

III コンクリート構造

名古屋大学工学部 田辺忠顕

1 コンクリート構造の耐震規定の変遷

阪神大震災で損傷を受けたコンクリート構造物の多くは、昭和30年代後半から40年代にかけて建造されており、被害の原因を検討する場合にはまず当時の設計がどのような規準に基づいてなされていたかが明らかでなくてはならない。耐震設計の場合には、設計に使用した設計震度の考え方と抵抗側の断面設計に用いた許容応力度の考え方の二つの対比が重要であるがここでは主として抵抗側の断面設計にあたっての規準を見てゆくことにする。

さてまず最初に道路橋についてであるが昭和31年制定の鋼道路橋設計示方書に遡る。それ以前にも昭和14年制定の鋼道路橋設計示方書案がありコンクリートの設計基準強度の規定がないまま鉄筋コンクリート床版用のせん断許容応力度が 4.5 kg/cm^2 として規定されていた。昭和31年制定の鋼道路橋設計示方書においても基本的には同じであるが、表1-1に示すように桁、床版に対しての規定がなされている。更に昭和39年の鋼道路橋設計示方書の改訂によって、鋼道路橋設計示方書の中の鉄筋コンクリートの床版と支承の規定に対して数値が改正されると同時に、鉄筋コンクリート道路橋設計示方書が新たに制定された。この中ではコンクリート強度の種類が増えるとともにより詳細な許容応力度規定となっている。しかし注意すべき事は、これらの規定が全て上部構を対象としており、下部構造例えば倒壊した橋梁橋脚などは直接的対象となっていない事である。その当時東京のオリンピック用高速道路等を除いてまだ高架橋の建設が多くなかったせいかもしれない。昭和39年から昭和41年、昭和45年と道路橋の下部構について、杭基礎設計編、調査及び設計一般編、橋台橋脚の設計編、直接基礎の設計編が相次いで出され、コンクリートの許容応力度も規定されているが、これもやはりラーメン、柱などによる下部構については対象から除外された規定となっており、その部分については鋼道路橋設計示方書、鉄筋コンクリート道路橋設計示方書、コンクリート標準示方書を参照することになっている。昭和46年に、十勝沖地震の被害を受けて初めて道路橋耐震設計指針が制定されたが、これは主として地震入力の規定で、全国の地域区分、地盤条件などが一段と詳細に設計震度に反映された。昭和48年に初めて鋼とコンクリートの設計指針が統一されて、道路橋示方書となり、共通編、鋼橋編、53年にコンクリート橋編、55年に下部構造編として一つの体系となった。そして橋脚やラーメンに適用可能な設計指針が道路橋示方書の中に初めて下部構造編として設定されたのである。これらから、昭和55年以前はコンクリート橋脚の設計は土木学会のコンクリート標準示方書に基本的に依っていたことが判るのである。

さて鉄道橋はどうであったのか。鉄道施設に関する規定は大正3年まで遡るが、設計震度が0.2と具体的数値が決まったのは、昭和5年の橋梁標準設計に於いてであり、耐

表1-1 (昭和31年) 「鋼道路橋設計示方書」による許容応力度

(1) 適用 一級国道・二級国道、都道府県道および重要な市町村において、主としてリベットで接合する支間 120m 以下の鋼橋			
(2) 地震の影響 水平震度：			
	軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤
しばしば大地震が起こった地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15
大地震が起こったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10
その他の地域	0.20	0.15	0.10
鉛直震度：0.1			
(3) コンクリート許容応力度 ($\sigma_{28} \geq 160\text{kgf/cm}^2$ を前提)			
1) 軸方向圧縮応力度	$\sigma_{28} / 4 < 55\text{kgf/cm}^2$		
2) 曲げ圧縮応力度	$\sigma_{28} / 3 \leq 55\text{kgf/cm}^2$		
3) せん断応力度			
コンクリートだけで斜め引張応力を受けさせる場合			
桁に対し	55kgf/cm ²		
床版に対し	8 kgf/cm ²		
腹鉄筋で斜め引張応力を受けさせる場合			
腹鉄筋を無視して計算したせん断応力度に対し	16kgf/cm ²		
4) 付着応力度	6.5kgf/cm ²		
5) 支圧応力	$\sigma_{28} / 3.5 \leq 60\text{kgf/cm}^2$		
特に支承部にラセン鉄筋等を配置して補強した場合	$\sigma_{28} / 3.5 \leq 70\text{kgf/cm}^2$		
(4) 地震荷重または死荷重と地震荷重に対する許容応力度の割り増し			
1) 鋼材に対し	80%		
2) コンクリート、鉄筋コンクリートに対し	50%		

震規定が大幅に充実されたのは国鉄になった後の昭和30年の改訂である。国鉄では同年無筋コンクリート及び鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準案を作り、水平震度を地域および地盤種別ごとに与えた。同時に、コンクリートの許容応力度についても設計基準強度ごとに表1-2のように与えた。昭和45年になると、建造物設計標準が制定されて、地震の設計震度規定も地盤種別ごとにまた線路等級ごとに係数をかけて与えるように変わり、コンクリートの設計許容応力度も改正された。更に、昭和58年に、改訂がなされた。国鉄の場合には、規定の組立が土木学会コンクリート標準示方書に倣っており、数値も殆ど同じ値を与えている。

表1-2 昭和30年制定構造物設計基準案（国鉄）

	許容応力度 (kg/cm^2)			
	コンクリートの圧縮強度 σ_{28}			
	140	160	200	240
コンクリート				
許容軸方向圧縮応力度	35	40	50	60
許容曲げ圧縮応力度	45	50	65	80

	許容応力度 (kg/cm^2)			
	コンクリートの圧縮強度 σ_{28}			
	140	160	200	240
コンクリート				
許容せん断応力度（腹鉄筋のある場合）	14	16	18	20
許容せん断応力度（腹鉄筋のない場合）				
板において	6	8	9	10
はりにおいて	4.5	5.5	6	6.5

これらから昭和61年の土木学会標準示方書が終局強度設計法に変化するまではRC橋脚、高架橋の断面設計は基本的には土木学会の標準示方書に倣っていたという事になる。さて、それでは、土木学会標準示方書の規定はどのように変遷をしたのであろうか。土木学会コンクリート標準示方書は、昭和6年に制定されて以来、昭和11年、15年、24年、31年、42年、49年、52年、55年、61年、平成3年、と改正され現在に至っている[1]。その規定の中で、はり、柱などに対するせん断補強についての規定があるが、せん断の許容応力度について終局強度設計法に改正するまでを表にすると、表1-3となる。昭和31年以降コンクリートの強度の増大を認めて、強いコンクリートについては徐々に許容値を上げていっている事が判るが、昭和55年、宮城県沖地震の被害を考慮して許容値をそれまでの2/3に下げている。それでは倒壊した阪神高速神戸線

表1-3 土木学会コンクリート標準示方書許容応力度の変遷

示方書 制定年	鉄筋の許容 引張応力度		コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm^2)								
			τ_a	設計基準強度 (kg/cm^2)						400 以上	
				—	160	180	240	300	400		
昭和6年	1200	τ_{a1} (はり)	4.5	—	—	—	—	—	—	—	
		τ_{a1} (スラブ)	4.5	—	—	—	—	—	—	—	
		τ_{a2}	14	—	—	—	—	—	—	—	
昭和15年	1200	τ_{a1} (はり)	4.5	—	—	—	—	—	—	—	
		τ_{a1} (スラブ)	4.5	—	—	—	—	—	—	—	
		τ_{a2}	14	—	—	—	—	—	—	—	
昭和24年	1200	τ_{a1} (はり)	4.5	5.5	—	—	—	—	—	—	
		τ_{a1} (スラブ)	6	8	—	—	—	—	—	—	
		τ_{a2}	14	16	—	—	—	—	—	—	
昭和31年	SS41など	1400	τ_{a1} (はり)	4.5	5	5.5	6	6.5	7	—	—
	SSD49など	1600	τ_{a1} (スラブ)	6	7	8	8.5	9	9.5	—	—
			τ_{a2}	14	15	16	17	18	20	—	—
昭和42年	SD40	2100	τ_{a1} (はり)	—	—	6	7	8	9	—	—
昭和49年	SD40(疲労)	1800	τ_{a1} (スラブ)	—	—	8	9	10	11	—	—
			τ_{a2}	—	—	17	20	22	24	—	—
昭和52年 (修正)	SD40(一般)	2100	τ_{a1} (はり)	—	—	6	7	8	9	—	—
	SD40(疲労)	1800	τ_{a1} (スラブ)	—	—	8	9	10	11	—	—
	SD40(降伏)	2200	τ_{a2}	—	—	17	20	22	24	—	—
昭和55年	SD40(一般)	2100	τ_{a1} (はり)	—	—	4	4.5	5	5.5	—	—
	SD40(疲労)	1800	τ_{a1} (スラブ)	—	—	8	9	10	11	—	—
	SD40(降伏)	2200	τ_{a2}	—	—	18	20	22	24	—	—

- 備考(1) 昭和31年はコンクリートの区分が、120以上140未満、140以上160未満、160以上180未満、180以上200未満、200以上240未満、240以上の6段階に分けられていた。
- (2) 昭和31年以前の許容せん断応力度は表示の設計基準強度以上の値のコンクリート強度と対応させた。例えば、160以上180未満は160の欄に値を記した。
- (3) 鉄筋の許容値は昭和42年以降は最も高い値のみ記した。

のピルツ橋脚や山陽新幹線高架橋の許容せん断強度がどうであったかという地震荷重と
言うことから更に50%ましの許容値となっており例えば、コンクリートの設計基準強度
を250 kg/cm²としてすると約11 kg/cm²の許容せん断応力度になっていたと思われる。
これを現在の土木学会標準示方書の値と比べてみる。現在の示方書は終局強度設計
法だから単純には比較できないのであるが、せん断に対する終局強度の値は安全係数を1
に取れば中央値になる。また、許容応力度設計法の場合にも地震時には、弾性限界ぎり
ぎりまで考えていたのであるからこれらの値の比較が出来無くはない。現行の規定は、
断面の大きさや軸方向鉄筋の量の影響が許容値に入ってくるが、断面の大きさが1.5m程
度で通常の橋脚の場合には4 kg/cm²から6 kg/cm²程度である。これを先の11 kg/cm²
と比較すると、250 kg/cm²の強度のコンクリートについて大断面の橋脚などについては
約3倍の値を当時は許していたことになっている。

さて許容値がこれらの値を越えたときのせん断補強鉄筋の配置はどのように規定されて
いたであろうか。まず昭和55年以前は、せん断力がある一定の値以上になるまでは構
造細目で定める最小鉄筋筋量を除いてせん断補強筋を配置しなくても良かったのである。
一方、許容値以上になれば全てのせん断力をせん断補強筋で取らなければならないとされ
ており、多くの補強鉄筋を必要とする設計であったことが解る。55年以降はせん断
補強をしなければならない許容応力度値はぐうっと下がってそれ以前の2/3に成ったが、
許容値以上の値になった場合のせん断補強にはコンクリートの効果を1/2の許容値分だ
け考慮して良いことになった。従って許容値以上のせん断補強筋の量は以前ほど多く
ない。ということはどういう事かということ、昭和30年代から昭和40年代のコンクリ
ート橋脚は、あるせん断力の範囲では壊れやすいが大きなせん断力になれば昭和55年以
降のものよりも大きな強度を持っていたであろうと言うことである。今回破壊されたコン
クリート橋脚はこのエアポケット的なところに該当するものが多い。

2. 損傷を受けたコンクリート橋脚の解析

今回の地震被害の考察から、個々の構造物よりもむしろ全体の構造システムについて振動
がどうであったのか検討しなくてはならないとの指摘がおおい。一方、基本となる構造
ユニットの振動性状についての基本的な理解も重要である。ここではまず、地震波が
卓越した北北西-南南東方向に倒壊した阪神高速道路神戸線ピルツ高架橋と山陽新幹線阪
水高架橋の1ユニットについて橋軸直角方向について解析した後、山陽新幹線の今津跨線
橋付近を中心とする連続した高架橋について連成解析を行ってシステムとしての振動性状
について考察する。

2.1 阪神高速道路神戸線ピルツ高架橋[2]

2.1.1 地震入力について

ピルツ高架橋の区間の全長は約560 mで35 m毎に、図2-1-1に示したようにス
ラブ橋脚一体型のピルツが建っており、その間を単純はり状のスラブがゲルバー桁として

架かっている。そこでその一単位を取り出して橋軸直角方向の特性を調べてみる。柱は図2-1-6に示されているように、橋脚基部から2.5 mの所までD35の鉄筋が3段で各60本ずつ配置されており、そこから上は2段で各60本ずつとなっている。せん断補強筋に関しては基部から段落しまでの区間はD16が3重に配置されており、その内、外側の2重は20 cmピッチであり、内側は40 cmピッチである。コンクリートの設計基準強度が 270 kg/cm^2 であったので実強度を 300 kg/cm^2 として図2-1-2に示す応力歪み曲線を用い、鉄筋は単純に完全弾塑性として、断面を多くのファイバーからなるとするファイバーモデルを用いてM- ϕ カーブを各断面毎に求め、それらを積分する形で柱の単調増加の荷重変位曲線を求めた。

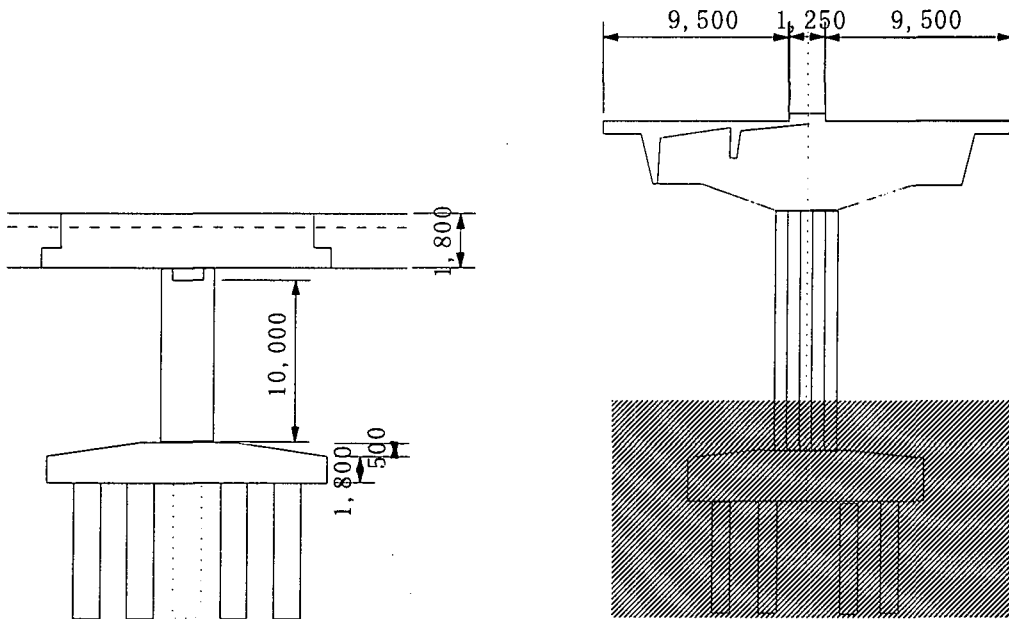


図2-1-1 ピルツ高架橋断面図

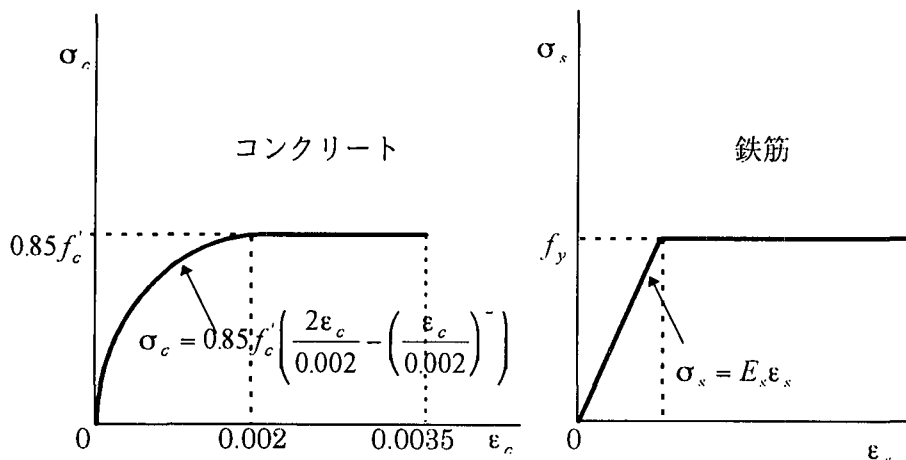


図2-1-2 コンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係

その荷重変位曲線のピーク点の1/2点における変位から平均的な断面剛性を求めると、 $E_c = 2.04 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ となる。橋脚頭部の桁の重心位置に置いて、水平、鉛直、回転の3自由度を取り橋脚の高さを12.1mとして固有方程式を立て、固有値を求めるとそれぞれ図2-1-3に示す固有ベクトルと固有振動数が得られる。頭部のマスはちなみに1450 tonである。一次の周期は0.72sec、2次は0.18sec、3次は0.07secである。これらに基づいて、神戸海洋気象台より1ランク小さいが、最大加速度421 galである橋脚近接位置である本山で得られたNS方向地震波を用いて、応答特性を調べてみる。1ランク下と言っても本山の波は従来耐震設計で用いられてきた Elcentro 波や宮城県沖地震で記録された開北橋地点の地盤の波よりも遥かに大きい。尤も本山の波は振り切れていて完全ではないのであるが、またもしも神戸海洋気象台の波を用いれば2倍くらいの応答値になるのは明らかなのではあるが。

一次モードは、通常考えられている1自由度のみの場合の振動形となる。2次モードは頭は余り揺れない逆S字型の振動で、3次モードは上下動である。地震波の応答スペクトルから応答を求めると、1次モードが卓越しているが、2次及び3次のモードもかなり励起されている事が解る。

1次モードの最大応答変位は、

$$\beta_1 \phi_1 q_{1,\max} = 0.092 \begin{Bmatrix} 7.336 \\ 1.0 \end{Bmatrix} \times 0.080 = \begin{Bmatrix} 5.39 \text{ cm} \\ 0.0074 \text{ ラジアン} \end{Bmatrix}$$

である。一方、2次モードの最大応答変位は、

$$\beta_2 \phi_2 q_{2,\max} = 0.092 \begin{Bmatrix} 3.439 \\ -1.0 \end{Bmatrix} \times 0.007 = \begin{Bmatrix} 0.221 \text{ cm} \\ -0.00064 \text{ ラジアン} \end{Bmatrix}$$

これらから、通常のやり方に従って、RMS法によれば、 $KU = \begin{Bmatrix} 686 \text{ t} \\ 3552 \text{ t} \cdot \text{m} \end{Bmatrix}$ となる。

しかしこれらはいくまで、橋梁が弾性体として応答した場合である。これらの入力に対して抵抗側がどうなっているか次に示す。

2.1.2 橋脚の静的耐荷力(橋脚番号B501-510)

曲げ耐荷力

使用したコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係は図2-1-2に示すものを用いている。この場合にコンクリートの設計基準強度は 270 kg/cm^2 であったので、実圧縮強度を $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ とした。コンクリートの終局圧縮ひずみは0.0035とした。

鉄筋(SD30)の実降伏強度は $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ とした。

橋脚の円形断面(直径3.1m)を高さ方向に62等分したファイバーモデルにより、橋脚基礎部(h=0m)および実際の段落とし部(h=2.5m)でモーメント-曲率関係を求めた。その結果は、図2-1-4に示してある。これらから、得られた曲げ耐荷力は、表2-1-1のようである。

一次モード $T_1 = 0.724 \text{ sec}$ 固有モード

2次モード $T_2 = 0.183 \text{ sec}$ 固有モード

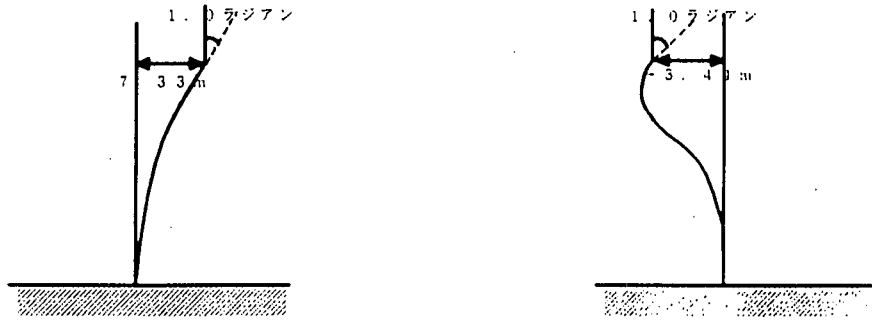
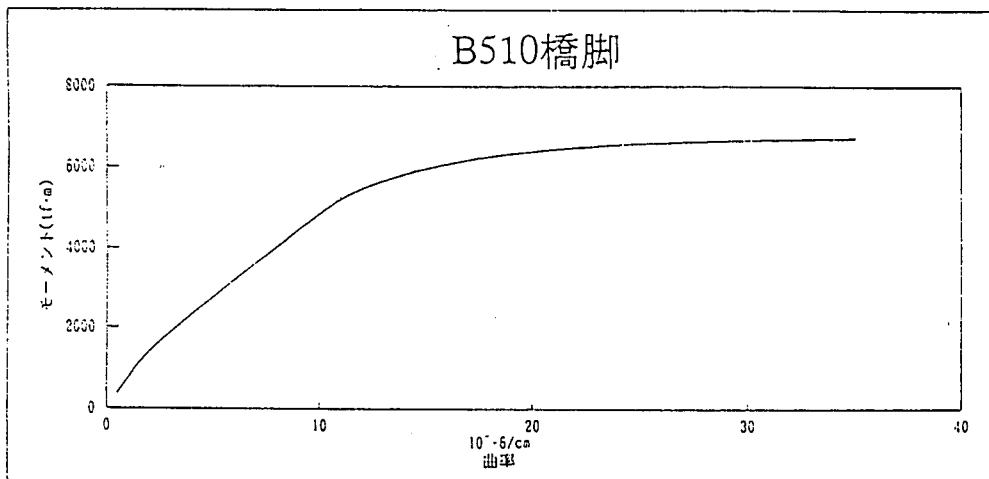
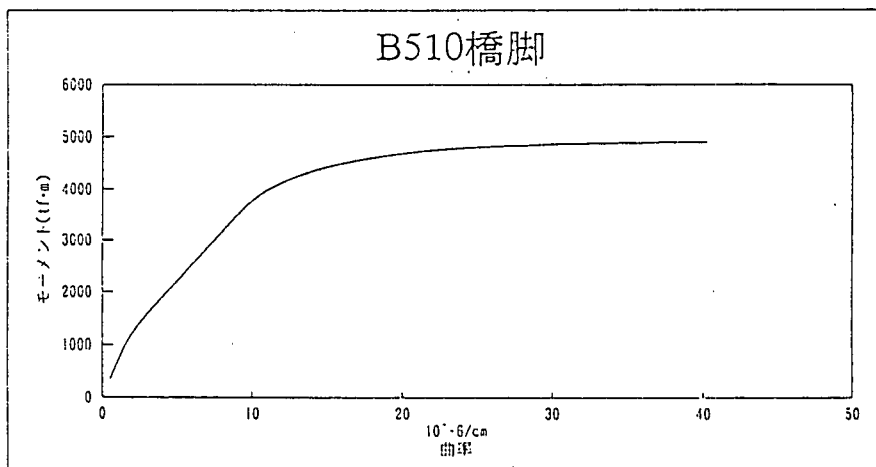


図 2-1-3 固有ベクトルと固有周期



橋脚基部 (h=0m) のモーメント—曲率関係



橋脚段落とし部 (h=2.5m) のモーメント—曲率関係

図 2-1-4 ピルツ橋脚断面の $M-\phi$ 関係

表 2 - 1 - 1

部 位	曲げ耐荷力 (tf・m)
橋脚基礎部 (h=0m)	6 7 2 0
設計上の段落とし部 (h=1.1m)	6 7 2 0
実際の段落とし部 (h=2.5m)	4 9 1 0

なお、設計上の段落し部は、道路橋示方書により、実際の段落し部から 40ϕ (=140cm、 ϕ : D35) だけ柱基部側としている。

橋脚高さを $H=12.1\text{m}$ (フーチング上面から主桁重心位置までと考え、主桁上面から 0.6m 下側までとした) としたとき、橋脚基部の曲げモーメントが $6720\text{tf}\cdot\text{m}$ となるときの水平力は $P=6720/12.1=555.4\text{tf}$ となる。

また、基部の曲げモーメントが $6720\text{tf}\cdot\text{m}$ となるときに実際の段落とし部に発生するモーメントは $M=6720\times(12.1-2.5)/12.1=5331\text{tf}\cdot\text{m}$ となるが、実際の段落とし部の曲げ耐荷力はその 92% である ($4910/5331=0.921$)。すなわち、荷重が水平力のみであれば、段落とし部が先に曲げ耐荷力に達する。その際の水平力は $P=4910/(12.1-2.5)=511.5\text{tf}$ となる。

次に、せん断耐荷力を次のように求める。

コンクリート分担分 : V_c

円形断面を図 2 - 1 - 5 のように等積正方形に置き換える現行示方書の方法で、せん断耐荷力を求める。

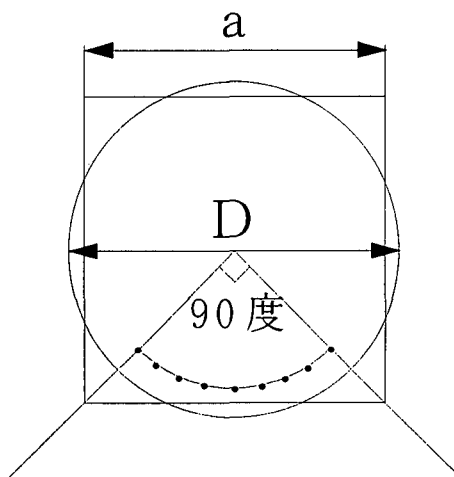


図 2 - 1 - 5 換算断面

$a^2 = \pi D^2 / 4$ 、 $D=3.1\text{m}$ より、 $a = 2.75\text{m}=275\text{cm}$ 。よって、断面の幅 $b_w = a = 275\text{cm}$ となる。

軸方向鉄筋は円形断面の引張側 1/4 の部分(90 度の部分)に含まれるものとする。
 基部では D35 (公称断面積 9.566 cm^2) の軸方向鉄筋が 3 段で各 60 本配置されている。
 実際の段落とし部から上部では 2 段で各 60 本配置されている。結局、軸方向鉄筋面積は
 以下の表 2-1-2 のようになる。

表 2-1-2 軸方向鉄筋断面積

部 位	軸方向鉄筋断面積 $A_s(\text{cm}^2)$
橋脚基部から 実際の段落とし部まで ($h=0.0\sim 2.5\text{m}$)	$3 \times 60 \times 9.566/4 = 430.5$
実際の段落とし部から 柱先端まで ($h=2.5\sim 12.1\text{m}$)	$2 \times 60 \times 9.566/4 = 287.0$

断面の有効高さは、等積正方形の圧縮縁から、考慮した軸方向鉄筋の図心位置までの距離とされている。計算の結果、以下の表 2-1-3 の通りとなる。

表 2-1-3 換算断面の有効高さ

部 位	有効高さ $d(\text{cm})$
橋脚基部	257
実際の段落とし部	262

せん断補強鉄筋(帯鉄筋)は、図 2-1-6 に示すように軸方向鉄筋の実際の段落とし部($h=2.5\text{m}$)までの区間では、D16 が 3 重に配置されている。外側の 2 重は 20cm ピッチであり、内側は 40cm ピッチである。また、実際の段落とし部から上部では、D16 が 30cm ピッチで 2 重に配置されている。したがって、各部におけるせん断補強鉄筋比は以下の通りとなる。

$$\text{基部から段落とし部まで} \quad r_w = \frac{A_w}{b_w \cdot s} = \frac{D16 \times 10}{275 \times 40} = \frac{1.986 \times 10}{275 \times 40} = 0.18\%$$

$$\text{段落とし部から上部まで} \quad r_w = \frac{A_w}{b_w \cdot s} = \frac{D16 \times 4}{275 \times 30} = \frac{1.986 \times 4}{275 \times 30} = 0.096\%$$

以上のデータに基づいて、柱各部におけるせん断耐荷力を計算する。ただし、柱長さに沿う、段落とし部の存在やせん断補強鉄筋の配置状態の変化を考慮し、橋脚基部と段落とし部での耐荷力から、柱長さに沿うせん断耐荷力分布を求める。

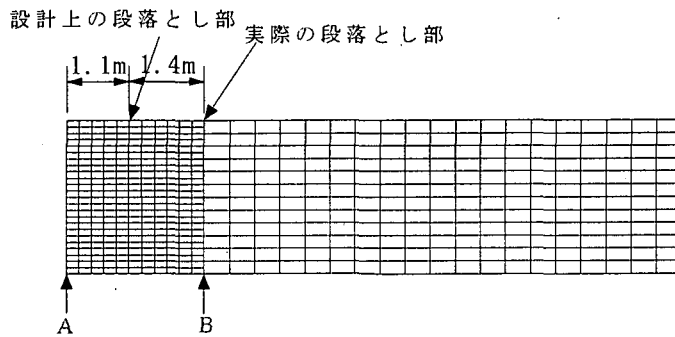


図 2 - 1 - 6 配筋図

橋脚基部（断面A）について

有効高さ $d=257\text{cm}$ である。45度のトラス機構を考えると密な部分のせん断補強区間とほぼ一致する。

実際の段落とし部（断面C）

有効高さ $d=262\text{cm}$ である。せん断補強区間はすべて疎な部分となる。

以上の2断面に対して、せん断耐荷力を求め、これを連続させて、せん断耐荷力分布とする。なお、コンクリート分担分 V_c は次式による。

$$V_c = 0.94 \times f_c^{1/3} \times p_w^{1/3} \times d^{1/4} \times b_w \times d$$

せん断補強鉄筋の分担分は次式による。

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot \frac{Z}{s}$$

表 2 - 1 - 4 計算結果

断面	f_c kgf/cm ²	A_s cm ²	b_w cm	d cm	$p_w = A_s / (b_w d)$ %	v_c kgf/cm ²	V_c tf	A_w cm ²	s cm	f_{wy} kgf/cm ²	V_s tf	V_y tf
A	300	430.5	275	257	0.609	4.21	297.5	19.86	40	3500	390.8	688.3
B	300	287.0	275	262	0.398	3.64	262.3	7.844	30	3500	212.5	474.8

以上の結果を図示すると図 2 - 1 - 7 のようになる。

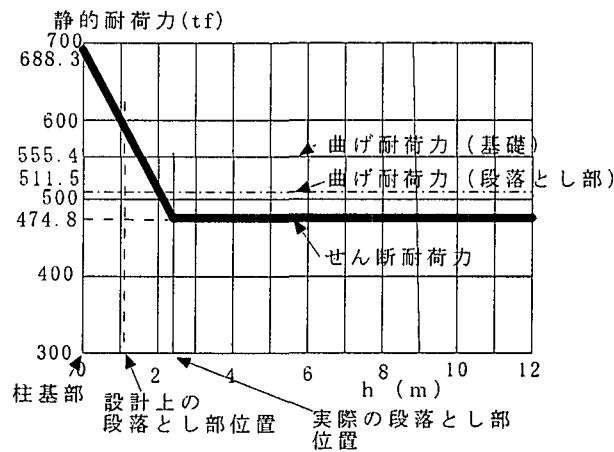


図 2-1-7 各部の耐荷力

上下動について

3次モードは上下動であって、周期は0.067秒であり、応答スペクトルによれば範囲外であるが、無理に外挿すると最大変位は、0.2cm程度になる。元々自重によって変位していた量は0.061cm程度であるから、0.2cmから差し引いて残りの変位を伸びひずみの量に換算すると 114.9×10^{-6} となる。これは引張りひび割れが発生する限界に近いひずみ度である。

2.1.3 破壊に至った原因

これらの断面の抵抗力と作用する地震力を比較すると、直ちに明らかであるが、抵抗モーメントは、段落とし部で比較最少の抵抗モーメントを示し、線形応答による地震入力の約半分である。

もしも、水平荷重のみが作用していれば、段落とし部より上の部分でせん断破壊が先行することを示している。本例の場合には橋脚頭部にモーメントが作用しており、その量如何によっては図2-1-7に示される耐荷力の差にも拘わらず曲げ破壊が生じうる。近似であるが頭部に作用するモーメントが水平力に比例して増大するとして、その比例の割合をRMS法で得られた水平力とモーメントの割合とする。そうすると、水平力と変位の直線(図2-1-8の直線OP)をその分だけ右方向へ移動させればよい。このようにして描いた直線上が図2-1-8のOR線である。この直線上で考えるならば、曲げ破壊が先行する事になる。ただしそれは破壊のきっかけであって、繰り返し荷重を受ける間に曲げひび割れからせん断ひびわれが発達して最終の破壊形態がせん断破壊になることはよくあることであって恐らくこの場合にも同様なことが起こったのであろう。前川や大内らが時刻歴の応答解析を神戸海洋気象台の波について行っているがその結果もせん断破壊が先行すると言う結果を示している。

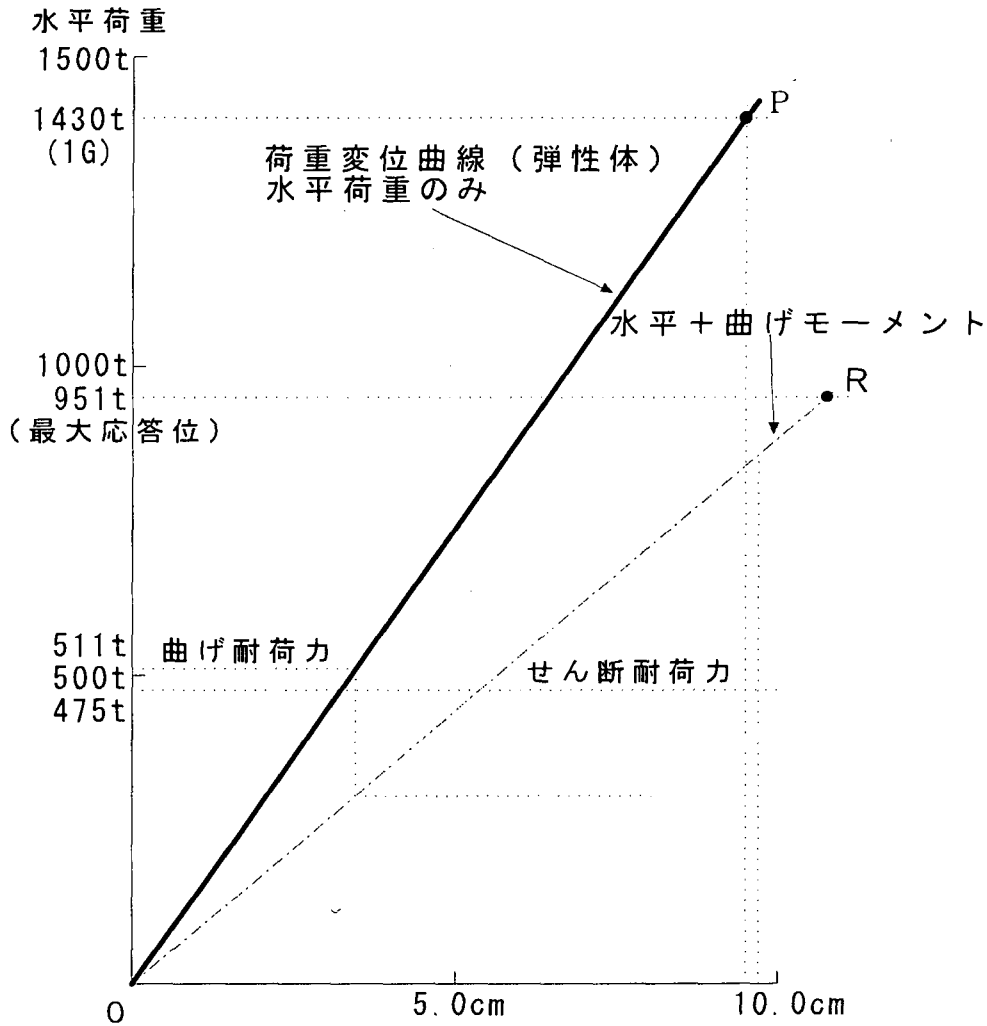


図 2-1-8 換算水平荷重と部位との関係

さてそれでは、この橋脚が最新の道路橋耐震指針に基づいて設計されていた場合に倒れなかったであろうか。

この為にはまずどれくらいのエネルギー吸収を考慮すべきかということであるが、本山の波を使用する限り弾性状態の最大応答値は 1 g に達していないから、一応倒れないということになる。ただし、神戸海洋気象台の波では 2 g 近い応答値になるから例え最新の規定に従っていたとしても破壊されていた可能性はある。

2.2 阪水高架橋

阪水高架橋の中津川一般道を高架で通過する際の大阪側がひどく損傷を受け 2 階造りの高架橋の柱がせん断破壊して一階部分が消滅してしまった部分がある。この高架橋の橋軸直角方向の耐荷力を調べてみる。大体の寸法を示すと図 2-2-1 のようである。こ

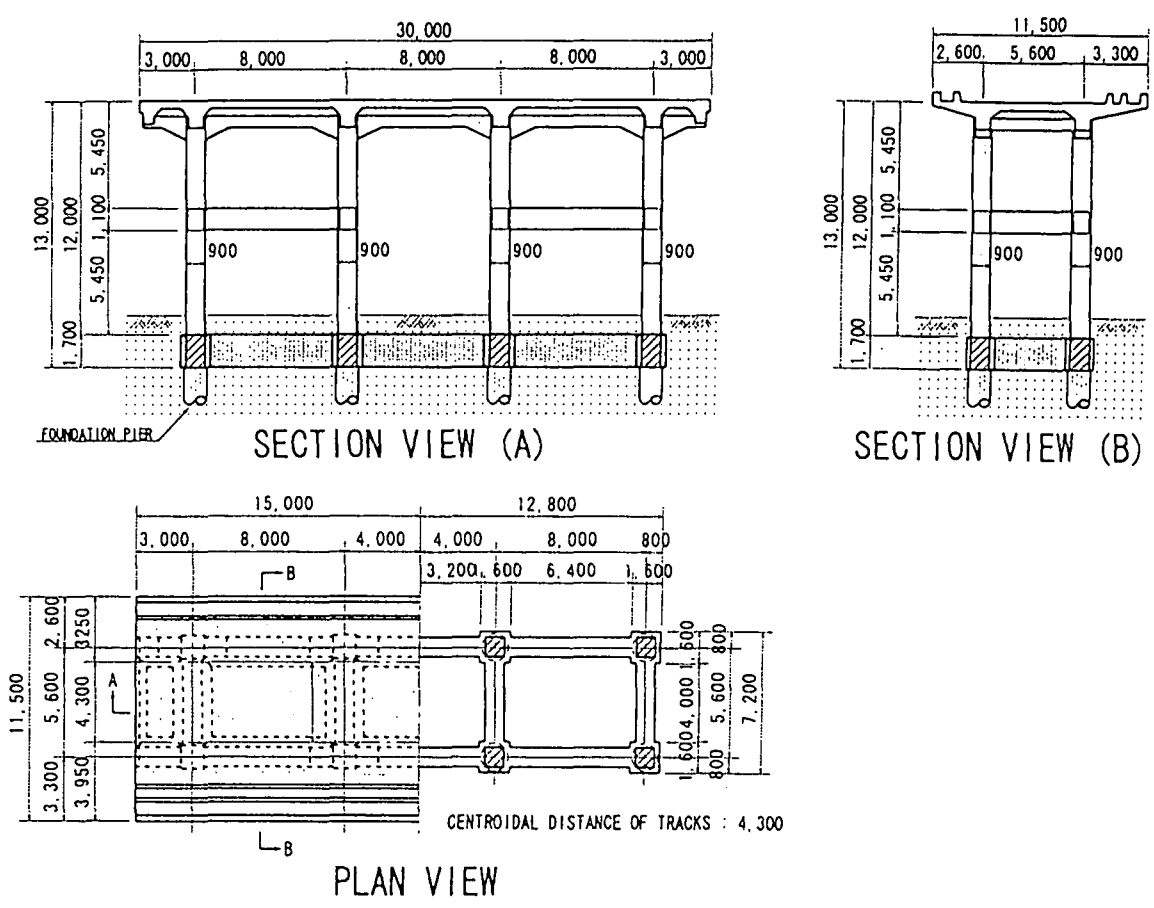


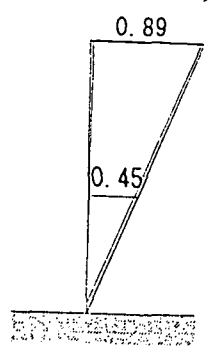
図 2-2-1 阪水高架橋の1構造ユニット

1st Mode

$$T_1 = 0.39 \text{ sec}$$

$$\beta_1 (\text{participation factor}) = 1.22$$

Eigen vector(1st)



Max. displacement

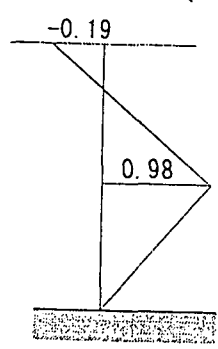
$$= \begin{cases} 2.50 \text{ cm} \\ 1.26 \text{ cm} \end{cases}$$

2nd Mode

$$T_2 = 0.09 \text{ sec}$$

$$\beta_2 = 1.62$$

Eigen vector(2nd)



Max. displacement

$$= \begin{cases} 0.106 \text{ cm} \\ -0.554 \text{ cm} \end{cases}$$

図 2-2-3 固有ベクトルと固有周期

こには橋軸方向の側面と橋軸直角方向の側面を示してある。このうち橋軸直角方向の4つのラーメンの一単位を取りだしてまず単調載荷により荷重変位曲線を有限要素法によって求めると、図2-2-2のようになる。コンクリートの設計基準強度は240 kg/cm²なので実強度として270 kg/cm²とし、Darwin-Pecknoldの直交異方性の構成則を用い通常の非線形解析を行ったのである。図2-2-2に於いて最大荷重点に対応する変位の2/3の変位における割線剛性から等価なコンクリートのヤング係数を求める。このようにして得られたヤング係数は、 $E_c = 1.97 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ である。次にこのヤング係数を用いて2質点のマスバネ系に置き換える。スパン30 mの上部質量は丁度472 tonで中間はり部分の質量は188 tonである。固有方程式を解いて固有ベクトルと振動数を求めると図2-2-3のようになる。一次の振動数は、0.39secであり、2次の固有振動数は0.09secである。やはりここでも神戸本山のNS波の応答スペクトルを用いて、最大応答変位を求めるとそれぞれ2.3cm, 0.4cmとなる。これらと固有ベクトルから更に上階と中間階における変位に直し変位から各階の水平力を計算するとそれぞれのモードについて、以下ようになる。

1次モードについては、

$$F_1 = \begin{Bmatrix} 82.2 \text{ tonf} \\ 11.98 \text{ tonf} \end{Bmatrix}$$

2次モードについては、

$$F_2 = \begin{Bmatrix} 65.6 \text{ tonf} \\ -128.7 \text{ tonf} \end{Bmatrix}$$

実際の力は

$$P = \alpha \begin{Bmatrix} 82.2 \text{ tonf} \\ 11.98 \text{ tonf} \end{Bmatrix} + \beta \begin{Bmatrix} 65.6 \text{ tonf} \\ -128.7 \text{ tonf} \end{Bmatrix}$$

で $|\alpha|, |\beta| \leq 1$ で組合わさっている。

荷重(kgf) $f'_c = 270(\text{kgf/cm}^2)$, $f_y = 3500(\text{kgf/cm})$

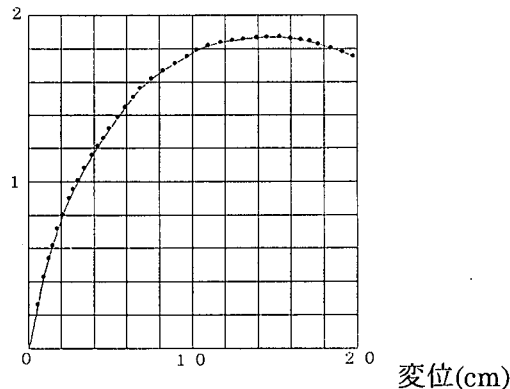


図2-2-2 単調載荷の荷重変位曲線

α, β の最も危険な組み合わせは各部材毎に異なる。そこで、一本一本最も危険な組み合わせを選ぶと上層の柱について、 $\alpha = 1, \beta = 1$ 、下層の柱では $\alpha = 1, \beta = -1$ 、中間はりでは $\alpha = 1, \beta = 1$ となる。これから得られる部材の最大断面力は以下の表 2-2-1 のようになる。

表 2-2-1 地震による最大断面力

	上層柱	下層柱	中間はり
曲げモーメント	$2.00 \times 10^6 N \cdot m$	$2.60 \times 10^6 N \cdot m$	$2.34 \times 10^6 N \cdot m$
せん断力	$7.24 \times 10^5 N$	$8.56 \times 10^5 N$	$8.36 \times 10^5 N$

これらの地震断面力に対して、フレーム各部材の断面抵抗力はどうなっているのだろうか。まず、曲げ耐荷力については前と同じようにコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を仮定する。コンクリートの設計基準強度は 240kgf/cm^2 であったので、実圧縮強度を $f'_c = 270 \text{kgf/cm}^2$ とする。鉄筋 (SD30) の実降伏強度は $f_y = 3500 \text{kgf/cm}^2$ とした。

せん断耐荷力についても前と同じように、土木学会式の平均値を採用している。即ち、

$$V_c = 0.94 f'_c{}^{1/3} \cdot p_w \cdot d^{1/4} \cdot b_w d$$

$$V_s = A_w f_{sy} \frac{Z}{s}$$

ファイバーモデルから得られる曲げ耐荷力は、橋脚上層柱、下層柱および中間はりの部分で、それぞれ表 2-2-2 の通りになる。

表 2-2-2 橋脚各部材の耐荷力

部 位	曲げ耐荷力 (tf・m)	せん断耐荷力 (tf)	p_w
橋脚上層柱	2 7 4	5 5. 4	0. 8 6 %
橋脚下層柱	2 7 4	5 5. 4	0. 8 6 %
中間はり	5 4 4	9 4. 0	1. 3 9 %

これらの結果と先に得られた断面力を比較すると表 2-2-3 のようになる。

表 2-2-3 耐荷力と作用断面力との比較

		上層柱	下層柱	中間はり
地震による最大 断面力入力	曲げモーメント	$2.00 \times 10^6 Nm$	$2.60 \times 10^6 Nm$	$2.34 \times 10^6 Nm$
	せん断力	$7.24 \times 10^5 N$	$8.57 \times 10^5 N$	$8.36 \times 10^5 N$
保有断面力	曲げ抵抗モーメント	$2.69 \times 10^6 Nm$	$2.69 \times 10^6 Nm$	$5.33 \times 10^6 Nm$
	せん断耐力	$5.43 \times 10^5 N$	$5.43 \times 10^5 N$	$9.21 \times 10^5 N$
破壊安全度	曲げモーメント	1.34	1.03	2.28
	せん断力	0.74	0.63	1.10
破壊の可能性		せん断破壊	せん断破壊	破壊せず

これを参考にすると、本山の波(N-S成分)に対しては、高架橋は、せん断破壊しない限り弾性振動に近い振動を示していたと思われ、十分な帯鉄筋が配置されていれば破壊は生じていなかったと考えられる。ただし、再び本山の波のN-S成分の最大加速度は421galで今回の兵庫県南部地震の加速度記録の最大値に比べれば1/2程度であることを注意しなくてはならない。従って、阪水高架橋の位置における波が記録されていれば、より正確な推定が出来ることになる。

2.3 多ユニットからなる山陽新幹線高架橋のシステムとしての連成破壊

さて2.1, 2.2で述べたことは、単位コンクリート構造についての破壊であったが、ある一連のシステムを考えると、全てが壊れているわけではなく壊れていない部分も存在する。又破壊面の方向が異なるものも存在する。これらはどのような理由によるのであろうか。高架橋のように長い区間にわたって色々な剛性を有する構造物が隣接して構築される場合どの程度まで連成効果があり得るのであろうか。そこで、山陽新幹線阪水高架橋六甲トンネルから中津川線高架間での一区間217.23m部分を例にとって連成振動の影響を調べてみる。この区間は4本柱3スパンのラーメン高架橋4個、3本柱2スパンラーメン高架橋2個、2本柱1スパンのラーメン高架橋2個から成り立っている。この高架橋は、ほぼ東西方向に建設されているが地震波は3次元的に作用し構造物も3次元的な応答をしていたはずである。高架橋については基本的に橋軸方向と橋軸直角方向とで一つ大きな違いがある。それは、独立と考えられている各ユニット毎の変位振幅の増大に伴う連成効果が橋軸方向では最大となり、橋軸直角方向では最小になっていることである。まず連成効果が大きいと考えられる橋軸方向について各ユニット毎に固有周期、せん断耐荷力を求めると表2-3-1のようになる。ユニット毎の剛性はファイバー法によって部材断面のM-φ関係を求めはり要素の剛性に反映させた後に剛域を有するFEM解析によって求めている。解析による荷重変位曲線を各ユニット毎に求めると図2-3-1のように

なる。この線形範囲の割線剛性から対応する構造物の固有周期を求めている。この荷重変位曲線の中に更にせん断耐荷力を土木学会式の部分安全係数を外して求めた値を示した。固有周期から、最大応答変位を求めると、1スパンラーメン、2スパンラーメン、3スパンラーメンそれぞれに本山のNS波減衰比5%で、2.3cm, 3.0cm, 4.0cmと大きくなり、神戸海洋気象台のNS波では7.0cm, 8.0cm, 7.0cmとおおきくなる。両ユニット間のクリアランスは高々2cmであるからいずれにしてもユニット相互の衝突が生じている。線形領域で衝突が生じると剛性の高い1スパンラーメンは隣のユニット慣性力まで受けもたざるをえず設計時に考えていた以外の荷重を受けていたと思われる。この結果及びせん断耐荷力と変形の余裕度から判断するとまず最初に破壊したのは2本柱1スパンラーメンであったと思われる。次に両隣の3スパンラーメンと4スパンラーメンに1スパンラーメンが受け持っていた慣性力とそれぞれの慣性力が作用して次々と一連の破壊が生じたと考えがえられる。破壊モードは何れもせん断破壊であるが、2スパンラーメンと3スパンラーメンの曲げ耐荷力とせん断耐荷力がかなり近いので混合型である可能性もある。一方、比較的連成効果が少ないと考えられる橋軸直角方向について各ユニット毎に固有周期、せん断耐荷力を求めて同じく表2-3-1に示した。ユニット毎の剛性は先に述べたと同じような方法で求めている。解析による荷重変位曲線を各ユニット毎に求めると図2-3-2のようになる。この中に更にせん断耐荷力を土木学会式の部分安全係数を外して求めて、図中に示した。固有周期から、最大応答変位を求めると、1スパンラーメン、2スパンラーメン、3スパンラーメンそれぞれに本山のNS波で、2.3cm, 2.5cm, 3.0cmと大きくなり、神戸海洋気象台のNS波では7.5cm, 8.5cm, 12cmと大きくなる。しかし橋軸方向に比べると直角方向なので連成効果もすくなくなっていたと考えられる。この場合にも、曲げ耐荷力とせん断耐荷力は比較的に近接しているが、せん断耐荷力の方が何れのラーメンについても少なく特に2本柱1スパンラーメンにおいては、曲げ耐荷力の1/2程度であり、橋軸方向と同様に直角方向にもせん断破壊が生じ得た。実際には落橋など破壊現象は橋軸方向に卓越しているのであるが破壊部分の局所化に因る破壊領域の集中化により先に壊れ始める方向が後の破壊に支配的になることと無関係ではなさそうである。

これらの解析から解ることは、多くの構造ユニットの連成振動効果があり得る場合にはまずユニット間の固有周期を合わせて出来るだけ相互干渉が生じないようにすること、曲げ耐荷力とせん断耐荷力の比も合わせて降伏した後の振動もなるだけ干渉が少ないようにするなどの配慮が必要と考えられる。

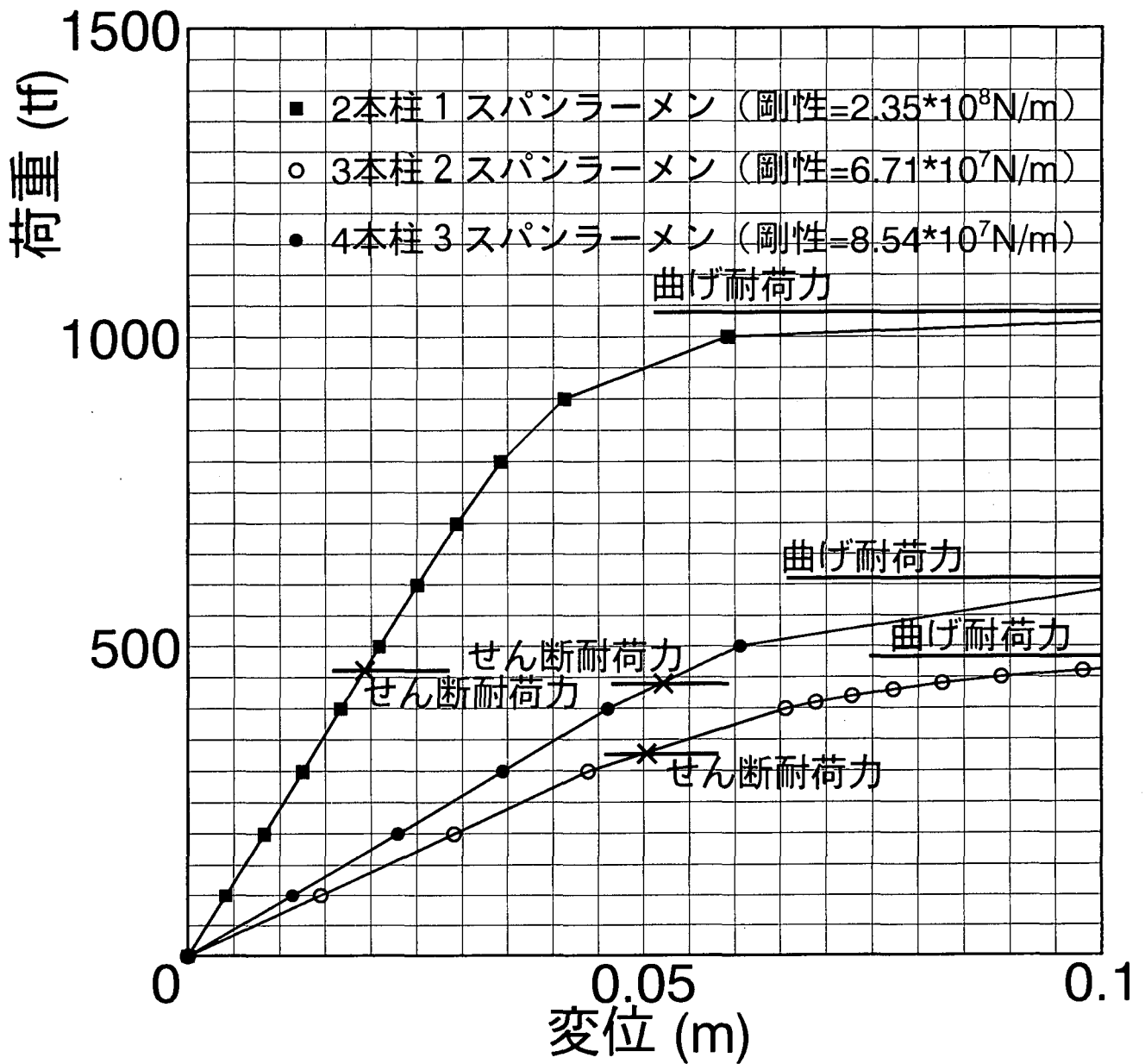


図2-3-1 橋軸方向における各ユニット毎の荷重変位関係

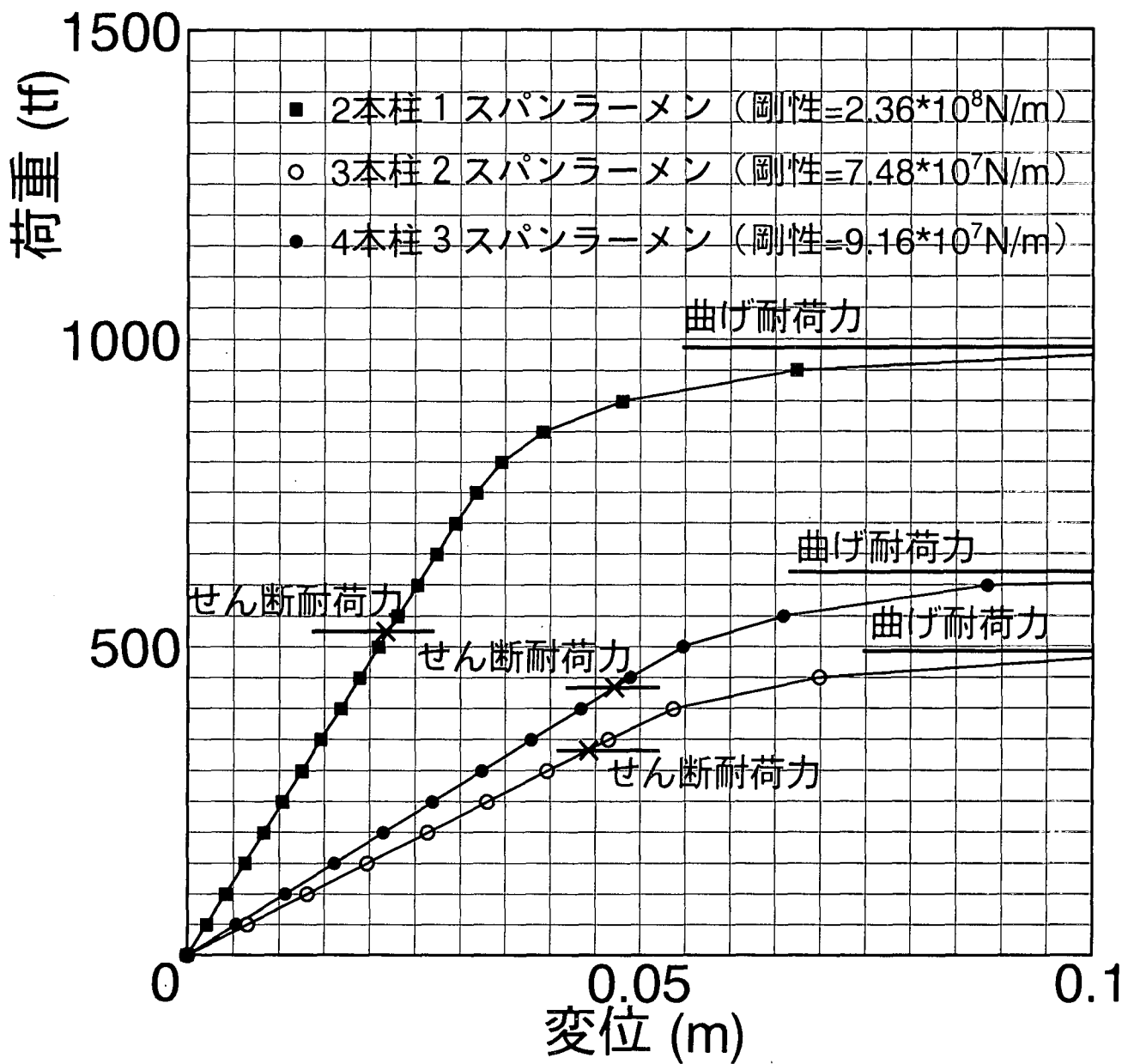


図2-3-2 橋軸直角方向における各ユニット毎の荷重変位関係

表 2-3-1 各構造ユニットの固有周期及びせん断耐荷力

		全体の剛性	全体の質量	固有周期	せん断耐荷力
2本柱1スパンラーメン	橋軸方向	$2.35 \times 10^8 N/m$	733 ton	$\omega = 17.9 \frac{1}{\text{sec}}$ $T = 0.35 \text{sec}$	$4.60 \times 10^6 N$
2本柱1スパンラーメン	橋軸直角方向	$2.36 \times 10^8 N/m$	733 ton	$\omega = 17.9 \frac{1}{\text{sec}}$ $T = 0.35 \text{sec}$	$5.03 \times 10^6 N$
3本柱2スパンラーメン	橋軸方向	$6.71 \times 10^7 N/m$	229 ton	$\omega = 14.98 \frac{1}{\text{sec}}$ $T = 0.42 \text{sec}$	$3.18 \times 10^6 N$
3本柱2スパンラーメン	橋軸直角方向	$7.48 \times 10^7 N/m$	229 ton	$\omega = 15.8 \frac{1}{\text{sec}}$ $T = 0.39 \text{sec}$	$3.28 \times 10^6 N$
4本柱3スパンラーメン	橋軸方向	$8.54 \times 10^7 N/m$	472 ton	$\omega = 13.5 \frac{1}{\text{sec}}$ $T = 0.47 \text{sec}$	$4.23 \times 10^6 N$
4本柱3スパンラーメン	橋軸直角方向	$9.16 \times 10^7 N/m$	472 ton	$\omega = 13.9 \frac{1}{\text{sec}}$ $T = 0.45 \text{sec}$	$4.37 \times 10^6 N$

2.4 JR東日本及び西日本の調査[3]

さて、以上の結果を総合すると、殆どの場合にせん断耐荷力が少なく壊れていることが判るのであるが、JR東日本及びJR西日本で行った東海道本線の調査及び道路公団が行った中国自動車道の調査によってもこの事が裏付けられる。ここではJR東日本及びJR西日本の結果を挙げておく。彼らは、兵庫県南部地震 東海道本線（住吉駅～六甲道駅間 下り線）のRCラーメン高架橋（79 ラーメン）について保有水平耐力を図面から次に示す方法によって算定し、実際の被害度との比較を行った。保有水平耐力は、図2-4-1のフローチャートに示したように、まず配筋の状態から耐力比 $V_{yd} \ell_a / M_{ud}$ を計算してせん断破壊するかどうか、また曲げ破壊する場合の靱性率を求めて、保有水平耐力（ここでは保有弾性応答加速度と称している）を算出した。その値と実際の損傷度との比較が表2-4-1にのっている。非常によい対応関係が得られていることが解る。

実際の損傷の基準は、次のようになっている。

1. ラーメンごとの損傷度の判定は、損傷の最も大きな柱により判定。計算による耐震性の検討は、最も耐震性の小さい柱により検討。
- 2 層ラーメンの耐震性の計算値は、破壊した柱（上層柱 or 下層柱）に

より算定。

このようにして、判定した結果を表に示すと表 2-4-1 のようになる。
判定した弾性加速度応答値即ち計算された保有水平耐力値に従って損壊の程度が低くなっていることが分かる。

表 2-4-1 検討結果集計 (対象 79 ラーメン)

下表の計算結果は、柱の橋軸方向、橋軸直角方向のうち小さい方の値で整理。

計算結果 (耐震性能)			損傷度判定 (A ランク)				
弾性応答加速度	総数			絶対数		割合 (%)	
曲げ損傷	1,200 以上 (gal)	7	曲げ損傷	0 (0)	0 (0)	0/7= 0 (0)	0/7= 0 (0)
			せん断損傷	0 (0)		0/7= 0 (0)	
	1,000~1,200 (gal)	12	曲げ損傷	0 (0)	0 (4)	0/12= 0 (33)	0/12= 0 (33)
			せん断損傷	0 (0)		0/12= 0 (33)	
	800~1,000 (gal)	25	曲げ損傷	0 (0)	3 (7)	2/25= 8 (24)	3/25= 12 (28)
			せん断損傷	0 (0)		1/25= 4 (4)	
	800 以下 (gal)	11	曲げ損傷	0 (0)	4 (5)	1/11= 9 (9)	4/11= 36 (45)
			せん断損傷	0 (0)		3/11= 27 (36)	
せん断損傷		24	曲げ損傷	0 (0)	13 (19)	0/24= 0 (0)	13/24= 54 (79)
			せん断損傷	0 (0)		13/24= 54 (79)	

* () は損傷度 B ランク以上。

せん断耐力と曲げ耐力の比 $V_{yd} \cdot l_a / M_{ud} < 0.9$ をせん断損傷と推定。

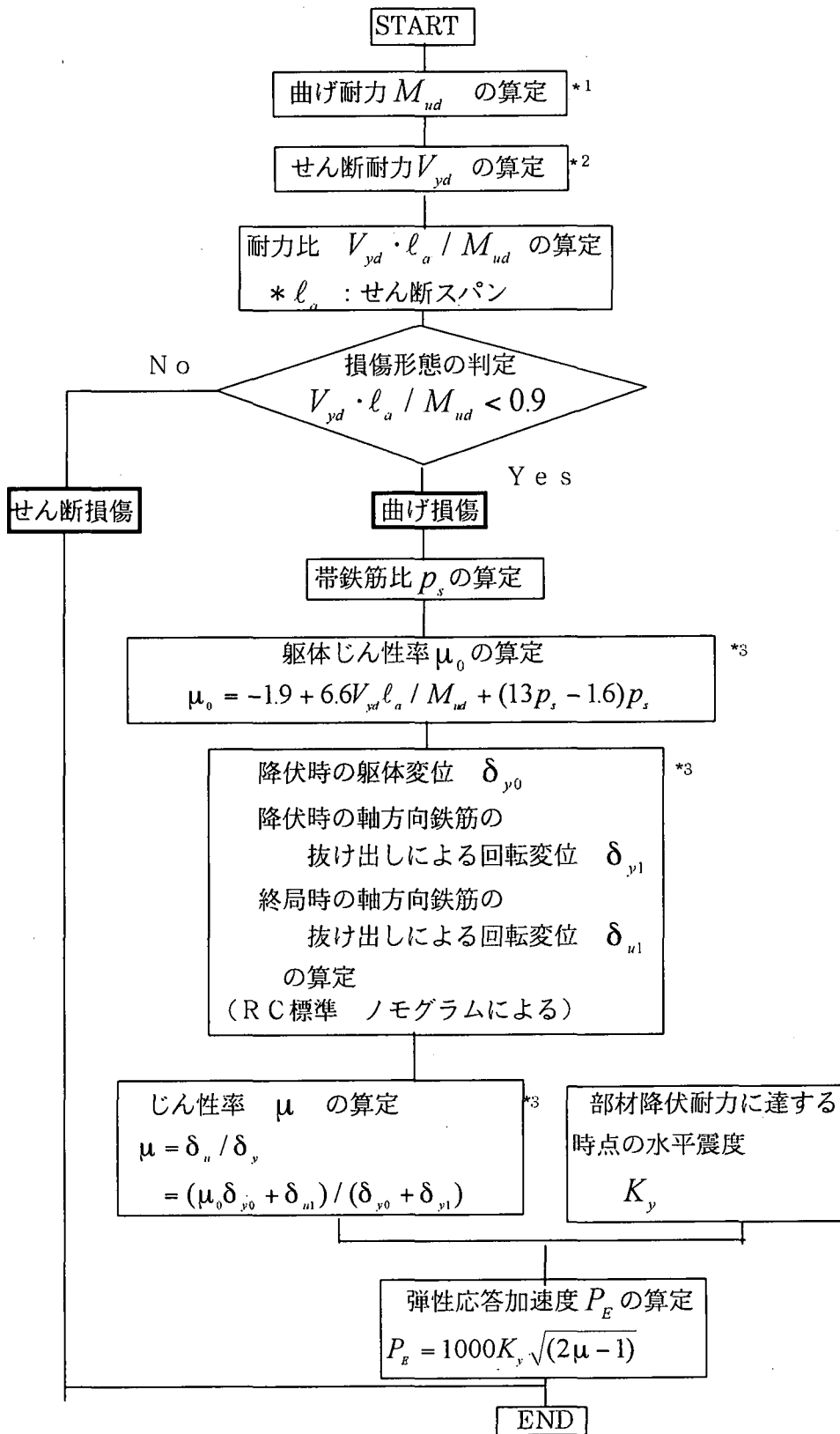


図 2-4-1 耐震性の検討方法のフロー

3 現在検討中の主たる設計事項

以上述べてきたように、徐々に構造物損壊の原因が解明されつつあり将来の耐震指針の骨格も固まりつつある。即ち地震発生直後から、各学会、政府機関で調査委員会或いは対策委員会が設定され検討活動を行っている。土木学会コンクリート委員会の中には阪神淡路大震災特別委員会が設定されて、コンクリート構造物被害の全容、損壊理由の検討並びにコンクリート設計示方書の中の耐震設計規定の改訂作業が精力的になされている。この活動の主たる内容は(1)被害の全容をまずまとめることで、阪神高速道路、道路公団中国道、JR山陽新幹線を始め共同溝に至るまで調査を行うことになっており、順次報告がなされつつある。(2)はそれらの解析を行うことで各WGを構成して作業が進行中である。

(3)はこれらの結果に基づいて、コンクリート標準示方書の耐震設計編の改訂を行うことである。現在これらが同時進行的に進みつつある。

ここでは簡単に、耐震設計編の改訂の骨子となりつつあるものを述べておくことにする。当然の事ながら、まだ審議中であるから最終的な姿は変わる可能性は多い。しかし、既に述べたように、現行の耐震設計方法を直ちに大幅に変更する必要があるとは必ずしもいえない。ただ、現実に地表加速度で800 gal以上の地震波が記録されており、この点で耐震設計の設計震度を1ランク上げる場合を設けると言うことは既にコンセンサスができているようである。また、断面設計の方法についてもより靱性の確保を確実にする事、鉄筋の段落し部分の設計方法を改良する事を主眼に改正を行うが基本的な骨格を変える必要はないにないと言うことのようなものである。以上のことを更に簡条的に上げると以下のようである。

- (1) 設計震度について これについては、土木学会特別委員会の提案のように2種類の地震動を考える。
- (2) 限界状態を3段階に分けて、重要度に応じて前の2段階の地震動と対応させる。
- (3) システムとしての耐震性をチェックする。
- (4) せん断耐荷力が曲げ耐荷力のおおよそ1.2倍以上となるように実効配筋の状態で確保する。
- (5) 鉄筋の段落としては従来通り許容するが、その位置の集中を避ける規定を作ると同時にその位置での横方向補強を行う規定をかんがえる。
- (6) 帯鉄筋の定着方法の詳細な規定を設けると同時に、中間帯鉄筋を場合によって義務づける。 などである。

参考文献

- [1] 池田尚治:土木構造設計法の変遷と今後の動向、コンクリート工学 Vol.19, No.7, 7月、1981
- [2] 名古屋大学土木コンクリート構造研究室:阪神高速道路神戸線ピルツ橋脚崩壊について

の考察、土木学会コンクリート委員会耐震委員会資料

- [3] JR 東日本、JR 西日本:兵庫県南部地震東海道本線RCラーメン高架橋耐震性と損傷との概略検討結果、土木学会コンクリート委員会耐震委員会資料