

## 12. 海外における耐震設計基準と橋梁の比較設計

### 12.1 はじめに

アメリカ、ヨーロッパ、ニュージーランドといった、地震が橋梁等構造物の設計に大きく影響を及ぼす海外の国、地域における耐震設計では、キャパシティーデザイン (Capacity Design) が主流である。現状で最新と思われる上記海外の国・地域における耐震設計基準類としては、アメリカの AASHTO 橋梁設計示方書 (American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. による Standard Specifications for Highway Bridges) [12.1] (1996年) および ATC-32 (カリフォルニア州の道路橋を対象とした橋梁設計基準改善案：以下、本章では Caltrans と記述する) [12.2] (1996年)、ヨーロッパの Eurocode 8 (Design provisions for earthquake resistance of structures、以下、EC8 と称す) [12.3] (1994年)、およびニュージーランドの Transit New Zealand による Bridge Manual [12.4] (1995年) や NZS3101 Concrete Structures Standard (以下、NZS3101 と称す) [12.5] (1995年) などがあげられる。

一方、日本では特に1995年1月17日の兵庫県南部地震を受けた後、各種の耐震設計基準類が改定され、地震時保有耐力法にもとづく耐震設計方法が主流となってきた。地震時保有耐力法は、非線形域の構造物の地震応答を考慮して行う耐震設計法であり、構造物の塑性変形を期待したものである。ここ数年程度の間、橋梁実務設計者においても地震時保有耐力法にもとづく耐震設計が定着してきており、当初あった設計における混乱もなくなり、設計精度のばらつきが少なくなってきた。

ふたたび海外に目を転じると、現在耐震設計の国際標準化や性能照査型設計への以降といった動きが活発化してきており、海外の耐震設計 (キャパシティーデザイン) と日本の耐震設計との調整が今後の大きな課題となってきた。

このような背景を認識しつつ、本章では日本の耐震設計の考え方や方法を基準として、海外の耐震設計基準類との比較を行い、耐震設計の基本的な考え方や設計方法の違いなどの特徴についての整理・考察結果をまとめた [12.6]、[12.7]。また、本章ではニュージーランドの耐震設計と日本の耐震設計による橋脚の比較設計を行い、基準では必ずしも認識しきれない相違や具体的な設計計算の流れややり方について考察をした [12.8]。これに加え、両基準により試設計された橋脚を対象とした非線形動的解析を行い、それらの挙動の相違について考察した。

なお、ここで対象とする日本の耐震設計基準は、道路橋に対するものとして平成8年道路橋示方書 [12.9]、[12.10] としている。

## 12.2 道路橋示方書との比較から見た海外の耐震設計の特徴

海外の耐震設計基準について、道路橋示方書の耐震設計との比較から見た特徴を示す。それぞれの海外基準の内容には異なる部分があるため、一概に海外基準としてひとまとめにした評価は困難である。したがって、以下ではそれぞれの海外基準で、ある程度共通な部分に着目し、海外基準類から得られる知見と、それらと道路橋示方書の耐震設計の関係や特徴的事項についてまとめている。

### 12.2.1 耐震設計の基本方針

海外基準における耐震性能の考え方を表 12.2.1 に示す。各基準とも、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。橋梁の耐用期間に発生する確率の高い中小地震に対しては機能を維持し、大地震に対しては損傷を認めることは各基準で共通である。形の上では道路橋示方書と同様な 2 段階（ないしは 3 段階）での設計となっているが、現実的には海外基準では第 2 段階の地震動に対する要求事項を満足するならば、他の地震動レベルにおける要求事項も満足するといったことから、道路橋示方書のように 2 段階の両方に対して設計・照査は行わない。

大きな地震に対しても崩壊しないことはどの基準でも最低限の条件としているが、機能がどの程度維持されるかは明瞭でない。道路橋示方書では、交通との関係が明示されているわけではないが、重要度に応じて、補修により通行が可能となる状態と通行が早期に回復することは困難な状態を想定していると思われる。ユーロコードやニュージーランドは緊急車両の通行は可能な状態としている。Caltrans (ATC-32) では重要度により、ただちに一般交通が可能な状態と数日で制限つきで交通が可能な状態に分類される。

なお、ニュージーランドでは 3 つの地震レベルに対して、耐震性能があり、設計再現期間に相当する地震（2 番目の大きさの地震）に対しては、当初設計レベルの荷重に耐えられるような復旧が可能であり、設計再現期間に相当する地震よりかなり大きい地震に対しては、当初設計レベルより低くなっても、恒久的復旧は可能な状態とするとしており、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構造物の重要度によって明白にわけているのが、道路橋示方書と ATC-32 及び AASHTO である。Eurocode8 及びニュージーランド基準では、重要度によって耐震性能を変えろという思想が明確にはでておらず、重要度によって設計地震荷重を変化させるものとしており、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、耐震設計における目標性能においては、道路橋示方書も海外基準もそれほど大きな違いはないと思われる。しかし、海外では耐震構造計画において、設計で想定する構造物の挙動として、塑性化の位置とその程度をあらかじめ明確にしておくということが特徴的である

（表 12.2.2 に海外基準に示される構造物の地震時挙動区分の分類を整理している）。さらに、地震荷重の低減係数（荷重低減係数：じん性率に対応）を、構造物に付与しうるじん性の程度や構造形式や構造部材に応じて決めたり、塑性ヒンジ位置やその場所へのアクセスの難易度に応じて決めるといった方法がとられている。つまり、特別の計算をすることなく、構造挙動分類その他によって低減係数の値を定めており、じん性を期待するほど、地震荷重を低減することになる。これらは、設計をする上で簡便な方法であるが、設計で想定したじん性と設計計算の結果求められる構造物の変位量（応答変位）との関係には言及していない（海外基準のうち Caltrans にお

表12.2.1 地震動のレベルと耐震性能の関係の比較

道路橋示方書		Caltrans (ATC-32)		AASHTO		ユーロコード		ニュージーランド																													
地震 レベル 1	橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動	機能評価期間中の評価確率が60%の地震動		小～中規模地震に対し		耐用年数内の発生確率が高い地震に対し		設計再現期間に相当する地震より小さい																													
	健全性を損なわない	普通の橋梁使用レベルに直ちに修復可能な損傷	重要な橋梁使用レベルに直ちに最小限の損傷	重大な損傷がなく、弾性領域内で抵抗		交通障害や緊急補修を必要としない程度の損傷		損傷はほとんどんど無し 通常通りの車両走行																													
地震 レベル 2	橋の供用期間中に発生する確率が大きい地震動	安全性評価期間中の地震動最大予想地震。約1000～2000年の再現期間。		大きな地震に対し		設計で想定した地震に対し		設計再現期間に相当する地震																													
	重要度が特に高い橋梁に限定された損傷にのみ防止する	普通の橋梁使用レベルに直ちに修復可能な重大な損傷	重要な橋梁使用レベルに直ちに修復可能な損傷	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		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 損傷判定と補修の容易さ		若干の損傷 応急的な復旧を必要 当初の設計荷重に対し恒久的復旧が有効																													
地震 レベル 3	—	—	—	—		—		設計再現期間に相当する地震よりかなり大きい地震																													
	—	—	—	—		—		かなりの損傷はあるが崩壊はしない 当初の設計荷重より小さい荷重に対してではあるが恒久的復旧が可能																													
備考	使用レベル 1) 直ちに地震後ただちに一般の交通が可能である。 2) 制限付き：地震後数日以内で制限付き通行(車線制限、軽量の緊急車)が可能である。数ヶ月内で交通が完全に回復する。	使用レベル 1) 直ちに地震後ただちに一般の交通が可能である。 2) 制限付き：地震後数日以内で制限付き通行(車線制限、軽量の緊急車)が可能である。数ヶ月内で交通が完全に回復する。		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、これにより、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="4">重要度</th> </tr> <tr> <th>I</th> <th>II</th> <th>A</th> <th>B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>A \leq 0.09</math></td> <td>A</td> <td>B</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td><math>0.09 &lt; A \leq 0.19</math></td> <td>B</td> <td>C</td> <td>D</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td><math>0.19 &lt; A \leq 0.29</math></td> <td>C</td> <td>D</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td><math>0.29 &lt; A</math></td> <td>D</td> <td>C</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> </tbody> </table>		加速度係数	重要度				I	II	A	B	$A \leq 0.09$	A	B	C	C	$0.09 < A \leq 0.19$	B	C	D	C	$0.19 < A \leq 0.29$	C	D	C	C	$0.29 < A$	D	C	C	C	—		—
加速度係数	重要度																																				
	I	II	A	B																																	
$A \leq 0.09$	A	B	C	C																																	
$0.09 < A \leq 0.19$	B	C	D	C																																	
$0.19 < A \leq 0.29$	C	D	C	C																																	
$0.29 < A$	D	C	C	C																																	

表12.2.2 構造物の地震時挙動区分の分類

Caltrans (ATC-32)	ユーロコード	ニュージーランド
<p>(a)全じん性構造 (じん性を最大限に期待した構造) 水平荷重下において、塑性メカニズムが形成される。設計では、塑性メカニズムを明確に定めなければならない。降伏予定箇所は設計地震後の検査が可能箇所に限られる。非弾性挙動は、柱と橋脚壁の曲げ塑性ヒンジと橋台壁・翼壁の背後の地盤の非弾性変形に限定されるように計画する。</p> <p>構造細目や形状は、繰り返し載荷下で重大な強度低下をせず、大きなじん性能力を保証するものでなければならない。</p> <p>(b)限定じん性構造 (じん性を限定的に期待した構造) 水平荷重下で、塑性メカニズムが形成されるが、要求されるじん性の程度は小さい。検査がただちにできないような箇所、柱と橋脚壁の曲げ塑性ヒンジと橋台壁・翼壁背後の地盤の非弾性変形に限定されるものとする。構造細目と形状への要求事項は全じん性構造の場合と同じである。</p> <p>(c)弾性構造 (じん性を期待しない構造) これは、鉛直及び他方向の水平荷重との組み合わせを考慮した設計荷重下で弾性のままであるものとする。</p> <p>(d)免震、制震システムを有する構造 これは、地震絶縁、受動的エネルギー吸収装置や地震絶縁、受動的エネルギー吸収装置を有する構造である。水平荷重下で、塑性メカニズムは形成されず、発生は解析によって決定される。</p>	<p>(a)じん性挙動 大地震によるエネルギーの吸収は、曲げ塑性ヒンジによる安定的塑性メカニズムを形成するか、免震装置の設置による。塑性ヒンジの位置は、橋脚で、検査や修復のしやすいつ場所に選定すべきである。一般に橋梁上部構造は弾性領域内にとどめるべきである。η<sub>k</sub>が0.6以上の鉄筋コンクリート断面においては、塑性ヒンジの形成を認めるべきではない。全体系の荷重変位関係は、降伏点において顕著な荷重上昇がなくなり、5回以上の繰り返し載荷に対してエネルギー吸収がはかれなければならない。</p> <p>いくつかの支承部にゴム沓を用いる場合、他の支承部材で塑性ヒンジが形成された後、変位の増加にもともない抵抗力が増加することもあるが、抵抗力の増加比率は少しでも低減するようすべきである。</p> <p>必ずしも、曲げヒンジが全ての橋脚に形成される必要はないが、もし塑性ヒンジができなくなる多くの橋脚でほぼ均等に形成されれば、橋梁の最適な弾塑性挙動が達成される。</p> <p>滑動したり、滑り支承またはゴム支承で上部工に結合している支持部材 (橋脚または橋台) は、一般には弾性領域内に止めるべきである。</p> <p>ゴム支承の変形は主に弾性的であり、橋梁はじん性挙動とはならない。塑性ヒンジが形成されない場合、じん性挙動を仮定してはならない。</p> <p>(b)限定じん性/本質的には弾性挙動 設計地震において、顕著に降伏しない。荷重変位特性においては、荷重が横ばい状態になる必要はない。理想的な弾性挙動とは違つて、履歴エネルギー吸収がいくらかはある。このような挙動は挙動係数 <math>q \leq 1.5</math> に相当し、本規準では限定じん性と呼ぶ。</p>	<p>(a)じん性に富んだ構造物 水平荷重下で、塑性メカニズムが形成される。降伏後、水平変位の増加に対して耐力はほぼ一定状態となる。じん性に富んだ構造物は、最大設計変位に至るまでに水平耐力の減少を20%以下におさえて、少なくとも4回の履歴ループを描き、じん性は少なくとも6を保持するものでなくてはならない。ただし、設計荷重を決定する目的では、設計じん性率の値は6かそれ以下に限定される。</p> <p>(b)部分的にじん性に富んだ構造物 (Type I と Type II) 水平荷重下で塑性メカニズムが構造物の一部にのみ形成されるため、降伏後の荷重～変位関係は勾配を持ち耐力が増加する。</p> <p>Type I の構造物では、設計変位に至るまで耐力の増加が続く。</p> <p>Type II の構造物では、降伏以後のある変位で、完全な塑性メカニズムが形成される。</p> <p>(c)限定じん性要求構造物 じん性に富んだ構造物ないしは部分的にじん性に富んだ構造物と認められるが、その降伏強度は設計荷重を超えており、したがって、要求じん性は最大値の6より小さくなる。</p> <p>(d)限定じん性性能構造物 じん性に富んだ構造物ないしは部分的にじん性に富んだ構造物として認識されるが、降伏強度は設計荷重を超えることがなくその許容じん性は6より小さい。設計荷重は地震危険度応答スペクトルによって決定される。</p> <p>(e)弾性構造物 このタイプの構造物は設計荷重もしくはそれ以上まで、弾性に留まる (降伏しない) ため、荷重の許容値に達したあとはほとんどじん性を持っていない。このような場合、弾性後の挙動は低水準であるものの、崩壊の危険性はじん性を富んだ構造物より大きくはない。</p> <p>(f)エネルギー吸収装置と一体化した構造物 このタイプの構造物は吸収装置や鉛直支持機構のタイプによって、じん性構造物、部分じん性構造物、または限定要求じん性構造物に分類される。</p> <p>(g)地盤に固定する構造物 橋を弾性構造として取り扱うものであり、地盤加速度と同じ動きをしようと定されるものである。</p> <p>(h)ロッキングピニア上の構造物 大きな直接基礎などで浮き上がりが生じることと土との間にエネルギー吸収効果が作用するというものである。ただし、十分な実績がないことから、じん性は最大で3としている。</p>

いては、重要度が高い場合に機能評価ということで耐震性照査を行うこととなっている)。これは、設計で想定するじん性率が3～4程度の場合が多く、この程度であれば構造物の応答変位を照査しなくても、構造物に過度な変形が発生しないという実験をベースとした検証にもとづく判断によるものである[12.11]。この点に関して道路橋示方書では、具体的に計算を基本としてじん性率を求めているため、構造物に作用する荷重と発生する変位の両方に配慮しており、海外の基準類の考え方とは異なる。

## 12.2.2 地盤種別

道路橋示方書、Eurocode8、Bridge Manual (ニュージーランド基準) は地盤を3種類に分類しており(表12.2.3参照)、Caltrans (ATC-32) は6分類(表12.2.4参照)、AASHTO は4分類(表12.2.5参照)である。せん断波速度もしくは地盤の固有周期を指標とした分類が多いが、AASHTOではあまり明確な数字による分類が見られない。道路橋示方書は地盤の固有周期のみを指標としており、Eurocode8はせん断波速度のみ、Caltrans (ATC-32) はせん断波速度と非排水せん断強度等の指標を組合せて分類し、Bridge Manual (ニュージーランド基準) は固有周期以外に層厚・非排水せん断強度・N値を指標としている。道路橋示方書およびBridge Manual (ニュージーランド基準) は、地層構成や各層の特性値(せん断波速度、N値、せん断強度など)を考慮した、表層地盤の震動特性を固有周期により定義しているのに対して、その他の海外基準では、地盤の固さ・柔らかさをせん断波速度や非排水せん断強度で割り切って評価しており、表層地盤の震動特性といった視点を持っていない分類である。このことは、ここで対象とした海外基準の国・地域の地盤は、日本とは異なり、比較的単純な地層構成と物性を有していることを示しているとも考えられる。

表12.2.4 Caltrans (ATC-32) の地層タイプ<sup>注</sup>

地層タイプ	地層の説明
A	硬岩。せん断波速度は $V_s > 5000 \text{ ft/s}$ ( $1500 \text{ m/s}$ )
B	岩。せん断波速度は $2500 < V_s \leq 5000 \text{ ft/s}$ ( $760 < V_s \leq 1500 \text{ m/s}$ )
C	軟岩と非常に密接な地盤。せん断波速度は $1200 < V_s \leq 2500 \text{ ft/s}$ ( $360 < V_s \leq 760 \text{ m/s}$ ) または、標準貫入抵抗 $N > 50$ か非排水せん断強度 $S_u > 2000 \text{ psf}$ ( $100 \text{ kPa}$ ) のいずれか
D	硬い地盤。せん断波速度は $600 < V_s \leq 1200 \text{ ft/s}$ ( $180 < V_s \leq 360 \text{ m/s}$ ) または、標準貫入抵抗 $15 \leq N \leq 50$ か非排水せん断強度 $1000 \leq S_u < 2000 \text{ psf}$ ( $50 \leq S_u < 100 \text{ kPa}$ ) のいずれか
E	せん断弾性波速度 $V_s < 600 \text{ ft/s}$ ( $180 \text{ m/s}$ ) である地層、または塑性指数 $PI > 20$ 、含水比 $w \geq 40\%$ 、非排水せん断強度 $S_u < 500 \text{ psf}$ ( $25 \text{ kPa}$ ) で定義される地盤が $10 \text{ ft}$ ( $3 \text{ m}$ ) 以上の地層
F	建設地点に特有な評価を必要とする地盤 ①地震荷重下で破損または崩壊しやすいような地盤。すなわち、液状化地盤、非常に鋭敏な粘土、あまり固結しておらず崩壊しやすいような地盤。 ② $10 \text{ ft}$ ( $3 \text{ m}$ ) 以上の厚さがある、PEATまたは非常に組織的な粘土層 ③ $25 \text{ ft}$ ( $8 \text{ m}$ ) 以上の厚さがある、非常に塑性的な粘土層 ④ $120 \text{ ft}$ ( $36 \text{ m}$ ) 以上の厚さがある、中程度～柔らかい粘土層

注) 地層タイプは正確に実証された地質データに基づいて決定する。

表 12.2.3 耐震設計上の地盤種別

<p>道路橋示方書 V耐震設計編 (1996)</p>	<p>EUROCODE8 (1994)</p>	<p>Bridge Manual/NZS3101 (1995)</p>
<p><b>I種地盤</b> 微小ひずみ時のせん断剛性を求められるせん断振動系としての基本固有周期<math>T_G</math>が0.2秒より短い地盤。</p>	<p><b>クラスA</b> 表層では最大でも5mの軟弱層を含む、少なくとも800m/sのせん断波速度<math>V_s</math>により特徴付けられる岩盤あるいはその他の地質学的な形成層。少なくとも数10mの厚さがあり、深さとともに力学的特性が次第に増加していき、また深さ10mにおける<math>V_s</math>値が少なくとも400m/sはある、砂、レキ、あるいは過剰締め粘土から成る強固な堆積層</p>	<p><b>地盤カテゴリー(a)</b> 岩盤ないしは堅い地盤 地盤の固有周期：<math>\leq 0.25</math> (秒) 地質とその諸元 ・ 基礎：一軸圧縮強度500kPa以上 ・ 強固な粘性土：非排水せん断強度100kPa以上、層厚<math>\leq 20</math> (m) ・ 密な砂質土：100kPaの有効上載圧で調整した補正N値30以上、層厚<math>\leq 20</math> (m) ・ 密な礫質土：補正N値30以上、層厚<math>\leq 25</math> (m)</p>
<p><b>II種地盤</b> 微小ひずみ時のせん断剛性を求められるせん断振動系としての基本固有周期<math>T_G</math>が<math>0.2 \leq T_G &lt; 0.6</math>となる地盤</p>	<p><b>クラスB</b> 厚さは数10mから数100mに及び、深さ10mにおけるせん断波速度<math>V_s</math>は少なくとも200m/sであり、深さ50mでは少なくとも350m/sに増加する、中程度の密な砂、レキ、あるいは中程度に固化した粘土から成る深い堆積層</p>	<p><b>地盤カテゴリー(b)</b> 中間的な地盤 地質とその諸元：岩盤ないしは堅い地盤と軟弱地盤ないしは表層の厚い地盤以外</p>
<p><b>III種地盤</b> 微小ひずみ時のせん断剛性を求められるせん断振動系としての基本固有周期<math>T_G</math>が0.6秒以上となる地盤</p>	<p><b>クラスC</b> 深さ20mにおける、<math>V_s</math>値が200m/sを下回る、いくらかの軟弱粘性層を有する、あるいは有しない、緩くて粘性のない堆積地盤 深さ20mにおける、<math>V_s</math>値が200m/sを下回る、柔らかい乃至中程度の剛性を有する粘性地盤から成る堆積層</p>	<p><b>地盤カテゴリー(c)</b> 軟弱地盤ないしは表層の厚い地盤 地盤の固有周期：<math>\geq 0.6</math> (秒) 地質とその諸元 (粘性土) 非排水せん断強度(kPa) ・ やわらかい 12.5~25 層厚20(m) ・ 比較的かたい 25~50 層厚25 ・ かたい 50~100 層厚40 ・ とてもかたい 100~200 層厚60 (砂質土) N値 ・ ゆるい 4~10 層厚40 ・ 比較的密 10~30 層厚45 ・ 密 30~50 層厚55 ・ とても密 &gt;50 層厚60 (礫質土) N値&gt;30 層厚100 (その他) 上記で、層厚が目安値以上のもの</p>

表 12.2.5 AASHTO (1996) の地盤の分類

地盤種別	内容
地盤タイプ I	岩盤 ( $V_s \geq 760\text{m/s}$ )、または深さが 60m 以内の硬い地盤。
地盤タイプ II	深さが 60m を越え、岩盤上の地盤タイプが砂、砂礫、固結粘土の安定した堆積である固結粘土または強度のある粘着性のない条件の地層である。
地盤タイプ III	砂または他の粘着性のない地盤の互層を伴ったり、伴わない軟弱から中程度の固さまでの粘土を有する地盤である。
地盤タイプ IV	12m 以上の軟弱粘土またはシルトを有する土層である。これらの材料は $150\text{m/s}$ 以下のせん断波速度によって特徴づけられ、自然の緩い堆積物または総合的に施工管理されていなかった盛土も含まれる。

### 12.2.3 設計地震力

国・地域によって地震の様相は異なったものとなるため、設計地震力は、道路橋示方書および各海外基準で相違がある。これは、地震の発生メカニズムが異なることや、表層地盤の物性が異なるといったことに起因すると思われる。

弾性設計地震力（設計水平震度ないしは加速度応答スペクトル）の最大値としての比較をすると、道示以外の基準類では、地盤種別の違いによらず概して Eurocode8 が大きな値（最大で 2.5G 程度）となっている。また、Caltrans (ATC-32) においては、地層タイプやマグニチュードおよび基盤での想定最大加速度にもとづき与えられ最大で 1.8G~1.9G 程度とやはり大きな値を与える。AASHTO では、最大で 1.5G 程度であり、ニュージーランド基準では最大で 1.2G 程度となり、先のふたつの海外基準類よりはやや小さな値を与えている。ただし、実際の設計でこのような地震力を適用しているとは考えづらく、現実に設計に用いている地震力としては、道路橋示方書が最大級（タイプ II 地震動で 2G）のものであると思われる。非線形地震力（基本的に弾性地震力を荷重低減係数で低減したもの）においても弾性地震力と概ね同様で、現実的な設計においては道路橋示方書が最大級となっている。特に、海外では荷重低減係数にもとづき求められる非線形地震力に対して、最小値規定がないものやあってもかなり小さいものがあり、道路橋示方書や Caltrans (ATC-32) のように  $k_{he}=0.4$  ほど大きくはない。

表 12.2.6 に、耐震設計に用いる地震力の算出に係数等（地域、重要度、地盤種別に関わる係数）に着目した、道路橋示方書とその他基準類との比較を整理して示す。同表には、非線形地震力の算出方法や鉛直地震力の取り扱いなども示しており、前者では、道路橋示方書のみがエネルギー一定則にもとづき低減をするのに対して、海外基準は変位一定則（荷重低減係数で除す）にもとづいていることがわかる。また、後者においては道路橋示方書では支承部設計のみに考慮しているが、Caltrans (ATC-32) と Eurocode8 では、橋脚の耐震設計において水平地震力の 0.5~0.7 倍程度の鉛直地震力を考慮しているといった特徴が見られる。

### 12.2.4 荷重低減係数

荷重低減係数は弾性地震力より非線形地震力を求めるためのものであり、道路橋示方書では許容塑性率  $\mu$  がそれに近いものとなる。ただし、道路橋示方書ではエネルギー一定則にもとづき地震力の低減が為されているのに対して、海外基準では変位一定則の考え方をういた地震力の低減を行うことが一般的となっている。そのため、荷重低減係数の比較においては、道路橋示方書の許容塑性率を調整する必要がある。表 12.2.7 に荷重低減係数の比較を整理して示すが、荷重低

表 12.2.6 耐震設計に用いる地震力等

設計耐震基準類	弾性地震力を設定する要素				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 V耐震設計編 (1996)	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。  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。	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。  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。  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。 $C_g=1.0, 1.2, 1.5, 2.0$	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。 $C_D = \frac{1.5}{40hi + 1} + 0.5$	非線形地震力  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 $k_{he}$ に変換する。 $k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu - 1}}$ $k_v = 0.5k_{hc}$ 保耐法タイプII $k_v = 0.67k_{hc}$
Caltrans (ATC-32) (1996)	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。	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。  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。	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 (1996)	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。	
EUROCODE8 (1994)	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。 $(C_g=1.0, 1.0, 0.9)$	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 $0.7 \sim 0.5$ 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 (1995)	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 $0.45 \leq T \leq 0.7 \quad R = \frac{(\mu - 1)T + 0.7}{0.7}$ ・軟弱な地盤、表層の厚い地盤 $0.6 \leq T \leq 0.7 \quad R = \frac{(\mu - 1)T + 0.7}{0.7}$	上部構造の設計に適用する場合 として、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。



表 12.2.7 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 V耐震設計編 (1996)	全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、 $\mu$ 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				
ATC-32/ CALTRANS (1996)		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 (1996)	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及び軸力を伝達する機械的装置である。						
EUROCODE8 (1994)	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 (1995)	変位一定則が基本 $R = \mu$ ここで、 $\mu$ は設計変位じん性率	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 以浅にある場合)			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	・ 橋台塔の土と一体で挙動する構造物 ・ 弾性構造物			1

減係数の最大値は、Caltrans (ATC-32) が 4、AASHTO が 5、Eurocode8 が 3.5、Bridge Manual (ニュージーランド基準) が 6 となり、道路橋示方書については許容塑性率  $\mu = 6$  で荷重低減係数が 3.3 になる。同表にもあるように、海外基準類の荷重低減係数は、構造形式・構造部位や塑性ヒンジの想定位置などにより目安となる数値が決められており、特に Caltrans (ATC-32) と Eurocode8 では限定的なじん性を期待する構造と最大限にじん性を期待する構造に応じて区別しているところが特徴的である。

逆に、海外基準での荷重低減係数を道路橋示方書の  $\mu$  に換算すると、Caltrans (ATC-32) が 8.5、AASHTO が 13、Eurocode8 が 6.6、Bridge Manual (ニュージーランド基準) が 18.5 となる。これらの数字によれば、道路橋示方書と Caltrans (ATC-32) および Eurocode8 は概ね同じレベルであるが、AASHTO と Bridge Manual (ニュージーランド基準) はかなり大きな許容塑性率を与えることがわかる。一方、Caltrans (ATC-32) と AASHTO では荷重低減係数の値が 1 より小さく、荷重を割り増すという考え方がとられている。この対象は脆性的破壊をする可能性のある構造 Caltrans (ATC-32) や、上部構造や橋台 (AASHTO) となっている。

道路橋示方書による耐震設計において適用される許容塑性率は、地震力の低減係数として見た場合にどちらかといえば小さめなものとなっている。そのため、前記した設計地震力で道路橋示方書のレベルが最大級であることを勘案すると、海外基準に比べて道路橋示方書における耐震設計は、ワンランク上のきびしさを有していると考えられる。

### 12. 2. 5 残留変位と P～ $\Delta$ 効果

道路橋示方書にある残留変位の規定は海外基準類には見当たらず、逆に海外基準類には規定されている P～ $\Delta$  効果の規定は道路橋示方書にはない。道路橋示方書の残留変位の算出式は、残留変位補正係数  $c_R$  が実質的には定数であり、最大応答塑性率のみが変数となっているため、最大応答変位の照査に等価なものとなっている。

一方、海外基準類における P～ $\Delta$  効果の設計への反映は、死荷重反力等による橋脚部などへの付加曲げモーメントを考慮するといったものである。すなわち、一般論としては、海外の橋脚の断面寸法は、日本の道路橋のそれに比べて小さめでありことと、海外基準はベースが建築構造であることが背景にあるため、耐震設計における考え方に違いが生じているものと思われる。

P～ $\Delta$  効果は応答変位が大きくなれば、設計諸元に影響を及ぼすこともあり得る。したがって、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法での終局変位のような大きな水平変位が発生する場合には、P～ $\Delta$  効果を考慮した構造物の耐震安全性照査を行うといったことも、今後は考えられるのではないだろうか。

### 12. 2. 6 設計計算法

表 12. 2. 8 に耐震設計に用いる計算法について整理している。同表より、道路橋示方書も海外基準類も基本としては、1 自由度振動系とした静的計算法がとられており、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ことがわかる。

動的解析については、海外基準類に道路橋示方書ほどの方法や条件についての記述は見られず、特に実務設計における非線形動的解析の適用・活用には消極的な記述も見られる。おそらく、日本の耐震設計における非線形動的解析の急速な発展という現状とはかなり異なっているものと思われる。つまり、海外基準類では、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

表12.2.8 耐震設計に用いる解析法

解析法の種類	道路橋示方書	Caltrans (ATC-32)	AASHTO	ユーロコード	ニュージージラント																												
解析法の種類の種類	①震度法	A.等価静的解析	①等分布荷重法	①基本モード法(単一モード法)	①等価静的荷重法																												
	②地震時保有水平耐力法	B.弾性動的解析	②単一モードスペクトル法	②応答スペクトル法	②モーダル法																												
	③動的解析(線形)	C.非弾性静的解析 または非弾性動的解析	③多モードスペクトル法	③パワースペクトル法	③非線形時刻歴応答解析																												
	④動的解析(非線形)	最小限要求される解析法	④時刻歴法	④線形時刻歴応答解析																													
動的解析を適用する橋	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 (一)固有周期の長い橋、または一般に1.5秒以上の橋、または橋脚高さが高い橋(一般に、30m程度以上) (二)斜張橋、吊橋などのケーブル系の橋 (三)上・中・下路式アーチ橋 (四)免震設計を採用した橋 (五)コンクリート充填しない鋼製橋脚 (六)上下方向地震動の影響を検討する場合 (七)特殊な形状、構造の橋脚や上部構造を有する橋 (八)一方の桁の慣性力が他の方向のけたに伝わることによる影響を検討する場合 (九)採用事例のない新形式の橋	<table border="1"> <tr> <th>重要性</th> <th>形状</th> <th>機能照査</th> <th>安全性照査</th> </tr> <tr> <td>普通</td> <td>I</td> <td>不要</td> <td>A or B</td> </tr> <tr> <td>普通</td> <td>II</td> <td>不要</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>重要</td> <td>I</td> <td>A or B</td> <td>A or B</td> </tr> <tr> <td>重要</td> <td>II</td> <td>B</td> <td>Band C</td> </tr> </table>	重要性	形状	機能照査	安全性照査	普通	I	不要	A or B	普通	II	不要	B	重要	I	A or B	A or B	重要	II	B	Band C	<table border="1"> <tr> <th>耐震性能区分</th> <th>2~6径間の規則的な橋</th> <th>2径間以上の不規則な橋</th> </tr> <tr> <td>A</td> <td>不要</td> <td>不要</td> </tr> <tr> <td>B,C,D</td> <td>① or ②</td> <td>③</td> </tr> </table>	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	A	不要	不要	B,C,D	① or ②	③	<p>基本モード法の適用範囲</p> <p>構造物の動的挙動が1自由度の場合、この条件は次の場合に満足しているときとみなされる。</p> <p>1)橋脚躯体の全有効質量が桁質量の1/5以下である時、連続桁で直橋の橋軸方向</p> <p>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%を越えない場合の1)の直角方向</p> <p>3)ピア間の相互作用が大きくなると、各ピアの有効質量が橋脚質量の1/5以下である、単純橋を支持するピアの場合。</p>
重要性	形状	機能照査	安全性照査																														
普通	I	不要	A or B																														
普通	II	不要	B																														
重要	I	A or B	A or B																														
重要	II	B	Band C																														
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																															
A	不要	不要																															
B,C,D	① or ②	③																															
非線形動的解析の適用条件	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。																													

実施することができる場所も見られるが、設計された構造物の機能評価（耐震性照査）についての精度はあまり要求していないように思われる。海外では実のところ、それほど大きな変形性能を構造物に付与してはおらず、また実質的な設計地震力が日本に比べて小さいことから（変位一定則を適用することのメリット）、設計された構造物の耐震挙動は、日本の構造物に比べてそれほど複雑なレベルには至らない。すなわち、海外基準類における構造物の耐震挙動は、実験をベースとした検証でカバーできうる範囲であり、計算による挙動照査を必要としないレベルであるといった意識が背景にあるように思われる。

今後の世界的な性能設計への進展において、この方面の技術開発は重要であると思われ、日本の耐震設計技術の高さを示す特徴的な部分であろう。ちなみに、時刻歴応答解析に用いる地震波については、いずれの基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することが多いようである。すべての基準で、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が指摘されており、最低でも3つの波形について解析を行い、その平均値或いは最大値を設計に用いるものとしている。

また、耐震設計計算における地震荷重の重ね合わせについて、道路橋示方書と海外基準類に明確な違いがある。すなわち、道路橋示方書以外の4つの基準とも、水平2方向の載荷による断面力を組み合わせるものとしている。組み合わせ法は、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、Bridge Manual（ニュージーランド基準）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、他の海外基準と大きく異なる点である。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。

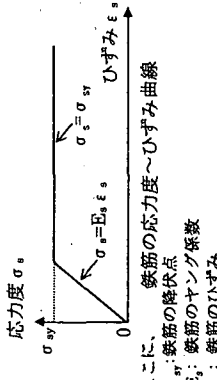
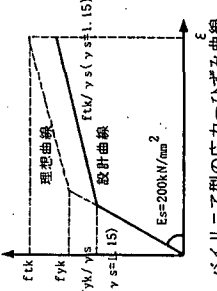
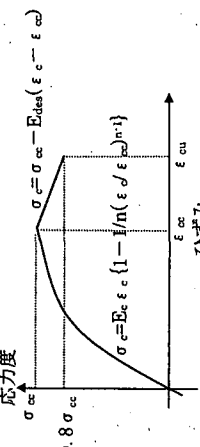
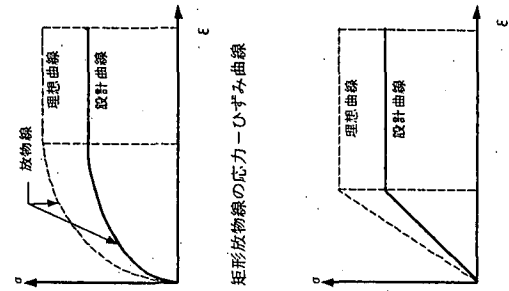
一方、CaltransとEurocode8では、鉛直方向載荷についても影響が無視しえない場合は、水平方向載荷と同様に組み合わせることになっている。また、Bridge Manual（ニュージーランド基準）では上向きと下向きの両方の鉛直地震荷重を設計で考慮し、どちらか厳しい方で設計諸元を決定するとしている。

### 12.2.7 橋脚部材設計（鉄筋コンクリート構造）

海外基準類では道路橋示方書とは異なり、コンクリートの応力～ひずみ関係においてコアコンクリートの拘束効果が考慮されていない（表12.2.9のM～ $\phi$ 計算法の比較を参照）。コンクリートの横拘束効果についての知見は海外において先行し、その理論を確立したものであるが、具体的設計基準にはそれが必ずしも反映されていない。実際に海外の実務設計では、コンクリートの横拘束効果を考慮した設計計算は実施されていないようである。この理由としては、従来からの簡便な応力～ひずみ関係の算出方法が実務で標準化しているため、コンクリートの拘束効果を考慮した応力～ひずみ関係の計算が設計プロセスにおいて面倒となるといったことが考えられる。しかし、現象として明らかになっているコンクリートの拘束効果と、それにより期待される耐震性の向上を設計に精度よく取り入れるのが自然であり、独自の計算法を取り入れた道路橋示方書の特徴的な部分である。

一方、配筋等の構造細目については、海外基準類では軸方向主鉄筋の座屈防止をもっとも重要な事項のひとつとしており、道路橋示方書の横方向鉄筋の橋脚断面内ピッチよりかなり小さいものが規定されているのが特徴的である。これは、海外基準が建築構造物をベースとして成り立つ

表 12.2.9 M-φ 計算法

耐震設計 規定内容	道路橋示方書 V 耐震設計編 (1996)	Caltrans (ATC-32) (1996)	AASHTO (1996)	EUROCODE8 (1994)	Bridge Manual/NZS3101 (1995)
<p>計算法</p>	<p>補断面積を最小要素に分割し、以下の仮定のもとにコンクリートの圧縮応力の合力と鉄筋の引張力の合力が釣り合う中立軸を求める。 1) 離れひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 中立軸を求めた後に、曲げモーメントはコンクリートの圧縮応力および鉄筋の引張力の合力に中立軸までの距離を乗じて算出する。曲率はコンクリートの圧縮線のひずみを中立軸までの距離で除して算出する。</p>	<p>以下の仮定に基づく等価応力プロック法が積分計算による。 1) 鉄筋およびコンクリートのひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。</p>	<p>以下の仮定に基づく等価応力プロック法による。 1) 鉄筋およびコンクリートのひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。</p>	<p>曲げ耐力の算定法は日本と同様の手法である。 1) 鉄筋およびコンクリートのひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。</p>	<p>以下の仮定に基づく等価応力プロック法による。 1) 鉄筋およびコンクリートのひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。</p>
<p>鉄筋の 応力-ひずみ 曲線</p>	 <p>ここに、  <math>\sigma_{sy}</math>: 鉄筋の降伏点  <math>E_s</math>: 鉄筋のヤング係数  <math>\epsilon_s</math>: 鉄筋のひずみ</p>	<p>基本的に日本と同じであるが、M-φ 解析の際に、<math>\epsilon_s &lt; 0.015</math> とする。</p>	<p>日本と同じ</p>	 <p>パイリニア型の応力-ひずみ曲線</p>	<p>日本と同じ。</p>
<p>コンクリートの 応力-ひずみ 曲線</p>	 <p>コンクリートの応力-ひずみ曲線</p> $\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left(1 - 1/n \left(\epsilon_c / \epsilon_{cc}\right)^{n-1}\right) & (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & (\epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \end{cases}$ <p>ここに、  <math>\sigma_{cc}</math>: コンクリート応力  <math>\epsilon_c</math>: コンクリートのひずみ  <math>\sigma_{ck}</math>: コンクリートの設計基準強度  <math>E_c</math>: コンクリートのヤング係数  <math>n = E_c \epsilon_{cc} / (E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})</math>  <math>\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy}</math>  <math>\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \rho_s \sigma_{sy} / \sigma_{ck}</math>  <math>\epsilon_{cu} = \begin{cases} \epsilon_{cc} &amp; \text{(タイプ I の地震動)} \\ \epsilon_{cc} + 0.2 \sigma_{cc} / E_{des} &amp; \text{(タイプ II の地震動)} \end{cases}</math>  <math>E_{des} = 1.2 \sigma_{ck}^2 / \rho_s \sigma_{sy}</math>  <math>\rho_s</math>: 横筋の体積比  <math>\sigma_{sy}</math>: 横筋の降伏点  <math>\alpha, \beta</math>: 断面補正係数: (円形断面: <math>\alpha=1.0, \beta=1.0</math>;      矩形および中空円形断面: <math>\alpha=0.2, \beta=0.4</math>)</p>	<p>1) コンクリートの応力-ひずみ関係は、等価矩形、あるいは実験結果で検証された適切なモデルとする。 2) コンクリートの終局圧縮ひずみは、一般に 0.003 とするが、じん性柱 (Ductile Columns) の設計の場合には 0.004 を採用する。ただし、この時のコンクリートの期待圧縮強度 <math>f_{ce}</math> (Expected Compression Strength) および鉄筋の期待降伏強度 <math>f_{ye}</math> (Expected Yield Strength) は、次のようにする。  <math>f_{ce} = 1.3 f_{cc}</math>  <math>f_{ye} = 1.1 f_y</math>  <math>f_{cc}</math>: コンクリート圧縮強度  <math>f_y</math>: 鉄筋の降伏強度</p>	<p>1) コンクリートの終局圧縮ひずみは 0.003 とする。 2) コンクリートの応力-ひずみ関係は、矩形、台形、放物線あるいは実験結果と一致する他の形状とする。</p>	<p>断面設計に使用する 2 つの応力-ひずみ曲線が規定されている。</p>  <p>矩形放物線の応力-ひずみ曲線</p> <p>パイリニア型の 応力-ひずみ曲線</p>	<p>1) コンクリートの終局圧縮ひずみは 0.003 とする。 2) コンクリートの応力-ひずみ関係は、矩形、台形、放物線あるいは実験結果と一致する他の形状とする。</p>

ていることが背景にあると考えられ、日本の道路橋のように大断面橋脚が必要となるものに対しては施工での煩雑作業が増加することとなり、日本の構造物耐震設計になじまないかもしれない。

### 12. 2. 8 基礎設計（鉄筋コンクリート構造）

道路橋示方書も海外の基準類も、基本的には橋脚の保有耐力を外力と考えており、橋脚基部に塑性ヒンジが発生する場合はこれに応じた荷重を作用させ、塑性ヒンジが発生しない場合には、基本的には弾性応答荷重を作用させる。ただし、道路橋示方書においては、基礎の塑性化を許容する場合には、設計震度を低減する事を規定しており、他の基準と異なる点である。道路橋示方書は、震度法（許容応力度法）と地震時保有水平耐力法（限界状態設計法）の2段階で照査することを基本としている。しかし、海外基準類は限界状態設計法によることを基本としており、2段階設計法の考え方は導入していない。

基礎設計計算モデルの考え方、照査方法、液状化の影響の設計への反映といった点において、道路橋示方書は海外基準類より具体的で緻密なものとなっている。取り扱う地盤や基礎形式に日本と海外の国の違いがあるため、単純には言い切れないが、道路橋示方書の基礎設計方法そのものの有する精度は海外とは比べものにならないレベルにあると思われる。特に、地盤と基礎構造体の塑性化を構造設計計算に取り込んでいる点に関しては、海外基準には見られない技術的特徴であるといえる。今後の世界的な性能設計への進展において、この方面での技術開発は重要であると思われる、日本の耐震設計技術の高さを示す特徴的な部分であろう。

### 12. 2. 9 免震設計

免震設計については、海外、日本ともにそれほど歴史は深くはなく（海外で30年弱、日本で20年弱）、比較的最近になって基準類として整備されてきている。免震設計についても海外は日本に先行して技術開発を行い、実構造物への適用実績を少しずつ増やしてきたが、ここ数年で日本が世界を追い越すといった状況になってきている。

表 12. 2. 10 に免震装置とその設計計算法等について整理しているが、免震設計の考え方には、道路橋示方書と海外基準類で基本的に大きな違いはないと考えられる。設計において重要な、支承を構成する積層ゴムのせん断ひずみに関する許容値については、道路橋示方書がアメリカやヨーロッパよりもいくらか大きくなっているようである（地震時保有水平耐力法レベルで250%）。また、AASHTO と Eurocode8 では、地震時の照査において回転の影響によるせん断ひずみを、圧縮力および水平力によるせん断ひずみと合算させており、道路橋示方書と異なっている。地震荷重が海外より大きな日本においては、よりおおきな水平力による積層ゴムのせん断ひずみを許容できる方が設計において有利である。これには、支承の耐震性能を高めるための精度の高い製造技術必要であり、日本のこの分野での技術力は世界のトップであるといえる。

免震設計の適用範囲において、海外基準類では道路橋示方書といくらか異なり、軟弱地盤が含まれている。海外での軟弱地盤における免震効果の確認事例を調査し、その内容（特に、軟弱地盤の程度がどのようなものであるか）を十分吟味する必要はあるが、かりに免震設計の適用範囲が広まることが可能であれば、橋梁の耐震性向上により貢献することになる。日本の耐震設計のレベルをより高める上では、ひとつの検討課題として考慮することが考えられる。

表 12.2.10 (1) 免震装置とその設計計算法等

	道路橋示方書V耐震設計編	AASHTO	EUROCODE 8	NEW ZEALAND
免震装置の種類	<p>設計の対象とする免震支承は、実際に使用実績の増えてきた以下の免震支承として記述している。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)</li> <li>○ 高減衰積層ゴム支承 (HDR)</li> </ul>	<p>規準・指針類に記載されている免震装置の種類を以下に記述する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)</li> <li>○ 高減衰積層ゴム支承 (HDR)</li> <li>○ Friction Pendulum System®</li> <li>○ Eradiquake®</li> <li>○ 粘性減衰装置</li> </ul> <p>免震装置の構造に関する記述がないため、3番目、4番目の装置の詳細に期待した装置である。</p>	<p>規準・指針類には、特に装置を特定する記述はなく、装置の機構について2種類を記述している。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Normal タイプ</li> <li>○ Special タイプ</li> </ul> <p>normal タイプは反力分散支承(減衰の効果)を期待しないに、Special タイプは免震支承に、それぞれ相当している。</p>	<p>記述されている免震装置としては、以下のものがあるが、橋梁用の免震装置として最も多く使用されているのはLRBである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ 鋼製ねじりダンパー</li> <li>○ 鋼製曲げ棒ダンパー</li> <li>○ 鋼製片持ち式曲げ板ダンパー</li> <li>○ 鉛押し出し型ダンパー</li> <li>○ 鋼製片持ち式曲げ棒ダンパー</li> <li>○ 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)</li> </ul>
特性評価・計算法	<p>(1)等価剛性</p> $K_B = \frac{F(u_{Be}) - F(-u_{Be})}{2u_{Be}}$ <p>(2)等価減衰定数</p> $h_b = \frac{\Delta W}{2\pi W}$ <p>ここで、  <math>u_{Be}</math>: 免震装置の設計変位  <math>F(u)</math>: 免震支承に水平変位 <math>u</math> を与えるのに必要な水平力  <math>W</math>: 免震支承の弾性エネルギー  <math>\Delta W</math>: 免震支承が吸収するエネルギーの合計</p>	<p>(1)等価剛性</p> $k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{\Delta_p - \Delta_n}$ <p>(2)等価減衰定数</p> $\beta = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{Total EDC Area}}{\sum (k_{eff} d_i^2)}$ <p>ここで、  <math>\Delta_p</math>: 最大変位  <math>\Delta_n</math>: 最小変位  <math>F_p</math>: 最大変位発生時の作用力  <math>F_n</math>: 最小変位発生時の作用力  Total EDC Area: ヒステリシスループの面積</p>	<p>(1)等価剛性</p> $k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}$ <p>(2)等価減衰定数</p> $\xi_i = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{Total Area}}{k_{max} d_{Ed}^2}$ <p>ここで、  <math>d_p</math>: 最大変位  <math>d_n</math>: 最小変位  <math>F_p</math>: 最大変位発生時の作用力  <math>F_n</math>: 最小変位発生時の作用力  Total Area: ヒステリシスループの面積</p>	<p>LRB のバイリニアモデルのパラメータ</p> $\frac{k_d}{k_r} = 1 + 12 \frac{A_p}{A_r}$ $k_r = k_b \left( \frac{A_r}{A_g} \right)$ $k_u = 6.5 k_d$ $Q_d = F_1 \left( 1 - \frac{k_d}{k_u} \right)$ $= 0.85 F_1$ $F_1 = f_{pb} A_p$ <p>ここで、  <math>k_d</math>: 免震装置の2次剛性  <math>k_r</math>: ゴムのせん断弾性係数  <math>k_u</math>: 免震装置の除荷剛性  <math>A_p</math>: 鉛プラグの断面積  <math>A_r</math>: 鉛プラグを控除したゴムの断面積  <math>A_g</math>: 鉛プラグ込みのゴムの断面積  <math>Q_d</math>: 免震装置の降伏強度  <math>F_p</math>: 鉛の降伏応力</p>

表 12.2.10 (2) 免震装置とその設計計算法等 (遊間, せん断ひずみ)

	EUROCODE 8	NEW ZEALAND									
<p>道路橋示方書 V 耐震設計編</p> <p>けた端部の遊間</p> $S_B = \begin{cases} u_B + L_A & (\text{けたと橋台間}) \\ c_B u_B + L_A & (1\text{つの橋脚上の2連のけた間}) \end{cases}$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>S_B</math>: けた端部の遊間の長さ</li> <li><math>u_B</math>: 地震時保有水平耐力法に用いる免震支承の設計変位</li> <li><math>L_A</math>: 遊間の余裕量</li> <li><math>c_B</math>: 遊間量の固有周期差補正係数で、隣接する2連のけたの固有周期差 <math>\Delta T</math> に基づいて下表の値とする。</li> </ul> <table border="1" data-bbox="639 1601 777 1960"> <thead> <tr> <th>固有周期差比 <math>\Delta T/T_i</math></th> <th><math>c_B</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>0 \leq \Delta T/T_i &lt; 0.1</math></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td><math>0.1 \leq \Delta T/T_i &lt; 0.8</math></td> <td><math>\sqrt{2}</math></td> </tr> <tr> <td><math>0.8 \leq \Delta T/T_i \leq 1.0</math></td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>	固有周期差比 $\Delta T/T_i$	$c_B$	$0 \leq \Delta T/T_i < 0.1$	1	$0.1 \leq \Delta T/T_i < 0.8$	$\sqrt{2}$	$0.8 \leq \Delta T/T_i \leq 1.0$	1	<p>AASHTO</p> <p>水平2方向の遊間は、それぞれ方向に対して求めた最大の変位とする。また、遊間の下限値は以下の通りとする。</p> $\frac{8AS_1 T_{eff}}{B} \text{ (inches)}$ $\frac{200AS_1 T_{eff}}{B} \text{ (mm)}$ <p>1 inch (25mm)</p> <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>A: 加速度係数</li> <li><math>S_1</math>: 建設地点係数</li> <li><math>T_{eff}</math>: 等価固有周期</li> <li>B: 減衰に対する修正係数</li> </ul>	<p>以下の全設計に変位を満足する遊間を設ける。</p> $d_{Exd} = d_{Ex} + d_G + d_{Ts}$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>d_{Exd}</math>: 全設計変位</li> <li><math>d_{Ex}</math>: 地震時の変位</li> <li><math>d_G</math>: 永久荷重等による変位</li> <li><math>d_{Ts}</math>: 温度による変位</li> </ul>	<p>NEW ZEALAND</p> <p>記述なし</p>
固有周期差比 $\Delta T/T_i$	$c_B$										
$0 \leq \Delta T/T_i < 0.1$	1										
$0.1 \leq \Delta T/T_i < 0.8$	$\sqrt{2}$										
$0.8 \leq \Delta T/T_i \leq 1.0$	1										
<p>遊間</p> <p>タイプ B の支承の場合、地震時保有水平耐力法レベルの地震力を支承の水平方向に作用させたときのせん断ひずみは 250% 以下、局部せん断ひずみはゴムの破断ひずみを安全率 1.2 で除した値以下とする。</p> $\gamma = \frac{u_B}{n} \sum_{i=1}^n t_{ei}$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\gamma</math>: せん断ひずみ</li> <li><math>u_B</math>: ゴム支承に生じる水平変位</li> <li><math>t_{ei}</math>: 第 <math>i</math> 層目のゴムの厚さ</li> <li><math>n</math>: ゴム層数</li> </ul>	<p>EUROCODE 8</p> <p>ゴム支承のせん断ひずみの制限値は以下の通り。</p> $\epsilon_{id} = \epsilon_c + \epsilon_s + \epsilon_a$ $\epsilon_{id} \leq 0.75 \epsilon_{bu}$ $\epsilon_s \leq 2.0$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\epsilon_c</math>: 圧縮によるせん断ひずみ</li> <li><math>\epsilon_s</math>: 地震力によるせん断ひずみ</li> <li><math>\epsilon_a</math>: 回転によるせん断ひずみ</li> <li><math>\epsilon_{bu}</math>: 付録 J に示す試験を実施した支承</li> </ul> <p>=4: 一般のゴム支承</p>	<p>NEW ZEALAND</p> <p>記述なし</p>	<p>NEW ZEALAND</p> <p>記述なし</p>								



## 12. 2. 10 落橋防止システム等

落橋防止システムに関してはすべての基準類に記述がある。基準類の記述によれば、落橋防止システムの役割および設計思想は基本的に道路橋示方書のそれと同様であると思われる。すべての基準類において落橋防止システムを構成するものは、けたかかり長と落橋防止構造である。道路橋示方書の変位制限構造、段差防止構造、ジョイントプロテクターといった付属的な落橋防止システムについては、海外の基準類の中には具体的な記述はないようである。

各基準類でけたかかり長の算出式はすべて異なっている。けたかかり長についての具体的な比較は困難であるが、基本条件をできるだけ統一して試算する限りでは、道路橋示方書によるけたかかり長は海外基準より概して大きな値となるようである。

落橋防止構造としては、日本と同様に海外においても基本的に移動制限装置（せん断キー等の突起構造）や桁連結装置が用いられている。また、海外の基準類では鉛直地震力が死荷重反力の50%を越える場合に対して、鉛直方向移動制限装置（Hold-down devices）を備え付けるよう規定されている。これは、道路橋示方書における支承本体と上下部構造を結合させるボルト等の取り付け部材を上揚力に対して耐えるように設計することと意味合いがいくらか異なっている。落橋防止構造の設計耐力において、道路橋示方書では死荷重反力の1.5倍以上、すなわち1.5Gが最低限要求されているのに対して、海外の基準類は、概ね1Gより小さな耐力が要求されているものと思われる（設計地震力程度で、海外における現実的地震力を考慮したもの）。海外ではそもそも設計地震力が道路橋示方書より小さいこともあるが、基本的のそれほど大きな強度を落橋防止構造に持たせていないようである。

ちなみに、Eurocode8とBridge Manualでは、けたかかり長が確保されている場合は橋台部の落橋防止構造を設ける必要がないとしている。

## 12.3 ニュージーランド基準と道路橋示方書における橋脚の比較設計

### 12.3.1 概要

道路橋示方書の耐震設計と海外の耐震設計の違いについて、橋脚試設計にもとづき検討した。本検討の目的は、設計諸元の違いがどのようなものであるかということよりは（設計基準が異なるので、結果に相違がでるのは当然である）、設計基準を運用して実施する設計行為において見えてくる考え方や判断の違い等に着眼した比較を行うことである。ここでは海外の耐震設計基準として、ニュージーランドを対象とした。なお、ニュージーランド基準にもとづいた具体的な設計計算は、同国を代表する建設コンサルタント”Opus International Consultants Limited”の設計主任 Mr. Donald Kirkcaldie（ドナルド・カコーディ氏）に依頼した。

設計にあたっては、ニュージーランドの橋梁設計において実務上一般に適用される Bridge Manual (Transit New Zealand : ニュージーランドの道路協会のようなものと思われる)と、鉄筋コンクリート構造物に対する設計基準となる NZS3101 (New Zealand Standard)の両方が用いられている。前者は、橋梁に対する耐震設計に関して基本方針、耐震的構造の選定、設計荷重、じん性（荷重低減係数）、基本的な計算方法などについて規定しており、後者は鉄筋コンクリート構造に関して材料強度、断面二次モーメント、剛性評価方法、保有性能（曲げ耐力、せん断耐力）の算出方法、配筋量、定着構造などに対しての細かい規定が示されている。

ここでの試設計比較においては、基本条件として橋脚形式・規模、上部構造重量（死荷重）および材料特性を統一している。その他の各種条件等（設計地震力、計算方法、じん性率（荷重低減係数）や応力～ひずみ関係など）については、それぞれの基準に従って設定している。

### 12.3.2 設計条件

以下を基本条件として設定した。

#### <形式・規模等>

- ① 円形単柱鉄筋コンクリート橋脚
- ② 橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離：12m
- ③ 脚柱高さ：10m
- ④ ただし、橋梁の上部構造については限定しない
- ⑤ 地盤：硬（直接基礎形式を想定：道路橋示方書Ⅰ種地盤相当）

#### <荷重・材料等>

- ① 上部構造重量：9800kN（1000tf→Park 教授の論文<sup>11)</sup>にあるピルツ橋の上部構造重量）
- ② コンクリート設計基準強度：26.5MPa（270kgf/cm<sup>2</sup>）
- ③ 鉄筋強度：345Mpa（SD345）
- ④ コンクリートヤング係数：26,000MPa（ $2.65 \times 10^6$ kgf/cm<sup>2</sup>）
- ⑤ 鉄筋ヤング係数：205,800MPa（ $2.1 \times 10^6$ kgf/cm<sup>2</sup>）
- ⑥ 鉄筋コンクリートの単位体積重量：25.5kN/m<sup>3</sup>（2.5tf/m<sup>3</sup>）

上記の共通基本条件に加えて、ニュージーランド基準および道路橋示方書にもとづいた設計を行う上で、表 12.3.1 に示すいくつかの条件を別途設定している。なお、本試算検討では、橋梁構造としてピルツ橋を想定している（これは、ニュージーランド/カンタベリィー大学の Park

教授の論文 [12. 12] にある構造をイメージしたものである)。

表 12. 3. 1 個別設定の設計条件等

	ニュージーランド基準	道路橋示方書	備考
全幅員	20. 25m	20. 25m	
有効幅員	19. 55m	19. 25m	
車線数	5	4 (上下 2 車線)	
車線幅	3. 91m (Bridge Manual による)	3. 75m	
土被り厚	2m	2m	
地震荷重作用方向	①(1. 0 橋軸方向+0. 3 直角方向) <sup>0. 5</sup> ②(0. 3 橋軸方向+1. 0 直角方向) <sup>0. 5</sup>	橋軸直角方向	
動的解析の適用	橋軸方向、橋軸直角方向ともに上部構造の回転慣性力の橋脚に及ぼす影響が大きいと考えられるため、動的解析(モード解析法)によりその影響を考慮する	単中形式であるため、通常通りに地震時保有水平耐力法を適用する (動的解析は行わない)	
設計耐用年数	100 年 (Bridge Manual による)	特に明確なものはない	
コンクリートかぶり	50mm (NZS3101 による)	70mm	
橋脚柱径の初期設定	2. 2m (Opus の設計実績に基づくもの)	3. 3m (震度法から決まる寸法)	

### 12. 3. 3 ニュージーランド基準による設計計算の流れおよびポイント

ここで実施した設計計算は、図 12. 3. 1 に示すような流れになっていると考えられる。以下には、設計計算の流れにおける重要なポイントについて説明する。

#### 1) 活荷重に対する要求性能の算出

##### (1) 留意すべき前提条件

ここで対象とした橋梁構造は、幅員が比較的大きい場合ということで、活荷重の偏心載荷状態が本橋梁にとって最もクリティカルであり、それを満足させることが橋脚に求められる性能であるといった方針で設計された。したがって、通常の場合であれば地震荷重が支配要因となるものが、ここでの例においては偏心活荷重に対して橋脚寸法や強度(性能)を基本的に設定している。つまり、橋脚が保有すべき耐力(曲げ)は活荷重作用時において必要レベルが確保されるため、地震荷重に対してはあまり大きな塑性ヒンジによるエネルギー吸収効果(大きなじん性率 $\mu$ に等価)を発揮させる必要がないことになる。常時荷重(ここでは活荷重)に対して橋脚柱の保有曲げ耐力を決めているため、地震時に対してはこの曲げ耐力より小さな発生曲げモーメントとなるようなじん性率 $\mu$ (荷重低減係数)を設定するということになる(ここでの試設計では、必要耐力が大きいため、小さなじん性率 $\mu$ を設定すればいいことになる)。これは、ニュージーランドの設計が終局荷重時をベースとして成り立っているということである。ニュージーランドにおいては通常、地震荷重に対する設計では、塑性ヒンジ部にねばり(じん性効果の発揮:地震エネルギーの低減)を期待し、ある程度大きなじん性率を設定して、必要耐力を小さくするといった考え方がとられる。したがって、地震荷重以外が設計の支配荷重となる場合は、構造物に付与される保有耐力は地震荷重によるそれより大きくなるということが起こりえるようである。地震荷重より常時荷重が支配的となることは、日本においても場合によってはありえるかもしれない。しかし、ここでの試設計例にある橋梁上部構造幅員に対してであれば、日本では地震荷重

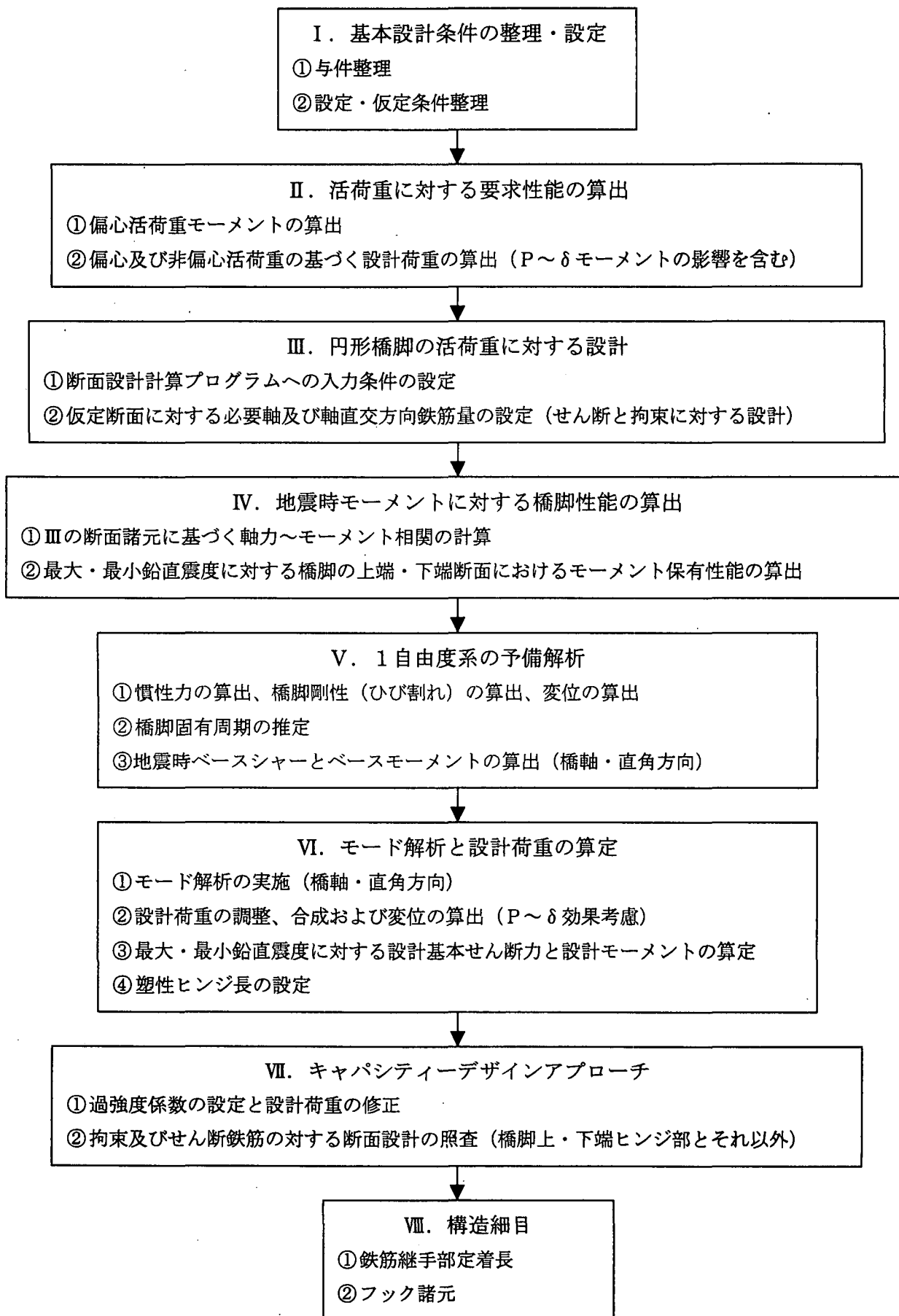


図 12.3.1 ニュージーランドの設計基準に基づく橋脚試設計の流れ

が常時荷重より橋脚寸法や強度の決定に対して支配的になるため、ニュージーランドと大きく異なるところである。ちなみに、ニュージーランドにおいても日本と同様に、使用荷重時と終局荷重時に対するチェックを行うように規定されているが、基本的には終局荷重時に対する設計・照査のみを実施しているようである。

表 12.3.2 終局荷重作用時の荷重の組合せ

Bridge Manual (NZ)	道路橋示方書	備考
1.35(DL+1.67LL×I)	1.3DL+2.5(LL+I)	DL：死荷重
1.20(DL+LL×I)	1.0DL+2.5(LL+I)	LL：活荷重
1.35(DL+LL×I)	1.7(DL+LL+I)	I：衝撃

## (2) 設計荷重の算出

各車線上の設計活荷重から生じる偏心モーメントによって橋脚の最小モーメント性能(要求性能)を決定する。さらに、偏心活荷重及び非偏心活荷重により橋脚に生じる軸力にもとづいたP～Δ効果を考慮した橋脚に対するP～Δモーメント(1次P～Δモーメント)と、偏心活荷重P～ΔモーメントによるP～Δモーメント(2次P～Δモーメント)を求める(后者の2次モーメントはかなり小さな値であるが、これもきっちり考慮している)。P～Δモーメントは、偏心活荷重により発生する水平変位に対して求められる。この水平変位は、橋脚の剛性を評価し(有効剛性)、片持ちばりの変形量として求められる。ここで、橋脚の断面2次モーメントIは有効値I<sub>e</sub>として総断面2次モーメントI<sub>g</sub>を低減して設定される。NZS3101には橋脚柱の総断面2次モーメントI<sub>g</sub>の低減率を、作用している軸力が $N^*/fc'Ag > 0.5$ に対しては0.8、 $N^*/fc'Ag = 0.2$ に対しては0.6、 $N^*/fc'Ag = -0.05$ に対しては0.4とする目安値が示されており、作用軸力がこれらの間にある場合は比例計算にもとづき算出することとしている。

最終的に設計荷重(ここでは、設計モーメント)は、偏心モーメントに1次P～Δモーメントと2次P～Δモーメントを加えて求められる(常時荷重に対して要求される最小モーメント性能)。道路橋示方書では、P～Δモーメントを設計に考慮することは一般には行わない。さらに、道路橋示方書では、橋脚柱の総断面2次モーメントの低減率の目安値なるものはないが、非線形性を計算で評価しているため、より計算精度が高くなっているといえる。

### 2) 地震時モーメントに対する橋脚性能の算出

Bridge Manual(ニュージーランド基準)に規定される設計荷重の組合せに従い、鉛直方向の地震力の影響を考慮する。具体的には上部構造重量に対して鉛直荷重係数0.8を乗じた場合(上向き震度0.2に相当)と、鉛直荷重係数1.3を乗じた場合(下向き震度0.3に相当)の両方を考え、どちらかきびしい条件に対して設計することとなっている。

橋脚に作用する軸力が最大となる時(鉛直荷重係数1.3)、橋脚のモーメント性能は最大となり、これに対応するせん断力も最大となる。一方、橋脚に作用する軸力が最小となる時(鉛直荷重係数0.8)、モーメント性能は最小となるため、橋脚に設計地震荷重を作用させた時の所要じん性は最大となる。このような軸力の最大作用時、最小作用時に対して、橋脚の基部および橋脚の天端における柱断面のモーメント性能をそれぞれ算出する。このモーメント性能を算出す

る時の強度低減係数は 0.85 としている。ニュージーランド以外の海外の耐震設計基準では、道路橋示方書にあるようなせん断破壊先行型の設計といった考え方はなく、終局限界状態において曲げ破壊となる設計を行う。そのため、曲げ耐力の算出において、強度低減係数（曲げ耐力では 0.85）を考慮するのは、設計で想定した耐力と出来上がった構造物が実際に保有する耐力は必ずしも同じではなく、材料のばらつきや施工の影響により設計値より小さめとなる場合があり得ることへの配慮と考えられている。

### 3) 1 自由度系の予備解析

地震時の橋脚に発生するベースシャーVとベースモーメント（ベースシャーに上部構造慣性力作用高さを乗じたもの）の算定は、一般的には1自由度振動系を仮定した片持ちばりとしての固有周期における設計スペクトルにもとづく方法がとられる。すなわち、下記の式を適用する。この時考慮する慣性力は、上部構造重量に橋脚重量の半分を加えたものであり、道路橋示方書と同様な考え方がとられている。

$$V = C_{\mu} Z R S_p W_d \quad (\geq 0.05 W_d) \quad (12.3.1)$$

ここに、 $C_{\mu}$  は基本設計地震係数（固有周期とじん性に依る）、 $Z$  は地域別係数、 $R$  は重要度係数、 $S_p$  は構造性能係数、 $W_d$  は上部構造重と橋脚重量の半分である。

図 12.3.2 に本試設計で用いた基本設計地震係数を示す。

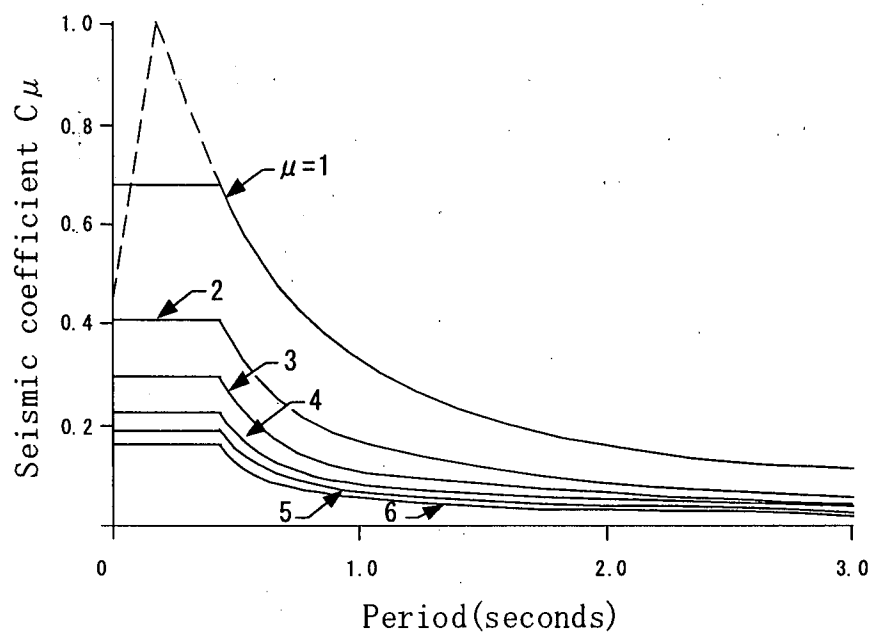
なお、章末付属資料のシート No.7 にあるように、今回の試設計においては上記の式において  $\mu = 2.65$  としているが、この値は活荷重に対する設計で要求されるモーメント性能に等価となる地震時発生モーメントを与える所要固有周期に対応する基本設計地震係数  $C_{\mu}$  から求められたものである。地震荷重が支配的となる通常の場合では、 $\mu$  を 4 ないしはそれ以上とすることで必要耐力を小さく留めることが耐震設計においては合理的となる。しかしながら、ここでの試設計では活荷重が設計上クリティカルとなるため、終局荷重作用時に対する橋脚の耐力は大きく、耐震設計としてねばりを考慮することで必要耐力を小さくする必要はない。

ここでの試設計のように上部構造の回転慣性の影響が大きい場合は、1自由度振動系としての近似が精度として不十分であると判断されたため、次に示すような動的解析（応答スペクトル法）を適用して地震時の橋脚ベースシャーとベースモーメントを求めている。

### 4) モード解析と設計荷重の算定

モード解析における解析モデルを図 12.3.3 に示す。モード解析に用いる設計地震スペクトルは、図 12.3.2 に示した基本設計地震係数  $C_{\mu}$  の  $\mu = 1$ （弾性応答）の値に重力加速度、地域係数  $Z$ 、重要度係数  $R$  および構造性能係数  $S_p$  を乗じて求められる。

動的解析により得られた断面力は、さらに設計スペクトルスケール係数  $S_m$  を乗じることにより、実際の設計に用いる荷重（モーメント、せん断力）や変位に調整される。この時、先の1自由度系の予備解析で説明したように、動的解析による地震時ベースモーメントは、偏心活荷重ベースモーメント（要求モーメント性能）と一致するように  $S_m$  による調整を繰り返す（動的解析による基本断面力を用いて適切な  $S_m$  値を求める）。この過程において、適切なダクティリティーファクター  $\mu$  の値が求まる。なお、この  $S_m$  には  $S_{m1}$  と  $S_{m2}$  があり、どちらか大きい方を用いることとなっている。この  $S_{m1}$  は線形応答から非線形応答を推定するための係数を意味している。一方、 $S_{m2}$  は、式 (12.3.1) による非線形静的応答  $V$  とモード解析による  $\mu = 1$  に対応する線形動



Period, Tseconds	Structural ductility factor, $\mu$						
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0	0.40	0.68	0.41	0.3	0.23	0.19	0.16
0.2	1.00	0.41	0.3	0.23	0.19	0.16	0.16
0.45	0.68	0.41	0.3	0.23	0.19	0.16	0.16
0.5	0.63	0.37	0.26	0.20	0.16	0.14	0.14
0.6	0.55	0.30	0.20	0.15	0.13	0.10	0.10
0.7	0.48	0.24	0.16	0.12	0.10	0.082	0.082
0.8	0.42	0.21	0.14	0.11	0.084	0.071	0.071
0.9	0.37	0.19	0.12	0.093	0.074	0.063	0.063
1.0	0.33	0.17	0.11	0.083	0.066	0.056	0.056
1.5	0.23	0.12	0.076	0.058	0.046	0.039	0.039
2.0	0.17	0.085	0.056	0.043	0.034	0.029	0.029
2.5	0.13	0.065	0.043	0.033	0.026	0.022	0.022
3.0	0.11	0.055	0.036	0.028	0.022	0.019	0.019

图 12.3.2 基本設計地震係数  $C_\mu$  (硬質地盤)

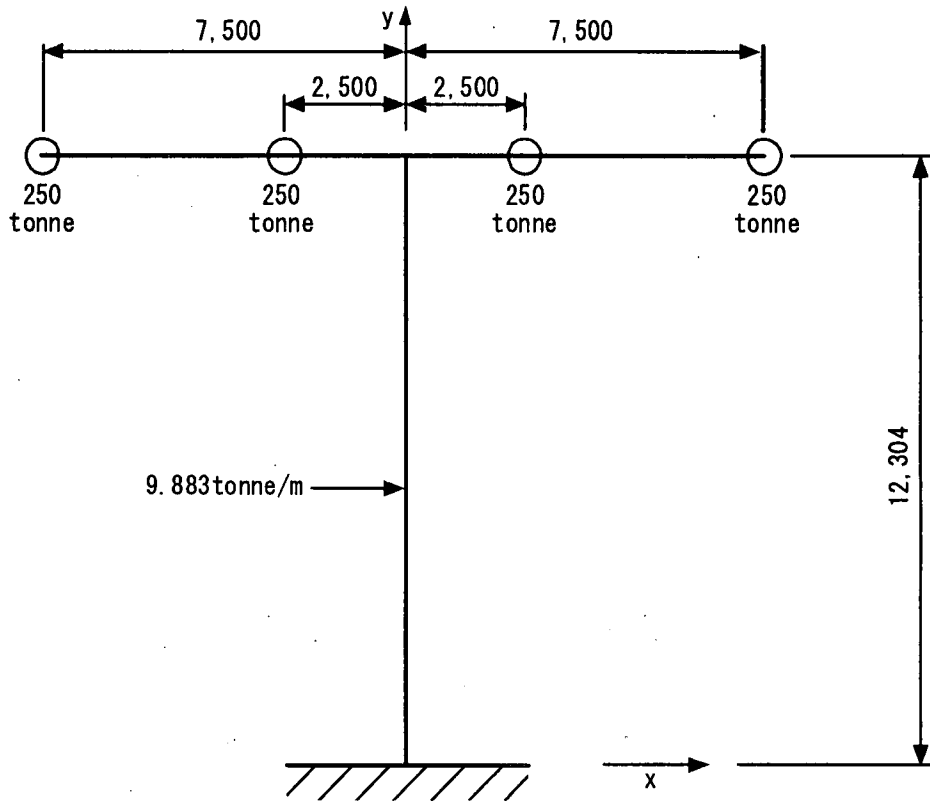


図 12. 3. 3(a) 橋軸直角方向 動的解析モデル

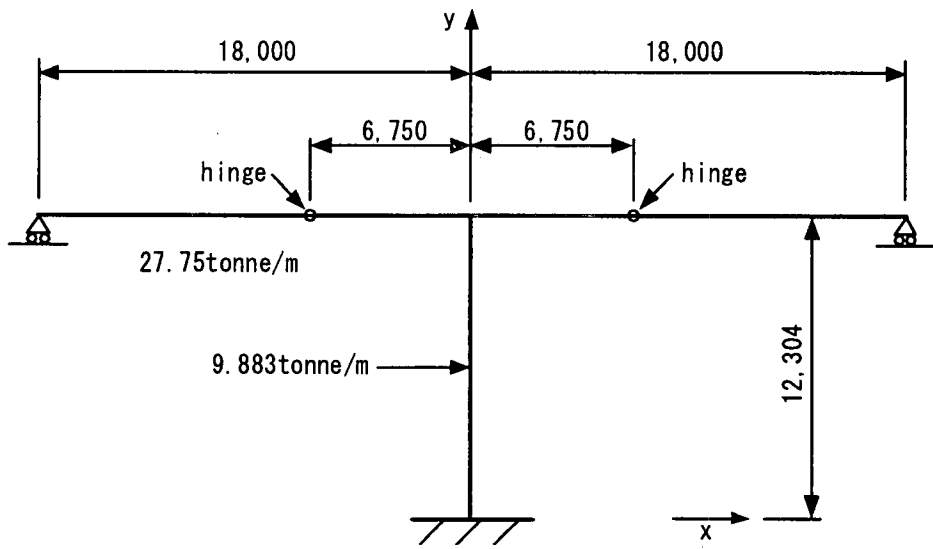


図 12. 3. 3(b) 橋軸方向 動的解析モデル



的応答  $V(\text{base1})$  との比率として以下のように与えられる。

$$S_m2 = V/V(\text{base1}) \quad (12.3.2)$$

上記の荷重の修正を橋軸方向と橋軸直角方向のそれぞれについて行う。ニュージーランドの橋梁の耐震設計においては、直交する水平荷重を以下のような方法で合成することとなっている。

① 100%橋軸方向荷重と 30%橋軸直角方向荷重の 2 乗和平方根

② 30%橋軸方向荷重と 100%橋軸直角方向荷重の 2 乗和平方根

この時それぞれの方向に  $P \sim \delta$  効果分を考慮する。

#### 5) キャパシティーデザインアプローチ

##### (1) 過強度係数の設定と設計荷重の修正

キャパシティーデザインにおいて過強度係数(Overstrength Factor)は重要な役割を持つ。この過強度係数は、鉄筋の過強度分 25%、コンクリートの強度増加分 10%および必要鉄筋量より若干多くなる実際の使用鉄筋量分 2%を考慮し、この強度増加分をさらに曲げに対する強度低減係数 0.85 で除して求められる。一般的にこの過強度係数の値は  $1.65 (=1.25 \times 1.10 \times 1.02 / 0.85)$  とされる [12.5]。

これにより設計荷重として、設計せん断力は設計基本せん断力に過強度係数 1.65 を乗じて得られる。このように設計せん断力に過強度係数 1.65 を乗じるのは、ニュージーランドの耐震設計において、道路橋示方書のようなせん断破壊先行型の設計はないため、間違いなく曲げ破壊となるようにしている。しかも想定する設計地震荷重を超える地震力が作用したとしても、十分な変形性能によりねばり強い挙動をする、といった設計思想が貫かれていることによるものである。つまり、保有すべきせん断耐力についてはできるだけ材料等の強度増加(過強度)を見込むこととし、その一方で曲げ耐力については強度低減を考慮してせん断耐力との相対差をより大きなものとして、確実に曲げ破壊挙動となるような設計をしているということになる [12.13]。

##### (2) 拘束及びせん断鉄筋の対する断面設計の照査

上記(1)において橋脚の上・下端の塑性ヒンジ部に作用する設計荷重(せん断力、モーメント、軸力)がそれぞれ求められた。これらの設計荷重にもとづき、橋脚柱下端塑性ヒンジ部、橋脚柱上端塑性ヒンジ部および塑性ヒンジ間の橋脚一般部における横拘束鉄筋量(径と本数)やせん断補強鉄筋量(径と本数)をそれぞれ設計する。この時、橋脚一般部の設計にあたっては、せん断力の上限值(鉛直荷重係数 1.3)が作用する状態の拘束鉄筋に対しては橋脚柱下端での軸力値を、せん断補強鉄筋に対しては橋脚柱上端での軸力を用いる。また、せん断力の下限值(鉛直荷重係数 0.8)が作用する状態では橋脚柱下端での軸力値が設計に用いられる。

#### 6) 構造細目

NZS3101 に構造細目として、鉄筋継手部定着長やフック諸元が細かく規定されている。なお、せん断補強鉄筋量を決めるにあたっては、断面に作用するせん断力  $v_n$  (この場合は要求される性能に等価) からコンクリートが負担するせん断耐力  $v_c$  を引いたせん断耐力の不足量( $v_n - v_c$ )を、鉄筋が負担するとして必要量を求めることとなっている。

### 12.3.4 設計結果の比較

前述したニュージーランド基準に準じて設計された橋脚の構造図面を、図 12.3.4～図 12.3.5 に示す。また、道路橋示方書に準じて設計した橋脚の構造一般図を、図 12.3.6 に示す。表 12.3.3 に両基準にもとづいた試設計結果について主要項目の比較を示す。なお、道路橋示方書では橋軸直角方向についてのみ設計している。

表 12.3.3 試設計結果の比較（主要項目）

比較項目	ニュージーランド基準	道路橋示方書	備考
柱直径	2.2m	3.3m（震度法で決定）	
塑性ヒンジ長	2.3m（柱下端） 2.2m（柱上端）	1.65m	
主鉄筋	D40 44本（1段：ctc143）	D51 108本（2段：ctc174）	
軸方向鉄筋比	1.5%	2.5%	
帯鉄筋	塑性ヒンジ領域内：スパイラルφ24ctc85 塑性ヒンジ領域外：スパイラルφ24ctc175	D22ctc100 中間帯鉄筋配置	
横拘束筋の体積比	塑性ヒンジ領域内：1.01% 塑性ヒンジ領域外：0.49%	1.03%	道路橋示方書の計算式を適用
保有水平耐力 Pa	1,828 kN	8,796 kN	
せん断耐力 Ps	7,146 kN	18,354 kN	
Pa/Ps	0.26	0.48	
許容塑性率 $\mu$	2.85	タイプ I 地震動：1.81 (3.45) タイプ II 地震動：3.88 (5.32)	( )は安全係数 1.0 の場合
設計水平震度	0.37 <式 (10.4.1) の V/Wd として>	タイプ I 地震動： $k_{he}=0.43$ タイプ II 地震動： $k_{he}=0.77$	

表 12.3.3 の試設計結果の比較や構造一般図（図 12.3.4～図 12.3.6）より、以下のような相違に関する特徴が見られる。

- ニュージーランド基準による柱径は 2.2m と、道路橋示方書による 3.3m よりかなり小さい。これは、道路橋示方書では震度法から許容応力度により必要柱径が決まるのに対して、ニュージーランド基準では終局荷重時の設計となっていることが影響している。
- 主鉄筋量、主鉄筋比は、曲げ耐力に直接関係し、タイプ II 地震動で見れば、設計水平震度（ニュージーランド基準においては換算値）の相違（道路橋示方書はニュージーランド基準より 2 倍以上大きい）が大きく影響していると思われる。ちなみに、曲げ耐力（表中の保有水平耐力）では道路橋示方書がニュージーランド基準より 5 倍弱大きくなっている。
- せん断補強筋については、塑性ヒンジ領域で見ればニュージーランド基準と道路橋示方書はほぼ同程度に配置されている。せん断耐力 Ps の値としては、道路橋示方書はニュージーランド基準より 2.5 倍程大きい。曲げ耐力とせん断耐力の比 Pa/Ps に着目すると、せん断破壊に対する余裕程度ではニュージーランド基準が道路橋示方書より 2 倍弱大きく、ニュージーランド基準のせん断破壊を起させないという思想が感じられる。
- 許容塑性率  $\mu$  を比較すると、道路橋示方書は安全係数を考慮しているため、ニュージーランド基準とそれほど大きな相違がないように思える。しかし、道路橋示方書の安全係数を 1.0 としてタイプ II 地震動で比較すると、道路橋示方書はニュージーランド基準より 2 倍弱大きな値となっており、今回の例では道路橋示方書はより大きなねばりを橋脚に付与する設計となっている。

\* All spirals and circular hoops to be welded to provide full strength of the bar (either butt or flare welds)

For joint vertical shear reinforcement refer to detail A

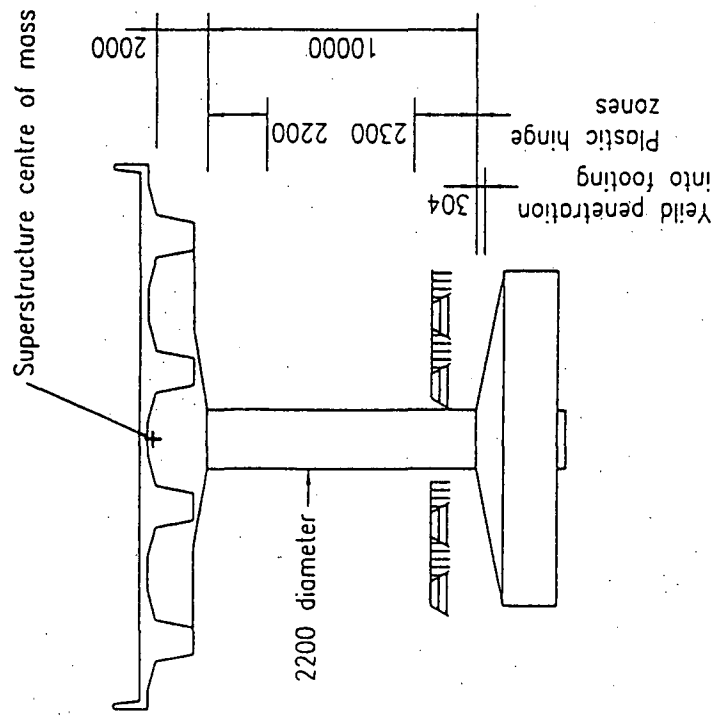
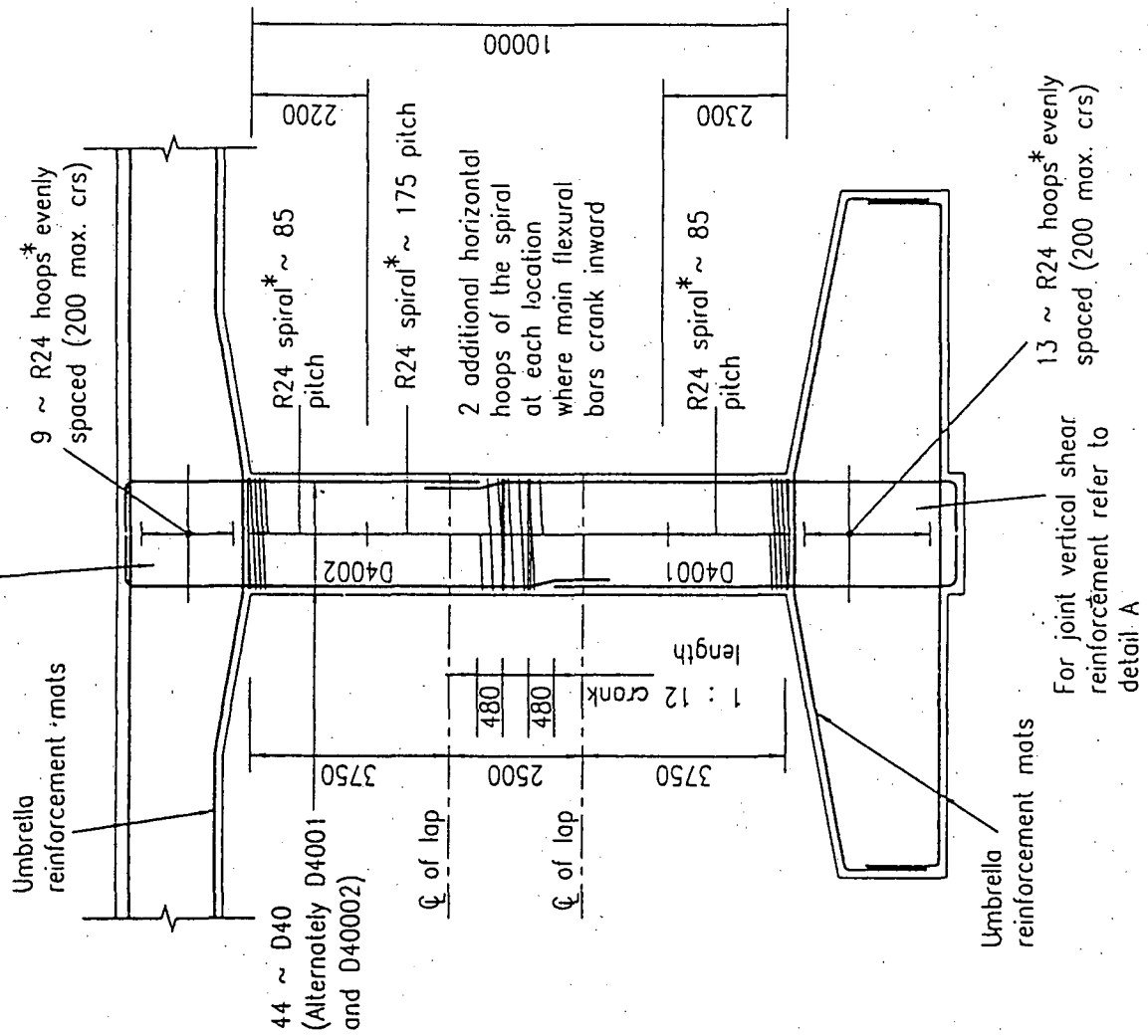
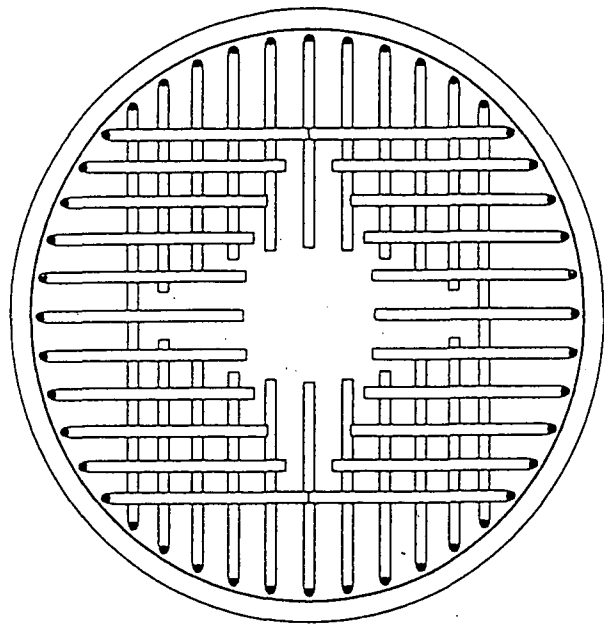
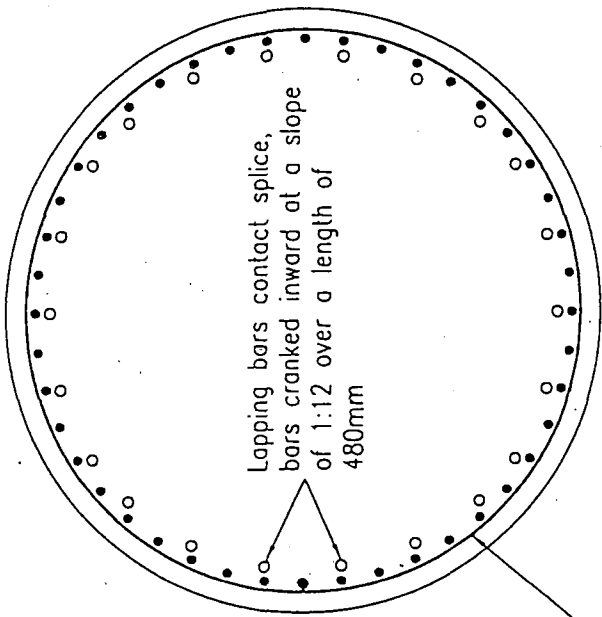
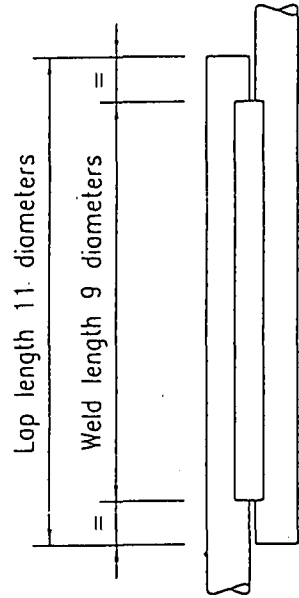


図 12.3.4 NZ 基準による橋脚試設計結果 (1)



TERMINATION OF COLUMN REINFORCEMENT  
AT PIER TOP AND BASE



At the level at which bars crank inwards, provide 2 additional turns of the spiral, orientated horizontally and bundled side by side.

PIER CROSS-SECTION AT A LEVEL  
AT WHICH MAIN BARS LAP

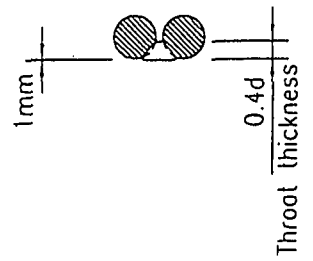


図 12.3.5 NZ 基準による橋脚設計結果 (2)

橋脚試算モデル

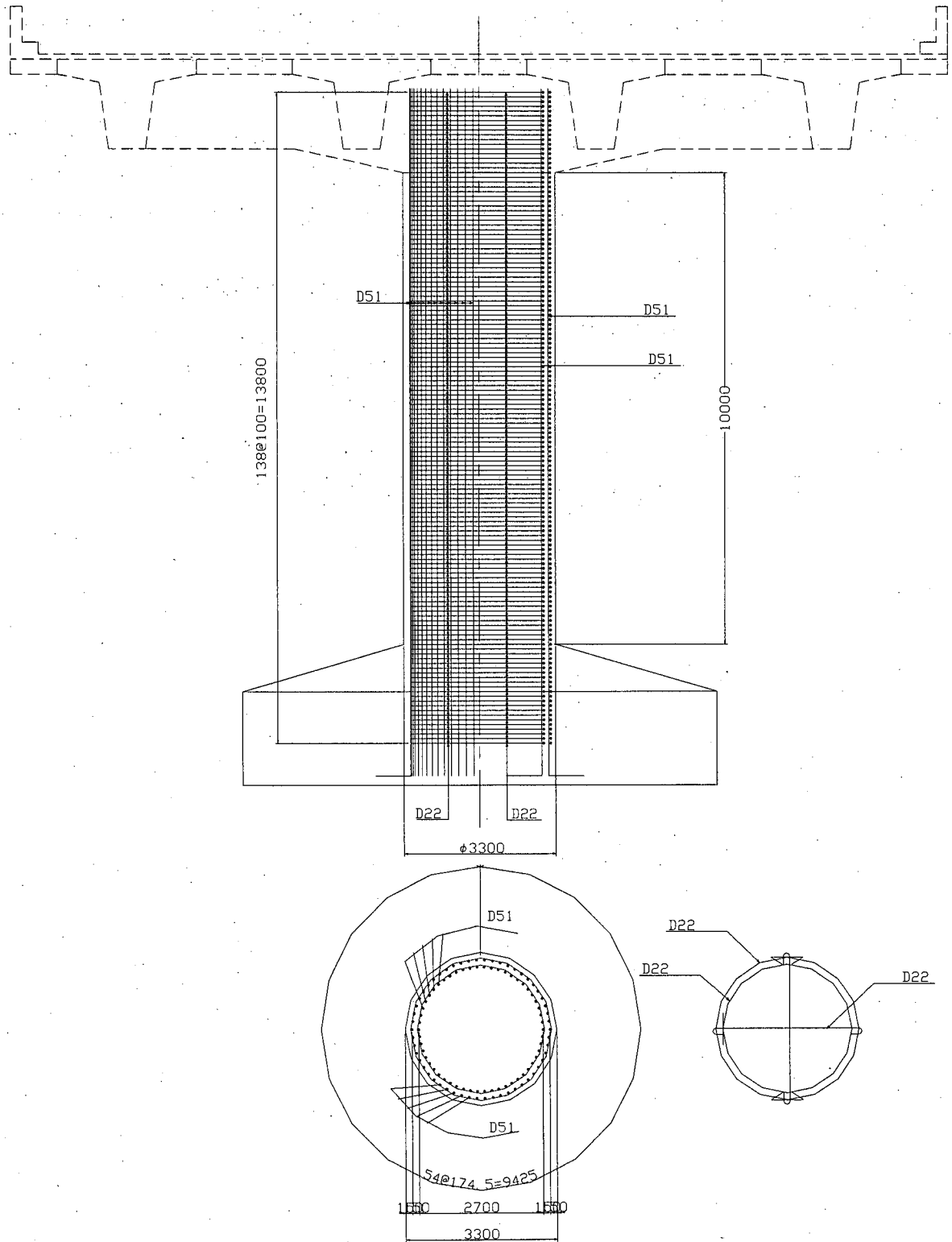


図 12.3.6 道示による橋脚試設計結果

- 図 12.3.4 のニュージーランド基準による橋脚配筋図を見ると、拘束筋としてスパイラル筋が用いられていることや、フーチング下端部で橋脚の軸方向主鉄筋が内側に向き合っていることが特徴的である。

上記の相違は、基本的に設計地震荷重の大きさの違いが大きく影響していることは間違いない。しかし、道路橋示方書とニュージーランド基準での大きな違いは、保有水平耐力（曲げ耐力）とせん断耐力の比に現れるように、曲げ耐力に対して極めて大きなせん断耐力を持たせるといった設計思想にあるといえる。そのために、強度低減係数（strength reduction factor）や過強度係数（over-strength factor）といった調整係数を導入し、設計値と実際値の違いを材料のばらつきや施工の影響を考慮し、さらに設計地震よりも大きな地震に対してもせん断破壊モードとならないよう、設計で配慮するといった考え方がとられている。

今回実施したニュージーランド基準による試設計では、常時活荷重（終局荷重作用時）に対して、橋脚柱断面に必要な保有耐力を設定する設計となっており、ニュージーランドの耐震設計の考え方からすれば、大きめの柱直径となっているということである。すなわち、単純に地震荷重に対しての設計の比較であれば、もっと小さな柱断面で十分であるということになる [12.14]。これは、道路橋示方書流の耐震設計を行っている者にとってはにわかに理解しづらいところであり、いわばキャパシティーデザインと道路橋示方書の違いといったことになるのであろうか。

## 12.4 比較設計された橋脚の動的解析にもとづく挙動特性の対比

### 12.4.1 解析条件

図 12.3.3(a) の構造モデルを用いて、橋軸直角方向に対する 2 次元骨組みモデルによる非線形動的解析を行い、道路橋示方書による設計橋脚とニュージーランド基準による設計橋脚の挙動の比較を行った。

解析基本条件は、表 12.4.1 に示す通りとし、入力地震動は道路橋示方書の標準波形から、タイプ I-1-1 (最大値  $319\text{cm/s}^2$ ) とタイプ II-1-1 (最大値  $812\text{cm/s}^2$ ) の 2 波を用いた。

橋脚の非線形剛性は、ニュージーランド基準による設計橋脚についても、平成 8 年道路橋示方書 V 耐震設計編の方法により求まる、曲げモーメント～曲率関係を用いた。なお、ここでの解析では一次勾配を  $M_c$  で、2 次勾配を  $M_{y0}$  (初降伏) で折れ点として、3 次勾配を  $M_{y0} \sim M_u$  で設定しているため、降伏後も曲げモーメントはある程度増加して、塑性化した部材だけに曲率が完全に集中するというものではない。

表 12.4.1 解析条件

項目	内容	備考
解析方法	直積積分法 Newmark $\beta$ 法 ( $\beta=0.25$ ) 積分時間間隔 0.002 秒	
収束計算	実施せず	
非線形履歴特性	トリリニア武田型	
減衰特性	レーリー減衰 (桁 3%、橋脚 2%)	

### 12.4.2 解析結果

動的解析の結果を一覧にして表 12.4.2 にまとめた。同表には、固有周期、橋脚天端の最大水平加速度・変位・残留変位と橋脚下端の曲率応答塑性率を示す。道路橋示方書はニュージーランド基準と比べて、橋脚天端の加速度は大きく、変位は小さくなっている。残留変位を見ると、道路橋示方書とニュージーランド基準の両方ともに小さく問題ないが、タイプ II 地震動では道路橋示方書とニュージーランド基準に差はないものの、タイプ I 地震動ではそれらの差が大きくなっている (ニュージーランド基準の残留変位が大きい)。これは、ニュージーランド基準による設計橋脚は、タイプ I 地震動の入力加速度波形に対して大きく応答する特性を有していることが影響しており、そのため曲率応答塑性率において、タイプ I 地震動はタイプ II 地震動より若干ではあるが大きくなったようである。これらの曲率応答塑性率は、道路橋示方書による設計橋脚ではそれほど大きくない。

表 12.4.2 動的解析結果の比較一覧

適用基準	入力地震動	固有周期 (秒)	脚天端最大 加速度(gal)	脚天端最大 変位(cm)	残留変位 (cm)	曲率応答 塑性率	備考
道路橋 示方書	タイプⅠ	T1=0.426	363.5	2.82	0.02	0.67	
	タイプⅡ	T2=0.147	791.1	8.06	0.40	2.59	
ニュージー ランド基準	タイプⅠ	T1=0.462	357.5	8.16	1.10	3.57	
	タイプⅡ	T2=0.154	492.6	11.06	0.41	3.43	

### 12.4.3 道路橋示方書標準波タイプⅠ地震動を入力した場合の比較

図 12.4.1 に、上部構造慣性力作用位置の応答変位波形を、道路橋示方書（太線）とニュージーランド基準（細線）を比較して示した。最大変位の値は、ニュージーランド基準が道路橋示方書の約 3 倍と大きくなっている。特に最大値以降では負側に大きく傾いた振動をしていることが見て取れる。また、ニュージーランド基準の位相特性も特に最大値以降で逆位相になるなど、道路橋示方書とはかなり異なったものとなっていることがわかる。

一方、図 12.4.2 には橋脚柱基部での曲げモーメント～曲率の履歴応答の比較を示した。道路橋示方書が、ひび割れモーメントは越えたが降伏モーメントまでは到達していないのに対して、ニュージーランド基準では降伏を越え大きな履歴ループを描いていることがわかる。ニュージーランド基準の履歴ループは片側で進展しており、これが他に比べて大きな残留変位を生じた原因になっていることがわかる。このような特異な結果は、今回のニュージーランド基準による設計橋脚がタイプⅠ地震動の入力地震波形に対して独特な応答特性を示したためであり、どのような入力波形に対してもニュージーランド基準の橋脚が、このような方振り応答を呈するというものでは必ずしもない。

図 12.4.3 には、橋脚の高さ方向の発生最大曲げモーメントの分布と降伏モーメント（初降伏時）と終局モーメント（曲率 $=\phi_u$ ）の関係を示した。道路橋示方書による設計橋脚は、タイプⅠ地震動で降伏モーメントからかなり低いところにいるのに対して、ニュージーランド基準による設計橋脚は、基部からおおむね 4m の高さまで初降伏を越える曲げモーメントが作用する結果となっている。ただし、終局レベルまではまだ十分余裕がある。



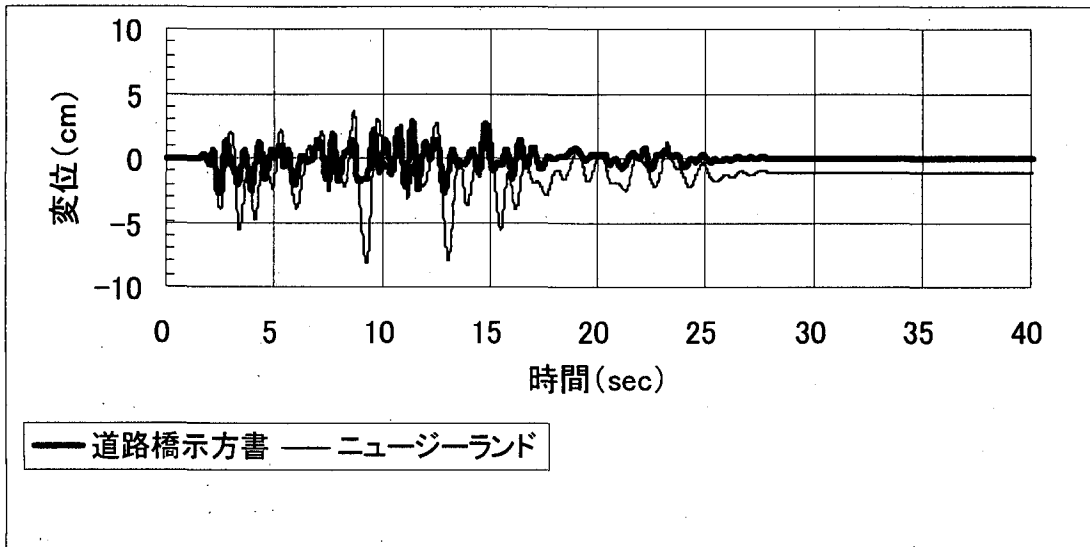


図 12. 4. 1 上部構造慣性力作用位置の応答変位波形の比較 (タイプ I-1-1 入力の場合)

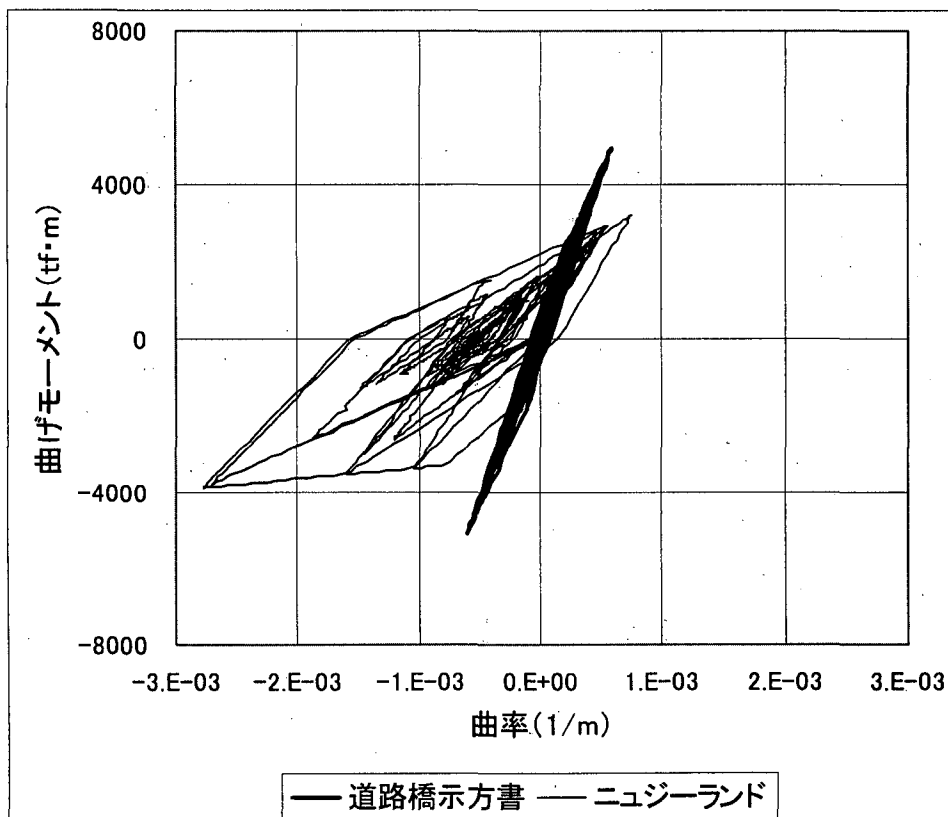
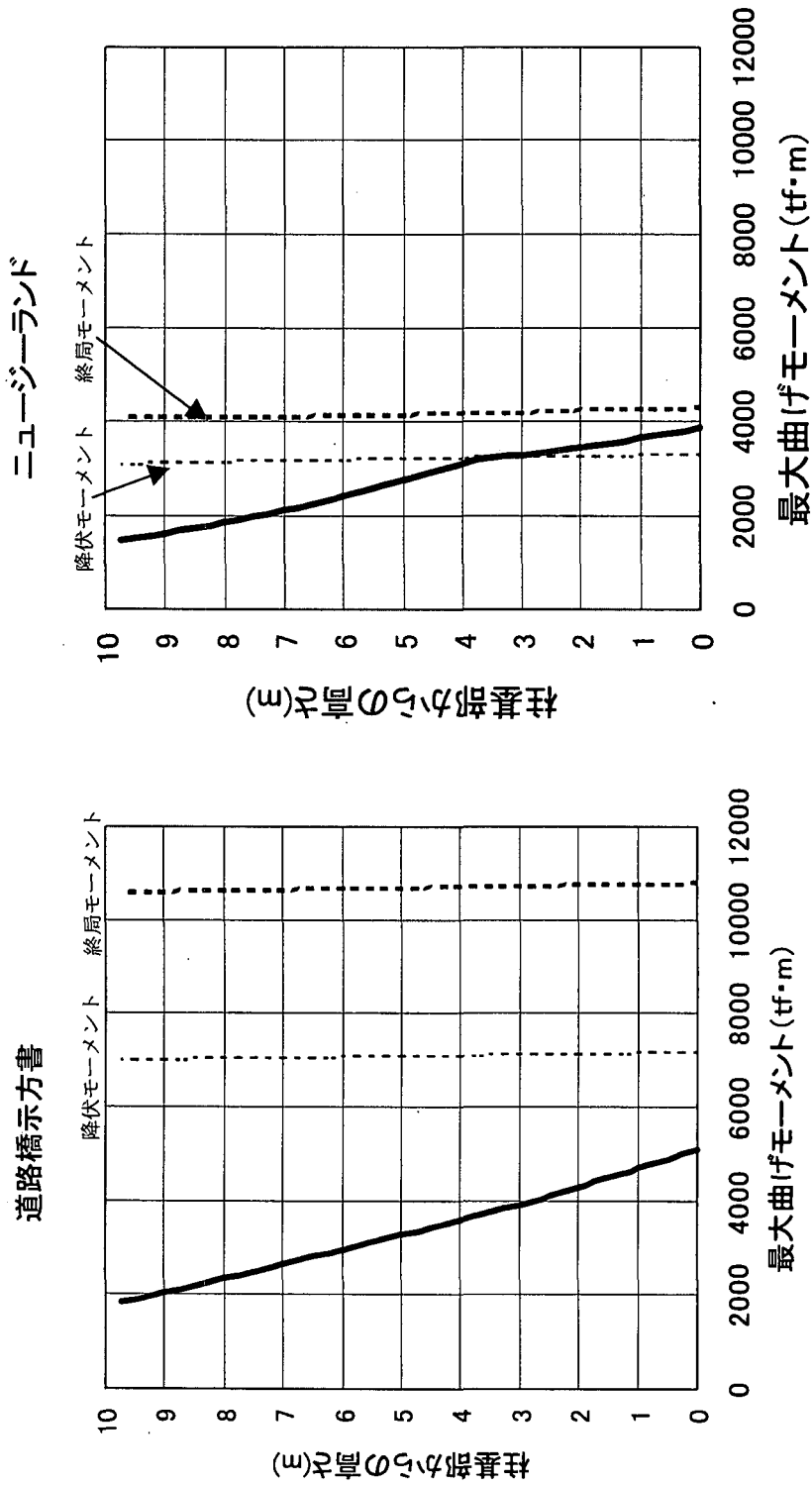
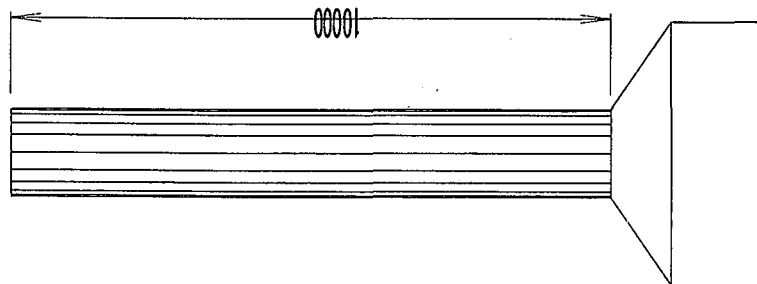


図 12. 4. 2 柱基部周辺での曲げモーメント～曲率履歴の比較 (タイプ I-1-1 入力の場合)



図一12.4.3 最大曲げモーメントと曲げ耐力の比較 (タイプ I・1-1 地震動入力の場合)

#### 12.4.4 道路橋示方書標準波タイプⅡ地震動を入力した場合の比較

図 12.4.4 に上部構造慣性力作用位置の応答変位波形を、道路橋示方書（太線）とニュージーランド基準（細線）を比較して示した。最大変位の値は、ニュージーランド基準が道路橋示方書の約 1.4 倍と少し大きくなっている。波形に位相差はあまり見られず、振幅の偏りも両者に見られない。

図 12.4.5 の橋脚柱基部での曲げモーメント～曲率の履歴応答の比較から、道路橋示方書、ニュージーランド基準ともに対称的な履歴ループを描いており、応答変位に偏りが無いのがこのためであることがわかる。この履歴ループを見る限りでは、道路橋示方書・ニュージーランド基準ともに柱基部での地震エネルギーの吸収が、効果的に行われていると思われる。

図 12.4.6 には、橋脚の高さ方向の発生最大曲げモーメントの分布と降伏モーメント（初降伏時）と終局モーメント（曲率 $=\phi_u$ ）の関係を示した。道路橋示方書で柱基部から 3.5m あたりまで、ニュージーランド基準で柱基部から 6m あたりまで、初降伏を越える曲げモーメントが作用する結果となった。ニュージーランド基準の橋脚では、柱高さの 7 割程度が初降伏モーメントを越える領域となってしまうことになるが、実際にはおそらくここまで到達する前に下端部で終局モーメントを越えてしまうことになると考えられるため、このような地震動を対象に設計するのであれば、諸元の見直しをすることが望ましいと思われる。

#### 12.4.5 まとめ

ここで試設計した橋脚は、設計荷重条件をそれぞれの基準に応じて設定しており、ニュージーランド基準では道路橋示方書のような大きさの地震荷重がそもそも想定をはるかに越えるものとなっている。そのため、地震時の挙動を道路橋示方書の波形をベースに比較することは厳密性に欠けることは否めない。しかしながら、設計地震荷重の大きさを道路橋示方書レベルもしくはそれ以上で想定することが要求されたとした場合に、ニュージーランド基準がそのレベルでの橋脚の非線形挙動にマッチした耐震設計法として対応できるものかどうかについては、よくわからないところである。なぜならば、ニュージーランド基準での変位じん性率は最大でも 6 程度（これはまれに設定されるものと思われる）であるのに対して、道路橋示方書ではもっと大きな変形性能を発揮することが可能な設計を行っているからである。

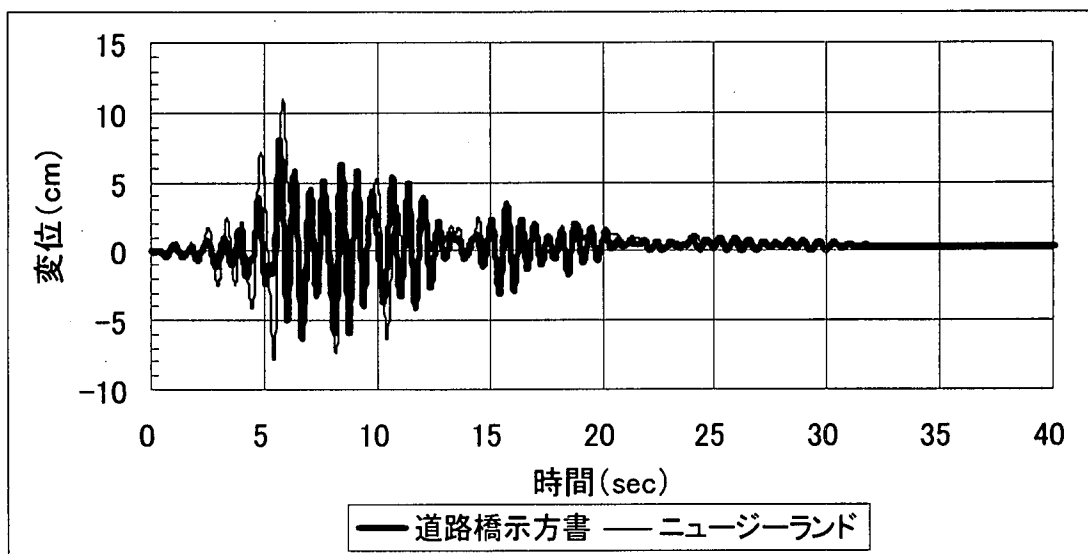


図 12. 4. 4 上部構造慣性力作用位置の応答変位波形の比較 (タイプⅡ-1-1 入力の場合)

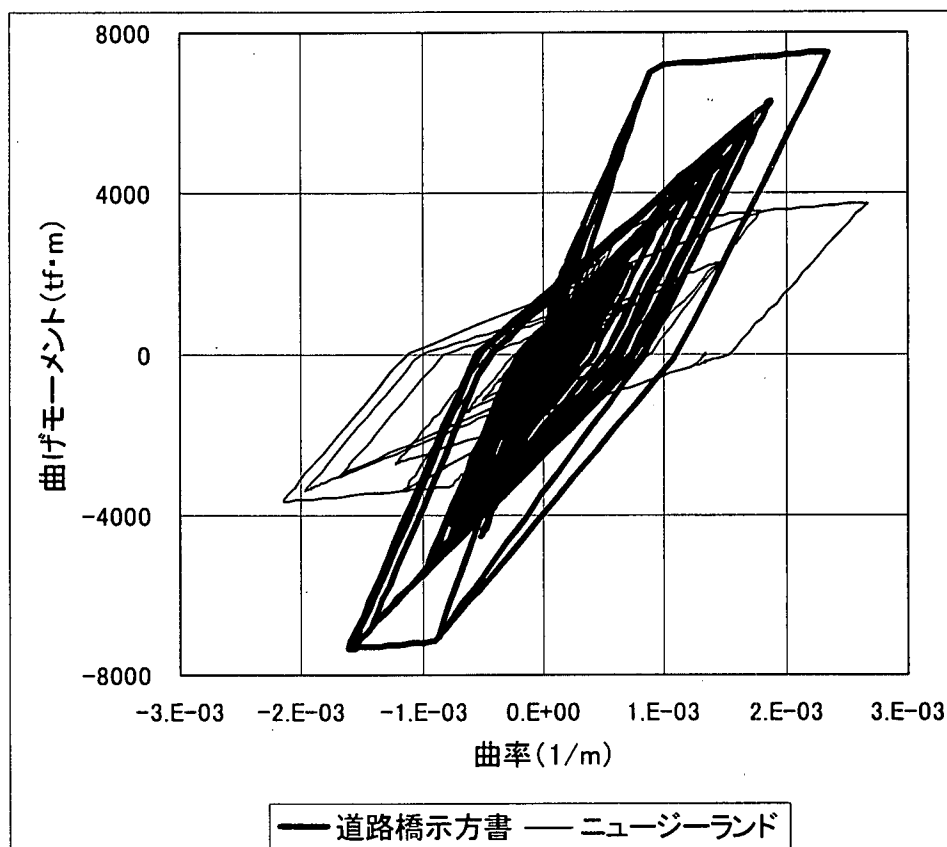
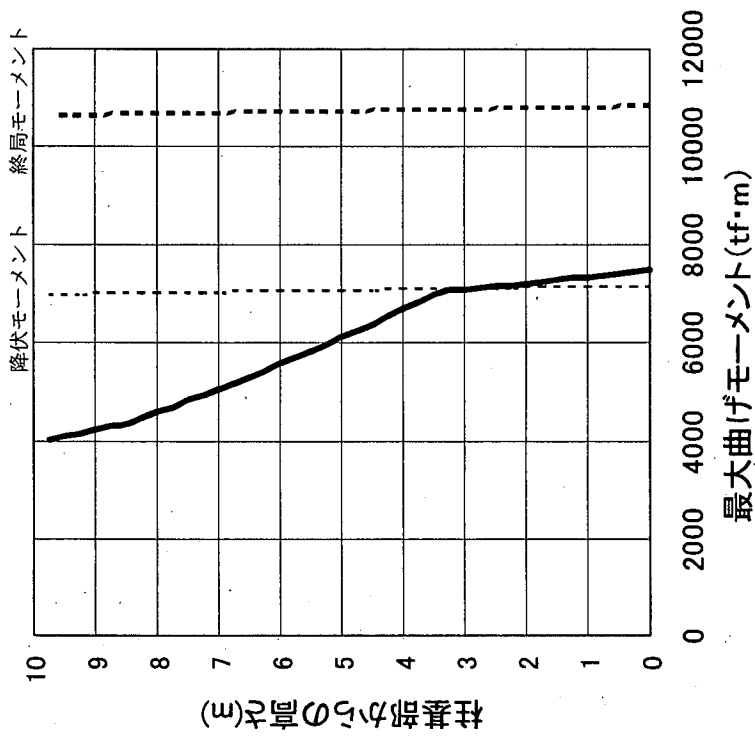


図 12. 4. 5 柱基部周辺での曲げモーメント～曲率履歴の比較 (タイプⅡ-1-1 入力の場合)

道路橋示方書



ニュージージーランド

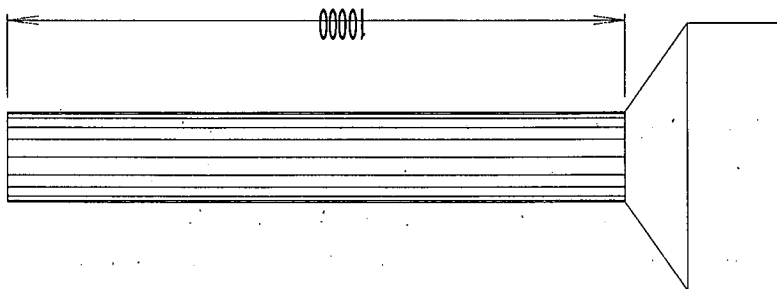
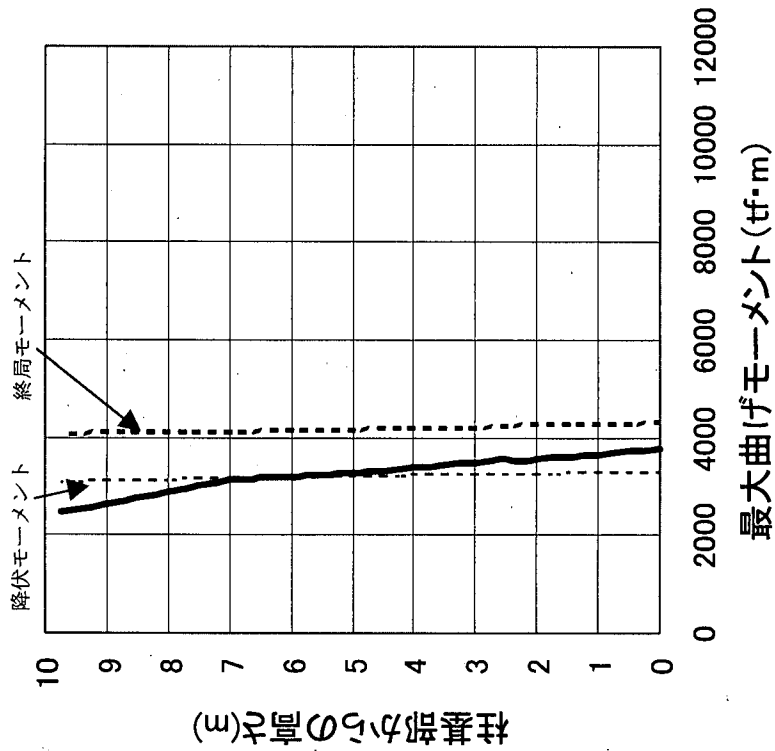


図-12.4.6 最大曲げモーメントと曲げ耐力の比較 (タイプII-1-1地震動入力の場合)

## 12.5 おわりに

道路橋示方書をベースに海外の耐震設計基準類の特徴を見てみた。海外基準類は、キャパシティーデザインと称されており、基本的な設計思想は同様であると思われるが、地震荷重については地域特性に影響されるため、かなり異なるものとなっていた。

特に設計計算方法に着目すると、海外基準類に比べて道路橋示方書は緻密であるといえる。逆に海外基準類は、設計計算が道路橋示方書より簡便なイメージで行えると思われたが、ニュージーランド基準による試設計を詳細に見てみると、簡単なようでいて実のところあいまいな部分もあった。道路橋示方書は設定された条件を用いて計算根拠にもとづいた設計を行っていることから、海外基準類に比べて道筋が明確であるように思われる。これに対して海外基準類は、たとえば荷重低減係数（じん性率）の設定において割り切った考え方をとるといったように、設計計算の精度という点においてはあまり厳密性を求めている。

逆をいえば、海外基準類では設計者の技術力や知識・経験といったものが、設計結果に色濃く反映される要素を端々に取り揃えているということになるのかもしれない。構造設計者としては、このような設計に面白みを感じる部分が大いにあるのではないだろうか。

また、実務的に設計地震荷重として2Gレベルを要求し、日々実践しているのはおそらく日本だけであると思われ、地震荷重の大きさの問題ではなく、そのレベルでの耐震設計（広い意味でのキャパシティーデザイン）が成り立っているということは、特筆すべきことであろう。

世界的な設計の標準化や性能照査型設計への移行というシチュエーションにおいて、日本式の設定を重視した高度な計算・解析技術の利用にもとづく耐震設計法は、その利点が発揮され得る可能性がある。今後はより一層アピールするとともにできるだけ多くの情報発信を行っていき、世界の耐震先進国と良い意味で意見を戦わせていくべきではないだろうか。

## 謝辞

本章に示した内容は、当研究小委員会の中に設置された、「国内外の耐震設計基準による橋梁の比較設計検討分科会」における活動成果の概要をとりまとめたものである。ここに記して分科会メンバーである、栗根 聡氏（新構造技術）、岡本裕昭氏（鹿島建設：平成11年3月まで）、工藤浩史氏（北海道開発コンサルタント）、黒田修一氏（建設企画コンサルタント）、前原康夫氏（八千代エンジニアリング）、南 浩郎氏（鹿島建設：平成11年6月より）、矢部正明氏（長大）、山野辺慎一氏（鹿島建設：平成11年4月より）、山本洋一氏（白石）のご苦勞と多大なる時間を費やしていただいたことに対して感謝する次第である。最後に、ニュージーランド基準による橋脚の試設計を行うにあたって、時間的制約条件のある中快く協力していただいた Mr. Donald Kirkcaldie (Opus International Consultants Limited) に深甚なる謝意を表するものである。

## 参考文献

- 12.1) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, 1996.
- 12.2) Applied Technology Council : Improved Seismic Design Criteria for California Bridges — Provisional Recommendations (ATC-32), 1996
- 12.3) European Committee for Standardization (CEN) : Eurocode 8—Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, European Prestandard, 1994 & 1995

- 12.4) Transit New Zealand : Bridge Manual, 1995
- 12.5) Standard New Zealand : NZS3101 Concrete Structures Standard, 1995
- 12.6) 森 敦 : 海外の耐震設計法とその特徴、橋梁の耐震設計法に関する講習会－海外から見た日本の耐震設計法－、(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、1998 年
- 12.7) 森 敦 : 海外との比較からみた日本の耐震設計、橋梁構造物等の耐震設計法に関する講習会－耐震設計の現状と今後の展望－、(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、1999 年
- 12.8) 森 敦 : 海外の技術基準と比較設計、第 3 回 橋梁構造物等の耐震設計法に関する講習会、(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、2000 年
- 12.9) (社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996 年
- 12.10) (社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、1996 年
- 12.11) R. Park : Private Communication, Tokyo, Japan, 1999.
- 12.12) R. Park : An Analysis of the Failure of the Columns of a 600 Metre Length of the Hanshin Elevated Expressway During the Great Hanshin Earthquake of 17 January 1995, Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering, June 1996.
- 12.13) Tada-aki Tanabe (Editor) : Comparative Performances of seismic Design Codes for Concrete Structures, JSCE, 1999.
- 12.14) D. Kirkcaldie : Private Communication, 1999.

(執筆者 : 森 敦)

ここでは、本編12.3のニュージーランドの耐震設計に関する計算根拠を示している。具体的な計算の流れを追うことができ、読者が理解を深める上で役立つものと思われる。ただし、鉄筋コンクリート断面の強度計算やモーメント～軸力相関については、ニュージーランドで一般的な計算プログラムを利用して求められているため、読者が計算された結果と必ずしも一致しない場合がでてくる可能性がある。

ニュージーランド耐震設計基準類(Bridge Manual&NZS3101)にもとづいた橋脚試設計計算書

目次	ページ (各シート右上表示のページ)
お断り	1
設計データ、仮定および設定	2
偏心活荷重モーメントの算出	2
偏心および非偏心活荷重による設計荷重の算出	2
円柱橋脚の設計	3
偏心および非偏心活荷重に対する円柱橋脚全断面の設計	3
地震時モーメントに対する橋脚性能の算出	5
1自由度系の予備解析	6
モード解析および設計荷重の誘導	7
性能設計アプローチ	10
設計荷重および強度低減係数の一覧	11
地震時における橋脚断面の拘束およびせん断補強筋の照査	11
橋脚基部の塑性ヒンジ	11
橋脚上部の塑性ヒンジ	12
塑性ヒンジ間の橋脚	13
鉄筋の定着および継手	15

お断り

本試設計は、以下のニュージーランド基準を適用してサンプル橋脚の設計を行ったものであり、設計者独自の解釈を含んでいる。

"Bridge Manual", (1994年5月)、および改訂 No. 1 (1995年6月) と No. 2 (1998年10月)

NZS 3101:1995 "コンクリート構造基準"、および改訂No. 1 (1998年12月)

耐震についての設計は、設計基準に必ずしも全て網羅されているわけではなく、設計者の適切な判断にもとづいて実施される部分がある。



**設計データ、仮定および設定**

**橋軸直角方向に関する与条件**

上部工重量 (KN):	9800	(1000tf)
橋脚下端から上部構造慣性力作用位置までの距離(m):	12	
脚柱高さ(m):	10	
橋脚形状:	円形	
コンクリートの設計基準強度(MPa):	26.5	(270kgf/cm <sup>2</sup> )
鉄筋強度(MPa):	345	(SD345)
コンクリート弾性係数(MPa):	26000	(2.65 × 10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )
鉄筋弾性係数(MPa):	205800	(2.10 × 10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )

**設計の仮定および設定**

コンクリートの単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	25.5	
柱径(m):	2.200	許容しうる鉄筋比での事前トライアル設計にもとづく (経験的判断)

**地盤条件およびフーチング上端位置 - TNZ Bridge Manual cl. 5.2.2, Horizontal Loading**  
 本設計例においては、基礎地盤は剛地盤と仮定する。基礎の剛性については橋脚のそれへ加えないものとする。  
 フーチング上端の位置は、地表面から2mの深さ(土被り2m)とする。

**橋軸方向の地震応答と解析手法 - TNZ Bridge Manual cl. 5.2.2, Horizontal Loading**  
 橋脚の分布重量は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに同じと仮定する。  
 構造物の形状はR Parkの論文の中にあるイラストと同じとする。(論文 "An Analysis of the Failure of the Columns of a 600 Metre Length of the Hanshin Elevated Expressway During the Great Hanshin Earthquake of 17 January 1995", Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering, June 1996)  
 橋軸直角方向においては、上部工の幅員が広く、大きな回転慣性を有する。  
 橋軸方向においては、上部構造は '傘' 型の橋脚に支持される単純桁を含んでいる。上部構造の回転慣性は、さらに大きくなる可能性がある。  
 モード解析は、橋脚モーメントにおよぼす上部構造の回転慣性の影響を取り入れたものとする。

**耐久性設計およびコンクリートかぶり - NZS 3101 Section 5**

耐久性設計上の分類はB1 (海岸地域)とする。  
 表5.5に示されるかぶりは、耐用年数50年の値である。TNZ橋梁マニュアル 2.1.3 では、橋梁の耐用年数は100年として設計するものとしている。  
 50mmのかぶりは、国際橋梁設計コードの調査に基づいている。

**偏心活荷重モーメントの算出**

上部構造の幅員は非常に広いので、偏心活荷重が橋脚の最小モーメント性能を決める可能性がある。

全幅員 (m)	20.25	TNZ Bridge Manual
壁高欄幅 (m)	0.35	Appendix A, Figure A1
有効幅員 (m)	19.55	
車線数	5	Cl. 3.1.3
車線幅 (m)	3.91	
36.0mに渡って載荷した時の橋脚の最大活荷重反力 (kN)	1676	Cl. 3.1 and Table 3.2, Load Group 1A
偏心量が最大となる2または3車線のみを考慮		
橋脚中心線から最外線の車線までの偏心量 (m)	8.275	
橋脚中心線から最外線より内側の車線までの偏心量 (m)	4.365	
橋脚中心線から真中の車線までの偏心量 (m)	0.455	
2車線載荷に対する低減係数	1.0	Cl. 3.1.4
3車線載荷に対する低減係数	0.9	Cl. 3.1.4
偏心によるモーメント		
外側2車線載荷: M* (kN.m)	21185	
片側3車線載荷: M* (kN.m)	19752	

**偏心および非偏心活荷重にもとづく設計荷重の算出**

柱断面積 Ag (m <sup>2</sup> )	3.801	
偏心活荷重に対する軸力:		
最大上部工重量: (kN)	13230	TNZ Bridge Manual
橋脚重量の1/2: (kN)	654	Table 3.2 Load Group 1A
最大偏心活荷重: (kN)	3352	
P~デルタ効果による最大軸力: (kN)	17236	Ultimate axial load at pier mid-height
曲げに対する設計の最大軸力: (kN)	16582	Ultimate axial load at pier top
拘束に対する設計の最大軸力: (kN)	18934	Ultimate axial load at pier base
非偏心活荷重(全レーン載荷)に対する軸力		塑性ヒンジ領域以外での、拘束鉄筋の設計においてクリティカルとなる。
最大荷重(橋脚 + 上部工 + 5車線載荷活荷重): (kN)	22919	
基本データ		
偏心活荷重モーメント: (kN.m)	21185	
橋脚有効高: (m)	12.000	
ヤング係数: E (MPa)	26000	

橋脚断面2次モーメント

比率 $N^*/f_c'Ag = 16582 / (26.5 \times 3.801 \times 1000^2) \times 1000$	0.165
総断面2次モーメント: $I_g \text{ (m}^4) = \pi \times 2.2^4 / 64$	1.150
有効断面2次モーメント: $I_e \text{ (m}^4)$	0.657 ( $I_e=0.571I_g$ )

NZS 3101:Part2 Table C3.1  
 Ultimate limit state

$N^*/f_c'Ag=0.21$ に対して $I_e=0.6I_g$ 、 $N^*/f_c'Ag=0.051$ に対して $I_e=0.41I_g$ から比例計算で算定

P~デルタ効果を考慮した設計モーメント

偏心活荷重によるたわみ: (mm)	89
偏心活荷重たわみによるP~デルタモーメント (kN.m)	1538
P~デルタモーメントによるたわみ: (mm)	6
P~デルタたわみによるP~デルタモーメント: (kN.m)	112

偏心活荷重+P~デルタモーメント: (kN.m) 22834

円柱橋脚の設計

参考文献:

NZS 3101:1995 "コンクリート構造物設計基準"

ニュージーランドセメントおよびコンクリート工学会, "ニュージーランド鉄筋コンクリートデザインハンドブック" (NZRCDH)

スプレッドシートの適用

このスプレッドシートは鉄筋コンクリートの円柱橋脚および円筒基礎の断面設計に適用できる。

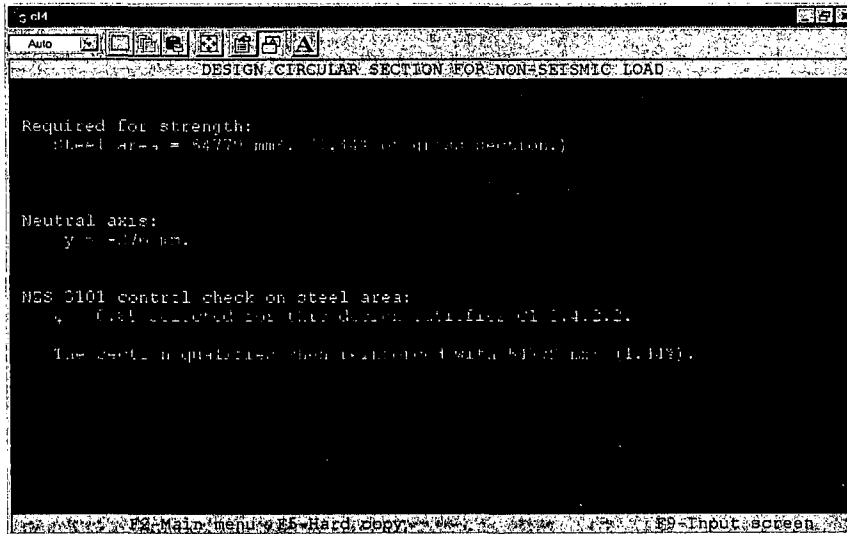
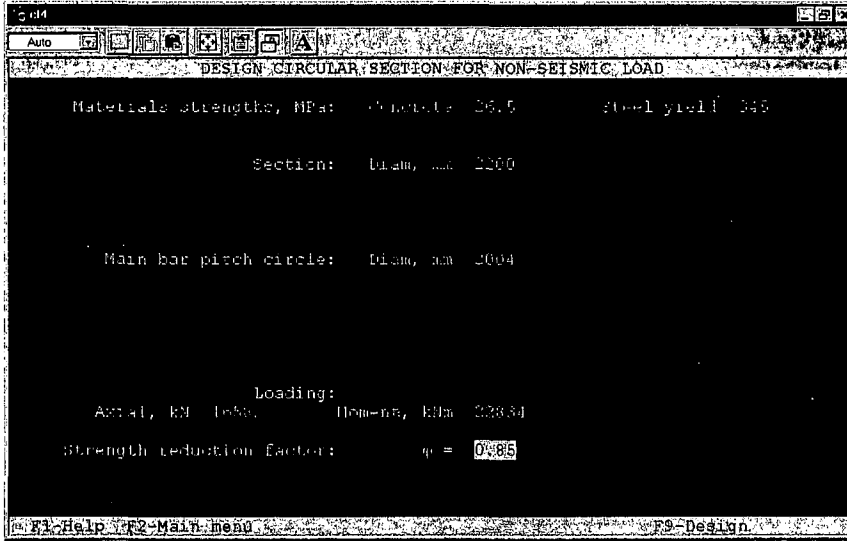
必要データ: 設計軸力、モーメントおよびせん断力  
 柱径  
 鉄筋かぶり  
 仮定された主鉄筋および帯鉄筋径  
 強度低減係数  
 コンクリート強度  $f_c'$  および鉄筋強度  $f_y$

上記データを入力すると、Concolの解析プログラムにより、曲げに対する必要鉄筋量および中立軸の位置を決定する。Concolの解析プログラムにより決定された鉄筋量から、適切な鉄筋径と本数を選択する。選択された鉄筋径の中から採用案を選択する。

偏心および非偏心活荷重に対する円柱橋脚の断面設計

せん断と拘束に対する設計

設計外力		強度低減係数	
軸力 (kN)	P*	16582	曲げ 0.85
モーメント (kN.m)	M*	22834	せん断 0.85
せん断力 (kN)	V*	0	
限界軸力 (kN) P*max		22919	
橋脚断面			
柱径 (mm)	D	2200	
鉄筋被り (mm)		50	
主鉄筋径 (mm)		40	主鉄筋径 + ふしの高さ (mm) 48
帯鉄筋径 (mm)		24	帯鉄筋径 + ふしの高さ (mm) 24 (丸鋼のスパイラル筋を使用)
コンクリートコア径		2100	
主鉄筋の配置された径 (mm)		2004	帯鉄筋の外径 (mm) 2076
橋脚柱断面積 (mm <sup>2</sup> )	Ag	3801327	橋脚柱のコア断面積 (mm <sup>2</sup> ) Ac 3463606
比率 Ag/Ac	1.098	Ag/Ac <= 1.5	採用する Ag/Ac = 1.098 Cl. 8.4.7.1
せん断断面積の径 (mm)		2076	せん断断面積 (mm <sup>2</sup> ) 3384890 Cl. 9.3.1.1
材料特性			
鉄筋の降伏応力 (MPa)	$f_y$	345	コンクリートの圧縮強度 (MPa) $f_c'$ 26.5
$m = f_y/0.85f_c'$		15.32	
曲げに対する鉄筋			
最小鉄筋比		0.008	最小鉄筋量 $A_s (Ag \times 0.008) \text{ (mm}^2) 30411$ Cl. 8.4.6.1
最大鉄筋比		0.052	最大鉄筋量 $A_s (Ag \times 0.052) \text{ (mm}^2) 198330$ Cl. 8.5.4.2
最大継手鉄筋比		0.070	最大継手鉄筋断面積 $A_s (Ag \times 0.070) \text{ (mm}^2) 264440$



鉄筋量	As	54779	鉄筋比 As/Ag	0.014		
1案	鉄筋径 (mm)	40	鉄筋本数	44	ピッチ (mm)	143
			採用	44		143
2案	鉄筋径 (mm)	32	鉄筋本数	68	ピッチ (mm)	93
			採用	70		90
構造束筋						Cl. 8.4.7.1
主鉄筋案1の鉄筋比 (AgとAs*m との比)		0.22278	≤0.4	採用された比 =	0.223	
主鉄筋案2の鉄筋比 (AgとAs*m との比)		0.22683	≤0.4	採用された比 =	0.227	
主鉄筋案1の鉄筋比 Agとs (Eq. 8-6) >		-0.00784				
主鉄筋案2の鉄筋比 Agとs (Eq. 8-6) >		-0.00784				
主鉄筋案1の鉄筋比 Agとs (Eq. 8-7) >		0.00425	s との比=	0.00425	帯鉄筋量 As (mm/m)	2255
主鉄筋案2の鉄筋比 Agとs (Eq. 8-7) >		0.00540	s との比=	0.00540	帯鉄筋量 As (mm/m)	2870
最大帯鉄筋ピッチ:		(柱径) / 3	733			
	主鉄筋案1:	10 x dia.	400	最大ピッチ		400
	主鉄筋案2:	10 x dia.	320	最大ピッチ		320
					選択された帯鉄筋	
					径	ピッチ
					20	139
					24	201
					20	109
					24	158

せん断鉄筋

等価な矩形断面 (mm)	1950	b =	1950	d =	1736	Cl. 9.3.1.1
(総断面積) : 円形と等価面積となる正方形として					(せん断断面積)	
作用するせん断力 (MPa) vn	0.000					Cl. 9.3.1.1
円形断面の圆心から中立軸までの距離 (mm)	276	引張り域にある鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	31812	引張鉄筋比	0.0094	
コンクリートの基本せん断強度 (MPa) vb	0.844					Eq. 9-3
コンクリートのせん断耐力 (MPa) vc	1.261					Eq. 9-6
最小のAv : vn - vc > 0.35		vn - vc =	-1.261	採用された vn-vc =	0.350	Cl. 9.3.4.3
						帯鉄筋案
せん断鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m) Av	1978	Av/2	989	径	20	ピッチ
					24	457

偏心および非偏心活荷重に対する必要鉄筋のまとめ

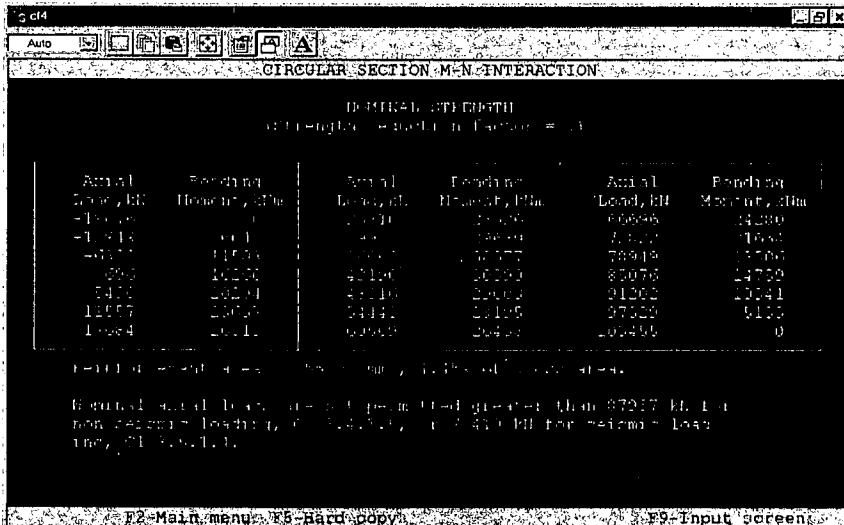
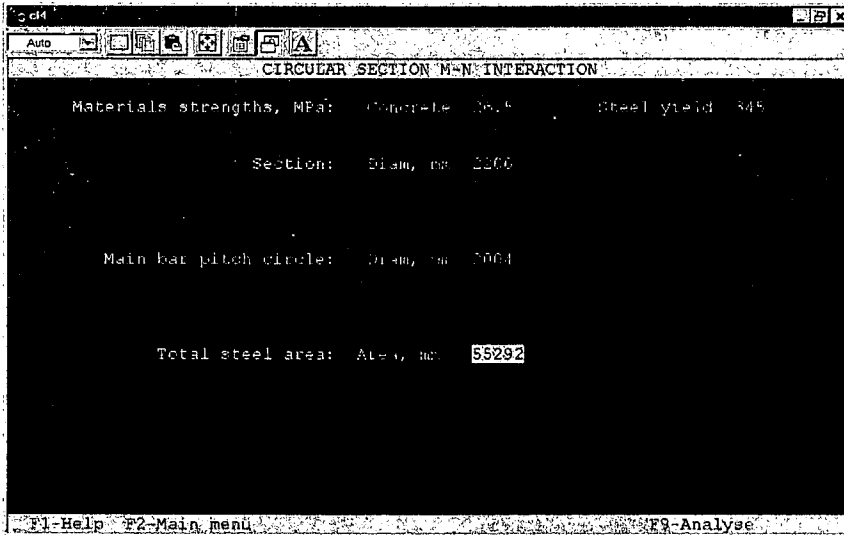
主鉄筋	径	40	鉄筋本数	44	ピッチ	143	異形鉄筋	
							軸方向鉄筋比	0.0146
帯鉄筋	径	24	塑性ヒンジ領域以外の部分(mm)			200	丸鋼	

地震時モーメントに対する横断性能の算出

地震応答解析において、橋脚に作用する軸力は最大値と最小値を用いる。最大値を用いる場合、橋脚のモーメント性能は最大となり、このときのせん断力も最大となる。最小軸力の場合、降伏モーメントは最小となるため、橋脚に設計地震動を作用させる時の所要じん性は最大となる。

モーメント性能

Concol の計算プログラムを用いて軸力～モーメント相関図を求める。  
 鉄筋の総断面積 : (mm<sup>2</sup>) 55292



最大変形性能要求に対するモーメント性能と柱に作用するせん断力

(a) 橋脚基部

地震時モーメント性能に適應できる最大軸力 : 鉛直震度を0.8としたケース		TNZ Bridge Manual
終局時上部構造重量 : (kN)	7840 (=上部構造重量9800×0.8)	Table 3.2 Load Group 3A, k=0.8(鉛直震度)
終局時橋脚重量 : (kN)	775 (=橋脚重量970×0.8)	
終局時合計軸力 : (kN)	8615	
モーメント性能		
強度低減係数	0.85	
軸力/強度低減係数 : (kN) =8615/0.85	10136	φ=1.0に対応する軸力の算出
モーメント性能の比例計算		
モーメント性能 (φ = 1.0) : (kN.m)	22862	シートNo5のM-N相互関係より線形補間により算出
モーメント性能 (φ = 0.85) : (kN.m)	19432	脚基部での地震時モーメントのキャパシティー

(b) 橋脚天端

地震時モーメント性能の算出に考慮できる最大軸力 : 鉛直震度を0.8としたケース		TNZ Bridge Manual
最大上部構造重量 : (kN)	7840 (=上部構造重量9800×0.8)	Table 3.2 Load Group 3A, k=0.8(鉛直震度)
モーメント性能		
強度低減係数	0.85	
軸力/強度低減係数 : (kN) =7840/0.85	9224	φ=1.0に対応する軸力の算出
モーメント性能の比例計算		
モーメント性能 (φ = 1.0) : (kN.m)	22364	シートNo5のM-N相互関係より線形補間により算出
モーメント性能 (φ = 0.85) : (kN.m)	19009	脚天端での地震時モーメントのキャパシティー

柱に作用する最大せん断力に対するモーメント性能

(a) 橋脚基部

地震時モーメント性能の算出に考慮できる最大軸力 : 鉛直震度を1.3としたケース		TNZ Bridge Manual
最大上部構造重量 : (kN)	12740 (=上部構造重量9800×1.3)	Table 3.2 Load Group 3A, k=1.3(鉛直震度)
最大橋脚重量 : (kN)	1260 (=橋脚重量970×1.3)	
最大合計軸力 : (kN)	14000	
モーメント性能		
強度低減係数	0.85	
軸力/強度低減係数 : (kN) =14000/0.85	16471	φ=1.0に対応する軸力の算出
モーメント性能の比例計算		
モーメント性能 (φ = 1.0) : (kN.m)	25801	シートNo5のM-N相互関係より線形補間により算出
モーメント性能 (φ = 0.85) : (kN.m)	21931	脚基部での地震時モーメントのキャパシティー

(b) 橋脚天端

地震時モーメント性能の算出に考慮できる最大軸力 : 鉛直震度を1.3としたケース		TNZ Bridge Manual
最大上部構造重量 : (kN)	12740 (=上部構造重量9800×1.3)	Table 3.2 Load Group 3A, k=1.3(鉛直震度)
最大橋脚重量 : (kN)	0	
最大合計軸力 : (kN)	12740	
モーメント性能		
強度低減係数	0.85	
軸力/強度低減係数 : (kN) =12740/0.85	14988	φ=1.0に対応する軸力の算出
モーメント性能の比例計算		
モーメント性能 (φ = 1.0) : (kN.m)	25148	シートNo5のM-N相互関係より線形補間により算出
モーメント性能 (φ = 0.85) : (kN.m)	21376	脚天端での地震時モーメントのキャパシティー

1自由度系の予備解析

柱断面積 Ag(m <sup>2</sup> )	3.801	
橋脚の1/2の重量 (kN)	485	
上部構造重量 + 1/2 橋脚重量 : P (kN)	10285	
上部構造慣性力作用位置までの高さ h (m)	11.788	
フーチング内部の塑性化領域の深さ : L <sub>pj</sub>	0.304	
有効橋脚高 : h <sub>e</sub> = h + L <sub>pj</sub> (m)	12.092	Priestley, Seible & Calvi, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons Inc, 1996. p. 168 - 173.
橋脚の断面2次モーメント		
比率 N*/f <sub>c</sub> 'Ag = 10285/(26.5×3.801×1000 <sup>2</sup> )×1000	0.102	NZS 3101:Part2 Table C3.1 Ultimate limit state
総断面2次モーメント : I <sub>g</sub> (m <sup>4</sup> )	1.150	
有効断面2次モーメント : I <sub>e</sub> (m <sup>4</sup> )	0.600 (I <sub>e</sub> =0.522I <sub>g</sub> )	N*/f <sub>c</sub> 'Ag=0.21に対して I <sub>e</sub> =0.6I <sub>g</sub> , N*/f <sub>c</sub> 'Ag=0.051に対して I <sub>e</sub> =0.4I <sub>g</sub> から比例計算で算定
固有周期の算出		
1 <sub>g</sub> 作用時の橋脚天端の変位 (mm)	389	Defln = (P·h <sup>3</sup> )/(3·E·I <sub>e</sub> )
周期 (秒)	1.25	Period = 0.0634 × Sqrt(Defln)

地震時のせん断力とモーメント - 橋軸方向と直角方向

ダクティリティファクター(塑性ヒンジが地表面以下) $\mu$	2.65
基本設計震度 $C\mu$	0.111
ゾーンファクター(ウェリントン) Z	1.2
リスクファクター(高速自動車道路橋) R	1.3
構造物パフォーマンスファクター(岩盤上) Sp	0.9
等価重量(上部工重量 + 1/2 橋脚重量) Wd	10285
慣性力作用位置でのせん断力 $V = C\mu.Z.R.Sp.Wd$ (kN)	1603
基部モーメント $M = V.he$ (kN.m)	19380

TNZ Bridge Manual  
 Figure 5.4 / Table 5.4 \* (- refer to Note below)  $\mu < 4$  O  
 Figure 5.2(a) / Table 5.2(a)  
 Figure 5.3  
 Table 5.5  
 Table 5.6  
 Eqn on p.5-7

(注)この計算例では、 $\mu$  と  $C\mu$  は偏心活荷重によりモーメント性能と地震時のモーメントが一致するように決定している。  
 偏心活荷重がない場合は、 $C\mu$  は 図 5.4 と 表 5.4. から決定される。 $\mu$  は 4.0 以下とする。

モード解析と設計荷重の積算

Microstran v6.5 を用いてモード解析を行う。

繰り返し計算により、地震時基部モーメント=偏心活荷重モーメントとなるダクティリティファクター  $\mu$  と設計スペクトルスケールファクター  $Sm$  を決定する。

有効橋脚高	he (m)	12.304	Effective height to superstructure centre of mass including yield penetration into footing (see above)
断面定数			
橋脚	A (m <sup>2</sup> )	3.801	As calculated above for single degree of freedom preliminary analysis
	le (m <sup>4</sup> )	0.600	Assumed ((weight/m)/density)
上部構造	A (m <sup>2</sup> )	10.67	Assumed
	I (m <sup>4</sup> )	2.7	
質量の配分			
橋脚: w (tonne/m)		9.881	Model as uniformly distributed (分布質量モデル)
上部構造			
橋軸直角方向モデル: P (tonne)		250	Lump the mass at each beam position (集中質量モデル)
橋軸方向モデル: w (tonne/m)		27.75	Model as uniformly distributed (分布質量モデル)

応答スペクトル

スペクトルは、TNZ Bridge Manual Table 5.2(a)で定義される  $\mu = 1$  に  $g = 9.81, Z, R$ , および  $Sp$  を乗じたものとする。

Z, R と Sp は 1 自由度系の予備解析で与えられたものを適用する。

地震時ベースモーメントと偏心活荷重ベースモーメントが一致するように  $Sm$  の結果をスケール調整する。

TNZ Bridge Manual p. 5-12  
 (b) Modal Analysis

初期設定としての  $Sm$  値とじん性を導くための手順を以下に示す。

1.  $Sm$  値を考慮しない時のモード解析結果を入力する。
2. 橋軸直角方向および橋軸方向モデルとも  $Sm1 = 1.0$  とする。
3. 直交方向の影響の合成に対しては、 $P-\delta$  モーメントの影響も合成したものを考慮する。
4. 橋脚の必要ベースモーメントを得るために偏心活荷重モーメントに対して設計されている場合は、橋脚モーメントキャパシティーからの  $P-\delta$  モーメント合成成分を差し引く。
5. 近似  $Sm$  値を導くため  $Sm1$  に対する表計算によって与えられる合成された地震時橋脚ベースモーメントで橋脚の必要ベースモーメントを割る。
6. 直角方向および橋軸方向モデルの両方において、 $Sm1$  である  $Sm$  に対して導かれた近似値を入力する。
7. Table 5.3より近似値  $Sm$  の値と一致する  $\mu$  を決定する。
8. 橋軸直角方向および橋軸方向モデルから  $\mu$  値として得られる  $Sm2$  を決定する。
9. 橋脚ベースモーメントの全合成結果と偏心活荷重によるモーメントとの一致の度合いについて比較する。
10. もし一貫性が合理的に図られていない場合、割り切りをもって step6~9 の繰り返しを行い、 $Sm$  の値を一致させる。

荷重ケース 100% X 方向 + 30% Z 方向

橋軸直角方向モデル		TNZ Bridge Manual
固有周期 (seconds)	1.56	
ダクティリティファクター $\mu$	2.25	導かれた最小要求値
$Sm1 : \mu = 2.0$ に対して $Sm1 = 0.5, \mu = 3.0$ に対して $Sm1 = 0.33$	0.457	Table 5.3 (0.7秒以上の周期領域では変位一定則に従っている)
<i>(<math>Sm1</math>は線形応答から非線形応答を推定するための比率を示すもので、<math>\mu</math>の値によって異なる。)</i>		

$Sm2$ :

V(base1) (kN) : 線形モード解析より求まる	4110	Microstran解析(設計用ソフト)
$C\mu$	0.105	Table 5.2(a) に示される値の補間
等価重量 Wd (kN)	10993	
V (kN) = $C\mu.Z.R.Sp.Wd$ (kN)	1621	$Z=1.2, R=1.3, Sp=0.9$
$Sm2 = V/V(base1)$	0.394	
<i>(<math>Sm2</math>は非線形静的応答と線形動的応答との比率を示すものと思われる)</i>		

$Sm : Sm1=0.457$  と  $Sm2=0.394$  のどちらか大きい方とする 0.457

橋軸モデル

固有周期 (seconds)	1.33	
ダクティリティファクター $\mu$	2.25	導かれた最小要求値
$Sm1$	0.457	Table 5.3
$Sm2$ :		
V(base1) (kN)	3519	Microstran解析(設計用ソフト)
$C\mu$	0.125	Table 5.2(a) に示される値の補間
等価重量 Wd (kN)	10993	
V (kN)	1929	
$Sm2 = V/V(base1)$	0.548	
$Sm$	0.548	

Sm1によるスケール調整されないモード解析結果 : 線形動的解析による結果 ( $\mu=1$ のスペクトルを用いたモード解析)

橋軸方向

橋脚ベースせん断力 V (kN)	4110	(動的解析値)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	37890	(動的解析値)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-27336	(動的解析値)
橋脚天端変位 (mm)	123	(動的解析値)

直角方向

橋脚ベースせん断力 V (kN)	3519	(動的解析値)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	44460	(動的解析値)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-8942	(動的解析値)
橋脚天端変位 (mm)	148	(動的解析値)

設計力と変位 (- Sm値でスケール調整された断面力) → 上記の動的解析値にスケール係数を乗じたもの (ただし、変位は対象外)

橋軸方向

橋脚ベースせん断力 V (kN)	1878	( $=V(base1) \times Sm=4110 \times 0.457$ )	
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	17316	( $=Mb \times 0.457$ )	
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-12493	( $=Mt \times 0.457$ )	
橋脚天端変位 (mm)	123		弾性+弾塑性合計変位 : $\mu=1$ での動解値 (変位一定則の考え方)

直角方向

橋脚ベースせん断力 V (kN)	1929	( $=V(base1) \times Sm=3519 \times 0.548$ )	
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	24374	( $=Mb \times 0.548$ )	
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-4902	( $=Mt \times 0.548$ )	
橋脚天端変位 (mm)	148		弾性+弾塑性合計変位 : $\mu=1$ での動解値 (変位一定則の考え方)

P-δ効果

P-δ効果の荷重係数 0.8 TNZ Bridge Manual Table 3.2, Load Group 3A  
 終局時鉛直荷重 7840 ( $=9800 \times 0.8$ ) 終局時上部構造重量 (シートNo6より)  
 橋軸方向 Load factor consistent with that used for axial load

橋軸方向

重心位置での変位 (mm)	123
P-δによるモーメント (kN.m)	964 ( $=7840 \times 0.123$ )
P-δによる変位 (mm)	5
P-δ変位による付加モーメント (kN.m)	37
全 P-δモーメント (kN.m)	1001

直角方向

重心位置での変位 (mm)	148
P-δによるモーメント (kN.m)	1160
P-δによる変位 (mm)	6
P-δ変位による付加モーメント (kN.m)	44
全 P-δモーメント (kN.m)	1204

直交する地震の影響の合成

	100% 橋軸 方向 (X方向)	30% 直角 方向 (Z方向)	合成	
橋脚ベースせん断: V* (kN)	1878	579	1965	" $= (1878^2 + 579^2)^{0.5}$ "
地震時脚基部モーメント	17316	7312	18796	" $= (17316^2 + 7312^2)^{0.5}$ "
P-δモーメント	1001	361	1064	" $= (1001^2 + 361^2)^{0.5}$ "
全基部モーメント: Mb* (kN.m)	18317	7674	19859	" $= (18317^2 + 7674^2)^{0.5}$ "
地震時脚天端モーメント	-12493	-1471	12579	" $= (12493^2 + 1471^2)^{0.5}$ "
P-δモーメント	-1001	-361	1064	" $= (1001^2 + 361^2)^{0.5}$ "
全天端モーメント: Mb* (kN.m)	-13494	-1832	13617	" $= (13494^2 + 1832^2)^{0.5}$ "

TNZ Bridge Manual p. 5-6, Load Cases 1 & 2

橋脚天端モーメントと同時に作用すると仮定した橋脚基部モーメントのチェック  
 橋脚基部モーメント (kN.m) 19033

Base moment accepted as a reasonable match with the eccentric live load moment (誤差2%以内)

荷重ケース 100% X方向 + 30% Z方向において、橋脚は設計地震応答として2.25のダクティリティーを維持することが要求される。

荷重ケース 30% X方向 + 100% Z方向

橋軸直角方向モデル

基礎の周期 (seconds)	1.56
ダクティリティーファクター $\mu$	2.85
Sm1	0.355
Sm2 :	
V(base1) (kN)	4110
C $\mu$	0.08
等価重量 Wd (kN)	10993
V (kN)	1235
Sm2 = V/V(base1)	0.300
Sm	0.355

TNZ Bridge Manual

導かれた最小要求値  
 Table 5.3

Microtran解析  
 Table 5.2(a) に示される値の補間

橋軸方向モデル

基礎の周期 (seconds)	1.33
ダクティリティーファクター $\mu$	2.85
Sm1	0.355
Sm2 :	
V(base1) (kN)	3519
C $\mu$	0.095
等価重量 Wd (kN)	10993
V (kN)	1466
Sm2 = V/V(base1)	0.417
Sm	0.417

導かれた最小要求値  
Table 5.3

Microstran解析  
Table 5.2(a) に示される値の補間

Smによるスケール調整されないモード解析結果 : 線形動的解析による結果 ( $\mu=1$ のスペクトルを用いたモード解析)

橋軸直角方向モデル

橋脚ベースせん断力 V (kN)	4110 (動的解析値)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	37890 (動的解析値)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-27336 (動的解析値)
橋脚天端変位 (mm)	123 (動的解析値)

橋軸方向モデル

橋脚ベースせん断力 V (kN)	3519 (動的解析値)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	44460 (動的解析値)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-8942 (動的解析値)
橋脚天端変位 (mm)	148 (動的解析値)

設計力と変位 (- Sm値でスケール調整された断面力) → 上記の動的解析値にスケール係数を乗じたもの (ただし、変位は対象外)

橋軸直角方向モデル

橋脚ベースせん断力 V (kN)	1459 (=V(base1) × Sm=4110 × 0.355)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	13451 (=Mb × 0.355)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-9704 (=Mt × 0.355)
橋脚天端変位 (mm)	123

弾性+弾塑性合計変位 :  $\mu=1$ での動解値  
(変位一定則の考え方)

橋軸方向モデル

橋脚ベースせん断力 V (kN)	1466 (=V(base1) × Sm=3519 × 0.417)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	18524 (=Mb × 0.417)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-3726 (=Mt × 0.417)
橋脚天端変位 (mm)	148

弾性+弾塑性合計変位 :  $\mu=1$ での動解値  
(変位一定則の考え方)

P- $\delta$ 効果

P- $\delta$ 効果の荷重係数	0.8
終局時鉛直荷重	7840 (=9800 × 0.8)

TNZ Bridge Manual Table 3.2, Load Group 3A

橋軸方向

重心位置での変位 (mm)	123
P- $\delta$ によるモーメント (kN.m)	964 (7840 × 0.123)
P- $\delta$ による変位 (mm)	5
P- $\delta$ 変位による付加モーメント (kN.m)	37
全 P- $\delta$ モーメント (kN.m)	1001

Load factor consistent with that used for axial load

直角方向

重心位置での変位 (mm)	148
P- $\delta$ によるモーメント (kN.m)	1160 (7840 × 0.148)
P- $\delta$ による変位 (mm)	6
P- $\delta$ 変位による付加モーメント (kN.m)	44
全 P- $\delta$ モーメント (kN.m)	1204

直交する地震の影響の合成

	30% 橋軸 方向 (X方向)	100% 直角 方向 (Z方向)	合成
橋脚ベースせん断力: V* (kN)	438	1466	1530 " = (438 <sup>2</sup> +1466 <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> "
地震時ベースモーメント	4035	18524	18959 " = (4035 <sup>2</sup> +18524 <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> "
P- $\delta$ モーメント	300	1204	1241 " = (300 <sup>2</sup> +1204 <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> "
全ベースモーメント: Mb* (kN.m)	4336	19729	20200 " = (4336 <sup>2</sup> +19729 <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> "
地震時天端モーメント	-2911	-3726	4728 " = (2911 <sup>2</sup> +3726 <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> "
P- $\delta$ モーメント	-300	-1204	1241 " = (300 <sup>2</sup> +1204 <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> "
全天端モーメント: Mt* (kN.m)	-3212	-4930	5884 " = (3212 <sup>2</sup> +4930 <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup> "

TNZ Bridge Manual p. 5-6, Load Cases 1 & 2

橋脚天端モーメントと同時に作用すると仮定した橋脚基部モーメントのチェック  
橋脚基部モーメント (kN.m)

19556

Base moment accepted as a reasonable match with  
the eccentric live load moment (- within 1%)

荷重ケース 30% X方向 + 100% Z方向において、橋脚は設計地震応答として2.85のダクティリティーを維持することが要求される。



**設計モーメントおよび設計せん断力**

偏心活荷重モーメントは、クリティカルな設計ケースのため、このモーメントは地震により橋脚下端と上端で進展するかもしれない。  
 橋脚基部の降伏は、基部でのベースモーメントと同時に橋脚上端で最大モーメントが発生する可能性を増大させる。  
 橋脚上端の降伏は、傘内部への降伏の進行とともに柱と傘部の境界部分(ソフィットフェイス)に発生する。このようなことから、橋脚は偏心活荷重に対して設計された断面保有性能に等価となる地震モーメントに一致するような橋脚の上端と下端のそれぞれに塑性ヒンジが発生する挙動を考えると考えられる。  
 この状況の下で、有効となる柱高さは、フーチング上面から傘の付け根の間を考える。  
 この考え方に基けば、発生するせん断力は、CQC法によるモーダルアナリシスから算出されたせん断力よりもかなり大きな値となる。

有効柱高さ (m)	10.000	
<b>せん断力の上限値の算出 : 鉛直震度1.3Iに対して</b>		
柱下端のモーメントキャパシティー: M* (kN.m)	21931 (シートNo6より)	Section moment capacity for earthquake under the corresponding maximum axial load
柱上端のモーメントキャパシティー: M* (kN.m)	21376 (シートNo6より)	
対応する柱せん断力の上限値: V* (kN)	4331 (21931+21376)/10.0	
<b>せん断力の下限値の算出 : 鉛直震度0.8Iに対して</b>		
柱下端のモーメントキャパシティー: M* (kN.m)	19432 (シートNo6より)	Section moment capacity for earthquake under the corresponding minnum axial load
柱上端のモーメントキャパシティー: M* (kN.m)	19009 (シートNo6より)	
対応する柱せん断力の下限値: V* (kN)	3844 (19432+19009)/10.0	

<b>橋脚基部塑性ヒンジおよび橋脚上端における設計鉛直荷重</b>		TNZ Bridge Manual, Table 3.2
橋脚基部の鉛直荷重: P* (kN)		
0.8 x (上部構造重量 + 橋脚重量)	8615	Load Group 3A, k = 0.8
1.3 x (上部構造重量 + 橋脚重量)	14000	Load Group 3A, k = 1.3
橋脚上端の鉛直荷重: P* (kN)		
0.8 x 上部構造重量	7840	Load Group 3A, k = 0.8
1.3 x 上部構造重量	12740	Load Group 3A, k = 1.3

**塑性ヒンジ長**  
 橋脚上端モーメントを0としたシングル曲率と偏心活荷重モーメントと同等となる橋脚上端モーメントを生じるダブル曲率との間を変化する脚のモーメント分布を扱う。  
 塑性ヒンジ長の決定について、シングル曲率として想定することはより控えめなこととなる。

<b>軸力がN* &lt; 0.25 φ<sub>c</sub>Agの条件下における橋脚基部の塑性ヒンジ長</b>		NZS 3101:Part1 Cl. 8.5.4.1
橋脚直径 (m)	2.200	
橋脚長さ with M > 0.8 M* pier base (m)	2.600	
塑性ヒンジ長(日本でいう塑性ヒンジ化領域に該当するものと思われる)	2.600	

<b>橋脚上端の塑性ヒンジ長</b>		設計者の独自判断
モーダルアナリシスから橋脚基部での同時発生するモーメントを知ることはできないが、		
橋脚上端に塑性ヒンジが発生したときに、橋脚には脚基部で生じる大きなモーメントとともにダブル曲率が発生する。		
採用塑性ヒンジ長 = 橋脚の直径 (m)	2.200	

**性能設計アプローチ**

- 橋脚の塑性ヒンジ:  
 (橋脚基部および天端)
- 地震時モーメントに抵抗するため、信頼キャパシティー(φ=0.85)を確保する
  - 過強度モーメントキャパシティーを有するヒンジによって生じる脚せん断力に抵抗するため、理想キャパシティー(φ=1.0)を確保する
- ヒンジ部の設計において、強度低減係数(Strength Reduction Factor)の値をモーメントについては0.85、せん断については1.0とする。
- 塑性ヒンジ力に抵抗する要素
- 過強度モーメントキャパシティーを有する脚塑性ヒンジによって構造物に発生するモーメントおよびせん断に抵抗するため、モーメントとせん断のキャパシティー(φ=1.0)を確保する。

過強度キャパシティー		NZS 3101:Part1 Appendix A
過強度ファクター	1.65	Cl. A4.4.2

(注)この設計例においては、偏心活荷重モーメントは橋脚の強度を決定するクリティカルケースであり、橋脚全長にわたって一定のモーメントを加えているため、鉄筋の段落としては行っていない。もし、段落としを行う場合は、鉄筋の段落とし部付近の断面について特別な注意を要する。

地震時設計荷重および強度低減係数の一覧

10頁の結果より以下の断面力、および過強度ファクターが得られる。

鉛直震度1.3(下向き+0.3)に対応するせん断力の上限值

せん断力の上限值(k=1.3)

部位	項目	値	強度低減係数	適用範囲
橋脚基部の塑性ヒンジ	V* (kN)	7146 (4331 × 1.65)	φ=1	for shear
	Mb* (kN.m)	21931	φ=0.85	for flexure and confinement
	P* (kN)	14000		
橋脚上部の塑性ヒンジ	V* (kN)	7146 (4331 × 1.65)	φ=1	for shear
	Mt* (kN.m)	21376	φ=0.85	for flexure and confinement
	P* (kN)	12740		
橋脚の基礎 - フーチング上面 / 杭頭部の作用力	V* (kN)	7146 (4331 × 1.65)	φ=1	for shear
	M* (kN.m)	36186	φ=1	for flexure and confinement
	P* (kN)	14000		

鉛直震度0.8(上向き-0.2)に対応するせん断力の下限值

せん断力の下限值(k=0.8)

部位	項目	値	強度低減係数	適用範囲
橋脚基部の塑性ヒンジ	V* (kN)	6343 (3844 × 1.65)	φ=1	for shear
	Mb* (kN.m)	19432	φ=0.85	for flexure and confinement
	P* (kN)	8615		
橋脚上部の塑性ヒンジ	V* (kN)	6343 (3844 × 1.65)	φ=1	for shear
	Mt* (kN.m)	19009	φ=0.85	for flexure and confinement
	P* (kN)	7840		
橋脚の基礎 - フーチング上面 / 杭頭部の作用力	V* (kN)	6343 (3844 × 1.65)	φ=1	for shear
	M* (kN.m)	32063	φ=1	for flexure and confinement
	P* (kN)	8615		

地震時における橋脚断面の拘束およびせん断補強鉄筋

中立軸位置を算定するための断面解析

Concol computer programを使用して橋脚上端および下端断面での中立軸位置算定する。それらについては、付録のCを参照。  
 中立軸位置は、せん断補強鉄筋の計算に使用される。

橋脚基部の塑性ヒンジ

設計荷重		強度低減係数	
せん断力の上限值(k=1.3)			
軸力 (kN)	P*	14000	Confinement φ=0.85
せん断力 (kN)	V*	7146	Shear φ=1
せん断力の下限值(k=0.8)			
軸力 (kN)	P*	8615	
せん断力 (kN)	V*	6343	Shear φ=1
橋脚断面			
断面直径 (mm)	D	2200	
コンクリートかぶり (mm)		50	
主鉄筋の直径 (mm)		40	主鉄筋の直径 + ふしの高さ (mm) 48
帯筋の直径 (mm)		24	帯筋の直径 + ふしの高さ (mm) 24 (Use plain round for spiral)
帯鉄筋で囲まれたコンクリート直径		2100	
主鉄筋で囲まれたコンクリート直径		2004	帯鉄筋のフープ直径 (mm): 中心位置 2076 (2200-100-24)
全断面積 (mm <sup>2</sup> )	Ag	3801327	コンクリート断面積 (mm <sup>2</sup> ) Ac 3463606 (2076/2) <sup>2</sup> PAI
Ag/Ac比	1.098	Ag/Ac ≤ 1.5	採用 Ag/Ac = 1.098 Cl. 8.5.4.3
せん断に対する直径 (mm)		2076	せん断断面積 (mm <sup>2</sup> ) 3384890 Cl. 9.3.1.1
材料特性			
鋼材の降伏点応力度 (MPa)	fy	345	コンクリートの圧縮応力度 (MPa) fc' 26.5
m = fy/0.85fc'		15.32 (=345/(0.85×26.5))	
曲げ鉄筋			
鋼材断面積 (mm <sup>2</sup> )	As	55292	Rho ≥ 0.015
Selection 1 Bar dia. (mm)	db	40	No. of 鋼材 44 配置間隔 (mm) 143

横拘束筋						CI.8.5.4.3
主鉄筋 sel. 1 : Rho,t,m =	0.22278	Rho,t,m <= 0.4	採用 Rho,t,m =	0.223		
主鉄筋 sel. 1 : Rho,s (Eq. 8-24) >	-0.00221					
主鉄筋 sel. 1 : Rho,s (Eq. 8-25) >	0.00598	Rho,s =	0.00598	Hoop As (mm/m)	3178	帯筋径 20 99 24 142
最大帯筋配置間隔:	(橋脚直径)/4	550				
主鉄筋 selection 1:	6 x 直径	240	最大配置間隔	240		

せん断補強鉄筋

正方形断面 (mm) (全断面積より)	1950 (=√全断面積)	b =	1950	d =	1736	CI. 9.3.1.1
せん断力の上限值(k=1.3) 付加せん断応力 (MPa) vn	2.111 (=7146/3384890)					
コンクリートのせん断応力に対する許容値 軸圧縮応力 (MPa)	3.683	Is 軸応力 > 0.1fc ?	Yes	CI. 9.4.2.2		
円形断面 N.A. の中心からの距離(mm)	334	Steel in tension (mm <sup>2</sup> )	33076	Rho,w	0.0098	
基準コンクリートのせん断応力 (MPa) vb	0.863	Eq. 9-3				
コンクリートのせん断応力に対する許容値 (MPa) vc	0.682	軸応力 > 0.1 fc :	No, vc = 0; Yes, vc from	Eq. 9-44		
最小 Av : vn - vc > 0.35	vn - vc =	1.429	適用 vn-vc =	1.429	CI. 9.3.4.3	
必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。帯鉄筋の選択						
せん断補強鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m) Av	8077 (= (vn-vc) × b × 1000 / fy)	Av/2	4038	直径	20 78 24 112	配置間隔

せん断力の下限值(k=0.8)

付加せん断応力 (MPa) vn	1.874	CI. 9.3.1.1				
コンクリートのせん断応力に対する許容値 軸圧縮応力 (MPa)	2.266	Is 軸応力 > 0.1fc ?	No	CI. 9.4.2.2		
円形断面 N.A. の中心からの距離(mm)	460	Steel in tension (mm <sup>2</sup> )	35239	Rho,w	0.0104	
基準コンクリートのせん断応力 (MPa) vb	0.896	Eq. 9-3				
コンクリートのせん断応力に対する許容値 (MPa) vc	0.000	軸応力 > 0.1 fc :	No, vc = 0; Yes, vc from	Eq. 9-44		
最小 Av : vn - vc > 0.35	vn - vc =	1.874	適用 vn-vc =	1.874	CI. 9.3.4.3	
必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。帯鉄筋の選択						
せん断補強鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m) Av	10590 (= (vn-vc) × b × 1000 / fy)	Av/2	5295	直径	20 59 24 85	配置間隔

補強鉄筋の概要

帯筋	直径	24	塑性ヒンジ領域内の配置間隔 (mm)	85	丸鋼
塑性ヒンジ長 (mm)	2300				

橋脚上端の塑性ヒンジ

設計荷重	強度低減係数				
せん断力の上限值(k=1.3)					
軸力 (kN) P*	12740	Flexure	φ=0.85		
せん断力 (kN) V*	7146	せん断	φ=1		
せん断力の下限值(k=0.8)					
軸力 (kN) P*	7840	せん断	φ=1		
せん断力 (kN) V*	6343				
橋脚断面					
断面直径 (mm) D	2200				
コンクリートかぶり (mm)	50				
主鉄筋の直径 (mm)	40	主鉄筋の直径 + ふしの高さ (mm)	48		
帯筋の直径 (mm)	24	帯鉄筋の直径 + ふしの高さ (mm)	24 (丸鋼スパイラル筋使用)		
帯鉄筋で囲まれたコンクリート直径	2100				
主鉄筋で囲まれたコンクリート直径 (mm)	2004	帯鉄筋のフープ直径 (mm)	2076		
全断面積 (mm <sup>2</sup> ) Ag	3801327	コンクリート断面積 (mm <sup>2</sup> ) Ac	3463606		
Ag/Ac比	1.098	採用 Ag/Ac =	1.098	CI. 8.5.4.3	
せん断に対する直径 (mm)	2076	せん断断面積 (mm <sup>2</sup> )	3384890	CI.9.3.1.1	

材料特性

鋼の降伏応力度 (MPa)  $f_y$  345      コンクリート圧縮強度 (MPa)  $f_c'$  26.5  
 $m = f_y/0.85f_c'$  15.32

曲げに対する鉄筋

鋼断面積 (mm<sup>2</sup>)  $A_s$  55292       $Rho,t \geq$  0.015  
 Selection 1 鉄筋径 (mm)  $db$  40      鉄筋本数 44      間隔 (mm) 143

横拘束筋

CI.8.5.4.3

主鉄筋 sel. 1 :  $Rho,t,m =$  0.22278       $Rho,t,m \leq 0.4$       採用した  $Rho,t,m =$  0.223

主鉄筋 sel. 1 :  $Rho,s$  (Eq. 8-24) > -0.00277

主鉄筋 sel. 1 :  $Rho,s$  (Eq. 8-25) > 0.00598       $Rho,s =$  0.00598      Hoop  $A_s$  (mm/m) 3178      20      99  
 24      142

帯鉄筋の最大間隔 : (Pier Dia.)/4 550  
 主鉄筋 sel. 1 : 6 x dia. 240      最大間隔 240

せん断に対する鉄筋

等価正方形断面 (mm) 1950       $b =$  1950       $d =$  1736      CI. 9.3.1.1  
 (せん断断面積/b)

せん断力の上限值 ( $k=1.3$ )  
 適用したせん断力 (MPa)  $v_n$  2.111      CI. 9.3.1.1

コンクリートのせん断力性能  
 軸圧縮力 (MPa) 3.351      軸力 > 0.1 $f_c$  Yes      CI. 9.4.2.2  
 円形断面 N.A.の圆心からの距離(mm) 363      引張鉄筋 (mm<sup>2</sup>) 33565       $Rho,w$  0.0099  
 基本コンクリートのせん断力 (MPa)  $v_b$  0.871      Eq. 9-3  
 コンクリートのせん断力性能 (MPa)  $vc$  0.567      軸力 > 0.1  $f_c$  : No,  $vc = 0$ ; Yes,  $vc$  from Eq. 9-44

最小  $A_v$  :  $v_n - vc > 0.35$        $v_n - vc =$  1.544      Adopt  $v_n - vc =$  1.544      CI. 9.3.4.3

必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。 帯鉄筋

せん断に対する鉄筋 (mm<sup>2</sup>/m)  $A_v$  8727 (=  $(v_n - vc) \times b \times 1000 / f_y$ )       $A_v/2$  4364      径 20      間隔 72  
 24      104

せん断力の下限值 ( $k=0.8$ )  
 適用したせん断力 (MPa)  $v_n$  1.874      CI. 9.3.1.1

コンクリートのせん断力性能  
 軸圧縮力 (MPa) 2.062      軸力 > 0.1 $f_c$  ? No      CI. 9.4.2.2  
 円形断面 N.A.の圆心からの距離(mm) 478      引張鉄筋 (mm<sup>2</sup>) 35558       $Rho,w$  0.0105  
 コンクリートの基本せん断力 (MPa)  $v_b$  0.901      Eq. 9-3  
 コンクリートのせん断力性能 (MPa)  $vc$  0.000      軸力 > 0.1  $f_c$  : No,  $vc = 0$ ; Yes,  $vc$  from Eq. 9-44

最小  $A_v$  :  $v_n - vc > 0.35$        $v_n - vc =$  1.874      採用した  $v_n - vc =$  1.874      CI. 9.3.4.3

必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。 帯鉄筋

せん断に対する鉄筋 (mm<sup>2</sup>/m)  $A_v$  10590 (=  $(v_n - vc) \times b \times 1000 / f_y$ )       $A_v/2$  5295      径 20      間隔 59  
 24      85

鉄筋のまとめ

帯鉄筋      直径 24      塑性ヒンジ領域での間隔 (mm) 85      丸鋼

塑性ヒンジ長 (mm) 2200

塑性ヒンジ間の橋脚

せん断と拘束に対する設計

設計外力

強度低減係数

せん断力の上限值 ( $k=1.3$ )

拘束に対する軸力	P*	14000	曲げ	$\phi=0.85$	橋脚下端部設計用軸力
せん断に対する軸力 (kN)	P*	12740	曲げ	$\phi=0.85$	橋脚上端部設計用軸力
せん断力 (kN)	V*	7146	せん断	$\phi=1$	

せん断力の下限值 ( $k=0.8$ )

軸力 (kN)	P*	7840			橋脚上端部設計用軸力
せん断力 (kN)	V*	6343	せん断	$\phi=1$	

橋脚断面

柱径 (mm)	D	2200		
鉄筋かぶり (mm)		50		
主鉄筋径 (mm)		40	主鉄筋径 + ふしの高さ (mm)	48
帯鉄筋径 (mm)		24	帯鉄筋径 + ふしの高さ (mm)	24 (丸網スパイラル筋使用)

コンクリートコア径		2100		
配置された主鉄筋の径 (mm)		2004	円形に加工した帯鉄筋の径 (mm)	2076

総断面積 (mm <sup>2</sup> )	Ag	3801327	コアの断面積 (mm <sup>2</sup> )	Ac	3463606
-------------------------	----	---------	---------------------------	----	---------

Ratio Ag/Ac	1.098	Ag/Ac <= 1.5	採用 Ag/Ac =	1.098	Cl. 8.4.7.1
-------------	-------	--------------	------------	-------	-------------

せん断面の径 (mm)		2076	せん断面積 (mm <sup>2</sup> )	3384890	Cl. 9.3.1.1
-------------	--	------	--------------------------	---------	-------------

材料特性

鋼の降伏応力度 (MPa)	fy	345	コンクリートの圧縮強度 (MPa)	fc'	26.5
m = fy/0.85fc'		15.32			

曲げに対する鉄筋

鉄筋断面積 (mm <sup>2</sup> )	As	55292	Rho >=	0.015	
Selection 1 Bar dia. (mm)	db	40	鉄筋本数	44	間隔 (mm) 143

横拘束筋

主鉄筋 sel. 1 : Rho,t,m =	0.22278	Rho,t,m <= 0.4	採用した Rho,t,m =	0.223	Cl. 8.4.7.1
------------------------	---------	----------------	----------------	-------	-------------

主鉄筋 sel. 1 : Rho,s (Eq. 8-6) >	0.00394				
--------------------------------	---------	--	--	--	--

主鉄筋 sel. 1 : Rho,s (Eq. 8-7) >	0.00425	Rho,s =	0.00425	Hoop As (mm/m)	2255	帯筋径	20	配置間隔	139
--------------------------------	---------	---------	---------	----------------	------	-----	----	------	-----

帯鉄筋の最大間隔 :	(Pier Dia.)/3	733				24	201
------------	---------------	-----	--	--	--	----	-----

主鉄筋 sel. 1 :	6 x dia.	240	最大間隔	240	
--------------	----------	-----	------	-----	--

せん断に対する鉄筋

等価正方形断面 (mm)	1950	b =	1950	d =	1736
--------------	------	-----	------	-----	------

せん断力の上限值 (k=1.3)					
------------------	--	--	--	--	--

適用したせん断力 (MPa) vn	2.111				Cl. 9.3.1.1
-------------------	-------	--	--	--	-------------

円形断面 N.A.の圆心からの距離(mm)	363	引張鉄筋 (mm <sup>2</sup> )	33565	Rho,w	0.0099
-----------------------	-----	-------------------------	-------	-------	--------

基本コンクリートのせん断力 (MPa) vb	0.871				Eq. 9-3
------------------------	-------	--	--	--	---------

コンクリートのせん断力性能 (MPa) vc	1.201				Eq. 9-6
------------------------	-------	--	--	--	---------

最小 Av : vn - vc > 0.35	vn - vc =	0.910	採用した vn-vc =	0.910	Cl. 9.3.4.3
------------------------	-----------	-------	--------------	-------	-------------

必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。 帯鉄筋					
--	--	--	--	--	--

せん断に対する鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m) Av	5142	Av/2	2571	径	20	間隔	122
-----------------------------------	------	------	------	---	----	----	-----

				24	176		
--	--	--	--	----	-----	--	--

せん断力の下限值 (k=0.8)					
------------------	--	--	--	--	--

適用したせん断力 (MPa) vn	1.874				Cl. 9.3.1.1
-------------------	-------	--	--	--	-------------

円形断面 N.A.の圆心からの距離(mm)	478	引張鉄筋 (mm <sup>2</sup> )	35558	Rho,w	0.0105
-----------------------	-----	-------------------------	-------	-------	--------

基本コンクリートのせん断力 (MPa) vb	0.901				Eq. 9-3
------------------------	-------	--	--	--	---------

コンクリートのせん断力性能 (MPa) vc	1.112				Eq. 9-6
------------------------	-------	--	--	--	---------

最小 Av : vn - vc > 0.35	vn - vc =	0.762	採用した vn-vc =	0.762	Cl. 9.3.4.3
------------------------	-----------	-------	--------------	-------	-------------

必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。 帯鉄筋					
--	--	--	--	--	--

せん断に対する鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m) Av	4308	Av/2	2154	径	20	間隔	146
-----------------------------------	------	------	------	---	----	----	-----

				24	210		
--	--	--	--	----	-----	--	--

鉄筋のまとめ

帯鉄筋	径	24	塑性ヒンジ領域外での間隔 (mm)	175	丸網
-----	---	----	-------------------	-----	----

死荷重 + 活荷重の要求よりもっときびしい。

鉄筋の定着および継手		NZS 3101 Section 7
<b>引張鉄筋</b>		
<b>基本定着長</b>		
主鉄筋径 : db (mm)	40	Cl. 7.3.7.2
定着長パラメータ $\alpha a$	1.0 通常の場合1.0	
コンクリートの圧縮強度 : $f_c'$ (MPa)	26.5	
鉄筋の降伏強度 : $f_y$ (MPa)	345	
引張の基本定着長 : $L_{db}$ (mm)	1340	Eq. 7-2
<b>定着長の増大</b>		
(i) 鉄筋のかぶりと間隔による増大		
鉄筋かぶり (mm)	74	Cl. 7.3.7.3
鉄筋間隔 (mm)	143	
$C_m$ (mm)	74	
定着長パラメータ $\alpha c$	1.175	Eq. 7-4
(ii) 横拘束筋による増大		
横拘束筋の断面積 : $A_{tr}$ (mm <sup>2</sup> )	201	
横拘束筋の間隔 : $s$ (mm)	200	
断面周りに均等配置された鉄筋の数 : $n$	48	
定着長パラメータ $\alpha d$	1.048	Eq. 7-5
引張の要求定着長 : $L_d$ (mm) $= (\alpha b \times L_{db}) / (\alpha c \times \alpha d) \geq 300$ mm (耐震設計においては $\alpha b$ は 1.0)	1089	Eq. 7-3 数字を丸めて1100とする。
<b>圧縮鉄筋</b>		
<b>基本定着長</b>		
主鉄筋径 : db (mm)	40	Cl. 7.3.9.2
コンクリートの圧縮強度 : $f_c'$ (MPa)	26.5	
鉄筋の降伏強度 : $f_y$ (MPa)	345	
圧縮の基本定着長 : $L_{db}$ (mm)	590	Eq. 7-6
制限 : $L_{db} >$	200 より大きくする	Eq. 7-7
	552 より大きくする	Eq. 7-7
採用 $L_d$ (mm)	590 上記制限を満足する	容易に基本定着長が満足された
<b>圧縮継手に対する定着長</b>		
$L_d$ (mm) $> (> 0.067 \times f_y \times db)$	925	Cl. 7.3.19.1
採用 $L_d$ (mm)	925 $>$ 590	
<b>フーチングと桁傘部における鉄筋継手</b>		
Cl. 7.5.3		
フーチングの高さ (mm)	3000	仮定値(条件として与えられていない)
桁傘の高さ (mm)	2200	仮定した桁構造高さ
Note : 標準フックは、 $\phi 32$ mmより大きな定着筋を使用できない。		
鉄筋はフーチングおよび桁の外側面に出来るだけ近い所で標準フック定着をとる		Cl. 7.3.14.1
フックの曲げ半径 (mm) (鉄筋径の6倍以上)	240 (=40 × 6)	Cl. 7.5.3.2
曲げ加工部端部からの必要長(90度フック:鉄筋径の12倍以上)	480 (=40 × 12)	Table 7.1
		Cl. 7.3.2 (b)
<b>フーチング/桁傘部の定着開始位置深さ :</b>		
8 × 鉄筋径 (mm)	320	Cl. 7.5.3.1
0.5 × フーチング奥行き (mm)	1500	
0.5 × 桁傘奥行き (mm)	1100	
フーチングへの必要定着長 : (mm)	320 1500と320の小さい方	フーチングと桁傘は共に、要求された定着長の最小値を
桁傘への必要定着長 : (mm)	320 1100と320の小さい方	収容できる十分な厚さを持っている。
		i.e.構造高さ $>$ 320 + 1100 + かぶり
<b>橋脚鉄筋の径は、許容サイズ以下とする。 :</b>		
フーチングにおける許容サイズ (mm)	143 OK	Cl. 7.5.3.3
桁傘における許容サイズ (mm)	105 OK	Eq. 7-17
		Eq. 7-17
<b>鉄筋の継手</b>		
Cl. 7.3.17.1 & Cl. 7.5.1		
継手の配置は、橋脚高の1/4にあたる長さを橋脚高さの中央にとる。		
鉄筋継手は橋脚高の1/4長部分の上端と下端に50%ずつ配置する。		
Cl. 7.5.1.1		
<b>継手の拘束の照査 :</b>		
帯鉄筋量 : $A_{tr}$ (mm <sup>2</sup> )	452	Cl. 7.5.1.2 $f_s >$ 0.6 × 継手における $f_y$ と仮定
帯鉄筋間隔 : $s$ (mm)	175	
制限 : $A_{tr} >$	146 OK	Cl. 7.5.1.2
<b>ラップ部での折り曲げ鉄筋の拘束</b>		
軸方向鉄筋がラップ部の内側に折り曲げられる場所では、拘束筋(フープ筋)を追加する。		
Cl. 7.3.16.7		
1:12勾配のクランク鉄筋		
それぞれの高さにおける重ね鉄筋の数。	22	
1鉄筋ごとの外側に向かう力 (kN)	54	
断面の半分を free bodyとして考慮する。		
帯方向の力 (kN)	149	
必要とされる帯鉄筋の追加量 (mm <sup>2</sup> )	432	
供給される追加帯鉄筋	2 × R24	
<b>帯鉄筋</b>		
帯鉄筋は、塑性ヒンジ領域で重ね結束してはいけない。		
Cl. 7.5.1.4		