

米国 AASHTO 基準と道路橋示方書に基づく道路橋の耐震設計比較

星 限 順一¹ 運上 茂樹²

¹正会員 博(工) 独立行政法人 土木研究所耐震研究グループ(耐震) 主任研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

²正会員 工博 独立行政法人 土木研究所耐震研究グループ(耐震) 上席研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

1. はじめに

米国は、西海岸地区を中心として日本と同様に地震の多い地域であり、橋の設計においては地震の影響が重要な要素となっている。米国における道路橋の耐震設計は、一般に AASHTO 橋梁設計示方書¹⁾（以下「AASHTO 示方書」という）全米で適用されているが、地震危険度が特別に高いカリフォルニア州については、同州交通局より Caltrans 橋梁設計示方書²⁾が提供されており、これに基づいて耐震設計が行われている。

全米で適用されている AASHTO 示方書と日本の道路橋示方書³⁾（以下「道示」という）との違いについては、土木学会地震工学委員会地震時保有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報告書⁴⁾においてまとめられている。これによると、目標とする耐震性能は両示方書で概ね等しいが、鉄筋コンクリート橋脚を対象に挙げれば、両示方書の相違点のポイントとしては、設計地震動、キャパシティデザインの適用、荷重低減係数の評価、横拘束筋の設計等が挙げられている。

そこで、本研究では、AASHTO 示方書に基づいて耐震設計された鉄筋コンクリート橋脚をベースとして、当該橋脚を日本の道示に基づいて設計した場合、設計に用いる工学的諸数値が定量的にどのように違うのか、断面条件がどのように変化するかについて検討を行った。ここで、比較検討を行う際、どの条件を同一として比較するかが重要である。本文では、キャパシティデザインの採否や、荷重低減係数の評価値、横拘束筋の量の違いを比較することに主眼を置き、設計地震力に関する条件を等価とした上で、抵抗側の特性評価方法の違いが設計結果に及ぼす影響について検討を行った。

2. AASHTO 橋梁示方書と道路橋示方書の耐震設計法の比較

表-1 は、AASHTO 示方書と道示における曲げに関する地震時の作用と許容値の評価手法について対比して示したものである。道示では、発生する確率の高いレベル1地震動と発生する確率は低い強度の強いレベル2地震動の2段階の設計地震動が用いられ、レベル1地震動に対して弾性設計、レベル2地震動に対して弾塑性設計がなされているが、AASHTO 示方書では供用期間50年に対して超過確率10%の地震動が設計地震動として用いられており、この設計地震動に対して弾塑性設計が行われている。

地震時作用力は、AASHTO 示方書では部材が弾性であると仮定して算出される作用曲げモーメントを荷重低減係数で除して求める。荷重低減係数は、橋脚の構造形式によって異なる値が示されているが、別途定められている最小横拘束筋量を配筋するという前提条件のもと、単柱式橋脚では3となっている。一方、道示では、橋脚の許容塑性率に応じて、エネルギー一定則により必要耐力を計算している。したがって、横拘束筋の量に応じて必要耐力の値が変化することになる。

断面耐力に関しては、AASHTO 示方書では材料の公称強度を用いて求められる実質降伏曲げ耐力に曲げ耐力低減係数 ϕ を乗じた値を設計用の降伏曲げ耐力として評価している。ここで、曲げ耐力低減係数 ϕ の値としては0.7が用いられており、これは材料強度のばらつきや曲げ耐力の照査に加味する安全率が考慮されているものと考えられる。一方、道示では、材料の公称強度を用いて計算される終局曲げモーメントにより地震時保有水平耐力が評価されている。

表－１ 曲げに対する耐震設計法の比較

			AASHTO	道路橋示方書
中規模地震	弾性設計	作用力	照査なし	レベル１地震動 設計水平震度0.1～0.3に相当する慣性力を作用させて弾性解析により断面力を算出
		許容応力度		割増し係数1.5を考慮した許容応力度
		照査		作用する断面力によって生じるコンクリートと鉄筋の応力度が許容応力度以下となることを照査
大規模地震に対する耐震設計	地震時保有水平耐力	作用力	$M_u = M_d + M_{cl}/R$ R：荷重低減係数で、本試算では3 (単一柱橋脚、橋の重要度：その他) M_d ：死荷重による曲げモーメント M_{cl} ：弾性部材と仮定した時の作用曲げモーメント	必要耐力 $= k_{hc} W$ $k_{hc} = c_z k_{hc0} / \sqrt{2\mu_a - 1}$ k_{hc0} ：レベル２地震動の設計水平震度 タイプⅠ地震動：0.7～1.0 タイプⅡ地震動：1.5～2.0 μ_a ：許容塑性率 W：等価重量
		曲げ耐力	$M_u = \phi M_n$ ϕ ：曲げ耐力低減係数で0.7 M_n ：軸力 P_n の時の実質降伏曲げモーメント P_n ：軸力	$P_a = M_u / h$ P_a ：地震時保有水平耐力 M_u ：終局曲げモーメント h：柱基部から慣性力作用位置までの距離
		照査	$\phi M_n > M_u$	$P_a > k_{hc} W$
	変位	残留変位	照査なし	$\delta_R = c_R (\mu_R - 1) (1 - r) \delta_y$ c_R ：残留変位補正係数で0.6 r：二次剛性比でRCの場合には0 μ_R ：応答塑性率
		許容残留変位		$\delta_{Ra} = h / 100$
		照査		$\delta_{Ra} > \delta_R$

表－２ せん断に対する耐震設計法の比較

			AASHTO	道路橋示方書
大規模地震に対する耐震設計	せん断力	作用力	下記のいずれかにより算定 1) $V_u = \phi_o M_n / h$ ϕ_o ：過強度補正係数で1.3 M_n ：塑性ヒンジの実質曲げモーメント 2) $V_u = V_d + V_{cl} / R$ R：荷重低減係数で、せん断力の照査では1 V_{cl} ：弾性部材と仮定した時の地震時作用水平力 V_d ：死荷重による作用水平力	1) 曲げ破壊型の場合 作用せん断力＝終局水平耐力 2) せん断破壊型の場合 作用せん断力 $= k_{hc} W$ $k_{hc} = c_z k_{hc0} / \sqrt{2\mu_a - 1}$ k_{hc0} ：レベル２地震動の設計水平震度 タイプⅠ地震動：0.7～1.0 タイプⅡ地震動：1.5～2.0 μ_a ：許容塑性率でせん断破壊型の場合1 W：等価重量
		せん断耐力	$V_n = S_c + S_s$ $S_c = 2\sqrt{f_c} b d$ $S_s = A_w \sigma_{sy} (\sin\theta + \cos\theta) d / a$ f_c ：コンクリートの圧縮強度(psi) b：橋脚断面の幅 d：橋脚断面の有効高 A_w ：帯鉄筋の断面積 σ_{sy} ：帯鉄筋の降伏点 θ ：帯鉄筋と鉛直軸のなす角度 a：帯鉄筋の間隔	$P_s = S_c + S_s$ $S_c = c_c c_e c_{pl} \tau_c b d$ $S_s = A_w \sigma_{sy} d (\sin\theta + \cos\theta) / 1.15 a$ c_c ：荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_e ：橋脚断面の有効高さに関する補正係数 c_{pl} ：軸方向引張鉄筋比に関する補正係数 τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度
		照査	$\phi V_n > V_u$ ϕ ：せん断耐力低減係数で0.85	$P_s > k_{hc} W$

なお、両示方書とも、設計当初から目標変位を設定するいわゆる変位ベースの耐震設計体系ではないが、道示では、残留変位の照査が行われるのが特徴的である。

次に、せん断に関する地震時の作用とせん断耐力の評価手法について対比して示すと表－２の通りである。AASHTO 示方書では、設計で想定する作用せん断力は、部材が弾性であると仮定して算出される作用せん断力を荷重低減係数（作用せん断力の算定

においては 1）で除して求めるか、または、塑性ヒンジが過強度曲げモーメントに達する時の水平力を作用せん断力とするかのいずれかで求めることと規定されている。一方、道示では、せん断破壊型の橋脚の場合には、許容塑性率を 1（橋脚が弾性範囲内で応答する）として作用せん断力を計算するが、曲げ破壊型の場合は、橋脚の地震時保有水平耐力を作用せん断力として考慮しており、過強度の影響は明示的には考慮していない。

せん断耐力の評価については、両示方書ともコンクリートが分担するせん断耐力と帯鉄筋や中間帯鉄筋が分担するせん断耐力の和として与えられており、鉄筋が分担するせん断耐力はトラス理論に基づいた計算式となっている。ただし、AASHTO 示方書では、材料の公称強度から算出される実質せん断耐力にせん断耐力低減係数 0.85 を乗じた値を照査に用いるせん断耐力としているのに対して、道示では、計算により算出されたせん断耐力をそのまま照査に用いている。特に、コンクリートが負担できるせん断耐力はばらつきが大きいため、実験結果に基づいて構築されたせん断耐力算定式を用いる場合、AASHTO 示方書のようにある低減係数を考慮しておく必要がある。道示ではせん断耐力の算定式において陽な形では低減係数が考慮されていないが、コンクリートが負担できる平均せん断応力度については、多くの実験データの平均値から標準偏差の 2 倍相当分だけ差し引いた値が設計値として示されている⁵⁾。

この他にも、横拘束筋の配筋量と構造細目について違いがある⁶⁾。AASHTO 示方書では、所要の塑性変形性能を確保するために必要となる横拘束筋量と配筋細目を規定しているのに対して、道示では、設定した横拘束筋の量に応じて逐一塑性変形性能を計算して評価する手法となっている。また、矩形断面において拘束効果を高めるために配置される中間帯鉄筋について比較すると、その水平方向の設置間隔は AASHTO 示方書では 305mm 以下となっているのに対して、道示では 1000mm 以下となっており、大きな相違が見られる。道路橋示方書では、中間帯鉄筋の水平方向設置間隔があまりに小さすぎると、施工時にコンクリートの投入口が狭くなり、コンクリートの充填性が難しくなる等の点を考慮して 1000mm 以下となっているが、AASHTO 示方書では拘束効果という観点から厳しい配筋を要求している。

3. 比較対象とする鉄筋コンクリート橋脚

本研究では、AASHTO 示方書に基づき設計された鉄筋コンクリート橋脚の設計条件を適用して、道示により橋脚を試設計した。ここで、AASHTO 示方書に基づいた具体的な設計例としては、“Seismic Design of Bridges Design Example No.5”⁷⁾に示されている 5 径間連続鋼桁橋で、固定支承で桁と連結されている鉄筋コンクリート橋脚を用いることとした。この鉄筋コンクリート橋脚は、AASHTO 示方書に基

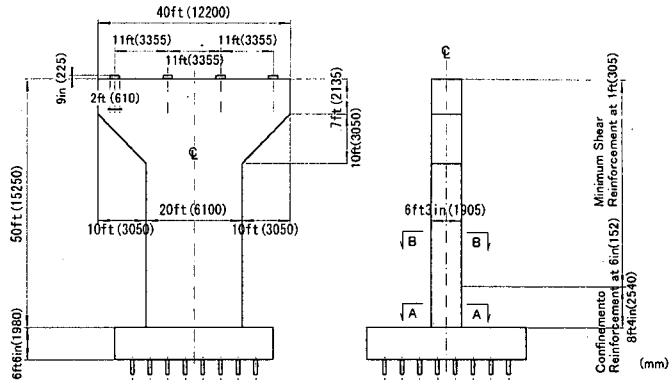


図-1 比較対象とした鉄筋コンクリート橋脚

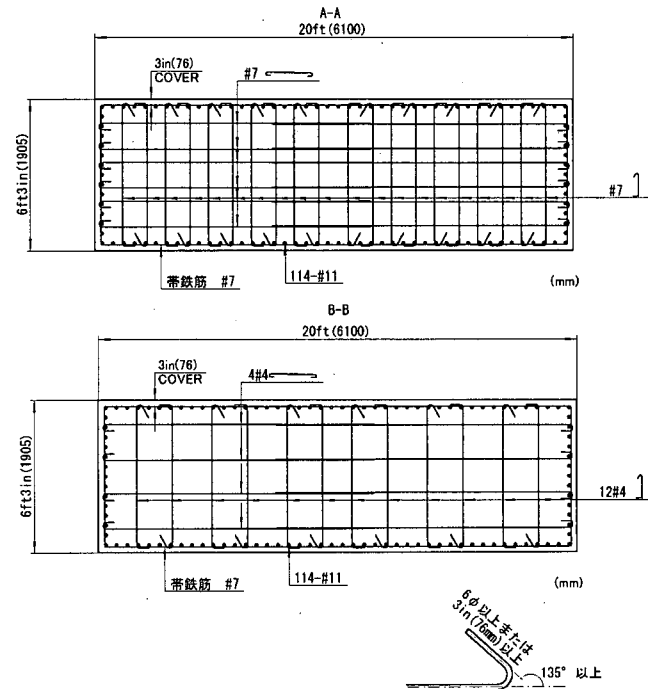
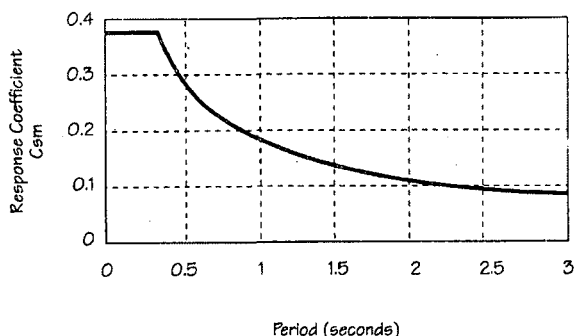


図-2 断面の配筋図

づいて耐震設計されており、日本で多用される張出し式の単柱式橋脚と同じタイプの構造であることから、本比較検討の対象橋梁として選定した。当該鉄筋コンクリート橋脚の構造図ならびに断面図を、それぞれ図-1 ならびに図-2 に示す。

本橋脚は、供用期間 50 年に対して 10%超過確率の地震動を設計地震動としており、加速度係数は 0.15、重要度区分は「その他の橋」、地盤種別は「I (固結土、せん断弾性波速度 765m/s 以上)」、耐震性能区分 (SPC)¹⁾ は B である。当該橋脚の耐震設計に適用された設計水平震度スペクトルは図-3 の通りであり、多次モードスペクトル法により耐震解析が行われている。なお、使用されているコンクリートの設計基準強度及び弾性係数は、それぞれ 4000psi (28.1N/mm²) 及び 3600ksi (2.53×10⁴N/mm²)、また、鉄筋の降伏点は 60ksi (422N/mm²) である。



図－3 比較対象とした橋脚の耐震設計に適用された Response Coefficient

4. 道路橋示方書により試設計した鉄筋コンクリート橋脚

(1) 試設計の条件

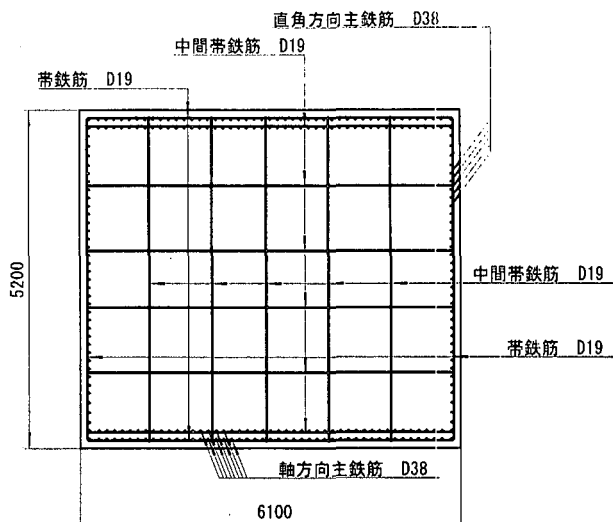
試設計は、基本条件として、地盤条件、橋脚形式・規模、上部構造重量および材料特性を統一した。ただし、鉄筋の降伏点については、日本で一般に用いられている 345N/mm^2 とした。なお、設計結果を比較しやすくするために、橋脚の断面幅は同一とした。

設計水平震度については、道示に規定される設計水平震度、AASHTO の設計例で用いられていた設計水平震度をレベル 2 地震動に対する設計水平震度として代用したケースを設定し、それぞれに対して試設計を行った。

(2) 試設計結果

AASHTO の設計例における諸条件を基本として道示に基づいて耐震設計した場合の結果を図－4 に示す。また、設計において算定された作用力や耐力等の計算結果を表－3 に示した。これより、道路橋示方書で設計すると、断面が非常に大きくなるのがわかる。これは、図－3 に示される AASHTO 示方書で算定される設計水平震度が道示の設計水平震度（レベル 2 地震動）よりもはるかに小さく、設計地震力の違いが如実に表れた結果となっている。

そこで、次に、設計地震力の違いの影響を小さくするために、AASHTO 示方書により算定される設計水平震度 0.135 が道示に規定するレベル 2 地震動のタイプ I の地震動に対する設計水平震度であると仮定して、地震時保有水平耐力法により断面を設計した。日本の耐震設計では、0.135 程度の設計水平震度に対して弾塑性設計をすることは現実的ではないが、ここでは作用力や耐力の計算方法の違いを把握するために敢えてこのような試算を行った。図－5 に設



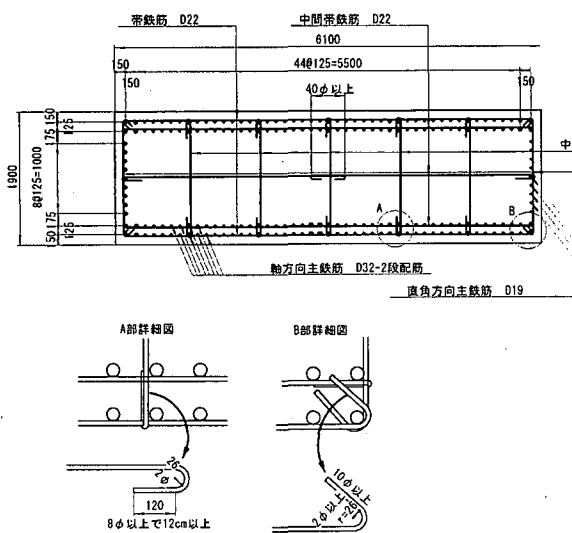
図－4 道示に基づいて試設計された断面

計により決定した断面を示す。これより、橋脚の断面寸法は AASHTO 示方書で設計された断面の寸法と同一とすることができたが、軸方向鉄筋量が約 1.5 倍となっており、道示の方が曲げ耐力の大きい橋脚を設計させる結果となった。これは、道示では、タイプ I の地震動に対しては繰返し回数の多い地震動を対象としていることから許容塑性率が小さく評価され、今回の試設計では 1.82 であったことから、荷重低減係数を 3.0 とする AASHTO 示方書による設計よりも大きな曲げ耐力が必要と評価されたためである。

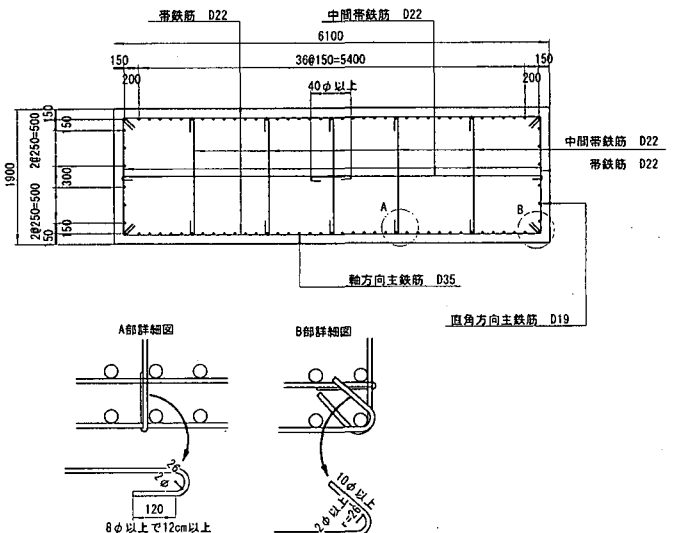
次に、AASHTO 示方書により計算される設計水平震度 0.135 がレベル 2 地震動のタイプ II の地震動に対する設計水平震度であると仮定して、同様に地震時保有水平耐力法により断面を設計してみた。設計により決定された断面条件を図－6 に示す。これより、タイプ I の地震動に対する設計水平震度を 0.135 として設計したケースよりも軸方向鉄筋量が減っており、AASHTO 示方書で設計された断面よりもさらに少なく設計されている。これは、道示では許容塑性率が 6.93 と評価されたために、大きな塑性変形性能を考慮することにより曲げ耐力を小さくすることができたためである。ただし、本断面条件の決定要因は、AASHTO 示方書にはない残留変位の規定であった。したがって、仮に残留変位の規定がなければ、さらに断面や鉄筋量を少なくすることが可能であったことになる。このように、荷重低減係数を一定とする場合と横拘束筋による拘束効果に応じて変化させる場合で、設計される断面に相応の違いが生じ、また、道示に固有な残留変位の規定によって設計結果に違いを生じさせることもある。

表－3 作用力ならびに耐力等の計算結果

		AASHTO	道路橋示方書		
設計水平震度の標準値		0.135	2.0 (タイプⅡ地震動)	0.135 (タイプⅠ地震動)	0.135 (タイプⅡ地震動)
断面寸法		6.1×1.905 m	6.1×5.2 m	6.1×1.9 m	6.1×1.9 m
軸方向鉄筋 (軸方向鉄筋比)		#11 (直径36mm) 114本 (1.0%)	D38 258本 (1.3%)	D32 94本, D19 18本 (1.46%)	D35 78本, D19 6本 (0.67%)
横 拘 束 筋	帯鉄筋	塑性ヒンジ領域内 D22 152mm間隔 塑性ヒンジ領域外 D22 305mm間隔	D19 150mm間隔	D22 150mm間隔	D22 150mm間隔
	中間帯鉄筋	塑性ヒンジ領域内 D22 250mm間隔 塑性ヒンジ領域外 D22 375mm間隔	D19 1000mm間隔	D22 1000mm間隔	D22 1000mm間隔
	横拘束筋の体積比	塑性ヒンジ領域内 2.45% 塑性ヒンジ領域外 1.23%	0.76%	1.03%	1.03%
	固有周期 (s)	1.55 (全断面有効で計算)	0.57 (降伏剛性で計算)	2.10 (降伏剛性で計算)	2.10 (降伏剛性で計算)
地 震 時 保 有 水 平 耐 力	作用力	$M_u = M_d + M_{cl}/R$ =22267 kN・m (R=3) $M_d = 643$ kN・m $M_{cl} = 1.0 M_{EQlong} + 0.3 M_{EQtrans}$ =64873 kN・m 作用水平力= $M_u/h = 1460$ kN	必要耐力= $k_{hc} W$ =16666 kN (μ_a : 許容塑性率=10.1)	必要耐力= $k_{hc} W$ =2509 kN (μ_a : 許容塑性率=1.82)	必要耐力= $k_{hc} W$ =1116 kN (μ_a : 許容塑性率=6.93)
	水平耐力	$P_a = \phi M_n/h$ =0.7×50387/15.25 =2313 kN	$P_a = M_u/h$ =19101 kN	$P_a = M_u/h$ =2779 kN	$P_a = M_u/h$ =1826 kN
	照査	$\phi M_n > M_u$ (ok)	$P_a > k_{hc} W$ (ok)	$P_a > k_{hc} W$ (ok)	$P_a > k_{hc} W$ (ok)
変 位	残留変位	照査なし	$\delta_R = c_R (\mu_R - 1) (1 - r) \delta_y$ =0.147 m	$\delta_R = c_R (\mu_R - 1) (1 - r) \delta_y$ =0.066 m	$\delta_R = c_R (\mu_R - 1) (1 - r) \delta_y$ =0.136 m
	許容残留変位		$\delta_{Ra} = h/100$ =0.153 m	$\delta_{Ra} = h/100$ =0.153 m	$\delta_{Ra} = h/100$ =0.153 m
	照査		$\delta_{Ra} > \delta_R$ (ok)	$\delta_{Ra} > \delta_R$ (ok)	$\delta_{Ra} > \delta_R$ (ok)
せん 断 力	作用力	$V_u = V_d + V_{cl}/R = 4262$ kN R=1 $V_{cl} = 1.0 V_{EQlong} + 0.3 V_{EQtrans}$ =4222 kN $V_d = 40$ kN	作用せん断力 =終局水平耐力 =19101 kN (∴曲げ破壊型)	作用せん断力 =終局水平耐力 =2779 kN (∴曲げ破壊型)	作用せん断力 =終局水平耐力 =1826 kN (∴曲げ破壊型)
	せん断耐力	$V_n = S_c + S_s$ $S_c = 2\sqrt{f_c} b d$ =9443 kN $\phi V_n = 0.85 \times 9443$ =8026 kN S_c のみで作用力を上回っている ので S_s の計算は省略	$P_s = S_c + S_s$ =26233 kN $S_c = 6228$ kN $S_s = 20005$ kN	$P_s = S_c + S_s$ =11837 kN $S_c = 2692$ kN $S_s = 9145$ kN	$P_s = S_c + S_s$ =12406 kN $S_c = 2922$ kN $S_s = 9484$ kN
	照査	$\phi V_n > V_u$ (ok)	$P_s > k_{hc} W$ (ok)	$P_s > k_{hc} W$ (ok)	$P_s > k_{hc} W$ (ok)



図－5 タイプⅠの地震動の設計水平震度を補正して試設計された断面



図－6 タイプⅡの地震動の設計水平震度を補正して試設計された断面

また、AASHTO 示方書では、設計に用いる曲げ耐力の値を実質曲げ耐力の 70%とし、曲げ耐力に対してもかなり大きな安全係数を考慮していること、作用曲げモーメントの評価においては、2 方向地震力の影響を考慮していることも特徴的である。道示では設計に用いる曲げ耐力の値は材料の公称強度に基づく実質曲げ耐力の値をそのまま用い、また、地震力は 2 方向独立に作用させて耐震設計されており、AASHTO 示方書の方が設計上厳しい評価結果を与えている。

一方、今回の対象橋脚は曲げ破壊型であり、せん断に関する評価手法の違いが断面設計結果に及ぼす影響は現れなかった。しかしながら、作用せん断力の評価手法の違いが見られる。AASHTO 示方書による設計結果を見ると、橋脚の地震時保有水平耐力が 2851kN ($=50387\text{kN}\cdot\text{m}/17.674\text{m}$) であるのに対して、設計で考慮する作用せん断力は 4262kN となっており、これは橋脚の地震時保有水平耐力の約 1.5 倍である。表-2 に示したように、AASHTO 示方書では、設計に用いる作用せん断力は、材料の過強度特性を考慮した塑性ヒンジの曲げ耐力から求めるか、または、荷重低減係数を 1 として算出される作用せん断力のいずれかを用いることが規定されている。道示では、曲げ破壊型であれば、橋脚の地震時保有水平耐力を作用せん断力として評価されているが、この設計例では、曲げ破壊型であっても、橋脚は弾性応答をするものとみなして作用せん断力を評価している。このように、AASHTO 示方書では、作用せん断力の評価が非常に安全側になされている。

なお、いずれのケースにおいても、中間帯鉄筋の配筋量にも大きな差が認められる。AASHTO 示方書で設計された橋脚では、塑性ヒンジ領域における横拘束筋の体積比は 2.45% であるのに対して、道路橋示方書により設計された橋脚の場合はおよそ 1.0% 前後となっている。これは、前述したように、主として中間帯鉄筋の水平方向間隔に関する規定の違いによるものである。

5. まとめ

本文では、AASHTO 示方書に基づいて耐震設計された鉄筋コンクリート橋脚をベースとして、当該橋脚を日本の道示に基づいて設計した場合、設計に用いる工学的諸数値が定量的にどのように違うのか、断面条件がどのように変化するかについて検討を行

った。橋の耐震設計に関する国際比較を行う場合、どの条件を同一とした上で比較するかが重要であるが、特に設計地震力の違いの影響は大きい。そこで、意図的に設計水平震度を同一として再設計したが、設計結果には違いが生じる。この要因としては、許容塑性率の評価のしかたの違い、荷重低減係数の評価のしかたの違い、残留変位の照査の有無、中間帯鉄筋の水平方向配置間隔に関する配筋細目規定の違い等である。今回比較対象とした橋は、さほど地震危険度の高い地域の橋ではなく、我が国と比較すれば設計地震動が小さいケースではあるが、このような設計条件の橋で耐震設計結果を日米比較すると、道示の方が少ない鉄筋量で断面設計可能となった。

なお、AASHTO 示方書では、キャパシティデザインの考え方に基づいた耐震設計がされており、確実に曲げ破壊となるよう、作用せん断力の評価、ならびに、せん断耐力の評価においては十分な安全係数が考慮されていた。

参考文献

- 1) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Edition, 1996
- 2) California Department of Transportation: Seismic Design Criteria, Version 1.2, Dec. 2001
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編、2002 年 3 月
- 4) (社)土木学会地震工学委員会地震時保有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：研究小委員会最終報告書、2001 年 3 月
- 5) (社)日本道路協会：「道路橋」に関する地区講習会、平成 8 年度
- 6) 運上茂樹：道路橋の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能と配筋構造、橋梁と基礎、99-8、pp.124-130、1999 年 8 月
- 7) Federal Highway Administration: Seismic Design of Bridges, Design Example No.5, FHWA-SA-97-010, Oct. 1996