

超過作用に対する破壊プロセスに基づく 耐震設計法の高度化の検討

篠原 聖二¹・鬼木 浩二²・田崎 賢治³

¹正会員 博士(工学) 阪神高速道路株式会社 (〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-4)

²正会員 修士(工学) 大日本コンサルタント株式会社 (〒330-6011 さいたま市中央区新都心11-2)

³正会員 博士(工学) 大日本コンサルタント株式会社 (〒330-6011 さいたま市中央区新都心11-2)

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において、阪神高速道路は建設当時の耐震設計基準を満たしていたにも関わらず、設計上の想定を超える地震動により甚大な被害を受けた。2011年の東北地方太平洋沖地震や2016年の熊本地震においても、巨大津波や震度7クラスの地震が連続して発生するなど、設計上の想定を超える事象が発生し、数多くの構造物が甚大な被害を受けた。我が国の耐震設計基準は、このように大規模な地震が発生して構造物に甚大な被害を受ける度に、設計地震動が繰返し引き上げられてきた。今後高い確率で発生が予想される南海トラフ地震や都市直下型地震に備えるためには、設計者が、基準で与えられた地震動に対して、決められた方法で設計する”マニュアル的な”設計体系ではなく、設計基準を上回るような地震動に対して橋がどのような状態に陥るのかを想像しながら設計できるような設計体系を目指していく必要がある。

そこで本稿では、設計者が超過作用に対する破壊プロセスを想像しながら設計できる設計体系の構築を目的として、最大級シナリオ地震動に対する限界状態の照査を加えた耐荷性能マトリクス、一連の破壊プロセスの確認、ならびに設計で想定しているような耐力の階層化が実現できているか確認するためのプッシュオーバー解析の導入を提案する。また、リダンダンシーの高い橋梁とするための上下部接続部の構造として、支承構造に代わり剛結構造を標準とする上下部接続部の構造形式の選定フローをあわせて提案する。

2. 超過作用に対する破壊プロセスに基づく耐震設計法の提案

(1) 道路橋示方書の改定

道路橋示方書¹⁾は2017年に改定され、「部分係数設計法」及び「限界状態設計法」が導入された。部分係数設計法では、外力、抵抗力それぞれに対して、安全率を要因毎に細分化して設定することで、安全性が向上するとともに、きめ細やかな設計が可能となり、構造の合理化によるコスト縮減が期待される。また、限界状態設計法では、大地震や様々な荷重に対して橋の限界状態（1～3）を定義し、複数の限界状態に対して安全性や機能性を確保することで、橋に求める共通的な性能が明確となり、多様な構造や新材料の導入が可能となる。本稿では、「部分係数設計法」及び「限界状態設計法」が導入された2017年の道路橋示方書の規定をもとに、耐震設計フローの体系を提案する。

(2) 耐震設計フローと耐荷性能の照査方法の提案

本稿で提案する耐震設計フローを図-1に示す。まず、構造諸元を仮定し、変動作用支配状況として、常時、暴風時に対する照査を静的照査法により行い、レベル1地震動に対する照査を静的または動的照査法により行う。次に偶発作用支配状況として、レベル2地震動に対する照査を動的照査法により実施する。これ以降のステップが道路橋示方書には規定されていない、本稿における独自の提案となる。まず、超過作用支配状況として、最大級シナリオ地震に対する照査を動的照査法により実施する。ここで、最大級シナリオ地震動とは、架橋地点における地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情

報，地下構造に関する情報，当該地点の地盤条件に関する情報，既往の強震記録等を考慮して断層モデル等の適切な手法を用いて推定した地震動群のうち，対象橋梁に及ぼす影響が最も大きいシナリオ地震動と定義する。

本提案における橋の耐荷性能マトリクスを表-1に示す。レベル1地震動のような変動作用が支配的な状況においては，橋としての荷重を支持する機能が損なわれていない状態であり，橋の限界状態1および限界状態3を超えないことの実現性を照査する。また，レベル2地震動のような偶発作用が支配的な状況においては，部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが，橋として予め想定する荷重を支持する能力の範囲である状態であり，橋の限界状態2および限界状態3を超えないことの実現性を照査する。最大級シナリオ地震動のような超過作用が支配的な状況においては，構造安全面から致命的な状態でないこととして，限界状態3を超えないことの実現性を照査する。レベル2地震動の地震強度を上回る最大級シナリオ地震動に対して限界状態3を超えないことを照査することで，落橋に対する構造安全性を高められるとともに，設計者がその橋が落橋する姿をイメージし，そうならないためにどのような構造とすべきか想像力が求められることになる。

表-1の耐荷性能マトリクスを満足するための限界状態の設定を表-2に示す。レベル1地震動のような変動作用が支配的な状況においては，上部構造，上下部接続部，下部構造，基礎，いずれも限界状態1を超えないことを照査する。また，レベル2地震動のような偶発作用が支配的な状況においては，上部構造，上下部接続部は限界状態1を，下部構造は限界状態2を超えないことを照査し，基礎は条件に応じて副次的な塑性化を許容する。上下部接続部が剛結構造のようなラーメン橋においては，上部構造にも副次的な塑性化を許容する。最大級シナリオ地震動のような超過作用が支配的な状況においては，上部構造，上下部接続部は限界状態1を，下部構造は限界状態3を超えないことを照査し，基礎は条件に応じて副次的な塑性化を許容する。上下部接続部が剛結構造のようなラーメン橋においては，偶発作用が支配的な状況と同様，上部構造にも副次的な塑性化を許容する。

(3) 破壊プロセスの確認のためのプッシュオーバー解析

図-1の耐震設計フローに従い，最大級シナリオ地震動に対して限界状態3を超えないことを照査した後，一連の破壊プロセスの確認，ならびに設計で想

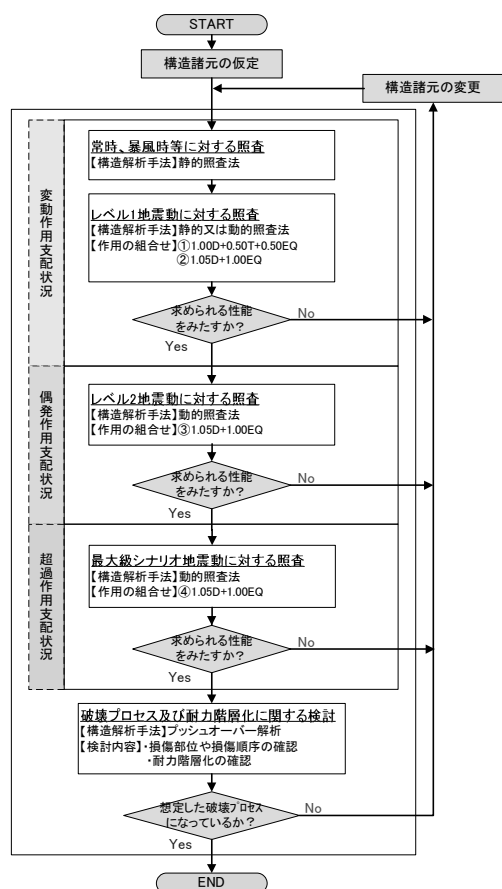


図-1 提案する耐震設計フロー

表-1 耐荷性能マトリクス

状態	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	橋としての荷重を支持する機能が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが，橋として予め想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	落橋等の致命的な状態に至らないだけの十分な終局強さを有している状態
状況			
永続作用や変動作用が支配的な状況	状態を所要の信頼性で実現する。	—	所要の安全性を確保する。
偶発作用が支配的な状況 (L2地震動)	—	状態を所要の信頼性で実現する。	所要の安全性を確保する。
超過作用が支配的な状況 (最大級シナリオ地震動)	—	—	所要の安全性を確保する。
	橋の限界状態1	橋の限界状態2	橋の限界状態3

表-2 耐荷性能を満足するための限界状態の設定

作用の区分	地震動	目標とする橋の限界状態	各構造における限界状態				適用する橋の例
			上部構造	上下部接続部	下部構造	基礎	
永続作用や変動作用が支配的な状況	レベル1地震動	橋の限界状態1：橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない限界の状態	限界状態1	限界状態1	限界状態1	限界状態1	—
偶発作用が支配的な状況	レベル2地震動	橋の限界状態2：部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが，橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり，荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態	限界状態1	限界状態1	限界状態2	限界状態1 (副次的)	免震橋以外の一般的な桁橋等
			限界状態1 (副次的)	—	限界状態2	限界状態1 (副次的)	ラーメン橋
偶発作用を超える状況	最大級シナリオ地震動	橋の限界状態3：これを超えるとは構造安全性が失われる限界の状態	限界状態1	限界状態1	限界状態3	限界状態1 (副次的)	免震橋以外の一般的な桁橋等
			限界状態1	—	限界状態3	限界状態1 (副次的)	ラーメン橋

定しているような耐力の階層化が実現できているか確認するためにプッシュオーバー解析を行う。動的解析では振動特性や減衰を考慮できるが、入力地震動に対して一義的な応答値を示すにとどまる。設計の最終プロセスとしてプッシュオーバー解析を行うことで、橋梁がどのような部位からどのような順序で破壊し終局に至るのか設計者が想像し、確認することができる。なお、プッシュオーバー解析は部材の終局に伴う荷重の再分配を評価できるような高度な手法で実施することが望ましいが、難しい場合は橋梁全体の中で最初の部材が終局に達した点までを信頼性のある解析結果として評価することになる。

3. 提案する設計法に基づく試設計

ここでは、図-1で示した耐震設計フローに基づき、試設計を行う。試設計は中間支点の上下部接続部を支承とした多点固定モデルと、中間支点を剛結とした剛結モデルの2種類とした。

(1) 設計条件

図-2に多点固定モデル、剛結モデルの側面図と正面図を、表-3に構造諸元を示す。橋梁形式は鋼5径間連続合成細幅箱桁橋、橋長は300m、支間長は5@60mとした。下部構造はRC橋脚、橋脚高さ20m、基礎構造は、杭長47m、杭径1200/1000mmの鋼管ソ

イルセメント杭（N=22本）とした。上下部接続部の条件は、多点固定モデルでは上下部接続部を固定支承とし、剛結モデルでは、中間支点を剛結構造、端支点を可動支承（橋軸直角方向は固定条件）とした。

地盤条件を表-4に示す。対象とした地盤は、III種地盤に該当し、表層14.6mの埋土層は液状化が生じると判定される土層のため、地盤反力係数の低減係数DEを考慮した。なお、多点固定モデルと剛結モデルの違いは上下部接続部の形式のみとし、それ以外の橋脚や基礎の諸元は同一とした。

解析モデルを図-3に示す。RC橋脚は、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮できるファイバー要素でモデル化し、基礎は、S-Rばねでモデル化した。地震動は道示に規定されているレベル1、レベル2地震動、および、本稿で提案する最大級シナリオ地震動を用いる。地震動の加速度応答スペクトルと卓越周期の関係を図-4、5に示す。なお、最大級シナリオ地震動は架橋地点の地震環境をもとに断層モデル等から算定することを基本と考えているが、本検討では具体的な架橋地点を想定していないため、レベル2地震動（タイプII）の加速度応答スペクトルを1.5倍した地震動を用いた。橋軸方向の卓越周期は多点固定構造が0.95s、剛結構造が0.79sとなり、橋軸直角方向の卓越周期は多点固定構造、剛結構造ともに0.68s程度となった。橋軸方向では、多点固定構造に対して、剛結構造の方が0.2s程度、卓越周期が

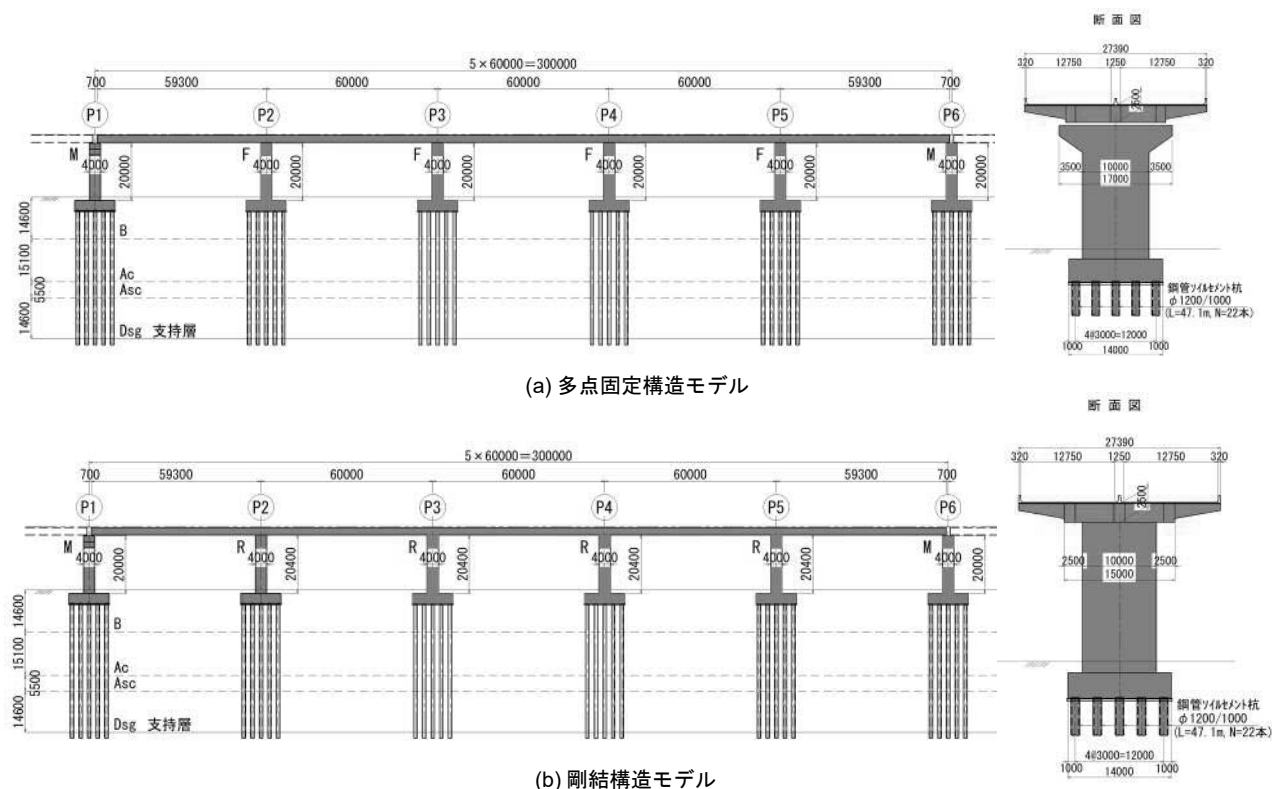


図-2 検討対象橋梁の側面図と断面図（単位：mm）

表-3 構造諸元

条件	項目	単位	検討ケース	
			多点固定モデル	剛結合モデル
橋梁条件	形式	—	鋼5径間連続統合細幅箱桁橋	
	橋長	—	300m (5@60m)	
	幅員	—	27m (6車線)	
上部構造	床版	—	超高強度繊維補強コンクリート(UFC)床版	
	支承条件	—	多点固定	剛結合
下部構造	橋脚	—	RC橋脚	RC橋脚
	コンクリート σ_{ck}	N/mm ²	24	24
	鉄筋	—	SD345	SD345
基礎構造	フーチング	—	フーチング	フーチング
	杭種類	—	鋼管V型杭	鋼管V型杭
	杭本数	本	22	22
	杭径	mm	1200	1200
	鋼管径	mm	1000	1000

表-4 地盤条件

地層名	記号	層厚 (m)	N値 (回)	単位体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kN/m ²)	液化低減係数	L1	L2
埋土層	B	14.6	7	21	0	38	19600	2/3	1/3	
粘性土層	Ac	15.0	5	16	66	0	14000	—	—	
砂質土・粘性土互層	Asc	5.5	8	17	0	29	22400	—	—	
上部洪積互層	Dsgc	14.6	32	20	0	32	89600	—	—	

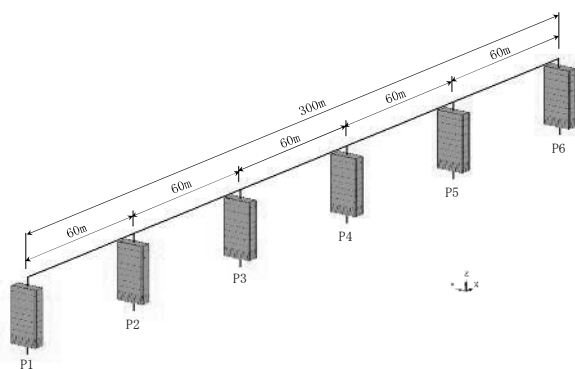


図-3 解析モデル（剛結構造・ファイバーモデル）

短くなった。入力地震動の加速度スペクトルと比較すると、いずれの卓越周期もスペクトルがフラットの領域にあり、卓越周期の違いにより入力エネルギーの違いは大きくないと考えられる。

(2) 設計結果

多点固定モデルにおける橋軸方向、橋軸直角方向のプッシュオーバー解析の結果を図-6に示す。図中にはファイバーモデルとM- ϕ モデルの荷重－変位関係を示している。M- ϕ モデルでは、完全弾塑性型の荷重－変位関係になっているのに対して、ファイバーモデルの荷重－変位関係はM- ϕ モデルを上回るように曲線を描いている。これはM- ϕ モデルが完全弾塑性の構成則を用いているのに対して、ファイバーモデルでは、ひずみ硬化を考慮した構成則を用いているためである。例えば、橋軸方向では、図中に示すように、支承よりも先に橋脚を降伏させようとした場合、M- ϕ モデルでは、支承の耐力が橋脚の耐力を上回るように設定していたとしても、ファイバーモデルでは、橋脚の最大耐力が支承の耐力を上回ることがある。この場合、橋脚が最大耐力に至る前に、支承が降伏、あるいは損傷してしまうこととなるため、設計で想定している破壊プロセスと異なってくる

と考えられる。同様に、橋軸直角方向では、図中に示すように、基礎よりも先に橋脚基部を損傷させようとした場合、M- ϕ モデルでは、基礎の耐力が橋脚基部の耐力を上回るように設定していたとしても、ファイバーモデルでは、橋脚基部の最大耐力が基礎の耐力を上回ることがある。この場合、橋脚が最大耐力に至る前に、基礎が降伏、あるいは損傷してしまうこととなるため、設計で想定している破壊プロセスと異なってくる考えられる。

従って、解析モデルはファイバーモデルを用いることとする。ファイバーモデルにおける橋脚の最大耐力点を上回るように支承の降伏耐力や基礎の耐力を設計しておくことで、確実に橋脚の塑性ヒンジによりエネルギー吸収を図ることが可能となる。多点固定モデルでは、橋脚の下端が限界状態1に達した後、同じく橋脚の下端が限界状態2、限界状態3に達する。

剛結モデルにおける橋軸方向、橋軸直角方向のプッシュオーバー解析の結果を図-7に示す。剛結モデルでは、中間橋脚の下端が限界状態1に達した後、同じく中間橋脚の下端が限界状態2、限界状態3に達する。限界状態3に達するまで、水平震度は増加し続けていることがわかる。その後も水平震度は増加するが、限界状態3を超えた後の解析の信頼性は十分ではないため、ここでは最初に限界状態3に達した時点を橋の限界状態3とした。なお、道路橋示方書¹⁾では一層式ラーメン橋脚の、限界状態3は、複数個所に形成される全ての塑性ヒンジが所定の限界状態3に達するときの状態とし、このときの変位を限界状態3に相当する変位の特性値として、制限値を算出することとされている。これは、土木研究所で実施された一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚模型に対する荷重の正負交番繰返し載荷実験及びその実験に対する解析の結果から、道路橋示方書に規定される構造細目に基づいて配筋すれば、ここに規定する方法により算出される限界状態に相当する水平変位を超えても、一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚が水平耐力を保持できなくなる状態には至らないだけの十分なねばりを有していること、また、最初に限界状態3に達した塑性ヒンジに生じる曲率とその断面の限界状態3の曲率を超えても橋脚としての倒壊に結びつくことがないこと等から定められている。したがって、本検討におけるラーメン橋脚についても、最初の部位が限界状態3に達した後でも、複数個所に形成される全ての塑性ヒンジが所定の限界状態3に達するまでは水平耐力を保持できるものと考えられる。

多点固定モデルは、最大水平震度0.9程度、限界

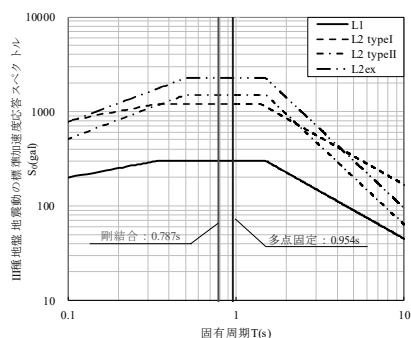
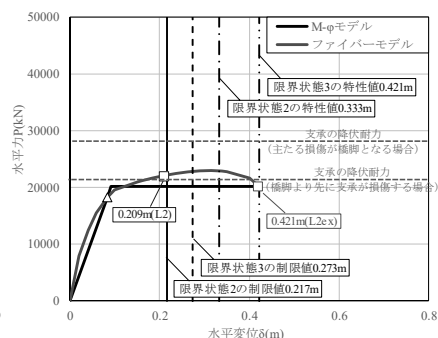
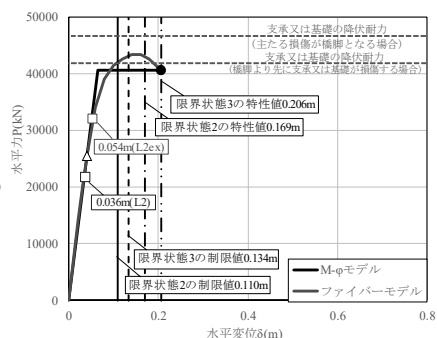


図-4 加速度応答スペクトルと卓越周期の関係(橋軸方向)



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-6 荷重－変位関係および応答値 (多点固定構造)

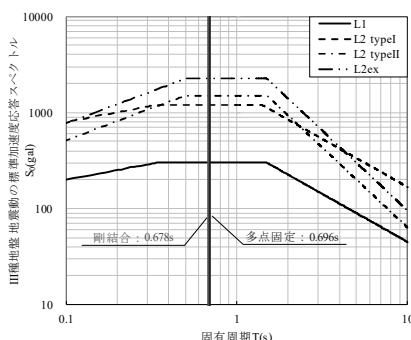
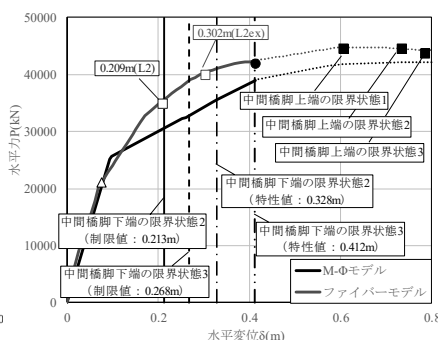
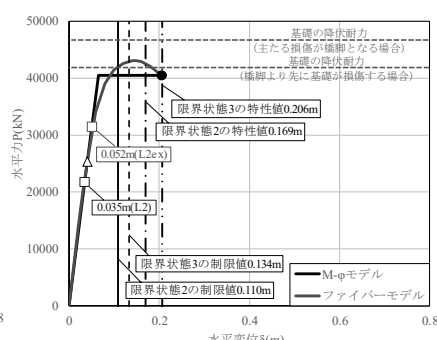


図-5 加速度応答スペクトルと卓越周期の関係(橋軸直角方向)



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-7 荷重－変位関係および応答値 (剛結構造)

状態2に相当する水平変位の制限値は0.22m, 境界状態3に相当する水平変位の制限値は0.27mであった。剛結モデルは, 最大水平震度が1.75程度, 境界状態2に相当する水平変位の制限値は0.21m, 境界状態3に相当する水平変位の制限値は0.27mとなり, 多点固定モデルと比べて最大水平耐力は大きく, 同程度の変形能を有していることがわかる。

図-6, 7には, レベル2地震動と最大級シナリオ地震動の動的解析における応答値も合わせて示している。多点固定構造, 剛結構造いずれのモデルも, レベル2地震動に対して境界状態2の制限値を超えないように設計した結果, 最大級シナリオ地震動に対しては境界状態3の制限値は超過するものの, 境界状態3の特性値内には収まっている。最大級シナリオ地震動に対する照査に用いる制限値については, 抵抗係数の設定を含め検討していく必要がある。

4. 上下部接続部の形式選定

(1) 支承構造の問題点

従前, 主に橋梁の上下部接続部には支承が用いられてきた。支承を用いることで, 上下部構造を物理的に分離することができるため, 設計や架設が容易になると考えられる。また, 橋梁の設計プロセスに

おいて, 支承の設計は最下流になる場合が多く, 橋脚の応答値を制限値内に収めるための調整代として扱われることが多い。

支承の耐荷性能の観点から考えると, 地震時に全く異なる動的挙動を示す上部構造と下部構造を接続する部材として負担が大きいと考えられる。また, 地震時の支承には3次元的な複雑な力が作用すると考えられるが, 設計で用いる動的解析モデルが実挙動を適切に表現しているかどうか不明確である。地震時に支承を損傷させて, 下部構造の損傷を防いで, 復旧しやすくするという支承ヒューズ論というコンセプトもあるが, 前述のように3次元的な複雑な力が発生する支承部で想定通りに損傷制御を行うには困難を伴うと考えられる。また, 維持管理面からは, 支承構造を採用する場合には, 落橋防止構造や横変位拘束構造等の落橋防止システムを整備する必要も生じ, 支承および落橋防止システムの構造体が輻輳し, 点検や補修スペースの妨げとなる場合もある。

一方, 耐久性能の観点から考えると, 鋼製支承は腐食や塵埃の蓄積による機能不全が考えられる。ゴム支承は, ゴムだけでなく, 内部鋼板の接着層が経年劣化する可能性があると考えられる^{2),5)}。また, 支承は地震時に損傷しやすい一方, 損傷しているかどうか点検するためには1基1基の橋脚の梁上に上って点検する必要があるため, 地震後の緊急点検に時間を

要すると考えられる。

(2) 上下部接続部の構造形式の選定フローの提案

図-8に上下部接続部の構造形式の選定フローを提案する。提案する選定フローでは、剛結構造を基本としている。剛結構造は支承を必要とせず、耐荷性能としては、接続部で破壊しないよう耐力の階層化設計が可能となる。また、接続部付近が塑性化したとしても、橋梁全体の不静定次数が高いため、急激な耐力の低下が生じにくいと考えられる。耐久性性能としても、ゴム支承の内部構造の接着層の劣化や、鋼製支承の腐食や機能不全といった問題は生じない。支承構造のように狭隘なスペースをつくらなことから、上部構造や下部構造のような一般部の維持管理方法と同様に点検を行うことが可能である。シンプルな構造となるため優れた景観形成も可能となる。一方、剛結構造は常時の温度変化において橋脚に不静定力が発生するが、地盤ばねを見込んだ基礎の変形・回転を考慮することにより設計の成立性を高めることができる。ただし、剛結構造の採用により、著しくコストが増大する等、適用性が低い場合は、鋼製支承を用いた多点固定構造とすることとした。鋼製支承を用いた多点固定構造とすることで、ゴム支承の内部鋼板の接着層の劣化の課題を考える必要がなくなる。多点固定構造の採用も難しい場合は、機能分離型支承の採用を検討することとした。ここで、機能分離型支承とは、鉛直方向は鋼製支承で、水平方向については水平力を分担するデバイスを設置する構造である。以上のような上下部接続部の構造形式の選定フローとすることで、前述した支承構造のリスクを低減できると考えている。

5. まとめ

本稿では、設計者が超過作用に対する破壊プロセスを想像しながら設計できる設計体系の構築を目的として、最大級シナリオ地震動に対する限界状態の照査を加えた耐荷性能マトリクス、破壊プロセスの確認のためのプッシュオーバー解析の導入を提案した。また、リダンダンシーの高い橋梁を実現するための上下部接続部の構造として、支承に代わり剛結構造を標準とすることをあわせて提案した。以下に得られた主な知見を示す。

- (1) 提案した耐震設計フローに基づき、多点固定構造、剛結構造の鋼5径間連続合成細幅箱桁橋を対象に試設計を行った。多点固定構造、剛結構造

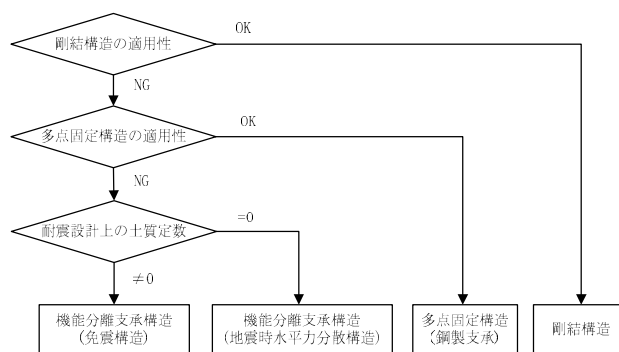


図-8 上下部接続部の形式の選定フロー

造いずれのモデルも、レベル2地震動に対して限界状態2の制限値を超えないように設計した結果、最大級シナリオ地震動に対しては限界状態3の制限値は超過するものの、限界状態3の特性値内には収まることを示した。

- (2) 橋軸方向については、剛結構造は多点固定構造に比べて、変形能は同程度であり、剛性や最大水平耐力は向上することを示した。橋軸直角方向については、剛結構造、多点固定構造ともに同様の水平力-水平変位関係となった。
- (3) リダンダンシーの高い橋梁を実現するための上下部接続部の構造として、支承構造に代わり剛結構造を標準とする上下部接続部の構造形式選定フローを示した。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.11.
- 2) 篠原聖二，星隈順一：地震により損傷した鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性評価に関する実験的研究，土木学会論文集A1（構造・地震工学）Vol.71, No.4, [特]地震工学論文集, Vol.34, pp.I_587-I_599, 2015.9.
- 3) 林訓裕，足立幸郎，五十嵐晃，党紀，濱野真彰，東出知大：積層ゴム支承の経年劣化損傷が残存性能に与える影響検討，第17回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.197-202, 2014.7.
- 4) 坂本直太，向井梨紗，篠原聖二：積層ゴム支承のゴムと内部鋼板の接着層における経年劣化特性の評価，第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2016.7.
- 5) 篠原聖二，坂本直太，向井梨紗：積層ゴム支承におけるゴム層と内部鋼板の接着層の劣化メカニズム，（公社）土木学会，第37回地震工学研究発表会，2017.10.