

既設鉄道 SRC 柱の耐震性評価法に関する一考察

黒田智也¹・池田学²・齋藤聡³・工藤伸司⁴

¹正会員（財）鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）

²正会員 工修（財）鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）

³正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター（〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2）

⁴正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター（〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2）

1. はじめに

平成7年の兵庫県南部地震を契機に大規模地震に耐えられる高い耐震性を有する構造物が求められている。この要求に応えるため、鉄道分野においては、兵庫県南部地震以降、耐震設計法が見直され、平成11年に鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾（以下、耐震標準）が発刊された。これにより、新設の鉄道構造物の耐震設計はこの標準により設計が行われている。

高い耐震性を有する構造物として、一般に鉄骨鉄筋コンクリート構造物（以下、SRC 構造物）やコンクリート充填鋼管構造物（以下、CFT 構造物）のような鋼とコンクリートの合成部材からなる複合構造物が知られている。鉄道構造物においても、国鉄時代から新幹線等の高架橋や駅等施工スペースが狭い場合、あるいは工期が厳しく制限された場合等に SRC 構造物または CFT 構造物が多く用いられてきた。複合構造物に関する設計基準は旧国鉄時代に制定された「鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針」²⁾があるが、兵庫県南部地震以降、それまでの研究成果を反映させ鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）³⁾（以下、複合標準）が平成10年に発刊され、耐震設計を除く設計照査はこの標準により行われている。

一方で、既設構造物の耐震性に目を向けた場合、耐震評価法は必ずしも明確になっているとは言えない。これまで、様々な研究が行われているものの、数多くの課題が残されている。公共性が高い鉄道構造物では既設構造物に対する耐震評価も重要であり、適切な耐震評価法や補強方法の確立が急務であると言える。過去に既設 SRC 構造物の耐震評価について研究した事例は非常に少なく、部材が有する

耐震性については不明なところが多い。

このような背景より本研究の目的は、既設 SRC 構造物の耐震診断手法の確立を最終目標とし、その基礎的な検討として主に国鉄時代に建設された新幹線高架橋や駅高架橋等の既設 SRC 柱を対象に部材パラメータの整理や簡易な手法による耐震性能の評価を行った。本論文ではその結果について述べる。

2. 検討構造物

対象構造物は主に国鉄時代に建設された SRC 高架橋柱及び線路橋、架道橋の SRC 橋脚で、いずれもラーメン構造である。検討断面は、これまでの設計事例を参考に全11構造物164断面とした。また、1断面当たり、線路方向及び線路直角方向の2方向を検討対象とした。

SRC 構造物は鉄骨とコンクリートの合成部材であり、コンクリート内部の鉄骨には様々な形式や配置方式がある。SRC 柱に用いられている鉄骨の形式は、図-1 に示すとおり、主に山形鋼を鉄骨主材とする格子形の非充腹型や I 型断面の鉄骨を主材とする充腹型があり、本検討で対象とした鉄骨形式及び配置は、これまでの施工実績を考慮し、充腹型形式で、強軸方向及び弱軸方向に鉄骨を配置した十字型のものとした。

図-2 に鋼材比、鉄骨鉄筋比について本検討に使用した断面と複合標準³⁾に示されている各鉄道事業者の使用実態の分布を示す。鋼材比は、部材全断面に占める鉄骨と軸方向鉄筋の断面積の比率を%で示したもので、鉄骨鉄筋比は断面中に占める軸方向鉄筋の総断面積に対する鉄骨の総断面積の比を示したものである。

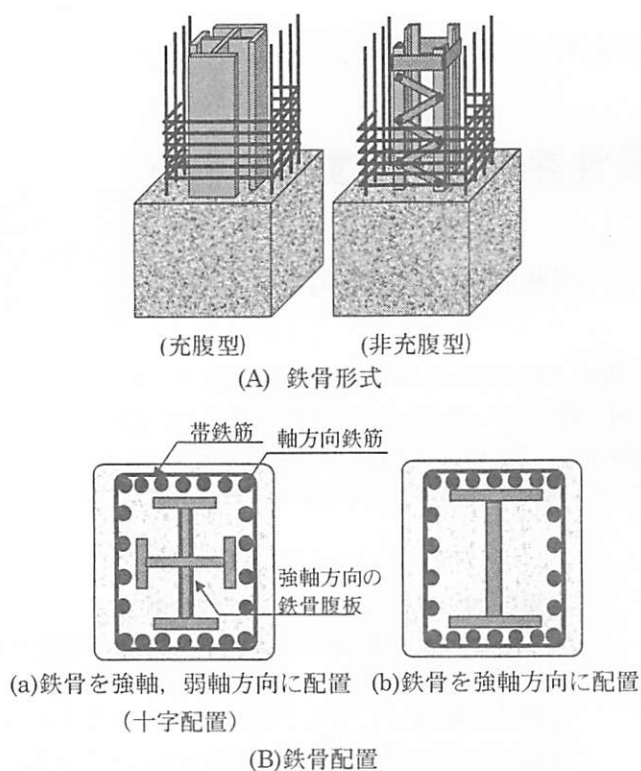
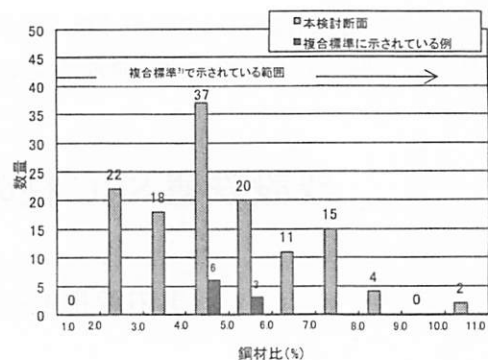
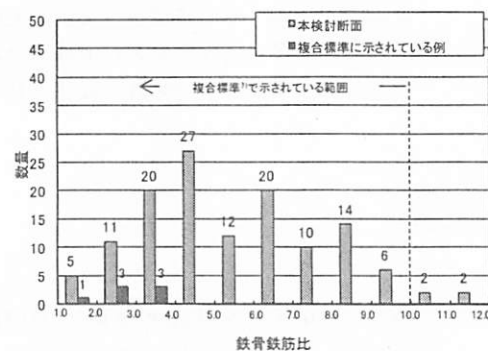


図-1 SRC 柱構造概要



(A)鋼材比



(B)鉄骨鉄筋比

図-2 検討断面と複合標準との比較

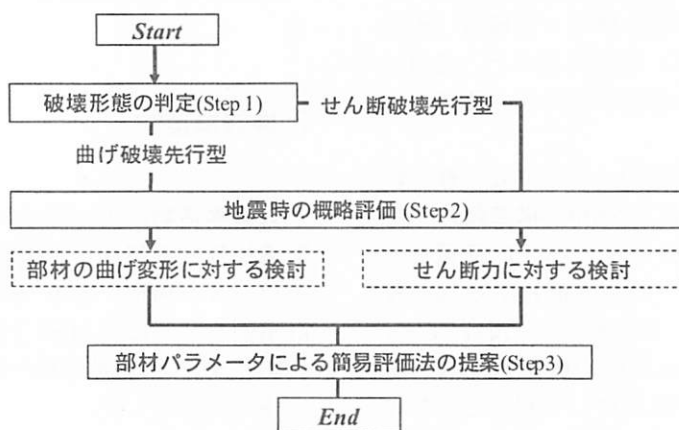


図-3 検討フロー

複合標準³⁾によると鋼材比，鉄骨鉄筋比の一般的な目安として鋼材比では1%以上の範囲，鉄骨鉄筋比では10以下とされている。今回の断面と比較した場合，図-2に示すとおり鋼材比では検討断面は1.0～11.0%まで幅広く分布している。また，鉄骨鉄筋比についても1.0～12.0まで幅広く分布しているものの，ほとんどの部材が10以下となっている。以上より，本検討で使用する断面は，複合標準³⁾で示される範囲を満足し，一般的なものであると考えられる。

3. 耐震性評価の概要

本検討の検討フローを図-3に示す。検討は3つの段階を設定し実施した。以下にそれぞれの検討の概要について示す。

(1) 破壊形態の判定(Step1)

破壊形態の判定は，対象断面の破壊形態の傾向を把握する事を目的に耐震標準¹⁾に示されている評価方法を用い，検討対象断面の破壊形態を曲げ破壊先行，せん断破壊先行に分類した。判定式は以下の式(3.1a)，式(3.1b)とした。

$$V_{mu}/V_{yd} \leq 1.0 \text{ (曲げ破壊先行部材)} \quad (3.1a)$$

$$V_{mu}/V_{yd} > 1.0 \text{ (せん断破壊先行部材)} \quad (3.1b)$$

ここに、 V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達する時のせん断力。ただし、曲げ耐力は、鋼材の実引張降伏強度(材料修正係数 $\rho_m=1.2$ を考慮)を用いるとともに、断面内の全ての軸方向鋼材を考慮して算定。

V_{yd} : 設計せん断耐力

$$\text{設計せん断耐力: } V_{yd} = V_{cd} + V_{wd} + V_{sd} \quad (3.1c)$$

ここに、 V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力。ただし、 V_{cd} の算定に用いる部材係数 γ_b は 1.3。

V_{wd} : せん断補強鉄筋により受持たれる棒部材の設計せん断耐力。ただし、 V_{wd} の算定に用いる部材係数 γ_b は 1.15。

V_{sd} : 鉄骨部材により受持たれる棒部材の設計せん断耐力。 V_{sd} の算定に用いる部材係数 γ_b は 1.15。

式(3.1a)、式(3.1b)に示すとおり、部材の設計せん断耐力 V_{yd} と、曲げ耐力に達する時に部材に発生する最大のせん断力 V_{mu} との関係式によりおこなった。ここで、設計せん断耐力 V_{yd} は式(3.1c)に示すとおり鉄骨部材が負担するせん断耐力 V_{sd} の他、せん断補強鉄筋を除く RC 部材が負担するせん断耐力 V_{cd} 、せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 V_{wd} を考慮した値である。せん断スパン比が小さい断面において、式(3.1c)をそのまま使用した場合、せん断耐力を過小評価する傾向にあり不経済な設計となってしまう²⁴⁾。そこで、複合標準³⁾ではせん断スパン比が小さい領域での設計せん断耐力算定式として以下の式(3.1d)が示されている。この式はせん断スパン比 l_a/d が小さい領域として 1.0 までを対象としている。本検討においても、せん断スパン比が小さい領域の断面では、式(3.1d)を用い設計せん断耐力を算定し、設計せん断耐力を V_{yyd} (以下、 V_{yyd})と明記している。

$$V_{yyd} = V_{cd} + V_{wd} + V_{sd} \quad (3.1d)$$

$$V_{cd} = f(l_a/d) \cdot f'cd^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$\text{ここに、} f(l_a/d) = 0.20(0.75 + 1.4 d/l_a) \quad l_a/d \geq 2.5$$

$$= 0.76(l_a/d)^{-1.166} \quad 0.5 \leq l_a/d \leq 2.5$$

$f'cd$: コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

$\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n$: 複合標準³⁾に定める係数

l_a/d : せん断スパン比

b_w : 腹部の幅(mm)

d : 有効高さ(mm)

γ_b : 部材係数で 1.3

$$V_{sd} = \alpha \cdot f_{vyd} \cdot t_w \cdot Z_s / \gamma_b$$

ここに、 $\alpha = 2.7 + 0.16k - 0.68(l_a/d)$

f_{vyd} : 鋼材の設計せん断降伏強度(N/mm²)

t_w : 鉄骨の腹板の厚さ

Z_s : 鉄骨の腹板の高さ

k : 鉄骨比 (%) (ただし、 $2.0 \leq k \leq 7.0$)

l_a/d : せん断スパン比(ただし、 $1.0 \leq l_a/d \leq 3.5$)

γ_b : 部材係数で 1.15

コンクリート内部の鉄骨は、せん断力に抵抗する重要な部材であり、本検討では、せん断力に抵抗する鉄骨断面(以下、せん断有効断面)として図-1に示す十字型に配置された鉄骨のうち強軸方向に配置された鉄骨腹板断面を考慮し検討を行っており、実際よりもせん断耐力は小さめに評価している。

また、部材の耐力及び変形性能は次のとおり算定した。対象断面のうち、耐震設計等に関する設計計算書等がある場合はそれを参照し、そのような設計図書がなかったものは、設計図を参考に断面諸元より部材耐力及び変形性能を算定した。ここで、設計図書がなかった構造物の作用軸力については、標準的と考えられる軸力比 0.1(コンクリート強度の 10%の応力)程度を仮定した。本来ならば、軸力比は詳細な検討により厳密に設定する必要があるが、本検討では、既設 SRC 構造物が有する耐震性能の基礎的な検討として考えており、既設 SRC 構造物に対する地震時の全般的な傾向を把握する事を主目的としている事からこの様に設定する事とした。

(2) 地震時の概略評価 (Step2)

地震時の概略評価は、曲げ破壊先行部材及びせん断破壊先行部材に対し、それぞれの部材の耐震性について検討を行った。評価に用いた指標は、曲げ破壊先行部材では部材の変形性能、せん断破壊先行部材では、せん断力とした。

概略評価に用いた地震動は目安として、兵庫県南部地震時の既設 RC 構造物の被害状況に関する文献⁵⁾を参考に、水平震度を $K_h=1.0$ とした。

a) 部材の曲げ変形に対する検討(曲げ破壊先行部材)

曲げ破壊先行部材の地震時の検討は、式(3.2)に示すとおり、部材のもつ変形性能(以下、塑性率という)により行った。

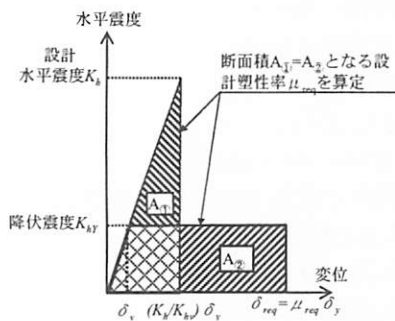


図-4 Newmark のエネルギー一定則

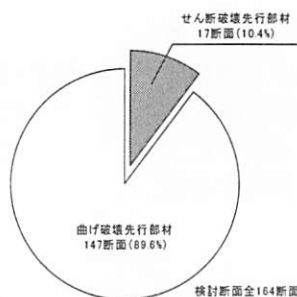


図-5 破壊形態の判定結果

表-1 部材パラメータ

部材パラメータ	算定式	備考
鉄骨鉄筋比	A_s/A_r	A_s : 鋼材断面積 A_r : 軸方向鉄筋断面積
鋼材比 P_s	A_{rs}/A	A_{rs} : 鋼材+軸方向鉄筋断面積 A : 部材断面積
鉄骨ウェブ断面積比	A_w/A	A_w : 鉄骨ウェブ断面積 A : 部材断面積
帯鉄筋比	P_w	
約合軸力比	N/N_b	N : 作用軸力 N_b : 約合軸力 約合軸力: 軸方向鉄筋が引張降伏すると同時に圧縮縁のコンクリートのひずみが0.0035に達する時の軸力
せん断スパン比	l_a/d	l_a : せん断スパン長 d : 有効高さ

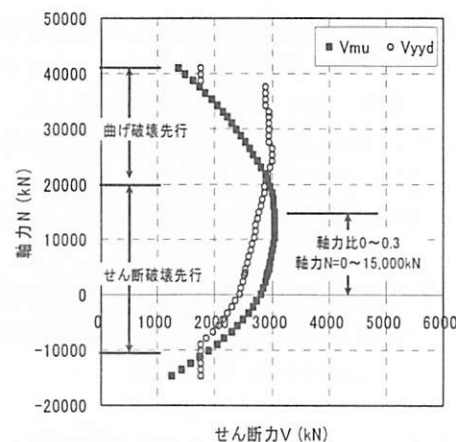
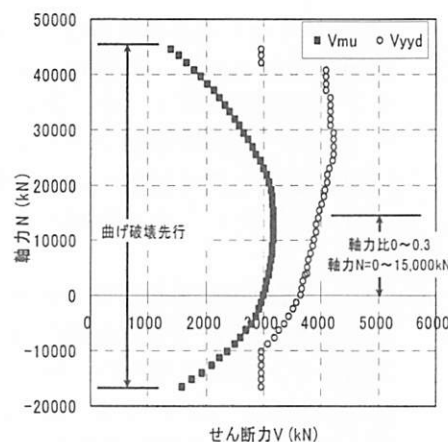


図-6 軸力比と破壊形態の関係

$$\mu / \mu_{req} > 1.0 \quad (3.2)$$

ここに、 μ : 部材が有する靱性率で $\mu = \theta_n / \theta_y$
 最大荷重時の部材角 θ_n と降伏時の部材角 θ_y は耐震標準より算定
 μ_{req} : 設計靱性率で Newmark のエネルギー一定則 (図-4) により式(3.3)により算定
 K_{hy} : 降伏震度で部材に作用する軸力 N とせん断スパン長 l_a により式(3.4)により算定

$$\mu_{req} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{K_{hy}} + 1 \right) \quad (3.3)$$

$$K_{hy} = \frac{M_y / l_a}{N} \quad (3.4)$$

b) せん断力に対する検討 (せん断破壊先行部材)

せん断破壊先行部材に対する検討は、式(3.5)に示す、柱部材がせん断耐力 V_{yd} (もしくは、 V_{yyd}) に達する時の水平震度 K_{hv} と水平震度 K_h の関係により行った。

$$K_{hv} / K_h > 1.0 \quad (3.5)$$

ここに、 K_{hv} : 部材がせん断耐力に達する時の水平震度で、 $K_{hv} = V_{yd}$ (もしくは、 V_{yyd}) / N で算定

K_h : 水平震度で、本検討では $K_h = 1.0$

(3) 部材パラメータによる簡易評価法の提案 (Step3)

ここでは、表-1に示す対象断面の各部材パラメータと、Step1, Step2における破壊形態、変形性能との相関について検討をおこない、破壊形態との傾向や曲げ破壊先行部材の変形性能との傾向を整理し、簡易で実用的な評価手法の提案を試みた。

4. 耐震性評価の結果

(1) 破壊形態の判定結果(Step1)

破壊形態の判定結果を図-5に示す。検討断面164断面のうち、約9割の147断面が曲げ破壊先行部材と判定された。本検討では、前述したとおり軸力比を仮定しているケースが多い。このため図-6に示すように、軸力の変動と破壊形態との関係を把握するた

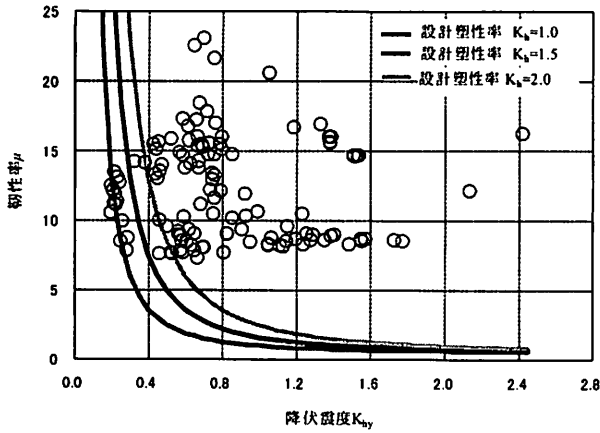


図-7 曲げ破壊先行部材の評価結果

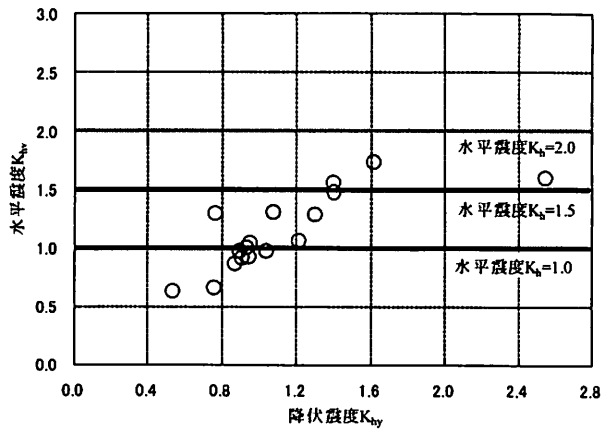


図-8 せん断破壊先行部材の評価結果

め軸力とせん断耐力 V_{mu} , V_{yd} (V_{yyd})について整理した。図-6は縦軸に軸力、横軸にせん断力を示しており、式(3.1a), (3.1b)と同様に、せん断力の関係が $V_{mu} < V_{yyd}$ の場合には曲げ破壊先行部材、 $V_{mu} > V_{yyd}$ の場合は、せん断破壊先行部材と判定される。図-6に示すとおり高軸力域（本検討では軸力 $N=20,000\text{kN}$ 以上）では破壊形態の判定に変化も見られるが、実構造物で想定される軸力比 $0\sim 0.3$ 程度（本検討では軸力 $N=0\sim 15,000\text{kN}$ ）では、軸力の変動により破壊形態が変わる事はなかった。よって今回仮定した軸力比により破壊形態への影響は少ないものと考えられる。

以上の結果より、耐震標準¹⁾に基づきせん断力を用い部材の破壊形態について判定した結果、今回仮定した軸力比では破壊形態の影響は少なく、対象とした既設SRC柱では約9割の部材において曲げ破壊先行の破壊形態を示した。このことから、既設SRC柱では大規模地震時においてRC橋脚等に甚大な被害を与えるせん断破壊先行型の破壊形態を示すものは少なく、大部分が曲げ破壊先行部材となる事を確認した。

(2) 地震時の概略評価の結果(Step2)

a) 曲げ破壊先行部材の地震時評価結果

曲げ破壊先行部材の評価結果を図-7に示す。図-7は縦軸に靱性率 μ 、横軸は降伏震度 K_{hy} とし、検討断面の降伏震度と靱性率 μ の関係を示したものである。その他に図-7では部材の設計靱性率 μ_{req} の関係を評価するため式(3.3)により水平震度 $K_h=1.0, 1.5, 2.0$ の場合の降伏震度と設計靱性率 μ_{req} を曲線で示している。つまり、図-7において検討断面のプロットが各設計震度における設計靱性率 μ_{req} よりも内側にある場合は、その断面は水平震度における設計靱性率 μ_{req} を有しているものと判断できる。

図-7より今回、曲げ破壊先行部材と判定された断

面については最低でも靱性率 μ が5以上、殆どの部材で8以上を有している。また、曲げ破壊先行部材147断面のうち、約8割の121断面で水平震度 $K_h=2.0$ に対する設計靱性率 μ_{req} を満足する靱性率を有している結果となった。以上の結果より、今回対象とした既設SRC柱のうち曲げ破壊先行と判定された部材は高い変形性能を有していると言える。

一方で、一つの目安として用いた水平震度 $K_h=1.0$ 以下となった断面は曲げ破壊先行部材の全147断面のうち7断面であった。これらの断面に共通している事は、ラーメン橋脚の橋軸方向の断面に着目した場合の評価結果であるという点である。本検討のように対象としている部材がラーメン橋脚の場合、せん断スパン長は橋軸方向、橋軸直角方向で大きく違い、橋軸方向では橋軸直角方向の約2倍程度となることから、この影響が評価結果に表れたと推測される。

以上より、今回破壊形態の判定において、曲げ破壊先行部材と判定されたものは、全般的に靱性率が高く十分な変形性能を有しており高い耐震性がある事が明らかになった。

b) せん断破壊先行部材の地震時評価結果

せん断破壊先行部材に対する評価結果を図-8に示す。今回の検討対象とした全断面のうち約1割の17断面がせん断破壊先行部材となった。図-8に示すとおりせん断破壊先行部材においても、水平震度 $K_h=1.5$ 以上を有している断面も見られ、 $K_h=1.0$ を満足する断面は半数以上であった。

本検討では、鉄骨部材により受持たれる設計せん断耐力 V_{sd} 算定時のせん断有効面積として強軸配置の鉄骨の腹板のみを考慮しており、実際のせん断耐力はもう少し大きくなるものと考えられる。今回の検討断面はそれでも水平震度0.6以上のせん断耐力を有しており、L1地震動よりも相当大きい地震動に対してもせん断破壊する可能性は低いと考えられる。

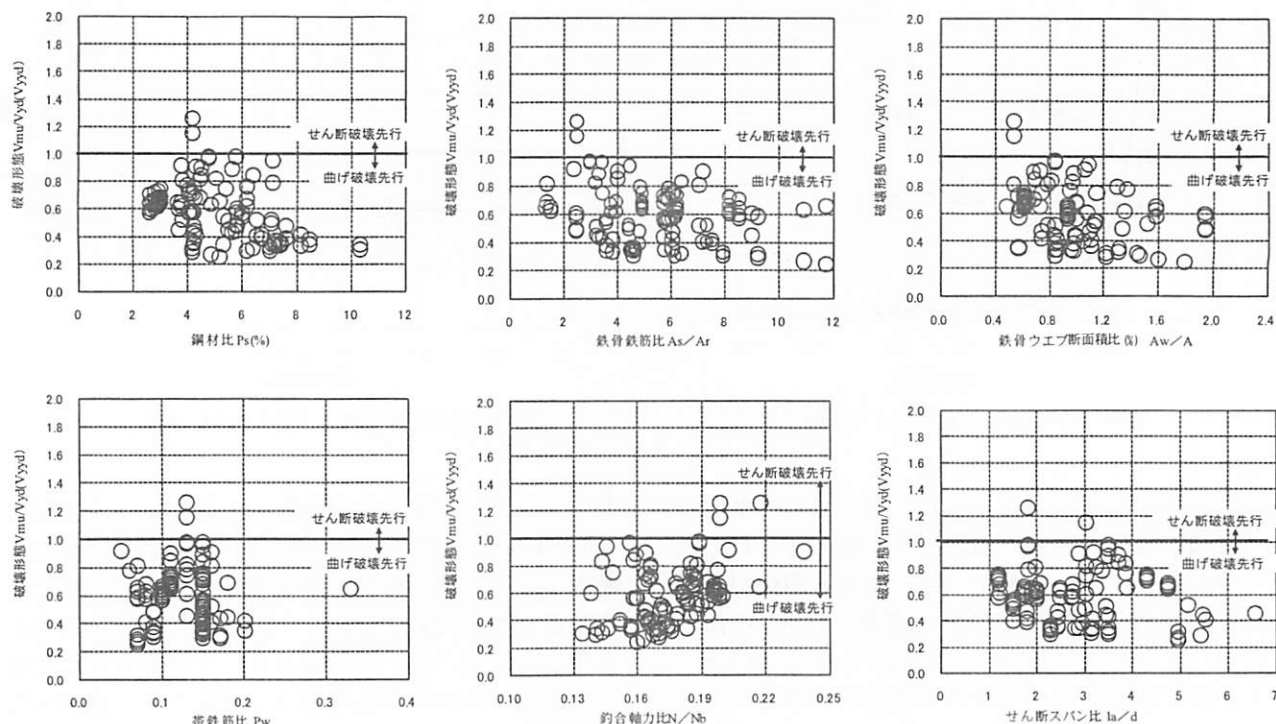


図-9 破壊形態と各パラメータとの相関

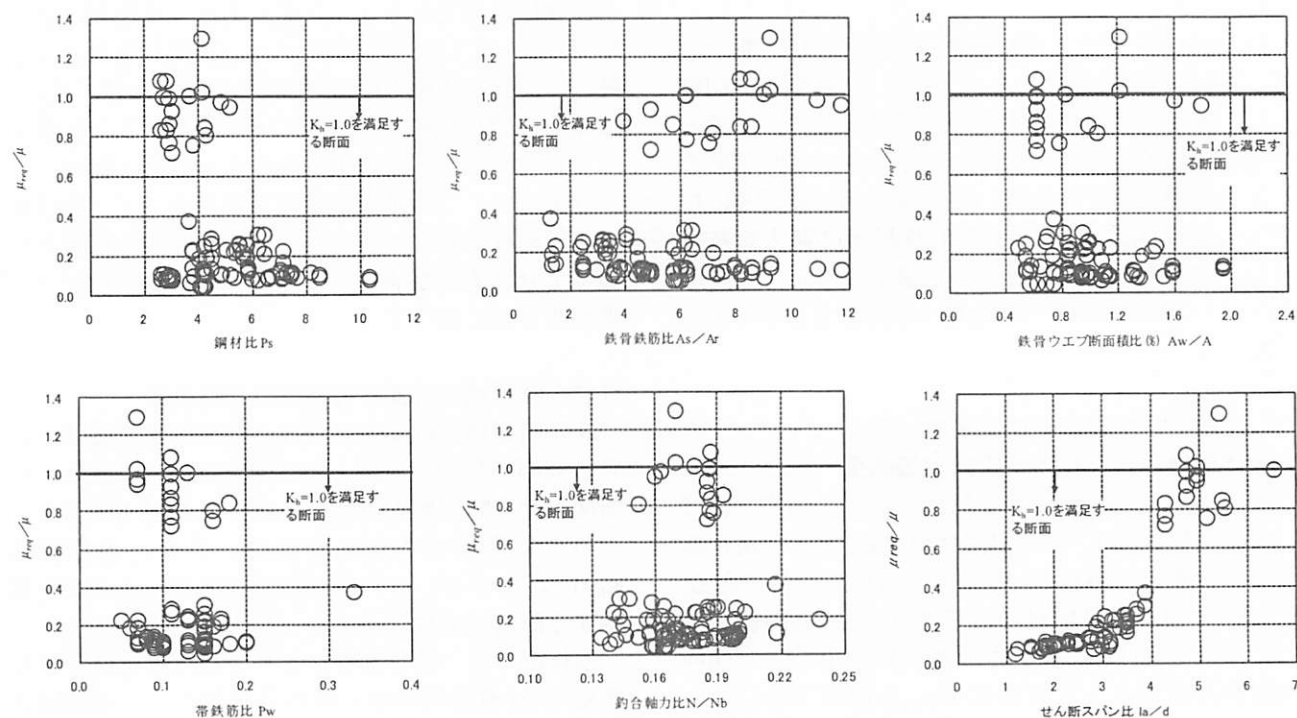


図-10 変形性能と各パラメータとの相関（曲げ破壊先行部材）

表-2 部材パラメータによる簡易評価法の目安

		降伏震度 K _{hy}	鋼材比 P _s	鉄骨 鉄筋比 A _s /A _r	鉄骨 ウェブ断面積比 A _w /A	帯鉄筋比 P _w	釣合 軸力比 N/N _b	せん断 スパン比 l _a /d
・破壊形態の判定(Step1) 曲げ破壊先行部材と判定 される範囲 ※ただし、(A)、(B)のいづれ かを満足する必要あり	(A)	-	5.0% 以上	-	0.6% 以上	(0.15% 以上)	(0.25 以下)	(1.0～6.5)
	(B)	-	(2.5～ 10.0%)	(2.5～12.0)	-	(0.15% 以上)	(0.25 以下)	4 以上
・地震時の概略評価 (Step2) 水平震度 K _h =1.0 を満足する曲げ 破壊先行部材の範囲		0.35 以上	5.0% 以上	(2.5～12.0)	-	0.15% 以上	(0.25 以下)	4 以下

※ () の数値は今回の検討断面における部材パラメータの範囲

(3) 耐震性の概略判定方法の提案(Step3)

既設構造物の耐震評価において設計図に示されている部材諸元より表-1に示すような各パラメータを用い耐震評価を行う事は、実用的で最も簡易な手法と考えられる。そこで、Step3ではこれまでのStep1破壊形態の判定、Step2地震時の概略評価の結果に基づき、SRC柱の耐震性の概略判定方法を検討した。検討方法は表-1に示す各部材パラメータを用いStep1、Step2の結果との相関について整理した。

部材パラメータは全164断面のうち、部材諸元が明らかである125断面に対して整理し、図-9にはStep1の破壊形態の判定結果との関係、図-10にはStep2における曲げ破壊先行部材における変形性能との関係を示す。なお、せん断破壊先行部材についても各パラメータとの相関を詳細に把握する必要があるが、今回収集したデータにおいて、せん断破壊先行部材の部材パラメータを整理する事が出来るデータ数が少なかったため、曲げ破壊先行部材に対して検討をおこなった。これまで、既設のSRC橋脚に対する耐震性に関する検討や橋脚部材の各パラメータの分布状況に対し整理された例は少ないため、今回の様に曲げ破壊先行部材に着目した整理も非常に重要であると考えられる。

本検討では収集した事例から概略の判定法を提案したが、今後より多くの既設SRC柱のデータについて検討を加える事で概略評価法の精度向上が図られるものと考えられる。

a) 破壊形態の傾向

今回の検討断面は約9割が曲げ破壊先行部材である。図-9は縦軸に式(3.1)の関係を示しており、横軸は部材パラメータとしている。図-9より以下の傾向が認められる。

- ・鋼材比、鉄骨鉄筋比及び鉄骨ウェブ断面積比が大きくなると、曲げ破壊先行部材になる。これ

は、鉄骨断面が大きくなるとせん断耐力が増大するため、曲げ破壊先行部材になり易いためであると考えられる。

- ・帯鉄筋比については、今回の検討では0.05%～0.20%の範囲にデータが集中しており、顕著な傾向は認められない。一般には帯鉄筋比が大きくなるとせん断耐力が増大する傾向にあるため、曲げ破壊先行部材になりやすくなるものと考えられる。
- ・釣合軸力比が小さくなると、曲げ破壊先行部材になる傾向にある。これは、軸力が小さくなると曲げ耐力よりもせん断耐力の方がより増大するためと考えられる。
- ・せん断スパン比が大きくなると、曲げ破壊先行部材になる。これは、せん断スパンが大きくなるとせん断耐力より曲げ耐力の方がより小さくなるためと考えられる。

これらの結果より、曲げ破壊先行部材と判定されるパラメータの範囲を整理すると、表-2のようになる。ここで、(A)は鋼材比及び鉄骨ウェブ断面積比が大きい場合、すなわち断面内の鋼材量が多く、かつ鉄骨ウェブ断面が大きい場合を示している。また、(B)は、せん断スパン比が大きい場合を示している。本検討結果から、表-2に示す(A)または(B)のいずれかの条件を全て満たしている場合には、曲げ破壊先行部材と判定する事が可能と考えられる。

b) 変形性能の傾向

今回の結果では、図-7より殆どの部材で靱性率5以上を有しており、靱性率5以上の断面であれば $K_h=1.0$ を満足している。この結果から式(3.3)より設計塑性率 $\mu_{req}=5.0$ とし、降伏震度を算定すると $K_{hy}=0.33$ となる。つまり、 $K_h=1.0$ を満足する断面の一つの目安として、靱性率5以上、降伏震度は安全側の $K_{hy}=0.35$ 以上が必要であると言える。

曲げ破壊先行部材と各パラメータとの相関について図-10に示す。図-10の縦軸は部材の有する韌性率 μ を水平震度 $K_h=1.0$ の場合の設計塑性率 μ_{req} で除して無次元化した μ_{req}/μ を示し、横軸は図-9と同様に部材パラメータとしている。図-10では μ_{req}/μ が1.0以下の場合に水平震度 $K_h=1.0$ を満足する断面であると評価する事ができる。図-10より以下の傾向が認められる。

- ・鋼材比については、鋼材量が多くなると μ_{req}/μ が小さくなる傾向にあるが、鉄骨鉄筋比及び鉄骨ウェブ断面積比については顕著な傾向は認められない。
- ・帯鉄筋比については、今回の検討では0.05%～0.20%の範囲にデータが集中しており明確な傾向は示していないが、帯鉄筋比が大きくなると μ_{req}/μ が小さくなる傾向がある。文献⁶⁾では帯鉄筋比は曲げ変形性能との相関がある事が述べられており、これと同じ傾向であると言える。
- ・釣合軸力比については、顕著な傾向を示していない。
- ・せん断スパン比が小さくなると μ_{req}/μ が小さくなる傾向にある。これは、せん断スパン比が小さくなると曲げ耐力が大きくなる事が理由と考えられる。今回の検討では、せん断スパン比が4以下の場合には、すべて μ_{req}/μ が1.0となっている。

これらの結果より、水平震度 $K_h=1.0$ を満足する断面と判定されるパラメータの範囲を整理すると、表-2のようになる。降伏震度は0.35以上ある事を前提として、鋼材比が5.0%以上、帯鉄筋比が0.15%以上、せん断スパン比が4以下であれば、水平震度 $K_h=1.0$ を満足すると判定できると考えられる。

5. まとめ

本検討は、既設 SRC 構造物のうち、主に国鉄時代に建設された高架橋柱及び線路橋、架道橋の橋脚を検討対象とし、耐震評価方法の基礎的な検討として、現状の耐震標準、複合標準に基づき破壊形態の判定、水平震度 $K_h=1.0$ を目安とし地震時の概略評価を行った。

更に、部材諸元から、既設 SRC 柱の破壊形態の概略判定方法の検討をおこなった。その結果、本検討では作用軸力等を仮定した条件下での評価も含まれるが、以下の事が確認された。

- (1) 破壊形態の判定結果より、全体の約 9 割程度(167断面のうち147断面)の部材が曲げ破壊先行型の破壊形態を示した。
- (2) 曲げ破壊先行と判定された部材の韌性率は、最低でも 5 以上あり、大部分が韌性率 10 以上

を有していた。これより対象断面は全般的に韌性率が高く十分な変形性能を持っている部材が多い事を確認した。また、今回評価の目安として用いた水平震度 $K_h=1.0$ に対しては、大部分の部材が満足する結果であった。

- (3) せん断破壊先行部材と判定された 17 断面のうち、設計震度 $K_h=1.0$ 以下となった断面は 7 断面であった。本解析では鉄骨部材により受け持たれる設計せん断耐力算定時のせん断有効断面積を安全側に評価しているが、それでも水平震度 0.6 以上のせん断力を有しており、耐震標準¹⁾による L1 地震動よりも大きい地震動に対してもせん断破壊する可能性は低いと考えられる。
- (4) 検討断面の部材パラメータに着目し整理した結果部材の破壊形態の傾向は、鋼材比及び鉄骨ウェブ断面積比が大きい場合とせん断スパン比が大きい場合に分類される。この場合、鋼材費比は 5.0%以上、鉄骨ウェブ断面積比は 0.6%以上とし、せん断スパン比は 4 以上を満たす事により破壊形態の判定が可能であると考えられる。
- (5) 曲げ破壊先行部材と判定された部材に対し、目安とした水平震度 $K_h=1.0$ を満足する部材パラメータの範囲を整理した結果、降伏震度は0.35以上ある事を前提として、鋼材比が5%以上、帯鉄筋比が0.15%以上、せん断スパン比が4以下であれば、水平震度 $K_h=1.0$ を満足すると判定できると考えられる。

参考文献

- 1)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），1999.10.
- 2)鉄道総合技術研究所：鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針，1987.9
- 3)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），2002.10.
- 4)村田清満，池田学，渡邊忠明，戸塚信弥：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力，土木学会論文集 No.626/I-48，1997.7
- 5)石橋忠良，池田靖忠，菅野貴浩，岡村甫：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害と設計上の耐震性能に関する検討，土木学会論文集No.563/I-369，1997.4.
- 6) 村田清満，池田学，川井治，瀧口将志，渡邊忠明，木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究，土木学会論文集，No.619/I-47，1999.4