

8. 中空断面コンクリート系高橋脚の耐震設計

家村浩和 (京都大学)

加藤敏明 (大林組)

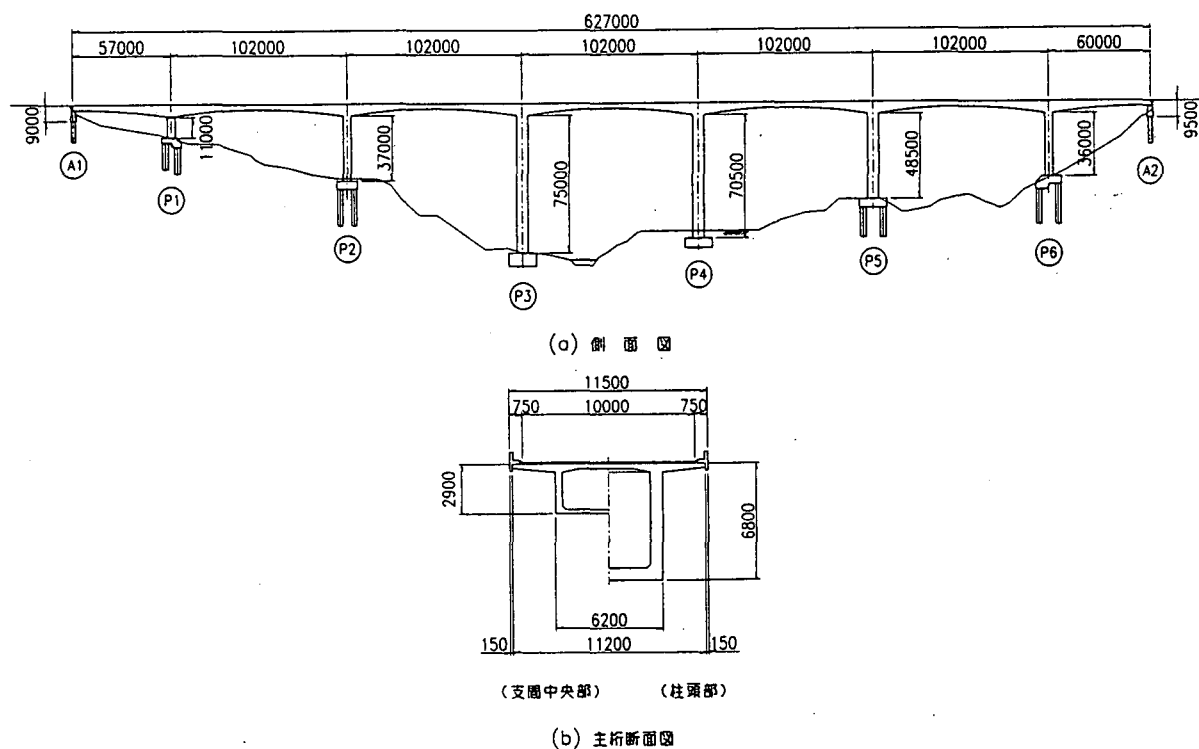
高橋良和 (京都大学)

8. 1 はじめに

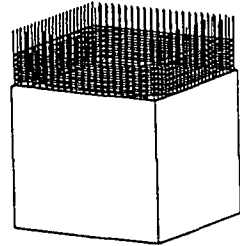
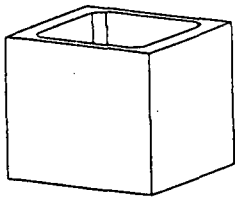
ライフライン系を形成する高規格幹線道路等の橋脚は、レベル2の非常に強い地震動に対して人命、社会・経済に大きな影響を与えるような損傷を防止しなければならない。すなわち、ある程度損傷や残留変位が生じて、地震後早期に復旧可能な耐震性能を保有させるか、最悪の場合でも構造物全体系の崩壊が生じないような耐震性能が必要である。このため、終局時に至るまでの耐力、変形性能を的確に把握し、耐震設計に反映させる必要がある。

第二東名神をはじめ今後の高速道路計画は、深い谷を有する山岳部を通過する傾向にあり、高橋脚の建設が不可欠なものとなってきている。高橋脚を設計する場合、橋脚自重を軽減し、かつ合理的に曲げ剛性を確保するため、一般に中空断面が採用される。また最近では、高橋脚の耐震構造および施工の合理化のため、新構造である鋼管・コンクリート複合構造橋脚が採用されてきている。

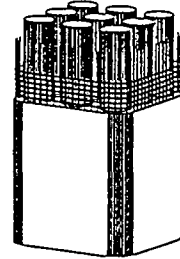
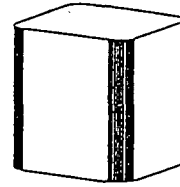
本編では、これらの中空断面コンクリート系高橋脚の耐震設計上の問題点と取り組みについて紹介する。



図一8.1 山岳部高架橋の一例 (日本道路公団：山形自動車道小網川橋)



図—8.2 中空断面RC橋脚



図—8.3 鋼管・コンクリート複合構造橋脚

8. 2 高橋脚を有する高架橋の動特性と耐震設計上の問題点

1) 高脚脚橋梁の動特性

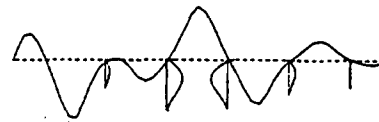
高橋脚を有する橋梁は、一般に長スパンの連続ラーメン橋形式になることが多い。このような橋梁は、橋脚の高さが異なっており、高次振動モードの影響が出てくるため、地震時において以下のような複雑な動特性を示す。⁴⁾ (図—8.4 参照)

- a) 橋の応答や部材の断面力に主たる影響を振動モードが、震度法や地震時保有水平耐力法で想定する振動モードと著しく異なる場合がある。
- b) 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが2種類以上ある。
- c) 塑性ヒンジが複数箇所に想定されるか、または塑性ヒンジの発生箇所がどこに生じるかはっきりしない。
- d) エネルギー一定則の適用に限界がある。

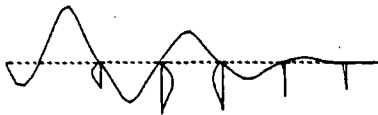
1次
 $T=1.600s$
 $f=0.625Hz$



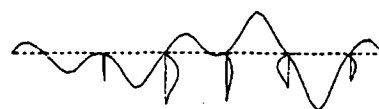
3次
 $T=0.677s$
 $f=1.476Hz$



2次
 $T=0.746s$
 $f=1.340Hz$



4次
 $T=0.592s$
 $f=1.688Hz$



図—8.4 不等高高橋脚橋梁の振動モード (橋軸方向) の一例

2) 耐震設計上の問題点

地震時保有水平耐力法では、震度法では検討していなかった兵庫県南部地震のような非常に強い地震に対して、耐震計算、保有耐力、変形性能の評価を行い、これに基づいて構造物の断面を決定する。これまで震度法では、耐震性能の違いが明確ではなかった中実断面と中空断面が、地震時保有水平耐力法（広い意味で非線形動的解析による設計も含む）のもとでは、両者の違いが明確になる。

中空断面は、レベル1に相当する設計地震力に対しては、必要な剛性を確保しつつ、重量の軽減が図れるという点で合理的な構造である。一方、部材断面厚が薄くなること、内側への拘束が小さくなるなどの中実断面と異なった構造特性を有しており、レベル2の強い地震時には、前述した高橋脚の動特性の影響を受けて耐震設計上の問題点が一層顕著に現れるので注意しなければならない。

高橋脚橋梁の耐震設計上の整理すると以下のようにまとめられる。(表—8.1 参照)

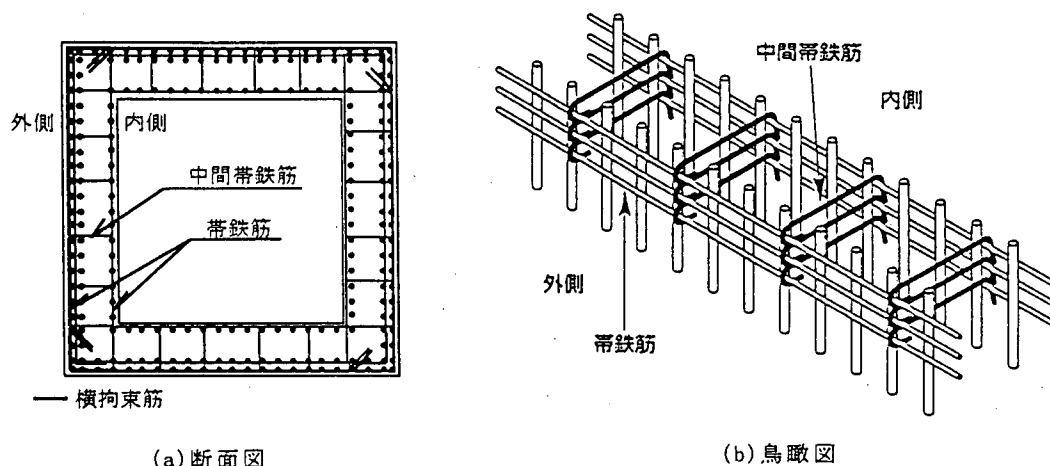
a) 中空断面コンクリートの拘束効果と二次モーメントの影響

中空のため内側への拘束が弱点となる。このため、図—8.5 のように相当量の間帯鉄筋で内外の帯鉄筋を拘束する必要がある。

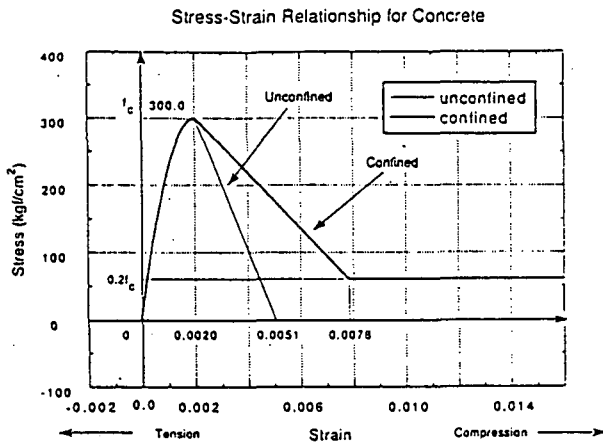
高橋脚橋梁では頂部変位が大きいため、これによる二次モーメントの影響が加わる。橋脚基部の拘束が弱いとこの影響により保有水平耐力が低下し終局に至るので注意が必要である。

図—8.6 はコンクリートの応力—ひずみ曲線で、コンクリートの拘束、非拘束により、軟化領域の勾配が異なっている。この構成則を用いてプッシュオーバー解析を行った結果、図—8.7 の橋脚頂部のP— δ 関係が示すように、非拘束コンクリートでは、二次モーメントの影響により大きく水平耐力が低下し、塑性域での剛度がマイナスとなっている。

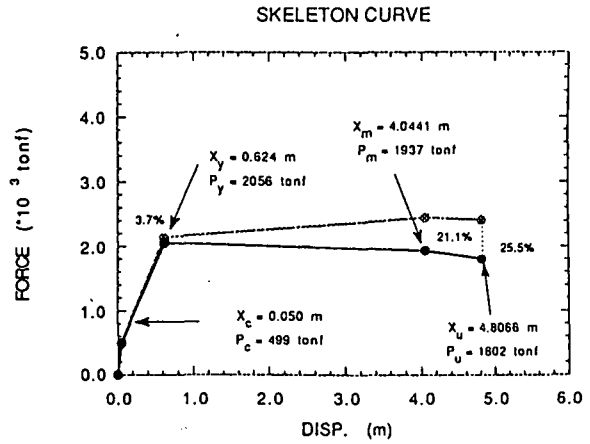
中空断面に対する拘束効果を有効にするため中間鉄筋量は中実断面に比べて多くなる傾向にある。このため鉄筋組立作業やコンクリート打設作業の効率が低下する点も問題点として挙げられる。



図—8.5 中空断面の配筋例



図一8.6 コンクリートの応力～ひずみ曲線

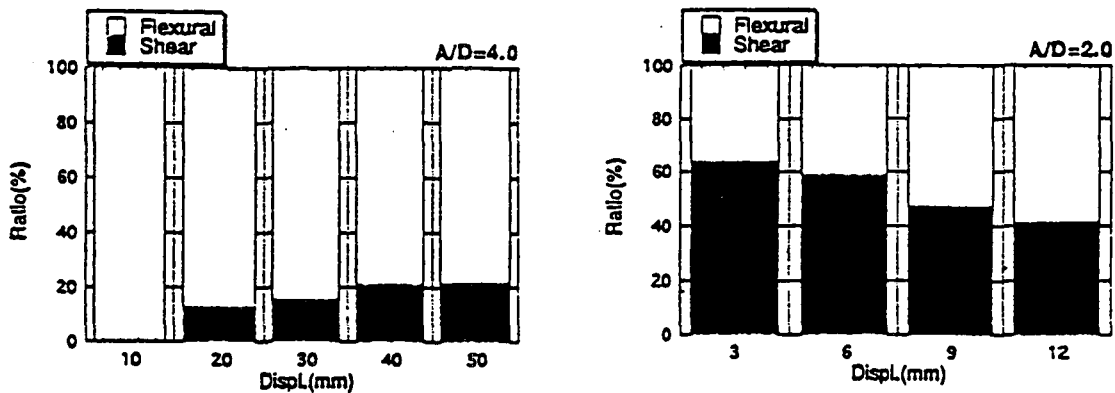


図一8.7 橋脚頂部のP-δ関係

b) せん断力による影響

中実断面の場合十分なせん断補強筋を配置し、曲げ破壊型で設計した場合は、安定した曲げひび割れの進展による破壊形態が実験で確認される。一方中空断面の場合は、せん断力がウェブのコンクリート部分に集中することや、拘束には有効に働く中間鉄筋もせん断に対しては有効に利かないことにより、同量の帯鉄筋量を配置したとしても、中実断面に比べてせん断力の影響が大きくなる傾向にある。図一8.8 は中空RC供試体の曲げ・せん断実験結果の一例であるが、せん断スパン比 4.0 の曲げ破壊型においても、変位の増大に従い、せん断変形の比率が増加していることがわかる。⁵⁾

不等高の高橋脚橋梁では、高次モードによるせん断力の影響、低橋脚への水平力の集中が顕著になるため、せん断力の影響について特に注意する必要がある。また高橋脚では、経済性を考慮して、主鉄筋の段落しを行う場合があるが、段落し部のせん断抵抗に関する設計に対しても注意が必要である。



図一8.8 せん断変形の影響

c) 複合応力下における断面寸法が終局耐力に与える影響

b) では、中空断面のウェブ厚が薄いことによる耐震設計上の問題点について記した。一方フランジ部分が薄い点についても問題が生じる。第一に隅角部に曲げ、せん断、軸力が複合し、設計では想定していない終局時の耐力低下の危険性があること。第二に断面幅に対して、極端に部材厚が薄くなると、平面保持の仮定が成立しなくなり、計算値の耐力を発揮できない場合があることである。

E.Breen らの実験的研究では、図-8.9 に示す断面幅-壁厚比が 6.0 を越えると終局耐力が計算値に比べて低下し始め、8.0 で 15% の低下が生じると報告している。⁶⁾

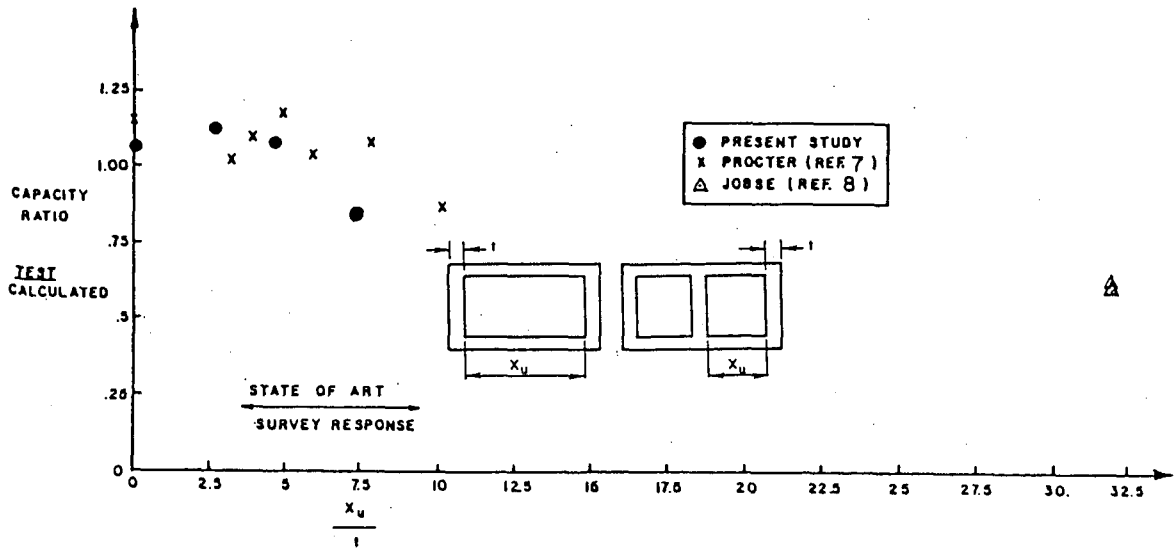


図-8.9 中空断面の載荷実験例 (E. Breen et.al)

表-8.1 中空断面の耐震設計上の問題点

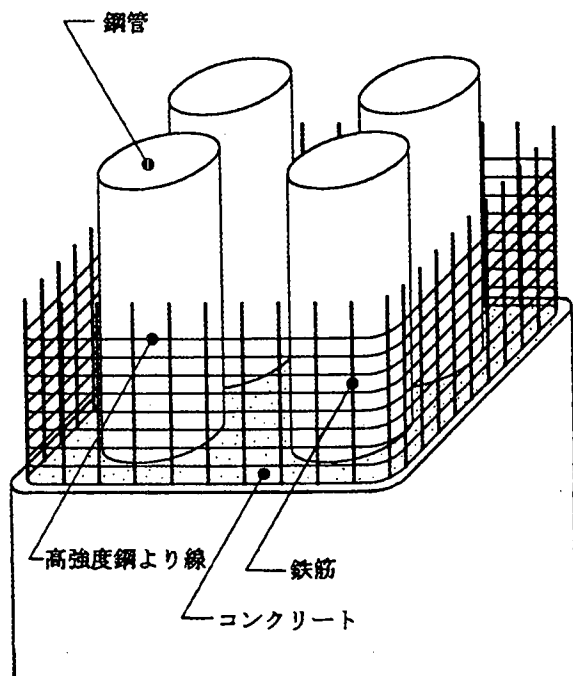
中空断面橋脚の耐震設計上の問題点		高橋脚橋梁の動特性の影響
コンクリートへの拘束効果	<ul style="list-style-type: none"> 中空断面は内側への拘束が弱いので、中間帯鉄筋による補強に十分注意する必要がある。 コンクリートの拘束が十分でない場合は、二次モーメントの影響を受け、水平耐力が低下する。 	<ul style="list-style-type: none"> 長周期のため、頂部変位が大きくなる。このため、二次モーメントの影響が大きい。
せん断力の影響	<ul style="list-style-type: none"> ウェブ厚が小さいため、せん断力の影響がせん断力が顕著になる。 コンクリート単位体積当りの帯鉄筋量が多くなる。このため、配置、組立上の問題が生じる。 鉄筋段落し部でせん断耐力の低下が生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> 高次モードによるせん断力の影響がある。 低橋脚側にせん断力が集中する。
断面高-壁厚の影響	<ul style="list-style-type: none"> 断面高-壁厚比が一定以上大きくなると計算通りの終局耐力を発揮できなくなる。 隅角部では複合応力下での終局耐力の評価が課題。 	<ul style="list-style-type: none"> 曲げ、せん断、軸力が複雑に作用する。 軸力変動が大きい場合が生じる。

8. 3 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚モデルの載荷実験

従来の中空断面高橋脚は、震度法による設計の下では経済設計が可能であったが、地震時保有水平耐力法による設計の下では、耐震設計上も問題点が顕著になりつつある。このため帯鉄筋量の増加、断面厚の増加によるコストアップ、施工性の悪化が新たに解決すべき課題となってきている。

ここに紹介する鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、図—8.10 に示すように断面内に配置した鋼管と外周の帯鉄筋に高強度鋼より線を組合わせた新しい構造形式である。鋼管は大口径（外径1.0～1.5m程度）のものが通常複数本配置され、鋼管内部は中空として軽量化を図っている。鋼管を断面内に配置することにより、軽量化を図りつつコンクリートの内側への崩落を防止している。これにより本複合構造は、中空断面でありながら、中実断面に近い終局耐力挙動を示すことが期待できる。また曲げ補強材である鋼管を内側に配置することは、曲げ耐力に対しては不利になるが、これを外周の縦鉄筋で補っている。一方利点としては、鋼管の防食のほか局部座屈の防止、じん性の向上、せん断補強、ひび割れ分散および少残留変位などの効果がある。

高強度鋼より線を用いた帯鉄筋は、連続らせん巻きにより従来の帯鉄筋が定着フックに弱点があった点を解消し、全強まで補強効果を発揮する。高強度化がせん断耐力の向上に有効であることは既往の研究で示されている。⁷⁾



図—8.10 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の概要図

1) 実験の概要

(1) 供試体の諸元

実験に用いた供試体の諸元を図—8.11～8.13 ならびに表—8.2 に示す。せん断スパンは1200mmと600mmの2種類、それぞれせん断スパン比が4.0および2.0である。

図—8.13 に示すように、断面内には外径76.3mm、板厚2.8mmの鋼管STK400を4本（鋼材比2.53%）と鉄筋SD295を8本（鉄筋比0.56%）配置した。帯鉄筋にはPC鋼線

φ2.0を使用し、50mmの間隔でらせん巻付けした。PC鋼線の帯鉄筋比は0.04% (SD345に対する降伏強度換算帯鉄筋比 0.18%) となる。使用鋼材およびコンクリートの強度をそれぞれ表-8.3、表-8.4に示す。

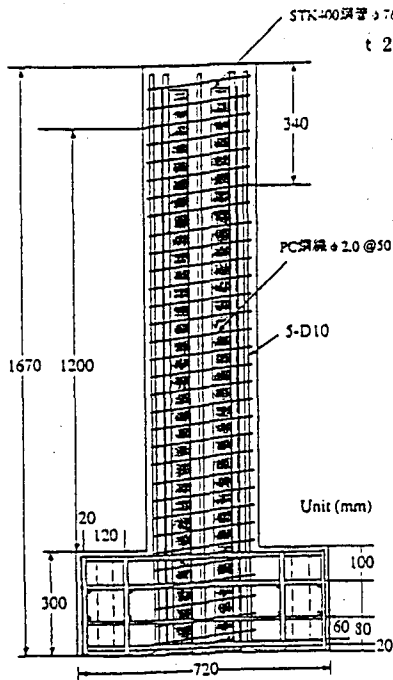


図-8.11 供試体 P1-1

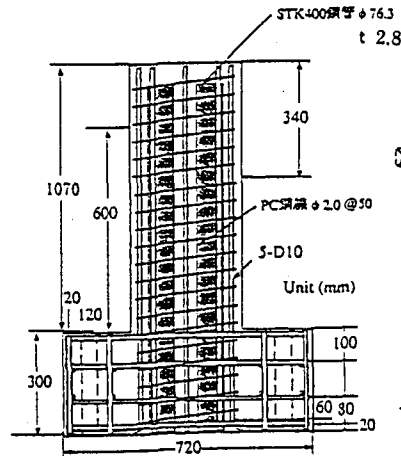


図-8.12 供試体 P2-1

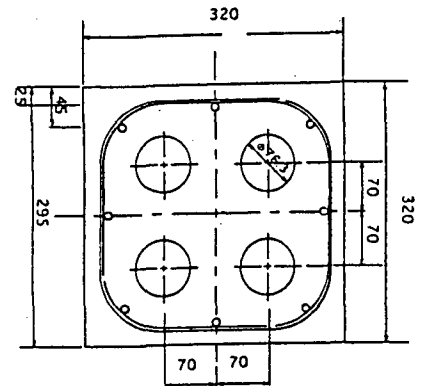


図-8.13 断面図

表-8.2 鋼管供試体諸量

供試体 No.	実験タイプ	a/d	軸力 (N/mm ²)	鋼管比 Pt (%)	軸方向鉄筋比 Pr (%)	せん断補強筋 間隔 (mm)	換算帯鉄筋比 Peq (%)
P4-1	静的曲げ破壊型	4.0	3.7	2.53	0.56	50	0.18
P4-2	ハイブリッド	4.0	3.7	2.53	0.56	50	0.18
P4-3	ハイブリッド	4.0	3.7	2.53	0.56	50	0.18
P2-1	静的せん断破壊型	2.0	3.7	2.53	0.56	50	0.18
P2-2	静的せん断破壊型	2.0	3.7	2.53	0.56	50	0.18

表-8.3 使用鋼材の強度

鉄筋の規格	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
軸方向鉄筋 SD295 D10	373	545
鋼管 (STK400) φ76.3	235	402
PC鋼線 φ2.0	1600	1909

表-8.4 コンクリートの強度

圧縮強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)
30.3	2.9	4.8

(2) 実験システム

実験システム全体図を図-8.14 に示す。載荷方法は軸力一定下の水平一軸載荷とする。載荷点では水平移動および回転が自由となる構造を採用した。

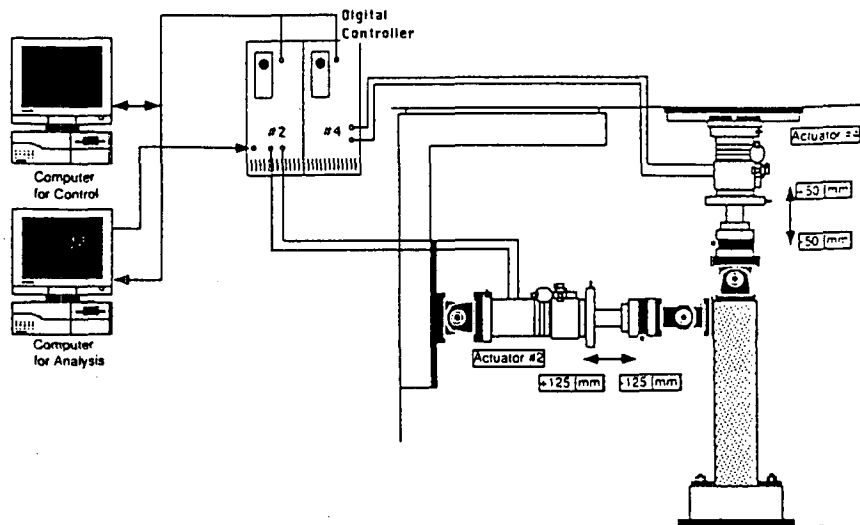


図-8.14 実験システム

(3) 静的交番載荷実験

曲げ破壊先行型のP4-1 供試体（せん断スパン比 4.0）については、せん断スパン 1200 mm の 1% の変位を基準として、この整数倍の変位振幅で正負 2 回ずつ、一定軸力 294 kN (3.5N/mm^2) のもと部材角 12/100 まで漸増載荷した。

せん断破壊先行型のP2-1、P2-2 供試体（せん断スパン比 2.0）については、せん断スパン 600mm の 0.5% を一定振幅の基準として、その整数倍の漸増変位振幅で正負 2 回ずつ一定軸力 294 kN (3.5N/mm^2) のもと部材角 7/100 まで載荷した。

(4) ハイブリッド地震応答実験

静的交番載荷実験では部材の耐力や変形性能などの基本特性を評価することはできるが、構造物の動的挙動は考慮されておらず、実際の地震応答との関係を評価できない。したがって次の目的でハイブリッド地震応答実験を行うこととした。

- ・大規模地震時における鋼管・コンクリート複合構造橋脚の損傷度、残留変位等を直接観察し、耐震安全性を評価する。
- ・本複合構造は従来のRC構造とは異なった履歴復元力特性を有していることから、地震応答解析における履歴復元力モデルの精度を直接比較検討する。

今回の実験モデルは、実際の高橋脚を想定し、1自由度で固有周期 2.0 秒としている。

入力地震波は、タイプ I の地震として 1978 年宮城県沖地震における開北橋LG、タイプ II の地震として 1995 年兵庫県南部沖地震における神戸海洋気象台NSを用いた。この地震波は耐震安全性を評価する目的から、最大応答変位塑性率 10.0 程度、実構造物相当で実地震波入力の 2.5 倍に調整して入力した。

2) 実験結果

(1) 静的交番載荷曲げ破壊実験

P4-1 供試体の荷重-変位関係を図-8.15 に示す。履歴特性をみると最大荷重に達した後徐々に耐力低下しながら終局にいたる課程となっている。このような破壊メカニズムが本

構造の特徴であり、鋼管とコンクリート間の付着特性が影響していると推定される。また基部において、変位 48mm で軸方向鉄筋座屈が発生し、変位 60mm で帯鉄筋が破断した後でもかなり大きな残存水平耐力を保有している。この理由として、まず鋼管のせん断力負担により曲げ破壊からせん断破壊への移行を防止すること、鋼管とこれに囲まれたコンクリートにより軸力と曲げを負担し続けることによるものと考えられる。

表-8.5 に示すように最外縁鉄筋が降伏ひずみに達した点を部材の降伏と定義した場合、P4-1 供試体の降伏変位は正負平均で 6.51mm となった。終局変位の判定方法には種々の定義があるが、ここでは正負それぞれの方向について履歴曲線のピーク変位時の荷重が最大荷重の 80% を下回らない最大の変位と定義した。これによれば P4-1 の終局変位は、正負平均で 48.3mm となり、塑性率は 7.48 と計算される。

図-8.16 に降伏時の軸方向鉄筋と鋼管の軸ひずみ分布を示す。

鉄筋のひずみ分布からは塑性ヒンジ領域が 150mm、橋脚幅の約 1/2 であると推測される。また鋼管のひずみは鉄筋のひずみよりも小さいが、これは鋼管が鉄筋よりも内側に配置されていること、最大耐力発揮以降に発生した鋼管とコンクリートの付着切れのためであると考えられる。本構造の耐震安全性を検討する上で、鋼管の付着切れの評価が重要であるといえる。

フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出し量は、フーチング内の軸方向鉄筋の実測ひずみを全長にわたって積分することによって求めた。

M-φ 関係について実験結果と解析結果の比較を図-8.17 に示す。本解析では断面をファイバー要素に分割して、それぞれの応力-ひずみ関係から部材の M-φ 関係を求めた。この際、コンクリートは横拘束鉄筋として帯鉄筋のみを考慮し、鋼管は同等の断面積を有する鉄筋に置き換えて解析した。解析結果と実験結果の比較から、最大耐力付近までは一致しているものの、それ以降じん性能を評価できなかった。今回の解析が鋼管のじん性への寄与を考慮せず、帯鉄筋のみの拘束効果を考慮しているためと考えられる。今後の解析では鋼管の拘束効果と付着性状の影響をコンクリートの構成則に取り入れていく必要がある。

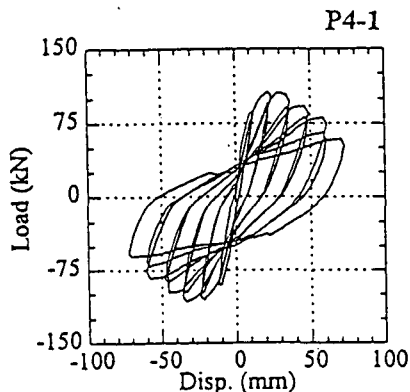


図-8.15 荷重-変位関係図

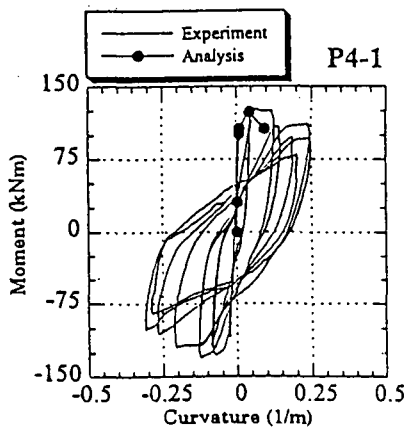


図-8.17 モーメント-曲率関係

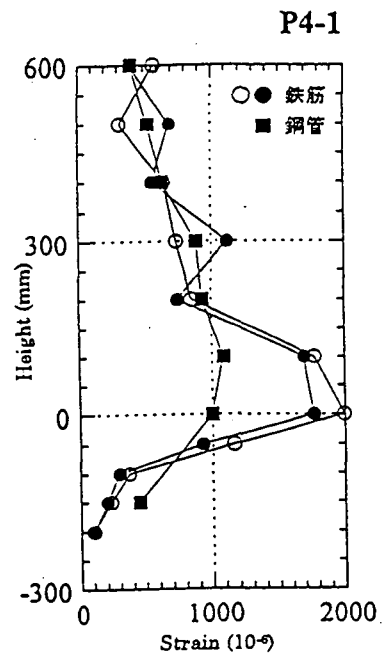


図-8.16 鋼材の軸ひずみ分布

表—8.5 実験結果

供試体 No.	方向	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	最大荷重 (kN)	終局変位 (mm)	じん性率
P4-1	+	68.9	7.13	107.2	48.6	6.82
	-	66.6	5.89	108.7	47.9	8.13
P2-1	+	122.5	4.15	205.2	26.9	6.48
	-	120.6	4.37	213.6	29.3	6.70
P2-2	+	112.9	4.89	200.6	30.3	6.20
	-	111.4	3.73	215.5	28.8	7.72

降伏荷重・変位は、最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した点とした。
終局変位は、各サイクルにおけるピーク変位時の荷重が、最大荷重の80%を下回らない最大の変位とした。

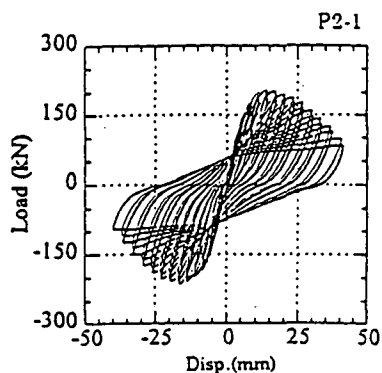
(2) 静的交番載荷せん断破壊実験

変位—荷重関係を図—8.18、図—8.19 に示す。P2-1 供試体と P2-2 供試体の違いは、前者が鋼管頂部に定着がないのに対し、後者は鋼管頂部にリブを設け定着を強化している点にある。

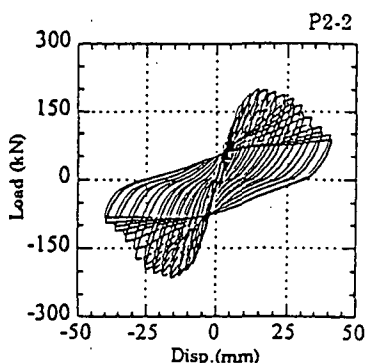
両者共に最大耐力後徐々に耐力が低下していき、鉄筋が破断した後急激に耐力が低下する。ひび割れ発生状況はせん断ひび割れが卓越し、せん断破壊先行型ではあるが、通常 RC 橋脚のせん断破壊が急激であるのに対し、本鋼構造の場合曲げ破壊型に近い緩やかな破壊課程をたどる。P2-1、P2-2 の付着性能の違いは今回の実験では確認できなかった。

測定ひずみからひび割れ角 45 度のトラス理論により求めた鋼管、PC 鋼線それぞれの負担せん断力と全体のせん断耐力の関係を図—8.20 に示す。せん断耐力をコンクリート V_c 、鋼管 V_t 、PC 鋼線 V_p の累加として場合、最大せん断耐力時での負担割合は、 $V_c=12.3$ tf (60%)、 $V_t=6.8$ tf (33%)、 $V_p=1.4$ tf (7%) となった。なお V_c は、最大耐力 V から計測値 V_t 、 V_p を差し引いた値である。

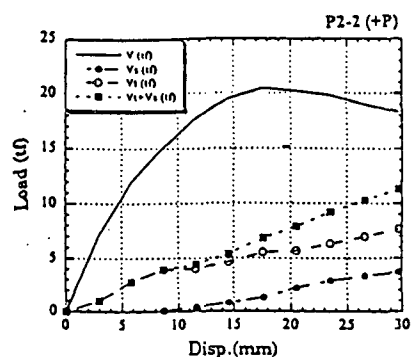
最大耐力以降コンクリートの損傷に従い鋼管および PC 鋼線の負担割合が増加している。最終的には PC 鋼線は降伏点付近まで達しているものと推定される。今回の供試体は鋼管量が多く、PC 鋼線量が少ないケースであり、PC 鋼線量を増加した場合は、分担せん断力が増加する可能性がある。鋼管の付着性状の違いがせん断耐力に与える影響については今回の実験では明確に出来なかったが、この点は今後の検討課題である。



図—8.18 P2-1 供試体の荷重—変位



図—8.19 P2-2 供試体の荷重—変位



図—8.20 せん断耐力の実験結果

(3) ハイブリッド地震応答実験

入力地震波タイプⅠ、タイプⅡをそれぞれ図-8.21、図-8.22に、入力スケールを表-8.5に示す。実験結果一覧表を表-8.6に、荷重変位関係と変位応答値の時刻歴を図-8.23、図-8.24に示す。対象実橋梁が高橋脚であるため固有周期は2.0秒と比較的長く、タイプⅠの地震波に応答し易い。このため最大入力加速度の違いにも関わらず、最大応答加速度、最大応答変位とのタイプⅠ、タイプⅡの地震波とも同レベルになった。最大応答塑性率が両者とも9を越え、被りコンクリートのはく離等の損傷が確認されたが、せん断破壊移行型による破壊にはいたらなかった。結果的には、本構造の耐震安全性の高さを示したが、この理由として、PC鋼線のらせん巻き効果により、通常の帯鉄筋に発生する定着フックの外れ、付着破壊の発生が見られないこと、鋼管のせん断力負担とコンクリートの健全性保持(拘束効果)が考えられる。

残留変位については、大きな変形を受けたにもかかわらず高さの1/100以内に収まった。これは内部の鋼管が座屈せず終局後も良好な復元力を発揮したためと考えられる。

図-8.25、図-8.26に荷重-変位履歴の実験結果と解析結果の比較を示す。比較に用いた非線形動的解析は、最大点指向型トリリニアモデルを使用した。これによれば、最大応答値は近い値を示しているもののその後の剛性劣化と残留変位は差異が生じている。残留変位の差異については他の剛性低下型モデルで近似できるものと考えられるが、最大耐力以降の繰り返し载荷による剛性低下は、鋼管の滑りと密接な関係があり、本構造特有のモデル構築が必要であると考えられる。

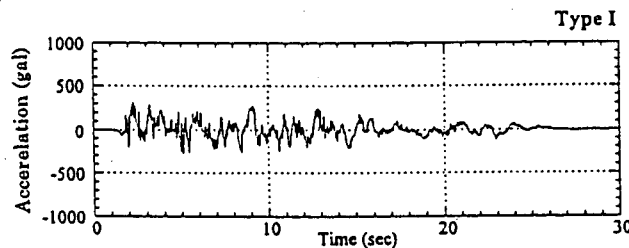


図-8.21 開北橋LG地震波

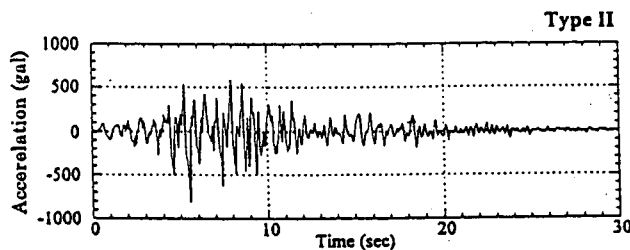


図-8.22 神戸海岸気象台NS地震波

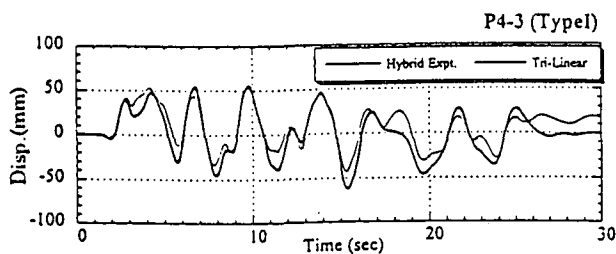
表-8.5 ハイブリッド地震応答実験の入力値

供試体 No.	入力地震波の種類	入力スケール	最大入力加速度 (gal)
P4-2	Type II	18%	146.2
P4-3	Type I	18%	57.4

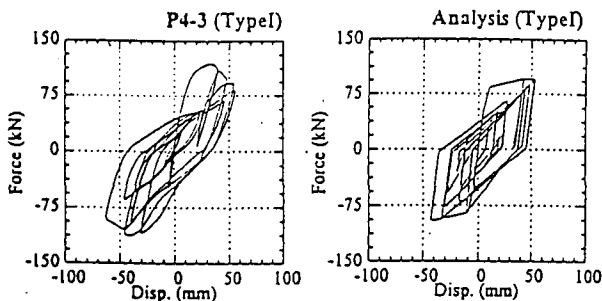
表-8.6 ハイブリッド地震応答実験結果

供試体 No.	最大入力加速度 (gal)	最大応答加速度 (gal)	最大応答変位 (mm)	最大応答塑性率 μ_{max}	残留変位 (mm)
P4-2	146.2	31.5	62.4	9.58	12.09
P4-3	57.4	28.6	63.0	9.68	1.10

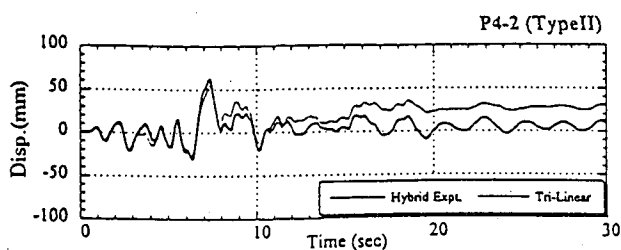
降伏変位は、H4-4、P4-1で得られた正負降伏値の平均値を採用した。



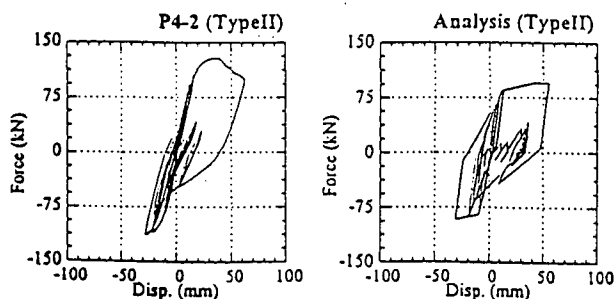
表—8.23 ハイブリッド地震応答実験の結果とトリニアモデル (P4-3)



表—8.25 P4-3 供試体の荷重—変位



表—8.24 ハイブリッド地震応答実験の結果とトリニアモデル (P4-2)



表—8.26 P4-2 供試体の荷重—変位

3) まとめ

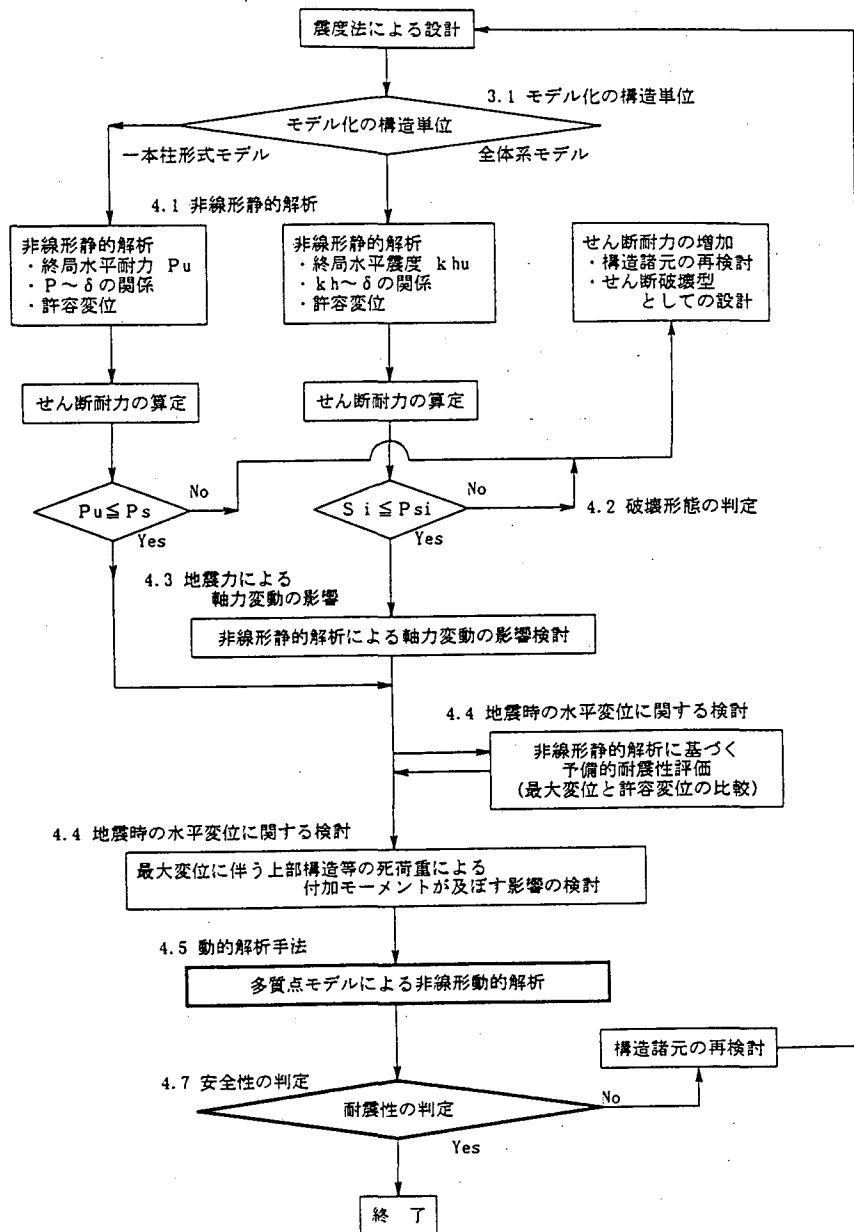
- a) 静的交番載荷実験の結果、鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、大変形時においても安定した水平耐力を保持する。これは鋼管のせん断耐力負担によるものと推察されるが、解析的な検討による確認が必要である。
- b) 最大耐力時までは通常のRC計算値と一致するが、その後の繰り返し載荷により、徐々に耐力が低下する。これは主として鋼管の付着切れによるものと考えられる。
- c) じん性の解析的評価のためには、鋼管の寄与をコンクリート構成式に取り入れる必要がある。
- d) 本構造の設計せん断耐力式に鋼管分を考慮する必要がある。ただし、鋼管とコンクリートの付着性状、PC鋼線帯鉄筋量の影響について引き続き検討する必要がある。
- e) ハイブリッド地震応答実験の結果、本構造の優れた耐震性能を確認することができた。残留変位についても小さく、震災後の健全性を示した。今回用いた非線形動的解析における最大点指向型M- ϕ モデルを見直し、本構造独自のモデルを開発する必要がある。

8. 4 保有耐力の照査法

1) 非線形動的解析による設計

高橋脚橋梁の場合、供用期間中に発生する確率は低い、大きな強度をもつ地震動（レベル 2 の地震動）に対しては、非線形動的解析による設計が合理的である。これは、「8.2 1) 高橋脚橋梁の動特性」で述べたように、高次モードの影響など振動モードが複雑であることや塑性ヒンジが 2 カ所以上発生する可能性があり、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法の適用が制限されるためである。

非線形動的解析による耐震安全性の判定を基本とする設計手順の一例を図—8.27 に示す。



図—8.27 設計の手順

2) 中空RC橋脚の耐震安全性照査法

高橋脚橋梁の耐震安全性の照査は、動特性が複雑であるため非線形動的解析が基本となる。この際、部材のモデル化、塑性ヒンジ領域、減衰定数、履歴特性、解析プログラム等適切に決定する必要があり、適切でない場合は、照査に重大な影響を与えるので綿密な検討が必要である。対応策としては事前に非線形静的解析により、降伏から終局までの挙動を把握しておくことが推奨される。詳細は、日本道路公団「設計要領第二集 橋梁建設編」あるいは「道路橋の耐震設計に関する資料」(日本道路協会)を参照されたい。^{2), 3)}

今後性能設計の導入により照査項目が変遷していくものと考えられるが、現時点では道路橋示方書に準じ、以下の項目により照査することが望ましい。

- a) 水平方向最大応答変位が終局変位に安全係数を考慮した許容変位であること。
- b) 最大応答変位が橋梁全体系(伸縮装置、けたかかり等)として問題ないこと。
- c) 残留変位が、許容残留変位(橋脚高の1/100)以下であること。
- d) 塑性ヒンジの弾塑性回転バネの最大応答回転角が許容回転角以下であること。
- e) 最大応答せん断力がせん断耐力以下であること。
- f) 塑性ヒンジを想定しなかった箇所が、塑性化していないこと。

3) 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震安全性照査法

鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、新しい構造形式であり、耐震性能について未だ解明できていない点もあるが、これまでの積極的な研究成果により、日本道路公団技術部「鋼管・コンクリート複合構造橋脚の設計マニュアル」に設計法がまとめられている。⁴⁾

基本的な照査方法は中空断面RC橋脚と大きく変わらないが、本構造特有の点は以下の通りである。

- a) せん断耐力に鋼管のせん断耐力を加えている。

$$S_u = S_c + S_{pc} + S_t$$

ここに、

S_u : せん断耐力

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力

S_{pc} : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

S_t : 鋼管が負担するせん断耐力

現在の知見では、鋼管のウェブ断面に対して 600 kgf/cm^2 を見込む。

- b) 弾塑性回転バネの最大応答回転角が許容回転角以下であること
- c) 塑性ヒンジ部の許容曲率塑性率として以下の値を用いる。

タイプⅠの地震動に対して: $\mu_a = 6.0$

タイプⅡの地震動に対して: $\mu_a = 12.0$,

上記の許容塑性率は、実験結果に基くものであり、震災後の早期復旧性能のため、コンクリートの損傷状態や主鉄筋の座屈を考慮して安全率を決定している。本構造は、通常のRC橋脚に比べはるかに大きな塑性変形領域まで耐力が保持され、大きなじん性率を有している。したがって、今後の研究結果によりこの変形性能を取り入れた、より経済的な断面設計が期

待される。

また、連続ラーメン橋では水平変位による損傷度の定義がしづらいが、本構造では曲率じん性による損傷度の判定を取り入れている。

8. 5 まとめ

RC構造物の耐震安全性の検討が強く指摘され始めたのは、1968年の十勝沖地震および1971年のサンフェルナンド地震以来である。両地震時には、耐震設計された近代的な建物や橋脚がせん断破壊し、せん断補強筋の不足が指摘された。1990年のロマプリータ地震や1994年のノースリッジ地震、また1995年の兵庫県南部地震によるRC高架橋の崩壊は、耐震補強の早期実施と新たに耐震設計の見直しへ大きなインパクトを与えた。

地震時保有水平耐力法の導入により、橋脚の弾塑性挙動に関する研究が現在積極的に進められている。しかしながら、中空断面を有する高橋脚橋梁の大地震時に対する耐震性に係る研究は未だ十分とはいえず、問題点の解決に向けた研究が望まれる。

重要構造物において、高耐震性を低コストで実現していくことは社会的な要請であり、これからの耐震技術は、この目的に沿ったものでなければならない。そのためには、複合構造のような新しい高じん性構造や、高橋脚の水平応答変位を抑えるための制震技術の開発を進めなければならない。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書V 耐震設計編 平成8年12月
- 2) 日本道路公団：設計要領第二集 橋梁建設編 平成10年7月
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 平成10年1月
- 4) 日本道路公団技術部：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の設計マニュアル平成9年3月
- 5) 田中、家村、高橋：中空断面RC橋脚の変形性能に関する実験的検討、第24回地震工学研究発表会講演論文集、1997年7月
- 6) R.Poston,T.Gilliam,Y.Yamamoto,J.Breen：Hollow Concrete Bridge Pier Behavior,ACI JOURNAL Nov.-Dec. 1985
- 7) 福原、黒正：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究—はりの曲げ試験—、日本建築学会論文報告集、No.320 1982年10月
- 8) 渡辺、今泉、若間、大内：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の靱性試験、コンクリート工学年次論文報告集、1997年6月、pp939-944
- 9) 田中、渡辺、今泉、大内：鋼管・コンクリート複合構造橋脚のせん断試験、コンクリート工学年次論文報告集、1997年6月、pp933-938
- 10) 家村、加藤、高橋、前堀：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震性能に関する載荷実験、第10回日本地震工学シンポジウム(1998)、印刷中