

高力ボルト摩擦接合継手を有する合成桁接合部の終局挙動に関する基礎的研究

橋梁工学分野 吉岡夏樹

Abstract

近年、鋼橋のさらなるコスト縮減を目的とし、AASHTO-LRFD¹⁾やEurocode^{2,3)}では、鋼材の塑性域を活用した設計法に関する様々な研究が行われている。すでに、AASHTO-LRFDやEurocodeで見られるように、合成桁の正曲げ状態での終局強度として塑性曲げモーメントを採用する。しかし、高力ボルト摩擦接合継手を有する合成桁が塑性強度に達する場合の研究事例は少ない。

また、一般に、鋼桁の高力ボルト摩擦接合継手の設計法では、作用曲げモーメントに対して、フランジおよび腹板の接合部を個別に設計するか、両者の協働作用を考慮し、総すべりモーメントを対象に設計するかのどちらかである。本研究では、模型桁を用いる載荷試験およびFEM解析を行い、高力ボルト摩擦接合部の曲げ作用時の終局挙動を明らかにした上で、塑性強度に達する合成桁断面の高力ボルト摩擦接合継手設計法を検討している。

1. 研究背景および目的

近年、さらなるコスト縮減を目的とし、鋼材の塑性強度を考慮した設計に向けた様々な研究が行われている。すでに、AASHTO-LRFDやEurocodeでは、合成桁の正曲げ状態での終局強度として塑性モーメントを用いている。限界状態設計法による設計では、道路橋示方書⁴⁾(許容応力度設計法)による設計に対し、正曲げを受ける合成桁の断面の小型化が可能であり、鋼重を約20%低減できると言われている。しかし、桁を限界状態設計法により設計する場合に、高力ボルト摩擦接合継手部の設計では、基本的には道路橋示方書で示される許容応力度設計法によるしかなく、桁断面を小型化する場合も、従来と同じ設計作用モーメントを用いていることから、必要ボルト本数も変わらない。したがって、一層の合理化を推進する観点からは、新たなボルト継手に関する設計法の提案が必要と考えられる。しかし、塑性強度に達する合成桁断面の継手として高力ボルト摩擦接合を用いる場合の力学性状は明らかにされていない。

そこで、本研究では、合成桁高力ボルト摩擦接合部の終局挙動や曲げ強度の解明に重点を置き、すべり以降の挙動を含む力学性状を把握するため、模型桁を用いた載荷実験を行う。さらに、合成桁高力ボルト摩擦接合部のすべり耐力の試算を行い、その妥当性を実験および解析結果の両面から検討する。

2. 合成桁高力ボルト摩擦接合部載荷実験⁵⁾

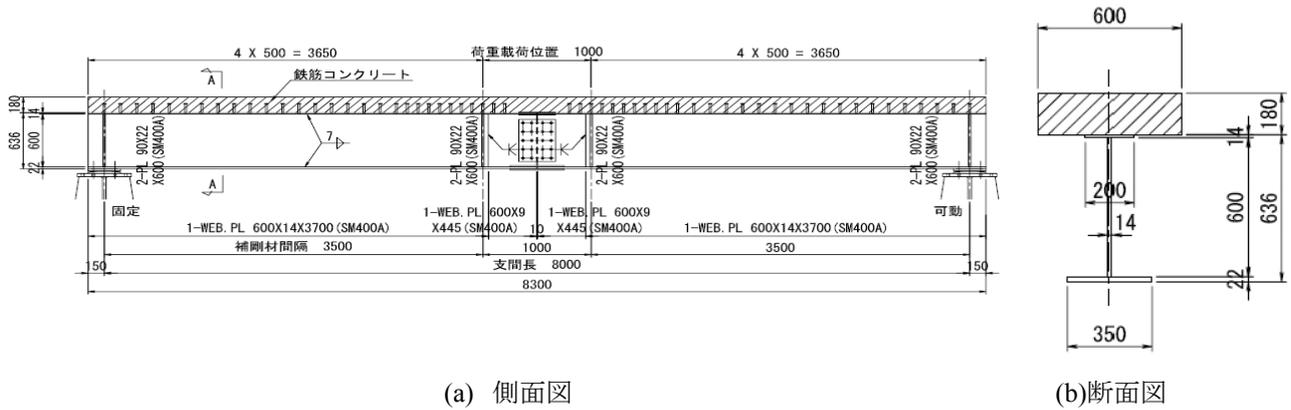
2.1 実験供試体概要

図-1に模型桁の側面図および断面図を示す。

全長 8,300mm(スパン 8,000mm)のうち、中央1,000mmの等曲げ区間を高力ボルト摩擦接合にて接合した合成桁である。載荷実験は長岡技術科学大学大型実験棟にて実施した。本実験では、継手部のすべりを使用限界状態、桁の全断面降伏および各部材の破断を終局限界状態として設計した。使用ボルトは、M22F10Tであり、ボルト孔径は24.5mmとなっている。腹板および上下フランジのボルト配置を図-2~図-4にそれぞれ示す。模型桁は、下フランジのボルト本数が異なる2種類を用意し、Type-1はすべり先行型($\beta=0.81$)、Type-2は降伏先行型($\beta=1.1$)である。なお、Type-2は、下フランジのボルト本数が、Type-1の10本に対して、14本となっている。

模型桁に使用した鋼材はSM400A材であり、ヤング係数 $E_s=1.9 \times 10^6$ N/mm²、ポアソン比 $\nu=0.3$ である。コンクリートは呼び強度40 N/mm²、 $E_c=3.2 \times 10^4$ N/mm²であり、ヤング係数比 $n \doteq 5.9$ を用いる。鉄筋にはSD295Aを用いた。表-1および表-2にそれぞれ材料試験の結果を示す。

載荷は最大荷重1,000kNのジャッキ2台を用い、床版の圧縮破壊もしくは鋼桁が終局状態に達するまで(荷重低下を確認するまで)静的に載荷した。載荷1ステップ毎に計測を行い、床版のひび割れの有無を確認することとし、ボルトのすべりが生じた場合については追加で計測を行った。計測項目は、載荷荷重、鋼桁のひずみ、模型桁の鉛直および水平変位、鋼桁接合部の母板と連結板のずれ変位である。



(a) 側面図
図-1 模型桁の形状図と載荷位置(単位：mm)

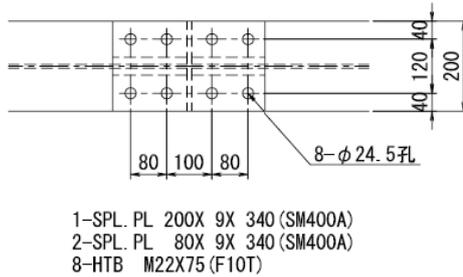


図-2 上フランジボルト配置(単位：mm)

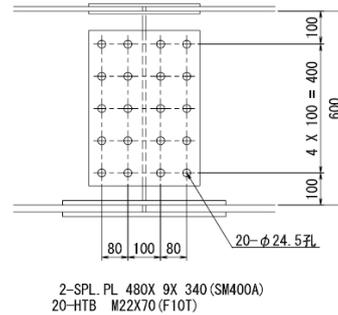
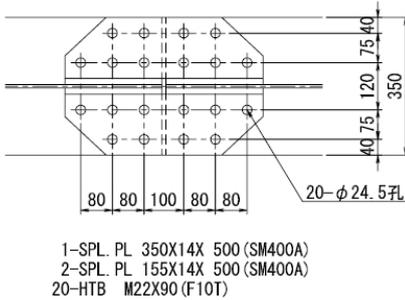
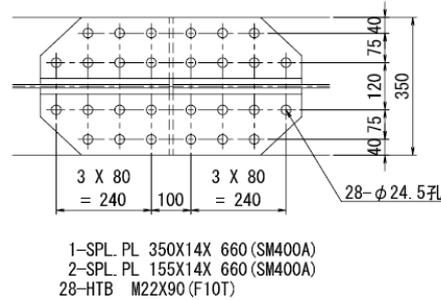


図-3 腹板ボルト配置(単位：mm)



(a)Type-1



(b)Type-2

図-4 下フランジボルト配置(単位：mm)

表-1 鋼材(SM400A)の引張試験結果

	降伏点(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
上フランジ	294	439
腹板	321	457
下フランジ	283	439

表-2 コンクリートの圧縮試験結果

材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)
7	34.5
28	44.4
35	46.2

2.2 載荷実験結果 (荷重 - 変位関係と終局状態)

図-5にType-1およびType-2の荷重-変位の関係をそれぞれ示す。変位は支間中央の鉛直変位である。また、図中の P_y 、 P_p は桁の降伏および全塑性荷重、 $PpAA_g$ がAASHTOのDuctility条件を用いた計算値である。 P_{yg} 、 $PpAA_g$ は総断面積で計算した桁の降伏および全塑性荷重、 P_{yn} 、 $PpAA_n$ はボルト孔を控除した純断面積で計算した桁の降伏および全塑性荷重である。

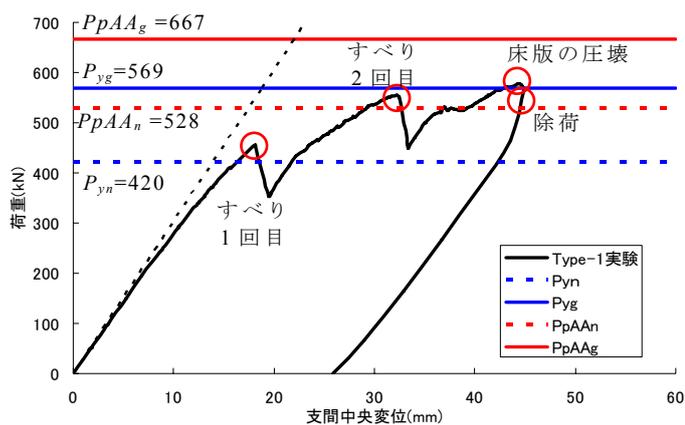
下フランジボルト本数の少ない、すべり先行型

であるType-1は、降伏荷重 P_{yg} に達する前にすべりが生じている。一方、ボルト本数の多い降伏先行型であるType-2では降伏荷重 P_{yg} 到達以後にすべりが発生している。Type-1、Type-2ともに明確なすべりが生じた際に著しい荷重の低下が認められたが、さらに荷重を加えることで荷重は上昇し、Type-1の最大耐力は純断面でのAASHTO-LRFDによる推定値($PpAA_n$)の約109%となり、Type-2の最大耐力は $PpAA_n$ の約113%にそれぞれ増大した。

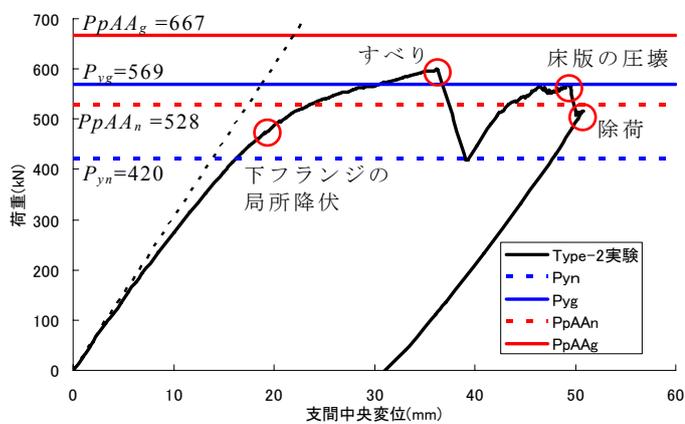
なお、塑性中立軸は模型桁の上フランジ上にあ

ることから、コンクリート床版上面の圧縮破壊(図-6)に至るまで、コンクリート床版下面にひび割れが生じることはなかった。

Type-2における荷重後接合部の様子を図-7に示す。また、荷重後の下フランジの接合部母板を図-8にそれぞれ示す。図-7より、下フランジに近い腹板接合部および下フランジの接合部において、ずれが認められる。しかし、上フランジでは両者のずれは認められなかった。また、図-8より、ボルト孔周辺に金属光沢が認められ、すべりが発生したことが確認できる。最外列ボルト孔が円形からわずかに楕円形へと変形しているのがわかる。



(a)Type-1



(b)Type-2

図-5 荷重-支間中央変位関係



図-6 コンクリート床版上部圧壊 : Type-2

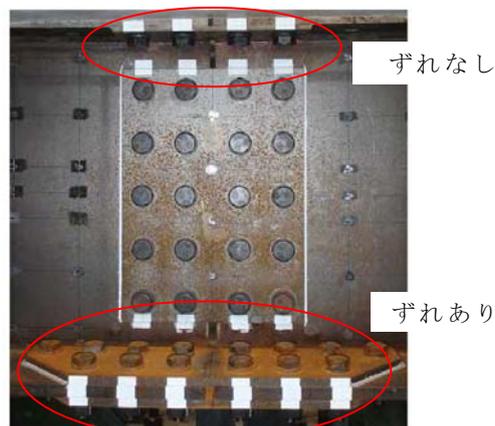


図-7 母板と連結板のずれ : Type-2



図-8 荷重後の下フランジ母板 : Type-2

3. FEM解析による検討およびすべりモーメントの試算

3.1 解析モデル

解析では図-1に示した模型桁の2分の1をモデル化し、コンクリート床版と上フランジを完全に一体化(節点を共有し剛結)させている。また、簡単のため、実験でずれが認められなかった上フランジのボルト連結板は連結板のみをモデル化し、上フランジと剛結している。連結板と下フランジおよび腹板、ボルト孔とボルト軸部、高力ボルトと座金、座金と連結板の間には接触、すべりおよび離間を考慮できる接触境界を設定している。それぞれの接触境界に設定した静止摩擦係数は0.45, 0.45, 1.0, 0.01である。なお、コンクリート床版、鋼桁、連結板および座金には8節点ソリッド要素を、ボルトには6節点および8節点ソリッド要素を、補剛板には4節点シェル要素を用いた。用いた有限要素解析コードはABAQUSである。

解析で仮定したコンクリート床版、鋼桁、連結板、ならびに高力ボルトの応力-ひずみ関係をそれぞれ図-9、図-10および表-3、表-4に示す。コンクリート床版、鋼桁と連結板は別途行った材料試験結果、F10T高力ボルトについては公称値を真応力-対数ひずみに変換した値としている。なお、

初期不整(初期たわみ, 残留応力)は考慮していない。

図-11 に解析モデルの全体図を示す。境界条件は、図-11 の左端断面部分に、z 方向の対称条件 ($U_z=U_{Rx}=U_{Ry}=0$), 右端から 150mm の位置の下フランジ下端部分に、支点条件 ($U_x=U_y=U_{Rz}=0$) を与

えている。

解析は、ボルトに軸力を導入する段階と、軸力導入後に載荷位置に強制変位を与える段階の 2 段階で行っている。導入軸力は M22F10T 高力ボルトの設計ボルト軸力である 205kN とした。

表-3 解析に用いた材料定数(鋼材)

	鋼種	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼桁	SM400A	283	519	187,639	0.3
連結板					
高力ボルト	F10T	900	1,300	200,000	0.3

表-4 解析に用いた材料定数(コンクリート)

	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート床版	40.0	4.0	31,600	0.2

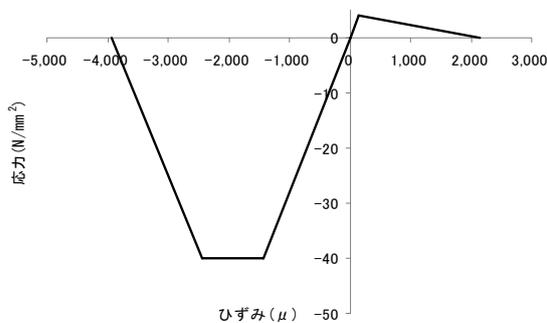


図-9 コンクリートの応力-ひずみ関係

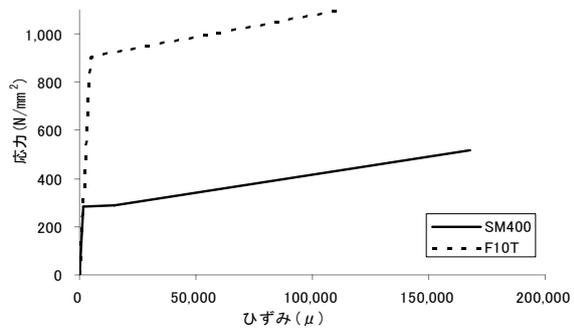


図-10 鋼材の応力-ひずみ関係

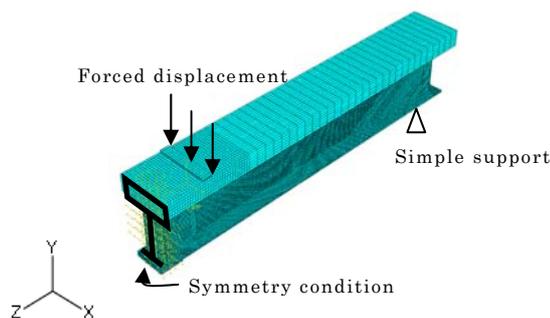


図-11 解析モデルの全体図

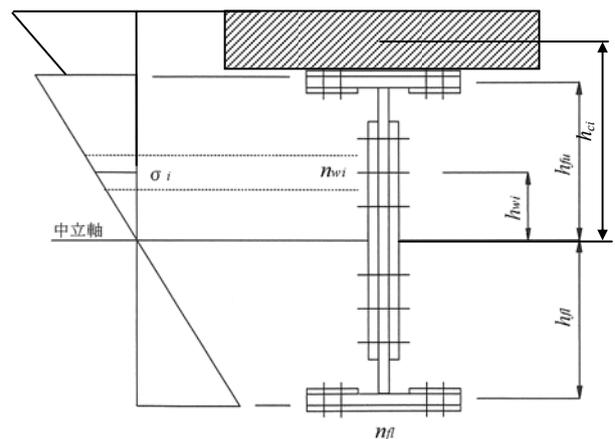


図-12 合成桁接合部断面の模式図

3.2 すべりモーメントの試算方法

まず、平面保持の仮定にしたがい、下フランジ接合部および腹板接合部にすべりが発生する時の弾性中立軸位置での接合部の作用モーメントを式(1)より算出する。図-12 に合成桁接合部断面に想定した応力分布を示す。

$$M_{SL} = \sum (\phi \times \phi_m \times h_i \times \rho_{li}) + \sigma_c \times A_c \times h_{ci} \quad (1)$$

$$\rho_{li} = \rho_s \times m \times n, \quad \rho_s = \mu \times N$$

h_i : 中立軸から i 行目高力ボルト図心位置までの距離

h_{ci} : 中立軸からコンクリート床版図心位置までの距離

ρ_{li} : i 行目のすべり耐力

- ρ_s : ボルト一本一接合面あたりの基本すべり耐力
- m : 接合面の数
- n : 各ボルト行の高力ボルト本数
- ϕ_s : すべり耐力補正係数
- ϕ_m : すべり耐力補正係数(曲げモーメント)(フランジ部 : 1.0, 腹板部 : 0.8)
- σ_c : コンクリート圧縮応力
- N : M22F10T の設計標準軸力(=205kN)
- μ : すべり係数(=0.43, 別途行ったすべり試験結果から)

つぎに、各部がすべてすべり耐力に到達する場合を仮定し、塑性中立軸位置におけるすべりモーメント(終局すべり耐力 $PuSL$)を同様に計算した。コンクリート床版は降伏応力の 0.85 倍の等価応力ブロックにて計算を行った。

表-5 に試算結果をまとめて示す。 $PSL-f$ は下フランジ接合部がすべり耐力に到達する時の作用モーメントを作用荷重に換算したもの、 $PSL-w4$ は腹板 4 列目の接合部がすべり耐力に到達する時の作用モーメントを同様に作用荷重に換算したものである。なお、Type-1 の $PSL-f$ では、下フランジ接合部ですべり発生を仮定した場合、腹板 5 列目接合部でもすべり耐力に到達するため、これを考慮している。同様に Type-1 の $PSL-w4$ では腹板 4 列目接合部のすべりを仮定すると、下フランジおよび腹板 5 列目の接合部でも、すべり耐力に到達することから、各部の設計すべり耐力を上限値として計算している。

Type-2 の $PSL-f$ では下フランジ接合部がすべり耐力に到達した場合を仮定すると、腹板 4 列目および 5 列目接合部においてもすべり耐力に到達することから、 $PSL-w4$ は計算していない。

表-5 すべり耐力の試算結果 (単位 : kN)

	Type-1	Type-2
$PSL-f$	433	593
$PSL-w4$	493	-
$PuSL$	551	678

3.3 解析結果および試算結果の評価

3.3.1 Type-1

図-13 に荷重と支間中央変位の関係を示す。 $PSL-f$ は弾性中立軸位置を仮定し、下フランジ接合部のすべりが発生するとして求めた荷重であり、 $PSL-w4$ は腹板接合部の 4 列目ボルト位置ですべりが発生するとして求めた荷重である。また、 $PuSL$ は塑性中立軸位置を仮定し、接合部全体がすべるとして求めた終局すべり耐力である(3.2 節参照)。また、図-14 には各部の相対変位と支間中

央変位との関係を示す。腹板相対変位は上側(コンクリート床版側)ボルト列から 1,2,3,4,5,としている(図-14 右図参照)。また内側が中央断面側である。

Type-1 では、図-14 に示すフランジ接合部の相対変位の増加の度合いから、図-13 中の赤丸で下フランジに主すべりが発生したと考えられる。これは実験結果と符合している。また、フランジ接合部のすべり発生後、すぐに腹板 5 列目接合部でも主すべりが発生したと考えられ、 $PSL-f$ が妥当であることを示している。

しかし、これらの主すべり発生後のたわみ挙動は解析結果と実験結果では大きく異なっており、載荷荷重は実験時の最大荷重を超える結果となった。今後、主すべり以降の摩擦条件や床版コンクリート構成則の見直しなどが必要である。

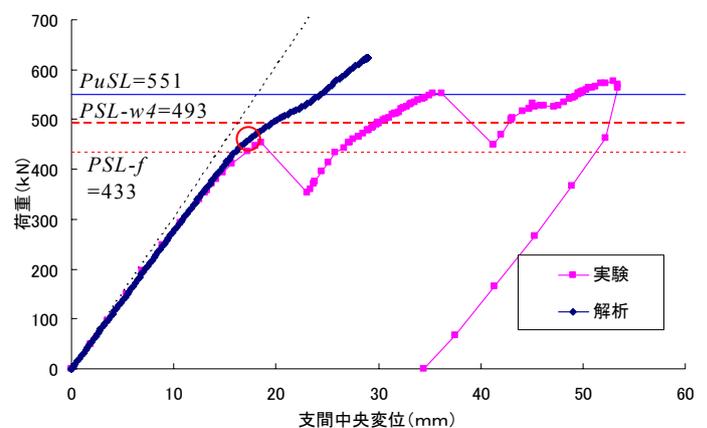


図-13 荷重-支間中央変位の関係 : Type-1

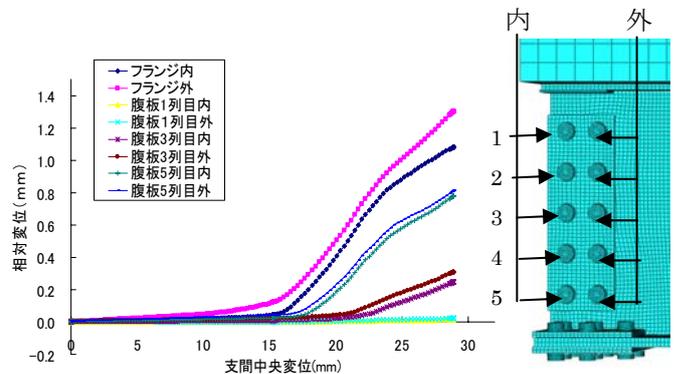


図-14 相対変位-支間中央変位の関係 : Type-1

3.3.2 Type-2

図-15 に荷重と支間中央変位の関係を示す。 $PSL-f$, $PuSL$ の定義は(1)と同様である(3.2 節参照)。また、図-16 には各部の相対変位と支間中央変位の関係を示す。腹板相対変位は上側(コンクリート床版側)ボルト列から 1,2,3,4,5 としている(図-16 右図参照)。また内側が中央断面側である。

Type-2 では、荷重が P_{yn} を超える(図-15 中、赤丸)と、下フランジボルト孔付近で局所的な降伏が発生した。荷重-変位曲線における載荷実験結果と

解析結果の違いは、主として初期不整の有無によるものと考えられる。

図-16 より、継手部各部での相対変位は支間中央変位が 20mm 以下では、ほとんど増加しておらず、下フランジ外側での相対変位のみが増加している。これは断面降伏によるものと考えられ、この段階では Type-1 で見られたようなすべりの発生には至っていないと考えられる。そして、断面降伏後に継手部各部で相対変位が増加しており、すべりが発生したと考えられる。

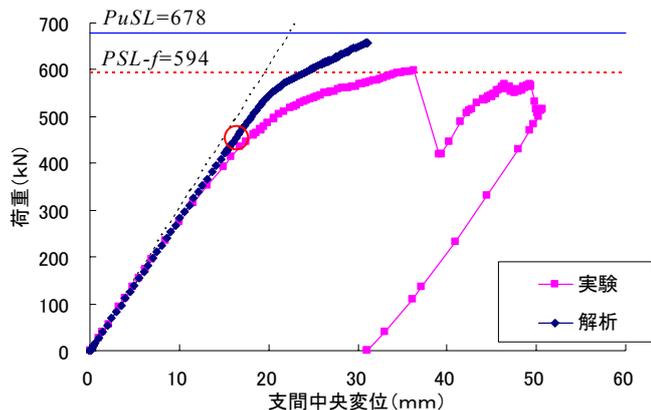


図-15 荷重-支間中央変位の関係：Type-2

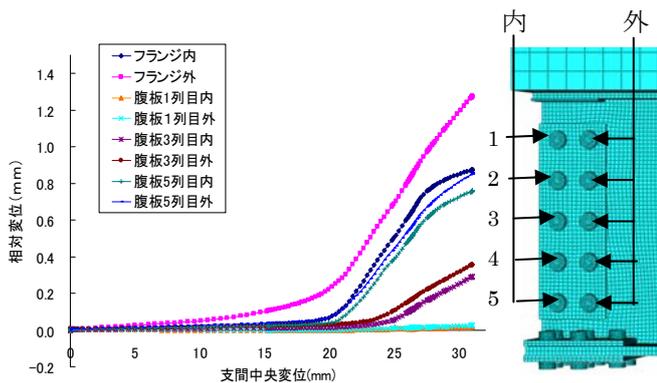


図-16 相対変位-支間中央変位の関係：Type-2

4. すべり先行型と降伏先行型の力学的挙動の比較

本節では、実験でのすべり先行型(Type-1)と降伏先行型(Type-2)の各イベント時の挙動を比較、検討する。

実験結果をまとめて表-6 に示す。 P_u および δ_u はコンクリート圧縮破壊時の荷重と支間中央変位(測定値)、 P_{sl} および δ_{sl} は一度目のすべり発生時の荷重と支間中央変位(測定値)である。 P_{yn} および δ_{yn} はボルト孔の断面欠損を考慮した純断面積降伏時の荷重と支間中央変位(計算値)である(2.2 節と同様)。

最大荷重は、すべり先行型(Type-1)および降伏先行型(Type-2)ともにほぼ同じであり、降伏先行型の方が約 4% 大きくなった。すべり先行型の最大荷重が低くなったことは、早期にすべりが発生し、橋軸方向の変位が大きくなったことで、等曲

げ区間での曲率が増加し、コンクリートのひずみが増大したことが原因と考えられる。一方、最大荷重時の変位は、すべり先行型の方が大きい。

表-6 荷重実験結果のまとめ

荷重	Type-1	Type-2	変位	Type-1	Type-2
P_{max}/P_{yn}	1.38	1.42	δ_{max}/δ_{yn}	2.62	2.07
P_{sl}/P_{yn}	1.08	1.42	δ_{sl}/δ_{yn}	0.99	2.07
P_u/P_{yn}	1.38	1.35	δ_u/δ_{yn}	2.62	2.82

5. まとめ

本研究では、合成桁高力ボルト摩擦接合部の終局挙動を把握するため、模型桁を用いた荷重実験を行った。さらに、合成桁高力ボルト摩擦接合部のすべり耐力の試算を行い、その妥当性を実験および解析結果の両面から検討した。本研究で得られた結論を以下に示す。

- (1) すべり先行型(Type-1)では、継手部各部の相対変位から各部が単独ですべりを起こすのではなく、連動してすべりを発生する。降伏先行型(Type-2)では、下フランジ接合部母板の降伏がまず発生し、その後下フランジ接合部とともに腹板下部の接合部がすべりを発生する。
- (2) すべり先行型および降伏先行型ともに終局荷重は、純断面での AASHTO による塑性モーメントに到達する。そのため、合成桁の高力ボルト摩擦接合部の設計には、すべり先行型と比べ、最大荷重時の変位が約 0.8 倍、すべり時の変位が約 2 倍である、降伏先行型の設計が望ましい。
- (3) 実験および解析ともに、下フランジ接合部においてすべりが発生した荷重レベルは下フランジ接合部がすべると仮定して算出した $PSL-f$ とほぼ同じレベルとなった。桁全体では、塑性中立軸位置で求めた終局すべり荷重である $PuSL$ の時にすべりが生じる。
- (4) 降伏先行型では、最大荷重は塑性中立軸に関して求めた終局すべり荷重 $PuSL$ には到達しなかった。これには、降伏による見かけのすべり係数の低下が主に関係していると考えられる。

参考文献

- 1) AASHTO: AASHTO LRFD Bridge design specifications, SI Units, Third Edition, 2003.
- 2) European Committee for Standardization(CEN): Eurocode 0, Basis of structural design, prEN 1990, 2001.
- 3) European Committee for Standardization (CEN): Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.8, Design of joints, prEN 1993-1-8, 2003.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編 II 鋼橋編, 2000.3.
- 5) 松岡徹: 合成桁高力ボルト摩擦接合部の曲げ強度解明に関する実験的研究, 長岡技術科学大学, 修士論文, 2009.2.

討 議 等

◆討議 [角掛 久雄助教]

コンクリートの材料特性はどのように仮定したのか。

◆回答：圧縮強度は材料試験結果の 0.85 倍から求め、その値を用いて、コンクリート標準示方書設計編 3.2.3 節および 3.2.4 節よりヤング率および終局ひずみを仮定した。軟化勾配は、ヤング率と同程度の勾配とした。引張強度は圧縮強度の 1/10 とし、最大引張ひずみを圧縮側の終局ひずみと同程度とした。

◆討議 [鬼頭 宏明准教授]

実験で用いた模型桁は接合部のない合成桁断面としてはコンパクト断面になっているのか。

◆回答：本実験で用いた模型桁断面は、AASHTO の規定では、コンパクト断面、Eurocode の規定では、クラス I (コンパクト) に分類される。

◆討議 [大内 一教授]

合成桁接合部に高力ボルト摩擦接合は用いられない理由はどうしてか。

◆回答：現行の設計法では、桁が限界状態設計を用いて設計されても、高力ボルト摩擦接合部は道路橋示方書による許容応力度設計法を用いるしかなく、桁断面が接合部で決まることおよびボルト本数の増加などが考えられ、有用ではない。

◆討議 [東田 淳教授]

高力ボルト摩擦接合継手を有する合成桁接合部として、降伏先行型を提案するのか。

◆回答：本実験結果からでは、接合部のすべり発生により、荷重が低下した。そのため、すべり発生まで荷重が低下することなく、また変形能も優れる降伏先行型が望ましいと判断した。しかし、本研究で用いた模型桁は 2 種類のみであることや載荷速度の影響も考えられ、断面形状および接合部のボルト本数などを変化させる必要がある。

◆討議 [角掛 久雄助教]

解析での摩擦係数および初期不整はどのように設定しているか。

◆回答：摩擦係数は別途行ったすべり試験結果から算定した。初期不整は本解析モデルでは設定していません。降伏荷重が下フランジと腹板間の溶接接合による残留応力の影響により、実験値と異なった主たる原因と考えられる。

◆討議 [大内 一教授]

すべりによって、コンクリート床版にせん断力が卓越するが、鋼部材とつなぐスタッドが健全であれば、抵抗力は十分発揮できる。接合部として厳しくなることは予想されるが、合成桁接合部への高力ボルト摩擦接合継手の適用は期待できると思われる。(コメント)