

動の実験による鋼桁とRC柱の半剛結構造の弾塑性挙動の検討

Investigation of Elastic-plastic Behavior of Semi-rigid Connection between
Steel Girder and RC Column by Dynamic Experiment

大島俊之*, 佐藤孝英**, 三上修一***, 山崎智之****, 井上稔康*****

Toshiyuki Oshima, Takahide Sato, Shuichi Mikami, Tomoyuki Yamazaki and Toshiyasu Inoue

*工博 北見工業大学教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北見市公園町 165 番地)

**工修 (株) 釧路製作所 橋梁部設計課 (〒085-0003 釧路市川北町 9 番 19 号)

(北見工業大学大学院工学研究科博士後期課程システム工学専攻)

***博(工) 北見工業大学助教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北見市公園町 165 番地)

****北見工業大学助手 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北見市公園町 165 番地)

*****工博 (株) 釧路製作所 小樽工場長 (〒047-0152 小樽市新光 2 丁目 1 番 4 号)

Dynamic Elastic-plastic behavior of semi-rigid connection between steel girder and RC column is dealt with in this paper. The results obtained by dynamic loading tests were compared with that by static experiment. Concentrations of crack propagation around at one transverse cross section of RC column were observed as a difference from static experiment. And the comparison of results between dynamic experiment and numerical nonlinear analysis shows good agreement among them.

*Key Words : Hybrid rigid frame bridges, Semi-rigid connection structure,
Elastic-plastic behavior, Dynamic Experiment*

キーワード: 複合ラーメン橋, 半剛結構造, 弾塑性挙動, 動の実験

1. まえがき

著者らは、文献 1) において鋼桁と RC 柱とが半剛結する構造の結合部を対象として、その非線形力学的特性と応力伝達メカニズムについて実験と解析の両面から検討した。この文献 1) において示した結論のうち、本論文に関連するものとしては、

- (1) RC 柱に発生する塑性ヒンジ長が道路橋示方書 V 耐震設計編の規定値に近い結果となったこと
- (2) 半剛結部の弾塑性変形にともなう定着鉄筋の応力変化状況が得られたこと
- (3) 鋼桁下フランジ近傍および下フランジ下面に設置したスタッドの応力変化状況が得られたこと

などであり、全体としては半剛結構造内部の応力伝達メカニズムを明らかにすることができた。

本論文ではこれらの検討結果を基礎として同様の構造に対する動の実験を企画して、その動的挙動と文献 1) の静的検討による結果とを比較して、それらの相違を明確にしようとするものである。

基本的には、動的挙動においては、これまでの文献 2) において得られているように、構造が非線形域に入り、

塑性変形が急激に進行する際に、内部ひずみエネルギーの一部が構造系の運動エネルギーに移行するので、それらのエネルギーの内部と外的のつぎ合い関係を踏まえて比較検討することとなる。

本論文の動の実験では、実験装置の制約などから、鋼桁の上フランジを固定して実験しているので、文献 1) の静的な変形挙動と多少異なっている。しかし、これらの違いによる影響を解析により検証し、結合部の全体的挙動、特に RC 柱および RC 柱に近い鋼桁フランジ側の局部応力性状はあまり変化がないことを確認した。また、動の実験の載荷方法は、RC 柱下部の水平方向変位を制御する方式で実験しているので、この入力変位と応答反力との関係が $P-\delta$ 関係を示していることとなる。また、本論文の実験においても、文献 1) と同様、曲げ荷重のみによる塑性域の進展に着目しているので、RC 柱の軸力は載荷していない。

静的挙動と動的挙動の全体的比較としては、塑性ヒンジの入り方において動の場合の方が、1 箇所集中する傾向となった。また $P-\delta$ 関係においては、文献 2) で指摘した飛び移りに近い傾向があらわれている点などが注目される。動的挙動の場合に塑性ヒンジが 1 箇所に集

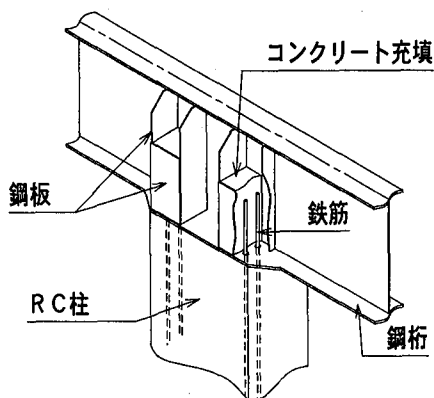


図-1 半剛結構造概要

中する傾向となる理由は、動的挙動の場合に塑性化が進行する際、内部ひずみエネルギーの一部が運動エネルギーに変化して変形が急激に進行するため、内部ひずみエネルギーの開放（塑性ヒンジの進展）が1箇所集中する傾向となるためと考えられる。しかし、これらの影響は配筋状況や鉄筋の弾塑性特性などに左右されるものと思われる。それ以外の全体的傾向は静的挙動と同様の結果となった。

本論文で対象とする鋼桁とRC柱とを剛結する構造の例として複合ラーメン橋が挙げられる。連続桁形式の鋼桁とRC橋脚とを中間支点部で剛結した鋼・コンクリート複合ラーメン橋は、鋼とコンクリートの特徴を効果的に利用した、経済性と耐震性に優れた合理化構造形式として日本道路公団を中心に施工実績が増えている^{3),4)}。この複合ラーメン橋の特徴としては、①中間支点部の支承が不要となり、維持管理の面で有利である。②上下部一体の構造となり不静定次数が高くなり耐震性が向上する。③コンクリートのラーメン橋に比べて上部工の重量が軽い、下部工・基礎工に対して有利であり、耐震性に関しても優位になる。④ラーメン構造のため、活荷重たわみが減少する、などが挙げられる。そして鋼桁とRC橋脚との接合方式をどのような構造にするかということは、複合ラーメン橋の設計において最もポイントとなる事項である。

2. 半剛結構造の概要

図-1に本論文で対象とする半剛結構造を示す。本構造は、鋼桁腹板部に垂直補剛材と鋼板とで構成されたボックスを設け、RC柱頂部の鉄筋を、主桁下フランジを貫通させて各ボックス内に引き込み、ボックス内に充填されるコンクリートに定着させるものである。従って、鋼桁腹板部のどの程度の高さまで鉄筋を定着させるかによって、RC柱からの曲げモーメントの伝達の程度が変化することとなり、鋼桁上フランジまで定着すれば、ほぼ剛結状態となる。このような構造の場合、腹板に垂直なスタッドを配置する場合もあるが、本論文においては、

ボックス内に引き込んだ鉄筋の定着に着目している、本構造ではスタッドをボックス内には配置していない。また、水平方向のせん断補強として、鋼桁下フランジにはスタッドを下向きに設けてRC柱と結合させている。このスタッドの本数は、合成桁におけるスタッドの計算と同様な考え方で、せん断力に対して決定している。本構造の主な特徴を以下に示す。

- ① RC柱の鉄筋を鋼桁下フランジに貫通させ（差込鉄筋）、RC柱と鋼桁内コンクリートを分離することによって、施工過程を単純化する。
- ② RC柱の鉄筋を鋼桁内コンクリートにできるだけコンパクトに定着する。そのため、鋼桁腹板を含む鋼板4枚によって拘束されたコンクリート中に鉄筋を定着することによって、定着部コンクリートの割裂を抑制し、付着強度を高める。

このような結合方式を複合ラーメン橋に用いる場合には、鋼桁を橋脚上の仮支承で支持し、鋼桁上部の床版を打設した後、つまり全死荷重載荷後に鋼桁とRC橋脚とを結合できるので、剛結部には活荷重の影響のみを考慮すれば良く、設計上の利点がある^{5),6),7)}。

3. 実験概要

3.1 静的交番曲げ載荷実験

(1) 実験供試体

供試体の概要を図-2に示す。静的実験では文献1)で述べているように、鉄筋の定着条件の異なる全3体の供試体を用意したが、それらに対する実験結果はほぼ同様な結果となったため、本論文において比較の対象としたのは供試体 No.1 のみとした。よって、ここでは供試体 No.1 について説明する。

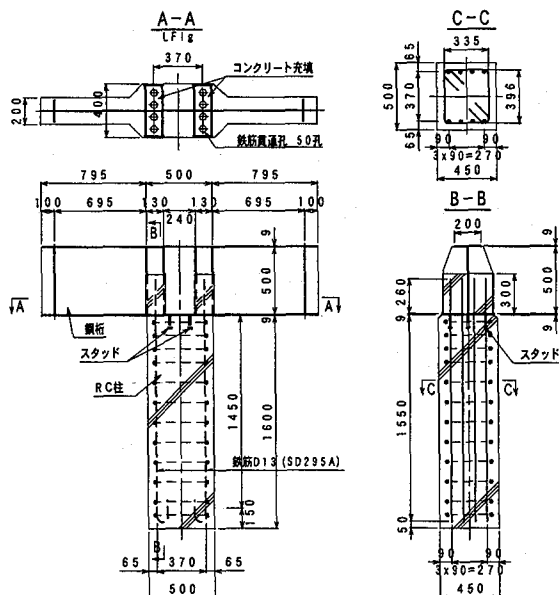
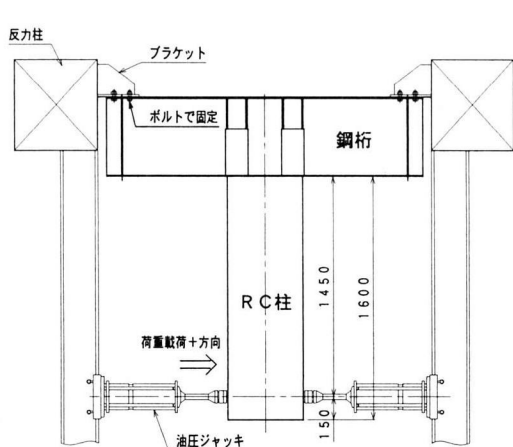
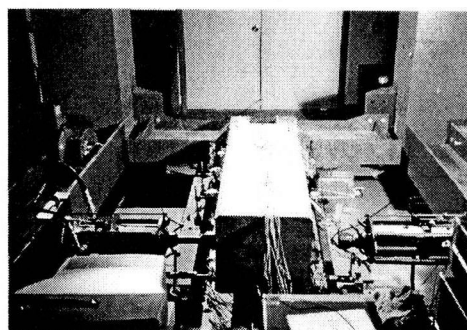


図-2 実験供試体の概要（供試体 No.1）



図－3 静的実験概要



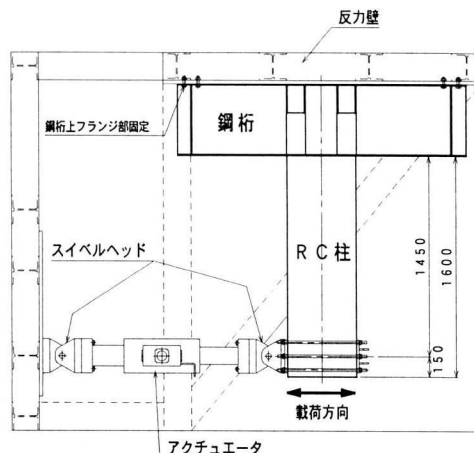
写真－1 静的実験状況

供試体の形状は、実験装置の載荷能力と装置寸法を考慮し、R C 柱の鉄筋の作用応力とコンクリートに作用するせん断応力を計算して、せん断破壊よりも曲げ破壊が先行するように寸法を決定した。鋼桁高さは 500mm、鋼桁長 2090mm、鋼桁上下フランジおよび腹板を含む全ての鋼板の板厚 9mm、R C 柱長 1600mm である。

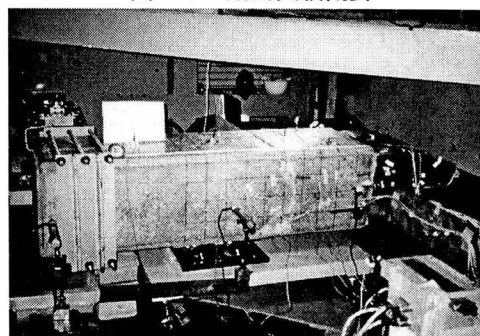
接合部は R C 柱の鉄筋 D13 (SD295A) を鋼板で囲まれた 4 つのボックス内にそれぞれ 2 本ずつ鋼桁下フランジを貫通させて引き込み、コンクリートによって定着させた。

このボックス内の鉄筋定着長を設定するにあたっては、事前に道路橋示方書やコンクリート標準示方書を参考として、4 枚の鋼板で拘束されたコンクリートに定着させた鉄筋 D13 の引抜き実験を行い、定着長の確認をした。この引抜き実験では、示方書の規定に従って定着長を決定しておけば、鉄筋が降伏、破断するまで十分な付着強度を有し、鉄筋がコンクリートから抜け出さないことが確認できた。よって、供試体 No.1 の鉄筋定着長は鉄筋径の 20 倍 (20φ) とした。

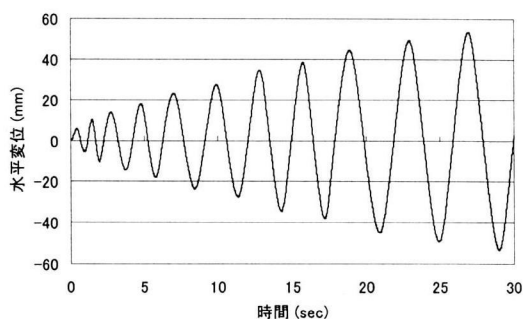
また、前述したように鋼桁下フランジ下面には水平荷重の載荷によるせん断力に抵抗するため、φ13 のスタッド (長さ 100mm) を合計 6 本、図－2 に示すように取り付けている。R C 柱部のスターラップは鉄筋 D13 を 100～300mm 間隔で配置している。鉄筋の材質は SD295A で、材料試験の結果から降伏強度 340N/mm^2 、引張強度 510N/mm^2 である。鋼板の材質は SS400、コンクリートの圧縮強度は 35N/mm^2 である。



図－4 動的实验概要



写真－2 動的实验状況



図－5 動的实验入力波形

供試体の製作工程については、先に鋼桁ボックス内にコンクリートを打設して鉄筋を定着させ、その後ボックス内のコンクリートが硬化してから、鋼桁を下にして R C 柱部のコンクリートを打設している。よって、鋼桁下フランジと R C 柱は完全に密着しているが、ボックス内のコンクリートと R C 柱のコンクリートとは鋼桁下フランジを境界として連続していない。

なお、本実験に用いた供試体の寸法構成では、 $(\text{R C 柱幅} / \text{荷重載荷点までの距離}) = (500 / 1450)$ は約 $1/3$ 程度となっており、Deep Beam としての影響⁸⁾や Saint Venant の原理の影響⁹⁾に注意して検討する必要がある。

(2) 静的実験の載荷方法および測定方法

図－3 に静的実験概要を、写真－1 に静的実験状況を示す。供試体を床面と平行な状態で鋼桁上フランジ両端部を反力柱のブラケットにボルトで固定している。また、R C 柱部と床面との間にスライド板を設けて、水平方向

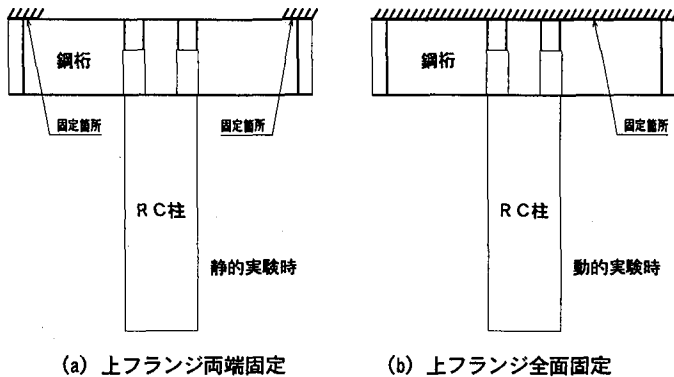


図-6 供試体支持条件

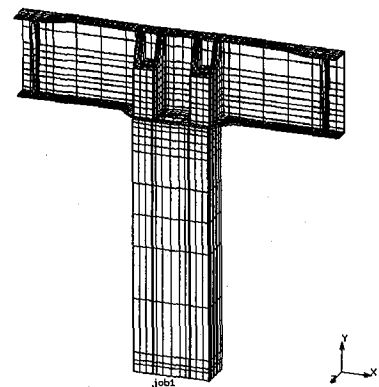


図-7 要素分割状況

に対して移動自由とした。

荷重方法は、最大荷重能力 100kN の油圧ジャッキを左右 2 台設置して、RC 柱端部から 150mm (鋼桁下フランジから 1450mm) の位置に、RC 柱の両側から正負の交番水平力を 10kN づつ増加させながら荷重している。なお、RC 柱に軸力を荷重していないが、今回は曲げ荷重のみによる引張鉄筋の降伏を先行させて、塑性域の進展を検討する目的から軸力を荷重しなかった。

以上の条件で、RC 柱の水平変位、RC 柱と鋼桁下フランジとの開口量、鋼桁部・定着鉄筋・スタッドのひずみ量を計測し、RC 柱部のひび割れ進展状況も調査した。

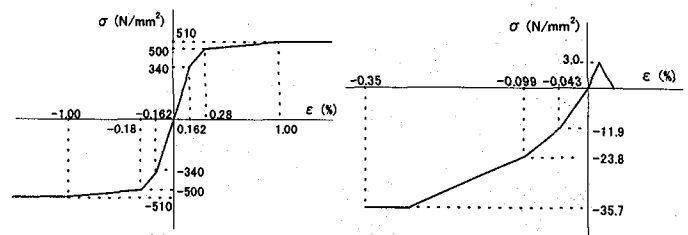


図-8 材料モデル図

3.2 動の交番曲げ荷重実験

(1) 実験供試体

動の実験の供試体は、静的実験の供試体 No.1 (図-2) と同形状である。鉄筋の材質は SD295A で、材料試験の結果から降伏強度 340N/mm²、引張強度 510N/mm² である。鋼板の材質は SS400、コンクリートの圧縮強度は 30N/mm² である。

(2) 動の実験の荷重方法および測定方法

図-4 に動の実験概要を、写真-2 に動の実験状況を示す。静的実験の場合と同様に供試体を床面と平行な状態で設置している。しかし、供試体の支持条件については、動の実験装置の制約上、鋼桁上フランジ全面を反力壁に固定させており、静的実験の場合の支持条件とは多少異なっている。この供試体の支持条件の違いによる実験結果への影響については、4 章で述べるように有限要素法解析を行って検証している。

荷重方法は、RC 柱端部から 150mm の位置に最大荷重能力 200kN の動的ジャッキ (アクチュエータ) を設置して、RC 柱に正負の交番水平荷重が作用するように水平変位制御で行った。図-5 に動の実験入力波形を示す。これは、静的実験の結果を参考にして、RC 柱内の鉄筋が降伏した時の RC 柱端部の水平変位 ($\delta y = 4.5\text{mm}$) を基準として、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ ・・・と振幅を増分させた波形である。荷重装置の容量の制約から動的振幅が大きくなるにつれて荷重の追従が遅くなり、荷重速度に少しずつ遅れが発生している。実験結果にこれらの影響がどの程度含

まれるかは明確ではなく、今後の検討課題である¹⁰⁾。また、RC 柱の軸力については、静的実験と同様の理由により荷重していない。

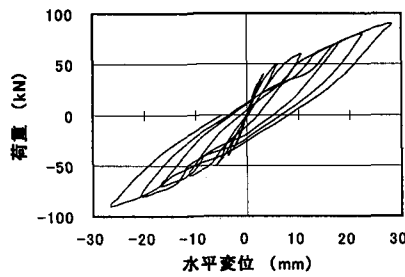
以上の条件で、RC 柱の応答反力、RC 柱と鋼桁下フランジとの開口量、鋼桁・定着鉄筋・スタッドのひずみ量を荷重荷重と同時に計測した。更に、RC 柱の側面にビデオカメラを設置して RC 柱部のひび割れ進展状況を計測した¹¹⁾。

4. 供試体の支持条件の違いによる影響について

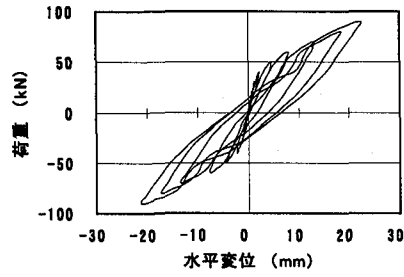
4.1 検討概要

前章で述べたとおり、静的実験と動の実験とでは、実験装置の制約のために、供試体の支持条件が異なっている。図-6 に供試体支持条件の概要を示す。図-6 (a) が静的実験時、図-6 (b) が動の実験時の供試体の支持条件である。従って、静的実験と動の実験との結果を比較する上で、この支持条件の違いがどの程度、実験結果に影響を及ぼすか検討した。

有限要素法を用いて実験供試体をモデル化し、図-6 の 2 つの支持条件を設定して、それぞれの数値解析結果を比較している。なお、この数値解析モデルは文献 1) において、半剛結構造の応力伝達メカニズムを検討した際の解析モデルを使用している。解析ソフトは、汎用構造解析プログラム-MARC を使用している。



(a) 上フランジ両端固定



(b) 上フランジ全面固定

図-9 荷重-変位履歴曲線の比較

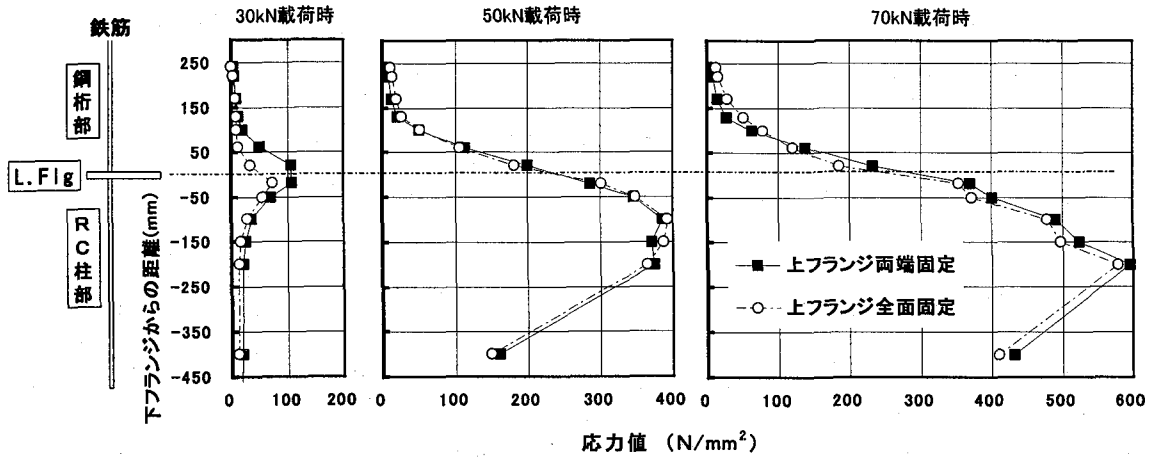
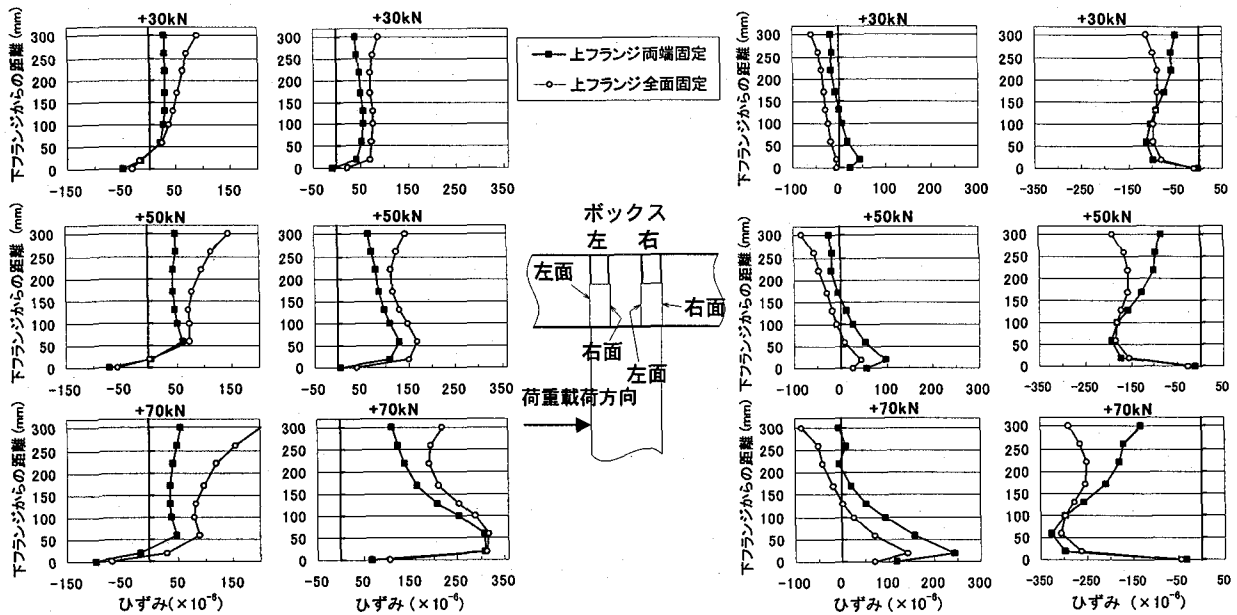


図-10 定着鉄筋の軸方向応力分布の比較



(a) 左ボックス補剛材-左面

(b) 左ボックス補剛材-右面

(c) 右ボックス補剛材-左面

(d) 右ボックス補剛材-右面

図-11 ボックス補剛材のひずみ分布の比較

4.2 有限要素法による数値解析

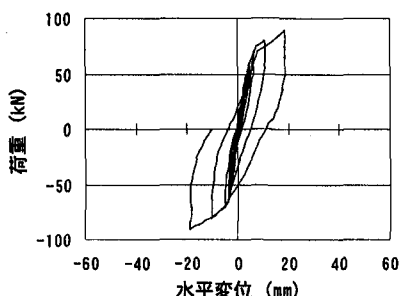
(1) 供試体形状のモデル化

図-7に解析モデルの要素分割状況を示す。鋼桁上下フランジ、腹板およびボックス補剛材、RC柱のコンクリート、鉄筋およびスタッドの全ては完全立体8節点ソリッド要素とした。実験供試体は、腹板面に関して対象であるため、本解析モデルではその腹板面を対称面とし

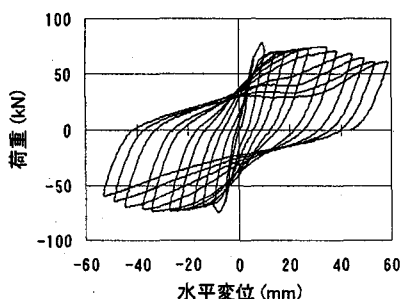
た1/2モデルとしている。全要素数は5252、節点数は7028個である。また、鉄筋とコンクリートの境界面については、付着要素やバネ要素などは設けずに、両者の要素の節点を共有させてモデル化している。

(2) 各部材料のモデル化

鉄筋およびコンクリートは別途実施した材料試験の結果を参考として、図-8に示すようにモデル化した。鉄



(a) 静的実験



(b) 動的実験

図-12 荷重-変位履歴曲線の比較

筋の初期弾性係数 210kN/mm^2 、ポアソン比 0.33、降伏応力 $\sigma_y=340\text{N/mm}^2$ である。鋼板も鉄筋と同じモデルとした。コンクリートについては、初期弾性係数 25kN/mm^2 、ポアソン比 0.21、降伏応力 11.9N/mm^2 、限界引張応力 3N/mm^2 、ソフトニング係数 $E_s=25\text{kN/mm}^2$ 、圧縮破壊発生ひずみ $\varepsilon_{\text{crush}}=0.0035$ 、せん断保持率 0.5 としている。

(3) 載荷方法

本解析での載荷方法は、静的実験と同様に、RC柱端部から 150mm (鋼桁下フランジから 1450mm) の位置に、RC柱の両側から正負の交番水平力を 10kN づつ増加させながら載荷している。

4.3 検討結果

(1) 荷重-変位履歴曲線の比較

図-9に上フランジ両端固定時と上フランジ全面固定時の荷重とRC柱端部の水平変位の履歴曲線を示す。これによると、荷重 90kN 載荷時の水平変位が上フランジ両端固定時(図-9(a))で 27mm であるのに対して、上フランジ全面固定時(図-9(b))では 22mm である。全体的に上フランジ両端固定の方が水平変位は多少大きく出ているが、履歴の形状は近いものとなっている。

(2) 定着鉄筋の軸方向応力分布の比較

図-10に荷重 30kN 、 50kN 、 70kN 載荷時の定着鉄筋の軸方向応力分布を示す。図の縦軸は鋼桁下フランジの位置を基準として、鋼桁ボックス方向を+、RC柱方向を-の距離として、鉄筋に貼付したひずみゲージの位置を表している。

荷重 30kN 載荷時、つまりRC柱が弾性範囲の時は、鋼桁下フランジ付近が最も応力が大きく発生しており、荷重 50kN 載荷時以降、つまりRC柱が塑性範囲に入り始め

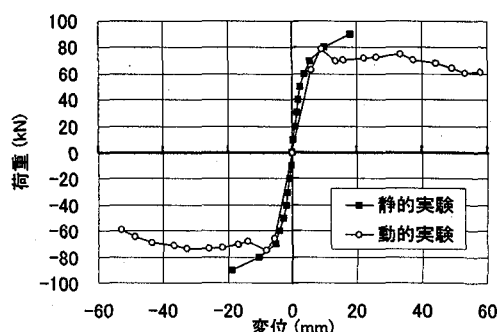


図-13 荷重-変位包絡線の比較

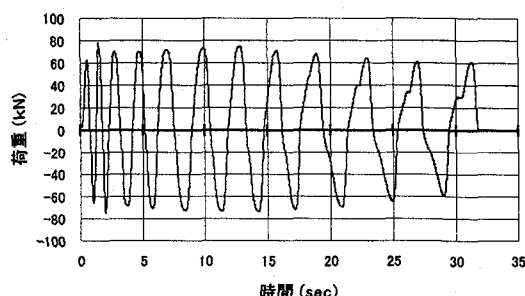


図-14 荷重-時間関係 (動的実験)

るところからは、応力がRC柱側へ広がっていく傾向がわかる。2つの支持条件は、ほぼ同じ応力分布を示しており、鉄筋の応力分布については、支持条件の違いによる影響は小さいと考えられる。上フランジ両端固定時の方が、若干応力が大きい、これは図-9の荷重-変位履歴曲線の結果と対応するものである。

(3) ボックス補剛材のひずみ分布の比較

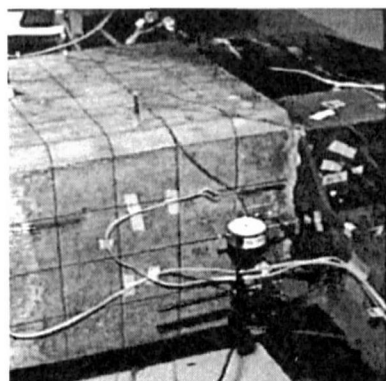
図-11は接合部のボックスを構成している垂直補剛材のRC柱軸方向のひずみ分布を示しており、下フランジから上フランジへ向かって 300mm の範囲で、荷重がRC柱の左側から載荷した状態のひずみ量である。図-11(a), (b)は引張側、図-11(c), (d)は圧縮側のひずみ分布となっている。これによると、下フランジから離れている位置、つまり上フランジ側に近い位置ほど、上フランジ全面固定時の方が大きなひずみとなっている。これは引張側、圧縮側ともに同じ傾向となっている。しかし、下フランジに近い位置では、両者とも近いひずみを示している。

以上のように、2つの供試体の支持条件について比較した結果、全体的にほぼ同様な応答変位を示しており、鋼桁下フランジ側の応力性状はあまり変化がない結果となった。よって、5章からは供試体の支持条件の違いに応じて実験値の補正などは行わずに、純粋に静的実験結果と動的実験結果との比較を行っている。

5. 静的実験結果と動的実験結果との比較

5.1 RC柱部の荷重-変位履歴曲線

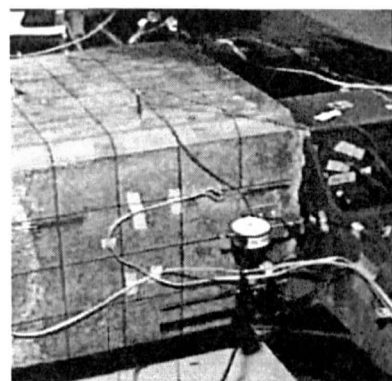
図-12に水平荷重とRC柱端部の水平変位との履歴結果の比較を示す。また、図-12より得られた荷重と



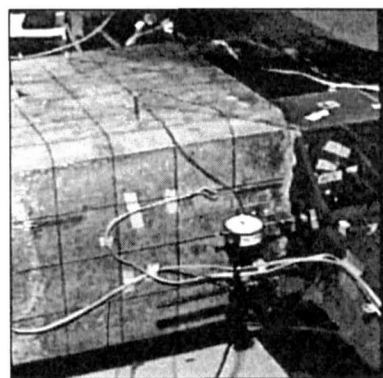
(1) 3.94sec



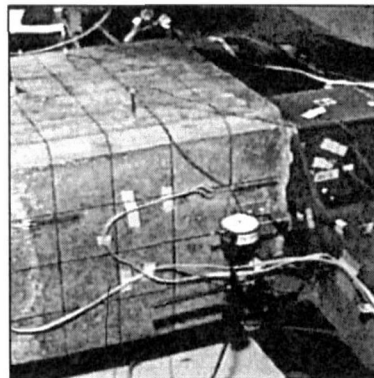
(2) 3.97sec



(3) 4.00sec



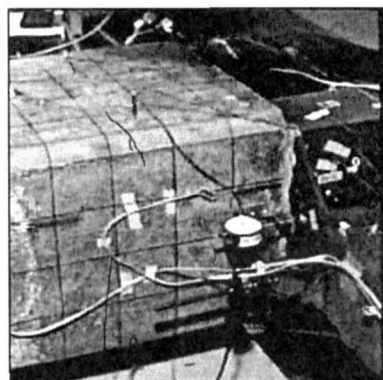
(4) 4.04sec



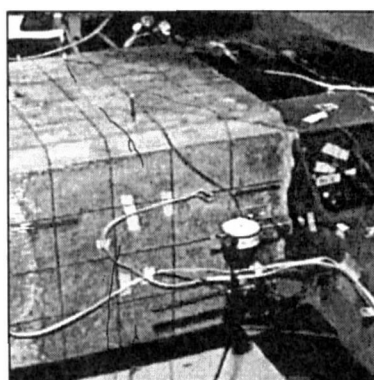
(5) 4.07sec



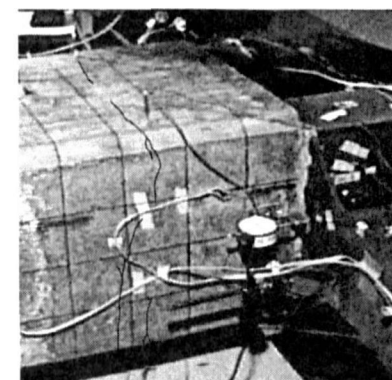
(6) 4.10sec



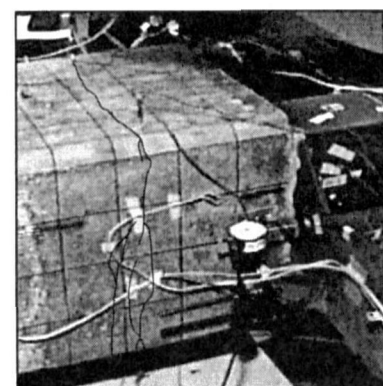
(7) 4.14sec



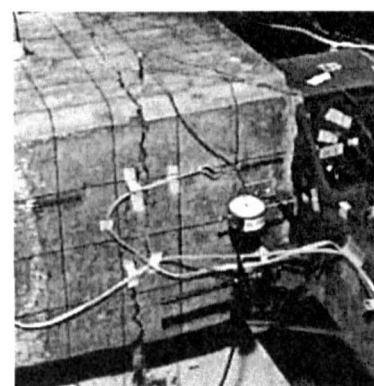
(8) 4.17sec



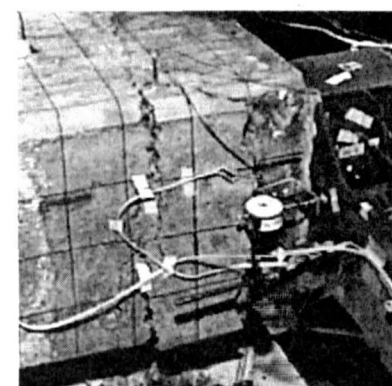
(9) 4.30sec



(10) 4.50sec



(11) 12.82sec



(12) 18.90sec

写真-3 ひび割れ進展状況（動的実験結果）

水平変位の関係から、各変位サイクルにおける最大荷重の包絡線の比較を図-13に示す。図-14は動の実験における水平荷重と載荷時間との関係を示している。なお、静的実験は、荷重制御で載荷しているために、荷重90kN 載荷以降のデータは計測されていない。

動の実験において、変位サイクルの2サイクル目で最大荷重80kNに達し、その後一度70kN程度まで荷重が低下している。しかし、再び荷重が徐々に増加していき、水平変位35mm時に荷重75kNまでに達している。その後は変位の増加とともに荷重は低下していくが、変位の正方向および負方向ともにほぼ同様な荷重値となっている。

動の実験の場合のこのような傾向は後述の図-17などに示しているように、構造内部の塑性化が顕著なRC柱内部の鉄筋の降伏が激しく、塑性ヒンジの集中的な進展とともに耐荷力が急激に減少するためと考えられる。

5.2 ひび割れ進展状況

動の実験において、RC柱のひび割れ進展を計測するために、ビデオカメラを設置して、ひび割れ発生前後から破壊に至る過程を記録した。写真-3(1)～(12)に動の実験におけるRC柱部右側面のひび割れ進展状況を示す。各写真に併記している時間は、実験の経過時間を表しており、図-5および図-14の時間軸と対応している。

ビデオカメラの記録速度は、秒間30コマであるから最小記録時間間隔は、 $1/30=0.03\text{sec}$ である。RC柱部に描かれているマス目の大きさは、 $100\text{mm}\times 100\text{mm}$ である。また、ひび割れ発生直後は、ひび割れ自体が非常にシャープであり紙面上では判読しづらいため、画像処理ソフトを用いてひび割れを黒線でなぞり、紙面上でも確認できるようにしている。

載荷開始から3.97secで下フランジから300mm付近に最初のひび割れが確認できる(写真-3(2)下方)。その後、このひび割れが徐々に進展していくが、4.10secで250mmの位置に新たなひび割れが発生している(写真-3(6)上方)。ここからは、0.03secごとにひび割れがいくつかの方向に分岐しながら、刻々と進展していく様子がよくわかる。4.30sec(写真-3(9))にはそれらのひび割れがRC柱の表面を一周するようにつながりつつある。その後4.50sec(写真-3(10))以降、つまり図-14で各載荷サイクルの最大荷重値が再び75kNまで増加している4.50sec～12.82secまでの間に、RC柱の水平変位も増加し、ひび割れ幅も大きくなっている。12.82sec(写真-3(11))以降は、図-14の各載荷サイクルの最大荷重値が減少し始めており、18.90sec(写真-3(12))でコンクリートも大きく剥離している。

このように動の実験でのRC柱のひび割れは、下フランジから250mm付近で発生しており、300mmより載荷位置側(RC柱端部側)には、ひび割れは一切発生しなかった。また、鋼桁ボックス内のコンクリートについてもひび割れは確認されず、終始健全な状態であった。

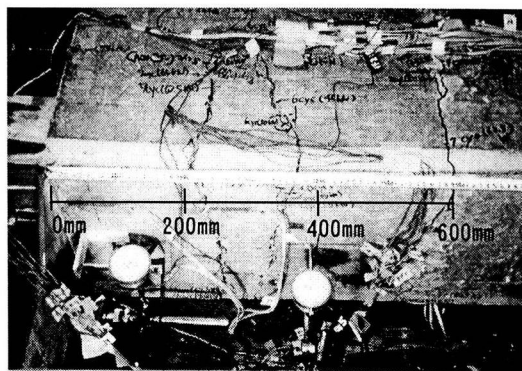
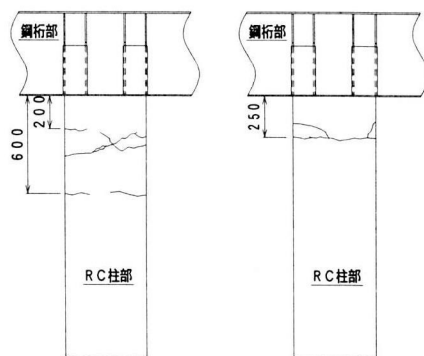


写真-4 ひび割れ進展状況（静的実験結果）



(a) 静的実験 (b) 動の実験

図-15 ひび割れ発生箇所の比較

写真-4には、静的実験でのRC柱のひび割れ進展状況を示している。写真内の数値は、鋼桁下フランジからの距離(mm)を表している。静的実験では、ひび割れが動の実験よりも広範囲にわたって発生しているのがわかる。62.5kN 載荷時には下フランジから600mmの位置にもRC柱の両側からひび割れが発生している。なお、鋼桁ボックス内のコンクリートについては、動の実験と同様にひび割れは発生していない。

5.3 塑性ヒンジ長の検討

前節で述べた静的および動の実験でのひび割れ発生箇所の模式図を図-15に示す。静的実験での塑性ヒンジ長 L_p の範囲は200mm～370mm、動の実験では $L_p=250\text{mm}$ となっている。これらは供試体の上面および下面での観察から推定したものである。

ここで、道路橋示方書V耐震設計編¹²⁾によれば、

$$L_p=0.2h-0.1D \quad (1)$$

ただし、 h =柱基部から荷重作用位置までの距離(mm)
 D =断面幅(mm)

これに本実験の供試体の諸元の $h=1450\text{mm}$ 、 $D=500\text{mm}$ を代入すると、 $L_p=240\text{mm}$ となり、動的載荷実験の結果とほぼ等しくなる。また文献13)によれば、

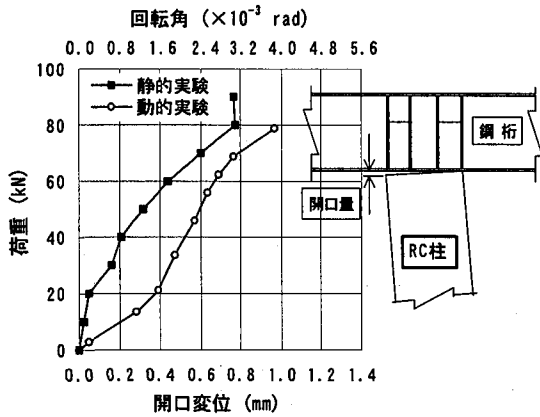


図-16 鋼桁下フランジとRC柱との開口量の比較

$$L_p = 0.08H + 0.002f_y \cdot d_b \quad (2)$$

ただし、 H =柱基部から荷重作用位置までの距離(mm)

f_y =軸方向鉄筋の降伏強度(MPa)

d_b =軸方向鉄筋の直径(mm)

これに $H=1450\text{mm}$ 、 $f_y=314\text{MPa}$ 、 $d_b=12.7\text{mm}$ を代入すると、 $L_p=200\text{mm}$ となる¹⁴⁾。

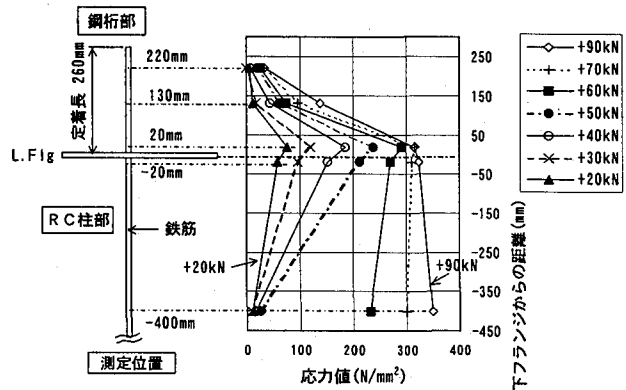
5.4 鋼桁下フランジとRC柱との開口量

図-16に鋼桁下フランジとRC柱との開口量の比較を各荷重載荷毎に示しており、RC柱の半幅により換算した回転角も併記している。静的実験の最大開口量は約0.8mm、動の実験の最大開口量は約0.9mmであり、どちらも全体的に開口量は小さい結果となった。両実験ともに荷重80kN付近で最大の開口量となっているが、それ以降はRC柱の水平変位が増加しても、RC柱部のひび割れ、つまりRC柱部の塑性ヒンジの方に移行しているため、鋼桁下フランジとRC柱との開口はほとんど進展していかないと考えられる。

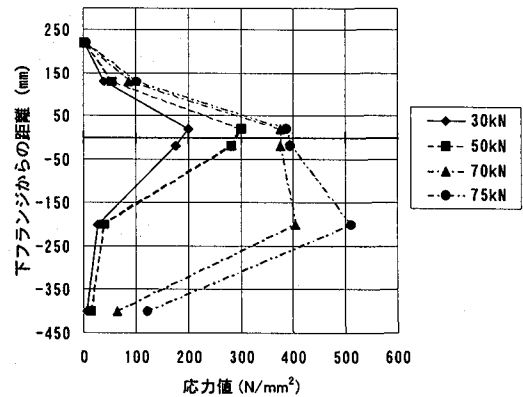
5.5 定着鉄筋部の応力分布

図-17に各荷重載荷毎の定着鉄筋の軸方向応力分布を示している。まず、図-17(b)動の実験結果を見ると、各荷重においても、下フランジ付近の鉄筋の応力が大きく、逆に鋼桁ボックス側の+220mmの位置では、ほとんど応力が発生していない。つまり、ボックス内の鉄筋とコンクリートとの付着が剥がれることなく、RC柱からの力を鋼桁部に伝達していることがわかる。荷重70kNでは、鉄筋の応力が 350N/mm^2 まで達しており、鉄筋の降伏点 340N/mm^2 を越えている。また、50kNと70kNとでは、200mm位置の応力が大きく異なっている。これは前述した通り、RC柱部のひび割れは、250mm付近で発生しているため、これに対応して鉄筋の応力も増加している。

同様に、静的実験での鉄筋応力分布を図-17(a)に示す。静的実験では、200mm位置にはひずみゲージを貼付しておらず、この箇所の応力を図-17(b)の動の実験と照らし合わせることはできないが、全体的な傾向は同じ



(a) 静的実験



(b) 動の実験

図-17 定着鉄筋の軸方向応力分布の比較

である。静的実験においても、RC部のひび割れに対応して、応力が鋼桁下フランジからRC柱下方へ移行しているのがわかる。しかし、静的実験では荷重70kN時の鉄筋応力は 300N/mm^2 程度であり、若干動の実験の方が大きな応力が発生している。

5.6 鋼桁部の鋼桁軸方向応力分布

表-1は鋼桁軸方向の応力分布を示している。各応力値は、図-18のひずみゲージ配置図と対応しており、腹板中央は鋼桁高さの1/2の位置の水平方向応力、下フランジ-外側(左)、(右)は下フランジに結合したRC柱との隅角部に貼付したゲージ(図-18のB-B面内の外側-左、右)による応力である。荷重はRC柱の左側から載荷した時のものである。

これによると下フランジの左側は引張領域、右側は圧縮領域となっているが、表-1(a)の静的実験結果の方が荷重増加に伴って、左右の応力値も大きく増加していく傾向にある。

5.7 鋼桁・RC柱内部のRC柱軸方向応力分布

表-2はボックス補剛材と定着鉄筋およびスタッドに貼り付けたひずみゲージによるRC柱軸方向(荷重に直角方向)の応力分布を示している。図-18のひずみゲージ配置図に示されているように、ボックス補剛材の上下は、それぞれ下フランジから鋼桁高さ方向に130mmと

表-1 鋼桁部の鋼桁軸方向応力分布の比較

(a) 静的実験

載荷荷重 kN		30kN	50kN	70kN	90kN
腹版中央	水平方向	-2.9	1.0	0.6	2.3
	斜め方向	25.0	46.6	61.3	64.5
下フランジ 外側	左	10.6	23.7	31.5	30.5
	右	-11.4	-19.9	-27.7	-28.5

(単位: N/mm²)

(b) 動的実験

載荷荷重 kN		30kN	50kN	70kN	90kN
腹版中央	水平方向	-1.1	-4.1	-6.5	-
	斜め方向	25.6	35.6	53.8	-
下フランジ 外側	左	10.4	15.8	21.3	-
	右	-2.6	-9.3	-20.0	-

(単位: N/mm²)

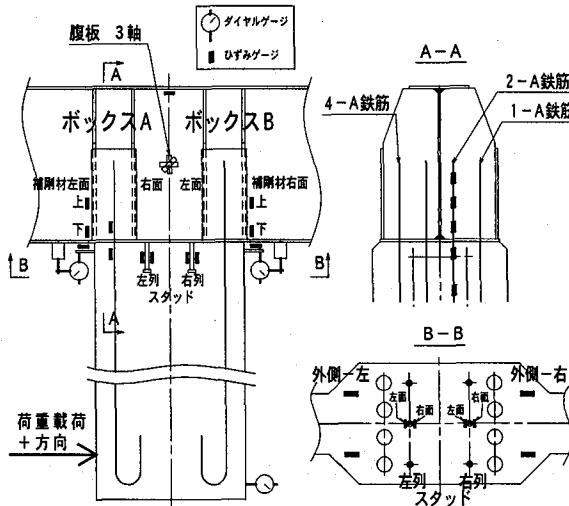


図-18 ひずみゲージ配置図

20mm の位置での応力値である。鉄筋のボックス内部は下フランジからボックス方向へ 20mm の位置、RC柱内部は下フランジからRC柱方向へ 20mm の位置での応力値を表している。また、スタッドにも局部的な曲げ荷重を受けることになるので、その影響を検討するためにスタッドの左面および右面にひずみゲージを配置して応力値をまとめている。

全体的に左側ボックス補剛材は引張域、右側ボックス補剛材は圧縮域となっているが、表-2 (b) の動的実験結果の方が静的実験結果に比べて大きな応力値となっている。しかし、スタッドに関してはボックス補剛材の傾向とは逆に静的実験結果の方が大きな応力値を示している。

以上、表-1 および表-2 より静的実験結果と動的実験結果とで応力値の大きさに差が確認できるが、特に際立った応力状態の違いは見られず、全体的な挙動は同様な結果となっている。

6. 有限要素法による半剛結構造の動的弾塑性解析

6.1 動的解析概要

本章では、半剛結構造の動的な性状についての全体的な傾向を確認するために、有限要素法により実験供試体をモデル化し、動的実験と同じ条件で構造の慣性力を考慮した動的解析を行っている。使用した解析ソフトも4

表-2 鋼桁・RC柱内部のRC柱軸方向応力分布の比較

(a) 静的実験

載荷荷重		30kN	50kN	70kN	90kN
左側ボックス補剛材左面	上	2.5	8.4	11.0	11.4
	下	-2.1	1.4	1.0	1.3
左側鉄筋(2-A)	ボックス内部	119.5	239.0	315.9	316.7
	RC柱 内部	96.4	212.9	310.8	324.3
スタッド	左列	左面	70.6	122.4	204.3
		右面	60.9	95.1	156.9
	右列	左面	-24.4	16.6	42.2
		右面	-38.6	-24.8	-32.8
右側ボックス補剛材右面	上	-8.4	-10.1	-16.3	-16.1
	下	-3.1	-4.6	-11.3	-11.8

(単位: N/mm²)

(b) 動的実験

載荷荷重		30kN	50kN	70kN	90kN
左側ボックス補剛材左面	上	7.8	10.3	13.6	-
	下	-8.4	-10.4	-11.2	-
左側鉄筋(2-A)	ボックス内部	200.8	300.8	376.3	-
	RC柱 内部	176.5	281.8	375.7	-
スタッド	左列	左面	21.1	59.9	113.5
		右面	55.5	103.4	167.4
	右列	左面	-5.8	-2.3	2.8
		右面	-20.4	-15.7	-19.6
右側ボックス補剛材右面	上	-16.1	-25.7	-33.0	-
	下	-1.9	-9.0	-18.3	-

(単位: N/mm²)

章の解析と同じく汎用構造解析プログラム-MARCである。

動的解析における要素分割状況を図-19に示す。4章と同様に鋼桁・RC柱のコンクリート・鉄筋およびスタッドは全て完全立体8節点ソリッド要素とし、鋼桁腹板を対称面とした1/2モデルとしている。動的解析では計算処理の制約のため、4章の図-7の解析モデルの要素数より影響が少ないと思われる範囲内で要素数を少なくしている。全要素数は2584、節点数は3617である。また、鉄筋とコンクリートの境界面については、付着要素やバネ要素などは設けずに、両者の要素の節点を共有させてモデル化している。

各部材のモデル化は、鉄筋および鋼板については、4章の図-8 (a) に示すようにモデル化した。コンクリートについては、図-20のようにモデル化した。初期弾性係数 25kN/mm²、ポアソン比 0.21、限界引張応力 3N/mm²、ソフトニング係数 Es=25kN/mm²、せん断保持率 0.5 としている。載荷方法は、動的実験の場合と同様にRC柱の鉄筋降伏水平変位 δ_y を基準とした図-5の入力波形を用いて変位制御で解析を行っている。

6.2 動的解析結果

(1) RC柱部の荷重-変位履歴曲線

図-22に動的解析による荷重とRC柱端部の水平変位との履歴曲線を示す。これによると、変位サイクルの6サイクル目まで荷重が増加し、最大荷重は約80kNとなっている。図-12 (b) の実験結果と比較すると、+変位側の残留変位が解析値の方が小さくなっているが、最大荷重については、ほぼ同じ結果となっている。図-23には、動的実験値と解析値との各変位サイクルにおける

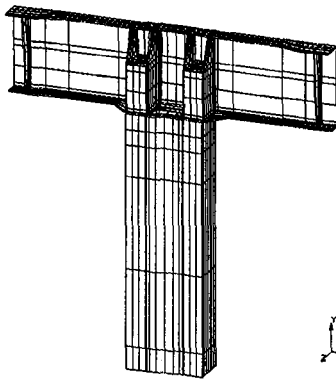


図-19 要素分割状況(動的解析)

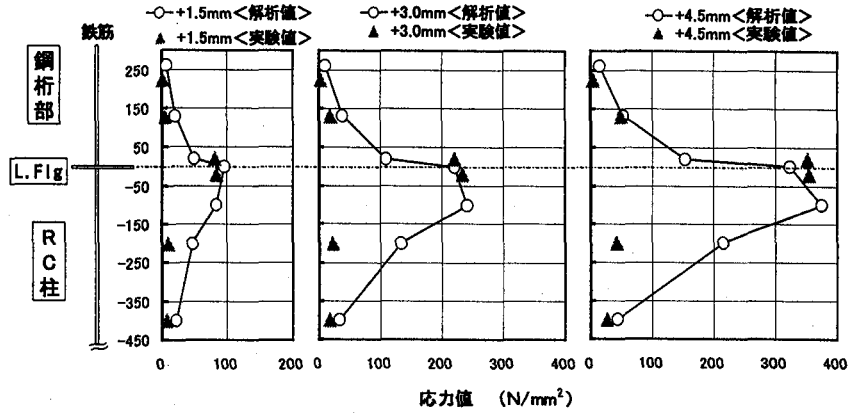


図-21 定着鉄筋の軸方向応力分布の比較

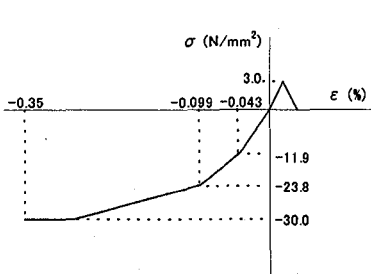


図-20 コンクリートモデル図

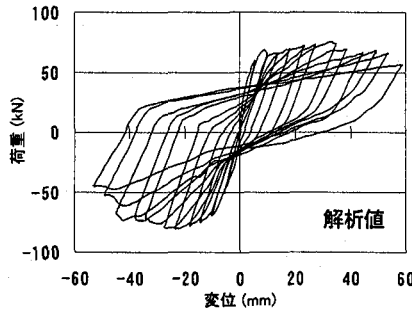


図-22 荷重-変位履歴曲線

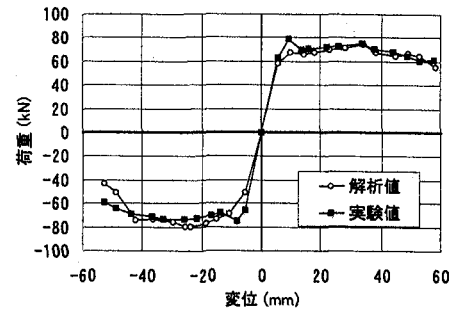


図-23 荷重-変位包絡線の比較

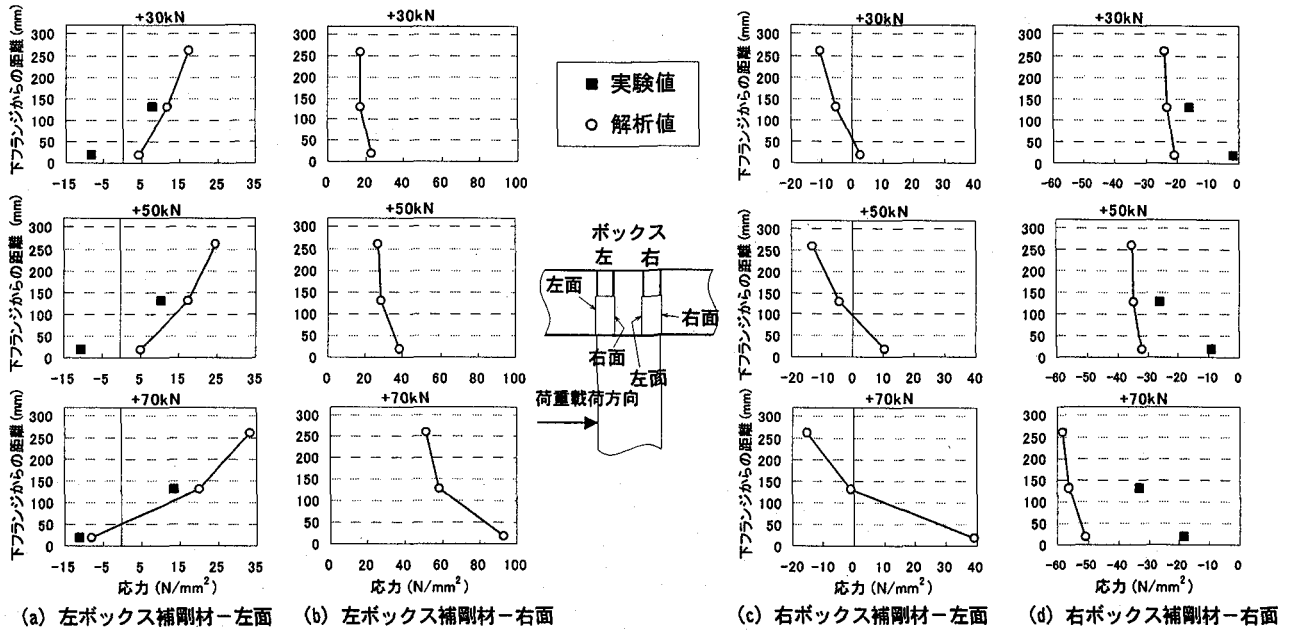


図-24 ボックス補剛材の応力分布の比較

最大荷重の包絡線の比較を示している。実験値では、2サイクル目(変位+9mm時)で荷重80kNに達しており、これについては解析値では再現されていない。しかし、3サイクル目以降については、実験値とほぼ同じ挙動を示していることがわかる。

(2) 定着鉄筋の軸方向応力分布

図-21にRC柱の各変位における定着鉄筋の軸方向応力分布について解析値と実験値との比較を示す。RC柱の変位が3.0mmおよび4.5mm変位時において、下フラ

ンジから200mm位置の応力は実験値との差が見られるが、鋼桁部の応力や下フランジ付近の応力は実験結果と近く、全体的な応力状態の変化を確認できる。

(3) 鋼桁部の応力分布

図-24には動的解析による鋼桁部ボックス補剛材のRC柱軸方向の応力分布を示している。実験でボックス補剛材のひずみを計測した箇所は、左ボックス補剛材の左面(図-24(a))と右ボックス補剛材の右面(図-24(d))の下フランジから20mm, 130mmの位置である。図

ー24(a)において、130mmの位置では実験値とほぼ近い値となっているが、20mmの位置では差が見られる。また、圧縮側の図ー24(d)においては、+70kN時では解析値の方が大きな応力値を示している。これは、実験と解析とでの各変位サイクルにおけるコンクリートの損傷状態の違いが、RC柱からボックス補剛材への圧縮力の伝達状態の違いとなって現れていると思われる。また、どの補剛材においても下フランジに近い付近では応力が急変し複雑な応力状態であることが推察できる。

7. 結論

本論文では、鋼桁とRC柱の半剛結構造に対する動的な弾塑性挙動について、静的実験と動の実験との供試体支持条件の違いによる影響があまりないことを解析によって確認した上で、静的実験でのひび割れ性状や応力状態と動の実験の結果とを比較して検討を行った。得られた結果を要約すると以下ようになる。

- (1) 動の実験でのRC柱に発生する塑性ヒンジ長は、道路橋示方書V耐震設計編の規定値に近い結果となった。
- (2) RC柱のひび割れ発生状況は、動の実験の場合ほとんど1箇所に集中してひび割れが発生しており、静的実験の場合と異なった結果となった。また、動の実験の場合、RC柱が最大荷重に達してからひび割れ幅が大きくなっていく。
- (3) 定着鉄筋の応力分布については、鋼桁のボックス内の応力は小さいが、下フランジ付近の応力は大きい。この傾向は、静的実験と動の実験ともに同じであるが、載荷荷重が増加するにつれて、RC柱部のひび割れ発生状況の違いに対応して、RC柱部の応力状態が変化している。
- (4) 鋼桁部やボックス補剛材の応力分布については、静的実験と動の実験とで、多少応力の大きさに違いがみられるが、全体的傾向はほぼ同じである。
- (4) 供試体をモデル化した動的解析を行い、RC柱の水平変位の変化による定着鉄筋および鋼桁部の応力分布の状態を確認した。

本論文は、鋼桁とRC柱とを半剛結した構造の結合部の非線形挙動を動の実験によって検討する際に画像処理システムを併用して、RC柱中のひび割れが変形履歴の過程でどのように伝播するかを確認したところに意義がある。しかし、動的載荷方式が変位制御であることによる影響は避けられない。今後の課題としては、通常の橋梁構造のように鋼桁部分を動的に水平加振して比較検討することが必要である。

本研究の実施にあたっては、多くの方々のご協力を頂きました。ここにお名前を記して謝意を表します。
福田幸士郎(現 ㈱構造技研)、谷口和昭(現 八千代エン

ジニヤリング(株))、内田裕丈、内堀康、月岡雅人(北見工業大学大学院修士課程)、樽見真人、加藤修(北見工業大学土木開発工学科)

参考文献

- 1) 佐藤、大島、三上、山崎、井上：鋼桁とRC柱を半剛結した構造の結合部の非線形性と応力伝達メカニズムの解析，応用力学論文集，Vol. 3，pp. 415-426，2000. 8.
- 2) 大島、三上、山崎、小倉、石川：M-φ関係が部分軟化する柱部材の非線形曲げ振動応答解析における安定性の検討，土木学会論文集，No. 598/I-44，pp. 211-226，1998. 7.
- 3) 小川、寺田：JH 日本道路公団における複合構造橋梁，橋梁と基礎，Vol. 31，No. 8，pp. 48-55，1997.
- 4) 園田：土木分野における複合構造の最近の動向と研究状況，土木学会論文集，I-38，pp. 31-42，1997. 1.
- 5) 佐藤、清水、鳥越：複合ラーメン橋接合部の応力伝達機構と設計法への展開，宮地技報，No. 15，pp. 74-80，2000.
- 6) 清水、佐藤：鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究(第5報)，宮地技報，No. 15，pp. 10-20，2000.
- 7) 佐藤、清水、太田、町田：複合ラーメン橋の接合部設計法に関する一提案，構造工学論文集，土木学会，Vol. 45A，pp. 1431-1438，1999. 3.
- 8) 池田、小柳、角田：鉄筋コンクリートの力学，新体系土木工学 32，技報堂出版，1982.
- 9) S. P. Timoshenko, J. N. Goodier : Theory of Elasticity, Third Ed., pp. 39-40, 1970.
- 10) 星隈、運上、川島、長屋：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法，構造工学論文集，土木学会，Vol. 44A，pp. 877-888，1998. 3.
- 11) 池田、山口：地震による鉄筋コンクリート柱の動的応答に関する映像とシミュレーション，土木学会論文集，No. 451/V-17，pp. 139-149，1992. 8.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，平成8年12月
- 13) M. J. N. Priestley, R. Park : Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 1, Jan-Feb, pp. 61-76, 1987.
- 14) 榊原、川島、庄司：正負交番載荷実験による矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する検討，第3回地震時保有耐力法に基づく橋脚の耐震設計に関するシンポジウム論文集，pp. 171-176，1999. 12.

(2000年9月14日受付)