

既設高架橋の耐震性評価に関する一考察

阪急エンジニアリング株式会社

中川 元宏

門田 清人

正会員 庄 健介

1. はじめに

平成7年1月に起こった兵庫県南部地震により多数の構造物が莫大な被害を受けた。鉄道構造物についても例外ではなく、多くの鉄道高架橋が被害を受けた。

兵庫県南部地震後の平成8年3月に、運輸省が「特定鉄道施設に係る耐震補強に関する省令」を定めたのを受け、各鉄道事業者は同令に基づき高架橋柱等の緊急耐震補強工事を実施しているところである。

本報告では、運輸省令に基づいて実施された既設高架橋に対する緊急耐震補強柱の選定の考え方を整理し、緊急耐震補強後の鉄道構造物全体の耐震性評価にも適用可能な実務的耐震性評価手法について検討を試みたので、以下にその内容を示す。

2. 本検討の目的

2-1 緊急耐震補強における補強対象柱の選定

運輸省令の考え方は、全ての既設高架橋柱の破壊形式を曲げ先行型として脆性的な破壊を避けるとともに、柱部材の塑性域でのエネルギー吸収能を活かすことにより、既設柱の有する耐震性能を最大限に発揮することを目的としているものである。阪神淡路大震災後の緊急耐震検討では、簡便的評価法として運輸省の実態調査で例示された V_u/V が主に用いられている。これはせん断耐力 V_u 【式-1】と、部材に破壊曲げモーメント（ M_u ）が発生した時点での発生せん断力 V 【式-2】を比較するものであり、この値が1.0以下の場合には破壊形式がせん断先行型になることを意味している。

$$V_u = \beta_d \cdot \beta_P \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d + A_w \cdot f_{wyd} \cdot d / S_s / 1.15 \quad \text{【式-1】}$$

$\beta_d : \sqrt[4]{(100/d)} \leq 1.5$ d : 有効高さ

$\beta_P : \sqrt[3]{(100pc)} \leq 1.5$ pc : せん断引張鋼材比 $pc = A_s / (b_w \cdot d)$ A_s : 引張側鋼材の断面積

$\beta_n : 1 + M_o / M_u \leq 2$

M_o : 設計曲げモーメント M_u に対する引張縁において、軸方向力により発生する曲げモーメントを打ち消すのに必要な曲げモーメント

$f_{vcd} : 0.9 \cdot \sqrt[3]{(f'_{cd})}$ f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

b_w : 腹部の幅

A_w : 区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の設計引張降伏強度

S_s : せん断補強筋の配置間隔（間隔の一番大きいところ）

$$V = 2 \cdot M_u / L \quad (1 \text{ 層ラーメン}) \quad \text{【式-2】}$$

$$= (2 \cdot M_u + M_{bu}) / (L_1 + L_2) \quad (2 \text{ 層ラーメン：中層梁片側})$$

$$= (2 \cdot M_u + 2 \cdot M_{bu}) / (L_1 + L_2) \quad (2 \text{ 層ラーメン：中層梁両側})$$

M_{bu} : 中間梁の曲げ耐力

L, L_1, L_2 : ハンチ部、中層梁部を除く柱高さ（図-1 参照）

$$M_u = \sum (A_{si} \cdot f_{syd} \cdot d_i) + N \cdot d'$$

A_{si} : 鉄筋の断面積

f_{syd} : 鉄筋の設計引張降伏強度

N : 死荷重

d_i : コンクリート圧縮中心と鉄筋との距離

d' : コンクリート圧縮中心と死荷重作用位置との距離 ($d' = h/2 - dc/2$)

$$dc = (\sum A_{si} \cdot f_{syd} + N) / (0.85 \cdot f'_{cd} \cdot b_w)$$

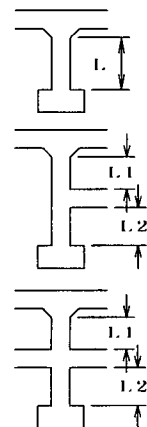


図-1 V算出における柱高さ

キーワード：耐震性能評価、弾性水平換算破壊震度、耐震補強方法選定

連絡先：〒530-0012 大阪市北区芝田 1-4-8-4F TEL:06-6359-2756 FAX:06-6359-2762

この考え方は、既設柱部材の耐震性能を最大限に発揮することを目的としていること、また耐震補強が緊急性を要するために対象柱の選定も簡便な方法による必要があったことを考えると非常に合理的な方法であると言える。しかし、以下の点については、更なる検討が必要であると考えられる。

- 2-1. (1) V_u/V では部材の破壊形式（曲げ先行破壊、せん断先行破壊）の判定に重点が置かれ、各部材の有する靱性能に対する評価を行っていない。したがって、 V_u/V のみでは部材の耐震性能（耐震レベル）の評価を十分に行うことはできない。
- 2-1. (2) V 、 M_u 値を簡易に算出できるようにするため、1本の柱のみを取り出し、梁と仮定しているが、対象構造物の多くを占めるラーメン構造物を考えた場合、地震時に柱に作用する軸力を過小に評価する恐れのあるモデルである。

2-2 長期的視点による耐震評価

鉄道管理者が今後も長期に渡り緊急耐震補強後の構造物を維持管理することを考えると、以下の点について再検討を要するものと考えられる。

- 2-2. (1) 鉄道構造物は線状に繋がっているため、その一部のみの耐震性能が低くても地震発生時には全線が影響を受けることになる。長期的視点で考えると、全線の構造物が同等の耐震性能を有することが望ましい。具体例は後述するが、破壊形式による補強対象柱の選定では、仮に低い耐震性能を有する曲げ破壊先行部材と高い耐震性能を有するせん断先行部材が存在する場合、前者は補強対象とならず後者が補強対象となる恐れがある。後者は構造物に対しては安全側であるが、前者は後者より低い震度で終局耐力に至る危険性があるため、鉄道の連続性を考えると問題がある。
 - 2-2. (2) 全線の構造物についての耐震性能を把握しておかなければ、防災計画の立案が困難であるとともに、地震発生後においても全構造物を同程度の着目度により検査する必要があるため、運転再開までに長時間を要することが予想される。また、破壊に至らない柱についても降伏震度を把握しておかねば、地震後の構造物の状態を推定することができず、残存高架橋上での列車運行の是非を判断できない。なお、残存高架橋上での列車運行の是非については、机上検討である本検討結果のみで判断することは危険であるため、衝撃振動試験などの実体調査と併せて判断する必要がある。
 - 2-2. (3) 緊急耐震補強に引き続き耐震補強の施工を実施するためには、現状の高架下利用状況を考えると工事費の他に補償費等の付帯費用が必要となる場合も多い。また、車庫高架橋、主要幹線道路交差部など通常の高架橋よりも重要度の高い高架橋が存在する。これらの高架橋に対して長期的視点より別途必要耐震性能を定め補強工事の優先順位を策定する場合に、現況高架橋の耐震性能を把握しておかねば効果的な優先順位の策定は困難である。また 2-2. (1) と関連するが、その耐震性能の設定にあたっては、緊急耐震補強後に全線の有する耐震性能を一つの目安とすることも考えられる。
- そこで、本検討では既設の鉄道高架橋に対して緊急耐震補強の効果を明確に把握することを目的として、柱部材の耐震性能を震度換算することにより数値で把握することを試みた。なお、鉄道の連続性を考慮すると、基本的に全既設高架橋を対象とする検討となるため、実務への適用性に鑑み、簡易な方法で検討を行えるよう考慮した。

3. 検討内容及び結果

3-1 検討方法

部材の有する耐震性能を適切に評価するためには、想定震度と曲げ耐力、せん断耐力及び曲げ降伏耐力、靱性率の把握が必要であるため、限界状態設計法に準拠して検討を行うものとした。既設高架橋の多くは許容応力度法により設計されているため、震度と曲げ及びせん断耐力との関係が明確ではなく、

降伏耐力及び靱性についても震度との関係は明確化されていない。

そこで本検討では、限界状態設計法に準拠していること、現時点での鉄道構造物の標準的な設計基準であること、並びに実務上への適用が容易であることなどの理由から、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物（以下、「コンクリート標準」と記す）」¹⁾に準拠するものとした。

3-2 構造計算（図-2 参照）

材料強度、弾性係数、部材係数などの諸定数は、コンクリート標準に準拠して設定した。

平面線形骨組計算プログラム上で作成した構造モデル（軌道方向及び軌道直角方向）に、上記の標準に基づき設定した部材データ・荷重データを代入し、水平震度（ K_h ）をパラメーターとして慣性力による水平荷重を漸増载荷する。

水平震度を順次増加させ、曲げ降伏耐力（ M_y ）、せん断耐力（ V_y ）、曲げ耐力（ M_u ）に至る水平震度（ $K_h M_y$ 、 $K_h V_y$ 、 $K_h M_u$ ）を求めるものである。

せん断耐力は、コンクリート標準に準拠して式-3 により算出した。

$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ [式-3]

V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いない場合のせん断耐力

V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力

ここに、 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ （ γ_b ：部材係数=1.3）

$V_{sd} = \{ A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / S_s \} \cdot z / \gamma_b'$

但し、 β_n ： $1 + M_o / M_u \leq 2$ （ $N \geq 0$ の場合）、 $1 + 2 \cdot M_o / M_u \geq 0$ （ $N < 0$ の場合）

γ_b' ：部材係数=1.15

θ_s ：せん断補強筋鉄筋が部材軸となす角度

z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離（ $d/1.15$ ）

また、曲げ降伏耐力並びに曲げ耐力については、断面を横方向に分割して各層に位置する材料の応力～ひずみ関係を与えて解析を行った。ここで、曲げ降伏耐力は最外縁の軸方向鉄筋が引張降伏強度に達する時点での発生曲げモーメント、曲げ破壊耐力は圧縮縁のコンクリートひずみが 0.0035 に達する時点での発生曲げモーメントとした。なお、コンクリートと鉄筋の応力～ひずみ関係はコンクリート標準に準拠した（図-3, 4 参照）。

これらの算出方法を V_u/V と比較する。

せん断耐力については、せん断補強筋が部材軸となす角度を 90° とすると基本的に同一式となるが、本検討では部材係数を考慮しているためせん断耐力は低い値となり、せん断破壊に対しては安全側の検討を行っていると言える。

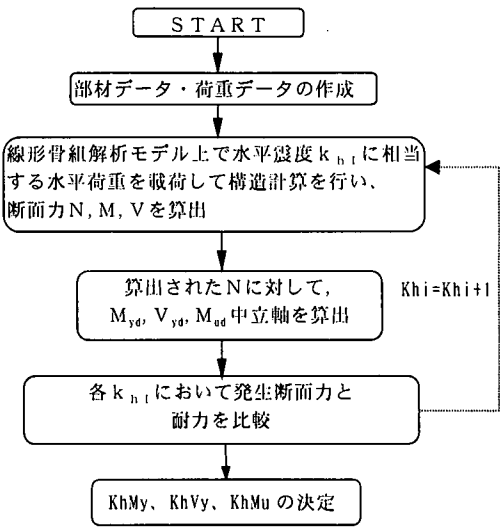


図-2 構造計算のフロー

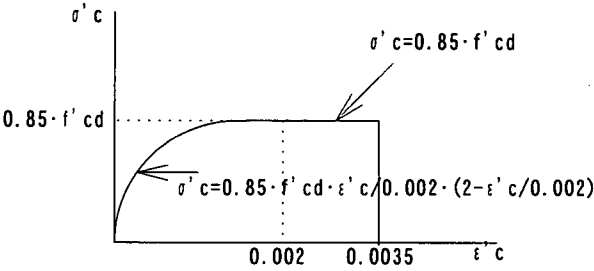


図-3 コンクリートの応力～ひずみ曲線

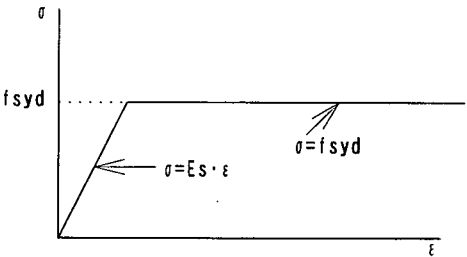


図-4 鉄筋の応力～ひずみ曲線

また、本検討ではフレーム計算を行ったため β_n 値の算出で負の軸力時を考慮している。実際に、負の軸力作用時にせん断破壊する柱部材もみられ、同柱については正の軸力載荷時にはさらに高い震度でせん断破壊したため、検討にあたっては注意を要するものと考えられる。

曲げ降伏耐力及び曲げ耐力に対しては、 V_u/V では軸力＝死荷重で固定していること、並びにコンクリートの圧縮応力を等価ブロックで置き換えていることなどが本検討の算出と異なっており、一概に傾向を把握できないが、本検討では柱スパンの短い構造物の場合は軸力変化が大きく、破壊時にはせん断耐力及び曲げ耐力時の値が常時より約 10 (tf・m) 増加している例もあり、軸力の考慮による相違も生じているものと思われる。

3-3 破壊形式の分類並びに換算弾性水平破壊震度の計算

コンクリート標準では、以下の式により設計水平震度 (KH) を定め、KH による慣性力を載荷し、降伏耐力と設計靱性率による照査を行っている。

$$KH = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot KH_0$$

KH_0 : 設計想定地震動 (1.0 G)

ν_1 : コンクリート標準に定める地域別補正係数であり、近畿地区では 1.0

ν_2 : 応答特性別補正係数であり、地盤種別及び対象構造物の等価固有周期より定まる。

ν_3 : 応答特性別補正係数であり、荷重～変位関係をバイリニアでモデル化し N.M.Newmark のエネルギー一定則 (図-5 参照) に準拠して次式により求める。

$$\nu_3 = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$$

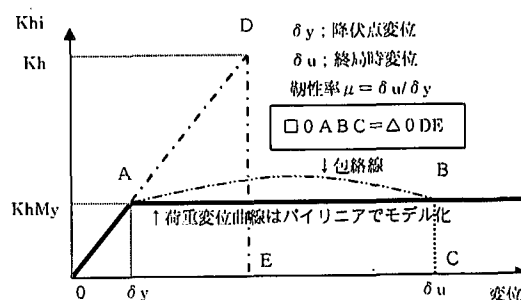


図-5 エネルギー一定則

つまり、コンクリート標準では、基本的に曲げ先行破壊形式とすることを前提としており、塑性域でのエネルギー吸収を考慮した設計を行うこととしているものである。本検討では、基本的に同式を流用し、式-4 により換算弾性水平破壊震度 (Kh、以下「破壊震度」と記す) を算出した。

$$Kh = Kh' / \nu_1 / \nu_2 / \nu_3 \quad \text{【式-4】}$$

Kh' : 設計上の降伏震度であり、本検討では以下の破壊形式別に定める。

上記の計算により求めた $KhMy$ 、 $KhVy$ 、 $KhMu$ の大小関係により破壊形式は以下の 3 タイプに分類でき、各破壊形式毎に Kh を算出する。(図-6、図-7 参照)

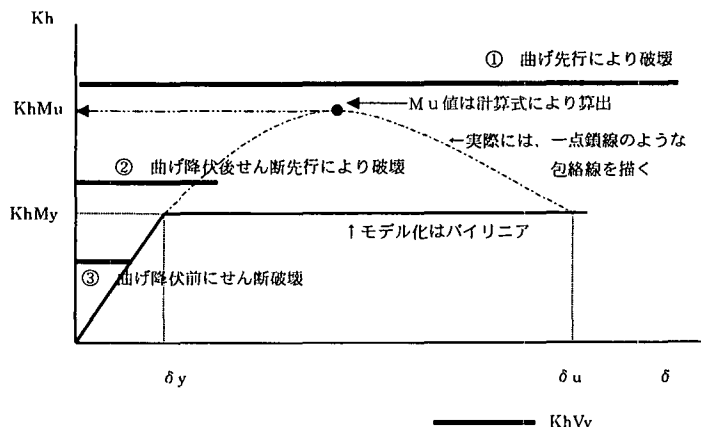


図-6 破壊形式の分類

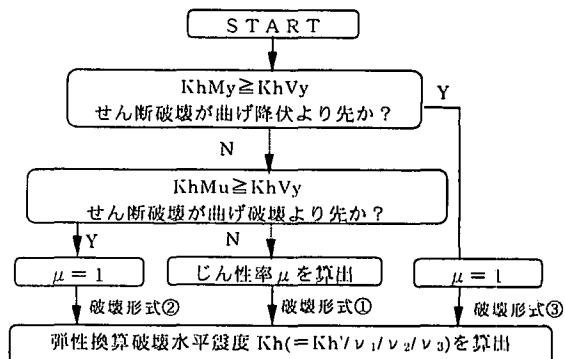


図-7 Kh の算定フロー

① $KhVy \geq KhMu \geq KhMy$ の場合：破壊形式①

柱部材は、曲げ降伏後、曲げ先行により破壊する。曲げ先行により破壊するため、柱部材の有する靱性能を最大限に発揮できる破壊形式であり、破壊形式としては最も望ましい。コンクリート標準の考え方にも一致しており $Kh' = KhMy$ として Kh を求めた。

なお、部材靱性率の算出はコンクリート標準の参考資料に準拠した。〔式-5 参照〕

$$\text{部材靱性率 } \mu = \delta u / \delta y = (\mu_0 \cdot \delta y_0 + \delta u_1) / (\delta y_0 + \delta y_1) \quad [\text{式-5}]$$

μ_0 ：躯体の塑性率 $[Vy, \text{せん断スパン}, Mu, ps \text{ の関数}]$ ps ：せん断補強鉄筋比

δy_0 ：降伏時の躯体変形による変位 $[Vy, \text{せん断スパン}, Mu, ps, d \text{ の関数}]$

δu_1 ：終局時の軸方向鉄筋の拔出しによる変位

δy_1 ：降伏時の軸方向鉄筋の拔出しによる変位 $[\text{軸方向鉄筋の中心間隔}, \text{軸方向鉄筋の直径}, \text{圧縮縁から中立軸までの距離}, \text{断面高さ}, d \text{ の関数}]$

なお、終局変位は最大耐力後、降伏点荷重を下回らない最大変位とする。

② $KhMu \geq KhVy \geq KhMy$ の場合：破壊形式②

柱部材は、曲げ降伏後、せん断先行により破壊するため、脆性的な破壊形式となる。しかし、実際には降伏後の塑性域においてエネルギー吸収がなされているものと考えられるが、せん断破壊する部材の降伏後における応力と変位の関係は明からにされていないため安全側で判断し $\mu = 1.0$ ($\nu 3$ を考慮しない)、 $Kh' = KhVy$ として Kh を算出した。

③ $KhMu \geq KhMy \geq KhVy$ の場合：破壊形式③

柱部材は、降伏する以前にせん断破壊するため、破壊形式①及び②よりも脆性的な破壊形式となる。弾性域での破壊となるため、 $\mu = 1.0$ ($\nu 3$ を考慮しない)、 $Kh' = KhVy$ として Kh を算出した。

3-4 検討結果

上記の破壊形式のうち、曲げ先行で破壊する構造物については、塑性域でのエネルギー吸収を考慮しているため、破壊震度は大きくなっている。せん断先行で破壊する形式では、降伏後にせん断破壊に至る構造物が降伏前に破壊に至る構造物に比べて破壊震度は大きくなっているが、いずれの場合も破壊震度は低い値を示している。

設計年代別に破壊震度、破壊形式並びに各耐力を整理したものを表-1に示す。設計年次が古い構造物については、破壊形式がせん断先行となる割合が高くなっているが、段階的に破壊形式が曲げ先行を呈する構造物が多くなっており、破壊震度も増えているのが分かる。なお、国鉄建造物設計標準（昭和58年）及びコンクリート標準（平成4年）で設計を行った構造物は本検討の対象に含まれていなかったが、基本的に曲げ先行破壊と靱性率（ $\mu = 4.0$ ）の確保を前提としているため、相当程度の破壊震度を有しているものと考えられる。

表-1 設計年次と破壊形式及び破壊震度

	破壊形式			破壊震度 (Kh)	適用設計基準
	①	②	③		
昭和33年～	0%	1%	99%	1.00	土木構造物の設計基準（案）
昭和45年代～	5%	35%	60%	1.25	建造物設計指針
昭和54年代～	36%	50%	14%	1.75	耐震設計指針（案）

破壊形式は各年代での比率を示す。

破壊震度は、昭和33年～を基準とした相対値を示す。

引張鉄筋が過剰に多い場合、もしくは高軸力が作用する場合については、引張鉄筋の降伏よりも圧縮側コンクリートの圧壊・鉄筋の座屈が先行する（ $KhMy \geq KhMu$ ）最も脆性的な破壊形態が生じるが、今回

検討した柱では、このような値を示すケースはなかった。

なお、単線順次切替えで高架化した構造物については、一期施工柱が二期施工柱より 0.1～0.2 程度水平破壊震度が高くなる傾向がみられた。また、若干数ではあるが、一期施工柱と二期施工柱で破壊形式が異なる場合もみられた。

4. ケーススタディ

4-1 補強後における耐震性能の検討

鋼板巻きによりせん断補強を実施した場合については、鋼板によるせん断補強効果を適切に評価して計算を行う必要があるが、計算上での評価は困難であるため、ここでは鉄道施設耐震構造検討委員会で実施された供試体に対する試験結果²⁾により $\mu=10$ として評価を行った。破壊形式②の柱部材 ($KhMy=0.23, KhVy=0.30$) に対して鋼板補強を行った場合を例に挙げると、補強後は $Kh=1.2$ となりコンクリート標準に定めるレベル以上の耐震性能を有することが確認できる。また、破壊形式③ ($KhVy=0.32$) の柱部材の場合、本検討で $KhMy=0.34$ を有することを確認しており、同様に $\mu=10$ とすると $Kh=1.8$ となり、補強効果の高さを確認できた。

なお、せん断補強のように断面剛性の増加を伴わない場合は、1 ラーメン構造物中の一部の柱について耐震補強をしても他の柱への影響はない。しかし、断面付加による曲げ補強効果があると仮定して補強柱の断面を外側に 5cm 付加する形で計算を行うと、断面の付加により曲げ降伏耐力並びに曲げ耐力の値は向上しているが、断面剛性及び慣性力の増加などによる発生断面力の増加が、耐力の増加を上回る場合が多く $KhMy$ 及び $KhMu$ が低下する傾向にあった。したがって、補強により断面剛性が上がる場合には、 $KhMy$ の再確認が必要である。一方、無補強柱では、発生断面力が抑えられ、 $KhMu, KhMy, KhVy$ は増加する傾向にあった。ただし、一部の柱では $KhMu$ の上昇により破壊形態が①から②に変わる場合もみられたため、一部の柱に曲げ補強がみられる場合は、他柱への影響を含めた検討が必要である。(表-2 参照)

表-2 同一ラーメンにおける一部柱補強の試算例

	断面付加柱 (1100×1100) →(1200×1200)		無補強柱 (1100×1100)	
	補強前	補強後	補強前	補強後
KhMy	0.44	0.39	0.34	0.38
KhMu	0.58	0.60	0.53	0.60
KhVy	0.66	—	0.54	0.59

4-2 必要耐震レベルに応じた補強対象柱の選定

破壊形式による検討のみでは、2-2. (1) に記載した問題が生じる可能性がある。例えば、図-8 に示す柱部材を有する高架橋が隣接しているとする。左の断面を有する柱は曲げ先行で破壊するものの、 $\mu=3.6$ であるため $Kh=0.58$ である。一方、右の断面を有する柱は破壊形式③ ($Kh=0.68$) であり、鋼板補強により $Kh=3.43$ となる。同地域で地震が発生した場合、先に破壊に至るのは左の柱であるため、鉄道の連続性を考えると左の柱を補強する方が効果的であるとも考えられる。ただし、脆性的な破壊を防ぐことが重要であることを考えると、右の柱に対してせん断補強を実施したうえで、左の柱に対して靱性補強を実施することが望ましい。

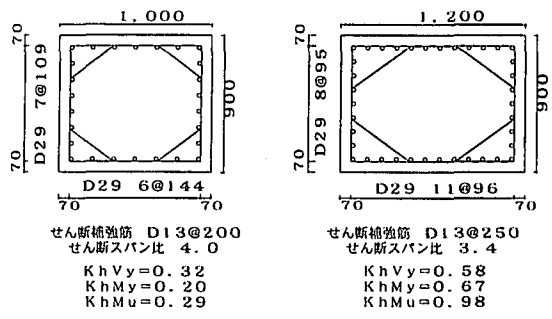


図-8 隣接高架橋における柱断面の仮定

4-3 適切な補強方法の選定（図－9 参照）

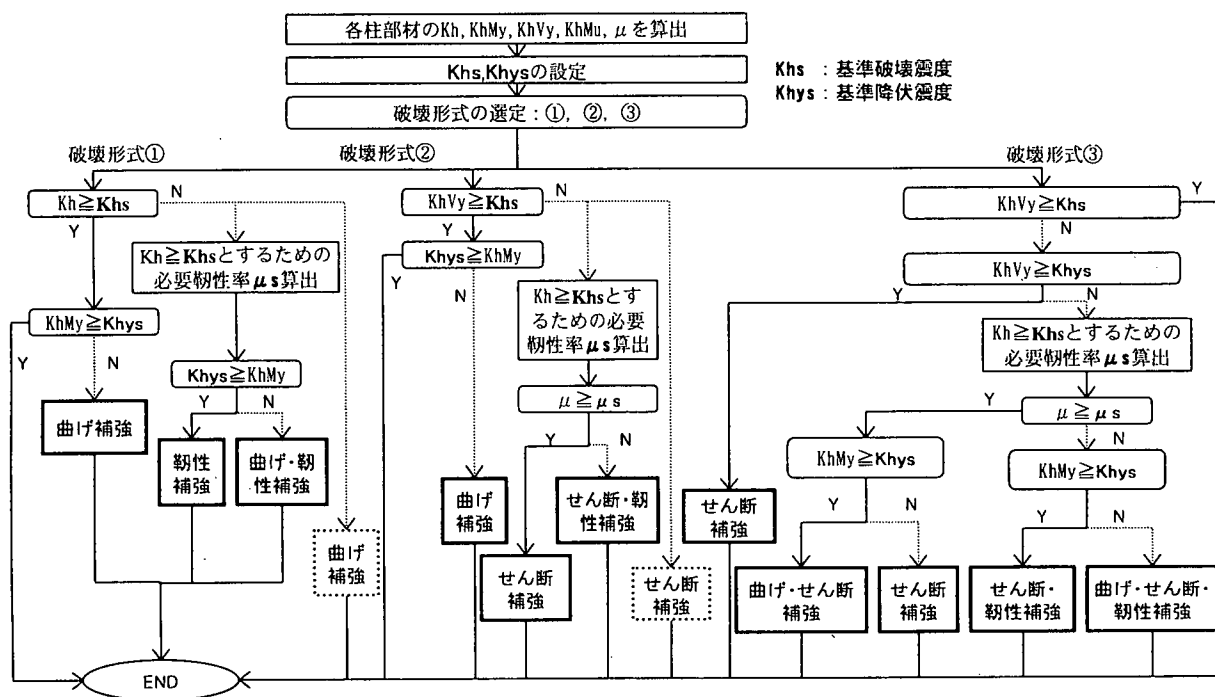
2-2. (3) でも記載したが、長期的視点により鉄道構造物全体に対する耐震性能の向上を図る場合、別途基準破壊震度（ K_h s）並びに基準降伏震度（ K_h ys）を設定することにより、本検討の結果を基に必要とする耐震性能に応じた補強方法の選定が可能となると考えられる。

破壊形式①のうち、曲げ降伏震度（ K_h My）が基準降伏震度（ K_h ys）よりも低い場合は、曲げ補強による降伏震度の向上が必要がある。また、破壊震度（ K_h ）が基準破壊震度（ K_h s）より低い場合は、曲げ補強により降伏点を上げるか、もしくは靱性補強により靱性率を上げることが考えられるが、曲げ補強を行う場合は 4.1 に記したような問題点もあるため、靱性補強の方が望ましいと考えられる。

破壊形式②の場合は、破壊時に柱部材が塑性域に至っていることを考慮すると、曲げ先行破壊とすることにより靱性能を活かすことが有効であると考えられる。ただし、基準破壊震度が曲げ破壊震度よりも低い場合にはせん断補強によることも考えられる。

破壊形式③の場合は、柱が弾性域で破壊するため、その基準震度により補強方法は多岐にわたる。基本的には曲げ先行型とすることが望ましいが、曲げ降伏震度や曲げ破壊震度が非常に高い場合などは、せん断補強により対応することも考えられる。

上記の事を考慮すると、高いせん断補強効果並びに靱性補強効果を併せ持つ鋼板巻きによる補強が最も合理的な方法であることが再確認できるが、施工ヤード及び費用面等の条件から他の工法を採用する場合には、付加すべき性能に応じた適切な補強方法を選択することが重要である。



図－9 耐震補強方法の選定フロー

5. おわりに

本検討により、既設高架橋における柱部材の耐震性能を把握することができた。また、耐震補強を実施した柱については、補強後の破壊震度の算出により非常に高い耐震性能を確保できていることが確認できた。

さらに、1 次の振動モードが卓越する構造物については、「新設構造物の当面の耐震設計に関する参

考資料」³⁾及び「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(案)」⁴⁾で示されている所要降伏震度スペクトルを用いれば、等価固有周期と降伏震度から応答塑性率を求めることができるため、今回の検討結果と比較することにより、大まかにではあるがこれらの標準に定める地震動に対する耐震性能を確認することも可能である。また、これらの地震動に対しても4-3で示した考え方を適用することにより、適切な補強方法の選択が可能であると考えられる。

ただし、本検討においては以下の仮定を行っており、今後詳細な解析を行うためには、これらの課題に対応した検討を行うことが望ましいと考えられる。

- (1) 地盤条件が不明である個所が大多数を占めること、及び実務上の作業量が膨大になることを鑑み、基礎杭のモデル化は一部の構造物でのみ行い、その他についてはフーチング上端を固定端と仮定したモデルで計算を行った。そのため、中間柱に対して厳しくなる傾向がみられた。構造物としての評価を適切に行うためには、土質調査により物性値を正確に把握したうえで基礎杭を含めたモデルにより構造計算を行う必要がある。
- (2) コンクリートの圧縮強度等については実強度試験を実施せず、設計値により設定したため、材料強度等を過小に評価している可能性が高い。詳細な評価を行うためには、適切な非破壊検査等による実強度の把握が必要である。また、準拠図書が設計標準であるため、部材係数の設定などにより各耐力が安全側に設定されているが、部材係数を考慮しなければ材料強度のばらつきを考慮できず危険側になる可能性もあり、その設定は難しい。今後、これらの諸定数の設定が破壊形式及び破壊震度に与える影響についてもさらなる検討が必要である。
- (3) 柱スパンの短いラーメン構造物においては、引抜き側の降伏後における押込み側の高軸力下での圧縮側コンクリートの圧壊による破壊の有無を確認しておく必要がある。ただし、そのためには、降伏箇所を解析モデル上で随時適切にヒンジ化するか、もしくはモデルを弾塑性モデルで作成したうえで軸力～モーメント関係を計算に反映する必要がある。ただし、本検討は全高架橋を対象としているため、実務への適用性を考慮した解析方法の検討が必要である。
- (4) 列車は、早朝より深夜まで絶え間なく運行されているが、その運行間隔は数分であり、地震発生時に当該構造物に列車が載っているかどうか、また載っていたとしても閑散時かラッシュ時かによって、構造物に作用する慣性力は変わる。兵庫県南部地震は早朝に発生したため、運行列車本数も少なく、また乗客数も少なかったため、ある程度被害が抑えられた可能性も否定できない。本検討では、 V_u/V が死荷重のみを考慮していたこと、並びに検討対象柱が多かったことにより死荷重状態での検討を実施したが、今後、列車荷重について設計荷重と実荷重による相違等の把握が必要である。また実荷重については閑散時とラッシュ時など列車荷重の変動を考慮した場合についても検討を行い、発生時刻による影響の相違についても把握が必要であると考えられる。

<参考文献>

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編，平成4年10月
- 2) よみがえる鉄路，運輸省鉄道局監修 阪神・淡路大震災鉄道復興記録編纂委員会編，平成8年3月
- 3) 新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料，財団法人鉄道総合技術研究所，平成8年3月
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(案)，財団法人鉄道総合技術研究所，平成10年11月