

3. 最近の米国における新しい耐震設計法

3.1 はじめに

我が国の橋梁の耐震設計においては、兵庫県南部地震以降、部材の塑性変形性能を考慮して設計する地震時保有水平耐力法が本格的に取り入れられるようになり、実務設計の場においても、その考え方が広く浸透されてきつつある。しかしながら、我が国における地震時保有水平耐力法の歴史はまだ浅く、今後研究すべき事項も多数残されているのが現状である。

一方、米国においては、日本よりもずっと早い時期から地震時保有水平耐力法の考え方が橋梁の耐震設計において導入されており、いわば地震時保有水平耐力法の先進国とも言える。米国における現在の橋梁の耐震設計法に関しては、既に本小委員会が昨年で開催した橋梁の耐震設計法に関する講習会等^{1),2)}に報告されているので、本章では、最近米国で研究が進んでいる「変位ベース設計法(Displacement-based Design)」による橋梁の新しい耐震設計法について、具体的な計算手順を含めて紹介することにする。なお、変位ベース設計法については、本講習会のテキスト1にもその概要が簡単に示されているので参考にされたい。

3.2 カリフォルニア州における橋の耐震設計法の歴史と荷重ベース設計法

米国では、1906年にサンフランシスコ地震が発生し、サンフランシスコ市内に甚大な被害が発生したが、米国が独立してカリフォルニア州に人口が集中し始めたのが1950年以降であることを踏まえると、この地震が実質的に米国が経験した最初の大地震と言える。このサンフランシスコ地震以降、1933年のロングビーチ地震を経て、カリフォルニア州では地震の影響を考慮して構造物の設計が行われるようになった。しかしながら、設計で考慮する水平震度は、固有周期が0.5秒程度のごく一般的な橋で0.04~0.08程度と非常に小さなレベルであった³⁾。

そうした中、1971年にサンフェルナンド地震が発生し、高架の道路橋に甚大な被害が発生した。この震災経験を踏まえ、カリフォルニア州ではそれまでの耐震設計基準を抜本的に見直し、1974年からは新しい基準による耐震設計法を取り入れている。この改訂において重要な事項のひとつとして、実際に想定される設計地震動を設定し、その地震動に対して構造部材の塑性域でのねばりやエネルギー吸収性能を考慮して耐震設計が行われるようになったことが挙げられる。これは我が国で呼ぶところの地震時保有水平耐力法の考え方であり、米国では今から25年も前にこのような耐震設計法が確立していたのである。

この耐震設計法においては、ARSカーブと呼ばれる減衰定数5%の弾性加速度応答スペクトルに基づいて等価静的水平荷重を算出し、そして変位一定則を適用してその等価静的水平荷重を低減させて設計を行っている(1990年代後半からは、非線形応答変位の推定において変位一定則に構造物の周期による補正を加えた手法が適用されている)。このように、設計当初において設計用の地震荷重を設定し、その荷重に基づいて部材の設計を進めていく手法は「荷重ベース設計法(Force-based Design)」と呼ばれており、これは、サンフェルナンド地震以降、米国における橋梁の耐震設計法の主流となっている。現在の我が国における地震時保有水平耐力法は、米国の設計の考え方

と全く同一であるとは言えない面もあるが、基本的には荷重ベース設計法の分類に属すものと考えられる。

3.3 変位ベース設計法と等価線形化法

荷重ベース設計法では、設計当初において設計荷重を設定して部材の断面を設計していく手法であるのに対して、まず設計変位を設定し、設計地震動に対して構造物がその設計変位まで変形できるように部材断面を設計していく手法を「変位ベース設計法(Displacement-based Design)」と呼んでいる。部材の塑性域での損傷度は、耐力ではなく変位に依存するものであり、限界状態の定量化においては、変位が重要な指標となる。したがって、設計で想定している限界状態に応じて目標とする設計変位をまず設定することから始まる変位ベース設計法は、耐震設計において限界状態を非常にわかりやすい形で評価することができるという特徴がある。

また、ここに示す変位ベース設計法は、等価線形化法を用いた応答スペクトル法である⁴⁾。すなわち、水平力-水平変位の関係が非線形システムとなる構造系において、図 3.1 に示すように、等価剛性 K_{eff} と等価減衰定数 ξ を有する線形システムとしてモデル化される。ここで、等価剛性は、設計水平変位（最大応答変位と等しくなる）と原点を結ぶ直線の傾きとして与えられる。また、等価減衰定数は、構造物の塑性化の程度によって変化するため、応答塑性率に応じて適切な値を設定する必要がある。その一つの手法として、例えば、鉄筋コンクリート部材の履歴モデルとして広く用いられている剛性劣化型の Takeda モデルを適用すると、等価減衰定数 ξ は式(3.1)により求めることができる(図 3.2a)。

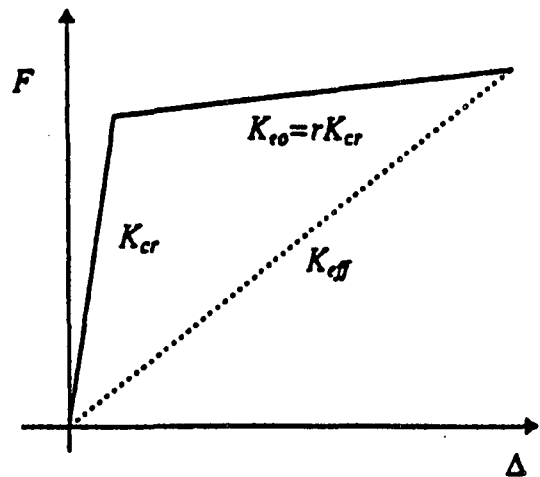


図 3.1 等価線形化法

$$\xi = 0.05 + \frac{\left(1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu}\right)}{\pi} \quad (3.1)$$

ここに、 r : バイリニア系における 2 次剛性比

μ : 応答塑性率

さらに、系の等価固有周期は、当該等価減衰定数の設計変位応答スペクトルに基づき、図 3.2b に示すように導き出される。

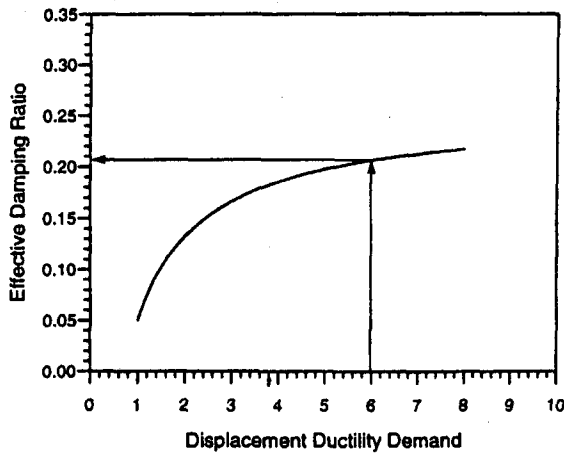


図 3.2a 等価減衰定数の算出

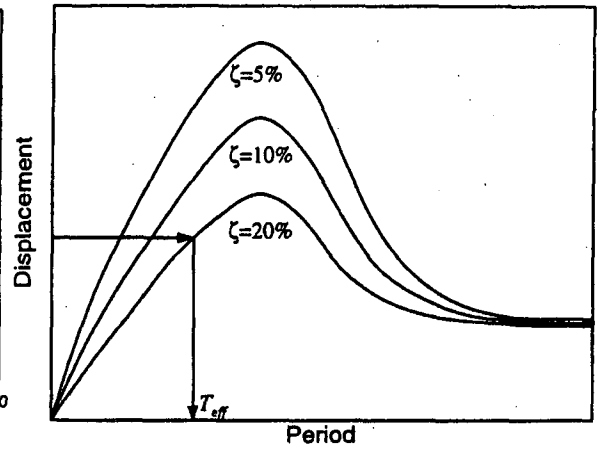


図 3.2b 等価固有周期の算出

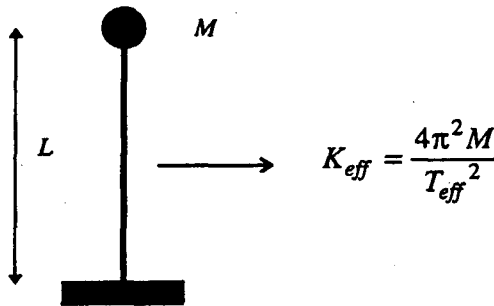


図 3.2c 等価剛性の算出

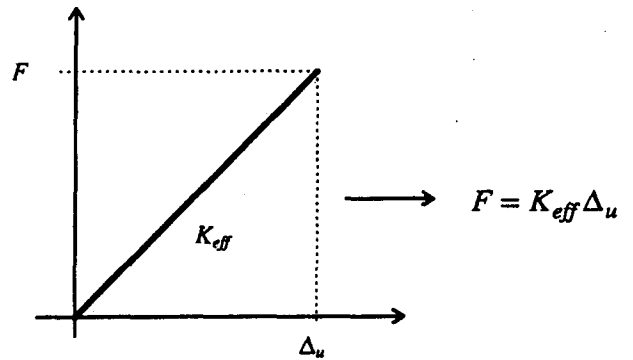


図 3.2d 設計水平力の算出

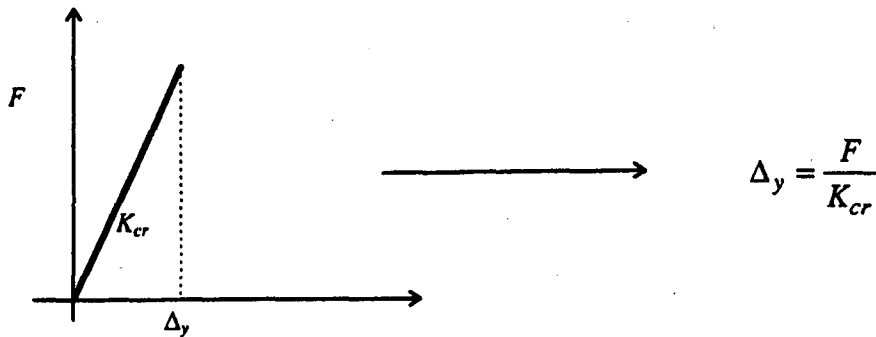


図 3.2e 修正降伏変位の算出

3.4 変位ベース設計法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計

本節では、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚を例に取り、変位ベース設計法に基づく耐震設計の手順を示すことにする。

(1) 初期値の設定

設計に必要な諸条件、すなわち、上部構造質量 M 、橋脚高さ L 、材料強度を定める。また、設計で想定する限界状態に基づき、ターゲットとする設計水平変位 Δ_u の設定を

行う。また、応答塑性率に応じた等価減衰定数の設定式を選定する。ここでは、鉄筋コンクリート橋脚を対象としていることから、上述の式(3.1)を用いることにする。また、設計に用いる変位応答スペクトルを選定する。

(2)等価剛性の算出

降伏変位の初期値を式(3.2)により設定し、応答塑性率を式(3.3)により定義する。

$$\Delta_y = 0.005L \quad (3.2)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.3)$$

ここで、式(3.2)は鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位の初期値を算出するためだけの簡便式であり、算定値に十分な精度があるものではない。等価減衰定数は、式(3.1)に式(3.3)を代入することにより算出される。ただし、鉄筋コンクリート部材の2次剛性比としては $r=0.05$ 前後とするのが一般的とされている。

次に、(1)のステップにおいて選定した変位応答スペクトルを用いて、設計水平変位と式(3.1)により求めた等価減衰定数に相当する等価固有周期を判読する。そして、等価剛性は、上部構造質量と等価固有周期により、式(3.4)により算出される(図3.2c)。

$$K_{eff} \approx \frac{4\pi^2 M}{T_{eff}^2} \quad (3.4)$$

(3)設計水平力の算出

鉄筋コンクリート橋脚は、等価線形にモデル化されているため、終局水平力 H_u は等価剛性と設計水平変位の積として式(3.5)で与えられ(図3.2d)、したがって、終局曲げモーメントは式(3.6)により算出される。

$$H_u = K_{eff} \times \Delta_u \quad (3.5)$$

$$M_u = H_u \times L \quad (3.6)$$

したがって、バイリニア系の水平力-水平変位関係における設計水平力 H_d (降伏水平力に等しい)及び設計曲げモーメント M_d (降伏曲げモーメントに等しい)は、それぞれ式(3.7)及び(3.8)により求められる。

$$H_d = \frac{H_u}{r\mu - r + 1} \quad (3.7)$$

$$M_d = H_d \times L \quad (3.8)$$

(4)鉄筋コンクリート橋脚断面の設計

式(3.7)及び(3.8)により求められた設計水平力及び設計曲げモーメントを用いて橋脚断面の寸法ならびに軸方向鉄筋の設計を行う。この時、軸方向鉄筋比としては0.7~4.0%程度の値とするのが目安とされている。そして、設計された鉄筋コンクリート断面に対して、初降伏時における断面2次モーメント I_{cr} を次式により算出する。

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.21 + 12\rho_l + \left[0.1 + 205(0.05 - \rho_l)^2\right] \times \frac{P}{f_c' A_g} \quad (3.9)$$

ここに、 I_g : 全断面に対する断面 2 次モーメント

ρ_l : 軸方向鉄筋比

P : 軸力

f_c' : コンクリート強度

A_g : 橋脚の断面積

ここで、式(3.9)は、軸方向鉄筋比と軸圧縮強度比から初降伏時における断面 2 次モーメントを推定する簡便式として Priestley らによって提案されているものである⁵⁾。

式(3.9)により求められた I_{cr} より、鉄筋コンクリート橋脚のひびわれ剛性 K_{cr} は、弾性理論により式(3.10)により算出される。

$$K_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{L^3} \quad (3.10)$$

(5)降伏変位の算定と収束チェック

式(3.7)及び(3.10)で求められた設計水平力とひびわれ剛性より、鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位は式(3.11)により算出される (図 3.2e)。

$$\Delta_y = \frac{H_d}{K_{cr}} \quad (3.11)$$

式(3.11)により求められた降伏変位と式(3.2)で設定した降伏変位の初期値を比較し、その誤差が許容範囲(±5%が適当)を超えていれば、式(3.11)で求められた降伏変位を初期値として設定し直し、収束するまで上述の計算を繰り返し行う。

(6)横方向鉄筋の設計

横方向鉄筋は、拘束ならびにせん断補強として必要な量の配筋を行う。拘束に必要な横方向鉄筋の量は、鉄筋コンクリート橋脚の応答塑性率によって求めることができる。すなわち、塑性ヒンジ断面における応答曲率塑性率 μ_ϕ は応答塑性率 μ_Δ に応じて次式で算出できる⁶⁾。

$$\mu_\phi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1)}{3(L_p/L)[1 - 0.5(L_p/L)]} \quad (3.12)$$

ここに、 L_p : 塑性ヒンジ長 (= $0.08L + 0.022f_{yh}d_{bl}$)

f_{yh}, d_{bl} : 軸方向鉄筋の降伏点および直径

したがって、終局曲率の要求値は式(3.13)により求められ、コンクリートの終局最外縁圧縮ひずみの要求値 ϵ_{cu} が式(3.14)のように導かれる。

$$\phi_u = \mu_\phi \phi_y = \mu_\phi \frac{3\Delta_y}{L^2} \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_{cu} = \phi_u c_u = \mu \phi c_u \frac{3\Delta_y}{L^2} \quad (3.12)$$

ここに、 c_u は終局時における中立軸から圧縮縁までの距離であり、一般的には断面の曲げモーメント-曲率解析により求めることができる。そして、コンクリートの終局ひずみ推定モデルとして式(3.13)に示される Chai らの提案式⁷⁾を用いると、必要な横拘束筋の体積比 ρ_s は式(3.14)により導き出される。

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f_{cc}} \quad (3.13)$$

$$\rho_s = 0.74(\varepsilon_{cu} - 0.004) \frac{f_{cc}}{f_{yh} \varepsilon_{sm}} \quad (3.14)$$

ここに、 f_{cc} は Mander らのモデル⁸⁾に基づく拘束コンクリート強度、 f_{yh} ならびに ε_{sm} は軸方向鉄筋の降伏点ならびに引張強度時のひずみである。

一方、せん断補強として必要な横方向鉄筋は、Priestley らによって式(3.15)のように提案されている鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力評価式を用いて算定することができる。

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (3.15)$$

ここに、 V_n は鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力、 V_c はコンクリートが分担するせん断耐力、 V_s は横方向鉄筋が分担するせん断耐力、 V_p は軸力によるコンクリートの斜め圧縮ストラットによりもたらされるせん断耐力である。なお、これらの各せん断耐力の具体的な算定方法については、本講習会のテキスト 1 に示されているので、ここではその記述を省略する。

3.5 変位ベース設計法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計計算例

前節に示した変位ベース設計法の手順に従い、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚を設計した計算例を紹介する。なお、本計算例では、設計水平変位を $0.015L$ ならびに $0.03L$ (L : 基部から慣性力の作用位置までの高さ) とした場合の 2 ケースを設定した。設計水平変位は、本来設計で想定している限界状態に応じて設定されるが、ここでは計算例を示すという目的から、ドリフト率で 1.5% と 3.0% の 2 つのケースを想定することとした。塑性変形の程度をドリフト率で表記するのは、我が国の土木の分野ではあまりなじみが薄いのが、ドリフト率が 3.0% というのは、一義的には言えないものの、よく拘束された一般的な鉄筋コンクリート橋脚であれば、終局状態に近い程度の変形に相当している。

基本的な設計条件としては、橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さは 10m、橋脚が支持する上部構造の等価重量は 11.4MN、橋脚に作用する軸力は 3.57MN である。設計地震動としては、図 3.3 に示すマグニチュード 8 ± 0.25 相当の地震で最大地盤加速度が 0.6g の軟岩 ($V_s = 360 \sim 760 \text{m/s}$) 層における地震動に対する設計変位応答スペクトルを用いた。その加速度応答スペクトルは図 3.4 に示すとおりである。使用材料定数は、コンクリートの強度ならびに弾性係数が 24N/mm^2 、 30kN/mm^2 、鉄筋は材質を SD295 とし、降伏点は 295N/mm^2 、弾性係数は 200kN/mm^2 とした。

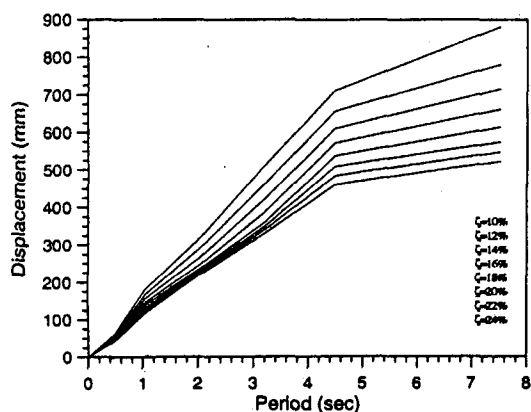


図 3.3 変位応答スペクトル

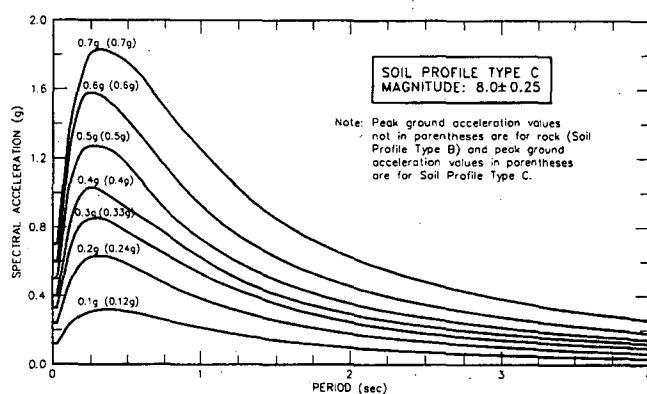


図 3.4 加速度応答スペクトル

表 3.1 変位ベース設計法による鉄筋コンクリート橋脚の設計計算例

		ドリフト率 1.5%	ドリフト率 3.0%
等価剛性の算出	設計水平変位 Δ_u (m)	0.15	0.30
	降伏変位の初期値 Δ_y (m)	0.0450	0.0468
	応答塑性率 μ	3.33	6.41
	等価減衰定数 ζ	0.174	0.209
	等価固有周期 T_{eff} (sec)	1.13	2.68
設計水平力の算出	等価剛性 K_{eff} (kN/m)	36079	6413
	終局水平力 H_u (kN)	5412	1924
	設計水平力 H_d (kN)	4847	1514
	断面形状	円形断面 直径 2.8m	円形断面 直径 2.0m
鉄筋コンクリート断面の設計	軸方向鉄筋 (かぶり mm)	D41-72 本 (100mm)	D38-56 本 (100mm)
	軸方向鉄筋比 ρ_l	0.016	0.021
	初降伏時断面 2 次モーメント I_{cr} (m ⁴)	1.227	0.373
	ひびわれ剛性 K_{cr} (kN/m)	110430	32922
降伏変位の収束チェック	修正降伏変位 Δ_y (m)	0.0439	0.0460
	収束判定	0.0439/0.0450 =0.98 (OK)	0.0460/0.0468 =0.98 (OK)
横方向鉄筋の設計	応答曲率塑性率 μ_ϕ	8.99	19.54
	終局曲率の要求値 ϕ_u (1/m)	0.0118	0.0270
	中立軸から圧縮縁までの距離 c_u (m)	0.565	0.527
	終局ひずみ ϵ_{cu}	0.00667	0.0142
	帯鉄筋体積比の要求値 ρ_s	0.0018	0.0078

設計計算結果を表 3.1 にまとめて示す。なお、本設計計算では、設計した断面における降伏変位がその初期設定値に収束するまで繰り返し計算を行っているが、表 3.1 には最終的に決定した断面における計算プロセスのみを示した。これより、ドリフト率を 3.0%として設計すると、断面を絞るとともに拘束効果を高めて変形性能を向上させた断面が設計された。その一方で、ドリフト率を 1.5%にまで抑えると、断面を大きくして剛性を高めるとともに、橋脚の水平耐力が高められた断面となった。

3.6 おわりに

本章では、米国において研究開発が行われた変位ベース設計法の鉄筋コンクリート橋脚への適用方法について紹介した。変位ベース設計法は従来の荷重ベース設計法に代わる次世代型の手法として、今後米国の耐震設計の主流となっていくことも考えられる。カリフォルニア州の高速道路の鉄筋コンクリート橋脚を見た日本の橋梁技術者の多くは、橋脚断面が日本に比べて細いという印象を持っていると思う。これは、我が国では耐震設計体系が許容応力度法であったのに対して、米国では既に地震時保有水平耐力法の考え方が取り入れられていたためと考えられる。ただし、米国では逆に許容応力度設計のような考え方がなかったがために、変位に対する歯止めがなく、その結果として日本と比較して見ればスレンダーな橋脚が設計されたものと考えられる。こうした意味からは、米国において変位ベースの設計体系が確立しつつあるのは画期的なこととも言えよう。

我が国では、橋梁の耐震設計においては、許容応力度設計法という枠組みから抜け出し、地震時保有水平耐力法へと前進したところである。地震時保有水平耐力法は、設計の流れからすれば荷重ベース設計法の一つのように見えるが、残留変位のチェックをすることが含まれている点は、従来の荷重ベース設計法と違う大変ユニークな点であり、橋脚の耐力と変形をバランスよく設計しようとするねらいが伺える。

地震時保有水平耐力法をさらに発展させていくために、本研究小委員会においても様々な研究を行っているが、今回紹介したような米国の新しい考え方についても、我が国の耐震設計への適用性をよく吟味しながら、よい技術は積極的に応用させていくことも今後必要であると考えているところである。

なお、本章に記述した内容は、本章の著者が 1998 年 3 月から 1999 年 3 月までの 1 年間、米国カリフォルニア大学サンディエゴ校に留学し、当校の M. J. Nigel Priestley 教授担当の「コンクリート橋」という大学院の講義ならびに課題演習を通じて得た知見を紹介したものである。特に、鉄筋コンクリート橋脚の変位ベース設計法に関しては、M. J. Nigel Priestley 教授ならびに Mervyn J. Kowalsky 博士（現在ノースカロライナ大学助教授）にいろいろご教示いただいた。ここに、厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) (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：橋梁の耐震設計法に関する講習会テキスト、1998 年 9 月
- 2) (社) 土木学会、コンクリート委員会、：Comparative Performances of Seismic Design

Codes for Concrete Structures, Apr. 1999

- 3) 川島一彦、岩崎敏男：米国における道路橋の耐震設計法とその変遷、橋梁と基礎、1990年3月
- 4) P. Gulkan and M. Sozen: "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", *ACI Journal*, Dec. 1974
- 5) J. A. Nuncio-Cantera and M. J. N. Priestley: "Moment Overstrength of Circular and Square Bridge Columns", *Research Report SSRP-91/04*, Department of Applied Mechanics and Engineering Science, University of California, San Diego, Sep. 1991
- 6) T. Paulay and M. J. N. Priestley: "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", A Wiley-International Publication, 1992
- 7) M. J. N. Priestley, F. Seible and Y. H. Chai: "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance", *Research Report SSRP-92/01*, Department of Applied Mechanics and Engineering Science, University of California, San Diego, Jan. 1992
- 8) J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park: "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 114(8), Aug. 1988

(執筆者：星隈順一)