛み込みが生じる場合)

むと仮定した場合の、水平力～桁変位の関係は図-21のようになる。ここで、点cに至るまでは図-17に示したと同じであるが、支承のロックのために、点c以降、P2に作用する水平力が増加し始め、dになるとP2が降伏し、桁変位が0.325mの時に、P2の基部が終局に達する。図-22はP1とP2を例に、各部に生じる変位を示したものである。P2において支承のロックが生じるが、P1を含めてその他の橋脚や橋台ではロックは生じないと仮定している。このため、P1の関係は図-18に近い特性を示すが、P2においては、点2以降、桁作用力が増加し、上述したように、P2の橋脚基部が終局に至る。図-23はP1及びP2の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の関係である。

P1は弾性域にあるが、P2については上述したように終局に至ることを示している。従って、支承のロックを考慮した場合には、P2が破壊される可能性がある。このように、支承の噛み込みを考慮するかしないかは、橋梁の破壊メカニズムに大きな影響を与える。いずれが危険であるかは、一概には言えないが、橋全体系として耐震性を評価していく必要がある。

### (3) B-2橋

B-2橋の水平力～桁変位の関係を図-24に示す。主鉄筋段落としがあるRC橋脚では、塑性率がおよそ2になった時に、せん断破壊が起こる。しかし、桁変

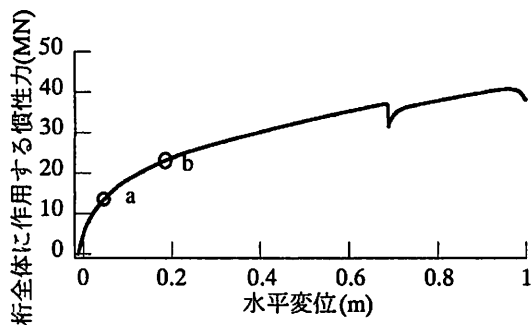


図-26 桁全体に作用する水平力と桁の水平変位の関係  
(B-3 橋)

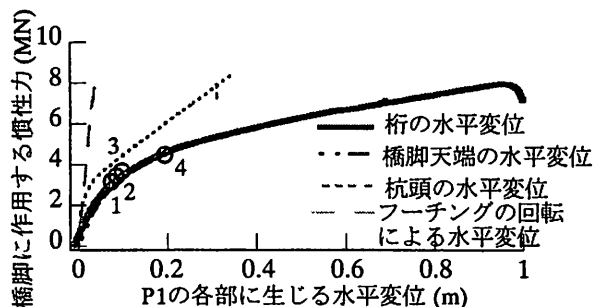
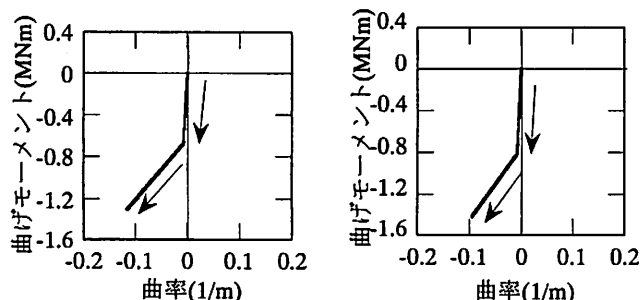


図-27 各部に作用する慣性力と水平変位の関係  
(B-3 橋)



(a) 最後列の杭

(b) 最前列の杭

図-28 P1における杭頭における曲げモーメントと  
曲率の関係 (B-3 橋)

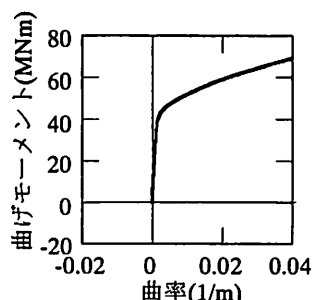


図-29 P1の塑性ヒンジにおける曲げモーメント  
と曲率の関係 (B-3 橋)

位が0.020mになると、橋脚上のすべての固定支承が破断するため、橋脚はまだ降伏していない。また、ここに示していないが、杭基礎もまだ降伏していない。従って、B-2橋の保有変位Cは0.020mとなる。図-25はP1を例に、橋脚、基礎の併進と回転による桁変位を示す。橋脚変位よりも桁変位が小さいのは、B-1橋の場合と同じである。

#### (4) B-3橋

B-3橋の水平力～桁変位の関係を図-26に示す。いずれの杭基礎においても、最初に後列の杭が、次に前列の杭が降伏し、桁変位が0.147mの時(点a)に、すべての杭が降伏する。従って、この時の変位がB-3橋の保有変位Cとなる。

なお、P1を例に、もう少し損害の過程を詳しく見てみると、図-27は橋脚、基礎の併進と回転による桁変位を示す。桁変位が0.115mの時に最後列の杭が降伏し(点1)、桁変位が0.139mになると最前列の杭が降伏する(点2)。図-28はP1における最後列と最前列の杭の曲げモーメント～曲率の関係を示したもので、この関係は非線形域に入る。また、桁変位が0.198mになる(図-27の点4)と、橋脚が降伏し、図-29のように、P1の曲げモーメント～曲率の関係も非線形域に入る。この結果から分かるように、橋脚と支承だ

けを補強すると、杭が先に降伏し、これによって橋梁システムとしての機能が失われることになる。従って、橋梁系としての本来の機能を発揮するためには、橋全体系を補強する必要がある。

## 5. 耐震性能の評価法

支承が破断しないと仮定し、プッシュオーバー解析によって橋全体としての1次剛性と2次剛性を求めた結果を表-1に示す。ゴム支承で支持されているため、A橋の1次剛性は鋼製固定支承で支持されたB-1～B-3橋に比較すると小さい。1次固有周期に相当する加速度応答スペクトルを図-2から求めて、これに橋の有効質量を乗じた弾性慣性力を1次剛性で除して弾性応答変位を求める。さらに、これにエネルギー一定則を適用して、橋の非線形応答変位を求め、これを要求変位Dとする。なお、橋梁としての有効質量は、A橋の場合には桁の質量および橋台と橋脚の質量の1/2との合計とし、B橋では、橋台A1を除いた質量とした。この理由は、A橋では、ゴム支承で支持されているため、橋台の影響も受けるが、B橋では、橋台A1上は可動支承で支持されているためである。

以上の方式により、A橋の耐震性を評価すると、

表-1 各橋梁の耐震性能指標

| 特性           |                  | A 橋    | B-1 橋   | B-2 橋   | B-3 橋   |
|--------------|------------------|--------|---------|---------|---------|
| 固有周期 (s)     |                  | 1.20   | 0.80    | 0.53    | 0.74    |
| キャパシティ       | 1 次剛性(kN/m)      | 81,498 | 217,920 | 222,510 | 225,060 |
|              | 2 次剛性(kN/m)      | 13,182 | 9,750.3 | 10,215  | 16,756  |
|              | 降伏変位(m)          | 0.391  | 0.049   | 0.044   | 0.045   |
|              | 保有変位(m)          | 0.666  | 0.021   | 0.020   | 0.147   |
| デマンド         | 設計加速度( $m/s^2$ ) | 25.45  | 50      | 50      | 50      |
|              | 弾性変位(m)          | 1.110  | 0.775   | 0.759   | 0.751   |
|              | 要求変位(m)          | 1.480  | 2.774   | 2.750   | 1.873   |
| 耐震性能指標(ポイント) |                  | 45     | 0.76    | 0.73    | 7.85    |

固有周期は1.2 s であるため、図-2により、加速度応答スペクトルは $25.45 \text{ m/s}^2$ となり、要求変位  $D$  は1.48m となる。一方、前述したように、A橋の保有変位  $C$  は0.653mであため、式(2)より、A橋の耐震性指標 $I_{sp}$ は45ポイントとなる。

同様に、B橋の場合にはいずれも加速度応答スペクトルは $50 \text{ m/s}^2$ となり、保有変位  $C$  はB-1橋では0.021m、B-2橋では0.020m、B-3橋では0.147mであるため、耐震性指標 $I_{sp}$ は、B-1橋では0.76ポイント、B-2 橋では0.73ポイント、B-3橋では7.85ポイントとなる。それらの耐震性能指標 $I_{sp}$ を表-1に示す。

表-1から分かるように、A橋の $I_{sp}$ は一番高く、B-2橋の $I_{sp}$ が一番低い。B-3橋では、段落とし部と同時に支承も耐震 補強したため、 $I_{sp}$ が向上した。ただし、杭が補強されていないため、 $I_{sp}$ はまだ低い値となっている。

## 6. 結論

本研究では、橋脚と杭基礎の降伏及び支承の破断を考慮し、橋梁全体系としての終局に至るまでのプッシュオーバー解析を行った。耐震性能指標 $I_{sp}$ に基づいて、2002の基準に基づいた橋梁と1964年に基づいた橋梁の耐震性の評価を行った。その結果から得られた結論は以下のようになる。

- 1) 2002年の基準に基づいて設計したA橋では、 $I_{sp}$  は45ポイントであるのに対して、1964年の基準に基づいて設計したB-1橋とB-2橋では、 $I_{sp}$  は0.76ポイント、0.73ポイントとなる。
- 2) B-2橋の支承と橋脚を耐震補強したB-3橋では、 $I_{sp}$  は0.76ポイントから7.85ポイントに上昇する。 $I_{sp}$  を導入することにより、耐震補強の効果を定量的に測ることができる。
- 3) B-3橋では、杭は耐震補強されていないため、杭

が橋脚より先に降伏し、終局に至る。そのため、杭も耐震補強することにより $I_{sp}$ をさらに高めることができる。

- 4) 今後、 $I_{sp}$ の妥当性を検討するために、より多くの橋を解析する必要がある。また、 $I_{sp}$ が100ポイントとなる橋をどのように定義するかが、今後の課題である。

## 参考文献

- 1) 川島一彦，長谷川金二，小山達彦，吉田武史：等価エネルギー法による鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答変位の水平精度，土木技術資料，29-5，pp. 15-20，1987。
- 2) (財) 土木研究センター：落橋防止構造設計ガイドライン（案），2005。
- 3) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridges Pier, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 4) Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and Reloading Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 1, pp. 112-122, 2006.
- 5) Menegotto, M. and Pinto, P.E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Force and Bending, Proc. of IABSE Symposium and Resistance and Ultimate Deformability of Structure Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973.
- 6) 矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集，No. 626/I-48，pp. 51-68，1997。
- 7) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No. 619/I-47，pp. 131-144，1999。