

6. 耐震設計ガイドライン

6.1 設計フロー

(1) 概要

本節では鋼構造物を単柱式鋼製橋脚とそれ以外の一般構造物（ラーメン橋脚を含む）に分類し、それぞれについて耐震設計の流れを概説する。解析法や照査法の詳細については、次節以降の対応部分を参照していただきたい。

耐震設計は道路橋示方書 V 耐震設計編の考え方（図 6.1.1 参照）に従い、原則として、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては震度法により、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対しては地震時保有水平耐力法により行うこととする。ここでは、前者を 1 次設計、後者を 2 次設計と呼ぶ。ただし、2 次設計については、地震時保有水平耐力法の適用が困難であると考えられる構造の場合、使用材料の非線形性や構造部材の幾何学的非線形性を考慮した動的応答解析により耐震設計を行う。

道路橋示方書では、震度法や地震時保有水平耐力法では十分な精度で地震時の挙動を表すことができない橋、また、地震時保有水平耐力法の適用性が限定される地震時の挙動が複雑な橋として、以下に示す場合が示されている。

- ① 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが震度法や地震時保有水平耐力法で想定する振動モードと著しく異なる場合
- ② 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが 2 種類以上ある場合
- ③ 塑性ヒンジが複数に想定される場合、または、複雑な構造で塑性ヒンジがどこに生じるかはっきりしない場合
- ④ 構造部材や橋全体の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない場合

具体的には、固有周期が長い（1.5 秒程度以上）、橋脚高さが高い（30m 程度以上）、免震設計を採用している、タイプ B のゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有するなどの橋については、静的解析による耐震設計の結果を動的解析により照査し、斜張橋、吊橋、上・中路式アーチ橋については、動的解析により耐震設計するよう記述されている。さらに、次のような場合にも必要に応じて動的解析により耐震性を照査するのがよいとされている。

- ① 上下方向地震動の影響を検討する場合
- ② 特殊な形状、構造の橋脚や上部構造を有する橋
- ③ 重量の大きく異なる桁と桁の間、または、桁と橋台の間の衝突により、一方の桁の慣性力等が他方の桁に伝わることによる影響を検討する場合
- ④ 従来採用事例のない新形式の橋

本ガイドラインでも、以上述べたような橋の耐震設計においては、基本的に動的解析を行うこととするが、従来動的解析により耐震設計を行うとされていたコンクリートを充填しない鋼製橋脚のうち、単柱式橋脚について動的応答解析が不要となる条件を示した（6.2.2）。また、従来設計法が確立していなかったラーメン橋脚について設計法の考え方（6.3）を示した。一般的な耐震設計法の考え方については第 4 章に述べられているが、ここでは単柱式鋼製橋脚および一般鋼構造物について、実務的な面を中心に述べる。

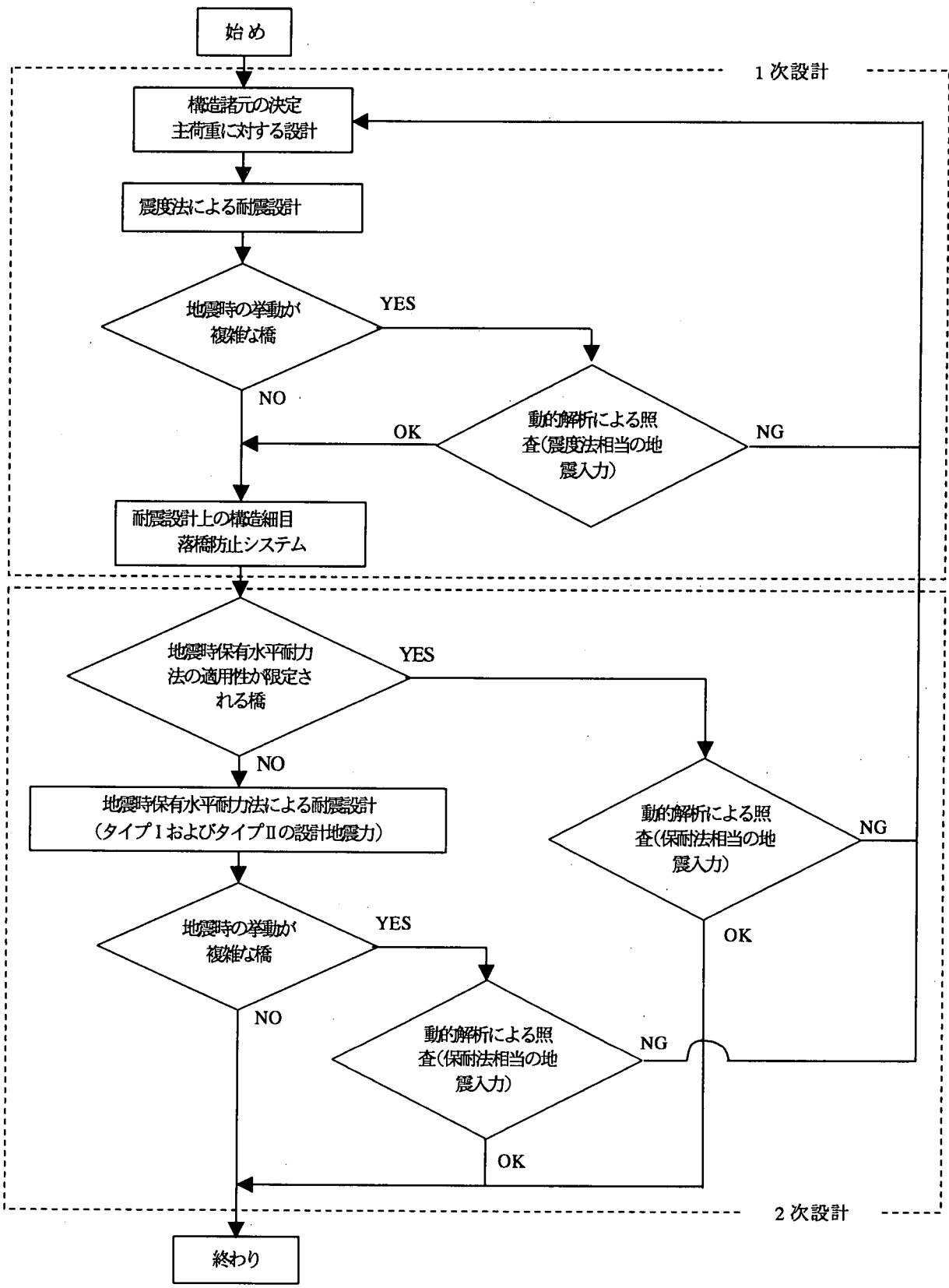


図 6.1.1 標準的な耐震設計の流れ

(2) 単柱式鋼製橋脚

単柱式鋼製橋脚は、柱内部への部分的なコンクリート充填の有無により、コンクリートを充填しない鋼製橋脚とコンクリートを部分充填した鋼製橋脚とに分類される。いずれの構造についても、まず震度法による耐震設計（1次設計）を行うこととなる。

1次設計は道路橋示方書に従い、**図 6.1.2** に示す流れで行う。ここで、コンクリートを充填しない橋脚の場合、構造諸元の仮定において、**6.2.2** を参考に構造パラメータを決定することで、動的解析による耐震設計を不要とすることもできる。ただし、この場合においても、動的解析により安全性を照査するのが望ましい。なお、震度法による耐震設計は従来から行われており、規定の内容や実際の設計手順は一般に周知されていると考えられるため、ここでは詳述しない。

2次設計においては、地震時保有水平耐力法あるいは非線形動的応答解析により耐震設計を行うこととなる。ここでは、コンクリートを部分充填した橋脚については前者を、コンクリートを充填しない橋脚については後者を用いることを基本とする。コンクリートを充填しない場合についても地震時保有水平耐力法による耐震設計は可能であるが、**6.2.2** に示すように、動的解析に基づく設計結果に比べ一般に不経済となるため、ここでは動的解析を用いて設計することを基本とした。**図 6.1.3** に地震時保有水平耐力法による耐震設計の流れを、**図 6.1.4** に動的解析による耐震設計の流れを示す。それぞれのフローチャートについて、以下に補足説明を加える。

① 地震時保有水平耐力法による耐震設計について

図 6.1.3 において、弾塑性解析モデルの設定・解析では、**5.3** を参考にして骨組の終局状態に至るまでの変形挙動を精度良く再現できるモデルを選定する。一般には、ファイバーモデルにより材料的非線形性を考慮した骨組解析を行えば良い。同等の構造パラメータを有する鋼製橋脚の繰返し載荷実験の結果が得られていれば、その $H-\delta$ 関係から $M-\phi$ 関係を求める〔田嶋ら、1998〕〔小野ら、1999〕〔西川ら、1999〕ことにより、 $M-\phi$ モデルを用いることも可能である。

地震時保有水平耐力と許容塑性率の算出は、新技術小委員会により提案されている方法〔鋼構造新技術小委員会、1996〕に従う。ただし、パイプ断面に対しては、コンクリートの応力-ひずみ関係として、鋼管による拘束効果を考慮したもの〔例えば、唐ら、1996〕を用いてもよい。また、補剛箱型断面の場合、鋼断面の損傷度を求める際に用いる限界ひずみ算定式として、ウェブの影響を考慮したものをを用いてもよい（第4章、Appendix 4.4 参照）。

残留変位の照査が必要な場合には、**6.2.1(2)** に基づいて残留変位を算定し、定められた許容値と比較する。

保有耐力法は“力”を用いて構造安全性の照査を行う方法であるが、同様の照査を“変形量（変位、曲率、ひずみ）”を用いて行うこともできる。この方法は変形照査法と呼ばれ、第4章で述べたように、考え方が明解であるとの理由から、近年、多くの設計基準に採用される傾向にある。

② 動的解析による耐震設計について

通常の設計では、**図 6.1.4** のモデルの設定において1自由度系モデルあるいははり要素モデルのいずれかを選定することとなる。各モデルの特徴については、**5.3** を参照されたい。単柱式橋脚の場合、一般に1自由度系モデルを用いればよいが、橋脚高さが高い場合

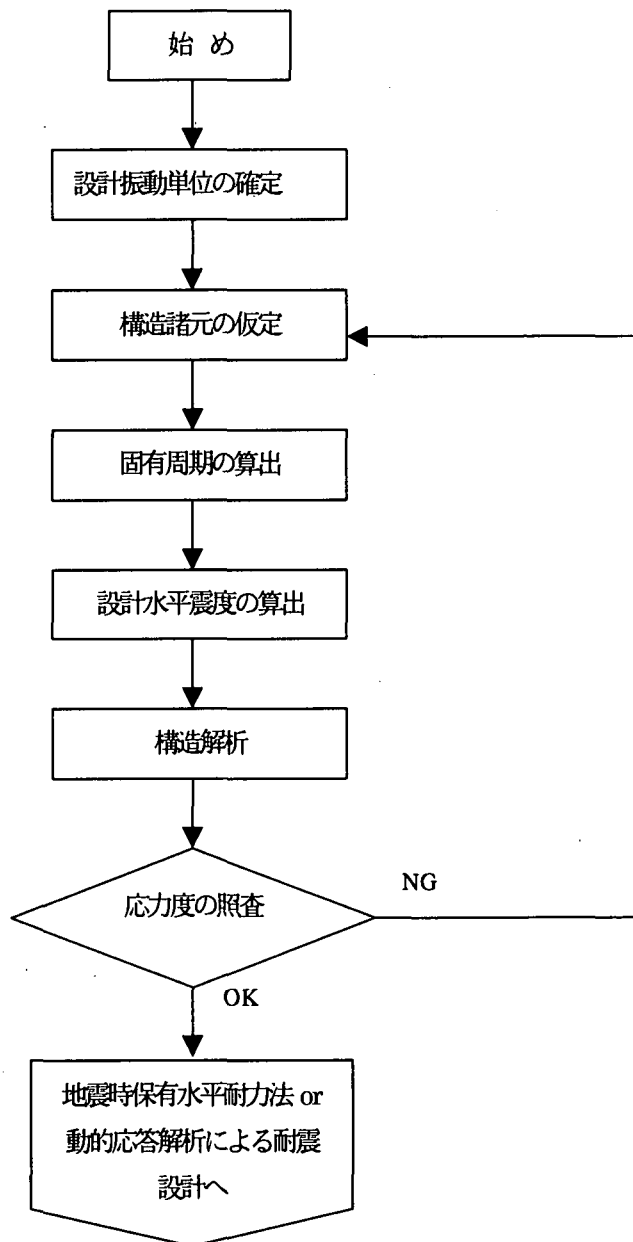


図 6.1.2 震度法による耐震設計

のように2次より高次のモードも応答に寄与すると考えられる場合、はり要素モデルを用いる必要がある。その場合、橋脚の材料的非線形性はファイバーモデルまたは $M-\phi$ モデルで考慮することになる。

構成則の設定では 5.3 が参考になる。道路橋示方書に従い最大耐力付近を終局状態とする場合、鋼材の応力-ひずみ関係として新技術小委員会で提案されたモデル [鋼構造新技術小委員会, 1996], あるいは降伏後の第2勾配を弾性係数 E の 1/100 程度としたバイリニア型モデルを用い、硬化則として移動硬化則を用いる方法が考えられる。そのうち、新技術小委員会の応力-ひずみ関係と移動硬化則の組合せを用いる方法では、累積塑性ひずみが大きい領域で荷重を低く評価する傾向にあることが報告されている [前野ら, 2000]。コンクリートを部分充填した橋脚に対して動的解析による耐震設計を行う場合に用いるコン

クリートの応力-ひずみ関係としては、保有水平耐力法と同様、矩形断面については鋼部材による拘束効果を期待しないもの〔鋼構造新技術小委員会、1996〕を、パイプ断面については拘束効果を期待するもの〔唐ら、1996〕を用いればよい。ただし、充填コンクリートの硬化則に関する研究は十分進んでいないのが現状である。付録 4.2、4.3 に簡単なモデルが示されている。1 自由度系モデルにより耐震設計を行う場合、構成則の設定は復元力モデルの設定と読み替えることになる。断面の構造パラメータが適切に設定され、変形能が高いと考えられる橋脚では、復元力特性は移動硬化型のバイリニアとしてよい。バイリニアの復元力特性は、同等の構造パラメータを有する試験体を用いた繰返し載荷試験、数多くの繰返し載荷実験および FEM 解析の結果をもとに提案されている推定式（表 4.5.3）、あるいは Pushover 解析により決定する。

動的解析は道路橋示方書の考え方にに基づき、3 波程度の地震波を入力して行い、最大応答変位および必要に応じて残留変位の平均値を求める。それらをそれぞれの許容値と比較することにより照査を行うが、最大応答変位の許容値は地震波のタイプによらず構造物としての最大耐力に対応する変位 δ_m あるいは 95% 強度に対応する δ_{95} とする。これらの値は、板・シェル要素による材料的非線形および幾何学的非線形性を考慮した

Pushover 解析により求めることができるが、それぞれの状態に対応する限界ひずみが明らかでない場合には、はり要素モデルによる Pushover 解析でも求めることができる（第 4 章、Appendix 4.2 参照）。また、1 自由度系モデルの場合は前述した推定式より算定可能である（表 4.5.3 参照）。

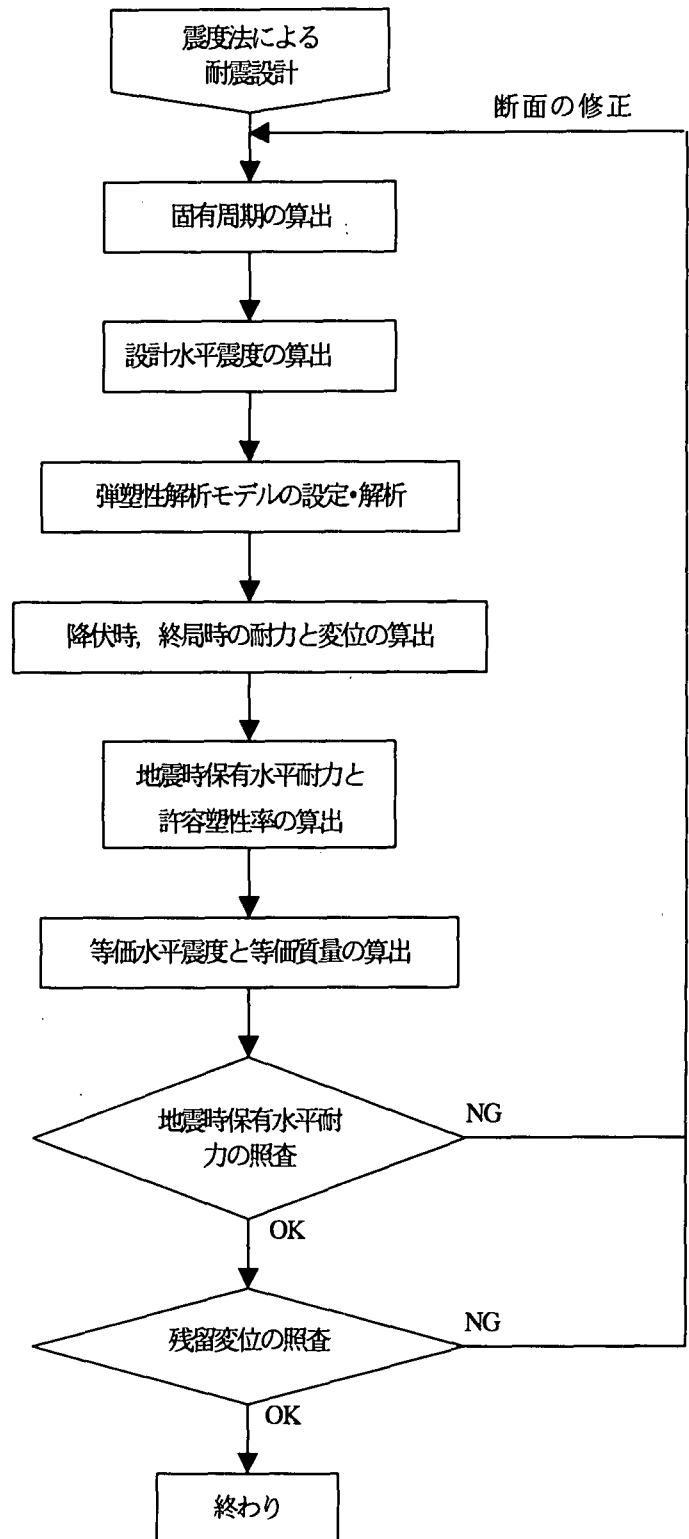


図 6.1.3 地震時保有水平耐力法による耐震設計（単柱式橋脚）

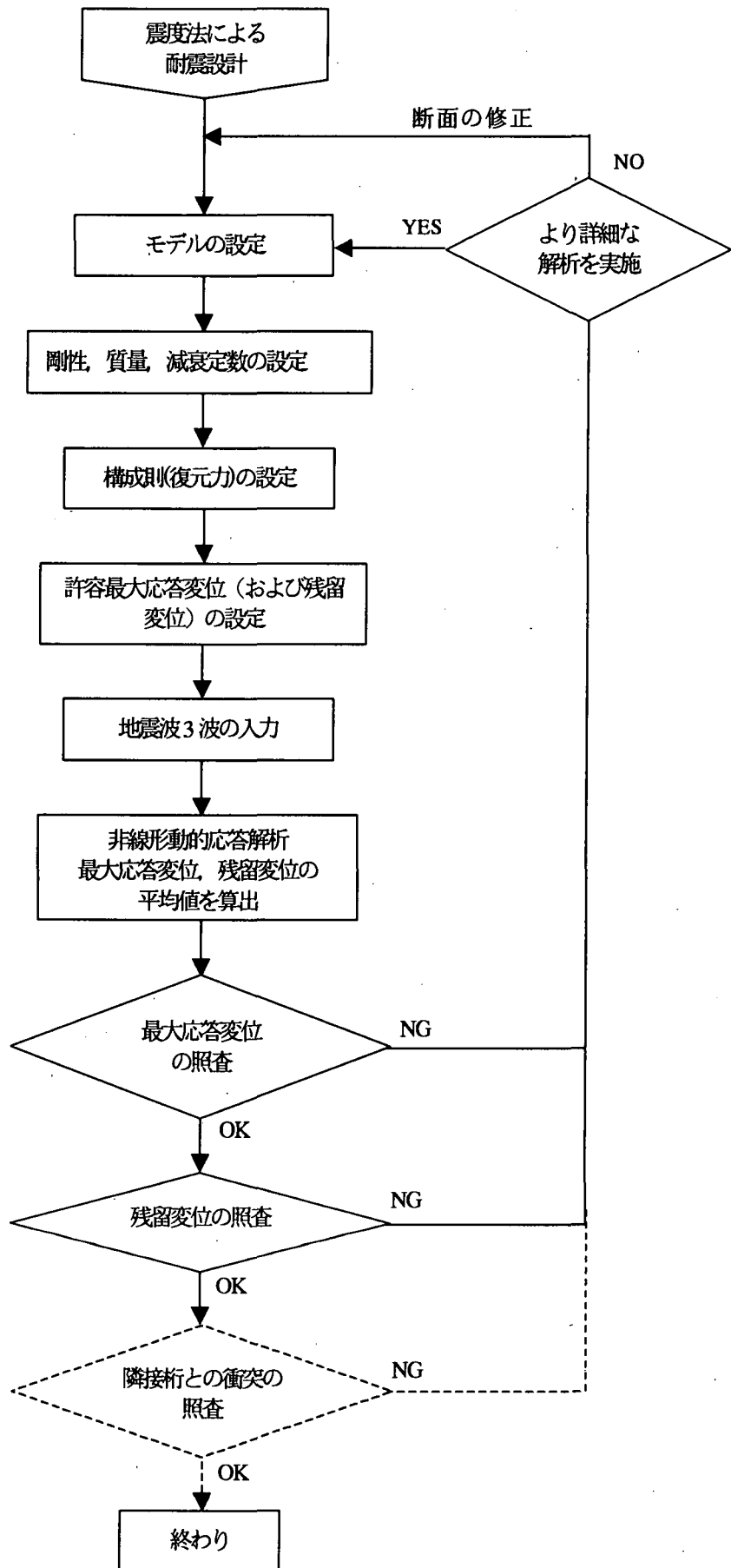


図 6.1.4 動的解析による耐震設計（単柱式橋脚）

最大応答変位あるいは残留変位の照査で NG となった場合には、断面を変更し再度同様の検討を行うのが一般的であると思われるが、比較的簡易なモデル（例えば 1 自由度系モデル）を用いていた場合、より詳細な解析モデル（例えばファイバーモデルを用いたはり要素モデル）を用いて照査をやり直すことも考えられる。これは、一般に簡易なモデルによる照査が安全側の結果となるよう規定されているため、より詳細な検討を行えば OK と判定される可能性もあるためである。

(3) 一般鋼構造物（ラーメン橋脚を含む）

ラーメン橋脚を含む一般鋼構造物においても、まず、図 6.1.2 に示す流れで 1 次設計を行った後、2 次設計を行う。2 次設計においては非線形動的応答解析（<Dynamic><N2>）により耐震設計を行うことを基本とする。これは、ここで対象とする構造物が一般に複雑な幾何形状を有する不静定構造物であり、地震時保有水平耐力法の適用性が現時点では十分検証されていないためである。したがって、1 層の門型ラーメン橋脚のように、形状が比較的単純で破壊に至るメカニズムがある程度把握できる構造については、保有水平耐力法の適用も考えられる。その際には、6.3.2 を参照されたい。

一般鋼構造物における動的応答解析による 2 次設計の流れを図 6.1.5 に示す。同図に関して以下に補足説明を加える。まず、モデルの設定では、現状でははり要素モデルを用いるしかない。モデルの特徴については、5.3 を参照されたい。各部材の材料的非線形性はファイバーモデルまたは $M-\phi$ モデルで考慮することになるが、ラーメン橋脚の柱のように応答変位に応じて軸力が大きく変化する部材を有する構造物に対して $M-\phi$ モデルを適用する場合には、軸力の変化による断面の降伏モーメントや終局モーメントの変化を適切に評価する必要がある。構成則の設定では、鋼材の応力-ひずみ関係として、単柱式橋脚と同様、新技術小委員会〔鋼構造新技術小委員会、1996〕で提案されたもの、あるいは降伏後の第 2 勾配を弾性係数 E の 1/100 程度としたバイリニア型モデルを用い、硬化則として移動硬化則を用いる方法が考えられる。

終局限界状態の設定については、各部材に対して限界ひずみを定義し、最も危険な（応答ひずみが最大の）要素の有効破壊領域における平均ひずみが限界ひずみに達した時点限界状態とする方法、Pushover 解析により構造全体系の終局変位を求め、それを動的解析における許容最大応答変位とする方法などが考えられる（4.5.2～4.5.4 および 6.3 参照）。このような解析法は、一部材セグメントが終局状態に達した時点構造全体の終局状態とする安全側の近似的手法であるが、5.3 および 6.3 に述べられているように、一部材セグメントが終局状態に達した後はその部分に劣化域が生じることに起因して、解析上の不安定現象、メッシュ依存性などの問題が発生するため、現時点ではこのような近似はやむを得ないものと考えられる。今後、解析上の問題点が解消されれば、構造物が真の終局状態に至るまでの挙動が算定可能となり、より経済的な設計ができるようになることが期待される。これらは今後の課題である。

動的解析は材料的非線形性および幾何学的非線形性を考慮して行うものとし、設定した限界状態に応じて、部材のひずみあるいは最大応答変位などを求め、それらをそれぞれの許容値と比較することにより照査を行う（表 4.5.1）。

安全性の照査で NG となった場合、一般には断面を変更し再度同様の検討を行うことになるとと思われるが、単柱式橋脚と同様、比較的簡易なモデルを用いていた場合、より詳細な解析モデルを用いて照査をやり直すことも考えられる。

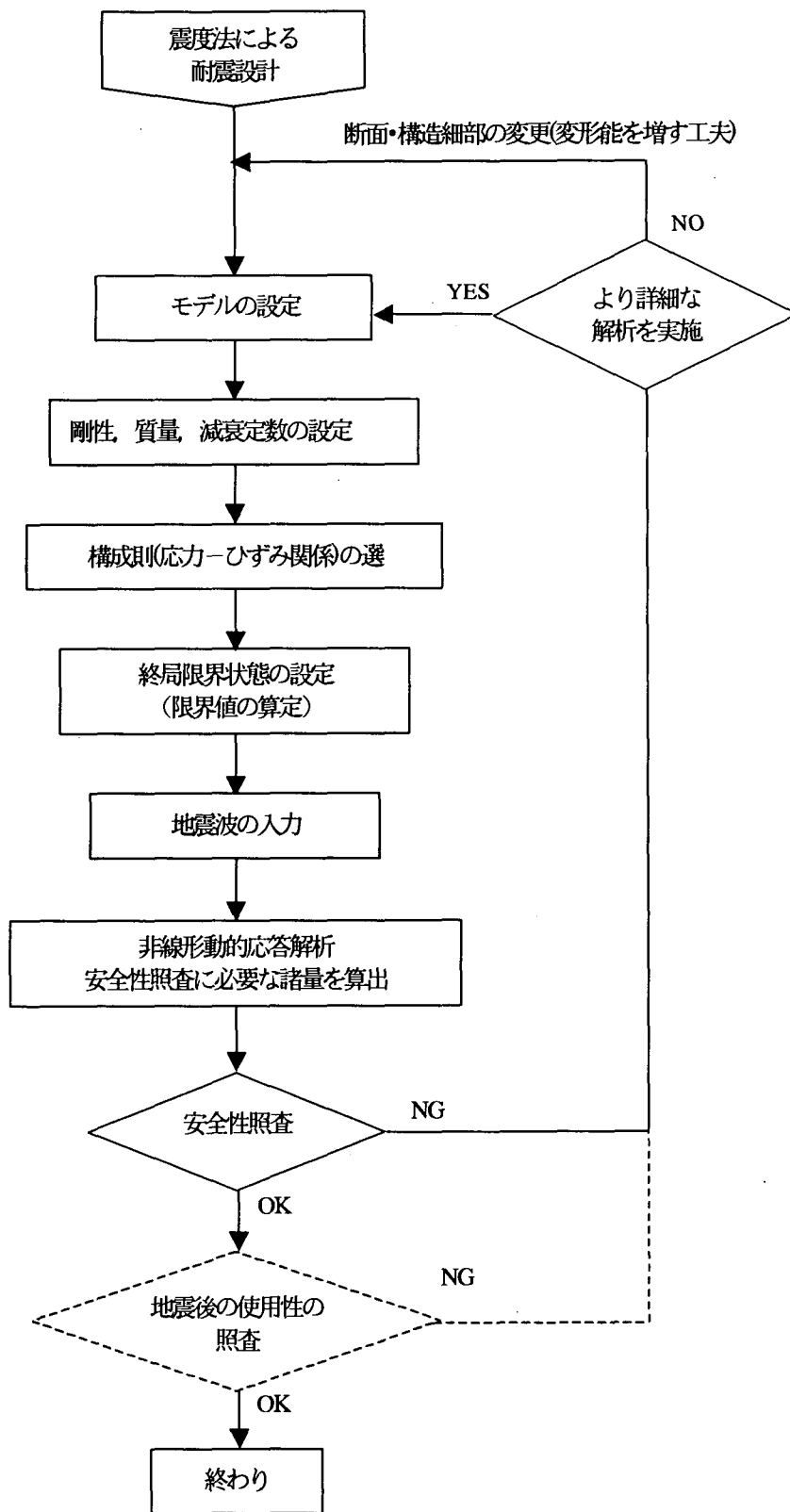


図 6.1.5 動的応答解析による一般鋼構造物の安全性照査

6.2 単柱式鋼製橋脚の設計法

6.2.1 設計方針

(1) 概要

本節では、単柱式鋼製橋脚の設計方法を現行の耐震設計法に準拠した設計事例により説明する。準拠した設計指針は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編〔日本道路協会、1996〕と土木学会鋼構造委員会 新技術小委員会 耐震設計 WG の報告書〔鋼構造新技術小委員会、1996〕である。設計フローは前節 6.1 で述べられている。

鋼製橋脚の耐震性を確保する方法として幅厚比パラメータなどの構造パラメータを調整する方法と、脚柱部にコンクリートを部分的に充填する方法がある（図 6.2.1）。後者については経済的な観点から採用されることが多いが、コンクリートの充填高さが高く鋼製橋脚の重量が増加して基礎の設計が難しくなる場合には、前者の方法が採用されている。本節ではこれらの設計手法を紹介しており、6.2.2 には鋼断面のみによる単柱式鋼製橋脚の設計例を、6.2.3 にはコンクリートを部分充填した鋼製橋脚の設計例を示す。以下にそれらの内容を簡単に述べる。

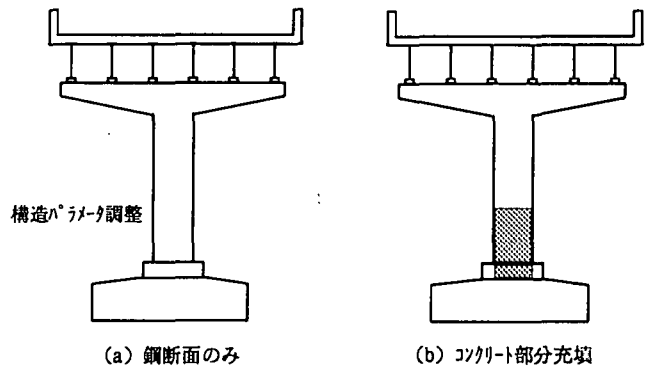


図 6.2.1 鋼製橋脚の 2 次設計対応方法

鋼製橋脚の 2 次設計

6.2.2 に示すように、鋼断面のみの鋼製橋脚では震度法で 1 次設計された断面に対し、2 次設計では非線形動的応答解析で照査が行われる。その弾塑性挙動を表す諸数値に関し、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編では変形能の向上を図れる構造を確保するため、矩形断面では角補強構造と同等の構造細目により繰り返しの影響を考慮した載荷実験データに基づいて定めることが原則とされている。ここでは復元力関係として、各機関の実験データ〔鋼構造新技術小委員会、1996；建設省土木研究所、1999〕を基に検討されたものを用いている。その第一は 1 自由度系のパイリニア型モデルで移動硬化則を用いた $H-\delta$ 関係であり、第二は建設省土木研究所より提示された多自由度系での $M-\Phi$ 関係〔西川ら、1999〕である。前者の終局変位、終局荷重には第 4 章の表 4.5.3 に挙げられた推定式を適用している。本節の非線形動的応答解析による照査事例では、鋼製支承を想定した鋼製橋脚を対象に断面の応力-ひずみ関係から求める多自由度系解析のファイバーモデルならびに $M-\Phi$ モデルの適用法、および $H-\delta$ 関係から求めた 1 自由度系解析の適用法を示している。反力分散支承としてゴム支承を用いる場合は、コンクリートを部分充填した場合の 6.2.3 のようにゴム支承のばねとしての影響による応答特性を考慮する必要がある。

また、6.2.2 では設計照査事例の紹介の前に、幅厚比パラメータを種々変化させて震度法で設計された断面に対し、1 自由度系での非線形時刻歴応答解析により照査した結果を報告している。これは鋼断面の場合の設計効率化を目的としたもので、震度法設計断面の設計応力レベルと地盤種別ごとの地震波特性の影響を調査することにより、概略検討レベルでは非線形動的応答解析を実施しなくてもよい範囲が見出されている。

なお、これらの非線形時刻歴応答解析の復元力関係において、平成 8 年の道路橋示方書

では地震波のタイプに応じて許容変位の取り方を変え、タイプⅡ地震波を対象とする場合は耐力低下の小さい領域の変位（第4章表4.5.3における95%強度時変位に相当）を許容値として認めている。しかし、弾塑性挙動の特性を解析的に比較的精度よく推定できる最大荷重時の変位を許容変位とし、それ以降の耐力低下が小さい領域は安全のための余裕代とする考え方もある〔西川ら、1999〕。これを考慮し、本節の設計事例では、復元力関係はタイプⅠ、タイプⅡの両地震波に対して共通的に荷重最大時の変位を許容変位として用いて安全側に扱った例を示している。しかし、設計の要求レベルによっては95%強度時変位を許容値とする場合もあり、上記の非線形動的解析が不要となる範囲の検討において、これらの結果を比較している。

コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の2次設計

6.2.3 に示すようにコンクリートを部分充填した鋼製橋脚の場合、2次設計レベルでは道路橋示方書ならびに新技術報告書の両指針とも、震度法で設計された脚をエネルギー一定則に基づく保有水平耐力法で耐震性の照査を行っている。保有水平耐力法の適用における両指針の主な相違点は、断面を構成するコンクリート材料の応力-ひずみ関係と強度の設定が異なるとともに、断面の限界ひずみの取り方が道路橋示方書では鋼材に対して規定し、新技術報告書では有効破壊長内でのコンクリートの圧縮ひずみで規定していることである。また、もう一つの相違点は、終局変位の算定法が道路橋示方書では鉄筋コンクリート橋脚に準じて柱軸部の曲率から求め、新技術報告書では柱全長をファイバー要素として求めていることである。設計事例には地震力の低減を目的として最近用いられることの多い反力分散型ゴム支承の適用を対象とした。なお、ゴム支承を用いる場合は、非線形時刻歴応答解析による照査の方法を示した。この場合、コンクリートを部分充填した効果を考慮した骨組解析法が採用されている。

2次設計の照査項目

第4章に述べられているように、2次設計の照査では応答値 $S \leq$ 限界値 R となることが確認される。地震時保有水平耐力法における安全性照査の限界値 R は Pushover 解析と破壊基準から求められる終局強度に対し安全率を考慮して決定した保有水平耐力であり、応答値 S は等価水平震度と等価重量の積である。また、地震時の使用性照査の限界値は一般に橋脚高さの 1/100 に相当する橋脚天端の残留変位とされ、応答値は道路橋示方書ならびに新技術報告書に示される応答塑性率を用いた推定式から求められる。残留変位の推定方法については第4章ならびに次項(2)に説明されており、本節では新技術報告書の式から改良された推定式（表4.6.1の式(4.6.2)）を用いることにした。

非線形動的応答解析における安全性の限界値、すなわち許容値は実験と解析を包括した推定式から求めた終局点での強度あるいは変位であり、応答値は解析値である。また、使用性照査の限界値は保有水平耐力法の場合と同様に橋脚高さに比例的に決定した残留変位である。応答値は通常、変位振動波形の残留値となるが、その推定精度が悪い場合もあるので、保有水平耐力法と同様に次項(2)に説明する残留変位に関する推定式（表4.6.1）による値を用いることとした。なお、本節の設計事例では、限界値、応答値ともに変位を用いる変位照査法を採用した。

(2) 残留変位の推定

残留変位の推定方法に関しては4.6節に記載されているので、そこで提案されている推定式(表4.6.1)を用いる。いずれの式も、最大応答変位から残留変位を推定する式である。また、残留変位が橋脚高さとの比で照査されることが多いため、 δ_r/h で基準化してプロットし直した推定式も4.6節に提案されている(式(4.6.7)、(4.6.8))。

残留変位の制限値は想定地震動ならびに構造物の重要度に応じて表6.2.1のように提案されている[鋼構造新技術小委員会, 1996]。一方、道路橋示方書では、許容残留変位として橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ h の1/100と記載されている[日本道路協会, 1996]。

表 6.2.1 許容残留変位

	タイプⅠの地震	タイプⅡの地震
最重要路線にある構造物	$h/300$	$h/300$
重要路線にある構造物	$h/300$	$h/150$
その他の構造物	$h/150$	$h/100$

表 6.2.2 重要度の区分

重要度の区分	対象となる橋
A種の橋	下記以外の橋
B種の橋	<ul style="list-style-type: none"> ・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋および地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋、高架の道路等

また、道路橋示方書では、橋脚を橋の機能・構造に応じて表6.2.2のように2種類に区分し、B種の橋に対して残留変位を照査しており、RC橋脚とコンクリートを充填した鋼製橋脚に対して残留変位の推定式(表4.6.1)が示されている[日本道路協会, 1996]。コンクリートを充填しない鋼製橋脚など地震時の挙動が複雑な橋は非線形動的応答解析により耐震性を照査するように定められている。

なお、鉄道橋では、橋脚に対して残留変位の照査を行わず、基礎構造物については補修の難易性を考慮して残留変位の照査を行っている[鉄道総合技術研究所, 1999]。これは、橋脚については残留変位と最大応答変位に相関関係が有るためと考えられる。

残留変位の照査に関する今後の検討課題について触れておく。現行の道路橋示方書による重要度の区分では、ほとんどの鋼製橋脚がB種の橋となり、必ず残留変位の照査を実施することとなる。しかし、タイプⅡのように極めて稀にしか発生しない地震動に対して、全ての橋脚を地震後も使用可能な状態に保持しておくことは、経済性も勘案すると必要ないと思われる。地震直後の避難経路や復興のために必ず使用できるような状態にしておかなければならない路線以外は、橋脚の物理的な崩壊のみを防止できれば良いと考えられる。

また、兵庫県南部地震において、RC橋脚では残留変位が大きなもの($h/100$ を超えたもの)を補修することはできなかった。しかし、鋼製橋脚では熱するなりジャッキなどで強制的に押すなどにより補修できる可能性が有り、鋼製橋脚の簡易補修方法とその残留耐力に関して確認する必要がある。

6.2.2 鋼製橋脚の設計例

(1) 非線形動的解析が不要となる範囲の検討

1) 目的

鋼断面のみで構成される鋼製橋脚は、震度法で設計された後、2次設計レベルでは非線形動的解析により照査が行われる。しかし、震度法による1次設計レベルで応力に余裕が少ない場合、地盤種別や地震波のタイプ（特にⅡ種地盤条件でのタイプⅡ地震波）によっては照査結果が満足されない傾向が指摘されている〔子林ら，1999〕。

そこで、単柱式鋼製橋脚の概略検討における設計判断の効率化を図ることを目的に、地盤種別毎に震度法設計断面に対して非線形動的応答解析を適用し、パラメータ制限による2次設計レベルの不要範囲を調査し、概略設計の簡易化を検討した。なお、第3章の表3.3.2〔子林ら，1999〕では固有周期との関係で2次設計レベルの耐震性能が示されたが、ここでは主に震度法設計による照査値との関係付けを対象に検討を行う。同じような検討は文献〔宇佐美ら，1998〕〔芳崎ら，1999〕でも行われている。

2) 検討内容

図6.2.2に示すように、鋼製支承の使用を前提とした矩形断面の単柱式鋼製橋脚の概略試設計を行い、その部材パラメータを基に柱下端を固定条件とした1自由度系の非線形時刻歴応答解析モデルを設定した。使用諸元ならびにモデルの設定範囲の概要を表6.2.3と図6.2.3に、その詳細を表6.2.4a～cに示す。ここに縦補剛材の剛比 $\gamma/\gamma^* \geq 1$ を条件とし、地震荷重の方向は橋軸直角方向とした。

復元力モデルとして、図6.2.4に示すバイリニア型モデルで移動硬化則を用いた $H-\delta$ 関係を適用した。最大強度 H_{max} ならびに最大強度時の変位 δ_{max} （＝許容変位）は第4章の式(4.5.17)～(4.5.19)すなわち次式(6.2.1)～(6.2.3)により算出した。

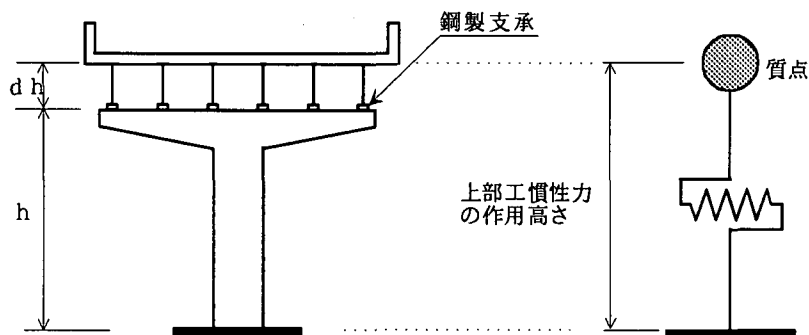
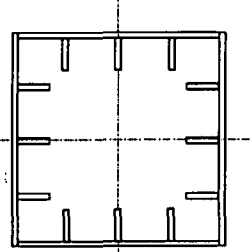


図 6.2.2 鋼製橋脚のモデル化

表 6.2.3 モデルの設定範囲

上部工重量 W	10,790 kN (1,100tf)	
断面 寸法	橋軸方向幅	2.1 ~ 2.7m
	橋軸直角方向幅	2.1 ~ 2.6m
橋脚高さ h (dh=1.5m)	10.0 ~ 15.0m	
軸力比 N/Ny	0.092 ~ 0.155	
柱材の細長比 λ	0.268 ~ 0.438	
固有周期 T (sec)	0.56 ~ 1.13	
リブ間の幅厚比 R_R	0.356 ~ 0.489	
ハールの幅厚比 R_F	0.236 ~ 0.473	
縦補剛材剛比 γ/γ^*	1.01 ~ 3.16	
縦補剛材の細長比 λ_s	0.270 ~ 0.478	
縦横比を考慮した縦補剛材の 細長比 λ_s'	0.307 ~ 0.567	



鋼材: SM490Y
 σ_y : 355N/mm² (3600kgf/cm²)

図 6.2.3 箱形断面

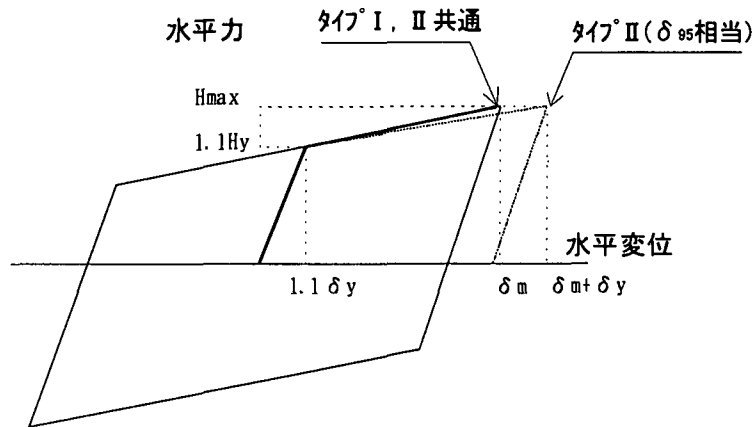


図 6.2.4 復元力曲線

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.10}{\sqrt{R_R \lambda \lambda_s'}} + 1.06 \quad (6.2.1)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{R_R \sqrt{\lambda \lambda_s'}} + 1.20 \quad (6.2.2)$$

前項 6.2.1 の設計方針に述べたように、タイプ I、タイプ II の地震波に対して同一の復元力特性を与えて安全性を検討するとともに、最大強度に対して 95%強度となる際の変位 δ_{95} (式 6.2.3) に相当する値を許容変位とした場合と比較した。

表 6.2.4.a 単柱式鋼製橋脚の検討モデル諸元, 詳細

ヶ-No.	検査方向													13a	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		14
ヶ-No.	No. 1-1	No. 1-2	No. 1-3	No. 1-4	No. 1-42-1	No. 1-42-2	No. 1-42-3	No. 1-42-4	No. 1-5	No. 1-5-2	No. 1-6	No. 1-7	No. 2-1	No. 2-2	13a
断面外寸	Bf mm	2,600	2,600	2,600	2,400	2,400	2,400	2,400	2,300	2,300	2,200	2,200	2,300	2,600	2,400
	Bw mm	2,600	2,600	2,500	2,400	2,400	2,400	2,400	2,300	2,300	2,200	2,200	2,300	2,500	2,400
脚高(先端)	h mm	12,000	12,000	12,000	12,000	12,000	12,000	12,000	12,000	12,000	12,000	12,000	15,000	15,000	15,000
慣性力高さとの差 dh	mm	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500
フランジ	リブ枚数	5	5	3	5	5	5	5	4	4	4	5	4	5	4
	リブ幅 mm	160	160	180	160	160	160	160	160	160	190	220	200	160	220
	板厚 mm	16	14	18	14	14	15	18	16	20	18	19	20	14	22
ウェブ	リブ枚数	5	5	3	5	4	5	5	4	4	4	5	4	5	4
	リブ幅 mm	160	160	180	160	160	160	160	160	200	190	220	200	160	220
	板厚 mm	14	14	18	14	14	15	18	16	20	18	19	20	14	22
横リブ	ピッチ a mm	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	2,100
	A s cm ²	2,720	2,512	3,313	2,472	2,408	2,242	2,302	2,324	2,554	2,291	2,407	2,645	2,472	2,961
	I cm ⁴	29.36E+06	26.97E+06	33.06E+06	24.70E+06	20.54E+06	20.34E+06	20.83E+06	19.37E+06	20.82E+06	17.14E+06	17.56E+06	21.58E+06	24.70E+06	26.13E+06
名大提案式	Hmax/Hy	1.42	1.41	1.40	1.41	1.41	1.41	1.41	1.40	1.46	1.44	1.50	1.42	1.37	1.41
	$\delta m / \delta y$	2.74	2.71	2.66	2.69	2.61	2.80	2.79	2.69	3.25	3.10	3.79	3.12	2.53	2.94
	P/Py <0.3	0.112	0.122	0.092	0.124	0.127	0.135	0.136	0.133	0.120	0.133	0.127	0.116	0.124	0.103
	λ bar 0.2~0.5	0.304	0.305	0.317	0.316	0.331	0.332	0.332	0.346	0.350	0.366	0.370	0.438	0.395	0.421
	RR 0.25~0.56	0.459	0.464	0.477	0.464	0.489	0.451	0.464	0.468	0.468	0.470	0.436	0.447	0.464	0.486
	RF	0.452	0.461	0.473	0.461	0.462	0.439	0.424	0.454	0.311	0.334	0.247	0.316	0.461	0.386
	λs -bar	0.464	0.474	0.470	0.474	0.478	0.456	0.446	0.459	0.468	0.361	0.283	0.338	0.474	0.421
	$\lambda s'$ -bar	0.562	0.567	0.560	0.567	0.556	0.531	0.519	0.534	0.537	0.408	0.320	0.387	0.567	0.438
	τ / τ^* >=1.0	1.03	1.02	1.02	1.02	1.12	1.06	1.20	1.06	2.31	2.01	3.16	2.04	1.02	1.34
慣性力位置	T (sec)	0.702	0.733	0.662	0.766	0.813	0.839	0.844	0.864	0.834	0.919	0.908	1.126	1.053	1.024
I種地盤	Kh	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	f:式(3.3.4)	<1.0	0.606	0.516	0.687	0.697	0.785	0.774	0.714	0.826	0.829	0.829	0.816	0.692	0.704
	式(3.3.5)	<210	122.3	104.0	138.5	139.7	157.9	(削除)	155.5	143.4	165.6	166.4	162.8	137.8	140.5
	τ (N/mm ²)	13.2	13.8	9.9	14.4	14.3	15.8	14.9	14.9	16.3	18.1	16.6	16.6	14.4	15.2
	合成応力度	0.352	0.412	0.254	0.449	0.455	0.579	0.559	0.479	0.632	0.641	0.603	0.438	0.455	0.455
II種地盤	Kh	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	f:式(3.3.4)	<1.0	0.722	0.783	0.616	0.823	0.851	0.938	0.926	0.854	0.99	0.995	0.981	0.969	0.845
	式(3.3.5)	<210	146.2	158.6	124.6	166.4	173.6	(削除)	186.6	172.2	199.2	200.4	196.7	194.9	169.6
	τ (N/mm ²)	16.5	17.3	12.4	18.0	17.8	19.7	18.6	18.6	20.4	22.7	22.7	20.7	18.0	19.0
	合成応力度	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
III種地盤	Kh	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
	f:式(3.3.4)	<1.0	0.839	0.91	0.716	0.953	0.994	0.994	0.994	0.994	0.994	0.994	0.987	0.956	0.987
	式(3.3.5)	<210	170.1	184.5	145.0	193.2	(削除)	201.0	186.6	172.2	199.2	200.4	196.7	192.2	198.8
	τ (N/mm ²)	19.7	20.7	14.9	21.6	21.6	24.9	22.3	22.3	24.9	24.9	24.9	24.9	21.6	22.8
	合成応力度	0.683	0.8	0.495	0.874	0.874	0.941	0.941	0.941	0.941	0.941	0.941	0.908	0.852	0.909

表 6.2.4.b 単柱式鋼製橋脚の検討モデル諸元, 詳細

ヶ-λNo.		15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	
検討方向		No. 1-8	No. 1-9	No. 3-1	No. 3-2	No. 3-3	No. 2-1-12	No. 1-9-1	No. 2-1-13	No. 2-1-14	No. 2-1-15	No. 2-1-16	No. 2-1-17	No. 2-1-18	No. 2-1-19	No. 17-2	
橋脚面角方向																	
断面外寸	Bf	mm	2,100	2,100	2,100	2,100	2,400	2,200	2,400	2,400	2,500	2,400	2,400	2,400	2,400	2,400	2,100
	Bw	mm	2,100	2,200	2,100	2,100	2,400	2,200	2,400	2,400	2,500	2,400	2,400	2,400	2,400	2,400	2,100
脚高(天端)	h	mm	12,000	12,000	11,000	11,000	13,500	10,000	13,500	10,000	10,000	12,000	13,500	11,000	13,500	11,500	11,500
	慣性力高さとの差 dh	mm	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500
フランジ	リブ枚数		4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	4
	リブ幅	mm	170	170	160	170	200	220	180	220	200	200	220	220	220	240	180
ウェブ	板厚	mm	15	16	15	16	20	18	22	18	20	22	22	22	24	24	17
	リブ枚数		4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	4
横リブ	リブ幅	mm	170	170	160	170	200	220	180	220	200	200	220	220	220	230	180
	板厚	mm	15	16	15	16	20	18	22	18	20	22	22	22	24	24	17
ピッチ a	mm	1,500	1,500	1,500	1,500	1,800	2,100	1,500	1,800	1,900	1,900	1,800	1,600	1,600	1,600	1,400	1,400
	cm2	2,072	2,266	1,966	2,099	2,304	2,961	2,435	2,966	2,704	2,882	2,966	2,966	2,966	3,080	2,154	2,154
I	cm4	14.28E+06	17.17E+06	13.58E+06	14.43E+06	15.48E+06	26.13E+06	18.32E+06	25.95E+06	23.94E+06	27.83E+06	25.95E+06	25.95E+06	25.95E+06	27.18E+06	14.71E+06	14.71E+06
名大梁梁式																	
I 種地盤	Hmax/Hy		1.41	1.42	1.41	1.43	1.43	1.48	1.48	1.50	1.50	1.50	1.49	1.54	1.52	1.45	
	δm/δy		2.88	2.89	2.75	3.21	3.03	3.94	3.56	3.42	3.42	3.42	3.75	4.02	4.05	3.19	
	P/Py	<0.3	0.147	0.135	0.155	0.146	0.103	0.125	0.103	0.113	0.106	0.103	0.103	0.103	0.099	0.142	
	λ bar	0.2~0.5	0.381	0.363	0.349	0.350	0.379	0.304	0.380	0.380	0.280	0.338	0.380	0.310	0.379	0.367	
	RR	0.25~0.56	0.449	0.447	0.473	0.449	0.446	0.427	0.407	0.428	0.425	0.407	0.407	0.407	0.407	0.449	
	RF		0.407	0.411	0.434	0.397	0.355	0.386	0.371	0.304	0.369	0.380	0.304	0.271	0.236	0.337	
	λ s-bar		0.425	0.427	0.456	0.417	0.392	0.421	0.387	0.340	0.407	0.413	0.340	0.302	0.302	0.270	0.358
	λ s'-bar		0.473	0.482	0.507	0.464	0.410	0.438	0.436	0.372	0.437	0.450	0.372	0.344	0.344	0.307	0.407
	τ/γ*	>=1.0	1.22	1.19	1.19	1.28	1.34	1.34	1.34	1.81	1.35	1.25	1.81	2.29	2.29	3.03	1.80
	τ	(sec)	1.007	0.918	0.913	0.885	0.880	0.887	0.687	0.883	0.601	0.557	0.747	0.883	0.660	0.863	0.934
II 種地盤	Kh		0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
	f:式(3.3.4)	<1.0	0.945	0.828	0.929	0.876	0.650	0.677	0.675	0.593	0.537	0.620	0.675	0.583	0.645	0.886	
	式(3.3.5)	<2.0	189.2	166.1	186.4	175.8	162.4	130.2	136.5	135.4	120.0	108.7	124.7	135.4	117.5	129.3	177.5
	τ	(N/mm2)	19.8	18.0	20.9	19.9	20.1	15.2	17.2	16.7	17.4	15.9	16.7	16.7	16.7	16.8	19.9
	合成応力度		0.815	0.635	0.797	0.712	0.611	0.394	0.437	0.427	0.342	0.282	0.366	0.427	0.327	0.39	0.723
	Kh		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	f:式(3.3.4)	<1.0	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991	0.991
	式(3.3.5)	<2.0	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6	199.6
	τ	(N/mm2)	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5
	合成応力度		0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635
III 種地盤	Kh		0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	
	f:式(3.3.4)	<1.0	0.908	0.937	0.946	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.74	0.864	0.946	0.809	0.903	0.903	
	式(3.3.5)	<2.0	183.3	189.9	191.0	174.8	174.8	174.8	174.8	174.8	150.5	174.8	191.0	164.2	182.5	182.5	
τ	(N/mm2)	22.8	25.9	25.1	26.2	26.2	26.2	26.2	26.2	26.2	23.8	25.1	25.1	25.1	25.2	25.2	
合成応力度		0.781	0.848	0.850	0.663	0.663	0.663	0.663	0.663	0.663	0.543	0.721	0.850	0.640	0.779	0.779	

表 6.2.4.c 単柱式鋼製橋脚の検討モデル諸元, 詳細

No.	No. 19-2	No. 21-2	No. 20-2	No. 20-3	No. 9-1	No. 9-2	No. 11-1	No. 27-2	No. 30-2	No. 30-3	No. 19-3	No. 38-2	No. 40-2
断面外寸	Bf	2,100	2,200	2,400	2,400	2,300	2,300	2,200	2,400	2,100	2,100	2,100	2,100
	Bw	2,100	2,200	2,400	2,400	2,300	2,300	2,200	2,400	2,100	2,100	2,100	2,100
脚高(天端)	h	10,500	10,000	13,500	13,500	13,500	13,500	13,500	10,500	12,500	10,000	11,000	11,000
	慣性力高さとの差 dh	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500
フランジ	リブ枚数	5	5	5	5	4	5	5	5	5	5	5	4
	リブ幅	180	180	220	220	200	180	180	200	180	180	180	190
ウェブ	"板厚	18	18	22	22	19	19	18	20	18	18	18	19
	リブ枚数	5	5	5	5	4	5	5	5	5	5	5	4
横リブ	リブ幅	180	180	220	220	200	180	180	200	180	180	180	190
	"板厚	18	18	22	22	19	19	18	20	18	18	18	19
名大提案式	ピッチ a	1,800	1,700	2,100	1,500	1,500	1,500	1,500	1,800	1,800	1,800	1,800	1,600
	A s	2,230	2,392	3,155	3,155	3,063	2,779	2,565	2,893	2,230	2,230	2,147	2,406
I 種地盤	I	15.09E+06	17.87E+06	27.67E+06	27.67E+06	25.14E+06	22.80E+06	19.20E+06	25.67E+06	15.09E+06	14.90E+06	14.51E+06	16.32E+06
	hmax/hy	1.47	1.49	1.47	1.52	1.48	1.47	1.47	1.51	1.45	1.44	1.49	1.47
II 種地盤	δm/δy	3.36	3.50	3.51	4.10	3.62	3.54	3.54	3.66	3.27	3.18	3.46	3.44
	P/Py	0.137	0.128	0.097	0.097	0.100	0.110	0.119	0.106	0.137	0.137	0.138	0.127
III 種地盤	λ bar	0.2~0.5	0.305	0.380	0.380	0.393	0.393	0.411	0.294	0.368	0.400	0.322	0.352
	RR	0.25~0.56	0.394	0.392	0.371	0.362	0.356	0.356	0.389	0.394	0.394	0.416	0.407
IV 種地盤	RF	0.391	0.382	0.364	0.281	0.344	0.352	0.348	0.361	0.391	0.391	0.353	0.354
	λ s-bar	0.425	0.409	0.400	0.286	0.350	0.368	0.368	0.387	0.425	0.425	0.395	0.375
V 種地盤	λ s' -bar	0.445	0.443	0.415	0.332	0.401	0.421	0.413	0.424	0.445	0.445	0.413	0.407
	γ/γ*	1.01	1.05	1.04	2.05	1.12	1.02	1.05	1.16	1.01	1.01	1.40	1.33
VI 種地盤	T (sec)	0.811	0.695	0.855	0.855	0.897	0.942	1.027	0.622	0.922	1.038	0.762	0.832
	Kh	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
VII 種地盤	f:式(3.3.4)	0.814	0.715	0.633	0.647	0.732	0.827	0.827	0.571	0.887	0.944	0.813	0.770
	式(3.3.5)	163.7	144.3	126.8	129.5	146.5	165.3	165.3	115.3	178.0	188.9	163.7	154.5
VIII 種地盤	τ (N/mm2)	21.0	19.0	15.2	13.4	15.8	17.2	15.9	15.9	21.0	21.0	22.2	18.1
	合成応力度 Kh	0.623	0.489	0.375	0.387	0.495	0.625	0.315	0.729	0.814	0.626	0.743	0.554
IX 種地盤	f:式(3.3.4)	0.974	0.854	0.759	0.759	0.776	0.994	0.994	0.681	0.994	0.994	0.994	0.994
	式(3.3.5)	196.5	172.8	152.8	152.8	155.9	176.7	199.6	138.0	199.6	199.6	199.6	199.6
X 種地盤	τ (N/mm2)	26.3	23.7	19.0	19.0	16.9	19.7	21.6	19.8	21.6	21.6	21.6	21.6
	合成応力度 Kh	0.899	0.702	0.545	0.545	0.562	0.719	0.911	0.452	0.719	0.719	0.719	0.719
XI 種地盤	f:式(3.3.4)	0.885	0.885	0.885	0.904	0.904	0.904	0.904	0.791	0.904	0.904	0.904	0.904
	式(3.3.5)	178.9	178.9	178.9	182.4	182.4	182.4	182.4	160.6	182.4	182.4	182.4	182.4
XII 種地盤	τ (N/mm2)	22.8	22.8	22.8	20.2	20.2	20.2	23.7	23.7	23.7	23.7	23.7	23.7
	合成応力度 Kh	0.746	0.746	0.746	0.769	0.769	0.769	0.769	0.613	0.769	0.769	0.769	0.769

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.25}{(1 + N/N_y)R_R \sqrt{\bar{\lambda}\lambda_s}} + 2.31 \quad (6.2.3)$$

適用範囲： $N/N_y \leq 0.5$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$, $0.25 \leq R_R \leq 0.5$, $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$

残留変位については動的応答解析から求められる応答値の精度がよくない場合もあるので、応答塑性率から算定する表 4.6.1 の式 (4.6.1) (平均値相当推定式) を用いた。すなわち、

$$\frac{\delta_R}{\delta_y} = 3.37 \tan \left\{ 0.0879 \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1 \right) \right\} \quad (6.2.4)$$

入力地震動として、道路橋示方書に規定されている 3 種の地盤に対するタイプ I およびタイプ II の標準波形を用いて解析を行う。

数値積分は、ニューマークの β 法 ($\beta = 1/6$) を用いる。計算時間間隔は $\Delta t = 0.01 \text{sec}$ とする。減衰は初期剛性に比例するレーリー型とし、減衰定数を $h = 0.01$ とした。

3) 解析結果

道路橋示方書に従い I 種から III 種の地盤に対して行った震度法設計による安定照査値 f (脚注) と 2 次設計レベルで実施した非線形応答解析による照査結果を断面パラメータ (R_R , R_F , γ/γ^*) とともに比較して図 6.2.5a~c に示す。

図中の○マークは許容変位に δ_m を適用して 2 次設計レベルの照査を満足したことを、×のマークは照査を満足しなかったことを表している。また、▲マークは、タイプ II 地震波に対して許容変位に δ_{95} 相当を適用した場合に 2 次設計の照査を満足したことを表している。これらより以下のことが分かる。

共通特性

応答解析による照査を満足しなかったケースは、何れも応答変位 (最大耐力) が許容限界に至ったもので、残留変位では決定されていない。

(脚注) ここで用いた震度法設計の安定照査値 f は、道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編「3.3 軸方向力と曲げを受ける部材」の軸力圧縮時の安定照査式(3.3.4) [日本道路協会, 1996] における左辺の値である。これを図 6.2.5 の横軸に表示した。

$$(f =) \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1 \quad \text{道示 II (3.3.4)}$$

また、2タイプの地震波に対して最大強度時の変位 δ_m を許容の対象とすると、3種類の地盤種別の各々において、最大変位が許容値内（○マーク）にあるのはタイプⅡ地震波よりもタイプⅠ地震波の場合が多く、言い換えればタイプⅡの直下型の地震動の影響が厳しいという評価である。他方、タイプⅡ地震波に対して95%強度時の変位 δ_{95} を適用すると、Ⅱ種地盤ならびにⅢ種地盤では上記の傾向が変わらないものの、Ⅰ種地盤では逆にタイプⅡ地震波の影響が小さく判定される傾向が認められる。

2次設計レベルで照査不要と推定される範囲

震度法設計の時点で、幅厚比パラメータを調整するとともに算定応力度に関する安定照査値 f を低減して応力に余裕を持たせることにより、概ね推定される2次設計の不要範囲を表6.2.5に示す。但し、この範囲外でもパラメータの組み合わせによっては2次設計の照査が満足されることが図6.2.5より分かる。また、耐力低下の小さい領域までを許容することにより、2次設計レベルでも成立する断面範囲が広がっており、設計の安全度の要求レベルによってはこの領域を用いる可能性も考えられる。

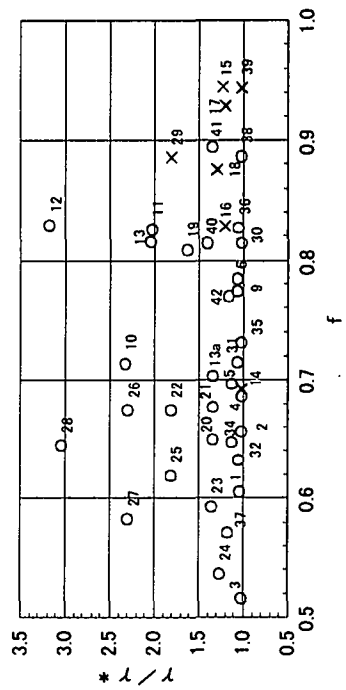
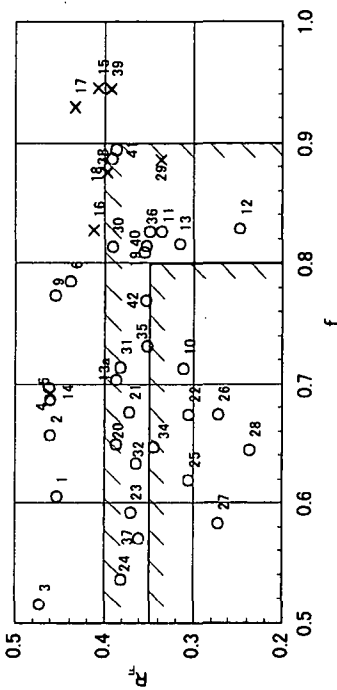
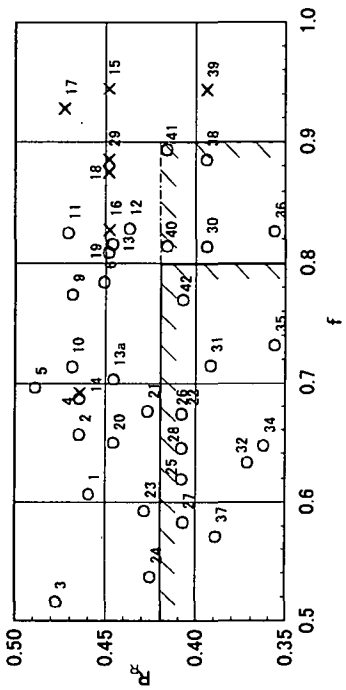
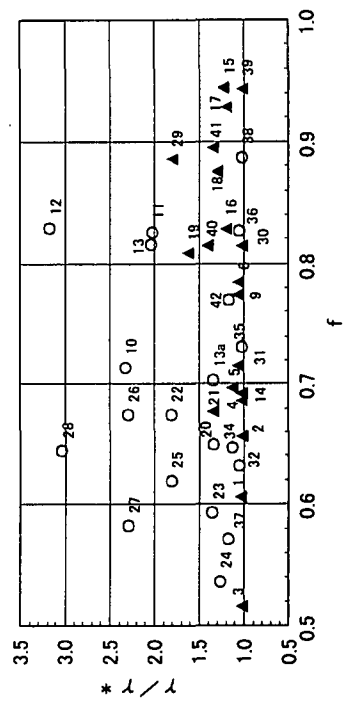
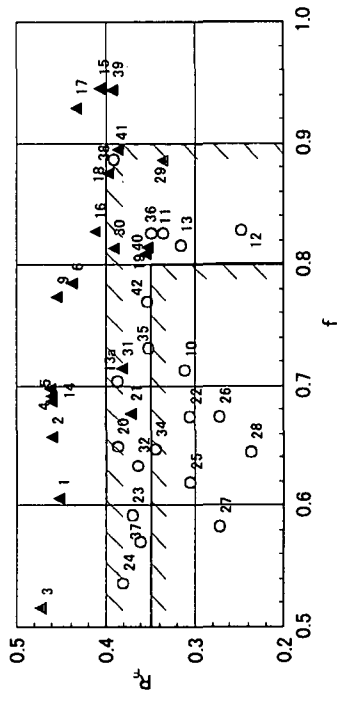
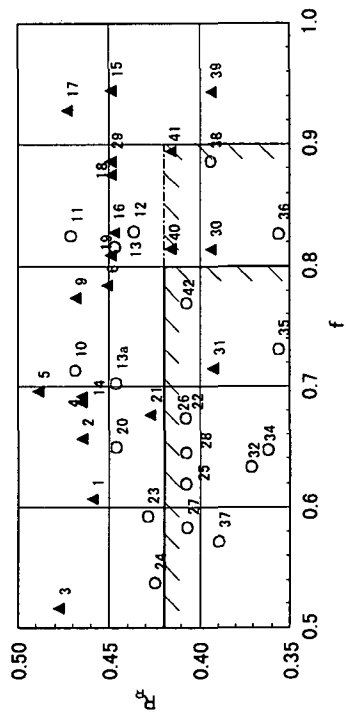
表 6.2.5 2次設計で安全と推定される震度法設計のパラメータ組み合わせ範囲

地盤種別	震度法設計時の 安定照査値 f	幅厚比パラメータ R_R	幅厚比パラメータ R_F
Ⅰ種地盤	0.80 以下 (0.90 以下)	0.42 以下 (0.42 以下)	0.35 以下 (0.40 以下)
Ⅱ種地盤	0.70 以下 (0.80 以下)	0.42 以下 (0.42 以下)	0.35 以下 (0.35 以下)
Ⅲ種地盤	0.80 以下 (0.90 以下)	0.42 以下 (0.44 以下)	0.35 以下 (0.40 以下)

注；() 内は95%強度まで変形を許した場合。

コメント

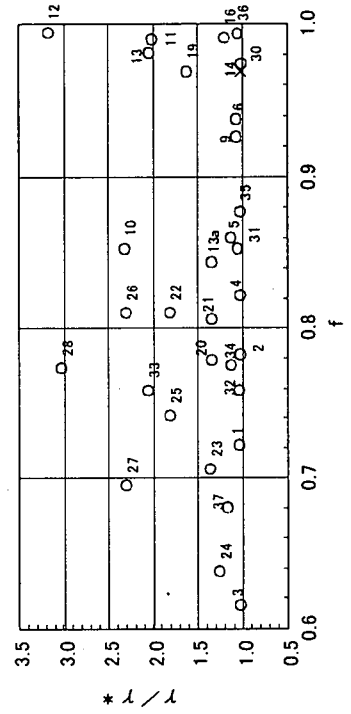
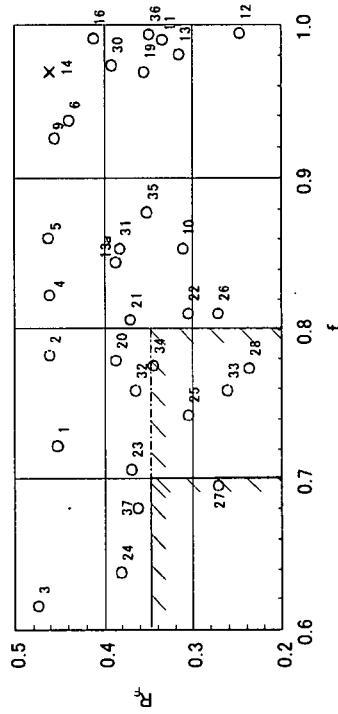
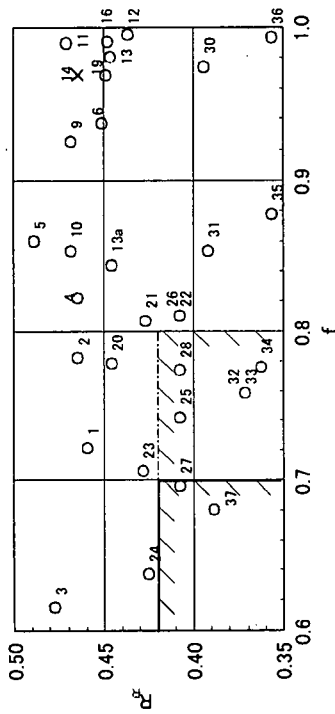
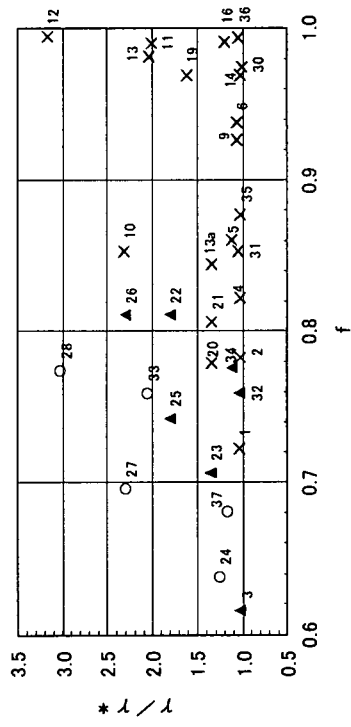
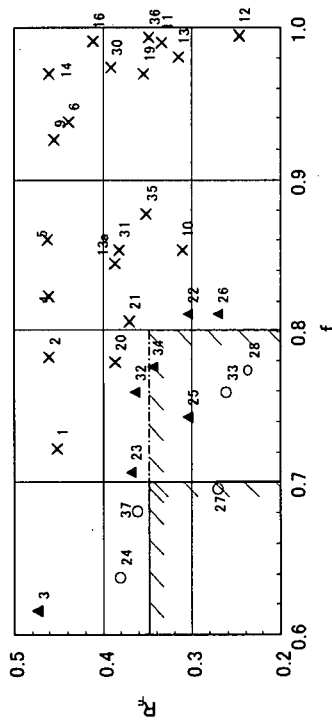
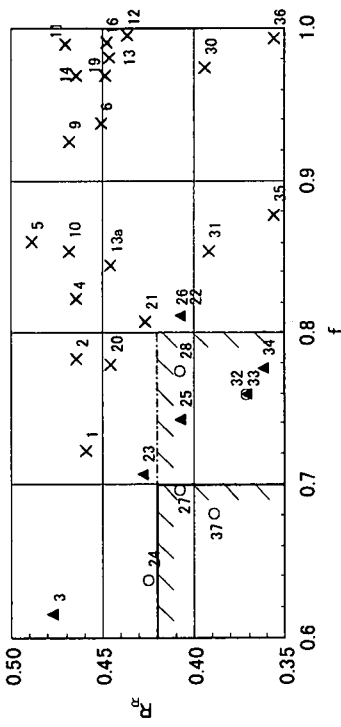
以上のように、1次設計で応力に余裕を持たせることにより（ f 値を低減）、2次設計が不要となる範囲が存在することが確認できた。しかし、同じような検討を行った文献[宇佐美ら、1998]では、Ⅱ種地盤に対しては残留変位を許容値以内に納めるのは難しいという指摘があるので、動的解析による2次設計は表6.2.5の安全側の領域であっても、実施するのが望ましい。



TYPE-II地震

図 6.2.5.a I種地盤 地震動判定結果

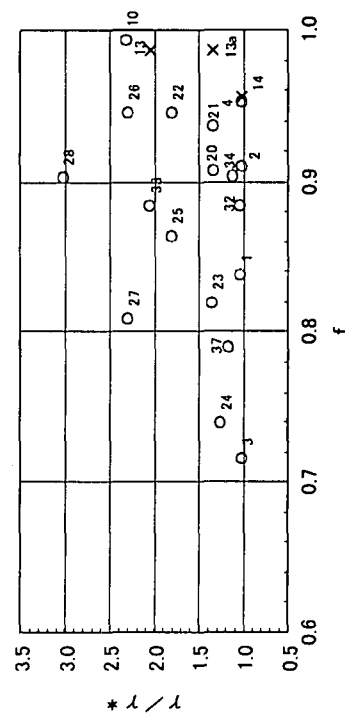
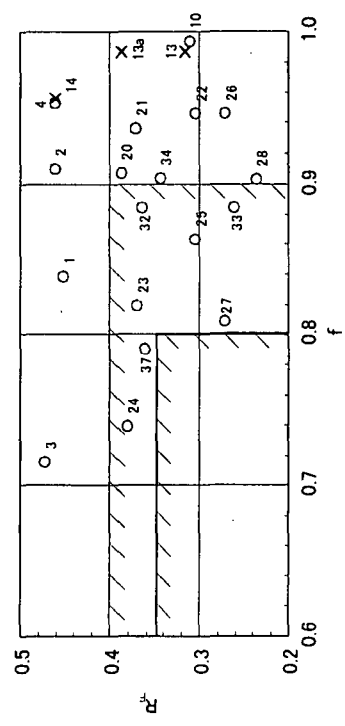
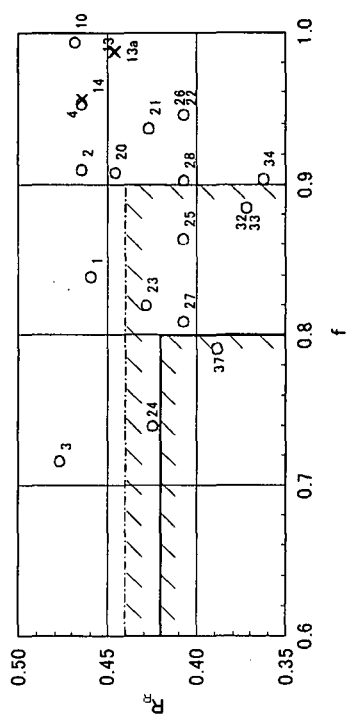
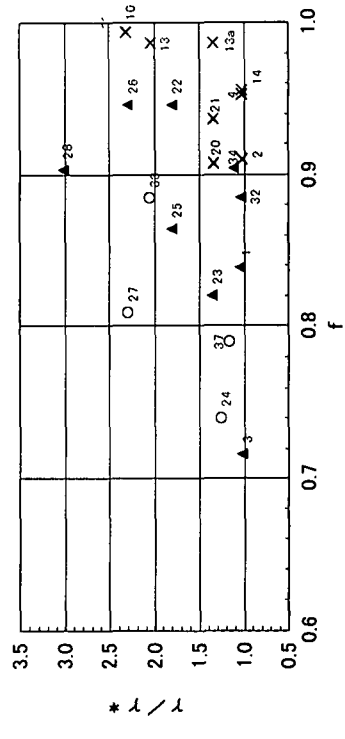
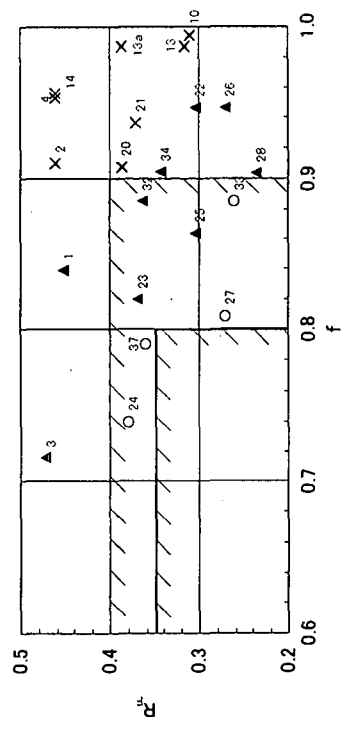
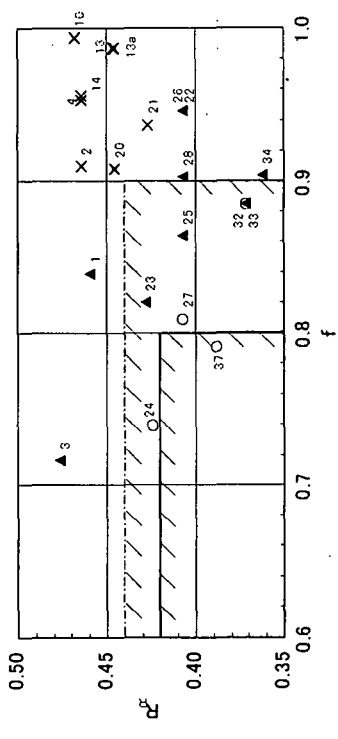
TYPE-I地震



TYPE-II地震

図 6.2.5.b II種地盤 地震動判定結果

TYPE-I地震



TYPE-I地震

TYPE-II地震

図 6.2.5.c 三種地盤 地震動判定結果

(2) 震度法による1次設計

道路橋示方書V編 10.1 に従い、コンクリートを充填しない鋼製橋脚として図 6.2.6-1 のP3 橋脚の設計を行う。また、橋脚基部で決定した鋼断面は橋脚上部まで一定とした。

設計条件

- 下部工形式 鋼製T型橋脚（角柱）
アンカーボルトφ=170（SM520B・S45CN） 30本
- 上部工形式 3径間連続非合成I断面プレートガーダー
- 活荷重 B活荷重
- 設計荷重 鉛直荷重： 橋脚自重・上部工死荷重・上部工活荷重
水平荷重： 温度・風・地震
- 使用支承 タイプB（地震時水平力分散支承）
- 地盤種別 II種
- 設計水平震度 常時震度法時

橋軸方向	Kh = 0.25
橋軸直角方向	Kh = 0.25
タイプI 橋軸方向	Khc = 0.85
橋軸直角方向	Khc = 0.85
タイプII 橋軸方向	Khc = 1.31
橋軸直角方向	Khc = 1.13
橋軸方向	T = 0.88sec
橋軸直角方向	T = 0.93sec
- 固有周期
- 使用材料 SM400, SM490Y, SM520B, SM570
フーチングコンクリート $\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$
根巻きコンクリート $\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$

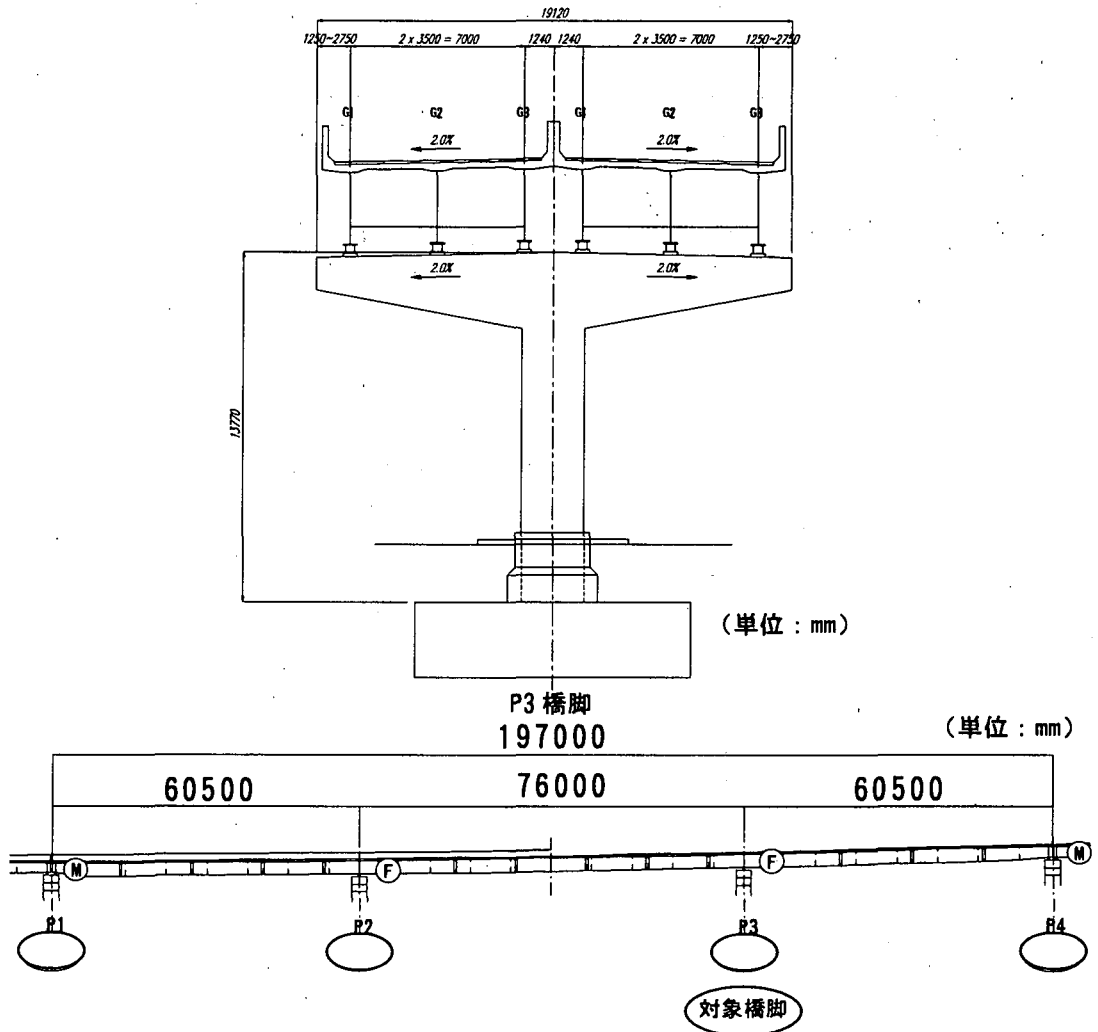


図 6.2.6-1 一般形状図

i) 橋脚基部における断面力

橋軸方向および橋軸直角方向の地震時の断面力を算出すると以下のとおりである。(断面力は常時換算後の値を示す。割増係数は1.5)

- a) 橋軸方向
 - 曲げモーメント $M = 51476 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - せん断力 $S = 3852 \text{ kN}$
 - 軸力 $N = 15639 \text{ kN}$
- b) 橋軸直角方向
 - 曲げモーメント $M = 58413 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - せん断力 $S = 3586 \text{ kN}$
 - 軸力 $N = 15639 \text{ kN}$

ii) 橋脚基部の応力度の照査

表 6.2.6-1 および 図 6.2.6-2 は橋脚基部の諸元を示したものである。この断面諸元をもとに断面パラメータを計算すると表 6.2.6-2 のようになる。道路橋示方書Ⅱ編 3.3 に従って軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査を行った。ここでは、応力度の照査の厳しかった橋軸直角方向に対する照査結果を示す。

表 6.2.6-1 橋脚基部の断面諸元

	総断面	純断面
Flg	2 - 2924 × 40	2 - 2578 × 40
Rib	12 - 260 × 36	12 - 260 × 36
Web	2 - 2700 × 38	2 - 2700 × 38
Rib	10 - 250 × 34	10 - 250 × 34
A	6364.4cm ²	-
I	7.299 × 10 ⁷ cm ⁴	6.810 × 10 ⁷ cm ⁴

表 6.2.6-2 断面パラメータ

γ / γ^*	1.25
R_R	0.23
λ_s	0.22

注) 道路橋示方書Ⅱ編 8.3.4 によるフランジ有効幅の計算は以下のとおりとなる。

- 有効座屈長 : $\ell = 2 \times 1227 = 2454 \text{ cm}$ 腹板間隔の 1/2 : 1/2 $b_w = 148.1 \text{ cm}$
- 有効幅 : $2\lambda = 261.6 \text{ cm}$

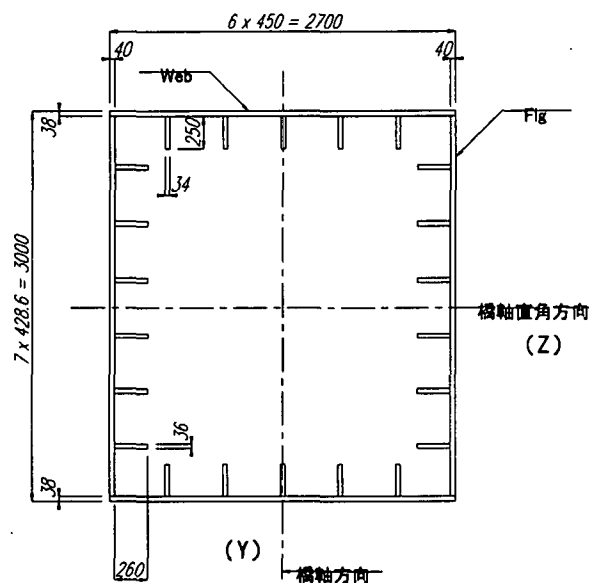


図 6.2.6-2 橋脚基部の断面

・軸方向力と曲げモーメントを受ける部材（軸方向力が圧縮の場合）の照査

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} = \frac{24.6}{198.2} + \frac{115.8}{210 \times \left(1 - \frac{24.6}{2288.3}\right)}$$

$$= 0.68 \leq 1$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} = 24.6 + \frac{115.8}{1 - \frac{24.6}{2288.3}}$$

$$= 141.7 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{cal} = 210 \text{ N/mm}^2$$

ここに

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{15639.1 \times 10^3}{636440} = 24.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{M}{I} y = \frac{58412.8 \times 10^6}{6.810 \times 10^{11}} \times 1350 = 115.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{caz} = \sigma_{cag} \sigma_{cal} / \sigma_{cao} = 198.2 \times 210 / 210 = 198.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cag} = 210 - 1.5 \times (22.9 - 15) = 198.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bagy} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = 1200000 / \left(\frac{\ell}{r}\right)^2 = 120000 / (22.9)^2 = 2288.3 \text{ N/mm}^2$$

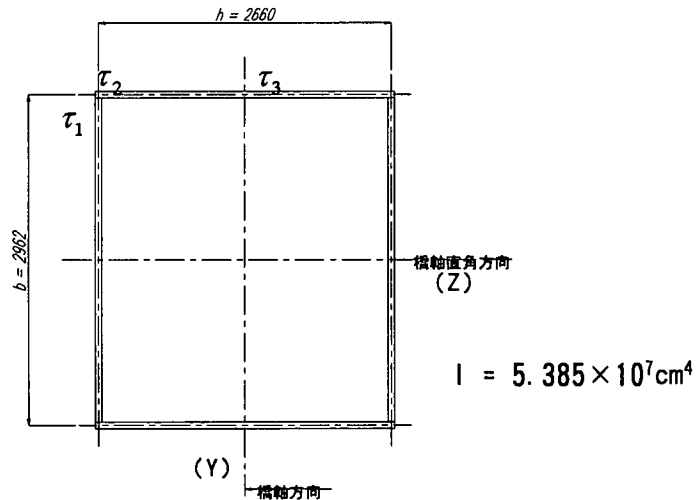


図 6.2.6-3 照査位置

・せん断応力度の照査

$$\tau_1 = \frac{S}{I} \frac{bh}{4} = \frac{3586.4 \times 10^3}{5.385 \times 10^{11}} \times \frac{2962 \times 2660}{4} = 13.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{S}{I} \frac{bh}{4} \times \frac{tf}{tw} = \frac{3586.4 \times 10^3}{5.385 \times 10^{11}} \times \frac{2962 \times 2660}{4} \times \frac{40}{38} = 13.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_3 = \frac{S}{I} \left[\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{4} \times \frac{tf}{tw} \right] = \frac{3586.4 \times 10^3}{5.385 \times 10^{11}} \left[\frac{2660^2}{8} + \frac{2962 \times 2660}{4} \times \frac{40}{38} \right] = 19.7 \text{ N/mm}^2$$

・合成応力度の照査

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_s}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_s}\right)^2 = \left(\frac{140.4}{210}\right)^2 + \left(\frac{13.8}{120}\right)^2$$

$$= 0.46 \leq 1.2$$

ここに

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}y = \frac{15639.1 \times 10^3}{636440} + \frac{58412.8 \times 10^6}{6.810 \times 10^{11}} \times 1350$$

$$= 140.4 \text{ N/mm}^2$$

(3) 2次設計

4章の耐震設計法に従って、性能照査による2次設計を行う。この照査法としては、従来の保有耐力法による照査ではなく、本報告書で提案する変形照査法を採用する。なお、ここでは橋軸直角（面内）方向に対する照査例を示す。表4.4.1に示したように、3種類のモデルの構成則を用いた耐震解析を行う。この解析は、基本モード卓越型となることが前提であるが、対象橋脚が単柱形式であることから、この前提が成り立つと考えられる。それぞれのモデルに対して、表4.3.1から解析の種類、解析タイプ、応答値Sおよび限界値Rを選定し、性能照査（ $S \leq R$ となることを確認）を行う。

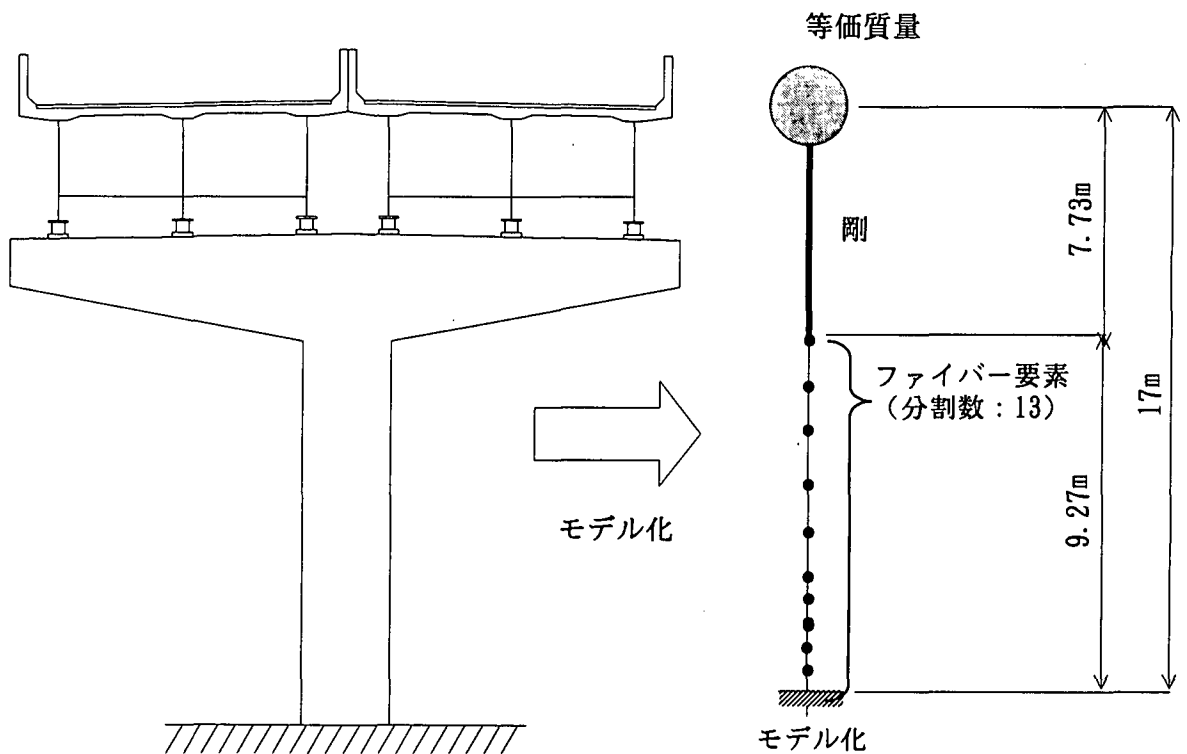


図 6.2.6-4 橋脚の面内方向のモデル化（断面は図 6.2.6-2）

1) ファイバーモデルによる解析

解析条件

- ・コンクリートが充填されていない橋脚に対して，下図に示すような多質点系のモデルとする．橋脚基部を細かく要素分割する．基部は，ここでは完全固定とする．
- ・入力地震動：道路橋示方書に規定されているⅡ種地盤，タイプⅠおよびタイプⅡ標準波形を用いる．
- ・断面のファイバー要素分割：脚の断面は，新技術小委員会で提案されている等価断面に換算したのち，下図のようにファイバー要素に分割する．
- ・鋼材の構成則：ひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとして，移動硬化則を用いる．ただし，2次勾配は， $E/100$ とする（図 6.2.6-6）．
- ・減衰定数：レーリー減衰を用い，減衰定数 $h=0.01$ とする．
- ・数値積分法：ニューマークの β 法（ $\beta=1/4$ ）を用い，計算時間間隔 $\Delta t=0.002$ ．

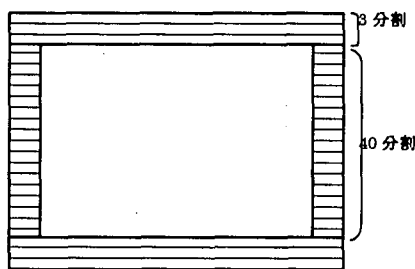


図 6.2.6-5 断面のファイバー要素分割

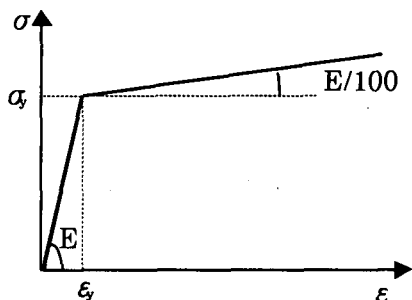


図 6.2.6-6 鋼の材料構成則

解析結果

標準波形 TYPE221（タイプⅡ，Ⅱ種地盤，No.1 波形）の場合の上部構造慣性力ー上部構造変位曲線を図 6.2.6-7 に，基部の応力ーひずみ曲線を図 6.2.6-8 に示す．また，上部構造の時刻歴応答変位を図 6.2.6-9 に示す．

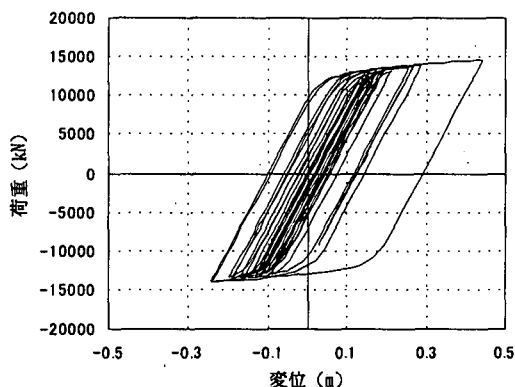


図 6.2.6-7 荷重ー変位曲線（TYPE221 波形）

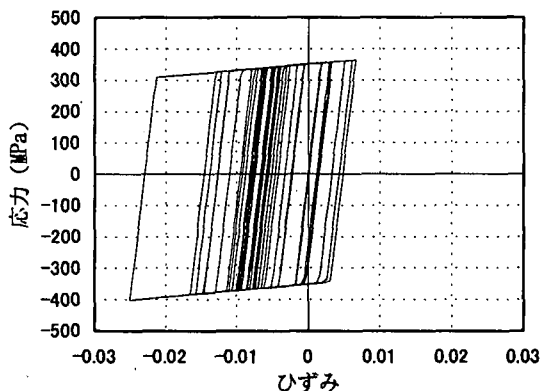
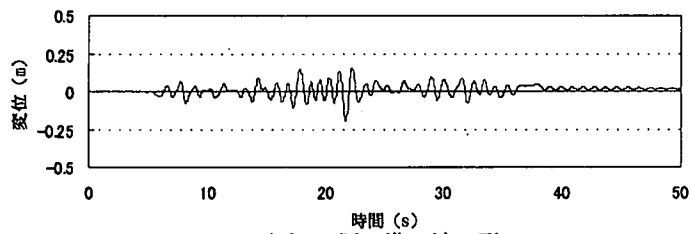
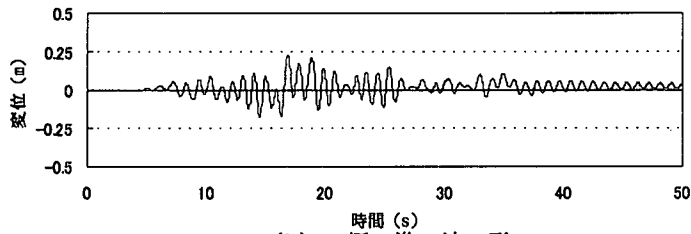


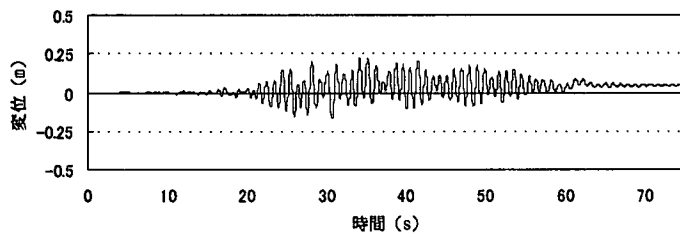
図 6.2.6-8 応力ーひずみ曲線



(a) 標準波形

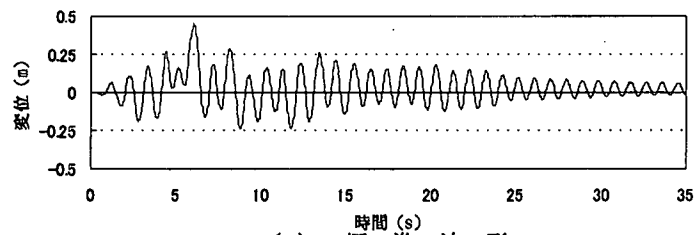


(b) 標準波形

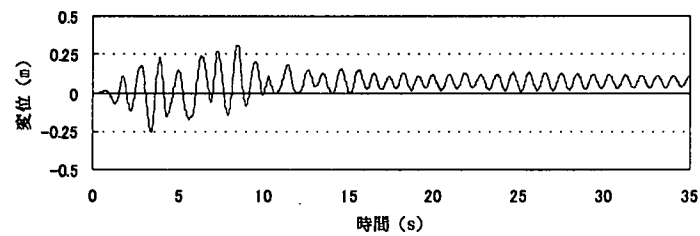


(c) 標準波形

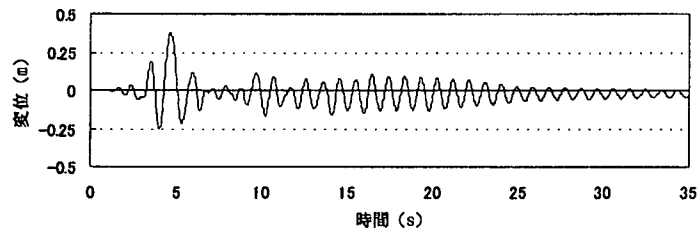
図 6.2.6-9 上部構造の応答変位 (タイプ I 地震動)



(a) 標準波形



(b) 標準波形



(c) 標準波形

図 6.2.6-10 上部構造の応答変位 (タイプ II 地震動)

照査結果

解析結果から求めた応答値 S と限界値 R を比較することにより、性能照査を行う。
構造安全性の照査

応答値 S は、上部構造最大応答変位であり、タイプ I およびタイプ II 地震動のとき、平均値はそれぞれ 0.218m および 0.378m となる(下表参照)。これに対し、限界値 R は、同様にファイバーモデルでモデル化し Pushover 解析したときの終局変位 δ_u であり、0.530m となった。これらにより、応答値 $S \leq$ 限界値 R となり、構造安全性の照査を満足している。

地震後の使用性の照査

応答値 S は、残留変位であり、0.035m および 0.067m となる(下表参照)。この残留変位については、高精度な材料構成則を用いていないため、4章の式(4.6.2)を用いて最大応答変位から求めることにした。これに対し、限界値 R は、0.17m ($=h/100$) である。これらにより、応答値 $S \leq$ 限界値 R となり、地震後の使用性の照査を満足している。

表 6.2.6-3 タイプ I 地震動

周期	支承のせん断剛性 (kN/m)	波形	上部構造最大応答変位 (m) 注	上部構造残留変位 (m)	許容変位 δ_u (m)	残留変位制限値 (m)
0.937	51000	TYPE121	0.193	0.029	0.530	0.170
		TYPE122	0.235	0.039		
		TYPE123	0.225	0.036		
		平均	0.218	0.035		

表 6.2.6-4 タイプ II 地震動

周期	支承のせん断剛性 (kN/m)	波形	上部構造最大応答変位 (m) 注	上部構造残留変位 (m)	許容変位 δ_u (m)	残留変位制限値 (m)
0.937	51000	TYPE221	0.440	0.079	0.530	0.170
		TYPE222	0.313	0.055		
		TYPE223	0.379	0.067		
		平均	0.378	0.067		

以上より、タイプ I、タイプ II 地震動に対し、構造安全性および地震後の使用性の照査を満足していることがわかる。

2) M- Φ モデルによる解析

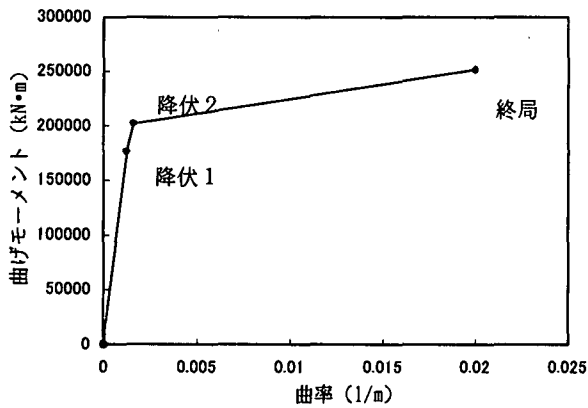
解析条件

- ・モデル化：コンクリートが充填されていない橋脚に対して、図 6.2.6-4 と同一分割を用い、ファイバー要素の部分に M- Φ モデルを用いた。橋脚基部を細かく要素分割する。基部は完全固定とする。
- ・入力地震動、減衰定数、数値積分法はファイバーモデルと同じである。
- ・動的解析の復元力モデルとして、トリリニア型の M- Φ モデルを用いる。この M- Φ モデルの骨格曲線は、[土木技術資料, 1999]により算出することにする。ここで、仮定している応力-ひずみ関係は、図 6.2.6-6 に示すような 2次勾配が $E/100$ のバイリニアモデルである。この応力-ひずみ関係をもとに図

6.2.2-13 に示すようなトリニア型の骨格曲線を算出した。降伏1は、圧縮フランジ側が降伏したときであり、降伏2は引張フランジ側が降伏したときの値である。終局は、この土木技術資料に規定されている許容ひずみ ϵ_a をもとに決定した。この ϵ_a は、最大荷重に対応する変位時のひずみであり、次式より求めた。

$$\epsilon_a / \epsilon_y = 20 - 25R_F$$

このようにして求めた終局のひずみ ϵ_a が動的解析における許容値となる。



	曲率 (1/m)	曲げモーメント (kN·m)
降伏1	0.00121	176300.0
降伏2	0.00160	202100.0
終局	0.01999	251634.0

図 6.2.6-13 骨格曲線

照査結果

解析結果から求めた応答値 S と限界値 R を比較することにより、性能照査を行う。表 6.2.6-5 より構造安全性、地震時の使用性とも満足されていることが分かる。

表 6.2.6-5 タイプ I 地震動

周期	波形	上部構造最大 応答変位 (m)	上部構造 残留変位 (m)	橋脚の最大 応答曲率 (1/m)	許容曲率	残留変位 制限値 (m)
0.929	TYPE121	0.188	0.028	0.00939	0.01999	0.170
	TYPE122	0.225	0.036	0.01197		
	TYPE123	0.220	0.035	0.01147		
	平均	0.211	0.033	0.01094		

表 6.2.6-6 タイプ II 地震動

周期	波形	上部構造最大 応答変位 (m)	上部構造 残留変位 (m)	橋脚の最大 応答曲率 (1/m)	許容曲率	残留変位 制限値 (m)
0.929	TYPE221	0.447	0.080	0.02230	0.01999	0.170
	TYPE222	0.286	0.049	0.01518		
	TYPE223	0.384	0.068	0.01959		
	平均	0.373	0.066	0.01902		

6.2.2-13 に示すようなトリリニア型の骨格曲線を算出した。降伏1は、圧縮フランジ側が降伏したときであり、降伏2は引張フランジ側が降伏したときの値である。終局は、この土木技術資料に規定されている許容ひずみ ε_a をもとに決定した。この ε_a は、最大荷重に対応する変位時のひずみであり、次式より求めた。

$$\varepsilon_a / \varepsilon_y = 20 - 25R_F$$

このようにして求めた終局のひずみ ε_a が動的解析における許容値となる。

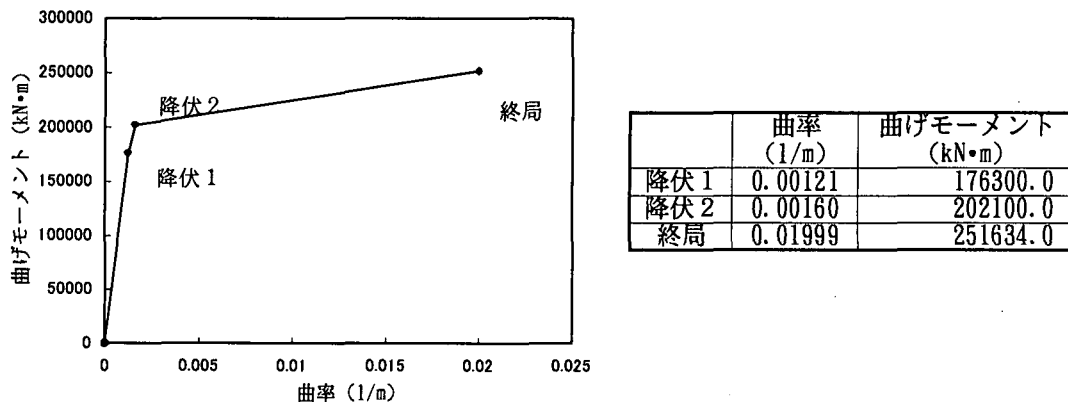


図 6.2.6-13 骨格曲線

照査結果

解析結果から求めた応答値 S と限界値 R を比較することにより、性能照査を行う。表 6.2.6-5 より構造安全性、地震時の使用性とも満足されていることが分かる。

表 6.2.6-5 タイプ I 地震動

周期	波形	上部構造最大 応答変位 (m)	上部構造 残留変位 (m)	橋脚の最大 応答曲率 (1/m)	許容曲率	残留変位 制限値 (m)
0.929	TYPE121	0.188	0.028	0.00939	0.01999	0.170
	TYPE122	0.225	0.036	0.01197		
	TYPE123	0.220	0.035	0.01147		
	平均	0.211	0.033	0.01094		

表 6.2.6-6 タイプ II 地震動

周期	波形	上部構造最大 応答変位 (m)	上部構造 残留変位 (m)	橋脚の最大 応答曲率 (1/m)	許容曲率	残留変位 制限値 (m)
0.929	TYPE221	0.447	0.080	0.02230	0.01999	0.170
	TYPE222	0.286	0.049	0.01518		
	TYPE223	0.384	0.068	0.01959		
	平均	0.373	0.066	0.01902		

6.2.3 コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の設計事例

(1) 道路橋示方書に準拠した設計例

図6.2.6-1の構成橋脚の基部にコンクリート ($\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$) を6.45mの高さまで充填した橋脚を対象とする。

1) 震度法による1次設計

道路橋示方書V編 10.1に従い、コンクリートを充填した鋼製橋脚として P13 橋脚の設計を行う。

震度法による耐震設計においては、充填コンクリートの効果を見做し鋼製橋脚として設計する。ただし、充填・中埋めコンクリートは死荷重に考慮するものとし、橋脚の曲げモーメント、せん断力及び軸力の算出に考慮するものとする。

本設計計算例では橋脚基部で決定した鋼断面を橋脚上部まで一定とした。また、コンクリート充填高さを6.450mと仮定した。

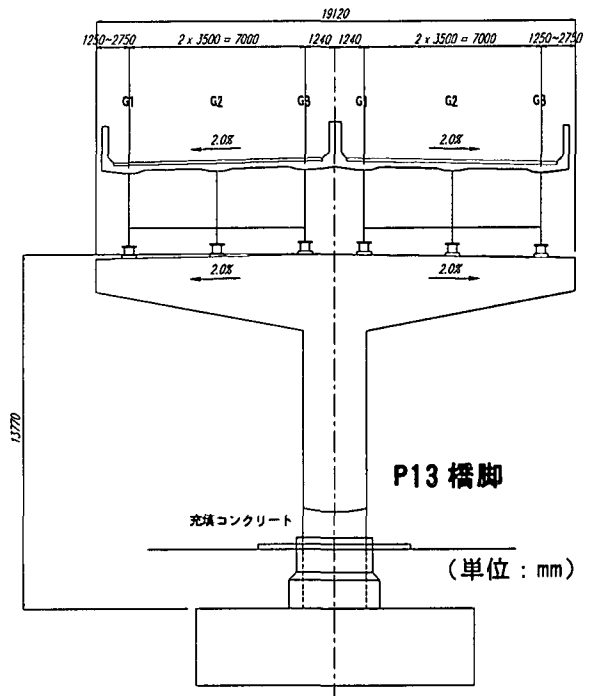


図 6.2.7-1 一般形状図

橋脚基部における断面力

橋軸方向および橋軸直角方向の地震時の断面力を算出すると以下のとおりである。(なお、断面力は地震時における許容応力度の割り増し係数 1.5 で除した値(常時換算値)を示している。)

a) 橋軸方向

曲げモーメント $M = 51898 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 せん断力 $S = 4013 \text{ Kn}$
 軸力 $N = 16284 \text{ kN}$

b) 橋軸直角方向

曲げモーメント $M = 58835 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 せん断力 $S = 3748 \text{ kN}$
 軸力 $N = 16284 \text{ kN}$

表 6.2.7-1 橋脚基部の断面諸元

	総断面	純断面
Flg	2 - 2942 × 32	2 - 2594 × 32
Rib	12 - 220 × 30	12 - 220 × 30
Web	2 - 2700 × 29	2 - 2700 × 29
Rib	10 - 200 × 28	10 - 200 × 28
A	4800.9cm ²	-
I	5.688 × 10 ⁷ cm ⁴	5.292 × 10 ⁷ cm ⁴

表 6.2.7-2 断面パラメータ

γ/γ^*	1.3
R_R	0.29
λ_s	0.27

注) 道路橋示方書Ⅱ編 8.3.4 によるフランジ有効幅の計算は以下のとおりとなる。

有効座屈長 : $\ell = 2 \times 1227 = 2454\text{cm}$
 腹板間隔の 1/2 : $1/2 b_w = 148.6\text{cm}$
 有効幅 : $2\lambda = 262.3\text{cm}$

橋脚基部の応力度の照査

表 6.2.7-1 および 図 6.2.7-2 は橋脚基部の諸元を示したものである。この断面諸元をもとに断面パラメータを計算すると表 6.2.7-2 のようになる。道路橋示方書Ⅱ編 3.3 に従って軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査を行ったが、すべて満足されることが判った。計算式はコンクリートを充填しない橋脚と同様であるので省略する。

2) 地震時保有水平耐力法による照査

ここでは、道路橋示方書Ⅴ編に規定されている方法で照査した例を示す。

タイプⅠ地震

コンクリートを充填した鋼製橋脚の水平力-水平変位の関係は、軸力に対しては鋼断面として、曲げモーメントにしては鉄筋コンクリート断面としてそれぞれ仮定し、道示Ⅴ10章を基に鉄筋コンクリートの橋脚に準じて算出。橋脚躯体の上部構造の慣性力作用位置における水平力-水平変位の関係を算出すると以下のようなになる。

$$\text{降伏時 } P_y = 9748 \text{ (kN)}, \delta_y = 0.123 \text{ (m)}$$

$$\text{終局時 } P_u = 12375 \text{ (kN)}, \delta_u = 0.886 \text{ (m)}$$

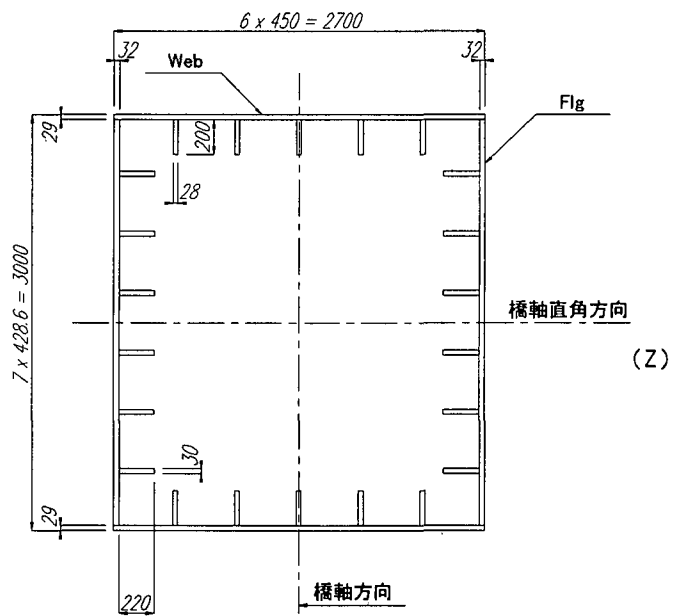


図 6.2.7-2 橋脚基部の断面

照査過程は次のようになる。

- ・地震時保有水平耐力 P_a

道路橋示方書Ⅴ編の式(10.2.1)より

$$\begin{aligned} P_a &= P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} \\ &= 9747.55 + \frac{12375.19 - 9747.55}{3.0} \\ &= 10623.43 \end{aligned}$$

- ・許容塑性率 μ_a

道路橋示方書Ⅴ編の式(10.2.2)より

$$\begin{aligned} \mu_a &= \left(1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y}\right) \times \frac{P_y}{P_a} \\ &= \left(1 + \frac{0.8860 - 0.1225}{3.0 \times 0.1225}\right) \times \frac{9747.55}{10623.43} \\ &= 2.82 \end{aligned}$$

- ・地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度 K_{he}

道路橋示方書Ⅴ編の式(5.3.1)より

$$\begin{aligned}
 K_{he} &= \frac{K_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \\
 &= \frac{0.85}{\sqrt{2 \times 2.82 - 1}} \\
 &= 0.39
 \end{aligned}$$

ただし、 K_{he} の下限値は道路橋示方書 V 編 5.3.1 により $0.4Cz$ なので K_{he} は、

$$\begin{aligned}
 K_{he} &= 0.39 \leq 0.4Cz = 0.4 \times 1.00 \\
 &= 0.40
 \end{aligned}$$

- 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 W
道路橋示方書 V 編の式(5.2.3)より

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + C_p W_p \\
 &= 22342(kN)
 \end{aligned}$$

W_u : 当該橋脚が支持している上部構造分の重量 (kN)

C_p : 等価重量算出係数 (=0.5)

W_p : 橋脚躯体の重量

- 地震時保有水平耐力の照査
道路橋示方書 V 編の式(5.2.1)より

$$\begin{aligned}
 P_a &\geq K_{he} W \\
 10623.43 &\geq 0.4 \times 22342 (= 8937)
 \end{aligned}$$

- 橋脚の応答塑性率 μ_R

応答塑性率 μ_R は、コンクリートを充填した鋼製橋脚の場合道路橋示方書 V 編の式(5.2.5)に P_a/P_y を乗じた値を用いる。

$$\begin{aligned}
 \mu_R &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{K_{hc} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \times \frac{P_a}{P_y} \\
 &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{0.85 \times 22342}{10623.43} \right)^2 + 1 \right\} \times \frac{10623.43}{9747.55} \\
 &= 2.29
 \end{aligned}$$

- 残留変位 δ_R

道路橋示方書 V 編の式(5.2.4)より

$$\begin{aligned}
 \delta_R &= C_r (\mu_R - 1)(1 - r) \delta_y \\
 &= 0.35 \times (2.29 - 1) \times (1 - 0.05) \times 0.1225 \\
 &= 0.052(m)
 \end{aligned}$$

- 残留変位の照査

$$\begin{aligned}
 \delta_R &\leq \delta_{Ra} \\
 0.052(m) &\leq 0.17(m)
 \end{aligned}$$

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位(m)で、橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの 1/100 とする。

- 照査結果 (表 6.2.7-3)

表 6.2.7-3 タイプ I 地震動の照査結果

高さ	h	m	17
水平耐力および 水平変位	P_y	kN	9748
	P_u	kN	12375
	δ_y	m	0.12
	δ_u	m	0.89
	δ_0	m	—
安全係数	α	—	3.00
許容塑性率	μ_a	—	2.82
地域別補正係数	C_z	—	1.00
固有周期	T	s	1.48
地震時保有水平 耐力法に用いる 水平震度	K_{hc0}	—	0.85
	K_{hc}	—	0.85
	K_{he}	—	0.40
地震時保有水平 耐力法に用いる 等価重量	W_u	kN	20913
	W_p	kN	2858
	W	kN	22342
地震時保有水平 耐力の照査	$K_{he} \cdot W$	kN	8937
	P_a	kN	10623
	判定	—	$P_a \geq K_{he} \cdot W$ OK
残留変位の照査	δ_R	cm	0.052
	δ_{Ra}	cm	0.170
	判定	—	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

タイプ II 地震

計算式はタイプ I 地震に対する照査と同一であるので計算式は省略し、結果のみ表 6.2.7-4 に示す。

表 6.2.7-4 タイプ II 地震動の照査結果

高さ	h	m	17
水平耐力および 水平変位	P_y	kN	9748
	P_u	kN	12375
	δ_y	m	0.12
	δ_u	m	0.89
	δ_0	m	—
安全係数	α	—	1.50
許容塑性率	μ_a	—	2.82
地域別補正係数	C_z	—	1.00
固有周期	T	s	1.48
地震時保有水平 耐力法に用いる 水平震度	K_{hc0}	—	0.85
	K_{hc}	—	0.85
	K_{he}	—	0.48
地震時保有水平 耐力法に用いる 等価重量	W_u	kN	20913
	W_p	kN	2858
	W	kN	22342
地震時保有水平 耐力の照査	$K_{he} \cdot W$	kN	10724
	P_a	kN	11499
	判定	—	$P_a \geq K_{he} \cdot W$ OK
残留変位の照査	δ_R	cm	0.142
	δ_{Ra}	cm	0.170
	判定	—	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

3) 非線形時刻歴応答解析による性能照査

4章の耐震設計法に従って、性能照査を行う。この照査法としては、従来の保有耐力法による照査ではなく、本報告書で提案する変形照査法を採用する。なお、ここでは橋軸直角（面内）方向に対する照査例を示す。ここでは前述した「4.5.3 静的/動的解析併用方法」による照査法で行うが、限界値については安全側と考え地震時保有水平耐力法における上部構造の終局変位に対応する橋脚天端変位を用いる。

表 4.3.1 から解析の種類、解析タイプ、応答値 S および限界値 R を選定すると次のようになる。

（構造安全性の照査）

応答値：時刻歴応答解析 <Dynamic> <N2> 結果の最大応答変位 δ_{max}

限界値：静的解析（Pushover 解析） <Static> <N2> から求まる終局変位 δ_u （ただし、橋脚天端の変位とする）

（地震後の使用性の照査）

応答値：動的解析の最大応答変位から残留変位を推定

限界値：規定値（ $= h/100$ ）

このようにして求めた S と R を比較することにより、性能照査（ $S \leq R$ となることを確認）を行う。

解析条件

- ・橋脚を下図に示すような多質点系のモデルとする。橋脚基部および充填コンクリート直上を細かく要素分割する。基部は完全固定とし、支承部は弾性バネ（ばね定数（ $= 51,000\text{kN/m}$ ）としてモデル化した。

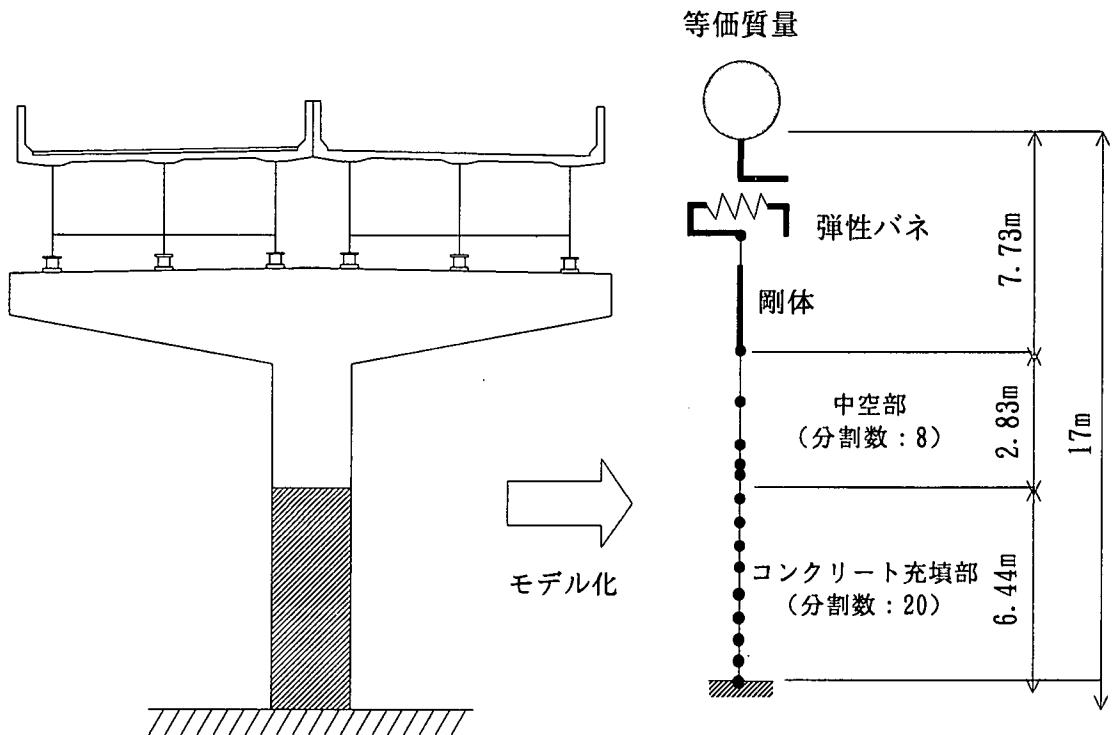


図 6.2.7-4 橋脚のモデル化

- ・入力地震動：道路橋示方書に規定されているⅡ種地盤，タイプⅠおよびタイプⅡの標準波形を用いて解析を行う。
- ・断面のファイバー要素分割：脚の断面は，新技術小委員会で提案されている等価断面に換算したのち，下図のようにファイバー要素分割をおこなう。

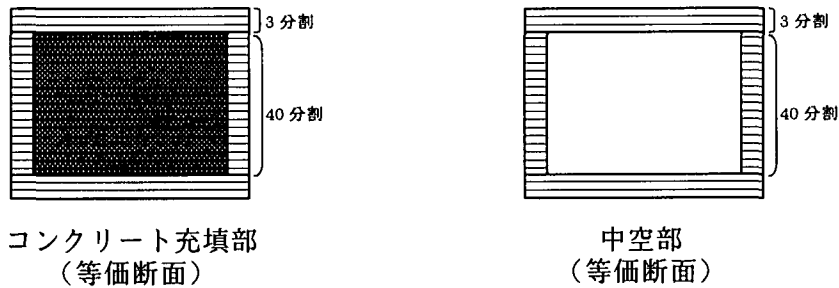


図 6.2.7-5 断面のファイバー要素分割

・材料構成則

①鋼材

ひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとして移動硬化則を用いた。ただし，2次勾配は， $E/100$ とする。

②充填コンクリート

新技術報告書が規定している地震時保有水平耐力法の充填コンクリートの材料構成則を用いる。ただし，除荷および再載荷は，図(b)に示すように初期剛性で行うものとする。

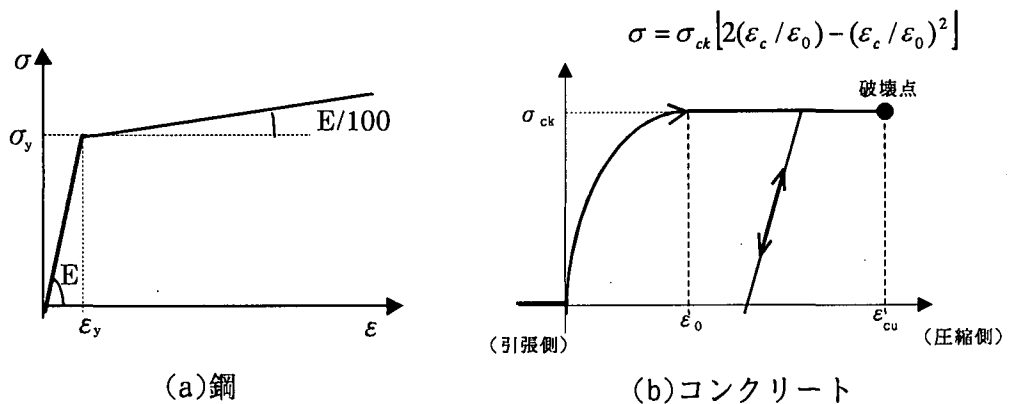


図 6.2.7-6 材料構成則

- ・減衰定数：剛性比例型減衰を用い，減衰定数 $h=0.02$ とする。
- ・数値積分法：ニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を用い，計算時間間隔 $\Delta t=0.01$ 。

解析結果

標準波形 TYPE221 の場合の荷重-変位曲線を図 6.2.7-7 に示す。また，このとき柱基部の応力-ひずみ曲線を図 6.2.7-8 に示す。なお，この変位は橋脚天端の変位である。また，橋脚天端の応答変位を図 6.2.7-9 および図 6.2.7-10 に示す。

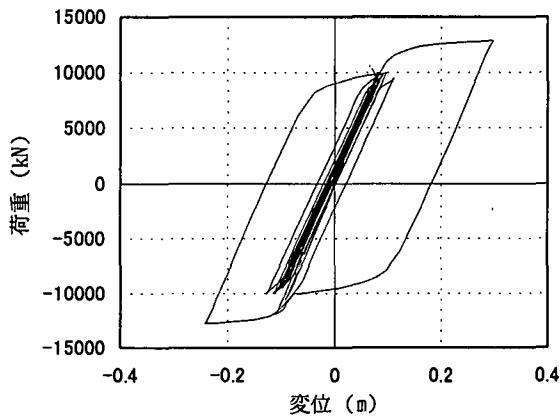


図 6.2.7-7 荷重-変位曲線

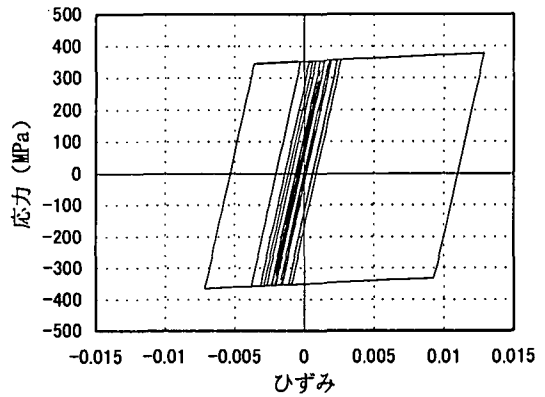


図 6.2.7-8 応力-ひずみ曲線

照査結果

解析結果から求めた応答値 S と限界値 R を比較することにより、性能照査を行う。

構造安全性の照査

応答値 S は、通常は上部構造最大応答変位であるが、ゴム支承を有することから橋脚天端最大応答変位である。タイプ I、タイプ II 地震動のときの橋脚天端最大応答変位の平均値は、それぞれ、0.238m、0.275m である（下表参照）。これに対し、限界値 R は前述の地震時保有水平耐力により求めた終局変位 δ_u であり、0.684m である。これらにより、応答値 $S \leq$ 限界値 R となり、構造安全性の照査を満足している。

また、ゴム支承については、支

承の最大応答変位は 0.296m であり、ゴム支承の 250%ひずみ (0.33m) の範囲内である。

地震後の使用性の照査

応答値 S は、残留変位であり、0.040m (タイプ I) 0.048m (タイプ II) となる（下表参照）。この残留変位については、高精度な材料構成則を用いていないため、4章の (4.6.2) 式を用いて最大最大応答変位から求めることにした。これに対し、限界値 R は、0.138m ($=h/100$) である。これらにより、応答値 $S \leq$ 限界値 R となり、地震後の使用性の照査を満足している。

以上より、タイプ I、タイプ II 地震動に対し、構造安全性および地震後の使用性の照査について、満足していることがわかる。

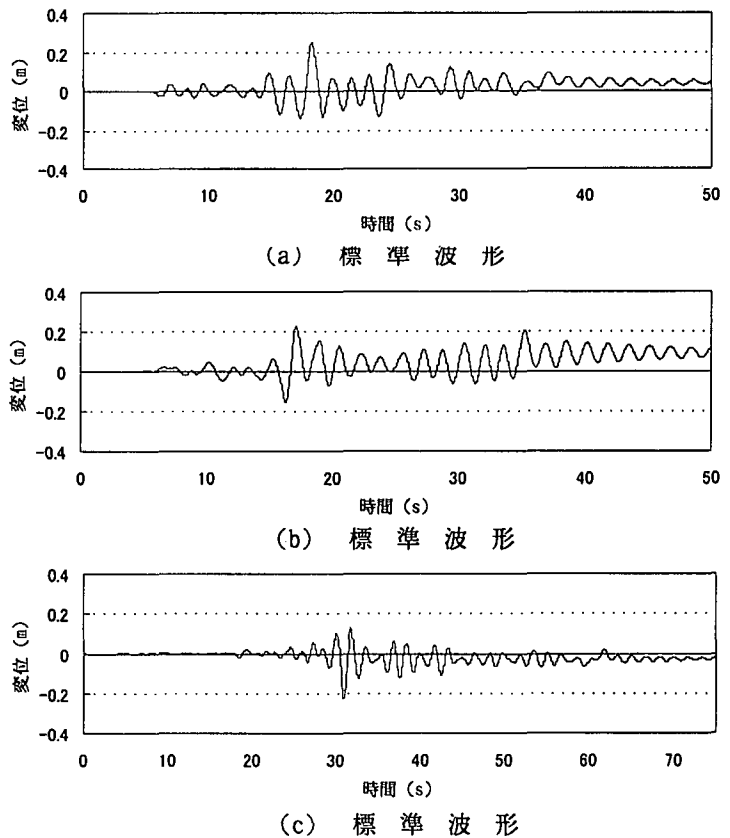
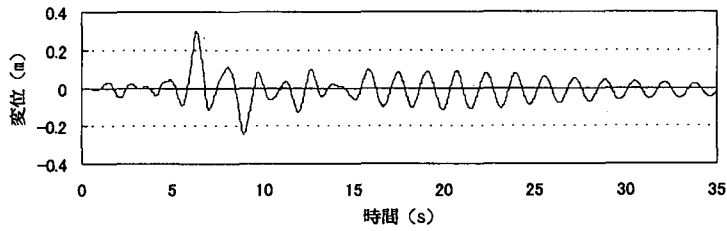
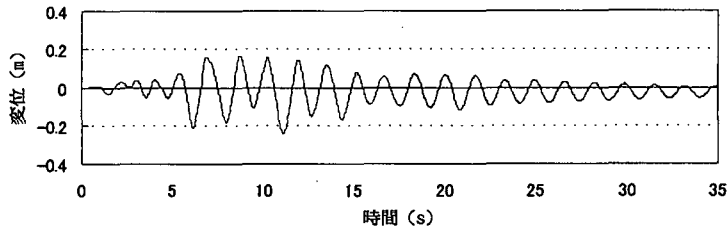


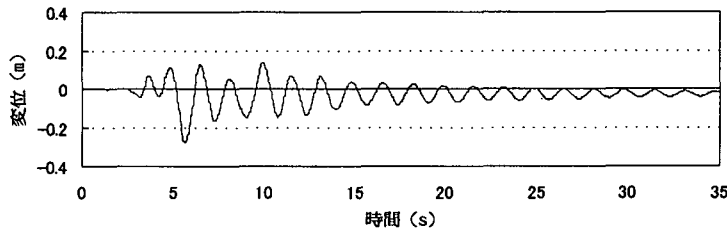
図 6.2.7-9 橋脚天端の応答変位 (タイプ I 地震動)



(a) 標準波形



(b) 標準波形



(c) 標準波形

図 6.2.7-10 橋脚天端の応答変位 (タイプII地震動)

表 6.2.7-5 タイプI地震動

周期	支承のせん断剛性 (kN/m)	波形	支承最大応答変位 (m)	橋脚天端最大応答変位 (m)	上部構造最大応答変位 (m) 注)	橋脚天端残留変位 (m)
1.567	51000	TYPE121	0.290	0.253	0.603	0.043
		TYPE122	0.289	0.232	0.573	0.039
		TYPE123	0.288	0.227	0.568	0.038
		平均	0.289	0.238	0.582	0.040

注) ゴム支承の変形量も含む

表 6.2.7-6 タイプII地震動

周期	支承のせん断剛性 (kN/m)	波形	支承最大応答変位 (m)	橋脚天端最大応答変位 (m)	上部構造最大応答変位 (m) 注)	橋脚天端残留変位 (m)
1.567	51000	TYPE221	0.306	0.298	0.667	0.052
		TYPE222	0.288	0.246	0.590	0.042
		TYPE223	0.294	0.282	0.640	0.049
		平均	0.296	0.275	0.632	0.048

注) ゴム支承の変形量も含む

(2) 新技術小委員会および本報告書の方法に準拠した例

1) 震度法による1次設計

道路橋示方書V編 10.1 に従い、コンクリートを充填した鋼製橋脚として P13 橋脚の設計を行う。震度法による耐震設計においては、充填コンクリートの効果を見做し鋼製橋脚として設計する。ただし、充填・中埋めコンクリートは死荷重に考慮するものとし、橋脚の曲げモーメント、せん断力及び軸力の算出に考慮するものとする。

本設計計算例では橋脚基部で決定した鋼断面を橋脚上部まで一定とした。また、コンクリート充填高さを 2.9m と仮定した。

橋脚基部における断面力

橋軸方向および橋軸直角方向の地震時の断面力を算出すると以下のとおりである。(断面力は常時換算後の値を示す。割増係数は 1.5)

a) 橋軸方向	曲げモーメント	$M = 51579 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	せん断力	$S = 3956 \text{ kN}$
	軸力	$N = 16053 \text{ kN}$
b) 橋軸直角方向	曲げモーメント	$M = 58516 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	せん断力	$S = 3690 \text{ kN}$
	軸力	$N = 16053 \text{ kN}$

橋脚基部の応力度の照査

表 6.2.7-7 は橋脚基部の諸元を示したものである。この断面諸元をもとに断面パラメータを計算すると表 6.2.7-8 のようになる。道路橋示方書Ⅱ編 3.3 に従って軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査を行ったが、すべて満足した。

表 6.2.7-7 橋脚基部の断面諸元

	総断面	純断面
Flg	2 - 2944 × 31	2 - 2595 × 31
Rib	10 - 260 × 36	8 - 260 × 36
Web	2 - 2700 × 28	2 - 2700 × 28
Rib	8 - 250 × 34	8 - 250 × 34
A	4953.3cm ²	-
I	5.746 × 10 ⁷ cm ⁴	5.095 × 10 ⁷ cm ⁴

表 6.2.7-8 断面パラメータ

γ / γ^*	3.07
R_R	0.35
λ_S	0.22

注) 道路橋示方書Ⅱ編 8.3.4 によるフランジ有効幅の計算は以下のとおりとなる。

有効座屈長 : $\ell = 2 \times 1227 = 2454 \text{ cm}$

腹板間隔の 1/2 : $1/2 b_w = 148.6 \text{ cm}$

有効幅 : $2\lambda = 262.3 \text{ cm}$

2) 地震時保有水平耐力法による照査

新技術小委員会の報告書[鋼構造新技術委員会, 1996]を基にした名古屋高速道路公社の設計基準による方法を用いて照査する。

解析方法

コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率を算出する場合には、上部構造の自重に相当する一定鉛直力 N と上部構造の慣性力の相当する

水平力 H が、上部構造の慣性力の作用位置に作用する、はり一柱として取り扱う。ただし、橋脚の自重の影響は無視してもよい。コンクリート充填鋼製橋脚の降伏水平力 H_{yc} および降伏変位 δ_{yc} ならびに終局水平耐力 H_u および終局変位 δ_u は、次の条件により上部構造の慣性力の作用位置において算出するものとする。

- ・ 降伏水平力 H_{yc} 、降伏変位 δ_{yc} は、コンクリート充填鋼製橋脚の、ある断面で鋼板が降伏するときの水平力、水平変位とする。
- ・ 終局水平耐力 H_u および終局変位 δ_u は、コンクリート充填鋼製橋脚の一部が破壊基準を満たすときの水平力および水平変位とする。
- ・ 鋼およびコンクリートの応力-ひずみ曲線は、それぞれ、第4章 図 4.4.1(a) および 4.4.2 に示すものとする。また、コンクリートの引張強度は無視する。
- ・ 鋼とコンクリートの付着は完全とみなし、平面保持の仮定を用いて断面の軸ひずみを計算する。

なお、破壊基準等は新技術小委員会の報告書〔鋼構造新技術委員会、1996〕を参考されたい。

照査結果

タイプ I の地震動

降伏時 $H_y = 9524 \text{ kN}$, $\delta_y = 0.12 \text{ m}$

終局時 $H_u = 12718 \text{ kN}$, $\delta_u = 0.81 \text{ m}$

- ・ 地震時保有水平耐力 H_a

耐震設計基準（名古屋高速道路公社）(5.3.1)式より

$$\begin{aligned} H_a &= H_y + \frac{(H_u - H_y)}{\alpha} \\ &= 9524.215 + \frac{12718.290 - 9524.215}{3.0} \\ &= 10588.907 \text{ kN} \end{aligned}$$

- ・ 許容塑性率 μ_a は、耐震設計基準（名古屋高速道路公社）(5.3.2)式より

$$\begin{aligned} \mu_a &= 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} \\ &= 1 + \frac{81.21 - 11.98}{3.0 \cdot 11.98} \\ &= 2.93 \end{aligned}$$

- ・ 地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度 K_{he}

耐震設計基準（名古屋高速道路公社）(5.4.1)式より

$$\begin{aligned} K_{he} &= \frac{\beta_a \cdot K_{hc}}{\sqrt{(1 + \beta_a) \cdot \mu_a - \beta_a}} \quad \text{ここに} \quad \beta_a = \frac{H_a}{H_y} \\ &= \frac{10588.907}{9524.215} \cdot 0.85 \\ &= \frac{\sqrt{(1 + \frac{10588.907}{9524.215}) \cdot 2.93 - \frac{10588.907}{9524.215}}}{1} \\ &= 0.42 \end{aligned}$$

- ・ 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 W は、

$$W = W_u + C_p \cdot W_p$$

$$= 20912.800 + 0.5 \cdot 2458.270$$

$$= 22141.935 \text{ kN}$$

・地震時保有水平耐力の照査

耐震設計基準（名古屋高速道路公社）(5.5.1)式より

$$H_a > K_{he} \cdot W$$

$$10588.907 > 9299.613$$

・残留変位 δ_R

$$\frac{\delta_R}{\delta_y} = 3.37 \tan \left\{ 0.0879 \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1 \right) \right\}$$

$$\delta_R = 3.37 \tan \left\{ 0.0879 \left(\frac{28.67}{11.98} - 1 \right) \right\} \times 11.98$$

$$= 4.97 \text{ cm}$$

・許容残留変位 δ_{Ra}

$$\delta_{Ra} = 17.0 \cdot \frac{1}{100}$$

$$= 0.17 \text{ m}$$

・残留変位の照査

$$\delta_R \leq \delta_{Ra}$$

$$4.97 \leq 17.0$$

・地震時保有水平耐力の照査結果

表 6.2.7-9 タイプ I 地震動の照査結果表

高さ	h	m	17
水平耐力および 水平変位	P_y	kN	9524
	P_u	kN	12718
	δ_y	m	0.12
	δ_u	m	0.81
	δ_0	m	—
安全係数	α	—	3.00
許容塑性率	μ_a	—	2.93
地域別補正係数	C_z	—	1.00
固有周期	T	s	1.48
地震時保有水平 耐力法に用いる 水平震度	K_{hc0}	—	0.85
	K_{hc}	—	0.85
	K_{he}	—	0.42
地震時保有水平 耐力法に用いる 等価重量	W_u	kN	20913
	W_p	kN	2458
	W	kN	22142
地震時保有水平 耐力の照査	$K_{he} \cdot W$	kN	9300
	P_a	kN	10589
	判定	—	$P_a \geq K_{he} \cdot W$ OK
残留変位の照査	δ_R	cm	4.428
	δ_{Ra}	cm	17.000
	判定	—	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

表 6.2.7-10 タイプⅡ地震動の照査結果

高さ	h	m	17
水平耐力および 水平変位	P_y	kN	9524
	P_u	kN	12718
	δ_y	m	0.12
	δ_u	m	0.81
	δ_0	m	—
安全係数	α	—	1.50
許容塑性率	μ_a	—	4.85
地域別補正係数	C_z	—	1.00
固有周期	T	s	1.48
地震時保有水平 耐力法に用いる 水平震度	K_{hc0}	—	1.32
	K_{hc}	—	1.32
	K_{he}	—	0.52
地震時保有水平 耐力法に用いる 等価重量	W_u	kN	20913
	W_p	kN	2458
	W	kN	22142
地震時保有水平 耐力の照査	$K_{he} \cdot W$	kN	11514
	P_a	kN	11654
	判定	—	$P_a \geq K_{he} \cdot W$ OK
残留変位の照査	δ_R	cm	9.303
	δ_{Ra}	cm	17.000
	判定	—	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

3) 非線形時刻歴応答解析による性能照査

4章の耐震設計法に従って、性能照査を行う。照査方法、応答値および限界値については、前述の「6.2.3(1) 道路橋示方書に準拠した設計例」と同じである。なお、ここでは橋軸直角（面内）方向に対する照査例を示す。

（構造安全性の照査）

応答値：時刻歴応答解析〈Dynamic〉〈N2〉結果の最大応答変位 δ_{max}

限界値：静的解析（Pushover 解析）〈Static〉〈N2〉から求まる終局変位 δ_u （ただし、橋脚天端の変位とする）

（地震後の使用性の照査）

応答値：動的解析の最大応答変位から残留変位を推定

限界値：規定値（= $h/100$ ）

解析条件

「6.2.3(1) 道路橋示方書に準拠した例」と同じ条件である。

解析結果

標準波形 TYPE221 の場合の荷重－変位曲線を図 6.2.7-11 に、柱基部の応力－ひずみ曲線を図 6.2.7-12 に示す。また、橋脚天端の応答変位を図 6.2.7-13 および図 6.2.7-14 に示す。

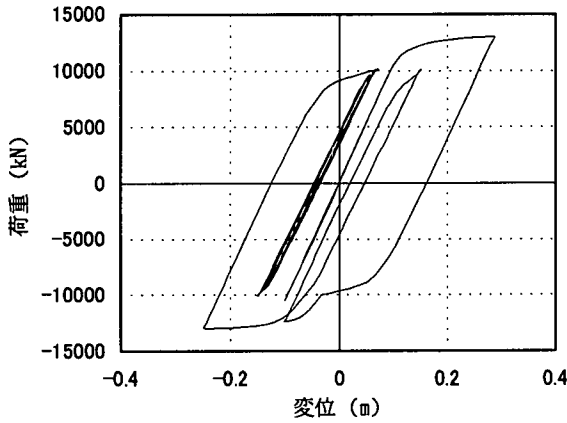


図 6.2.7-11 荷重-変位曲線

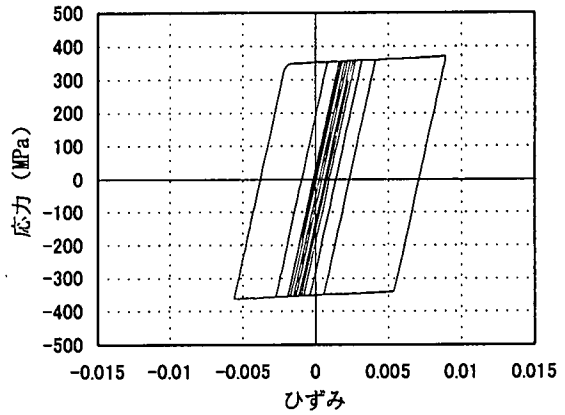


図 6.2.7-12 応力-ひずみ曲線

照査結果

解析結果から求めた応答値 S と限界値 R を比較することにより、性能照査を行う。

構造安全性の照査

応答値 S は、通常は上部構造最大応答変位であるが、ゴム支承を有することから橋脚天端最大応答変位である。タイプ I、タイプ II 地震動のときの橋脚天端最大応答変位の平均値は、それぞれ、0.241m、0.270m である（表 6.2.7-11 参照）。これに対し、限界値 R は前述の地震時保有水平耐力により求めた終局変位 δ_u であり、0.623m である。これらにより、応答値 $S \leq$ 限界値 R となり、構造安全性の照査を満足している。

また、ゴム支承については、支承の最大応答変位は 0.284m であり、ゴム支承の 250%ひずみ (0.33m) の範囲内である。

地震後の使用性の照査

応答値 S は、残留変位であり、0.043m (タイプ I)、0.049m (タイプ II) となる（下表参照）。この残留変位については、高精度な材料構成則を用いていないため、4 章の式 (4.6.2) を用いて最大最大応答変位から求めることにした。これに対し、限界値 R は、0.138m ($=h/100$) である。これらにより、応答値 $S \leq$ 限界値 R となり、地震後の使用性の照査を満足している。

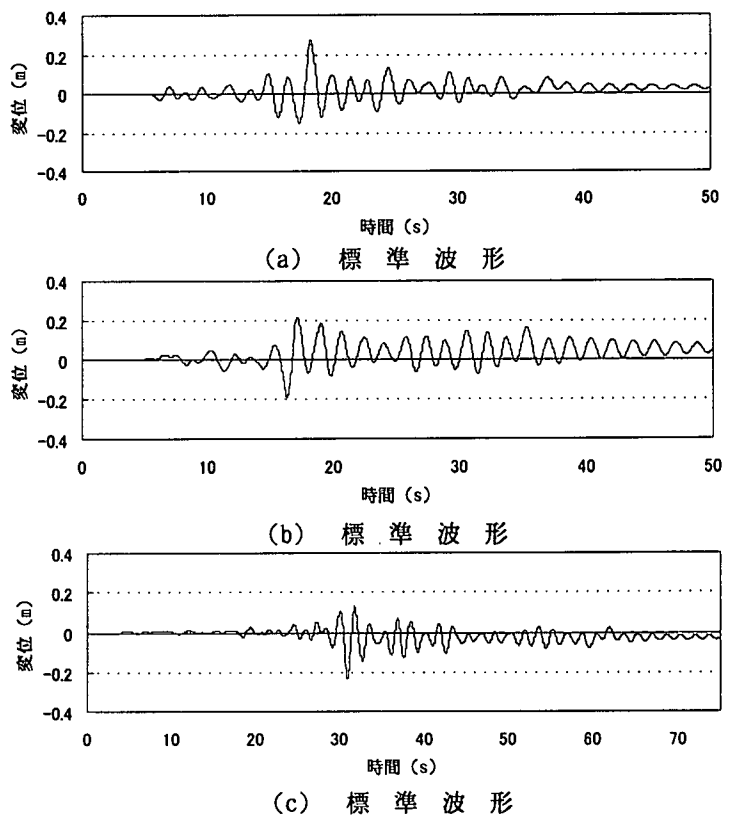


図 6.2.7-13 上部構造の応答変位 (タイプ I 地震動)

以上より、タイプⅠ、タイプⅡ地震動に対し、構造安全性および地震後の使用性の照査について、満足していることがわかる。

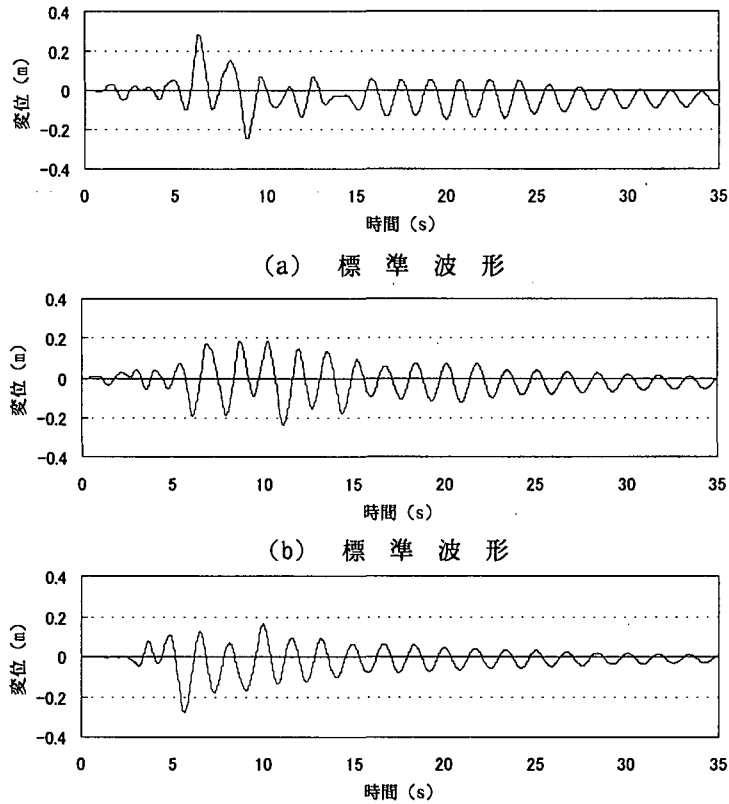


図 6.2.7-14 上部構造の応答変位 (タイプⅡ地震動)

表 6.2.7-11 タイプⅠ地震動

周期	支承のせん断剛性 (kN/m)	波形	支承最大 応答変位 (m)	橋脚天端最 大応答変位 (m)	上部構造最 大応答変位 (m) 注)	橋脚天端 残留変位 (m)
1.623	51000	TYPE121	0.284	0.271	0.626	0.049
		TYPE122	0.279	0.218	0.553	0.038
		TYPE123	0.278	0.233	0.575	0.041
		平均	0.280	0.241	0.585	0.043

注) ゴム支承の変形量も含む

表 6.2.7-12 タイプⅡ地震動

周期	支承のせん断剛性 (kN/m)	波形	支承最大 応答変位 (m)	橋脚天端最 大応答変位 (m)	上部構造最 大応答変位 (m) 注)	橋脚天端 残留変位 (m)
1.623	51000	TYPE221	0.291	0.288	0.652	0.052
		TYPE222	0.278	0.240	0.583	0.043
		TYPE223	0.283	0.282	0.641	0.051
		平均	0.284	0.270	0.625	0.049

注) ゴム支承の変形量も含む

6.3 ラーメン橋脚の2次設計法

6.3.1 設計方針

ここではラーメン橋脚を2次設計する場合に考えなくてはならない設計コンセプトについて論じる。ここで取り上げる問題は次の4点である。①橋脚で地震のエネルギーを吸収させる場合に柱を損傷させるべきか、梁を損傷させるべきかという点、②不静定構造であるラーメン橋脚の終局限界を如何に考えるかという点、③補修が困難であることから橋脚のアンカー部・基礎は損傷させないことが原則とされているが、ラーメン橋脚のアンカー部・基礎の設計荷重は如何にするかという点、④ラーメン橋脚は水平地震動によって柱に軸力変動が生じることは周知のところであるが、これに関して注意しなければならない点、の4つについて論じる。

(1) 柱と梁の損傷順序

建築フレームでは、建物を倒壊させないという観点から Strong Column / Weak Beam とわれ、図 6.3.1(a)に示すように柱は出来るだけ弾性にとどめ、梁を損傷させることが基本方針とされている[中島ら, 2000]。この考え方は、柱は建物を自立させるために重要な部材であるが、梁はそれぞれの床のみを支えているので多少損傷しても安全であるということから出来ている。橋脚の場合も倒壊させないことを最優先すべきであるが、Strong Column / Weak Beam の考え方が合理性をもって受け入れられるかどうか検討してみる余地がある。

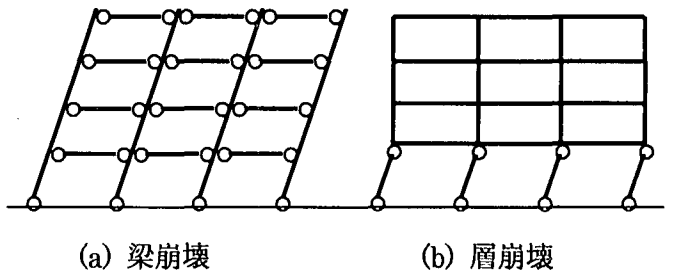


図 6.3.1 建築ラーメン構造における崩壊機構

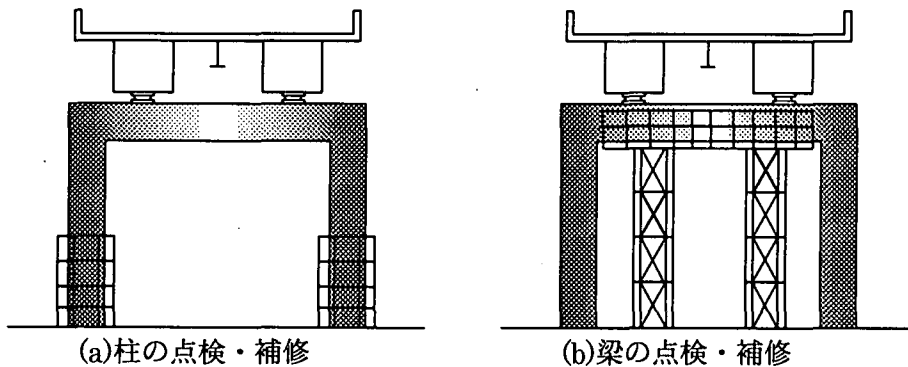


図 6.3.2 橋脚の点検・補修

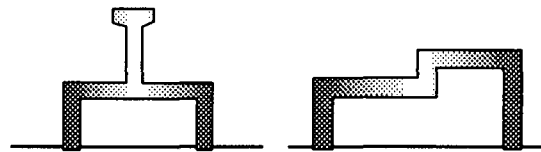
まず、ラーメン橋脚の置かれている状況が建築建物と相違する点を挙げると、①梁の下には道路などの他の施設が存在することが多い、②梁に積載する荷重は上部構造の支点からの比較的大きな集中荷重であって、それを移動したり取り除くことは困難である、③層の高さは建物と比べるとかなり高い、などとなる。これらの相違点から図 6.3.2 に示すように地震後の点検、補修のためには、梁よりも柱を損傷させた方が良さそうである。当然のことながら、橋脚が倒壊するほどの大きな損傷は許されるものではなく、補修可能な程度の損傷レベルにおいては柱の方を損傷させた方が良いという考えである。ただし、上に挙げた建物との相違点と異なる状況、例えば荷重が載荷されない中間梁は損傷させた方がよいこともあり得るので、条件に応じて考えることが

肝要である。

次に柱の中で望ましい損傷箇所について考える。鋼製橋脚は柱基部に車両衝突に対する防護としてコンクリートが中詰めされることが多いが、このコンクリートは鋼板の局部座屈を抑制する効果を持つため変形性能は中空鋼断面に比べかなり増加する。したがって、柱基部近傍のコンクリート充填部を損傷させるのが経済的である。しかし、柱基部の土被りが深い場合には点検・補修の点から地上に損傷部を持っていくことが望ましい。松村らは中詰コンクリート上の特定断面を損傷させるための工夫について検討している[松村ら, 2000]。

建物によくある多層門形ラーメンでは柱を弾性にとどめようとすると、柱梁耐力比は 1.5~2.0 が必要であり、この耐力比は地震動の大きさに比例して大きくなると言われている。ただし、柱に多少の塑性化を認めても直ちに変形が集中して層破壊モードに移行するわけではなく、要求される層間変形角の観点から必要柱梁耐力比は緩和されるとされている[中島ら, 2000]。一方、橋脚については酒造らが隅角部と梁の腹板の塑性化(せん断降伏)に関するパラメータを導入して、ラーメン橋脚の損傷モードについて論じている[酒造ら, 1997]。この研究ではエネルギー吸収の効率から柱基部と隅角部の両方を損傷させるのが望ましいとし、そのためのパラメータ値について示している。

上に述べた建築分野の研究から逆に考えると、柱を先行降伏させることは容易なことであり、橋脚でよく使われる 1 層ラーメン構造に対して、損傷モードの観点から柱梁耐力比を議論することは余り意味がないかもしれない。実際的には、その都度 Pushover 解



(a)上層単柱形式 (b)特殊形状の梁
図 6.3.3 梁損傷が先行しやすいラーメン

析で柱が先に損傷することを確認すればよい。ただし、図 6.3.3 に示すようなラーメンでは梁が先行して損傷する可能性が大きいため注意が必要である。腹板のせん断降伏の影響については、その限界値と設計で使う実用プログラムの整備が今後の課題である。さらに、図 6.3.3 のような形式では橋軸方向と橋軸直角方向の地震で損傷箇所が異なる可能性もあり、この場合には二方向の地震入力により立体的な挙動を解析する必要がある。

(2) 終局限界の設定

第 4 章には部材セグメントの終局状態の定義と破壊基準が示してある。これは図 6.3.4 中に示す $M-\theta$ 曲線にあるように、セグメントの断面力が最高荷重点から 95% 点まで下った所を終局と定義するものである。このように定義した理由を繰り返し述べると、最高荷重から 95% 程度の点では繰り返し劣化の影響を無視し得ることと、この 5% の間で変形が大きく伸びる場合があるためである。

前節に示した単柱橋脚では、柱基部または断面変化部の部材セグメントが破壊規準に達した時が橋脚の終局限界であった。ラーメン橋脚の場合も同様に、すべての部材セグメントの中で、あるセグメントが最初に終局状態に達した時をラーメン橋脚全体の終局状態と見なすのが最も簡単な定義と考えられる。

そこでラーメン橋脚の荷重-変位曲線と各部の損傷状況の推移を考えてみる。図 6.3.4 は門形ラーメンの損傷イベントと $H-\delta$ 曲線のイメージを表したものである。一般にラーメン構造は、あ

るセグメントが初降伏(②この場合は右柱基部)しても不静定構造であるため力が再配分され(③~④), 単柱構造に比べ荷重はかなり増大していく. 荷重が増大していくと1つのセグメントが終局限界の定義点に達するが(⑤この場合は右柱基部), このときをラーメン橋脚全体の終局と見なす. しかし, ラーメンは崩壊メカニズムを形成しておらず, まだ荷重を増加することができる. 最終的に不静定次数が零になる(⑥この場合は4つのセグメントでM- θ 関係の劣化域に入る)と, ラーメンは不安定になり荷重が低下していく.

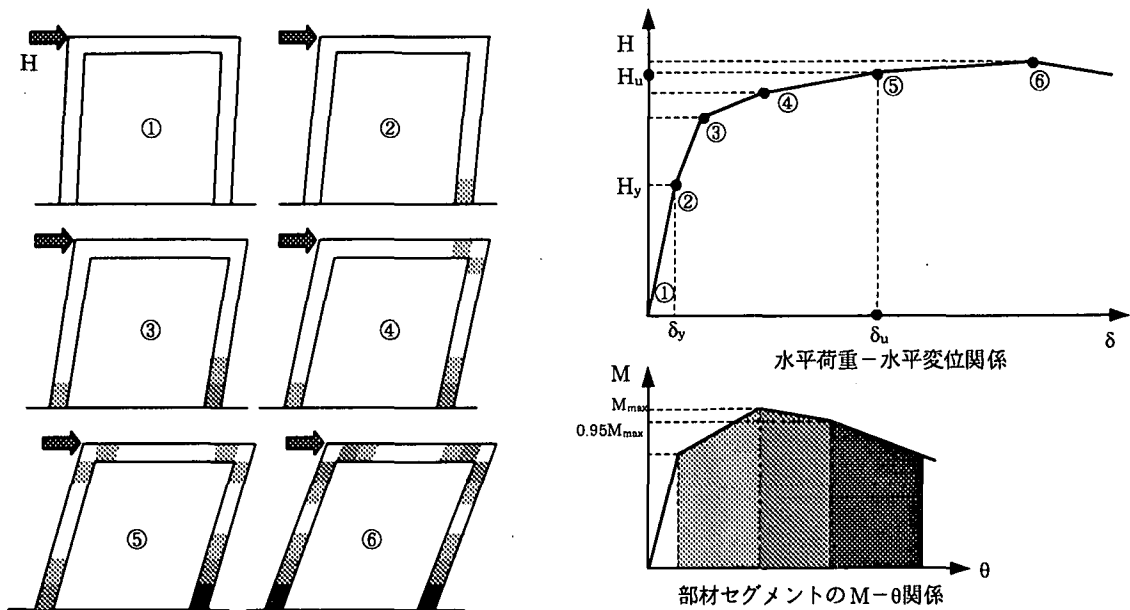


図 6.3.4 ラーメン橋脚の損傷イベントとH- δ 曲線(イメージ)

上図でラーメンの終局定義点⑤は⑥に比べ安全側であることは確かであるが, ⑥を期待しないのは不経済と思われるかもしれない. しかし, 現在⑥を期待しない理由は以下のとおりである. まず, 第4章の Appendix 4.2 および 5.3 節で述べられているように M- θ 関係にある劣化域を考慮する解析はまだ高度であり, 実用の設計レベルには適さないことである. 鋼部材の劣化は板の局部座屈に支配されるためシェル要素でモデル化すればよいが, 解析時間がかかり長くなる. また, 設計で使われる棒要素のモデルに局部座屈による劣化を考慮できる構成則を用いる方法[渡辺ら, 1999]もあるがまだ研究段階である. また, 劣化域に入ると載荷・除荷を繰返すほど劣化していくという繰返し劣化の特性があるため, 静的解析の適用は限定され繰返し劣化を考慮できる動的解析が必要となる. 次に, ⑥を期待するとなると最初に終局定義点(95%)に達したセグメントは, さらに変形が進んでいくが何処を限界とするか明確にしておかなくてはならない. 95%点では局部座屈変形はわずかであり, それを過ぎると目に見えて大きくなっていくことが分かっている. したがって, 95%点を越えて無制限に局部座屈を進展させることは出来ず, 安定あるいは補修など観点から別の限界を検討する必要がある.

次に, 隅角部および梁腹板の終局限界について考える. 腹板のせん断座屈変形に関する限界値はまだ研究段階であり, 実務には適用できないと思われる. また, 実務で使われる骨組解析プログラムでは, せん断降伏とせん断変形を考慮できるものが少ない. そこで腹板の設計は当面, 道示の規定により降伏以上の耐力を確保し, 地震時の作用力が降伏以下であることを照査するのがよい.

実務では座屈安全率の照査という形で行われることが多いが、ここでは圧縮フランジとの対比を分かり易くするために、座屈パラメータの制限の形に式を書き直す。

腹板は垂直・水平補剛材で補剛されているが、補剛材で囲まれたパネルの曲げ圧縮およびせん断に関する座屈パラメータと座屈係数は表 6.3.1 中の式 [土木学会, 1987] で与えられる。ただし、座屈係数でアスペクト比 α が1以下の場合については、安全側のために $\alpha = 1$ を上限として省略してある。

表 6.3.1 板パネルの座屈パラメータと座屈係数

	座屈パラメータ および座屈応力	座屈係数
曲げ圧縮	$R_{\sigma} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k_{\sigma}\pi^2} \cdot \frac{\sigma_y}{E}}$ $\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_y}{R_{\sigma}^2}$	$k_{\sigma} = \frac{8.4}{1.1+\varphi} \quad : 0 \leq \varphi \leq 1$ $= 10\varphi^2 - 6.264\varphi + 7.636 \quad : -1 \leq \varphi < 1$ $= 23.9 \left(\frac{1-\varphi}{2} \right)^2 \quad : -7 \leq \varphi < -1$
せん断	$R_{\tau} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k_{\tau}\pi^2} \cdot \frac{\tau_y}{E}}$ $\tau_{\alpha} = \frac{\tau_y}{R_{\tau}^2}$	$k_{\tau} = 5.34 + 4.00/\alpha^2 \quad : \alpha \geq 1$ $= 4.00 + 5.34/\alpha^2 \quad : \alpha < 1$ $\alpha = a/b$
組み合わせ せ応力	$R^2 = \frac{1+\varphi}{4} \frac{\sigma_c}{\sigma_{\alpha}} + \sqrt{\left(\frac{3-\varphi}{4} \frac{\sigma_c}{\sigma_{\alpha}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\alpha}} \right)^2}$	

a : 板パネルの長さ (垂直補剛材間隔), b : 板パネルの幅 (水平補剛材間隔)

φ : 応力勾配による係数 ($\varphi = \sigma/\sigma_1$, $\sigma_1 \leq \sigma$: 圧縮応力)

道示では組み合わせ応力を受ける板パネルの耐荷力が必要安全率以上あることを要求し、

$$\left(\frac{0.9 - 0.1\varphi}{R} \right)^2 > v_B \quad (6.3.1)$$

となり、座屈パラメータの制限値は次式から計算される。

$$R < \frac{0.9 - 0.1\varphi}{\sqrt{v_B}} \quad (6.3.2)$$

ここで、座屈安全率は応力状態により次式で定められる。

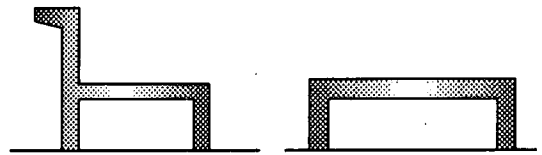
$$v_B = 1.25 + (0.30 + 0.15\varphi) \cdot e^{-4.3\eta} \geq 1.25 \quad (6.3.3)$$

ここに、 $\eta = \tau/\sigma$ である。

(3) アンカー部あるいは基礎に作用する反力

道示・耐震設計編においてアンカー部は橋脚の終局耐力以上の降伏耐力を持つように設計することになっている。これはアンカー部の損傷は発見・補修が困難であるためである。同様に基礎も橋脚の終局耐力に対して1.1倍以上の降伏耐力を持つように設計することになっている。1.1倍というのは耐力に差を付けるキャパシティデザインの考え方を取り入れたものであろう。

しかし、ラーメン橋脚においては橋脚の終局耐力とアンカー部あるいは基礎に作用させる設計反力の取り方に疑問を感じることもある。例えば、図 6.3.5(a)にある上層が単柱形式のラーメンの橋軸直角方向では上層の柱で終局点が決まり、アンカーに接する下層基部の断面は相当余裕を持ってしまう可能性がある。上層で



(a)上層単柱形式 (b)梁スパン大

図 6.3.5 特殊な条件のラーメン

決まる終局耐力で設計反力を求めると想定以上の地震に対して不安を感じ、逆に基部の断面耐力を設計反力に選ぶと過大に感じられるかもしれない。(b)はスパンが大きなラーメンで橋軸直角方向は常時荷重によって断面が決まり、地震に対して余裕を持つ可能性がある。これはコンクリートの壁式橋脚と同じで地震とは別の要因で断面が決まる例である。

このような場合に過大でも過小でもない合理的な考え方は、地震時の最大応答反力とすることだと思われる。ただし、様々な不確定性に配慮してキャパシティデザインにおける重み係数のように 1.1~1.2 倍しておくのが良いと思われる。最大応答はエネルギー一定則あるいは動的解析を適用して求めればよい。エネルギー一定則ならば橋脚の最大応答水平力は次式で与えられ、その時に柱基部の反力をアンカー部あるいは基礎の設計荷重とする。

$$\frac{H_m}{H_y} = \sqrt{1 - \zeta + \zeta \left(\frac{k_{hc}}{k_{hy}} \right)^2} \quad (6.4.1)$$

ここに、 H_m ：最大応答水平力、 H_y ：降伏水平力、 ζ ：水平荷重-水平変位曲線において 2 次勾配の 1 次勾配に対する比、 k_{hc} ：設計水平震度、 k_{hy} ：降伏水平震度である。

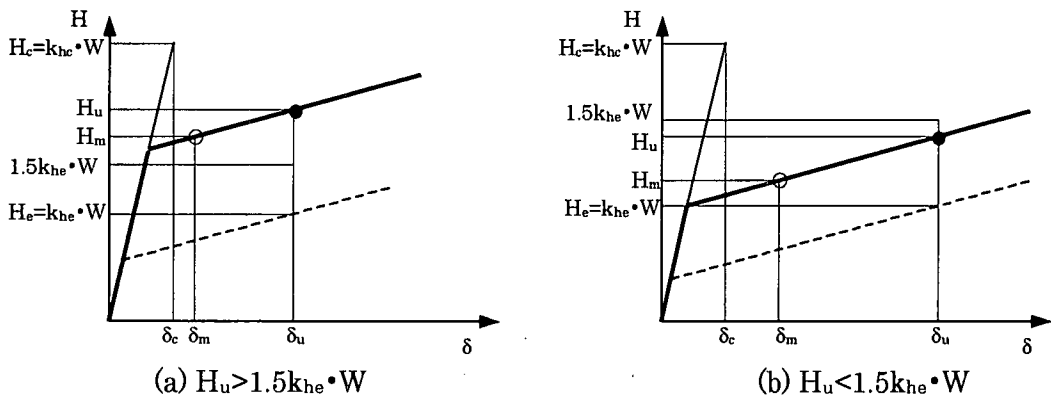


図 6.3.6 最大応答水平力と等価水平力

道示・耐震設計編では、壁式橋脚などで橋脚の終局耐力が等価水平力 $k_{he} \cdot W$ の 1.5 倍以上の場合には基礎の塑性化を許す設計をしてもよいとしている。等価水平力は地震に耐えるための必要耐力を意味するから、保有耐力と必要耐力の余裕が 1.5 倍以上の場合に基礎の非線形性を許すものである。そこで、等価水平力と最大応答水平力 H_m の関係を考えてみる。図 6.3.6 はバイリニア型に近似できる橋脚の水平荷重-水平変位関係例を示している。図 6.3.6(a) は $H_u > 1.5k_{he} \cdot W$ の場合で、道示によれば塑性化を許して照査することになるが、その前に最大応答水平力 H_m に対して弾性設計を試みるとよい。しかし、 H_u と H_m の差が小さいと H_m を用いても弾性限にとどめることが難しいかもしれないので、最終的には経済性の差によって判断しなければならないと思わ

れる。なお、アンカー部の非線形解析法は文献[後藤ら, 1996, 1997]に示されている。図 6.3.6(b) は $H_u < 1.5k_{ne} \cdot W$ の場合であり、道示に示されているように H_u に対して弾性設計するのが基本である。

(4) 柱の軸力変動

ラーメン構造では水平力を受けると柱の軸力に変化が生じる。簡単なことではあるが、図 6.3.7 に示すようにスパンに比べ高さが大きいラーメンほど軸力変動が大きくなる。

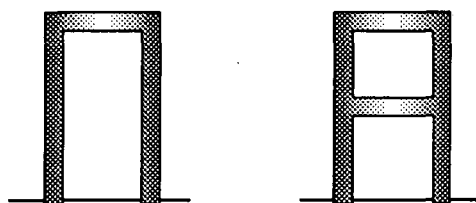


図 6.3.7 軸力変動が大きいラーメン

この場合の解析法は軸力変化を考慮できるものを使用しなければならない。

つまり、従来から多用されている $M-\Phi$ 構成則ではなく、軸力変化を考慮できる $M-\Phi$ 構成則に基づく棒要素を使用しなければならない。これは軸力による降伏点の変化を規定する $M-N$ 相関曲線を与え、解析途中の軸力変化によって逐次、骨格曲線の降伏レベルを変化させていくものである。骨格曲線の移動については数値解析上、特別な仮定を設けているようである。一方、ファイバーモデルに基づく棒要素では断面内の応力分布に基づいて軸力と曲げモーメントが算定されるので、軸力変化が自然に取り入れられる。したがってファイバーモデルの方が望ましいと思われるが、計算時間は $M-\Phi$ モデルより長い。

次に軸力変化によって生じる設計上の問題点を圧縮と引張の変化に分けて述べる。

圧縮側：4章で示した部材セグメントの限界ひずみ定義式は軸力比 $P/P_y \leq 0.5$ が適用範囲である。大部分は適用範囲内にあると思われるが、もしも $P/P_y = 0.5$ を超える場合には柱の断面積を増加し適用範囲内に収まるようにするか、腹板の効果を期待しない板要素の限界ひずみ定義式(つまり軸力比の制限はない)を使用する必要がある。また、軸力比が大きくなると柱の全体座屈の可能性を照査しなければならないが、これは有限変位解析を取り入れることで考慮できる。当然のことながら柱は全体座屈モードが再現されるよう適切に要素分割しなければならない。

引張側：鋼製橋脚は自重が比較的小さく、断面全体が純引張になる可能性がある。柱断面は引張に対して十分な抵抗を持つが、レベル2の地震動ではアンカー部の設計が困難になる可能性がある。

(5) まとめと今後の課題

これまで述べた設計方針をまとめると以下のようになる。

- ①地震後の点検・補修を考慮して柱の損傷を優先する。
- ②ラーメンの終局限界は、第1セグメントが終局限界に達したときとする。
- ③アンカー部の設計荷重は橋脚の終局耐力が基本だが、最大応答反力の1.1~1.2倍にするキャパシティーデザインの考え方も検討する必要がある。
- ④柱の軸力変動を考慮するためにファイバーモデルを使うのが望ましい。
- ⑤軸力変動の影響に関して、圧縮に対して限界ひずみ算定式の適用範囲内にあるかをチェックし、全体座屈を考慮するために有限変位解析とする。引張に対してはアンカー部の反力に注意する。しかし、ここで述べた設計方針はひとつの考え方であって、必ずしもコンセンサスが得られているわけではない。例えば、終局限界の設定は真の最大荷重よりも手前にあるため経済的でない

という意見もある。また、基準で想定する以上の地震動が作用すると、アンカー部や基礎に作用する荷重が設計荷重を超えるという問題もある。

また、他の未説明の問題としては、隅角部や梁の腹板が降伏を超える場合の限界値および腹板の降伏を考慮できる設計用プログラムの整備がある。さらに、橋軸方向と橋軸直角方向の地震で損傷箇所が異なる場合に対して、二方向の地震入力による立体的な挙動の解析法・照査法の検討が必要である。そして、ラーメン橋脚の耐震補強方法、特に2層ラーメンの上層部の補強方法についても考えておく必要がある。

6.3.2 地震時保有水平耐力法を適用する場合の留意点

(1) 地震時保有水平耐力法の適用範囲

地震時保有水平耐力法はエネルギー一定則に基づいており、単柱でもラーメンでも1次振動モードが卓越し、固有周期が短い場合に適用可能である。

1次モードが卓越していなければならない理由は、震度法と同様に慣性力を震度によって静的水平力に置き換え、その荷重によって生じる変形が1次モードを近似していると考えられるからである。1次モードが卓越するかどうかはモード解析によって確かめることができるが、定型の門形ラーメンで橋脚に使われる低層のものであれば特にモード解析をする必要はなく、1次モードが支配的と思われる。非定型なラーメンについては、固有値解析で1次モード卓越が確認できなければ動的解析を適用しなければならない。

エネルギー一定則は経験則であり、どのくらいの周期の構造物に適用できるかという明確な範囲はない。ただし、鋼製橋脚のハイブリッド実験からエネルギー一定則と変位一定則を比較した結果では、およそ $T < 1.2$ 秒の範囲ではエネルギー一定則が合い、それ以上では変位一定則が合うようである〔鋼構造新技術小委員会, 1996〕。したがって、長周期構造物には変位一定則を適用するか、動的解析を適用したほうがよい。

(2) Pushover 解析

ラーメン橋脚を Pushover 解析する場合の問題として、2層ラーメンなどで上部構造が2つ以上ある場合に上部構造の慣性力をどのように載荷したらよいかという問題、および橋軸方向（面外方向）の解析はどのようにしたらよいかという問題を考える。

● 荷重載荷法

Pushover 解析は地震動による慣性力を静的荷重に置き換えて構造物の損傷過程を求めるものであるから、静的荷重への置き換えが適切でないと地震時の挙動を近似できない可能性がある。そこで、荷重の載荷法について考える。

Pushover 解析で載荷する荷重は、原理的には動的解析によって得られる加速度分布に比例した震度を設定して定めるべきと思われる。しかし、橋梁構造物に対して数種の荷重載荷法と動的解析の結果を比較した〔沈ら, 2000〕,〔宇佐美ら, 1998〕の研究によると、震度一定、すなわち質量分布に比例した荷重を載荷しても Pushover 解析結果は、ほぼ動的解析を近似することが確かめられている。この理由は橋梁の質量が上部構造に集中しており、しかもトップヘビーであるためと思われる。震度法による耐震設計でも、この理由から震度は高さ方向に一定にしていると考

えられる。したがって、2層ラーメン橋脚などでは上部構造の質量比を保って荷重を比例増加すればよい。

● 面外（橋軸方向）の解析モデル

Pushover 解析に使用するプログラムが平面骨組専用の場合、橋軸方向は柱を1本ずつ単柱として解析しなければならない。ここでは、それぞれの単柱に対する上部工重量の分担比について考える。もちろん、立体骨組解析プログラムが使用できれば以下に述べる特別の仮定をしなくても解析することができる。

分担の考え方としては、上部構造の支点条件により2つの可能性がある。

① 柱の剛比で分担する上部構造重量を分ける。

これは上部構造の支点が固定または上部構造と橋脚が剛結の場合である。上部構造の橋軸方向の剛性は橋脚の梁の剛性に比べはるかに大きいため、近似的に梁の剛度が無限大と考えられる。したがって、柱上端の変位量は等しくなり、上部構造の重量は柱の剛度の比で分けられる。

② 震度法の設計で求められた荷重分担比で分ける。

これは上部構造の支点がゴム支承の場合である。ゴム支承の剛性は小さいので、上部構造の慣性力はゴム支承、橋脚の梁および柱の変形に応じて載荷されるであろう。つまり、全体の合成剛度で配分され、上の①のように柱端の変位量は等しくならない。震度法の設計では立体骨組解析が一般的であるが、弾性時の剛比が弾塑性時でも余り変わらないとすれば、震度法で得られた分担比がそのまま使える。

(3) エネルギー一定則による照査

● ラーメン橋脚の1自由度系への置換

地震時保有水平耐力法では設計震度（加速度応答スペクトル）を用い、1つの荷重-変位曲線からエネルギー一定則により等価水平力または最大応答変位を求めている。このことは構造物を適切な方法で等価1自由度系に置換する必要があることを意味している。ここでは特殊な形状のラーメン橋脚を例にして置換方法を説明する。

そこで、図6.3.8のような2層の鋼製ラーメン橋脚を例として考える。問題点は、① 載荷される上部構造が2つ（すなわち質点が2箇所）あるため $H-\delta$ 曲線をどのように表すかということ、② 等価水平力 $k_{he} \cdot W$ において等価重量は $W = W_U + 0.5W_P$ で良いのか、の2点である。ここで、 W_U ：上部構造重量、 W_P ：橋脚重量である。Pushover 解析の結果、破線で示される終局時変形モードと図中の変位量が求められているが、下層はほとんど変形していない。このモードを考慮して1自由度系に置換するのが合理的であり、その方法は文献[宇佐美ら、1998]に示されている。以下、計算例を示すが、式の説明は省略するので文献を参照されたい。

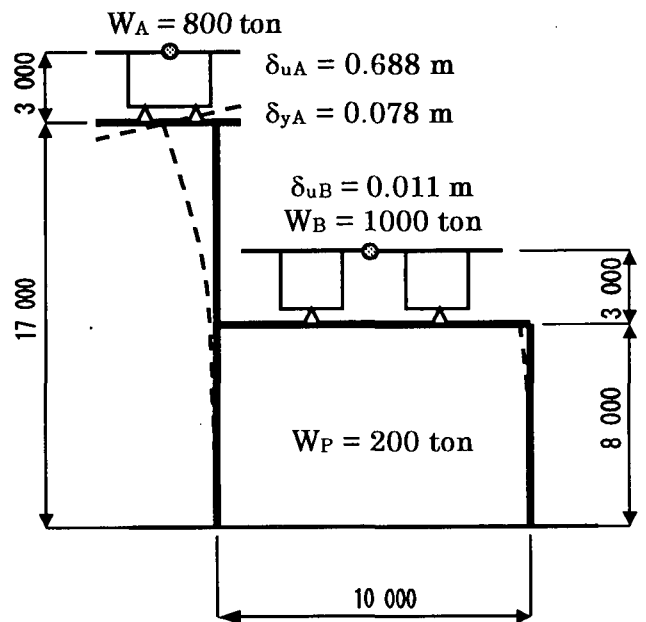


図 6.3.8 上部構造が2つ載荷するラーメン橋脚

• 計算例

降伏時の諸量 (V: ベースシヤ一, δ : 変位)

$$V_y = 1500 \text{ tonf}, \quad \delta_{yA} = 0.078 \text{ m}, \quad \delta_{yB} = 0.006 \text{ m}$$

終局時の諸量

$$V_y = 2300 \text{ tonf}, \quad \delta_{uA} = 0.688 \text{ m}, \quad \delta_{uB} = 0.011 \text{ m}$$

終局時の変形モードと水平力 (変形モードは上部構造 A を基準点とする)

$$\{\phi\} = \begin{Bmatrix} 1.0 \\ 0.011/0.688 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.0 \\ 0.016 \end{Bmatrix}$$

$$\{H\} = \begin{Bmatrix} 800/1800 \\ 1000/1800 \end{Bmatrix} V = \begin{Bmatrix} 0.444 \\ 0.564 \end{Bmatrix} V$$

等価 1 自由度の水平力 (上部構造の慣性力)

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} = [1.0 \quad 0.0159] \begin{Bmatrix} 0.444 \\ 0.564 \end{Bmatrix} V = 0.453 \cdot V$$

等価 1 自由度の重量 (上部構造のみ)

$$W = \begin{bmatrix} 800 & 0 \\ 0 & 1000 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

$$W^* = \{\phi\}^T [W] \{1\} = [1 \quad 0.016] \begin{bmatrix} 800 & 0 \\ 0 & 1000 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = 816 \text{ ton}$$

なお, 計算式は省略するが, 橋脚の変形モードと橋脚重量を掛けることで橋脚の等価重量が計算され, $W_p^* = 10 \text{ ton}$ となる.

等価 1 自由度の変位 (基準点変位に対する比として表される)

$$\{\phi\}^T [W] \{\phi\} = [1 \quad 0.016] \begin{bmatrix} 800 & 0 \\ 0 & 1000 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0.016 \end{Bmatrix} = 800 \text{ ton}$$

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [W] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [W] \{1\}} \delta = \frac{800}{816} \cdot \delta = 0.981 \cdot \delta$$

等価 1 自由度の降伏変位 $\delta_y^* = 0.981 \cdot \delta_y = 0.981 \times 0.078 = 0.077 \text{ m}$

等価 1 自由度降伏水平力 $H_y^* = 0.453 \cdot V_y = 0.453 \times 1500 = 680 \text{ tf}$

等価 1 自由度剛性 $K^* = \frac{H_y^*}{\delta_y^*} = \frac{680}{0.077} = 8880 \text{ tf/m}$

等価 1 自由度固有周期 $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{W^*/g}{K^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{816}{8880 \times 9.8}} = 0.61 \text{ sec}$

等価 1 自由度終局変位 $\delta_u^* = 0.981 \cdot \delta_u = 0.981 \times 0.688 = 0.675 \text{ m}$

等価 1 自由度終局水平力 $H_u^* = 0.453 \cdot V_u = 0.453 \times 2300 = 1040 \text{ tf}$

以上の結果を表 6.3.1 にまとめ、エネルギー一定則による地震時保有水平耐力照査を従来、一般的に行われている結果（水平力はベースシヤー、変位は上部工 A と B の平均で表す）と等価 1 自由度系による結果を比較する。この場合は等価 1 自由度の方が安全の余裕がわずかであるが大きくなったのみで余り変わらないが、いつもほぼ同じ安全度を保証する理由は見当たらない。変形モードを考えた等価 1 自由度系は合理的であり、その諸量は感覚的にも合っている。

表 6.3.1 従来法と等価 1 自由度の照査結果の比較

		単位	従 来	等価 1 自由度
降伏水平耐力	H_y	tf	1,500 (ベースシヤー)	680
終局水平耐力	H_u	tf	2,300 (ベースシヤー)	1,040
降伏水平変位	δ_y	m	$0.042 = (0.078 + 0.006) / 2$ (平均)	0.077
終局水平変位	δ_u	m	$0.349 = (0.688 + 0.011) / 2$ (平均)	0.675
安全率	α		1.5	1.5
許容塑性率	μ_a		5.81	6.18
固有周期	T	Sec	0.42	0.61
設計水平震度	K_{hc}		1.75 (Ⅱ種地盤)	1.75
等価水平震度	k_{he}		0.66	0.65
上部工重量	W_U	ton	1,800	816
下部工重量	W_P	ton	200	10
換算重量	W	ton	$1,900 = W_U + 0.5W_P$	826
等価(必要)水平力	$k_{he}W$	tf	1,254	537
許容水平力	H_a	tf	2,030	920
安全度	$k_{he}W/H_a$		0.62	0.58

6.3.3 動的解析法を適用する場合の留意点

(1) 自由度の選択

1 自由度系の動的解析は非常に簡単であり、理解もしやすい。したがってラーメン橋脚に対して、まず 4 章で示した等価 1 自由度系の動的解析の適用を考えるのがよく、静的解析でエネルギー一定則を適用するよりも精度がよいと思われる。等価 1 自由度系が適用できるためには 1 次振動モードが卓越していなければならないが、定型の門形ラーメンであれば特に問題はないと思われる。非定型なラーメンについては固有値解析を行い、1 次モードが卓越していれば等価 1 自由度系を選択し、そうでなければ多自由度系動的解析を適用しなければならない。当然のことながら、1 次モードが支配的であっても多自由度系モデルを使用することは可能である。

(2) 1 自由度系モデル

単柱の場合は 6.2 節で示したように 1 自由度系モデルに使用する H- δ 復元力特性の実験式がある。しかし、ラーメン橋脚の場合はないため 4 章で示したように Pushover 解析から等価 1 自由度系モデルの復元力特性と終局変位を得る。

(3) 多自由度系モデル

設計で使用する骨組の動的解析はファイバー要素または M- Φ 要素を用いることが多いので、これらの復元力特性（骨格曲線と硬化則）の設定について述べる。

まず、ファイバー要素では鋼材の 1 軸応力-ひずみ関係が必要になるが、これは次のようにバイリニア型に仮定する。局部座屈に対する限界ひずみは有効破壊領域の平均ひずみで 4~5% であるから、実際の応力-ひずみ曲線上で降伏点と 5% ひずみ点を結んだ直線をバイリニヤ型第 2 勾配とする（図 6.3.9）。この勾配は弾性係数の 1/80~1/100 [鋼構造新技術小委員会, 1996]

であるが、動的解析では 1/100 を使用すればよいと思われる。

次に M- Φ モデルの場合について述べる。まず Pushover 解析で使用する鋼材およびコンクリートの 1 軸応力-ひずみ関係を用いて断面の M- Φ 関係を計算する。動的解析ではバイリニヤー型の M- Φ 関係とすることが多いので、降伏点と終局点の M- Φ だけを求めて、原点とこれら 2 点を直線で結ぶことが多い(図 6.3.10 の破線)。しかし、履歴吸収エネルギーを有効に評価したい場合には、1 軸応力-ひずみ関係から決まる M- Φ 関係を正確に求めて、図に示すようにエネルギー等価の関係から等価降伏曲げモーメントおよび第 2 勾配を求めることができる。あるいは、圧縮側フランジ、引張側フランジが降伏する 2 点を通して終局に至るトリリニヤー型[西川, 1999]に近似すれば精密なものに近くなる。当然のことながら、ファイバー要素では、M- Φ 関係がプログラムの中で精密に評価される。

硬化則はファイバーモデル、M- Φ モデルとも移動硬化則が簡単であり、最大荷重点あるいは 95% 点を終局限界として最大応答を求めるならば実用的に十分な精度がある。

動的解析結果の照査は、断面セグメントの有効破壊長域における平均ひずみが限界ひずみ以下であることを照査するか、1 自由度系に換算できる構造であれば Pushover 解析で得られた終局変位を越えないかを照査すればよい。

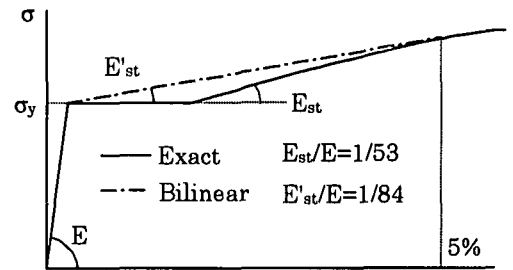


図 6.3.9 鋼材の 1 軸応力-ひずみ関係

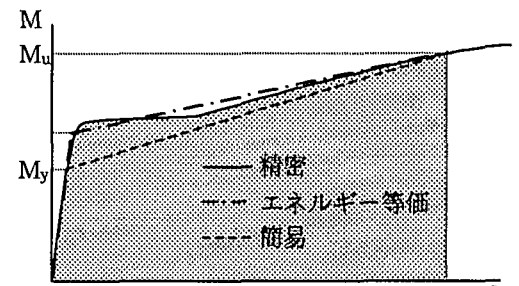


図 6.3.10 M- Φ 関係

6.3.4 コンクリートを充填した鋼製ラーメン橋脚の設計事例

設計条件

- ・ 下部工形式 鋼製ラーメン橋脚（角柱）
アンカーボルト $\phi=170$ (SM520B・S45CN) 20 本
杭基礎
- ・ 上部工形式 4 径間連続非合成鋼鈹桁
- ・ 活荷重 B 活荷重
- ・ 設計荷重 鉛直荷重：橋脚自重, 充填コンクリート, 中詰コンクリート, 上部工死荷重,
上部工活荷重
水平荷重：温度, 風, 地震
- ・ 使用支承 タイプ B（地震時水平力分散支承）
- ・ 地盤種別 III 種
- ・ 設計水平震度 震度法設計時 $k_{ho} = 0.3$
保耐法設計時 固有周期 $T = 1.0 \text{ sec}$
タイプ I の地震動に対して $k_{hco} = 1.00$
タイプ II の地震動に対して $k_{hco} = 1.50$
- ・ 使用材料 ・ 鋼材 道路橋示方書による
・ フックコンクリート $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
・ 本橋コンクリート $\sigma_c = 16 \text{ N/mm}^2$

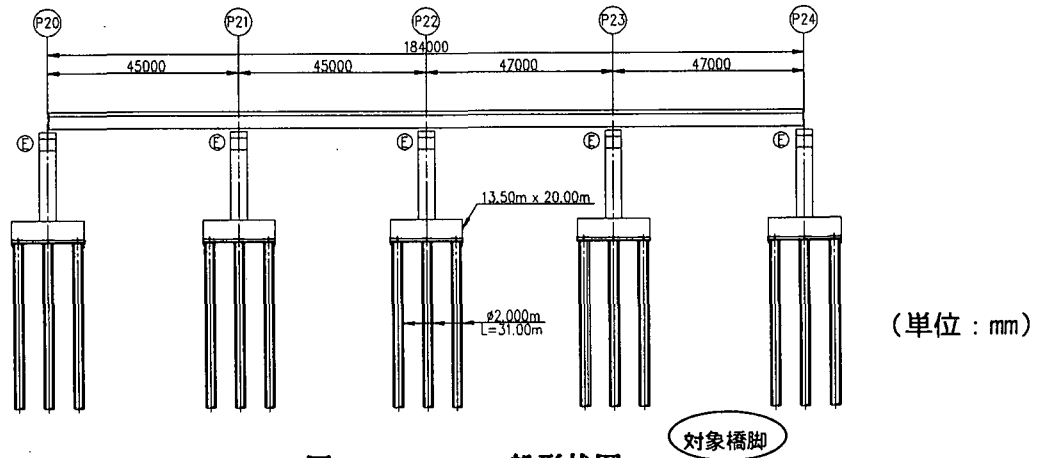
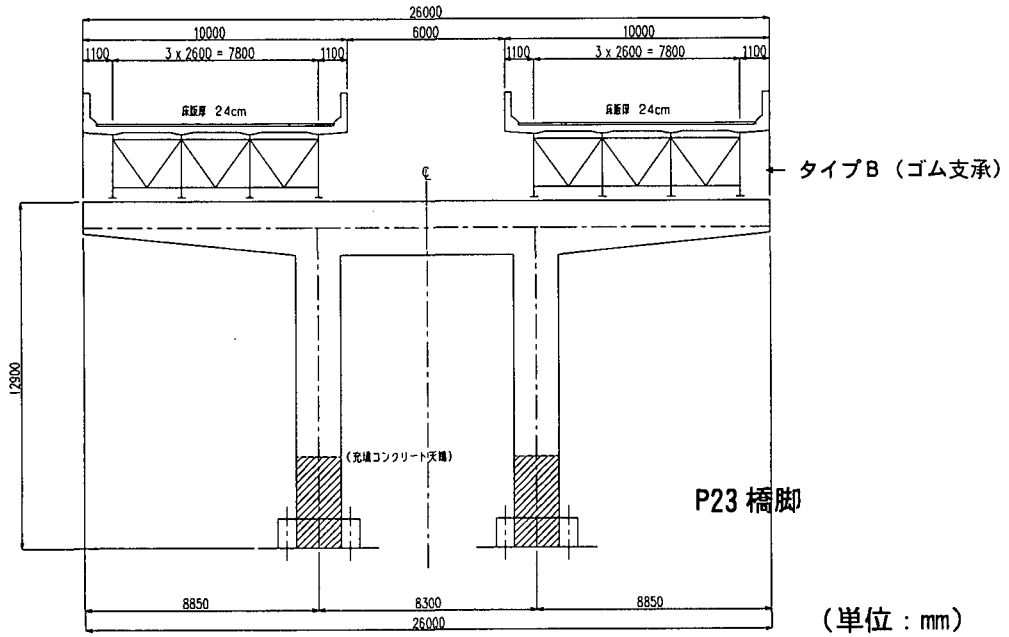


図 6.3.11-1 一般形状図

(1) 震度法による1次設計

道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 13.1 および道路橋示方書Ⅴ編 耐震設計 10.1 に従い、コンクリートを充填した鋼製ラーメン橋脚として P23 橋脚の設計を行う。震度法による耐震設計においては、充填コンクリートの効果を見逃し鋼製橋脚として設計する。ただし、充填コンクリートは死荷重に考慮するものとし、橋脚の曲げモーメント、せん断力算出に考慮するものとする。このラーメン橋脚の面内方向は、柱が常時（上部工反力+下部工自重+活荷重）によって決定されるという特徴があり、地震時保有水平耐力法および動的解析において余裕がある。

本設計計算例では、以降に示す図 6.3.11-5 の断面構成図中の張出梁部(P23-5)、径間梁部(P23-10)および柱基部(P23-24)の計3箇所の計算を示す。また、柱部については基部にて決定した鋼断面を柱上部（クッション断面以下）まで一定とした。なお、コンクリート充填高さは3.4mと仮定した。

i) 張出梁部(P23-5)における断面力

断面力については、橋軸直角方向の常時（上部工反力+下部工自重+活荷重）のものを用いる。

$$M = -28192 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad S = -8536 \text{ kN}, \quad N = 0 \text{ kN}$$

ii) 応力度の照査

表 6.3.2-1 および図 6.3.11-2 は張出梁部の断面諸元を示したものである。応力度の照査は省略するがすべて満足している。

表 6.3.2-1 張出梁部の断面諸元

	総断面	純断面
Flg	2 - 2448 × 26	2 - 2082 × 26
Rib	8 - 200 × 27	8 - 200 × 27
Web	2 - 1875 × 26	2 - 1875 × 26
Rib	(4 - 240 × 32)	(4 - 240 × 32)
A	2679.96cm ²	-
I	1.660 × 10 ⁷ cm ⁴	1.454 × 10 ⁷ cm ⁴

(※ () 内 Rib は計算には考慮しない)

注)道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 8.3.4 によるフランジ有効幅の計算は以下のとおりとなる。

等価支間長 : $l = 2 \times 855 = 1710 \text{ cm}$

腹板間隔の 1/2 : $1/2 b_w = 123.7 \text{ cm}$

有効幅 : $2\lambda = 208.2 \text{ cm}$

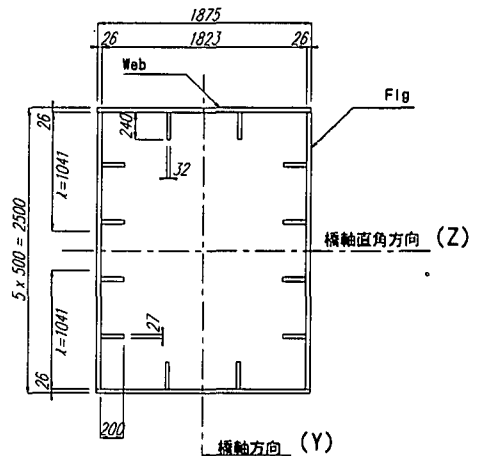


図 6.3.11-2 張出梁部の断面

iii) 径間梁部(P23-10)における断面力

断面力については、橋軸直角方向の常時（上部工反力+下部工自重+活荷重）のものを用いる。

$$M = -18600 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad S = 1641 \text{ kN}, \quad N = 2880 \text{ kN}$$

iv) 応力度の照査

表 6.3.2-2 および図 6.3.11-3 は径間梁部の断面諸元を示したものである。

道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 3.3 に従って、軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査を行ったがすべて満足していることが判った。

表 6.3.2-2 径間梁部の断面諸元

	総断面	純断面
Flg	2 - 2464 × 19	2 - 1475 × 19
Rib	8 - 200 × 27	4 - 200 × 27
Web	2 - 2000 × 18	2 - 2000 × 18
Rib	(4 - 240 × 32)	(4 - 240 × 32)
A	2088.32cm ²	-
I	1.495 × 10 ⁷ cm ⁴	0.991 × 10 ⁷ cm ⁴

(※ () 内 Rib は計算には考慮しない)

注) 道路橋示方書Ⅱ編 8.3.4 によるフランジ有効幅の計算は以下のとおりとなる。

等価支間長 : $l = 0.6 \times 830 = 498\text{cm}$

腹板間隔の 1/2 : 1/2 $b_w = 124.1\text{cm}$

有効幅 : $2\lambda = 147.5\text{cm}$

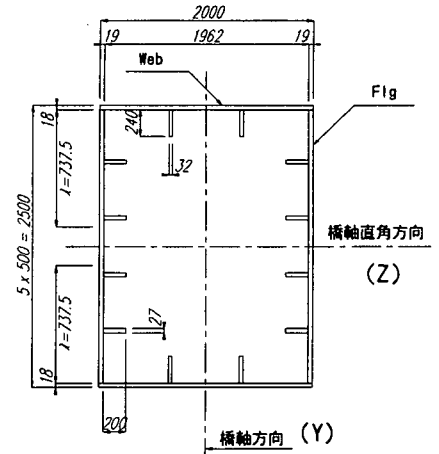


図 6.3.11-3 径間梁部の断面

v) 柱基部(P23-24)における断面力

断面力については、地震荷重時(上部工反力+下部工自重+橋軸方向地震荷重)のものを用いる。

上部工反力+下部工自重による断面力

曲げモーメント $M_y = 5891 \text{ kN} \cdot \text{m}$

せん断力 $S_y = 1577 \text{ kN}$

軸力 $N_x = 6207 \text{ kN}$

橋軸方向地震荷重による断面力

曲げモーメント $M_z = 22432 \text{ kN} \cdot \text{m}$

せん断力 $S_z = 1862 \text{ kN}$

ねじりモーメント $M_x = 670 \text{ kN} \cdot \text{m}$

応力照査は省略する。

vi) 応力度の照査

表 6.3.2-3 および 図 6.3.11-4 は柱基部の断面諸元(面内, 面外)を示したものである。道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 3.3 に従って軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査を以降に示す。

表 6.3.2-3 橋脚基部の断面諸元

	面内		面外	
	総断面	純断面	総断面	純断面
Flg	2 - 2452 × 28	2 - 2104 × 28	2 - 2452 × 28	2 - 2452 × 28
Rib	8 - 240 × 32	8 - 240 × 32	8 - 240 × 32	8 - 240 × 32
Web	2 - 1700 × 24	2 - 1700 × 24	2 - 1700 × 24	2 - 1618 × 24
Rib	6 - 200 × 27	6 - 200 × 27	6 - 200 × 27	4 - 200 × 27
A	3127.52cm ²	-	3127.52cm ²	-
I	1.498 × 10 ⁷ cm ⁴	1.319 × 10 ⁷ cm ⁴	2.539 × 10 ⁷ cm ⁴	2.459 × 10 ⁷ cm ⁴

注) 道路橋示方書Ⅱ編 8.3.4 によるフランジ有効幅の計算は以下のとおりとなる。

面内:

有効座屈長 : $l = 1.5 \times 1190 = 1785\text{cm}$

腹板間隔の 1/2 : 1/2 $b_w = 123.8\text{cm}$

有効幅 : $2\lambda = 210.4\text{cm}$

面外:

有効座屈長 : $l = 2.0 \times 1190 = 2380\text{cm}$

腹板間隔の 1/2 : 1/2 $b_w = 85.0\text{cm}$

有効幅 : $2\lambda = 161.8\text{cm}$

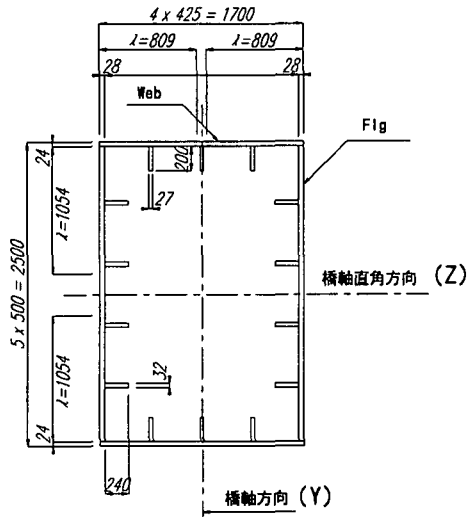


図 6.3.11-4 柱基部の断面

表 6.3.2-4 断面パラメータ

	面内	面外
γ / γ^*	4.97	3.23
R_R	0.39	0.38
λ_s	0.19	0.23

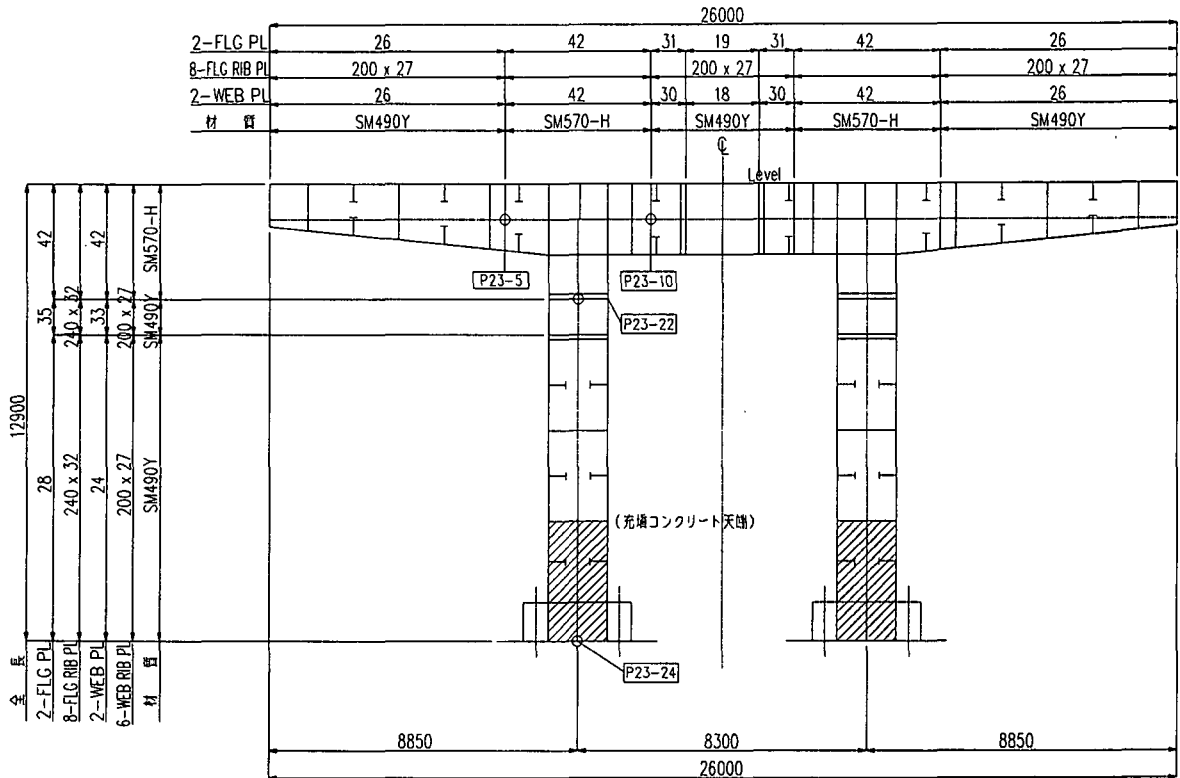


図 6.3.11-5 断面構成図

(2) 地震時保有耐力法による設計照査

新技術小委員会で提案されている地震時保有水平耐力法にしたがって、対象ラーメン橋脚の照査を行った。有効破壊長領域は、下図に示すような位置および梁の支承部近辺などに設定した。終局の判定は、これらの有効破壊長領域の一箇所が終局を迎えたときとした。この終局のときの損傷度を下図に示している。この図から、橋脚基部で終局を迎えているのがわかる。

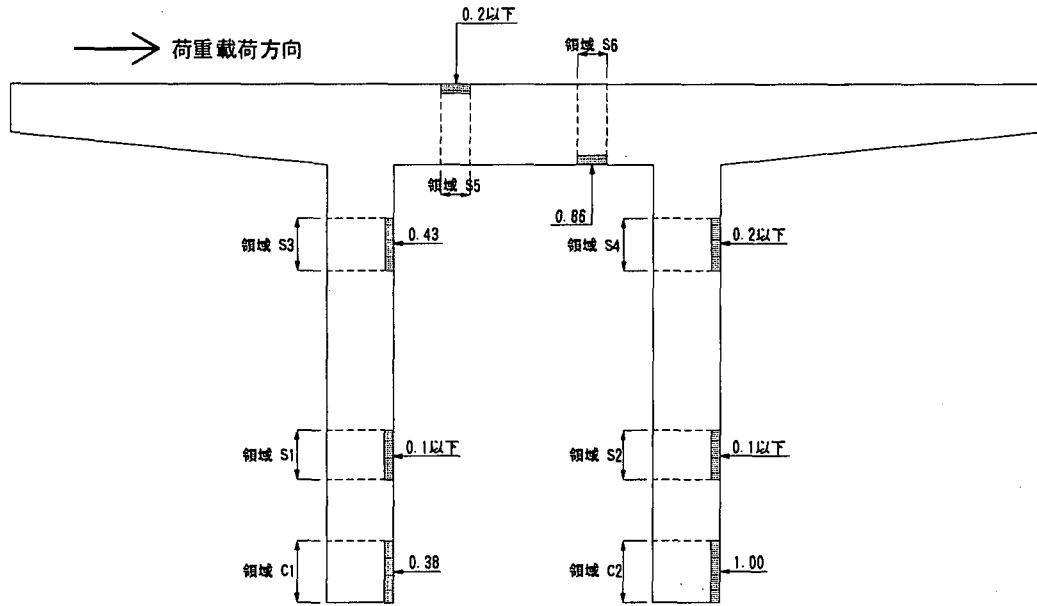


図 6.3.11-6 面内荷重によるフランジの損傷度

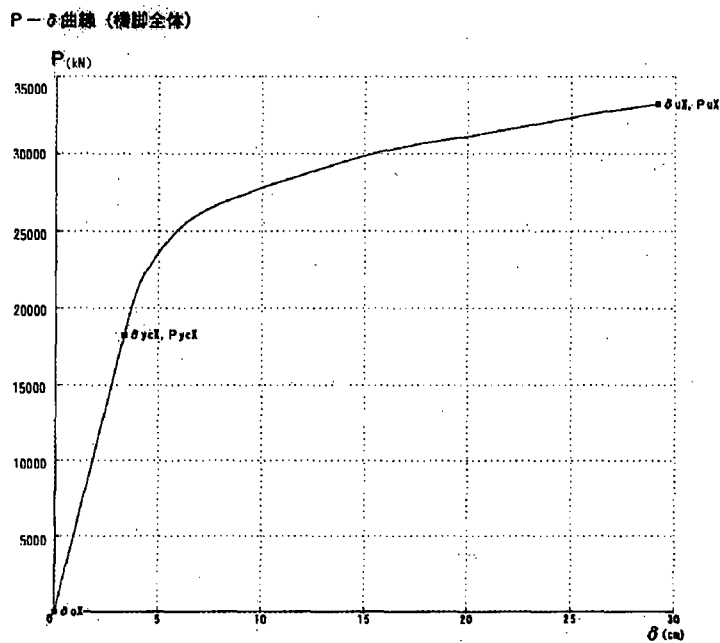


図 6.3.11-7 面内方向の荷重と変位の関係

終局に至るまでの荷重-変位曲線を図 6.3.11-7 に示す。この解析結果の降伏および終局値をもとに照査を行った。その結果を下表に示す。ここでは、照査結果の表のみを示す。詳細な照査式および照査手順は、前述の「6.2.3 コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の設計事例」の地震時保有水平耐力法による照査例を参照されたい。これらの表から、面内方向には十分な耐力があることがわかる。

表 6.3.2-5 タイプ I の地震動に対する面内照査

高さ	h	m	15.880
水平耐力および 水平変位	P_{yc}	kN	18282
	P_u	kN	33222
	δ_{yc}	m	0.0333
	δ_u	m	0.2914
	δ_θ	m	-
安全係数	α	-	3.00
許容塑性率	μ_a	-	3.58
地域別補正係数	Cz	-	1.00
固有周期	T	s	1.00
地震時保有水平 耐力法に用いる 水平震度	Khc0	-	1.00
	Khc	-	1.00
	Khe	-	0.49
地震時保有水平 耐力法に用いる 等価重量	\bar{W}_u	kN	16000
	\bar{W}_p	kN	2622
	\bar{W}	kN	17311
地震時保有水平 耐力の照査	$K_{he} \cdot \bar{W}$	kN	8482
	P_a	kN	23262
	判定	-	$P_a \geq K_{he} \cdot \bar{W}$ OK
残留変位の照査	δ_R	cm	0.000
	δ_{Ra}	cm	15.900
	判定	-	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

表 6.3.2-6 タイプ II の地震動に対する面内照査

高さ	h	m	15.880
水平耐力および 水平変位	P_{yc}	kN	18282
	P_u	kN	33222
	δ_{yc}	m	0.0333
	δ_u	m	0.2914
	δ_θ	m	-
安全係数	α	-	1.50
許容塑性率	μ_a	-	6.17
地域別補正係数	Cz	-	1.00
固有周期	T	s	1.00
地震時保有水平 耐力法に用いる 水平震度	Khc0	-	1.50
	Khc	-	1.50
	Khe	-	0.62
地震時保有水平 耐力法に用いる 等価重量	\bar{W}_u	kN	16000
	\bar{W}_p	kN	2622
	\bar{W}	kN	17311
地震時保有水平 耐力の照査	$K_{he} \cdot \bar{W}$	kN	10733
	P_a	kN	28242
	判定	-	$P_a \geq K_{he} \cdot \bar{W}$ OK
残留変位の照査	δ_R	cm	0.450
	δ_{Ra}	cm	15.900
	判定	-	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

(3)非線形時刻歴応答解析による性能照査

4章の耐震設計法に従って性能照査を行う。照査法としては、本報告書で提案する変形照査法を採用する。なお、ここでは橋軸直角（面内）方向に対する照査例を示す。対象橋脚がゴム支承を有することから、エネルギー一定則の適用が疑問である。さらに、これまでの単柱形式の橋脚と異なり、動的挙動が複雑で必ずしも橋脚基部で終局を迎えないラーメン形式の橋脚である。そこで、汎用性がある「4.5.4 動的解析に基づく方法」を用いて、照査を行うことにする。

表 4.3.1 から解析の種類、解析タイプ、応答値 S および限界値 R を選定すると次のようになる。

（構造安全性の照査）

応答値：時刻歴応答解析 <Dynamic> <N2> 結果の最大応答変位 δ_{max} および有効破壊長領域における平均ひずみの時刻歴 $\varepsilon_a)_{max}(t)$

限界値：静的解析（Pushover 解析）<Static> <N2> から求まる終局変位 δ_u および軸力に依存した限界ひずみ ε_u

（地震後の使用性の照査）

応答値：動的解析の最大応答変位から残留変位を推定

限界値：規定値（= h/100）

解析条件

- ・面内方向に対して大地震の標準波形タイプ II の地震波形（3 波形）を載荷する。
- ・動的解析を行う前に死荷重を作用させた静的解析を行い、死荷重による応力状態から時刻歴応答解析を行う。
- ・ゴム支承部は、弾性バネとする。
- ・軸力変動を考慮する。

解析モデル

解析対象を3次元のファイバーモデルによりモデル化を行う。ただし、ここでは面内に対してのみ照査するため、このような3次元のファイバーモデルではなく2次元のファイバーモデルで十分である。なお、隅角部および上部工部材は剛部材とする。

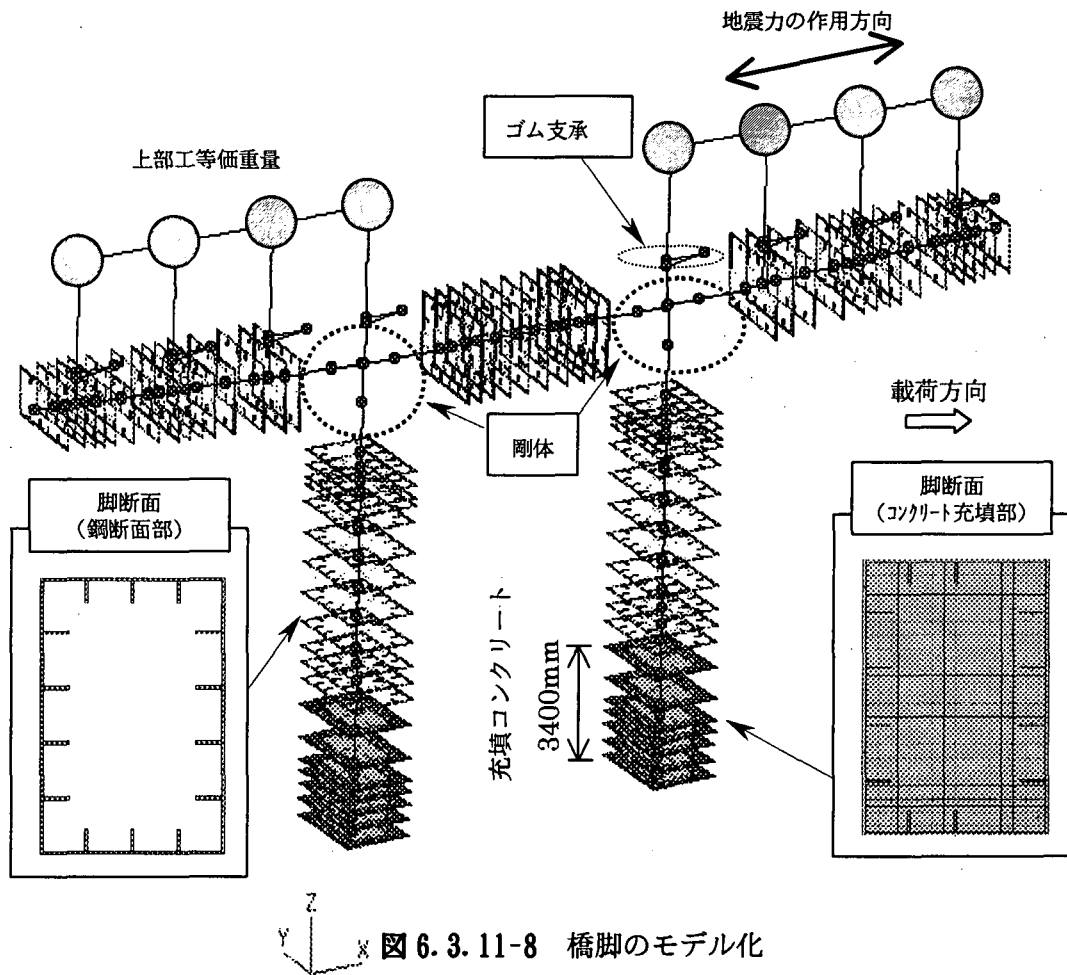


図 6.3.11-8 橋脚のモデル化

材料構成則

6.2.3の単柱式橋脚と同じ構成則を用いる。(図6.2.7-6参照)

解析結果

- ・ 応答変位：表6.3.2-7、図6.3.11-9に本橋脚の脚天端と桁の応答変位を示す。

表 6.3.2-7 応答変位

波形	脚天端最大 応答変位 $\sigma_{max}(m)$ 注1)	上部構造最大 応答変位 $\sigma_s(m)$ 注2)
TYPE221	0.117	0.746
TYPE222	0.107	0.708
TYPE223	0.088	0.680
3波平均	0.104	0.711

注1) 柱脚天端変位は、左右の柱の平均とする。
注2) ゴム支承の変形も含めた変位である。

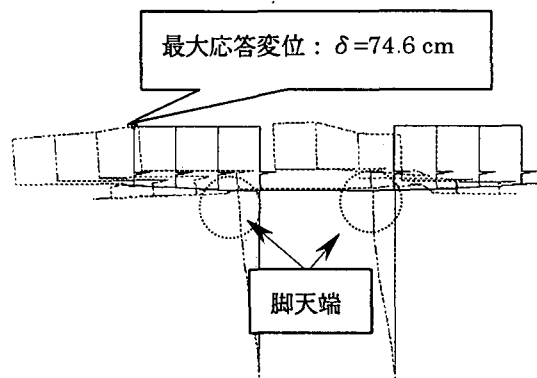


図 6.3.11-9 最大応答変位図 (TYPE221)

- ・最大応答断面力：表 6.3.2-8、図 6.3.11-10 に橋脚基部の最大応答断面力を示す。また、波形 TYPE221 の場合の発生最大曲げモーメント図も示す。なお、それぞれの断面力（軸力、せん断力、曲げモーメント）は、同時性はなく解析結果の最大値を抽出したものである。

表 6.3.2-8 最大応答断面力表

波形	位置	軸力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
TYPE221	左柱基部	50976	17832	88250
	右柱基部	52059	18269	85003
TYPE222	左柱基部	54075	17968	85699
	右柱基部	53396	17918	87427
TYPE223	左柱基部	49824	16038	86120
	右柱基部	45201	17007	74859
3波平均	左柱基部	51625	17279	86690
	右柱基部	50219	17732	82430

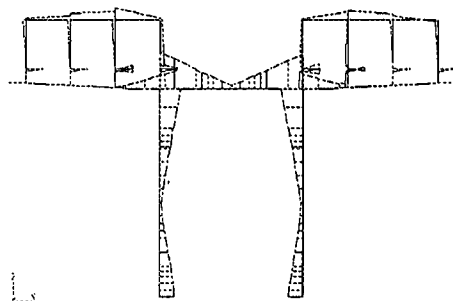


図 6.3.11-10 最大応答曲げモーメント図

- ・軸力変動：波形 TYPE221 を例にとり、右柱基部の軸力の応答履歴を示したのが図 6.3.11-11 のグラフである。参考として、全断面降伏軸力($N_y = A \cdot \sigma_y$)の 20%の値も合わせて示している。なお、初期値は $0.08 N_y$ である。このグラフから、軸力が大きく正負変動しているのがわかる。

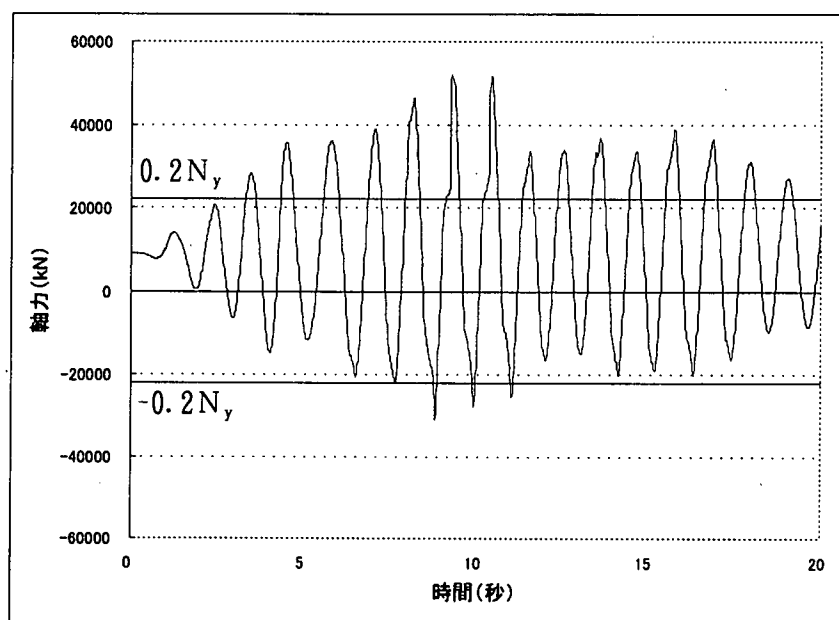


図 6.3.11-11 右柱基部の軸力の応答履歴

橋脚の照査結果

解析結果から求めた応答値 S と限界値 R を比較することにより、性能照査を行う。

構造安全性の照査:変位照査法

これまでの単柱形式の鋼製橋脚と同様に、まず変位による照査を行う。応答値 S は、ゴム支承を有することから橋脚天端最大応答変位とした。タイプⅡ地震動のときの橋脚天端最大応答変位の平均値は、0.104mである(下表参照)。これに対し、限界値 R は、前述の地震時保有水平耐力により求めた終局変位 δu であり、0.259mとなった。これらにより、応答値 $S \leq$ 限界値 R となり、構造安全性の照査を満足している。

表 6.3.2-9 最大応答変位での照査

保耐の脚天端終局変位 (m)	脚天端最大応答変位 3波平均	判定
0.259	0.104	OK

構造安全性の照査:ひずみ照査法

ひずみで照査する位置は、下図に示すように地震時保有水平耐力法による照査と同じである。ひずみによる照査は、次のようにして行う(第4章, 4.5.4 参照)。

- i) 有効破壊長領域内で応答ひずみの平均の応答履歴をとる。
- ii) その有効破壊長領域での軸力の応答履歴から、限界ひずみを求める。
- iii) この平均ひずみ応答履歴をその位置での限界ひずみと共にグラフ化して、平均ひずみが限界ひずみを上回らないことを確認する。

このようにして、グラフ化した結果を、図 6.3.11-13 に示す。これらのグラフから各有効破壊長領域での平均ひずみが限界ひずみを上回っていないことがわかり、構造安全性の照査を満足する。なお、この照査結果で余裕があるのは、対象橋脚が常時で決まっているからである。

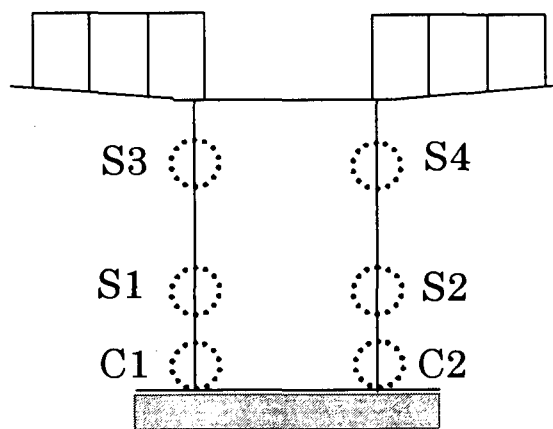
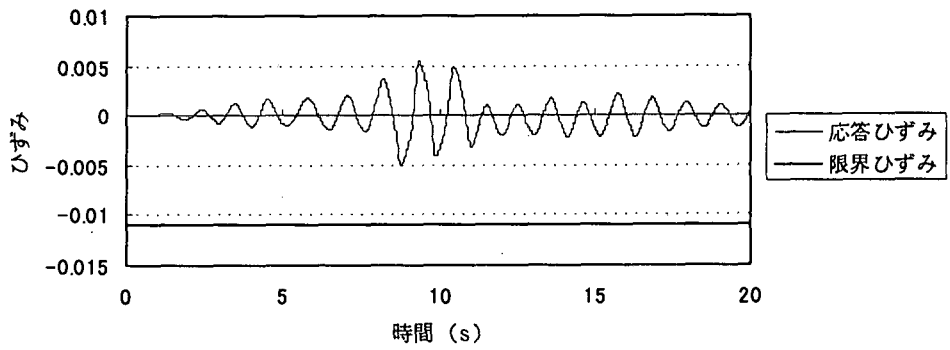
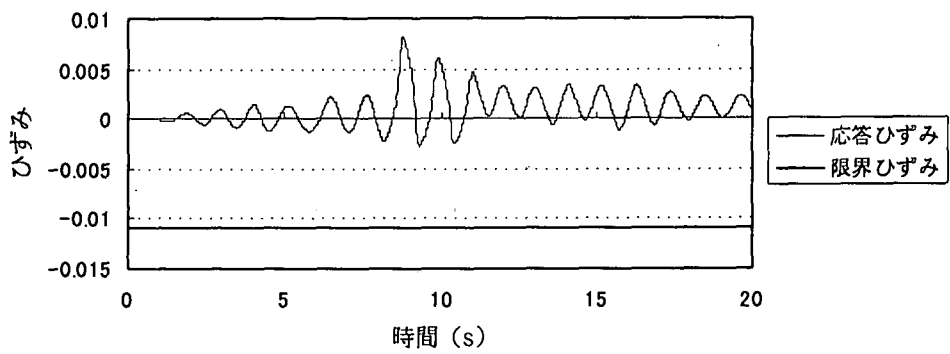


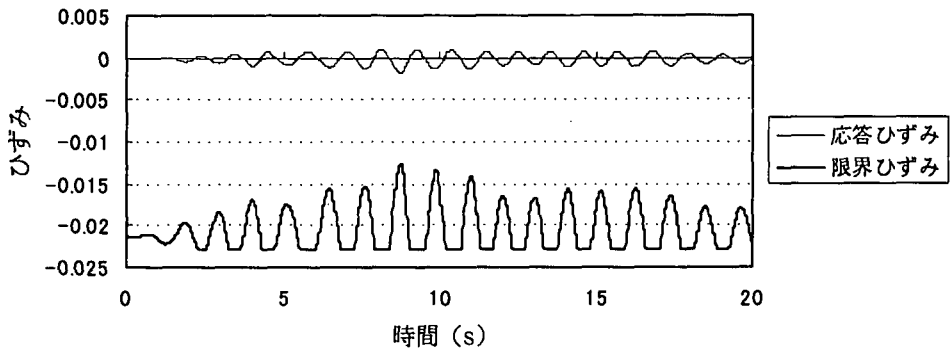
図 6.3.11-12 損傷部位図



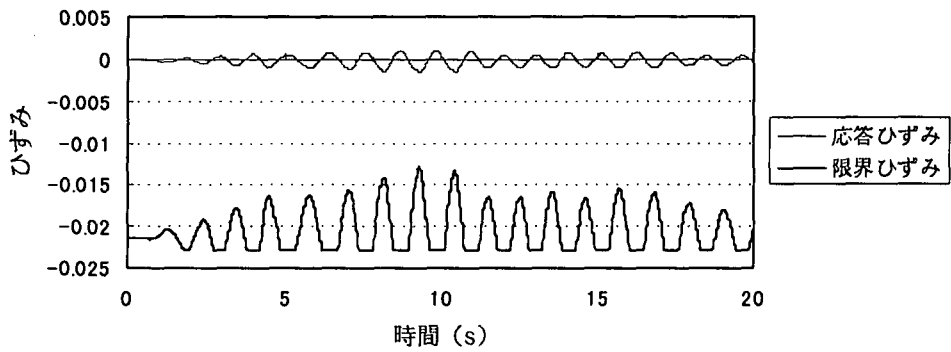
(a)コンクリート充填基部 C1



(b)コンクリート充填基部 C2

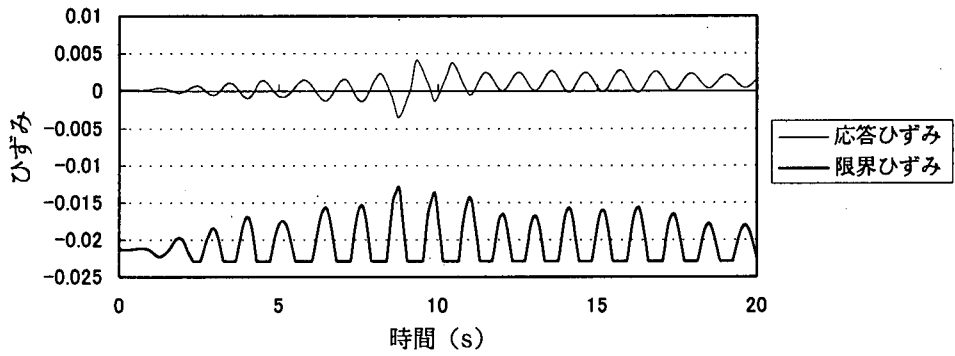


(c)コンクリート充填上部 S1

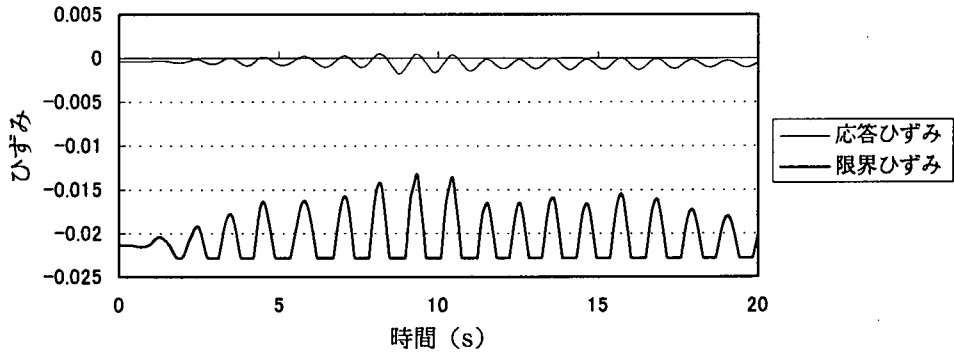


(d) コンクリート充填上部 S2

図 6.3.11-13 平均ひずみ応答履歴



(e) 柱隅角部 S3



(f) 柱隅角部 S4

(図 6.3.11-13 平均ひずみ応答履歴の続き)

地震後の使用性の照査

応答値 S は、残留変位であり、 0.033m となる。この残留変位については、高精度な材料構成則を用いていないため、4章の(4.6.2)式を用いて最大応答変位から求めることにした。これに対し、限界値 R は、 0.129m ($=h/100$) である。これらにより、応答値 $S \leq$ 限界値 R となり、地震後の使用性の照査を満足している。

(f) アンカーボルトの照査

前述の解析結果から、面内方向において、対称橋脚の軸力が大きく変動しており、脚全断面引き抜き状態になっている。この状態においてもアンカーボルトが安全であるかどうか RC 複鉄筋断面とし、アンカーボルトおよびコンクリートの応力照査をすることにした。設計断面力としては、次の断面力の小さい方を用いる。

- ・同時性を考慮した動的解析の応答断面力 (N_{max} , N_{min} , M_{max}) の3ケース
- ・地震時保有水平耐力法における外力による柱基部曲げモーメント

$$(M_s = 1.5 \times k_{he} \times W \times H)$$

まず、地震時保有水平耐力法における外力による柱基部曲げモーメント M_s を計算すると、次式のようなになる

$$\begin{aligned} M_s &= 1.5 \times k_{he} \times W \times H = 1.5 \times 10732.8 \times 15.88 \\ &= 255655 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

次に、動的解析の応答断面力については、下表のようになる。この表からわかるように動的解析の断面力 M_{max} の方が地震時保有水平耐力法の M_s より小さいため、この断面力 M_{max} を用いて照査することにした。照査結果も同表に示す。

表 6.3.2-10 アンカーボルトの照査結果

断面力ケース	$M(kN \cdot m)$	$N (kN)$	$\sigma_c(N/mm^2)$	$\sigma_s(N/mm^2)$	$\sigma_s'(N/mm^2)$
N_{max}	83704	54075	17.5 < 20.4	158 < 355	-225 < 355
N_{min}	68987	-30953	9.5 < 20.4	325 < 355	-102 < 355
M_{max}	88250	47179	17.9 < 20.4	189 < 355	-228 < 355

以上により、安全性が確認できた。

6.4 まとめ

本章では、鋼製橋脚および鋼橋一般の耐震設計法の現状について取りまとめている。特に、単柱形式の橋脚については、実務者の設計指針となるような記述とし、また設計計算例をも付けるようにして、それを見ながら従前および最新の設計法の理解をしていただくように配慮した。本章の研究内容・成果をまとめると以下のようなになる。

- (1) 鋼製橋脚および鋼橋一般の耐震設計法および照査法のフローの概要を示した。
- (2) 単柱形式の橋脚の設計・照査法について述べた。その中でも、単柱形式の橋脚の設計・照査法のコンセプトをまとめ、基本設計の段階では、難しい非線形時刻歴応答解析が不要となり、震度法のみで設計できる範囲のあることを述べた。
- (3) 震度法、および非線形時刻歴応答解析法による鋼製橋脚の具体的な設計事例をまとめた。ここでは、特に、非線形時刻歴応答解析が不要となり、震度法のみでの設計でほぼ妥当な断面が求まる範囲と照査値の余裕量とを示した。これにより、提案する範囲内の通常の鋼製橋脚であれば、基本設計の段階では非線形時刻歴応答解析が不要となり、非線形時刻歴応答解析は、詳細設計時に行えばよい。この点が、本委員会・設計 WG の大きな成果といえる。
- (4) 道路橋示方書および新技術委員会の方法に準拠した震度法、保有水平耐力法、および非線形時刻歴応答解析法による、コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の設計事例を示した。ここでは、レベル1の地震に対して鋼製断面を震度法により設計しておけば、レベル2の地震に対する保有水平耐力法および非線形時刻歴応答解析法による照査は十分に満足されることを示した。
- (5) ラーメン橋脚の耐震設計・照査法について取りまとめた。その中で、地震後の点検・補修の点から見た、柱とはりの好ましい損傷順序、および面内方向に地震力を受けるラーメン橋脚の耐震設計法の設計コンセプトについての試案をとりまとめ、今後の設計の参考資料とした。
- (6) また、コンクリートを部分充填した柱を有するラーメン橋脚の震度法、保有水平耐力法、および非線形時刻歴応答解析法による1つの設計・照査事例を紹介し、今後の設計の参考資料とした。

Appendix 6.1 単柱鋼製橋脚に関する補足検討

本節では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の非線形動的解析として最も簡便な移動硬化型バイリニア復元力モデルを紹介する。また、鋼材倶楽部主催の“鋼製橋脚の耐震設計WG”が作成した鋼製橋脚の試設計例[鋼材倶楽部, 1999]を用いて、動的解析による保有水平耐力の照査法の一例を示すとともに新技術小委員会の提案式[鋼構造新技術小委員会, 1996]と名大提案式[葛ら, 2000]を用いた動的解析結果の比較について報告する。

a) 復元力モデル

1 自由度非線形動的解析用としては、下記の各種の復元力モデルが提案されている[鋼構造新技術小委員会, 1996]。

- ・ 硬化型バイリニアモデル
- ・ 劣化型トリリニアモデル
- ・ E-D履歴型モデル

動的解析の精度は、既に報告されたようにこの復元力モデルに依存するが、一般の設計計算用としては硬化型バイリニアモデルが最も簡便な方法である。本解析では、この硬化型バイリニアモデルを用いることとし、その際の初期剛性および2次剛性設定について次に述べる。

b) 硬化型バイリニアの解析モデル：

単柱の鋼製橋脚を図 A.6.1 に示すような1自由度系モデル（質量 m ，減衰定数 h ，バネ定数 k ）に置換する。ここでは、安全側の設計として中埋めコンクリートは無視し、橋脚下端部を固定点としている。これに硬化型バイリニアの復元力モデルを適用するが、初期剛性（弾性域）、二次剛性（塑性域）およびその遷移点を適切に設定する必要がある。そこで、

本設定に関しては、日本橋梁建設協会や土木研究所等が行った各種供試体の繰り返し載荷実験データに基づいて新技術小委員会で提案された照査式、または、これらに改良を加えた名大提案式を用いることとした。

新技術小委員会の提案式：

$$\frac{H_{\max}}{H_y} = \frac{0.101}{R_R \lambda} + 0.88 \quad (\text{A.6.1})$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.00759}{(R_R \lambda^{0.5})^{3.5}} + 2.59 \quad (\text{A.6.2})$$

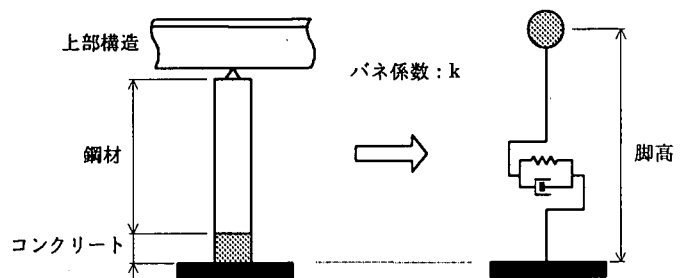


図 A.6.1 動的解析モデル

名大の提案式：

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_R \bar{\lambda} \bar{\lambda}_s')^{0.5}} + 1.06 \quad (\text{A.6.3})$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{R_R \sqrt{\bar{\lambda} \bar{\lambda}_s'}} + 1.20 \quad (\text{A.6.4})$$

上式を用いるに際しては、矩形断面の補剛材間の板パネル座屈に関する幅厚比パラメータ R_R および補剛材剛比 (γ / γ^*)、細長比 λ については以下のような制限値を設けている。

$$R_R \leq 0.4$$

$$\gamma / \gamma^* \geq 1.0$$

$$0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.50$$

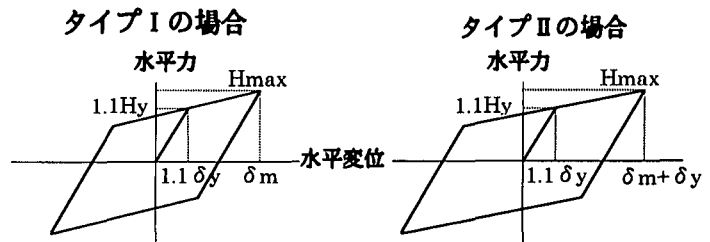


図 A.6.2 本解析の復元力モデル

上式を用いた解析用のバイリニアモデルは、図 A.6.2 に示すように初期剛性（弾性域）と2次剛性（塑性域）との遷移点は $1.1 \delta_y$ とする。また、実設計における許容変位 δ_a およびそれに対応する復元力 H_u は道路橋示方書の解説[日本道路協会, 1996]に準拠して、タイプ I の地震動に対しては耐力低下をほとんど起こさない領域の最大変位 δ_{aI} 、タイプ II の地震動に対しては耐力低下の少ない領域の最大変位 δ_{aII} は、以下のように定めた。

タイプ I の地震動の場合； $\delta_{aI} = \delta_m$, $H_u = H_{max}$

タイプ II の地震動の場合； $\delta_{aII} = \delta_m + \delta_y$, $H_u = H_{max}$

このように橋脚の応答変位を最大耐力到達時の変位 δ_m に δ_y を加えたものに抑えることとすると、本硬化型バイリニアモデルと最大耐力後の劣化を考慮した他の復元力モデルとの差違はこの $1 \delta_y$ 分における劣化が影響する程度であり、本モデルでも十分な精度が得られるものと考えられる。

ただし、本解析手法では残留変位が小さく出る傾向にあり、その精度については問題が残る。

c) II種、III種地盤における単柱橋脚の動的解析

ここでは、図 A.6.3 に示す4径間連続橋梁をもとに動的解析を行った例を示す。本橋梁は、鋼材倶楽部主催の鋼製橋脚に関する共同研究WG[鋼材倶楽部, 1999]で行ったIII種地盤上に設置された橋梁の試設計例であり、そこでは新技術小委員会の照査式に基づいた動的解析を行っている。

本節では、これらを名大の提案式(A.6.3)(A.6.4)で復元力特性を定め、再計算を実施した。また、現行の道路橋示方書の震度法で

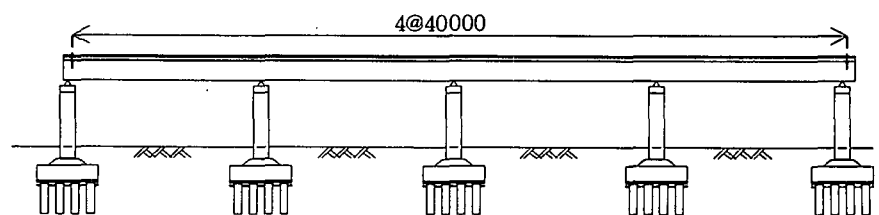


図 A.6.3 解析対象橋梁

1次設計された鋼製橋脚の保有耐震性能（変形性能，残留変形）は，Ⅱ種地盤に関するものが厳しい結果となる[水越ら，1997]．そこで，この橋梁をⅡ種地盤上に設置した場合について，3種類の橋脚断面を試設計し動的解析を行った．計算に用いた橋脚の各種断面諸元を表 A.6.1 に示す．これらは，

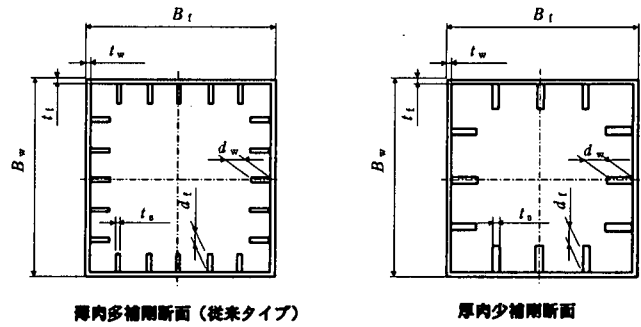


図 A.6.4 動的解析に用いた橋脚断面

すべて図 A.6.4 に示す矩形断面であり，垂直補剛材の本数は，従来型の薄肉多補剛断面で5本，コスト低減を計った厚肉少補剛断面では3本となっている．これらの断面寸法は，震度法による許容応力度設計により決定した．また，表 A.6.2 に動的解析に用いた諸量を示している．

表 A.6.1 橋脚下部の断面諸元

橋脚断面名称		薄肉多補剛 P-1	厚肉少補剛 P-2	薄肉多補剛 P-3	厚肉少補剛 P-4	厚肉少補剛 P-5
地盤種別		Ⅲ種地盤			Ⅱ種地盤	
設計震度		0.3			0.25	
断面外寸	B _f	■ 2,300	■ 2,000	■ 2,200	■ 1,900	■ 1,800
	B _w	■ 2,300	■ 2,000	■ 2,200	■ 1,900	■ 1,800
橋脚高さ	h	■ 14,850	■ 14,850	■ 14,850	■ 14,850	■ 14,850
材質		SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
フランジ	幅 b _f	■ 2,258	■ 1,938	■ 2,160	■ 1,840	■ 1,736
	板厚 t _f	■ 21	■ 31	■ 20	■ 30	■ 32
	リブ枚数	■ 5	■ 3	■ 5	■ 3	■ 3
	リブ幅 d _f	■ 240	■ 280	■ 230	■ 280	■ 310
	板厚 t _s	■ 24	■ 30	■ 29	■ 31	■ 30
ウェブ	幅 b _w	■ 2,258	■ 1,938	■ 2,160	■ 1,840	■ 1,736
	板厚 t _w	■ 21	■ 31	■ 20	■ 30	■ 32
	リブ枚数	■ 5	■ 3	■ 5	■ 3	■ 3
	リブ幅 d _w	■ 240	■ 280	■ 230	■ 280	■ 310
	板厚 t _s	■ 24	■ 30	■ 29	■ 31	■ 30
断面積	A _s	■ cm ² 3,050	■ 3,410	■ 2,790	■ 3,250	■ 3,340
断面2次	I	■ cm ⁴ 2.25E+07	■ 1.93E+07	■ 1.88E+07	■ 1.63E+07	■ 1.47E+07
降伏強度	σ _{sy}	■ Npa 353	■ 353	■ 353	■ 353	■ 353
ヤング率	E	■ Npa 2.06E+05	■ 2.06E+05	■ 2.06E+05	■ 2.06E+05	■ 2.06E+05
軸力	N	■ kN 11,100	■ 11,100	■ 11,100	■ 11,100	■ 11,100

本解析に用いた入力地震動は，道路橋示方書V編6.3(3)に規定されているタイプⅠとタイプⅡのⅡ種およびⅢ種地盤の標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように，既往の強震記録を調整した加速度波形を用いた(表 4.2.1 参照)．また，耐震性の照査は3つの波形に対する応答結果の平均値でおこなった．最大応答変位および残留変位についての照査は，以下の条件で判定する．

$$\delta_{\max} \leq \delta_a$$

$$\delta_R \leq h/100$$

ここに δ_{max} は最大応答変位，δ_a は許容水平変位，δ_R は残留変位，h は橋脚高さである．

タイプⅡ地震動に対する動的解析結果と照査結果を表 A.6.3 に一覧で示す．

これらの結果から以下のことが言える．

表 A.6.2 動的解析で用いたパラメータ

項目	単位	薄肉多補剛	厚肉少補剛	薄肉多補剛	厚肉少補剛	厚肉少補剛
		P-1	P-2	P-3	P-4	P-5
地盤種別		Ⅲ種地盤			Ⅱ種地盤	
柱の細長比; λ_{bar}		0.45	0.41	0.37	0.44	0.47
軸圧縮比; P/P_y		0.103	0.091	0.112	0.096	0.093
補剛板幅厚比; R_r		0.397	0.351	0.399	0.345	0.306
γ_l/γ^*		3.23	2.92	3.01	3.02	3.00
応力照査; σ/σ_a		0.92	0.93	0.91	0.92	0.96
質量; M	t	106	106	106	106	106
降伏荷重; H_y	kN	4490	4350	3880	3870	3710
降伏変位; δ_y	cm	9.83	11.45	10.17	11.99	12.70
名大の照査式						
最大耐力; H_u	kN	6970	6940	5950	6160	6100
最大許容変位 タイプⅠ	cm	43.2	59.8	43.0	63.9	80.8
δ_a タイプⅡ	cm	53.1	71.2	53.2	75.9	93.5
バネ常数 (1次) k_1	N/m	4560	3800	3810	3230	2920
(2次) k_2 タイプⅠ	N/m	628	455	530	376	303
(2次) k_2 タイプⅡ	N/m	482	366	402	304	254
新技術小委員会の照査式						
最大耐力; H_u	kN	7150	6860	6050	6000	6100
最大許容変位 タイプⅠ	cm	37.0	45.5	37.2	47.1	55.8
δ_a タイプⅡ	cm	46.8	57.0	47.3	59.1	68.5
バネ常数 (1次) k_1	N/m	4560	3800	3810	3230	2920
(2次) k_2 タイプⅠ	N/m	848	628	686	512	430
(2次) k_2 タイプⅡ	N/m	616	466	493	378	330
減衰常数; h		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

- ①本試設計例では、震度法で1次設計された断面は、動的解析による保有水平耐力の照査を満足する。文献[鋼材倶楽部, 1999]では、この他にも比較的背の高い(橋脚高さ24m)橋脚2例、および円形橋脚(2例)に関しても同様な結果が報告されている。
- ②新技術報告書および名大の提案式による動的解析結果の相違は、最大応答変位、最大応答水平力とも10%以内であり(図 A.6.5 参照, 橋脚高さ24mのP-6橋脚も追加している)、両方法とも照査は満足する。
- ③本動的解析法では、残留応答変位が小さく評価される傾向にある。そこで、表 4.6.1 で示されている残留変位の推定式を用いた結果についても表 A.6.3 に示した。本方法でも残留変位の照査は満足している。

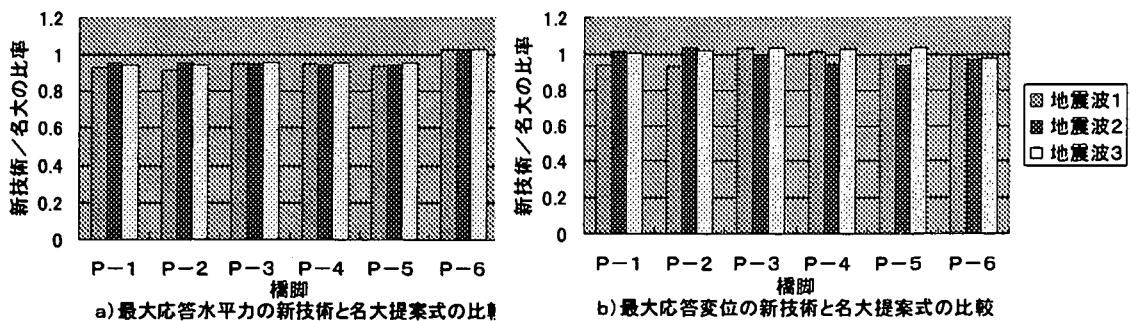


図 A.6.5 新技術および名大提案式を用いた結果の比較

表 A. 6. 3 動的解析結果と照査

a) 最大応答変位の照査

断面	照査式	地震動 タイプ II	最大水平力		最大水平変位		許容水平変位	
			Hmax(tf)	$\delta_{max}(m)$	平均値(m)	$\delta_a(m)$	判定	
薄肉多補剛 P-1	新技術	III-(16)	703	0.427	0.398	0.468	OK	
		III-(17)	646	0.335				
		III-(18)	707	0.432				
	名大	III-(16)	646	0.397	0.394	0.531	OK	
		III-(17)	620	0.345				
		III-(18)	667	0.439				
厚肉少補剛 P-2	新技術	III-(16)	649	0.463	0.457	0.570	OK	
		III-(17)	620	0.403				
		III-(18)	669	0.505				
	名大	III-(16)	603	0.433	0.449	0.712	OK	
		III-(17)	594	0.407				
		III-(18)	631	0.507				
薄肉多補剛 P-3	名大	II-(13)	616	0.553	0.459	0.532	OK	
		II-(14)	540	0.367				
		II-(15)	577	0.458				
厚肉少補剛 P-4	名大	II-(13)	577	0.593	0.500	0.759	OK	
		II-(14)	517	0.398				
		II-(15)	551	0.508				
厚肉少補剛 P-5	名大	II-(13)	533	0.590	0.518	0.935	OK	
		II-(14)	489	0.420				
		II-(15)	521	0.543				

b) 残留変位の判定

断面	照査式	地震動 タイプ II	残留変位(動解)		許容残留変位		残留変位(推定式)		
			δ_{max}	平均値	δ_a	判定	δ_{max}	平均値	判定
薄肉多補剛 P-1	新技術	III-(16)	0.020	0.049	0.149	OK	0.112	0.102	OK
		III-(17)	0.031				0.080		
		III-(18)	0.096				0.114		
	名大	III-(16)	0.040	0.053	0.149	OK	0.102	0.101	OK
		III-(17)	0.026				0.083		
		III-(18)	0.094				0.117		
厚肉少補剛 P-2	新技術	III-(16)	0.014	0.020	0.149	OK	0.118	0.116	OK
		III-(17)	0.027				0.097		
		III-(18)	0.019				0.134		
	名大	III-(16)	0.002	0.011	0.149	OK	0.108	0.114	OK
		III-(17)	0.019				0.099		
		III-(18)	0.013				0.134		
薄肉多補剛 P-3	名大	II-(13)	0.005	0.025	0.149	OK	0.157	0.123	OK
		II-(14)	0.036				0.090		
		II-(15)	0.035				0.122		
厚肉少補剛 P-4	名大	II-(13)	0.021	0.024	0.149	OK	0.164	0.133	OK
		II-(14)	0.023				0.093		
		II-(15)	0.029				0.142		
厚肉少補剛 P-5	名大	II-(13)	0.010	0.022	0.149	OK	0.159	0.133	OK
		II-(14)	0.022				0.099		
		II-(15)	0.033				0.142		

参考文献

- [土木学会, 1987] 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 9章プレート・ガーダーおよびボックス・ガーダー, 1987.10.
- [後藤ら, 1996] 後藤芳顯, 上条崇, 藤原英之, 小畑誠: 鋼製橋脚定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.987-998, 1996.3.
- [鋼構造新技術小委員会, 1996] 土木学会鋼構造新技術委員会・耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7.
- [唐ら, 1996] 唐嘉琳, 日野伸一, 黒田一郎, 太田俊昭: コンクリート充填円形鋼管柱を対象とした鋼管とコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化, 鋼構造論文集, Vol.3, No.11, pp.35~46, 1996.9.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 1996.12.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996.12.
- [酒造ら, 1997] 酒造敏廣, 事口壽男, 長田好夫: 鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.205-216, 1997.3.
- [後藤ら, 1997] 後藤芳顯, 宮下敏, 上条崇, 藤原英之: 繰返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.105-123, 1997.
- [水越ら, 1997] 水越秀和, 宇佐美勉, 鈴木森昌: 鋼製橋脚の要求性能と保有性能, 第24回地震工学研究発表講演論文集, pp.1033-1036, 1997.7.
- [宇佐美ら, 1998] 宇佐美勉, 鈴木森晶, 水越秀和: 鋼製橋脚の要求性能と保有性能, 橋梁と基礎, Vol.32, No.1, pp.45-49, 1998.1.
- [地震工学委員会, 1998] 土木学会地震工学委員会・地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会: 橋梁の耐震設計に関する講習会-海外から見た日本の耐震設計法-, 2章耐震設計のモデル化と留意事項, 1998.9.
- [田嶋ら, 1998] 田嶋仁志・半野久光・船本浩二・松田宏: 実験結果に基づく鋼製橋脚のM- ϕ 関係に関する一検討, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.33~40, 1998.11.
- [宇佐美ら, 1998] 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬: Pushover 解析と等価1自由度系モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震設計法, 第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集, pp.209-216, 1998.12.
- [鉄道総合技術研究所, 1999] 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, 1999.
- [建設省土木研究所, 1999] 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編), 1999.3.
- [鋼材倶楽部, 1999] 鋼材倶楽部・鋼製橋脚に関する共同研究G: 鋼製橋脚の設計事例に関する報告書, 1999.3.
- [西川ら, 1999] 西川和廣・村越潤・高橋実・岡本隆・池田茂・森下泰光: 鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.235~244, 1999.3.

- [芳崎ら, 1999] 芳崎一也, 宇佐美勉, 本間大介: 大地震後の残留変位を抑制した鋼製橋脚の開発ーハイブリッド地震応答実験による検証ー, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1017-1026, 1999.3.
- [渡辺ら, 1999] 渡辺浩, 崎本達郎: 繰返し荷重下におけるコンクリート充填鋼管柱の終局挙動の簡易解析法とその適用性に関する検討, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1461-1468, 1999.3.
- [子林ら, 1999] 子林稔, 宇佐美勉, 葛西昭: 免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性能評価, 土木学会論文集, No.619, I-47, pp.177-192, 1999.4.
- [小野ら, 1999] 小野潔・西川和廣・深谷茂広・劉銘崇: 正負交番繰返し載荷実験結果に基づく矩形断面鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係に関する一検討, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, pp.336~337, 1999.9.
- [西川ら, 1999] 西川和廣, 村越潤, 小野潔, 高橋実: 実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法, 土木技術資料, Vol.41, No.10, pp.34-39, 1999.10.
- [土木技術資料, 1999] 西川和廣, 村越潤, 小野潔, 高橋実: 実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法, 1999.10.
- [葛ら, 2000] 葛漢彬, 宇佐美勉, 高聖彬: 鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.46, 2000.3.
- [中島ら, 2000] 中島正愛, 澤泉紳一, 稲岡真也: 鋼構造建築物・部材に要求される塑性変形の定量化に向けて, 土木学会鋼構造委員会・第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.1-15, 2000.1.
- [前野ら, 2000] 前野裕文, 森下宣明, 野中哲也: 高架橋の耐震設計法の一考察, 土木学会鋼構造委員会・第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.33-42, 2000.1.
- [沈ら, 2000] 沈赤, 矢部正明: 鋼斜張橋の耐震性能評価への一提案, 土木学会鋼構造委員会・第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.183-190, 2000.1.
- [松村ら, 2000] 松村政秀, 北田俊行, 澤登善誠, 中原嘉郎: 空隙を設けたコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 平成 12 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集, 2000.6. (掲載予定)