

内巻きスパイラル筋 RC 柱を有する鉄道高架橋の動的非線形解析による終局耐力の推定

中村 渚¹・水谷 司²・長山 智則³

¹学生会員 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

E-mail:nakamura@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

²正会員 東京大学大学院助教 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

E-mail: mizutani@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

³正会員 東京大学大学院准教授 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

E-mail: nagayama@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

近年、耐震性能向上のために鉄道ラーメン高架橋のRC柱の軸方向鉄筋内側にスパイラル状の鉄筋（内巻きスパイラル筋）が配置され始めている。それにより、柱の靱性率が飛躍的に向上することはわかっているが、高架橋全体が終局に至るほどの地震動の大きさや特性の詳細は明らかになっていない。そこで、本研究では内巻きスパイラル筋RC柱の材料非線形性を考慮した高架橋の三次元骨組み構造モデルを構築し、様々な地震動を増幅倍率を掛けて入力することで高架橋全体の終局耐力を推定した。これにより、内巻きスパイラル筋RC柱を有する既設の鉄道ラーメン高架橋が高い耐震性能をもつことを示すとともに、柱の靱性率と終局時の地震動の大きさとの相関関係を明らかにした。

Key Words : spiral rebar, railway viaduct, seismic performance, ultimate strength, nonlinear dynamic analysis

1. 研究背景と目的

わが国は地震大国であり、社会インフラの地震対策を常に行う必要がある。その中でも、交通ネットワークの要である鉄道構造物については、耐震性能を向上させるだけでなく、地震後の被害状況を予測し、早期復旧を行うために予めその耐力を推定しておくことが重要である。

平成23年に発生した東北地方太平洋沖地震において、東北地方を中心とした鉄道高架橋の被害が多数報告された¹⁾。図-1 (a) に示すように仙台市太白区長町に位置する新幹線高架橋にも一部の柱で曲げせん断損傷が発生した。しかし、この区間の新幹線高架橋と並走している図-1 (b) の在来線高架橋には、軽微な損傷しか見られなかった。この被害の差異は、新幹線高架橋は昭和53年に発生した宮城県沖地震以前の「鉄道構造物等設計標準 - 耐震設計」(以下、耐震基準) に基づき設計されているのに対して、

在来線高架橋は平成7年兵庫県南部地震後に改訂された新しい耐震基準に基づき設計されており耐震性能が向上しているためであると考えられる。当地域の在来線高架橋は、新しい耐震基準により耐震性能が向上しているのに加え、内巻きスパイラル筋による補強も行われている。この補強方法は、鉄筋コンクリート製柱（以下、RC柱）の耐震性能を向上さ



(a) 新幹線高架橋¹⁾



(b) 在来線高架橋
(2013年12月 著者撮影)

図-1 東北地方太平洋沖地震による長町地域の高架橋の被害状況の比較

せる技術の一つであり、図-2に示すように、柱の上下の1D区間（D：有効断面高さ）に、従来の軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋を配置する方法に加えて、軸方向鉄筋の内側にスパイラル状に加工した鉄筋を配置する方法である。この補強により、大規模地震時に軸方向鉄筋がはらみだし、柱表層のコンクリートが剥落した後も、内巻きスパイラル筋に拘束されたコンクリートが残存するため耐震性能が向上する。内巻きスパイラル筋は、鉄道高架橋の設計標準には規定されていない技術であるが、既に一部の鉄道高架橋では取り入れられている。

石橋ら³⁾は、スケールモデルを用いた交番載荷試験の結果から、内巻きスパイラル筋RC柱が通常のRC柱に比べて高い変形性能を持つことが明らかにしている。図-3に、通常のRC柱と内巻きスパイラル筋RC柱の骨格曲線の比較をした概念図を示した。内巻きスパイラル筋RC柱では、通常のRC柱と比べ、最大耐力点に至った後の荷重低下率が緩やかになり、部材の靱性率が向上する。

内巻きスパイラル筋RC柱の地震時変形性能の定量的な評価手法⁴⁾は提案されており、柱部材単体の耐力の評価は既往研究によっても行われている。しかし、内巻きスパイラル筋RC柱を有するラーメン高架橋全体がどの程度の地震動にまで耐えられるのか、すなわち終局状態に至る地震動の大きさは明らかになっていない。そこで、本研究では、著者らのグループが開発しているプログラムISAS(Interactive Simulator and Analyzer for Structures)⁵⁾を用いて、動的非線形解析により内巻きスパイラル筋RC柱を有するラーメン高架橋が終局に至る地震動の大きさの定量的な評価を行った。同時に、内巻きスパイラル筋による部材の靱性率の変化が高架橋全体の耐力に与える影響についても明らかにした。

2. 内巻きスパイラル筋 RC 柱を有する高架橋の三次元骨組構造モデルの構築

実際に内巻きスパイラル筋RC柱が用いられている既設の高架橋について、図面、設計計算書を基に骨組み構造モデルを構築した。モデルの柱部分には内巻きスパイラル筋RC柱の復元力特性を表した復元力モデルを入力した。また、モデルの妥当性を検証するために、東北地方太平洋沖地震の際に発生した高架橋の被害とシミュレーション結果との比較を行った。

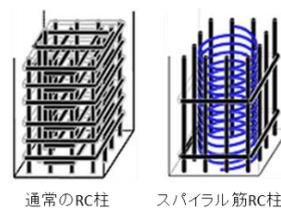


図-2 内巻きスパイラル筋の配筋イメージ²⁾

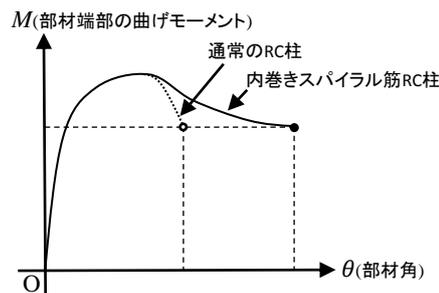


図-3 通常のRC柱と内巻きスパイラル筋RC柱の骨格曲線の比較のための概念図

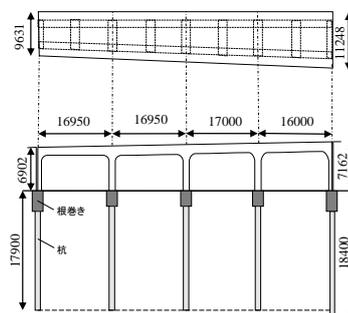


図-4 対象高架橋のLG方向簡略図

(1) 対象高架橋

本研究で解析の対象とするのは、宮城県仙台市太白区長町に位置する東北本線長町高架橋の一つのブロックである。これは、東北新幹線の高架橋において典型的な構造の1層ラーメン高架橋である。柱の上下の1D区間には内巻きスパイラル筋が配置されている。図-4に橋軸方向（以下、LG方向）の簡略図を示す。桁上面は、図の左から右に緩やかな上り傾斜を有している。また、図の左から順に幅員が広がっている。このように、対象橋梁は構造的な非対称性を有しており、ねじれ等の三次元的挙動の影響を正確に考慮するために、三次元モデルを構築した。

(2) 高架橋のモデル化

図-5が構築した、ノード数236、要素数239の三次元骨組モデルである。それぞれの要素は軸剛性、曲げ剛性、せん断剛性を有する梁要素である。梁と柱の接合部のノードを片端にもつ要素と杭の根巻き部にあたる要素は他の部材に比べて十分に剛性が大きいと見做して剛域として扱った。断面B~Fは橋軸直角方向（以下、TR方向）の各断面を表す。各要素が有する断面諸元は表-1に示した。地盤の復元力特性は、鉄道構造物等設計標準・同解説-基礎構造物⁶⁾（以下、基礎標準）に従い、杭基礎部の各節点に挿入した鉛直、水平、回転方向の集中ばねで表現した。

各集中ばねのばね定数には、高架橋建設に際して、当該地域周辺で実施された標準貫入試験のN値のデータから求められた設計値を用いた。ブロック中間部およびブロック端部の杭周辺におけるばね定数の分布を図-6に示した。回転ばねは杭先端の最深部にのみ挿入し、そのばね定数はグラフ下に示した。地盤ばねはTR方向断面の2本の杭に等しく挿入し、水平ばねについてはX軸方向、Y軸方向に、回転ばねについてはX軸回り、Y軸回りに等しく挿入した。また、基礎標準⁶⁾に従い、地震時の解析においては杭の水平変位が大きくなり杭周面の鉛直せん断地盤抵抗が十分に期待できないことから、杭上部の一定区間における鉛直ばね定数は0とした。本

研究では、簡単のため地盤ばねを線形と仮定して解析を行った。

(3) 内巻きスパイラル筋を有する部材の材料非線形性の考慮法⁷⁾

骨組解析において塑性域を含んだ解析をする場合、線材としてモデル化した棒部材の節点力と節点変位の関係を非線形復元力モデルにより定義する

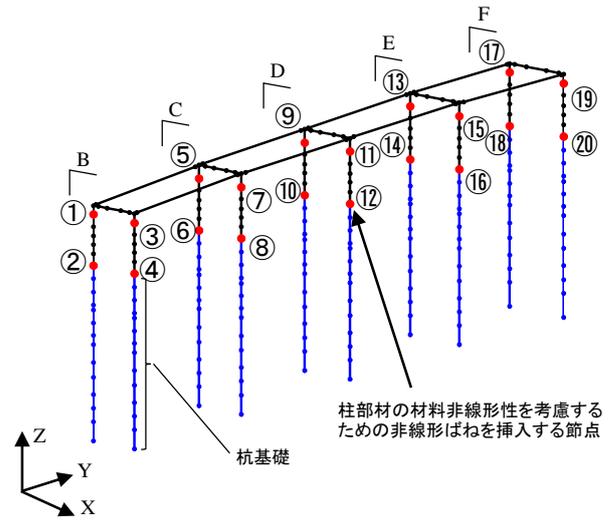
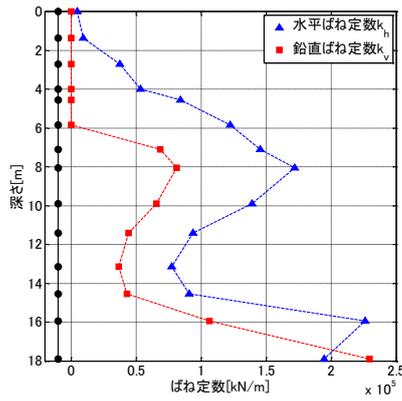


図-5 高架橋の骨組み構造モデル全体図

表-1 各要素の断面諸元

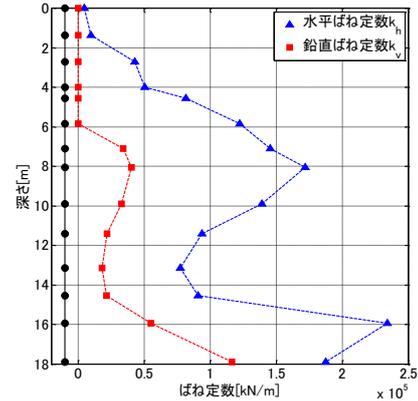
	部材	断面積 A [m ²]	断面2次モーメント I _y [m ⁴]	断面2次モーメント I _z [m ⁴]	ヤング率 E [kN/m ²]
断面B	上層梁	3.12	0.478	24.7	2.65×10 ⁷
	柱	0.960	0.115	0.115	
断面C	上層梁	5.68	0.785	102	
	柱	1.44	0.172	0.172	
断面D	上層梁	5.69	0.785	102	
	柱	1.44	0.172	0.172	
断面E	上層梁	5.57	0.781	93.8	
	柱	1.44	0.172	0.172	
断面F	上層梁	3.00	0.472	21.2	
	柱	0.960	0.115	0.115	
B-C間	上層梁	3.78	0.938	14.3	
C-D間		3.85	0.947	15.1	
D-E間		3.96	0.961	16.5	
E-F間		4.09	0.978	18.3	
杭		1.32	0.140	0.140	2.48×10 ⁷
剛域		1.00×10 ³	1.00×10 ³	1.00×10 ³	1.00×10 ¹⁶

ここで梁部分の要素局所座標系(x, y, z)はx軸を要素の軸方向にとる右手座標系であり、グローバル X 軸あるいはグローバル Y 軸の増加方向をx軸の正方向とする。y軸は X-Y 平面に平行にとり、グローバル Z 軸の増加方向をz軸の正方向とする。



杭先端回転ばね定数 k_r : 1.73×10^4 [kN · m/rad]

(a) ブロック中間部



杭先端回転ばね定数 k_r : 8.64×10^3 [kN · m/rad]

(b) ブロック端部

図-6 地盤ばね定数の分布 (図中左端の黒点は杭部分のノード配置を示す)

のが一般的である. 復元力モデルとして曲げ剛性を定義する場合には, 「部材断面の曲げモーメントと曲率の関係 ($M - \phi$ 関係)」, または「部材端部の曲げモーメントと部材角の関係 ($M - \theta$ 関係)」の2通りの方法が用いられる. 今回対象としているラーメン高架橋の柱のように部材に沿って曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合, 塑性化する場所が部材端部に集中するため, 部材の非線形性を部材端部の回転ばねの $M - \theta$ 関係で表す方法(材端剛塑性ばね法)を用いることができる. 実際の地震時において柱の上下1D区間に被害が集中することから, 材料非線形性を考慮する部材は柱部材上下の1D区間とした. それ以外の高架橋の梁や杭部分の部材については地震の影響を受けても塑性化しないと考え, 材料非線形性については考慮しない線材として扱った.

図-7に高架橋地上部のモデルのTR方向一断面のノード配置図を示す. 非線形要素は上下の1D区間にあたる要素とし, 実際に高架橋の柱で内巻きスパイラル筋が配置されている箇所である. さらに要素両端のノードのうち, 塑性ヒンジが発生しうる箇所をモーメントがより大きくなる外側のノードに限定した. モデル全体のノードのうち, 非線形ばねを挿入したのは図-5内の赤点と番号で示した20箇所とした.

(4) 内巻きスパイラル筋RC柱の非線形復元力特性

RC 部材の $M - \theta$ 関係を表現する骨格モデルとしては, 図-8に示すような3折れ4勾配のテトラリニア型を用いた. 骨格曲線の各折れ点は, 曲げひび割れ発生時点をひび割れ点 C 点, 最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達する時点を降伏点 Y 点, 降伏後到達する最大水平荷重程度を維持する点を

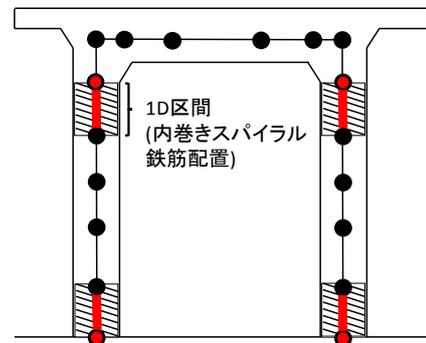


図-7 高架橋地上部のノード配置図 (TR方向)

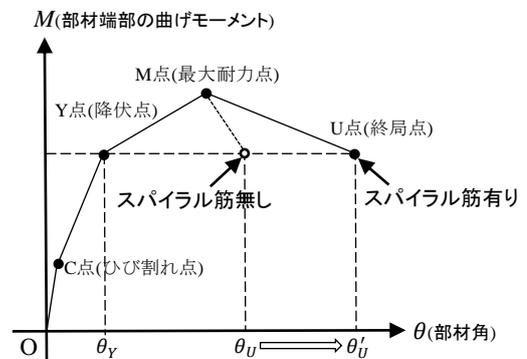


図-8 テトラリニア型骨格曲線

最大耐力点 M 点, 荷重一載荷点変位曲線の包絡線において降伏荷重の計算値を下回らない最大変位を終局点 U 点としてモデル化した. 既往研究では, 内巻きスパイラル筋 RC 柱の復元力モデルとして M 点以降の緩やかな荷重低下を表現した 4 折れ 5 勾配の骨格曲線を有するものが提案されている⁸⁾. しかし, 本研究においては, 内巻きスパイラル筋による補強効果を簡便に評価するために, その効果が骨格曲線の M 点以降の負勾配にのみ反映されるテトラリニア型モデルを用いた. 内巻きスパイラル筋

を用いた場合は、通常の RC 柱の骨格曲線と比較して M 点以降の負勾配が緩やかになり部材の粘り強さを表す靱性率が増加することがわかっている。木野ら⁹⁾は交番載荷試験の結果から内巻きスパイラル筋 RC 柱の骨格曲線の算定式を提案しており、設計時にもこの式が使用された。算定式の内、図-8の終局点の等価回転角 θ_U を定める式が式(1)~(3)である。

$$\rho_r = A_r / (R_a \cdot S_r) \quad (1)$$

ここで、 A_r ：内巻きスパイラル筋の断面積[cm²]
 R_a ：内巻きスパイラル筋のらせん直径[cm]
 S_r ：内巻きスパイラル筋のらせんピッチ[cm]

$$\theta_U = \theta_{up} + \theta_{u1} \quad (2)$$

ここで、 θ_{up} ：降伏荷重維持最大変位時の回転角[rad]
 θ_{u1} ：U 点での軸方向鉄筋の抜け出しによる部材端回転角[rad]

$$\theta_{up} = (0.184\rho_r f_{ry} + 0.395) \cdot \{-0.134(N/N_b) + 0.157\} \quad (3)$$

ここで、 N ：作用軸力[kN]
 N_b ：釣合い軸力[kN]
 f_{ry} ：内巻きスパイラル筋の降伏強度[N/mm²]

式(3)で内巻きスパイラル筋による効果をらせん補強度 $\rho_r \cdot f_{ry}$ として定義しており、らせん補強度が大きくなると、 θ_U は大きくなり、内巻きスパイラル筋 RC 柱が高い変形性能、すなわち高い靱性率を持つこととなる。本研究では、柱の靱性率の違いが高架橋の耐力に与える影響を明らかにするため、式(1)の内巻きスパイラル筋のらせんピッチ S_r をパラメータとして、柱の靱性率の異なる 6 パターンのモデルを作成した。作成したモデルの S_r は設計値である 1.9 cm に加えて、内巻きスパイラル筋を疎に配置した場合を想定して、2.85 cm、3.8 cm、7.6 cm、15.2 cm とし、1 つのモデルについては内巻きスパイラル筋の効果の無い場合、すなわち通常の RC 柱の場合も想定して $S_r \rightarrow \infty$ とした。また、断面の諸元と配筋法が端部柱と中間柱の 2 方向 (TR 方向、LG 方向) についてはそれぞれ異なるため、異なる骨格曲線を使用した、つまり一つのモデルにつき計 4 種類の骨格曲線を用いることとした。なお、全ての箇所軸方鉄筋の抜け出しについて考慮した。図-9に全ての骨格曲線を同時に図示した。ここでは、式

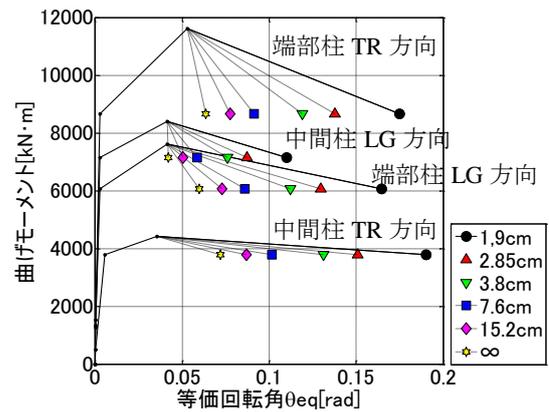


図-9 らせんピッチをパラメータとして作成したそれぞれのモデルの骨格曲線モデル

(3)の N については初期軸力を用い、载荷中の軸力変動による骨格曲線の更新は考慮していない。

線材モデルで表現した部材の挙動を動的非線形解析により追跡する際、部材の骨格モデルとともに、地震動の繰り返しによる剛性の低下を表現する履歴則を設定する必要がある。本研究の履歴則には、鉄道構造物等設計標準・同解説 - 耐震設計¹⁰⁾ (以下、設計標準) に定義されている剛性低減履歴特性を用いた。

(5) 解析条件

動的解析には、直積積分法である Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) を用い、積分時間間隔は 0.001 秒とした。減衰マトリクスについては、設計標準¹⁰⁾ に従いレーリー減衰を使用した。レーリー減衰の比例係数の算定には、有効モード質量の大きい順に 2 次モードと 1 次モードの固有円振動数およびモード減衰定数を用いた。ただし、モード減衰定数にはひずみエネルギー比例型減衰を用いた。また、部材要素毎の減衰としては道路橋示方書¹¹⁾ より、非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合のコンクリート構造物の減衰定数 0.02 を全要素について適用した。

(6) 動的解析の結果と実現象との比較によるモデルの妥当性の検証

前述の通り、仙台市に位置する対象の高架橋は東北地方太平洋沖地震の地震動により、図-10 に示すように柱の一部にかぶりコンクリートの剥離等が見られた。ここでは、シミュレーション結果と対象高架橋の被害状況との比較を行った。

まず、シミュレーションには、既設高架橋を模したモデルであるピッチ S_r が 1.9 cm のものを用いた。入力地震動については、対象高架橋の直下では観測

されていないため、対象高架橋に最も近い観測点である北東方向に約 7 km 離れた場所に位置する K-NETMYG013 (仙台) での東北地方太平洋沖地震の地震波を用いた。航空写真より高架橋の LG 方向と EW 方向とのなす角が 79° であったため、その角度を用いて、NS、EW 方向の地震動を高架橋の TR 方向成分と LG 方向成分に分解して入力した。シミュレーションの結果、図-5 の材料非線形性を考慮した 20 箇所の中でも特に損傷の進んだ部材③の TR 方向のヒステリシスループの $M - \theta_p$ 図を図-11 に示した。阿部ら¹²⁾によると、当該ブロックの最も損傷が進んだ図-10 のような部位には、残留ひび割れ幅が小さく、かぶりコンクリートの剥離が少量しか発生していないことから、包絡線上の Y 点をわずかに超える程度のモーメントが発生したと報告されている。解析により得たヒステリシスループを見ると、最も損傷の進んだ部材③であっても、変位の進行が Y 点と M 点の間のせいぜい半分程度であることから、実現象との整合性が概ね取れていると考えられる。



図-10 東北地方太平洋沖地震による対象高架橋のかぶりコンクリートの剥離 (2013年12月著者撮影)

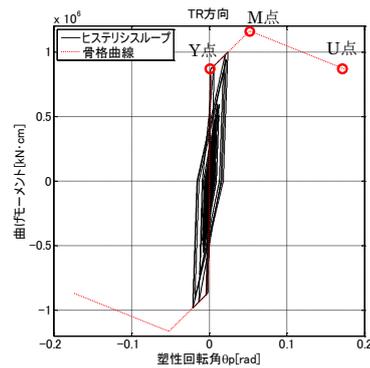


図-11 部位③の TR 方向のヒステリシスループ

3. 動的非線形解析による終局耐力の推定

前章で作成した三次元骨組み構造モデルに地震動を入力して、高架橋が終局に至る地震動の大きさを計算した。

(1) 終局に至る地震動の大きさの計算手順

作成した高架橋のモデルが終局に至る地震動の大きさは図-12に示す手順で計算した。地震動の EW 方向、NS 方向、UD 方向の3方向全ての加速度の振幅に等しく倍率 α を掛けて、 α を高架橋が終局に至る大きさになるまで徐々に増加させ繰り返し計算を行った。本解析では特定の柱に損傷が集中するような計算結果が得られず、高架橋のある柱が終局に至った時点で、他の柱についても終局に近い状態まで損傷が進むことが確認された。つまり、1つの柱でも終局すると、高架橋全体が終局したと見なせると考えた。そこで、本研究では、高架橋の終局を「材料非線形性を考慮した20の要素の内いずれかが終局点U点に達した時点」と定義した。図-13に、例として既設高架橋を模したピッチ 1.9 cm のモデルの部材⑦が東北地方太平洋沖地震の3.7倍の地震動を入力した時に、LG 方向においてU点に至るまでのヒステリシスループを示す。

入力地震動には、東北地方太平洋沖地震の地震動に加えて、日本国内で過去に観測された主要な地震

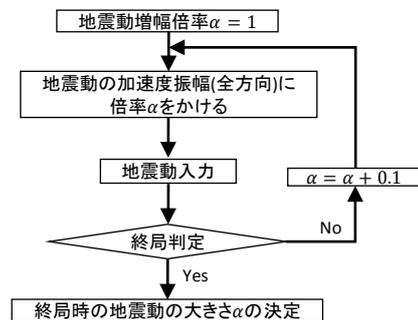


図-12 終局に至る地震動の大きさの計算手順

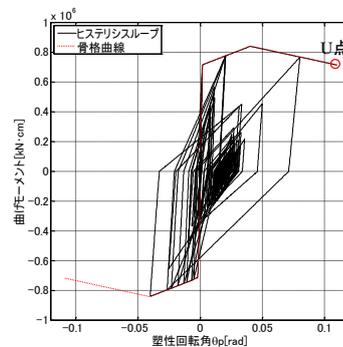


図-13 ピッチ 1.9cm のモデルの部材⑦が東北地方太平洋沖地震の 3.7 倍の地震動を入力した時に LG 方向において U 点に至るまでのヒステリシスループ

動の中でも高架橋への甚大な被害が報告された平成7年兵庫県南部地震の地震動（観測地点：JR鷹取駅構内）、平成16年新潟県中越地震の地震動（観測地点：K-NET NIG019（小千谷））、レベル2設計地震動を用いた。地震動を入力する方向は、東北地方太平洋沖地震については、2.(6)節と同じように高架橋の地図上での向きから地震動を各方向に分解して入力し、また、兵庫県南部地震、新潟中越地震については高架橋の起点側が南方向となる場合（以下、方向1）と西方向になる場合（以下、方向2）の2方向について計算した。また、一方向のみの地震波であるレベル2設計地震動は、高架橋のLG方向に加振するように入力した。

(2) 柱の靱性率と終局地震動の大きさとの関係

内巻きスパイラル筋のピッチを変化させた6つのモデルを用いて、柱の靱性率向上度合いと終局に至る地震動の大きさとの関係について考察する。

各地震動につき、6つのモデルがそれぞれ終局に至った加速度倍率 α 、終局する非線形要素の番号、終局した要素の終局した方向を表-2にまとめた。ピッチ1.9cmのモデルは東北地方太平洋沖地震の3.7倍、兵庫県南部地震の2.9倍、3.6倍、新潟中越地震の3.2倍、2.6倍、レベル2設計地震動2.6倍の地震動で終局に至り、現行の設計による高架橋は高い耐震性能を有していることがわかった。また、地震毎にどのモデルを用いた場合でも終局に至る要素番号が概ね決まっており、この結果から、今回の入力方向を用いた場合には要素⑤と⑦の損傷の進行が速いことがわかる。

次に、縦軸を終局時の入力波加速度倍率 α 、横軸をモデル毎の内巻きスパイラル筋のピッチ S_r としたものを図-14に示す。また、回転角靱性率を式(4)で定義する。

$$\mu_{\theta} = \theta_U / \theta_Y \quad (4)$$

ここで、 θ_U ：骨格曲線上のU点での等価回転角

θ_Y ：骨格曲線上のY点での等価回転角

縦軸を同様に加速度倍率 α 、横軸をピッチの異なる各モデルがもつ4種類の骨格曲線の回転角靱性率の平均値としてプロットしたものを図-15に示す。図内には、各地震動から得られた点の線形回帰直線とそれぞれの相関係数 R^2 値を同時に示した。全ての地震動について R^2 値が高い値を示し、柱の回転角靱性率と終局に至る地震動の大きさは概ね線形関係にあることがわかる。

複雑な非線形特性をもつ内巻きスパイラル筋

表-2 各地震動におけるモデル毎の終局状態

東北地方太平洋沖地震（K-NET MYG013）		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至った要素と方向
1.9	3.7	⑦LG方向
2.85	3.2	⑦LG方向
3.8	2.9	⑦LG方向
7.6	2.6	⑦LG方向
15.2	2.4	⑦LG方向
∞	1.9	⑤LG方向
兵庫県南部地震（JR鷹取駅）（方向1）		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至った要素と方向
1.9	2.9	⑤, ⑦LG方向
2.85	2.5	⑤, ⑦LG方向
3.8	2.3	⑤, ⑦LG方向
7.6	2	⑤, ⑦LG方向
15.2	1.9	⑤, ⑦LG方向
∞	1.7	⑤, ⑦LG方向
兵庫県南部地震（JR鷹取駅）（方向2）		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至った要素と方向
1.9	3.6	⑦LG方向
2.85	3.2	⑤LG方向
3.8	2.8	⑦LG方向
7.6	2.4	⑤LG方向
15.2	2.3	⑤LG方向
∞	2.1	⑤LG方向
新潟県中越地震（K-NET NIG019）（方向1）		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至った要素と方向
1.9	3.2	⑤, ⑦TR方向
2.85	3.0	⑤, ⑦TR方向
3.8	2.9	⑤, ⑦TR方向
7.6	2.5	⑤, ⑦TR方向
15.2	2.3	⑤, ⑦TR方向
∞	2.0	⑤, ⑦TR方向
新潟県中越地震（K-NET NIG019）（方向2）		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至った要素と方向
1.9	2.6	⑦LG方向
2.85	2.4	⑤LG方向
3.8	2.3	⑤LG方向
7.6	2.0	⑤LG方向
15.2	1.8	⑤LG方向
∞	1.7	⑨LG方向
レベル2設計地震動		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至った要素と方向
1.9	2.6	⑤, ⑦LG方向
2.85	2.2	⑤, ⑦LG方向
3.8	2.0	⑤, ⑦LG方向
7.6	1.8	⑤, ⑦LG方向
15.2	1.7	⑤, ⑦LG方向
∞	1.4	⑤, ⑦, ⑨, ⑩LG方向

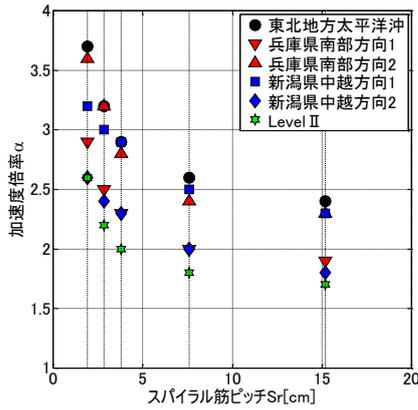


図-14 加速度倍率 α —内巻きスパイラル筋ピッチ S_r
($S_r \rightarrow \infty$ のモデル以外を图示した)

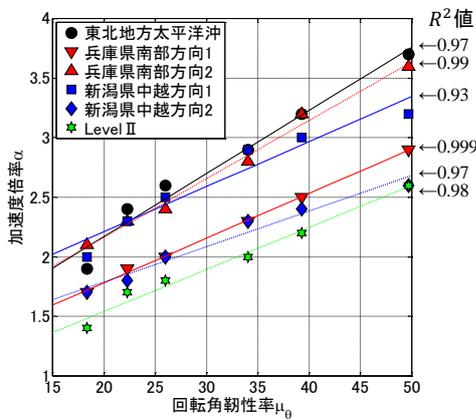


図-15 加速度倍率 α —回転角靱性率 μ_θ
(直線は各地震動の点の線形回帰直線)

RC柱を有する高架橋が終局状態に至る地震動の大きさと柱の回転角靱性率が、このように単純な線形関係で表されることは、高架橋の耐力を簡易に推定する際の大きなメリットとなる。この関係を用いることで、同一の地震動においては、少数のケースより得られる線形回帰直線から、他のケースについての高架橋の耐力を推定することができる。今後、さらに複雑な形状の高架橋についても同様に解析することにより、内巻きスパイラル筋を有する様々な高架橋の耐力の特性を明らかにできると考えられる。

4. まとめ

内巻きスパイラル筋RC柱を有する高架橋が終局に至る時の地震動の大きさを明らかにするために、内巻きスパイラル鉄筋が配置されたRC柱を有する既設の在来線高架橋を対象とし、三次元骨組み構造

モデルを用いた動的非線形解析を行った。また、内巻きスパイラル筋による柱の靱性率の向上度合いが高架橋の耐力に与える影響を明らかにするために、内巻きスパイラル筋のらせんピッチをパラメータとして、既設の高架橋とは柱の靱性率の異なるモデルを作成し、同様に高架橋が終局に至る地震動の大きさを計算した。本研究結果から得られた主な点を以下に示す。

- 1) 内巻きスパイラル筋を配置したRC柱を有する既設の高架橋は、シミュレーションの結果、東北地方太平洋沖地震の3.7倍、兵庫県南部地震の2.9倍、新潟中越地震の3.2倍の地震動で終局に至り、高い耐震性能を有していることを定量的に明らかにした。
- 2) 高架橋の柱の回転角靱性率と、高架橋が終局に至る地震動の大きさの間には、高い線形関係があることがわかった。このように単純な線形関係で表されることは内巻きスパイラル筋柱を有する高架橋の耐力を簡易に推定する上でメリットとなると考えられる。

将来的には、さらに複雑な形状の高架橋の耐力についても同様に明らかにして、今後設計基準の更新の際の参考となる結果を出したいと考えている。

謝辞：本研究において、東日本旅客鉄道株式会社的小林将志様、水野光一朗様、醍醐宏治様、ならびにジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社の石橋忠良様、篠田健次様に多くのご協力を賜りました事に深謝致します。また、地震動については、防災科学技術研究所の強震観測網のデータを利用させて頂きました。ここに御礼申し上げます。

付録

本研究で用いた材端剛塑性ばね法¹³⁾の概念と用語の定義について説明する。材料非線形性を考慮する、ある要素 ij の i 端において塑性ヒンジ発生が見込まれていたとする。このとき要素 ij は図-16に示すように i 端に実際の長さ 0 の剛域と非線形領域がある弾性梁要素としてみなすことができる。 i 端にかかる曲げモーメントがある一定値以下の時、要素は剛体として振る舞うが、曲げモーメントがある一定の値を超えると、 i 端の非線形領域が塑性化し、要素全体が非線形要素として振る舞うようになる。

この要素を用いて解析を行うと、両端のたわみ角 θ が得られるが、その時のたわみ角の変形成分を等

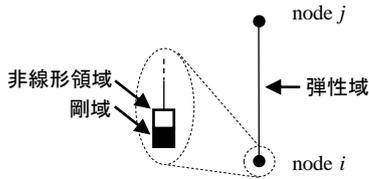
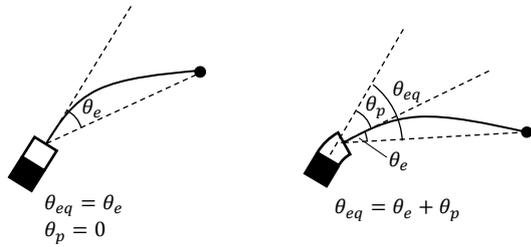


図-16 i 端に塑性ヒンジが発生する要素



(a) 線形領域 (b) 非線形領域

図-17 等価回転角

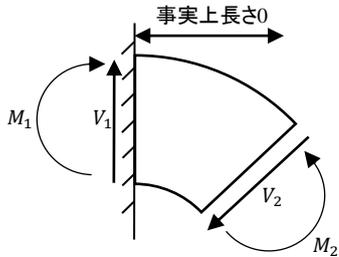


図-18 非線形領域の力の釣り合い

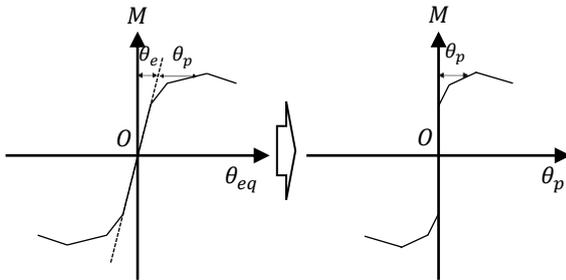


図-19 塑性部分を抜き出した骨格曲線

等価回転角 θ_{eq} と定義する。 θ_{eq} は要素両端のノードを結んだ直線と剛域とのなす角であり、弾性成分と塑性成分に分解することができる。この時の弾性成分のたわみ角を θ_e 、塑性成分のたわみ角を θ_p と定義し、 θ_p を塑性回転角と呼ぶことにする。線形領域および非線形領域での θ_{eq} 、 θ_e 、 θ_p の関係は図-17に示す通りである。

ここで、事実上の長さ0の非線形領域の性質について詳しく述べる。まず領域内での力の釣り合いを考えると図-18のようになり、微小変形の仮定が成り立っていると、軸力の曲げへの影響を考慮しない

とき、両端にかかるせん断力と曲げモーメントはそれぞれ等しくなり式(5)、(6)が成り立つ。

$$V_1 = V_2 \quad (5)$$

$$M_1 = M_2 \quad (6)$$

よって、曲げとせん断について考えたとき、非線形要素右端にかかる材端力は剛域右端にかかる材端力と等しくなる。すなわち、非線形要素両端にかかる材端力は要素全体についてみたときに i 端にかかる材端力のみを用いて表すことができる。要素の i 端における曲げモーメントとせん断力をそれぞれ M_i 、 V_i とおくと、 θ_p は左端固定、右端自由の状態での非線形要素右端に M_i 、 V_i をかけた時の要素右端のたわみ角に等しい。

今、非線形要素が塑性化しており、ある瞬間に曲げ剛性 EI を持っている時、要素左端を $x = 0$ とし、要素の向きに x 軸をとり、たわみの鉛直下向きを正として $w(x)$ とすると、支配方程式と境界条件はそれぞれ

$$-EIw = 0 \quad (7)$$

$$w(0) = w'(0) = 0 \quad (8)$$

$$-EIw''(l) = M_i \quad (9)$$

$$-EIw'''(l) = V_i \quad (10)$$

となる。ただし、非線形領域の要素の長さを仮に l とおいた。これらを解くと

$$w(x) = \frac{M_i + V_i l}{2EI} x^2 - \frac{V_i}{6EI} x^3 \quad (11)$$

となり、よって片持ち梁右端のたわみ角は

$$-w'(l) = \frac{M_i}{EI} l - \frac{V_i l^2}{2EI} \cong \frac{M_i}{EI} l \quad (12)$$

となる。ここで、 l が非常に小さいことから、 l に関する高次の項は無視した。ゆえに、事実上の長さ0の非線形領域に生じるたわみ角 θ_p は、要素 i 端における材端曲げモーメントのみによって定めることができ、式(13)が成り立つ。

$$\theta_p = f M_i \quad (13)$$

ここで f は系の塑性状態によって定まる定数である。

すなわち、図-19のように非線形領域が有する骨格曲線について、 $M - \theta_{eq}$ 図から塑性部分を抜き出した $M - \theta_p$ 図上での各塑性状態での柔性にあたるパラメータである。

以上を踏まえて図-7に示した非線形要素の剛性マトリックスの作成方法を示す。まず弾性梁部分の柔性マトリックスを

$$\mathbf{F}_e = \begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} \\ F_{21} & F_{22} \end{bmatrix} \quad (14)$$

とすると、関係式

$$\begin{pmatrix} \theta_{ei} \\ \theta_{ej} \end{pmatrix} = \boldsymbol{\theta}_e = \mathbf{F}_e \begin{pmatrix} M_i \\ M_j \end{pmatrix} = \mathbf{F}_e \mathbf{M} \quad (15)$$

が成り立つ。式(13)と重ね合わせることで

$$\boldsymbol{\theta}_{eq} = \begin{bmatrix} F_{11} + f & F_{12} \\ F_{21} & F_{22} \end{bmatrix} \mathbf{M} \quad (16)$$

が成り立つ。よってこのマトリックスの逆マトリックスをとることで、考えている平面内の曲げに関する部材剛性マトリックス

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} F_{11} + f & F_{12} \\ F_{21} & F_{22} \end{bmatrix}^{-1} \quad (17)$$

が求められる。この剛性マトリックスを塑性状態に応じて更新しながら解析を行った。

参考文献

- 1) 東日本鉄道旅客構造技術センター：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，SED(STRUCTURAL ENGINEERING DATA) 2011.11, No.37, p.1, pp.30-46, pp76-81, 2011
- 2) 水谷司，小林將志，水野光一郎，藤野陽三：内巻き

スパイラル RC 柱を有する高架橋の耐震性能の動的非線形解析による評価，土木学会第 67 回年次学術講演会，Vol.67, pp.465-466, 2012

- 3) 石橋忠良，菅野貴浩，木野淳一，小林薫，小原和宏：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負交番載荷実験，土木学会論文集，V-68, No.795, pp95-110, 2005
- 4) 菅野貴浩，石橋忠良，木野淳一，小林薫：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能，コンクリート工学論文集，V-20, No.2, 2009
- 5) 水谷司，横田祐起：東北新幹線高架橋上の電車線柱に着目した動的非線形解析による耐震性能評価，第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.235-242, 2014.7
- 6) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 - 基礎構造物・抗土圧構造物，pp.208-216, 丸善出版，1997
- 7) 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，pp.85-87, pp.288-291, 丸善出版，2012
- 8) 井口重信，山田章史，中村瑞穂，築嶋大輔：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱部材における履歴モデルに関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.36, No.2, pp.667-668, 2014
- 9) 木野淳一，菅野貴浩，小林薫：内巻きスパイラル RC 柱の耐震設計法について(東北線長町高架橋への適用)，SED2002.5, No.18, pp.54-59, 2002
- 10) 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，pp.356-361, 丸善出版，2012
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説-V 耐震設計編，pp.124-126, 2012
- 12) 阿部紗希子，草野英明，篠田健次，小林將志：東北地方太平洋沖地震を受けた変形性能の高い鉄筋コンクリート柱を有するラーメン高架橋の被災分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, 2012
- 13) M.F.Giberson: The Response of Nonlinear Multi-story Structures Subjected to Earthquake Excitation, thesis presented to California Institute of Technology, 1967

Evaluation of Ultimate Strength of Railway Viaducts with Columns Reinforced with Spiral Rebars using Nonlinear Dynamic Analysis

Nagisa NAKAMURA, Tsukasa MIZUTANI and Tomonori NAGAYAMA

It is vital to improve the strength of railway viaducts which are an important part of a transportation system. One promising technique is to reinforce viaducts columns with spiral rebars inside axial reinforcing bars. This technique has already been tentatively applied in the construction of some

railway viaducts. It has been empirically shown in previous experimental analyses that a column reinforced with a spiral rebar, a so-called spiral column, has a large deformation capacity. However, the level of seismic force required before railway viaducts with spiral columns reach the ultimate state is still not clear. In this paper, we attempt to quantitatively evaluate the ultimate strength of railway viaducts with spiral columns using nonlinear dynamic analysis.