

委員会報告 ピロティ式構造物およびラーメン高架橋の耐震性能と耐震対策研究委員会

鈴木計夫*1・芳村 学*2・井上範夫*3・倉本 洋*4・谷村幸裕*5・向井智久*6

要旨: 兵庫県南部地震では、コンクリート構造物の中でもピロティ式建物の被害率が大きく、また土木構造物でもラーメン式高架橋の被害が目立った。この種構造物に対するその後の耐震対策は充分進められているとは云えない。実情はその対策に苦慮している状況でもあろう。本研究委員会は、この問題、課題に正面から取り組み、有効な解決策を検討し、その手法を提示しようとするものである。

キーワード: ピロティ式構造物, ラーメン高架橋, 耐震安全性, 各種補強方法, 免制振手法

1. はじめに

1.1 定義: 後の項でも定義について記述されているが、この種構造物は、振動的には一質点系の動的挙動をする構造ということが出来る。建築では一階に壁が無いか少ない、いわゆるピロティ建築であり、土木では表題の構造そのものである。一質点系の動的挙動をするためには、一層(下層)の剛性が上層部より充分小さい必要がある。なお若しピロティ階に壁があり、その量と配置が梁間方向の剛性を大きくする場合は、桁行方向のみがピロティ構造となる(一方向ピロティ)。

1.2 問題点: 建築では特にそのピロティ階の空間利用の有効性から、社会における需要は極めて高く、多くのマンションやオフィス等に使われている。

しかしながら、兵庫県南部地震等の悲惨なまでの被害状況にも示されたように、この種構造物の耐震安全性は充分ではない。他種構造物と比較してその被害率も一番高かった。それにも拘わらず、その有効な耐震対策、耐震設計法は未だ示されていない。その対策、設計法の確立にはいろいろな課題があることは事実であるが、このままでは今後発生する大地震において甚大なる被害を免れることは出来ないであろう。そして、実社会の評価に直接関係する構造物の安全性の点から“コンクリート”への信頼性を損なって行くことになる。

1.3 研究委員会の活動: 本研究委員会はこのような状況より立ち上げられたものであるが、学会等に散在しているこれに関する貴重な研究資料を、この目的の為に集約して、社会からの強い要請に応えるべく、また今後の被害を最小限に留めるべく、この種構造物の耐震設計法を、構造・工法も含めて確立して行くことを目的としている。本研究委員会は、表-1.1 委員会構成に示すように、4つのWGに分けて活動を行った。それぞれのWGの活動報

告は2章以降に述べられているが、各WGの正式名称を要約して表現すれば次のようになる。

建築WG1: 既存のこの種構造物の耐震安全性の検討

建築WG2: 安全性の低い場合の耐震補強法の検討

建築WG3: 新設構造物の設計法の検討(性能評価型)

土木WG: 構造物の耐震対策: 構造・機能・復旧性

この2年間の活動によって、この分野に存在する基本的かつ大きな幾つかの課題をこの観点から検討し、一応有効な纏めと方向性を具体化することが出来た。

この種構造物の耐震設計法の検討は、一般の構造物に対しても、新たな視点を示すことになるので、現設計法の見直しにも役立つ筈である。



写真-1.1
1971年のオリビュー病院の被害状況と1階ピロティのConf.柱の大残留変位(残留変位約50cm, 変位角約1/5)(文献1-1)

*1 大阪大学名誉教授 工博(名誉会員)

*2 首都大学東京 工博(正会員)

*3 東北大学大学院 工博(正会員)

*4 大阪大学大学院 工博(正会員)

*5 鉄道総合技研 工博(正会員)

*6 建築研究所 博(工)(正会員)

表-1.1 委員会構成

委員長：鈴木計夫（元大阪大学）、幹事：谷村幸裕（鉄道技研）、幹事：向井智久（建築研究所）		
【建築WG1】既存建物の耐震性	【WG3】新設建物の設計法の検討	【土木WG】構造物の耐震対策
主査：芳村 学（首都大学東京） 幹事：楠 浩一（横浜国立大学） 委員： 岩淵一徳（（株）熊谷組） 衣笠秀行（東京理科大学） 河本弘（（株）馬瀬構造設計） 真田靖士（豊橋科学技術大学）	主査：倉本 洋（大阪大学） 幹事：花井伸明（九州産業大学） 委員： 井上範夫（前出） 衣笠秀行（前出） 小室 努（前出） 真田靖士（前出） 長江拓也（（独）防災科学技研） 文 雪峰（日本テピア（株））	主査・幹事：谷村幸裕（前出） 委員： 齊藤成彦（山梨大学） 進藤良則（鉄道建設） 曾我部正道（鉄道総合技研） 田中浩一（（株）大林組） 服部尚道（東急建設〔株〕） 松橋宏治（パシフィックコンサルタント（株）） 吉田幸司（東海旅客鉄道（株）） 渡邊忠朋（北武コンサルタント（株））
【建築WG2】既存建物の耐震補強法		
主査：井上範夫（東北大学） 幹事：井上重信（（株）浅沼組） 委員： 岩淵一徳（前出） 楠 浩一（前出） 河本 弘（前出） 小室 努（大成建設（株））	協力委員： 李 振宝，馬 華（北京工業大学）	
（注）：鈴木と向井は全てのWGに参加		

1.4 解決への基本と概要(方針の例)：

成功の例：写真-1.1：1971年の所謂“ロス地震”のオリブビュー病院；一般論としては失敗であったといえるが、これは耐震対策の“基礎方程式”の極めて有用な“特解”を与えるものである。すなわち、一層を大変形能力のConf.（横拘束）柱とした“Soft-story”構造である。

基本方針1：現行の免振(震)構造を目標とする。ピロティ層をSoft-story（免振層）とし、地震入力エネルギーをカット or 低減する設計思想とする。“全層降伏型の設計法”からは解決策を得ることは極めて難しい。

基本方針2：Soft-story（免振層）とする一例を図-1.1に示す。地階がある場合には、地階をSoft-storyとし、一階床梁を地下外周壁まで延長すれば“fail-safe”対策になり、またPC鋼材をブレースにして高復元性を与えることが出来る。またこの層に減衰機能を集約する。

基本方針3：ピロティ層の柱は充分なConf柱とする。図-1.2の例に示す様に、層間変位角 $R=1/15\sim 1/10$ までも数十回の繰り返し荷重に耐えさせることが出来る。基本方針4：地震入力は少なくともレベル3も考慮する。レベル2で断面寸法等を決め、レベル3は変形能力設計用とし、終局変形を算定して変形の余裕度も示す。

その他 1(利点)：動的には一質点系となるので、弾塑性応答解析によるいろいろな検討が容易となる。

その他 2(利点)：地震時、免振構造と同様上層部の被害は殆どなく、“復旧性配慮の構造物”を容易に設計できる。

その他 3(課題)：基本方針1の思想がどの位のアスペクト比、階数の構造まで適用できるか、が検討課題となる。

参考文献：

1-1) 鈴木計夫：コンファインド（横拘束）コンクリートと耐震構造—阪神大震災の教訓—，コンクリート技術の要点'96；日本コンクリート工学協会，p.298

1-2) 鈴木計夫，中塚，蔡 健，中田浩之：円形スパイラル筋を有するPRC柱の高靱性・高復元性特性，コンクリート工学年次講演会論文集，1986

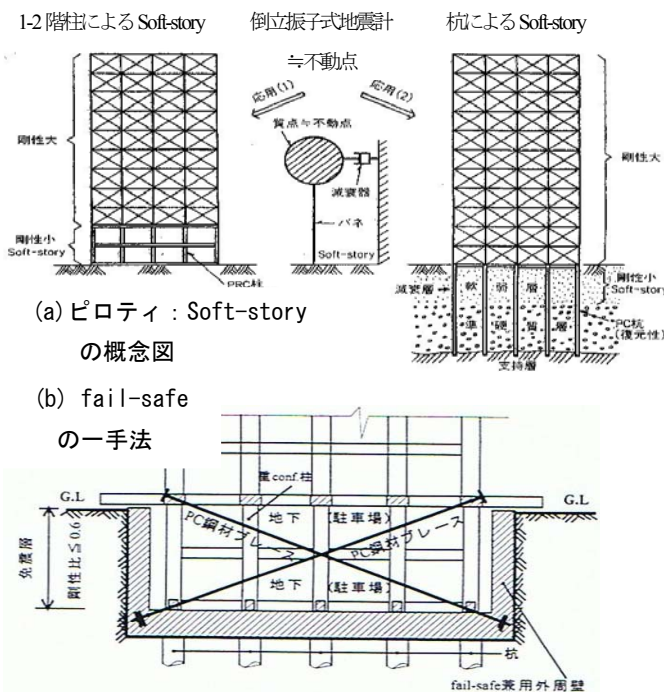


図-1.1 ピロティ概念図と応用例（文献1-1）

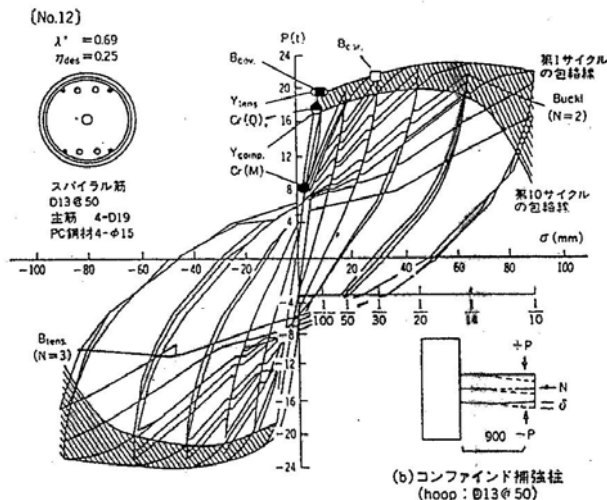


図-1.2 横拘束柱の多数回繰り返し裁荷実験（文献1-2）

2. ピロティ建物の脆弱性と現行設計手法（建築WG1）

2.1 ピロティ建物の定義

一般的には、ピロティ建物の定義は必ずしも明確ではない。しかし、建築計画的に考えると、共同住宅の用途に供する板状の建物のような張間方向に主として連層耐力壁のある構造物で、1階を駐車場・商店等広い空間を要する用途に供するため、耐力壁の全て若しくは一部が当該階で存在しなくなる建物と定義できる。

構造的には、2層以上に耐力壁が入ることなどにより、1層の剛性・耐力が低くなることで、1層でメカニズム（層降伏）が生じる構造物を対象とする。例えばピロティ階の崩壊を認めず、ピロティ階直上の耐力壁脚での曲げ破壊による全体崩壊形を形成する場合は、ピロティ建物と定義しないこととする。

2.2 既往の地震被害のまとめ

兵庫県南部地震における死亡者の死亡原因を見ると、88%近くが建物の倒壊等によるものであった。鉄筋コンクリート造建物においても甚大な被害が発生した。しかし、1981年以降に設計された新耐震建物では、大破等の被害を受けた建物は極めて少なかった。新耐震建物で被害を受けたものの多くが、ピロティ建物でのピロティ層の崩壊、接合部破壊などであった。但し、被害は見られたものの現行規定で設計されたピロティ構造の90%は小破以下の被害にとどまっていた²⁻¹⁾。

以下に、新耐震設計法により設計されながら兵庫県南部地震で崩壊した建物の被害例と被害が生じた要因の分析結果を紹介する²⁻²⁾。

建物はRC造7階建ての集合住宅で、駐車場とするため1層をピロティとしている。上層に対する1層部分の相対的な強度不足により典型的な1層層降伏メカニズムが生じ、全ての1階柱と1階の壁が崩壊状態であったのに対し、2階以上の被害はごく軽微であった。

本建物南北方向の設計には、判断の誤りを含む問題が幾つか含まれていた。一番目は、2層以上にある非耐力壁に設けたスリットのディテールが不十分であったため、これが耐力壁として働いた点である。結果として、1層の強度が上層と比較して相対的に弱くなっていたといえる。二番目は2次設計に行うせん断設計についてである。メカニズムとして、基礎の浮き上がりによる全体回転形が想定され、その時のせん断力に対して1階柱のせん断設計が行われたのである。つまり、1階柱のほとんどでせん断強度が両端降伏時せん断力を下回るようになっていた。そして、三番目は2次設計における必要保有水平耐力についてである。Ds=0.35として設計されたが、ここで剛性率による耐力割り増しが行われなかったのである。以上の3点の問題点により、本建物が崩壊したと考えられ、このうち一番目と三番目の理由により

1層に変形集中が生じる結果となり（相対的強度不足）、二番目の理由によりその時の変形に対する靱性が確保されない結果となったのである（靱性不足）。

2.3 2001年における既存ピロティ建物の設計方法についての調査結果²⁻³⁾

(a) 事例調査の目的

ピロティ構造に関連する設計・施工の諸規定の見直しに資する研究資料の蓄積を念頭に置いて、2001年におけるピロティ建物の設計事例に関するアンケートを実施した結果を記す。

(b) アンケート結果

アンケート回答総数は88件であった。構造種別では、RC建物が一番多く、62棟であり、SRCは22棟であった。

各建物の設計年度については、兵庫県南部地震（1995年）以降に設計された建物が77件と殆どを占めており、階数が15階を超えるものは極端に少なくなる傾向がみられるが、これは、軒高が45mを超えるものが極端に少ないことと対応している。階数は、7階、11階、14階のところにピークが見受けられた。

ピロティ層の桁行きおよび張間方向のスパン数については、桁行きスパン数はほぼ3～9スパンのものが多いといえる。張間方向（張間方向がピロティ方向と一致）は、1スパンのものが極端に多く55棟であるが、2スパンと3スパンのものを合わせると25棟あった。

次に、ピロティ層のピロティ方向耐力壁配置の有無であるが、純ピロティ建物は全体の1割程度、8棟であった。ピロティ層の偏心率は、0.15を超えると極端に少なくなっており、これは構造規定によるものと思われる。

図-2.1にピロティ層の剛性率を、図-2.2にはピロティ層張間方向設計用Dsを示す。剛性率が0.6以下のものは極端に少なくなっており、剛性率による割り増しは殆ど行われていない現状が明らかになった。

2.4 現行のピロティ建物の評価手法とその課題点

各設計法ごとに分類して、その評価方法と課題を下記に列挙する。

(a) ルート1, 2-1, 2-2, 2-3

ルート1・2-1・2-2・2-3は、いずれも許容応力度計算を満足し、かつそれぞれ式(2-1)～(2-3)を満足する。 A_w は壁の断面積、 A_c は柱の断面積、 Z は地域係数、 W は、各階が支える建物の重量、 α は $\sqrt{Fc/21}$ である。また、

ルート2-1～2-3は、高さ方向にも平面的にも偏りが無く、Fesが1.0となる必要がある。ルート2-3は全体崩壊形を対象としているため、ピロティ建物は対象外である。剛性率によるペナルティーFsが、ピロティ建物に対して必ずしも1.0を上回る値にならないという問題がある。

$$\sum 2.5\alpha_w + \sum 0.7\alpha_c \geq ZW A_i \quad (2-1)$$

$$\sum 2.5\alpha_w + \sum 0.7\alpha_c \geq 0.75ZW A_i \quad (2-2)$$

$$\sum 1.8\alpha_w + \sum 1.8\alpha_c \geq ZW A_i \quad (2-3)$$

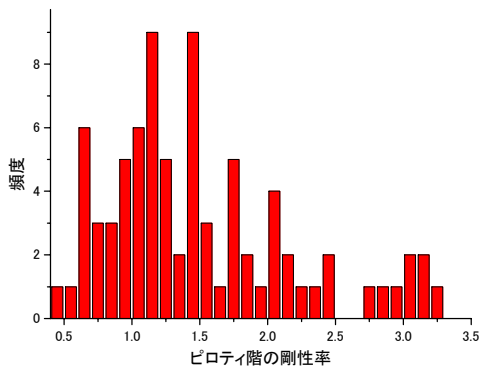


図-2.1 ピロティ階の剛性率

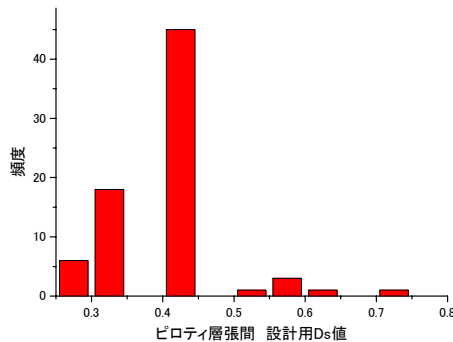


図-2.2 ピロティ層張間方向設計用Ds

(b) ルート3

ルート3では、許容応力度計算に加えて、保有水平耐力を確認する。各階の必要保有水平耐力は、構造特性係数Dsなどの係数により決定する。Dsは靱性のあるフレーム構造で0.30、耐震壁構造で0.40である。純ピロティ層では0.30、ピロティ層以外では0.40となる場合が多く、ピロティ層の必要保有水平耐力がピロティ層以外に対して低くなる問題点がある。また、外力分布にはAi分布が一般的には用いられるが、層降伏後のピロティ建物では等分布に近い。

兵庫県南部地震以降、技術基準解説書には、その補足でピロティ層での降伏あるいは破壊を原則的に禁止している。その中で、純ピロティ建物に関しては、新たに α_p という係数を用いて、ピロティ層の層降伏を許容している。しかし、 α_p に関しては、エネルギー一定即立脚していること、純ピロティ建物しか対象としていないこと、などの問題がある。

(c) 限界耐力計算

限界耐力計算は、建物を1自由度系に縮約した性能曲線と、地震の大きさから計算する要求曲線を比較し、想定地震動レベルでの建物の応答変形と応力を計算する方法である。この方法を用いることにより、ピロティ層への変形の集中を陽な形で評価することが出来る。

しかし、応答が片側へよってしまう、いわゆる片揺れ状態を精確に評価できない問題がある。

(d) 既存建物の耐震診断基準（第2次診断）

一般的に広く用いられる2次診断では、「下階壁抜け柱」として、ピロティ柱の軸力の検討を行っている。この方法は、ピロティ構面の中でも、壁のあるスパンのみで検討されるため、軸力は「想定される最大の」軸力となり、スラブを介した応力の伝達等は考慮されていない。

2.5 試設計と地震応答解析

既存のピロティ建物を元に作成した基本モデル（下図参照）に対して、1階の柱断面および壁枚数等を変化させ、地震応答解析によってケーススタディーを行い、ピロティ式建物の性状についての考察を行った。検討概要について以下に示す。

モデル建物概要：公営住宅型モデル（1階ピロティ）地上8階・塔屋1階（解析上は9階）、1階SRC造・2階以上RC造、建設昭和50年前半（新耐震設計以前）。

解析条件、パラメータを以下に示す。

解析条件：等価せん断モデル、武田モデル、基礎固定、標準3波(ELCENTRO NS, TAFT EW, HACHINOHE NS)

解析パラメータ：ピロティ階の壁枚数；0～6枚(0枚の場合の解析結果を図-2.3に示す)、ピロティ柱の断面；既存モデル、新耐震設計法・現行法対応モデル等、入力地震動レベル、減衰定数、解析プログラム。

結論：この建物の場合はレベル1・2地震に対してほぼ安全、レベル3地震に対してコンファインド補強により

安全性を確保できる（図-1.2, 3.6等参照）。

参考文献：

- 2-1)日本建築学会阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告建築編-1 鉄筋コンクリート造建物，1997年7月
- 2-2)芳村学，岩淵一徳：1995年兵庫県南部地震により崩壊したピロティを有する鉄筋コンクリート建物の非線形解析，日本建築学会構造系論文集，No.486，pp.75-85，1996年8月
- 2-3)建築研究所：用途複合型集合住宅の建設システムの合理化最終報告書，2003年03月

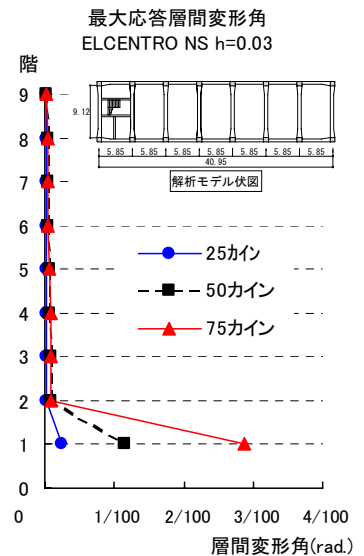


図-2.3 地震応答解析結果

3. 既存ピロティ建物の耐震補強（建築WG2）

3.1 基本的な考え方

既存のピロティ建物は数多く残っており、これらを耐震補強する必要性が高い。しかし、駐車場などの使用のため建築計画的にピロティ階の補強が困難な場合が多く、また、耐震壁の数を減らしてその断面を大きくし、耐力・剛性の不連続を解消する場合には、耐震壁が塑性化し、特に耐力劣化を起こすような領域になるとねじれ応答を生じる懸念がある。さらに、ピロティ階を補強すると、上層部の応答が大きくなり耐力不足となることが多い。このような状況に鑑みて、上層部の応答がそれほど大きくなりえない程度にピロティ階を補強して耐震性を高める技術の提案を行った。ここで、留意すべき点として、ピロティ階の靱性・減衰性能の向上、フェイルセーフ対策、復元性の付与などがある。

3.2 耐震補強の設計方法

3.2.1 外付け制振補強工法

本工法は、効果的にエネルギー吸収を可能とする制振部材を用いて既存建物を高性能化させるものである。補強工法は図-3.1に示す通りで、ピロティ構面に低降伏点鋼（LYP100, 235）を有する履歴減衰型ダンパーを配置し、剛性の低いピロティ層に生じる小さな応答変形レベルにおいて、ダンパーの履歴吸収エネルギーに期待し、応答を抑えることを目的としている。ブレース端部は、鋼製の定着版をPC鋼棒によってRC梁端部に取り付けるため、施工に関する手間が少なく、空間を遮る範囲も小さい。また地震後は構造躯体の修復のために、ダンパーを取り外す（再設置する）ことも可能である。

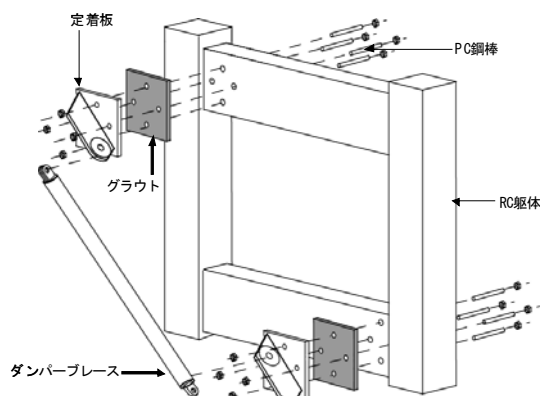


図-3.1 外付け制振補強工法

対象は、梁端部のねじれ強度および曲げ強度が高く、ねじれによる変形のロスが少ない既存RC建物であり、せん断破壊後、軸力を保持できない場合は、本補強工法の適用範囲外である。設計は2段階で行い、最初は、検討用地震動に対して、目標とするRC躯体の塑性率を決め、それを満足するために必要なダンパー量を決定する。

ここで、取り付け部のがたや梁のねじれ変形に伴うダンパー変形成分のロスも考慮しておくことが重要である。続いてそのダンパーに対する取り付け部の設計を行うという手順となる。

3.2.2 ソフトランディング免震システム

本システムは、図-3.2に示すように、純ピロティ建物を対象として、ピロティ層の柱に、免震装置を圧着し、その層で積極的に層崩壊させることにより、建物を免震化するものである。建物全体の耐震性能を改善するシステムであり、1層を補強しても2階以上の耐力が足りない場合に有効である。

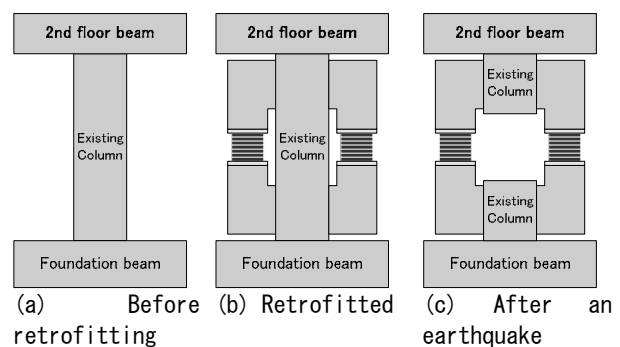


図-3.2 ソフトランディング免震システム

本システムの開発においては、柱からの出の少ない免震装置を開発し、設計指針を作成するとともに、強度の平面的配置とねじれの関係などについても検討を行った。長所は、上層に補強が不要であること、フェイルセーフ機構で人命を守り、着床後は恒久復旧として本格的に免震化する2段階投資であることである。検討課題としては、柱の破壊順序とねじれ応答の関係、階段室や設備の免震化（どの程度まで免震化が必要か）などである。

3.2.3 ダンパーと変形抑制装置の併用システム

ピロティ階は剛性が低いいため相対的に大きな変形が生じるので、エネルギー吸収を行うデバイスを入れると、ピロティ階の剛性をあまり増大させないで大地震時のエネルギー吸収を効果的に行うことができ、設計で想定する地震動に対しては免震のような応答低減が期待できる。しかし、想定以上の過大な地震に対しては、ピロティ階がP- Δ 効果で崩壊する危険性が增大するので、セーフティとして、変形抑制装置を併設すると有効である。ただし、この方法によれば、ピロティ柱は大きな変形性能が要求されるので、柱の靱性設計・補強が行われていることが前提である。ダンパーとしては、オイルダンパーを使用した場合（図-3.3）と鋼材ダンパーを使用した場合（図-3.4）を提案した。

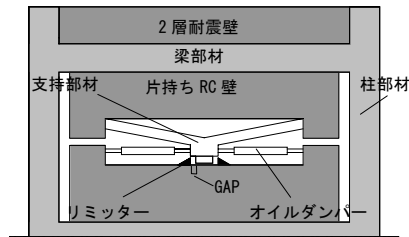


図-3.3 オイルダンパーと変形抑制装置の併設

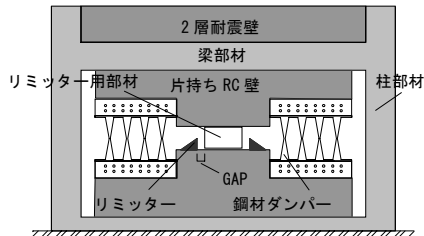


図-3.4 鋼材ダンパーと変形抑制装置の併設

3.2.4 同調粘性マスダンパーによる制震システム

同調粘性マスダンパー（図-3.5）を用いた新しい制振システムが考案されており、これをピロティ階に設置する設計法を提案した。このシステムは、ダンパー軸部の回転により増幅された等価質量と支持部材からなる付加振動系を建物周期と同調させ、粘性部の変形を建物層間変形に対して数倍に増幅することにより、少ないダンパー量でより効果的に応答変形を抑制することができる。RC建物のような弾塑性特性を有する構造物に対しても、設計で対象とするレベルの層間変形に対する等価剛性で同調するようにシステムの定数を定めれば有効であることも示した。

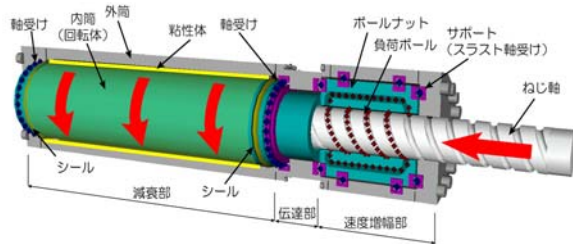


図-3.5 同調粘性マスダンパーによる制震

3.3 部材レベルでの耐震性能の検証

3.3.1 山形鋼で柱頭・柱脚を拘束した角形鋼板巻立法

角形柱の周囲に鋼板を巻き立てる補強方法が実用化されているが、鋼板巻き立てのみによる補強ではコンクリートの拘束が十分ではなく、柱端部のコンクリートの圧壊により大変形時の耐力低下が生じてしまう。そこで、山形鋼を柱端部の周囲に取り付け、塑性ヒンジ領域のコンクリートの拘束を高めることにより柱の靱性能向上

が可能であると考え、実験で検証を行ってその有効性を確認した（図-3.6）。また、効果的な補強のためには、①柱端にスリットを確保する②柱と巻き立て鋼板との間には柱のコンクリート強度と同程度もしくはそれ以上の強度のモルタルを充填する③巻き立てる鋼板は少なくとも6mm以上とする配慮が必要であることも示した。

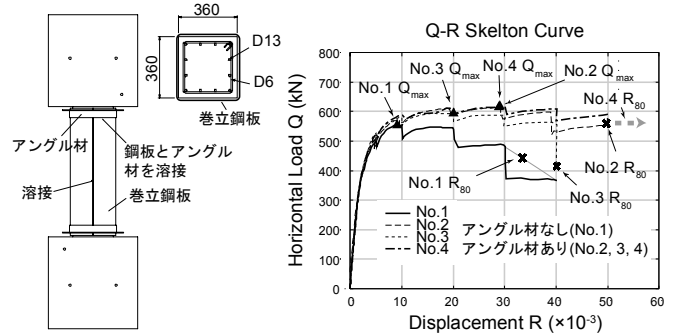


図-3.6 山形鋼で柱頭・柱脚を拘束した鋼板巻立³⁻¹⁾

3.3.2 鋼材ブロックを用いた曲げ補強構法

本構法は、鋼材ブロックを柱頭・柱脚に圧着して、曲げに対する有効せいを増して柱の曲げ補強を行うものである（図-3.7）。また、柱中央部は、鋼板巻き建てで、せん断・軸耐力とともに曲げ靱性を増す。これにより、曲げ・せん断・軸耐力と靱性能が上昇することとなる。長所としては、新たな鉄筋の配筋、アンカーが不要、施工が比較的容易、耐力予測が軸壁補強に比較して容易であることがあげられる。今後の課題としてはせん断耐力の予測精度、拘束コンクリートの挙動の把握、梁中央部のせん断力が増えることなどがある。

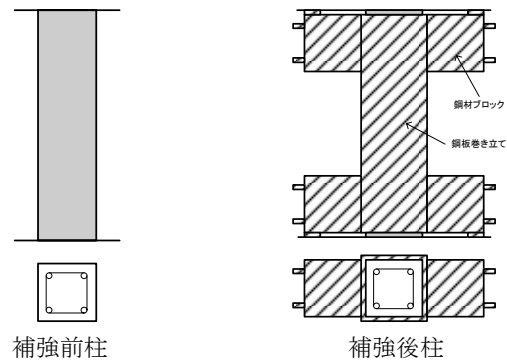


図-3.7 鋼材ブロックを用いた曲げ補強構法

3.4 既往の耐震補強技術

建築で提案されている、各種の耐震補強技術をレビューとして示した。

参考文献：

3-1) 森浩二, 鈴木計夫, 井上重信, 山内豊英: 山形鋼により柱頭・柱脚を拘束した角形鋼板巻立 RC 柱の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.513-514, 2006.9

4. ピロティ建物に対する性能指向型設計の確立に向けての検討（建築 WG3）

4.1 基本方針

ピロティ建物を対象とした性能指向型設計の確立に向けて、a)性能設計の経緯と現状、b)性能指向型設計手法における基本事項、c)近年の地震被害の特徴と建物の機能回復性、および d) 経済性や修復性（復旧性）の観点から考える性能評価型設計について検討した。

a)性能設計の経緯と現状に関しては、日本と米国をそれぞれ例に挙げて示した。

b)性能指向型設計手法における基本事項に関しては、性能設計における過程として、地震動評価、応答評価、損傷評価、損失評価および性能表示に関する基本事項を示した。

一方、c)近年の地震被害の特徴と建物の機能回復性に関しては、近年、日本各地において発生した比較的規模の大きな地震による RC 造建物の被害例に基づいて検討している。被害の特徴としては、倒壊に至る事例は少ないものの、非耐力壁や設備機器など構造設計時に、構造安全性等について特段検討されない部位が損傷を受け、結果的に建物の機能に影響を及ぼしている事例も少なくない。そのような背景の下、文献 1)では、地震後の機能維持が必要となる建物の耐震性に関する考え方を明らかにすることを目的として、2004 年新潟県中越地震の際に多様かつ有用な情報が得られた小千谷市内の総合病院を対象とし、病院建物の被害調査と地震応答解析結果に基づき、以下に示す項目について取り纏めた。

- ・免震建物の地震時挙動と機能維持
- ・建設年代の異なる耐震建物の被害性状と地震応答解析による被害原因の究明
- ・病院建物の復旧工事及び補修方法と費用

本検討では病院という被災直後から高いレベルの機能維持が求められる重要構造物に着目し、入力地震動レベルと病院建物の地震被害性状及び損傷した部位の復旧行為を抽出することで、大地震時における病院建物の機能回復性を考察し、最後に今後の課題の抽出を試みた。

また、d) 経済性や修復性（復旧性）の観点から考える性能評価型設計に関しては、以下のような検討を行った。すなわち、安全性と修復性はトレードオフの関係にある一方、機能性もまた安全性や修復性とトレードオフの関係にあることは一般によく知られている。機能性を高めるために壁量を少なくすることによって安全性が低下する、あるいはこれをカバーするために靱性設計を行い地震時の損傷が増加し修復性能が低下する。また、効率的な土地利用のために高層化するなどの建物の機能を高めることが強度型による安全性の確保を難しくし、地震時の損傷を許容する靱性設計が必要となるなど

様々なケースを挙げるができる。

ピロティ建物は安全性が低くなりがちであるが、梁崩壊型と比較して高い修復性を与える可能性が高く、また、駐車場の設置など社会的要求に応えることの出来る機能性の高い構造物であると言える。安全性と機能性は修復性とトレードオフの関係にあり、地震に強い都市を実現するために、これら 3 つの性能のバランスを考えた耐震設計法の確立が重要である。この点で、ピロティ建物の耐震設計法は興味深いものであると言える。

以上のような観点から、ピロティ建物は「設計目標の設定」と「設計目標の表示」が特に重要な建物であり、設計において、図-4.1 に示すような、安全性、修復性、機能性の 3 次元表示を行い、確保された安全性の質について十分検討が行われなくてはならないことを示した。

4.2 地震応答評価

本節では、RC 造ピロティ建物に対する具体的な地震応答評価手順を示し、その妥当性を時刻歴地震応答解析結果と比較することによって検証している。

地震応答評価は以下の手順に従って行う。

(a) モード適応型非線形荷重増分解析（MAP 解析）

建物の塑性化に伴うモード形の変化に応じて外力分布を逐一変化させ、弾性、塑性状態を問わず常に 1 次モードに比例した水平力分布形を与える静的非線形漸増解析⁴⁾（Mode-Adaptive Pushover 解析：以下、MAP 解析と呼称）を行う。この場合、原則として骨組を部材モデルで構成される平面骨組とし、剛床仮定に基づいてそれらを連成したモデルを用いる。ただし、偏心によるねじれ変形が生じる場合や、柱あるいは耐力壁側柱の軸方向変形による直交梁、直交壁の応力が無視できない場合など、立体的な挙動により平面骨組モデルによる解析の精度が十分でないと考えられる場合には、（疑似）立体骨組モデルを用いるものとする。

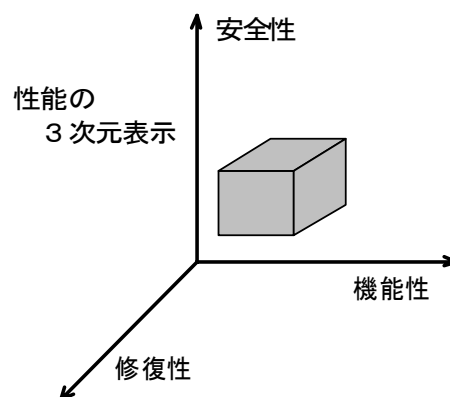


図-4.1 修復性能の 3 次元表示

(b) 建物の等価1自由度系縮約

MAP 解析の各荷重ステップにおける i 層の1階床レベルに対する相対変形 δ_i , i 層に作用する外力 P_i およびベースシヤ Q_B を用いて, 建物の構造性能を代表する構造特性曲線 ($S_a - S_d$ 曲線) を次式によって求める。

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i\right)^2} \cdot Q_B \quad S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N P_i \cdot \delta_i} \cdot S_a \quad (4-1a, b)$$

ここに, N は層数および m_i は i 層の質量を表す。

(c) 建物の等価粘性減衰定数の算定

上記(b)で求めた $S_a - S_d$ 曲線を適切なバイリニア曲線にモデル化し, 等価降伏変形を規定する。さらに, それに対する応答点の塑性率 μ を用いて, 下式によって建物全体の等価粘性減衰定数 h を求める。

$$h = \gamma_1(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.05 \quad (4-2)$$

ここに, $\gamma_1=0.25$ としてよい。

(d) 等価1自由度系応答値の算定

検証用地震動 (加速度応答スペクトル) に対して(c)で求めた等価粘性減衰定数 h を考慮して, 下式による減衰補正係数を乗じる。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (4-3)$$

さらに, 当該スペクトルと上記(b)で求めた $S_a - S_d$ 曲線の交点を求め, 等価1自由度系の応答値を算定する。

なお, (b)から(d)の手順を踏んで当該応答値を求めるためには iteration が必要である。

(e) 各層, 各部材の応答値の算定およびそれらの限界応答値に対する安全性の検証

手順(d)で得られた応答値 (交点) に相当する (もしくは最も近い) $S_a - S_d$ 曲線上における荷重ステップを求め, それに相当する各層の応答値を MAP 解析結果から得る。

さらに, 各層の変形, あるいは部材の応力・変形がそれぞれの限界値を越えていないことを MAP 解析結果に基づいて検証する。

4.3 損傷評価のためのデータベース

(1) はじめに

建物が要求性能を満たすためには, 部材, とりわけ柱の損傷を如何に評価し, 変形性能を如何に確保するかが鍵となる。古今, 柱の水平載荷実験は非常に多く行われており, 実験データが蓄積されているものの, 体系的に分類整理されていない。本節では, それらのデータの中から, 柱のディテールと塑性変形能力や各種限界状態を関連付けることを試みた。

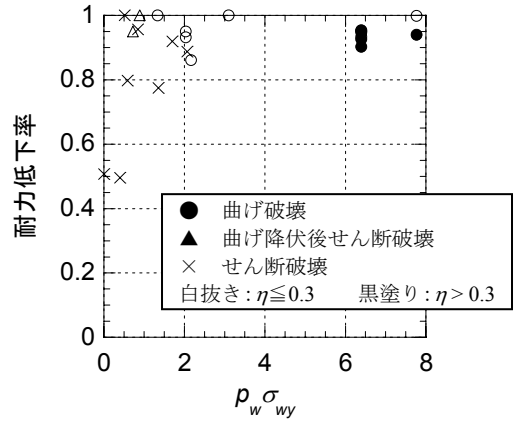


図-4.2 セン断補強量と耐力低下率の関係の一例

(2) データベース

1991年から2008年の本会年次論文集 (1991~1999年は年次論文報告集) に掲載された実験の論文の中から試験体を抽出し, データベースを構築した。そして, ピロティ柱としての性能を見ることを考慮し, 以下の観点に基づき試験体のデータを抽出した。

- ・ピロティ層の柱は水平荷重時に変動軸力を受け高軸力となりやすいことを考慮し, 変動軸力または軸力比 0.2 以上の定軸力下での載荷実験データとする。
- ・ピロティ柱は当然ながら腰壁や垂れ壁が取りつかないので, 短柱にはならない。そこで, シアスパン比 1.5 以上のものとする。袖壁付き柱は除外する。
- ・一般的な規模の建物を想定し, コンクリート強度は概ね 60MPa 級以下のものとする。

(3) データ分析例

収集したデータベースの中から曲げ破壊した試験体および曲げ降伏後にせん断破壊した試験体について, 試験体諸元と変形性能の関係を分析した。一例として, 2003年から2008年の論文から抽出した試験体のせん断補強量 ($\rho_w \sigma_{wy}$) と変形角 1/50 時 (降伏変形角を 1/150 と仮定した場合, 塑性率 3 相当) における耐力低下率の関係を図-4.2 に示す。図には比較のためせん断破壊した試験体もプロットしている。なお, 耐力低下率とは, ここではその変形角における耐力の最大耐力に対する比と定義した。

軸力や引張鉄筋比如何によってもせん断余裕度が変わるため一概には言えないものの, ここに掲載した範囲に限って言えば, $\rho_w \sigma_{wy}$ が概ね 2 を超えれば曲げ破壊型となり, 同様に 3 を超えれば変形角 1/50 において顕著な耐力低下が生じなくなる傾向がみられる。

参考文献:

4-1) 倉本 洋: 多層建物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 580 号, pp.61-68, 2004.6

5. ラーメン高架橋の耐震性能と耐震対策（土木WG）

5.1 はじめに

土木分野で代表的な骨組み構造物として、鉄道でよく用いられるラーメン高架橋がある。鉄道ラーメン高架橋にはいくつかの形式があるが、軌道を受けるスラブおよび梁を柱で支持するビームスラブ式が最も多用されている。この形式は、一体化された梁とスラブが軌道を支持するため、水平部材は比較的大きな耐力を有しており、地震の影響を受ける際には柱の曲げ降伏が先行することが多くなる。土木WGでは、このビームスラブ式のラーメン高架橋を対象として、耐震性能および耐震対策の検討を進めることとした。

5.2 既往の地震被害と耐震性能照査の課題

(1) 柱のせん断破壊

1995年の兵庫県南部地震では、ラーメン高架橋の柱がせん断破壊する被害を受け、多数の高架橋が崩壊に至った。幸い早朝の列車が運行されていない時間に地震が発生したため、人的被害は少なかったが、ラーメン高架橋の柱がせん断破壊した場合に構造物が受ける被害の大きさを認識させられることとなった。

柱がせん断破壊した原因は、建設当時の技術が未熟であったために、当時の設計基準に沿って設計された構造物でも、必要なせん断耐力が確保されていなかったことによるものである。その後、設計基準が改訂され、柱がせん断破壊しないように十分な余裕を持って設計されるようになった。しかし、コストアップを避けるために従来の断面形状を保持したままでせん断補強鉄筋を多量に配置して設計される傾向があり、過密配筋によって施工性が低下する問題が生じている。さらに最近では長スパン化等により鉄筋量が増加する傾向にあるため、適正な設計を実施することが重要となっている。

また、古い設計基準で設計された高架橋にこのような問題があることは以前からある程度明らかになってきたことであったが、既設構造物の耐震対策は遅れがちであった。そこで、兵庫県南部地震の被害を受けて、本格的に対策が実施されることになり、危険度の高い構造物から順次耐震補強が進められている。今後は、強度のばらつきを考慮して、せん断破壊先行となっていなくても、せん断耐力が比較的低く変形性能に劣る柱の補強を進めて行く必要があるものと考えられる。

(2) 柱の曲げ破壊

1995年の兵庫県南部地震では、地震動が大きかったと思われる地域において、柱の曲げ破壊による損傷が生じた。現行の設計基準でも、大規模地震に対しては曲げによる損傷が生じることを前提としているため、今後もこの種の被害が生じることが想定される。

現行の設計基準では、柱がある程度の水平力を保持で

きる変位を終局変位として、塑性変形性能を考慮して設計される。しかし、終局変位は、柱の正負交番載荷試験から設定されており、性能照査の観点から直接的に説明できる限界点とはなっていない。

ラーメン高架橋の場合は、構造物上を列車が走行するため、列車走行性の観点から限界点を定める必要がある。すなわち地震時あるいは地震後の列車走行性を確保することが重要となる。また、部材の損傷を前提としているため、損傷や残留変形の修復に要する費用等を考慮して限界点を設定する必要がある。

なお、現在の設計基準では、部材の耐力低下領域を考慮しているが、降伏耐力まで低下した点を限界としているため、それほど大きな耐力低下を考慮していない。しかし、この領域をさらに考慮していくためには、地震の繰り返しにより耐力が低下する不安定な挙動の定量的評価が必要であり、さらに余震も考慮しておく必要があり、多くの問題が残されている。

(3) 中層梁のせん断破壊

1978年の宮城県沖地震や1995年の兵庫県南部地震では、二層ラーメン高架橋の中層梁がせん断破壊する被害が生じた（図-5.1）。中層梁のせん断破壊は、直ちに構造物の崩壊につながるわけではないため、その是非について検討しておくことは重要である。中層梁がせん断破壊すると、柱の曲げモーメントが大きくなるため、高架橋が大きく変形することが懸念されるが、同時に構造物の固有周期が変化したり柱の変形性能が大きくなったりするため、構造系に対してヒューズ的な効果をもたらすことも考えられる。中層梁のせん断破壊挙動を考慮した既往の地震応答解析により、このような可能性が検討されているが、今後さらに検討を進めて行く必要がある。

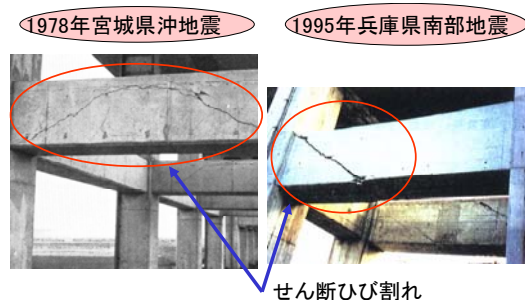


図-5.1 中層梁のせん断破壊

(4) 柱のねじり

駅部や道路交差部などでは、不整形なラーメン高架橋が設計されている場合がある。このような構造物では、柱の剛性や、質量配置のバランスによっては、柱にねじりの影響が生じることが懸念される。最近、ねじりの影響があったと思われる事例が報告されており、柱のねじりの影響が、ラーメン高架橋の耐震性能にどのような影響を与えるのかについて、今後検討していく必要がある

ものと考えられる。

(5) 部材接合部

現行の設計法では、部材接合部は十分に剛なものとして、損傷を受けないことが前提となっている場合が多いが、既往の地震において、ラーメン高架橋の上層梁と柱の部材接合部が損傷した事例が報告されている（図-5.2）。最近の研究では、軸方向鉄筋の定着方法や、部材接合部の形状により、部材接合部が損傷する可能性があることが明らかにされている。従って、場合によっては部材接合部の照査が必要となる場合もあると考えられ、部材接合部に損傷が生じる場合は、これが構造物に及ぼす影響を考慮する必要があるものと考えられる。



図-5.2 部材接合部の損傷

(6) 非構造部材の影響

2004年の新潟県中越地震では、ラーメン高架橋において高架下建物のスラブコンクリートが影響して柱がせん断破壊したと考えられる被害が生じた。これは、既設構造物の耐震診断において、高架下建物等の設備や高架橋本体以外の非構造部材の影響を適切に考慮すべきことを示唆している。一方で、既設構造物の耐震補強を考える場合に、耐荷力が不足するラーメン高架橋において、スラブコンクリートを柱の中間拘束体として利用することで柱を曲げ補強せずに構造物の耐荷力を向上させる方法として利用できる可能性の検討が行われている。

(7) 脱線

2004年の新潟県中越地震では、新幹線が開業以来はじめて脱線する被害が発生した。ラーメン構造物の耐震性能は、崩壊など構造安全性に関する事項が注目されることが多かったが、機能的安全性である列車走行性に対する影響の検討は本来最も重要な照査項目である。現行の設計法においても、列車走行性の検討が行われているが、更なる列車走行性の確保、向上が課題となっている。

5.3 ラーメン高架橋の耐震対策

(1) 構造安全性に関する対策

1995年の兵庫県南部地震では、柱のせん断破壊により高架橋が崩壊し、復旧まで長期間を要することとなった。この教訓から、せん断破壊モードの高架橋柱に対して不足するせん断力を補って曲げ破壊に移行させ、かつ変形

性能を向上させる対策が実施されている。主に柱を鋼板巻き立てする方法が用いられているが、種々の工法が開発され、現地の状況に応じて適用されている。これに伴い、種々の工法による耐震補強後の柱の耐力と変形性能を定量的に評価し、耐震対策された高架橋の耐震性能を照査する方法の検討が進められている。

(2) 列車走行性に関する対策

2004年の新潟県中越地震で走行中の新幹線が脱線した被害に鑑み、高架橋上の列車走行性を向上する対策が検討されている。高架橋の構造だけで列車走行性を向上するには限界があるが、高架橋の要求性能として本来最も重要である機能的安全性について、今後さらに検討を進めて行く必要がある（図-5.3）。

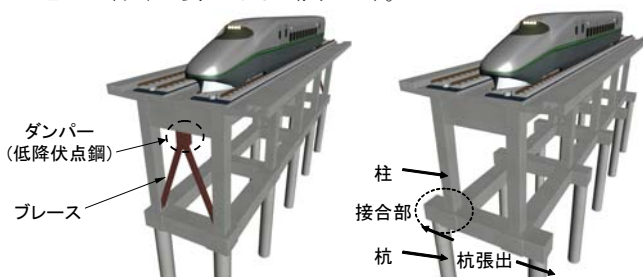


図-5.3 列車走行性に関する対策例

5.4 耐震性能照査の現状と将来

耐震設計は、地震の被害を受けるたびに改善が重ねられてきた歴史がある。最近では、地震観測網の発達や地震発生機構の解明により、巨大な地震が想定されるようになってきている。このため、過去に用いられてきた許容応力度法などの静的設計法や仕様設計では構造物の耐震性能を説明できなくなってきており、構造物の動的応答に基づく性能照査が必要不可欠となっている。

鉄道構造物の設計法は、1995年の兵庫県南部地震を契機として改訂が進められ、性能照査型設計法が採用されており、ラーメン高架橋にも適用されている。性能照査においては、構造物の地震時応答をありのままに表現することが求められるが、現在の技術では適用範囲に限界があり、更なる検討の余地がある。

将来像として目指す方向としては、あらゆる構造物に適用可能で、いかなる地震動に対してもありのままの挙動を表現できる応答値算定法と、要求性能に基づいた合理的な限界値設定法を整備し、これに基づく性能照査を実施することである。これにより、応答値算定方法に関しては土木、建築の区別なく適用でき、それぞれの構造物の機能に応じた限界値設定法を設定することになり、課題が明確になるものと考えられる。

謝辞：

本報告書の作成に当たっては、各WGの幹事・委員の方々に多大なご協力を頂きました。記して謝意を表します。