

鋼-RC複合ラーメン構造の結合部に関する2・3の考察

Observations on Joints in Hybrid Rigid-Frame Structures

澁谷 敦* 高橋 亘**
Atsushi SHIBUYA Wataru TAKAHASHI

Summary

A hybrid rigid-frame bridge structure that exploits the characteristics of members made of different materials, steel girders and reinforced concrete piers, is attracting attention as a rational structure that is shoeless and therefore is both economical and earthquake-resistant.

This paper outlines the result of a fatigue test conducted in collaboration with Saitama University on joints in a hybrid rigid-frame structure. The paper also reports on measures to prevent the opening and compression failure at the interface of a steel girder and an RC pier, mechanisms of horizontal force transmission, etc. All were studied when designing the D-ramp bridge constructed at the Yokohama Midori Interchange.

キーワード：複合構造，剛結構造

1. はじめに

柱を鉄筋コンクリート、梁に鋼材を使用する混合構造は、異種材料の特徴を合理的に活かした構造形式で建築の分野で積極的に採用されている。これを橋梁構造に適用した鋼・コンクリート複合ラーメン橋は、シューレス構造として経済性および耐震性を兼ね備えた合理化構造形式として注目されており、日本道路公団や阪神高速道路公団で数橋の施工実績がある。ただし、結合部の機構は必ずしも同一ではなく①スタッドジベルを用いる方法、②差し込み鉄筋による方法、③PC鋼棒による方法、④鉄骨鉄筋コンクリートによる方法、⑤その他の方法などがある。当社では埼玉大学との共同研究¹⁾で差し込み鉄筋を用いた複合構造の研究を進めており、この構造の耐久性と荷重の伝達機構を実験的に解明してきた。この構造は橋脚より延長した下部工の主鉄筋を上部工の下フランジを貫通して結合部コンクリートに定着する単純なものであり、日本道路公団の横浜緑IC・Dランプ橋に採用された。構造の特徴は鉄筋の定着長が確保されれば、降伏に至るまでほぼ剛結の性能を示し、橋脚接合部の引張鉄筋比が大きくない範囲 ($p=0.9\%$) では結合部コンクリートには特別な補強を必要としないと云うものである。

各種の結合法の耐久性については、それぞれ実験的に確認されておりマクロ的に問題となることはないと思わ

れるが、未解明の課題として低サイクルの耐疲労特性がある。また、各種の結合法の共通の問題として鋼とコンクリートの口開き・圧壊・水平力の伝達機構などがある。ここでは、共同研究で実施した疲労試験結果を要約すると共に横浜緑IC・Dランプ橋の設計時に検討した口開き防止対策、圧壊防止対策、水平力の伝達方法などについて報告する。

2. 横浜緑IC・Dランプ橋の概要

橋梁形式は鋼7径間連続箱桁で橋脚6基のうちPD5~PD9の5基を剛結構造とし、残りの1基については温度変化時の下部工に与える影響を検討した結果から可動柵を置く構造としている。図-1にDランプの橋梁一般図を示す。

(1) 差し込み鉄筋による荷重伝達機構

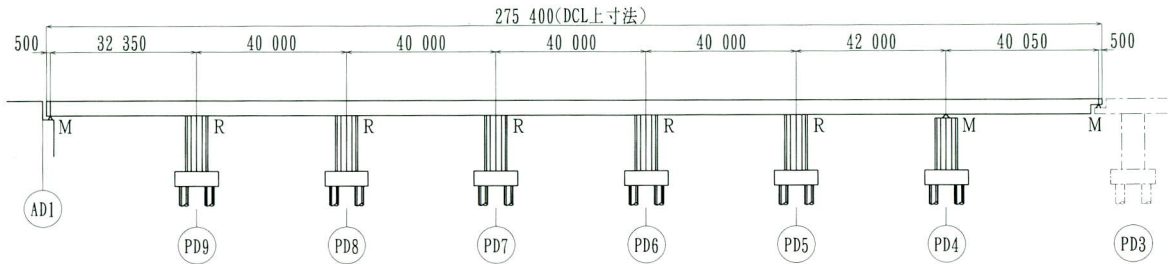
結合部に作用する断面力はラーメン部材としての軸力、曲げモーメント、ねじりモーメント、せん断力であり、実験的に明らかになった応力の伝達方法は下記のとおりである。

- ①結合部の隅角部の一方には、RC柱からの圧縮力(C)およびこれと直角方向から圧縮フランジ力(C_f)が作用する。この圧縮力は合成されて斜め方向の圧縮力(圧縮ストラット C_s)となり、結合部コンクリー

* 技術本部先行技術研究室

** 技術本部技術部長

側面図



正面図

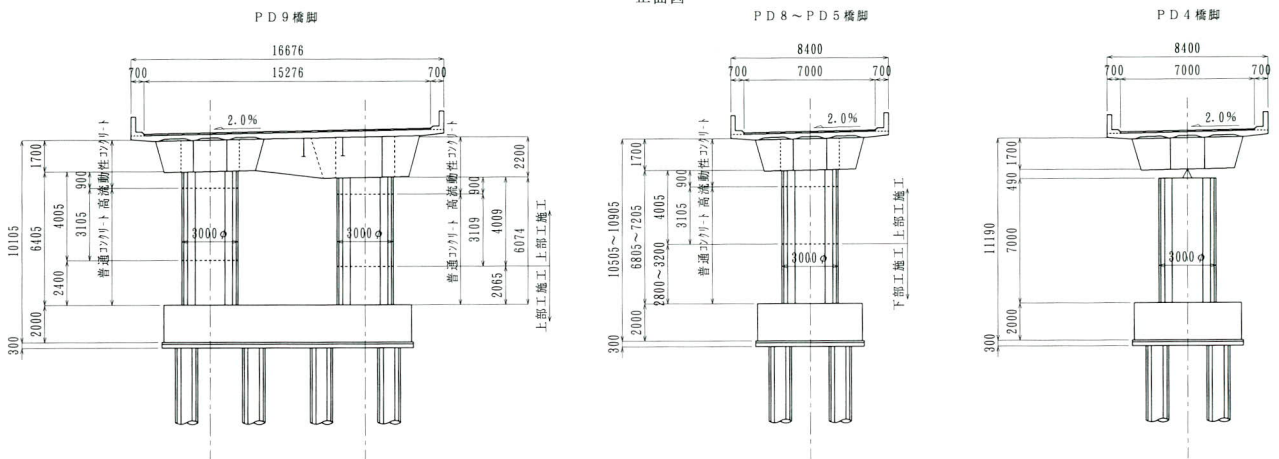


図-1 Dランプ橋 橋梁一般図

- トによって受け持たれる。
- ②一方、圧縮と反対側の隅角部では、フランジからの引張力 (T_f) が伝えられ、これと直角方向からRC柱の引張力が鉄筋の定着力によって結合部コンクリートを介して伝えられる。これらも合成されて斜め方向の引張力 (T_s) となり、鋼桁ウェブと結合部コンクリートによって受け持たれるが、結合部コンクリートにひび割れが発生した後では鋼桁ウェブのみによって受け持たれる。
 - ③結合部のダイヤフラムは、上下フランジと共に結合部コンクリートを取り囲み、結合部コンクリートの回転変位を拘束する。それと同時にRC柱からの力の一部を圧縮力 (C_d) は直接的に、また引張力 (T_d) は間接的に負担するがその割合は微少である。
 - ④鋼桁下フランジの上下面に配したスタッドは、引張軸力を受け結合部の境界面に大きなひび割れ(開口)が発生するのを防ぐと同時に、水平せん断力を伝達する役目がある程度果たしている。
 - ⑤鋼桁ウェブにスタッドを配すれば、結合部コンクリ

ートに伝達された力を分散して鋼桁ウェブに伝達する上で効果的である。ただし、結合部のダイヤフラムおよび上下のフランジの剛性が高い範囲では、スタッドの有無は全体の挙動に大きい影響を及ぼさない。

図-2に結合部の全体構造を、図-3に結合部の応力伝達機構を模式的に示す。

3. 疲労試験結果の要約

疲労試験では、一方の側の引っ張り鉄筋に着目して900 kgf/cm²の応力を生ずる荷重 ($\pm 2.1tf$) を50万回載荷し、ついで、900~1800kgf/cm²の応力を生ずる荷重 (2.1~4.2tf) を50万回載荷したのち、荷重を反転して他方の鉄筋に900~1800kgf/cm²の応力を生ずる荷重 ($-2.1-4.2tf$) を50万回載荷、さらに、1800kgf/cm²の応力を生ずる荷重 ($\pm 4.2tf$) を破壊にいたるまで載荷した。図-4に載荷装置を、図-5に供試体接合部の詳細を示す。

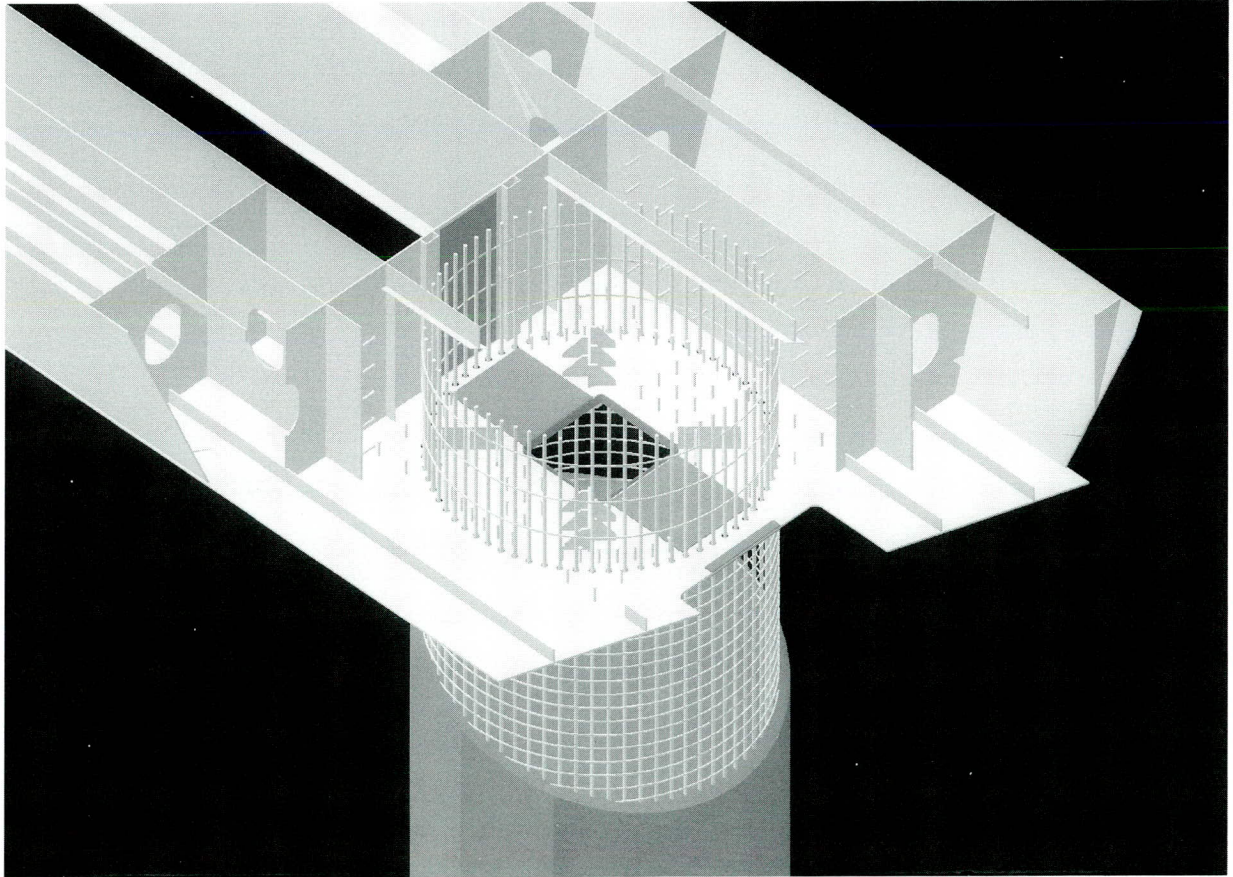


図-2 結合部全体構造

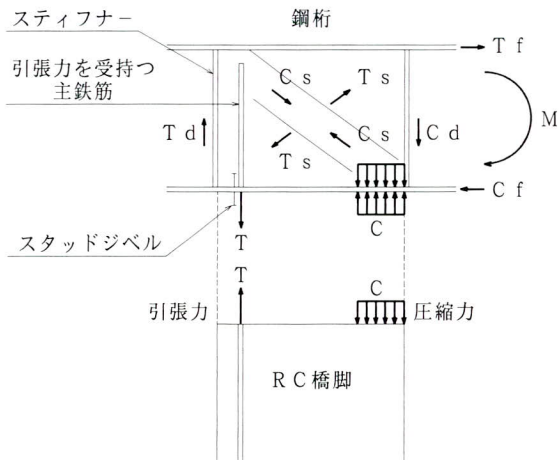


図-3 応力伝達機構

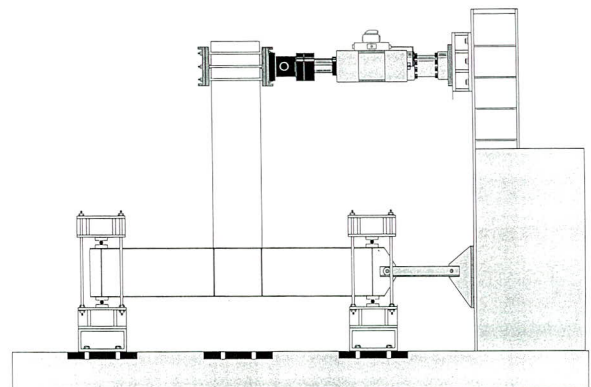


図-4 載荷装置

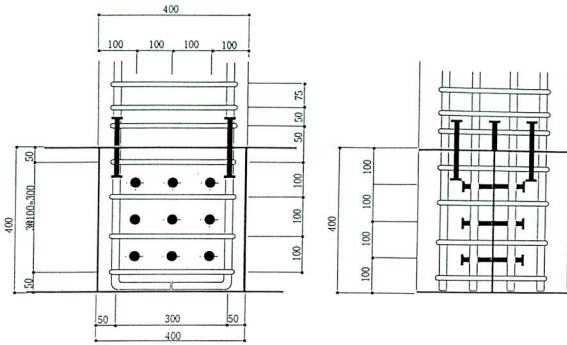
(1) たわみ性状に及ぼす繰り返し載荷の影響

載荷点における水平変位と荷重の関係は、概ね直線であったことよりこの勾配から供試体の剛性を求め、繰り返し載荷に伴う剛性変化を検討した。結果は図-6に示すようであり、わずかながら剛性が低下していく傾向が見られた。参考までに静的載荷時のM・Nタイプの荷重と水

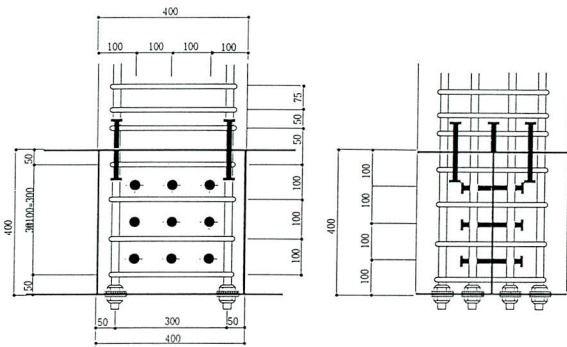
平変位の関係を図-7に両者を重ね合わせたものを図-8に示す。

(2) ひずみ分布に及ぼす繰り返し載荷の影響

図-9は主鉄筋のひずみを載荷回数毎に示したものである。載荷回数が増加しても最下端の測定位置におけるひずみに大きな変化はなく、繰り返しによって鉄筋コン



TYPE-M (フック)



TYPE-N (貫通、ナット)

図-5 接合部詳細図

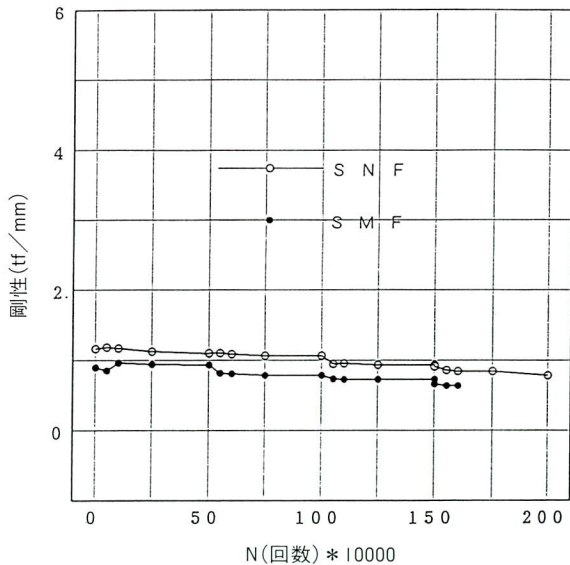
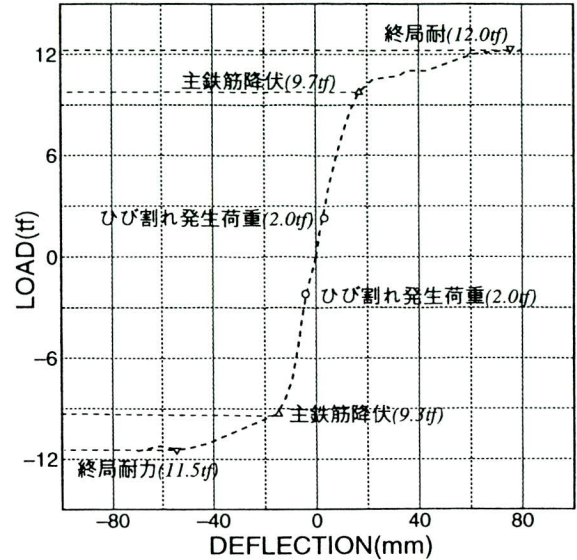


図-6 繰り返し載荷による剛性の変化

クリートへの力の伝達機構に変化が生じた兆候は認められない。▲位置のひずみは繰り返し載荷後もほぼ一定している。

また、帯鉄筋のひずみは図-10に示すように変化した。これは、帯鉄筋に大きなひずみは発生しておらず、接合

LOAD-DEFLECTION CURVE SPECIMEN SM



LOAD-DEFLECTION CURVE SPECIMEN SN

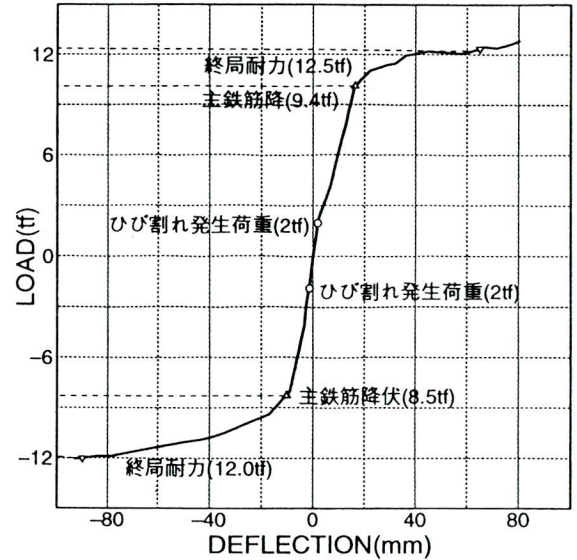


図-7 載荷点の荷重-水平変位

機構に大きな役割は果たしていないと判断される。また、零点移動 (あるいは残留ひずみ) 分を除くと繰り返しによるひずみの増加はほとんど認められない。図-11は接合部コンクリートのひずみをモールドゲージで測定した結果である。これによれば、コンクリートには鋼桁の軸方向に対し45°傾斜した方向に圧縮および引っ張りのひずみの発生が僅かながら認められ、トラス機構による荷重の伝達が行われたと考えられる。また、繰り返し載荷による変化は零点移動 (あるいは残留ひずみ) を除けば僅かであり、荷重伝達機構に大きな変化は認められない。なお、最終の測定値でひずみが大きく乱れているのはス

スタッドの疲労破壊が生じたためと考えられる。

図-12は接合部補剛板のひずみ分布である。局所的な変形の影響があって、荷重伝達機構から予測されるひず

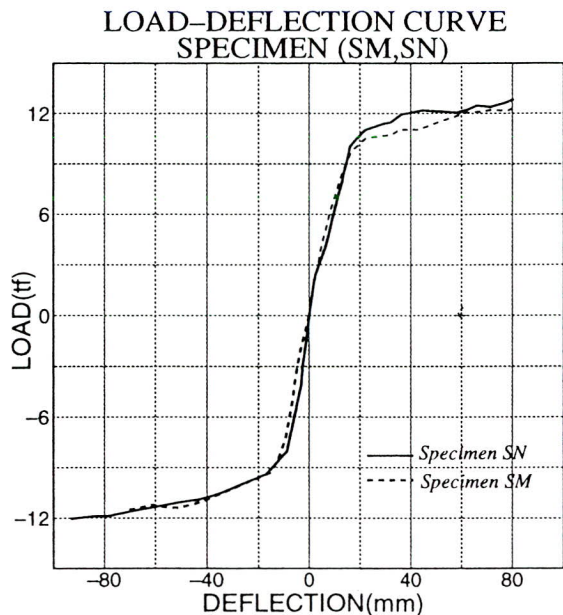


図-8 載荷点の荷重-水平変位 (a)

みを示さない部分が少なくないが、繰り返し回数の増加に伴い特に問題となる大きさではないものの、若干のひずみ増加が認められる。これは、接合部コンクリートの僅かな損傷によるものと考えられる。

図-13は繰り返し載荷に伴う鋼桁フランジのひずみの変化を示したものである。この結果から、繰り返し回数の増加に伴うひずみの増分はほとんど認められない。

(3) 荷重伝達メカニズムにおよぼす繰り返し載荷の影響

疲労試験結果から判断して、結合部の荷重伝達メカニズムにおよぼす繰り返し載荷の影響は、補剛材のひずみが若干増加した事を除いて特に問題となる点は認められない。

図-14に実験で明らかになった耐荷機構を模式的に示す。

4. 口開き防止対策

横浜緑IC・Dランプ橋は、鋼桁とRC橋脚を剛結した複合ラーメン構造で鋼桁下フランジ面には主として口開き防止のためスタッドを使用している。このスタッドは口開

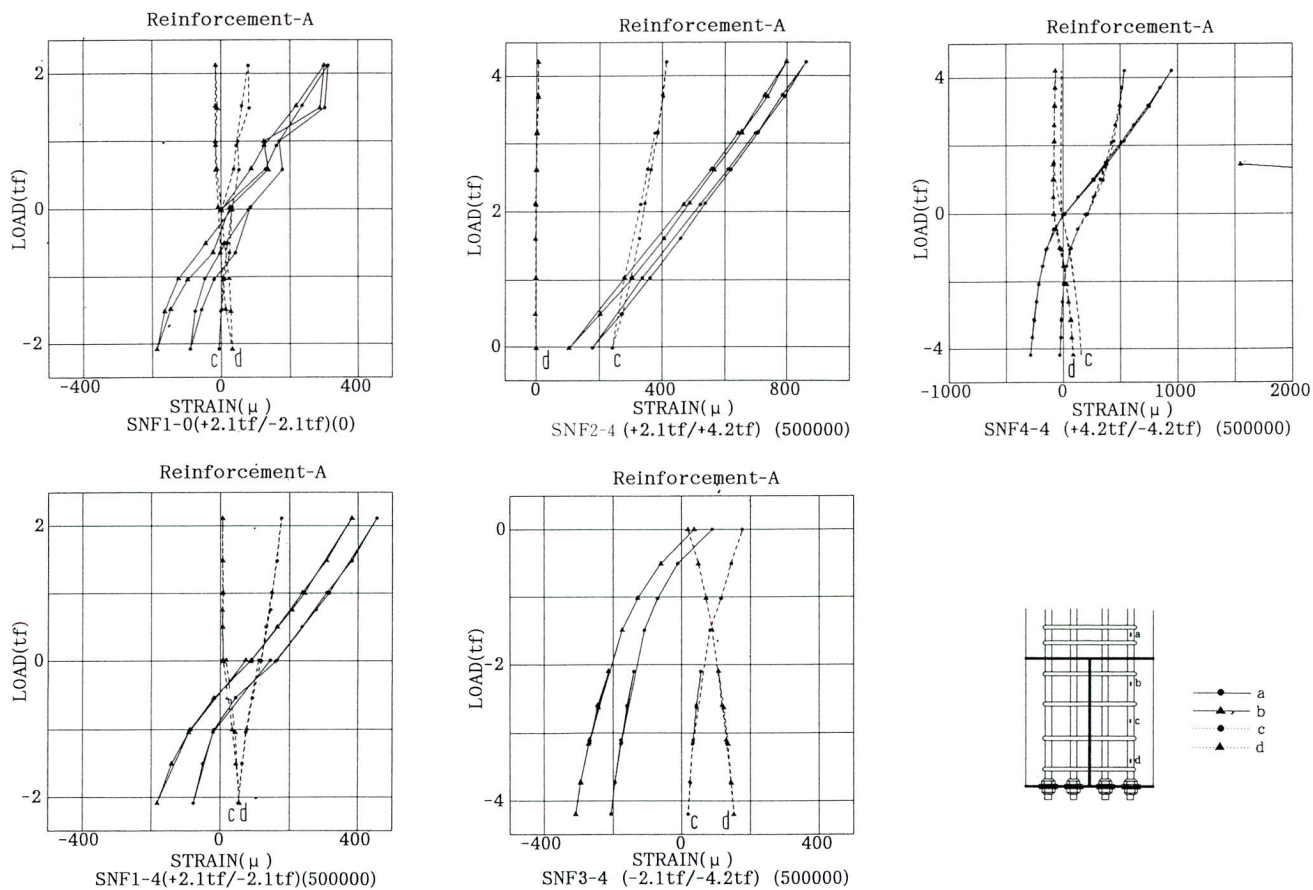


図-9 繰り返し載荷回数による主鉄筋のひずみ分布

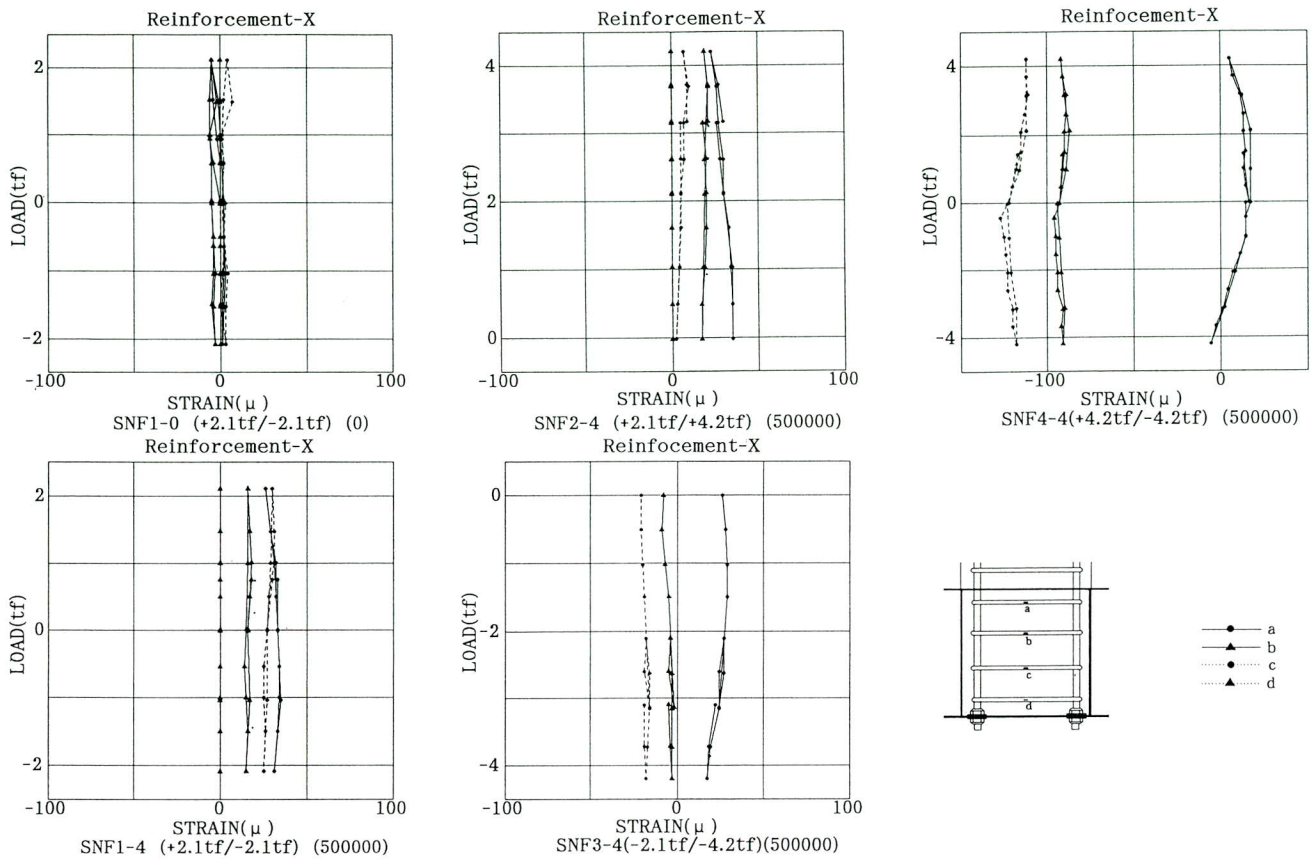


図-10 繰り返し載荷回数による帯鉄筋のひずみ分布

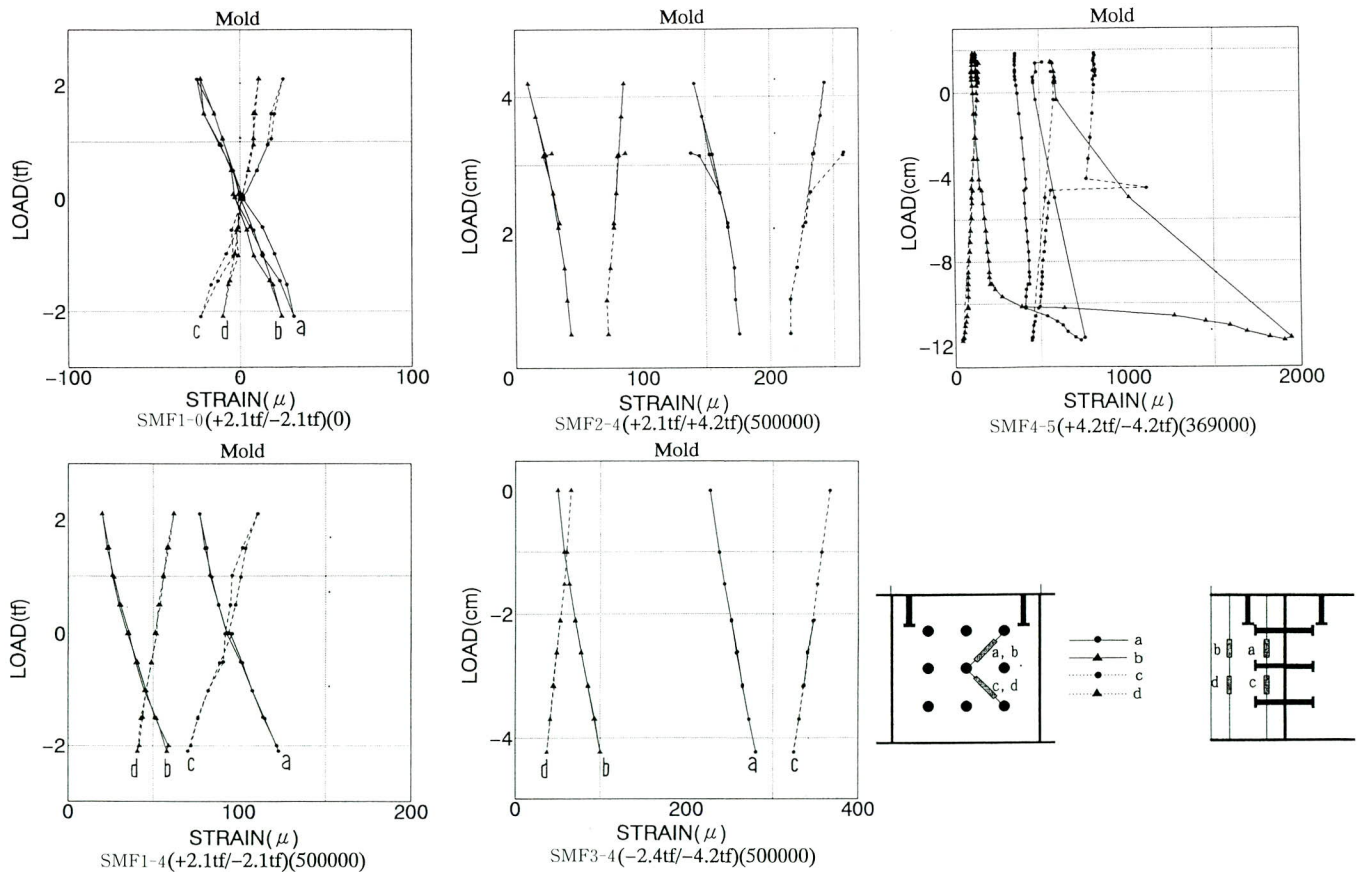


図-11 繰り返し載荷回数によるコンクリート内のひずみ分布

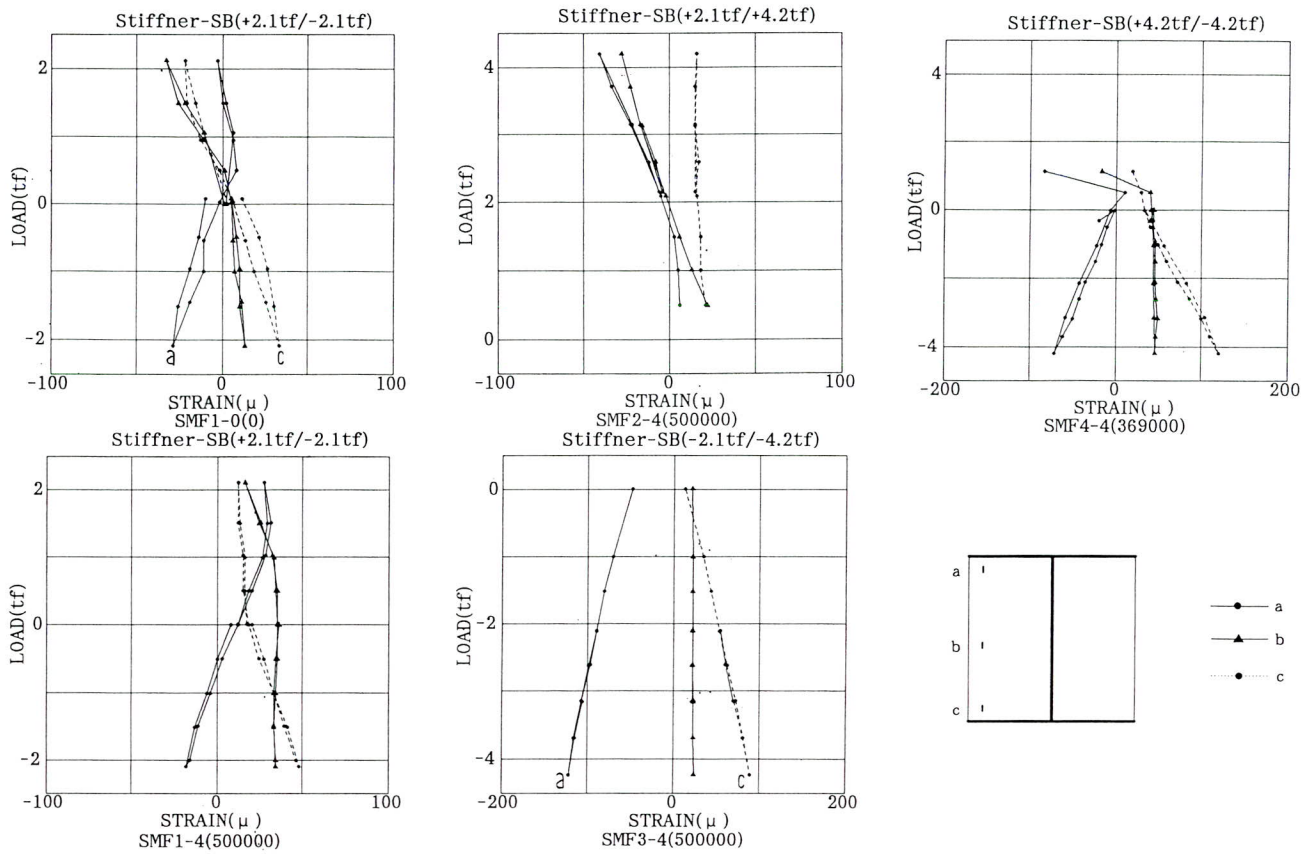


図-12 繰り返し回数によるスチフナーのひずみ分布

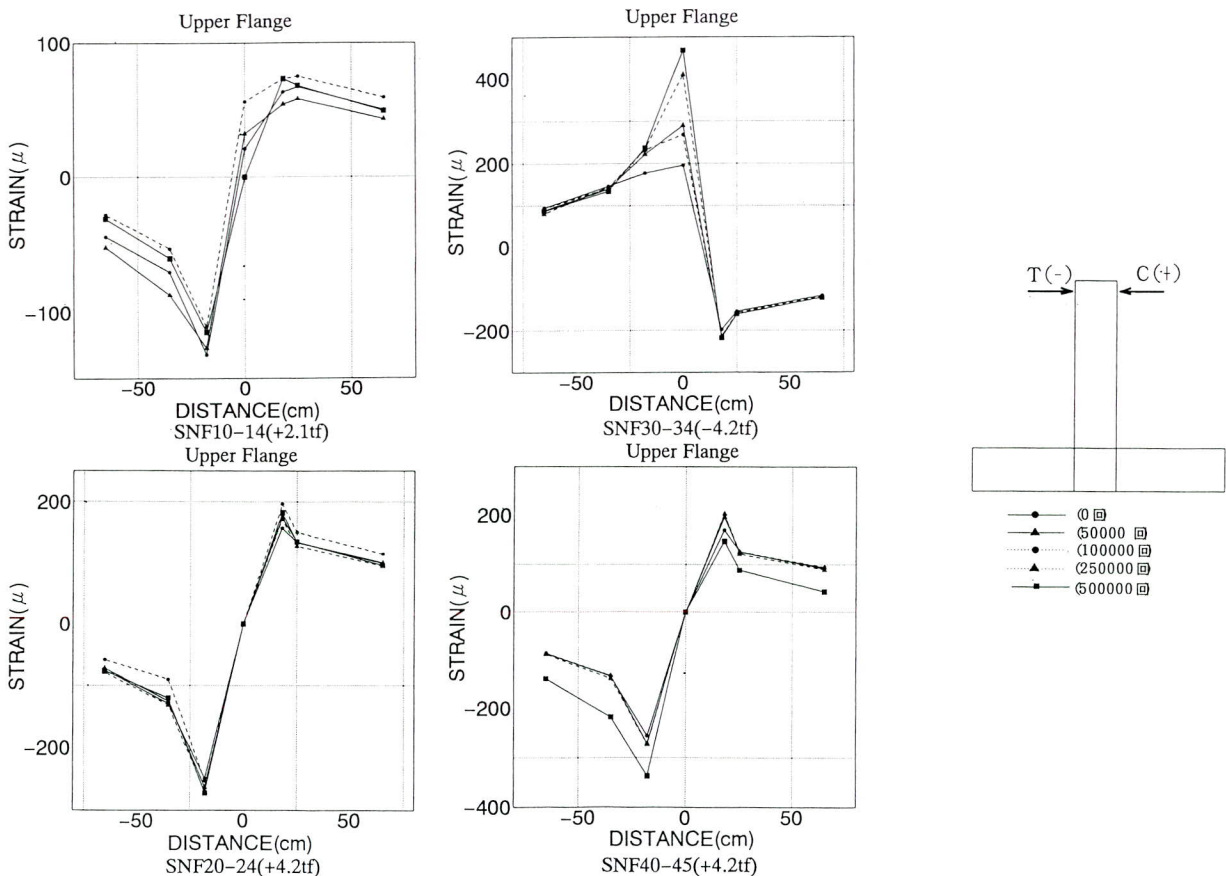


図-13 繰り返し回数による鋼桁フランジのひずみ分布

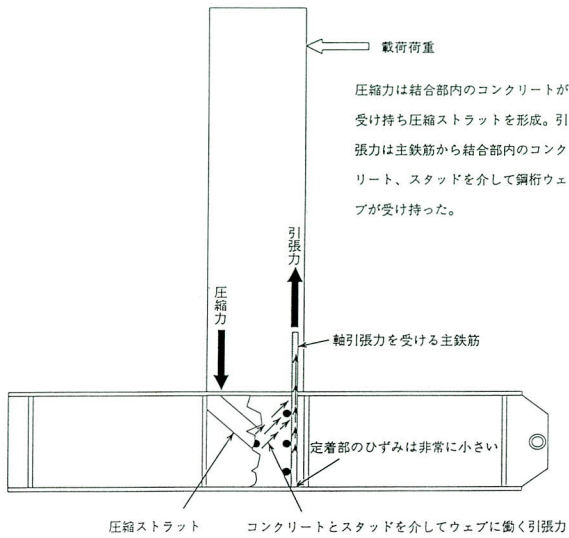


図-14 本実験で明らかになった耐荷機構

きだけでなく、せん断力に対しても有効に働く事が実験的に明らかになっている。ただし、実験結果からは定量的な評価が出来ない事から、文献2に基づいてスタッドの許容引張力を計算して、橋脚主鉄筋応力との関係からスタッドに作用する口開き応力の程度を推定する。

(1) スタッドの許容引張力

西ドイツの最近の研究成果³⁾に基づいてスタッド一本あたりの引張荷重を求める。この提案式はスタッドが普通コンクリート中に埋込まれ、コンクリートが引張破壊を起こした時の実験式で、全高 $h = 150\text{mm}$ までのスタッドについてはよく適合している。

また、現場施工のコンクリートでは全体的な安全率(γ)を3とした時のスタッド一本当たりの許容引張強度は次式で与えられ使用制限を設けている。

$$T \leq 2.75 \cdot \sqrt{h_s} \cdot (h_s + d_h) \cdot \sqrt{\beta_{WN}} \leq \{(\pi \cdot d_s^2) / 4\} \cdot \sigma_y \cdot (1/1.7)$$

- ここで、
 T : スタッド一本の引っ張り荷重 (KN)
 h_s : スタッド軸部の長さ (mm)
 d_h : スタッド頭部の直径 (mm)
 d_s : スタッド軸部の直径 (mm)
 σ_y : スタッド材の公称降伏応力度 (N/mm^2)
 h : スタッドの全高 ($\leq 175\text{mm}$)
 β_{WN} : 公称 (保証) 立方体強度 (N/mm^2)

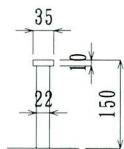


図-15 スタッド形状

横浜緑ICで使用するスタッドは図-15に示すように $22\phi \times 150$ だから、 $h_s = 140\text{mm}$ $d_h = 35\text{mm}$ $\beta_{WN} = 400\text{kgf}/\text{cm}^2 = 39.2\text{N}/\text{mm}^2$ となり、制限式の左辺はつぎのように計算できる。

$$2.75 \cdot \sqrt{h_s} \cdot (h_s + d_h) \cdot \sqrt{\beta_{WN}} = 2.75 \times \sqrt{140} \times (140 + 35) \cdot \sqrt{39.2} = 35651\text{N}$$

これを重力単位に変換すると $35651/9.806 = 3635\text{kgf}$ (3.6tf)となる。

同様に右辺式をスタッド材の降伏点を仮に $\sigma_y = 2400\text{kgf}/\text{cm}^2$ として求めてみると

$$(\pi d_s^2) / 4 \cdot \sigma_y \cdot (1/1.7) = 3.141 \times 2.2^2 / 4 \times 2400 \times (1/1.7) = 5365\text{kgf} (5.4\text{tf})$$

のようであり、 $22\phi \times 150$ のスタッド一本の許容引張力は3.6tfとなる。

(2) 口開き応力

橋脚を鉄筋コンクリート断面として計算した時の鉄筋の応力度は約 $\sigma_s = 1800\text{kgf}/\text{cm}^2$ である。一方、軸方向引張力を受けるスタッドおよびコンクリートが健全であるときのスタッドの引張力は $T_a = 3.6\text{tf}$ だから、これを応力に変換すると $\sigma_{stud} = 3600 / (\pi \cdot 2.2^2 / 4) = 947\text{kgf}/\text{cm}^2$ となり、仮にスタッドと鉄筋が同じ位置にあるとすると $\sigma_s = 950\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度までは口開きは発生しないと考える事が出来る。実際にはスタッドは鉄筋と同本数で鉄筋より若干内側ある事、スタッドの許容引張力は現場打ちコンクリートの場合で約3の安全率を持つ事などから、口開き防止用として使用するスタッドは十分有効に機能すると思われる。

5. 水平せん断力の伝達について

(1) せん断力の伝達機構

図-16に示すように、結合部直下の橋脚に作用するせん断力に抵抗する機構としては、①鋼桁下フランジ下面とコンクリートとの付着応力度、②スタッドジベルによる押し抜きせん断耐力、③差し込み鉄筋による鋼材のせん断耐力、④コンクリートの支圧応力度に期待するせん断キーを設ける場合などが考えられる。ただし、これらの機構は必ずしも同時に有効となるわけではなく、作用せん断力によって生ずる変形の大きさにより変わる事が知られている。ズレバネ値を概念的に整理すると下記のようなものである。

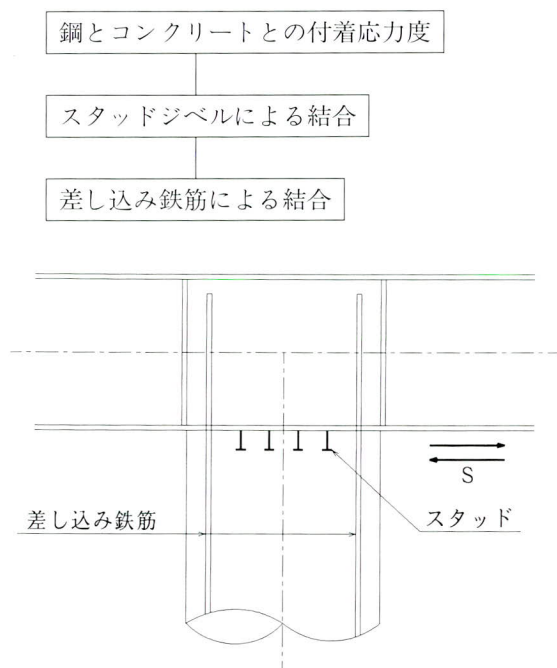


図-16 水平力抵抗機構

(2) 作用せん断応力度の試算

作用せん断力の大きいPD5橋脚で各機構に作用するせん断応力度を試算する。この時の作用断面力と断面諸元は下記のとおりである。

作用せん断力 $S_{max}=170.3tf$
 主鉄筋応力度 $\sigma_s=1790kgf/cm^2$
 ねじりモーメント $T_{max}=248.6tf \cdot m$
 鉄筋断面積 68-D32 $AS=540cm^2$
 コンクリート断面積 $AC=70672cm^2$

1) 鋼とコンクリートとの付着応力度

鋼板とコンクリートとの付着応力度の実験結果⁴⁾では、ズレ変位が生ずる時のせん断応力値は $\tau=3.6kgf/cm^2$ であった。下フランジ開口部の断面欠損(90×90)を考慮して鋼板とコンクリートの付着応力度を求めて見るとつぎのとおりであり、許容値に対して十分余裕がある事が分かる。

$\tau=170.3 \times 10^3 / 70672 - (90 \times 90) = 2.7kgf/cm^2 < 3.6kgf/cm^2$
 ちなみに、鉄筋とコンクリートとの付着応力度は $\sigma_{ck}=300kgf/cm^2$ で $\tau=9kgf/cm^2$ である。

2) スタッド (D22φ×150) のせん断耐力

道路橋示方書より、スタッドの許容せん断耐力を求めるとつぎのとおりである。

$\sigma_{ck}=400kgf/cm^2$ として、道示式を適用すると $H/D=150/22=6.818 > 5.5$ となり、スタッドのせん断が支配する範

囲で一本あたりの許容せん断耐力は $Q_a=30 \times 2.22 \times \sqrt{400}=2,904tf/本$ である。したがって、差し込み鉄筋と同じ本数の場合には $68 \times 2,904=197.5tf$ 、実際には差し込み鉄筋の2倍程度のスタッドが使用されるから合計 $2 \times 68 \times 2,904=394.9tf$ のせん断力に抵抗出来る事になる。道路橋示方書の提案式は降伏に対して3以上破壊に対して6以上の安全率を持つと考えられるから、スタッドだけでも十分水平せん断力に抵抗出来ると考えられる。

つぎに、下フランジ下面とコンクリートとの間にスキマ(ブリージング)がある場合にスタッドのねじり力率でねじりモーメントに抵抗すると考える。図-17を参照して、

外側スタッドのねじり力率は

$$\Sigma Q_{arn}=2,904 \times 1.3 \times 68=256.7tf \cdot m$$

2列分のスタッドで計算すると

$$\Sigma Q_{arn}=2,904 \times (1.3+1.1) \times 68=473.9tf \cdot m$$

このように考えるとねじりモーメントに対しても十分抵抗できる事が分かる。

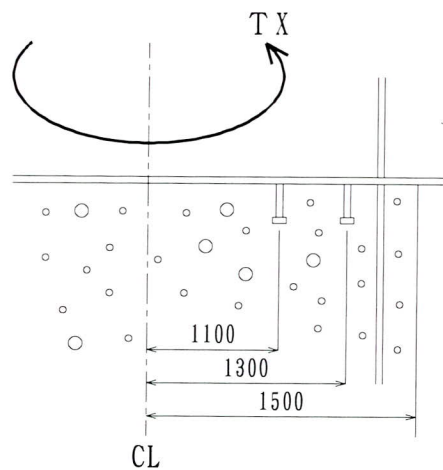


図-17 スタッド配置

3) 差し込み鉄筋のせん断耐力

実験結果⁴⁾では、差し込み鉄筋のせん断耐力はVon Misesの降伏条件に従う事が分かっており、

$$\text{降伏に対して } \tau_v=1800/\sqrt{3}=1040kgf/cm^2 \text{ (SD345)}$$

$$\text{破壊に対して } \tau_{max}=3600/\sqrt{3}=2080kgf/cm^2$$

のようである。したがって、曲げに伴うせん断力に対しては

$$\tau_s=170.3 \times 10^3 / 540.0=315.3kgf/cm^2 < \tau_v (=1040kgf/cm^2)$$

となり、降伏に対して約3倍の余裕がある。この時の曲げモーメントによる引張力は $\sigma_s=1790kgf/cm^2$ だから、合成応力も $(1790/1800)^2 + (315/1040)^2=1.08 < 1.2$ に収まる。

ねじりモーメントに対して、スタッドと同様にねじり力率を計算して見ると、 $A_s=540/68=7.941\text{cm}^2$ 、 $\tau_y=1040\text{kgf/cm}^2$ として

$$\Sigma Q_{rn}=7.941 \times 1040 \times 10^{-3} \times 1.4 \times 68=786.2\text{tf}\cdot\text{m}$$

ねじりモーメント T_x が $T_{x\min}=248.6\text{tf}\cdot\text{m}$ であるから、これも、降伏に対して約3倍の安全率を持つ事になる。

4) セン断キーを用いる場合

下フランジ下面に突起を付けてせん断キーとして用いる場合を考える。コンクリートの局部支圧力を、 $\sigma_{ba}=120\text{kgf/cm}^2$ とするとせん断キーの所要支圧面積は $\text{Req}A \geq 170300/120 (=1420\text{cm}^2)$ であり、リブ高は $h=1420/90=15.7\text{cm}$ となり、板幅150mm程度のせん断キーを取り付ける事で十分満足出来る。ただし、せん断キーの直下では支圧応力につり合う引張力が発生するからこの部分の補強が必要となる(図-18)。

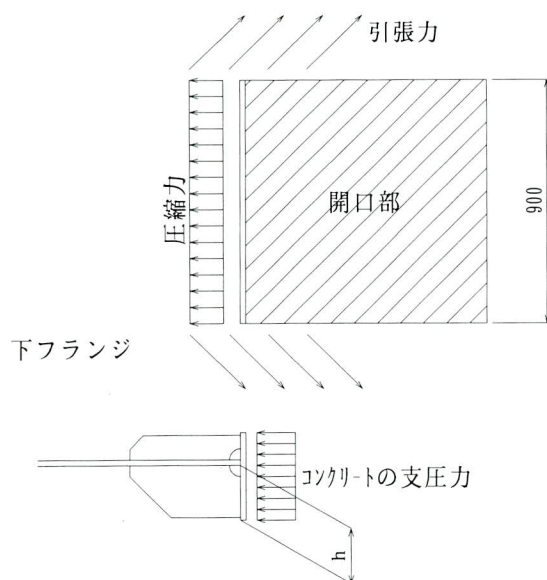


図-18 セン断キー

(3) ジベルの変形能

鋼材とコンクリートを結合するスタッドジベルや差し込み鉄筋は、力の伝達機構の違いから作用せん断力によって生ずる変形量が異なる事が知られている。ここでは参考文献により、スタッドジベルと差し込み鉄筋の変形能を整理する。

1) スタッドジベルの変形能

図-19に示すようにスタッドや差し込み鉄筋をつけた鋼板をコンクリート中に埋め込み、この時のジベルの変形能を整理したものである。評価パラメータは差し込み鉄筋比を用いている。

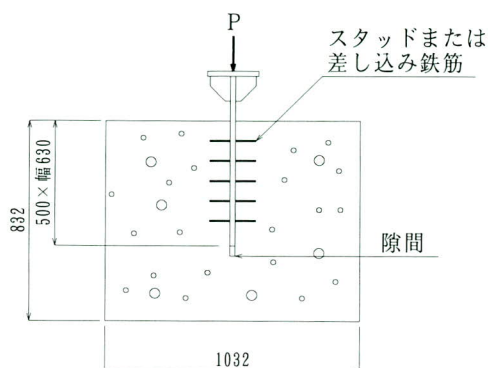


図-19 供試体

表-1 スタッドのパネ値

スタッド径 (mm)	パネ値 (tf/cm/本)
9.5φ	42
13φ	135
16φ	176
19φ	251~316

表-2 差し込み鉄筋のパネ値

鉄筋本数	鉄筋比(%)	せん断パネ定数 ($\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$)	パネ値 (t/cm/本)
36	1.45	311	27.2
20	0.80	171	26.9
16	0.45	125	24.6

差し込み鉄筋比 (ρ =ジベルの断面積/埋め込み鋼板の面積)

これによると、スタッドジベルφ9.5×75 40本、鉄筋比 $\rho=0.45\%$ 、埋め込み鋼材のせん断面積 $50 \times 63=3150\text{cm}^2$ の場合で、せん断パネ定数 ($\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$) は第一勾配で $k_1=269$ であり、スタッド一本あたりのパネ値は $k=269 \times 3150 \times 2 \times 10^{-3}/40=42\text{tf/cm/本}$ となる。

このほか、他の文献⁵⁾などから同様にスタッドのパネ値を整理して表-1に示す。

2) 差し込み鉄筋のパネ値

スタッドと同様に差し込み鉄筋(D13)のパネ値を整理して表-2に示す。

このように、差し込み鉄筋のパネ値はスタッドに比べて明らかに小さい事が分かる。ただし、実験結果では、降伏後の変形能はスタッドに比べてはるかに大きい事も分かっている。

結合部下端のせん断力に着目して、抵抗機構を整理した結果いずれの方法でも応力上成立する事が分かった。また、抵抗機構の変形能について既往の実験結果からバネ値として整理したところ予想どおりスタッドジベルの方が差し込み鉄筋に比べてはるかに固いバネを持つ事が分かった。鋼板の付着応度やせん断キーはこれより固い事は明らかであるから、どの構造を採用するかはズレ変形をどう判断するかによる。スタッドの許容耐力は残留変位 $\delta=0.08\text{mm}$ として定められているから、仮にこの程度のズレ変位が生じたとしても剛結構造に与える影響は少ないと思われる。

6. まとめ

鋼・RC複合ラーメン構造の結合部の実験結果から疲労試験の結果を要約すると共に結合部下端の口開き対策、水平せん断力の伝達機構について2・3の考察を試みた。疲労試験の結果からは載荷回数が増大に伴って、わずかながら剛性の低下が見られたものの、荷重伝達メカニズムに変化はないものと思われる。口開き対策として使用しているスタッドについては軸引っ張り力を受けるスタッド応力を推定して、鉄筋応力との比較をした。また、水平せん断力については各種の伝達機構の抵抗値を計算すると共に抵抗する順番を見極めるためバネ値として整理した。横浜緑IC・Dランプの場合には安全をみて水平せ

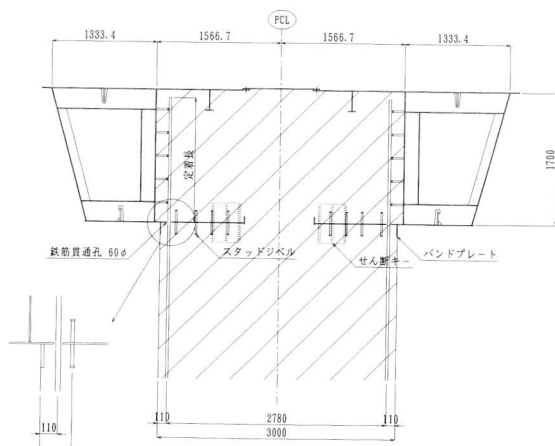


図-20 結合部の構造

ん断力に対してせん断キーを使用した。なお、コンクリートの圧壊防止対策は図-20に示すようにバンドプレートをを使用した。

7. あとがき

横浜緑IC・Dランプ橋で採用された鋼・RC複合ラーメン結合部の構造について、設計段階で検討した疲労特性・口開き防止対策・コンクリートの圧壊防止対策・水平せん断力の抵抗機構などについてまとめた。必ずしも定量的になっていないが同種構造の参考になれば幸いである。なお、設計に際しては埼玉大学町田教授をはじめ日本道路公団東京第一建設局の方々から貴重なご意見を戴いた。紙面を借りてお礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 埼玉大学：鋼桁を鉄筋コンクリート橋脚に剛結した複合構造に関する研究，宮地鐵工所・埼玉大学共同研究成果，1995.3
- 2) コンクリート工学協会：混合構造研究委員会報告書，1991.12
- 3) Bode, H. und Hanenkamp, W. : Zur Tragfähigkeit Von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung, Bauingenieur 60, pp. 361~367, 1985.
- 4) 森河，伊東：鶴見航路橋の主塔結合部構造に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.39A，1993.3
- 5) 高崎，原：縦リブを利用したズレ止め構造の耐荷力試験，宮地技報No2，1986
- 6) 柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム論文集，1994.12
- 7) 田島，町田ら：鋼・コンクリート複合ラーメン接合部の実験と解析，混合構造の力学的挙動と設計・施工に関するシンポジウム論文集，1991.12
- 8) 田島，町田，吉田：鋼・コンクリート複合ラーメン構造接合部の性状，土木学会第44回年次学術講演会，平成元年10月

1997.10.31 受付