

レベル2地震動を受ける鋼製橋脚の応答値

宇佐美勉¹，今井真理²，葛西昭³

¹フェロー会員 D.Sc. 名古屋大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²正会員 修士 (工学) 株式会社 総合技術コンサルタント (〒101-0048 千代田区神田司町 2-7)

³正会員 博士 (工学) 名古屋大学助手 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本論文は、現行道路橋示方書に規定されているレベル2地震動が、レベル1地震動で1次設計された単柱式および門形ラーメン鋼製橋脚に作用した場合の応答値(Demand)の統計量を提示しようとするものである。統計量としては、最大応答変位、残留変位、最大応答ひずみ、最大Drift、累積塑性変形倍率であり、これらの量間の相関関係も回帰分析により提示されている。結果は、鋼製橋脚の耐震性能向上の目標値、あるいは変位照査法と整合のとれたひずみ照査法における限界値を算定するために利用できる。

Key Words: steel bridge piers, seismic response analysis, demands, statistical data, correlation equations

1 緒言

本論文は、レベル1地震動で1次設計された単柱式および門形ラーメン鋼製橋脚に、現行道路橋示方書¹⁾に規定されているレベル2地震動が作用した時の応答値(Demand)の統計量を提示したものである。統計量としては、最大応答変位、残留変位、最大応答ひずみ、最大Drift、累積塑性変形倍率であり、これらの量間の相関関係も回帰分析により提示されている。それらの量は耐震性能照査の応答値として使用される量で、通常、局部座屈あるいは低サイクル疲労に伴う脆性破壊の影響を無視して地震応答解析によって直接算定される量である。局部座屈あるいは脆性破壊は、限界値(Capacity)を算定する際に考慮され、応答値が限界値を上回らない条件で耐震性能照査が行われる^{1)~3)}。このように、応答値は耐震性能照査を行う場合に必ず算定される量であるので、応答値の統計量を提示する意義を明確にしておく。

a) 鋼製橋脚の変形性能(Capacity)の向上に関する研究では、Demandを明確にせず、専らCapacity向上のみを図った研究も多い。CapacityはDemandに応じて向上させればよいわけで、レベル1地震動で1次設計された鋼製橋脚に対して、レベル2地震動のDemandがどの程度の大きさになるのか、即ち

Capacity向上の目標値はどの程度に設定すればよいのかを明確にすることは重要である。

b) 耐震性能照査は、変位照査法とひずみ照査法がある^{2),3)}。両方法に整合性を持たせるためには、最大応答変位、最大応答ひずみ、残留変位の間の相関関係が必要である。

上記に関してコメントを追加する。1自由度系構造物が塑性変形を伴う応答を生ずる場合の降伏震度—塑性率—固有周期の関係を表したものに所要降伏震度スペクトル^{4),5)}がある。これから1自由度系構造物に対する大地震時での応答値を求めることが可能である。しかしながら、所要降伏震度スペクトルは、レベル1地震動に基づく1次設計には触れられていないので、本論文で明らかにしようとしている1次設計された構造物が、レベル2地震動を受けるときの応答量を直接知る目的のためには必ずしも見通しは良くない。

周知のように、土木構造物の設計は性能照査型設計法へと移行しつつある。現行道路橋示方書における橋脚の耐震設計においては、レベル1地震動に対しては無損傷、レベル2地震動に対しては崩壊を免れるという要求性能に加え、重要な橋に関しては橋脚に残留する傾き(Drift)を1/100以下に押さえるという、地震終了後の使用性に関する規定が設けられて

いる¹⁾。さらに、上部構造に対して、その力学的特性が十分検討され、妥当性が実験等によって検証されている場合には副次的な塑性変形を許容してもよいとしている。このことを踏まえ、文献3),6)では、上部構造に許容できる損傷度に対応する最大応答変位、最大応答ひずみ、あるいは残留変位の規定値の試案が示されている。その際、整合性のある規定を策定するためには、これらの量の間に成り立つ相関関係を知ることが必要である。

本論文では、幅厚比パラメータと細長比パラメータを種々変化させた正方形補剛箱形断面の単柱式鋼製橋脚14体、および柱の幅厚比パラメータと細長比パラメータ、および柱長とはりのスパン比を変化させた補剛箱形断面の門形ラーメン鋼製橋脚8体に、18種類のレベル2地震動を作用させたときの応答値を弾塑性地震応答解析より算定して前述の Demand の統計量の提示を行っている。但し、前述のように、橋脚の局部座屈、脆性破壊については考えていない。

2 鋼製橋脚の地震応答解析

2.1 概要

上部構造重量が脚の中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚(図-1)と、上部構造重量が柱の中心軸に作用する門形ラーメン鋼製橋脚(図-2)の解析を行う。基部は固定とし、現行道路橋示方書に基づいてレベル1地震動に対して1次設計(許容応力度設計)されたものを用いる。入力地震動は、表-1に示すように、道路橋示方書レベル2地震動で、地盤種(3種類)、タイプ(2種類)に応じて計18種類である。モニターする応答値は、柱頂部の水平変位と柱基部フランジに設定した有効破壊長領域^{2),3)}(損傷部材セグメント)の長さで、フランジ幅の0.7倍)での平均圧縮ひずみである。門形ラーメン橋脚については、両柱基部以外に隅角部付近のフランジの平均圧縮ひずみもモニターする。但し、隅角部の損傷は考えないものとする。解析は、せん断変形を考慮した、はり要素(Timoshenkoはり要素)を用い、鋼材の応力-ひずみ関係は1軸の修正2曲面モデル⁷⁾を使用する。

2.2 解析モデル

(1) 単柱式橋脚

断面は、フランジ、ウェブそれぞれに補剛材を3本有する正方形補剛箱形断面で、使用鋼材はSM490

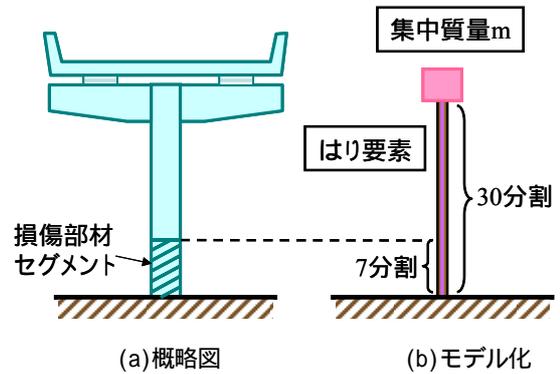


図-1 解析モデル(単柱式鋼製橋脚)

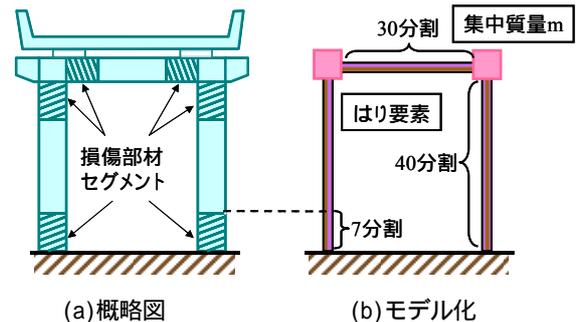


図-2 解析モデル(門形ラーメン鋼製橋脚)

表-1 地震応答解析に使用する地震動¹⁾

| タイプ | 地盤種 | 観測地(方向)・最大加速度(cm/sec ²) | |
|-----|-----|-------------------------------------|-----|
| 1 | I | 開北橋周辺地盤上(橋軸成分) | 319 |
| | | 開北橋周辺地盤上(橋軸直角成分) | 346 |
| | | 七峰橋周辺地盤上 | 323 |
| | II | 板島橋周辺地盤上(橋軸成分) | 363 |
| | | 板島橋周辺地盤上(橋軸直角成分) | 385 |
| | | 温根沼大橋周辺地盤上 | 365 |
| | III | 津軽大橋周辺地盤上(橋軸成分) | 424 |
| | | 津軽大橋周辺地盤上(橋軸直角成分) | 433 |
| | | 釧路川堤防周辺地盤上 | 439 |
| 2 | I | 神戸海洋気象台地盤上(NS成分) | 812 |
| | | 神戸海洋気象台地盤上(EW成分) | 766 |
| | | 猪名川架橋予定地周辺地盤上(NS成分) | 780 |
| | II | JR西日本鷹取駅構内地盤上(NS成分) | 687 |
| | | JR西日本鷹取駅構内地盤上(EW成分) | 673 |
| | | 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 | 736 |
| | III | 東神戸大橋周辺地盤上(NS成分) | 591 |
| | | ポートアイランド内地盤上(NS成分) | 557 |
| | | ポートアイランド内地盤上(EW成分) | 619 |

である。橋脚の諸元を表-2に示す。幅厚比パラメータ R_f (文献1の記号で R_R)は、0.35と0.5、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は、0.2から0.8まで0.1刻みで7種類変化させてある。このような条件で道路橋示方書に従い1次設計することにより、載荷可能な上部構造重量が表-2のように求められる。その結果、固有周期

表-2 解析モデルの諸元 (単柱式橋脚)

| | |
|----------------------------|--|
| フランジ幅=ウェブ幅 [m] | 1.36, 1.94 |
| 板厚[mm] | 20 |
| 縦補剛材幅[m] | 0.132, 0.145 |
| 縦補剛材板厚 [mm] | 20 |
| フランジ&ウェブ縦補剛材数 | 3 |
| 柱高さ h [m] | 4.19~24.2 |
| 幅厚比パラメータ R_f | 0.35, 0.5 |
| 柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ | 0.2~0.8 (0.1刻み) |
| 上部構造重量 W [kN] | $1.26 \times 10^4 \sim 2.98 \times 10^3$ |
| 軸力比 N/N_y | 0.2890.0786 |
| 固有周期 T [sec] | 0.391~2.83 |

表-3 解析モデルの諸元 (門形ラーメン橋脚)

| | 柱 | 梁 |
|----------------------------|--|--------------------------|
| フランジ幅 [m] | 2.70 | 2.70 |
| ウェブ幅 [m] | 2.70 | 2.00 |
| 板厚 [mm] | 20, 32 | 32 |
| 縦補剛材幅 [m] | 0.19, 0.26 | 0.211 |
| 縦補剛材板厚 [mm] | 32 | 24 |
| フランジ縦補剛材数 | 4 | 3 |
| ウェブ縦補剛材数 | 4 | 0 |
| 部材長 [m] | 10, 12, 14, 20 | 8.0 |
| 幅厚比パラメータ R_f | 0.35, 0.56 | 0.35 (フランジ) 1.3 (ウェブ) |
| 柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ | 0.149~0.294 | |
| 上部構造重量 W [kN] | $4.851 \times 10^4 \sim 1.444 \times 10^4$ | |
| 柱の軸力比 N/N_y | 0.197~0.327 | |
| 固有周期 T [sec] | 0.45~1.15 | |

も算定でき、0.391~2.83 秒の間にある。要素分割は柱全体を 30 分割、損傷部材セグメントを 7 分割している。また、解析の簡便化を図るために、補剛断面を等価な無補剛断面に置き換える⁸⁾。

(2) 門形ラーメン橋脚

柱に正方形補剛箱形断面、はりに長方形補剛箱形断面を有する 1 層 1 スパン門形ラーメン鋼製橋脚で、使用鋼材は SM490 である。柱断面はフランジ、ウェブそれぞれに補剛材 4 本を有する正方形補剛箱形断面である。はり断面は、フランジ板に補剛材 4 本を設置した長方形補剛箱形断面である。ただしウェブは無補剛である。単柱式橋脚と同様の方法で 1 次設計された橋脚の諸元を表-3 に示す。柱の幅厚比パラメータは 0.35, 0.56, 柱の高さは 10, 12, 14, 20m と 4 種類変化させてある。また、はりの断面および長さ(8m)は一定である。ラーメン柱の有効座屈長⁹⁾を基に計算した柱の細長比パラメータは 0.149~0.294 の範囲にある。要素分割は柱を 40 分割、梁を 30 分割し、図-2(b)のように設けられた有効破壊長領域は 7 分割としている。また、単柱式鋼製橋脚と同様に、補剛断面は等価な無補剛断面に置き換える。

2.3 地震応答解析概要

上部構造質量を集中質量と考え、橋脚の質量を無視して複合非線形理論に基づく地震応答解析を行った。解析コードは構造解析汎用プログラム ABAQUS ver.6.3¹⁰⁾である。減衰は質量比例型の減衰で、減衰定数は 0.05 を用いた。応答計算は線形加速度法を用い、時間間隔は初期時間増分を 0.001 秒、自動時間増分制御により最大時間増分 0.01 秒以内で解析を行った。

表-4 部材損傷度の区分分け^{3),6)}

| 部材健全度 | 健全度1 | 健全度2 | 健全度3 | 健全度4 |
|----------|---|-------|--------|-------|
| 損傷度のイメージ | 無損傷 | 軽微な損傷 | 限定的な損傷 | 大きな損傷 |
| 図-3の記号 | ○ | △ | □ | ◇ |
| 応答塑性率制限値 | ←----- ----- ----- ----- -----→ 1.0 1.7 4.0 8.0 δ_{max}/δ_y | | | |
| 残留変位制限値 | ←----- ----- ----- ----- -----→ 1000 300 100 h/δ_R | | | |

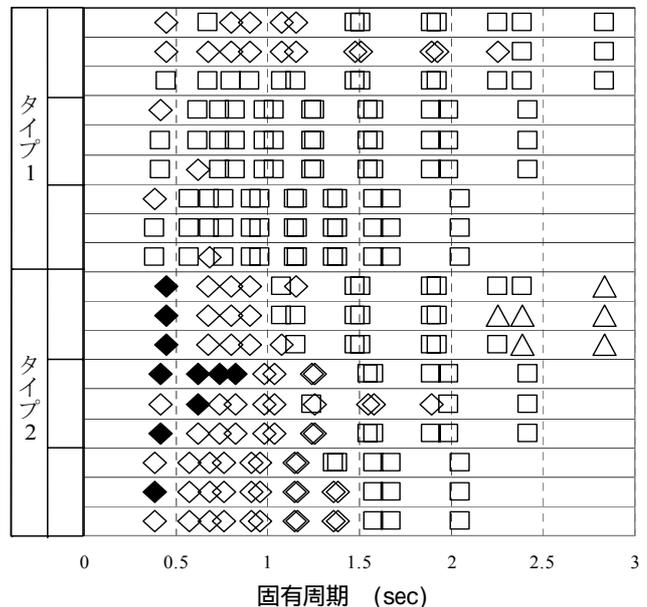


図-3 応答塑性率の分布 (記号は表-4 参照)

3 単柱式鋼製橋脚の解析結果

3.1 応答塑性率

応答塑性率, すなわち柱頭の最大応答変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除した量を, 入力地震動別および固有周期別に図-3に示す. 図中の入力地震動の上からの順序は, 表-1の順番である. 応答塑性率の大きさは, 表-4に示されている部材健全度の区分け^{3),6)}に従って区別されている. 図-3から, タイプ1地震動による応答は部材健全度3(応答塑性率:1.7~4.0)程度の応答を示すものが多いことが分かる. しかしながら, I種地盤の開北橋周辺地盤上(橋軸方向, 橋軸直角方向)の入力地震波による結果(図-3のタイプ1, 地盤種Iの地震波の1, 2番目)のように, 固有周期の広い範囲に亘って応答塑性率が健全度4(応答塑性率:4.0~8.0)に達するものもある. この開北橋周辺地盤上(橋軸直角方向)を入力地震動とし, 細長比パラメータ0.3, 幅厚比パラメータ0.35(固有周期0.67秒)のモデルに対する応答変位時刻歴を図-4に示す. この橋脚は, 2秒付近で一方に傾き, 元の位置に戻らず, 残留変位の大きい危険な応答を示す. この結果は, 同じ地震波を用いて著者の一人が以前行った鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験で観察された結果¹⁾と良く一致する.

一方, タイプ2地震動は部材健全度3から4に至る大きな応答を示すものが多く, 特に固有周期が小さい橋脚では部材健全度5(応答塑性率:8.0以上)に達するものもある. タイプ2地震動については, 早い時間に非常に大きな振幅の応答が1回程度起こるといった特徴を有しており, その時点で大きな損傷を受ける橋脚が多い.

次に, 応答塑性率の頻度を調べる. 図-5は地震動タイプ別の頻度を示し, 横軸に応答塑性率, 縦軸に頻度を相対度数で表したものを取っている. 図-5より, 応答塑性率は, タイプ1では2~6の限定された

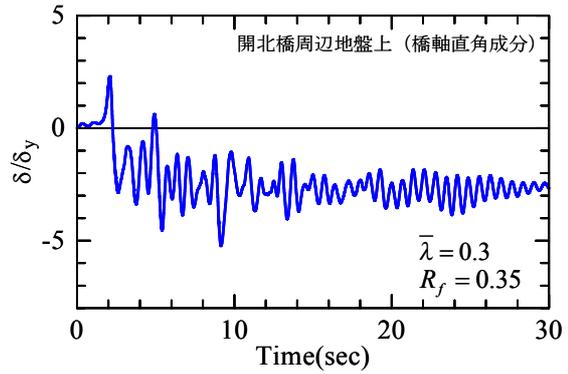
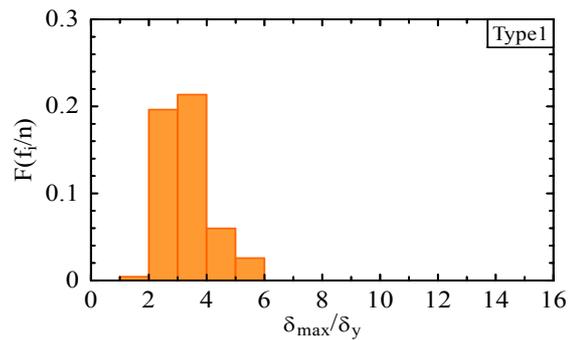
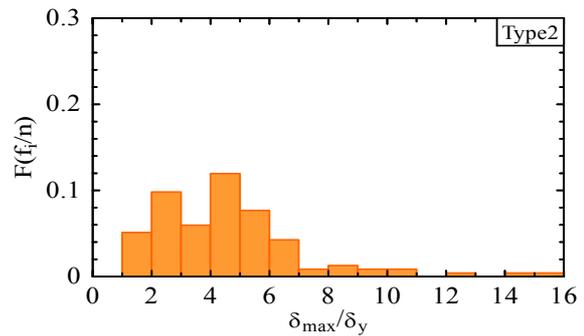


図-4 開北橋周辺地盤上(橋軸直角成分)の地震応答

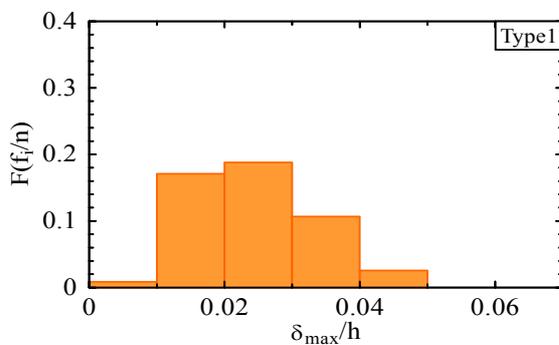


(a)Type1 地震動

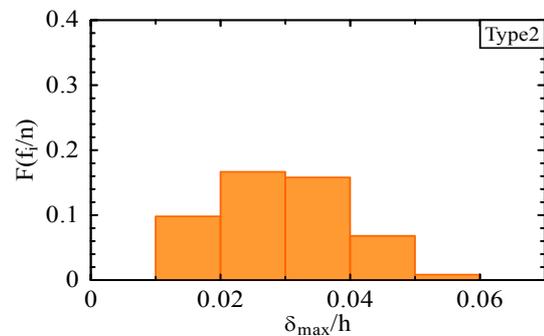


(b)Type2 地震動

図-5 応答塑性率の頻度



(a)Type1 地震動



(b)Type2 地震動

図-6 最大 Drift の頻度

領域に分布するが、タイプ2地震動では、大きな応答を示す場合の頻度は少ないものの、2~16の非常に広い範囲に分布することが分かる。応答塑性率が8以上となるような橋脚は、特に柱の高さが小さい場合である(図-3中の◆で示した橋脚)。柱の高さが小さい橋脚は、降伏変位が非常に小さいため、降伏変位で無次元化することにより、応答塑性率は大きくなる傾向にある。

3.2 最大Drift

次に、最大応答変位を橋脚高さで除した最大Drift (δ_{max}/h) の頻度を考察する。Driftは橋脚の傾きを表す量であるため直感的に捉えやすい。建築構造物では、強度の照査に加え、剛性の照査として層間回転角(層間のDrift)を例えば1/50以下に制限するというような設計を行っている。図-6は地震動タイプ別に見たDriftの頻度を示す。この図より、Driftの大きさは、両タイプとも0.01~0.055の比較的狭い領域に分布し、0.02(1/50)~0.04(1/25)の範囲内にあるものが多いことが分かる。応答塑性率で飛び抜けて大きな値を与えた、タイプ2地震動を受ける、高さが低い橋脚10本(図-3中の◆の橋脚)は、Driftで表すと0.025~0.055の狭い範囲内に入る。このことから、目標変位限界値(Capacity)を設定する場合は、応答塑性率で考えるよりもDriftの方が良いのかもしれない。ここでの計算結果では、Driftの上限は0.055=1/18程度である。

3.3 最大応答変位と最大応答ひずみの相関

次に、柱頭の最大応答水平変位 δ_{max} と損傷部材セグメントにおける圧縮フランジの平均応答ひずみの最大値 $\epsilon_a)_{max}$ (図-7参照、以下単に最大応答ひずみと呼ぶ)の関係を求める。

パラメトリック解析に用いた全ての橋脚に対する最大応答変位と最大応答ひずみの関係を図-8に示している。最大応答変位と最大応答ひずみは非常に強い相関関係があることがこの図より分かる。このデータより、非線形最小2乗法を用いて平均値曲線と標準偏差Sを求めると次のようになる。

$$\frac{\epsilon_a)_{max}}{\epsilon_y} = 5.98 \sqrt{\frac{\delta_{max}}{\delta_y} - 1.42} \quad (S=1.14) \quad (1)$$

ただし、適用範囲は $1.42 \leq \delta_{max}/\delta_y \leq 15.9$ である。図-8には、式(1)の平均値曲線(M曲線)、および、(平均

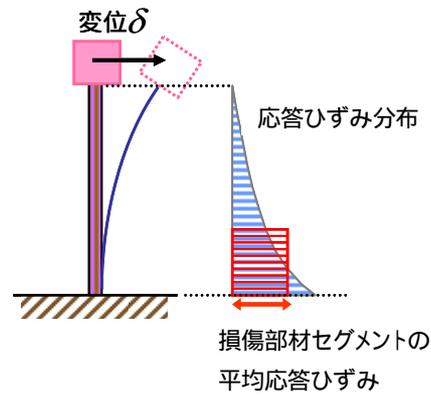


図-7 平均応答ひずみの概念

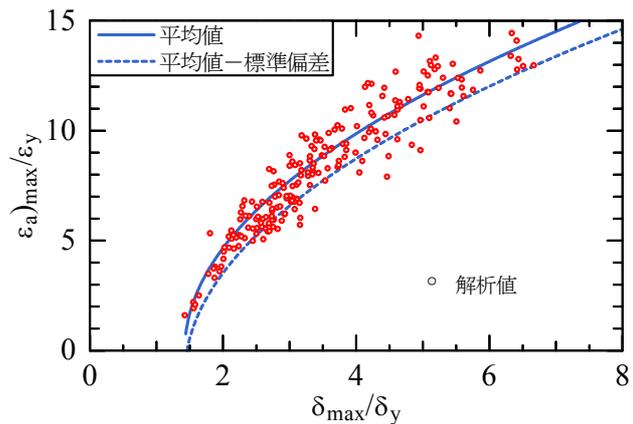


図-8 最大応答変位と最大応答ひずみの関係

値-標準偏差) 曲線 (M-S曲線) が示されている。

3.5 残留変位と最大応答ひずみの相関

一般に残留変位を解析により正確に求めることは難しい。本論文のように、比較的正確な構成則(修正2曲面モデル)を用いた解析でも残留変位のバラツキは避けられない。そこで、既存の残留変位と最大応答変位の経験式^{2),3),8),12)}を基に残留変位と最大応答ひずみ相関式を求めることにした。残留変位と最大応答変位の経験式(平均値曲線)は次のように表される。

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{200} \left(\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right)^{0.75} - \frac{3}{400} \quad (S=0.003) \quad (2)$$

ここで、 δ_R =残留変位、S=標準偏差である。この式は、主として単柱式鋼製橋脚モデルを用いたハイブリッド地震応答実験から求められた経験式である。式(1)と式(2)より残留変位 δ_R/h と平均応答ひずみ

の最大値 $\varepsilon_a)_{\max} / \varepsilon_y$ の相関関係が求められる。その際、解析結果のバラツキが非常に大きいことを考え、式(1),(2)の平均値曲線を M とし、それから標準偏差を減じたものを(M-S) として、表-5 の凡例のように 3 通りの曲線を求め、解析結果と共に表示したものが図-9 である。解析値はバラツキが大きいことが分かるが、図の塗りつぶした点は細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が 0.6 以上の結果であり、(M-S)/(M-S)曲線を大幅に下回る点は、その領域のデータが多い。所が、実際の橋脚の細長比パラメータはほとんどが 0.5 以下であるので、その範囲内で(M-S)/(M-S)曲線を残留変位

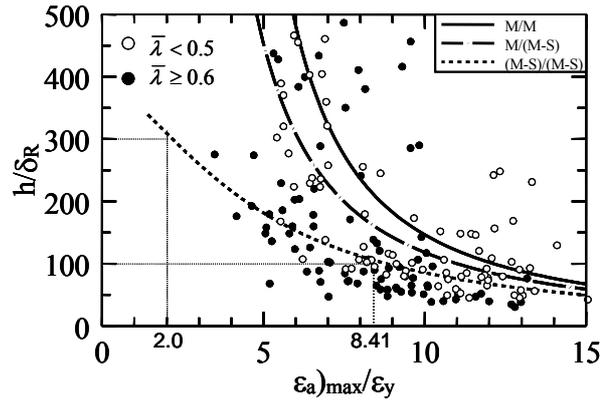


図-9 残留変位と最大応答ひずみの関係

と最大応答ひずみを表す相関関係の下界値相当として採択するのが適切と考えられる。文献3),6)では、このような考察から、地震後の使用性に関して、「残留変位による照査」および「最大応答変位による照査」と整合性の取れた「ひずみによる照査」を行うことができるよう、部材健全度に応じたひずみ制限値を、表-5 のように規定している。即ち、部材健全度 2 (軽微な損傷)、および部材健全度 3 (限定的な損傷) に対する残留変位制限値(それぞれ、1/300, 1/100)、に対応する最大応答変位制限値は式(2)から求められ、さらに、それらと整合性の取れた最大応答ひずみ制限値が式(1)から求められる。上述の考察から、設計での推奨値は、表-5 中の薄墨の値である。即ち、軽微な損傷を許容する場合、最大応答ひずみの制限値は、降伏ひずみの 2 倍である。

表-5 残留変位、最大応答変位および最大応答ひずみ制限^{3),6)}

| 部材健全度 (損傷度レベル) | | 部材健全度 2 (軽微な損傷) | 部材健全度 3 (限定的損傷) |
|--|----------------|--------------------|--------------------|
| 残留変位制限値 $\delta_R)_{\lim}/h$ | | 1/300 | 1/100 |
| 最大応答変位制限 $\delta_{\max})_{\lim}/\delta_y$ | 平均値 (M) | 2.80 | 5.31 |
| | 平均値-標準偏差 (M-S) | 1.70 | 3.98 |
| 最大応答ひずみ 制限 $\varepsilon_a)_{\max} / \varepsilon_y$ | M/M (凡例参照) | 7.01 | 11.8 |
| | M/(M-S) | 5.87 | 10.7 |
| | (M-S)/(M-S) | 2.00 | 8.41 |

(凡例)

| 表中の記号 | 最大応答変位 (式 2) | 最大応答ひずみ(式 1) |
|-------------|--------------|--------------|
| M/M | 平均値 | 平均値 |
| M/(M-S) | 平均値 | 平均値-標準偏差 |
| (M-S)/(M-S) | 平均値-標準偏差 | 平均値-標準偏差 |

3.6 累積塑性変形倍率

土木鋼構造物の耐震設計では専ら応答変位あるいは応答ひずみの最大値が耐震性能照査に用いられ、履歴の影響は通常考慮されない。所が、建築鋼構造の分野では、繰り返し変形時の履歴を考え、エネルギー吸収量(荷重-変形履歴曲線が囲む面積)あるいは、塑性変形量の総和を表す累積塑性変形量など

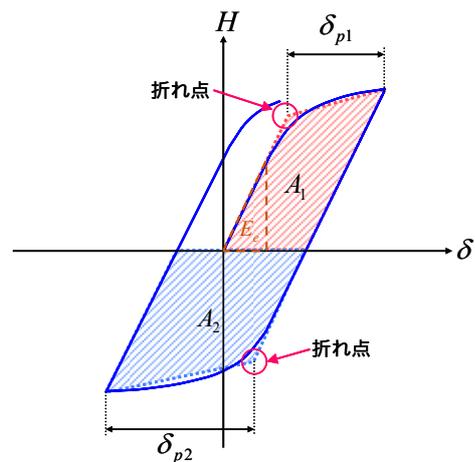


図-10 累積塑性変形倍率の算定の概念図

で耐震性能を評価する場合もある^{13),14)}。これらは、低サイクル疲労による鋼構造物の劣化に視点をおい

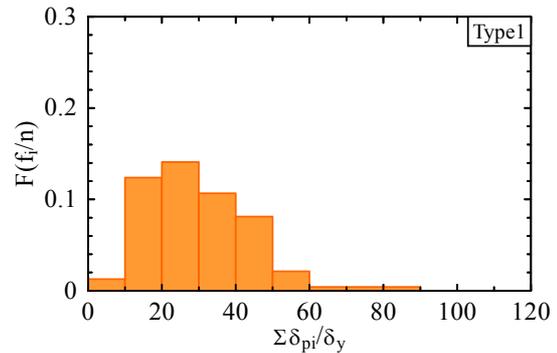
た指標と考えられる。ここでは、鋼製橋脚のDemandとして、累積塑性変形量がどの程度の大きさになるかを試算してみる。

累積塑性変形を算定するために、**図-10**に示すように、荷重-変位履歴ループから各 1/2 ループの面積 $A_i (i=1,2, \dots)$ を求め、各 A_i と面積が等価となるようなバイリニアール（第1勾配は履歴曲線と同一とする）を設定し、**図**のように塑性変形 $\delta_{pi} (i=1,2, \dots)$ を得る。この塑性変形を累積し、降伏変位で除して累積塑性変形倍率が算定される。即ち、

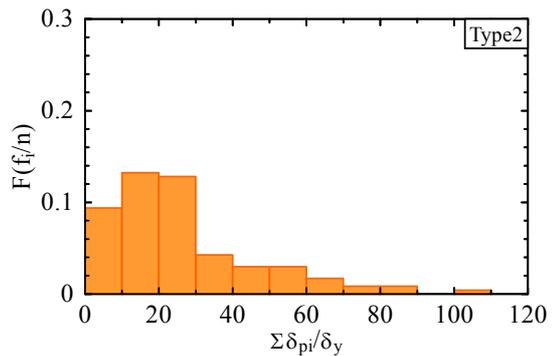
$$\text{累積塑性変形倍率} = \sum_i \delta_{pi} / \delta_y \quad (3)$$

図-11は地震動のタイプ別に累積塑性変形倍率の頻度を示したものである。地震動のタイプによる明らかな傾向の違いは見受けられないが、タイプ1地震動に対しては10~50、タイプ2地震動に対しては0~30に比較的多く分布しており、タイプ1地震動による累積塑性変形倍率が比較的大きいことが言える。これは、地震動の特性による差である。すなわち、タイプ1地震動に関しては、振幅は小さいが比較的時間に繰り返し振動が発生し、またタイプ2地震動に関しては、早い時刻に大きい振幅を持った振動が1回程度発生するという傾向がある。したがって累積塑性変形という考え方からは、振幅は小さくとも繰り返し数の多いタイプ1地震動による累積塑性変形倍率は大きく、繰り返しの少ないタイプ2地震動による累積塑性変形倍率は小さくなるという傾向があると考えられる。このことは、応答塑性率とは逆の傾向である。なお、累積塑性変形倍率の全データの上限は、ほぼ110である。これは、アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの累積塑性変形倍率の値¹⁵⁾とほぼ同程度の値である。

以上の考察から、今後の課題としては、地震動の特性を耐震設計に反映させるために最大応答変位あるいは最大応答ひずみのみならず、累積塑性変形量のような履歴を考慮できる量も耐震性能照査に導入する必要があるであろう。あるいは、Damage Index¹³⁾のように、最大応答変位と累積塑性変形量（あるいは、エネルギー吸収量）の線形和で評価する考え方もであろう。



(a) Type1



(b) Type 2

図-11 累積塑性変形倍率の頻度

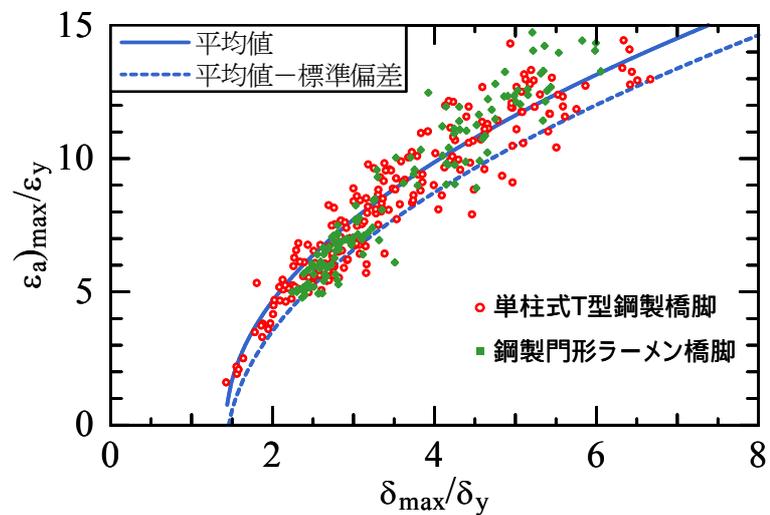


図-12 単柱式およびラーメン橋脚の解析値の比較

4 門形ラーメン鋼製橋脚の解析結果

4.1 単柱式鋼製橋脚との比較

柱頂部の最大応答変位 δ_{max} と損傷部材セグメントにおける圧縮フランジの平均応答ひずみの最大値 $\varepsilon_{s,max}$ の関係を単柱式鋼製橋脚の結果と比較する。ここで損傷部材セグメントについて、**図-2**のように6ヶ

所に設置しているが、このうち最も大きい最大応答ひずみが得られる領域を確認し、その領域で最も大きく得られる平均ひずみを最大応答ひずみとする。

図-12に単柱式と門形ラーメン橋脚の解析結果を同時にプロットしたものを示している。図中の曲線は、前述した単柱式橋脚の解析結果から得られた相関式(式1)を表している。この図からわかるように、門形ラーメン橋脚の構造系全体としての解析結果は、単柱式鋼製橋脚の解析結果と大差が無く、相関式は全ての解析結果を良く捉えていると言えよう。即ち、式(1)の最大応答変位と最大応答ひずみの相関式は、単柱式鋼製橋脚のみならず1層1スパン門形ラーメンにも使用できることを示している。一方、残留変位と最大応答変位の関係を表す式(2)は、1～2層の1スパンラーメン橋脚にも適用可能²⁾であることから、表-5の結果は、1層1スパン門形ラーメン鋼製橋脚まで適用可能と考えられる。この点については、更なる検討が必要である。

4.2 最大応答ひずみ

先にも記したように、鋼製門形ラーメン橋脚には6箇所の損傷部材セグメントを設けている。これは柱基部あるいは隅角部などいずれの領域においても最大応答ひずみが得られる可能性があると考えたためである。そこで各損傷部材セグメントで地震波に応じてそれぞれ応答ひずみがどのような値を示すかを検討する。各損傷部材セグメントにおける平均ひずみを図-13に示すような記号で示す。図-14は、柱高さ10m、はり長さ8m、柱の幅厚比パラメータ $R_f=0.56$ を与えたモデルに対して、タイプ2地震動を入力した際の各損傷部材セグメントの平均ひずみを示している。地盤3種(G1~G3)それぞれ3波あるため、合計9波についての結果を記している(I種地盤:G1-1~G1-3, II種地盤:G2-1~G2-3, III種地盤:G3-1~G3-3)。

図-14からT1およびB4において大きい応答ひずみを示していることがわかる。これは両柱基部であり、柱の外側を示している。また隅角部付近は大きいひずみが現れることはなく、T2およびB5については降伏ひずみに至っていない場合もある。しかしながら隅角部付近でもT5では比較的大きいひずみが得られている。また、平均応答ひずみの最大値

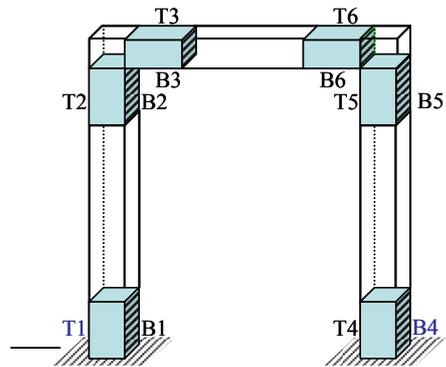


図-13 損傷部材セグメントの名称

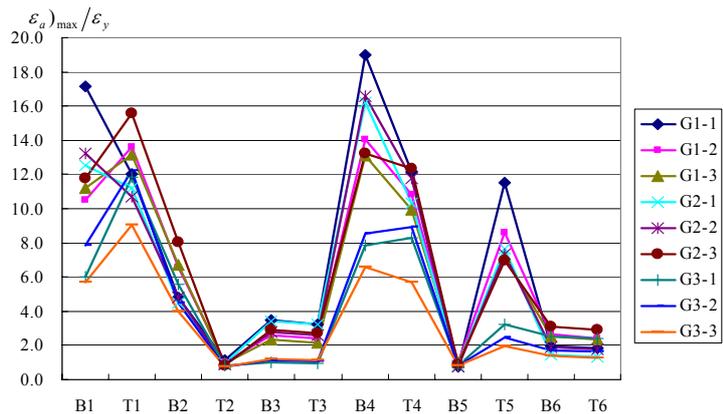


図-14 各損傷部材セグメントの最大応答ひずみ

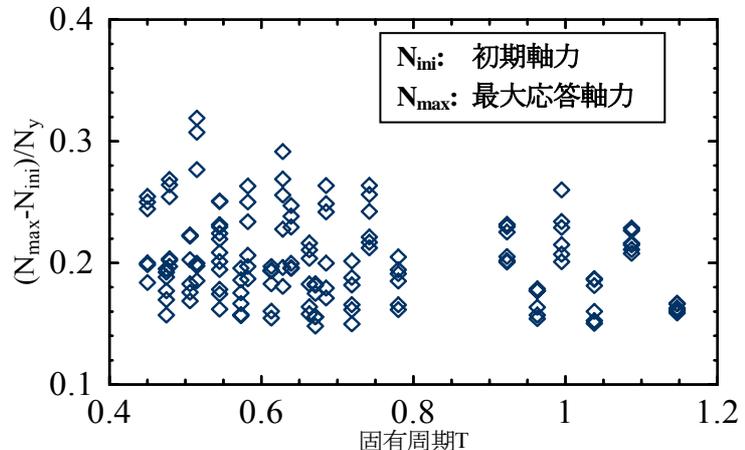


図-15 ラーメン橋脚基部の軸力変動

はT1あるいはB4で得られることは顕著に見られ、全体的にI種地盤ほど応答ひずみの値が大きい。

4.3 軸力変動

次に、柱基部の軸力変動について検討する。図-15は、JR西日本鷹取駅構内地盤上(NS成分)(タイプ2, II種地盤)地震動を入力した際に得られた軸力比(軸力を降伏軸力で除した量)の変動を、固有周期に対して示したものである。ここで、 N_{ini} は上部構造重量に相当する初期圧縮軸力であり、 N_{max} は地震時の最

大圧縮軸力である。この図より、固有周期によって軸力比の増幅に多少のばらつきがあるものの、およそ0.15から0.35の範囲に変動することが分かる。初期軸力比は平均0.25程度(表-2参照)であるので、地震時の最大軸力比は概ね0.40~0.60に達し、軸力変動は地震応答解析では必ず考慮する必要がある。即ち、軸力変動を無視して初期軸力のまま解析を行うM- Φ モデルは、大きな誤差を生む要因になる。

5 結言

13種類の単柱式鋼製橋脚および8種類の1層1スパン鋼製ラーメン橋脚について18種類のレベル2地震動(タイプ1,タイプ2)に対する378ケースの地震応答解析を実施し、Demand(応答値)として最大応答変位、応答塑性率、損傷セグメントの平均応答ひずみの最大値(以下、応答ひずみの最大値と称する)、残留変位、最大Drift、累積塑性変形倍率を算定し、それらの統計量および相互関係を求めた。結果は、鋼製橋脚の耐震性能向上を図るための目標値、あるいは、整合性の取れた地震後の使用性規定を策定する場合に使用できる。

以下に本研究で得られた結果をまとめる。

単柱式橋脚

- 1) 応答塑性率は、タイプ1地震動では2~6の限定された範囲に分布するが、タイプ2地震動では、大きな応答を示す場合の頻度は少ないものの、2~16の非常に広い範囲に分布する。
- 2) タイプ2地震動で応答塑性率が8以上となるような橋脚は、特に柱の高さが小さい橋脚である。
- 3) 最大Drift(最大応答変位/橋脚高さ)の大きさは、両地震動タイプとも0.01~0.055の比較的狭い領域に分布し、0.02(1/50)~0.04(1/25)の範囲内にあるものが多い。
- 4) 応答塑性率で飛び抜けて大きな値を与えた、タイプ2地震動を受ける高さが低い橋脚10本は、Driftで表すと0.025~0.055の範囲内に入る。
- 5) 最大応答変位と最大応答ひずみは非常に強い相関関係があることが分かり、相関式として式(1)を求めた。
- 6) 地震後の使用性に関して、「残留変位による照査」および「最大応答変位による照査」と整合性の取れた「ひずみによる照査」を行うことができるよう、損傷度に応じたひずみ制限値を、表-5のように規定した。
- 7) 累積塑性変形倍率はタイプ1地震動に対しては10~40、タイプ2地震動に対しては0~30に比

較的多く分布している。

- 8) タイプ1地震動による累積塑性変形倍率が比較的大きく、応答塑性率とは逆の関係にある。
- 9) 累積塑性変形倍率の全データの上限は、ほぼ110である。これは、アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの累積塑性変形倍率の値¹⁵⁾とほぼ同程度の値である。

ラーメン橋脚

- 1) 最大応答変位と最大応答ひずみは単柱式鋼製橋脚とほぼ同じような相関関係があり、式(1)の相関式は、1層1スパン門形ラーメンにも使用できる。
- 2) 表-5の結果は、1層1スパン門型ラーメン鋼製橋脚まで適用が可能と考えられる。
- 3) 初期軸力比(死荷重載荷時の軸力/降伏軸力)は平均0.25程度であるが、地震時の最大軸力比は概ね0.40~0.60に達し、軸力変動は無視できないほど大きい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、丸善、2002。
- 2) 宇佐美勉、織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究、土木学会論文集、No.668/I-54、pp.1-16、2001.1。
- 3) 日本鋼構造協会：土木構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策、鋼橋の性能照査方耐震設計法検討委員会(委員長：宇佐美勉)、2003.10。
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計標準)、1999。
- 5) 柴田明徳：最新耐震構造解析、森北出版、1981。
- 6) 宇佐美勉、今井真理、葛西昭：土木構造物の性能照査型耐震・制震設計法の枠組み、第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム、pp.197-204、2004.1。
- 7) C.Shen, E.Mizuno and T. Usami : A Generalized Two-Surface Model for Structural Steel under Cyclic Loading, *J. Struct. Mech. Earthquake Eng.*, JSCE, No.471, I-24, pp.23(59s)-33(69s), 1993。
- 8) 土木学会・日本鋼構造協会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化、土木学会鋼構造委員会・日本鋼構造協会次世代土木鋼構造特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会、2000.4。
- 9) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計、p.128、

- 1994.
- 10) ABAQUS : ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.6.3, 2003.
- 11) 宇佐美勉・才塚邦宏・木曾英滋・伊藤義人 : ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.101-113, 1995.7.
- 12) 宇佐美勉, Zheng, Y., 葛漢彬 : Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.231-240, 1999.7.
- 13) 日本建築学会 : 地震荷重—その現状と将来の展望, 丸善, 1987.
- 14) 和田章, 岩田衛, 清水敬三, 阿部重孝, 河合広樹 : 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.7.
- 15) 日沖堅治, 葛漢彬, 宇佐美勉 : 鋼アーチ橋に設置した制震ブレースの応答値, 土木学会地震工学論文集に登載予定, 2005.8.
- (2005.3.15 受付)

Demands for Steel Bridge Piers Subjected to Level 2 Earthquakes

Tsutomu Usami, Mari Imai and Akira Kasai

Various response quantities (demands) for a variety of steel bridge piers of single-column types and rigid-frame types subjected to Level 2 earthquakes specified in current Japan Highway Specification are investigated. The demands include maximum displacement response, maximum strain response, residual displacement, drift, and cumulative inelastic deformation. Statistical data for those quantities as well as various correlation equations are presented that are obtained from the response analysis. The results will be useful in evaluating the required seismic performance after earthquakes.