

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 Analysis of Nonlinearity and Stress Transfer Mechanism on the Semi-Rigid Connection with Steel Girder and RC Column

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

Takahide SATO, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, Tomoyuki YAMAZAKI and Toshiyasu INOUE

*正会員 工修 (株)釧路製作所 橋梁部設計課 (〒085-0003 北海道釧路市川北町9-19)

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

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

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

*****正会員 工博 (株)釧路製作所 小樽工場長 (〒047-0152 北海道小樽市新光2丁目1-4)

Semi-rigid connection structure made by I-section steel girder and reinforced concrete column is dealt with in this paper. Nonlinear behavior of the connection and internal stress transfer mechanism are analyzed by experiment and numerical calculation. Good agreement between experimental result and numerical estimation was obtained and the results on the stress distribution from elastic to plastic deformation are shown in the figures. And interaction behavior between steel girder, reinforcement bar, stud and concrete is analyzed in some cases.

Key Words : semi-rigid frame connection, nonlinear behavior, stress transfer mechanism

1. まえがき

本論文では、図-1に示すように鋼桁の一部と鉄筋コンクリート柱(RC柱)を半剛結状態で結合した構造を対象として、結合部の非線形弾塑性挙動を非線形力学問題として検討している。

このような鋼桁とRC柱を結合する構造の例としては、鋼桁上フランジまで全断面剛結する例が多く、橋梁の複合ラーメン橋の事例^{1),2),3),4)}や、建築構造物に用いられている^{5),6)}。この半剛結状態でRC柱を鋼桁に結合する構造は、RC柱が下部に大きな水平力(鋼桁軸方向)を受けた場合に、曲げモーメントによる大きな損傷を塑性ヒンジとしてRC柱構造部分に発生させ、鋼桁には大きな損傷を発生させないことを目的としたものである。

通常大地震時には、水平振動によってRC柱脚部に大きな塑性ヒンジが最初に発生するので、RC柱上部の塑性ヒンジはその後の非線形挙動によって発生可能性がある。

本論文の内容は、このような半剛結構造の構造特

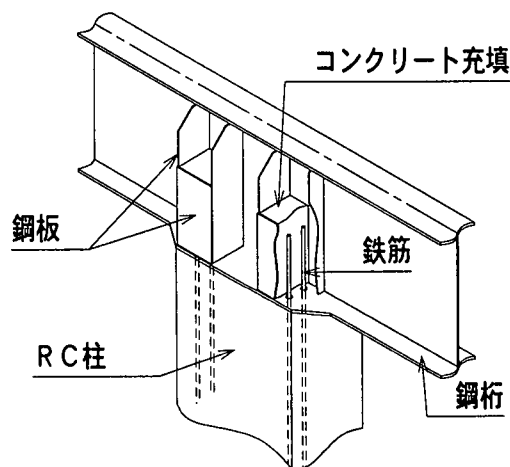


図-1 結合部構造概要

性を、実験および解析によって、内部応力の分布性状として明らかにし、応力伝達機構を検討するものである。

なお、このような半剛結構造に関する既往の研究としては、鋼構造骨組の接合部を対象として曲げモーメントと回転角の非線形挙動に着目した小室、岸ら^{7),8)}の研究がある^{9),10),11),12)}。

2. 半剛構造の概要

本論文の半剛構造は、鋼桁腹板部に垂直補剛材および鋼板によってボックス状の空間を設け、RC柱頂部の鉄筋を、鋼桁下フランジに設けた孔を通してボックス内に引き込み、ボックス内に充填される無収縮コンクリートによって定着させるものである。従って、腹板部のどの程度の高さまで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。このような結合構造の場合、腹板に水平なスタッドを配置する場合もあるが、本論文においては、引き込み鉄筋の定着に着目しているので、スタッドはボックス内部には配置していない。また、鋼桁下フランジ下面には水平方向のせん断補強として、下向きにスタッドを配置している。このスタッドの本数や間隔の設定は、合成桁におけるジベルの設計と同様の考え方で、せん断力に対して決定している。しかし、このような構造の場合は、結果としてはRC柱の鉄筋の効果の方が、下フランジ下面のスタッドより力学的寄与は大きい。本構造の特徴をまとめると以下ようになる。

- ① RC柱の鉄筋を鋼桁下フランジに貫通させ(引き込み鉄筋)、RC柱構造部分と鋼桁内コンクリート部分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。

このように部分的に鉄筋とコンクリートと鋼板によって結合されている構造の場合には、それらの構成要素間の相互作用が複雑に影響し合う。本論文においては主として結合部の全体的非線形挙動及びそれらの相互作用の詳細について実験と数値解析によって検討することとする。

また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、鋼桁上部の床板打設後(全死荷重載荷後)に鋼桁とRC柱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^{1), 2), 3)}。

図-2にはこのような半剛構造がRC柱下部に水平荷重を受ける場合の、内部応力の伝達状況の概略を示している。

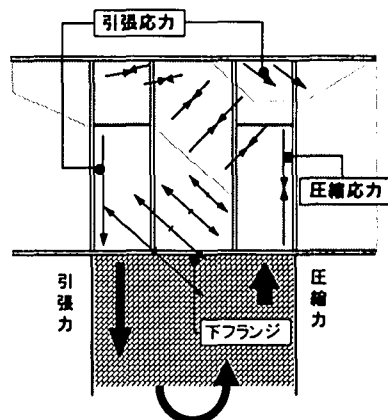


図-2 応力伝達の概略

3. 静的交番曲げ載荷実験

3.1 実験供試体および載荷方法

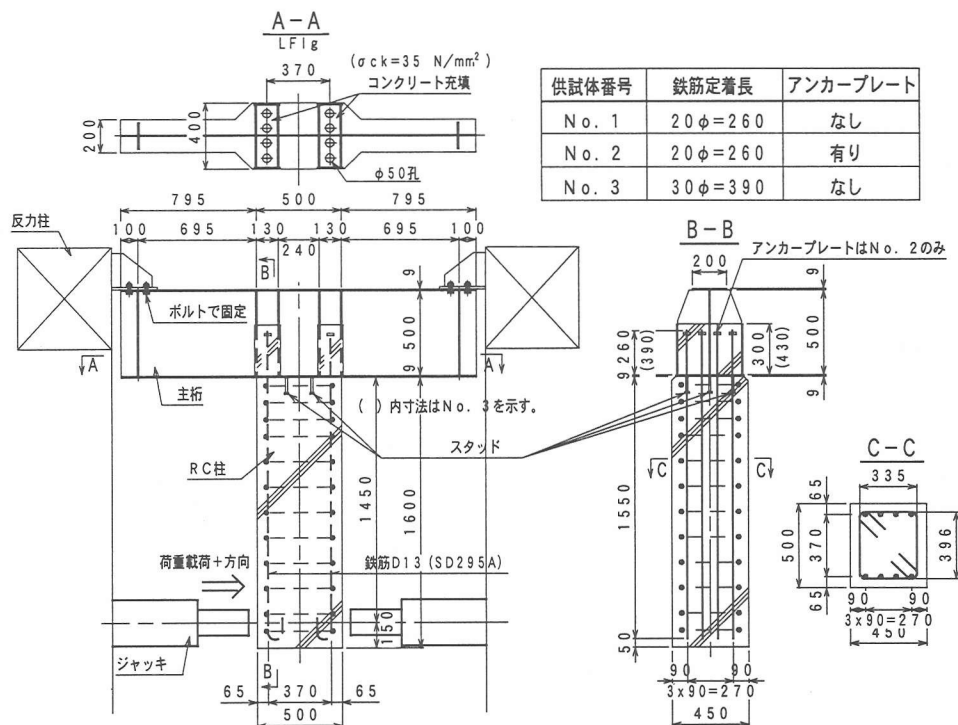
実験供試体は、実験装置の載荷能力や反力柱の間隔等を考慮して図-3のように決定した。鋼桁高さは500mm、支間長は1890mmとして、RC柱は鉄筋の作用応力とコンクリートに作用するせん断応力を計算して、せん断破壊よりも曲げ破壊が先行するように構造諸元を決定した。

接合部は鉄筋 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、無収縮コンクリートによって定着させた。

鉄筋定着長を決定するにあたり、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枚の鋼板内のコンクリートに拘束されている鉄筋D13の引抜き実験を実施し、定着長の確認をした。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。

その結果、図-3の3体の実験供試体においては、鉄筋定着長は供試体 No.1 と No.2 は鉄筋径の20倍(20φ)とし、No.2 では鉄筋先端に比較のためアンカープレート(直径 40mm)を取り付けた。また供試体 No.3では鉄筋径の30倍(30φ)の定着長としている。しかし、実験結果にはこのような定着鉄筋の定着状況の違いによる影響はあられわず、安定した固定状況となっている。

供試体製作過程においても、当然RC柱部分のコンクリートと鋼桁ボックス内のコンクリートは内部のひずみゲージを設置後、それぞれ別々に打設しており、両者のコンクリートは鋼桁下フランジを境界として連続していない。また鋼桁を下にしてRC柱を打設しており鋼桁下フランジとRC柱は完全に密着している。さらに前述したように、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 のスタッドジベル(長さ 100mm)を合計 6 本、図-3 に示すように取り付けている。D13 の鉄筋は材質 SD295A、鋼桁の材質 SS400、コンクリート強度は 35N/mm² である。スターラップはφ13 の鉄筋を図-3 に示すように 100~150mm 間隔で配置している。

以下本論文では、上記の 3 体の供試体についてほぼ同様の実験結果が得られたので、主として供試体 No.1 の結果を中心として述べる。

なお、本実験に用いた供試体の寸法構成では、
(鋼桁高)/(支持間隔)=(500/1890)は約 1/4、
また R C 柱の(幅/荷重までの距離)=(500/1450)は約 1/3 程度となっており、Deep Beam としての影響⁹⁾や Saint Venant の原理の影響¹³⁾に注意して解析する必要がある。

供試体の設置方法としては、写真-1 に示すように供試体を床面と平行かつ水平に設置し、下面から移動自由なローラーで支持している。鋼桁上フランジ両端部は図-3 に示すように反力柱の治具に合計上下 4 本のボルトで固定した状態となっている。

荷重方法は R C 柱下端部から 150mm の位置に最大荷重能力 100kN の油圧ジャッキを左右 2 台設置して、R C 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、今回の実験では R C 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。

実験実施過程では、各荷重段階ごとに R C 柱の水平変位、R C 柱と鋼桁下フランジとの開口量(開

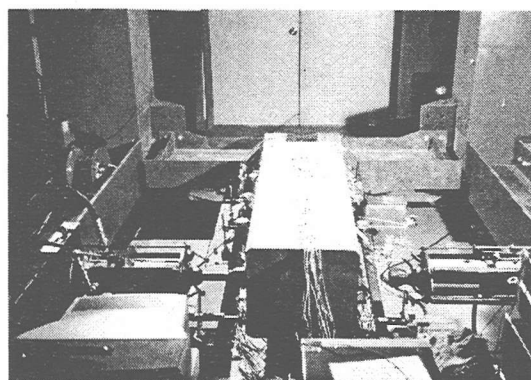


写真-1 荷重状況

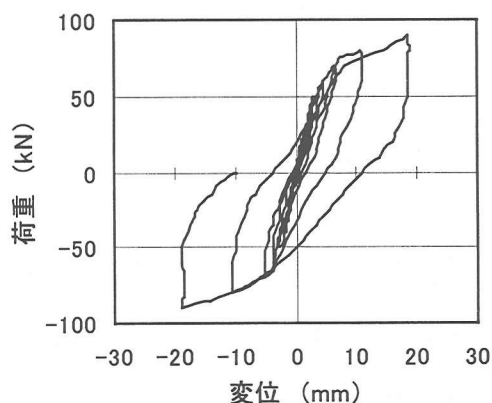


図-4 荷重-変位履歴曲線

き角)、さらに鋼桁および内部鉄筋のひずみ量を計測している。また R C 柱の微小ひび割れの発生状況を細かく調査している。

3.2 実験結果 その1－荷重と変形の関係－

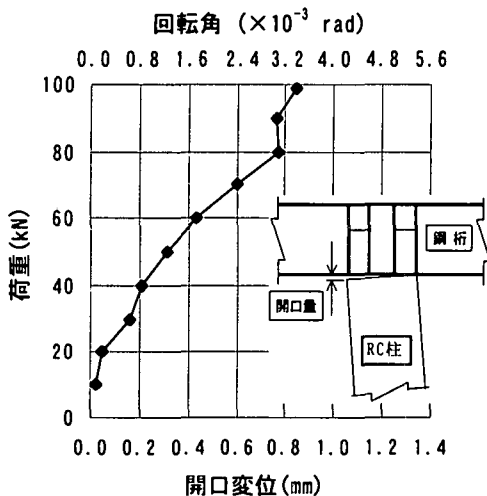
(1) 荷重－変位履歴曲線

図－4に前述の10kN づつ 90kN まで増加させたRC柱下部の荷重とその位置の変位の履歴結果を示している。実験では載荷開始から30kN まではRC柱はほぼ弾性状態であり、ひび割れもほとんど発生していない。その後60kN 以降からは塑性変形があらわれ始め、80kN からは残留変位も大きく増加しており、終局状態となっている。

(2) 鋼桁下フランジとRC柱との開口量

図－5には鋼桁下フランジとRC柱端面との開口量の変化を各荷重載荷毎に示している。全体的に開口量は小さく、最大で0.84mm、RC柱の半幅によって換算した回転角は 3.36×10^{-3} rad である。荷重80kN 以降はほとんどこの開口量は増加せず、RC柱に発生したひび割れ(塑性ヒンジ)に移行していることが理解できる。従って本論文の接合部構造としては、設計上問題となる弾性状態での開口量は小さいことが確認できた。この弾性状態におけるM- θ 関係は塑性ヒンジによるモデル化の際は内部鉄筋の伸び特性やコンクリートの弾性特性を考慮してバネ効果としてモデル化できることとなる。

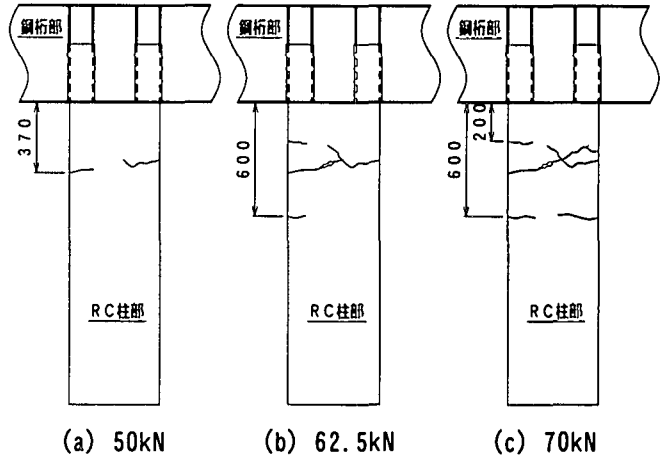
またその際、鋼桁下フランジに設置したスタッドジベルの効果は、水平荷重に対するせん断抵抗ばかりでなく、ある程度開口量を抑える役割を果たしていると考えられるが、当然これらの影響は定着鉄筋およびRC柱の剛性、さらにスタッドジベルの本数や配置によって変化するものである。本論文ではこれらについて数値解析である程度検討する。



図－5 鋼桁下フランジとRC柱との開口量

(3) ひび割れ進展状況

図－6にはRC柱内に発生したひび割れの進展状況を示している。最初にひび割れが入り始めたのは、荷重50kNの時で、発生箇所は鋼桁下フランジから約370mmの位置であった。また荷重62.5kNにおいて鋼桁下フランジから600mmの位置に新たなひ



図－6 ひび割れ進展状況

び割れが発生した。その後、荷重65kN以降は鋼桁下フランジから200mm～370mmの範囲でひび割れが大きく進展した。このようなことから、この範囲が塑性ヒンジの範囲となっている。なお、この間鋼桁内鉄筋定着部のコンクリートには全くひび割れが発生せず、健全な状態であった。

(4) 塑性ヒンジ長 L_p の検討

このように本論文の供試体による静的交番載荷実験による塑性ヒンジ長 L_p の範囲は200mm～370mmの範囲に分布することとなった。また別途実施した、同様の供試体に対する動的交番載荷実験においては、この塑性ヒンジ長 L_p は250mmとなった。

この塑性ヒンジ長 L_p については、道路橋示方書V耐震設計編¹⁴⁾によれば、

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

但し、 h =柱基部から荷重作用位置までの距離(mm)

D =断面幅(mm)

となっており、これに本論文の供試体の諸元の

$h=1450$ mm、 $D=500$ mmを代入すると、

$L_p=240$ 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¹⁵⁾によれば、

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

但し、 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)

となっており、これに $H=1450$ mm、 $f_y=314$ MPa、

$d_b=12.7$ mmを代入すると、 $L_p=200$ mmとなる¹⁶⁾。

3.3 実験結果 その2－構造内部の応力分布－

(1) 定着鉄筋の応力分布

図－7に定着鉄筋の軸方向応力を20kN～90kN

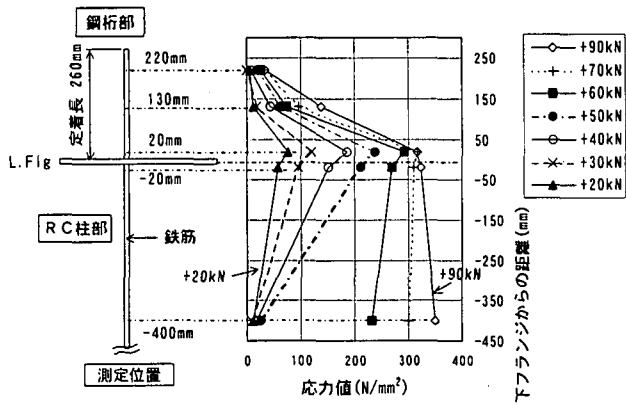


図-7 定着鉄筋の軸方向応力分布 (供試体 No. 1)

の荷重に対して示している。ひずみゲージの貼付位置は鋼桁部については下フランジから、20mm, 130mm, 220mm の位置の3箇所、RC柱部については下フランジから20mmと400mmの2箇所に配置している。

これによれば、鉄筋の応力は、鋼桁下フランジ付近で大きく、内部に離れるにつれて小さくなっていく状況が把握できる。特に鋼桁部の定着先端の260mmの位置に近い220mmの位置では荷重が20kN~90kNに増加しても、応力的変化は非常に小さく、鋼桁内の定着鉄筋は確実にコンクリートに定着されており、RC柱に塑性ヒンジが発生した後もRC柱からの力が鋼桁に伝達されていることがわかる。一方、RC柱については、計測位置400mmの位置において、荷重50kNまでは弾性に近い状態でもあり、大きな応力は発生していない。しかし荷重60kN以降は徐々に鋼桁下フランジ付近の鉄筋応力に近づき、塑性ヒンジの進展状況と対応している。また荷重90kNの場合には330N/mm²程度の応力が発生しており、降伏点である314N/mm²を越えている。このような定着鉄筋の応力分布の変化については、他の供試体 No.2 および No.3 においても同様である。

(2) 鋼桁内部の応力分布

構造全体には図-8に示しているように、鋼桁およびRC柱の表面および内部に合計で94個(供試体 No.3 は98個)のひずみゲージを配置している。

表-1にはこれらの計測結果のうち、鋼桁内部の鋼桁軸方向(水平方向)応力に着目した結果を示している。数値はひずみゲージの各計測位置が鋼桁の表裏など、同一の値となるべき位置が重複しているので、これらの計測結果の平均値を示している。また供試体は図-3に示しているように No.1(鉄筋定着長260mm)、No.2(鉄筋定着長260mm、アンカープレート有り)、No.3(鉄筋定着長390mm)の3種類用いているが、このうち、No.1とNo.2の場合は鉄筋定着長が260mmであることから、定着コンクリートの打設長は300mmとなっており、これは鋼桁全

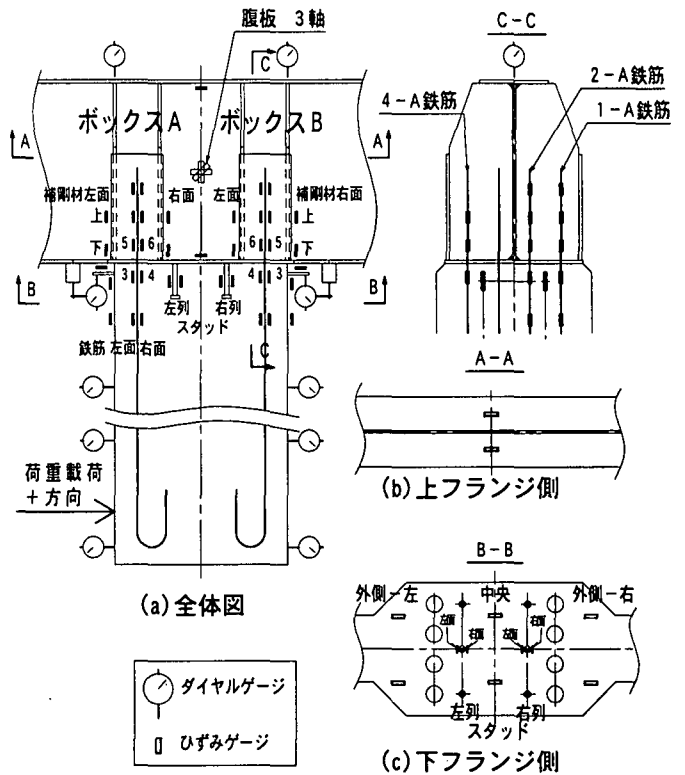


図-8 構造内部のひずみゲージの配置

高さ500mmの60%の範囲となっている。また No.3 の供試体の場合は鉄筋定着長が390mmであり、定着コンクリートは430mmの長さとなっており、これは鋼桁全高さの86%の範囲となっている。従って、供試体 No.1 および No.2 と供試体 No.3 の結果を比較することによって本論文で対象としている半剛結構造の曲げモーメントの伝達などの構造特性をある程度比較できる。

表-1に示した数値は前述したように載荷荷重30kNの場合は全体的に弾性状態であり、70kN以降はRC柱部分にひび割れが発生し、塑性変形が増加する完全塑性状態であることから、これらの移行過程を鋼桁内部の応力の変化として示しているものである。表中上フランジの応力値は鋼桁支間中央の上フランジの上・下面の応力の平均値、腹板中央(水平方向)は鋼桁支間中央の鋼桁高さの1/2の位置の水平方向応力の平均値、下フランジ(中央)の応力値は支間中央の下フランジの上・下面の応力の平均値、また下フランジ(外側)(左)(右)の応力値は下フランジに剛結したコンクリート柱との隅角部に貼付したゲージによる応力である。また表-1(a),(b),(c)内の腹板中央斜め方向と表示している数値のみは、図-8(a)の鋼桁中央にある3軸ひずみゲージの結果から計算した45°斜め方向の応力を比較のため示している。

まず、表-1(a)について30kNの段階では上フランジおよび腹板中央(水平方向)の応力値が圧縮となっている。これは荷重が水平方向(鋼桁軸方向)に作用していることから、鋼桁に対しては軸力(RC柱に

表-1 鋼桁内部の鋼桁軸方向応力分布

(a) 供試体 No. 1 (鉄筋定着長 260mm)

載荷荷重 kN		30 kN	50 kN	70 kN	90 kN
上フランジ		-2.5	1.3	2.2	5.2
腹板中央	水平方向	-2.9	1.0	0.6	2.3
	斜め方向	25.0	46.6	61.3	64.5
中央		0.9	11.7	15.4	15.1
下フランジ	外 左	10.6	23.7	31.5	30.5
	側 右	-11.4	-19.9	-27.7	-28.5

(b) 供試体 No. 2

(鉄筋定着長 260mm, アンカプレート有り)

載荷荷重 kN		30 kN	50 kN	70 kN	90 kN
上フランジ		-1.1	-1.9	-2.1	2.1
腹板中央	水平方向	-3.1	-5.4	-8.2	-4.2
	斜め方向	29.2	47.9	61.3	66.6
中央		1.2	6.5	9.4	18.9
下フランジ	外側	12.0	19.9	25.6	22.4
	左右	-13.3	-22.2	-31.3	-27.7

(c) 供試体 No. 3 (鉄筋定着長 390mm)

載荷荷重 kN		30 kN	50 kN	70 kN	90 kN
上フランジ		-1.1	-1.1	-0.2	—
腹板中央	水平方向	1.4	1.4	-0.9	—
	斜め方向	27.5	45.4	57.8	—
中央		2.6	0.6	5.5	—
下フランジ	外側	12.6	22.4	26.9	—
	内側	-11.4	-18.9	-28.3	—

(単位: N/mm²)

としてはせん断力)が作用していることによるものと考えられる。一方下フランジ(中央)の値は引張応力となっている。鋼桁下フランジ下面からは軸力(せん断力)と曲げモーメントが支間中央付近に集中的に作用している応力状態であるから、下フランジ外側の応力は左右でそれぞれ+10.6N/mm²、-11.4N/mm²と局部曲げモーメント荷重に対応した応力値がそれぞれ得られている。下フランジ中央においては応力値はこの集中曲げモーメントの作用の影響のうち左側の引張の影響の方が強く影響する結果となっている。このような上フランジと下フランジの応力発生状況の違いが、半剛結構造の特徴である。

また荷重が 50kN、70kN と増加するにつれて、RC 柱のひび割れが進行するとともに RC 柱の断面内中立軸の位置は全幅中央から右側(圧縮側)に移行するので、上フランジの応力は少しずつ集中曲げモーメントの引張側の影響を受けて引張応力が増加しつつあるが、この影響は全体的には小さい。

表-1 (b) の No. 2 の供試体についての結果も全体的には No. 1 の供試体と同様の結果が見られる。また上フランジおよび腹板中央(水平方向)の応力値の変化は RC 柱内部の中立軸の変化に依存しているものであり、No. 1 の時のように単調に変化するのではなく、70kN まで圧縮の影響が増加した後、90kN の時に上フランジは引張応力に変化し、腹板中央(水平方向)は圧縮応力が減少している。このような詳細部分の変化の解析についてはさらに細密な検討が必要である。

表-2 鋼桁補剛材および RC 柱内部の RC 柱軸方向応力分布

供試体 No. 1 (鉄筋定着長 260mm)

載荷荷重 kN			30 kN	50 kN	70 kN	90 kN
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
	右 面	上	7.6	16.7	25.2	27.9
		下	10.9	22.2	35.8	38.3
左側鉄筋 (2-A)	左 面	ボックス内部-5	119.5	239.0	315.9	316.7
		RC柱 内部-3	96.4	212.9	310.8	324.3
	右 面	ボックス内部-6	82.5	181.9	299.2	339.2
		RC柱 内部-4	75.4	165.3	296.6	317.3
スタッドジベル	左 列	左面	70.6	122.4	204.3	224.5
		右面	60.9	95.1	156.9	163.4
	右 列	左面	-24.4	16.6	42.2	56.9
		右面	-38.6	-24.8	-32.8	-135.0
右側鉄筋 (2-B)	左 面	ボックス内部-6	-43.9	-58.0	-63.0	-95.1
		RC柱 内部-4	-70.4	-72.5	-71.4	-182.1
	右 面	ボックス内部-5	-68.9	-92.0	-121.6	-190.3
		RC柱 内部-3	-97.9	-126.2	-131.3	-202.9
右側ボックス 補剛材	左 面	上	-3.5	3.7	7.3	7.1
		下	-1.7	9.7	18.6	16.1
	右 面	上	-11.1	-19.3	-34.4	-37.0
		下	-3.1	-4.6	-11.3	-11.8

(単位: N/mm²)

表-1 (c) の No. 3 の供試体の場合には 70kN 以降 RC 柱は完全塑性化してしまい、90kN の計測データはない。全体的傾向は No. 1、No. 2 の供試体と同様の傾向である。

以上のことから、鉄筋定着長を変化させて、鋼桁内の半剛結状態を変化させたが、RC 柱部分に塑性ヒンジが発生するメカニズムの場合には、いずれの場合も鋼桁内の軸方向応力の伝達状況は本論文の結果のようになるものと思われる。なお実験では荷重を左右から交番で振幅を漸増させながら載荷している。しかし各荷重段階に対する変形挙動は左右ほぼ同様となっているので、本章では一方向(左方向)からの載荷状態に統一して検討結果を述べている。

(3) 鋼桁補剛材および RC 柱内部の RC 柱軸方向応力分布

表-2 には同様に、鋼桁補剛材(定着ボックス)および RC 柱軸方向鉄筋およびスタッドに貼付したひずみゲージによる RC 柱軸方向(荷重に直角方向)の内部応力分布を供試体 No. 1 の結果について示している。No. 2 および No. 3 の結果は No. 1 の結果とほぼ同様の結果となったので No. 1 に代表して示した。

表の値は、図-8 を参考として、上から鋼桁に取り付けた定着鋼板ボックス(補剛材)の応力(ボックス補剛材 A の応力)、左側鉄筋(ボックス A 側鉄筋)のボックス内部下フランジ近傍および RC 柱内部下フランジ近傍の鉄筋軸方向応力、左右 2 列のスタッドの応力および右側(ボックス B 側)の鉄筋およびボックス補剛材 B の応力をそれぞれ示している。

ボックス補剛材の応力についてはA側、B側とも左面、右面および鋼桁の高さ方向に上側と下側(下フランジ近傍)の4箇所にはひずみゲージを配置しており、それらの結果をすべて表中に示している。また左、右の鉄筋およびスタッドはRC柱の軸方向の力を受けると同時に、塑性化の過程で局部的な曲げ荷重を受けることになるので、鉄筋およびスタッドの左右両側にひずみゲージを配置してこれらの影響を検討している。

全体的には、まず左側ボックス補剛材については荷重段階に応じて引張応力が増加し、定着鉄筋の引張の影響が伝達されている状況がわかる。同様に左側(A側)鉄筋はボックス内部およびRC柱内部とも荷重の増加につれて応力は増大しており、また鉄筋に対する局部曲げの影響は荷重が大きくなるにつれて小さくなっている。

次にスタッドについては左列の方は引張域、右列の方は圧縮域に属しており、左列の応力値は引張が卓越するとともに曲げの影響を受けている。また右列の方は圧縮と曲げの作用が複雑に変化している。30kNの時は全体的に左面、右面とも圧縮応力であるが、荷重が増えて中立軸が変化し、ひび割れの進行とともに圧縮域だった右列のスタッドに圧縮と局部曲げの作用が発生していく状況がわかる。また右側(B側)鉄筋の応力はコンクリートの内部で軸方向圧縮力と曲げ応力を荷重の各段階で受けていることがわかり、圧縮域のコンクリートと鉄筋間の複雑な相互作用の状況が予測される。さらに右側ボックス補剛材については全体的には下フランジおよび圧縮部鉄筋からの圧縮応力が伝達されている。

一方、左右のボックス補剛材の応力の変化をさらに詳細に検討すると、まず左側ボックス(ボックスA)補剛材については、右面(支間中央および中立軸に近い側)について、下フランジ上面から13cmの位置および下フランジ上面から2cmの位置の応力の値を上および下の欄に示しているが、いずれもほぼ荷重の増加に対応して引張応力が増加している。しかし左面(ボックスAの左側で支点側)の応力については右面の変化に追随していない。特に左面の下部は下フランジと補剛材との隅角部に位置し、局部的な応力分布の影響があるものと予想される。RC柱のA側鉄筋のかぶり部のひび割れの影響やRC柱に作用する曲げモーメントによって生ずる曲率が柱の幅方向の外側に向かって追随しなくなるせん断遅れのような影響も予想され、複雑である。また右側ボックス(ボックスB)補剛材の応力については、右面(支点側)において圧縮応力を示しているが、中立軸寄りの左面の応力は荷重の増加とともに逆に引張応力になる傾向となっている。この理由としては、前述したようにRC柱の圧縮域では荷重の増加とともに、圧

縮の効果と局部曲げの効果が共存する傾向にあり、右側(圧縮側)定着ボックスには曲げの作用効果も存在すると予想され、従ってB側ボックスの左面には中立軸の移動とともに大きな引張応力が発生していると考えられる。これは数値解析によってさらに検討する。

4. 有限要素法による結合部の伝達メカニズムの解析

前章までの実験結果の解析検討において述べた本論文で対象としている半剛結構造の応力伝達メカニズムの解析は、有限要素法を用いて構造を実状に即して要素分割して数値解析することによって、さらに詳細な検討が可能である。本論文において以下に示す数値解析結果は、様々な解析の試行錯誤の経験を経て、材料のモデル化および構造のモデル化に種々の変更を施した後、実験結果を反映できる計算結果として定着したものである。しかしこのように改良を重ねた半剛結構造の数値解析モデルにおいても、塑性化がかなり進行した非線形段階での解析においては、構造要素の相互作用のモデル化においてさらに改良の余地があると考えられる。

4.1 数値解析モデルの概要

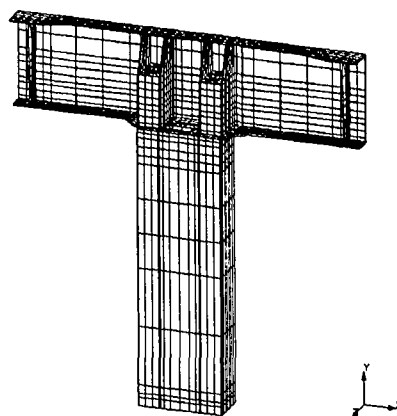


図-9 有限要素分割の全体図

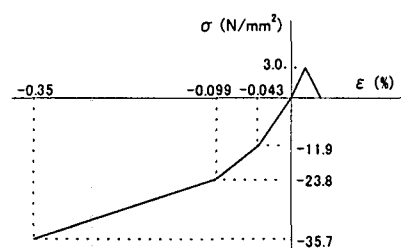
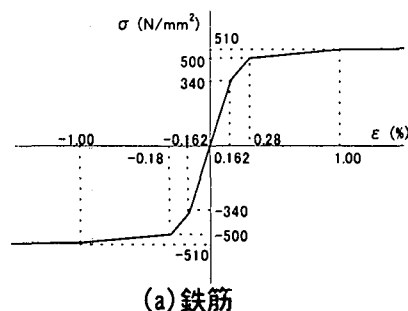
本論文の解析では有限要素法による総合構造解析プログラム(MARC)を用いているが、図-9に示すように構造全体を忠実に要素分割して全体的な応力伝達メカニズムを把握検討するとともに、後に述べるように、スタッドジベル周辺の応力分布など、さらに詳細な相互作用の応力分布を検討するために、全体解析の計算結果を境界条件の入力データに用いるズーム(Zoom)解析も実施している。すなわち、全体解析した構造の一部をさらに細分割して局部的応力解析を実施する際に、部分構造の境界周辺に与える応力と変形の条件として、全体解析で得られた結

果を用いる方法である。

(1) 構造のモデル化

構造は腹板面に関して対称であることから、図-9に示すように構造全体の片側半分を解析対象として要素分割している。鋼桁の上下フランジ、腹板およびボックス補剛材は完全立体8節点ソリッド要素によって分割している。さらにRC柱についてもコンクリート、鉄筋およびスタッドジベルについて同様に8節点ソリッド要素によって分割している。全要素数5252、節点数7028個である。

鉄筋とコンクリートの境界面のモデル化は重要である。一般に境界面の「ずれ」を考慮に入れる解析や、境界面の接触条件を種々変化させる解析などが用いられるが、このような境界条件設定の妥当性は実験による結果との比較から判断する以外に方法はない。しかし本論文の実験ではこれらの内容を判断できるほど詳細な実験データが得られていないので、数値解析のモデル化においては、鉄筋とコンクリートの境界面は両者の要素の節点を共有させてモデル化している。



(b) コンクリート
図-10 材料モデル

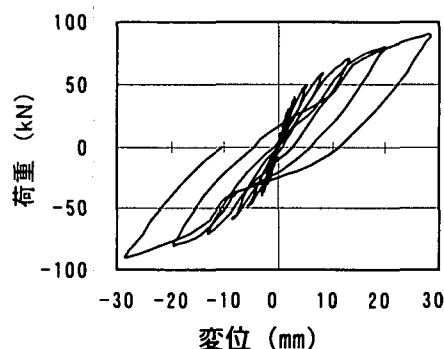


図-11 荷重-変位履歴曲線の計算結果

(2) 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結果を参考として図-10に示すようにモデル化した。このうち鉄筋については初期弾性係数 210 kN/mm^2 、ポアソン比 0.33、降伏応力 σ_y は 340 N/mm^2 、またコンクリートについては、初期弾性係数 25 kN/mm^2 、ポアソン比 0.21、降伏応力 11.9 N/mm^2 、限界引張応力 3 N/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 $\varepsilon_{\text{crush}}=0.0035$ 、せん断力保持率 0.5 となっている。

コンクリートは一度引張破壊した後は、その後の応力履歴においても引張応力には抵抗しない。

数値解析結果においては実験結果と同様、図-9の左側からRC柱下部に水平荷重が作用する場合についての結果を示している。

4.2 荷重-変位履歴曲線

水平荷重と荷重点の水平変位の履歴結果を図-11に示しており、図-4の実験結果と比較できる。計

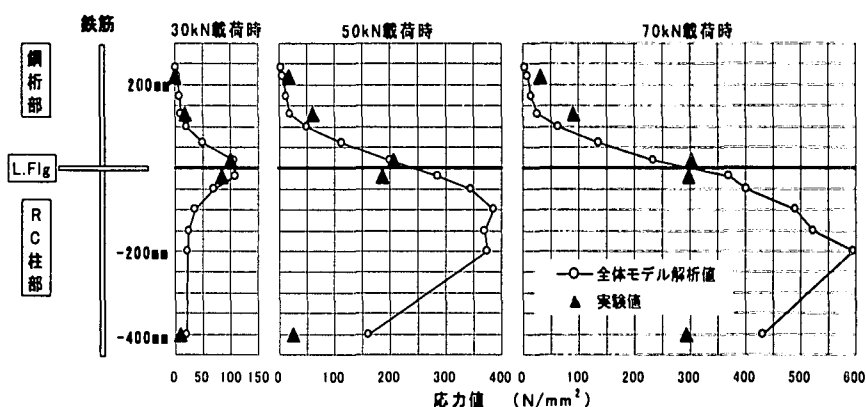


図-12 鉄筋応力分布の比較

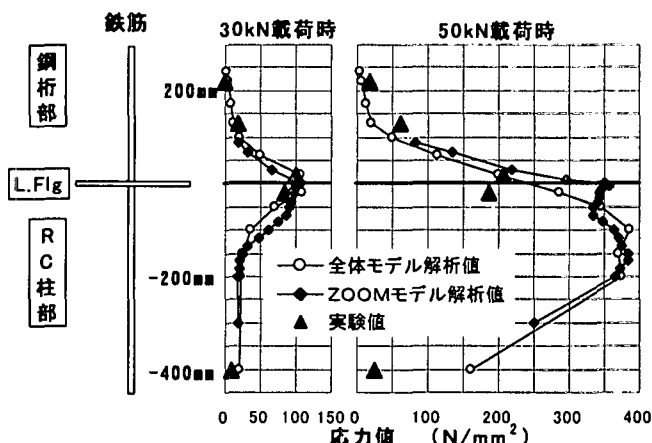


図-13 鉄筋応力の解析結果

算では 10kN づつ交番で増加する荷重状態として非線形解析している。実験値および計算値は 30kN 程度まで弾性状態を示している。

また実験および計算とも 60kN 程度から残留変形が生じ、塑性化の進行がモデル化できている。また復元力の最大値もほぼ 90kN 程度と一致しているが、そのときの変位応答値は解析結果の方がやや大きく、モデル化のさらなる改良の必要性が存在する。

特に図-12 に示すように、鉄筋のモデル化において図-10(a)の降伏後のひずみ硬化の取り扱いの影響によって、非線形時の鉄筋の伸びを実際以上に大きく考慮している点が影響していると思われるが、この点に関する実験結果との対応は得られていない。なお、図-13 には結合部を Zoom 解析した場合の結果を示しているが、全体解析の値とほぼ一致している。

4.3 スタッドジベル周辺の応力分布

図-8 などに示しているように、鋼桁下フランジ下面には 6 本のスタッドジベルを配置している。実験結果からスタッドの力学的作用をある程度把握できたが、本章の数値解析によってさらに詳細の検討を行った。

後にスタッド周辺の全体的な応力分布の変化の図を示すが、Saint Venant の原理¹³⁾として知られているように、RC 柱の鋼桁に近接する塑性ヒンジの発

生する領域は弾性状態においても内部的応力分布は通常の初等はり曲げ理論とは大きく異なっており、RC 柱幅方向の中立軸は鋼桁下フランジ付近では中心線より右側(圧縮側)に移動している。

図-14 には供試体 No.1 の 30kN の場合にスタッド表面のスタッド軸方向応力に着目した計算結果を一部実験結果と併記して示している。スタッドの位置は鋼桁腹板中心線上に配置した 2 本に着目しており、ここでは左右 2 本のスタッドの表面の位置を図中に示すように位置 A,B,C,D と表示して下フランジ下面からの距離とともに示している。全体的に解析結果は中立軸が左側の引張応力部から右側の圧縮応力部に移動している状況が把握できる。

0mm	引張側		圧縮側	
	位置A	位置B	位置C	位置D
20mm	56.0	47.0	-1.3	-2.4
50mm	32.7 ((70.6))	34.0 ((60.9))	-1.2 ((-24.4))	-4.1 ((-38.6))
100mm	20.4	20.8	-2.7	-4.2

単位 (N/mm²)
(())内は実験値

図-14 スタッドジベルの軸方向応力分布 (30kN)

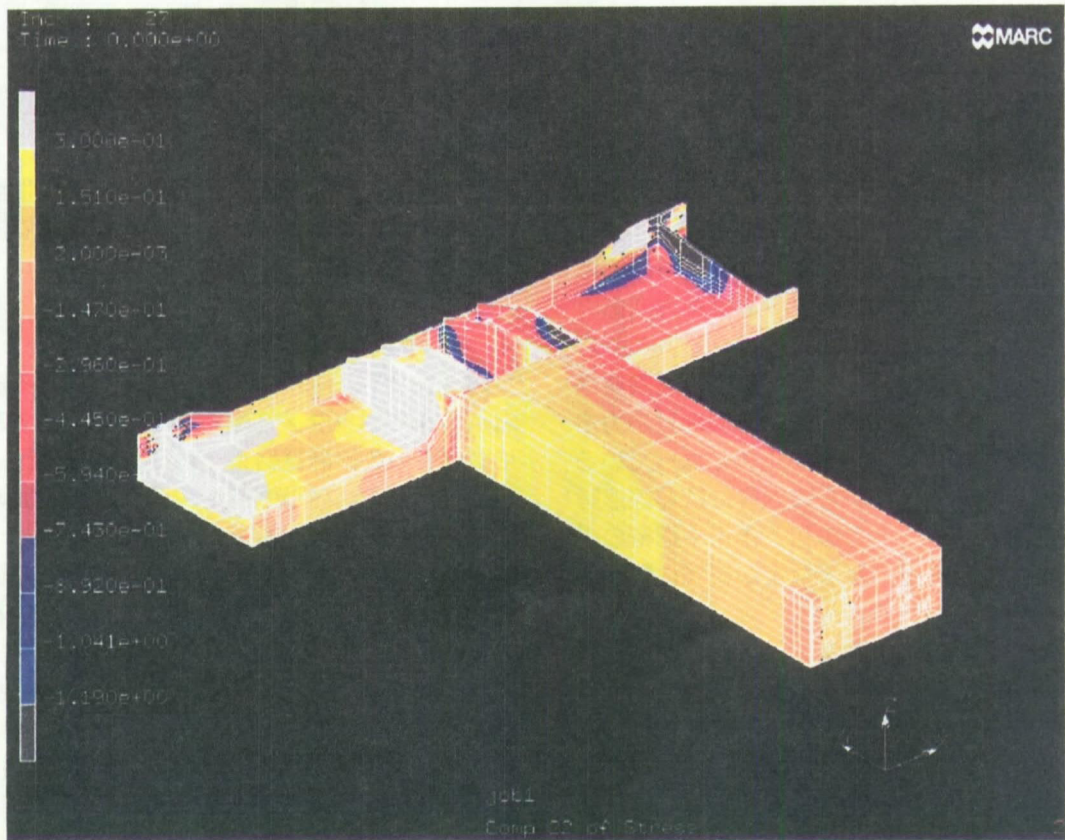


図-15 応力分布の全体図

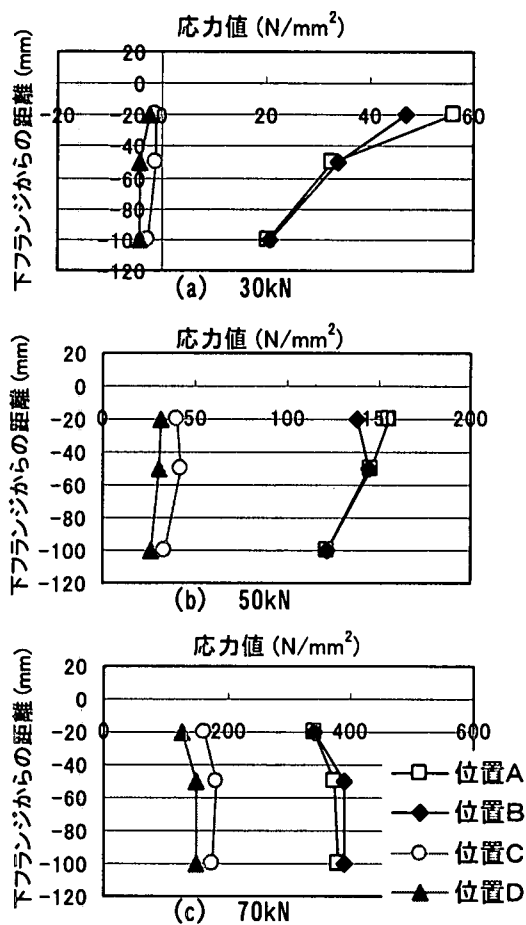


図-16 スタッドジベルの応力分布の変化

図-15には応力分布の全体図を示しているが、この図からもRC柱内部の圧縮領域が鋼桁下フランジ付近で急変している状況がわかる。

また図-16(a),(b),(c)には荷重を増加させた場合に、非線形性の増大にともなって、スタッドの応力が図-14の分布からどのように変化するかを示しており、右側のスタッド(位置C、位置D)においても圧縮応力から引張応力に変化しつつスタッドは軸方向応力と曲げ応力を受けている状況が把握できる。これらの結果を表-2の実験結果と比較すると、実験結果においては図-14の右側スタッドは強い曲げ応力を受け、位置Cと位置Dでの応力が正負になっている点が大きな違いである。これらの内容には非線形時のスタッドとコンクリートとの相互作用や鋼桁のボックス補剛材の局部変形の影響などが複雑に関連しあっているものと思われる。

また前述したように、本論文ではスタッド周辺の部分構造をさらに詳細に検討するため、Zoom解析を実施しており、その結果を位置Aと位置Bについて図-17に示している。全体解析による結果とZoom解析による結果は30kNの場合の(a)図ではほぼ一致しているが、50kNの場合の(b)図では異なる傾向となっており、Zoom解析によってスタッドが曲げ応

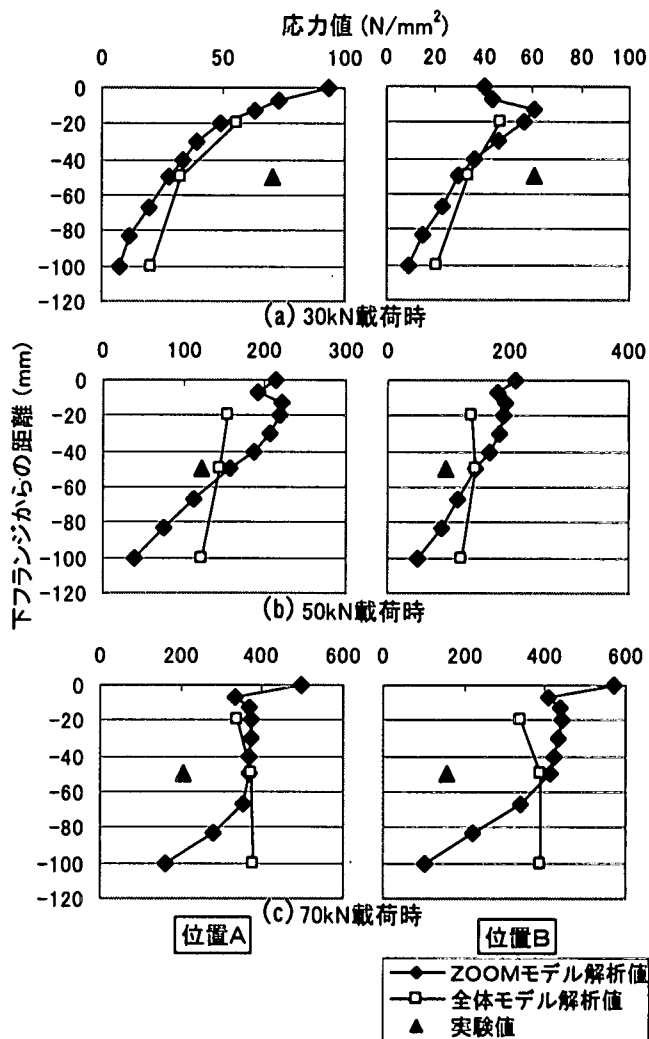


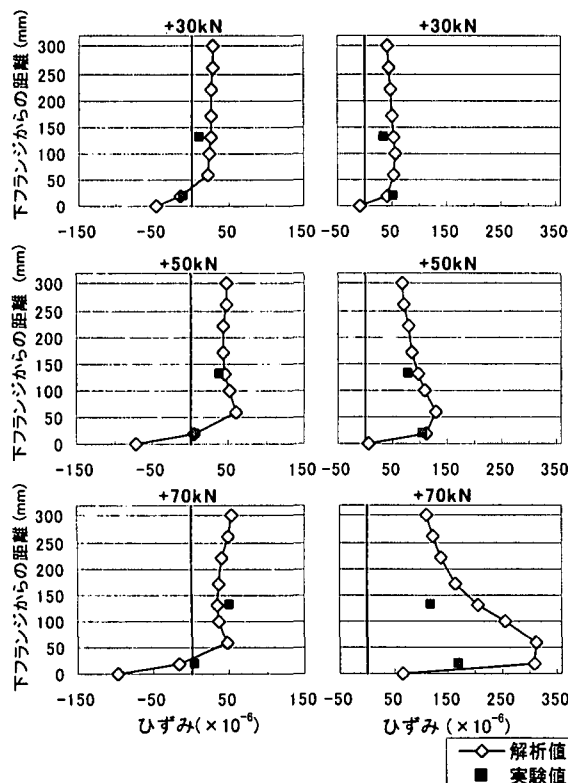
図-17 スタッドの応力の変化

力を受けている状況が明確に把握できる。また非線形性の増大につれてスタッドの根元部分に鋼桁ボックス補剛材との相互作用の影響などによる応力分布の変化が見られる。

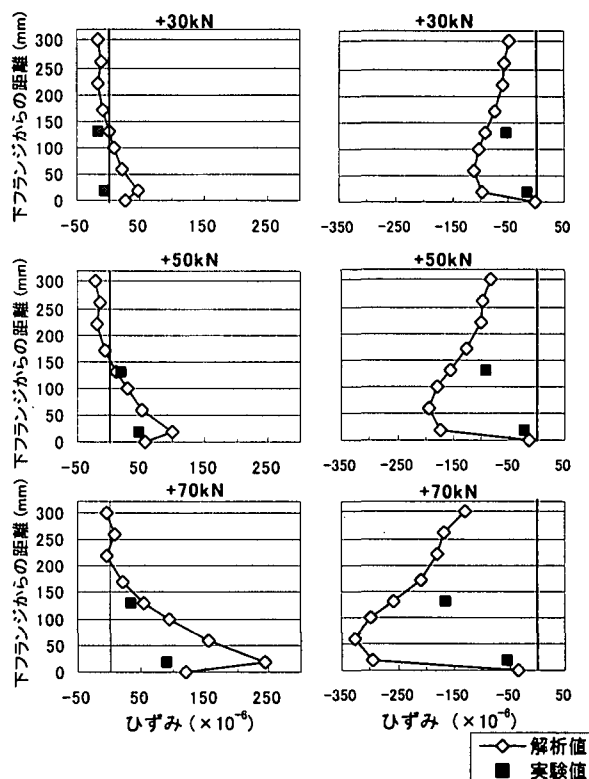
4.4 ボックス補剛材のひずみ分布

図-18と図-19には図-8に示している鋼桁の左右A、Bのボックス補剛材の上下方向ひずみの分布についての数値計算結果を示している。図-18(a)、(b)はボックス補剛材Aのそれぞれ左面および右面に関する結果を示しており、図-19(a)、(b)は圧縮側のボックス補剛材Bのそれぞれ左面および右面についての結果である。図は上から30kN、50kN、70kNの場合の変化を比較している。図中実験値を比較のため併記しているが、これらは表-2に示したものである。これらの図からボックス補剛材の全体的挙動が把握できる。実験値は計算値にほぼ一致しており、計算のモデル化が実際の構造の挙動を表現しているものと思われる。

これらの結果からも、本論文で対象としている半



(a) ボックス A の左面 (b) ボックス A の右面
図-18 ボックス補剛材の上下方向のひずみ分布(その1)



(a) ボックス B の左面 (b) ボックス B の右面
図-19 ボックス補剛材の上下方向のひずみ分布(その2)

剛構造のボックス補剛材を通じた鋼桁と鉄筋とコンクリートによるRC柱構造との複雑な相互作用の概略が把握できる。特にボックス補剛材根元の下フランジ近傍では応力が急変しており、鋼桁下フランジを通じてスタッドとの相互作用も影響し、圧縮領域と引張領域が複雑に分布する状況が把握できる。また Zoom 解析による結果からもこのような応力分布と一致する結果が得られている。

4.5 鋼桁への応力の伝達

表-1 の下フランジ(外側)の欄に示しているように、RC柱による集中曲げモーメントの作用を受けて、鋼桁下フランジの鋼桁軸方向応力には左側に引張応力、右側に圧縮応力が発生する。これらの状況を数値解析した結果を表-3 に比較しており、表中の実験値は表-1 (a) の No.1 の供試体についての結果を示している。

解析値は実験値より大きめの値が出ているものの、全体的傾向を反映している。また表-4 には、下フランジの軸方向応力がフランジの幅方向にどのように変化しているかを検討した結果を示しており、支間中央から305mm離れた位置の結果を示している。表中左側の数字は腹板中心線からフランジ幅方向への距離を示している。表-4 の値は実験のひずみゲージを貼付した位置に対応しており、フランジ幅が変化している位置である(図-8 参照)。ひずみゲージ

表-3 鋼桁下フランジ内の応力の比較
(ボックス補剛材の外側)

載荷荷重 kN	引張側		圧縮側	
	実験値	解析値	実験値	解析値
30 kN	10.6	19.2	-11.4	-28.6
50 kN	23.7	30.7	-19.9	-47.4
70 kN	31.5	42.0	-27.7	-69.2

表-4 下フランジ内の応力の分布

腹板中心線からの距離(mm)	応力値(N/mm ²)
165.0	-0.6
156.0	4.9
130.9	12.6
105.6	15.7
80.3	17.9
55.1	19.2
29.8	19.6
4.5	21.0
0.0	19.4

の位置は腹板中心線から54.4mm離れた位置にあり、実験値は No.1 供試体の場合、表-3 のように10.6N/mm²である。

また Zoom 解析の結果から、鋼桁への応力の伝達の状況が明らかとなっており、全体的傾向としては、30kN の弾性状態においてはRC柱によって伝達される曲げ応力は鋼桁の下フランジ側に集中する傾向があるが、50kN、70kN と非線形状態が進行するにつれて、鋼桁の高さ全体に曲げ応力が分布する傾向となっている。

5. 結論

本論文では、鋼桁とRC柱を半剛結する構造としてRC柱の鉄筋を鋼桁部分に引き込んで固定し、曲げモーメントを伝達できるようにした構造を対象として、実験と数値解析によって、結合部の非線形性や応力伝達メカニズムについて検討した。得られた結果を要約すると以下のようになる。

- (1) 本論文の構造の場合の鉄筋定着長は、道路橋示方書の規定に従えば充分安定である。
- (2) 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。
- (3) 定着鉄筋の応力は弾性状態では下フランジ近傍に集中しているが、塑性化の進展とともにRC柱内部に広がる傾向となる。また鉄筋の材料モデルの内、ひずみ硬化部の設定によって荷重-変位履歴曲線の変位応答に差があらわれる。
- (4) RC柱の鋼桁下フランジ周辺の応力分布は鉄筋やスタッドの影響もあり複雑な分布となる。特に下フランジ直下の部分は中立軸が圧縮側に移動しており、引張が卓越するとともに、スタッドには局所的な曲げ応力が導入される。
- (5) スタッドの軸方向応力については非線形領域に入ると引張が支配的な挙動となる。
- (6) ボックス補剛材の応力分布は全体的にはRC柱の曲げモーメントに追随する分布となるものの、鋼桁下フランジ近傍など局所的には中立軸の移動の影響や局部曲げの影響などによって複雑な応力分布となる。
- (7) RC柱から鋼桁断面に伝達される曲げ応力の影響は弾性時には鋼桁下フランジに集中するものの、非線形時には鋼桁断面の高さ全体に分布することとなる。

本研究の実施にあたって、多くの方々のご協力をいただきました。ここにお名前を記して感謝の意を表します。

福田幸士郎(現 ㈱構造技研)、中山卓也(現さがら設計事務所)、谷口和昭(現 八千代エンジニアリング(株))、内堀康、内田裕丈(北見工業大学大学院修士課程)

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.

- 3) 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.
- 4) 杉山、Afifuddin、町田、佐藤：鋼-コンクリート複合構造接合部の耐荷機構に関する研究、コンクリート工学年次講演会論文集、Vol. 19, No. 12, 1997. 6.
- 5) Iran M. Viest et al. : Composite Construction Design for Buildings, ASCE, McGraw-Hill, 1997.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、技報堂出版, 1987.
- 7) 小室、岸、後藤、松岡：接合部の非線形剛性特性を考慮した半剛結鋼骨組の動的挙動特性、土木学会北海道支部論文報告集、第56号(A), pp. 254-259, 2000. 2.
- 8) 小室、岸、後藤：半剛結接合骨組の設計断面力の算定に関する一提案、構造工学論文集、土木学会、Vol. 43A, pp. 263-272, 1997.
- 9) 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.
- 10) 合成柱研究会：合成橋脚とその計算例・解説、理代理工学出版、平成4年7月
- 11) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計・限界状態設計法の考え方と適用、丸善、平成7年6月
- 12) 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.
- 13) S.P. Timoshenko, J.N. Goodier : Theory of Elasticity, Third Ed., pp. 39-40, 1970.
- 14) 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
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) 佐藤、井上他：複合ラーメン橋の耐震性能と剛結部構造に関する実験、土木学会北海道支部論文報告集、第55号(A), pp. 396-399, 1999. 2.

(2000年4月21日受付)