

危機耐性を高める自重補償構造の提案と成立性

西村 隆義¹・室野 剛隆²・本山 紘希³・五十嵐 晃⁴

- ¹正会員 工修 (株) ジェイアール総研エンジニアリング
(〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38)
- ²正会員 工博 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
- ³正会員 工修 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
- ⁴正会員 Ph.D. 京都大学 防災研究所
(〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

1. はじめに

我が国は地震活動度の高い国であり、構造物の地震時の安全性を高めるために様々な技術が開発されてきた。例えば、鉄筋コンクリート構造物では、より変形性能が大きくなるように帯鉄筋を多く配置することや、高強度材料や免震・制震装置等の開発により、その安全性は飛躍的に向上している。しかし、従来の耐震設計法は、設計地震動に対して構造物が所定の安全性を確保するように設計されていたため、万一、設計地震動を超える地震が発生した場合には、何ら補償されていないのが現状である。そこで、平成24年に改訂された鉄道構造物設計標準（耐震設計編、以降耐震標準と呼ぶ）¹⁾では、設計地震動を超える地震が発生しても破滅的な状態に至らないことを要求する「危機耐性」の概念が導入された。本論文では、危機耐性を高める構造形式として自重補償構造を提案し、そのコンセプトを示すとともに、高架橋を対象とした解析検討を実施して、その成立性について検証した。

2. 自重補償構造のコンセプト

危機耐性とは、設計地震動を超える地震が発生した場合にも破滅的な状態に至らないことを要求する性能である。これは設計地震動が、耐震標準¹⁾において、物理的に考えられる最大の地震ではなく経済性も勘案して社会的にも妥当とされる範囲で設定された「最大級の地震」として定義されているが、稀に発生する可能性のある設計地震動を超える地震の

存在は否定できないため、設定された新しい概念である。

橋梁および高架橋の場合、破滅的な状況とは、想定以上の損傷が生じて桁等の上部工がこれを支持する橋脚や柱等の鉛直方向部材から落下する状態、すなわち落橋と解釈することができる。したがって、危機耐性を確保するためには、想定外の地震が発生することにより、想定以上の損傷が鉛直方向部材に生じて上部工を支持する性能を保持して、落橋を確実に回避することが必要となる。提案する自重補償構造は、柱や橋脚などの鉛直方向の部材が破壊（過度に損傷）しても、上部工等を支持するための鉛直支持性能を喪失しない「自重補償部材」を設けることで危機耐性を高める構造形式である。橋脚や高架橋では、橋脚や柱などの鉛直方向の部材で桁等の上部工を支持しており、これらの橋脚や柱は耐震設計がされている（ここでは「従来柱」と呼ぶ）。自重補償部材とは、地震時の慣性力（水平力）に対

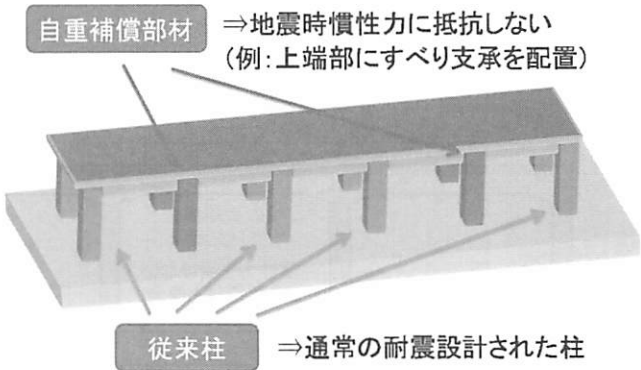


図-1 提案構造のラーメン高架橋における適用例

して抵抗しないものの、従来柱が破壊した時に機能を発揮する部材であり、従来柱で支えきれなくなった上部工等を支持することを補償し、構造物が崩壊することを防止するための部材である。

図-1 にラーメン高架橋における適用例を示す。まず、自重補償部材がないものとして通常の耐震設計を行い、設計地震動に対する安全性を担保する（図-1 中の青い柱、従来柱）とともに、自重補償部材（図-1 中の赤い柱）には地震時慣性力が伝達しないように設計する（例えばすべり支承を配置する）。自重補償部材には地震時慣性力が伝達しないので、万一想定外の地震が作用して従来柱が破壊しても、自重補償部材は健全な状態が残るため、構造物は鉛直支持性能を喪失しない状態を保つことが可能である。なお、橋脚のように1本もしくは2本の従来橋脚で桁等の上部工を支持している場合は、これらの柱とは別に自重補償部材を構築することで、危機耐性を高めることが可能である。

このように提案する自重補償構造は、設計地震動に対しては従来と同様の安全性を担保することを前提とし、仮に設計地震動を超える地震動が作用しても鉛直支持性能を喪失しないことに特徴がある。

3. 自重補償構造の成立性の検証

提案構造の成立性を検証するため、鉄道のラーメン高架橋を対象とした動的解析を実施した。対象構造物の概要を図-2 に示す。対象構造物は、1層5径間のラーメン高架橋で、杭基礎（杭径 1.0m、長さ 20m）に支持されている。柱の断面寸法は 0.85m×0.85m で高さは 5.5m であり、配筋を含めて全ての柱で同一である。支持地盤は、N 値が 10～20 程度が堆積した地盤で、耐震標準¹⁾における G3 地盤（良好な地盤）に相当する。

表-1 に解析ケースを示す。Case1 は通常の耐震設計が実施された構造物である。Case2 と Case3 は提案する自重補償構造で、2 列目と 5 列目の柱を自重

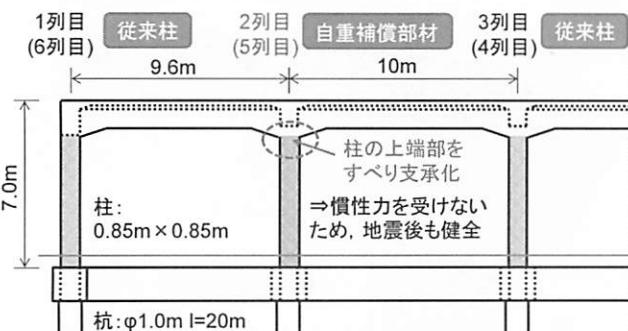
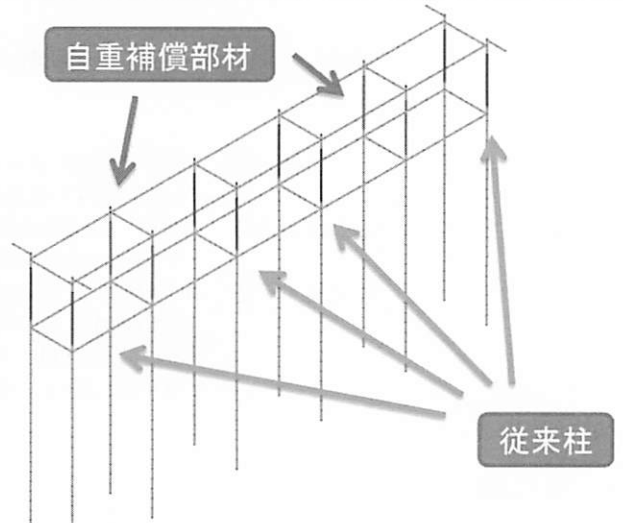


図-2 対象構造物

表-1 解析ケース

Case	構造形式	従来柱の鉄筋量	
		引張鉄筋	帯鉄筋
1	通常の耐震設計	D32×5本	D19-1組-150ctc
2	自重補償構造 (柱6本中2本が 自重保障部材)	D32×5本	D19-1組-150ctc
3		D32×7本	D19-1組-100ctc



補償部材として設定することで危機耐性を高めた。自重補償部材は、柱の上端部にすべり支承を配置することを想定した。Case2 は、Case1 の条件と同様で、2 列目と 5 列目の柱を自重補償部材に変更したケースである。Case3 は、Case2 の通常柱の配筋を変更したケースで、Case2 よりも鉄筋量を増加させ、引張鉄筋は 5 本から 7 本、帯鉄筋の間隔を 150mm から 100mm に変更した。

解析は各ケースごとに、①固有値解析による振動特性の把握、②静的非線形解析による荷重変位関係の把握、③動的解析による応答値の算定と性能照査を実施した。

解析モデルは、耐震標準¹⁾に示される一体型モデルを用いた。また、自重補償構造を設けた場合は、柱の剛比が異なるために挙動が複雑になることが想定されることから、3 次元モデルを用いることとした。図-3 に解析モデルを示す。構造部材は梁要素でモデル化した。杭と地盤の相互作用は、地盤の抵抗特性をモデル化したばね要素を配置することでモデル化した。質量は各節点に分割して与えた。部材

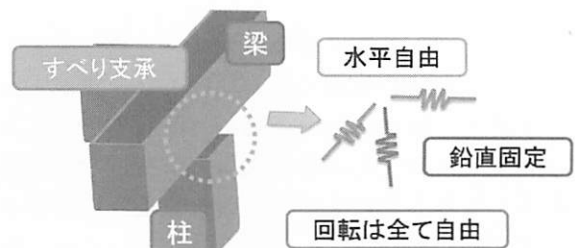


図-4 すべり支承のモデル化

の非線形特性はモーメントー曲率 ($M-\phi$) 関係で与え、骨格曲線はひび割れ、降伏、最大耐力の3点を表現するトリリニアモデルを用いた。軸力変動は考慮していない。履歴特性は修正武田モデル²⁾を適用した。地盤ばねの非線形特性は、耐震標準¹⁾に準じてモデル化した。

図-4 に自重補償部材に用いるすべり支承のモデル化イメージを示す。すべり支承は、ばね要素でモデル化するものとした。ばねの諸元は、一般に摩擦力をモデル化するが、本検討では従来柱の負担を大きくするように、水平および回転方向は自由、鉛直

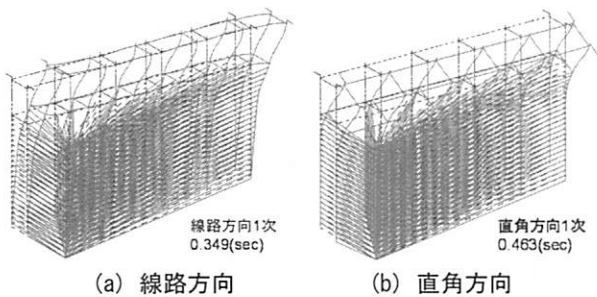


図-5 固有値解析結果 (Case1)

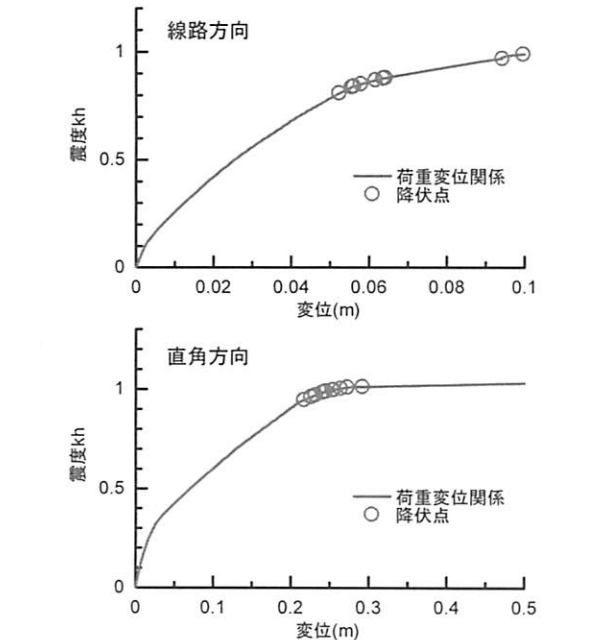


図-6 荷重変位関係 (Case1)

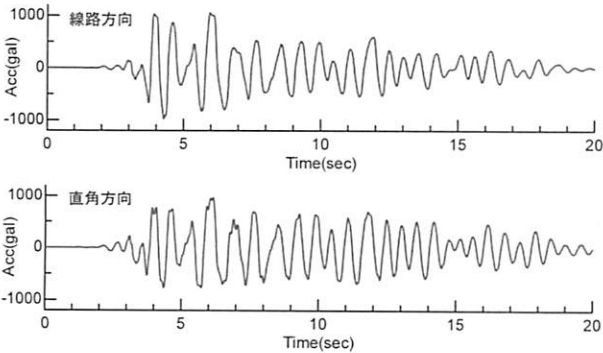


図-7 応答加速度波形 (Case1)

方向は固定となるように設定した。
減衰はレーリー減衰で与え、0.3Hz と 5Hz で 3% となるように設定した。入力波は耐震標準¹⁾に示される設計地震動 (L2 地震動スペクトル II)を用いた。

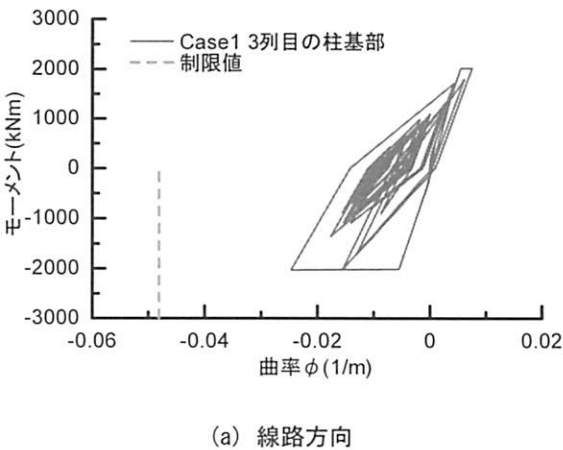
4. 解析結果

(1) Case1

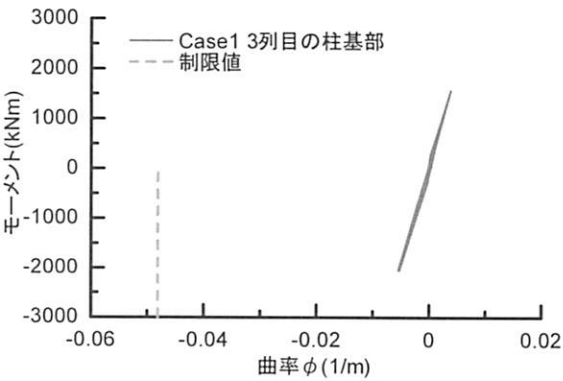
Case1 の解析結果を示す。図-5 に線路方向および直角方向の1次振動モードを示す。振動数は線路方向で 0.349sec, 直角方向で 0.463sec である。

図-6 に静的非線形解析による荷重変位関係と柱の降伏点を示す。線路方向の結果は、降伏震度 (最初に柱が降伏する震度) $k_{hy}=0.81$ で、2列目の柱が降伏した。その他の柱についても震度 $k_h=1.0$ までに降伏した。最大震度は約 1.1 である。線路直角方向の結果は、降伏震度 $k_{hy}=0.95$ で、3列目および4列目の柱が降伏した。その他の柱についても震度 $k_h=1.1$ までに降伏した。最大震度は約 1.1 である。

動的解析の結果を示す。図-7 に高架橋天端の応答加速度波形を示す。線路方向の結果は、最大応答加速度が 1050gal であり、約 850gal の応答を示した



(a) 線路方向

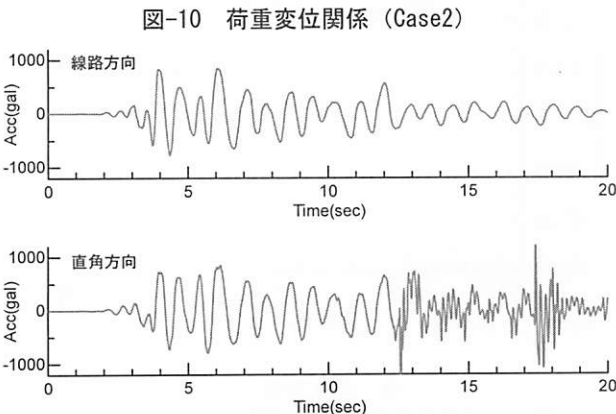
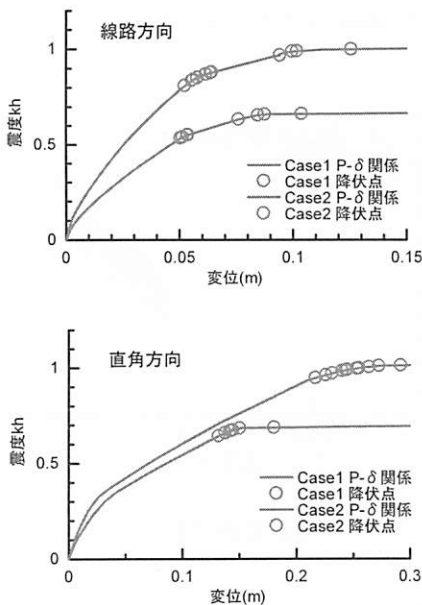
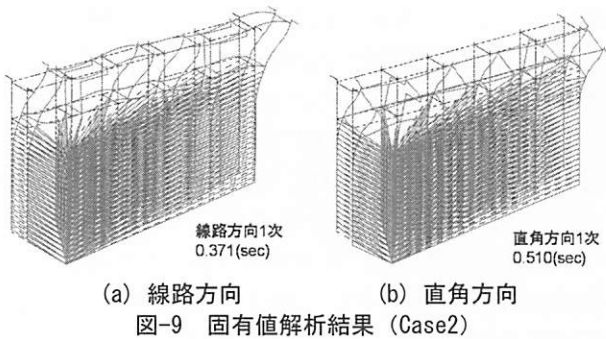


(b) 直角方向

図-8 柱の応答結果 ($M-\phi$ 関係 : Case1)

3.9sec 付近で柱が降伏した。この結果は、静的非線形解析の結果の降伏震度 ($k_{hy}=0.81$) と概ね整合する。直角方向の結果は、最大応答加速度が 970gal であり、約 950gal の応答を示した 6.0sec 付近で柱が降伏した。この結果も、静的非線形解析の結果の降伏震度 ($k_{hy}=0.95$) と整合する。

図-8 に柱の応答結果 ($M-\phi$ 関係) を示す。対象は、損傷が大きい 3 列目の柱の基部とした。また、耐震標準 Ⅱ) における柱部材の照査では曲率 ϕ が指標となるため、 ϕ の制限値 (最大耐力時) を併せて示した。線路方向の結果は、降伏に達してはいるもの



の最大曲率は $0.025m^{-1}$ であり制限値の 1/2 程度の結果となった。直角方向の結果は、降伏点を少し超過する程度であった。

上記の結果より、通常の耐震設計が実施された Case1 は、耐震性能を満足することが確認できた。

(2) Case2

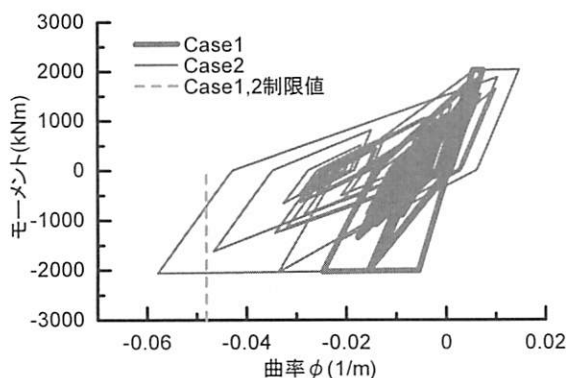
自重補償構造とした Case2 の解析結果を示す。図-9 に線路方向および直角方向の 1 次振動モードを示す。Case2 は、柱の 2 列目と 5 列目を自重補償部材であり、上端部がすべり支承化しているのが確認できる。振動数は、線路方向で 0.371sec, 直角方向で 0.510sec であり、Case1 より長周期化している。

図-10 に静的非線形解析による荷重変位関係と柱の降伏点を示す。図には比較のため Case1 の結果も示した。線路方向の結果は、降伏震度 $k_{hy}=0.53$ で 3 列目の柱が降伏した。降伏震度は、Case1 と比べると 35%程度低下している。その他の柱についても震度 $k_h=0.65$ までに降伏した。最大震度は約 0.65 である。また、Case2 は Case1 と比べて剛性低下の程度も大きい。線路直角方向の結果は、降伏震度 $k_{hy}=0.65$ で、3 列目および 4 列目の柱が降伏した。これは、Case1 と比べると 32%程度低下している。その他の柱についても震度 $k_h=0.7$ までに降伏した。最大震度も約 0.7 である。Case2 は、Case1 に比べて慣性力に抵抗する 12 本の柱のうち 4 本を自重補償部材に変更したため、剛性および耐力も 1/3 低下すると考えらえる。線路方向および直角方向の降伏震度の低下率は、柱の剛性および耐力の低下率と整合していることがわかる。

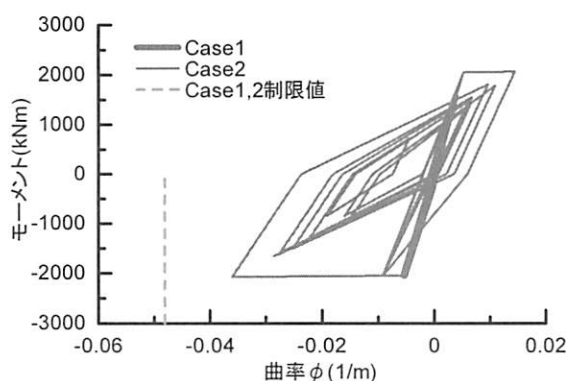
次に動的解析の結果を示す。図-11 に高架橋天端の応答加速度波形を示す。線路方向の結果は、最大応答加速度が 850gal であり、約 550gal の応答を示した 3.9sec 付近で柱が降伏した。この結果は、静的非線形解析の結果の降伏震度 ($k_{hy}=0.53$) と整合する。直角方向の結果は、最大応答加速度が 750gal であり、約 730gal の応答を示す 4.0sec 付近で柱が降伏した。この結果も、静的非線形解析の結果の降伏震度 ($k_{hy}=0.65$) と概ね整合する。

図-12 に柱の応答結果 ($M-\phi$ 関係) を示す。対象は、Case1 と同様に損傷が大きい 3 列目の柱の基部とした。図には制限値と、比較のため Case1 の結果をあわせて示した。線路方向の結果は、最大曲率が $0.058m^{-1}$ であり制限値を超過する結果となった。一方、直角方向の結果は、最大曲率が $0.037m^{-1}$ であり制限値の 3/4 程度の結果となった。

上記の結果より、自重補償構造として通常柱の諸



(a) 線路方向



(b) 直角方向

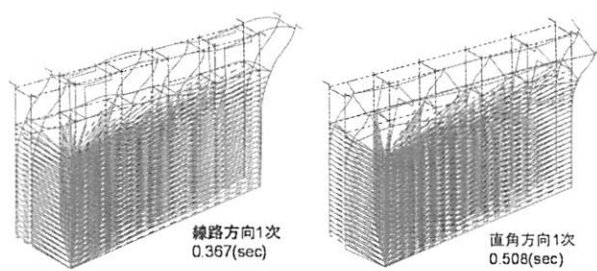
図-12 柱の応答結果 ($M-\phi$ 関係:Case2)

元を変更していない Case2 は、線路方向について耐震性能を満足しないことが確認できた。これは、慣性力に抵抗する 12 本の柱のうち 4 本を自重補償部材に変更したため、従来柱の負担が増大したことによると考えられる。

(3) Case3

自重補償構造とした上で、通常柱の配筋を増やした Case3 の解析結果を示す。図-13 に線路方向および直角方向の 1 次振動モードを示す。Case3 は、Case2 の配筋に、2 列目と 5 列目の柱上端部がすべり支承化しているのが確認できる。振動数は、線路方向で 0.367sec, 直角方向で 0.508sec であり、Case2 と概ね一致している。

図-14 に静的非線形解析による荷重変位関係と柱の降伏点を示す。なお、直角方向については、Case2 でも耐震性能を満足していたため、ここでは線路方向についてのみ結果を示す。図には比較のため Case1 および Case2 の結果も示した。線路方向の結果は、降伏震度 $k_{hy}=0.70$ で 3 列目の柱が降伏した。降伏震度は、Case1 と比べると 14%程度低下しているが、Case2 と比べると 32%程度増加している。そ



(a) 線路方向 (b) 直角方向
図-13 固有値解析結果 (Case3)

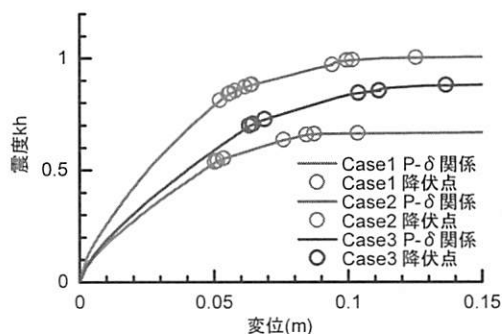


図-14 荷重変位関係 (Case3)

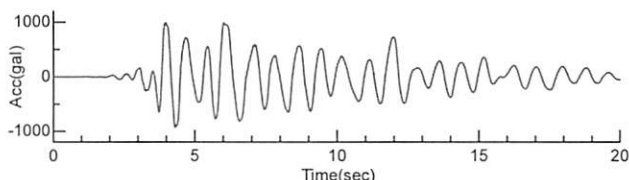


図-15 応答加速度波形 (Case3)

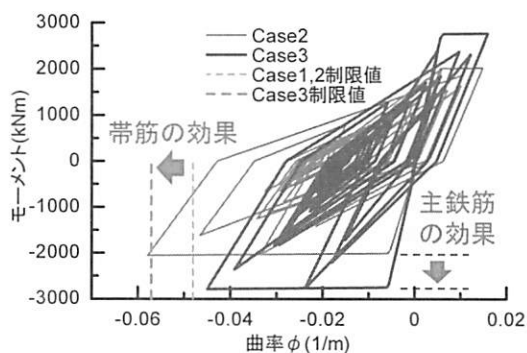


図-16 柱の応答結果 ($M-\phi$ 関係:Case3)

他の柱についても震度 $k_h=0.90$ までに降伏した。最大震度は約 0.90 である。

次に動的解析の結果を示す。図-15 に高架橋天端の応答加速度波形を示す。線路方向の結果は、最大応答加速度が 960gal であり、約 730gal の応答を示した 3.9sec 付近で柱が降伏した。この結果は、静的非線形解析の結果の降伏震度 ($k_{hy}=0.70$) と整合する。

図-16 に柱の応答結果 ($M-\phi$ 関係) を示す。対象は、3 列目の柱の基部とした。図には制限値と、比較のため照査を満足しなかった Case2 の結果をあわ

せて示した。ここで、Case3 は Case2 と比較すると降伏モーメントが増加しているが、これは柱の引張鉄筋を増加させたことによる影響である。また、制限値も大きいが、帯鉄筋を増加させたことに伴い、じん性も増加したことによるものである。Case3 は、最大曲率は 0.045m^{-1} であり制限値に収まる結果となった。

上記の結果より、自重補償構造で通常柱の鉄筋を増加させた Case3 は、耐震性能を満足することが確認できた。

このように危機耐性を高める自重補償構造を適用した場合は、慣性力による負担が大きくなるために従来柱の耐力を増加させる必要があるが、帯鉄筋を増加させじん性を十分に持たせ、引張鉄筋を 1,2 本増やす程度で、前提となる設計地震動に対する安全性を満足させることが可能である。

ここで、図-17 に Case1 と Case3 の荷重変位関係を再掲する。Case1 は、約 0.5m でほとんどの柱が終局に達するが、Case3 は自重補償柱が健全な状態を保ち続けるため、危機耐性についても向上が期待できる。

なお、提案構造の施工費は、従来柱の鉄筋を増加させる必要がある一方で、慣性力に抵抗しない自重補償部材は鉄筋を大幅に削減できるため、通常の構造物と比較しても同等と想定できる。

5. おわりに

本論文では、自重補償構造のコンセプトを示し、解析により成立性を検証した。その結果、以下に示す知見を得た。

1. 自重補償部材を設けることで、万一想定以上の地震が作用して従来柱が破壊しても、構造物は破滅的な状況、すなわち落橋のリスクを減らすことが可能である。
2. 自重補償構造は、通常の耐震設計されたラーメン構造よりも慣性力に抵抗する従来柱が減っているが、従来柱の鉄筋を増やす程度で設計地震動に対する安全性を満足させた上で、危機耐性を高めることが可能である。また、施工費の観点でも通常の構造物と同等と想定できる。

参考文献

- 1) (公財)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)，丸善，2012.9，
- 2) 武田寿一：鉄筋コンクリート建物の動的計算，コンク

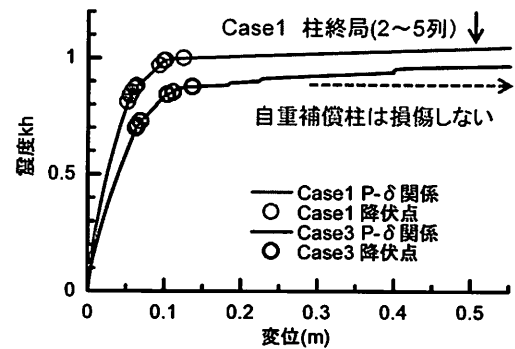


図-17 荷重変位関係 (Case1 および 3)

リートジャーナルVol.12, No.8, pp.33-41, 1974