

4 力国の耐震設計基準に基づいて 設計された柱の動的特性

木全 博聖¹・PHAMAVANH Kongkeo²・田辺 忠顕³

¹正会員 工修 名古屋大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³フェロ-会員 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

鉄筋コンクリート構造物の設計手法の国際比較を目的として、日本、アメリカ合衆国、ヨーロッパ、ニュージーランドの耐震設計基準を用いて8本の柱の試設計を行い、数値解析によりそれらの動的特性を評価した。共通の入力地震波のもとで、日本およびニュージーランドの基準で設計された柱には比較的大きな変形が発生することから、これらの基準は構造物の変形によるエネルギー吸収能に期待する設計が行われ、アメリカおよびヨーロッパの基準で設計された柱に発生する変形は小さいことから、これらの基準では日本やニュージーランドの基準と比べ、構造物の耐力に期待する設計が行われるという傾向が明らかとなった。

Key Words : seismic design code, seismic coefficient, response acceleration, ductility factor,
Lattice Equivalent Continuum Model

1. 序論

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、多くの土木構造物が甚大な被害を受け、日本の道路・鉄道等主要構造物の設計基準は大幅な見直しが行われた。中でも鉄筋コンクリート(RC)構造物の被害は大きく、土木学会では「コンクリート標準示方書」の早急な見直しが進められ、大地震から約1年半後の平成8年7月、これまで設計編に組み込まれていた耐震設計に関する項目を「耐震設計編」として独立して発行するに至った。

この大地震により、阪神高速のビルツ高架橋や山陽新幹線ラーメン高架橋といったRC構造物が壊滅的な被害を受けた。これらの構造物が建設された昭和30年代後半から40年代前半の設計基準では、兵庫県南部地震のような内陸型の直下地震を想定しておらず、考慮される設計地震動がせいぜい0.2[G]であったことがその大きな理由である。しかし、コンクリートのせん断耐力を過大評価していたために部

材の許容せん断応力度を高く見積もりすぎていたことや、部材のじん性に対する配慮がなされていなかったことなど、当時はRC部材の特性が現在ほど理解されていなかったことも大きな要因である。年月を経て多くの事象が明らかとなり、設計基準類もその後次々と改訂された。同時にRC構造物の数値解析技術は着実に進歩し続け、その挙動解明の一翼を担っていることは言うまでもない。

RC構造物の耐震設計基準を相互比較する気運が高まり、平成11年4月に東京で行われた国際セミナー“Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures”では、4つの地域の設計基準を取り上げ、それぞれを代表する研究者・設計者による解説が行われた¹⁾。さらにそれらの基準を用い、土木学会(JSCE)のメンバーによる柱の試設計が行われ、数値解析を行うことにより各基準の特性を評価するという試みもなされた。しかし、基準の特徴をできる限り活かすことを念頭に置いて試設計を行うために、幾つかの条件設定が各設計担

当者の判断に委ねられたため、柱断面の寸法が異なるなど、基準間に幾つかの条件の差異が生じてしまった。その結果、数値解析結果の比較から4つの基準の特性を十分に示す事ができなかった^{2),3)}。そこで、各耐震設計基準の特徴をより明らかにすることを目的として、本研究では柱断面の寸法を統一して柱の試設計をやり直し、非線形数値解析よりそれらの動的特性を考察した。

コンクリート構造物の数値解析技術は、不均質材料であるコンクリートの構成則のモデル化が進むにつれてその精度を高めており、現在では、厳密な理論構成の元で導かれたモデルにより、かなりの精度で解析が可能になっている。しかし静的繰り返しや動的挙動については、交番載荷をうける材料の力学的特性やコンクリートのひびわれの開閉と界面での応力伝達特性等が十分に明らかではないため、真の意味で数値解析手法が確立されているとはいえない。これらの現象を明らかにして、さらに精度の高い動的解析手法を確立することは、構造物の安全性確保のための動的性能の照査や設計の合理化、地震直後の残存性能、およびその後の補修・補強に関わる残留変形の状態等を知る上でも非常に重要である。

格子等価連続体法化 (LECM, Lattice Equivalent Continuum Model) は、RC 部材のひびわれたコンクリート部分と鉄筋を格子に置き換えることにより、等価な連続体構成式を導く方法である。これまでに、格子等価連続体法が RC 部材の静的挙動を繰り返し載荷状態においても精度良く捉えることが可能であることが示されている^{4),5)}。本研究ではこのモデルを解析手法として適用している。

2. 4ヶ国の耐震設計基準

(1) 概要

本研究では、4ヶ国の耐震設計基準を用いて柱の試設計を行う。各国の耐震設計基準として、日本は土木学会コンクリート標準示方書（以下 JSCE）、アメリカ合衆国はカリフォルニア州交通局基準（以下 Caltrans）、ヨーロッパは Euro Code 8（以下 EC8）、ニュージーランドは Standards New Zealand（以下 NZs）を採用した。なお本研究で参照しているものは、前述のセミナーにおいて紹介された、1999年4月現在の基準である。

構造物の耐震設計は、いずれの基準においても、基本的に図-1に示すような手順で行われる。この手順の中で各基準の特徴が大きく現れるのは、設計

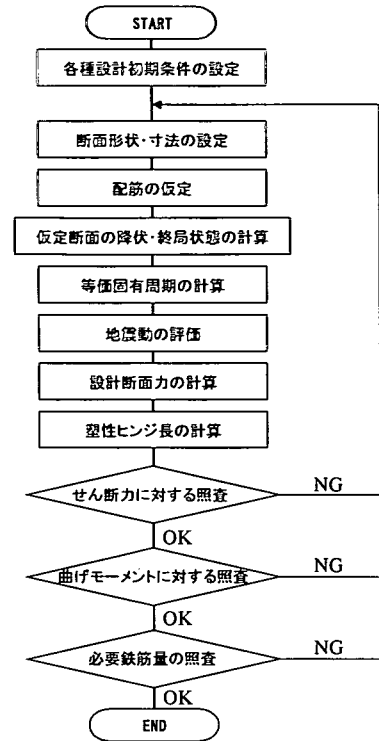


図-1 耐震設計の大まかな流れ

水平力の算出方法、必要鉄筋量の照査方法等である。また、材料強度や耐荷力に対する安全係数もそれぞれ異なる。以下に、4つの基準のそれぞれの特徴について簡単に示す。

(2) JSCE（日本）

JSCE の設計の流れを付録図-1 に示す^{1),6),7)}。JSCE では、地震動をレベル 1（構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動）とレベル 2（構造物の耐用期間内に発生する確率が極めて小さい強い地震動）に分け、レベル 1 地震動に対して耐震性能 1（地震時に鉄筋が降伏せず、コンクリートの圧縮破壊に対して十分に安全）を満足し、レベル 2 地震動に対して耐震性能 2（地震時に応答変位及び残留変位は許容限度内）、もしくは耐震性能 3（構造物全体系は破壊しない状態）を満足するように設計が行われる。

図-2 は、各基準で用いられる応答スペクトル曲線である。細線は 1G レベル（最大加速度が約 400[gal]で弾性応答スペクトルの最大値がおおよそ 1[G]となるような地震波）のスペクトル曲線、太線は 2G レベル（最大加速度が約 800[gal]で弾性応答スペクトルの最大値がおおよそ 2[G]となるような地

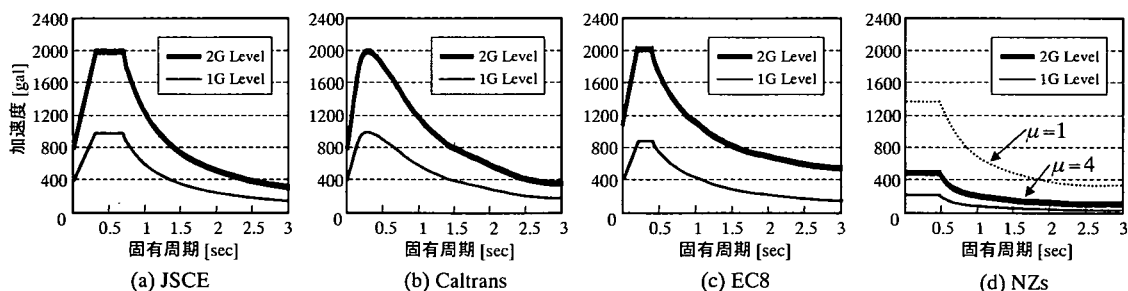


図-2 応答スペクトル曲線

震波) のスペクトル曲線である。これは後述する Case A 及び Case B の地震動の応答スペクトルに相当している。

JSCE には、設計時に考慮する地震動のレベルについて文章で記述されているものの、具体的なスペクトル曲線は示されていない。そこで今回は JSCE のスペクトル曲線として、図-2(a)に示すような、道路橋示方書・同解説 (V・耐震設計編) の地震時保有水平耐力法に用いられているタイプ I・タイプ II 地震動 (I 種地盤) の弾性応答スペクトルを用いることとした⁸⁾。

JSCE では、設計水平震度 K_h はエネルギー一定則に基づいて以下の式より求められる。

$$K_h = \frac{K_{h0}}{\sqrt{2\mu_d - 1}} \quad (1)$$

ここで、 K_{h0} は弾性応答スペクトル、 μ_d は設計じん性率である。

また、JSCE では 2 方向への曲げの影響は考慮していないが、設計時に橋軸方向と橋軸直角方向を別々に照査することにより、安全性を確認している。

軸方向鉄筋比は、最大 6.0[%]、最小 0.15[%]と規定されており、4 つの設計基準の中では最も範囲が広い。帯鉄筋の配置間隔は、軸方向鉄筋の直径の 12 倍、断面の高さの半分、そして帯鉄筋径の 48 倍のうち最も小さい値以下と規定されているものの、他の設計基準と比べると極めて大きい。軸方向鉄筋の座屈防止の観点から、現在よりも厳しい条件を設ける必要があると思われる。

また JSCE では部材の応答変位 (じん性率) の照査も行うが、これは他の基準にはないものであり、JSCE の大きな特徴と言える。

(3) Caltrans (アメリカ合衆国)

Caltrans の設計の流れを付録図-2 に示す¹⁾。Caltrans では図-2(b)に示すような弾性応答スペクトル

が用いられる。Caltrans ではエネルギー一定則を用いていないが、係数 Z を用いて、設計水平震度は以下のように求められる。

$$K_h = \frac{K_{h0}}{Z} \quad (2)$$

応答スペクトルの低減係数 Z は地盤の特性から得られた固有周期 T^* と部材の等価固有周期 T の比より得られる。 Z の最大値は 3.0 であるが、これにエネルギー一定則の考えを当てはめると、 $\mu_d = 5.0$ に相当する。

Caltrans では、柱の 2 方向曲げの影響を、設計断面力を 1.4 倍することにより考慮している。また、鉄筋量の照査は JSCE に比べると厳密に行われる。特に帯鉄筋については、塑性ヒンジ部、一般部、端部で個別に行われる。帯鉄筋の配置間隔は、軸方向鉄筋径の 6 倍、柱の断面の高さ、幅の 0.2 倍、そして 20[cm]のうち最も小さい値以下と規定されており、JSCE のおよそ半分以下の制限である。また軸方向鉄筋比は、最大 4.0[%]、最小 1.0[%]と規定されており、他の基準と比べ最も範囲が小さい。

(4) Euro Code 8 (ヨーロッパ)

EC8 の設計の流れを付録図-3 に示す¹⁾。EC8 では図-2(c)に示すような弾性応答スペクトルが用いられる。EC8 でもエネルギー一定則は用いておらず、Caltrans の Z と同様、係数 q を用いて設計水平震度は求められる。

$$K_h = \frac{K_{h0}}{q} \quad (3)$$

q の最大値は 3.5 であるが、これにエネルギー一定則の考えを当てはめると、 $\mu_d = 6.67$ に相当する。

EC8 では、地動加速度を 1.3 倍することにより 2 方向曲げの影響を考慮している。また、降伏モーメ

ント、終局モーメントを過小に評価したり、部材のせん断耐荷力を算定する際、条件によってはコンクリート負担分を考慮しないなど、他の基準と比べ、より安全側の設計が行われることが EC8 の大きな特徴である。

軸方向鉄筋量については特に規定されてないが、軸方向鉄筋の座屈防止の観点から帯鉄筋の必要最小量の照査は厳密に行われている。

(5) NZs (ニュージーランド)

NZs の設計の流れを付録図-4 に示す⁷⁾。NZs では他の基準と異なり、図-2(d)に示すような非弾性応答スペクトルが採用されている。よって応答スペクトルは部材の設計じん性率にあわせて選択される。

設計水平震度は、応答スペクトルに Zone 係数 Z 、Risk 係数 R 、構造係数 S_p を乗じて求められる。

$$K_h = Z \cdot R \cdot S_p \cdot K_{h0} \quad (4)$$

さらに、設計断面力の計算では P-Δ 効果の影響を詳細に考慮している。また、NZs では地震時に鉛直方向の加速度も同時に受ける事を想定し、下向きに 0.3[G]と上向きに 0.2[G]の加速度が作用することを仮定し、軸力をそれぞれ 1.3 倍と 0.8 倍して、厳し方の条件で照査を行う。

2 方向曲げの影響については、設計モーメントを 1.04 倍することにより考慮している。また軸方向鉄筋比は、最大 5.2[%]、最小 0.8[%]と規定されている。帯鉄筋の配置間隔に関しては軸方向鉄筋径の 6 倍、柱断面の高さの 1/4 以下と規定されており、これは Caltrans や EC8 とほぼ同条件である。それに加え、必要帯鉄筋量も定められている。

3. RC 柱の試設計

(1) 概要

4 ケ国の耐震設計基準を用いて 2 種類の柱を設計を行う。入力地震動や地盤の条件、上部構造物の重量、使用材料、柱の形状等は共通の条件を用いるが、今回の設計では、解析結果の相互比較を行いやすいように、柱断面の形状・寸法を統一することにした。柱の剛性に極端な差が生じてしまうことを抑えるのがその目的である。

(2) 設計条件

a) 地震荷重条件

過去に発生した地震動の特徴は地域により異なるため、設計で考慮される地震動も基準間で異なっている。共通の地震荷重条件を定めるのは非常に難しいため、今回の試設計では、図-3 に示すような最大弾性応答加速度が 1[G]、2[G]となる 2 種類の共通の地震動を採用することとした。最大加速度が 400[gal]、800[gal]に相当するこれらの波を、それぞれ Case A、Case B とする。これらは、道路橋示方書の示すタイプ I およびタイプ II に相当する地震波である⁸⁾。

Case B の波は、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の N-S 成分である。

b) 構造物の形態

今回の試設計の対象構造物は、図-4 に示すような高速道路高架橋における高さ 7[m]の単柱である。断面は正方形で、寸法は Case A は 1.5[m]×1.5[m]、Case B は 2.0[m]×2.0[m]とした。上部構造物の重量は 7000[kN]と設定したが、これは日本で建設されるスパン 40[m]、幅 10[m]を有する一般的な高速度道路の重量に相当する。

また、今回の試設計では活荷重は考慮せず、地震動の作用方向は橋軸方向のみを考慮することとした。

c) 地盤条件

構造物と地盤の連成的挙動を評価することは複雑であるため、柱は固い岩盤上に建設され、地震動は直接柱の根元に作用することを仮定している。

d) 材料条件

今回の設計で使用されるコンクリートは圧縮強度が 24[N/mm²]、鉄筋は JIS 規格の SD345 (降伏強度 345[N/mm²]) である。共通の設計条件を、表-1 に示す。

e) 配筋方法

前述の理由により、今回の試設計では柱断面の寸法・形状を統一している。それにより、各基準の特徴は、設計解に対し配筋方法にのみ反映される。橋軸方向および橋軸直角方向に対し、等価な耐力および変形性能を有するように、両方向に均等に軸方向鉄筋を配筋することとした。

(3) 設計された柱の諸元

各基準の条件を満たして設計された 8 本の柱の諸元を表-2 に、配筋図を付録図-5~8 に示す。設計基

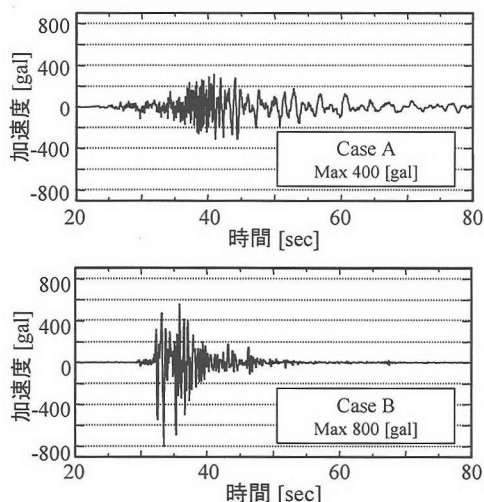


図-3 地震波形

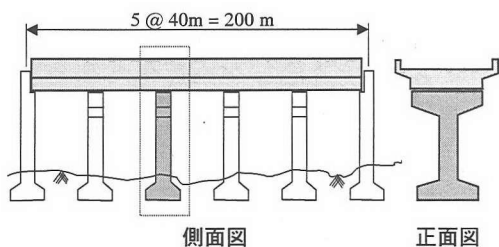


図-4 設計対象構造物

表-1 設計条件

構造形式	RC 単柱 (矩形断面, 長さ 7m, 30m)
基礎形式・条件	直接基礎, 岩盤上
上載荷重	7000 [kN]
入力加速度	400, 800 [gal]
コンクリート圧縮強度	24 [N/mm ²]
鉄筋降伏強度	345 [N/mm ²] (SD345, JIS)

準によっては、Case B の地震波に相当するような大きな地震波の弾性応答スペクトル曲線が示されていないものがあるが、その場合は基準に示されているスペクトルを単純に等倍することで対応した。

設定されるじん性率により、設計される柱の耐荷性能や変形性能は大きく左右される。JSCE と NZs では設計じん性率を定める必要があるが、Caltrans および EC8 では必要としていないために、条件設定の際の設計じん性率の取り扱いが非常に難しい。

表-2 試設計された柱の諸元

	Case A (7m column, 400gal wave)			
	JSCE	Caltrans	Euro	NZ
断面 [mm×mm]	1500×1500			
軸方向鉄筋	52-D51	96-D32	96-D29	40-D32
軸方向鉄筋比[%]	4.68	3.38	3.38	1.41
帯鉄筋	4-D22	8-D16	8-D19	8-D13
帯鉄筋比[%] *1	0.69	0.71	0.76	0.38
固有周期 [sec] *2	0.572	0.694	0.713	0.852
	Case B (7m column, 800gal wave)			
	JSCE	Caltrans	Euro	NZ
断面 [mm×mm]	2000×2000			
軸方向鉄筋	60-D51	128-D51	112-D51	112-D41
軸方向鉄筋比[%]	3.04	6.48	5.67	3.75
帯鉄筋	4-D25	8-D16	8-D22	10-D19
帯鉄筋比[%] *1	1.01	1.47	1.03	0.71
固有周期 [sec] *2	0.376	0.223	0.330	0.375

*1 帯鉄筋比は、帯鉄筋の1ユニットあたりの断面積を帯鉄筋の配置間隔と柱の幅を掛けた断面積で割った値

*2 固有周期は軸方向鉄筋の降伏時断面剛性より算出

Caltrans および EC8 における弾性応答スペクトルの低減係数は地盤条件などから決定され、1～3.5 の間の値を取ることは前章に示した。エネルギー一定則においてスペクトルの低減係数は設計じん性率 μ_d により決められるが、この低減係数 1～3.5 をエネルギー一定則で換算すると、 $\mu_d = 1 \sim 6.67$ に相当する。そこで、今回の試設計における設計じん性率は、そのおおよそ中間の値となる 4 を採用し、JSCE と NZs の設計にはこの値を用いた。

また、Caltrans の Case B の柱の軸方向鉄筋比は、基準に定められている最大主鉄筋比 4.0[%] を越える 6.48[%] となり、基準に抵触している。基準値の範囲内におさめるには柱断面を大きくする必要があるが、Case A と Case B の断面積の差異が大きくなることを避けるため、今回はそのまま比較解析を行うこととした。

4. 格子等価連続体化法による柱の数値解析

(1) 概要

複雑な構造問題をより簡単に解くために、連続体である構造物を図-5 のように格子部材でモデル化する試みがなされている。構造物を格子の集合体として考え、その本数、間隔、角度、剛性等を適当に選択・配置する事によって、構造物の挙動を捉えることが可能となる。解析対象構造物が RC のような非弾性体であっても、格子部材の応力-ひずみ関係に非線形性を取り入れることにより精度の高い解析が可能となる。近年の研究では、RC 部材を数種類の格子要素の集合体として表す二羽の格子モデルが成果を収めている^{9), 10)}。

格子等価連続体化法は、ひびわれた RC 部材に発生する主要な応力方向に格子を配置して要素の構成則を導く解析手法であり、格子モデルの簡便さを失うことなく、複雑な構造物への適用も可能としている。図-6 に示すように、格子部材は連続体の構成則を導くためのみに用いられ、解析自体は通常の有限要素法により行われる。本手法における格子の構成則は、コンクリート・鉄筋ともに簡単な等価一軸応力-ひずみ関係を用いるため、通常の塑性解析のような複雑な理論を必要とせず、また、高い収斂性と計算時間の短縮が期待されている。

(2) ひずみの変換と応力-ひずみ関係

連続体平面に発生する応力を $\sigma = [\sigma_x \ \sigma_y \ \tau_{xy}]^T$ 、ひずみを $\varepsilon = [\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \gamma_{xy}]^T$ とする時、 $x-y$ 座標系から角度 ϕ だけ回転させた $\xi-\eta$ 座標系における応力およびひずみは次のように表すことができる¹²⁾。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{\xi} \\ \varepsilon_{\eta} \\ \gamma_{\xi\eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \phi & \sin^2 \phi & \sin \phi \cos \phi \\ \sin^2 \phi & \cos^2 \phi & -\sin \phi \cos \phi \\ -2\sin \phi \cos \phi & 2\sin \phi \cos \phi & \cos^2 \phi - \sin^2 \phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{\xi} \\ \sigma_{\eta} \\ \tau_{\xi\eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \phi & \sin^2 \phi & 2\sin \phi \cos \phi \\ \sin^2 \phi & \cos^2 \phi & -2\sin \phi \cos \phi \\ -\sin \phi \cos \phi & \sin \phi \cos \phi & \cos^2 \phi - \sin^2 \phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

格子等価連続体化法では、ひびわれの発生した RC 部材を、まず格子に置き換える。格子の方向は、コンクリート部分に発生する主応力方向と鉄筋の長手方向である。置き換えた n 本の格子の軸方向ひずみを $\{\hat{\varepsilon}\} = [\varepsilon_1 \cdots \varepsilon_i \cdots \varepsilon_n]^T$ とおくと、

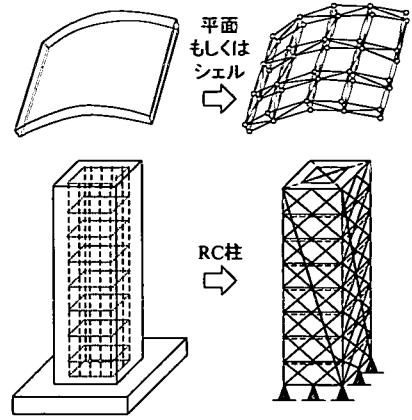


図-5 格子部材による連続体のモデル化の例^{10), 11)}

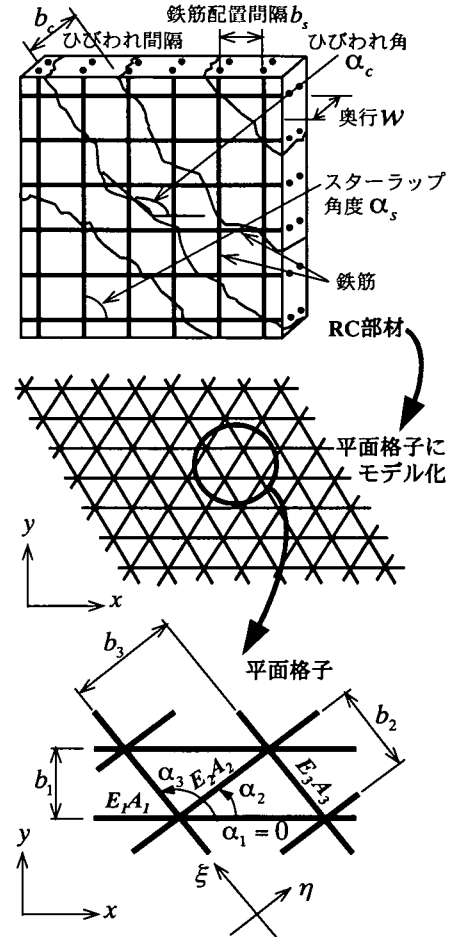


図-6 連続体平面と平面格子

$$\{\hat{\varepsilon}\} = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha_1 & \sin^2 \alpha_1 & \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \cos^2 \alpha_i & \sin^2 \alpha_i & \sin \alpha_i \cos \alpha_i \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \cos^2 \alpha_n & \sin^2 \alpha_n & \sin \alpha_n \cos \alpha_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [L_\varepsilon] \{\varepsilon\} \quad (7)$$

となる。同様に、格子の軸方向に発生する応力成分

を $\{\hat{\sigma}\} = [\sigma_1 \cdots \sigma_i \cdots \sigma_n]^T$ とおくと、

$$\{\hat{\sigma}\} = \begin{bmatrix} r_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ & & r_i & \\ 0 & & & \ddots \\ & & & & r_n \end{bmatrix} \{\hat{\varepsilon}\} = [R] \{\hat{\varepsilon}\} \quad (8)$$

$$r_i = \frac{E_i A_i}{b_i} \quad (9)$$

となる。ここで、 E_i 、 A_i 、 b_i はそれぞれ格子の弾性係数、断面積、配置間隔である。また応力の回転マトリクスより、連続体の応力 $\{\sigma\}$ は格子の応力 $\{\hat{\sigma}\}$ により表すことができる。

$$\{\sigma\} = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha_1 & \cdots & \cos^2 \alpha_i & \cdots & \cos^2 \alpha_n \\ \sin^2 \alpha_1 & \cdots & \sin^2 \alpha_i & \cdots & \sin^2 \alpha_n \\ \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 & \cdots & \sin \alpha_i \cos \alpha_i & \cdots & \sin \alpha_n \cos \alpha_n \end{bmatrix} \{\hat{\sigma}\} = [L_\sigma] \{\hat{\sigma}\} \quad (10)$$

式(10)に式(7)、(8)を代入すると、

$$\{\sigma\} = [L_\sigma] [R] [L_\varepsilon] \{\varepsilon\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (11)$$

となり、連続体の2次元平面の応力-ひずみマトリクス $[D]$ は次のように得られる。

$$[D] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n r_i \cos^4 \alpha_i & \sum_{i=1}^n r_i \sin^2 \alpha_i \cos^2 \alpha_i & \sum_{i=1}^n r_i \sin \alpha_i \cos^3 \alpha_i \\ & \sum_{i=1}^n r_i \sin^4 \alpha_i & \sum_{i=1}^n r_i \sin^3 \alpha_i \cos \alpha_i \\ \text{sym.} & & \sum_{i=1}^n r_i \sin^2 \alpha_i \cos^2 \alpha_i \end{bmatrix} \quad (12)$$

$[D]$ マトリクスは応力状態により更新され、連続体平面要素の剛性マトリクスが逐次導かれる。

(3) RC2 次元要素への適用

式(12)の応力-ひずみマトリクスを RC2 次元要素に適用する場合、式(8)の R マトリクスの成分である r_i を各格子部材ごとに求める必要がある。 r_i は

格子部材の弾性係数、断面積、配置間隔からなっているので、まずそれを求める。鉄筋についての r_i は直接求めることが可能であるが、コンクリートの場合、ひびわれ間隔を考慮する必要がある。しかしコンクリート部分の断面積は、ひびわれ間隔 b_c と厚さ w の積であるため、コンクリートの成分はひび割れ間隔に関係なく、次のように表すことができる。

$$r_c = \frac{E_c A_c}{b_c} = \frac{E_c b_c w}{b_c} = E_c w \quad (13)$$

ここで、 E_c はコンクリートの弾性係数、 w は部材の厚さである。

RC 部材の応力-ひずみ関係を格子に置き換えて導くのはひびわれ発生以後であり、それ以前はコンクリート、鉄筋とも連続体として扱う。その時のコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみマトリクス D_c 、 D_s は次のように表される。

$$D_c = \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}, D_s = \begin{bmatrix} E_s & 0 & 0 \\ 0 & E_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

ここで E_c 、 E_s はそれぞれコンクリートと鉄筋の初期弾性係数であり、 ν はポアソン比である。本手法では構成則に構造の厚さも含んでおり、コンクリート、鉄筋の厚さを t_c 、 t_s とすると、全体の D は

$$D = t_c D_c + t_s D_s \quad (15)$$

となる。

ひびわれが発生した時、式(11)の応力-ひずみ関係を用いる。要素ごとに主応力を求め、その主応力が引張強度、もしくは圧縮強度の 1/2 を超えた時にひびわれが発生するとした。また、この時の主応力方向が、コンクリートの格子部材の配置方向である。以上のような方法で、応力-ひずみマトリクスが要素ごとに求められる。よって、要素に発生するひびわれは隣接部分での角度が異なり、かつ不連続となる。

(4) 材料の構成則

図-7 に、今回の解析で用いた格子部材の等価一軸応力-ひずみ関係を示す。コンクリートの繰返し載荷時の経路は、弾性域での除荷・再載荷の場合は載荷と同じ経路上を動き、引張ピークもしくは圧縮

ピークの 1/2 を超えた点からの除荷の際は、初期勾配に沿って応力が減少し、応力のゼロ点からは過去の最大のひずみ点に向かう。また鉄筋の場合は、降伏点以降の剛性はゼロとし、除荷・再載荷の勾配は初期勾配と同じとした。

5. 解析結果および考察

(1) 解析概要

柱の解析モデルを図-8に示す。Push-Over解析では柱頂部を変位制御により単調載荷した。また動的解析では、図-3に示す2種類の入力地震波を、柱の基部に直接与えた。なお動的解析では、運動方程式における減衰マトリックスを0としている。これは、柱自身の持つ特性をより明確に評価するためである。なお、数値積分にはNew markの β 法¹³⁾を用いている。

(2) Push-Over解析

Push-Over解析の結果を図-9に示す。本解析では、全ての柱が曲げ破壊を示した。

Case Aの中で曲げ耐荷力が最大のものは、JSCE (3966 [kN])、最小はNZs (1323 [kN]) の柱である。図中に示している125[mm]以上の変位領域において、特に曲げ耐荷力が小さいNZsの柱に対する付加モーメントの影響が若干懸念されるが、数値解析において幾何非線形性を考慮していることや、NZs以外の柱は曲げ耐荷力が大きいいため、水平荷重のモーメントに対する付加モーメントの割合は数パーセントに過ぎないことから、今回の解析において対象となる変位領域におけるその影響は小さいと判断した。

CaltransとEC8の柱は、試設計の結果、帯鉄筋量は多少異なるものの、軸方向鉄筋量が同じとなったため、解析結果はほぼ一致した。JSCEの曲げ耐荷

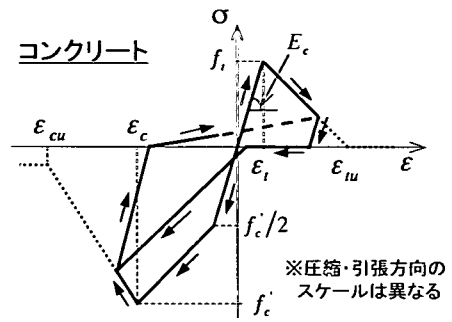


図-7 格子の一軸構成則

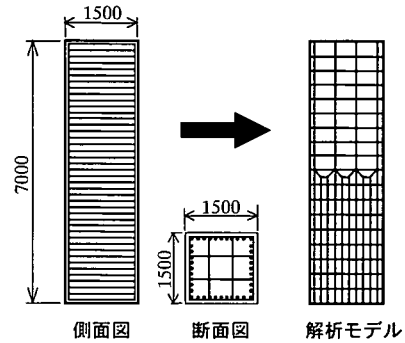


図-8 解析モデルの例 (Case A)

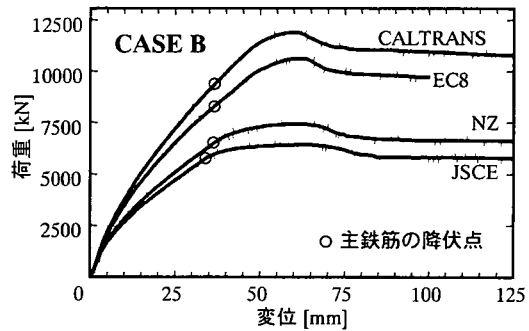
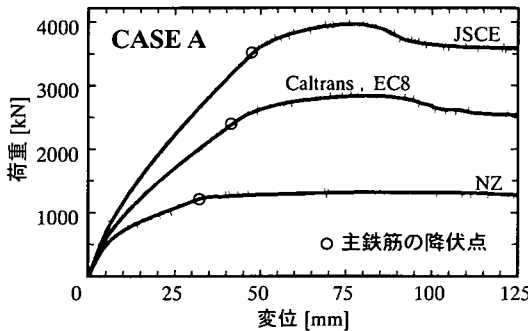


図-9 静的解析の結果

力が他の基準より大きな値を示した要因のひとつとして、JSCEの応答スペクトルが、他の基準と比べ共振点付近で高い値を示していることが挙げられる。図-10に、各基準の応答スペクトル曲線図と柱の等価固有周期を示す。応答スペクトル曲線の基準間での最も大きな違いは、共振点付近の最大値を取る範囲の大きさにある。最大値を取る範囲が最も狭いのはCaltransで、最も広いのがJSCEである。4本の柱の固有周期にそれほど大きな差は見られないが、JSCEはスペクトルの最大値を取る範囲が広いために、他の基準よりも大きな設計水平震度を取ることであり、曲げ耐力が大きくなったものと思われる。Case Aでは、応答スペクトル曲線におけるこの特徴がシビアに現れている。

Case Bの解析結果では、JSCEとNZsに比べ、CaltransとEC8が高い曲げ耐力を示している。曲げ耐力の最大値はCaltransの12152[kN]、最小はJSCEの6436[kN]である。Caltransの柱の耐力が最も大きくなったのは、応答スペクトルの低減係数として、4つの基準の中で最も小さい値1.628を取ったため、設計水平震度が他基準よりも大きくなったことによる。

各設計基準に示されている算定式を用いて求めた塑性ヒンジ領域でのせん断耐力と、解析結果から得られた曲げ耐力の比を、せん断耐力比として表-3のように示した。この耐力比の値が大きくなるにつれて、構造物がせん断破壊に対し安全であることを示している。ちなみに、各設計基準のせん断耐力算定式はコンクリートの負担量の算定方法が若干異なるものの、帯鉄筋の負担量はトラス理論¹⁴⁾を基に導かれているため、基準による算定式の違いは大きくない。耐力比は全ての柱で1を超えており、せん断破壊に対して安全であることが分かる。曲げ耐力が小さいJSCEとNZsの柱も、せん断破壊に対しては十分な余裕度を有していることが分かる。同様にCaltransも十分な余裕度を有しているが、EC8はこれらと比べると、やや低い値を示している。EC8では、上載荷重及び自重により柱基部に発生する応力の圧縮強度に対する比 η_k が0.1を越えない時には、せん断力に対するコンクリートの負担分を考慮せず、帯鉄筋の効果のみで部材のせん断耐力を計算することになっている。今回の2つのケースではいずれも η_k が0.1を超えており、せん断に対するコンクリートの負担部分を考慮したため必要帯鉄筋

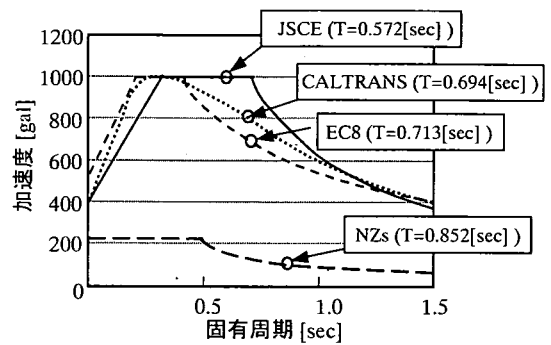


図-10 弾性応答スペクトルの比較

表-3 柱のせん断余裕度

	Case A			
	JSCE	Caltrans	EC8	NZs
算定式 ^{*1} V_d [kN]	4923	4824	4018	4507
解析値 ^{*2} V_a [kN]	3966	2840	2839	1322
せん断耐力力比 V_a/V_d	1.241	1.699	1.415	3.409
	Case B			
	JSCE	Caltrans	EC8	NZs
算定式 ^{*1} V_d [kN]	11564	23384	11691	10732
解析値 ^{*2} V_a [kN]	6436	12152	10633	7444
せん断耐力力比 V_a/V_d	1.797	1.924	1.100	1.442

*1 V_d は各基準に示されているせん断耐力力算定式より求める

*2 V_a は数値解析より求められる曲げ耐力

量が減少し、その結果、柱のせん断破壊に対する余裕度がやや低くなったものと思われる。実際の設計では η_k が0.1未満となるよう断面寸法が選択され则认为られるため、EC8を用いて実際に設計される柱のせん断耐力は十分であるといえる。むしろ大断面を選択した場合、EC8で設計された柱は他の基準より大きなせん断耐力を示すことが予想される。

(3) 動的解析

図-11は、動的解析結果にPush-Over解析の結果を重ねて示したものである。ここで表しているのは、柱頂部の変位と柱基部のせん断力の関係である。解析結果を見る限り、柱の変形は1次モードが卓越している。Push-Over解析の結果と同様、Case AのNZsとCase BのJSCEは、他の柱と比べ大きな応答変位が発生している。

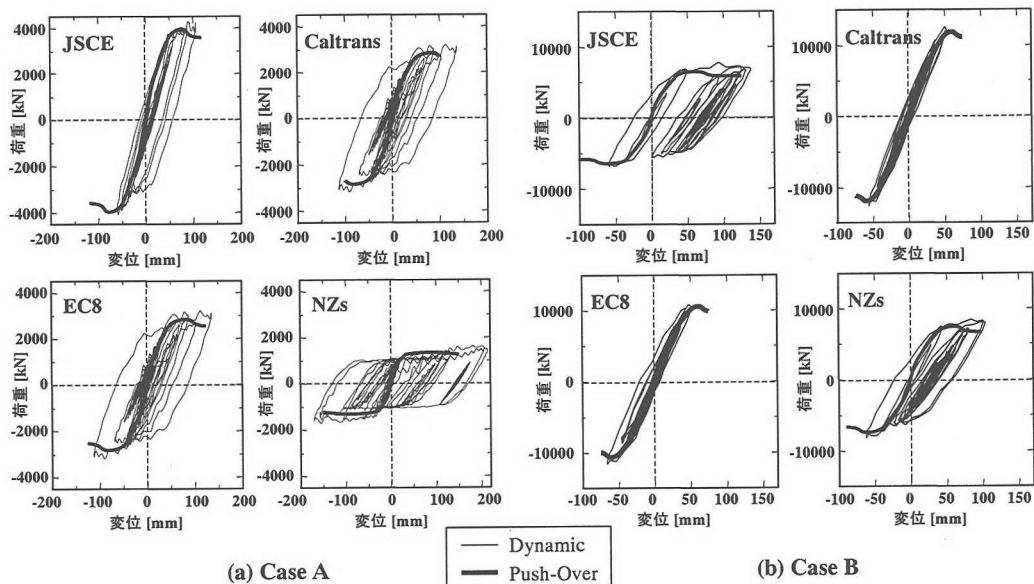


図-11 動的解析の結果

CaltransとEC8は、特にCase Bの柱の応答変位が非常に小さい。Caltrans、EC8ともに設計時に部材の変形能について直接検討していないこと、それと2軸曲げ影響を考慮するために設計水平震度を大きめに見積もるなど、JSCEやNZsと比べ、常に安全側と取れる設計手順を踏んでいることが、その理由として挙げられる。

図-12 には、動的解析から得られた最大応答変位を Push-Over 解析より得られた降伏変位で除することで得られた値を、応答塑性率として表している。設計じん性率も併せて示しているが、Caltrans と EC8 は、便宜上、低減係数 Z 、 q をエネルギー一定則で換算したものを示している。Case B に比べ、Case A の柱の応答塑性率は比較的大きいが、そのほとんどは設計じん性率の範囲に収まっている。

JSCE では設計時に部材じん性の照査を行っている。算定式では軸方向鉄筋の抜け出しの影響を考慮しているが、解析では考慮していない。しかし JSCE の2本の柱の応答塑性率は設計じん性率に近い値となっており、4つの基準の中ではその差が最も小さいといえる。エネルギー一定則の精度についてはこれまでも議論がなされているが¹⁵⁾、今回行った JSCE の柱の試設計では適当な設計震度が得られたものと考えられる。

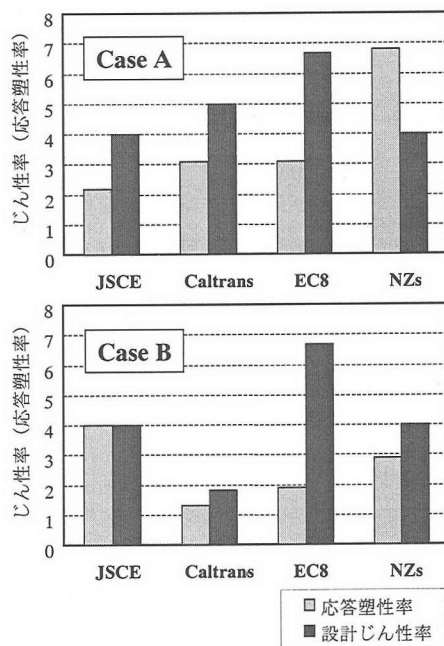


図-12 柱の応答塑性率

NZs の Case A の柱では、設計じん性率よりも応答塑性率の方が大きくなった。同様の結果が、本研究と異なるモデルを用いた場合の数値解析からも導かれており²⁾、その理由が数値解析にあるとは考えにくい。試設計された複数の柱の数値解析により、NZs で試設計された柱は他基準と比べやや大きな変形を許す傾向にあることが示されているが、Case A の柱ではその傾向が顕著に現れたものと考えられる。

6. 結論

本研究では、4ヶ国の耐震設計基準を用いて2種類合計8本の柱の試設計を行い、それらの数値解析を行うことにより、以下のような結論が得られた。

- (1) JSCE と NZs で設計された柱は、Caltrans や EC8 で設計された柱に比べ、曲げ耐力力は小さいものの十分なせん断耐力力を有している。
- (2) Caltrans と EC8 で設計された柱は、JSCE と NZs で設計された柱に比べ高い曲げ耐力力を示した。EC8 で設計された Case B の柱はやや低いせん断余裕度を示したが、これは試設計における断面寸法の選択方法によるものであり、実際の設計においては、せん断破壊に対しても十分に安全な設計が行われる。
- (3) JSCE と NZs は、せん断破壊に対して十分安全かつ部材の塑性変形能に期待する経済的な設計方針であること、Caltrans と EC8 は、部材の耐力力に期待する安全側の設計方針であることが、柱の試設計と数値解析を通して明らかとなった。
- (4) 与えられた条件を満足する設計解は無数に存在するため、今回得られた結果が4つの設計基準の一般解を表しているわけではない。しかし、今回の比較検討を通じて、4つの耐震設計基準の主たる特徴を明らかにすることができた。
- (5) 格子等価連続体化法を、RC 構造物の非線形動的解析に適用した。計算時の不具合も特に発生することなく、さらに、図-13 に示すように他モデルとの解析結果の比較においてもほぼ同様の結果を得ていることから²⁾、格子等価連続体化法は RC 構造物の非線形動的解析に適用可能であると思われる。

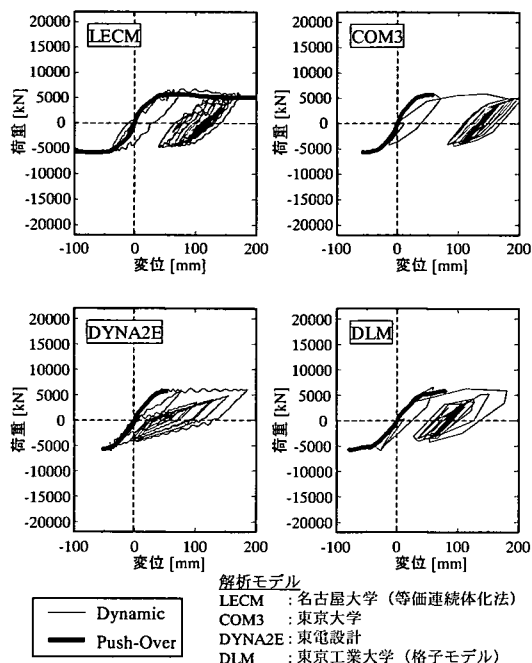
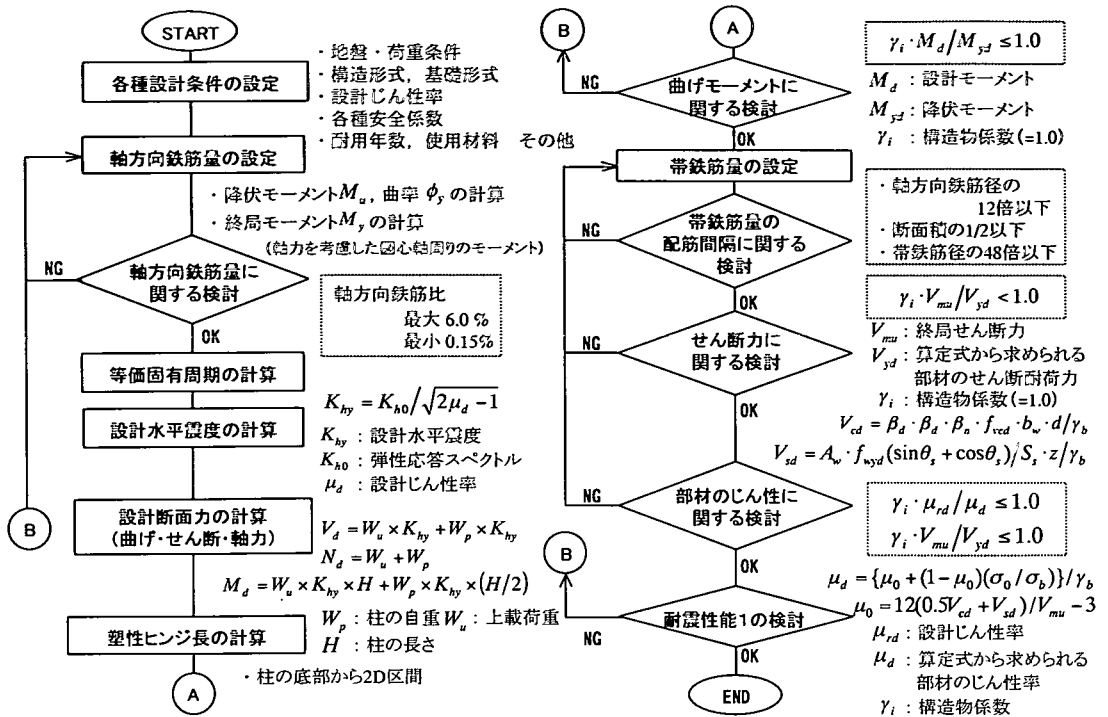


図-13 数値解析モデルの比較²⁾(JSCE Case A)

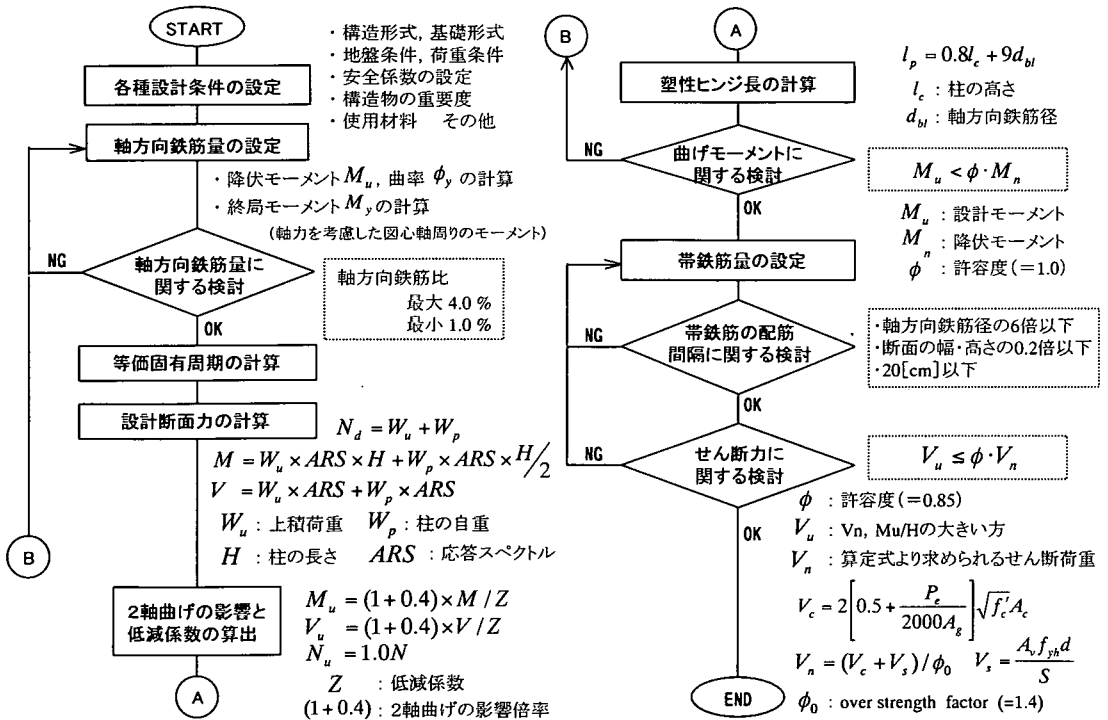
謝辞： 東京工業大学の二羽淳一郎教授、ピーシー橋梁(株)の中村定明氏、日本技術開発(株)の森敦氏には、各国の設計基準について多くの助言を頂きました。またオリエンタル建設(株)の余国雄氏、名城大学理工学部の石川靖晃助教授には数値解析についての多くの助言を頂きました。ここに感謝の意を表します。

付録 各基準の設計フローと試設計された柱の配筋図

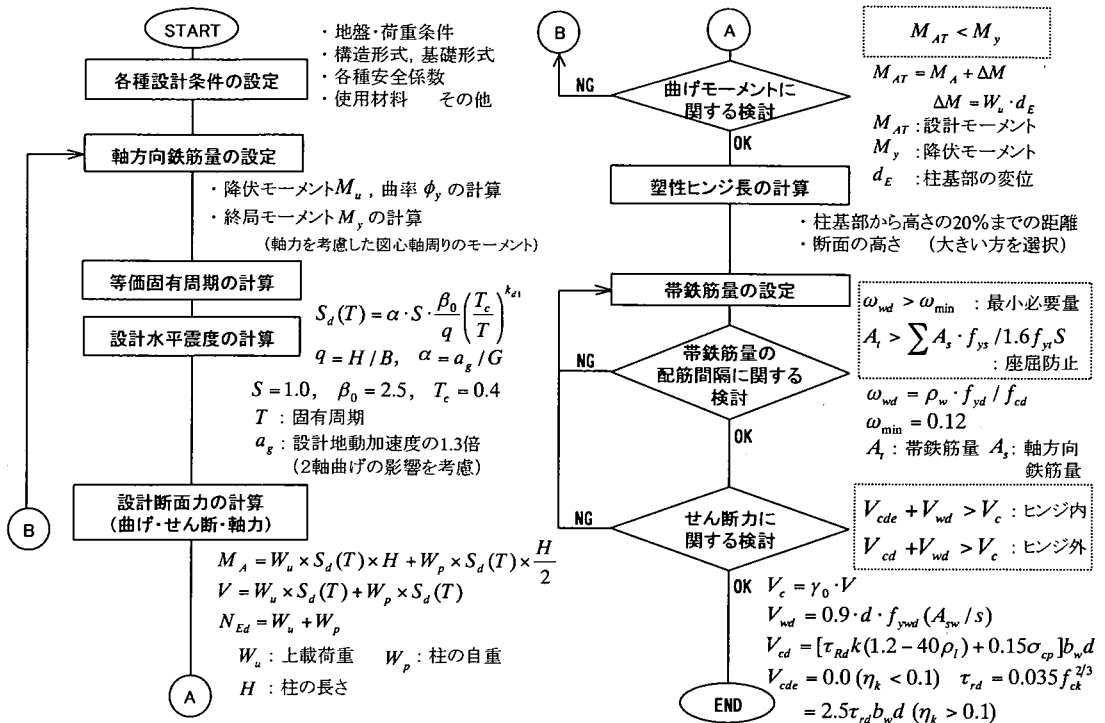
付録図-1～4に、JSCE, Caltrans, EC8, NZsの耐震設計の流れを示す。また、付録図-5～8には、今回試設計された柱の配筋図を示す。



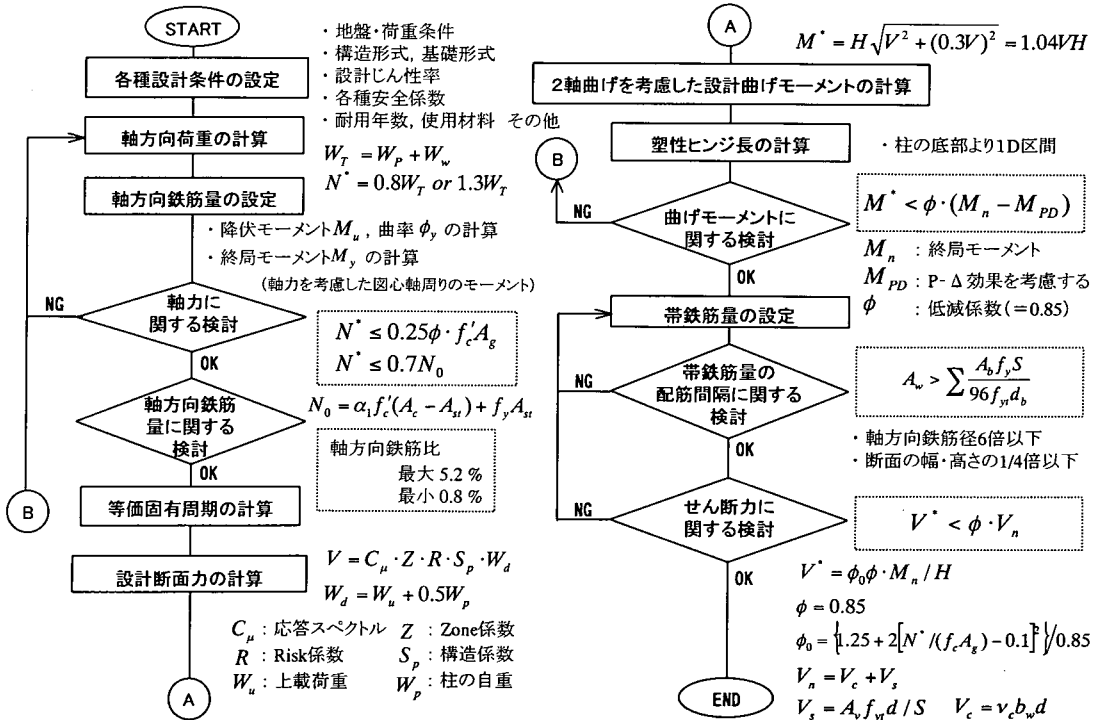
付録図-1 JSCEの設計フロー



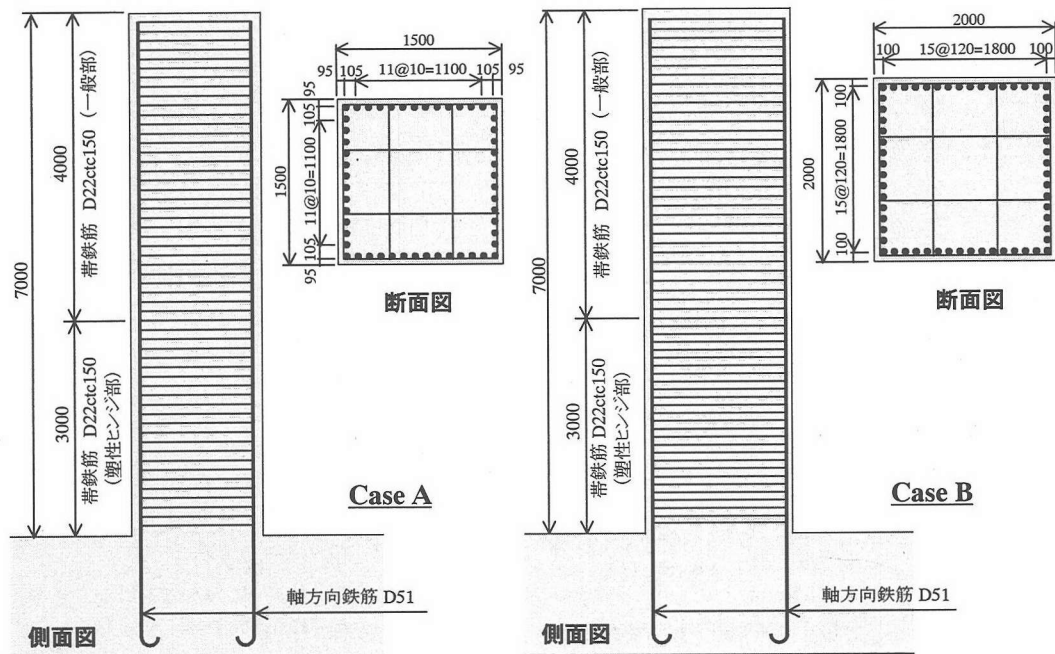
付録図-2 Caltransの設計フロー



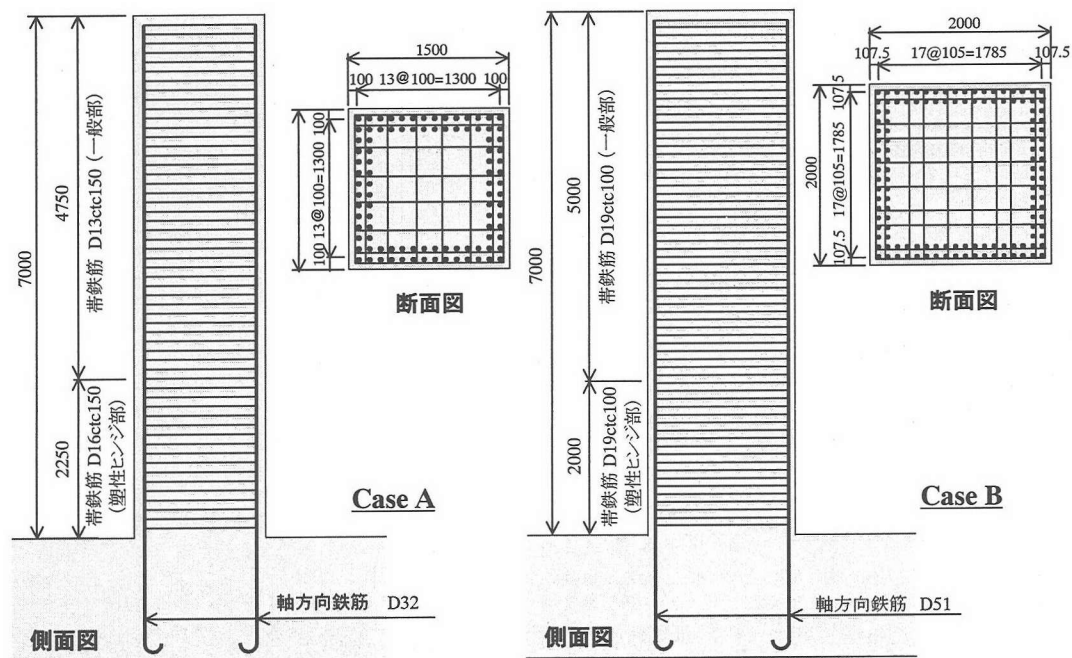
付録図-3 EC8の設計フロー



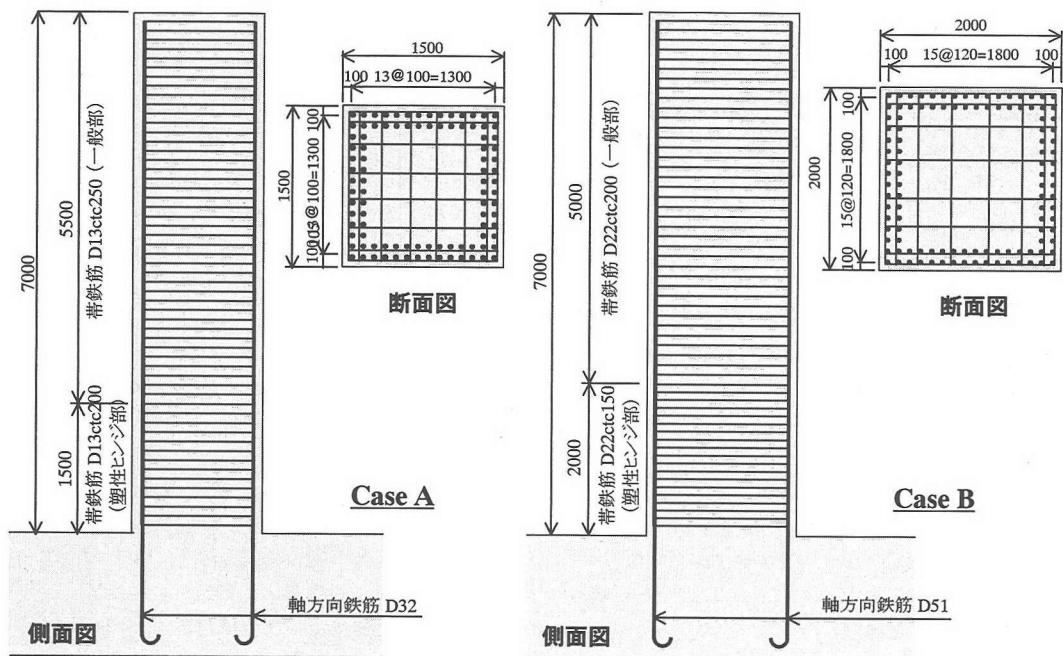
付録図-4 NZsの設計フロー



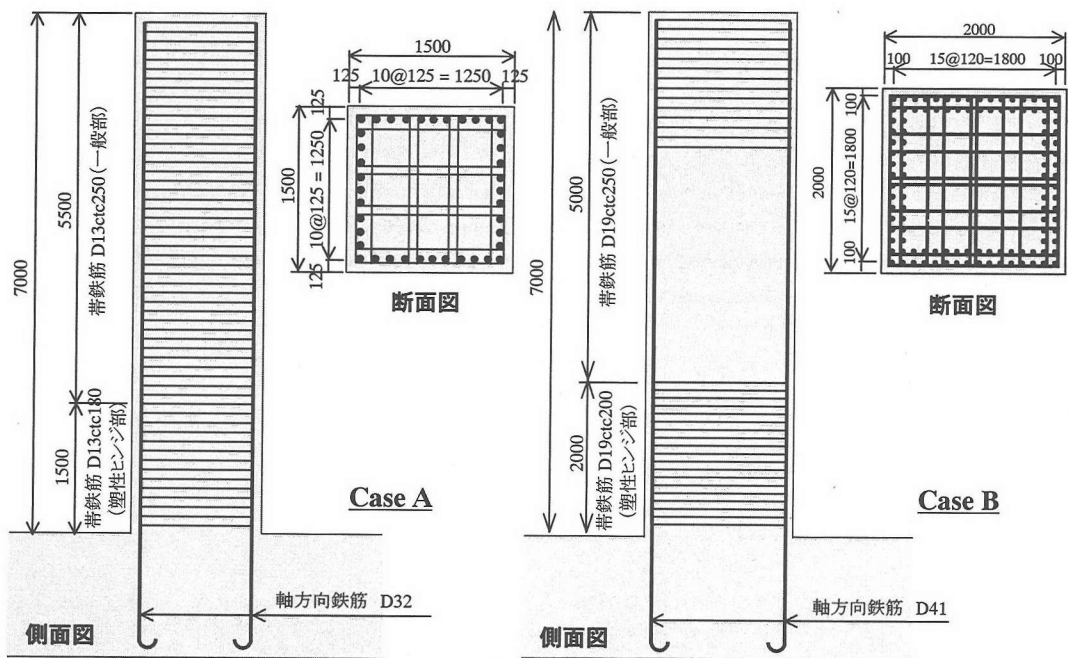
付録図-5 試設計されたJSCEの柱



付録図-6 試設計されたCaltransの柱



付録図-7 試設計されたEC8の柱



付録図-8 試設計されたNZSの柱

参考文献

- 1) Tanabe, T.: Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures, Vol.1, Elsevier, 1999.
- 2) Tanabe, T.: Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures, Vol.2, Elsevier, 2000.
- 3) 木全博聖, P.Kongkeo, 石川靖晃, 田辺忠顕: 等価連続体法によるRC柱の非線形動的解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1381-1386, 2000.
- 4) 久米敦子, 余国雄, 田辺忠顕: 平面格子の等価連続体法による構成則を用いた繰返し荷重を受けるRCはりの解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.103-108, 1999.
- 5) Tanabe, T. and Ahmad, S. I.: Development of Lattice Equivalent Continuum Model for Analysis of Cyclic Behavior of Reinforced Concrete, Proceedings of the Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, Vol.2, pp.105-124, 1999.
- 6) 土木学会: 平成8年版・土木学会コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕, 1996.
- 7) 鉄道総合技術研究所: 鉄道橋構造物等設計標準・同説〔耐震設計〕, 1999.
- 8) (社) 日本道路協会編: 道路橋示方書・同解説 [V・耐震設計編], 1996.
- 9) 伊藤睦, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 格子モデルによる繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の終局変位の評価, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.253-262, 2000.2.
- 10) EL-Behairy, F. M., NIWA, J. and Tanabe, T.: Analysis of the RC columns under pure torsion using the modified lattice model in three dimensions, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, JSCE, No.634/V-45, pp.337-348, 1999.11.
- 11) Kollar, L. and Hegedus, I.: Analysis and design of space frames by the continuum method, Elsevier, 1985.
- 12) 園田恵一郎: 構造力学 I, 朝倉書店, pp.108-138, 1985.
- 13) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, pp.97-112, 1981.
- 14) 田辺忠顕, 檜貝勇, 梅原秀哲, 二羽淳一郎: コンクリート構造, 朝倉書店, 1992.
- 15) 睦好宏史: コンクリート構造物(土木構造物)の耐震設計に関する最近の動向, コンクリート工学 Vol.35, No.9, pp.3-11, 1997.9.

(2001.5.7 受付)

THE DYNAMIC CHARACTERISTICS OF BRIDGE PIERS DESIGNED BY FOUR MAJOR SEISMIC DESIGN CODES

Hiromasa KIMATA, Kongkeo PHAMAVANH and Tada-aki TANABE

In order to clarify the feature of seismic design codes, nonlinear dynamic analysis of RC piers that have been designed by the seismic design codes of Japan, United States, Europe, and New Zealand, is carried out. In this study, Lattice Equivalent Continuum Model (LECM) is used as an analytical method. As a result of comparing the analytical results, the feature of the seismic design codes of each country is clarified. And LECM is possible to apply for solving the dynamic problem.