

5章 コンクリート分科会報告

5.1 コンクリート分科会の調査研究の概要

京都大学 藤井 學

周知の通り、平成7年1月17日に発生した阪神・淡路大震災では、土木構造物、建築構造物がともに甚大な被害を受け、コンクリート構造物の震災対策については詳細な調査・研究および対策が急がれている。コンクリート分科会では、阪神・淡路大震災における土木コンクリート構造物に関する調査研究成果を中心に、(1) 被災パターン分析と損傷メカニズム、(2) 地震設計法の現状と将来および(3) 被災度・供用性の判定と補修・補強対策の3つのワーキンググループを結成し、調査研究を行ってきた。以下に、それぞれの概要を示す。これらは、分科会における多方面にわたる調査研究のうち、主として鉄筋コンクリート橋脚に関する成果である。

(1) 被災パターン分析と損傷メカニズム

まず、地震動の概況および被害の実態とその特徴を取りまとめた。被害を曲げ、せん断、曲げせん断、座屈および支圧などに分類し、橋脚ごとに目視判定し、破壊や損傷の位置を記録した。高速道路のほぼ全線にわたるこれらの調査結果を損傷モードごとに整理し、家屋や建物の被害、地盤の液状化、海岸堤防岸壁の損壊および観測最大加速度などと重ね合わせた被災マップを作成した。

次に、損傷・破壊メカニズムの推定とその工学的評価について検討するため、損傷のシミュレーションを行った。円・矩形のT型橋脚について材料非線形の影響を考慮した動的解析を実施し、実際の曲げやせん断の損傷におけるメカニズムを再現するための検討を行った。

(2) 地震設計法の現状と将来

まず、耐震設計の基本的な考え方や国内外の設計法の相違点を総合的に検討するとともに、耐震設計上重要な要因である靱性に関する考え方を整理した。国内外の代表的設計基準について耐震設計の位置付けや特徴を明確にし、またわが国における耐震設計法の変遷を整理した。一方、耐震設計上きわめて重要となる靱性に着目し、その定義、影響要因、コンクリート構造の靱性評価指標などを整理した。

次に、国内外の代表的設計基準を用いて単柱式RC橋脚の試設計を行い、地震時保有水平耐力や変形性能の照査を行うとともに、非線形地震応答解析を実施し、各基準の特徴を調査した。

(3) 被災度・供用性の判定と補修・補強対策

まず、被災後の復旧対策を考える上で重要となる、構造物の被災度や被災後の供用性の判定法について検討した。次に、各種の補修・補強工法を数多く列挙したうえで、それらの補修・補強工法の耐久性、耐荷性およびその設計について示した。代表的な補強工法については補強の試設計を行い、補強後の変形性能や耐力から各工法の特徴を把握するとともに、1質点モデルまたは多質点モデルを用いた非線形動的解析を行い、補強後の照査法を検討した。

以上の調査を取りまとめ、損傷度に応じた補修・補強工法の具体的な選定の基本的な考え方を示し、「被災コンクリート構造物の補修・補強ガイドライン(案)」を作成した。

5.2 被災パターンと要因分析

大阪市立大学 眞嶋 光保

5.2.1 コンクリート構造物被災の概要

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、明石海峡付近に震源、淡路島、阪神間および北摂地方に大きな被害を与えた。この地域は、幅約3km程度の平地に北から阪急電鉄、JR東海道線、国道2号線、阪神電鉄、国道43号線および阪神高速道路神戸線などの主要幹線鉄道および道路が東西に通過しており、さらに海側には阪神高速道路湾岸線がある。また、このような幹線鉄道・道路以外にも中国自動車道、山陽新幹線、名神高速道路などもある。これらの構造物は高架橋、橋脚橋台などの下部工および橋梁上部工などなコンクリートにより施工されたものが多い。

コンクリート構造物の被災程度は、ひび割れ、かぶりコンクリートのはく離、鉄筋の座屈、圧壊、橋脚の傾斜、倒壊、橋桁や床版の落下まで軽微なものから激甚なものまで広範にわたっている。しかし、震度7地域内においても被災状況は一樣ではなく、構造物の特性だけではなく地盤特性なども影響を及ぼしたものと考えられる。より耐震的な構造物を設計・施工してゆくためには、構造物の破壊メカニズムを地盤状況や地震動との相関を考慮した上で解析してことが重要であり、これについては今後の主要なテーマである。

一般的なコンクリート構造物の被災は基部におけるせん断もしくは曲げによるものが多い。損傷が構造物の基部に見られる場合、損傷が大きくなるにつれ曲げから曲げせん断破壊へと移行している。損傷の大きいもののなかに、鉄筋圧接部の破断が見られたものがある。鉄筋が破断した場合には曲げに対するじん性を確保できないため、脆性的で急速な終局を迎えたと推測される。また、鉄筋の段落とし部に破壊が進行したときにも同様のじん性喪失が推測される。曲げないし曲げせん断による損傷は、以下のような進行であったと推測される。

- (1) 曲げモーメントによる円周方向のひび割れ発生
- (2) 曲げひび割れよりせん断ひび割れに進展
- (3) せん断ひび割れ部先端でコンクリート圧壊
- (4) 帯鉄筋の分離による拘束効果の喪失
- (5) 圧壊の内部進展
- (6) 主鉄筋の破断もしくは減少によるじん性喪失
- (7) 倒壊

曲げでは橋脚中間部に損傷をうけたものも見られるが、これは全周に損傷をうけている場合が多い。繰り返しの曲げ作用による損傷の進行と考えられ、ひび割れ発生、ひび割れ貫通、かぶりコンクリートのはく離、鉄筋の座屈へと進行し、ちょうちん状の破壊に至ったものと考えられる。山陽新幹線武庫川橋梁の橋脚では中間部に被災をうけているが、これと同様な進行である。なお、橋脚の中間部に鉄筋の段落としがあるが、ひび割れの発生はこの部位を起点としており大きな影響を及ぼしている。また、破壊領域でのコンクリートはさいころ状のブロックに細分化されている。

せん断による被害では、橋脚のほぼ上下端を結ぶ貫通した1つの大きなひび割れにより橋脚がほぼ完全に破壊されている場合がある。通常の地震によるひび割れのようにX状ではなく1方向のみであることが特徴であり、極めて大きな一度の荷重により破壊に至ったことが伺える。帯鉄筋量が少なくかつその間隔も大きく、じん性が殆どないことによるものと考えられる。

以上、コンクリート構造物の下部工を中心として被災の概略について述べた。大きな被災となった最大の原因は、設計に想定しなかったような地震荷重の作用によることは

表 5.2.1 コンクリート構造下部工の損傷とその要因

種別	損傷箇所	破壊パターン	過大な地震力	帯筋の不足	施工継目	主筋の破断(圧接)	鉄筋の段落とし	せん断スパン比	断面の急変
橋脚 下部工	柱頭部	せん断	○	○	○				
	柱頭部	曲げ	○		○				○
	中間部	曲げ	○	○		○	○		
	中間部	せん断							
	中間部	曲げ	○			○	○		
	基部	せん断	○	○				○	
	基部	曲げ	○	○					
	基部	せん断							
	基部	曲げ	○						
	橋脚全体	せん断	○	○				○	
橋脚全体	曲げ	○	○				○		
橋脚全体	せん断								

いうまでもないが、被災が大きい場合それに連帯した要因がある。これらを想定しながら述べたものであり、まとめると表 5.2.1 のようである。この内容は十分な討議に付したわけではないが、今後の損傷に関する実態の統計的解析とメカニズムのシミュレーションとも整合させなければならない。

5.2.2 構造物の被災調査

兵庫県南部地震による損傷は、設計における想定荷重を遥かに上回る荷重が作用したことがその最大原因であるが、個々の構造物を観察すると種々の要因が重複しているように推測される。そこで被災が比較的広範囲にわたった阪神高速道路神戸線の道路高架橋 RC 橋脚を対象に被災状況の調査を行うこととした。調査においては高架橋の RC 橋脚(下部工)をほぼ全線にわたり独自の方法で行うこととし、損傷・破壊のメカニズムを推定していく上での基礎的な要因を抽出することに努めた。被災調査結果をデータベース化し、これらをもとに統計分析を行い工学的な評価を試みることは、今後の構造物の耐震設計において有用なデータを提供しうるものと考えられる。

調査は高速道路橋の橋脚 1 基ごとに被災後の記録写真や被災現地調査資料などを参考とした。被災をほとんど受けていない橋脚に対しても、損傷・破壊のメカニズムを推定する上で有用と考え、調査・分析の対象としている。被災の調査方法および調査項目を以下に示す。

- (1) 調査範囲：阪神高速道路 尼崎近辺～神戸市須磨区
- (2) 調査方法：記録写真および現地踏査等による損傷・被災調査
- (3) 調査項目
 - i) 橋脚番号
 - ii) 構造形式(下部工・上部工)
 - iii) 被災状況 破壊形態：せん断、曲げせん断、曲げの区分
破壊箇所：橋脚の柱上部、中間部、基部の区分
方向方位：軸方向、軸直角方向および方位
被災の損傷度判定：4 段階評価(X、A、B、C の区分)
被災の推定原因
 - iv) 橋脚の構造データ 橋脚(下部工)高さ、橋脚断面形状、せん断スパン比
 - v) 損傷に関する特記事項

5.2.3 損傷程度の尺度

RC 柱が大変形を受けた場合の実験によれば、降伏変位点(δ_y)程度の変位ではほぼ弾性範囲内にあり、構造的には健全であることが知られている。 $2\delta_y$ 程度の変位状態ではひび割れもそれほど顕著ではなく構造的にもかなりの健全性を保っているため軽微な損傷と考えられる。また、 $3\delta_y$ の変位となるとフーチングとの付け根にひび割れの発生がみられるようになり繰り返し変位の影響による劣化現象も現れる。さらに、 $4\delta_y$ 程度の変位になるとひび割れが顕著となり損傷が大きく残留変位も目立つようになる。

土木学会コンクリート標準示方書(平成 3 年版)の耐震に関する条項では、被災の程度を、健全維持、軽微な損傷、中程度の損傷、かなりの損傷に分類し、地震時の最大応答変位のそれぞれ $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、 $4\delta_y$ に相当するとしている。そこでこの状況を参考とし、本地震による損傷について表 5.2.2 および表 5.2.3 に示すように損傷の程度に応じランク X、A、B、C を設定した。なお、ここでランク A および B は、それぞれ $3\delta_y$ および $3\sim 1\delta_y$ の最大応答変位を受けかなりあるいは大きな損傷を受けているものとしている。しかし、ほとんどの場合、適切な補強工法を選定により補強が可能で再利用可能と判断できる損傷の程度に対応する。一方、C は外見上の損傷はわずかで補修にて供用可能な損傷の程度である。また、今回の被害において主部材が終局状態を超え、構造系全体として崩壊・転倒したもの、すなわち、補強が不可能で再利用に耐えなく、撤去・再構築しなければならないと思われるものを X とした。なお、せん断による損傷ランク区分についても降伏変位に基づいた最大応答変位を示しているが、これは何らかの判断基準が必要なことから示したものである。しかし、基準となる降伏変位および判断基準についてはあいまいであり今後の検証が必要である。

5.2.4 調査結果の分析と工学的評価

(1) 調査の概要

今回の調査は尼崎より神戸市須磨区までの損傷を受けた 840 脚、967 基の高速道路橋梁下部工について行っている。内訳はコンクリート製 808 基、鋼製 159 基であり 3/4 以上が鉄筋コンクリート(RC)製で

ある。本文では鉄筋コンクリート製橋脚808基を対象とし、橋脚の損傷に影響を及ぼしたと考えられる種々の要因について、損傷メカニズムとの関係を明らかにすることを目的として検討した。損傷モードは、せん断、曲げせん断、および曲げの3モード、損傷位置は柱上部、柱中間部および柱基部の3部位とした。なお、柱基部は本来フーチング上面と判断すべきであるが、本調査では外観より調査しているため、地表面位置を柱基部と判定している。

対象コンクリート橋脚808基を構造形式に分類すると、図5.2.1に示す8種類に分類できる。ここに示した8種類のうち、RC単柱が構成比率73%(角単柱27%および丸単柱46%)を占めており、比較的広い範囲に分布していた。以下の検討はRC単柱を主対象として行っている。

(2) 構造形式の影響について

a) 構造形式と損傷度

RC橋脚の損傷度分布は図5.2.2に示すようであり、ランクXおよびAを合計すると26%、BおよびCはそれぞれ18%および56%であった。

つぎにそれぞれの構造形式について損傷度分布を調べた。これは橋脚の損傷度が構造形式によって有意な差があるものと考えられ、それぞれの構造形式についての種々の分析が必要と考えられるためである。図5.2.1に示したように角単柱および丸単柱の損傷度がXとAの百分率の計は、それぞれ20%および36%であり、損傷度Cはそれぞれ60%および40%であった。すなわち、角単柱では全体の約1/5、また丸単柱の約1/3が損傷を受けていることになる。ラーメン角柱およびラーメン丸柱は、損傷度Cの百分率がそれぞれ83%および96%と高く損傷度は低い。特殊角単柱は損傷度XおよびAの比率が高くなっている。この理由としては、構造形式および形状から偏心荷重や応力集中を受けやすいことによるが、その構造形式が多く設置されている立地条件も無視し得ないようである。

b) 損傷モードと構造形式

角単柱および丸単柱に対して各破壊モード別の損傷度を、それぞれ図5.2.3および図5.2.4に示す。図5.2.3に示したように、角単柱ではせん断損傷モードの損傷ランクXが約50%あり、損傷度Aを含めると約75%にも達する。これに対して、曲げ損傷ではAおよびBの損傷ランクの合計は54%であり、せ

表 5.2.2 曲げによる損傷程度の尺度(RC 橋脚)

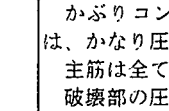
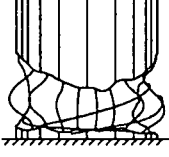
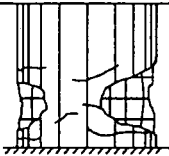
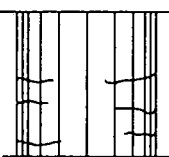

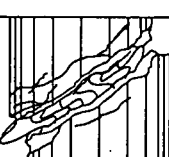
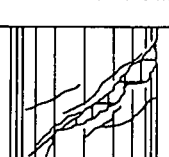

ランク	模式図	内 容	最大応答変位	必要な対応策
X (崩壊、倒壊)		かぶりコンクリートは完全に剥落し、内部コンクリートは、かなり圧壊されている。 主筋は全て座屈しており、破断しているものもある。 破壊部の圧壊などにより、部材軸線のずれが生じている。	終局状態	
A (大きな損傷)		かぶりコンクリートの剥離は全面的であり、ひび割れは部材を貫通し、内部コンクリートはブロック状に細分化されている。 主筋は座屈しているものもあり、フープ筋は一部破断しているものもある。 残留変位が生じている。	3δ _y 程度以上	撤去・再構築または補強
B (軽微な損傷～中程度の損傷)		ひび割れが広範囲で観察され、ひび割れ幅も大きい。かぶりコンクリートの剥離は部分的である。内部コンクリートはひび割れが生じているが、部材を貫通していない。 主筋は、ほぼ直線性を保っている。 残留変位は、ほとんど生じていない。	1δ _y ～3δ _y 程度	補強
C (軽微な損傷以下)		外見上の損傷はなく、曲げひび割れが観察される場合があるが特に目立たない。	1δ _y 程度以下	補修

表 5.2.3 せん断による損傷程度の尺度(RC 橋脚)

ランク	模式図	内 容	最大応答変位	必要な対応策
X (崩壊、倒壊)		斜めひび割れ面付近の内部コンクリートが圧壊されている。 主筋はせん断面の上下でずれが生じ、破断しているものもある。 部材軸線のずれが生じている。	終局状態	
A (大きな損傷)		はっきりした斜めひび割れが形成されており、コンクリートの剥離・剥落も生じている。 主筋が見えているものもある。	2δ _y 程度以上	撤去・再構築または補強
B (軽微な損傷～中程度の損傷)		斜めひび割れがほぼ形成されている。 部材を貫通している。	1δ _y ～2δ _y 程度	補強
C (軽微な損傷以下)		微細な斜めひび割れが不連続に観察されることがあが、部材を貫通はしていない。	1δ _y 程度以下	補修

ん断損傷と比較して軽微な損傷が多かった。一方、丸単柱は図 5.2.4 に示したように約 25% が損傷度 X で、損傷度 A を合計すると約 65% に達した。また、曲げ損傷では損傷度ランク X および A を合計すると約 30% と RC 角単柱 とほぼ同程度を示した。

c) 損傷モードと損傷位置

RC 角単柱の損傷度 A について、どの位置にどのような損傷モードで損傷が生じたていたかを図 5.2.5 に示す。図によるといずれも柱基部に曲げによる損傷が生じている割合が高いことがわかる。RC 丸単柱の損傷度 A についても同様に損傷モードとその位置の関係を図 5.2.6 に示した。丸単柱においても角単柱と同様に柱基部に曲げ損傷を生じている割合が高いことがわかる。ただし、RC 丸単柱の場合は柱中央部の曲げせん断による損傷もかなり認められた。

(3) 橋脚のせん断スパン比の影響について

a) せん断スパン比と損傷度

せん断スパン比と損傷度の関係を角単柱および丸単柱についてそれぞれ図 5.2.7 および図 5.2.8 に示す。ここにいうせん断スパン比とは、橋脚の高さ a を橋軸直角方向の断面寸法 d で除した値(a/d)である。せん断スパン比の値そのものは角単柱および丸単柱ともに 4 前後の値が比較的多かった。

角単柱では、せん断スパン比 3 の場合の損傷度 X および A 合計の割合は 7% であり、せん断スパン比 4 の場合では 17% であった。また、丸単柱ではせん断スパン比 3 および 4 とともに 40% 程度と比較的損傷比率が高いことが特徴であった。高速道路路面の設計計画高さとか一般道路の建築限界の制約などからせん断スパン比 3~4 の橋脚数が相対的に多くなっているものと考えられるが、このせん断スパン比に被害が集中した原因についても解明する必要がある。

b) せん断スパン比と損傷モードについて

せん断スパン比と損傷モードとの関係を丸単柱について図 5.2.9 に示した。せん断スパン比 4 では、曲げによる損傷が約 70% と最も多く、曲げせん断 40%、せん断 4% となっている。一方、せん断スパン比 1 においては 4 基すべてが曲げせん断となっており、せん断スパン比 2 では 2 基すべてが曲げ損傷となっている。角単柱においても丸単柱とほぼ同様な傾向となっている。

c) せん断スパン比と損傷位置

せん断スパン比と損傷位置の関係を角単柱について図 5.2.10 に、丸単柱について図 5.2.11 に示した。

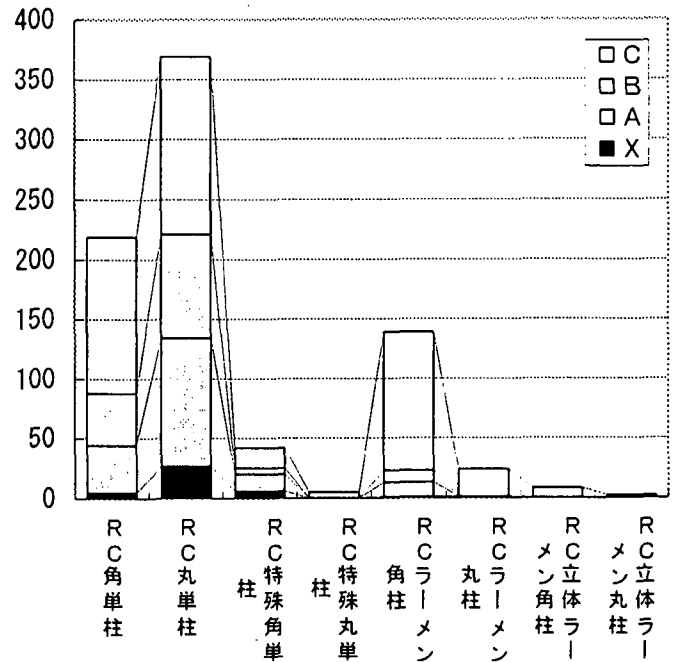


図5.2.1 構造形式による分類

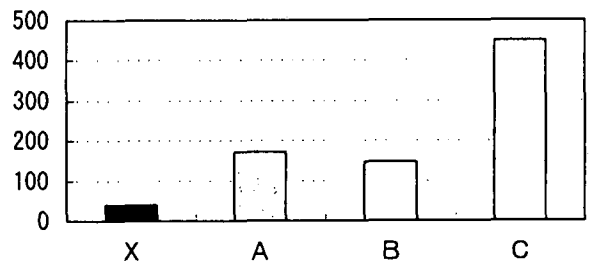


図5.2.2 コンクリート製橋脚の損傷度分布(基)

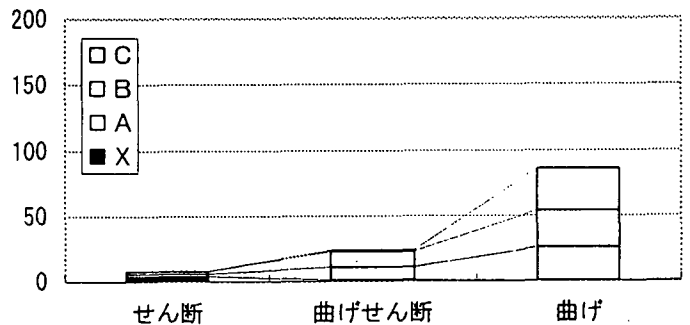


図5.2.3 角単柱の損傷モード別の損傷度分布

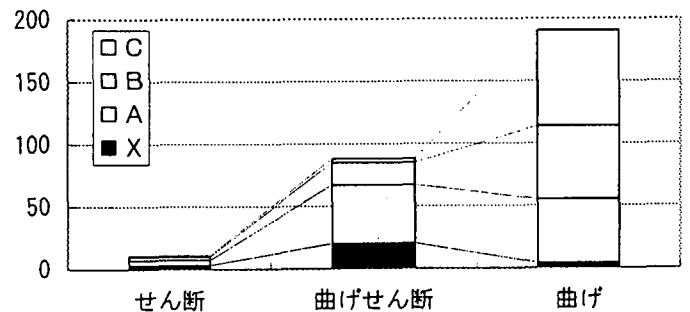


図5.2.4 丸単柱の損傷モード別損傷度分布

角単柱についてはせん断スパン比に関わらずほとんどが柱基部で損傷が生じている。一方、丸単柱ではせん断スパン比が小さくなるとともに柱基部で損傷の発生する割合が小さくなり、柱中間部での損傷が高くなる。せん断スパン比1の場合には4基全てが柱中間部での損傷であった。

(4)基礎構造形式について

a)基礎構造形式について

基礎構造の形式は既往の資料により調査の上現地と対応させた。基礎構造形式の構成は、角単柱の場合くい基礎が約96%ケーソンが約4%、丸単柱ではくい基礎が約85%、直接基礎が約15%であった。

b)基礎構造形式の損傷モードと損傷度

基礎構造形式と損傷度との関係について単角柱および単丸柱についてそれぞれ図5.2.12 および図5.2.13 に示した。損傷ランクXおよびAの合計比率は単角柱で約21%、単丸柱で約32%であった。また、丸単柱の直接基礎では損傷度XおよびAの合計比率は62%と高率となった。

c)基礎構造ごとの損傷モードと損傷度

丸単柱におけるくい基礎構造の場合の損傷モードと損傷度との関係を図5.2.14 に示した。損傷モードとしては曲げが多くなっている。曲げせん断およびせん断と比較して曲げ損傷では損傷ランクCが多いようである。角単柱においても丸単柱とほぼ同様の傾向である。また、直接基礎構造の場合の損傷モードと損傷度との関係を丸単柱について図5.2.15 に示した。

d)損傷位置と損傷モード

丸単柱における基礎構造と損傷位置の関係を図5.2.16 および図5.2.17 で比較した。くい基礎構造の場合には柱基部に損傷が多く、また直接基礎の場合には柱中間部に損傷が多く

発生しており橋脚の損傷・破壊メカニズムを検討していく上で基礎を含めた全体系での検討がより重要であることがわかる。

(5)橋脚の完工年と損傷度との関係

橋脚の完工年と損傷度との関係をRC角単柱および丸単柱についてそれぞれ図5.2.18 および図5.2.19 に示した。RC角単柱の場合1969~1970に完工したものし、また、RC丸単柱の場合1966~1970の間に完工したものに損傷が多く見られる。いずれのRC単柱においても、道路橋示方書「V耐震設計編」の制定(1980年)以前に完工した橋脚に損傷が多い傾向が認められる。

5.2.5 まとめ

本報告では、現在までに得られた道路高架橋の被災調査結果の統計的解析を実施し、損傷・破壊に影響を与える要因を抽出することを試みた。現段階では、震災後の各機関で行われた被災調査により個別に述べられたことを数値的に示したにとどまっている。今後、上部工・支承部形式、固有値、耐力および

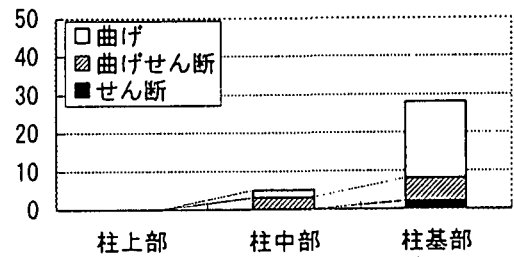


図5.2.5 傷位置別損傷モード (RC角単柱 損傷度A)

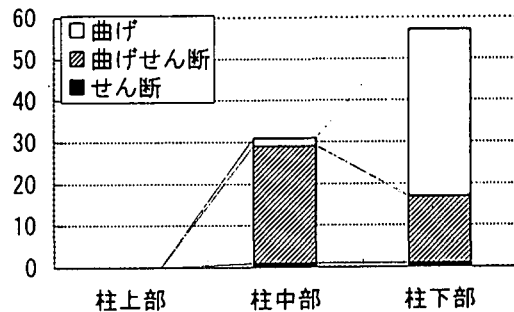


図5.2.6 損傷位置別損傷モード (RC丸単柱 損傷度A)

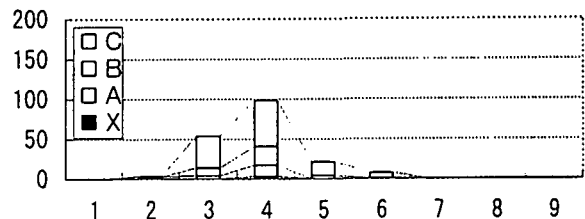


図5.2.7 角単柱橋脚のa/d別損傷度分布

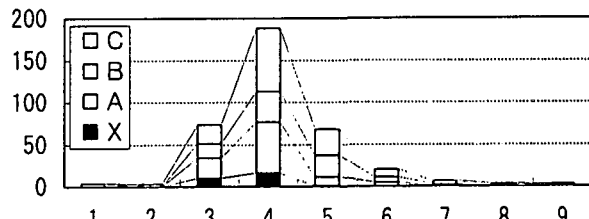


図5.2.8 丸単柱橋脚のa/d別損傷度分布

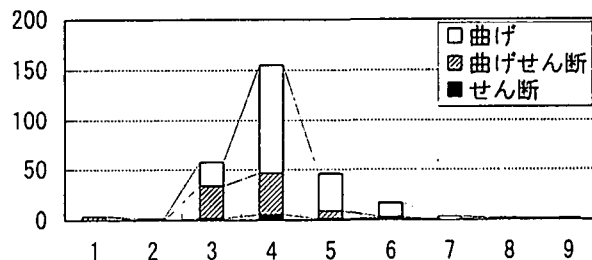


図5.2.9 丸単柱a/d別損傷モード分布

び基礎・地盤等の特性との関連についてもさらに検討し、損傷・破壊メカニズムのシミュレーションとも整合させていく必要があると考えられる。

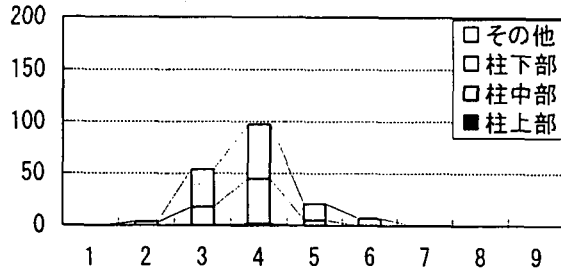


図5.2.10 角単柱a/d別損傷位置分布

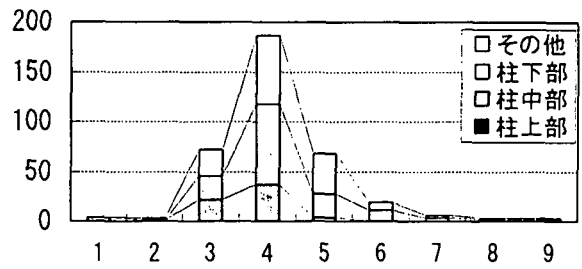


図5.2.11 丸単柱a/d別損傷位置分布

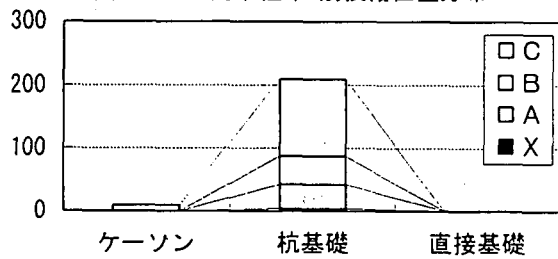


図5.2.12 角単柱基礎構造別の損傷度分布

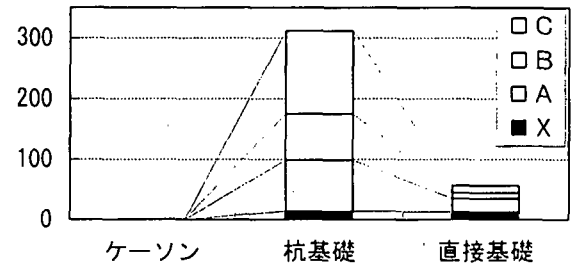


図5.2.13 丸単柱基礎構造別の損傷度分布

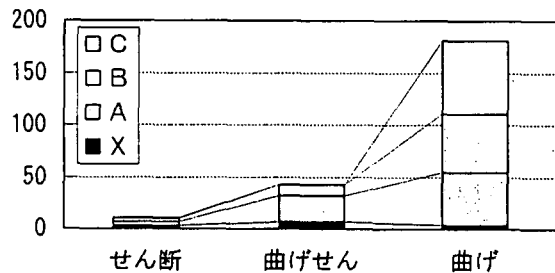


図5.2.14 損傷モード別の損傷度分布 (丸単柱 杭基礎)

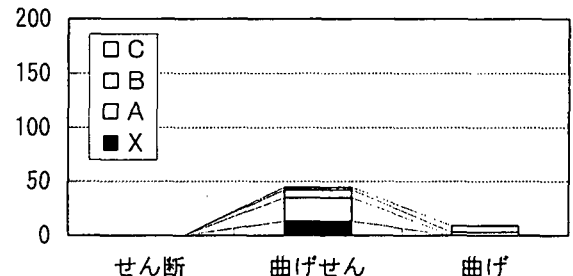


図5.2.15 損傷モード別の損傷度分布 (丸単柱 直接基礎)

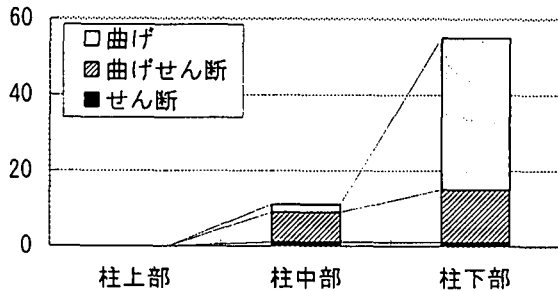


図5.2.16 損傷位置別損傷モード分類 (RC丸単柱 杭基礎 損傷度A)

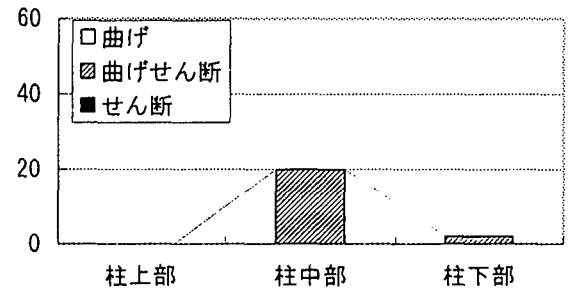


図5.2.17 損傷位置別損傷モード分類 (RC丸単柱 直接基礎 損傷度A)

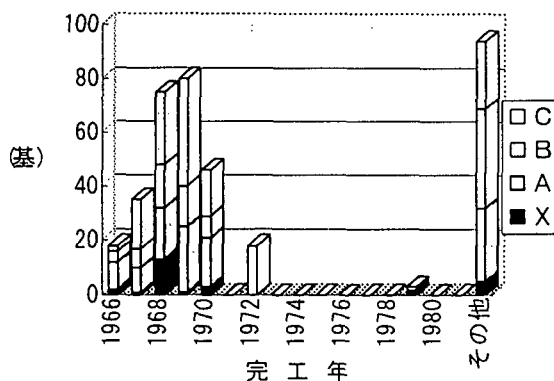


図5.2.19 完工年別損傷モード分布(%)RC丸単柱

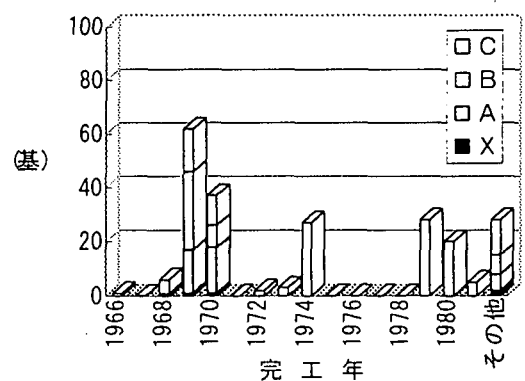


図5.2.18 完工年別損傷モード分布(%)RC角単柱

5.3 破壊メカニズム

山口大学 宮本 文穂

5.3.1 はじめに

兵庫県南部地震により、道路、鉄道、港湾、電力、水道、ガスといったライフライン施設にも、多数かつ甚大な被害が発生した。今回の被害に対して、その損傷の要因やメカニズムを解明することは、今後の耐震設計あるいは補強法を確立していく上でも極めて重要なことである。

そこで、本研究では都市内道路高架橋の鉄筋コンクリート（RC）製橋脚に着目して、部材の非線形特性を考慮した時刻歴動的応答解析を行い、部材に発生する最大断面力と保有耐力を比較することによって、RC製橋脚の損傷および破壊のメカニズムの検討を行った。



写真5.3.1 RC製丸単柱橋脚の曲げ破壊状況

5.3.2 解析概要

(1) 解析対象および解析モデル

解析対象構造物は、兵庫県南部地震により被害を受けた都市内高速道路高架橋（尼崎市～神戸市須磨区）のRC製橋脚のうち、約73%がT型単柱橋脚であり、橋脚高さは約10mが標準的となっていることから、写真5.3.1, 2に示すRC製丸単柱とRC製角単柱の2種類とした。これらの橋脚はRC製丸単柱（写真5.3.1）では柱下端部での曲げ破壊、RC製角単柱（写真5.3.2）では、せん断破壊に生じている。本論文では、写真5.3.1, 2に示す破壊状況を考慮して、RC製丸単柱は橋軸直角方向断面、RC製角単柱は橋軸方向断面の2次元モデルで解析を行った。

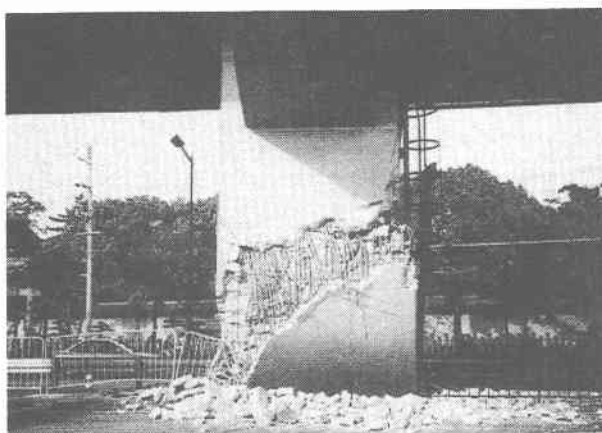


写真5.3.2 RC製角単柱橋脚のせん断破壊状況

また、橋脚下端部には、フーチングおよび基礎杭を考慮した鉛直、水平および回転ばねを設置し、上部工の影響は、質量に置き換え、解析モデルの各質点に作用させた。図5.3.1, 2に解析対象としたRC製橋脚の形状寸法とその解析モデルを、また、表5.3.1に材料定数および地盤ばね定数を示した¹⁾。

表5.3.1 材料定数および地盤ばね定数

		R C 丸単柱	R C 角単柱
躯体コンクリート	単位体積重量 γ_c (tf/m ³)	2.5	2.5
	設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	270	270
	弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.65×10^5	2.65×10^5
鉄筋	材質	SD295	SD295
	弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	2.1×10^6	2.1×10^6
上部工重量 (tf)		623	3256
形式		鋼単純合成I桁	鋼連続非合成箱桁
地盤ばね定数	鉛直方向 (tf/m)	6.97×10^5	1.15×10^6
	水平方向 (tf/m)	6.73×10^5	6.64×10^5
	回転方向 (tf・m/rad)	4.63×10^6	2.83×10^7

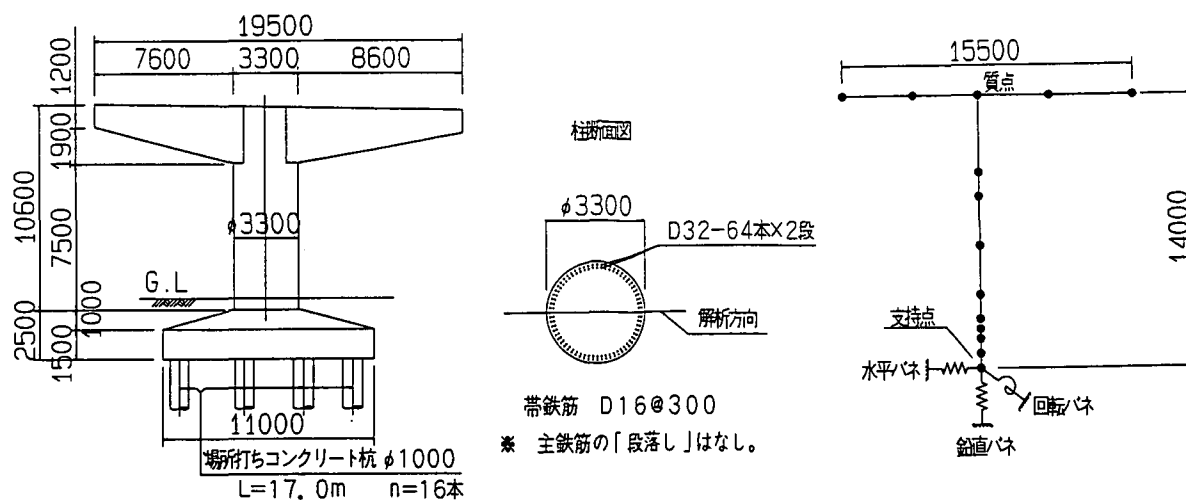


図5.3.1 R C製丸単柱橋軸直角方向断面図とその多質点ばねモデル

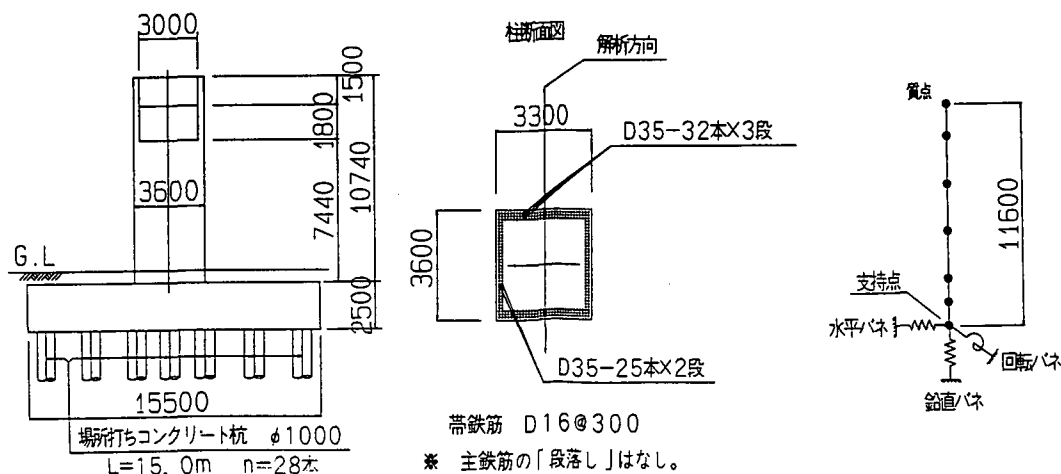


図5.3.2 R C製角単柱橋軸方向断面図とその多質点ばねモデル

柱部材の非線形特性は、図5.3.3, 4に示すひびわれ、降伏、終局状態を考慮したトリリニア型モデル²⁾とし、M~ ϕ 曲線（軸力は死荷重状態で一定）で設定した。履歴法則は、鉄筋コンクリートの復元力特性を考慮した武田型モデル³⁾を採用した。なお、地盤ばねの非線形特性は考慮していない。

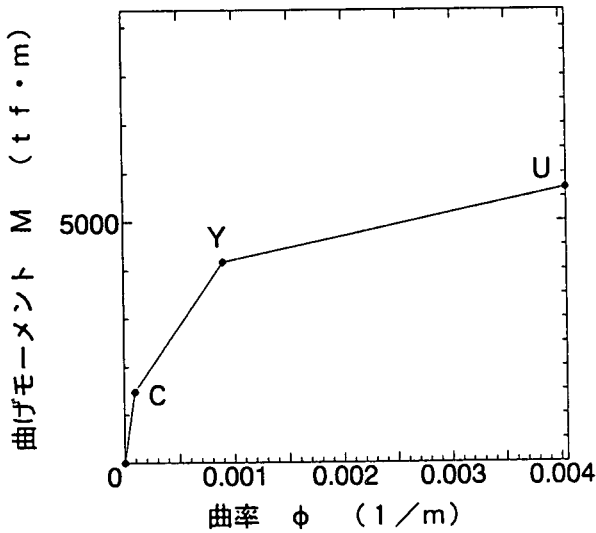


図5.3.3 RC製丸単柱橋脚のM~ ϕ 曲線

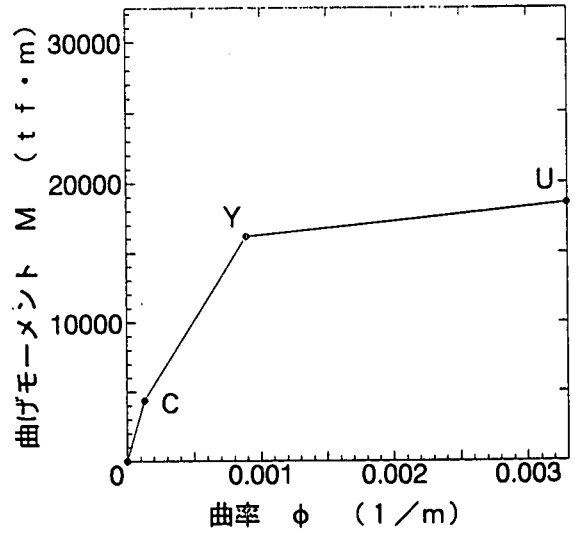


図5.3.4 RC製角単柱橋脚のM~ ϕ 曲線

(2) 解析方法

解析方法は、直接積分法による時刻歴動的応答解析とし、各時間ステップ毎の繰り返し計算は、Newmark β method ($\beta=0.25$)を用い、積分時間間隔は0.001 secとした。

なお、減衰定数は、橋脚躯体で5%、基礎~地盤系で20%とした。解析における入力地震動は、神戸海洋気象台記録のNS成分（最大加速度817.83 gal）とUD成分（最大加速度332.16 gal）の加速度記録波形とし、水平方向と鉛直方向の加速度波形を橋脚支持点に同時に入力した。図5.3.5, 6に入力地震波形を、図5.3.7に水平方向加速度応答スペクトル ($\eta=5\%$)を示した。水平方向加速度応答スペクトルは、0.3~1 sec付近が卓越している。

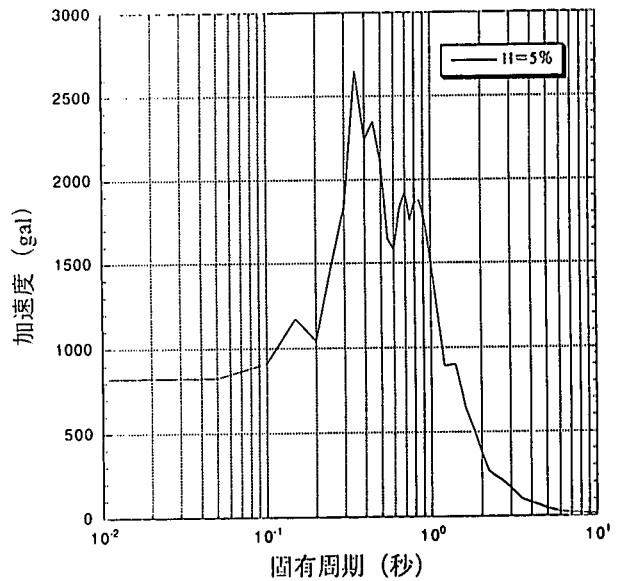


図5.3.7 加速度応答スペクトル
(神戸海洋気象台 NS成分)

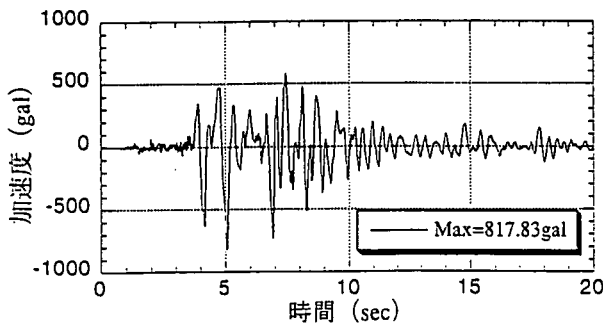


図5.3.5 神戸海洋気象台加速度波形NS成分

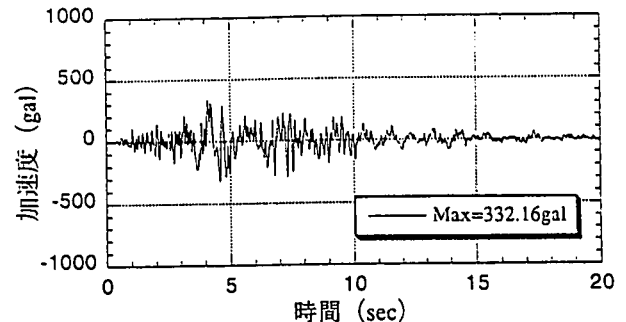


図5.3.6 神戸海洋気象台加速度波形UD成分

5.3.3 解析結果

(1) 固有値解析結果

水平地震動に対する1次の固有周期は、RC製丸単柱橋脚で0.61 sec、RC製角単柱橋脚で0.45 secである。これより、両橋脚の1次の固有周期は、入力地震動の卓越周期（0.3~1 sec付近）の範囲内に含まれている。

(2) 時刻歴動的応答解析結果

橋脚天端の水平方向応答加速度、変位、橋脚下端の曲げモーメント、せん断力の時刻歴応答を図5.3.8~15に、また、柱に生じる最大断面力分布を保有耐力（降伏曲げモーメント M_y 、終局曲げモーメント M_u 、抵抗せん断力 V_y ）とともに図5.3.16~19に示した。これにより、RC製丸単柱およびRC製角単柱の橋脚天端での水平方向最大応答加速度は、入力地震動の最大加速度よりも小さくなっている（表5.3.2参照）。また、柱に発生する最大曲げモーメントは、柱下端部で最大となる三角形分布となるが、せん断力は、柱上部から下部にかけてほぼ一様な分布となっている。

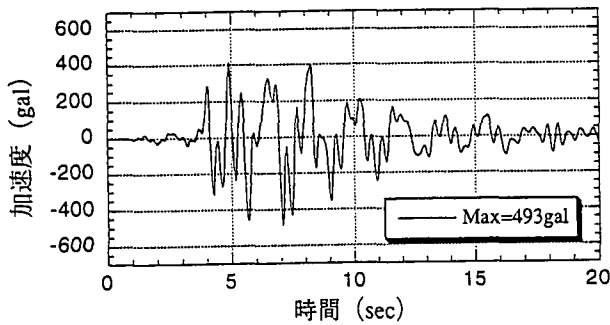


図5.3.8 RC丸単柱橋脚天端水平応答加速度図

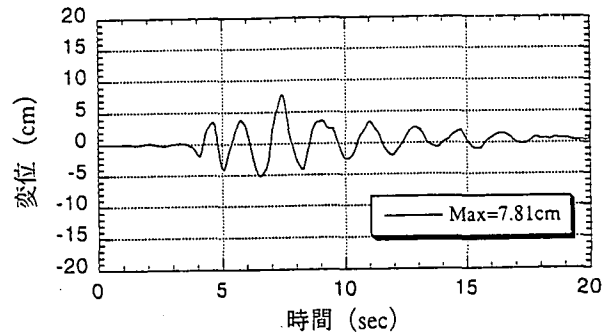


図5.3.9 RC丸単柱橋脚天端水平応答変位

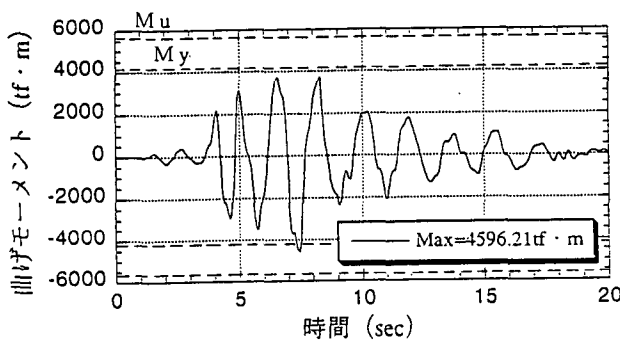


図5.3.10 RC丸単柱橋脚下端曲げモーメント

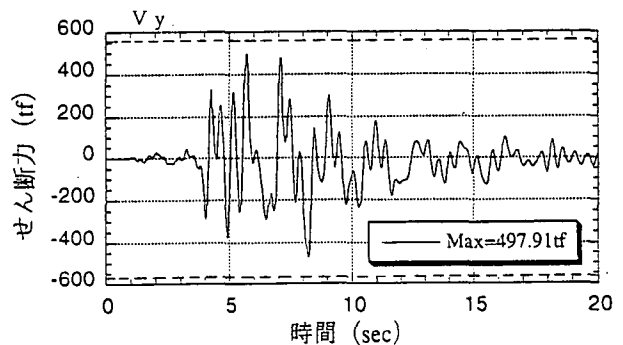


図5.3.11 RC丸単柱橋脚下端せん断力

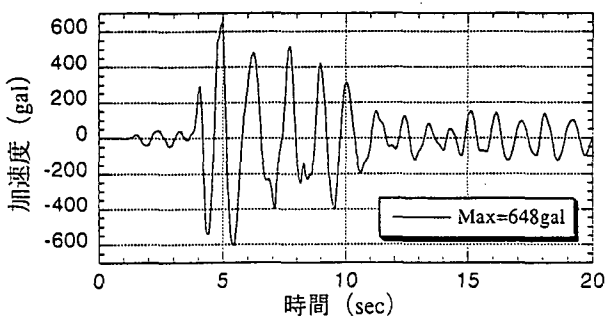


図5.3.12 RC角単柱橋脚天端水平応答加速度

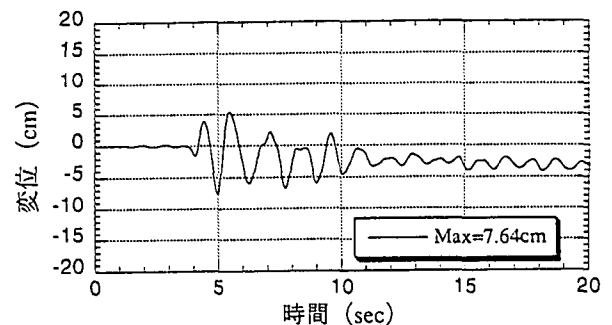


図5.3.13 RC角単柱橋脚天端水平応答変位

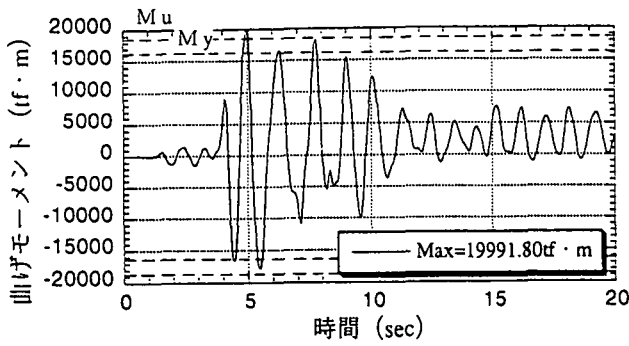


図5.3.14 RC角単柱橋脚下端曲げモーメント

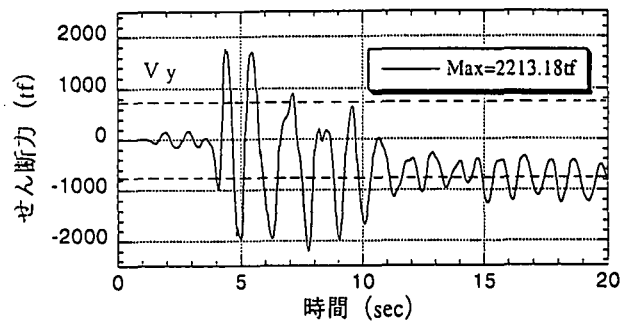


図5.3.15 RC角単柱橋脚下端せん断力

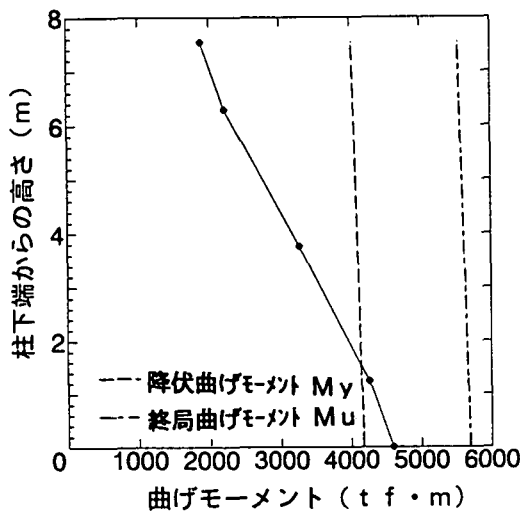


図5.3.16 RC丸単柱最大曲げモーメント図

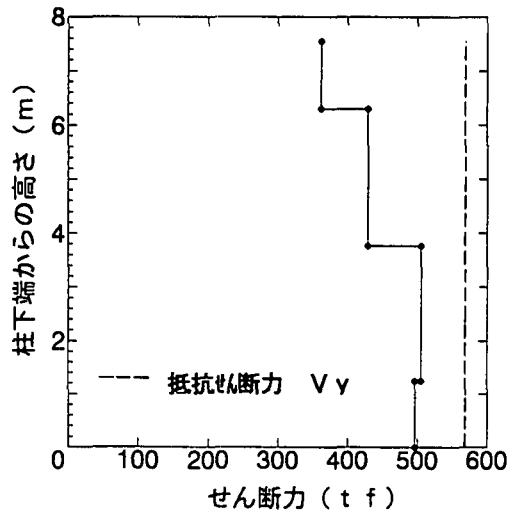


図5.3.17 RC丸単柱最大せん断力図

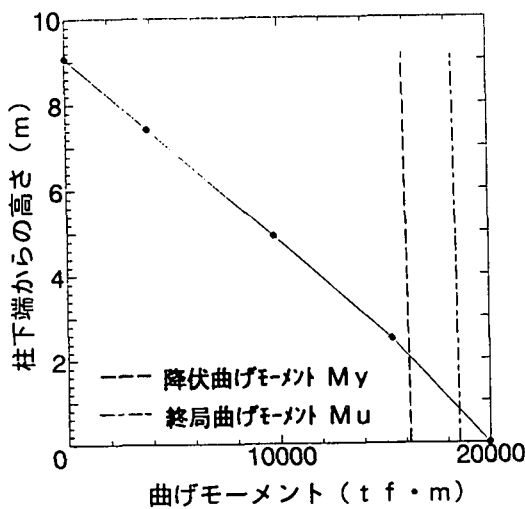


図5.3.18 RC角単柱最大曲げモーメント図

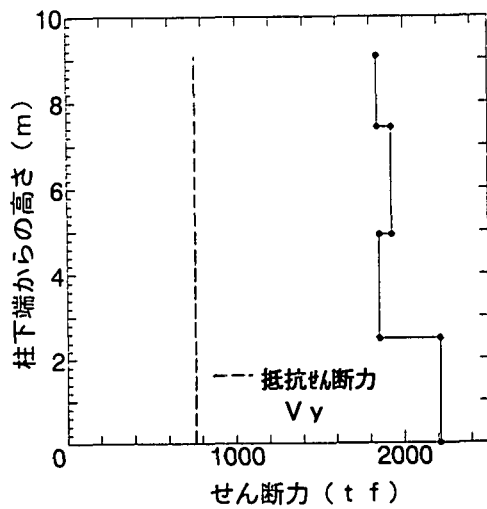


図5.3.19 RC角単柱最大せん断力図

(3) 解析結果の考察

柱に発生する最大断面力と保有耐力を比較して、損傷・破壊形態について検討を行った。なお、曲げ耐力およびせん断耐力は文献⁴⁾に基づいて評価した。

表5.3.2 非線形動的解析結果と破壊形式の推定

		RC丸単柱	RC角単柱
最大応答値 (橋脚天端)	最大加速度 $A_{max}(cm/s^2)$	493	648
	最大速度 $V_{max}(cm/s)$	71.9	90.7
	最大変位 $X_{max}(cm)$	7.81	7.64
	初期固有値(s)	0.61	0.45
曲げ耐力の 照査	最大曲げモーメント $M_{max}(tf \cdot m)$	4596	19992
	降伏曲げモーメント $M_y(tf \cdot m)$	4176	16214
	終局曲げモーメント $M_u(tf \cdot m)$	5696	18552
	M_u/M_{max}	1.24	0.93
せん断耐力の 照査	最大せん断力 $V_{max}(tf)$	506	2343
	抵抗せん断力 $V_y(tf)$	569	762
	V_y/V_{max}	1.13	0.33
破壊形式		曲げ降伏	せん断破壊
地震による実被害		曲げ破壊	せん断破壊

RC製丸単柱橋脚では、表5.3.2に示すように、発生する最大曲げモーメントは、柱下端部で降伏曲げモーメント M_y を越えているが、する最大せん断力は、抵抗せん断力 V_y を越えない。このことから、RC製丸単柱橋脚は柱下端部で曲げ損傷が先行し、柱が保有する変形性能により地震エネルギーを吸収することから、せん断破壊に至らないと考えられる。実橋脚においても写真5.3.1に示したように橋脚柱下端部に曲げ破壊が生じ、全周にわたり鉄筋がはらみ出し、コンクリートの剥落が見られた。

RC製角単柱橋脚では、発生する最大曲げモーメントは、柱下端部で終局曲げモーメント M_u を越えているが、発生するせん断力は、それ以前に抵抗せん断力 V_y をはるかに越えている。このことから、RC製角単柱橋脚は柱下端で曲げ破壊が生じる前に、せん断破壊（脆性的な破壊）が生じると考えられる。実橋脚においても写真5.3.2に示したようにせん断破壊が生じ、柱中央部から下部に向かって一方向の斜めひび割れが貫通し、コンクリートの剥落もみられた。

5.3.4 まとめ

兵庫県南部地震において被災した道路高架橋のRC製橋脚に対して、部材の非線形特性を考慮した時刻歴動的応答解析を行い、橋脚に発生する断面力と保有耐力を比較することによって、その損傷および破壊メカニズムの検討を行った。その結果、実際の損傷（曲げ破壊およびせん断破壊）やそのメカニズムを、上記の解析手法によってほぼ再現できることがわかった。

今後は、構造システム全体系モデルによる動的解析を行うとともに、地盤ばねの非線形特性の影響、曲げ剛性低下にともなうせん断耐力の低下、等の影響を考慮することによって、より詳細に損傷および破壊メカニズムを検討する予定である。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編：(社)日本道路協会, pp291-299, 1990年2月
- 2) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編：(社)日本道路協会, pp74-79, 1990年2月
- 3) 動的解析と耐震設計[第1巻]地震動・動的物性, 技報堂出版: 土木学会編, pp134, 1989年
- 4) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)
: (社)日本道路協会, pp. II-19-20, 1995年6月

5.4 耐震設計の今後の課題

大阪工業大学 井上 晋

5.4.1 はじめに

わが国は世界有数の地震国であり、コンクリート構造物・部材の断面寸法・配筋方法も、最終的には地震荷重の影響によって決定されるものが多い。土木構造物の場合は橋梁・高架橋の橋脚がその代表的なものであるが、兵庫県南部地震の被害状況にもみられるように、これらの部材の崩壊は構造物全体の崩壊につながる場合があり、設計水平地震力に対して脆性的な破壊を起こさず、構造物に十分な耐力と変形性能を付与する必要がある。コンクリート構造物の地震時保有水平耐力と変形性能に関しては、これまでも数多くの研究がなされてきており、その成果が現行の各基準類にも反映されている。しかしながら、現行の考え方が必ずしも完全であるわけではなく、現在もその変形性能の照査法や設計の考え方に関する検討が引き続き行われている。

本節では、まず、耐震設計を行うに際して重要となるコンクリート構造物の靱性についてその基本的な考え方とその評価指標を整理した。さらに、靱性の評価法に関する現状の問題点を指摘するとともに、耐震設計の今後の課題について述べた。

5.4.2 コンクリート構造物の靱性

(1) 靱性とは

コンクリート構造物あるいは部材の塑性変形特性を論じる場合、しばしば「靱性」(Ductility)という言葉が用いられる。コンクリート構造物について、一般に「靱性」といえば、過大な荷重に対しても、構造物が急激に耐力を消失することなく塑性変形が進行する性質、すなわち塑性変形能力を表す言葉として用いられることが多い。例えば、図 5.4.1 に示す変位靱性率(Deformation Ductility Factor)はその一例であり、降伏変位に対する終局変位の比で構造物・部材の変形能力を表そうとするものである。現行の各種耐震設計基準においても、構造物の変形能力に応じた設計水平震度を算定する際に、基本的にこの考え方が採用されている。

しかしながら、厳密な意味での「靱性」は、破壊を生じるときに必要とされる仕事量で定義され、近年においては、構造物が有するエネルギー吸収・消散能を基本とする「エネルギー靱性率」的な概念も考慮すべきであるという意見が多く、今後地震時のコンクリート構造物の変形能力を評価する上で重要なファクターとなり得ると考えられる。

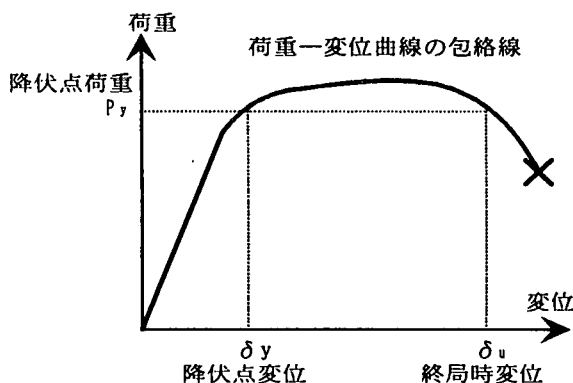


図 5.4.1 変位靱性率

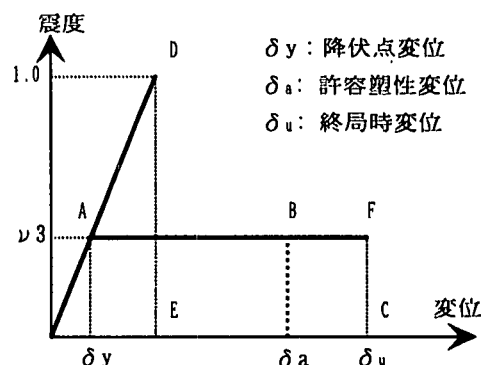


図 5.4.2 ニューマークのエネルギー一定則

(2) 靱性が要求される理由

我が国の現行の耐震設計基準^{1)~3)}では、構造物の重要度やその他の条件に依存するものの、最終的に曲げ破壊する部材については、図 5.4.2 に示すニューマークのエネルギー一定則に基づいて、塑性変形を許容した設計を行っている。これは、設計耐用期間に 1 回程度発生する設計想定地震に対して、構造物の応答が弾性範囲内におさまるように設計したのでは非常に不経済になるためであり、そのような大地震の入力エネルギーは塑性変形によって吸収させようという考え方に基づくものである。したがって、このような考え方に基づく限り、大変形下においても構造物が崩壊することのないように十分な靱性(塑性変形能)を付与する必要性が生じ、また、靱性を確保するために種々の構造細目が規定されている。

コンクリート構造物の耐震設計法の整備が進んできた現在においては、耐震設計で考慮されるような大地震下において、新設構造物が崩壊に至ることはほとんどないといつてよい。しかしながら、耐震設計法が確立されていない数十年前に建設された構造物については、十分な靱性が付与されていないものもあり、今回の地震で数多くみられた損傷はそれを裏付ける結果となった。特に、設計上の構造細目やその施工の良否が構造物の靱性に及ぼす影響には多大なものがあり、これらの関係を含めて、構造物が保有する靱性を的確に評価することが今後の重要な課題となる。

(3) 靱性に影響を及ぼす要因

コンクリート構造物・部材の靱性に影響を及ぼす要因は数多く挙げられるが、耐震設計の観点から代表的なものを列挙すると以下のようである。

- ・軸方向主鉄筋の量 ・横方向補強鉄筋の量(せん断補強筋, 横拘束筋, 帯鉄筋) ・作用軸力
- ・鋼材の配置方法(構造細目: 段落とし, 中間帯鉄筋, 多段配筋, フック, 継手等)
- ・断面の形状・寸法 ・鋼材の付着状況 ・使用材料の機械的性質

また、載荷状態の観点からは以下のものが挙げられる。

- ・構造形式 ・せん断スパン比 ・載荷速度 ・載荷繰返し回数 ・載荷履歴

特に、構造物全体の靱性を考える場合は、応力や変形の集中、塑性ヒンジの位置とその領域等の影響も考慮しなければならない。

(4) 靱性を評価する指標

先述のように、コンクリート構造物・部材の靱性は、一般に塑性変形能力の大きさを表され、部材の靱性を議論するときは変位靱性率または回転角靱性率が、また断面そのものの靱性の場合には曲率靱性率が用いられる。これらの靱性率は、降伏変位 δ_y (回転角 θ_y , 曲率 ϕ_y) に対する終局変位 δ_u (回転角 θ_u , 曲率 ϕ_u) の比で定義され、比較的簡便に計算できることから、耐震設計の分野で一般に用いられることが多い。しかしながら、この指標は原則として一方向単調荷重下の変形性能を表すものであり、地震荷重のような正負交番荷重を受ける場合には繰返しによる靱性の低下を考慮しなければならず、その場合は種々の要因による影響を考慮した実験式によって評価しなければならない。さらに、この指標を計算する場合には、構造物あるいは部材の降伏時および終局時を明確に定義しておく必要がある。例えば、終局変位が同じであっても降伏変位が異なれば靱性率が異なることになり、特に円形断面のように主鉄筋が断面に一様に配筋されているような場合、どの時点部材の降伏と考えるかを考慮した上で評価をする必要がある。

一方、コンクリート構造物・部材の損傷を合理的に評価しようとする観点から、部材が終局時までに吸収・消散することのできる総エネルギー量(エネルギー容量)に着目した研究^{4)~7)}が近年行われつつあ

る。この考え方の特徴は、靱性率では考慮することのできない繰返し荷重作用の影響を考慮し、エネルギー容量(靱性率の終局変位に相当)を種々の要因の関数として与えようとするところに特徴がある。構造物あるいは部材のエネルギー容量が既知となれば、地震応答解析等による変位履歴から実吸収・消散エネルギーを算出し、両者を比較することにより安全性の検討、さらには損傷度評価が可能となる。また、変位靱性率と同様に降伏時の吸収エネルギーで除すことにより、エネルギー靱性率的な考え方もできる。これらの考え方の実用化に際しては明らかにしなければならない部分が多々あるが、現時点では変位靱性と並んで代表的な考え方の一つである。

(5) 保有水平耐力と変形性能の照査法

震度法によって設計された鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査は、一般に、地域・地盤・振動特性、構造物の重要度、構造物の許容靱性率等を考慮した設計水平地震力に対して、構造物が有する耐力が上回ることを照査することにより行われている。また、変形性能の照査は、地震時の最大応答変位が許容変位(許容塑性率×降伏変位)以内におさまることを照査することにより行われる。

道路橋示方書²⁾の場合、地震時保有水平耐力の照査に用いる許容塑性率を計算する際に、1.5の安全率が見込まれていること、終局変位(コンクリートのひずみが0.0035となる変位)が実際の終局状態と比較してかなり安全側の値を与える(適切に補強された部材では、この後でもかなりの変形性能を有する)こと等から、地震時保有水平耐力の照査を行うことにより、ほぼ自動的に変形性能の照査が行われていることになる。なお、復旧仕様⁹⁾では、終局変位を算定する際に帯筋の横拘束効果を考慮した応力-ひずみ関係を用いることとしている。

鉄道構造物等設計標準³⁾においてもほぼ同様の考え方が用いられているが、この場合、従来の正負交番載荷試験結果⁹⁾より得られた算定方法による部材靱性率が、設計靱性率を上回ることを確認することにより変形性能の照査を行っている。ただし、規定されたせん断補強鉄筋量と耐震構造細目を満足する場合、一般に4以上の靱性率が確保されるものとしている。

既往の研究^{9)~13)}による変位靱性率の算定方法をまとめると表5.4.1のとおりである。算定方法を大別すれば以下の考え方に分類される。

a) 終局変位、降伏変位それぞれを直接算定する手法

終局変位=柱部変位+軸方向鉄筋拔出しとし、柱部変位の算定方法でさらに分類される。

柱部の変位: 1) 曲げ・せん断耐力比、帯鉄筋比から算定

2) 断面の曲率分布の積分値から算定

なお、軸方向鉄筋拔出しは、実験回帰式や鉄筋ひずみ分布などで算定可能としている。

b) せん断強度比と各種要因の関数として算定

c) 要因単独の影響を関数で表し、それらの加・乗算で算定

なお、土木学会では兵庫県南部地震によるコンクリート構造物の被害状況をもとに、従来の耐震設計の章の大幅見直しを行い、耐震設計編(平成8年制定)として刊行を予定している¹⁴⁾。そこでは、塑性率に対する安全性の検討が規定されており、解説の中で、 $V_{yd}/V_{mu} \geq 2.0$ (V_{yd} : 曲げ降伏が予想される区間の設計せん断耐力, V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達する時の各部材断面のせん断力)を満足させれば、通常の場合10程度の部材靱性率が確保できるものとしている。また、同じく解説中には靱性率評価式が示されており、適切な靱性率評価式が得られない場合は、この式を用いて靱性率を算定してよいとしている。ただし、その式中のパラメータや適用範囲等については今後更に検討が必要であると考えられる。

表 5.4.1 変位靱性率算定法および評価法

石橋式(9)	栓貝式(10)	太田式(11)	町田式(12)	Park式(13)
<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}} = \frac{\mu_0 \delta_{y0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: 靱性率 $\delta u, \delta y$: 終局、降伏変位 $\delta u_0, \delta y_0$: 終局、降伏時のコンクリートの最大主ひずみ μ_0: 柱部の変形より求まる靱性率 $\delta u_1, \delta y_1$: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p> <p>2. 柱部だけの靱性率</p> $\mu_0 = \frac{\delta_{u0}}{\delta_{y0}} = f \left(\frac{S_u \cdot a}{M_u} \cdot P_u \right)$ <p>M_u: 終局曲げモーメント S_u: せん断耐力 a: せん断スパン P_u: 帯鉄筋比</p> <p>3. 軸方向鉄筋の拔出しの影響</p> $\delta_{u1}, \delta_{y1} = H \cdot \theta = \frac{H(\Delta L_u, \Delta L_y)}{d - x_n}$ <p>$\Delta L_u, \Delta L_y$: 降伏、終局時主鉄筋拔出し量 D: 主鉄筋間隔 ϕ: 主鉄筋径 H: 橋脚高さ x_n: 降伏、終局時それぞれ時の圧縮線から中立軸までの距離 d: 有効高さ</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: 靱性率 $\delta u, \delta y$: 終局、降伏変位 $\delta u_0, \delta y_0$: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p> <p>2. $\delta u_0, \delta y_0$ 材料の s-s 曲線を仮定し、断面分割法により各断面の曲げモーメント-曲率関係を計算し、曲率分布の積分値から橋脚本体の水平変位を求める。</p> <p>3. $\delta u_1, \delta y_1$ $\delta_{u1}, \delta_{y1} = \theta \cdot H$ θ: 軸方向鉄筋拔出しによる橋脚の回転角 H: 橋脚高さ</p>	<p>1. 基本式</p> $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$ <p>μ: 靱性率 $\delta u, \delta y$: 終局、降伏変位 $\delta u_0, \delta y_0$: 終局、降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる変位</p> <p>2. $\delta u_0, \delta y_0$ 軸方向鉄筋比(P)の影響 β_1: 軸方向鉄筋比(P)の影響 β_2: 帯鉄筋比(P_w)の影響 β_3: せん断回転角の影響 β_4: コンクリート強度(f_c)の影響 β_5: f(f_c)の影響 β_6: 軸方向圧縮応力度(σ₀)の影響 β_7: f(σ₀)の影響 β_8: a/dの影響 β_9: f(a/d)の影響 β_{10}: ある変位段階における繰返し回数(n)の影響 β_{11}: f(n)の影響</p>	<p>1. 終局靱性率算定式</p> $\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} \right)^{0.218 \mu_u - 2.16} \times e^{0.634 \mu_u + 0.38}$ <p>μ_u: 終局靱性率 ϵ_p: 横拘束筋体積比(%) ϵ_0: 降伏時のコンクリートの最大主ひずみ ϵ_1: 最大応力時のコンクリート圧縮ひずみ</p> <p>2. 損傷指数</p> $D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_y} \int dE$ $= \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^a \frac{dE}{E_c(\delta)}$ <p>δ_m: 地震時の最大変位 δ_u: 単調載荷の終局変位 δ_y: 単調載荷の降伏変位 Q_y: 降伏荷重の計算値 $E_c(\delta)$: 変形がδの時の載荷サイクル当たりの履歴消散エネルギー a, β: パラメーター</p> <p>$\delta_u = \mu \delta_y$, $\delta_y = \delta_f + \delta_b + \delta_j + \delta_c$</p> <p>$\mu$: 靱性率 δ_f: 曲げ変形による変位 δ_b: f(材料定数、断面形状、軸力) δ_j: 主鉄筋の拔出しによる変位 δ_c: f(鉄筋径・周長、ヤング係数) δ_s: 塑性せん断変形による変位 δ_e: f(せん断ひび割れ角、そのアーム長) δ_e: 弾性せん断変形による変位</p>	
<p>靱性率=終局変位/降伏変位</p> <p>各変位=柱部変位+軸方向鉄筋拔出し 柱部変位=f(曲げせん断耐力比、帯鉄筋比) 軸方向鉄筋拔出し=鉄筋径・間隔</p>	<p>靱性率=終局変位/降伏変位</p> <p>各変位=柱部変位+軸方向鉄筋拔出し 柱部変位=曲げモーメント~曲率 軸方向鉄筋拔出し: 鉄筋ひずみ分布</p>	<p>靱性率=終局変位/降伏変位</p> <p>= f (靱性に及ぼす各要因)</p>	<p>靱性率=終局変位/降伏変位</p> <p>= f (降伏時コンクリート最大主ひずみ、最大応力時コンクリート圧縮ひずみ、横拘束筋比) 損傷指数=最大応力変位/履歴消散エネルギー</p>	

5.4.3 今後の課題

(1) 靱性の評価法

コンクリート構造物の大地震時の安全性を照査するためには、その構造物が有する靱性を正確に見積もることが要求される。現在の変形性能の照査では、一般に単調荷重下の荷重-変位関係が用いられているが、鉄筋コンクリートの場合、正負交番繰返し荷重下ではコンクリートのせん断抵抗の低下により破壊形式が曲げからせん断へ移行する可能性があること、またこれに伴い靱性が著しく低下することが知られており、一方向単調荷重下の変形性能と実際の挙動をいかに結び付けるかが問題となる。本節で紹介した変位靱性率算定式のなかにはこれらの影響を考慮したものもあるが、多くは限られたデータに基づくものであり、その適応範囲が限定される。したがって、これらをより汎用性の高いものに確立していく必要がある。

一方、エネルギー靱性の考え方は、部材が破壊までに消散できる総エネルギー量は一定とし、実荷重によって消散したエネルギー量との比率で損傷度を評価しようとするものである。変位靱性率は部材の終局状態のみに着目しているのに対し、エネルギー靱性は部材の降伏から終局状態までの損傷状態を一連の指標で表すことができ、繰返し荷重を受ける場合の部材の靱性や損傷度を評価するうえで合理的な考え方であるといえる。しかしながら、エネルギー靱性が注目されるようになったのは比較的最近であり、実用化に際してはさらなる検討が必要である。

表 5.4.2 靱性の評価法に関する今後の課題

項目	課題
正負交番繰返し荷重下の終局時の合理的な定義方法の開発	・一方向単調荷重下の終局時と正負交番繰返し荷重時の終局時を如何に結び付けるか
精度の高い靱性率算定式の確立	・汎用性(どのような部材断面に対しても適用可能) ・各種要因の影響(特に構造細目との関係)
軸方向鉄筋の座屈が部材特性に及ぼす影響の解明	・座屈後の軸方向鉄筋の耐荷メカニズム
軸方向鉄筋の抜出しの評価	・繰返し荷重下の鉄筋の付着応力-すべり関係のモデル化、多段配筋の影響の解明
エネルギー靱性の考え方の導入	・エネルギー靱性に及ぼす各種要因の影響 ・載荷履歴の影響 ・曲げ・せん断作用下でのエネルギー靱性

靱性の評価法に関する今後の課題を整理すれば表 5.4.2 のようになる。

(2) Over Strength と破壊モードとの関係

現状の設計では材料強度等のばらつきを考えて各種の安全係数を設定している。しかしながらこれらは材料強度の下限値を考慮してのものであり、上限値についてはほとんど規定がなされていないのが現状である。材料強度、特に鉄筋強度の増加が耐力の増加に及ぼす影響はせん断よりも曲げに対する方が大きく、せん断と曲げに対する安全率が同程度の場合には、破壊モードが曲げからせん断に移行する可能性が考えられる。このことは、5.5 節の試設計結果からもわかるように、せん断に対する安全度が比較的小さい我が国の諸基準に関しては重要な問題となり得る。したがって、材料強度の超過が破壊モードに及ぼす影響を検討しておく必要がある。

(3) 繰返し荷重下のせん断強度

地震のような繰返し荷重作用下ではコンクリートのせん断強度が著しく低下することが一般に知られている。特に、靱性を期待するような部材に対しては、このことを考慮してせん断に対して設計を行うことが重要であり、破壊モードが曲げからせん断へ移行することを回避するための方策が必要となる。

このためには、正負交番繰返し荷重下でのせん断抵抗メカニズムに関する検討が必要であるとともに、今回の地震で多くの損傷が認められた主筋段落とし位置のせん断劣化挙動を解明することが重要である。

(4) せん断の影響を考慮した動的解析手法

今回の地震を契機として、地震時保有水平耐力や変形性能の照査に動的解析が用いられる場合が多くなると考えられる。しかしながら、一般の動的解析手法に用いられる復元力モデルにはせん断の影響は考慮されていない。したがって、せん断を含め種々の要因の影響を考慮した合理的な動的解析法の開発が今後の課題の一つとなる。

5.4.4 まとめ

本節では、コンクリート構造物の靱性についてその基本的考え方を整理するとともに、靱性の観点からみた耐震設計の今後の課題について述べた。これらの課題を一つずつ解決していくとともに、ここでは触れなかった入力地震動の問題や地盤との相互作用、さらには構造物あるいは構造システムの重要度と要求される性能との関係等を明らかにしていくことが、将来における合理的な耐震設計法の確立につながるものと考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編，1991
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善，1990
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，1992
- 4) 矢島，本郷，魚本：繰返し載荷された RC 梁の累積損傷および破壊特性評価，土木学会論文集，No. 490/V-23，1994. 5
- 5) 井上，宮川，藤井：パーシャルプレストレストコンクリートはり部材の正負交番荷重下の消散エネルギーと損傷評価，土木学会論文集，No. 496/V-24，1994. 8
- 6) 鈴木，赤倉，足立，尾坂：RC 構造の損傷度評価に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 490/V-23，1994. 5
- 7) Darwin, D. and Nmai, C. K. : Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load, Journal of Structural Engineering, Vol.112, No.8, 1989
- 8) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（案），1995. 2
- 9) 石橋，吉野：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，No. 390/V-8，1988. 2
- 10) 桧貝，二羽，岡村：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 部材の破壊メカニズムに関する考察，コンクリート工学年次論文報告集，第9巻第2号，1987
- 11) 太田：単一柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究，土木研究所報告第153号，1980. 3
- 12) 町田，睦好，豊田：鉄筋コンクリート部材の靱性率の定量化に関する研究，コンクリート構造物の靱性とその評価に関するコロキウム論文集，1988. 3
- 13) Park, Y. J. and Ang, A. H. -S. : Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of structural Engineering, Vol.111, No.4, 1985
- 14) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書耐震設計編，1996

5.5 試設計に基づく基準類の評価

オリエンタルコンサルタンツ 橋場 盛

5.5.1 はじめに

本報告はコンクリート分科会の活動のうち、地震に係わる設計について調査研究を行ったものの一部で、以下のような内容を取り上げている。

- a) 国内外の代表的設計基準について地震に係わる設計の位置付けや特徴を明確にし、我が国におけるその変遷を整理した。さらに、これらにおける重要な相違点を調査した。
- b) 幾つかの設計基準を選定し、単柱式RC橋脚を対象として試設計を行った。その結果を道路橋復旧仕様¹⁾によって地震時保有水平耐力や変形性能を照査し、さらに兵庫県南部地震における実測加速度波形を用いた非線形応答解析を実施して、各設計基準を比較検討した。

5.5.2 国内外の設計基準における地震に係わる設計の考え方

国内3基準、国外6基準の地震に係わる項目を取り上げて以下のような内容を比較し、各基準における考え方を示した。

- a) 基本方針および設計手法、b) 地震荷重およびその組合せ、c) 構造解析および断面強度、d) 構造細目、e) 免震規定

これらの項目のうち、とくに後述する試設計結果に影響を及ぼす柱部材のせん断に関する耐力および構造細目についてまとめると、次のようである。

- a) せん断耐力は、各基準ともにコンクリートおよびせん断補強鉄筋が負担する分の和で、すなわち、累加式で表現されている。後者が負担する分に関しては、ともにトラス理論によって求めている。しかし、前者に関しては、国外基準では、地震の影響を考慮するとき、塑性ヒンジが形成されることが予想される部材端部で、軸圧縮力が小さい場合には零としている。
- b) 鉄筋径および量に関しては、国内基準では、ほぼ同様な内容が規定され、最小鉄筋比が示されている。国外基準では、より細かな規定が設けられており、その量に関してもコンクリートおよび鉄筋強度、部材形状等を考慮した算定式が示されている。
- c) 配置に関しても、国外基準では国内基準に比して詳細に規定されている。NZSでは、部材端の潜在塑性ヒンジ区間に対して特別の規定を設けて、一般部より鉄筋量を多くし、配置間隔も密にしている。これは国内基準の部材接合部における補強筋量を密に配置する範囲とほぼ一致している。
- d) なお、せん断補強鉄筋のうちの帯鉄筋やスパイラル鉄筋に関しては、せん断補強の他に内部コンクリートを拘束し、軸方向鉄筋の座屈を防止する目的がある。国外基準では、横拘束コンクリートとしてのこれらの量を規定しているものもある(例：AASHTO、NZS)。

5.5.3 試設計による設計基準の比較

道路橋下部構造の代表的な形式であるRC単柱式橋脚の試設計を国内外6基準(コンクリート標準示方書²⁾、鉄道構造物等設計標準³⁾、道路橋示方書⁴⁾、AASHTO⁵⁾、CALTRANS⁶⁾、NZS⁷⁾)によって行った。その結果を用いて、次のような比較検討を行い、これら基準の地震に係わる設計を把握することとした。すなわち、a) 断面諸元および補強鉄筋の比較、b) 道路橋復旧仕様による地震時保有水平耐力および変形性能の照査、c) 兵庫県南部地震の実測加速度波形による動的応答特性の照査。

(1) 道路橋RC単柱式橋脚の試設計

1) 試設計のための条件

ここでは、地震を含む荷重作用の大きさを指定し、それに耐えうる(倒壊しない)断面を設計することとし、道路橋RC単柱式橋脚の基部を設計部位とした。設計条件は以下のように選定した。

a) 橋脚基部に作用する断面力

- ・軸圧縮力 $N=930 \text{ tf}$
- ・曲げモーメント $M=4950 \text{ tf}\cdot\text{m}$
- ・せん断力 $S=330 \text{ tf}$
- ・コンクリート 設計基準強度 $f'_c=270 \text{ kgf/cm}^2$
最大粗骨材径 20 mm
- ・鉄筋 引張降伏強度 $f_y=3000 \text{ kgf/cm}^2$

b) 橋脚形状および軸方向鉄筋の配筋細目

- ・橋脚形状(図5.5.1参照) (中実) 円形断面
- ・軸方向鉄筋の配筋細目 (最大) 鉄筋径 $D32$
(最大) 鉄筋段数 2.5 段

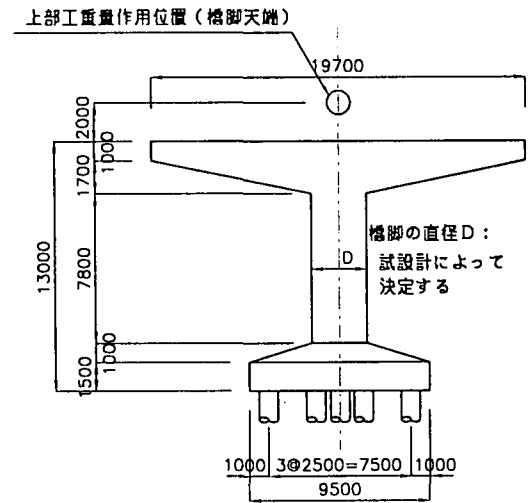


図5.5.1 設計に用いた橋脚形状

2) 試設計結果

試設計によってえられた断面諸元および補強鉄筋を表5.5.1に示す。この結果をまとめると、次のようである。

- a) 柱の直径に関しては、CALTRANSが2.4mと最小径となり、他の5基準は2.9mとなった。
- b) 主鉄筋比に関しては、CALTRANSで最大(3.2%)となり、ASTHOおよびNZSで最小(2.2%)となった。国内基準は、これらの中間的な鉄筋比となっている。また、NZSでは最大鉄筋量の制約から主鉄筋2段配筋となったが、他の5基準はともに2.5段配筋となっている。
- c) 帯鉄筋比をみると、国内基準では0.3~0.6%、国外基準では0.8~1.4%である。最大はCALTRANSで、最小はコンクリート標準示方書となった。

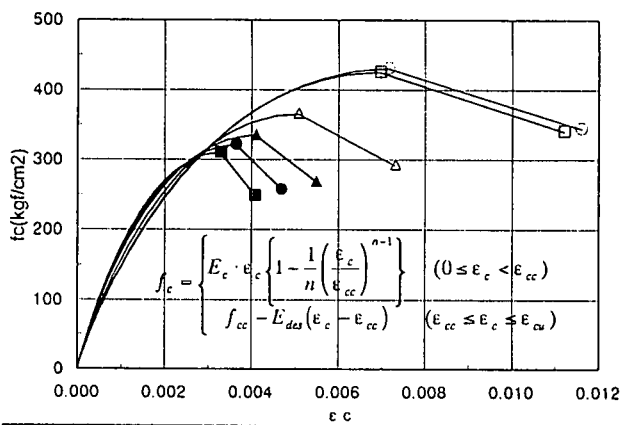
(2) 道路橋復旧仕様による地震時保有水平耐力および変形性能の照査

試設計結果を道路橋復旧仕様を尺度として、その地震時保有水平耐力および変形性能を照査した。図5.5.2に横拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を、図5.5.3に橋脚の水平力-水平変位($P-\delta$)関係を示す。さらに、表5.5.2に地震時保有水平耐力および変形性能の照査結果を示す。これらの照査結果をまとめると、次のようである。

- a) コンクリートのひずみ(最大圧縮応力時 ϵ_{cc} 、終局時 ϵ_{cu})は、ともに国外基準の方が大きく、CALTRANSでは国内基準の2倍強となっている。また、 $\epsilon_{cu}/\epsilon_{cc}$ をみると、国内基準で1.24~1.34、国外基準で1.44~1.62となっている。さらに、応力-ひずみ関係の下降勾配を初期勾配との比で見ると、国内基準で0.18~0.30、国外基準で0.08~0.13となっている。
- b) 橋脚の水平力と水平変位の関係で国内基準と国外基準を比較すると、国内基準における終局時の水平力は国外基準よりも大きくなるが、終局時の水平変位は国外基準よりも小さい。また、道路橋示方書とNZSとはかなり近い結果となっている。
- c) 降伏時および終局時の橋脚水平変位(δ_y 、 δ_u)を比較すると、国内基準で3.80~5.40、国外基準で8.00~13.6となっている。また、橋脚基部のせん断耐力と基部が終局モーメントに達するときに相当する上部構造の慣性力作用位置での水平力との比(P_s/P_u)を見ると、国内基準で0.97~1.0、国外基準で2.0~3.1となっている。

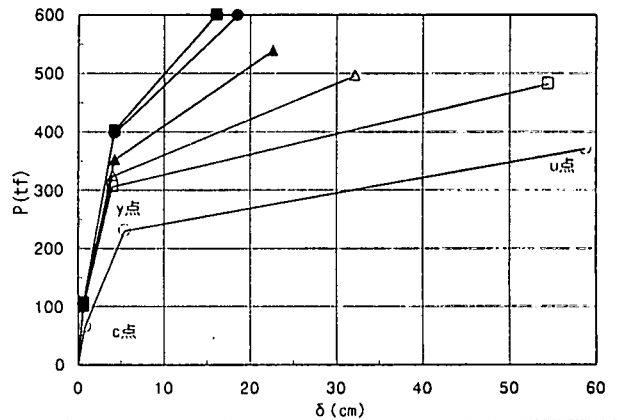
表5.5.1 試設計結果

コンクリート標準示方書	鉄道構造物等設計標準	道路橋示方書	ASSHTO	CALTRANS	NZS
<p>縦方向鉄筋 (鉄筋比P=3.00%)</p> <p>最外径 D32 - 100本 (897)</p> <p>2 級 D32 - 100本</p> <p>3 級 D32 - 50本</p> <p>計 D32 - 250本</p> <p>巻鉄筋 (鉄筋比W=0.18%)</p> <p>最外径 D16 - ctc125</p> <p>2 級 D16 - ctc500</p> <p>3 級 D16 - ctc500</p> <p>1 級 0 級鉄筋中心から: 70mm</p>	<p>縦方向鉄筋 (鉄筋比P=3.00%)</p> <p>最外径 D32 - 100本 (886)</p> <p>2 級 D32 - 100本</p> <p>3 級 D32 - 50本</p> <p>計 D32 - 250本</p> <p>巻鉄筋 (鉄筋比W=0.23%)</p> <p>最外径 D16 - ctc100</p> <p>2 級 D16 - ctc400</p> <p>3 級 D16 - ctc400</p> <p>1 級 0 級鉄筋中心から: 90mm</p>	<p>縦方向鉄筋 (鉄筋比P=2.64%)</p> <p>最外径 D32 - 88本 (856)</p> <p>2 級 D32 - 88本</p> <p>3 級 D32 - 44本</p> <p>計 D32 - 220本</p> <p>巻鉄筋 (鉄筋比W=0.23%)</p> <p>最外径 D19 - ctc150</p> <p>2 級 D19 - ctc300</p> <p>3 級 D19 - ctc300</p> <p>1 級 0 級鉄筋中心から: 110mm</p>	<p>縦方向鉄筋 (鉄筋比P=2.14%)</p> <p>最外径 D32 - 72本 (e120)</p> <p>2 級 D32 - 72本</p> <p>3 級 D32 - 36本</p> <p>計 D32 - 178本</p> <p>巻鉄筋 (鉄筋比W=0.72%)</p> <p>最外径 D22 - ctc125</p> <p>2 級 D22 - ctc125</p> <p>3 級 D22 - ctc125</p> <p>1 級 0 級鉄筋中心から: 80mm</p>	<p>縦方向鉄筋 (鉄筋比P=3.16%)</p> <p>最外径 D32 - 72本 (897)</p> <p>2 級 D32 - 72本</p> <p>3 級 D32 - 36本</p> <p>計 D32 - 180本</p> <p>巻鉄筋 (鉄筋比W=0.72%)</p> <p>最外径 D22 - ctc150</p> <p>2 級 D22 - ctc150</p> <p>3 級 D22 - ctc150</p> <p>1 級 0 級鉄筋中心から: 50mm</p>	<p>縦方向鉄筋 (鉄筋比P=2.26%)</p> <p>最外径 D32 - 94本 (892)</p> <p>2 級 D32 - 94本</p> <p>計 D32 - 188本</p> <p>巻鉄筋 (鉄筋比W=0.14%)</p> <p>最外径 D19 - ctc100</p> <p>2 級 D19 - ctc100</p> <p>1 級 0 級鉄筋中心から: 80mm</p>
<p>< 縦方向鉄筋比計算式 ></p> $P = \frac{A_{st}}{A_g} \times 100$ <p>ここに A_{st}: 縦方向鉄筋面積 A_g: 柱断面面積</p>			<p>< 巻鉄筋比計算式 ></p> $W = \frac{A_{sw}}{A_g} \times 100$ <p>ここに A_{sw}: 巻鉄筋面積 (19mmφ@100×250×π) A_g: 柱断面面積 D: 柱断面直径 S: 巻鉄筋間隔 $(D \leq \sqrt{14^2 + 9^2} = 17\text{cm})$ $(D \leq \sqrt{14^2 + 9^2} = 17\text{cm})$ S: 巻鉄筋間隔 A_{sw}: 巻鉄筋面積 (19mmφ)</p>		



	E _c	f _{cc}	ε _{cc}	ε _{cu}	E _{der}
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)			(kg/cm ²)
コンクリート標準示方書	265,000	310	0.00328	0.00407	78,200
鉄道構造物等設計標準	265,000	321	0.00364	0.00469	61,000
道路橋示方書	265,000	335	0.00409	0.00549	47,700
AASHTO	248,000	425	0.00697	0.0112	20,100
CALTRANS	248,000	430	0.00716	0.01161	19,300
NZS	247,000	365	0.00507	0.00731	32,500

図5.5.2 横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係



	c 点		y 点		u 点	
	水平力 (tf)	変位 (cm)	水平力 (tf)	変位 (cm)	水平力 (tf)	変位 (cm)
コンクリート標準示方書	106.2	0.6	402.1	4.2	598.9	16.0
鉄道構造物等設計標準	105.4	0.6	397.6	4.2	598.4	18.5
道路橋示方書	101.6	0.6	352.1	4.2	538.5	22.6
AASHTO	99.6	0.6	306.3	4.0	481.7	54.4
CALTRANS	64.5	0.8	230.7	5.4	371.1	58.7
NZS	101.0	0.6	324.1	4.0	495.1	32.1

図5.5.3 橋脚の P - δ 関係

表5.5.2 地震時保有水平耐力の照査結果

	コンクリート標準示方書	鉄道橋設計等設計標準	道路橋示方書	ASSHTO	CALTRANS	NZS	
柱基部断面図							
主要諸元	D	2.900	2.900	2.900	2.400	2.900	
	P	3.006	3.006	2.645	2.140	2.260	
	Pw	0.348	0.446	0.570	1.356	1.408	0.837
コンクリート	ϵ_{cc}	0.00328	0.00364	0.00409	0.00697	0.00716	0.00507
	ϵ_{cu}	0.00407	0.00469	0.00549	0.01120	0.01161	0.00731
	f _{cc}	310	321	335	425	430	365
	Edes	7.82E4	6.10E4	4.77E4	2.01E4	1.93E4	3.25E4
	P δ 曲線	M _u	7486	7479	6731	6021	4639
P _u		598.9	598.4	538.5	481.7	371.1	495.1
P _y		402.1	397.6	352.1	306.3	230.7	324.1
δ_u		16.0	18.5	22.6	54.4	58.7	32.1
δ_y		4.2	4.2	4.2	4.0	5.4	4.0
μ		3.8	4.4	5.4	13.6	10.9	8.0
E _u		6875	8058	9040	20589	16742	12263
E _y		943	937	847	719	705	753
μ_e		7.3	8.6	10.7	28.6	23.7	16.3
耐力比		0.97	1.1	1.4	3.1	2.7	2.0
記号	D : 柱部直径(m) P : 主鉄筋比(%) Pw : 帯鉄筋比(%) (= 4.0Aw _h /s · d) ϵ_{cc} : コンクリートの最大圧縮応力時ひずみ ϵ_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ f _{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度(kgf/cm ²) Edes : コンクリートの最大圧縮応力以降の下降勾配(kgf/cm ²)						
	M _u : 終局時の曲げモーメント(tf · m) P _u : 終局水平耐力(tf) P _y : 降伏水平耐力(tf) δ_u : 終局変位(cm) δ_y : 降伏変位(cm) μ : 変位靱性率(δ_u/δ_y)						
	E _u : P _u - δ_u 曲線で囲まれる面積(tf · cm) E _y : P _y - δ_y 曲線で囲まれる面積(tf · cm) μ_e : E _u /E _y 耐力比 : P _s /P _u (P _s :せん断耐力)						

(3) 動的応答特性の照査

兵庫県南部地震の実測加速度波形を用いて試設計によって構造物の動的応答特性を照査した。実施するに当たって道路橋復旧仕様を参考に以下のようにモデル等を決定した。

- a) 解析モデルは図5.5.4に示すように橋脚部のみを取り出し、質量は水平方向成分のみの集中質量とし、さらに、橋脚の梁およびフーチングは剛体要素とした。
- b) 橋脚躯体の復元力特性は、コンクリートのひびわれ発生と、鉄筋の降伏による剛性低下を考慮した武田モデル(図5.5.5 参照)を用いた。
- c) 減衰定数は橋脚躯体を2%、基礎・地盤系を20%とした。
- d) 入力地震には神戸海洋気象台記録のNS成分(最大818gal)を用い、計算時間刻みを0.001とした。

解析結果を表5.5.4に示す。この表より、次のようにまとめられる。

- a) 橋脚天端の応答加速度の最大値(A_{max})と入力加速度の最大値(a_{max})との比(A_{max}/a_{max})は、国内基準で1.20~1.27、国外基準で0.73~1.12となっている。また、橋脚天端の応答変位の最大値(δ_{max})と前述の終局時橋脚天端変位(δ_u)との比(δ_{max}/δ_u)は、国内基準で0.89~1.14、国外基準で1.60~3.03となっている。
- b) 橋脚基部の終局曲げモーメント(M_u)と応答曲げモーメントの最大値(M_{max})との比(M_u/M_{max})をみると、国内基準で1.03~1.08、国外基準で1.18~1.34となっている。同様に、せん断について S_u/S_{max} をみると、国内基準で0.78~1.13、国外基準で1.67~2.65となっている。

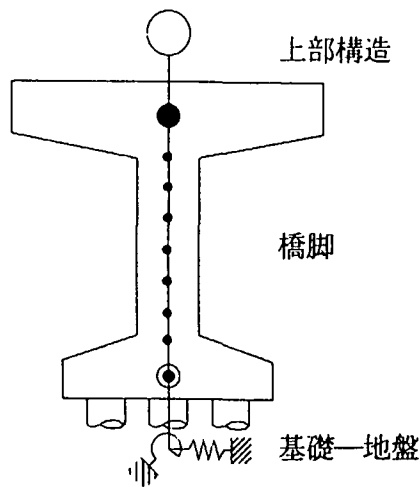


図5.5.4 解析モデル

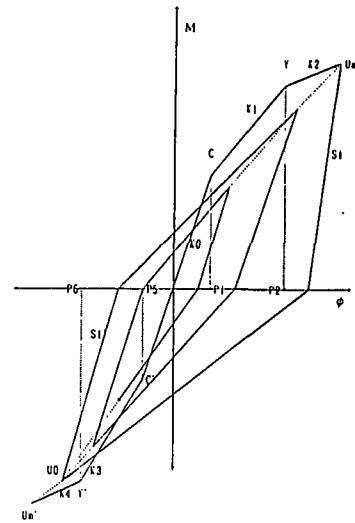


図5.5.5 武田モデル

5.5.4 まとめ

地震に係わる設計方法について、国内外の設計基準の特徴を試設計を通して把握した。道路橋RC橋脚一例の設計であるが、得られた知見をまとめると次のようである。

- a)せん断耐力のうちコンクリートによって負担される分については、国外基準では塑性ヒンジが形成されることが予想される部材端部で、軸圧縮力が小さい場合には零としている。
- b)また、国外基準では構造細目的にも多くのせん断補強鉄筋を密に配置することを規定している。
- c)道路橋復旧仕様による変形性能の照査結果では、国外基準による設計は国内基準に比して柔な構造となっている。また、国内基準の中にはせん断耐力の不足をきたすものも見られた。
- d)非線形地震応答解析結果でも、上記c)と同様な傾向が見られた。
- e)上記c)およびd)の結果は、主に上記b)によるものと考えられ、国内基準の構造細目的な検討が必要である。

最後に、本報告は上述分科会のWG2（主査：小林和夫大阪工業大学教授）が担当して行った調査研究成果である。委員各位のご努力に感謝致します。

【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様、1995.2
(社)日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様の準用に関する参考資料、1995.6
- 2) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、1991
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、1992
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編、1990
- 5) A A S H T O : Standard Specifications for Highway Bridges, 15th Edition, 1992
Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, 1991
- 6) C A L T R A N S : Bridge Design specifications Manual, 1990
- 7) N Z S 3101 : Code of practice for THE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE, 1982
N Z S 4203 : Code of practice for GENERAL STRUCTURAL DESIGN AND DESIGN LOADINGS FOR BUILDINGS, 1992

表5.5.4 動的解析結果

解析モデル	コンクリート標準示方書	鉄道構造物等設計標準	道路橋示方書	AASHTO	CALTRANS	NZS
橋脚断面	φ = 2900mm 軸方向鉄筋 帯鉄筋 D32×100本 D16-CTC150 最外縁 D32×100本 D16-CTC500 2段目 D32×100本 D16-CTC500 3段目 D32×50本 D16-CTC500	φ = 2900mm 軸方向鉄筋 帯鉄筋 D32×100本 D16-CTC100 最外縁 D32×100本 D16-CTC400 2段目 D32×100本 D16-CTC100 3段目 D32×50本 D16-CTC400	φ = 2900mm 軸方向鉄筋 帯鉄筋 D32×88本 D19-CTC150 最外縁 D32×88本 D19-CTC150 2段目 D32×88本 D19-CTC150 3段目 D32×44本 D19-CTC150	φ = 2900mm 軸方向鉄筋 帯鉄筋 D32×72本 D22-CTC125 最外縁 D32×72本 D22-CTC125 2段目 D32×72本 D22-CTC125 3段目 D32×36本 D22-CTC125	φ = 2400mm 軸方向鉄筋 帯鉄筋 D32×72本 D22-CTC150 最外縁 D32×72本 D22-CTC150 2段目 D32×72本 D22-CTC150 3段目 D32×36本 D22-CTC150	φ = 2900mm 軸方向鉄筋 帯鉄筋 D32×94本 D19-CTC100 最外縁 D32×94本 D19-CTC100 2段目 D32×94本 D19-CTC100
橋脚天端の 加速度 (m/SEC ²)						
橋脚天端の 変位 (mm)	0.16	0.19	0.23	0.54	0.59	0.32
橋脚基部の 曲げモーメント (tf・m)	7486	7470	6731	6021	4635	6178
橋脚基部の せん断力 (tf)	581	660	756	1476	1000	1013
Amax (gal)	1039	1037	979	880	598	920
Dmax (cm)	18.0	18.4	19.9	20.1	19.4	20.1
Du (cm)	16.0	18.5	22.6	54.4	58.7	32.1
Du/Dmax	0.89	1.01	1.14	2.71	3.03	1.60
Mmax (tf・m)	7270	7104	6214	4585	3449	5254
Mu (tf・m)	7486	7470	6731	6021	4635	6178
Mu/Mmax	1.03	1.05	1.08	1.31	1.34	1.18
Smax (tf)	745	738	670	557	382	606
Ps (tf)	581	660	756	1476	1000	1013
Ps/Smax	0.78	0.89	1.13	2.65	2.62	1.67

5.6 被災度・供用性の判定

立命館大学 尼崎 省二

地震によるコンクリート構造物の被災度および供用性の判定は、震後の対応を検討する上で、極めて重要である。本節では、阪神・淡路大震災における知見を考慮して、橋梁下部工である鉄筋コンクリート（RC）橋脚の被災度・供用性の判定について、中間報告としてとりまとめたものである。

橋梁の震災復旧は、震後における社会全体の復旧活動、民生の安定などに与える影響が大きいため、被災状況を迅速かつ確に把握し、橋梁管理者の防災計画に基づいて、関係機関との連携を図りながら、速やかに行なう必要がある。被災橋梁の復旧は、一般に、図5.6.1に示すように、臨時点検、応急点検、詳細点検に基づいて、橋梁の被災度および供用性を判定することにより、実施される。

5.6.1 被災度判定

(1) 点検と被災度判定

a) 臨時点検

臨時点検は、地震直後に全体的な被害の概要および重大な被害の有無を把握するために行なう点検であり、点検結果による被災度判定（1）は、二次災害の危険性および周辺地域への被害拡大の防止を目的に行なわれる。

二次災害の発生が懸念される場合には、直ちに、立入り禁止、供用規制あるいは供用停止などの緊急措置を施したり、緊急的な工事を実施して二次災害を予防することが重要である。

b) 応急点検

応急点検は、橋梁全体の被災状況を調査して、本復旧の方針を定めるとともに、本復旧完了までの輸送確保の緊急性、応急復旧の難易度などに基づいて、応急復旧の必要性を判断し、応急復旧が必要な場合には、応急復旧の優先順位と復旧水準を定め、適切な工法で応急復旧を行なうためのものである。臨時点検は被害の有無と被害の進行の有無を確認する程度で終わる場合があるのに対し、応急点検は、一般に、ある程度の繰返し調査が可能であり、この点が臨時点検と異なる。

点検結果による被災度判定（2）は、一般に、本復旧完了までの比較的短期間を対象に、二次災害が発生する確率と発生した場合の規模を考慮して、その間の交通需要を満足できるか否かを中心に耐荷力と走行安全性について行なう。耐荷力および走行安全性は、図5.6.2に示すように、それぞれ、5ランクおよび3ランクに分類するのが一般的である^{1,2)}。

① 耐荷力に関する被災度

A_s: 落橋…落橋、倒壊あるいは崩壊した場合

A: 大被害…耐荷力の低下に著しい影響があり、落橋など致命的な被害の可能性がある場合

B: 中被害…耐荷力の低下に影響するが、余震・活荷重などによる被害の進行がなければ、当面の利用が可能な場合

C: 小被害…短期的には、耐荷力の低下に影響が認められない場合

D: 被害なし…耐荷力に異常が認められない場合

② 走行性に関する被災度：走行性に関する被災度は、伸縮継手の遊間量・断差量、取付け盛土の沈下量などに着目して、分類する。

a: 走行不可…走行できない場合

b: 走行注意…異常は認められるが、走行できる場合

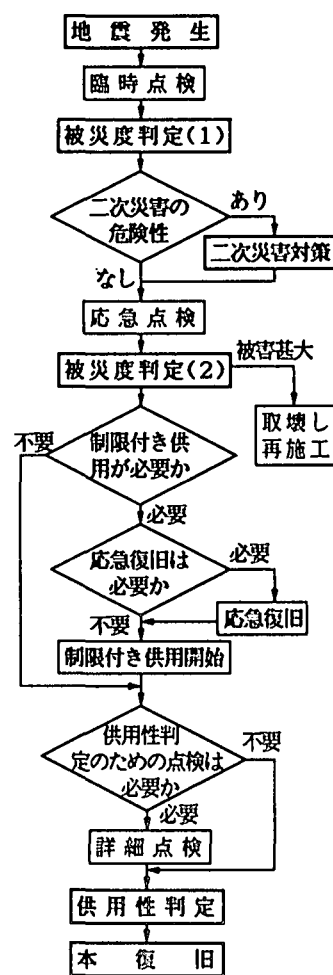


図5.6.1 被災度・供用性判定フロー

c : 被害なし…走行性に特に異常が認められない場合

c) 詳細点検

詳細点検は、当該橋梁の供用性を判定し、本復旧を行なうための点検であり、応急復旧により緊急輸送機能が確保され、一般的に震後の混乱も収まり、本格的な生活、産業活動が再開される時期に行なわれる。

なお、実際の点検および被災度・供用性の判定は、全てが一連の流れとして多方面から同時平行的に実施されることが多く、これを応急復旧のため、供用性判定のためと明確に分けることは困難な場合が多い。そのため、時系列的に全てが「臨時点検→応急点検→詳細点検」の順番にはならない場合がある。すなわち、臨時点検あるいは応急点検が詳細点検になりうるし、臨時点検および応急点検の一部が詳細点検になる場合もある。また、応急復旧を実施する場合で、応急復旧を行いながら同時に詳細点検も行い、将来の本復旧段階で支障とならないように応急復旧工法を選定するような場合には、応急点検と詳細点検の区分は困難である。

(2) 被災度判定基準と判定例

RC橋脚の被災度は、一般に、臨時あるいは応急点検結果を損傷の部位、形態および程度などによって分類し、残留耐力および残留変形性能に基づいた被災度判定基準によって判定されている。被災度の判定は、二次災害および供用による被害拡大の危険性の有無を判定するうえで、目視によって迅速に行なうことが重要となる。

RC橋脚の被害状況は、その曲げ耐力とせん断耐力との比率などによって異なるが、橋梁の耐震設計方法は、過去の主要地震を契機に、想定地震、コンクリートが受持つせん断力、靱性などが大幅に改訂されている。例えば、鉄道構造物の耐震に関する規定は、1930年に初めて制定され、1955年、1970年、1979年、1983年および1992年に大きく改訂されており、1978年の宮城沖地震を契機として、1979年にせん断破壊防止を目的とした耐震設計指針(案)が制定された。それまでの耐震設計は、基本的に、震度法で行なわれてきたが、耐震設計指針(案)では、構造物、地盤などの動的特性を定量的に評価する修正震度法(以下、新震度法と略称)が採用され、1983年の建造物設計標準で部材の非線形性(靱性)が考慮された。その後、耐震設計方法は基本的に変化していないが、1992年に限界状態設計法が採用され、現在に至っている。

柱部材の靱性に大きく影響する耐震に関する構造細目の変遷を表5.6.1に示す。1970年の建

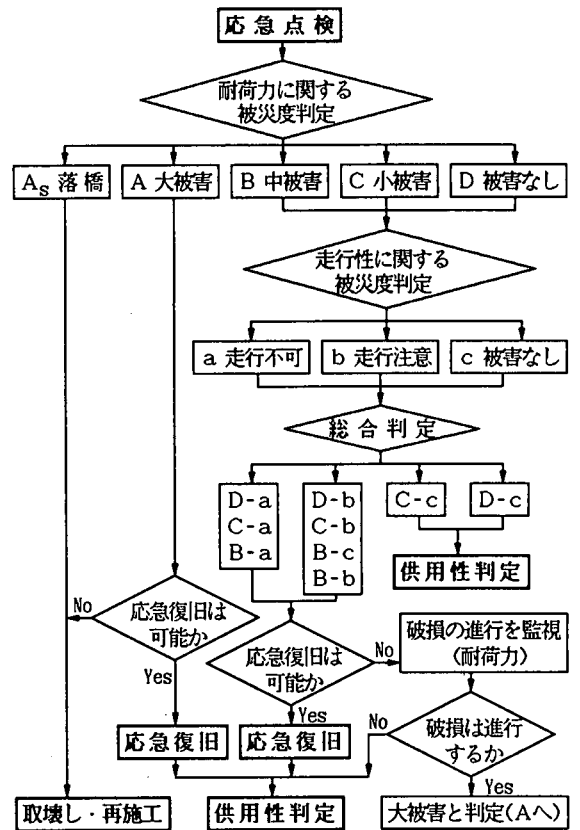


図 5.6.2 応急復旧のための判定手順

表 5.6.1 耐震に関する構造細目の変遷 (鉄道構造物)

設計標準	柱の耐震に関する構造細目の概要
土木構造物の設計基準(案) 1958年	<ul style="list-style-type: none"> ・帯鉄筋：直径6mm以上 ・帯鉄筋の間隔：柱の最小横寸法以下 軸方向鉄筋直径の12倍以下、帯鉄筋直径の48倍以下
建造物設計標準 1970年	
耐震設計指針(案) 1979年	<ul style="list-style-type: none"> ・はりその他と交わる柱部分：十分な帯鉄筋を用いる。
建造物設計標準 1983年	<ul style="list-style-type: none"> (1) 帯鉄筋断面積：コンクリート断面積の0.2%以上 (2) はりのハンチ下端及びフーチング上面から2D区間：帯鉄筋間隔は100mm以下とし、下記を標準とする。 <ul style="list-style-type: none"> ・DxD=1.0mx1.0m以内：D13、100 ctc以下 ・DxD=1.5mx1.5m以内：D13、100 ctc以下及び1本おきに中間帯鉄筋を配置する。
鉄道構造物等設計標準 1992年	<ul style="list-style-type: none"> (1) せん断補強鉄筋として、0.15%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置する。 (2) 部材接合部及び柱下端から断面高さの2倍の範囲：せん断補強鉄筋として0.2%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置する。 柱上部の部材接合部から断面高さの2倍の範囲： (3) 「耐震性能の検討」に定める量とせん断補強鉄筋比0.2%のうち多い方の量よりも、さらに0.05%以上多い帯鉄筋を配置する。
限界状態設計法	

造物設計標準では、設計基準強度 240 kgf/cm^2 のコンクリートの地震時許容せん断応力度は 10.5 kgf/cm^2 であり、一般に、せん断補強鉄筋の計算はされていない。すなわち、この標準によって配置された帯鉄筋は、組立筋としての側面が大きかったものと考えられる。

一方、RC構造物に使用された鉄筋は、1953年頃までは普通丸鋼が一般的で、その後、1970年までは主鉄筋に異形棒鋼、帯鉄筋に普通丸鋼が使用されており、1970年以降は異形棒鋼が一般的になっている。すなわち、材料的観点からは、後述するように、1970年を境に耐震性能は向上している。そのため、外見上同様の被害状況でも、設計に用いた耐震設計基準および鉄筋の種類によって残留耐荷力および残留変形性能が異なる場合があり、被災度の判定には、外観の損傷状況だけではなく、当該橋梁の耐震設計基準および使用材料を考慮する必要がある。

RC橋脚の破壊形態は、阪神・淡路大震災でも指摘されているように、曲げ破壊、曲げせん断破壊およびせん断破壊に大別することができるが、いずれの破壊形態の場合も、その被災度は部材の外観から表5.6.2のように区分することができる³⁾。ラーメン高架橋柱部の被災度判定例を表5.5.3に示す。これらの表は、道路橋の被災度判定表²⁾と同様、既往地震による被害の特徴および模型実験によるひび割れ状況と残留耐荷力、残留変形性能との関係を考慮して得られたものである。

5.6.2 供用性判定

震後のコンクリート構造物の供用性は、一般に、構造物の耐震性と耐久性に左右される。耐震性は部材の耐荷力および変形性能に基づいて評価される構造物の性能、耐久性は耐震性と機能性の低下および構造物が周辺環境に及ぼす影響性の経時変化に抵抗する性能をいう。したがって、構造物の供用性は、一般に、図5.6.3に示すように耐震性を検討した後、耐震性に及ぼす耐久性の影響を検討することによって判定し、補修、補強、グレードアップ、取壊し・再施工などを行なわれる。

既設コンクリート橋脚の耐震性は、図5.6.3に示すように、①当該橋梁・橋脚の構造特性、②当該橋梁の重要度、③残存供用期間、④当該構造物地点の地震活動度、⑤耐震性評価基準、⑥設定地震荷重などに影響される。ここでは、鉄道橋の現行耐震性評価基準およびこれを用いた供用性の評価結果の概要を示す。なお、

表5.6.2 RC橋脚の被災度と被災状況

被災度	判定基準
A _S : 落橋 倒壊・崩壊	<ul style="list-style-type: none"> 落橋・鋼材の座屈・破断 内部コンクリートの破壊(崩壊)
A 大被害	<ul style="list-style-type: none"> 2 mm以上のひび割れの多数 コンクリート剥落 鉄筋の破断・はらみ出し
B 中被害	<ul style="list-style-type: none"> 1~2 mm程度の比較的大きなひび割れの発生 鉄筋のはらみ出し かぶりコンクリートの剥離 橋脚基部の圧壊・ずれ
C 小被害	<ul style="list-style-type: none"> 肉眼で確認できる0.2~1 mm程度のひび割れの発生
D 被害なし 軽微な損傷	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れが発生しても、肉眼では確認が困難な0.2 mm以下のひび割れ

表5.6.3 ラーメン高架橋の柱に損傷が生じている場合の被災度判定表

被災度	A:大被害	B:中被害	C:小被害	C:小被害	C:小被害
① 保有靱性率が2程度以下の部材の被害 主に、せん断破壊					
② 保有靱性率が3程度の部材の被害 主に、曲げせん断破壊					
③ 保有靱性率が4程度以上の部材の被害 主に、曲げせん断あるいは曲げ破壊					
残留耐荷力	P_y 以下	P_y	P_y	P_y	P_y
残留変形性能	0%	0~10%	30%	50~60%	100%

- ① 1970年以前に建設された部材に多い。
- ② 1970~1979年に建設された部材に多い。
- ③ 1979年の耐震設計指針(案)以降の設計標準などを適用した部材に多い。

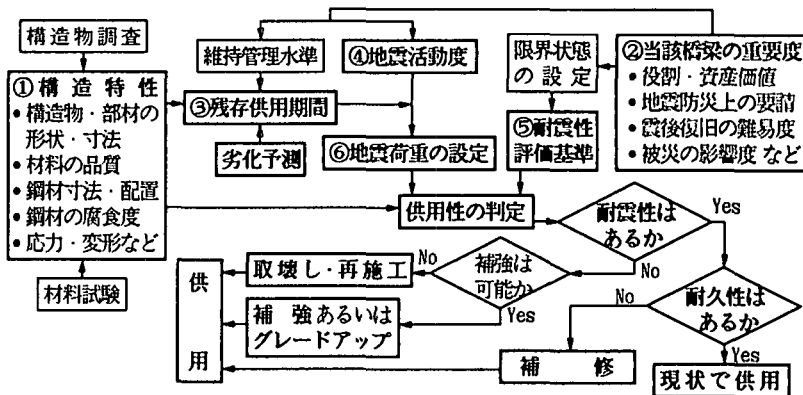


図5.6.3 既設コンクリート橋脚の供用性判定と対策

土木学会では、現在、「コンクリート標準示方書・耐震設計編」（以下、土木学会・耐震設計編と略記）を検討しており、供用性の判定については、これを配慮する必要がある。

（１） 設計地震動と限界状態

RC構造物の耐震性照査には、地震時に橋脚が非線形域の変形をどの程度生じるかを推定する必要がある。非線形域の変形量は、非線形履歴復元力特性を有するモデルを用いた動的解析によって求めることができる。一方、多くの構造物に対しては、既往の地震被災経験、地震応答に関する観測ならびに研究などによって、構造物に作用する地震動を静的荷重として取扱う静的解析によっても、安全性の検討がある程度可能なことが知られている。そのため、地震時の挙動が複雑な橋梁を除いて、従来から慣性力を構造物の重量とその負重量に設計震度を乗じたものにする新震度法が採用されてきた。

a) 設計地震動

耐震設計に用いる地震動は、従来から、構造物の耐用期間内に数回程度発生する地震が想定されてきた⁴⁾。土木学会・耐震設計編では、耐震設計で想定する地震動として、耐用期間内に数回程度発生する地震（レベル1の地震動）の他に、兵庫県南部地震を考慮して、構造物の耐用期間内に発生する確率が極めて小さい強い地震、すなわち陸地近傍に発生する大規模なプレート境界地震およびいわゆる内陸型の直下地震（レベル2の地震動）が提案されている。

日本列島周辺で発生する最大規模のプレート境界地震は、過去の歴史地震の経験からマグニチュード8程度と想定されている。この地震が陸地の比較的近傍の海底で発生すると、震央からの距離が約40km以内にある地盤の最大加速度は、0.3G~0.4Gになると推定されている。地震動により構造物に生じる応答加速度は、表層地盤の性質、構造物の固有周期と減衰特性などによって変化するが、構造物が弾性応答するとした場合、一般に、地盤加速度の2~3倍程度になることが知られている。したがって、0.3G~0.4Gの地盤加速度に対して構造物に生じる応答加速度は概ね1G程度となることから、現行の道路橋示方書および鉄道構造物等設計標準では、設計水平震度の標準値 K_{h0} を1.0としている。現状では、内陸型直下地震規模の適切な推定は困難であるが、この標準値は、プレート境界型地震が発生する可能性の高い地域に建設される橋梁構造物が脆性的破壊しないようにするためのものである。

構造物が地震で脆性的破壊を生じないためには、地震動に対して構造物が弾性域にとどまるか、もしくは、塑性域に入っても構造物の水平耐力が急激に減ずることなく変形できる領域にあることが必要である。弾性域を超えても十分な変形性能を有するように設計された構造物の耐震性の検討は、ニューマークのエネルギー一定則に基づいて、その構造物の塑性率（=最大応答変位/降伏変位） μ に応じて設計水平震度の標準値 k_{h0} を軽減した設計水平震度 k_h （= $k_{h0}/\sqrt{2\mu-1}$ ）を用いて行なわれている。

b) 地震時の限界状態

曲げ破壊が先行する構造物の地震時における最大応答変位と被災程度との関係は、過去における被災例や曲げ部材を対象にした構造物の模型実験の結果などから、表5.6.4のようになると考えられている⁴⁾。実験結果によると、 $1\delta_y$ の変位はほぼ弾性範囲で、構造的には健全であり、 $2\delta_y$ 変位程度では、ひび割れもそれほど顕著でなく、構造的にも相当の健全性を保っている。 $3\delta_y$ 程度の変位になると、橋脚基部に斜めひび割れの発生が見られるようになり、繰返し変位の影響で劣化現象が現れる。 $4\delta_y$ 程度の変位になると、ひび割れが顕著となり損傷が大きく、残留変形が目立つようになる。

表 5.6.4 応答変位と被災程度

地震時の最大応答変位	被災の程度
1 δ_y	健全性維持
2 δ_y	軽微な損傷
3 δ_y	中程度の損傷
4 δ_y	かなりの損傷

δ_y : 降伏変位

耐震設計における限界状態を、表5.6.4の定めることにより、地震動による構造物の応答状態を想定した定量的に耐震設計が可能となる。なお、一般の土木構造物の場合には、公共性、経済性、地震後の供用性、設計耐用期間などから考えて、設計想定地震による被害を「軽微な損傷」以下とするのがよいとされている。

土木学会・耐震設計編では、構造物の耐震性能は、設計地震動のほか、構造物の損傷が人命に与える影響、避難・救援・救急活動と二次災害防止活動に与える影響、地域の生活機能と経済活動に与える影

響、復旧の難易度と工費などを考慮して定めなければならないとし、一般の場合の構造物の耐震性能は、以下の三つの限界状態を考慮するとしている。

①限界状態1：地震後にも機能は健全で、耐震補修をしないで供用可能な状態

地震後の構造物の残留変形が十分に小さい状態であり、地震時に、鉄筋が降伏せず、コンクリートの圧縮破壊に対して十分に安全であれば、この限界状態を満足する。

②限界状態2：地震後に機能が短期間で回復がで、耐震補強を必要としない状態

地震後の構造物の耐荷力は低下せず、残留変形が許容限度ないにある状態であり、地震時に、せん断破壊せず、各部材の応答変位と降伏変位の比が各部材の靱性率を下回っていれば、この限界状態を満足する。

③限界状態3：地震によって構造物が崩壊しない状態

地震後に構造物が修復不可能な状態になった場合でも、構造物の重量、負荷重量、土圧、水（液）圧などによって構造物全体系は崩壊しない状態で、せん断破壊に対する十分な安全性があれば、この限界状態を満足する

耐震設計にあたっては、構造物の目的と機能、地域・社会への貢献や影響の度合い、資産価値、被害が生じた場合の周辺への影響の大小、代替機能の有無、復旧の難易度などを考慮して、レベル1の地震動に対して限界状態1、レベル2の地震動に対して限界状態2または3を満足するか否かを検討することとしている。

(2) 既存鉄道構造物の耐震性評価基準と供用性判定

現行設計標準⁶⁾による鉄道構造物の耐震性の検討は、新震度法によることを原則と、設計想定震度に対して構成部材が所要の耐力と靱性を保有することを確認することによって行なわれている⁶⁾。この耐震性評価基準を既存構造物の供用性評価に適用すると、図5.6.4のようになる。すなわち、既存構造物に関する各種調査により、下記の項目を算定し、

①設計水平震度 k_h および断面力 M_d と V_d

②断面耐力 M_{yd} と V_{yd} 、靱性率

曲げモーメントに対する安全性 ($\gamma_i \cdot M_d / M_{yd} \leq 1.0$) およびせん断力に対する安全性 ($\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ 、 $\gamma_{ES} > \gamma_{EM}$)を確認するとともに、靱性率 (= 終局変位/降伏変位) が設計塑性率 (一般の場合: 4.0) 以上であることを確認する。なお、曲げモーメントに対する安全度を求める場合の設計曲げ耐力の計算には、部材断面内に配置されている軸方向鉄筋を全て考慮する必要がある。

靱性率が設計塑性率以上であることの確認は、通常の鉄道構造物の鉛直部材の耐力が構造物に設定した設計塑性率以上の靱性率があることを前提に算定されているためであり、柱部材の場合には、せん断スパン比、引張鉄筋比および軸方向圧縮応力度に応じた所要のせん断補強鉄筋が、部材接合部から柱の断面高さの2倍までの範囲に配置されているか否かを確認する必要がある。さらに、表5.6.1に示した構造細目を満足しているか否かも検討する必要がある。なお、土木学会・耐震設計編では、構造物の変位、断面力、応力などを算定するための解析モデルは、地震動の表現形式、限界状態などに応じて、適切に設定することとしている。

靱性率が設計塑性率以上であることの確認は、通常の鉄道構造物の鉛直部材の耐力が構造物に設定した設計塑性率以上の靱性率があることを前提に算定されているためであり、柱部材の場合には、せん断スパン比、引張鉄筋比および軸方向圧縮応力度に応じた所要のせん断補強鉄筋が、部材接合部から柱の断面高さの2倍までの範囲に配置されているか否かを確認する必要がある。さらに、表5.6.1に示した構造細目を満足しているか否かも検討する必要がある。なお、土木学会・耐震設計編では、構造物の変位、断面力、応力などを算定するための解析モデルは、地震動の表現形式、限界状態などに応じて、適切に設定することとしている。

(3) 既存RCラーメン高架橋柱部の供用性判定例

既存RCラーメン高架橋が適切に設計・施工され、地震を受けるまでの間に材料劣化がなく、かつ地震時の最大応答変位が $1 \delta_y$ 以下の場合には、高架橋は健全性を維持しており、その供用性は、前述の方法で判定することが可能である。被災度判定で指摘した耐震性能が大きく異なる3つの既存構造物、

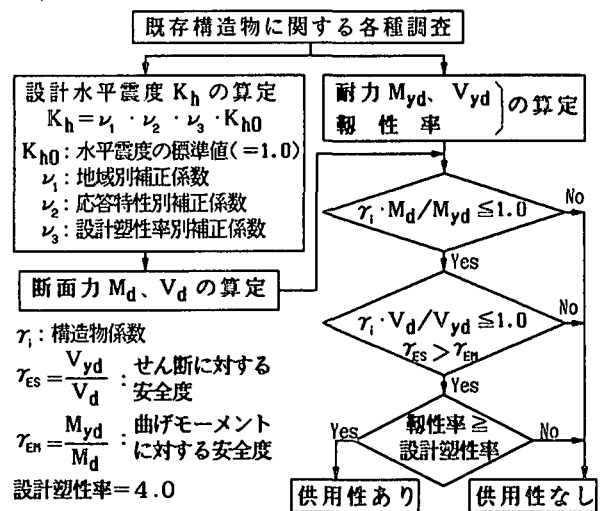


図 5.6.4 鉄道構造物の供用性の検討

すなわち1970年以前、1970～1979年に建設されたラーメン高架橋および耐震設計指針（案）に準拠したラーメン高架橋の柱が、建設時の構造特性を保持しているものとして、現行設計標準⁶⁾によって靱性率を比較検討した結果を図5.6.5に示す。

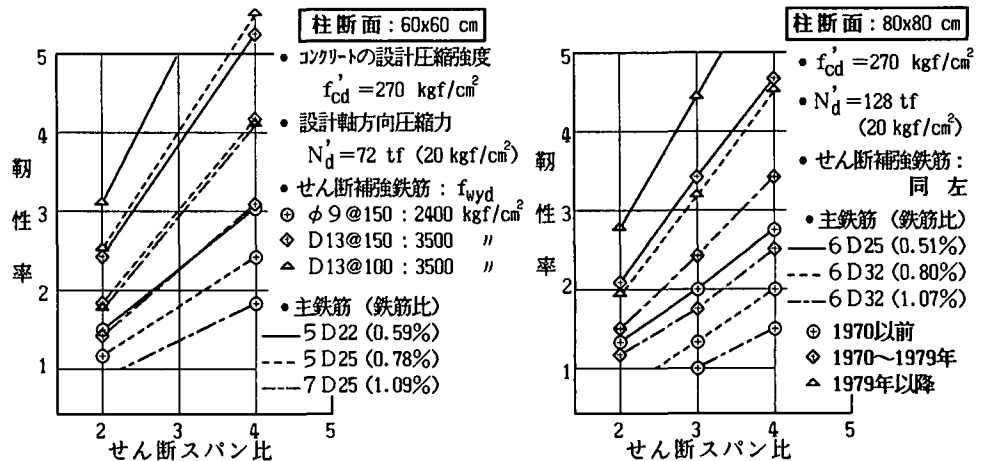


図5.6.5 鉄道ラーメン高架橋柱のせん断スパンと靱性率の関係

いずれの場合も、主鉄筋が少なくなるほど、降伏耐力は小さくなり、靱性率は大きくなっている。また、主鉄筋量が同じ柱の靱性率は、せん断スパン比およびせん断補強鉄筋量に大きく左右され、また軸方向圧縮力が大きくなると、靱性率は小さくなっている。

1970年以前に建設された柱（せん断補強鉄筋φ9@150）の靱性率は、いずれも3以下と設計塑性率よりも小さく、現行標準による供用性ないことになる。一方、耐震設計指針に準拠したせん断スパン比4（同D13@100）の靱性率は、主鉄筋6D25の柱を除いて、4以上で設計塑性率よりも大きく、供用性ありと判断できる。

地震時の最大応答変位が降伏変位を超える被害を受けた柱は、最大応答変位の大きさによって異なるさまざまな影響を受けていると考えられるが、その残存耐震性は、以下のように推定することができる。

図5.6.6に示すように、降伏水平耐力 P_y 、靱性率 μ （ $=\delta_u/\delta_y$ ）の柱が点Hまで変位する被害（最大履歴変位 δ_o ）を受け、その後設計水平震度 K_h 以上の地震力を受けるものと仮定する。この場合、柱はその後の地震によりOHBの変位を生じると考えられ、弾性体としての残留耐荷力 P すなわち換算弾性震度 K_{h0}^* は、エネルギー一定則により、次式から求めることができる。

$$K_{h0}^* = K_h \sqrt{2\mu^* - 1} = K_h \sqrt{(2\mu - \mu_o) / \mu_o}$$

ここで、 K_h ：設計水平震度、 δ_y ：降伏変位、 δ_u ：終局変位、 $\mu^* = \delta_u / \delta_o$ ：残留靱性率、 $\mu_o = \delta_o / \delta_y$ である。なお、残留変形性能は、 $100(\delta_u - \delta_o) / (\delta_u - \delta_y)$ （%）で求めることができる。

地震によって被災した柱部材の供用性は、換算弾性震度および残留靱性率を将来の想定地震力および設計塑性率と比較することにより、判定が可能となる。

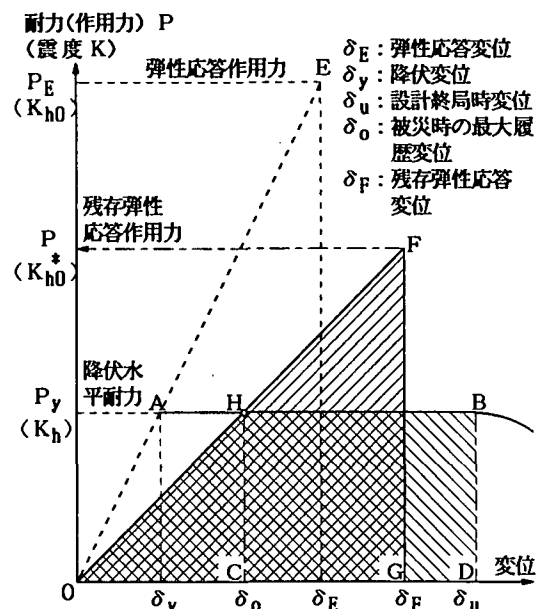


図5.6.6 降伏した橋脚の残存耐力

[参考文献]

- 1) 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）、土木研究センター、昭和61年3月
- 2) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）、平成7年2月
- 3) 尼崎省二・北後征雄・大坪正行・葛目和宏：ラーメン高架橋の被災度・供用性の判定に関する一考察、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 17, No. 2, pp. 41～46、1996年7月
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年版）・設計編、pp. 40～43、平成3年9月
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等の設計標準・同解説・コンクリート構造物、平成4年10月

5.7 補修・補強対策

立命館大学 児島 孝之
ジェイアール西日本コンサルタンツ 北後 征雄

5.7.1 耐震補強の必要性

阪神・淡路大震災で被災したコンクリート建造物の多くは昭和 40 年代に施工されたものである。当時の設計方法は、作用する曲げモーメントに対して、コンクリートと主方向の鉄筋の応力度が許容値以内であることを照査するものであった。加えて、当時の基準はコンクリートの受け持つせん断耐力を大きく評価しており、配置された帯鉄筋にはせん断補強筋としての意味あいは殆どなく、組立筋としての側面が大きいものであった。今回被災した建造物が設計された昭和 40 年代前半においては、せん断、靱性に対する知見が必ずしも十分に得られておらず、結果として柱の靱性が不足していたことが原因であると考えられる。

現行の耐震設計は、耐震性能を支配するのは部材の耐力と靱性(=ねばり)と考えてられている。道路橋においては、昭和 55 年に「道路橋示方書 V(以下、道示 V と略記)」[1]が改訂され、「地震時変形性能の照査」が義務づけられた。これは、橋脚等に適当な靱性を持たせることによって、地震時の脆性的な破壊を防ぐことを目的としたものである。更に、平成 2 年の改訂では、「地震時保有水平耐力の照査」方法が詳述されている。阪神・淡路大震災以降に出された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様(以下、復旧仕様と略記)」[2]では、横拘束されたコンクリートの応力一ひずみ関係が見直され、今回の地震で得られた強震記録を用いた非線形動的解析による照査や簡便法による照査が示された。

一方、鉄道橋においては、昭和 58 年に「建造物設計標準」が改訂され、「破壊安全度の検討」という形で部材の耐力を担保するとともに、必要な靱性を確保できるように「耐震に関する一般構造細目」を定めている。また、平成 4 年に制定された「鉄道建造物等設計標準」は、限界状態設計法を全面的に取り入れ、1000gal 対応としている。

このような経緯を踏まえて、昭和 40 年代に設計施工された建造物に限らず、過去において許容応力度法によって設計された耐震性の低い RC 橋脚などでは、現行基準相当の耐震性を確保するための補強が必要と考えられる。本稿では、一般的な補強工法として用いられている①鋼板巻立て工法、② RC 巻立て工法、③鋼板・RC 巻立て併用工法、④ FRP 巻立て工法(炭素繊維)の 4 工法の留意点を述べ、道路橋の単柱式 RC 橋脚をモデルとして、地震時保有水平耐力の照査を行うとともに、①鋼板巻立て工法については非線形動的解析(時刻歴応答)を実施し、地震時保有水平耐力による照査結果との違いについて検討を行った結果を報告する。

5.7.2 各種補強工法と設計法

RC 橋脚などに対する耐震補強工法として用いられるのは主に以下の 12 種類である。

- ① 鋼板巻立て工法
- ② 帯鋼板巻立て工法
- ③ RC 巻立て工法
- ④ 鋼板・RC 巻立て併用工法
- ⑤ FRP 巻立て工法(炭素繊維、アラミド繊維またはガラス繊維)
- ⑥ PC 巻立て工法
- ⑦ PC ケーブル巻立て工法
- ⑧ 耐震壁増設工法
- ⑨ 袖壁増設工法
- ⑩ 地中梁増設工法
- ⑪ 取壊し再施工
- ⑫ プレストレス導入工法

このほか、免震構造など減衰性能を高めることによって建造物の応答そのものを変えるものなどがある。今回の震災を踏まえて、橋脚等に対する耐震補強が各所で行われているが、主に採用されてい

る工法は、鋼板巻立て工法、RC 巻立て工法、鋼板・RC 巻立て併用工法および炭素繊維巻立て工法の 4 種類である。これらの工法の概要について以下に述べる。

(1) 鋼板巻立て工法

既設橋脚に $t=6\sim 12\text{mm}$ 程度の鋼板を巻立て、橋脚と鋼板の間隙にはエポキシ樹脂あるいはセメントグラウト注入を行い、橋脚の靱性向上あるいはせん断耐力、曲げ耐力を向上させる工法である。鋼板を巻立てて補強する場合、鋼板を帯鉄筋のみとみなして補強する場合と鋼板を帯鉄筋および主鉄筋とみなして補強する場合がある。

巻立てた鋼板を帯鉄筋とみなした場合には、帯鉄筋をせん断補強筋とすることによるせん断耐力の向上、および帯鉄筋の横拘束による橋脚の靱性向上が期待される。巻立てた鋼板を帯鉄筋および主鉄筋とみなした場合、主鉄筋としての効果を確保するためには巻立てた鋼板と既設橋脚のコンクリート面とが平面保持され、ズレが生じないように方策が必要となる。そのために、例えば鋼板にアンカー筋を設置し、アンカーの断面積をもって、主鉄筋の断面積とされている[4]。この断面積を制御することによって必要な曲げ耐力を得る手法は曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法(図 5.7.1)と呼ばれる。

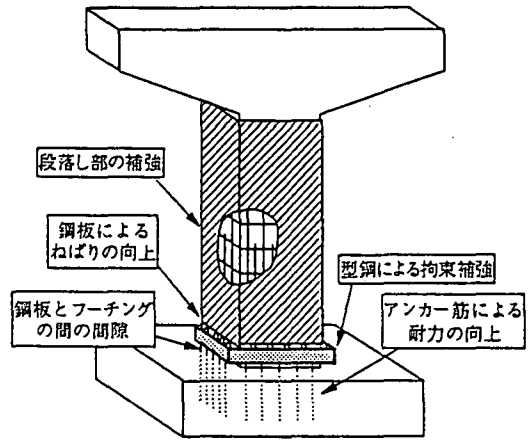


図5.7.1 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法[3]

(2) RC 巻立て工法

既設橋脚に主鉄筋・帯鉄筋を配置し、厚さ 250mm 程度のコンクリートを巻立て、主鉄筋による曲げ耐力および帯鉄筋によるせん断耐力を向上させる工法である。RC 巻立て工法の留意点は、巻立てた RC 部材と既設橋脚断面とが一体となるよう、巻立て部の主鉄筋は確実にフーチングに定着する必要がある(図 5.7.2)。巻立て厚さが大きくなると荷重増による基礎への影響や建築限界に対する影響などが問題となる。

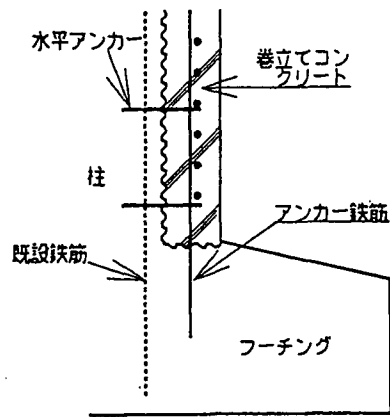


図5.7.2 RC 巻立て工法

(3) 鋼板巻立て RC 巻立て併用工法

鋼板巻立てと RC 巻立てを併用した工法は、鋼板巻立てによりせん断耐力の補強を行い、RC 巻立てにより曲げ耐力の補強を行うものである。このため橋脚部位の必要な補強に対して両者を併用することが可能である。

(4) 炭素繊維巻立て工法

既設橋脚に高強度、高弾性の炭素繊維を巻立てる工法は、これまで段落とし部の補強に用いられていたが、最近では、橋脚全体の耐震補強にも用いられ、補強による重量増加が少なく、施工性の良い工法である。この工法には炭素繊維のストランドやシートを用いる方法があり(図 5.7.3)、貼付ける繊維の方向により、帯鉄筋あるいは主鉄筋としての補強目的を選択することが可能である[5]。

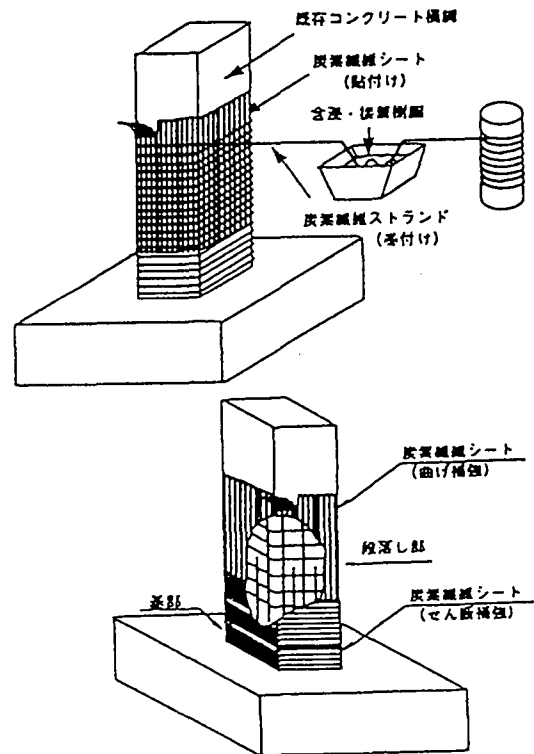


図5.7.3 炭素繊維巻立て工法

5.7.3 補強設計例

図 5.7.4 に示す単柱式 RC 橋脚を対象モデルとして、各補強工法について検討した。なお、これらの試算は各工法における最適補強量を検討したのではなく、各工法の実績把握を目的としたものである。モデル橋脚には主鉄筋 D25 が 125mm ピッチで 1.5 段配置され、帯鉄筋は D13ctc300mm で配置されている。補強前の検討として「道示 V」による場合(ケース A)、「復旧仕様」による場合(ケース B)について行った。また、補強後の検討としては、表 5.7.1 に示す 5 ケースについて「復旧仕様」による検討を行った。ケース G の炭素繊維補強に用いた炭素繊維は引張強度を $25,000\text{kgf/cm}^2$ 、引張弾性率を $2.35 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$ とした。なお、横拘束効果を考慮したコンクリートの終局ひずみの算定に用いる補強材の降伏点強度に相当する値としては、炭素繊維の引張強度 $25,000\text{kgf/cm}^2$ を代入した。

検討結果を表 5.7.1 に示す。補強前の耐震性能を比較すると、「道示 V」(ケース A)と「復旧仕様」(ケース B)では、コンクリートの終局ひずみの評価が異なることから、「復旧仕様」により試算した結果、終局ひずみが小さく評価され、許容塑性率が小さくなる結果を得た。補強後の結果を比較すると、鋼板を帯鉄筋として補強した場合(ケース C)にはせん断耐力および終局時の変形性能が回復され靱性が向上する。帯鉄筋および主鉄筋として補強した場合(ケース D)には、これに加えて曲げ耐力も回復することとなる。RC 巻立て工法により補強した場合(ケース E)には、変形性能はあまり改善されず、曲げ耐力が大きくなる。また、RC 巻立てに鋼板巻立てを併用した場合(ケース F)には鋼板による横拘束により終局ひずみが増加し、変形性能が改善されることを確認した。炭素繊維で帯鉄筋方向に

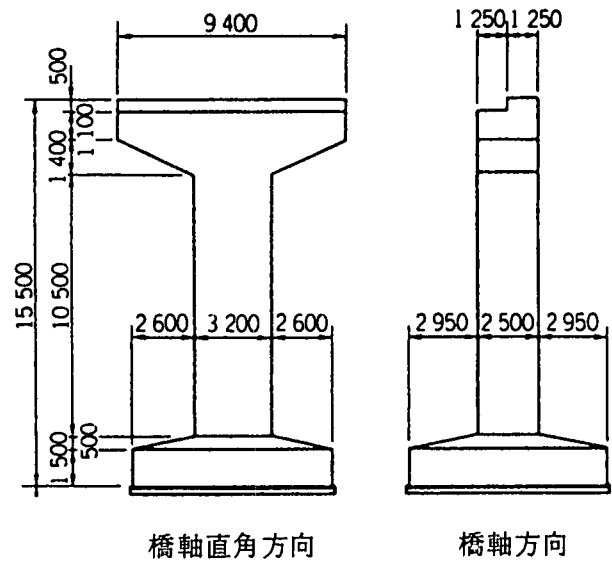


図5.7.4 検討対象モデル[6]

表5.7.1 各種補強工法における変形性能と耐力の比較

項目		補強前		補強後				
		ケース A	ケース B	ケース C	ケース D	ケース E	ケース F	ケース G
検討番号		ケース A	ケース B	ケース C	ケース D	ケース E	ケース F	ケース G
照査方法		道示 V	復旧仕様	復旧仕様	復旧仕様	復旧仕様	復旧仕様	復旧仕様
補強方法		無補強	無補強	横拘束のみ (アンカー無)	横拘束+曲げ (アンカー有)	RC 巻立法	鋼板+RC 巻立 併用工法	炭素繊維 巻立法
補強内容				○横拘束鋼板 t=6mm	○横拘束鋼板 t=6mm ○アンカー筋 D35ctc500	○帯鉄筋 D19ctc100 ○主鉄筋 D25ctc250	○帯鉄筋 D19ctc100 ○主鉄筋 D25ctc250 ○横方向鋼板 t=6mm	○横拘束 炭素繊維 t=1.0mm
降伏時	水平耐力(tf)	221.8	222.4	219.6	270.2	304.3	300.5	211.8
	最大変位(cm)	4.87	4.75	4.82	5.03	3.60	3.64	4.62
終局時	曲げ耐力(tf)	279.5	280.0	282.5	356.8	415.2	418.7	282.9
	せん断耐力(tf)	381.1	381.1	990.2	990.2	922.5	1,688.4	1,397.1
	最大変位(cm)	24.42	16.91	40.12	39.91	27.07	46.74	59.00
	コンクリートひずみ	0.0035	0.0023	0.0050	0.0050	0.0040	0.0068	0.0069
破壊形態	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行
許容塑性率	3.67	2.71	5.89	5.62	5.35	8.90	8.84	
等価固有周期(秒)	0.63	0.62	0.63	0.58	0.48	0.48	0.63	
照査用設計水平震度	0.7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	
等価水平震度	0.28	0.95	0.61	0.62	0.64	0.49	0.49	
保有水平耐力(tf)	260.3	260.8	261.5	328.0	378.2	379.3	259.2	
慣性力(tf)	144.6	490.7	315.1	320.2	361.3	276.6	256.7	
安全度の照査結果		○	×	×	○	○	○	○

補強した場合(ケース G)にはケース C と同様に変形性能が改善され、等価水平震度が低減されることにより、保有水平耐力が確保されることとなった。

5.7.4 非線形動的解析による照査

ここでは、前章の表 5.7.1 で取り上げた解析ケースのうち、「復旧仕様」に基づく補強前のケース B と鋼板巻立てによる補強後のケース C(アンカー無)、ケース D(アンカー有)に対して、橋脚の曲げに伴う非線形特性を考慮した弾塑性地震応答解析を実施した。ここで着目した検討項目は、①補強前と補強後のモデルの応答値の相違、②線形解析と非線形解析の応答値の相違、③ 1 質点系と多質点系の応答値の相違、④地震時保有水平耐力による照査結果と動的解析による照査結果の相違である。

(1) 解析方法

曲げ変形の非線形特性は曲率直線分布法[7]によった。M- ϕ 関係は「復旧仕様」に基づく線形弾性モデルと Tri-linear モデルを用いた。なお、Tri-linear モデルの履歴曲線は Masing 則を満足する移動硬化則に基づくものである。

構造系のモデル化については、主鉄筋の段落しがなく、橋脚の振動が曲げ 1 次モードのみに支配される場合、1 質点振動系の動的解析で十分であると考えられる。しかし、主鉄筋の段落し部で橋脚の復元力特性が大きく変わる場合、高次モードの影響が無視できない場合、脚部の慣性力を正確に評価する場合等では、多質点振動系の解析によらなければならない。このため、ここでは両者の違いを知っておくという意味から、1 質点系と多質点系の 2 種類の解析を行った。1 質点系の解析モデルは、高さ H=13.0m、重量 W=480.0tf であり、多質点系(9 質点)の解析モデルを図 5.7.5 に示す。

なお、解析モデルの基部の境界条件は、橋脚の補強工法の差異を明確にするため固定とした。地盤条件は第 I 種地盤であるため、入力地震波として、神戸海洋気象台で観測された加速度記録のうち、5 時 46 分 54 秒から 20 秒間の NS 成分(最大 818cm/s²)を用いた。粘性減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数 h=0.02 を用いた。また直接積分は Newmark- β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間きざみは 0.01s とした。

以上のような解析方法を用いて行った解析ケースは、表 5.7.2 に示す 7 ケースとなる。このうち、ケース 2、3、4 は前述の表 5.7.1 のケース B、C、D に対応した 1 質点系の解析である。また、ケース 1 は線形解析、ケース 2~4 は Tri-linear モデルを用いた非線形解析である。多質点系の動的解析は、このケース 2~4 について行うものとし、ケース 2M、3M、4M とした。解析に用いた補強前後の M- ϕ 関係を表 5.7.3 および図 5.7.6 に示す。

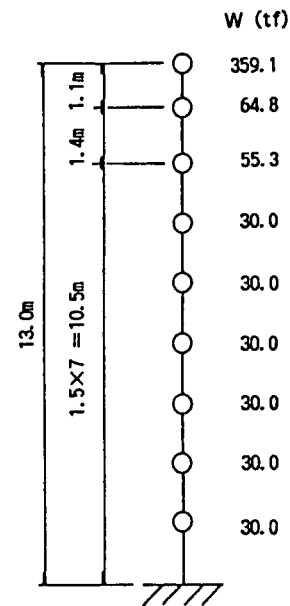


図5.7.5 多質点系解析モデル

表5.7.2 解析ケース

ケース	補強工法	構成式	質点系
1	補強前	Linear	1 質点
2		Tri-linear	
3	鋼板巻立てアンカー無		
4	鋼板巻立てアンカー有		
2M	補強前		多質点
3M	鋼板巻立てアンカー無		
4M	鋼板巻立てアンカー有		

表5.7.3 解析に用いた M- ϕ 関係

	モーメント(tf·m)			曲率($\times 10^{-4}/m$)		
	Mc	Mv	Mu	ϕ_c	ϕ_v	ϕ_u
補強前	1354	3003	3780	1.1729	10.010	65.87
アンカー無	1354	2964	3814	1.1729	10.254	176.34
アンカー有	1403	3647	4817	1.1672	9.933	163.67

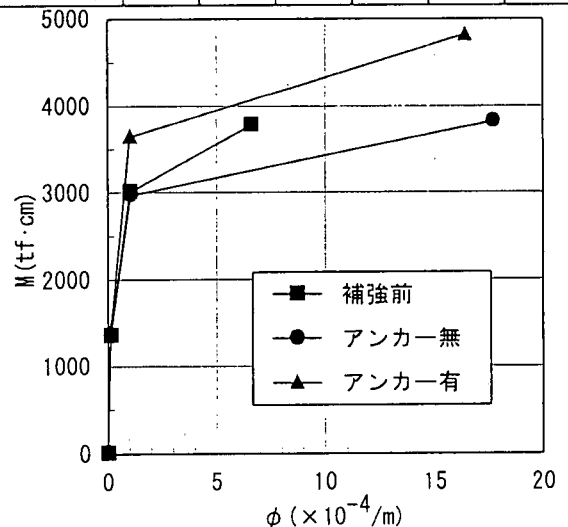


図5.7.6 解析に用いた M- ϕ 関係

(2) 1 質点系モデルの解析結果

1 質点系モデルの最大応答値および照査結果の一覧を表 5.7.4 に示す。同表において、初期固有周期とは $M-\phi$ 関係の第一勾配(ひび割れ時までの曲げ剛性)を用いた固有周期である。ケース 1 の線形解析では、ケース 2 の Tri-linear モデルの第一勾配を延長して使用するため、両者は等しい。また、ケース 3 の初期固有周期もケース 1、2 と同じであるが、これは、補強(鋼板巻立てアンカー無)効果が $M-\phi$ 関係の第一勾配には反映されないためである。

ケース 1 の線形解析とケース 2 の非線形解析の最大応答値を比較すると、大きな違いがみられる。すなわち、線形解析では 4000cm/s^2 を越える大きな最大加速度が発生するが、変位は小さい。一方、非線形解析の最大加速度は 600cm/s^2 程度と小さく、変位は線形解析の 2 倍程度である。非線形解析における大きな変位は残留変位によるものであり、卓越周期の長周期化がみられた。

ケース 2(補強前)、ケース 3(鋼板巻き立てアンカー無)、ケース 4(鋼板巻き立てアンカー有)の最大応答値を比較すると、加速度はケース 3<ケース 2<ケース 4 の順で、速度、変位は、逆にケース 3>ケース 2>ケース 4 の順である。また、せん断力、曲げモーメントは加速度(慣性力)に比例するため、断面力の順も加速度と同じである。

これは、 $M-\phi$ 関係の第三勾配における等価(割線)剛性の違いをそのまま反映したものになっている。すなわち、解析に使用した $M-\phi$ 関係において、塑性率(曲率)が 1~15 程度の範囲で、等価剛性はケース 3<ケース 2<ケース 4 の順であり、この順に加速度、断面力は大きく、逆に速度、変位は小さい。

照査の方法は、下の 3 つの条件をすべて満足するものを OK、どれかひとつでも満足しないものがあれば NG とした。この 3 つの条件は地震時保有水平耐力による照査と整合したものである。

- ① 最大せん断力が、せん断耐力を越えないこと。
- ② 最大せん断力が、地震時保有水平耐力を越えないこと。
- ③ 橋脚頂部の最大変位が、許容変位を越えないこと。

ただし、橋脚頂部の許容変位は降伏時の変位 δ_y に許容塑性率 μ を乗じたものとした。この 3 つの基準を満足するか、しないかの判定を表中に○、×印で示している。表 5.7.4 によると、地震時保有水平耐力による照査で NG と判定されたケース 3(鋼板巻立てアンカー無)は、非線形動的解析による照査では OK と判定される。一方、地震時保有水平耐力による照査で OK と判定されたケース 4(鋼板巻立てアンカー有)は、非線形動的解析による照査でも OK と判定される。

表5.7.4 1 質点系モデルの解析結果

		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
初期固有周期(s)		0.35		0.35	0.34
最大 応 答 値	絶対加速度(cm/s^2)	4,039.6	586.6	551.9	654.9
	相対速度(cm/s)	215.8	100.5	102.9	80.9
	相対変位(cm)	12.51○	25.66×	27.40○	24.65○
	せん断力(tf)	1971.2××	270.3×○	244.6○	300.9○
	モーメント($\text{tf}\cdot\text{cm}$)	25.63×10^5	3.514×10^5	3.179×10^5	3.911×10^5
地震時保有水平耐力(tf)		260.8		261.5	328.0
せん断耐力(tf)		361.1		990.2	990.2
橋脚頂部許容変位(cm)		12.85		28.35	28.28
動的解析による照査		NG		OK	OK

(個別判定○: 照査基準を満足する×: 照査基準を満足しない)
 (総合判定 OK: 照査基準を満足する NG: 照査基準を満足しない)
 注)せん断力の欄には、①の判定結果を左側、②の判定結果を右側に示す。

表5.7.5 多質点系モデルの解析結果

		ケース 2M	ケース 3M	ケース 4M
初期固有周期(s)		0.34	0.34	0.33
最大 応 答 値	橋脚 絶対加速度(cm/s^2)	722.5	664.9	790.1
	天端 相対速度(cm/s)	88.0	92.1	77.9
	相対変位(cm)	22.64×	26.95○	21.46○
	橋脚 せん断力(tf)	363.2×	345.4○	409.9○
	下端 モーメント($\text{tf}\cdot\text{cm}$)	4.002×10^5	3.553×10^5	4.387×10^5
	換算水平力(tf)	307.8×	273.3×	337.5×
地震時保有水平耐力(tf)		260.8	261.5	328.0
せん断耐力(tf)		361.1	990.2	990.2
橋脚頂部許容変位(cm)		12.85	28.35	28.28
動的解析による照査(1)		NG	NG	NG
$\mu_{\text{max}} = \phi_{\text{max}} / \phi_y$		8.021	11.886	9.673
ϕ_u / ϕ_y		6.58	17.20	15.07
$\phi_{\text{max}} / \phi_u$		1.22×	0.69○	0.64○
動的解析による照査(2)		NG	OK	OK

(個別判定○: 照査基準を満足する×: 照査基準を満足しない)
 (総合判定 OK: 照査基準を満足する NG: 照査基準を満足しない)

(3) 多質点系モデルの解析結果

多質点系モデルの最大応答値および照査結果の一覧を表 5.7.5 に示す。ケース 2、3、4 の 1 質点系とケース 2M、3M、4M の多質点系の最大応答値を比較すると、加速度、断面力は後者が大きく、速度、変位は逆に前者が大きい。これは、1 質点系に比べ多質点系の剛性が高めに評価されたためであり、多質点系のモデル化において上部構造、橋脚張り出し部等の重量 480tf を上部の 3 質点に分割したことによると考えられる。この結果、初期固有周期も多質点系のほうが短くなっている。ただし、ケース 2M、3M、4M の最大値の傾向は、1 質点系のケース 2、3、4 と同様に $M-\phi$ 関係の第三勾配における等価剛性の違いをそのまま反映したものになっており、加速度、断面力はケース 3M<ケース 2M<ケース 4M の順で、速度、変位は、逆にケース 3M>ケース 2M>ケース 4M の順である。

動的解析による照査(1)の基準は 1 質点系の場合と同じとし、前述の 3 つの条件をすべて満足するものを OK、どれかひとつでも満足しないものがあれば NG とした。ただし、多質点系の場合、②の条件における最大せん断力は、橋脚下端の最大曲げモーメントを上部構造の慣性力作用位置高さ(13.0m)で除して求め、これを換算水平力として表 5.7.5 に示した。この結果、1 質点系の解析では OK と判定された補強後のケース 3M とケース 4M は、同表に示すように換算水平力が地震時保有水平耐力を越えるため、共に NG と判定される。

上の照査法は、地震時保有水平耐力の照査方法をそのまま動的解析による照査方法として適用したものであり、かなり安全側の設計であると考えられ、必ずしも合理的とは言えないものと考えられる。このため、安全係数 1.5 を見込んだ上記の 2 番目の条件が瞬間的に満足されなくても、部材の最大曲率が終局時の曲率に至らないなら動的には安全(安定)であると考え、2 番目の条件を②部材の最大曲率 ϕ_{max} が終局時の曲率 ϕ_u を越えないことと変更した基準を設定し、これを動的解析による照査(2)として表 5.7.5 に併記した。この照査方法に従うと、ケース 3M とケース 4M は、共に OK と判定される。

5.7.5 あとがき

RC 橋脚を対象として補強・グレードアップに対する工法の一部を取り上げ、一設計例として地震時保有水平耐力と非線形動的解析による照査を行った。両者の結果が異なることは十分に予測されることであり、これは、使用する構成式、設定する減衰定数等を含めた構造系のモデル化、入力地震波の卓越周期、最大加速度等によって変わる。また、地震時保有水平耐力の計算で用いられる Newmark のエネルギー一定則は、一般に固有周期が短い場合によく成り立つとされているもので、非線形動的解析における Tri-linear モデルの第 3 勾配に対応するスペクトル値と等価剛性に対応するスペクトル値の大小関係が、両者の違いに大きく影響している[8]。動的解析における構造系のモデル化については、現在設計者の判断にゆだねられている所が多いが、今後これら解析法の詳細についての検討が必要であろう。

【参考文献】

- [1]日本道路協会: 道路橋示方法書・同解説 V 耐震設計編、平成 2 年 2 月
- [2]兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説(案)、平成 7 年 2 月
- [3]川島一彦他: 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強、土木技術資料 37-12、1995
- [4]日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成 7 年 6 月
- [5]日本道路公団試験研究所橋梁研究室: 炭素繊維による鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領、試験研究所技術資料第 615 号、平成 7 年 2 月
- [6]川島一彦他: 道路橋の耐震設計計算例、山海堂、平成 4 年
- [7]益尾 潔他: RC 連層耐震壁架構の弾塑性変形性状に関する解析的研究その 1 解析法、日本建築学会論文報告集、第 339 号、pp.1—10、1984.5
- [8]濱田禎他: 長周期成分を含む入力地震動による構造物の非線形応答、土木学会第 50 回年次学術講演会、pp.1658—1659、1995.9
- [8]日本コンクリート工学協会近畿支部: 土木コンクリート構造物の震災対策に関する調査研究委員会・中間報告書、1995.12

