

2. 耐震設計のモデル化と留意事項

2. 1 米国と日本における橋のモデル化と解析法の比較

本節では、“橋梁の耐震設計と耐震補強”中に記述されている範囲に限定されるが、耐震設計に用いる橋梁のモデル化と解析法について述べる。

1) 耐震設計に用いる橋梁のモデル化

表 2.1(1)~(3)は、耐震設計のための構造解析に用いる、橋梁のモデル化について、米国と日本を比較したものである。上部構造と橋脚についてはコンクリート構造に限定しているが、コンクリート構造では、その剛性がコンクリートのひび割れや、鉄筋や PC 鋼材の降伏によって複雑に変化するのに対して、鋼構造では、幾何学的非線形の影響を除けば、材料の非線形性によってその剛性が変化するのは鋼材が降伏する時だけであり、コンクリート構造に比較して、構造解析に用いる剛性の評価が明確であるためここでは記述しなかった。

表 2.1(1)中のコンクリート桁の曲げ剛性は、米国・日本とも基本的には、ひび割れの影響を考慮した剛性を用いるとしているが、その評価の仕方には違いがある。米国では、地震時には RC 桁に常時荷重や活荷重によって既に入っているひび割れが拡大するため、コンクリートと鋼材の影響を考慮した全断面有効剛性 $E_c I_g$ の 50% をひび割れの影響を考慮した剛性としている。PC 桁では、常時荷重や活荷重によってひび割れが発生しないので、全断面有効剛性 $E_c I_g$ を用いるとしている。これに対して日本では、RC 桁と PC 桁とも、鉄筋や PC 鋼材の影響を無視して部材のコンクリート全断面を有効とした剛性 $E_c I_c$ を用いている。PC 桁に関しては、地震の影響によってひび割れが生じることを許容している点が米国とは異なる。以上は、地震の影響によって桁に配置された鉄筋や PC 鋼材が降伏しない場合の剛性であり、鉄筋や PC 鋼材が降伏する直前や降伏をわずかに越える場合は、表 2.1(1)の最下段に示すように降伏剛性 $E_c I_y$ が用いられることが多い。何れにしても、米国・日本とも、活荷重を直接支持する桁には、地震の影響によって大きな損傷を受けることを許していないことが伺える。

ねじり抵抗には、つり合いねじりと変形適合ねじりがある。つり合いねじりでは、ねじりモーメントの大きさはねじり剛性の大きさにかかわらず決まるが、変形適合ねじりではねじりモーメントの大きさは、ねじり剛性によって変化する。表 2.1(1)中のねじり剛性は、米国ではひび割れの有無によってその剛性を大きく変化させている。日本でも、ひび割れが生じた場合のねじり剛性の低下を考慮して変形適合ねじりでのねじり剛性を 0 としている。

表 2.1(1)中の鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長 L_p は、米国と日本では大きな違いがある。日本では、塑性ヒンジとなる領域を橋脚の脚柱に限定しているが、米国では、橋脚の軸方向鉄筋に生じるひずみが脚柱と接するフーチングや桁(桁と剛結となっている場合)の中まで及ぶこと(ひずみ貫入)を考慮している。そのため、米国の塑性ヒンジ長の算定式は、脚柱部の塑性ヒンジ領域とひずみ貫入量(降伏貫通長さ L_{pi})の和という形で定式化されている。日本でも、大規模地震対策特別措置法に基づき想定された東海地震(マグ

ニチュード 8) に対する東名高速道路における橋梁下部構造の耐震補強対策の検討指針(案)⁶⁾において、塑性ヒンジ領域を定める際に降伏貫通長さに類する考えが示されていたこともあった。何れにしても、塑性ヒンジ長は、軸方向鉄筋の径や帯鉄筋比等によって変化することから、米国と日本の違いを単純に比較することはできない。日本においてはこの分野の研究は少なく、合理的な塑性ヒンジ長の評価法に関しては今後の研究が望まれる分野である⁷⁾。

表 2.1(1)に示すように米国・日本とも、橋脚にひびわれが生じた場合の剛性は、引張側鉄筋が降伏に達するときの曲げモーメント M_y をその曲率 ϕ_y で除した降伏剛性 $E_c I_y$ を用いている。

表 2.1(2)中の鉄筋コンクリート橋脚に曲げによるひび割れが生じた断面におけるせん断剛性と軸方向剛性は、米国では曲げによって生じたひび割れによる曲げ剛性の低下率をそれぞれの剛性に乗じている。これに対して、日本では、骨組構造解析を行う場合には、曲げひびわれによる剛性低下に応じてせん断剛性や軸方向剛性を低下させることはほとんどない。今、鉄筋コンクリート断面に曲げモーメントのみが作用した場合を考える。曲げによるひび割れが発生すると中立軸は、断面の図心位置から圧縮側に移動するため、断面の図心位置には引張ひずみが生じ、その結果部材軸方向に伸びが生ずる⁸⁾。このような現象は、ファイバーモデル等を用いない限り考慮されることはない。米国のような単純に曲げ剛性の低下率=せん断剛性や軸方向剛性の低下率というモデル化が正しいかどうかは別として、軸力、曲げ、せん断の相互作用をできるだけ実用的な形で考慮しようという姿勢は見習うところがある。同様なことは、後述する橋台や伸縮ジョイントについても言える。

表 2.1(2)中の隅角部の剛性は、米国と日本では完全に異なるモデル化を行っている。日本では剛域を設けているのに対して、米国では剛結とすることは過大な剛性を与えるので不適当であるとしており、隅角部を構成する脚柱や横梁の曲げ剛性を用いることにしている。日本のモデル化は、要求耐力を実際よりも大きく算出する可能性があり、要求耐力と保有耐力を比較する設計法の場合、安全側の設計となる。米国のモデル化は、要求変位を実際よりも大きく算出する可能性があり、要求変位と変形性能を比較する設計法の場合、安全側の設計となる。

表 2.1(2)中の横梁の上側と下側の配筋が異なる場合のモデル化の方法は異なるが、両国とも同一断面内で配筋が非対称となることが考慮されている。

表 2.1(2)中の基礎～地盤間の剛性(地盤バネ)は、米国・日本とも基礎構造の剛性と地盤の剛性を考慮してモデル化されている。

表 2.1(3)中に示した橋台の水平力-水平変位関係は、日本ではほとんど検討されることはない。米国では、橋台のモデル化や設計法に対する研究は限られているとしながらも、地震時の橋台の動きを考慮しながら橋台の水平力-水平変位関係を等価線形化法によって求めている。

表 2.1(3)中に示した伸縮ジョイントのモデル化も、日本ではほとんど検討されることはない。

米国では、伸縮ジョイントが引張状態となる場合と、圧縮状態(桁と桁が接触)となる場合を考慮して解析を行い、その2つの解析モデルより得られた応答を耐震設計に用いている。伸縮ジョイントの剛性変化を考慮する場合は、米国・日本とも非線形弾性バネを用い

てモデル化されている。

以上、橋梁を構成する要素毎にそのモデル化について、米国と日本の比較を行った。米国と日本の比較でもわかるように、曲げによるひびわれが生じた断面のせん断剛性と軸方向剛性や、橋台および伸縮ジョイントに対するモデル化に関しては、実際の現象を忠実に反映しようという姿勢は米国の方が勝っているように思う。

次に鉄筋コンクリート橋脚と、鋼製橋脚の履歴モデルについて述べる。鉄筋コンクリート橋脚の曲げ変形を追跡する履歴モデルは、米国・日本とも Takeda モデルが用いられることが多い。ひび割れを無視した場合の Takeda モデルの除荷剛性 K_r は式 (2.1) によって表される。米国では式(2.1)中の除荷剛性の低下を表す係数 α を、橋梁を構成する様々な鉄筋コンクリート部材を対象に実施された載荷実験結果に基づいて、各部材毎にその推奨値を定めている。これに対して日本では、Takeda モデルのオリジナルペーパーで推奨されている 0.4 という値が盲目的に用いられることが多い。日本では、橋脚を対象とした除荷剛性に関する実用的な研究は少ないが、川島らは、建設省土木研究所と東京工業大学で実施された計 20 体の鉄筋コンクリート橋脚の載荷実験結果から塑性率 μ と除荷剛性の関係を式 (2.2) のように定式化している¹¹⁾。式(2.1)と式(2.2)より得られる除荷剛性の値が広範囲の塑性率に渡って近似するためには、Takeda モデルの除荷剛性低下の係数 α を 0.5 とするのが良い。Takeda モデルは建築の分野で提案されてきた履歴モデルであるが、その履歴則を決定するためのパラメータは、軸方向鉄筋量や帯鉄筋量等によって異なるはずである。日本でも、米国と同様に、橋梁を構成する様々な鉄筋コンクリート部材を対象に実施された載荷実験結果を Takeda モデル等によって再現するためにはパラメータの値としてどのような値を用いるべきかという検討が望まれる。

$$K_r = K_y \cdot \left| \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \quad (2.1)$$

ここで、 K_r : 除荷剛性, K_y : 降伏剛性, δ_{\max} : 最大変形, δ_y : 降伏変形である。

$$\frac{K_r}{K_y} = -0.345 \cdot \ln \mu + 1 \quad (2.2)$$

鋼製橋脚に関しては、鉄筋コンクリート橋脚における Takeda モデルほど普及した履歴モデルはなく、標準型バイリニアモデルが用いられることが多かった。文献 5) では、鋼箱形断面の局部座屈強度を支配するフランジの幅厚比と、柱の全体座屈強度を規定する細長比および、箱形断面を有する鋼製橋脚の繰返し載荷実験結果より、局部座屈や $P-\Delta$ 効果およびバウシinger 効果等を考慮した鋼製橋脚の履歴モデルが提案されている。

表 2.1(1) 耐震設計に用いる解析モデルの比較

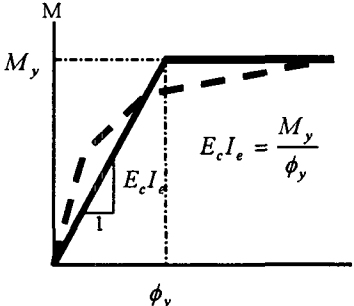
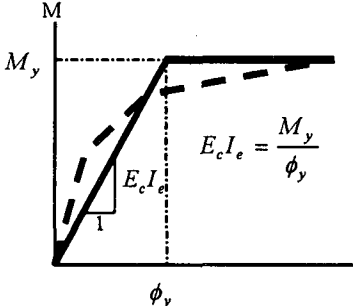
解析モデル		米国と日本における橋梁のモデル化の比較	
構造	モデル化	米 国	日 本
上部構造 (コンクリート桁)	曲げ剛性 E I	RC桁 RC断面を、等価なコンクリートの断面に換算したときの換算断面の断面2次モーメント I_g の1/2として求める。ここで、 E_c はコンクリートの弾性係数である。 $0.5E_c I_g$	鉄筋の影響を無視して、部材のコンクリート全断面について計算した断面2次モーメント I_c を用いる。 $E_c I_c$
		PC桁 PC (PRC) 断面と等価なコンクリートの断面に換算したときの、換算断面の断面2次モーメント I_g を用いる。 $E_c I_g$	鉄筋の影響を無視して、部材のコンクリート全断面について計算した断面2次モーメント I_c を用いる。 $E_c I_c$
	ねじり剛性 G J	斜めひびわれが発生していない場合は、 $1.0G_c J_c$ 、ひびわれが発生している場合は $0.05G_c J_c$ とする。ここで、 G_c はコンクリートのせん断弾性係数、 J_c は鋼材の影響を無視して、部材のコンクリート全断面について計算したねじり慣性モーメント J_c である。	変形適合ねじりの場合には $G_c J_c = 0.0$ とする。
鉄筋 コンクリート 橋脚	塑性ヒンジ長 L_p (塑性回転角を算出する際に塑性曲率が一定と仮定する長さ)	塑性ヒンジ長は、橋脚部の塑性化のみならず橋脚が接している橋梁やフーチング内にまで主鉄筋に生じるひび割れが及ぶことを考慮して、次式によって算出する。 $L_p = 0.08L + L_{pi}$ $= 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bt}$ ここで、 L : 塑性ヒンジ下端から曲げモーメントの反曲点までの距離 L_{pi} : 降伏貫通長さ f_{ye} : 塑性ヒンジにおける軸方向鉄筋の設計降伏強度 (MPa) d_{bt} : 主鉄筋径	道路橋示方書では次式によっている。 $L_p = 0.2h - 0.1D$ ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$ ここで、 h : 橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離 (m) D : 断面高さ (m) (円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)
	ひびわれが生じた断面の曲げ剛性E I		

表 2.1(2) 耐震設計に用いる解析モデルの比較

解析モデル		米国と日本における橋梁のモデル化の比較	
構造	モデル化	米 国	日 本
鉄筋コンクリート橋脚	曲げによるひびわれが生じた断面のせん断剛性 GA	$G_c A_{ve} = G A_v \frac{E_c I_e}{E_c I_g}$ $= G A_{ve}$ ここで、 $G_c A_{ve}$: 有効せん断剛性 A_v : せん断面積 $E_c I_e$: RC断面の曲げモーメント曲率関係において、原点と降伏点を結んだ直線の割線勾配 $E_c I_g$: RC断面を等価なコンクリート断面に換算したときの、換算断面の断面2次モーメント I_g による剛性	鉄筋の影響を無視して、部材のコンクリート全断面について計算したせん断面積 A_v を用いる。 $G_c A_v$
	曲げによるひびわれが生じた断面の軸方向剛性 EA	$E_c A_e = E_c A_g \frac{E_c I_e}{E_c I_g}$ ここで、 $E_c A_e$: 有効軸剛性 A_g : RC断面を等価なコンクリート断面に換算したときの換算断面の断面積	鉄筋の影響を無視して、部材のコンクリート全断面について計算した断面積 A_c を用いる。 $E_c A_c$
	ラーメンの橋脚等の隅角部の剛性	リンク要素を用いる。 リンク要素の剛性は、接する横梁や脚柱に非線形化が予想されなければ、横梁や脚柱の全断面有効剛性 $E_c I_g$ を用いる。横梁や脚柱の端部に塑性ヒンジが生じる場合には、その塑性化が接合部に伝達されることを見込んで、リンク要素の剛性は、有効剛性 $E_c I_e$ とする。	剛域とする。
	横梁の上側と下側の鉄筋比に違いがある場合	別々の梁要素でモデル化する。	横梁の軸方向鉄筋が降伏しない場合は、鉄筋の影響を無視して、部材のコンクリート全断面について計算した断面2次モーメント I_c を用いる。 $E_c I_c$ 軸方向鉄筋が降伏する場合は、次に示すようにその取り扱い様々である。 i) 作用させる荷重の方向と曲げモーメント分布に応じて横梁内の剛性を変化させる。 ii) 非線形弾性モデルや履歴モデルを用いる場合は、その骨格曲線を原点に対して非対称とする。
基礎構造	基礎～地盤間の剛性 (地盤バネ)	基礎本体の剛性と地盤の剛性に応じて算出 (地盤反力係数を用いて算出)	基礎本体の剛性と地盤の剛性に応じて算出 (地盤反力係数を用いて算出)

表 2.1(3) 耐震設計に用いる解析モデルの比較

解析モデル		米国と日本における橋梁のモデル化の比較	
構造	モデル化	米 国	日 本
橋台	橋台の水平力 -水平変位関係	<p>橋台を背面側に押す方向に対しては、橋台と地盤との遊間が閉じた後、地盤耐力が限界に達するまでは控え壁の地盤剛性と基礎の剛性とを加えた剛性が発揮される。地盤耐力が限界に達した後は、基礎の剛性だけの水平力-変位の関係となる。橋台を桁側に引っ張る方向に対しては、基礎の剛性だけが橋台の抵抗に寄与する。上述のような関係を考慮した等価線形化法が提案されている。</p>	<p>橋台の剛性と基礎の剛性を考慮しているが、橋台背面に接している土の非線形性や橋台が桁側に引っ張られる方向に対する配慮は特にない。</p>
伸縮ジョイント	伸縮ジョイントの剛性	<p>ケーブルやパイプを用いた桁筋連結装置の橋軸引張方向の剛性は、この断面積 A_r、弾性係数 E_r、長さ L_r から求めることができる。ジョイントが閉じる場合には、数値解析上無限に大きい剛性を接触点に与えればよい。桁間連結装置が弛緩している間は、摩擦抵抗とそれに関連した減衰があるだけである。桁間連結装置の剛性は次のようにはね係数の形で与えられるが、地震時の剛性変化を考慮するためには非線形動的解析が必要となる。</p> $K_s = \frac{E_r A_r}{L_r} \quad (\text{引張})$ $K_s = 0 \quad (\text{弛緩})$ $K_s \rightarrow \infty \quad (\text{圧縮})$ <p>一般に設計には線形解析を用いるため、カリフォルニア州道路橋では、引張モデルと圧縮モデルからなる二重解析法を採用している。引張モデルでは、すべての可動ジョイントに桁間連結装置の線形弾性ばね定数 $K_s = E_r A_r / L_r$ を使い、圧縮モデルでは、すべてのジョイントを橋軸方向に剛結合し、鉛直軸まわりの回転だけは自由とする。2つのモデルから得られる最大応答量を、その後の耐震設計に用いるのである。二重解析モデルを用いる方法は最大部材力や変位を適切に評価するが、隣接フレーム構造の最大変位は同時には生じないため、可動ジョイントに生じる相対変位を予測することができない。</p>	<p>解析モデルとして考慮されることは少ない。解析モデルとして考慮される場合は、非線形弾性バネとしてモデル化されることが多い。</p>

2) 耐震設計に用いる解析法

耐震設計に用いる解析法としては、静的解析と動的解析、線形解析と非線形解析があり、これらの解析法の内容、各解析法の選択基準やその適用範囲には、米国と日本で大きな違いは見られない。なお、文献1)にサブスティテュートアナリシスと呼ばれる解析法があるが、これは繰り返し計算を行い剛性を収束させて行く等価線形化法である。さらに、文献1)では、プッシュオーバーアナリシスは塑性ヒンジ化した箇所に逐次ピンを挿入しながら解析モデルやその剛性を変化させて行った線形解析結果の重ね合わせによって非線形性を考慮する解析法とし、静的な非線形解析である荷重漸増法と区別しているが、日本では両者を厳密に区別することはない。道路橋示方書で採用されているラーメン橋脚の水平力と水平変位関係を求める方法は、前者の線形解析結果の重ね合わせによって非線形性を考慮する解析法である。ここでは、線形解析結果の重ね合わせによって非線形性を考慮する解析法と静的な非線形解析である荷重漸増法を含めてプッシュオーバーアナリシスとする。文献1)において各解析法の説明にさかれている分量から判断すると米国では、保有耐力や変形性能を求める解析法としてはプッシュオーバーアナリシスが多用されているようである。要求耐力や要求変形を求める解析法としては、応答スペクトル法の結果にエネルギー一定則や変位一定則を適用する方法、繰り返し計算を行い剛性を収束させて行く等価線形化法、非線形動的解析の順に多用されているようである。日本でも、保有耐力や変形性能を求める方法としては、プッシュオーバーアナリシスが用いられている。要求耐力や要求変形を求める方法としては、応答スペクトル法の結果にエネルギー一定則を適用する方法、非線形動的解析の順に多用されている。

米国・日本とも対象とする橋梁の固有振動特性や地震応答を一つの固有振動モードで表すことができるような橋梁に対しては、上述の応答スペクトル法の結果にエネルギー一定則や変位一定則を適用する方法が採用されている。米国では、短周期構造物では弾性応答と非線形応答におけるエネルギーが等しいとするエネルギー一定則、長周期構造物では弾性応答変位と非線形応答変位が等しいとする変位一定則を使い分けて非線形応答を推定している。非線形応答にこのような性質が存在することは日本でも紹介されているが、非線形動的解析結果とエネルギー一定則や変位一定則による推定結果を比較すると、エネルギー一定則は対象とする構造物の固有周期の広い範囲に渡って非線形化による荷重の低減効果を小さく（設計として安全側）評価する傾向があり、変位一定則は荷重の低減効果を過大（設計として危険側）に評価することがある。また、非線形応答を議論するときの短周期構造物、長周期構造物という分類は、構造物の固有周期の値のみからは単純に判断できなく、対象とする地震動の応答スペクトルが固有周期によってどのように変化するかという地震動特性と、構造物が非線形化することによる固有周期の変化を考慮して議論する必要がある。現状では、このような問題があるため、設計として安全側の評価となるエネルギー一定則が多く耐震設計基準で採用されている。このような非線形応答を簡便にかつ精度良く推定する方法は、今後も実用的な研究が期待される分野である。

繰り返し計算を行い剛性を収束させて行く等価線形化法も、基本的には橋梁の固有振動特性を一つの固有振動モードで表すことができるような橋梁に対してのみ適用できる方法であるが、文献1)に記述されているように主たる非線形応答が一つの固有振動モードで表される場合は、十分適用できる方法である。ただし、1自由度系と異なり多自由度系に

対して繰り返し計算を行い剛性を収束させて行くには多くの手間を要する。このためか、日本では、多自由度系に対しては、非線形動的解析を行うことの方が多い。等価線形化法では、線形解析が用いられるため、解析ソフトの違いにより結果に差が生じない。しかし、非線形動的解析では、解析ソフトの違いにより結果に差が生じることがある。文献1)でも指摘されているように、非線形動的解析には、軸力と曲げの相関、2軸曲げの相関、曲げとせん断の相関、支承のモデル化等の履歴モデルに対する問題、非線形動的解析に用いる減衰モデルの問題、地震動の非定常性による解の変動の問題等がある。しかし、軸力、曲げ、せん断の相互作用や支承のモデル化、減衰モデルの問題は、非線形動的解析だけの問題ではなく、線形動的解析にも共通の問題である。地震動の非定常性の問題は、複数の地震動を用いることによってその影響を考慮することができる。非線形動的解析を、わかっている範囲や、今までの知識と経験により予測できる範囲で使用する限りは、非線形動的解析によって耐震設計を行うことは問題がない。上述したように、非線形動的解析では、用いる解析ソフトによって解が異なるという指摘がある。これに対しても、各機関においていろいろな取組が行われている。例えば、文献9)では鉄筋コンクリート鉄道高架橋の二層ラーメン橋脚を対象に、文献10)では免震設計された道路橋を対象に、各種解析ソフトを用いた比較計算が実施されている。同様な検討は、鋼構造の分野でも実施されている。各種解析ソフトを用いた非線形動的解析の比較計算については、2.4節で紹介する。

耐震設計に用いる解析法の中で、米国では考慮されているが日本では考慮されていないものに $P-\Delta$ 効果がある。日本でも、幾何学的非線形の影響が無視できない橋梁では考慮されるが、単柱形式鉄筋コンクリート橋脚ではほとんど考慮されることはない。日本の鉄筋コンクリート橋脚への $P-\Delta$ 効果の影響については、2.3節で述べる。

2. 2 曲げ耐力算定モデル

曲げ変形が卓越する部材の曲げ耐力の算定は、鉄筋コンクリート断面、PCコンクリート断面、鋼断面、コンクリート充填された鋼断面とも平面保持の仮定と、材料の1軸の応力度-ひずみ度関係だけを用いて行われる。具体的には、対象とする断面を微小要素に分割し、その各断面分割要素毎に応力度-ひずみ度関係を与えて、平面保持の仮定に基づいて断面での曲げモーメント-曲率関係を求める。この耐力算定モデルの利点は、理解の容易さと明快さを有し⁸⁾、任意の形状を有する断面に適用できるところである。ただし、材料の非線形性が1軸の応力度-ひずみ度関係だけで表されるので、そのモデル化が重要となる⁸⁾。断面に軸力が作用する場合には、曲げモーメントの回転中心位置によって曲げ耐力(曲げモーメント)が変わる。一般には、構造解析で部材を線材に置換する断面の中心に関して求めた曲げモーメントを曲げ耐力とする。このようにすれば、構造解析より得られる要求耐力と耐力算定モデルより得られる保有耐力を直接比較することができる。なお、断面が対称であれば、断面の図心と断面の中心は一致するが、断面が非対称の場合は、断面の中心と断面の図心は異なる。この他にも、次のような仮定がある。

鉄筋コンクリート断面やPCコンクリート断面の鉄筋やPC鋼材は、その断面積が鋼材の径の中心位置に集中しているとする。鉄筋コンクリート断面やPCコンクリート断面では、鋼材の面積が全断面積に占める割合が少ないことから鋼材によるコンクリートの断面欠損

は一般には無視される。しかし、コンクリート充填された鋼断面では、リブによるコンクリートの断面欠損は小さくないので、そのことを考慮する必要がある。この他にも、鋼材のどの位置のひずみ度が降伏ひずみに達する時を断面としての降伏とするか、コンクリートのどの位置のひずみ度が終局ひずみに達する時を断面としての終局とするかを定める必要がある。

鋼部材にこの曲げ耐力算定モデルを適用できるのは、局部座屈や全体座屈が生じることなく、全ての断面が全塑性状態に達する場合だけである。

ここでは、図 2.1 に示した鉄筋コンクリート断面を対象に、材料の応力度-ひずみ度関係、平面保持の仮定および力のつり合い条件より、ひずみ分布、中立軸、応力分布、曲げモーメントと曲率を求める具体的な手順を示す。図中、 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度、 σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度、 E_c : コンクリートの弾性係数、 σ_y : 鉄筋の降伏応力度、 E_s : 鉄筋の弾性係数である。

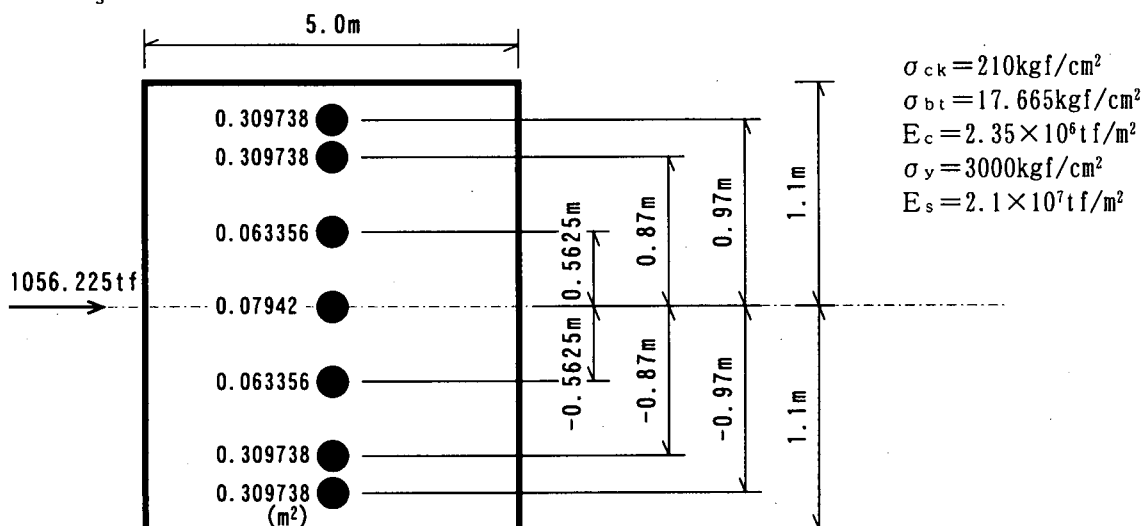
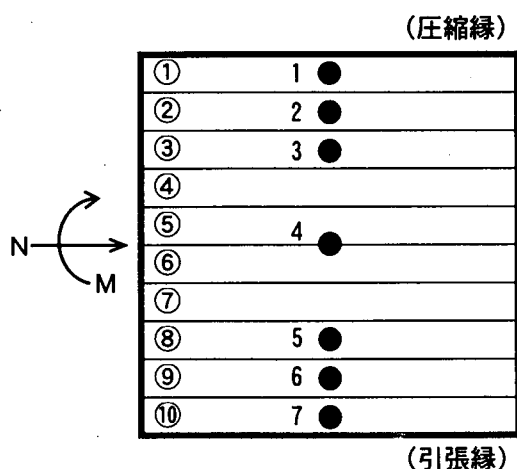


図 2.1 対象とする鉄筋コンクリート断面

図 2.1 に示した断面を、図 2.2 と表 2.2 に示すようにコンクリート断面を 10 要素に分割し、鉄筋の断面積がそれぞれの径の中心位置に集中しているとする。

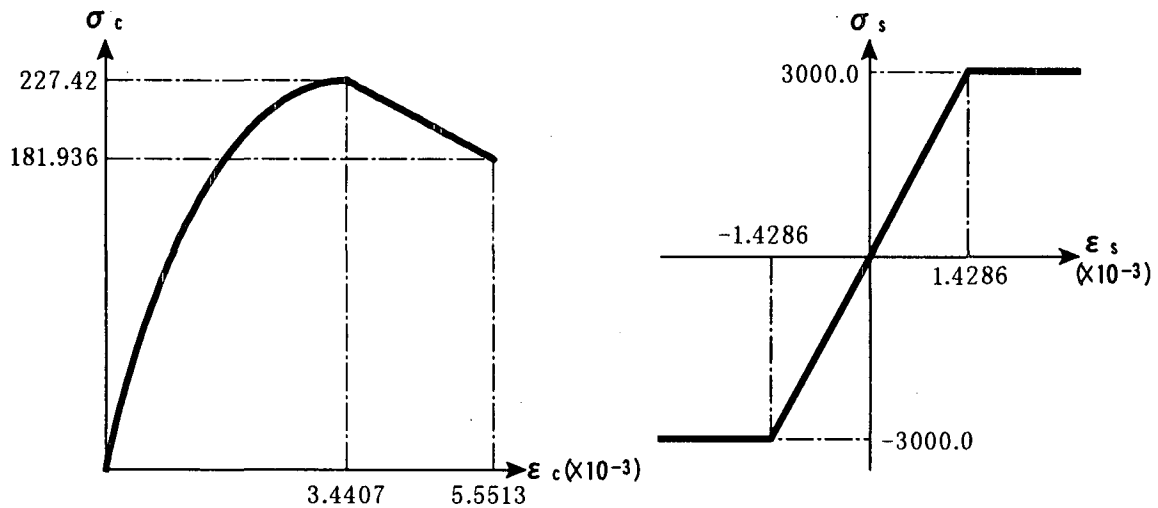
表 2.2 断面分割モデル



コンクリート断面			鉄筋		
番号	圧縮縁から要素中心までの距離 x_j (m)	断面積 $A_{c j}$ (m^2)	番号	圧縮縁からの距離 x_i (m)	断面積 $A_{s i}$ ($\times 10^{-2} m^2$)
①	0.11	1.1	1	0.13	3.09738
②	0.33	1.1	2	0.23	3.09738
③	0.55	1.1	3	0.5375	0.63356
④	0.77	1.1	4	1.1	0.79420
⑤	0.99	1.1	5	1.6625	0.63356
⑥	1.21	1.1	6	1.97	3.09738
⑦	1.43	1.1	7	2.07	3.09738
⑧	1.65	1.1			
⑨	1.87	1.1			
⑩	2.09	1.1			

図 2.2 断面分割モデル

コンクリートと鉄筋の応力度－ひずみ度の関係は、図 2.3 に示す道路橋示方書 V 耐震設計編に規定されたモデルを用いる。図 2.3 に示したコンクリートの応力度－ひずみ度関係には、引張領域の関係が表示されていないが、道路橋示方書 V 耐震設計編では、ひび割れ曲げモーメントを求めるときはコンクリートが負担する曲げ引張強度を考慮している。鉄筋の応力度－ひずみ度関係では、ひずみ硬化を無視している。なお、文献 1) の 164 頁～166 頁にあるように、米国ではひずみ硬化が考慮されている。



(1) コンクリートの応力度－ひずみ関係

(2) 鉄筋の応力度－ひずみ関係

図 2.3 材料の 1 軸の応力度－ひずみ度関係

ひび割れ曲げモーメント M_c とその時の曲率 ϕ_c は、鉄筋コンクリート断面を等価なコンクリート断面（以下、換算断面とする）とした断面が全断面有効とした弾性理論によって求められる。図 2.4 は、断面の中心に、コンクリートの引張縁にひび割れを発生させる曲げモーメント M_c が作用した時の応力分布である。

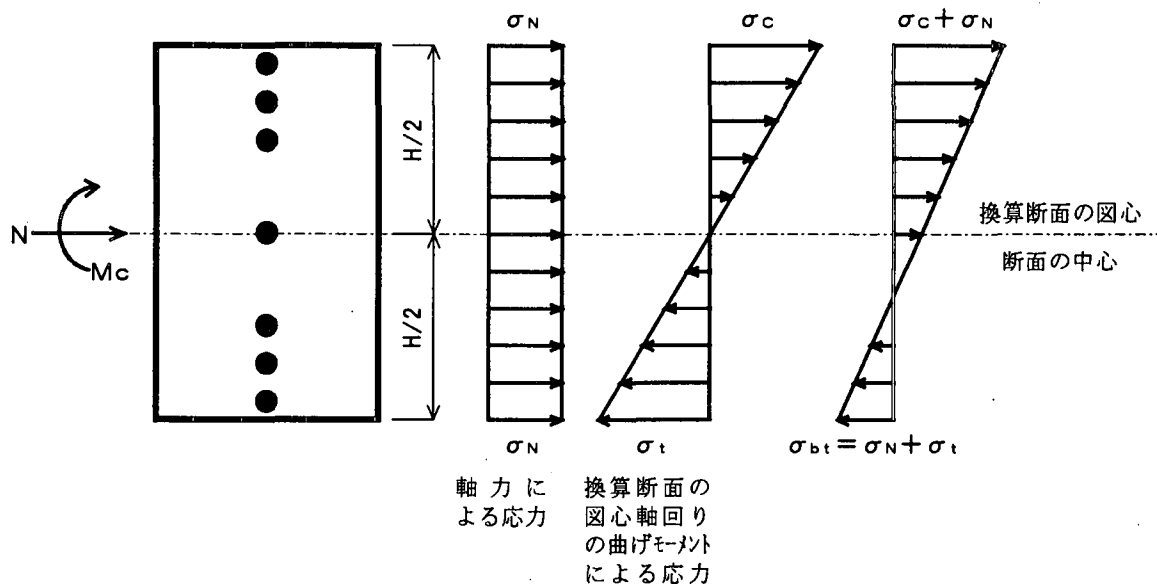


図 2.4 ひび割れ曲げモーメント作用時の応力分布

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{1056.225}{12.29135} = 85.9324(\text{tf}/\text{m}^2)$$

$$\sigma_c = \frac{M_c}{I} \cdot \frac{H}{2} = \frac{1.1 \cdot M_c}{5.4124}$$

$$\sigma_t = \frac{M_c}{I} \cdot \frac{-H}{2} = \frac{-1.1 \cdot M_c}{5.4124}$$

$$\sigma_{bt} = \sigma_N + \sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M_c}{I} \cdot \frac{-H}{2}$$

$$M_c = \left(\frac{N}{A} - \sigma_{bt} \right) \cdot \frac{2 \cdot I}{H} = (85.9324 + 176.65) \times \frac{5.4124}{1.1} = 1292(\text{tf} \cdot \text{m})$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c \cdot I} = \frac{1292}{2.35 \times 10^6 \times 5.4124} = 1.0158 \times 10^{-4}$$

ここで、 N ：断面中心に作用する軸力（圧縮を正とする） A ：換算断面の断面積、 I ：換算断面の図心に関する断面2次モーメント、 H ：断面高さ、 σ_N ：軸力によって生ずる応力度、 σ_c ：断面中心に作用する曲げモーメントによって生ずる圧縮応力度、 σ_t ：断面中心に作用する曲げモーメントによって生ずる引張応力度である。

図 2.1 に示した鉄筋コンクリート断面では、断面中心に関して鉄筋が対称に配置されているが、梁部材は鉄筋の配置が非対称となることが多い。そのような場合は、換算断面の図心と断面の中心は一致しないので、軸力 N （圧縮を正）と断面中心と図心の偏心距離 δ の積 $N \cdot \delta$ によって表される付加曲げモーメントが図心に生じることになる。図 2.5 は、鉄筋が非対称に配置された場合の断面中心における曲げモーメントが、コンクリートの引張縁にひび割れを発生させる曲げモーメント M_c に達した時の応力分布である。換算断面の図心位置に軸力と曲げモーメントが作用する場合は、図心に作用する曲げモーメントが M_{c0} に達した時にコンクリートの引張縁にひびわれが生じることになる。

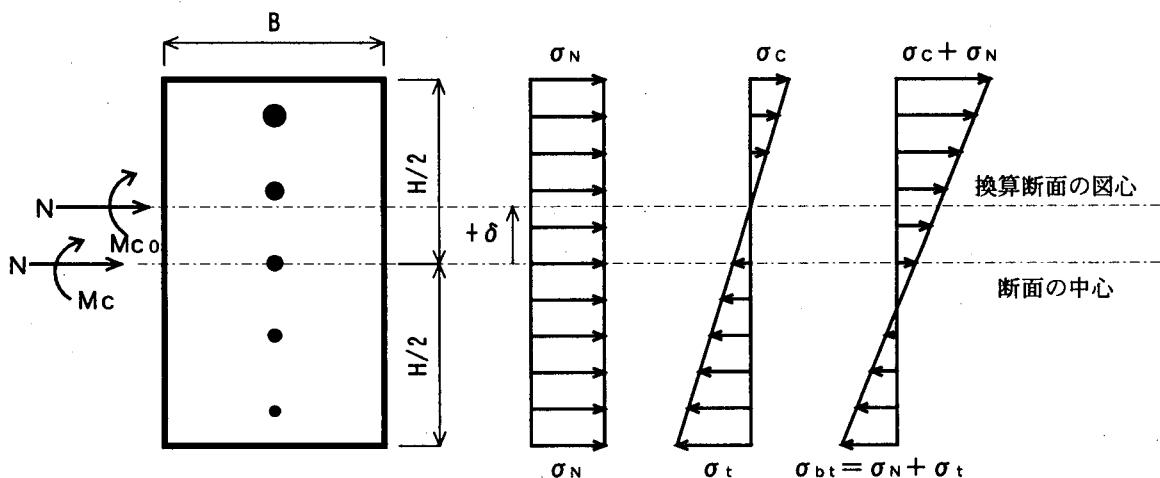


図 2.5 鉄筋が非対称に配置された断面にひび割れ
曲げモーメントが作用する時の応力分布

$$\sigma_N = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_c = \frac{M_c - N \cdot \delta}{I} \cdot \left(\frac{H}{2} - \delta\right) = \frac{M_{c0}}{I} \cdot \left(\frac{H}{2} - \delta\right)$$

$$\sigma_t = \frac{M_c - N \cdot \delta}{I} \cdot \left(\frac{H}{2} + \delta\right) = \frac{M_{c0}}{I} \cdot \left(\frac{H}{2} + \delta\right)$$

$$\sigma_{bt} = \sigma_N + \sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M_{c0}}{I} \cdot \left(\frac{H}{2} + \delta\right)$$

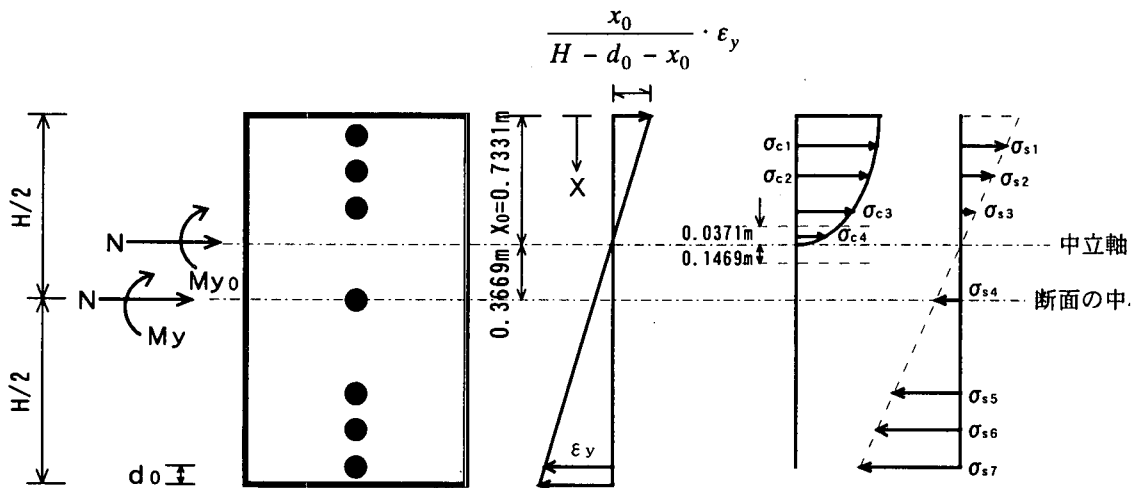
$$M_{c0} = \left(\frac{N}{A} - \sigma_{bt}\right) \cdot \frac{I}{\left(\frac{H}{2} + \delta\right)}$$

$$M_c = M_{c0} + N \cdot \delta$$

$$\phi_c = \frac{M_c - N \cdot \delta}{E_c \cdot (I' - A \cdot \delta^2)} = \frac{M_{c0}}{E_c \cdot I}$$

ここで、 M_{c0} ：換算断面の図心に関するひび割れ曲げモーメント、 I' ：換算断面の断面中心に関する断面2次モーメントである。

断面としての降伏を、最外縁に位置する引張側鉄筋の中心位置におけるひずみ度が降伏ひずみ ε_y に達した時とする。降伏曲げモーメント M_y と、その時の曲率 ϕ_y は以下のように求められる。図2.6は、断面の中心に、引張側の最外縁鉄筋に降伏ひずみを生ずる曲げモーメント M_y が作用した時のひずみ分布と応力分布である。



$$\varepsilon(x) = \frac{x_0 - x}{H - d_0 - x_0} \cdot \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_{sy}}{E_s} = 1.4286 \times 10^{-3}$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{H - d_0 - x_0} = 1.0686 \times 10^{-3}$$

図2.6 降伏曲げモーメントが作用する時のひずみ分布と応力分布
軸力のつり合いは、次のようになる。

$$N = \sum_{j=1}^3 \sigma_{cj} \cdot A_{cj} + \sigma_{c4} \cdot A_{c4} \cdot \frac{0.0731}{0.22} + \sum_{i=1}^7 \sigma_{si} \cdot A_{si}$$

$$\sigma_{c1} = E_c \cdot \varepsilon(0.11) \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\varepsilon(0.11)}{\varepsilon_c} \right)^{n-1} \right\} = 0.97332 \times 10^3 (tf/m^2)$$

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} = 1.39133$$

$$\sigma_{c2} = E_c \cdot \varepsilon(0.33) \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\varepsilon(0.33)}{\varepsilon_c} \right)^{n-1} \right\} = 0.68962 \times 10^3 (tf/m^2)$$

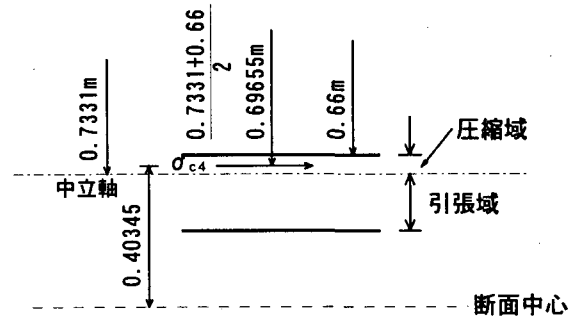
$$\sigma_{c3} = E_c \cdot \varepsilon(0.55) \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\varepsilon(0.55)}{\varepsilon_c} \right)^{n-1} \right\} = 0.35218 \times 10^3 (tf/m^2)$$

右図に示すように4番目のコンクリート要素内に、中立軸が存在するため、4番目のコンクリート要素の内、上縁から0.0731mの範囲が圧縮領域となる。

$$A_{c4} \cdot \frac{(0.7331 - 0.66)}{0.22} = 0.3655 (m^2)$$

$$\varepsilon(0.69655) = 0.39057 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{c4} = E_c \cdot \varepsilon(0.69655) \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\varepsilon(0.69655)}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} = 0.80348 \times 10^2 (tf/m^2)$$



鉄筋が負担する応力度は次のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} &= \varepsilon(0.13) \cdot E_s = 1.3534 \times 10^4 (tf/m^2), \quad \sigma_{s2} = \varepsilon(0.23) \cdot E_s = 1.1290 \times 10^4 (tf/m^2) \\ \sigma_{s3} &= \varepsilon(0.5375) \cdot E_s = 0.43894 \times 10^4 (tf/m^2), \quad \sigma_{s4} = \varepsilon(1.1) \cdot E_s = -0.82335 \times 10^4 (tf/m^2) \\ \sigma_{s5} &= \varepsilon(1.6625) \cdot E_s = -2.0856 \times 10^4 (tf/m^2), \quad \sigma_{s6} = \varepsilon(1.97) \cdot E_s = -2.7756 \times 10^4 (tf/m^2) \\ \sigma_{s7} &= \varepsilon(2.07) \cdot E_s = -3.0 \times 10^4 (tf/m^2) \end{aligned}$$

軸力のつり合いは次のようになる。

$$N = \text{コンクリート負担分} - \text{鉄筋負担分} = 2245.999 - 189.745 = 1056.25 (tf)$$

図 2.1 に示した断面中心に作用する軸力の値 1056.225(tf) よりも大きいのは、電卓を用いたことによる誤差である。

断面中心回りの曲げモーメントのつり合いより、断面中心に関する降伏曲げモーメント M_y を次のように求めることができる。

$$\begin{aligned} M_y &= \sum_{j=1}^3 \sigma_{cj} \cdot A_{cj} \cdot \left(\frac{H}{2} - x_j \right) + \sigma_{c4} \cdot A_{c4} \cdot \frac{0.0731}{0.22} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{x_0 + x_4}{2} \right) + \sum_{i=1}^7 \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot \left(\frac{H}{2} - x_i \right) \\ &= 1868.84 + 2450.11 = 4319.0 (tf \cdot m) \end{aligned}$$

中立軸に関する降伏曲げモーメント M_{y0} は、中立軸回りの曲げモーメントのつり合いより求めることができる。例えば、断面中心の曲げモーメント M_y と軸力 N によって生ずる曲げモーメントのつり合いを考えた場合は次のようになる。

$$M_{y0} = M_y - N \cdot \delta = 3931.5 (tf \cdot m)$$

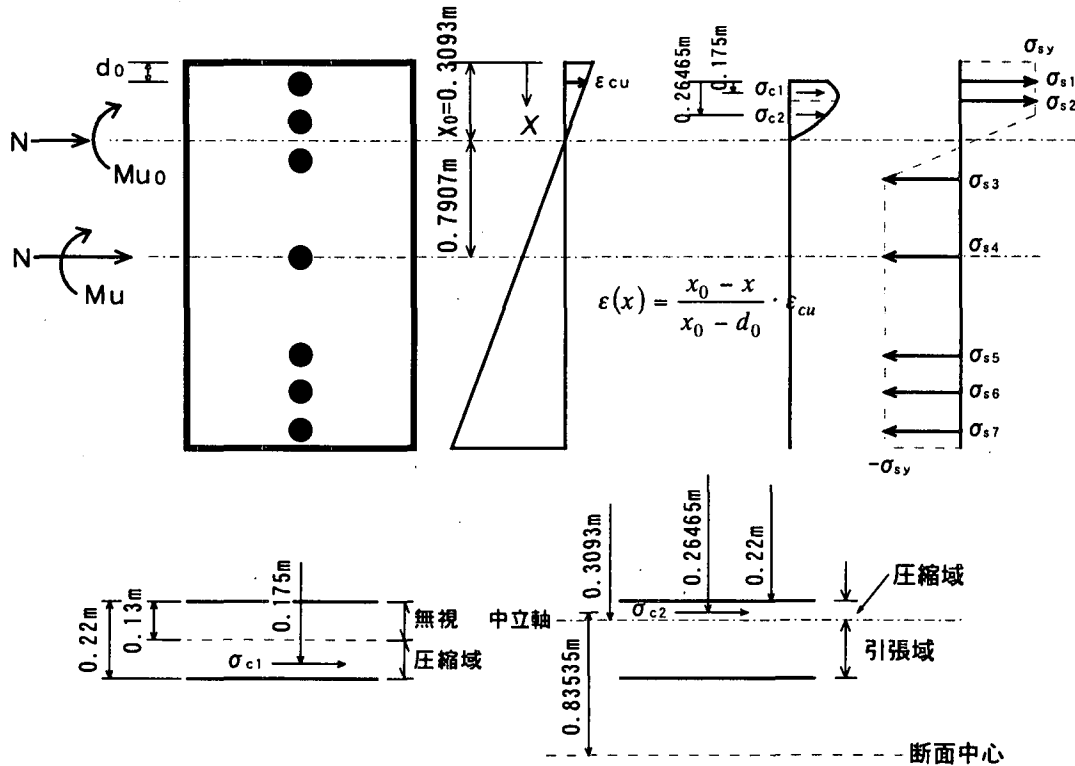
応力分布より，中立軸回りの曲げモーメントを考えた場合は次のようになる。

$$M_{y0} = \sum_{j=1}^3 \sigma_{c_j} \cdot A_{c_j} \cdot (x_0 - x_j) + \sigma_{c4} \cdot A_{c4} \cdot \frac{0.0731}{0.22} \cdot (x_0 - \frac{x_0 + x_4}{2}) + \sum_{i=1}^7 \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} \cdot (x_0 - x_i)$$

$$= 3931.5(\text{tf} \cdot \text{m})$$

断面としての終局を，軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみ度が終局ひずみ ϵ_{cu} に達した時とする。終局曲げモーメント M_u と，その時の曲率 ϕ_u は以下のように求められる。図 2.7 は，断面の中心に，軸方向圧縮鉄筋位置のコンクリートに終局ひずみを生ずる曲げモーメント M_u が作用した時のひずみ分布と応力分布である。

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} = 5.5513 \times 10^{-3}, \quad \phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{x_0 - d_0} = 3.0962 \times 10^{-2}$$



$$A_{c1} \cdot \frac{0.22 - 0.13}{0.22} = 0.4500(\text{m}^2)$$

$$A_{c2} \cdot \frac{(0.3093 - 0.22)}{0.22} = 0.4465(\text{m}^2)$$

図 2.7 終局曲げモーメントが作用する時のひずみ分布と応力分布

図 2.7 に示したように，コンクリートの断面要素①は，かぶりが応力を分担しない。また，中立軸は，コンクリートの断面要素②中に存在するため，上縁から 0.0893m が圧縮領域となる。具体的な計算手順は，降伏曲げモーメントを求める時と全く同様であり，以下には計算結果のみを示す。軸力のつり合いは，次のようになる。

$$N = \sigma_{c1} \cdot A_{c1} \cdot \frac{0.09}{0.22} + \sigma_{c2} \cdot A_{c2} \cdot \frac{0.0893}{0.22} + \sum_{i=1}^7 \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} = 1674.694 - 618.396 = 1056.23(\text{tf})$$

断面中心回りの曲げモーメントのつり合いより，断面中心に関する終局曲げモーメント M_u は次のようになる。

$$M_u = \sigma_{c1} \cdot A_{c1} \cdot \frac{0.09}{0.22} \cdot \left(\frac{H}{2} - 0.175\right) + \sigma_{c2} \cdot A_{c2} \cdot \frac{0.0893}{0.22} \cdot \left(\frac{H}{2} - 0.26465\right)$$

$$+ \sum_{i=1}^7 \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot \left(\frac{H}{2} - x_i\right) = 4904.0(\text{tf} \cdot \text{m})$$

中立軸に関する終局曲げモーメント M_{u0} は、次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{u0} &= M_u - N \cdot \delta \\ &= \sigma_{c1} \cdot A_{c1} \cdot \frac{0.09}{0.22} \cdot (x_0 - 0.175) + \sigma_{c2} \cdot A_{c2} \cdot \frac{0.0893}{0.22} \cdot (x_0 - 0.26465) \\ &\quad + \sum_{i=1}^7 \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot (x_0 - x_i) = 4068.8(\text{tf} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

2. 3 プッシュオーバーアナリシス

プッシュオーバーアナリシスは、地震による荷重を静的な荷重にモデル化し、その荷重を段階的に作用させることによって、橋梁の保有耐力、変形性能、損傷モード（変形状態）を求めるための解析法であり、保有性能を評価するための解析法と言える。これに対して、非線形動的解析は、ある地震動による応答断面力（要求耐力）や応答変位（要求変位）を求めるための解析法であり、要求性能を求めるための解析法と言える。プッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析で大きく異なる点は、地震による荷重の作用のさせ方と、プッシュオーバーアナリシスでは非線形モデルの剛性の変化しか考慮されないのに対して、非線形動的解析では剛性が変化するだけでなく履歴ループを描く点である。しかし、プッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析に用いる非線形モデルの骨格曲線は等しいので、プッシュオーバーアナリシスにおける静的な地震荷重が適切にモデル化され、減衰力の影響が小さければ両解析結果は大きく異ならないはずである。このため、プッシュオーバーアナリシスによって耐震設計を行うためには、地震による荷重を適切にモデル化することが重要となる。

単柱形式の橋脚や、1層のラーメン橋脚のように、1自由度系に近似でき、地震による荷重も支持する上部構造重量による慣性力が支配的な構造では、プッシュオーバーアナリシスより得られる水平力-水平変位関係と、応答スペクトル法より得られる弾性応答を用いて、エネルギー一定則により要求耐力や要求変位を推定することができる。しかし、ラーメン橋やアーチ橋および斜張橋等は、その固有振動特性を1自由度系に近似できないことと、橋梁全体系としての保有耐力や変形性能が簡単に定められないため、地震時保有耐力法という耐震設計法の下では、プッシュオーバーアナリシスで保有性能を、非線形動的解析で要求性能をそれぞれ求めて、保有性能が要求性能に対して安全であることを確認する必要がある。

本節では、コンクリートラーメン橋、鋼斜張橋を対象に、プッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析の結果を比較し、プッシュオーバーアナリシスで動的解析に近似した解を得るためには、地震による荷重をどのように载荷したら良いかの検討例を示す。さらに、単柱形式の鉄筋コンクリート橋脚に対して、幾何学的非線形を考慮した材料非線形解析（有限変位・材料非線形解析）と幾何学的非線形を無視した材料非線形解析（微小変位・材料非線形解析）を行い、水平力と水平変位関係に現れる $P-\Delta$ 効果の影響を検討した。

1) コンクリートラーメン橋におけるプッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析の比較

図 2.8 に示した 5 径間連続コンクリートラーメン橋¹⁰⁾を対象に、プッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析を実施した。対象とした方向は、橋軸方向である。解析モデルでは、塑性ヒンジ区間中央に弾塑性回転バネを配置し、塑性ヒンジ区間以外の脚柱部を非線形梁要素で表した。桁は線形梁要素、フーチングは剛体とした。動的解析では、弾塑性回転バネ、非線形梁要素ともに、履歴特性は Takeda モデル（除荷剛性の低下係数 $\alpha=0.5$ ）を用いた。減衰定数は、PC 桁では 3%、橋脚では 2%、基礎～地盤間バネでは逸散減衰を見込んで 10%とした。フーチングは剛体振動するため、減衰定数を 0 とした。これより、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、橋軸方向の地震応答に寄与する 1 次振動モード（0.85 秒）と 3 次振動モード（0.37 秒）に着目して、レイリー減衰により減衰力をモデル化した。入力地震動は、道路橋示方書の標準加速度波形Ⅱ-I-1 である。

プッシュオーバーアナリシスでは、桁だけに水平力を漸増载荷させた場合と、桁と橋脚とフーチングに水平力を漸増载荷させた場合の 2 ケースを行った。前者を载荷法Ⅰ、後者を载荷法Ⅱとする。荷重の分割数を N とすると、桁、橋脚、フーチングに作用させる増分水平力 ΔF_U 、 ΔF_P 、 ΔF_F は、それぞれ以下のように与えられる。

$$\Delta F_U = \frac{k_{hc} \cdot W_U}{N}; \Delta F_P = \frac{k_{hc} \cdot W_P}{N}; \Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N} \quad (2.3)$$

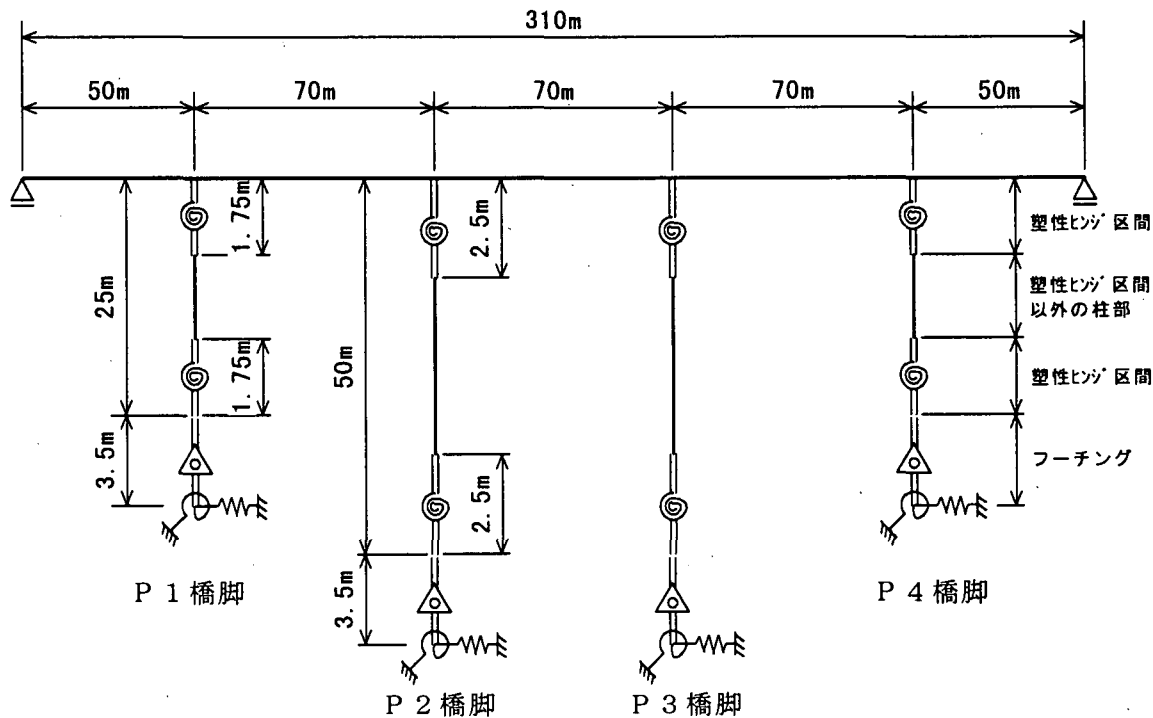
ここで、 W_U ：桁の重量、 W_P ：橋脚重量、 W_F ：フーチング重量である。 k_{hc} と k_{hG} は、道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度であり、Ⅰ種地盤のタイプⅡ地震動を考慮すると、桁および橋脚に作用させる震度 k_{hc} では 2.0、フーチングに作用させる震度 k_{hG} では 0.8 となる。この増分水平力によって第 n 回目の载荷により橋梁に作用する水平力 F_{F0} は、载荷法Ⅰは式(2.4)、载荷法Ⅱは式(2.5)によって与えられる。

$$F_{F0} = \frac{n \cdot k_{hc}}{N} \cdot W_U \quad (2.4)$$

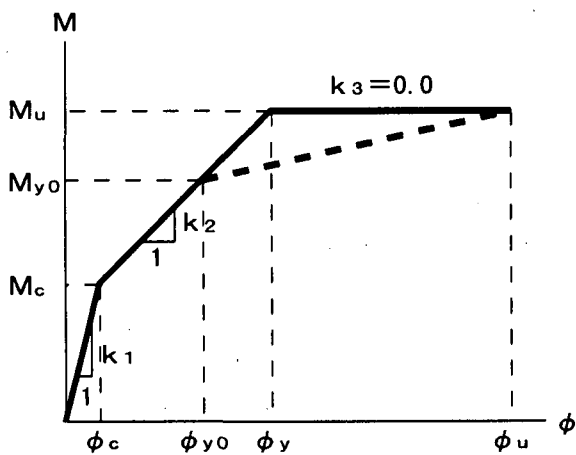
$$F_{F0} = \frac{n \cdot k_{hc}}{N} (W_U + \sum_{i=1}^4 W_{pi} + \sum_{i=1}^4 \beta \cdot W_{Fi}) \quad (2.5)$$

ここで、 $\beta = k_{hG}/k_{hc}$ である。式(2.5)の $\sum_{i=1}^4$ は、橋脚 i の橋脚重量 W_{pi} と、橋脚 i のフーチング重量 W_{Fi} の橋脚 1～橋脚 4 までの和を表している。

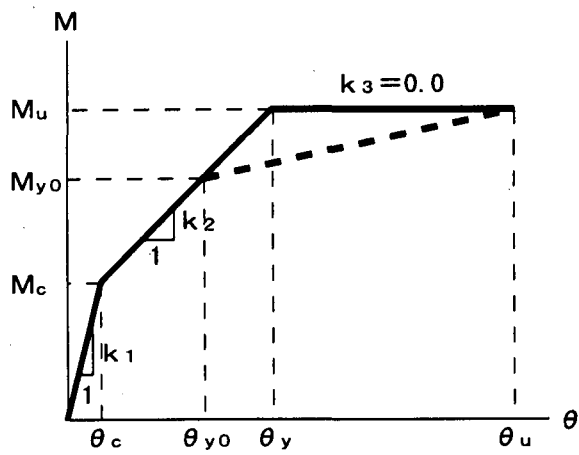
式(2.4)と式(2.5)によって得られる水平力と桁の橋軸方向水平変位の関係を、図 2.9 に示す。図には、ひとつの塑性ヒンジがタイプⅡの終局に達するまでの水平力と水平変位の関係を示してある。各塑性ヒンジが降伏に達する順番は、各橋脚の配筋状態を反映しており、载荷法Ⅰでは、P4 橋脚下端・P1 橋脚下端が降伏に達した後、P1 橋脚上端・P4 橋脚上端へと降伏が進展している。そして、橋脚高さが低い P1、P4 橋脚の塑性ヒンジが全て降伏に達した後、橋脚高さが高い P2、P3 橋脚の塑性ヒンジが下端、上端の順にほぼ同時に降伏



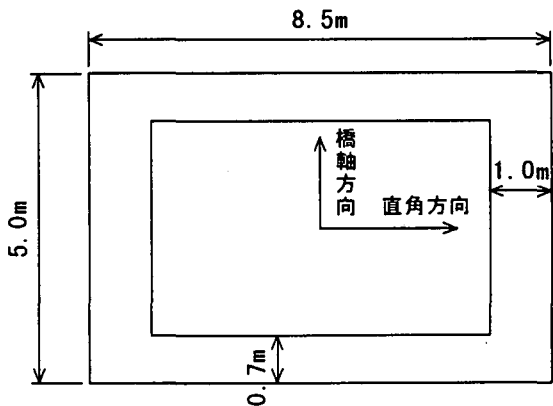
(1) 骨組みモデル



(2) 塑性ヒンジ区間以外



(3) 塑性ヒンジ区間



(4) 橋脚断面図

図2.8 対象とした5径間連続コンクリートラーメン橋¹⁰⁾

に達している。載荷法Ⅱでは、P4 橋脚下端・P1 橋脚下端が降伏に達するまでは載荷法Ⅰと同じであるが、その後、P3 橋脚下端・P2 橋脚下端に降伏が進展している。その直後に、P4 橋脚上端・P1 橋脚上端が降伏に達した後、P2 橋脚上端・P3 橋脚上端が降伏に達している。このようにプッシュオーバーアナリシスでは、地震による荷重の載荷方法が異なると、塑性ヒンジが降伏に達する順番（損傷過程）が異なることがある。図 2-9 の縦軸は、橋梁に作用させた水平力の和を表しており、桁だけに荷重を作用させた載荷法Ⅰよりも、桁と橋脚およびフーチングに荷重を載荷された載荷法Ⅱの方が圧倒的に大きくなっている。特に、フーチングに載荷させた荷重の影響が大きい。

図 2.10 は、動的解析によって得られた桁の橋軸方向変位、桁の橋軸方向加速度、各橋脚

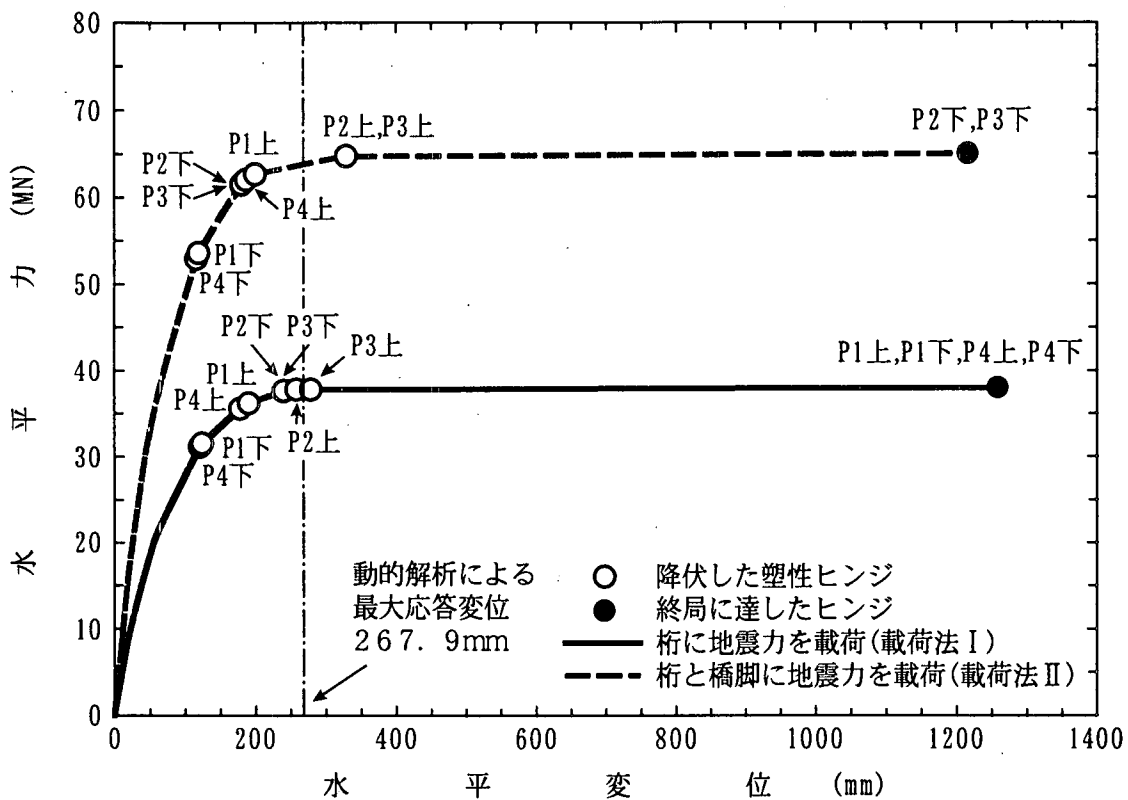


図 2.9 コンクリートラーメン橋における水平力と水平変位の関係

上下端に位置する塑性ヒンジ区間中央の曲げモーメントの応答波形を、4.5 秒～8.5 秒間に渡って示したものである。図中、①～⑦とあるのは、塑性ヒンジが降伏に達した順番を示したものである。図 2.10 より、各塑性ヒンジは、以下の順番で降伏に達していることがわかる。

- ① P4 橋脚下端の塑性ヒンジが 4.89 秒に降伏
- ② P1 橋脚下端と P4 橋脚下端の塑性ヒンジが 5.30 秒に降伏
- ③ P1 橋脚上端の塑性ヒンジが 5.36 秒に降伏
- ④ P4 橋脚上端の塑性ヒンジが 5.37 秒に降伏
- ⑤ P1 橋脚下端の塑性ヒンジが 5.80 秒に降伏
- ⑥ P2, P3 橋脚下端の塑性ヒンジが 6.66 秒に降伏
- ⑦ P2, P3 橋脚上端の塑性ヒンジが 8.18 秒に降伏

P1 橋脚上端と P4 橋脚上端の塑性ヒンジが降伏に達する時間差はごくわずかであり、動的解析より得られる塑性ヒンジが降伏する順番は、プッシュオーバーアナリシスの載荷法 I に等しいことがわかる。表 2.3 は、塑性ヒンジが降伏に達する時の桁の水平変位を比較したものである。動的解析とプッシュオーバーアナリシスの載荷法 I の結果は良く近似しており、プッシュオーバーアナリシスの値は、動的解析の 95~105%の範囲に分布している。載荷法 II の桁の水平変位は、各橋脚の下端が降伏に達する時は動的解析よりも小さく、各橋脚の上端が降伏に達する時は動的解析よりも大きくなる傾向があり、その値は、動的解析の 78~124%となっている。

表 2.3 塑性ヒンジが降伏に達する時の水平変位の比較

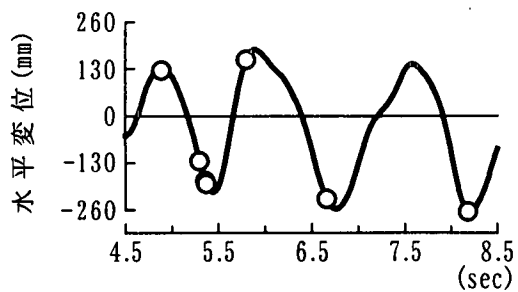
塑性ヒンジ	解析法	動的解析 (mm)	プッシュオーバーアナリシス (mm)	
			載荷法 I	載荷法 II
P 1 橋脚	上 端	180.5	190.2 (1.05)	199.3 (1.10)
	下 端	125.5	124.1 (0.99)	119.2 (0.95)
P 2 橋脚	上 端	265.3	258.2 (0.97)	328.9 (1.24)
	下 端	230.1	239.7 (1.04)	180.2 (0.78)
P 3 橋脚	上 端	265.3	278.8 (1.05)	328.9 (1.24)
	下 端	230.1	240.2 (1.04)	179.7 (0.78)
P 4 橋脚	上 端	187.1	178.0 (0.95)	186.5 (1.00)
	下 端	124.8	120.8 (0.97)	115.8 (0.93)

注) () 内は動的解析に対する比率

図 2.11 は、図 2.9 に示したプッシュオーバーアナリシスの載荷法 I による水平力と水平変位の関係と、動的解析による結果を重ねて示したものである。動的解析の結果は、地震開始から 10 秒間の応答履歴を示してあり、全ての最大応答値が、この 10 秒間に生じている。動的解析の水平力は、図 2.8 に示した各橋脚のフーチング底面に作用する水平力の和 F_F を次のように求めたものである。

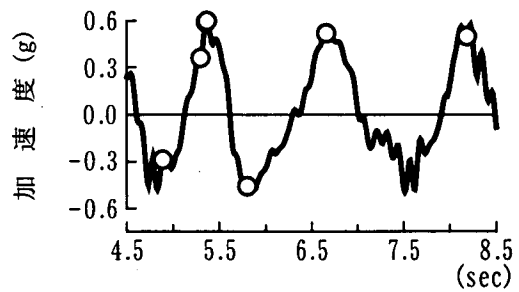
$$F_F = \sum_{i=1}^n (F_{Ri} + F_{Di}) = \sum_{i=1}^n m_i (\ddot{u}_i + \ddot{z}_g) \quad (2.6)$$

ここで、 F_{Ri}, F_{Di} は節点 i における復元力および減衰力、 m_i, \ddot{u}_i は節点 i における質量および相対加速度、 \ddot{z}_g は入力地震動加速度、 n は橋軸方向の質量点の総数である。図 2.11 より、動的解析より得られた応答履歴の包絡線とプッシュオーバーアナリシスの載荷法 I の水平力と水平変位の関係は良く一致していることがわかる。

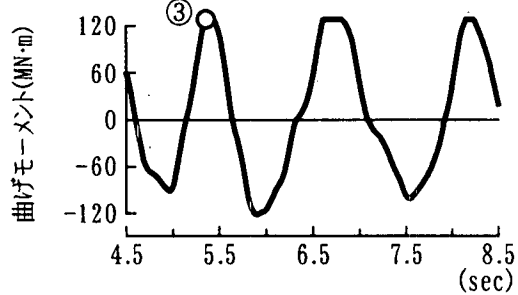


(a) 水平変位

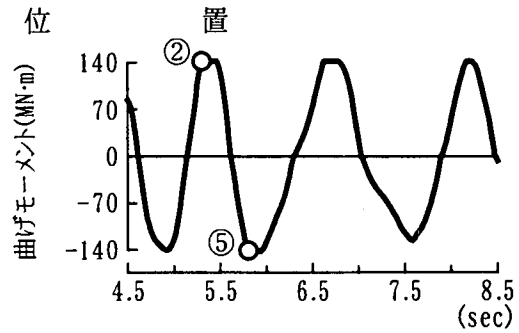
(1) 桁



(b) 加速度

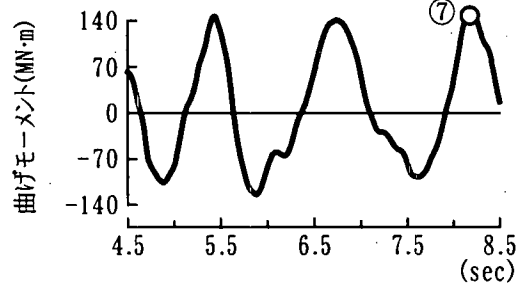


(a) 上側塑性ヒンジ区間

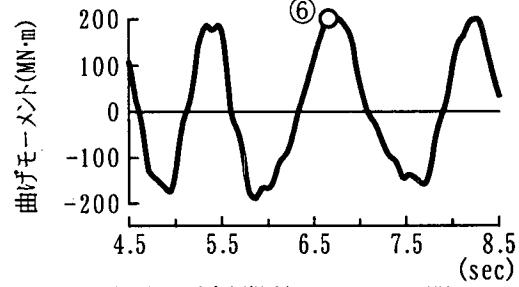


(b) 下側塑性ヒンジ区間

(2) P 1 橋脚の曲げモーメント

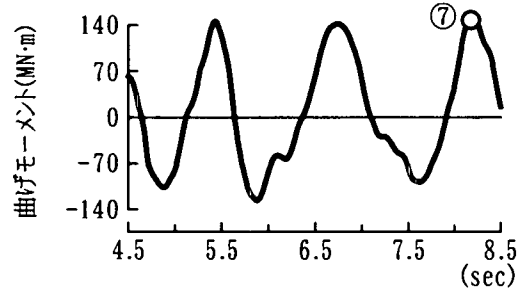


(a) 上側塑性ヒンジ区間

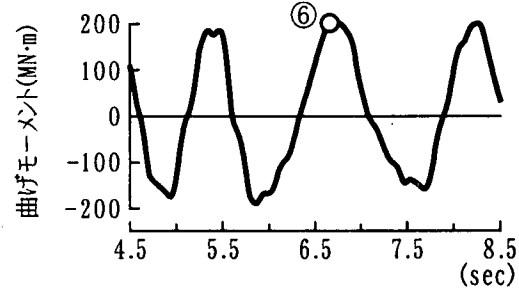


(b) 下側塑性ヒンジ区間

(3) P 2 橋脚の曲げモーメント

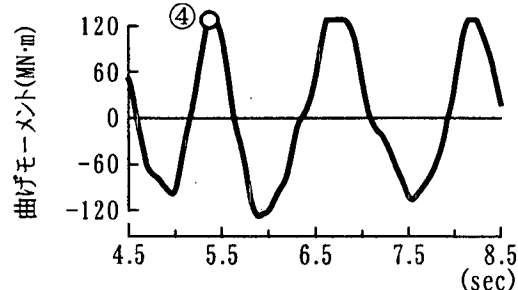


(a) 上側塑性ヒンジ区間

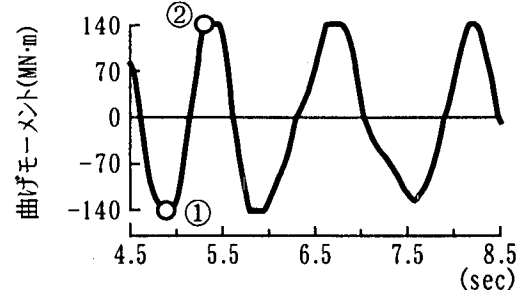


(b) 下側塑性ヒンジ区間

(4) P 3 橋脚の曲げモーメント



(a) 上側塑性ヒンジ区間



(b) 下側塑性ヒンジ区間

(5) P 4 橋脚の曲げモーメント

図 2.10 動的解析における塑性ヒンジの降伏の順番

図 2.12 は、橋脚に生じる曲げモーメント分布を、動的解析とプッシュオーバーアナリシスで比較したものである。プッシュオーバーアナリシスは、桁の水平変位が、動的解析の最大応答値と等しくなる時の値を示してある。橋脚高さが低い P1 橋脚では、動的解析結果と載荷法 I, II とも良く近似している。しかし、橋脚高さが高い P2 橋脚では、載荷法 I の方が動的解析に近い分布をしている。

図 2.13 は、橋脚に生じるせん断力分布を、動的解析とプッシュオーバー

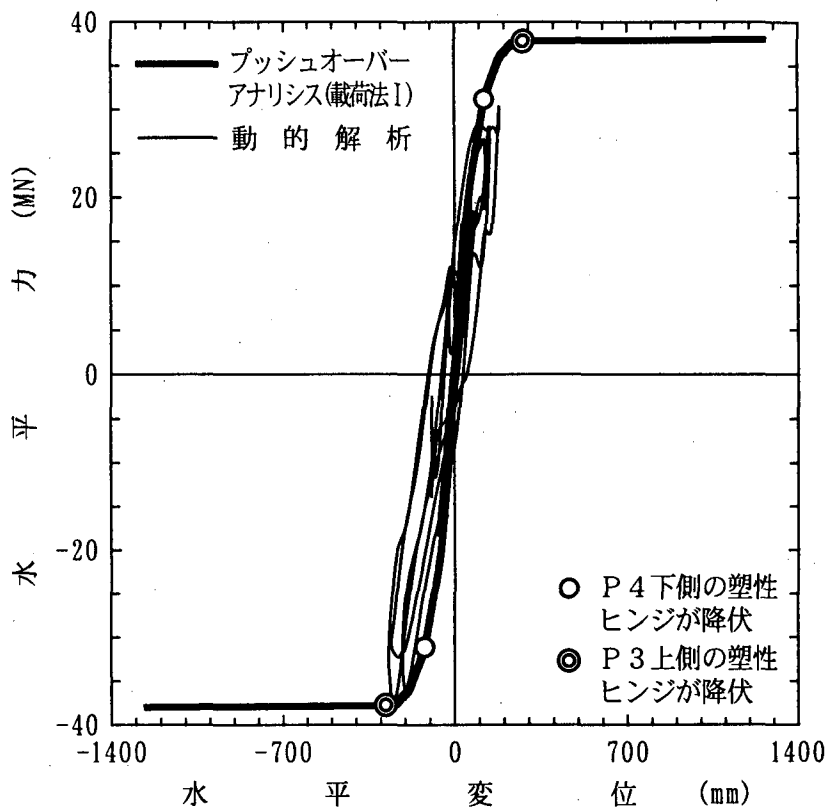
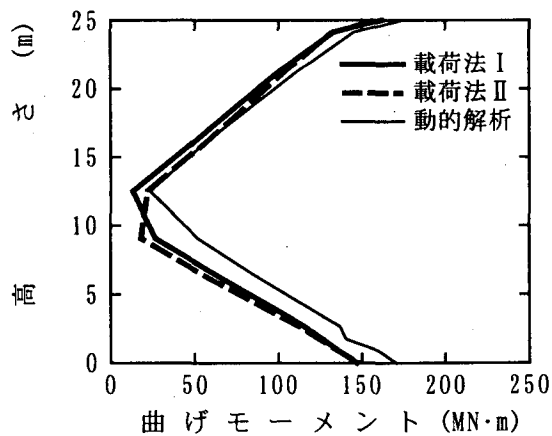
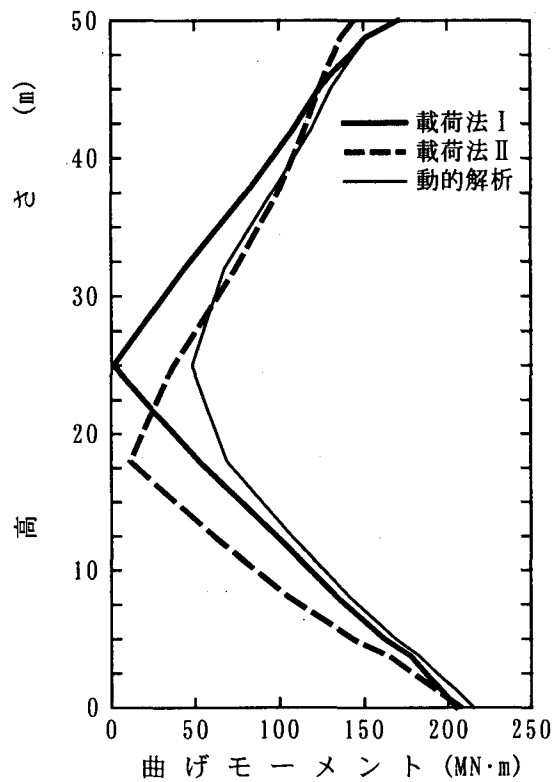


図 2.11 水平力と水平変位関係の比較



(1) P1 橋脚



(2) P2 橋脚

図 2.12 橋脚の曲げモーメント分布

アナリシスで比較したものである。曲げモーメントと同様に、プッシュオーバーアナリシスは、桁の水平変位が動的解析の最大応答値と等しくなる時の値を示してある。桁のみに荷重を載荷する載荷法Ⅰでは、橋脚に生じるせん断力は一定であり、そのため、動的解析と載荷法Ⅰのせん断力は、橋脚上端では近い値が得られているが、橋脚下端に向かうほど動的解析の方が大きくなっている。載荷法Ⅱでは、橋脚の中央（曲げモーメント分布が0となる位置）よりも上では載荷法Ⅱのせん断力は動的解析よりも小さく、橋脚中央から下端に向かうに従い載荷法Ⅱと動的解析のせん断力は近い値となっている。

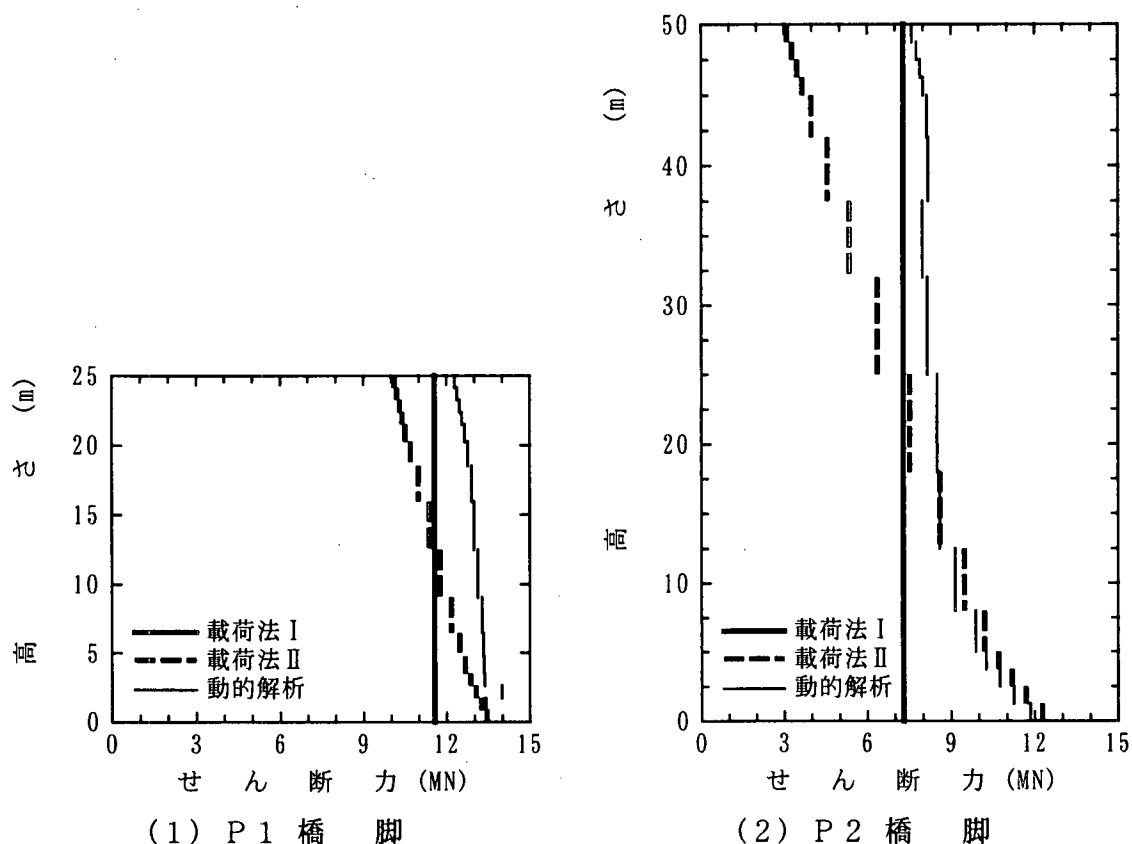


図 2.13 橋脚のせん断力分布

以上より、図 2.8 に示したコンクリートラーメン橋では、プッシュオーバーアナリシスに用いる荷重としては、桁のみに水平力を漸増させる載荷法Ⅰの方が、動的解析に対する近似度が高いことがわかった。しかし、橋脚に生じるせん断力は、動的解析より得られる値よりもかなり小さい値であった。これは、桁のみに水平力を漸増させる載荷法Ⅰでは、橋脚の慣性力の影響が考慮されていないからである。

2) 鋼斜張橋におけるプッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析の比較¹²⁾

鋼斜張橋を対象に、プッシュオーバーアナリシスと非線形動的解析の比較結果について紹介する。斜張橋では、主塔が斜張橋としての耐震性に大きな影響を及ぼすことと、主塔には材料非線形だけでなく、幾何学的非線形の影響も大きいことから、プッシュオーバーアナリシスは材料非線形と幾何学的非線形の影響を考慮した弾塑性有限変位解析を行った。動的解析では、有限変位は考慮していないが、死荷重によって生じる軸力の幾何剛性は考慮した。対象とした方向は橋軸方向である。

図 2.14 に対象とした斜張橋を示す。側径間が 80m、中央径間が 200m で、主桁と主塔の橋軸方向支持条件は、塔部 2 点固定方式である。

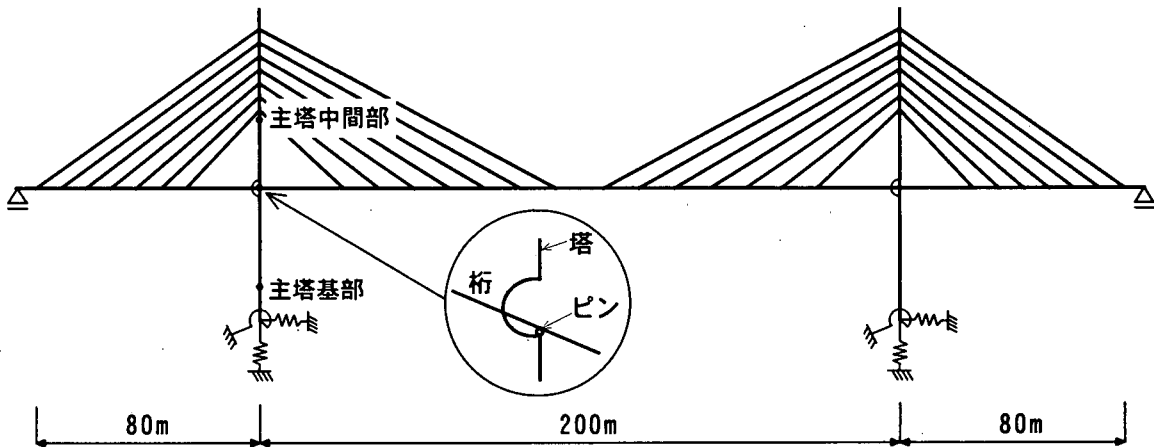


図 2.14 対象とした鋼斜張橋

図 2.15 は、各要素の非線形特性である。鋼部材から成る主塔では、(1)に示すような完全弾塑性型の応力度-ひずみ度関係を用いた。プッシュオーバーアナリシスでは、汎用 FEM 解析コード ABAQUS を用いた。ABAQUS では、変位から曲率と部材中央に生じるひずみを求め、その曲率とひずみより平面保持の仮定に従ってひずみ分布を求めている。ひずみ分布が定まれば、図に示した応力度-ひずみ度関係から応力分布が求められ、力のつり合い条件によって断面中心位置の軸力 N と曲げモーメント M が求められる。動的解析では、別の解析コード (2.4 節での解析ソフト A) を用い、材料の非線形性は 2.2 節で述べた曲げ耐力算定モデルによって得られた曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係が、完全弾塑性型の履歴則に従うとした。曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を算出する時の軸力は、死荷重によって主塔の各断面に作用する軸力とした。

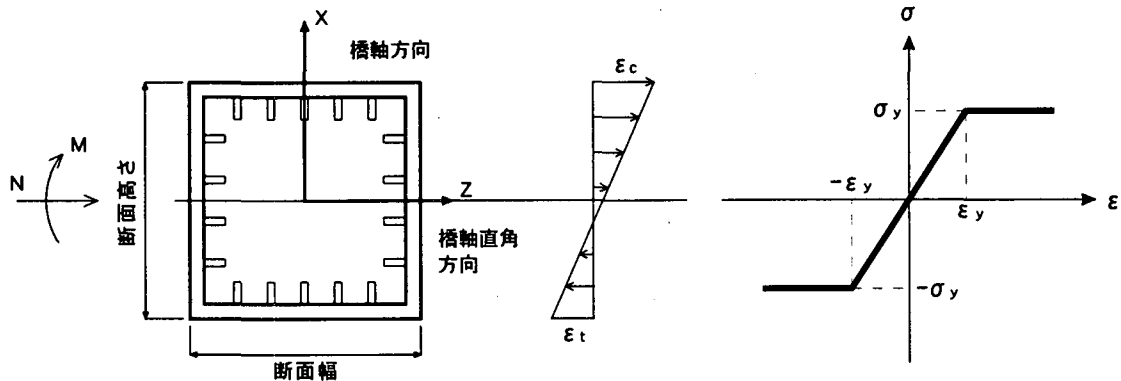
主桁は、線形梁要素とした。

地震時には、ケーブルには張力抜けが生じるので、(2)に示すように圧縮には抵抗しない軸力部材としてモデル化した。

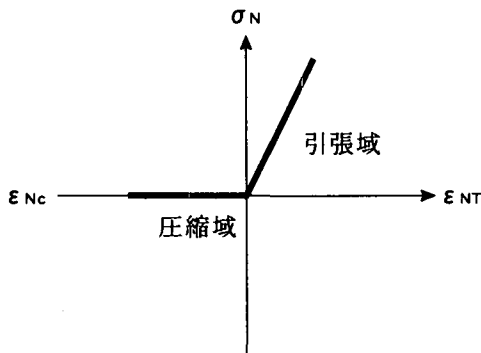
基礎構造と周辺地盤の影響は、主塔基礎天端位置における地盤バネとしてモデル化した。地盤は非線形性が最も強い材料であり、そのせん断剛性 G は、せん断ひずみ γ の大きさに応じて大きく変化する。ここでは、(3)に示すように、地盤の非線形動的解析結果に基づいて地盤のせん断剛性が微小ひずみ時 $\gamma_0 = 10^{-6}$ の約 50%に低下したときの剛性によって等価線形バネとしてモデル化した。

減衰定数は、鋼部材よりなる主塔、主桁では 2%、ケーブルでは 1%、基礎～地盤間バネでは逸散減衰を見込んで 20%とした。これより、ひずみエネルギー比例減衰法によりモー

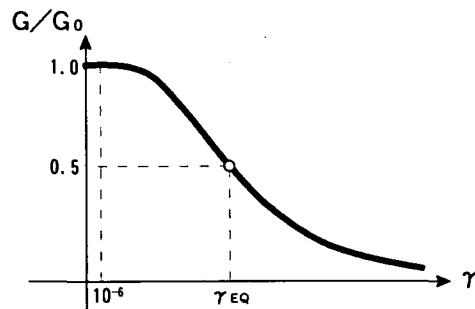
ド減衰定数を求め、橋軸方向の地震応答に寄与する2つの振動モードに着目して、レイリー減衰により減衰力をモデル化した。入力地震動は、道路橋示方書の標準加速度波形Ⅱ-Ⅲ-1である。



(1) 主塔の非線形特性



(2) ケーブルの非線形特性



(3) 地盤バネで想定したひずみレベル

図 2.15 各要素の非線形特性

図 2.16 から図 2.18 は、プッシュオーバーアナリシスにおける地震による荷重の載荷方法を示したものである。図 2.16 に示した荷重制御 1 は、後述する非線形動的解析より得られた最大応答加速度に質量を乗じた慣性力分布に応じて各節点に作用させる水平力の大きさを定め、それを漸増載荷させる方法である。図 2.17 に示した荷重制御 2 は、動的解析モデルの質量分布に応じて各節点に作用させる水平力の大きさを定め、それを漸増載荷させる方法である。斜張橋の橋軸方向に地震動が作用した場合の地震応答は、主桁が橋軸方向に sway する固有振動モードの影響が大きいことから、主桁を橋軸方向に変位させたものが図 2.18 に示した変位制御である。

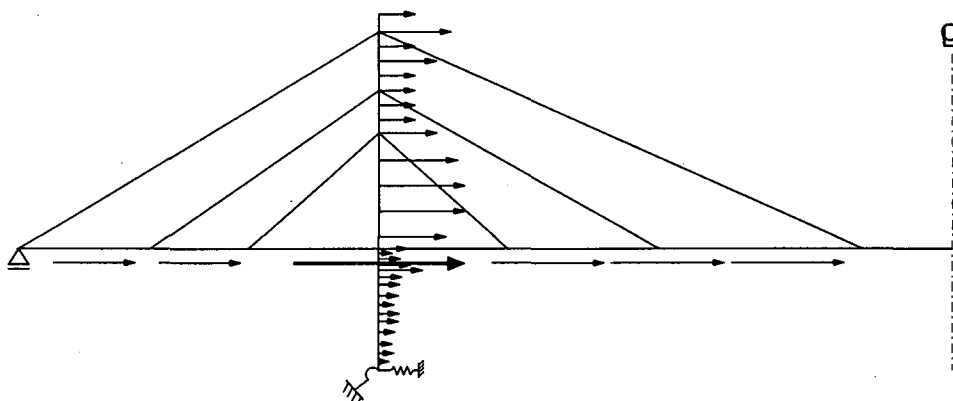


図 2.16 地震による荷重の載荷方法：荷重制御 1

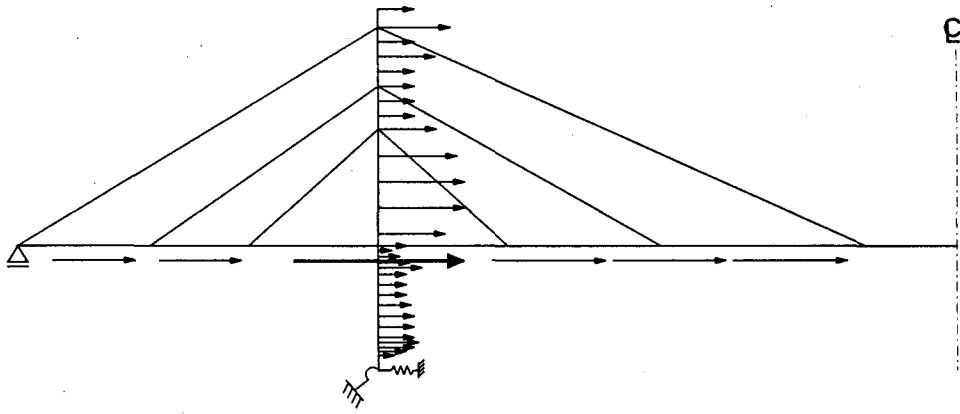


図 2.17 地震による荷重の載荷方法：荷重制御 2

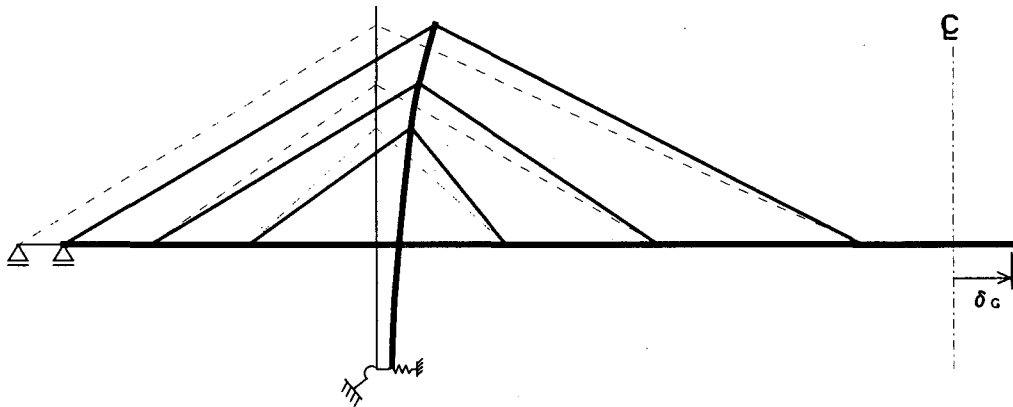


図 2.18 地震による荷重の載荷方法：変位制御

表 2.4 鋼斜張橋の水平力と主桁の水平変位の関係

事象		主塔基部降伏		主塔中間部降伏		荷重最大時		
		荷重 (MN)	変位 (mm)	荷重 (MN)	変位 (mm)	荷重 (MN)	変位 (mm)	
載荷方法の比較	荷重制御 1	130.1	360.0	155.6	552.0	165.5	864.0	
	荷重制御 2	129.4	329.8	155.4	505.9	166.3	889.1	
	変位制御	133.6	331.7	158.9	500.8	170.7	872.0	
非幾何学的 線形	荷重制御 2	考慮	129.4	329.8	155.4	505.9	166.3	889.1
		無視	133.7	328.1	159.5	472.8	—	—
動的解析 (初期軸力による付加曲げモーメントを考慮)		124.8	342.8	—	—	—	—	

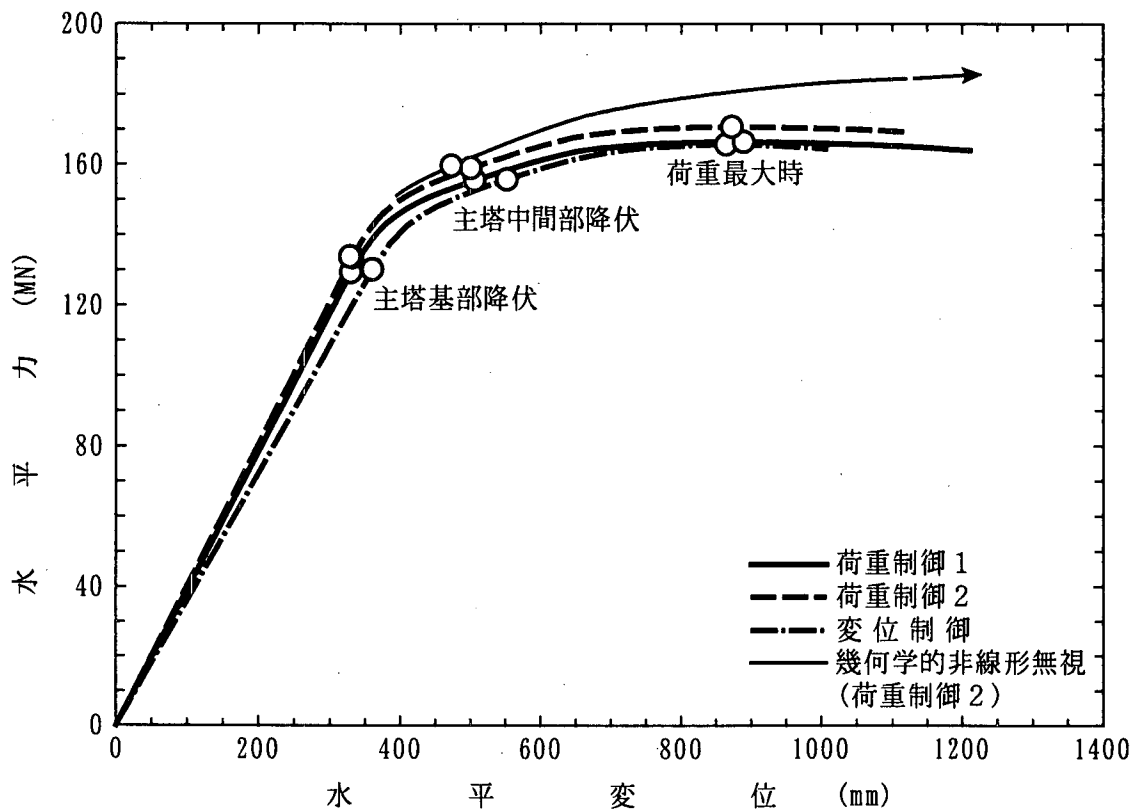


図 2.19 水平力と主桁の水平変位の関係

図 2.19 と表 2.4 は、地盤バネに生じる水平反力の総和と主桁の水平変位の関係を示したものである。図と表には、最大荷重点付近までの解析結果を示してある。何れの載荷方法によっても、主塔基部が最初に降伏し、その後、主塔の中で最も変形が大きくなる主塔中間部が降伏に達している。水平力と主桁の水平変位の関係に見られる地震による荷重の載荷方法の違いは、わずかである。図と表には、荷重制御 2 において幾何学的非線形の影響を無視した解析結果も示してある。主塔基部が降伏するまでは、幾何学的非線形の影響が現れていないが、主塔基部が降伏に達した後からその影響が現れてきており、主塔中間部が降伏する時には幾何学的非線形を無視した場合の変位は、考慮した場合の約 93% と小さくなっている。幾何学的非線形の影響を考慮した場合は、荷重が最大となった後、荷重が低下して行くが、幾何学的非線形を無視した解析結果は、図に示した水平変位の範囲では、まだ荷重が上昇していることがわかる。

図 2.20 は、荷重制御 2 による水平力と主桁の水平変位の関係と、非線形動的解析の応答履歴を比較したものである。図 2.21 は、荷重制御 2 より得られた主塔の水平変位分布を、主塔基部降伏時、主塔中間部降伏時、最大荷重時に関して示したものである。図中には、非線形動的解析より得られた最大応答値も示してある。両図より、非線形動的解析結果とプッシュオーバーアナリシスの結果は良く一致していることがわかる。また、非線形動的解析結果は、主塔基部が降伏に達する程度の応答を示しており、幾何学的非線形の影響が顕著とならない範囲の応答に留まっていることがわかる。

以上より、図 2.14 に示した鋼斜張橋の場合、プッシュオーバーアナリシスによって、斜張橋としての保有耐力や変形性能および損傷モード（変形状態）を求めるためには、動的

解析より得られる応答加速度に質量を乗じた慣性力分布によった荷重制御 1 が最も精度が良いと考えられる。また、質量分布に基づいた荷重制御 2 や変位制御によっても、実用上遜色ない解析結果が得られることがわかる。しかし、荷重制御 1 による場合は、動的解析より得られた応答加速度分布が必要となるため、逐次断面修正が行われる設計段階では、荷重制御 2 や変位制御の方が、実用性が高いと言える。

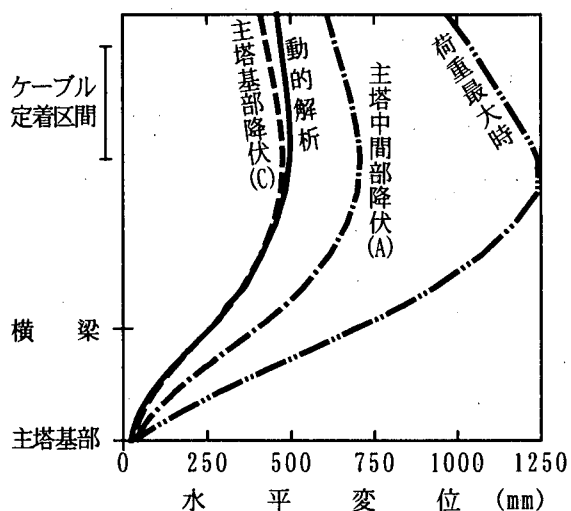


図 2.20 水平力と主桁の水平変位の関係

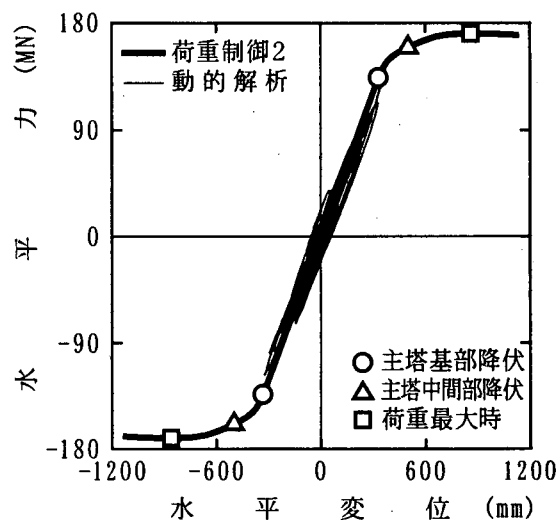


図 2.21 主塔の水平変位分布

3) 鉄筋コンクリート橋脚における $P-\Delta$ 効果の影響

2.1 節 2) で述べたように、米国では橋脚の耐震設計において $P-\Delta$ 効果が考慮されている。しかし、文献 1) で述べられているように、厳密な有限変位解析が実施されることは少なく、水平方向変位と死荷重反力の積によって得られる付加的な曲げモーメントを、地震による荷重を作用させた時に生じる曲げモーメントと一緒に作用させて橋脚の水平力と水平変位関係を求めている。ここでは、道路橋示方書によって設計された鉄筋コンクリート橋脚を対象に、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した弾塑性有限変位解析を行い、水平力と水平変位の関係に現れる $P-\Delta$ 効果の影響について検討した。

図 2.22 から図 2.24 は、対象とした鉄筋コンクリート橋脚^{13), 14)}である。橋脚 1 と橋脚 2 は、橋長 200m の 5 径間連続鋼 I げた橋の中間橋脚である。橋脚 3 は、橋長 150m の 5 径間連続鋼 I げた橋の中間橋脚である。上部構造の全幅員が 12m、支承は地震時水平力分散構造で、連続橋の中で死荷重反力が最も大きくなる位置の中間橋脚を対象としている。橋脚高さは、橋脚 1 が 10m、橋脚 2 が 20m、橋脚 3 が 10m である。橋脚 1 では、橋脚高さ 10m として設計された配筋をそのまま用いて、橋脚高さを 20m としたケースも検討した。その橋脚を橋脚 1' とする。

材料の非線形性は、2.2 節で述べた曲げ耐力算定モデルを用いて求めた、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を用いてモデル化した。曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係は、図 2.25 に示すように、ひび割れ、初降伏、終局を結んだトリリニア型とし、曲げモーメントが大きくなる橋脚基部付近は、部材の分割を細かくした。地震による荷重として橋脚天端の水平変位を漸増させ、橋脚基部に生じた曲げモーメントを橋脚高さで除した水平力と漸増さ

せた水平変位より、水平力と水平変位の関係を求めた。また、初降伏時と終局時における橋脚の高さ方向の水平変位分布にも着目した。橋脚1と橋脚2は橋軸方向、橋脚3は橋軸直角方向に着目して解析を行った。

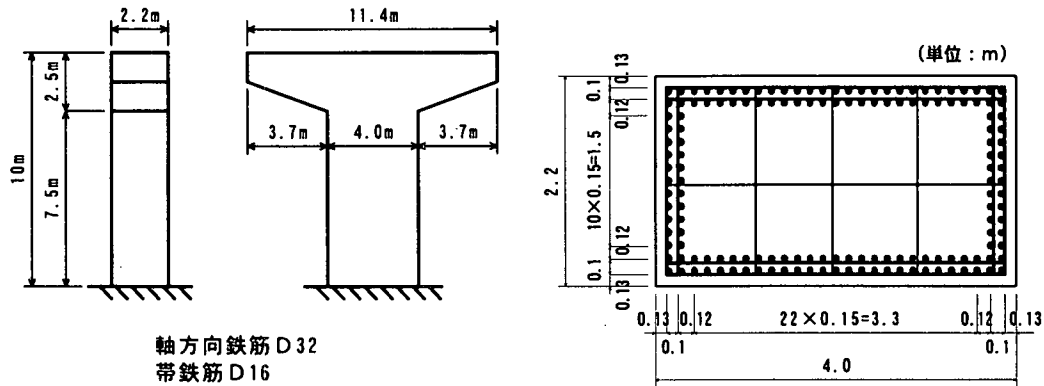


図 2.22 対象とした鉄筋コンクリート橋脚：橋脚 1

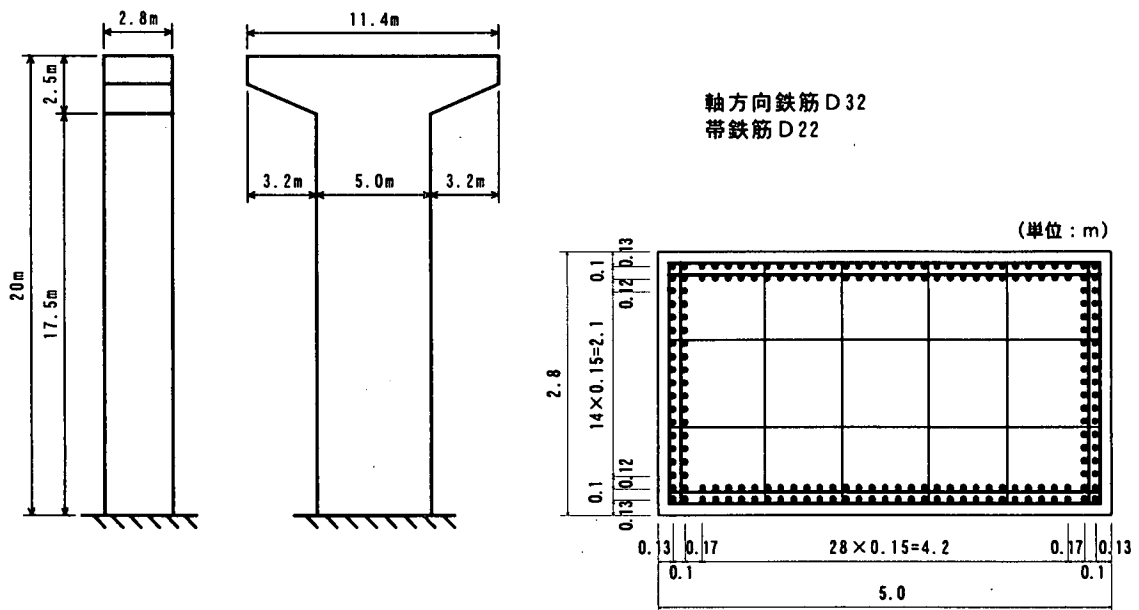


図 2.23 対象とした鉄筋コンクリート橋脚：橋脚 2

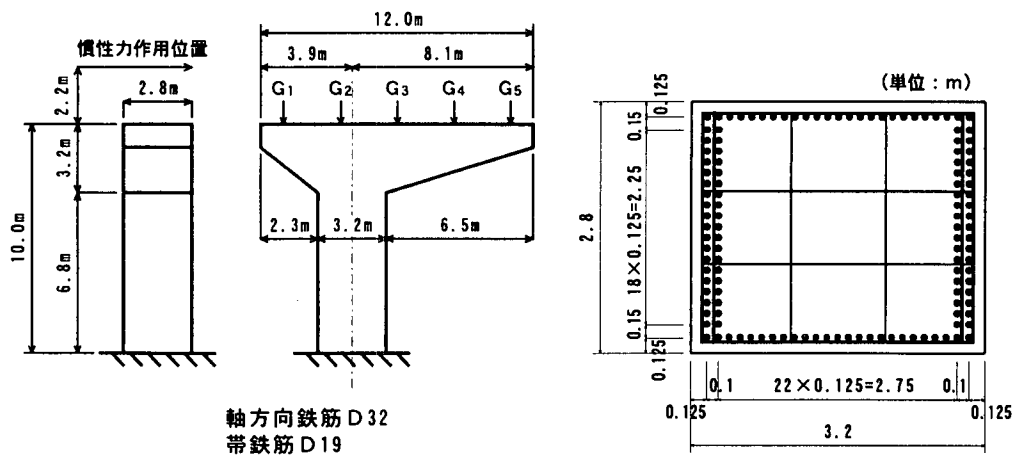


図 2.24 対象とした鉄筋コンクリート橋脚：橋脚 3

図 2.26 から図 2.28 は、水平力と水平変位の関係と、橋脚基部が初降伏と終局に達する時の水平変位分布を比較したものである。図中には、幾何学的非線形を考慮した場合(有限変位解析)と、その影響を無視した場合(微小変位解析)を重ねて示してある。また、水平力と水平変位の関係は、変位を漸増させてから橋脚基部が終局に達するまでを示してある。表 2.5 は、ひび割れ時、初降伏時、終局時の水平力と水平変位の値を示してある。

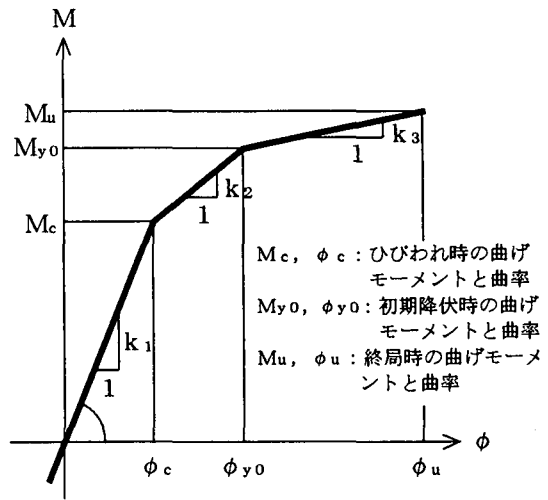


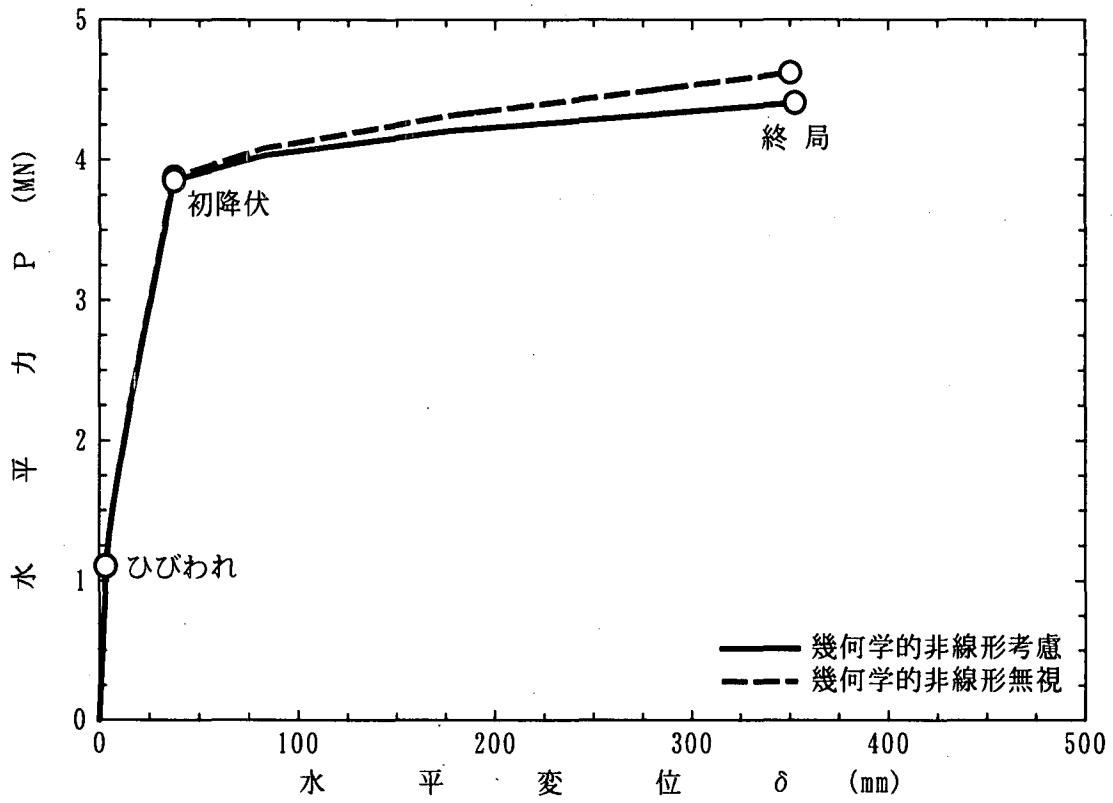
図 2.25 曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係

水平力と水平変位の関係に着目すると、橋脚基部が初降伏に達するまでは、 $P-\Delta$ 効果の影響はほとんどなく、初降伏を越えると、徐々に $P-\Delta$ 効果の影響が現れてきて、水平力が減少していることがわかる。水平力の減少は、水平耐力の減少を意味しており、橋脚高さが 20m の橋脚で約 10%、終局時の水平耐力が小さくなっている。橋脚の高さ方向の水平変位分布に着目すると、図 2.27 に示した橋脚高さ 20m の終局時を除けば、水平変位に $P-\Delta$ 効果が与える影響は小さいことがわかる。 $P-\Delta$ 効果が水平変位に与える影響が最も大きい、橋脚 2 でも水平変位は約 3%だけ大きくなっているだけである。しかし、橋脚高さ 10m として設計された橋脚 1 の断面をそのままのばして橋脚高さ 20m とした橋脚 1' に着目すると、 $P-\Delta$ 効果により、終局時の水平力が約 20%と小さくなり、水平変位も約 6%大きくなっている。橋脚 3 は、偏心橋脚であるが、橋脚 1 と橋脚 2 に比較して、 $P-\Delta$ 効果の影響が最も小さい結果となっていることがわかる。これは、偏心橋脚に対する設計上の配慮が、結果的に耐震性能の向上に寄与しているからと考えられる。以上より、道路橋示方書で設計された日本の鉄筋コンクリート橋脚では、 $P-\Delta$ 効果が水平力と水平変位の関係に与える影響は小さく、橋脚高さ 20m の場合でも、終局時の水平耐力が約 10%低下する程度である。

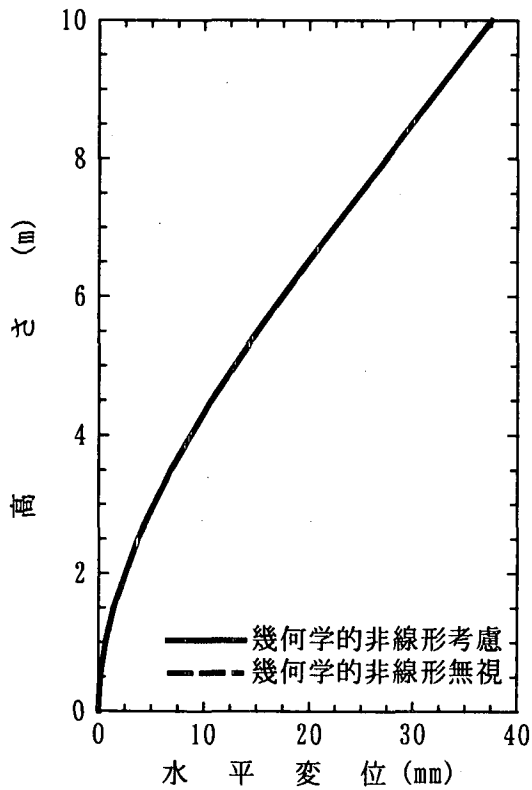
表 2.5 $P-\Delta$ 効果が鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位関係に与える影響

橋脚		事象	幾何学的非線形考慮		幾何学的非線形無視			
名称	橋脚高さ		水平力 (MN)	水平変位 (mm)	水平力		水平変位	
					水平力 (MN)	無視/考慮	水平変位 (mm)	無視/考慮
橋脚 1	10m	ひびわれ	1.10	3.5	1.11	1.01	3.5	1.00
		初降伏	3.85	37.5	3.88	1.01	37.5	1.00
		終局	4.41	352.5	4.62	1.05	350.0	0.99
橋脚 1'	20m ¹⁾	ひびわれ	0.57	4.7	0.57	1.00	4.7	1.00
		初降伏	1.87	50.4	1.91	1.02	49.9	0.99
		終局	1.87	610.5	2.28	1.22	576.2	0.94
橋脚 2	20m	ひびわれ	1.13	3.8	1.13	1.00	3.8	1.00
		初降伏	3.23	36.9	3.26	1.01	37.0	1.00
		終局	3.57	528.3	3.92	1.10	514.7	0.97
橋脚 3	10m	ひびわれ	0.31	4.3	0.31	1.00	4.3	1.00
		初降伏	2.63	33.1	2.65	1.01	33.1	1.00
		終局	3.43	355.5	3.43	1.00	356.5	1.00

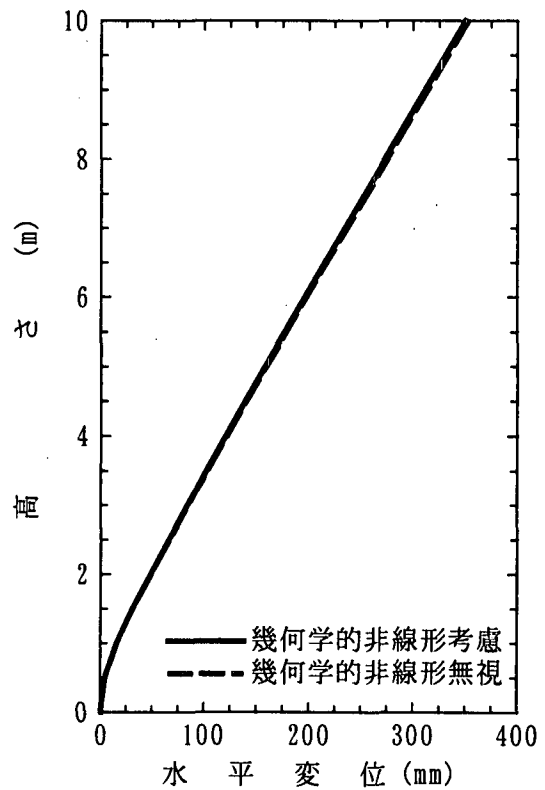
1) 橋脚高さ 10m で設計された RC 断面を有する高さ 20m の橋脚 (仮定の橋脚)



(1) 慣性力作用の水平力と水平変位 (橋脚高さ10m)

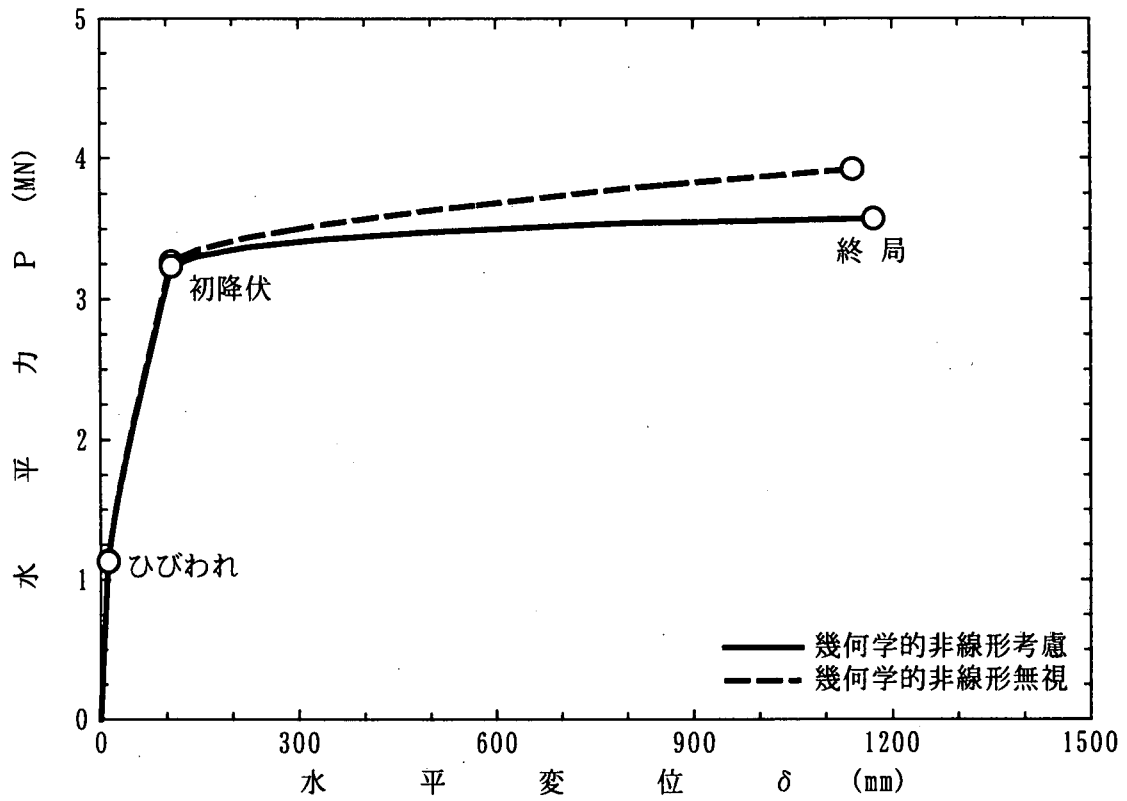


(2) 初降伏時

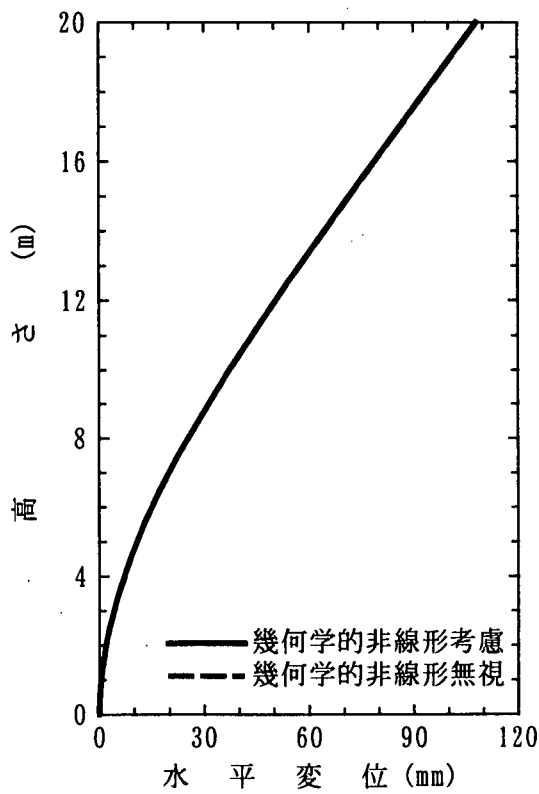


(3) 終局時

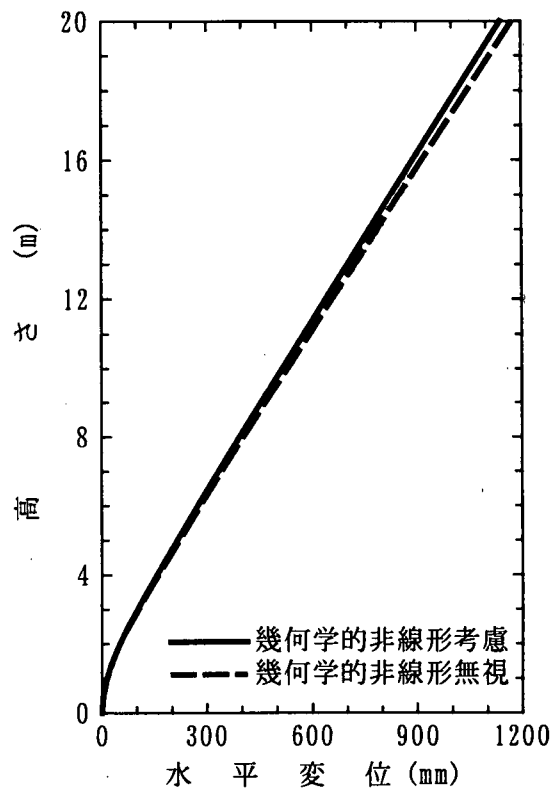
図 2.26 橋脚 1 (橋脚高さ 10m) における $P-\Delta$ 効果の影響



(1) 慣性力作用の水平力と水平変位 (橋脚高さ20m)

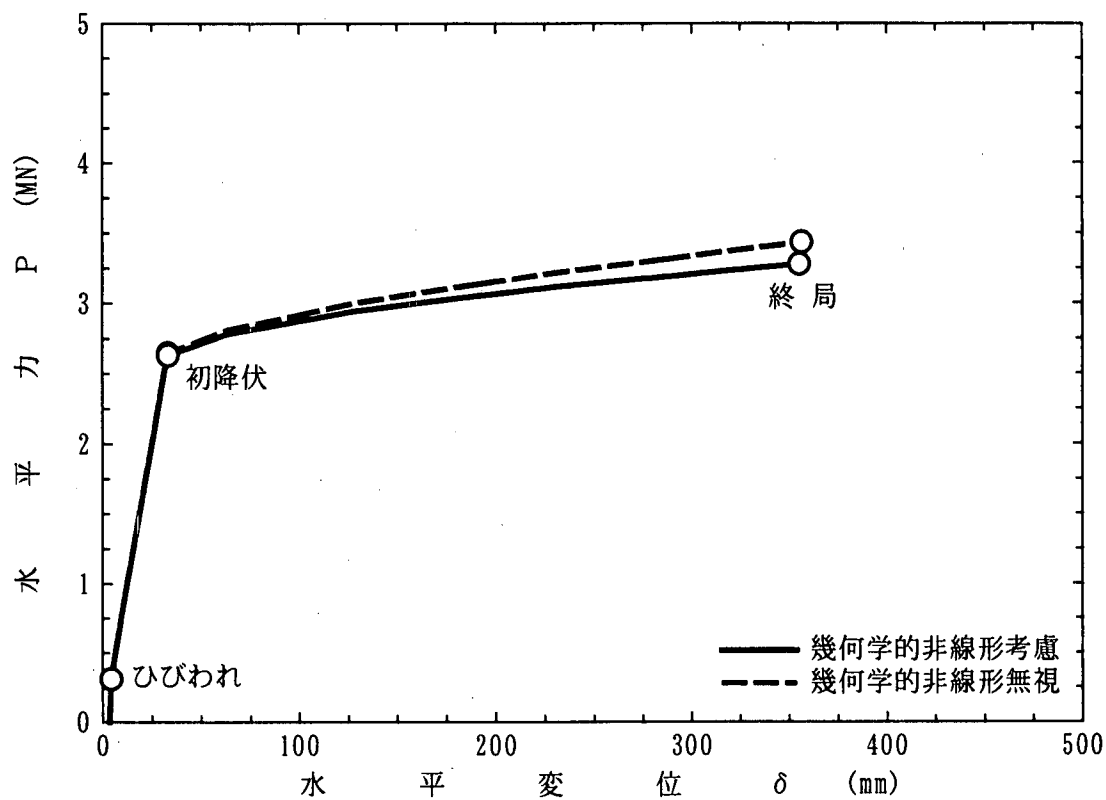


(2) 初降伏時

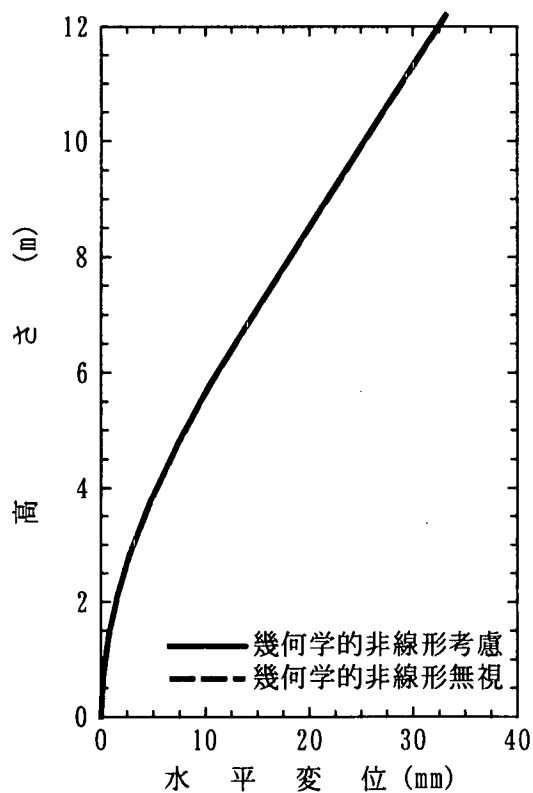


(3) 終局時

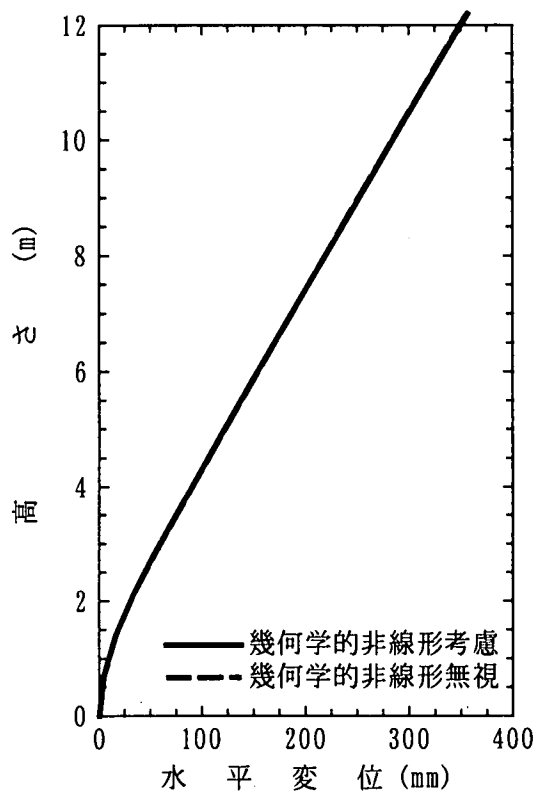
図 2.27 橋脚 2 (橋脚高さ 20m) における $P-\Delta$ 効果の影響



(1) 慣性力作用の水平力と水平変位 (偏心橋脚)



(2) 初降伏時



(3) 終局時

図 2.28 橋脚 3 (橋脚高さ 10m, 偏心橋脚) における $P-\Delta$ 効果の影響

2. 4 橋梁の設計分野で用いられている非線形動的解析ソフトの比較計算

本節では、橋梁の設計分野で用いられている非線形動的解析ソフト5種類を用いて行った、非線形動的解析の比較計算結果について述べる。対象とした非線形動的解析ソフト5種類の名称をここでは、解析ソフトA, B, C, D, Eとする。各解析ソフトとも、それぞれ特色があるが、ここでは、曲げに関する非線形性に限定して比較を行った。非線形梁要素 ($M-\phi$ 曲線) における非線形性の制御方法に着目した場合、大きく3つのグループに分けることができる。解析ソフトAは、非線形性の制御を部材の両端部で行うソフトである。解析ソフトB, C, Eは、非線形性の制御を部材の中央で行うソフトである。解析ソフトDは、非線形性の制御を部材の複数箇所で行うソフトで、今回は、部材の両端部と部材の中央で非線形性を制御した。

比較計算で対象とした橋梁は、免震橋梁¹⁰⁾、コンクリートラーメン橋¹⁵⁾、鋼アーチ橋¹⁵⁾の3橋である。なお、比較計算は、(財)土木研究センターに設置された耐震設計ソフトウェア研究委員会(座長：川島一彦東京工業大学教授)で検討された内容の一部である^{10), 15)}。

1) 非線形動的解析において解析結果に差が生じる要因

図2.29は、ここで対象とした5種類の解析ソフトの非線形梁要素における非線形性の制御方法の概念図である。部材の両端部と部材の中央で非線形性を制御する方法は、解析ソフトDで採用されている方法であり、部材の両端部と部材の中央の曲げモーメント M と曲率 ϕ は、常に履歴モデルの骨格曲線を逸出することはない。部材の両端部で非線形性を制御する方法は、解析ソフトAで採用されている方法であり、部材の両端部の曲げモーメント M と曲率 ϕ は、常に履歴モデルの骨格曲線を逸出することはない。また、部材中央の曲げモーメント M と曲率 ϕ は、部材軸方向の曲げモーメント分布を直線分布としているため、両端部の値の平均値となり、履歴モデルの骨格曲線よりもその値が大きくなることはない。部材の中央で非線形性を制御する方法は、解析ソフトB, C, Eで採用されている方法であり、部材の中央の曲げモーメント M と曲率 ϕ は、常に履歴モデルの骨格曲線を逸出することはない。ただし、部材両端部の値のいずれかは、履歴モデルで与えられた骨格曲線よりも大きい値となることがある。

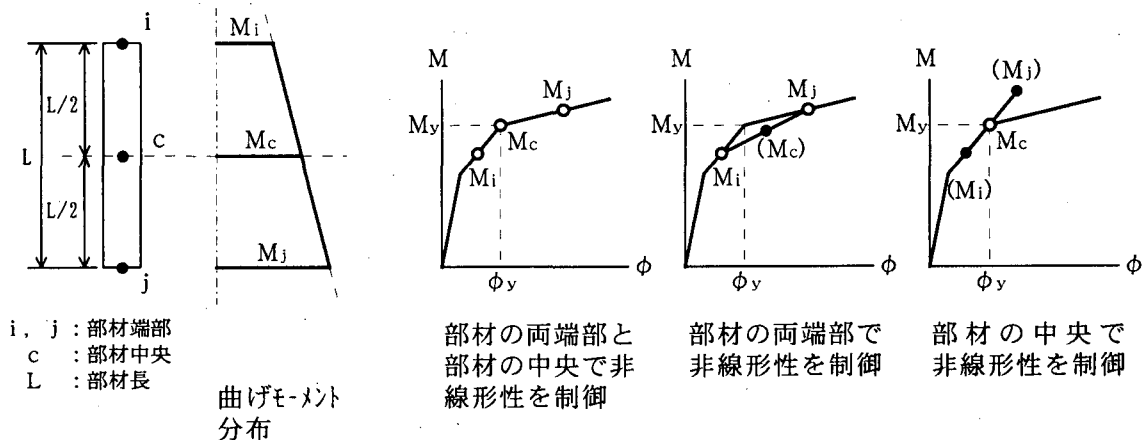


図 2.29 部材軸方向の曲げモーメント分布と非線形性の制御方法の概念図

通常、曲げによって部材に生じる損傷は、部材内の全ての断面が瞬時に同じ損傷を受けるのではなく、損傷はある断面を起点に広がって行くと考えられる。鉄筋コンクリート部材の損傷は、断面にひび割れが発生した後、引張鉄筋が降伏し損傷が大きくなり、その損傷が部材の端部から中間部に広がっていく。鋼部材では、塑性ヒンジが生ずるとその断面付近の剛性が急激に低下するため、塑性ヒンジとその付近以外の剛性は初期の剛性に留まることが多い⁹⁾。図 2.29 に示した

非線形性の制御方法の内、部材の損傷過程を最も忠実に評価しようとしたのが、部材の両端部と部材の中央で非線形性を制御する方法である。しかし、他の非線形性の制御方法によっても、部材の分割数を細かくして行けば実際に生じるであろう損傷過程をモデル化できるので、部材の損傷過程の評価という点では、図 2.29 に示した非線形性の制御法の違いは、実用上何ら問題とならない。

今回実施した比較計算を行った結果わかったことであるが、同一構造物を、異なる解析ソフトで曲げの非線形性に着目して動的解析を行った場合、解析ソフト間で差が生じる要因としては、部材両端部の曲げモーメントの算出方法の違いを上げることができる。

図 2.30 に示すような単純な構造を対象に、非線形梁要素 ($M-\phi$ 曲線) を用いた非線形動的解析の過程を以下に示す。以下の説明はあくまでも一般的な過程を説明したものであり、詳細は各解析ソフトのマニュアルを参照して頂きたい。

今、ある時刻における地震動加速度 \ddot{U}_{g0} に対する解 U_0 : 変位, \dot{U}_0 : 速度, \ddot{U}_0 : 加速度が得られているものとする。この時、 Δt 秒後の地震動加速度 \ddot{U}_g に対する次ステップにおける解 U , \dot{U} , \ddot{U} を、 $U_0 + \Delta U$, $\dot{U}_0 + \Delta \dot{U}$, $\ddot{U}_0 + \Delta \ddot{U}$ とおく。 ΔU の第 1 近似値は、前ステップにおける解より求めることができ、 $\Delta \dot{U}$, $\Delta \ddot{U}$ は ΔU より求められる。このように、 Δt 秒後の節点の変位、速度、加速度を表すベクトル U , \dot{U} , \ddot{U} と、地震動加速度 \ddot{U}_g が既知とした状態を考える。節点数を n とするとき、 U の成分は節点 i の水平方向変位 u_i と回転角 θ_i より以下のように与えられる。

$$U = \begin{Bmatrix} u_1 \\ \theta_1 \\ \vdots \\ u_i \\ \theta_i \\ \vdots \\ u_n \\ \theta_n \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

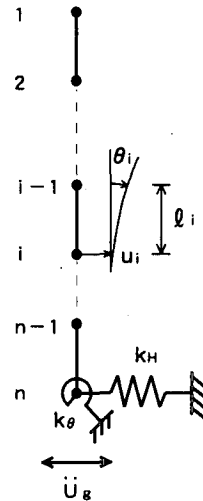


図 2.30 非線形動的解析のプロセスを説明する為のモデル

部材 i ($i=1 \sim n-1$) の曲率 ϕ_i , ϕ_{i+1} は、式(2.6)に示した変位より次式によって求められる。

$$\begin{aligned} \phi_i &= \frac{6}{l_i}(u_{i+1} - u_i) + \frac{4\theta_i}{l_i} + \frac{2\theta_{i+1}}{l_i} \\ \phi_{i+1} &= \frac{6}{l_i}(u_i - u_{i+1}) - \frac{4\theta_{i+1}}{l_i} - \frac{2\theta_i}{l_i} \end{aligned} \quad (2.7)$$

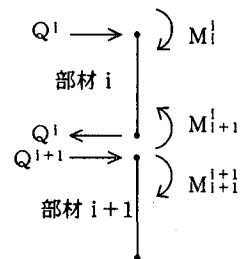


図 2.31 部材 i の節点 i と節点 $i+1$ における断面力

部材 i の両端部の曲げモーメント M_i^i , M_{i+1}^i を、式(2.7)と $M-\phi$ 曲線 (履歴モデル) より求め

る。ここで、 M_{i+1}^i は、部材 i の節点 $i+1$ における曲げモーメントを指している。せん断力は、以下のように求められる。

$$Q^i = \frac{M_{i+1}^i - M_i^i}{l_i} \quad (2.8)$$

以上のようにして求められた、各部材の両端部の曲げモーメントとせん断力より、節点力ベクトル \mathbf{P} を求める。節点力ベクトルの成分は、節点 i ($i=1 \sim n$)における部材 $i-1$ と部材 i の差分によって以下のように求められる。

$$\begin{aligned} R_i &= Q^i - Q^{i-1} \\ T_i &= M_i^i - M_i^{i-1} \end{aligned} \quad (2.9)$$

ただし、 $Q^0 = 0, M_1^0 = 0$

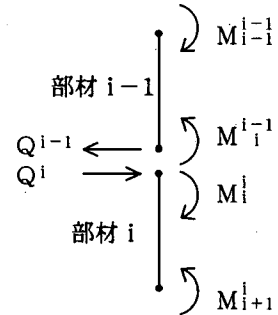


図 2.32 節点 i における部材 $i-1$ と部材 i の断面力

最下端では、バネによる反力を加えるため次のようになる。

$$\begin{aligned} P_n &= -Q^{n-1} + K_H \cdot u_n \\ T_n &= M_n^{n-1} + K_\theta \cdot \theta_n \end{aligned} \quad (2.10)$$

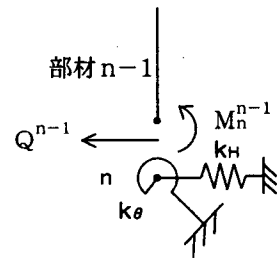


図 2.33 節点 n における部材 $n-1$ の断面力とバネ反力

節点力ベクトル \mathbf{P} の成分は、以下ようになる。

$$\mathbf{P} = \begin{Bmatrix} R_1 \\ T_1 \\ \vdots \\ R_i \\ T_i \\ \vdots \\ P_n \\ T_n \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

$\mathbf{U}, \dot{\mathbf{U}}, \ddot{\mathbf{U}}, \mathbf{P}$ の値を、式(2.12)に示す運動方程式に代入して得られる値を \mathbf{b} とする。 $\mathbf{b} = -\mathbf{M}\mathbf{e}\ddot{\mathbf{U}}_g$ ならば、 $\mathbf{U}, \dot{\mathbf{U}}, \ddot{\mathbf{U}}$ はこのステップにおける解である。また、上述の過程で得られた M_i^i, Q^i 等もこのステップにおける断面力となる。 $\mathbf{b} \neq -\mathbf{M}\mathbf{e}\ddot{\mathbf{U}}_g$ ならば、 $\mathbf{U}, \dot{\mathbf{U}}, \ddot{\mathbf{U}}$ はこのステップにおける解とはならない。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{P} = -\mathbf{M}\mathbf{e}\ddot{\mathbf{U}}_g \quad (2.12)$$

ここで、 \mathbf{e} は対象としている入力方向のみに1、他の方向に対応する行は0を持つ単位ベクトルである。 \mathbf{b} と $-\mathbf{Me}\ddot{U}_g$ の差 $-\mathbf{Me}\ddot{U}_g - \mathbf{b}$ を、不平衡力 $\Delta\mathbf{F}$ という。 $\mathbf{b} \neq -\mathbf{Me}\ddot{U}_g$ のときは、不平衡力 $\Delta\mathbf{F}$ より補正量 δ を求め、新しい増分変位 $\Delta\mathbf{U}(\text{新}) = \Delta\mathbf{U}(\text{旧}) + \delta$ を用いて上述した過程を $\mathbf{b} = -\mathbf{Me}\ddot{U}_g$ となるまで繰り返す。

図2.29に示したように、各解析ソフトで非線形性の制御方法が異なっても、式(2.8)から式(2.12)に示したせん断力 Q^i 、節点力ベクトル \mathbf{P} 、不平衡力 $\Delta\mathbf{F}$ の求め方はかわらないため、各解析ソフトの部材両端部の曲げモーメントの算出方法の違いが、非線形解析結果に与える影響は大きいことがわかる。

解析ソフトAとDでは、部材両端部の曲げモーメントが履歴モデルの骨格曲線から逸脱しないため、両解析ソフトより得られる部材両端部の曲げモーメントには大きな差は生じない。なお、解析ソフトAとDは、ともに、部材両端部の曲げモーメントは、式(2.7)と骨格曲線によって求めている。しかし、非線形性の制御を部材の中央で行っている解析ソフトB、C、Eは、部材中央の曲げモーメントを基準にそれぞれ異なる方法で、部材両端部の曲げモーメントを求めているため、部材両端部の曲げモーメントは各社で異なる。

以上のような状況を考えると、図2.30に示したような単純な構造の場合、解析ソフトAと解析ソフトDの解析結果の差を小さくするためには、解析ソフトAでの解析モデルの部材長を、解析ソフトDでの解析モデルの部材長の1/2とすれば良いことになる。同じ部材中央で非線形性を制御する解析ソフトB、C、Eでは、各解析ソフト間の解析結果の差を小さくするためには、不平衡力 $\Delta\mathbf{F}$ が十分小さくなるように、積分時間間隔 Δt を小さくする必要がある。

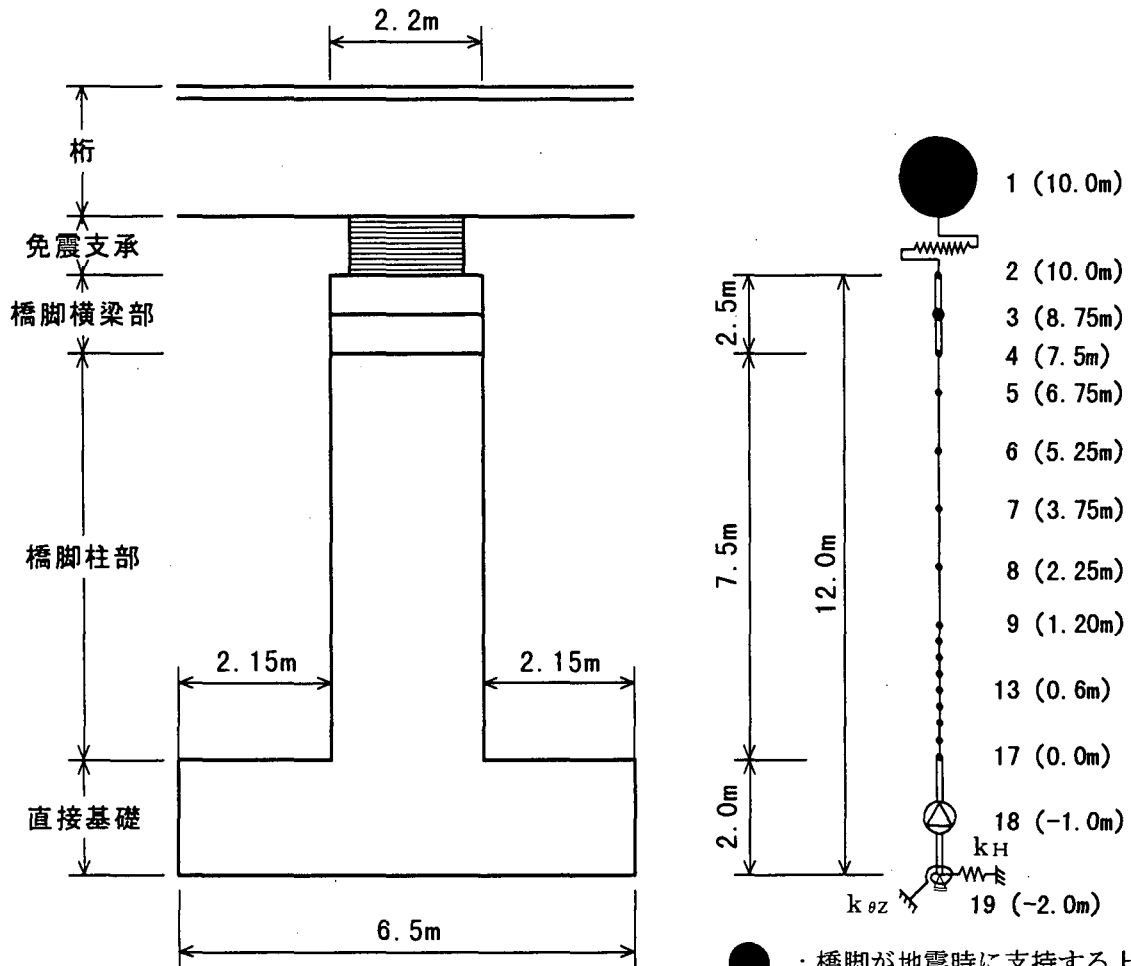
実務設計の場では、図2.30のような単純な構造に対して非線形動的解析を実施することは少なく、各解析ソフト間の解析結果の差が橋梁の耐震設計を行う上で問題がないことを確認する必要がある。これについては、2)で免震橋梁、3)でコンクリートラーメン橋、4)で鋼アーチ橋の比較結果について述べる。

2) 免震橋梁に関する非線形動的解析の比較計算

図2.34に示した免震支承と鉄筋コンクリート橋脚からなる設計振動単位に対して、次のような条件で、非線形動的解析を行った。

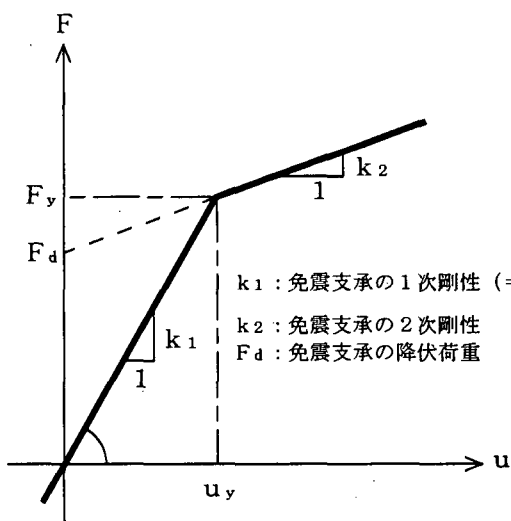
- ①免震支承は、非線形せん断バネとし、履歴則は標準型のバイリニアモデルとする。
- ②鉄筋コンクリート橋脚は、非線形梁要素とし、履歴則は武藤モデルとする。
- ③減衰定数は、免震支承では0%、鉄筋コンクリート橋脚では2%、基礎～地盤間バネでは逸散減衰を見込んで10%とした。フーチングは剛体振動するため、減衰定数を0とした。これより、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、1次振動モード($f_1 = 1.167H_z$, $h_1 = 0.033$)と2次振動モード($f_2 = 4.73H_z$, $h_2 = 0.055$)に着目して、レイリー減衰により減衰力をモデル化する。
- ④入力地震動は、道路橋示方書の標準加速度波形Ⅱ-I-3とする。
- ⑤不平衡力の収束計算を行い、誤差を次のステップへ持ち越す。収束判定誤差は、 10^{-4} とする。
- ⑥積分時間間隔 Δt は、入力地震動と同じ1/100秒とする。

免震支承と、鉄筋コンクリート橋脚の非線形要素の骨格曲線を、図2.34の(2)と(3)に示す。

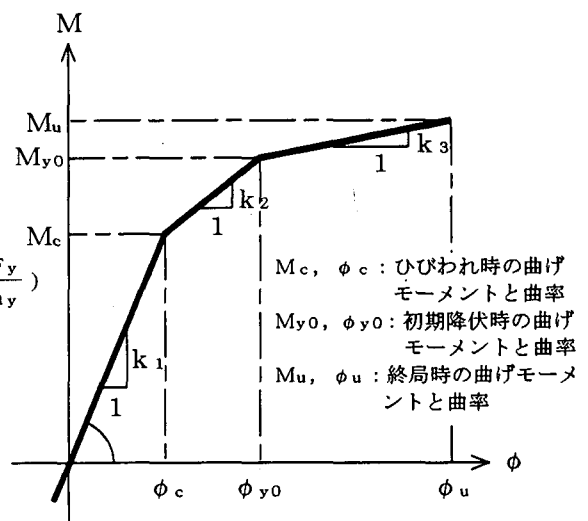


- : 橋脚が地震時に支持する上部構造橋軸方向重量
- , ● : 橋脚の橋軸方向重量
- ⊗ : 直接基礎の橋軸方向重量と直角軸回りの慣性モーメント

(1) 動的解析モデル



(2) 免震支承の骨格曲線



(3) RC橋脚の骨格曲線

図2.34 比較計算の対象とした免震橋梁

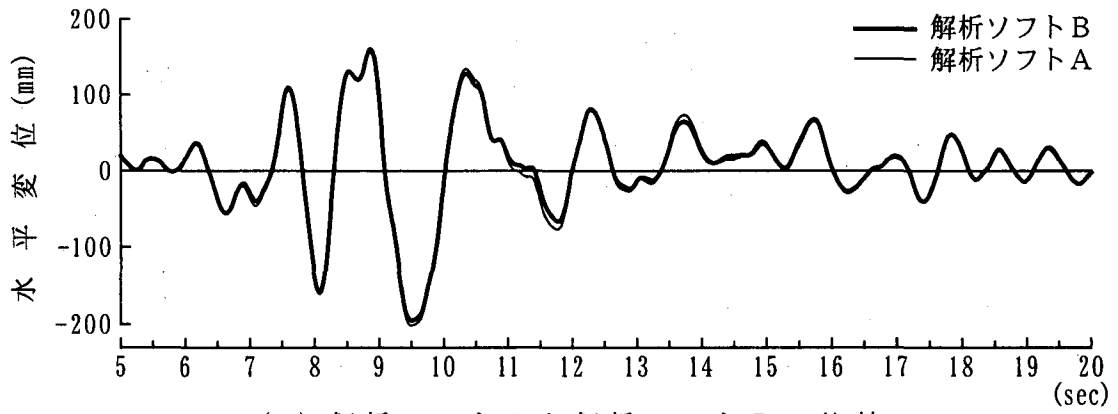
図 2.35 は桁の水平変位，図 2.36 は鉄筋コンクリート橋脚の天端における曲げ変位，図 2.37 は橋脚基部の曲げモーメントの比較結果を示したものである。表 2.6 は，最大応答値とその発生時刻および解析ソフト A を基準とした各解析ソフトの最大応答値の比を示したものである。図と表より，各解析ソフトの結果は，良く一致していることがわかる。各解析ソフトの解析結果が良く一致したのは，対象とした構造が免震橋梁だからである。今回の解析では，非線形化は免震支承に集中し，各解析ソフトの違いが出やすい非線形梁要素でモデル化した鉄筋コンクリート橋脚は，わずかに非線形化しているだけである。

表 2.6 免震橋梁を対象とした非線形動的解析の比較計算結果

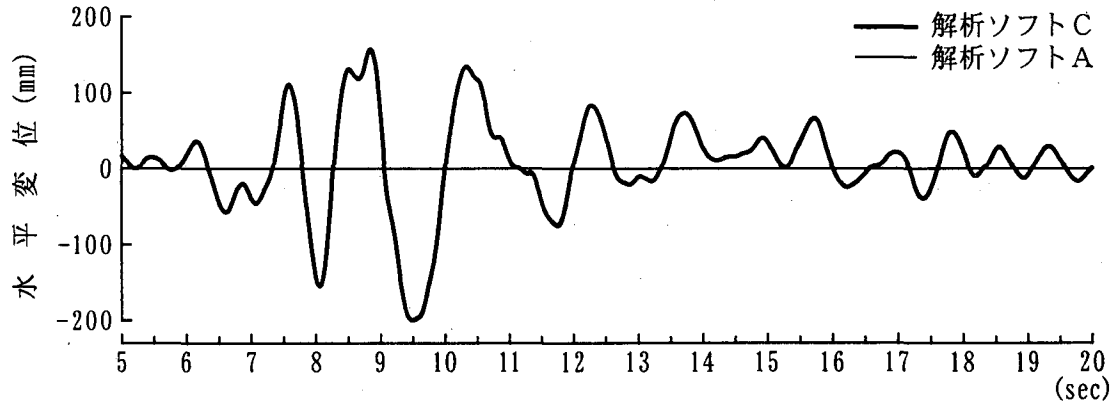
解析ソフト 着目量等	A		B			C			D			E		
	最大値	時刻 (sec)	最大値	時刻 (sec)	比率	最大値	時刻 (sec)	比率	最大値	時刻 (sec)	比率	最大値	時刻 (sec)	比率
上部構造慣性力作用位置の水平加速度 (g)	0.385	9.420	0.374	9.410	0.972	0.386	9.420	1.003	0.373	9.430	0.970	0.384	9.420	0.997
上部構造慣性力作用位置の水平変位 (mm)	-201	9.500	-195	9.490	0.970	-199	9.490	0.990	-195	9.500	0.970	-202	9.500	1.005
免震支承の水平変位 (mm)	-189	9.450	-181	9.440	0.958	-189	9.450	1.000	-182	9.460	0.963	-188	9.450	0.995
橋脚天端の水平変位 (橋脚の曲げ変位) (mm)	-29	9.320	-28	9.300	0.966	-28	9.320	0.966	-30	9.320	1.034	-30	9.320	1.034
橋脚基部の曲げモーメント (MN・m)	-31.07	9.330	-31.36	9.280	1.009	-31.41	9.320	1.011	-31.07	9.330	1.000	-31.06	9.330	1.000
非線形化の判定位置	部材端部		部材中央			部材中央			部材端部と部材中央			部材端部		

注) 比率は解析ソフト A に対する比率

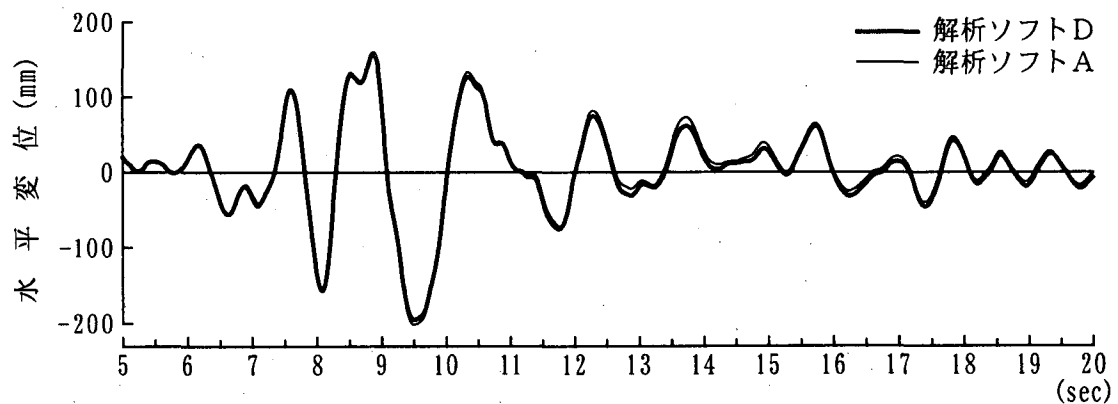
1)では解析ソフト E は，非線形性の制御を部材中央で行うと述べた。しかし，表 2.6 中では部材端部で非線形性を制御していると記述されている。これは，解析ソフト E では，片持ち梁状の構造のように，部材に生じる曲げモーメントが，常に， i 端か j 端の一方で大きくなるような場合には，部材の端部（ただし i 端か j 端のいずれか一方）で非線形性を制御できるからである。



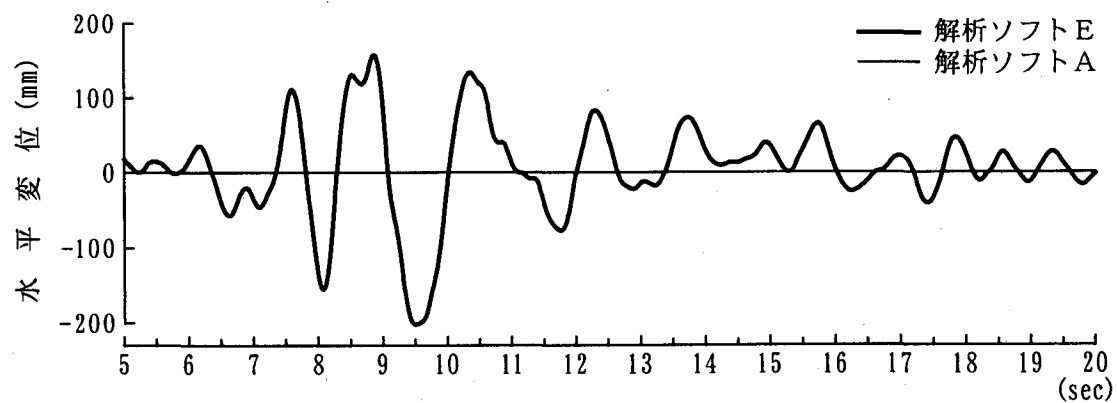
(1) 解析ソフトAと解析ソフトBの比較



(2) 解析ソフトAと解析ソフトCの比較

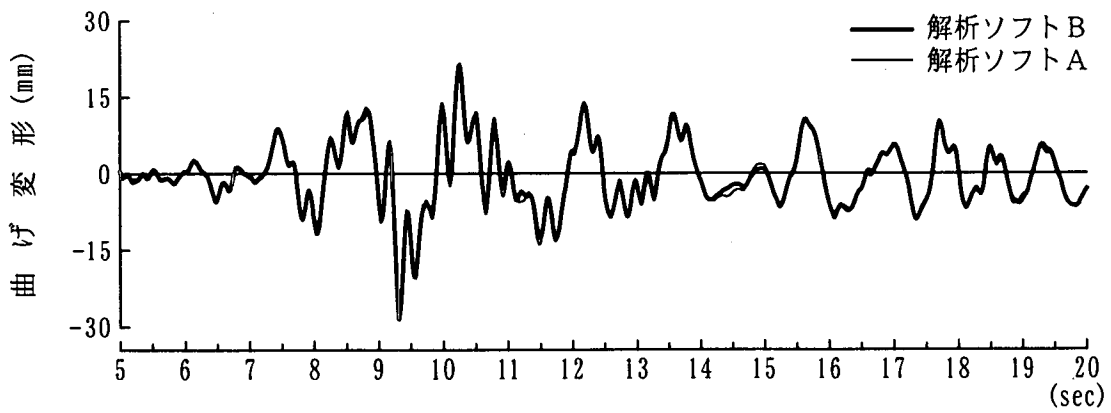


(3) 解析ソフトAと解析ソフトDの比較

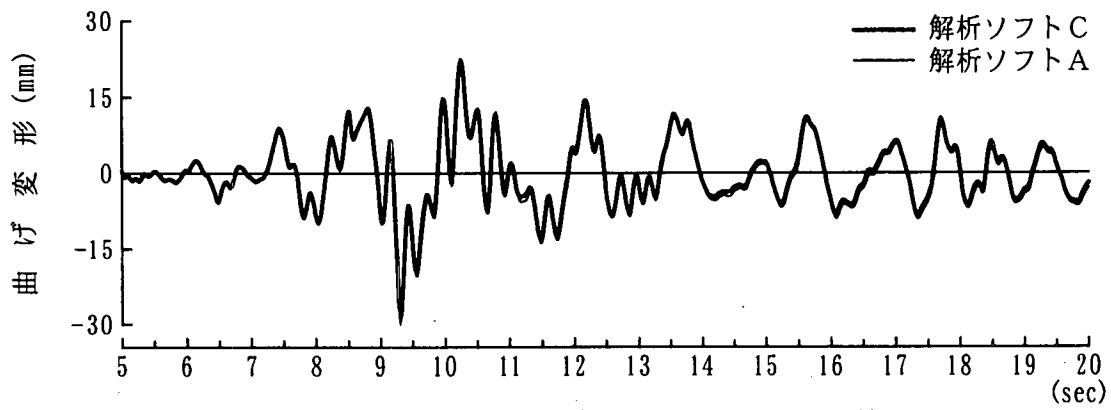


(4) 解析ソフトAと解析ソフトEの比較

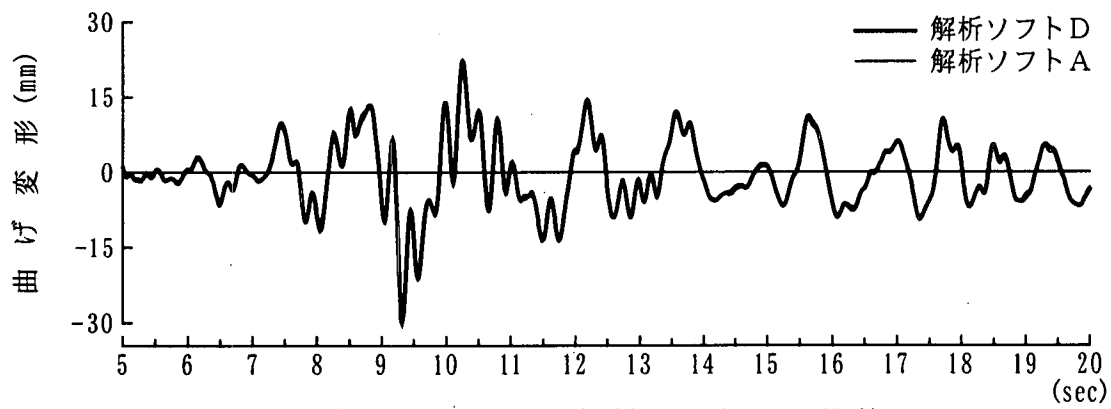
図 2.35 免震橋梁における桁の橋軸方向変位の比較



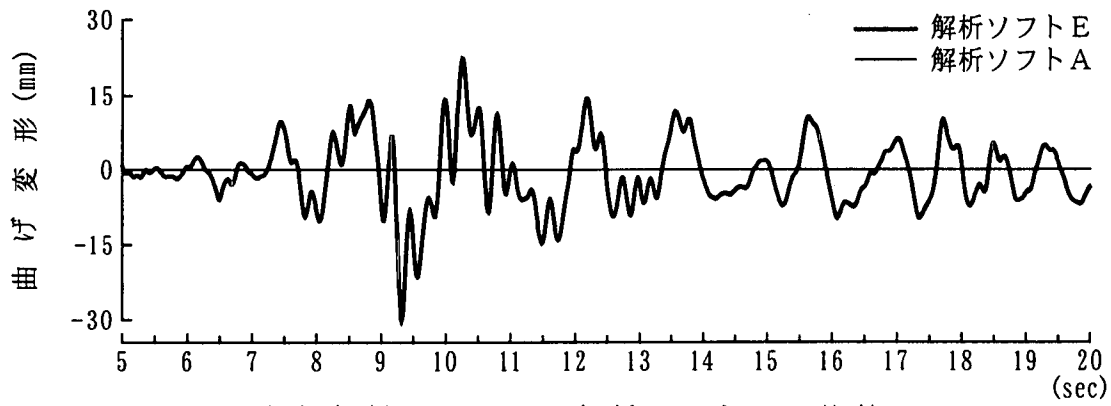
(1) 解析ソフトAと解析ソフトBの比較



(2) 解析ソフトAと解析ソフトCの比較



(3) 解析ソフトAと解析ソフトDの比較



(4) 解析ソフトAと解析ソフトEの比較

図 2.36 免震橋梁における鉄筋コンクリート橋脚の曲げ変位の比較

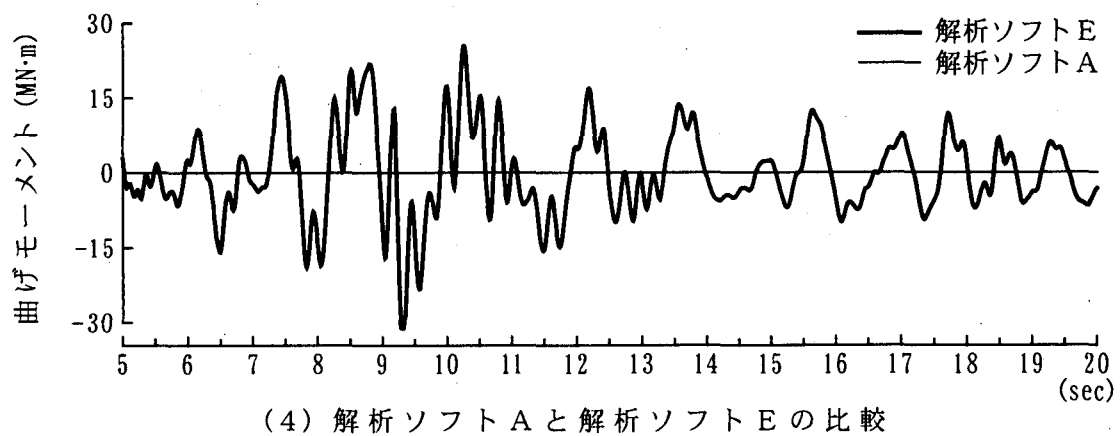
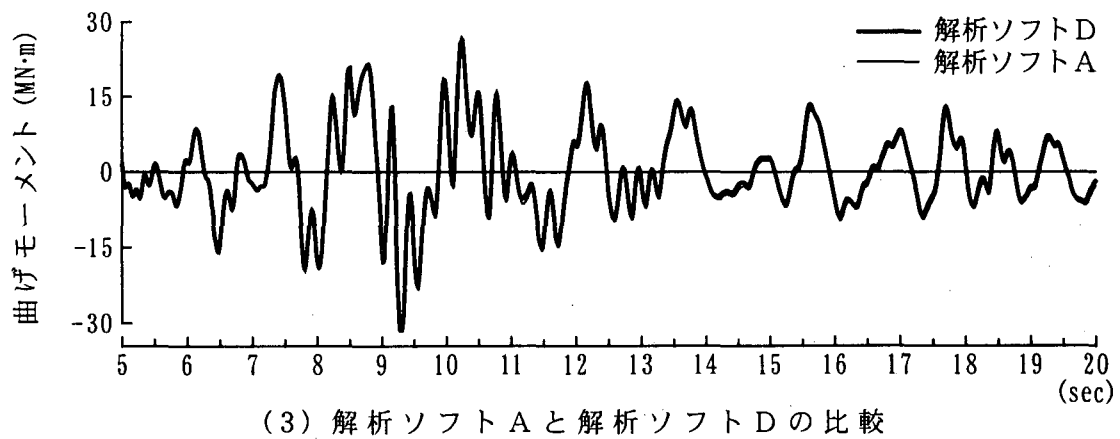
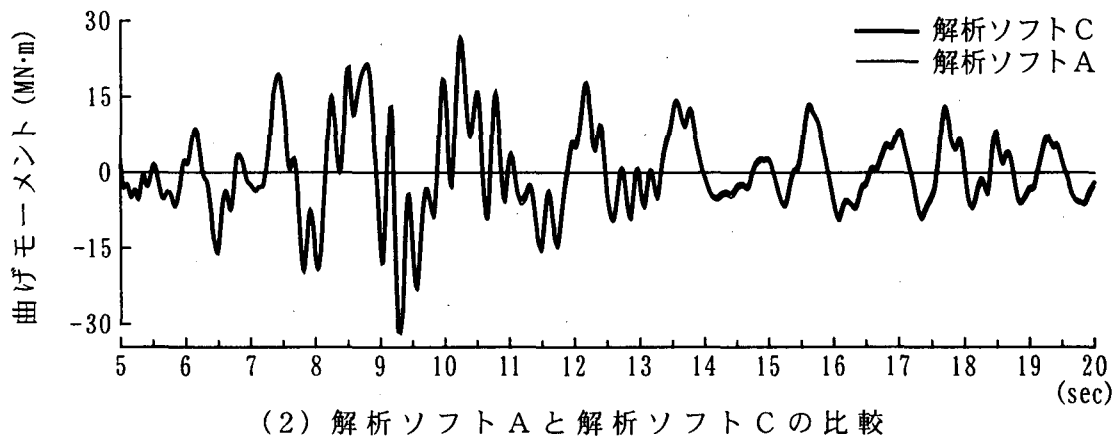
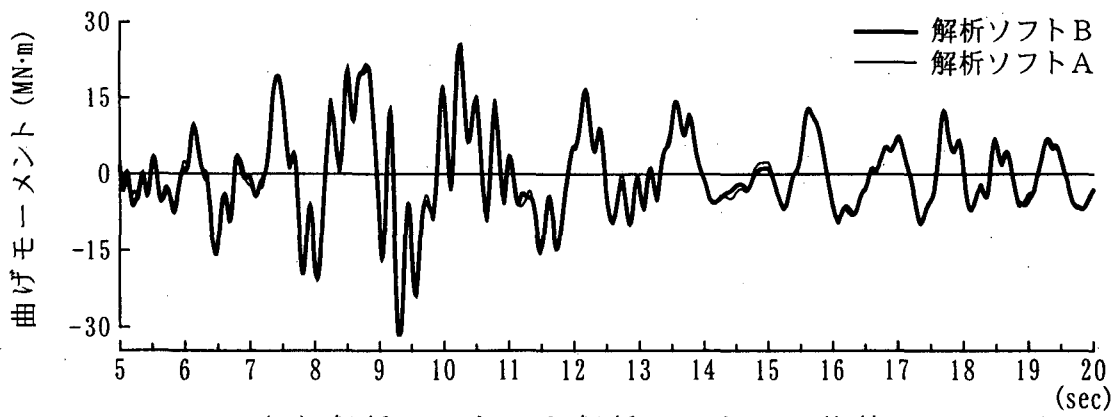


図 2.37 免震橋梁における鉄筋コンクリート橋脚基部の曲げモーメントの比較

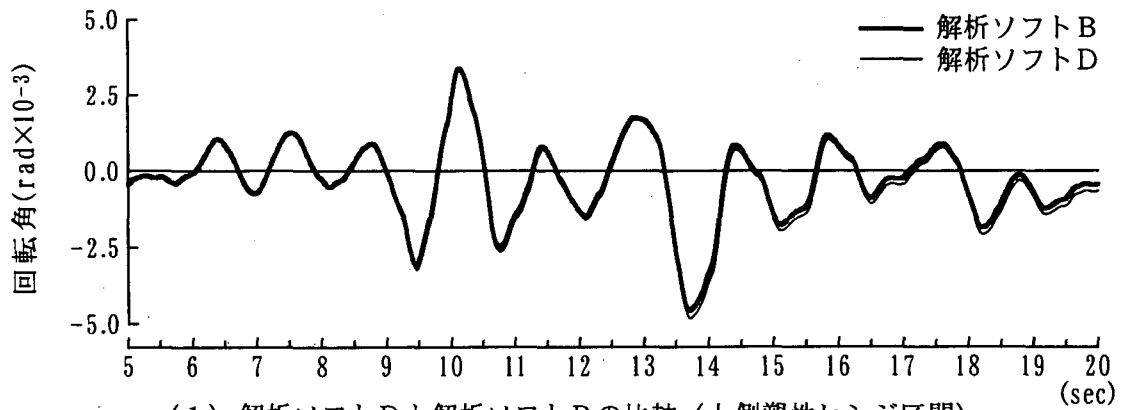
3) コンクリートラーメン橋に関する非線形動的解析の比較計算

図 2.8 に示した 5 径間連続コンクリートラーメン橋を対象に、次のような条件で、非線形動的解析を行った。

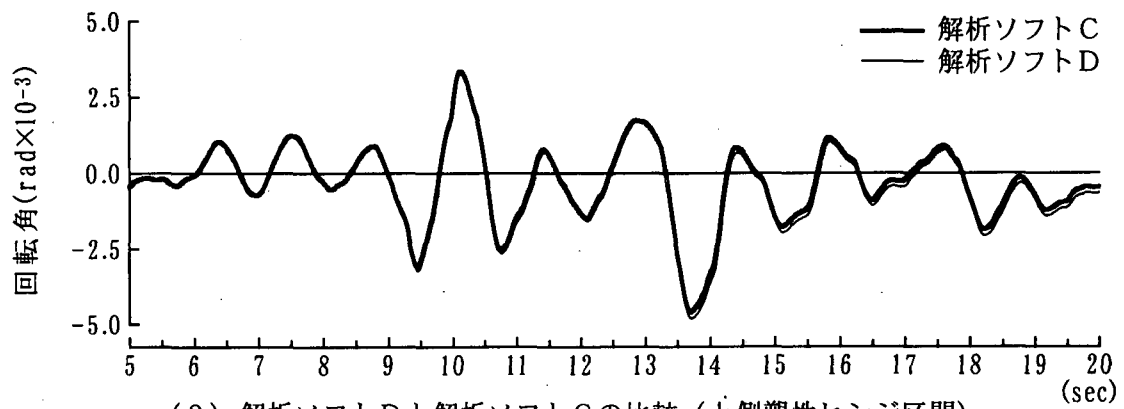
- ①橋脚の上端・下端に設けた塑性ヒンジ区間は、その中央に非線形回転バネを配置した。その履歴則は武藤モデルとする。
- ②塑性ヒンジ区間以外の脚柱部は、非線形梁要素とし、履歴則は武藤モデルとする。
- ③骨格曲線の降伏後の剛性は、1 次剛性の 10^{-4} 倍とする。
- ④減衰定数は、PC 桁では 3%、橋脚では 2%、基礎～地盤間バネでは逸散減衰を見込んで 10% とした。フーチングは剛体振動するため、減衰定数を 0 とした。これより、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、1 次振動モード ($f_1 = 1.182H_z$, $h_1 = 0.0285$) と 3 次振動モード ($f_3 = 2.685H_z$, $h_3 = 0.0279$) に着目して、レイリー減衰により減衰力をモデル化する。
- ⑤入力地震動は、道路橋示方書の標準加速度波形 I - I - 1 とする。
- ⑥積分時間間隔 Δt は、1/500 秒とする。

塑性ヒンジ区間と、脚柱部の非線形要素の骨格曲線は、図 2.8 の(2)と(3)に示したとおりである。この解析では、解析ソフト B は不平衡力の収束計算を行い、誤差 (収束判定誤差 10^{-2}) を次のステップに持ち越している。解析ソフト C, D は、不平衡力の収束計算は行わず、不平衡力を次のステップに持ち越している。

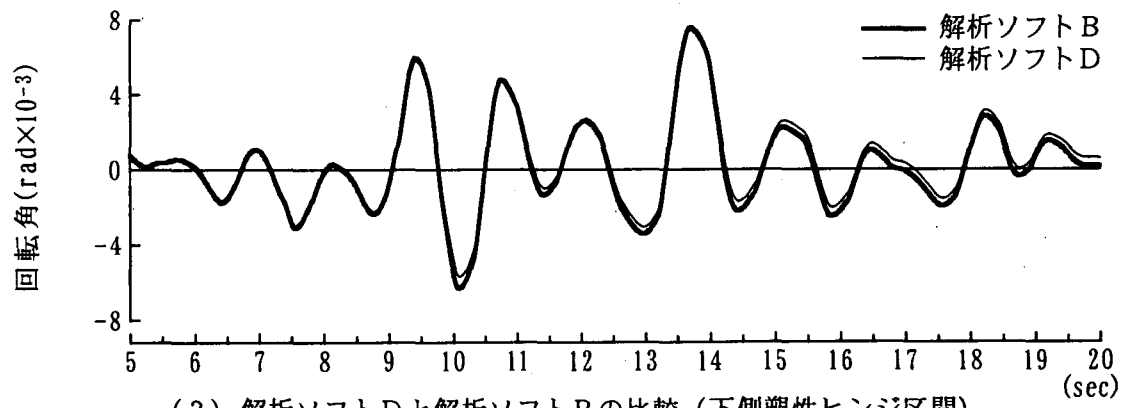
図 2.38 は P1 橋脚の上端と下端における塑性ヒンジ区間の応答回転角を比較したものである。表 2.7 は、最大応答値とその発生時刻および、解析ソフト D を基準とした各解析ソフトの最大応答値の比を示したものである。図と表より、各解析ソフトの結果は、良く一致していることがわかる。各解析ソフトが良く一致した理由の一つとして、非線形化が集中する塑性ヒンジ区間を非線形回転バネでモデル化したことを上げることができる。今回の解析では、非線形化は塑性ヒンジ区間に集中し、各解析ソフトの違いが出やすい非線形梁要素でモデル化した塑性ヒンジ区間以外の脚柱部は、ひび割れは生じているが降伏には達しておらず、わずかに非線形化しているだけである。



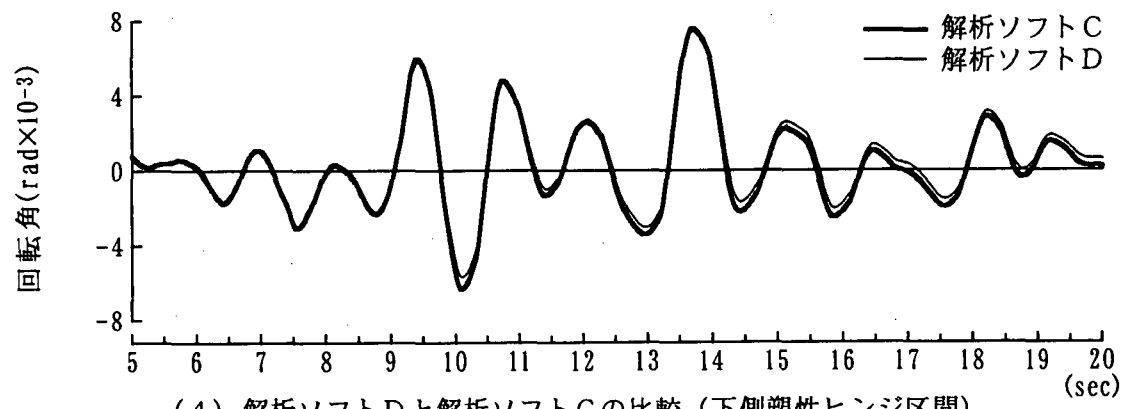
(1) 解析ソフトDと解析ソフトBの比較 (上側塑性ヒンジ区間)



(2) 解析ソフトDと解析ソフトCの比較 (上側塑性ヒンジ区間)



(3) 解析ソフトDと解析ソフトBの比較 (下側塑性ヒンジ区間)



(4) 解析ソフトDと解析ソフトCの比較 (下側塑性ヒンジ区間)

図 2.38 コンクリートラーメン橋における塑性ヒンジ区間の回転角の比較

表 2.7 5 径間連続コンクリートラーメン橋を対象とした非線形動的解析の比較計算結果

解析ソフト 着目量等		D		B			C			
		最大値	時刻 (sec)	最大値	時刻 (sec)	比率	最大値	時刻 (sec)	比率	
桁	変位 (mm)	272.86	13.69	268.69	13.68	0.98	268.90	13.68	0.99	
	加速度 (g)	0.55	9.24	0.55	9.23	1.01	0.55	9.23	1.01	
P1 橋脚	曲げモーメント (MN・m)	上端	128.27	13.71	128.32	13.70	1.00	128.26	13.70	1.00
		下端	141.65	13.71	141.71	13.70	1.00	141.66	13.70	1.00
	回転塑性率	上端	3.19	13.71	3.02	13.70	0.95	3.04	13.70	0.95
		下端	5.11	13.71	5.11	13.70	1.00	5.11	13.70	1.00
	せん断力 (MN)	上端	4.94	9.52	4.89	9.51	0.99	4.89	9.51	0.99
		下端	10.96	9.38	10.96	9.37	1.00	10.96	9.37	1.00
	軸力 (MN)	上端	3.39	10.80	3.37	10.79	0.99	3.38	10.79	0.99
		下端	3.43	10.81	3.41	10.79	0.99	3.41	10.79	0.99
P2 橋脚	曲げモーメント (MN・m)	上端	146.32	13.69	145.67	13.68	1.00	145.72	13.68	1.00
		下端	200.35	13.74	200.28	13.73	1.00	200.35	13.73	1.00
	回転塑性率	上端	1.01	13.69	0.99	13.68	0.98	0.99	13.68	0.98
		下端	1.78	13.74	1.79	13.73	1.01	1.79	13.73	1.01
	せん断力 (MN)	上端	4.94	9.52	4.89	9.51	0.99	4.89	9.51	0.99
		下端	10.96	9.38	10.96	9.37	1.00	10.96	9.37	1.00
	軸力 (MN)	上端	3.03	9.91	3.02	9.90	1.00	3.02	9.90	1.00
		下端	3.25	9.92	3.23	9.91	0.99	3.23	9.91	0.99
非線形化の判定位置		部材端部と 部材中央		部材中央			部材中央			
不平衡力の処理		収束計算は行わず 不平衡力を次のス テップに持ち越す		収束計算を行い誤差(<math><10^{-2}</math>)を 次のステップに持ち越す			収束計算は行わず不平衡力を 次のステップに持ち越す			

注) 比率は解析ソフトDに対する比率

4) 鋼アーチ橋に関する非線形動的解析の比較計算

図 2.39 に示した 2 ヒンジ鋼アーチ橋を対象に、次のような条件で、非線形動的解析を行った。

- ①アーチリブと鉛直材を非線形梁要素 ($M-\phi$ 曲線) とし、履歴則は完全弾塑性型のバイリニアモデルとする。
- ②骨格曲線の降伏後の剛性は、1 次剛性の 10^{-3} 倍とする。
- ③減衰定数は、全て 1% とした。これより、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、1 次振動モード ($f_1 = 0.372H_z$, $h_1 = 0.01$) と 5 次振動モード ($f_5 = 1.609H_z$, $h_5 = 0.01$) に着目して、レイリー減衰により減衰力をモデル化する。
- ④入力地震動は、道路橋示方書の標準加速度波形 II-II-3 の振幅を、1.5 倍した加速度波形とする。
- ⑤積分時間間隔 Δt は、1/100 秒とする。

図 2.40 に示すように、鋼材の応力度-ひずみ度関係を完全弾塑性型とし、2.2 節で述べた曲げ耐力算定モデルによって、圧縮縁が降伏ひずみに達した後、降伏ひずみが断面中心方向に進行し、やがて引張縁も降伏ひずみに達し、断面全体に降伏ひずみが広がった全塑性状態となるまでの曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を求めた。そして、それを完全弾塑性型の骨格曲線にモデル化した。

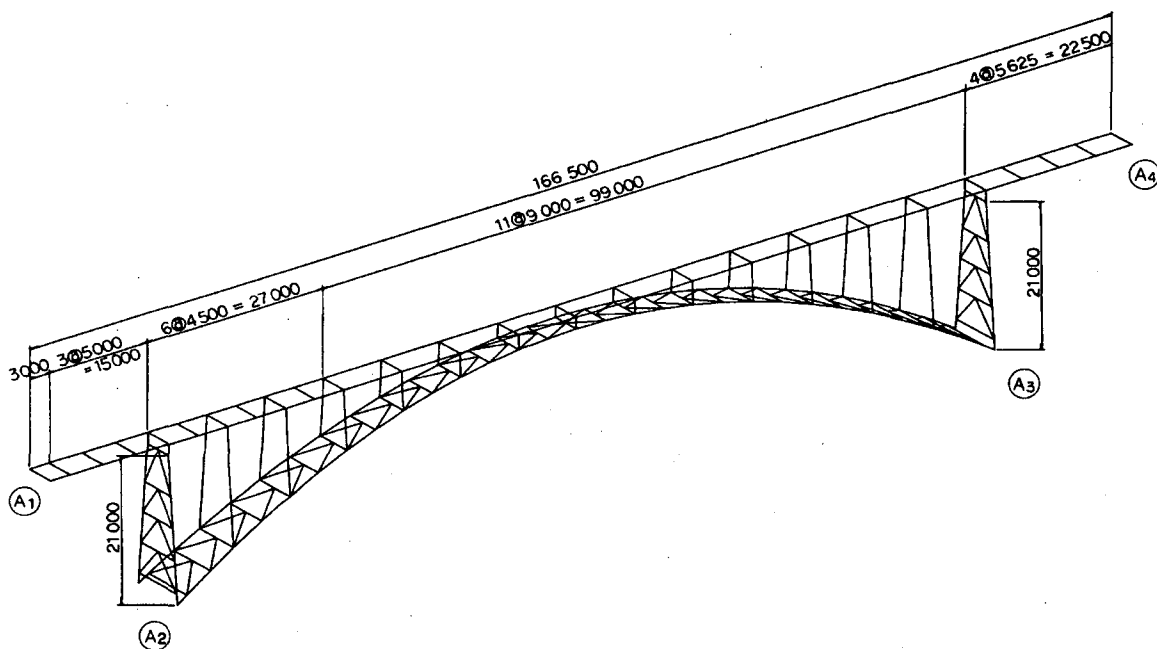


図 2.39 比較計算の対象とした 2 ヒンジ鋼アーチ橋

まず、各解析ソフトで、上記の①から⑤までの解析条件以外の条件は任意とした比較計算を行った。図 2.41 は、A1 橋台側の桁端における橋軸方向変位を比較したものである。図には、汎用構造解析ソフト ABAQUS との比較も示してある。解析ソフト A, B, C, D, E 間の差は小さく、解析結果は良く一致していると言える。解析ソフト A と ABAQUS を比較すると、ABAQUS の応答波形が若干正側にシフトしているために、正側の振幅のピーク値が大きくなっている。これは、ABAQUS では、非線形梁要素 (今回はアーチリブと鉛直材) には、構造減衰を考慮できないため、

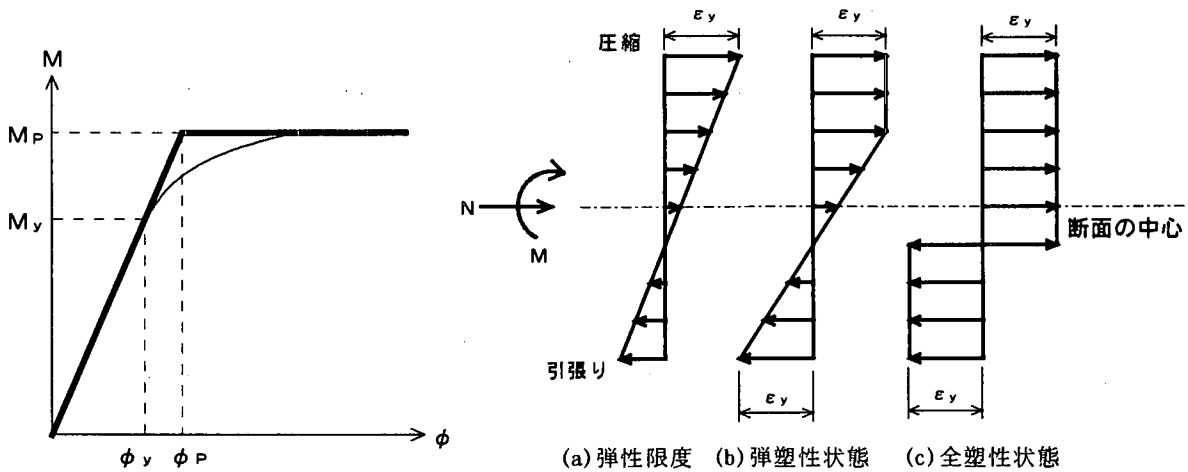


図 2.40 鋼部材の弾塑性状態と曲げモーメントと曲率の関係

構造系としての減衰効果がここで対象とした他の解析ソフトよりも小さくなっているからである。なお、ABAQUS の非線形性の制御は、解析ソフト D と同じ、部材両端部と部材中央の 3 箇所である。

図 2.42 は、アーチリブの軸力と曲げモーメントの最大応答値の分布を比較したものである。曲げモーメントが降伏に達している部材に着目すると、解析ソフト A と D は、部材の両端部で（解析ソフト D は部材の中央でも）非線形性を制御しているため、曲げモーメントが、全塑性曲げモーメントを越えることはないが、解析ソフト B, C, E は、部材の中央で非線形性を制御しているので、部材端の曲げモーメントが全塑性モーメントを越えていることがわかる。このように、部材中央で非線形性を制御する解析ソフトでは、部材中央の曲げモーメントを用いてその分布を描く等の配慮をしないと、非線形化した部材の曲げモーメントを大きく評価することになる。この点を除けば、各解析ソフト間で、わずかに違いがみられるがその差は小さく、実用上何ら問題がないことがわかる。

表 2.8 は、桁の橋軸方向変位、加速度、降伏に達した部材の曲げモーメントと曲率の最大応答値とその発生時刻および、最大応答値の解析ソフト A に対する比率を示したものである。表より、降伏に達した部材の曲率に関して、各解析ソフト間で差が大きいことがわかる。図 2.40 に示したような完全弾塑性型の場合、曲げモーメントが降伏に達した場合は、曲げモーメントは増加せず、変形（曲率）のみが増加するため、部材の損傷の大小は、応答曲率で評価する必要がある。このような観点から、表 2.8 の応答曲率の差を眺めると、実用上は、各解析ソフト間のバラツキは、もっと小さい方が望ましい。そこで、降伏に達した部材の応答曲率の差を小さくすることを目的に、前述した解析条件①から⑤に、さらに、次の 2 つの解析条件を追加した。

⑥不平衡力の収束計算は行わず、不平衡力を次ステップに持ち越す。

⑦積分時間間隔を、1/100 秒とした場合と、1/1000 秒とした場合の 2 ケースを行う。

そして、部材の損傷の進行を厳密に考慮した解析を行っているということから、解析ソフト D より得られる曲率を基準として、他の解析ソフトの曲率が解析ソフト D の値にどこまで近づくかを検討した。図 2.43 は、解析ソフト A と D の部材の両端部と、部材の中央（解析ソフト A の値は、両端部の平均値）の曲げモーメントと曲率を比較したものである。両解析ソフトの解析結果は、良く一致していることがわかる。同様に、図 2.44 は、解析ソフト D と解析ソフト B, C, E の部

材中央における応答を比較したものである。表 2.9 は、降伏に達した部材の曲げモーメントと曲率の最大応答値とその発生時刻および、解析ソフト D に対する比率を示したものである。各解析ソフトとも、最大応答発生時までは良く一致しているが、最大応答値発生後の応答波形に差がみられるが、その差は小さいことがわかる。解析ソフト C と解析ソフト E は、積分時間間隔を 1/100 秒とした解析結果の方が、解析ソフト D の積分時間間隔 1/1000 秒とした解析結果に近かったので 1/100 秒の結果を載せている。なお、各解析ソフトとも、積分時間間隔 1/100 秒と 1/1000 秒の解析結果の差は小さく、同一解析ソフトの中での比較ならば、1/100 秒でも実用上問題がないと言える。

表 2.9 より、応答曲率は、各解析ソフト A, B, C, E の結果が、解析ソフト D に対して±10% 以内の範囲に分布しており、実用上問題がないと言える。

表 2.8 鋼アーチ橋を対象とした非線形動的解析の比較計算結果 (その 1)

着目量等		解析ソフト					
		A	B	C	D	E	
桁の橋軸方向	変位 (mm)	最大応答	-308.3	-309.9	-311.2	-310.1	-310.4
		時刻(sec)	5.85	5.86	5.84	5.85	5.85
		比率	—	1.01	1.01	1.01	1.01
	加速度 (g)	最大応答	1.53	1.55	1.53	1.43	1.52
		時刻(sec)	8.9	4.96	8.89	8.91	8.63
		比率	—	1.02	1.00	0.94	1.00
材メン アーチ トリブ の最大 となる 部	曲げ モーメント (MN·m)	最大応答	11.17	11.17	11.16	11.16	11.17
		時刻(sec)	5.97	5.96	5.93	5.89	10.02
		比率	—	1.00	1.00	1.00	1.00
	曲率 ($\times 10^{-3}$ rad/m)	最大応答	4.04	4.72	3.16	3.01	3.35
		時刻(sec)	5.97	5.96	5.93	5.89	10.02
		比率	—	1.17	0.78	0.75	0.83
非線形化の判定		部材端部	部材中央	部材中央	部材端部と部材中央	部材中央	
不平衡力の処理		収束計算を行い、誤差を次のステップに持ち越す	収束計算を行わず、不平衡力を次のステップに持ち越す	収束計算を行わず、不平衡力を次のステップに持ち越す	収束計算を行い、誤差を次のステップに持ち越す	収束計算を行い、誤差を次のステップに持ち越す	
着目した部材の曲げモーメントと曲率		部材の j 端	部材中央	部材中央	部材の j 端	部材中央	

注) 比率は解析ソフト A に対する比率

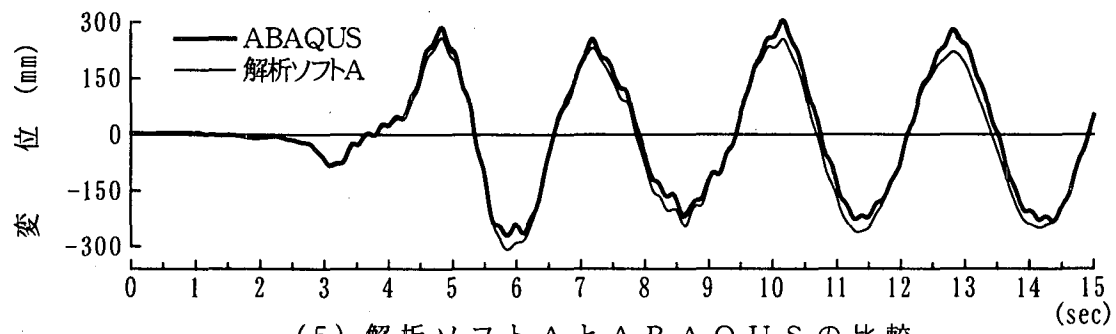
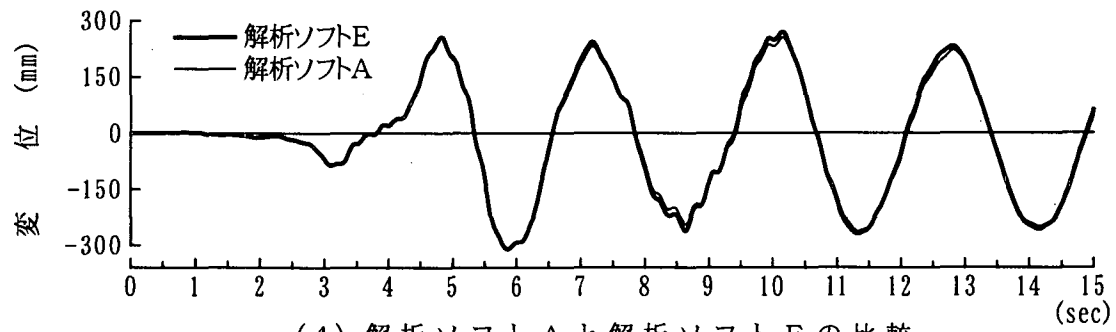
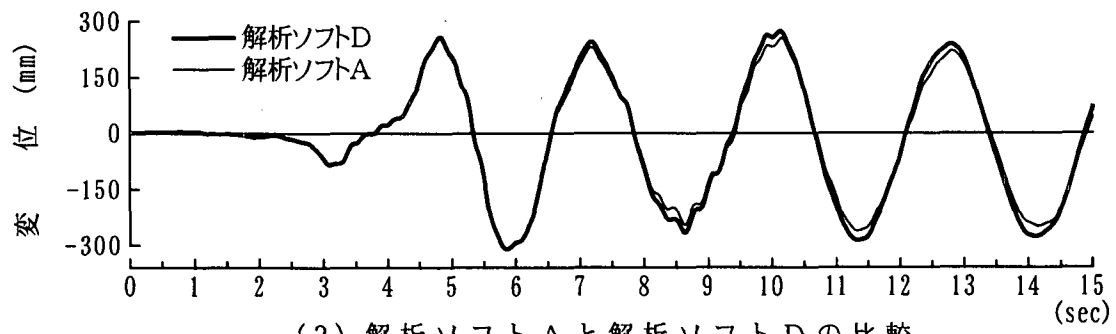
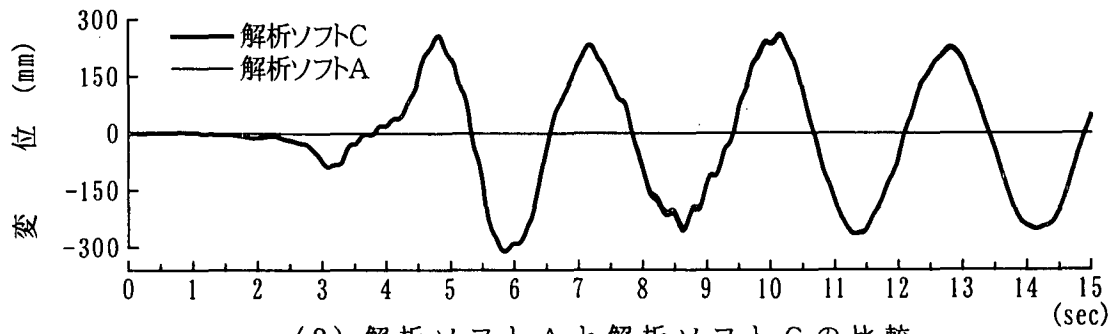
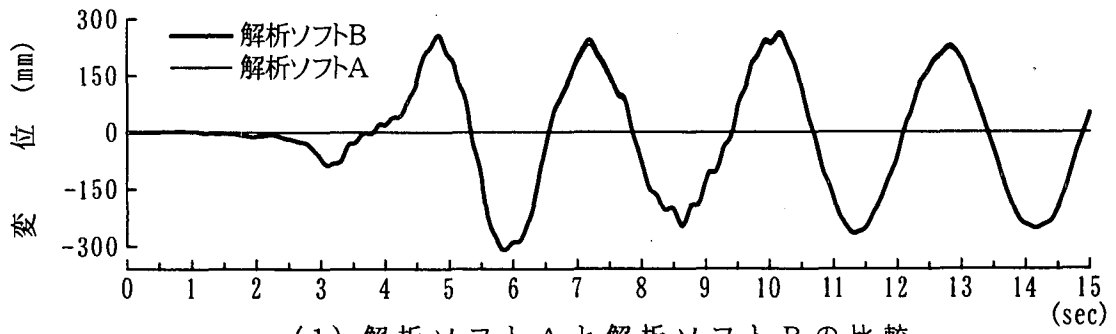


図 2.41 鋼アーチ橋における桁端部の橋軸方向変位の比較

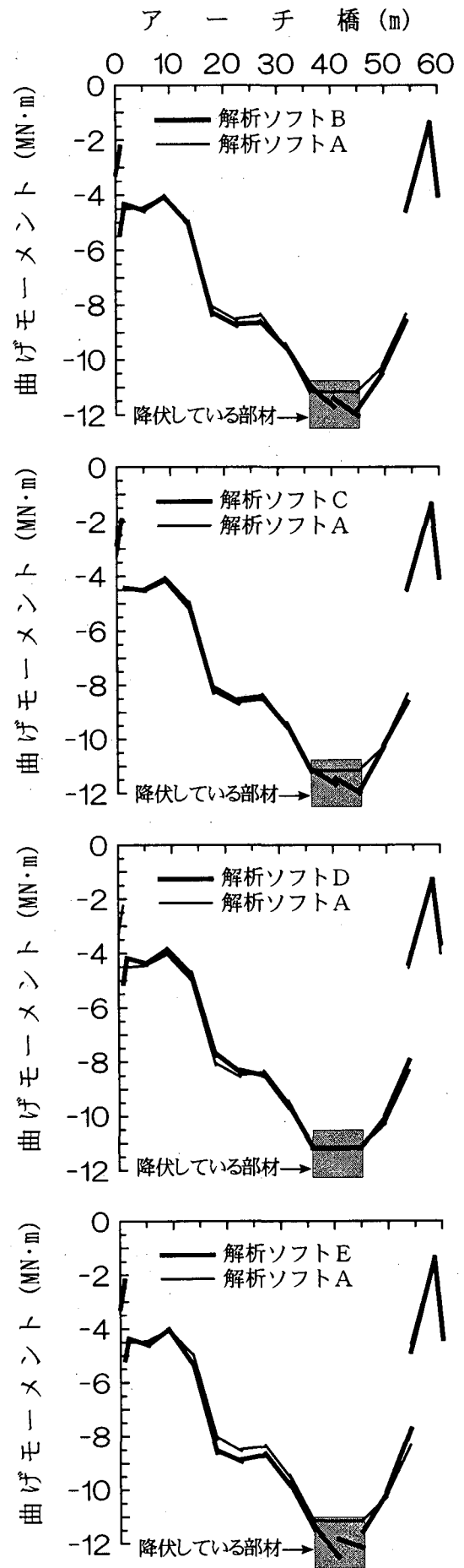
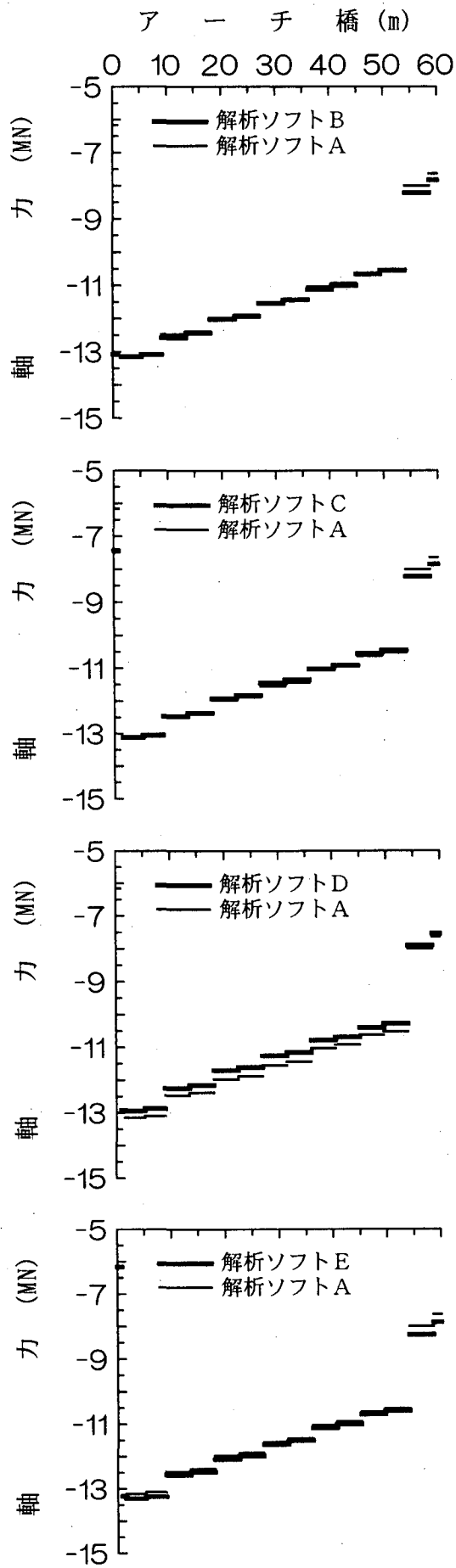
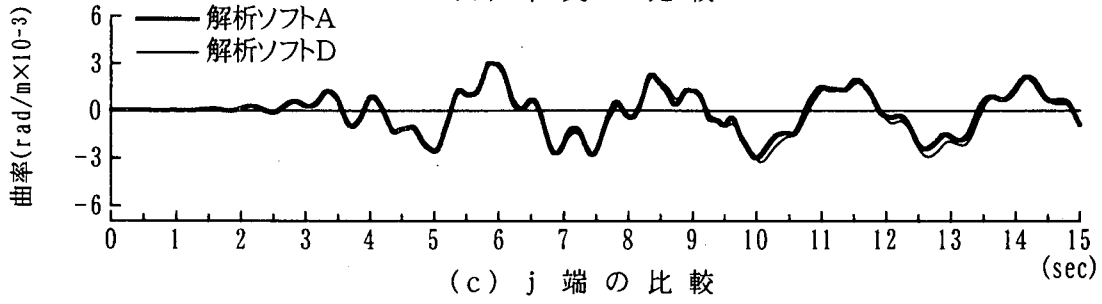
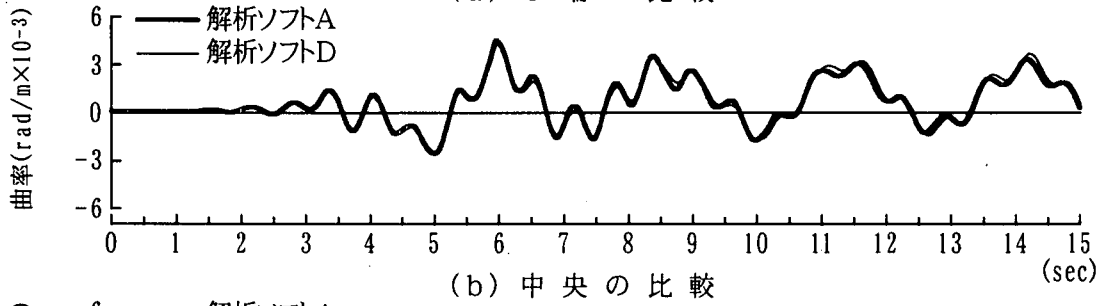
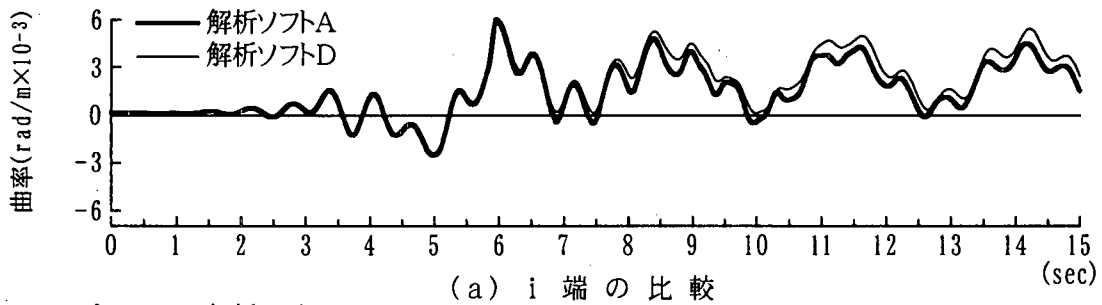
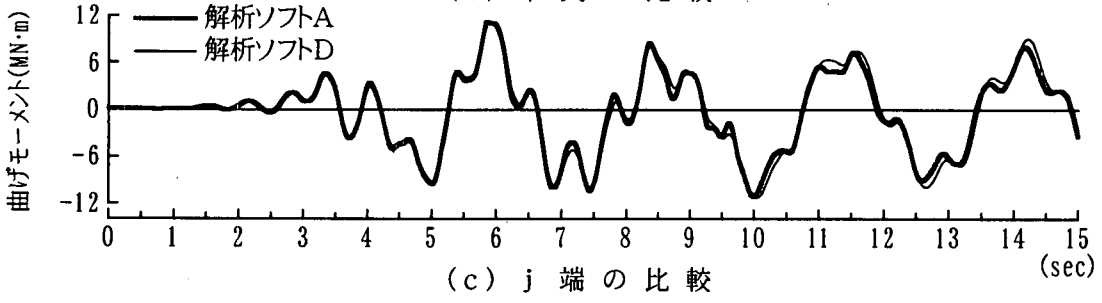
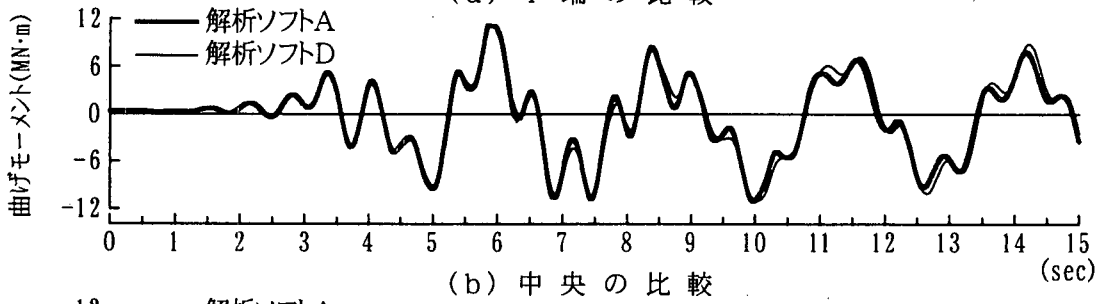
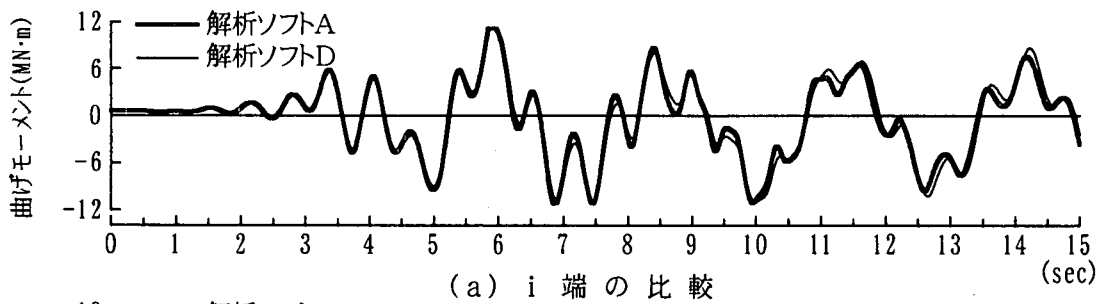


図 2.42 鋼アーチ橋におけるアーチリブの軸力と曲げモーメントの比較



(1) 解析ソフトDと解析ソフトAの曲率の比較



(2) 解析ソフトDと解析ソフトAの曲げモーメントの比較

図 2.43 鋼アーチ橋におけるアーチリブの曲げモーメントと曲率の比較 (その 1)

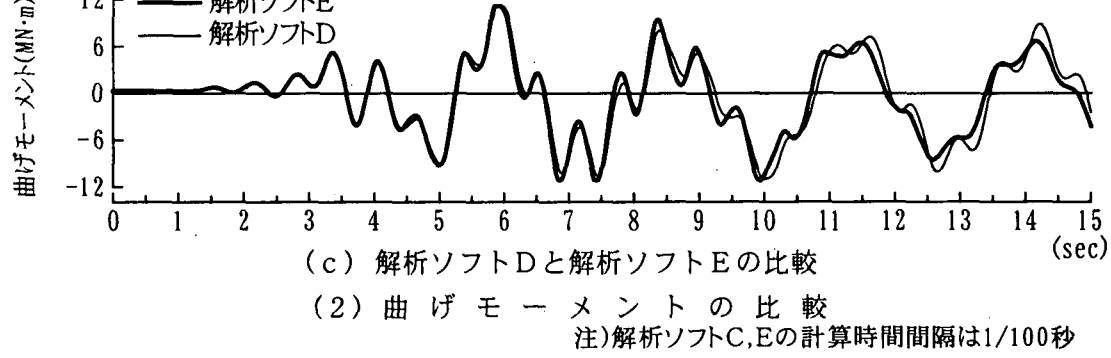
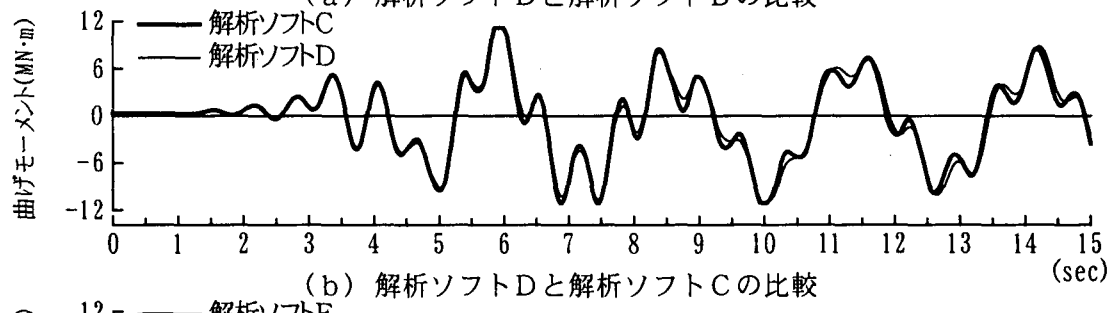
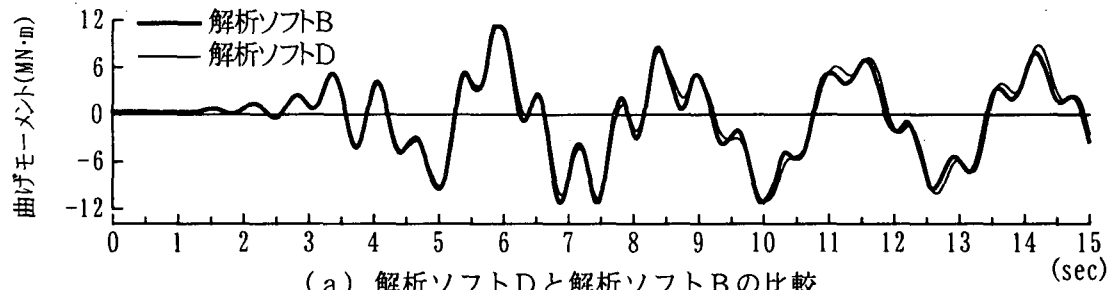
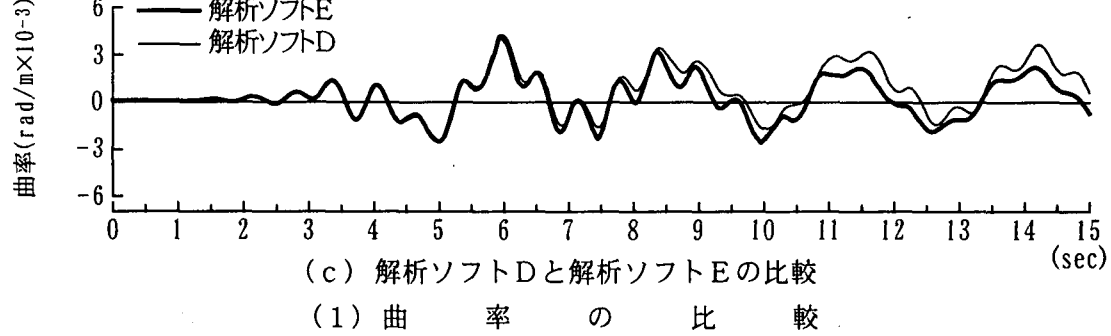
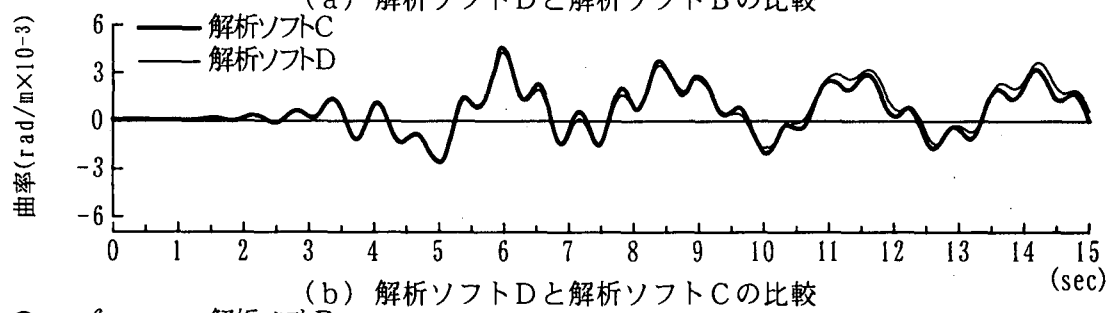
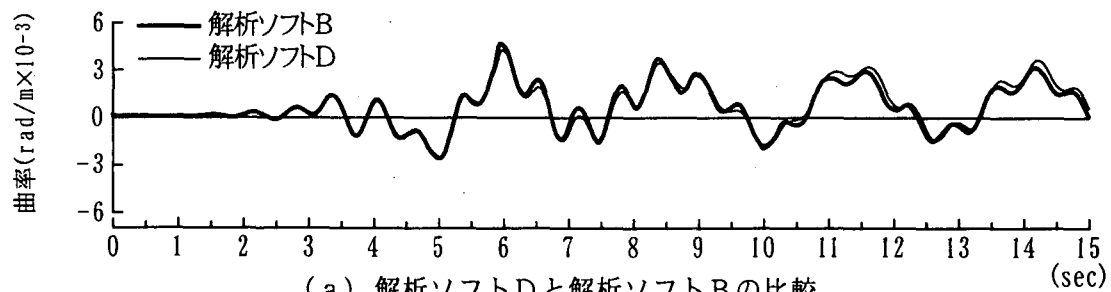


図 2.44 鋼アーチ橋におけるアーチリブの曲げモーメントと曲率の比較 (その 2)

表 2.9 鋼アーチ橋を対象とした非線形動的解析の比較計算結果 (その 2)

着目量等			解析ソフト		A	B	C	D	E
アーチリブの曲げモーメントが最大となる部材	曲げモーメント (MN)	i 端	最大応答	11.18	—	—	11.18	—	
			時刻(sec)	5.96	—	—	5.98	—	
			比 率	1.000	—	—	—	—	
		中央	最大応答	11.16 ³⁾	11.18	11.18	11.17	11.17	
			時刻(sec)	5.96	5.94	5.96	5.98	5.94	
			比 率	0.999	1.000	0.999	—	1.000	
		j 端 ⁴⁾	最大応答	11.16	—	—	11.16	—	
			時刻(sec)	5.86	—	—	10.06	—	
			比 率	1.000	—	—	—	—	
	曲 率	i 端	最大応答	6.045	—	—	6.112	—	
			時刻(sec)	5.96	—	—	5.98	—	
			比 率	0.989	—	—	—	—	
		中央	最大応答	4.510 ³⁾	4.690	4.600	4.295	4.197	
			時刻(sec)	5.96	5.94	5.96	5.98	5.94	
			比 率	1.050	1.092	1.071	—	0.977	
		j 端 ⁴⁾	最大応答	3.010	—	—	3.245	—	
			時刻(sec)	5.86	—	—	10.06	—	
			比 率	0.928	—	—	—	—	
備 考				1) 不平衡力の処理は、収束計算を行わず、次のステップに持ち越す。 2) 計算時間間隔 Δt は解析ソフト A, B, D が 1/1000 秒, 解析ソフト C, D が 1/100 秒 3) 解析ソフト A の部材中央の値は、i 端と j 端における値の平均値である。 4) 部材の j 端部に関しては、5.86 秒と 10.06 秒の応答値が接近しており、解析ソフト A では 5.86 秒, 解析ソフト D では 10.06 秒で最大応答が生じている。参考までに、5.86 秒と 10.06 秒での応答値を比較すると次のようになる。 5.86 秒 3.010 (A) / 2.994 (D) = 1.005 10.06 秒 -2.983 (A) / -3.245 (D) = 0.919					

注) 比率は解析ソフト D に対する比率

参考文献

- 1) 川島一彦監訳, 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998
- 2) (株)日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 I~V編, 1996
- 3) (株)土木学会, 平成8年制定コンクリート標準示方書 [設計編], [耐震設計編], 1996
- 4) (財)鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説, コンクリート構造物, 丸善, 1992
- 5) (株)土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会耐震設計 WG, 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996
- 6) 日本道路公団東京第一管理局, 東名高速道路橋梁下部大規模地震補強対策検討指針(案), 1988
- 7) 星隈順一, 地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の開発に関する研究, 九州大学学位論文, 1998
- 8) (株)日本建築学会, 多次元入力地震動と構造物の応答, 1998
- 9) (株)土木学会コンクリート委員会耐震研究小委員会, コンクリート技術シリーズ No.20 コンクリート構造物の耐震技術-現状と将来展望-, 1997
- 10) (財)土木研究センター, 平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書, 1997
- 11) 武村浩志, 川島一彦, 鉄筋コンクリート橋脚の載荷履歴特性のモデル化, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, 1997
- 12) 沈赤, 矢部正明, 伊藤学, 静的非線形解析による斜張橋の耐震性能評価, 第13回中国橋梁學術會議に投稿中(中国語), 1998
- 13) (財)日本道路協会, 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997
- 14) (財)日本道路協会, 道路橋の耐震設計に関する資料-PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎, 深礎基礎等の耐震設計計例-, 1998
- 15) (財)土木研究センター, 平成9年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書, 1998