

橋梁の耐震設計規準の国際比較

睦好 宏史*

1. はじめに

1995年に起きた兵庫県南部地震以降、橋梁に関わる耐震設計法の大幅な改定がわが国で行われてきた。現在、橋梁に関する耐震設計法には、道路橋示方書¹⁾、鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計²⁾、土木学会制定コンクリート標準示方書³⁾が挙げられる。道路橋示方書は、道路法に規定する高速自動車国道、一般国道、都道府県道および市町村道における橋の設計・施工に適用されており、Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅲコンクリート橋編、Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編で構成されている。鉄道構造物等設計標準・同解説で橋梁に関係するものでは、コンクリート構造、鋼・合成構造、基礎構造物、杭土圧構造物、耐震設計がある。土木学会制定コンクリート標準示方書は、その時代における最新の研究成果を踏まえて作成された設計・施工法で、これが実務設計にそのまま使われることはまれで、また、法的効力もない。しかし、これまで多くの示方書に取り入れられてきており、コンクリート構造物の設計法の雛型となっている。

一方、海外の先進国における橋梁の耐震設計法を見てみると、アメリカ、ヨーロッパ、ニュージーランドにおいて独自の設計法が制定されており、アメリカでは AASHTO⁴⁾ (American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc) による橋梁設計示方書とカリフォルニア州の道路橋を対象とした CALTRANS (California Department of Transportation: カリフォルニア州道路交通局) による ATC-32⁵⁾ (橋梁設計規準)、ヨーロッパでは European Committee for Standardization (CEN) による Eurocode8⁶⁾ (Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, 以下 EC8 と記述する)、ニュージーランドでは Transit New Zealand による Bridge Manual⁷⁾ と NZS3101 Concrete Structures Standard⁸⁾ (以下 NZS3101 と記述する) が知られている。ここでは、紙数の制限等から、日本の道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、海外からは上記4つの耐震設計

法を取り上げ、耐震設計法の基本方針、設計地震力、計算手法について比較してみることにする。

2. 震設計法の基本方針

2.1 キャパシティデザイン

橋梁構造物の耐震設計を行ううえにおいて、海外ではキャパシティデザイン (Capacity Design) の考えを取り入れている。これは、構造物において、損傷 (ヒンジ) が生じる部分をあらかじめ特定し、この部分には十分な変形性能が発揮できるように設計し、それ以外の部位には十分な耐力を付与させる設計法である。このような考え方を適用することにより、合理的な配筋を行うことができ、さらに被災後の復旧もスムーズに行うことが可能である。

2.2 想定地震動と要求耐震性能

耐震設計に用いる想定地震動と地震後の耐震性能を表-1に示す。耐震設計の基本方針は各国のどの設計法も、2または3段階の地震動に対して、橋梁の耐震性能を定めている。地震後に要求される耐震性能は表に示すように、橋梁の供用期間に発生する確率の高い中小地震に対しては損傷はほとんど生じず、橋の機能を維持すること、また、大地震に対しては損傷を許容するが、崩壊にはいたらないことが共通の要求性能である。橋の機能が地震後どの程度維持されるかは各設計法によって異なっている。道路橋示方書では、緊急車両の通行のような具体的な機能に関しては述べられていないが、橋の重要度に応じて、損傷、修復、機能回復の関係が明記されている。Caltrans (ACT-32) では橋の重要度により、復旧に必要な日数と機能回復の関係が明瞭に述べられている。ユーロコードやニュージーランド規準は緊急車両の通行が可能であることを要求している。設計地震力は、レベル1, 2 (または3) の2段階 (または3段階) 設定されているが、海外の設計法では、レベル2の地震動に対する要求事項を満足するならば、レベル1の地震動に対する要求事項も満足するため、日本の道路橋示方書のように2つの地震動に対する設計および照査は行われていない。

ニュージーランドでは3段階の地震レベルに対して、耐震性能を設定しており、設計再現期間に相当する地震 (レベル2地震) に対しては、復旧により、当初の設計荷重に耐えることを要求しており、設計再現期間に相当する地震よりかなり大きな地震に対しては、当初の設計荷重より小さい荷重に対して、恒久的復旧は可能であるとしており、復旧程度のレベルによって耐震性能を区分していることが特徴的である。

要求される耐震性能を橋の重要度によって区分している



* Hiroshi MUTSUYOSHI

埼玉大学 工学部建設工学科教授
同地域共同センター長

表 - 1 地震動レベルと耐震性能の比較

		道路橋示方書		Caltrans (ACT-32)		AASHTO		ユーロコード (EC8)	ニュージーランド(AZS3101)																
レベル1	地震	橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動		機能評価用地震動：供用期間中の生起確率が60%の地震動		小～中規模地震		橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動	設計再現期間に相当する地震より小さい																
	耐震性能	健全性を損なわない		普通橋梁 使用性能：直ちに使用できる 損傷程度：修復可能	重要橋梁 使用性能：直ちに使用できる 損傷程度：最小限の損傷(弾性挙動内)	重要な損傷がなく、弾性域内で抵抗		交通障害や緊急補修を必要としない程度の損傷	損傷はほとんど無し通常どおりの車両走行																
レベル2	地震	橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動		安全性評価用地震動：最大予想地震約1000-2000年の再現期間		大きな地震		約500年に1回起こる地震	設計再現期間に相当する地震																
	耐震性能	重要度が標準的な橋	とくに重要が高い橋	普通橋梁 使用性能：数日以内に制限付きで通行可能 数ヶ月内で全面復旧が可能 損傷程度：重大な損傷	重要橋梁 使用性能：直ちに使用できる 損傷程度：修復可能な損傷	崩壊しない 損傷の発生箇所は検査と修復が容易な位置 地震後の緊急車両の通行可能		部分的ダメージは許容 構造的安定性と適度な 残存耐力を保持	・若干の損傷・緊急車両の通行は確保・応急的な補修を必要 ・恒久的復旧に対して、当初の設計条件を満足する																
レベル3	地震	-		-		-		-	設計再現期間に相当する地震よりかなり大きい地震																
	性能	-		-		-		-	・かなりの損傷はあるが崩壊はしない ・応急的補修で、緊急車両の通行は確保 ・当初の設計荷重より小さい荷重に対して恒久的復旧により供用できる																
備考					地域の加速度係数(A)と橋の重要度(IC)により耐震性能区分(SPC)が異なる。SPCは4段階で、これより、解析法と設計法が異なる。																				
						<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">加速度係数</th> <th colspan="2">重要度</th> </tr> <tr> <th>I</th> <th>II</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$A \leq 0.09$</td> <td>A</td> <td>A</td> </tr> <tr> <td>$0.09 < A \leq 0.19$</td> <td>B</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>$0.19 < A \leq 0.29$</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>$0.29 < A$</td> <td>D</td> <td>C</td> </tr> </tbody> </table>	加速度係数	重要度		I	II	$A \leq 0.09$	A	A	$0.09 < A \leq 0.19$	B	B	$0.19 < A \leq 0.29$	C	C	$0.29 < A$	D	C		
加速度係数	重要度																								
	I	II																							
$A \leq 0.09$	A	A																							
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B																							
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C																							
$0.29 < A$	D	C																							

のが、道路橋示方書、ACT-32、AASHTOである。Eurocode8およびニュージーランド規準では、橋の重要度によって耐震性能を変えようという思想は無く、重要度によって設計地震荷重を変えている。これは平成2年以前の道路橋示方書で、重要度別補正係数によって設計震度を変えていたのと同様の考え方である。

以上のように、耐震設計において要求される性能は、道路橋示方書と海外の設計法においてそれほど大きな違いはない。しかし、海外の耐震構造計画において、2.1で述べたキャパシティデザインの考えが明確に取り入れられているのが特徴である。

3. 設計地震力

弾性応答による設計地震力(設計水平震度または加速度応答スペクトル)の最大値を比較をすると、Eurocode8が最も大きく、2.5G程度の値を与えている。次いで、道路橋示方書のタイプII地震動が2Gを与えている。Caltrans(ACT-32)では、地盤のタイプやマグニチュードおよび基礎盤で想定される最大加速度に基づいており、最大値は1.8~1.9G程度とやはり大きな値を与えている。AASHTOでは、最大値は1.5G程度であり、ニュージーランド規準では最大値は1.2G程度で、他の海外の規準類よりやや小さな値である。実際の設計では、荷重低減係数等により上記の地

震力を低減させて用いている。海外の規準では、荷重低減係数により求められる地震力に対して、最小値の規定がないものもあり、あってもかなり小さい。一方、道路橋示方書やCaltrans(ACT-32)では、設計地震力の最小値として比較的大きな値(0.4G程度)を規定している。

表-2に、設計用地震力を算定するために用いる各種要因(地域、重要度、地盤種別、減衰定数)、塑性域における地震力の考え方、鉛直地震力の求め方を示す。また、表-3に塑性域を考慮した地震力の低減方法を示す。弾塑性応答による地震力の低減法は、道路橋示方書では、エネルギー一定則に基づいて地震力を低減をするのに対し、海外の規準では、荷重低減係数で除すことによって低減している。また、鉛直地震力は、道路橋示方書では支承部の設計のみに考慮しているが、Caltrans(ACT-32)とEurocode8では、橋脚の耐震設計においても水平地震力の0.5~0.7倍程度の鉛直地震力を考慮している。

4. 計算法

表-4は耐震設計に用いる計算法について、それぞれ示したものである。同表より、道路橋示方書および海外の規準類も基本としては、構造物を1自由度系とした静的計算法が用いられており、複雑な挙動を呈する構造物に対しては動的解析を適用することとしている。

表 - 2 耐震設計に用いる地震力等

基準	地震力を設定する				塑性域における地震力	鉛直地震力
	地域性 C_z	重要性 C_i	地盤種別 C_g	減衰定数 C_d		
道路橋示方書	地域別補正係数で考慮 $C_z = 1.0, 0.85, 0.7$	橋の重要度を2種類に区分し、重要度に応じて目標とする橋の耐震性能が異なる。	設計水平震度、加速度応答スペクトルのレベルや周期特性を地盤種別に応じて変化させている。	減衰定数5%の加速度応答スペクトルを次式で補正している。 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$	地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc} をエネルギー一定則で等価水平震度 k_{hc} に変換する。 $k_{hc} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu - 1}}$	支承部の設計に用いる鉛直震度 k_v を次のように求める。 震度法、保耐法タイプ I $k_v = 0.5 k_{hc}$ 保耐法タイプ II $k_v = 0.67 k_{hc}$
Caltrans (ATC-32)	地域性は地盤上の加速度の値として考慮されている。	橋の重要度を2種類に区分し、重要度に応じて評価項目や解析法が異なる。	加速度応答スペクトルのレベルや周期特性を地盤種別に応じて変化させている。		弾性加速度応答スペクトルを荷重低減係数で除して求める。	水平方向の加速度応答スペクトルの2/3を鉛直方向の加速度応答スペクトルとする。
AASHTO	地域性は、地盤上の加速度の値として考慮されている。	橋の重要度を2種類に区分し、重要度と加速度の値に応じて耐震性能を区分している。	岩盤上の加速度応答スペクトルに次の係数を乗じている。 $C_g = 1.0, 1.2, 1.5, 2.0$		弾性加速度応答スペクトルを荷重低減係数で除して求める。	
EUROCODE 8	地域性は、地盤上の加速度の値として考慮されている。	橋の重要度を3種類に区分し、設計地震荷重に次の係数を乗じる。 $C_i = 1.30, 1.00, 0.70$	加速度応答スペクトルのレベルや周期特性を地盤種別に応じて変化させている。 ($C_g = 1.0, 1.0, 0.9$)	減衰定数5%の加速度応答スペクトルを次式で補正 $C_d = \sqrt{\frac{7}{2+h(\%)}} \geq 0.7$	弾性加速度応答スペクトルを荷重低減係数で除して求める。	水平方向の加速度応答スペクトルより次のように求める。 $T < 0.15$ 秒：水平方向のスペクトルに0.7を乗じる。 $0.15 \leq T \leq 0.5$ 秒：0.7~0.5を線形内挿し、内挿された値を水平方向スペクトルに乗じる。 $T > 0.5$ 秒：水平方向のスペクトルに0.5を乗じる。
Bridge Manual / NZS3101	地域別補正係数で考慮 $C_z = 1.2 \sim 0.6$	橋の重要度を3種類に区分し、設計地震荷重に次の係数を乗じる。 $C_i = 1.30, 1.15, 1.00$	加速度応答スペクトルのレベルや周期特性を地盤種別に応じて変化させている。 なお、地盤種別に応じて、その上に建設される構造物の性能補正係数を0.90, 0.80, 0.67と変化させている。		弾性加速度応答スペクトル S_e を変位一定則で非線形応答スペクトル S_{NL} に変換する。 $S_{NL} = \frac{S_e}{\mu}$ ただし、以下の固有周期帯については次式による。 ・岩盤、堅い地盤、中間的な地盤 $0.45 \leq T \leq 0.7$ $R = \frac{(\mu-1)T+0.7}{0.7}$ ・軟弱な地盤、表層の厚い地盤 $0.6 \leq T \leq 0.7$ $R = \frac{(\mu-1)T+0.7}{0.7}$	上部構造の設計に適用する場合、水平方向の加速度応答スペクトルの0.67倍を鉛直方向の加速度応答スペクトルとする。

動的解析を行う場合、海外の規準類では、道路橋示方書に見られるように、詳細な記述は無く、非線形動的解析の適用にはむしろ慎重な姿勢が見受けられる。海外の規準類では、道路橋示方書より割り切った考え方で設計計算を合理的に行うものの、設計された構造物の照査について高い精度は要求していないように思われる。海外では日本に比べて、構造物に大きな変形性能を付与しておらず、また実際の設計に用いる地震力が日本に比べて小さいことから、設計された構造物の地震挙動は、それほど複雑なものにはならないと考えられる。すなわち、海外の規準類における構造物の地震挙動は、実験をベースとした検証でカバーできうる範囲であり、計算による詳細な照査を必要としないレベルであると思われる。また、時刻歴応答解析に用いる地震波は、いずれの規準も応答スペクトル特性に合わせて振幅調整した波形を用いるといった方法を適用している。さらに、時刻歴応答解析は入力波形によって解析結果のばらつきが大きいことを指摘しており、最低でも3つの波形

について解析を行い、その平均値あるいは最大値を設計に用いるものとしている。

2方向地震力の考え方に、道路橋示方書と海外の規準類には明確な違いがある。すなわち、道路橋示方書以外は、水平2方向の地震力を考慮し、地震力の組合せ方法は、主方向の地震力に対し、直交する成分では30% (Caltransでは40%) を考慮するものとしている。ただしニュージーランドの Bridge Manual では直交する水平2方向 (X軸100%とY軸30%) の自乗和平方根をとることとなっているため、実質的にはX軸方向に104% ($= \sqrt{(100\%)^2 + (30\%)^2}$) の荷重を考慮する程度のものであり、他の海外規準と大きく異なっている。なお、Eurocode8では、各方向の最大地震力に対する自乗和の平方根で評価する方法も示している。このような方法で地震力を考え、実際の設計を行ってみると、2方向地震力を考慮する影響はかなり大きいことが指摘されている⁷⁾。

Caltrans と Eurocode8 では、鉛直方向荷荷についても影響

表 - 3 荷重低減係数の比較

耐震設計基準	対象とする構造	荷重低減係数 R			
道路橋示方書	すべての構造に対してエネルギー一定則を適用 $R = \sqrt{2\mu - 1}$ ここで、 μ は許容塑性率である。	$\mu = 2$ のとき 1.73			
		$\mu = 3$ のとき 2.24			
		$\mu = 4$ のとき 2.65			
		$\mu = 5$ のとき 3.00			
		$\mu = 6$ のとき 3.32			
CALTRANS (ATC-32)		全じん性構造		限定じん性構造	
		$T \geq T^*$	$T < T^*$	$T \geq T^*$	$T < T^*$
	十分に拘束されたコンクリート柱と鋼製柱	4	$3 \cdot T/T^* + 1$	3	$2 \cdot T/T^* + 1$
	(壁式) 橋脚の直角方向、橋台と壁と翼壁	2	$T/T^* + 1$	2	$T/T^* + 1$
	キャパシティ設計されていない脆性的構造要素	0.85	0.85	0.85	0.85
	ここに T : 構造物の基本固有周期 T^* : 地震動の周期特性で、入力エネルギースペクトルのピーク周期である。				
AASHTO	下部構造				
	壁式橋脚	2			
	鉄筋コンクリートのパイルベント				
	a. 鉛直材のみ	3			
	b. 一つまたは複数の斜材	2			
	単柱	3			
	鋼、鋼コンクリート合成パイルベント				
	a. 鉛直材のみ	5			
	b. 一つまたは複数の斜材	3			
	多柱ベント	5			
	結合部*)				
上部構造と橋台	0.8				
単スパンの上部構造内の伸縮継手	0.8				
橋脚またはパイルベントと					
a. キャップビーム又は上部構造	1.0				
b. 柱・橋脚と基礎	1.0				
	*) 結合部とは、一つの構造要素から他の要素へせん断力および軸力を伝達する機械的装置である。				
EUROCODE 8	RC 橋脚	限定的じん性		じん性	
	曲げを受ける垂直橋脚 ($a_s \geq 3.5$)	1.5		3.5	
	Squat pier (低い橋脚) ($a_s = 1.0$)	1.0		1.0	
	曲げを受ける斜めストラット	1.2		2.0	
	橋台	1.0		1.0	
アーチ	1.2		2.0		
	ただし、 $a_s = H/L$ は橋脚のアスペクト比。 $1.0 < a_s < 3.5$ のときは R は線形補間。				
Bridge Manual /NZS3101	①	じん性ないしは部分的じん性構造物 (設計変位に至るまで耐力の増加が続く構造物) で、塑性ヒンジの発生位置が地表面や水面より上にある場合			6
	②	①と同様だが、塑性ヒンジの発生位置が比較的アクセスしやすい場所 (地表面下 2 m 以内にある場合)			4
	③	・①と同様だが、塑性ヒンジ発生位置がアクセスできない場所 (地表面ないしは水面より 2 m 以深にあるばあいなど) ・部分的にじん性に富んだ構造物 (完全な塑性メカニズムが降伏以後のある変位に至ったときに形成される。) ・岩盤上の直接基礎			3
	④	地震により大きな軸力が発生する斜杭でヒンジを想定する場合			2
	⑤	・橋台塔の主と一体で挙動する構造物 ・弾性構造物			1

が無視できない場合は、水平方向載荷と同様に組み合わせることになっている。また、ニュージーランド規準の Bridge Manual では上向きと下向きの両方の鉛直地震荷重を設計で考慮し、どちらか厳しい方で設計諸元を決定している。

5. まとめ

先進国を中心にして、橋梁を対象とした耐震設計法をとりあげて主たる項目について比較検討した。紙数の制限から上記以外の項目、あるいは実際の設計結果についての比較等はここでは省略した。詳細は参考文献^{9, 10)}に詳述され

表 - 4 耐震設計に用いる解析法

	道路橋示方書	Caltrans (ATC-32)	AASHTO	EUROCODE 8	Bridge Manual/NZS3101						
解析法の種類	①震度法 ②地震時保有水平耐力法	A.等価静的解析	①等分布荷重法 ②単一モードスペクトル法	①基本モード法 (単一モード法)	①等価静的荷重法						
	③動的解析 (線形)	B.弾性動的解析	③多モードスペクトル法 ④時刻歴法	②応答スペクトル法 ③パワースペクトル法 ④線形時刻歴応答解析	②モーダル法						
	③動的解析 (非線形)	C.非弾性静的解析 または非弾性動的解析		⑤非線形動的解析	③非線形時刻歴応答解析						
解析法の適用条件	動的解析を適用する橋	最小限要求される解析法	最小限要求される解析法	基本モード法の適用範囲	動的解析を適用する条件						
	地震時の挙動が複雑な橋 具体的には以下の場合 1)固有周期の長い橋 (一般に1.5秒以上), または橋脚長さが高い橋 (以上に, 30m程度以上) 2)斜張橋, 吊橋などのケーブル系の橋 3)上・中跨式アーチ橋 4)免震設計を採用した橋 5)コンクリートを充填しない鋼製橋脚 6)上下方向地震動の影響を検討する場合 7)特殊な形状, 構造の橋脚や上部構造を有する橋 8)一方の桁の慣性力が他方のけたに伝わることによる影響を検討する場合 9)採用事例のない新形式の橋	重要度	形状	機能照査	安全性照査	耐震性能区分	2~6径間の規則的な橋	2径間以上の不規則な橋	構造物の動的挙動が1自由度の動的モデルで近似している場合 この条件は次の場合に満足しているとみなされる。 1)橋脚躯体の全有効質量が桁質量の1/5以下である橋脚で地震荷重を支持している時, 連続桁で直橋の橋軸方向 2)桁の中心で構造系がほぼ対称な場合, すなわち, 支持部材の剛性中心と上部構造の質量中心間の距離が橋長の5%を超えない場合の1)の直角方向 3)ピア間の相互作用が大きくなり, 各ピアの有効マスが橋脚が支持している上部構造質量の1/5以下である, 単純橋を支持するピアの場合。	構造物を1自由度系であらわすのが困難な場合 具体的には以下の場合 1)橋脚躯体の質量が上部構造質量の20%以上である橋梁 2)橋軸直角方向の解析においては, 質量分布や水平剛性, 形状が大きく変化していたり, 大きく非対称である橋梁 3)弧と弦のなす角度が45°以上の曲線橋 4)通常の橋脚・橋台形式以外の下部構造によって地震荷重が支持されている橋梁 5)吊橋, 斜張橋とアーチ橋 6)ロッキングピアをもつ橋	
		普通	I	不要	AorB	A	不要	不要			
		普通	II	不要	B	B,C,D	① or ②	③			
重要		I	AorB	AorB	規則的な橋の条件						
重要	II	B	BandC	径間数	2	3	4	5	6		
	形状タイプ I 上部構造が連続かつバランスのよい径間長で, ほぼ均等な剛性のベントで支持され, 顕著な鉛直地震応答を生じない橋				曲線橋で弦と弧がなす角度	90	90	90	90	90	
	形状タイプ II 上部構造に中間ヒンジがあったり, 不規則な形状, 不均一な剛性のベント, 大きな斜角を有していたり, 斜直地震動に対し応答するような橋				隣接径間径間長比	3	2	2	1.5	1.5	
					隣接する橋脚剛比	-	4	4	3	2	
非線形動的解析の適用法	非線形動的解析にもとづく耐震設計・照査は一般的となってきた。	非線形動的解析による設計変位や設計荷重等は, 弾性解析によって必要とされる量の80%を下回らない範囲で用いる。			非線形動的解析の利用は一般的ではない。					非線形動的解析は応答スペクトル法と併用して行い, 応答スペクトル法から得られる要求事項を緩めるために, 非線形動的解析結果を用いない。	非弾性時刻歴解析から計算される塑性率は構造物の耐震性能ごとに規定されているじん性率の最大許容値を上回ってはならない。

ており, さらに興味ある方はこれらを参照することをお勧めする。なお, 当初は土木学会制定コンクリート標準示方書耐震性能照査編も含めて検討する予定だったが, 本稿を執筆時(2002年8月)には最新編が改訂中だったため省略することとした。最後に本稿を作成するにあたって, (株)日本技術開発の森 敦氏に貴重なご助言を頂いた。ここに厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

1) 道路橋示方書・同解説・耐震設計編, (社)日本道路協会, 2002年
 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 丸善(株), 平成11年10月
 3) コンクリート標準示方書耐震設計編, 平成8年制定, 土木学会

4) AASHTO: Standard Specifications For Highway Bridges, 16th Edition, 1996.
 5) Applied Technology Council: Improved Seismic Design Criteria For California Bridges — Provisional Recommendations (ATC-32), 1996.
 6) European Committee for Standardization (CEN): Eurocode 8 — Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, European Prestandard, 1994 & 1995.
 7) Transit New Zealand: Bridge Manual, 1995.
 8) Standard New Zealand: NZS3101 Concrete Structures Standard, 1995.
 9) Tada-aki Tanabe (Editor): Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures, JSCE, 1999.
 10) 地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発, 土木学会地震工学委員会, 平成13年3月

[2002年9月10日受付]