

せん断プレストレス合成桁の非線形ずれ解析

Non-linear slip analysis of shearing prestressed composite girder

今井富士夫*、道下誠司**、徳光 卓***、中澤隆雄*

*工博、宮崎大学教授 工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西1-1)

**工修、(株)名村造船所 (〒550-0012 大阪市西区立売堀3-1-1)

(研究当時宮崎大学大学院生)

*** (株) 富士ピー・エス 技術部開発課 (〒818-0001 福岡市中央区天神2-12-1)

The objective of this study is to clarify the non-linear behavior of composite girder made of a precasted concrete slab and steel girder, which are connected by friction bolts. The shearing prestress which produced the opposite shearing stress to the shearing stress by service loads, was introduced in the composite girder in advance. The rigid body spring model was used in the analysis. The influence of bearing stress by friction bolts and shearing prestress on the behavior of the composite girder was examined. It was confirmed that the shearing strength of the connected faces between the concrete slab and the girder fastened with friction bolts was lower than that obtained from double shear test and the shearing prestress was effective to control the slip between the concrete slab and steel girder.

Key Words, composite girder, shearing prestress, slip behavior, friction-type connection, rigid-body spring model

1. まえがき

コンクリート床版と鋼桁から成る合成桁では、床版と桁の接合面でのせん断力によるずれを抑制することが重要となる。近年、合成桁の新設や既設床版の取り替え工事などで、床版にプレキャストコンクリートを用いた事例も多くみられるようになってきた^{1), 2)}。プレキャスト床版ではずれ止めを配置するための切り欠きを設けることになるが、桁端部ではせん断力が大きくなるために、断面欠損を補うための補強が必要となるなど、プレキャスト床版特有の問題点も生じるようである³⁾。

プレキャスト床版用のずれ止めとしては、ジベル工法⁴⁾と高力ボルトによる摩擦接合法⁵⁾が挙げられるが、ずれ抵抗をずれ止め本体に依存するジベル工法に比べて、接合面全体にせん断応力を分布させることのできる摩擦接合法のほうがずれ止め本数を削減でき、断面欠損も小さくなる利点を有していると思われる。

このような観点から、山崎ら⁶⁾は高力ボルトによって摩擦接合されたコンクリート床版と鋼桁から成る合成桁の実験的な検討を行った。この実験において、初期せ

ん断すべりが生じた後に、再度載荷すると、2サイクル以降のずれ耐力は初期ずれ耐力よりも向上することが明らかとなった。その理由としては、初期すべりが発生しても高力ボルトの締め付け力は維持されており、しかも初期すべりから除荷することにより、接合面には荷重によるせん断力を相殺する逆向きのせん断力が保存されたものと考えられる。すなわち、曲げに対するプレストレス力と同様な「せん断プレストレス力」が発現したのである。せん断プレストレスに着目した徳光らは、合成桁に人為的にせん断プレストレスを導入した実験を遂行し、接合面のずれ変形に対するせん断プレストレスの優位性や耐力性状などについて明らかにしてきた^{6) ~ 8)}。

一方、著者らはせん断プレストレス導入の効果と高力ボルトの締め付けによる応力状態を理論的に解明することを目的に有限要素法による弾性解析を行い、両者ともにはずれ抑制に効果的であることを確認してきた⁹⁾。

本論文では、このような合成桁の終局に至るまでの解析を、剛体ばねモデルによる材料的非線形解析¹⁰⁾を行い、桁が崩壊に至るまでのせん断プレストレスと高力ボルトによる摩擦接合の効果を検討した。

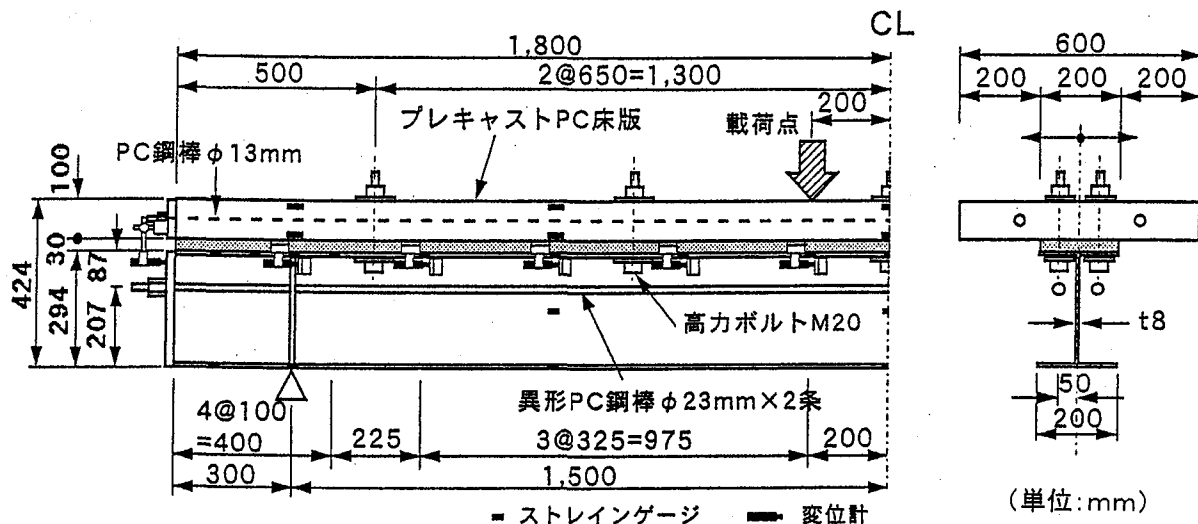


図-1 解析に用いた合成桁

2. 解析モデル

解析に使用した合成桁は図-1に示すもので、徳光らが耐荷力試験で使用したものである⁶⁾。実験での高力ボルトによる締め付けやせん断プレストレスの導入に関する施工過程は既に著者らの幾つかの論文で紹介されているが、解析プロセスに直接関係するために、以下にその概要を紹介する。

- ①鋼桁の図心軸より上に設置されたPC鋼棒に30.6tfの緊張力を与える。ここでの緊張力は、鋼桁の上側1/3点に設置されたPC鋼棒の偏心軸圧縮力より生じるPC床版の垂直応力の合力が接合面に作用するせん断力とし、合力が断面の高力ボルト2本のせん断耐力の0.6倍となるように決定した。高力ボルトのせん断耐力は導入軸力を12tf、摩擦係数は0.85として算出した。
- ②PC鋼棒の緊張によって、下側に変位した鋼桁上面にプレキャストコンクリート床版を設置し、鋼桁とコンクリート床版との空間(厚さ3cm)に無収縮モルタルを注入する。
- ③モルタル硬化後に、高力ボルトに1本当たり14.3tfの軸力を導入する。
- ④高力ボルトにより合成桁として、鋼桁と床版が一体化した後に、先に導入したPC鋼棒の緊張力を除去する。

この過程の④により、荷重に抵抗するせん断プレストレスが鋼桁とモルタル間に発生する。荷重は2点集中荷重として中央点から20cm離れた箇所載荷した。ただし、高力ボルトの導入軸力はモルタルのクリープやボルトのリラクセーションなどにより、耐荷力試験時に軸力は12.2tfと低減していたので、解析では、12.2tfを高力ボルトの締め付け力として採用した。また、プレストレス力も減少することが考えられるが、今回は導入直後

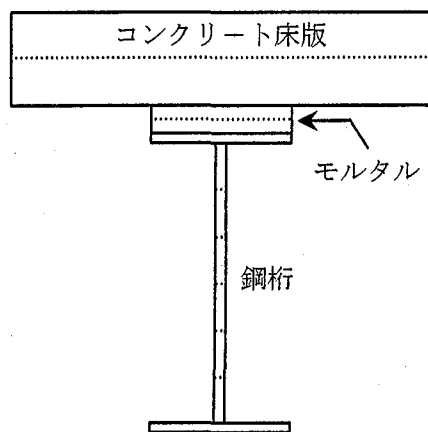


図-2 解析要素

に試験を行ったため、その減少は明確でない。

3. 解析の概要と材料特性

本解析では中島らが不完全合成桁の解析のために提案した剛体ばねモデルを採用した¹⁰⁾。このモデルは床版や鋼桁などの大きな構造要素を1つのはり剛体要素と考えて、それらの剛体要素間に橋軸方向の直応力に抵抗する軸ばねと要素の断面に平行なせん断応力に抵抗するせん断ばねを仮定し、さらに、軸力や曲げモーメントによる塑性域の広がりを考慮するために、野上らが提案した複数の軸ばねと一つのせん断ばねを採用している¹¹⁾。また、接合面の要素間には、両者の鉛直方向の結合条件を満足する鉛直ばねと橋軸方向のずれに抵抗する水平ばねを設けたものである。

図-2は本解析で使った合成桁断面の各構造要素の軸ばねに関する分割を示している。ここでは、コンクリート床版ならびに床版と鋼桁を結ぶモルタルは2分割し、鋼桁ではフランジと6分割した腹板の計8分割を用いた。また、桁全体の橋軸方向には37分割した。

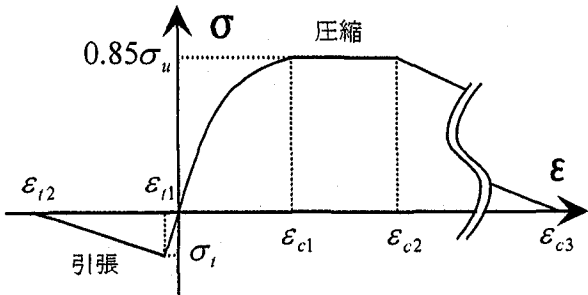
図-3は本解析で使用了材料履歴を示したもので、(a)はコンクリートとモルタルの非線形特性を、(b)は接合面のせん断ばね特性を表している。なお、鋼材の材料特性も(b)と同様なバイリニア型のものを採用した。

剛体ばねモデルでの一般的なばね剛性 k は、例えば橋軸方向の軸ばねの軸力に対するものを例にとると、以下のようなになる。

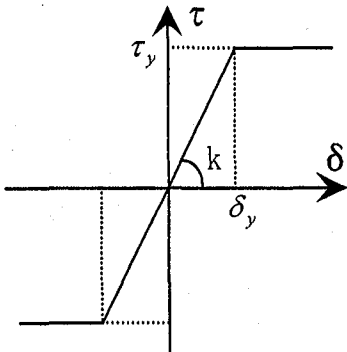
$$k = 2EA / (\ell_{i+1} + \ell_i) \tag{1}$$

ここに、 EA は軸方向剛性、 ℓ は結合する2つの要素の図心点から結合面までの各々の距離である。詳細は中島らの文献に記述されているので割愛する。

本解析では、橋軸方向の要素間ばねならびにコンクリートとモルタル間の鉛直ばねのばね剛性を式(1)に基づいて算出したが、モルタルと鋼桁間の鉛直ばね剛性では鋼桁の距離は無視して、モルタルのみの距離を採用した。ただし、モルタルと鋼桁の鉛直ばねについては、応力が引張域にある場合には、ばねは抵抗しないものとし



(a)コンクリート・モルタル材料特性



(b)接合面せん断ばね特性

図-3 材料履歴

表-1 材料特性

	コンクリート	モルタル	鋼
弾性係数(kgf/cm ²)	3.4×10 ⁵	2.3×10 ⁵	2.1×10 ⁶
ポアソン比	0.167	0.167	0.3
圧縮強度σ _u (kgf/cm ²)	510	459	3000
ε _{t2}	2.58×10 ⁻³	3.33×10 ⁻³	—
ε _{t1}	1.29×10 ⁻⁴	1.66×10 ⁻⁴	—
ε _{c1}	-2.58×10 ⁻³	-3.33×10 ⁻³	—
ε _{c2}	-3.50×10 ⁻³	-3.50×10 ⁻³	—
ε _{c3}	-3.50×10 ⁻²	-3.50×10 ⁻²	—

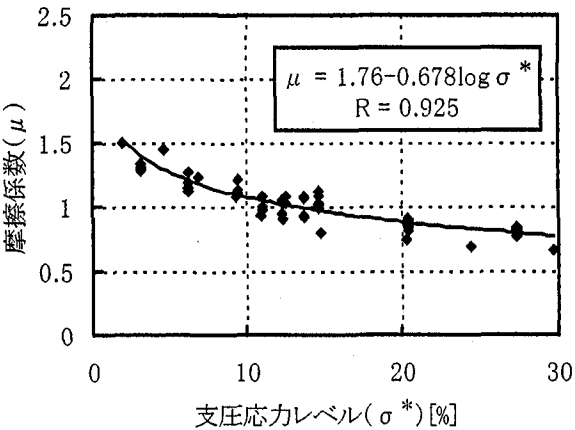


図-4 摩擦係数と支圧応力レベル

ている。これらの材料諸値は表-1に示すとおりであり、コンクリートに関するものは道路橋示方書¹²⁾や中島らの論文¹⁰⁾を参考にし、モルタルの材料特性もこれに準ずるものと仮定した。

さらに、モルタルと鋼桁間のずれを支配するせん断ばね剛性とずれ耐力は、支圧された2面せん断試験から得られたものを使用した。本解析でのせん断応力とずれの初期ばね剛性も2面せん断試験から得られたものを、図-3に示すようにバイリニア型の割線勾配と仮定して、試験で得られた最も低いものを採用し、ここでは、 $k=1.6 \times 10^4$ (kgf/cm²)/cmとした。後に述べる合成桁の解析で、バイリニア型での k 値を1.5倍まで大きくしてみたが、初期ばね剛性は解析結果にあまり影響を与えるものではなく、解が大きく依存するのは、摩擦限界となるせん断強度であった。せん断強度は2面せん断試験から、次式のように仮定した。

$$\tau_y = \mu \sigma \tag{2}$$

ここに、 τ_y はせん断強度、 μ は摩擦係数、 σ は支圧応力である。摩擦係数は図-4から得られるもので、図中の σ^* は支圧応力レベルで、モルタルの圧縮強度に対する支圧応力の百分率である。

4. 合成桁の解析結果および考察

2章で紹介したように、ここでの合成桁は3つの荷重段階を経ることになる。すなわち、①摩擦接合のための高力ボルトによる締め付け、②鋼桁に設置されたP C鋼棒の緊張解除によるせん断プレストレスの導入、③最後に耐力試験のための2点集中荷重による載荷である。

本解析ではこの順序に則り、3段階の荷重入力を行った。

4.1 支圧応力とせん断強度

締め付け力は、供試体では高力ボルトにより鋼桁の上フランジ底面とコンクリート床版の上面に作用するもの

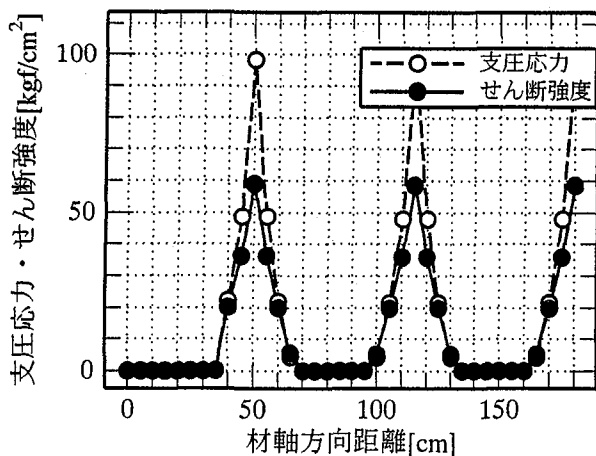


図-5 ボルト締め付け時の
支圧応力とせん断強度分布

であるが、解析では剛体ばねモデルを使用しているため、ボルト位置の鋼桁要素と床版要素の図心点に上下の締め付け荷重を作用させた。

図-5は高力ボルトの締め付けによる接合面の支圧応力とせん断強度の分布を対象桁の左半分について示したものである。高力ボルト締め付けによる支圧応力は、締

め付け位置では高い応力を示すが、その分布幅は狭く、影響する領域は左右に20cm程度となっている。また、桁端部やボルト間中間点で締め付け力が0となっているのは、ボルト締め付けにより、これらの位置で鋼桁とモルタル間で支圧応力が引張り域となり、鋼桁とモルタル間に肌離れが生じたことを示すものである。

せん断強度は、各点の支圧応力から式(2)を用いて算出しているため、両者は比例することになる。よって、せん断強度の分布は支圧応力の分布に相似しており、最大せん断強度は約60kgf/cm²となっている。

今回の解析モデルでは高力ボルトを65cm間隔で挿入したが、これらの結果から高力ボルトによる摩擦接合をさらに有効とするには、ボルト間隔を40cm~50cmと狭くすることが必要と思われる。

4.2 荷重-鋼桁とモルタル間のずれ曲線

図-6は2点集中荷重の増加に伴う本合成桁の測定点での鋼桁とモルタル間のずれ変化を示したものである。実験では初期すべりが生じた後に、一度除荷し、再度載荷しているが、解析では単純な漸増載荷のみを行った。

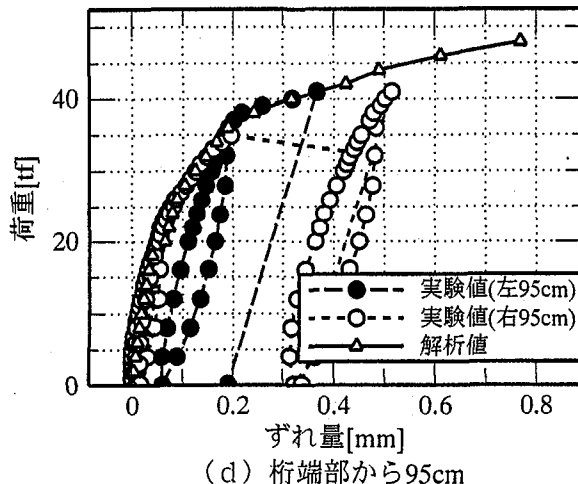
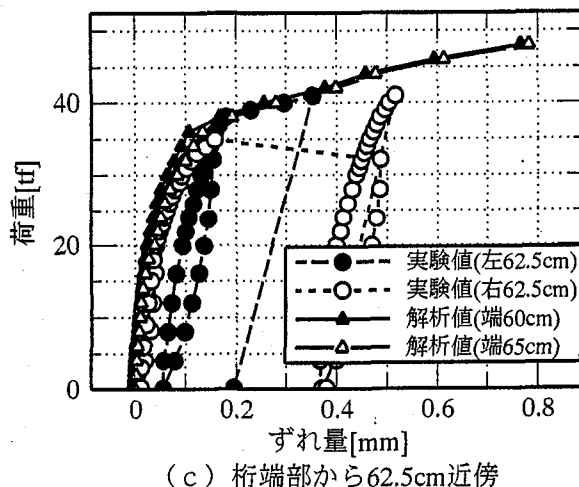
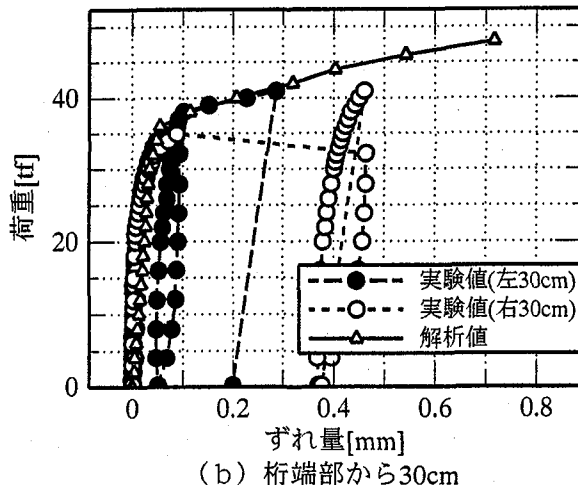
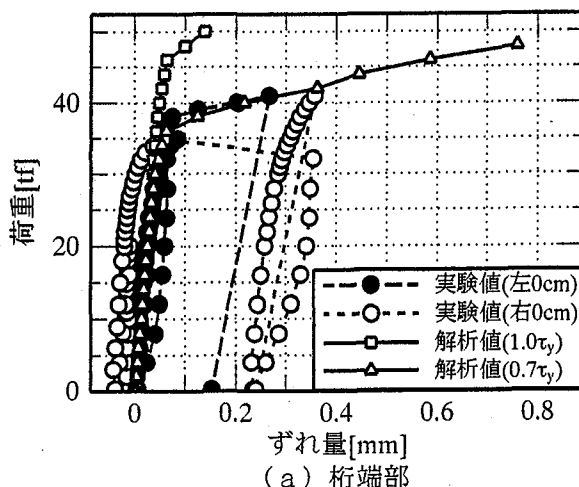
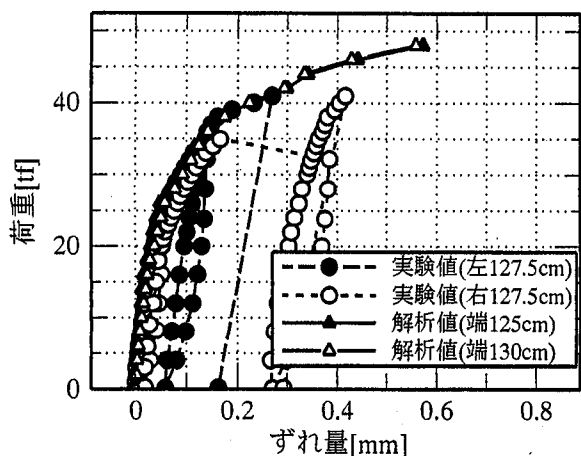
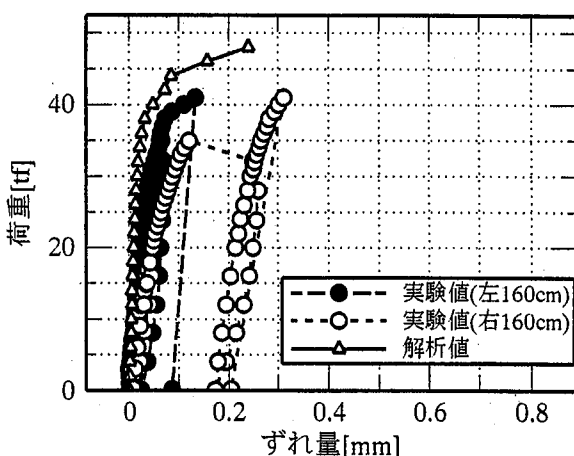


図-6 荷重-ずれ曲線 (次ページに続く)



(e) 桁端部から127.5cm近傍



(f) 桁端部から160cm

図-6 荷重-ずれ曲線

実験では左右のずれ性状に差異が生じているが、これはずれ限界が右側に集中したものと思われる。大きなずれが生じた右側桁端部（図-6(a)）についてみると、荷重 34tf で急激なすべりにより荷重を維持できない状態が生じているが、ここで1度除荷した後に、再度載荷すると、荷重が約 40tf まではほぼ線形な挙動となっている。このように摩擦接合された合成桁で、接合面に初期すべりが生じても、1度除荷し、再度載荷すると、ずれ耐力が向上する理由は以下のように考察できる。載荷過程でのボルト軸力の変動は 0.2tf と小さく、ボルト軸力はほぼ維持されていた。載荷ですべりが生じた接合面を一定の締め付けのなかで除荷すれば、たわみが復元するので、接合面には載荷時とは逆向きのせん断応力が蓄えられる。よって、再載荷での接合面には負のせん断応力が蓄積されるので、ずれ耐力は向上することになる。このことに着目して、第1章でも述べたように本論文での「せん断プレストレス」の構想が生まれたのである。

解析では、まず式(2)で得られた支圧応力に対する接合面せん断強度を用いて計算を行った。その結果が、図-6(a)の図中の解析値 ($1.0\tau_y$) である。解析値は線形領域では実験とほぼ一致するものの、すべりが生じる荷重に大きな違いが生じている。そこで、接合面せん断強度を変化させて解析した結果、図中に示すように、式(2)で得られたせん断強度を0.7倍すると、ほぼ一致することが明らかとなった。この結果の一般性に付いては、2面せん断試験や他の合成桁モデルなどの実験や解析をさらにを行い、検討していく必要がある。

図-6(b)~(f)はすべて $0.70\tau_y$ を使用した解析結果と実験を比較したものである。実験での測定位置と解析の要素点が異なるものについては、測定位置を挟む2つの要素についてプロットしている。桁端部から160cmの載荷位置を除くと、どの点においても解析値と実験値は良い一致をみていることが判る。また、接合面せん断応力に対するずれの初期傾きを示すばね剛性 k の影響を

検討するために、2面せん断試験から得られた最も低いものから、その1.5倍まで変化させて解析を行ったが、線形時のばね剛性の影響はほとんどみられなかった。

以上のことから、合成桁全体の挙動には、接合面のせん断に関する初期剛性はあまり影響せず、せん断強度が大きく影響する因子であり、合成桁でのせん断強度は2面せん断試験から得られた支圧応力に対するせん断強度よりも実際は低下し、本解析ではおよそ0.7倍程度となることが明らかにされた。

さらに、本合成桁の耐荷力を接合面せん断ずれが顕著となる荷重として、実験では荷重 40tf で載荷をとめているが、解析では48tfが終局耐力となった。

4.3 接合面せん断応力

節4.2の結果から、以下の解析結果は、接合面のせん断強度は2面せん断試験で得られたせん断強度の0.7倍を使用したものである。

図-7はせん断プレストレス導入時の接合面せん断応力分布

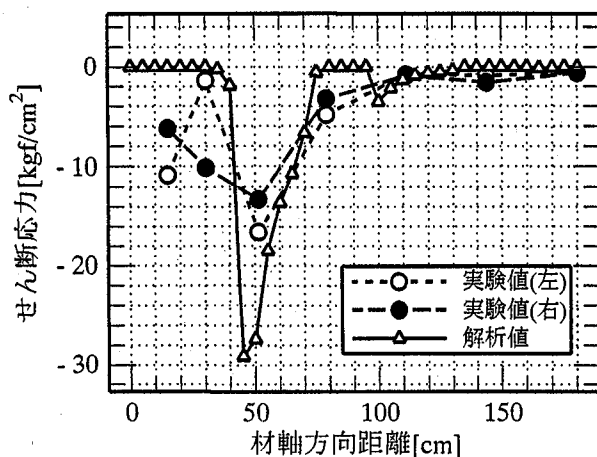


図-7 せん断プレストレス導入時の接合面せん断応力分布

力分布を示したものである。せん断応力は解析ならびに実験ともに、桁端部 110cm の位置から中央に向かってはほとんど生じておらず、この区間については両者ともによく符合している。また、桁端部 110cm の位置から桁端部の区間では、せん断応力のピークは解析、実験ともに、桁端部から桁中央よりの 50cm 位置でほぼ一致しているが、解析値では 30cm 程度の狭い幅で急激な変化となっているのに対して、実験では緩やかな曲線となっている。また、ピークの値も解析では 30kgf/cm^2 となっているが、実験では 16kgf/cm^2 と差異がみられる。

実験でのせん断応力は、鋼桁フランジの橋軸方向に添付したひずみゲージから得られた軸方向応力の橋軸方向の差から算出されたもので、図に示すように、実験では粗い測定点となっているために、解析との差異が生じたものと思われる。

図のせん断応力の符号から明らかなように、ここで生じたせん断応力は外荷重によって生じるせん断応力とは逆符号となっている。すなわち、せん断プレストレスは、外荷重によって発生するせん断応力を相殺する効果を有していることが判る。

図-8はせん断プレストレスを導入した後の2点集中

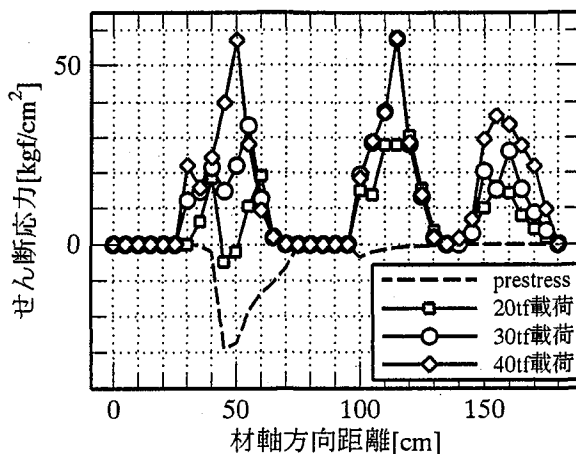


図-8 せん断プレストレス導入桁の接合面せん断応力分布の推移

荷重によるせん断応力分布を解析的に求めた結果を示したものである。2点集中荷重の場合、はり理論では載荷点から支点までの区間ではせん断力は一定となる。しかしながら、本実験ではボルト締め付けによって、鋼桁とモルタル間の1部の接合面に肌離れが生じ、応力が伝達されないために、図のように支圧応力が負荷されている

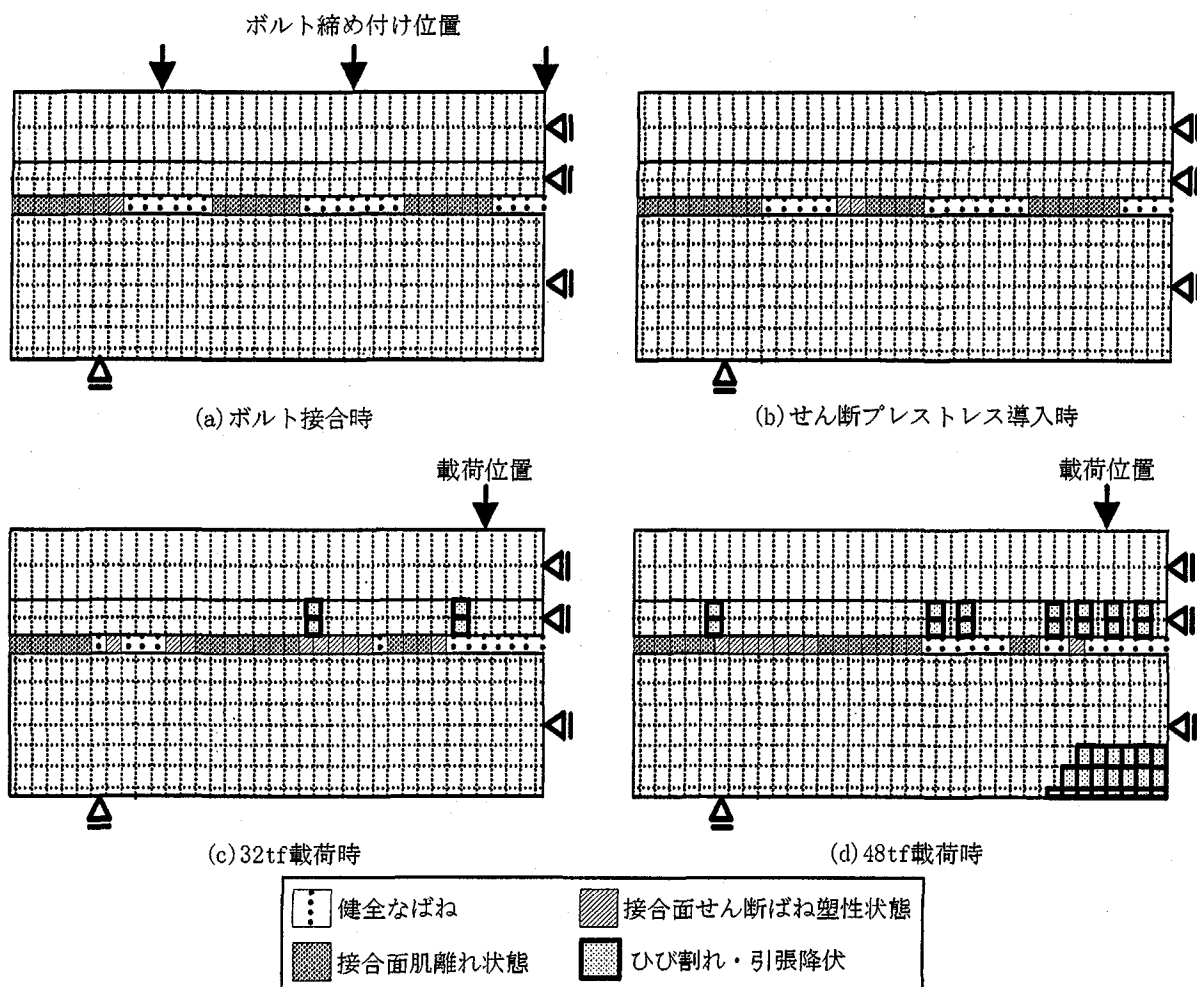


図-9 崩壊過程

区間のみでせん断伝達が行われている。また、荷重の負荷によって、載荷点近傍ではボルト締め付けで肌離れを起こした箇所が再度接合している。載荷当初はせん断プレストレスによる逆符号のせん断応力が荷重発生応力を抑制しているが、荷重の増加とともに、合成桁のせん断応力は支圧応力によって規定された降伏せん断応力に達するようになり、荷重 40tf では、図-5 に示すせん断強度とほぼ同様な分布となって摩擦抵抗の限界に至っている。

4.4 崩壊過程

図-9 は解析的に求めた崩壊過程を図示したものである。(a)は高力ボルト締め付け時、(b)はせん断プレストレス導入時、(c)と(d)は2点集中荷重の 32tf と 48tf のときのものである。図から明らかのように、ボルト締め付けによって、桁端部やボルト中間部に肌離れが生じ、次いでせん断プレストレスを導入すると、桁端部ではやや肌離れが進行するが、支圧に近い高力ボルトの近傍ではせん断ばねが塑性化している。これは荷重とは逆向きのせん断応力によるばね降伏である。

その後、2点集中荷重により、荷重 32tf まで載荷すると、荷重ならびに支圧反力の支圧応力により、桁中央部や支圧近傍では肌離れ区間が減少し、ばね抵抗が復帰しているが、荷重によるせん断ばねの降伏域も多くなっている。さらに接合面モルタルの一部にひび割れも生じている。終局荷重である 48tf では、接合面で肌離れやせん断ばねの降伏が進行しており、さらに、鋼桁には引張降伏が、接合面モルタルにはひび割れが広がっている。モルタルのひび割れは、接合面が切り離されるために、床版と鋼桁が「重ね梁」のような状態になったことを示すものである。

4.5 せん断プレストレスの効果

前節まではせん断プレストレスを導入した合成桁について論じてきた。本節では、せん断プレストレスの効果を明確にするために、せん断プレストレスを導入しない場合についても解析を行い、両者を比較する。せん断プレストレスを導入しない合成桁も高力ボルトによる締め付けは行っている。

図-10 は2つの解析での荷重-桁端部のずれ曲線を、図-11 には2つの解析とせん断プレストレスを導入した合成桁の実験の3つの荷重-中央点たわみ曲線を示している。これらの図中の「prestress 導入有り・無し」とはせん断プレストレスの導入の有無を表している。

図-11 に示すように、本解析は実験の荷重に対するたわみとよく合致しているのが判る。

図-10 から明らかなように、せん断プレストレスを導入した合成桁では荷重 36tf からずれが顕著になって

いるのに比べて、導入していない合成桁では荷重 25tf 近傍で大きなずれが始まっている。しかしながら、終局荷重についてはほぼ同様な強度を示している。

図-11 に示す荷重に対するたわみも同様な傾向を示しているが、非線形領域でのたわみの増加率はせん断プ

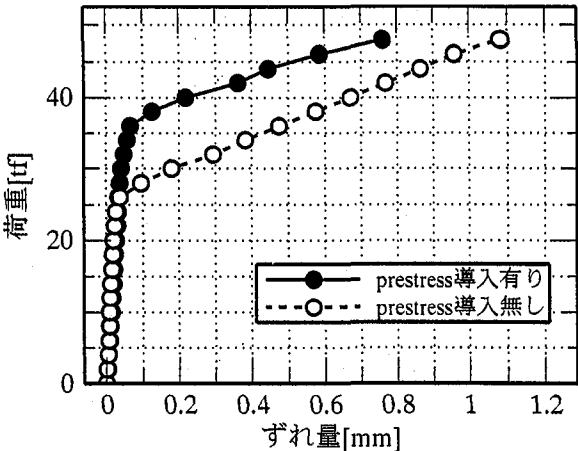


図-10 せん断プレストレス導入の有無に対するずれ比較

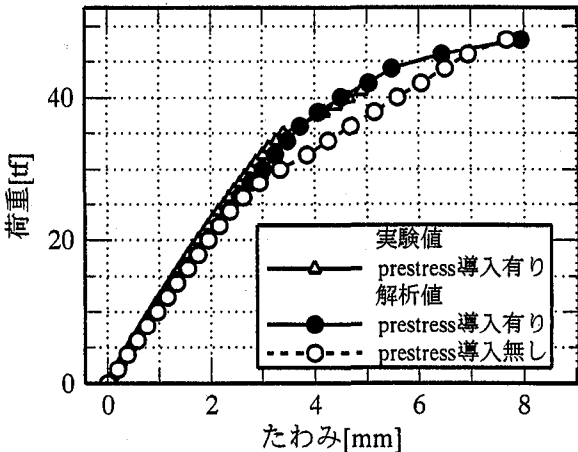


図-11 せん断プレストレス導入の有無に対するたわみ比較

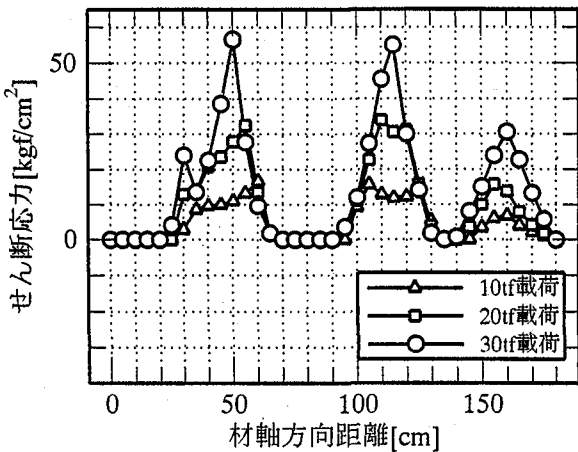


図-12 せん断プレストレス非導入桁の接合面せん断応力分布の推移

レストレスを導入している場合のほうが大きく、終局時のたわみでは両者の差異はほとんどみられない。

図-12 はせん断プレストレスを導入しない場合の荷重に対する接合面せん断応力分布の推移を示したものである。肌離れなどによる傾向はせん断プレストレスを導入した場合と同様であるが、せん断プレストレスによる負のせん断応力が存在しないため、当初よりせん断応力が荷重の増加に伴って増大し、せん断プレストレスを導入した場合に比べて、せん断強度に達する荷重は 10tf 程度低くなっている。

以上のことから、せん断プレストレスの優位性を確認できる。

5. あとがき

本論文は、プレキャストコンクリート床版と鋼桁を高力ボルトで摩擦接合し、さらに外荷重によって生じる接合面せん断応力を相殺できるような逆向きのせん断応力を発生させる「せん断プレストレス」を導入した合成桁の非線形挙動を中島らが提案した剛体ばねモデルを使用して、解析的に明らかにしようとしたものである。

本解析で得られた結果を要約すると以下ようになる。

- (1) ここで使用した剛体ばねモデルは、合成桁の非線形解析には有用である。
- (2) 鋼桁と床版の接合面でずれ特性は、せん断ばね剛性をバイリニア型した場合には、初期剛性の影響は小さく、高力ボルトの締め付けによる支圧応力で規定されるせん断強度に大きく依存する。
- (3) 合成桁のせん断強度は 2 面せん断試験で得られたものよりも小さくなる。本合成桁では 2 面せん断試験から得られたものの 0.7 倍となった。
- (4) 高力ボルトによる支圧応力は狭い範囲にしか分布しないため、間隔に留意する必要がある。
- (5) せん断プレストレスの効果は至って大きい。
- (6) 接合面が摩擦限界に達すると、合成桁は鋼桁と床版から成る「重ね梁」となる。

参考文献

- 1) 寺田光太郎、曾田信雄、伊藤正人、真鍋英規：チャンネル形状プレキャスト PC 床版の鋼橋への適用、第 4 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポ

ジウム論文集、pp.171-176、1994

- 2) 加藤敢士、中原秀文、吉田光秀：プレキャスト PC 床版を用いた松浜橋床版打ち替え工事、第 6 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論集、pp.187-190、1996
- 3) 菅野昇孝：大きな断面欠損を有するプレキャスト床版の曲げ性状、土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集 V、pp.36-37、1994
- 4) 久野公德、中村修、松下博通：締結式ボックスジベルのせん断耐力に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、第 15 巻、第 2 号、pp.1061-1066、1994
- 5) 山崎竹博、出光隆、宮川邦彦、金成珠：鋼・コンクリート間の摩擦力をずれ止めに応用した合成桁に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、第 11 巻、第 1 号、pp.627-632、1989
- 6) 徳光卓、出光隆、山崎竹博、岩本久信：鋼・コンクリート合成桁接合面の初期せん断応力分布とせん断破壊挙動、コンクリート工学年次論文報告集、第 19 巻、第 2 号、pp.1395-1400、1997
- 7) 徳光卓、山崎竹博、出光隆、今井富士夫：せん断プレストレスによる鋼・コンクリート合成桁接合面のせん断補強効果の算定法、第 7 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.115-120、1997
- 8) 徳光卓、山崎竹博、出光隆：せん断プレストレスを利用した鋼・コンクリート合成桁接合面のせん断補強に関する研究、土木学会論文集、No.592/V-39、pp.63-72、1998
- 9) 道下誠司、今井富士夫、徳光卓、中澤隆雄：プレせん断合成桁の応力解析、第 7 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.109-114、1997
- 10) 中島章典、池川真也、山田俊行、阿部英彦：ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の弾塑性解析、土木学会論文集、No.537/I-35、pp.97-106、1996
- 11) 野上邦栄、伊藤文人、尾崎浩明：剛体棒要素モデルによるアーチの面内座屈解析、構造工学論文集、Vol.33A、pp.27-40、1987
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、共通編/コンクリート橋編、1994

(1998 年 9 月 18 日)