

コンクリート充填鋼管柱と鉄筋コンクリート梁接合部の載荷試験と三次元FEM解析

Three Dimensional F.E.M. Analysis and Loading Tests of Join Panel of Concrete Filled Steel Tubular Columns and Reinforced Concrete Beam

山田正人*, 西澤政晃**, 岡野素之***

Masato YAMADA, Masaaki NISHIZAWA, Motoyuki OKANO

*工修 東日本旅客鉄道株式会社 研究開発センター (〒331-8513 埼玉県さいたま市日進町2-0)

** 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒151-8512 東京都渋谷区2-2-6)

*** 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

Recently, concrete-filled tubular steel columns, called CFT columns, where concrete is used to fill to round or square steel tubes, are increasingly adopted in civil engineering works of railway structures. However, there were few studies on the RC beam-to-CFT columns joint panels in the research field of civil engineering and architecture. In this paper, the static loading tests were carried out with a 1/3-scale model simulating a real railway structures, and we investigated failure mechanism of the RC beam-to-CFT columns joint panels.

Key Words : concrete filled steel tubular column, reinforced concrete beam, mixed structural system, joint panel

キーワード：コンクリート充填鋼管柱，鉄筋コンクリート梁，混合構造物，接合部

1. はじめに

近年，都市部での連続立体化事業に伴う線路直上高架化工事や線路近接高架工事，鉄道の駅構内における地下駅工事等のように，施工が困難で，用地や作業時間あるいは環境問題等，各種の制約を受ける鉄道建設事例が増加してきている．このような制約条件に対して，施工効率の向上を図るとともに，施工の安全性を確保し，工期の短縮が可能な構造が求められている．同時に，経済性が高く，大規模地震に耐えられる高い耐震性を有する構造が必要とされている．

コンクリート充填鋼管（CFT）構造は，コンクリート打込み時に鋼管が型枠の役割を果たすため，施工の安全性の向上，施工の簡素化や合理化，急速施工等に有効な構造である．また，力学的にも鋼管とコンクリートの合成効果により断面寸法に比して大きな耐力力が得られ，また，コンクリートが鋼管の局部座屈の進行を遅らせることにより優れた変形性能が期待できる構造部材である¹⁾．

このCFT部材を鉄道構造物に適用した例^{2)~5)}は増加してきており，今後益々の採用が期待されている．CFT部材を柱部材として用いる場合，梁部材としては鋼部材，鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）部材，鉄筋コンクリート（RC）部材などが考えられる．建築分野においては，梁

部材には鋼部材，SRC部材を用いる例が多く，その柱・梁接合部形式についての実験的研究はこれまでに多数行われ，その成果が設計規準⁶⁾に反映されている．

一方，土木分野においては，梁部材として鋼部材，SRC部材の他に，RC部材が用いられている例もある³⁾．このような異種部材を組み合わせた混合構造物における柱・梁接合部形式についての研究が，近年盛んに行われてきている^{7)~9)}．しかしながら，柱部材としてCFT部材，梁部材としてRC部材とする接合部の検討例は土木・建築分野問わず少なく，接合部の応力伝達機構が必ずしも明らかにされていないのが現状である．

そこで，鉄道地下駅に用いられている実構造物（CFT柱に設けたダイアフラムにRC梁の主鉄筋をフレア溶接して一体化させた構造）をモデル化した模型供試体を用い，載荷試験を実施し，その破壊挙動の検討を行うとともに実構造物の安全性の検討もあわせて行ったので報告する．

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

実験の対象とした構造は，5層2径間の構造であり，中柱にCFT部材，梁にRC部材が用いられている．試験体は，このCFT中柱とRC梁の接合部を意図し，1/3縮小模型の十字形状とした．試験体の形状・寸法を図-1に示す．

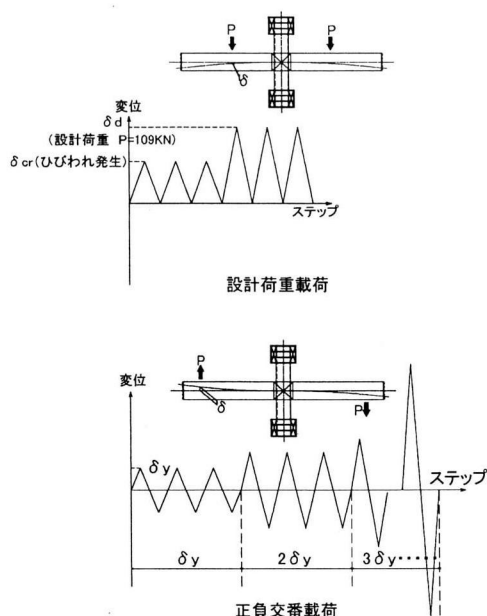


図-3 荷重方法

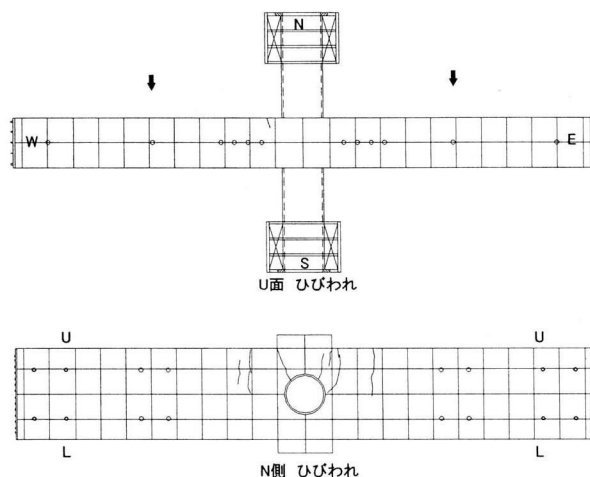


図-4 設計荷重荷重ひび割れ発生状況 (P L 試験体)

梁及び鋼管内に充填したコンクリートの設計基準強度は、 27N/mm^2 とした。粗骨材の最大寸法は、縮尺を考慮し 13mm とした。鋼管及び仕口の鋼材は、SM490相当の材料を使用し、厚さ 12mm の一枚板から所定の寸法に切削加工した。鉄筋については、SD345相当のものを使用した。また、スタッドボルトについては、 $\phi 13$ の既製品ボルト (JIS B 1198) を所定の寸法 ($\phi 7.4$) に切削加工した。コンクリートの強度を表-1に、鋼材の強度を表-2にそれぞれ示す。

なお、RC梁の曲げ耐力がCFT柱の $1/3$ 程度で、梁の破壊が想定されるため、柱軸力は省略した。

2.2 荷重方法

荷重方法を図-3に示す。荷重は、設計荷重荷重と正負交番荷重の2ケースについて行った。これは、実構造物の設計が常時状態が決定ケースとなっており、この設

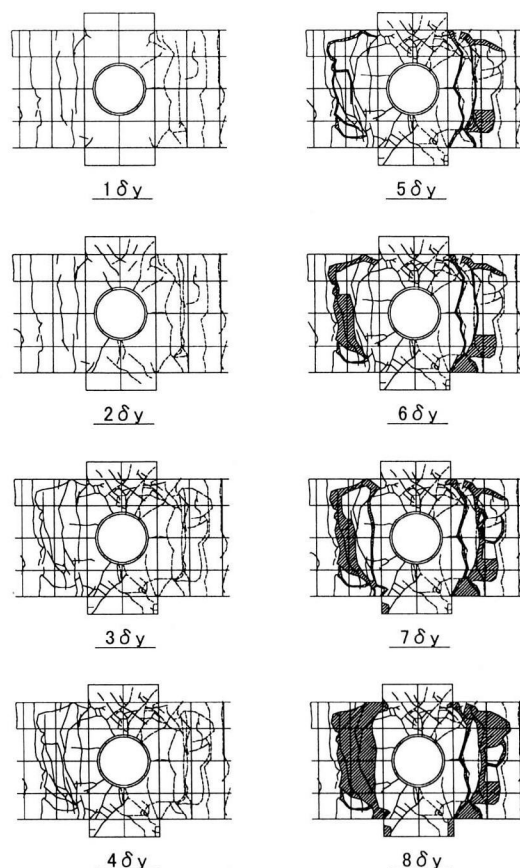


図-5 正負交番荷重ひび割れ進展図 (P L 試験体)

計荷重による接合部の挙動を把握すること、また、地震時の繰返し荷重による接合部の挙動を把握するためである。荷重は、始めに梁の中間に設けた2台の油圧ジャッキによる片押しせん断荷重を実施し、続いて梁端部における逆対称の繰返しせん断荷重を実施した。設計荷重荷重用の荷重は、実構造の設計荷重 (981kN) に相当する荷重 ($=981\text{kN} \times 1/3 \times 1/3 = 109\text{kN}$) とし、荷重位置は実構造の設計荷重時のせん断スパン長に相当する位置とした。

荷重パターンは、設計荷重荷重においては、片振幅漸増荷重荷重とし、梁のひび割れ発生時、設計荷重相当時においてそれぞれ3サイクルずつ荷重した。次に、正負交番荷重においては、両振幅漸増荷重荷重とし、 $1\delta y \sim 3\delta y$ までを3サイクル、 $4\delta y$ を2サイクル、 $5\delta y \sim 8\delta y$ までを1サイクルずつ荷重した。実験上の降伏点は、梁端部の主鉄筋が試験に先立って行った機械試験から得られた降伏ひずみに達した時とした。降伏変位は、左右・正負とも同程度で、統一して管理した。

測定は、各荷重段階で荷重力、各部位の変位、鉄筋・鋼材のひずみを測定した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-4にP L試験体の設計荷重荷重におけるひび割れ発生状況を示す。荷重 75kN において、柱・梁接合部周辺

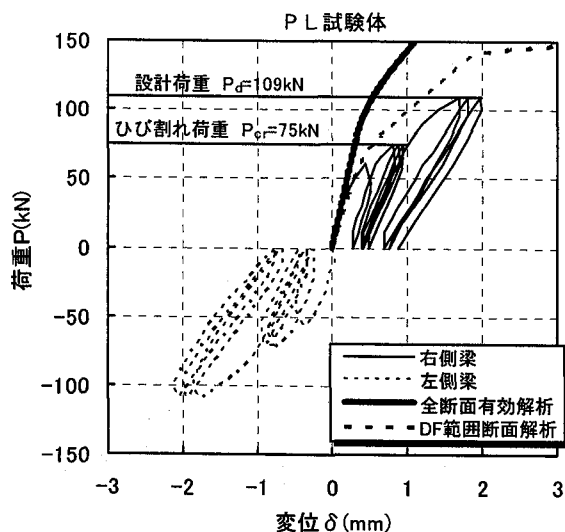


図-6 荷重変位履歴曲線(設計荷重載荷)

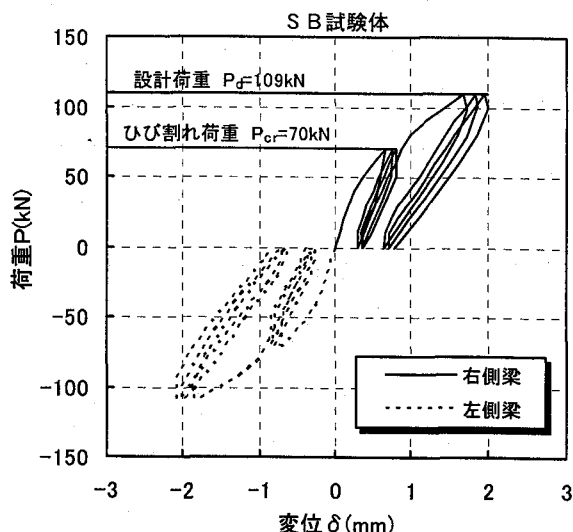


図-8 荷重変位履歴曲線(設計荷重載荷)

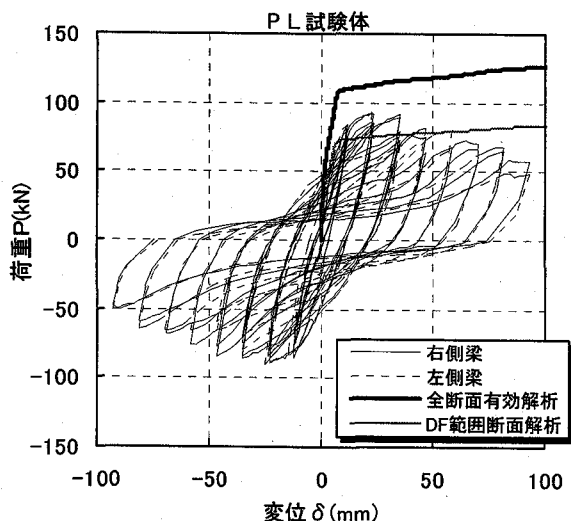


図-7 荷重変位履歴曲線(正負交番載荷)

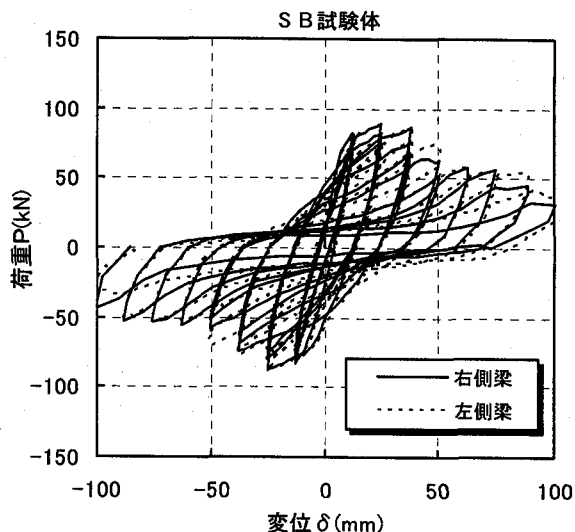


図-9 荷重変位履歴曲線(正負交番載荷)

に、柱に対して放射状のひび割れが発生した。設計荷重載荷では、柱・梁接合部周辺の柱からの放射状のひび割れと共に、梁の曲げひび割れが確認された。なお、図中において、ひび割れが上面側に偏っているが、これはジャッキ反力設備等のためひび割れ図が書けなかったためであり、実際には下面側にもひび割れが発生している。また、主鉄筋の最大ひずみは 1200μ 程度であった。

図-5に正負交番載荷における接合部周辺のひび割れの発生と破壊状況を示す。梁の降伏変位は、ダイアフラムに溶接された主鉄筋（以下、溶接鉄筋と称す）が降伏に至る変位($\delta y=11.6\text{mm}$, $\theta y=1/143$)とした。降伏荷重は、載荷位置正側で 84.8kN 、負側で 80.9kN であり、溶接鉄筋は降伏に達したが、梁断面のコーナーでダイアフラム天端を貫通する主鉄筋（以下、通し鉄筋と称す）は降伏しなかった。その後、正側載荷では左側梁が $3\delta y(92.1\text{kN})$ で、右側梁が $2\delta y(91.7\text{kN})$ で最大荷重に達した。負側載荷では左側梁が $2\delta y(90.2\text{kN})$ 、右側梁も $2\delta y(92.1\text{kN})$

で最大値を示した。この後、 $3\delta y$ にかけて通し鉄筋付近で付着ひび割れが観察されるのが図より確認できる。さらに $4\delta y$ でダイアフラムのかぶりが剥離・落下し、溶接鉄筋の座屈が観察された。これ以降、梁の耐力は低下し、やがて溶接鉄筋の破断音が確認され実験を終了した。通し鉄筋は、実験終了まで降伏しなかった。RC梁との接合部近傍の鋼管の軸方向ひずみは、最大 500μ 程度であった。

SB試験体もPL試験体とほぼ同様の破壊状況であったが、 $3\sim 4\delta y$ において縦梁の先端に上下ダイアフラムの位置で水平方向のひび割れが確認され、その後かぶりコンクリートの剥離・落下が始まった。

3.2 荷重変位関係

PL試験体の設計荷重載荷と正負交番載荷における荷重・変位履歴曲線を図-6, 7にそれぞれ示す。設計荷重載荷においては、ダイアフラムのかぶりコンクリート

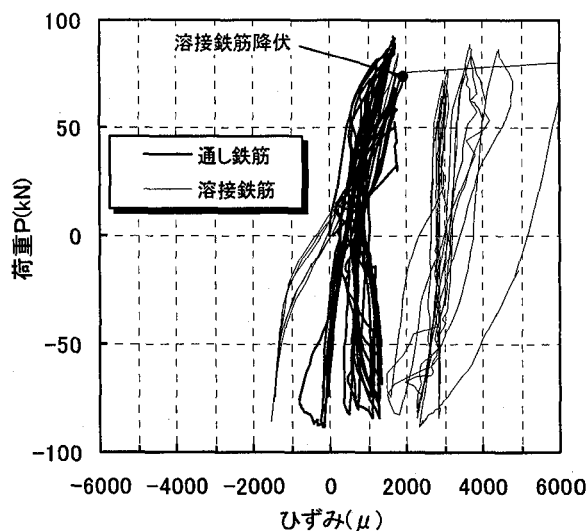


図-10 荷重-ひずみ関係(正負交番載荷)

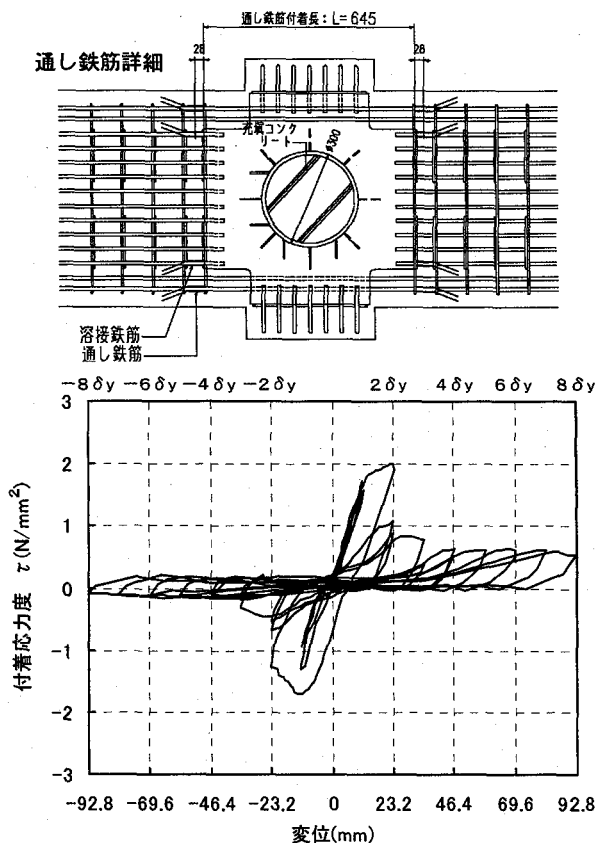


図-11 通し鉄筋の付着性状

のひび割れの発生と同時に梁の剛性は低下し、設計荷重時(109kN)の繰返し載荷で1mm程度の残留変位は残ったが、設計荷重レベルでは降伏には至っていない。

正負交番載荷については、 $3\delta_y$ までは比較的安定した紡錘形の履歴を示すが、溶接鉄筋が座屈し始める $4\delta_y$ 以降は、荷重の低下と共に履歴曲線も逆S型に近づく傾向となった。図-6、7には、梁をファイバーモデルで評価した解析の結果を併記した。ここでは、ダイヤフラムの区間を剛域と仮定した。図中、DF範囲断面解析とは、

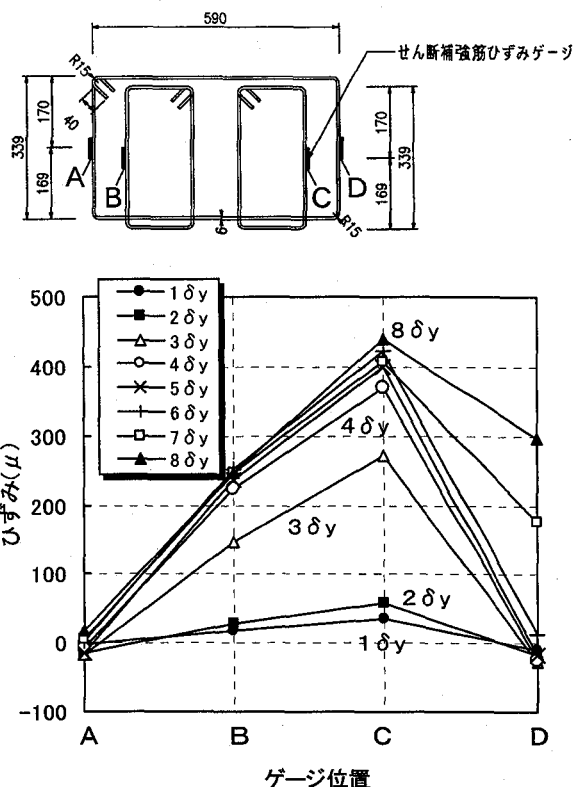


図-12 せん断補強筋断面方向ひずみ分布

梁断面を通し鉄筋のある部分を除外して断面を考えた場合である。図-7において、全断面有効の解析値と比較すると、初期剛性、耐力とも明らかに実験値が低い。また、断面を低減して評価した場合でも整合しない。これは、降伏しない通し鉄筋のコンクリートとの付着性状が適切に評価されていないことなどに起因すると考えられる。

図-8、9に、SB試験体の設計荷重載荷と正負交番載荷における荷重・変位履歴曲線をそれぞれ示す。設計荷重載荷、正負交番載荷ともPL試験体とほぼ同じ挙動を示したが、ポストピークにおける耐力低下の割合がPL試験体に比べ大きかった。これは、接合部における梁の拘束効果がPL試験体に比べ低いことによるものと推定できる。

3.3 ひずみ特性

(1) 主鉄筋ひずみ

図-10に、PL試験体の正負交番載荷における右側梁の主鉄筋の荷重-ひずみ推移を示す。ひずみの進展は、溶接鉄筋の方が通し鉄筋に比べて大きい傾向を示し、前述の通り実験終了時においても通し鉄筋が降伏していないことがわかる。

この通し鉄筋には、曲げ圧縮側の梁から圧縮力が、また曲げ引張側の梁からは引張力が同時に作用し、圧縮側から引張側へ引抜力が発生する。そこで、通し鉄筋の圧縮側・引張側各梁のダイヤフラム端部位置のひずみ測定

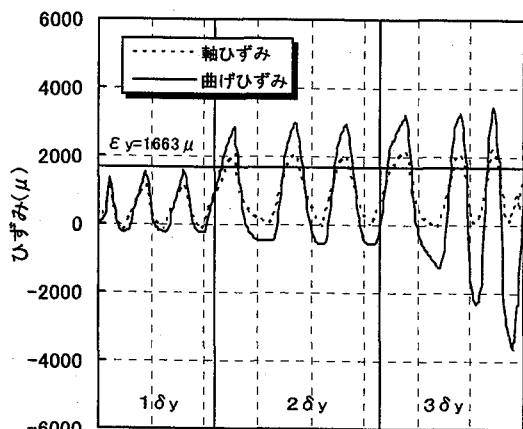
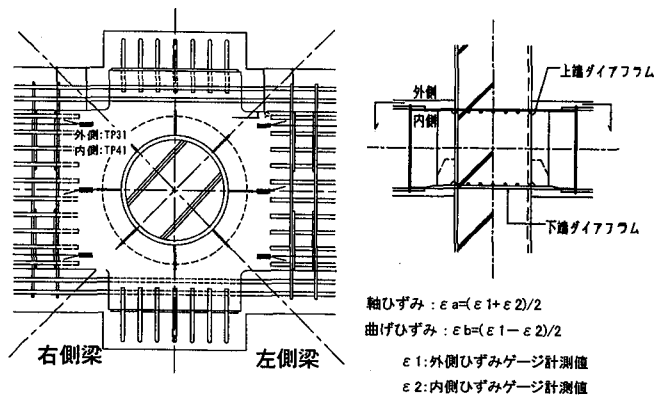


図-13 ダイアフラムひずみ波形

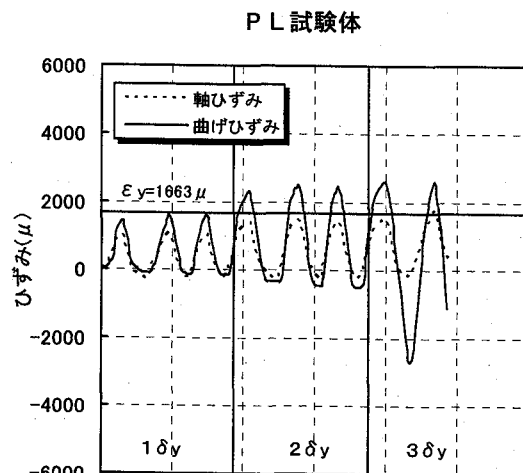


図-13 ダイアフラムひずみ波形

図-13 ダイアフラムひずみ波形

値の差から引抜力を算定し、鉄筋の付着面積で除して付着応力度(τ)として、通し鉄筋の $\tau-\delta$ (変位)関係を示した(図-11)。2 $\delta y \sim 3\delta y$ を境に付着応力度が大幅に低下しているのがわかる。これは、前述した付着ひび割れの発生を裏付けている。

(2) せん断補強筋ひずみ

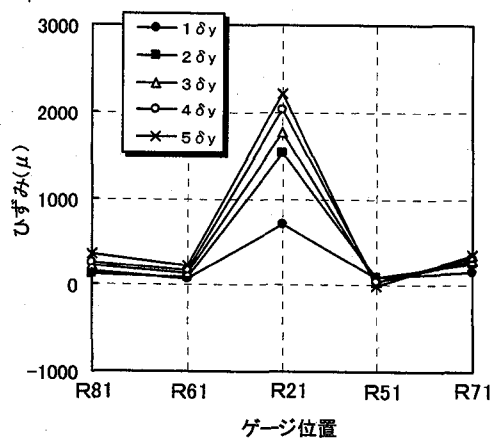
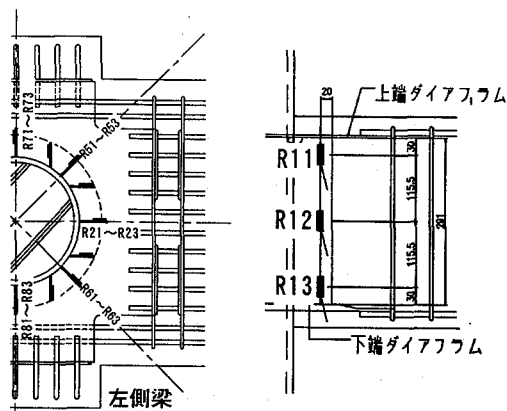


図-14 円周方向リブプレートひずみ推移

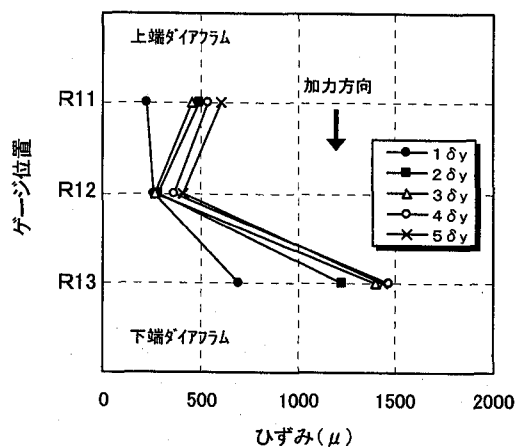


図-15 正加力時リブプレートひずみ推移

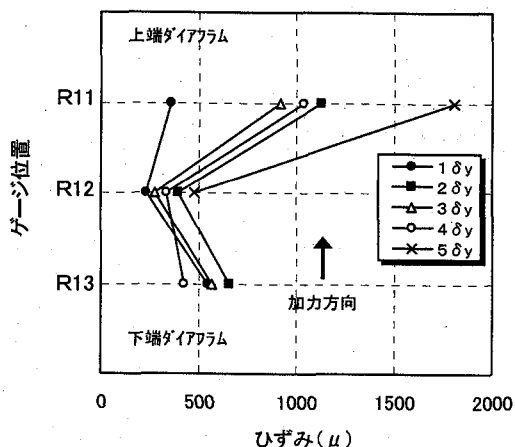


図-16 負加力時リブプレートひずみ推移

PL試験体の正負交番载荷におけるせん断補強筋の断面方向のひずみ推移を図-12に示す。溶接鉄筋を取り囲む中間せん断補強筋の方が、外周のせん断補強筋よりもひずみの進展が大きく、 $3\delta y \sim 4\delta y$ にかけてひずみが急増していることがわかる。これは、かぶりコンクリートが剥離・落下し、溶接鉄筋の座屈が観察された時期とほぼ一致する。

(3) ダイアフラムひずみ

上端ダイアフラムの正負交番载荷における、PL、SB両試験体（左側梁）のひずみ波形を図-13に示す。図中の横軸は、図-3に示す载荷ステップを表している。ダイアフラムの軸方向ひずみは、鋼板の両側に貼られたひずみのゲージから得られる値の和の平均値として、曲げひずみは差の平均値として算定した。

軸ひずみは、両試験体とも主鉄筋降伏以降ほとんど変化のないサイクルを繰り返した。一方、曲げひずみについては、両試験体ともひずみ振幅は、载荷の進行に伴い増大した。なお、図中のひずみが引張側の片振り挙動をする傾向にあるが、その理由については今後の検討課題である。

(4) リブプレートひずみ

正負交番载荷におけるPL試験体（左側梁）のリブプレートのひずみ推移を図-14に示す。リブの配置方向の違いによるひずみ分布の特徴として、梁軸心位置に配置されたリブのひずみが最も大きく現れ、梁からのせん断力を最も多く負担していることがわかる。

また、右側梁の正加力時のリブプレート垂直方向ひずみ分布を図-15に、負加力時の分布を図-16に示す。1枚のリブプレートの垂直方向のひずみ分布は、加力方向と反対側のひずみが最も大きく現れる傾向にあった。

(5) スタッドボルトひずみ

正負交番载荷におけるSB試験体（右側梁）の正加力時の高さひずみ推移を図-17に、負加力時の高さひずみ推移を図-18にそれぞれ示す。高さ方向のひずみ分布は正加力時には、下端ダイアフラムがせん断力を負担すると推定されるため、スタッドのひずみは小さい。一方、負加力時には、板厚の違いによりダイアフラムのせん断抵抗が小さいため、ダイアフラムの代わりにスタッドボルトがせん断伝達部材として有効に機能していることがわかる。

また、図-19に負加力時における鋼管円周方向のスタッドのひずみ推移を示す。ひずみ分布は、PL試験体におけるリブプレート同様、梁の中心線上に配置されたスタッドのひずみが最大となった。

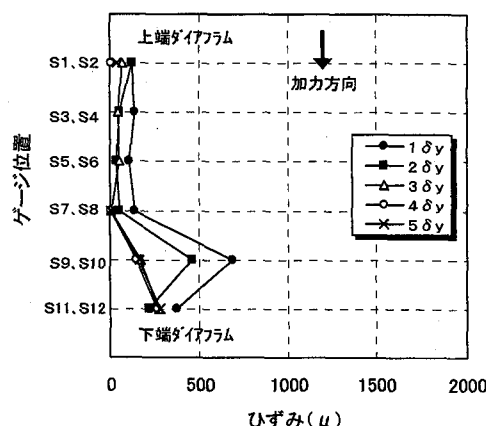
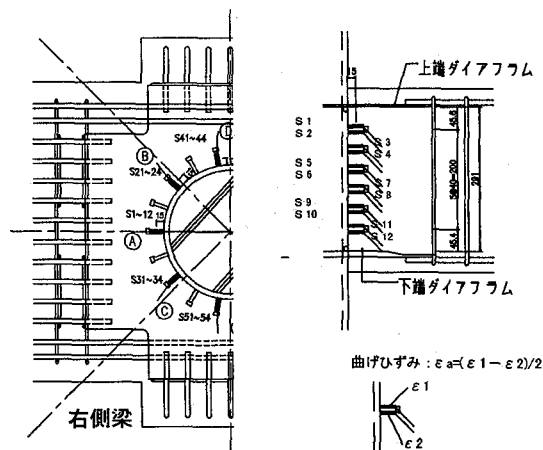


図-17 正加力時スタッドボルト曲げひずみ推移

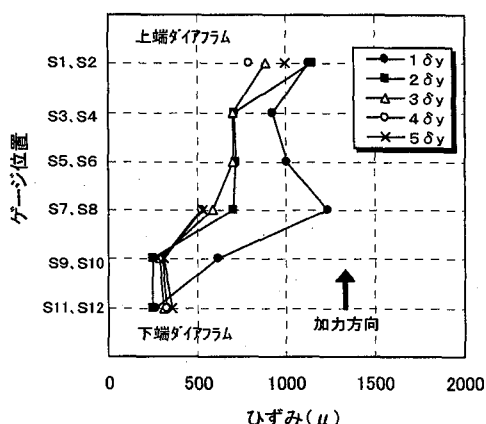


図-18 負加力時スタッドボルト曲げひずみ推移

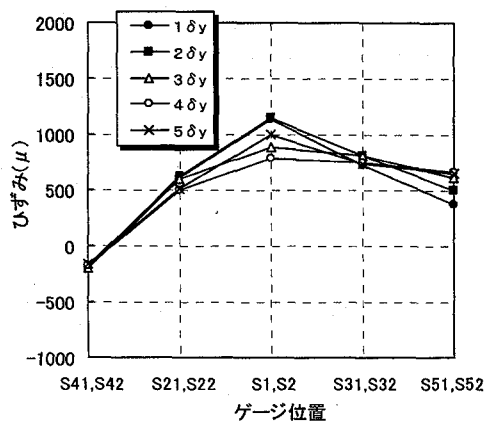


図-19 円周方向スタッドボルト曲げひずみ推移

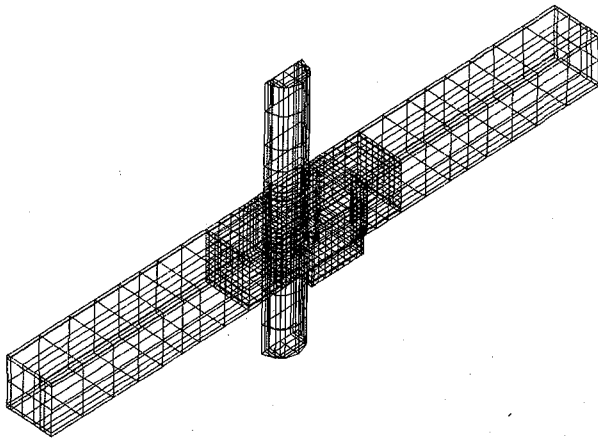


図-20 解析モデル

表-3 コンクリートの構成則

項 目	モデル
圧縮	修正 Ahmad モデル ¹¹⁾
引張 一般部	出雲モデル($C=0.6$) ¹²⁾
通し鉄筋かぶり部	引張強度後はゼロ
ひび割れ後のせん断伝達	ゼロ
非線形ポアソン効果	弾性ポアソン比保持

表-4 解析ケース

解析ケース	試験体	载荷	通し鉄筋付着モデル
CASE1	P L 試験体	設計荷重载荷	付着劣化モデル
CASE2		正負交番载荷	付着劣化モデル
CASE3		正負交番载荷	完全付着モデル

4. 三次元非線形 F E M 解析

実験結果の検証を行うため、P L 試験体における三次元非線形 F E M 解析¹⁰⁾を実施した。解析ツールは、F I N A L を用いた。解析においては、前章の検討から、梁横断方向における主鉄筋の降伏性状の違いと通し鉄筋の付着モデルを考慮することとした。

4.1 入力モデル

解析モデルと要素モデルを図-20, 21にそれぞれ示す。解析モデルは試験体を縦半分に割ったモデルで、各要素は、コンクリートは8節点立体(6面体)モデル、鋼板は4節点平面(シェル)モデル、鉄筋は2節点線材(トラス)モデルとした。

鋼材は、トリリニアでモデル化した。コンクリートの構成則^{11), 12)}を表-3に示す。なお、RC梁とCFT柱のコンクリートに同じ構成則を用いているが、これは実験結果より損傷がRC梁に集中しており、CFT柱のコンクリートの構成則の影響が微小であると判断したためである。また、各材料とも材料試験結果を用いた。入力に用いた鉄筋の付着特性は、実験結果を参考にして、図-22に示

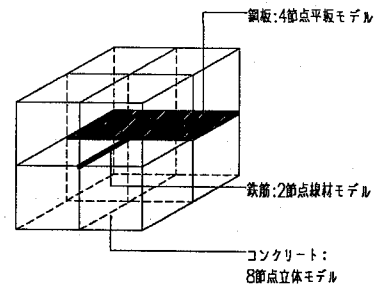


図-21 要素モデル

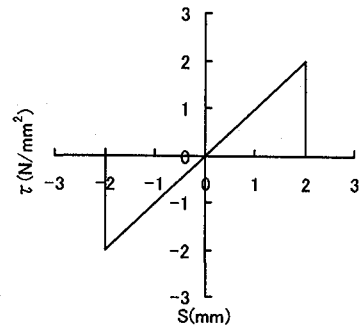


図-22 付着特性のモデル¹³⁾

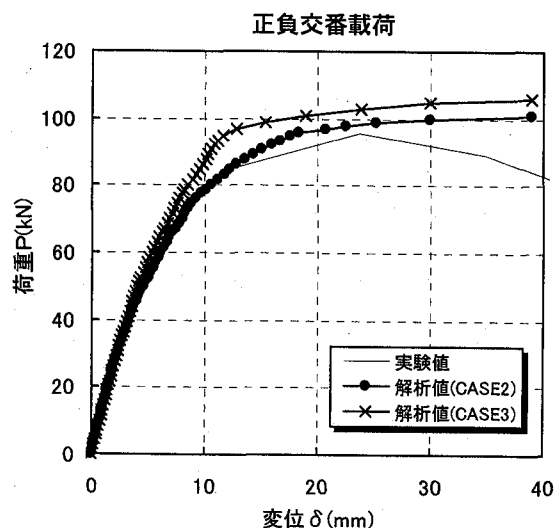
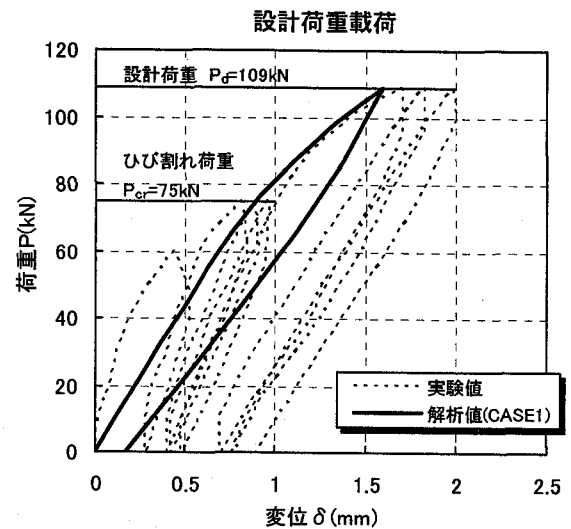


図-23 荷重変位関係の比較

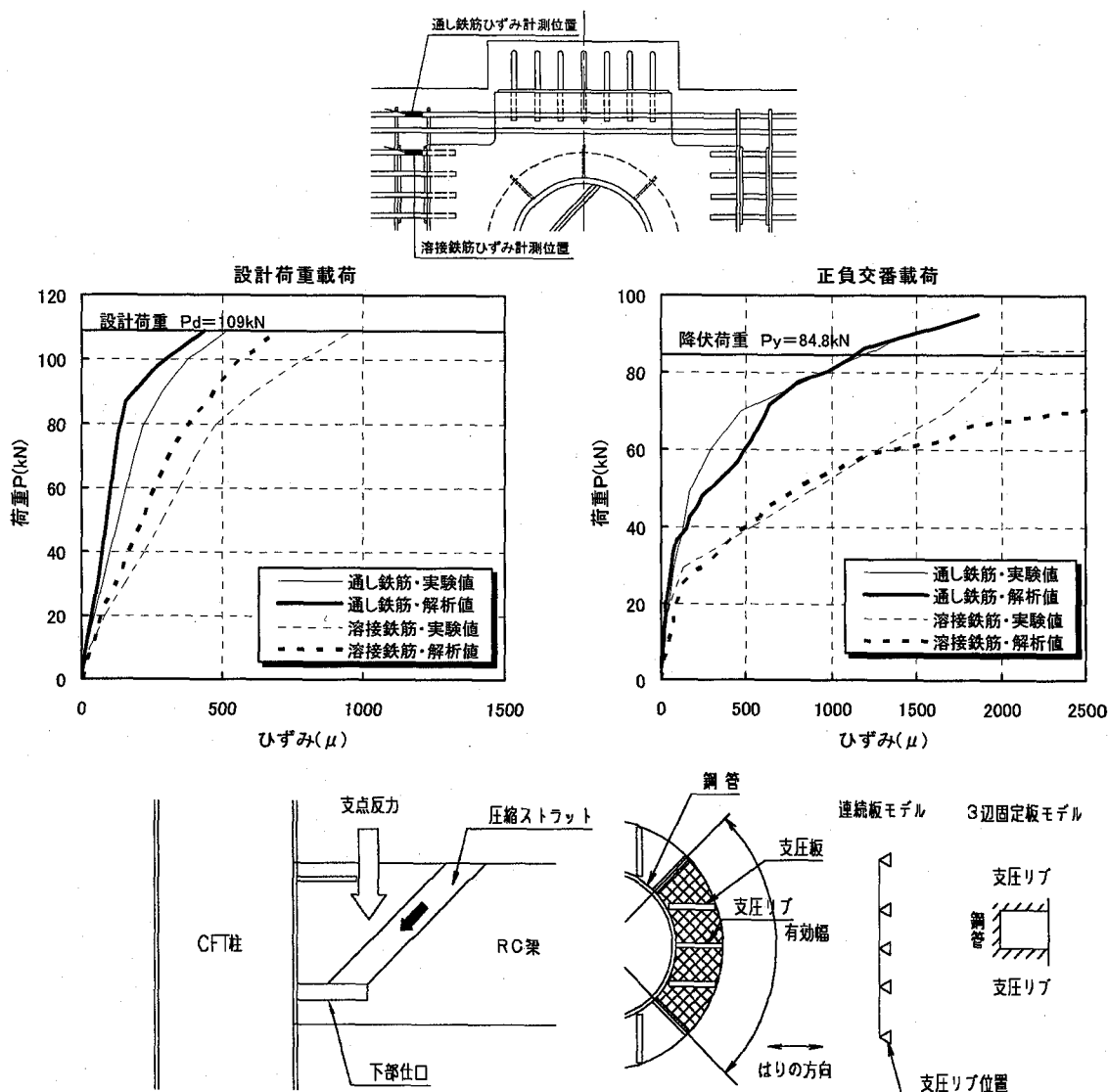


図-25 ダイアフラムの設計モデル

す市之瀬のモデル¹³⁾を用いた。これは、変位2mm, $\tau = 2\text{N/mm}^2$ で0に低下するモデルである。鉄筋要素とコンクリート要素の接合は、この付着モデルをバネ要素として接合している。また、コンクリートと鋼板の応力伝達 は圧縮のみ考慮した。

解析は、表-4に示す3ケースについて行った。表中の付着劣化モデルとは、上記の図-22のモデルを用いたものである。

4.2 解析結果

(1) 荷重変位関係

荷重変位関係の実験と解析の比較を、図-23に示す。

設計荷重載荷では、解析においても設計荷重から漸減で除荷した。解析値と実験値は、概ね一致しているが初期剛性が一致していない。これは解析上コンクリートと

鋼板の応力伝達は圧縮側の付着のみ考慮しており引張側の付着は無視しているが、実験上はこの載荷範囲では、コンクリートと鋼板との引張側の付着があるためと考えられる。

正負交番載荷では、一方向解析とし、実験値は包絡線で比較した。通し鉄筋を完全付着モデルとしたCASE3は、降伏以降において実験値を上回る結果となった。通し鉄筋の付着劣化特性を考慮したCASE2は、初期から最大荷重付近まで、強度・剛性とも概ね一致する結果となった。

(2) 主鉄筋のひずみ性状

主鉄筋のひずみ性状の実験と解析の比較を図-24に示す。

設計荷重載荷では、溶接鉄筋・通し鉄筋のひずみがともに解析値の方が実験値より低い傾向となった。また、

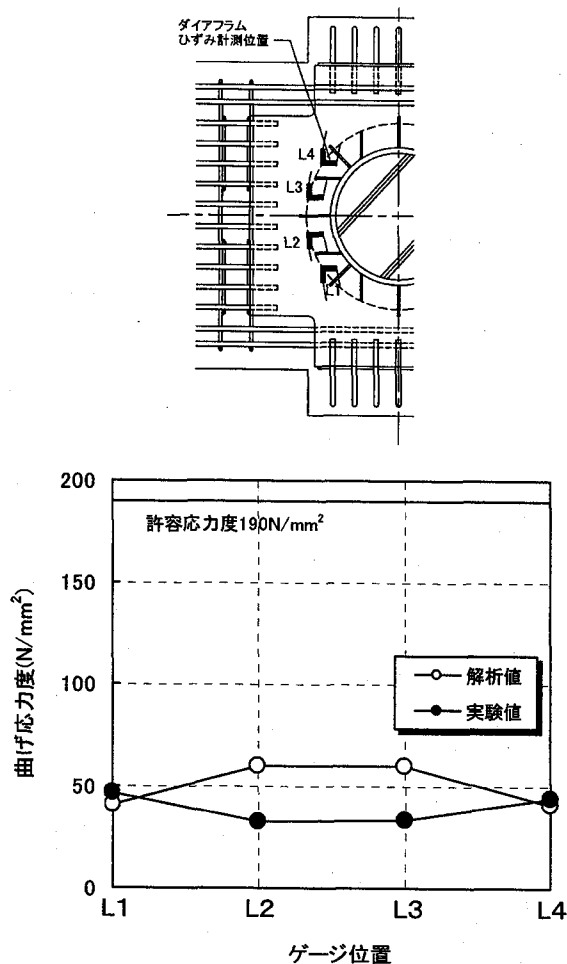


図-26 ダイアフラムの応力分布

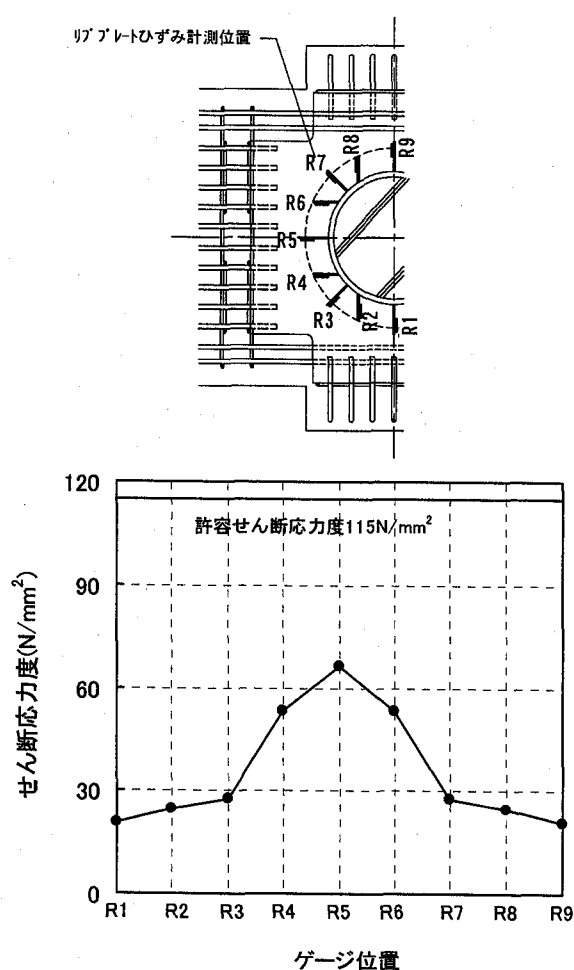


図-27 リブプレートの応力分布（解析値）

通し鉄筋の方が溶接鉄筋よりもひずみの発生は低い結果となった。

正負交番载荷では、CASE2の結果を示している。溶接鉄筋・通し鉄筋ともに実験値と解析値は一部を除きよく整合していることがわかる。通し鉄筋は、溶接鉄筋に比較してひずみが低く降伏しないことなど両者の違いが明らかで、本解析の妥当性を示している。

5. 実構造物の安全性の検討

三次元非線形FEM解析より実験値と解析値が概ね対応していることが確認された。従って、実構造物の設計計算結果と設計荷重载荷解析値を比較することにより、実構造物の接合部の安全性の検討を行った。なお、実構造物は、許容応力度設計法で設計されている。

実構造物におけるダイアフラムの設計モデルを図-25示す。ここでは、梁の圧縮ストラットを想定し、梁から伝達されるせん断力をリブプレートで囲まれる全周の1/4区間のダイアフラムで受けることとし、リブプレートを支点とする連続板とリブプレートと鋼管で囲まれた3辺

固定された板とする2ケースのうち不利となる応力状態（今回の場合連続板）で設計している。この妥当性を検討する。

設計荷重载荷時のダイアフラムの梁横断方向の曲げ応力度分布を図-26示す。梁中央付近で、解析値は実験値を高めに評価している。しかしながら、上記設計モデルでは、鋼管の円周方向の曲げ応力度は、許容応力度付近の189N/mm²であり、これに比較し解析や実験で発生した曲げ応力度は相当小さい。図-27に、設計荷重载荷時のリブプレートの梁横断方向のせん断応力度分布（解析値）を示す。解析結果の最大せん断応力度は67N/mm²であり、実構造設計計算における許容せん断応力度（115N/mm²）を超過することはなかった。本設計方法は、梁から伝わるせん断力をリブプレートで囲まれる全周の1/4区間のダイアフラムのみで受けると仮定しているが、リブプレートもせん断力を負担しており、本設計方法は安全側の値を与えていると評価できる。

6. まとめ

CFT柱・RC梁接合部の模型供試体による実験及び三次元非線形FEM解析を実施し、その性能を評価した。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 柱・梁接合部の形式が外ダイアフラムとリブプレートによる形式(PL試験体)と外ダイアフラムとスタッドボルトによる形式(SB試験体)では、ほぼ同様の破壊性状を示した。
- (2) 溶接鉄筋は、降伏し、荷重を進めるにつれ座屈し破断に至ったが、通し鉄筋は、付着割裂破壊するため実験終了まで降伏に至らなかった。
- (3) PL試験体において、横梁軸心位置に配置されたリブプレートが横梁からのせん断力を最も多く負担していた。SB試験体についても、横梁軸心位置に配置されたスタッドボルトが横梁からのせん断力を最も多く負担していた。
- (4) 主鉄筋の付着モデルを既往の研究成果に従い評価した三次元非線形FEM解析モデルにおいて、通し鉄筋の付着割裂破壊現象を評価することができ、実験の荷重変位関係を最大荷重付近まで精度よく再現できる。
- (5) 実構造物の設計方法の妥当性を検証した結果、安全に設計されていることが確認された。

謝辞：本研究においては、大林組技術研究所長沼一洋博士、ならびに建設企画コンサルタント樋口喜光氏に貴重なアドバイスと貢献を頂きました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 村田清満, 山田正人, 池田学, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価, 土木学会論文集, No. 640/I-50, pp. 149-163, 2000.1.
- 2) 東耕太郎, 佐藤収, 多田秀彰: コンクリート充填鋼管柱を適用したラーメン高架橋の計画について, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集(平成7年度), V-47, pp. 610-611, 1995.
- 3) 藤田精一郎, 鷹野秀明, 小西秀生: 武蔵野線紙敷駅(仮称)新設工事の設計・施工, 日本鉄道施設協会誌, 1996.7.
- 4) 岩田秀治, 村田清満, 山田正人, 石井弘一: 鉄道構造物へのコンクリート充填円形鋼管柱の適用, 鋼構造年次論文報告集, 第7巻, pp. 241-248, 1999.11.
- 5) 瀧口将志: 箱崎高架CFT高架橋の設計と施工, 日本鉄道施設協会誌, 2000.1.
- 6) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1987.6.
- 7) 野澤伸一郎, 木下雅敬, 築嶋大輔, 石橋忠良: コンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価, 土木学会論文集, No. 606/V-41, pp. 31-42, 1998.11.
- 8) 村田清満, 安原真人, 木下雅敬, 葛 拓造: 鉄道混合

構造物の接合部の耐力評価, 鋼構造論文集, pp. 9-20, 1998.9.

- 9) 高山智宏, 村田清満, 池田学, 木下雅敬: 複合構造の鉄道ラーメン高架橋差込み接合の設計法, 土木学会論文集, No. 703/I-59, pp. 151-163, 2002.4.
- 10) 米澤健次, 吉岡研三: 三次元有限要素法を用いたCFT柱・鉄骨梁接合部の復元力特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 1027-1032, 1999.7.
- 11) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp. 163-170, 1995.8.
- 12) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No. 87.9-1, pp. 107-120, 1987.9.
- 13) 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート短柱における付着破壊のメカニズム, 日本建築学会論文報告集, 第333号, pp. 73-83, 1983.11.
- 14) 山田正人, 西澤政晃, 岡野素之: CFT柱RCはり接合部の荷重試験と三次元FEM解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 415-420, 2002.6.

(2002年9月13日受付)