

直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化

Design of hybrid frame bridge having spread foundation and proposal for rationalization of connection detail between steel girder and RC abutment

芦塚 憲一郎*, 宮田 弘和**, 坂手 道明***, 木曾 収一郎****, 栗田 章光*****
Kenichiro ASHIDUKA, Hirokazu MIYATA, Michiaki SAKATE, Shuichiro KISO, and Akimitsu KURITA

* 西日本高速道路(株) 関西支社 建設事業部 (〒530-0003 大阪市北区堂島 1-6-20)
**工修 西日本高速道路(株) 関西支社 建設事業部 (〒530-0003 大阪市北区堂島 1-6-20)
***工博 (株)ドユー大地 (〒733-0812 広島市西区己斐本町 2-20-16)
****工修 (株)ハルテック 技術グループ 設計部 (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島 6-20-34)
*****工博 大阪工業大学教授 工学部都市デザイン工学科 (〒535-0002 大阪市旭区大宮 5-16-1)

By selecting the rigid frame construction for a bridge, the substantial advantages which are, for example, low building and maintenance costs, high earthquake resistance, comfortable driving and so on, could be realized. The Shimotaniike bridge in Hanwa Expressway is under construction as a hybrid frame bridge where the spread foundation was adopted because of a rock ground. To get an economical solution for the connecting method between steel girder and reinforced concrete abutment, a new connection detail by using the PBL (Perfobond Leistung) shear connector was developed and also its loading test using large specimens was carried out. In this paper, first, the outline and design concept of Shimotaniike Bridge system are reported. Next, new connection detail and its design method are proposed and discussed based on the loading test results.

Key Words: hybrid frame bridge, spread foundation, PBL shear connector, loading test, design method

キーワード: 鋼ポータルラーメン橋, 直接基礎, 孔あき鋼板ジベル, 載荷試験, 設計法

1. まえがき

近年, 建設費と維持管理費の低減, および耐震性の向上を目的として, 鋼桁を RC 橋脚または橋台へ剛結する鋼・コンクリート複合ラーメン橋の採用が増加している^{1), 2)}. 今回, 阪和自動車道下谷池橋で, 直接基礎を有する橋台と鋼 2 主合成 I 桁を剛結した鋼ポータルラーメン形式を採用した(写真-1, 図-1 および図-2). 本橋は支承, 伸縮装置, 落橋防止装置を省略できることから, 上記の長所に加えて騒音の低減と走行性の向上が期待される.



写真-1 完成予想図

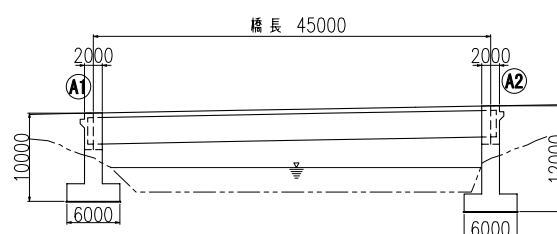


図-1 側面図

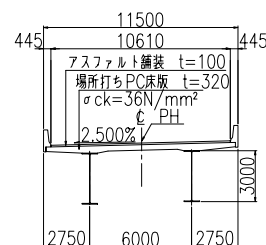


図-2 断面図

本橋では地形および地盤条件から直接基礎となる。そこで, 直接基礎に対しても鋼ポータルラーメン橋を採用するため, 地盤の変形係数の変動を考慮して, これを地盤パネでモデル化して設計を行った。さらに, 施工段階で平板載荷試験を行って変形係数を確認し, より正確な値を詳細設計に反映させた。

また、剛結部における鋼桁と橋台の結合方法として、鋼桁本体に孔をあけて橋台に埋め込むことで、孔あき鋼板ジベルの効果を期待した構造を採用した。本構造では、鋼桁本体に孔をあけるため、鋼桁製作のための材料と工数を省くことができ、コストの低減が期待できる。また、単純な構造となるため、施工性の向上も期待できる。さらに、鋼桁の加工は孔をあけるだけなので、溶接によって生じる変形なども回避できる。このような長所のある本構造の合理性を確認するため実験を行い、本構造特有の耐荷性能を把握し、基本設計の妥当性を把握するとともに、設計法を合理的に改良し、詳細設計に反映した。さらに、設計の妥当性を完成後の通年の計測で検証を計画している。

ここでは、まず、直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計手法を提案する。つぎに、鋼桁本体に孔をあけて孔あき鋼板ジベルの効果を期待する構造の合理性を示す実験について報告するとともに、その結果に基づいて、剛結部の設計法を提案する。

2. 設計コンセプト

2.1 直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計法の提案

鋼ポータルラーメン橋を杭基礎ばかりでなく、直接基礎に採用する場合、地盤による拘束を設計に適切に評価する必要がある。このため、本橋では地盤パネを用いて、構造系を図-3のようにモデル化し、設計を行った。

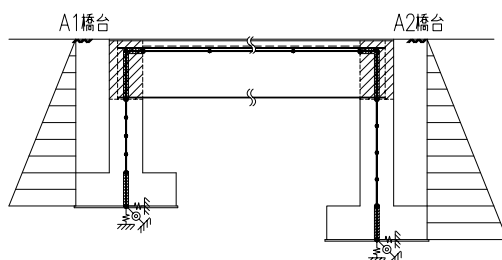


図-3 構造系のモデル化

なお、地盤パネの評価には誤差がともなうので、地盤の変形係数の変動を考慮して、表-1のように、基本設計時に実施した孔内水平載荷試験より得られた標準値に対して約1/2 から 2 倍まで、変形係数に幅を持たせて、橋台堅壁において断面力が最大となる隅角部付近の鉄筋応力度の照査を行った。本橋では、1/2 のケースで許容値を超えていたため、変形係数を変化させ、地盤の変形係数と橋台堅壁の鉄筋応力度の関係を明確にした。また、変形係数については、橋台の施工前に平板載荷試験を行い、基本設計時に設定した標準値の70%以上であることを確認し、安全であると判断した。

以上のように設計・施工を行うことで、鋼ポータルラーメン橋を直接基礎に採用することが可能と考える。

2.2 剛結部構造の合理化

本橋では、鋼桁の橋台に埋め込まれる部分に孔をあけ、孔あき鋼板ジベルの効果を期待して、剛結部における鋼桁と橋台の一体化を図っている。

基本設計における剛結部の性能を支配する曲げモーメン

表-1 地盤の変形係数と橋台堅壁の鉄筋応力度の関係

変形係数	E_0 (kN/m^2)	5550 (x0.5)	6900 (x0.6)	7900 (x0.7)	11100 (標準)	22200 (x2.0)
橋台堅壁の鉄筋応力度	A1 橋台 (N/mm^2)	161.9 (NG)	160.0	—	153.9	141.9
	A2 橋台 (N/mm^2)	164.7 (NG)	—	160.0	153.4	143.0
許容応力度	(N/mm^2)	160.0				

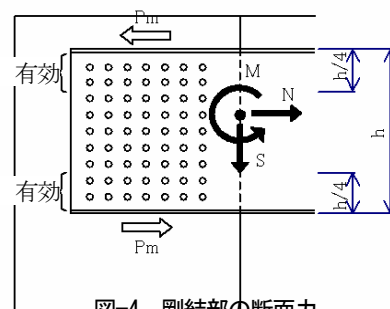


図-4 剛結部の断面力

トに対して、フランジ部の孔と腹板のフランジに近い桁高1/4の部分の孔(ジベル)を有効として対称位置にある孔の抵抗による水平方向に逆向きに働く偶力による抵抗モーメントを用いた(図-4)³⁾。対象構造は純粋な押し抜きせん断ではなく、曲げを受け、鋼桁の上下フランジが橋台のコンクリート躯体に対して、孔あき鋼板ジベルによる逆向きのせん断抵抗でずれを起こさずに一体化されている。また、曲げを受ける際の耐荷機構を考える場合、支圧による抵抗も無視できない。しかしながら、本橋が初めての適用例であることから、安全を考えて、せん断抵抗分のみを設計で考慮した。

2.3 実験、計測による設計調整

基本設計では、設計・施工の段階および完成後に、以下に示す実験および計測を行い、設計の妥当性の確認ないし必要に応じて構造の調整(設計変更)を行い、その適正化を図ることを計画して設計を行った。

- 1) 詳細設計前に行われる剛結部の耐荷性能実験
- 2) 橋台施工時の床付け時点における平板載荷試験
- 3) 完成後の通年計測

2.3.1 剛結部の耐荷性能実験

本実験は、基本設計時に計画し、施工前に実験を実施し、その結果を詳細設計に反映した。

すなわち、詳細設計では、剛結部の鋼桁とコンクリート躯体の結合に孔あき鋼板ジベルを用いているが、結合部の基本設計では、押し抜きせん断試験から決められたレオンハルトの耐力式を用いてジベル孔1個当たり耐力を計算している。そこで、剛結部の耐荷機構を適切に評価した設計法で設計を行うべく、剛結部をモデル化した試験体を用いて実験を行い、詳細設計で用いる耐力式を決定する。今後、より合理的な設計を行うため、詳細設計では考慮していない支圧抵抗についても検討を行う。

2.3.2 平板載荷試験

本平板載荷試験は、2.1 で述べたとおり、橋台の施工前、すなわち床付けの時点で平板載荷試験により下部工の安全性照査を行うとともに、地盤バネの決定を行って上部工の詳細設計に反映させることとした。

2.3.3 完成後の通年計測

施工段階でひずみ計を埋め込み、完成後の挙動を通年で計測することで、完成後の温度変化に対して、設計で想定した挙動が実際に生じていることを確認することを基本設計で計画している。すなわち、直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋では、温度応力に対して、基礎部での拘束の影響が大きいと考えられる。そのため、施工中にひずみ計を橋の躯体の中および鋼桁の表面に取り付け、施工後の温度変化による応力変動の確認を行うことを計画している。

3. 剛結部の耐荷性能実験

3.1 供試体

3.1.1 概要

実橋における使用状態を想定した要素実験として図-5 に示すような供試体 19 体を作製した。

鋼桁の桁高(100cm)および埋め込み深さ(50cm)は実橋の 1/3 の縮尺としたが、鋼桁上面からコンクリート躯体表面までの距離(42cm)および鋼桁端部からコンクリート躯体背面までの距離(35cm)は実橋と同じとした。

なお、孔あき鋼板ジベルのせん断強度を忠実に評価するために、支点上の鉛直補剛材および床版部分は設置していないが、できるだけ実橋における使用状態に近づけるため、フランジとコンクリートの付着を切るような処理や、下フランジ端面の支圧を発泡スチロールなどで除去する処理は行わなかった。供試体の作製において、コンクリートの打設方向は実橋の施工時に合致するように配慮した。

3.1.2 実験変数

表-2 に供試体一覧を示す。孔あき鋼板ジベルの数、配置および貫通補強鉄筋の有無を実験変数とした 9 種類の供試体を用意した。すべての供試体において、孔あき鋼板ジベルの孔径(65mm)、コンクリートの設計基準強度($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$)は実橋に合わせた。

TYPE0 供試体は、孔あき鋼板ジベルを有しない供試体であり、鋼桁フランジとコンクリートの支圧による耐力を計測するために作製した。TYPE1-1-1 供試体、TYPE1-1-2 供試体および TYPE1-2 供試体は、フランジあるいは腹板に 2 個の孔あき鋼板ジベルを配置しており、孔あき鋼板ジベルの設置箇所の違いによる効果を調べるために作製した。TYPE2-1 供試体、TYPE2-2 供試体および TYPE2-3 供試体は、フランジあるいは腹板に 6 個の孔あき鋼板ジベルを配置しており、孔あき鋼板ジベルの個数の影響およびフランジと腹板に設けられた孔あき鋼板ジベルが共同して抵抗するかを調べるために作製した。TYPE3-1 供試体および TYPE3-2 供試体は、フランジあるいは腹板に 6 個の孔あき鋼板ジベルを配置したものであり、すべての孔あき鋼板ジベルに貫通補強鉄筋(D13・SD345)を配置している。

ここに、 f_c' はコンクリートの円柱体圧縮強度である。

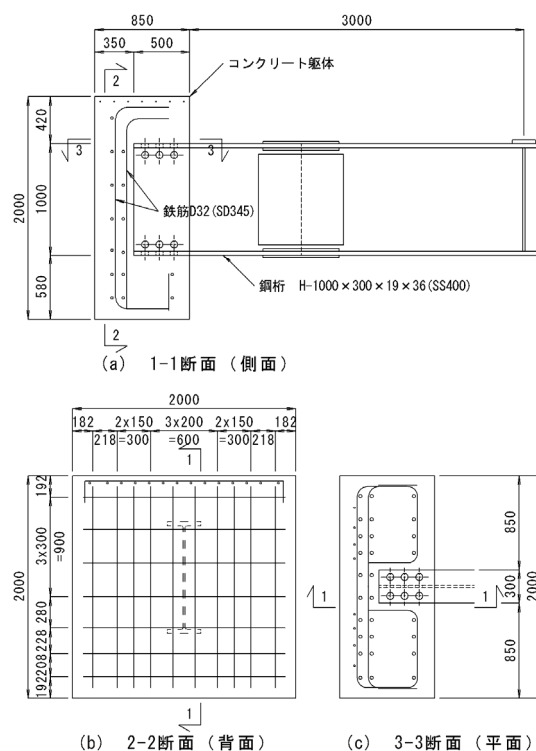


図-5 供試体一般形状

表-2 供試体一覧

供試体名称	f_c' (N/mm^2)	ジベル配置
TYPE0(1)	35.4	ジベルなし(支圧による曲げ耐力計測用)
TYPE0(2)	35.6	
TYPE0(3)	35.8	
TYPE1-1-1(1)	36.5	
TYPE1-1-1(2)	36.2	
TYPE1-1-2(1)	32.5	
TYPE1-1-2(2)	36.4	
TYPE1-2(1)	32.7	
TYPE1-2(2)	37.0	
TYPE2-1(1)	36.0	
TYPE2-1(2)	39.5	
TYPE2-2(1)	36.1	
TYPE2-2(2)	39.7	
TYPE2-3(1)	36.4	上下フランジに各 6 個および腹板に 6 個設置(TYPE2-1+TYPE2-2)
TYPE2-3(2)	41.1	
TYPE3-1(1)	32.9	TYPE2-1 と同じ。孔内に貫通補強鉄筋(D13)を配置
TYPE3-1(2)	35.8	
TYPE3-2(1)	33.1	TYPE2-2 と同じ。孔内に貫通補強鉄筋(D13)を配置
TYPE3-2(2)	36.0	

3.2 実験方法

実験は、図-6 に示すように、供試体を敷き鉄板の上に直接設置し、5000kN 油圧ジャッキにより鋼桁先端を押し下げることにより剛結部に曲げモーメントとせん断力を与えた。供試体の前後に配置された鋼製の三角形フレームと鋼製ブラケットにより供試体の転倒を防止している。

載荷荷重は 50kN ずつ増分させて一旦除荷し、繰り返し載荷を行った。どの供試体も、載荷荷重が 800kN～1000kN に達した時点で、載荷点直下の鉛直変位が急増する傾向が見られ、コンクリート表面のひび割れがかなり進展していたので、終局状態と判断し載荷を終了した。

計測項目および計測箇所の概要を図-7 に示す。

また、荷重載荷時におけるコンクリート表面のひび割れの進展状況も観察に加え、一部の供試体は、載荷終了後に図-8 に示す位置で切断し、内部のひび割れ状況について観察を行った。

実験の順序は、まず、TYPE0 供試体 3 体について載荷を行い、次に TYPE1-1-1～TYPE3-2 供試体について各々 1 体ずつ載荷を行った。ここで、実験を中断し、計測方法などに問題がなかったか検討したところ、上フランジのずれの計測方法に問題があった。

当初、上下フランジに直接変位計を取り付け、その先端をコンクリート表面に当てて相対変位を測定することでずれを直接測定しようと試みた。載荷荷重と上フランジのずれの関係を調べると、TYPE1-1-2(1) 供試体、TYPE1-2(1) 供試体、TYPE3-1(1) 供試体、TYPE3-2(1) 供試体は、実験途中で載荷荷重を増加させても上フランジ側の相対変位が増加しなくなる傾向が見られた。これは、コンクリート表面がわずかに剥離していたためであると思われる。これらの供試体は、上フランジのずれが正確に評価できないと判断した。

そのため、残りの供試体については、上フランジの水平変位と上フランジ背面のコンクリート躯体の水平変位を個々に計測し、それらの差を用いてずれの計測値の補正を行い、TYPE1-1-2(2) 供試体を除いて正確な計測値を得ることができた。ずれの計測値に誤差を含むと思われる供試体については、孔あき鋼板ジベルのせん断力の検討対象から除外した。

さらに、TYPE1-2(2) 供試体、TYPE2-3(2) 供試体は、上フランジの上側のコンクリート浮き上がりが曲げ耐力に与える影響を調べるため、供試体に補強を施した。この効果については検討中であるが、本稿の検討対象から除外している。

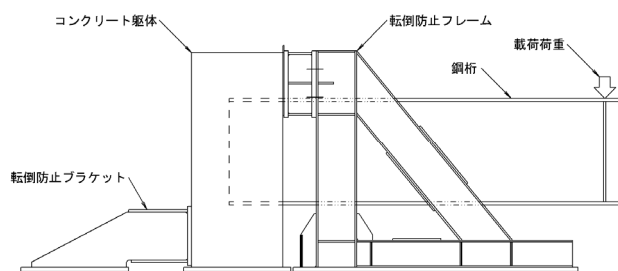


図-6 実験要領

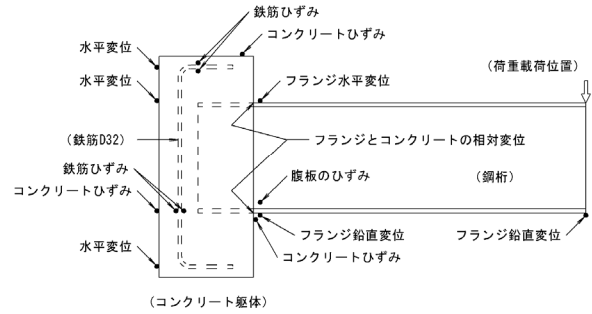


図-7 計測箇所概要

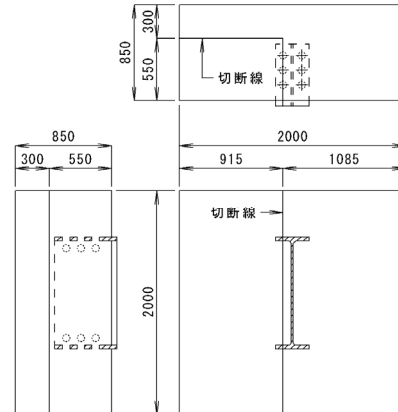


図-8 内部ひび割れ観察位置

3.3 実験結果に対して参照する既往の強度算定式

3.3.1 フランジの支圧による曲げ耐力

フランジの支圧による曲げ耐力は、秋山ら⁴⁾の手法によった。図-9 に示すように、腹板フィレットの終端から 45° の角度をなすフランジ表面が支圧応力 σ_m を一様に受けるものと見なして、鋼桁の載荷荷重と埋込み部の支圧力の釣り合いから曲げ耐力 M_{cb} を算出した。

$$\sigma_m = f'_c \sqrt{B_c / b_e} \leq 12 f'_c \quad (1)$$

$$M_{cb} = P h_0 = \sigma_m (d_w b_e / 2) (3d/4 - d_c) / (3d/4 + h_0) \times h_0 \quad (2)$$

ここに、 f'_c : コンクリートの円柱体圧縮強度

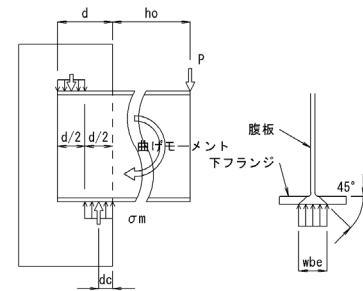
B_c : コンクリート躯体の幅

b_e : 支圧力の作用面の有効幅

d : 埋め込み深さ

d_c : コンクリート表面から下フランジ側支圧力の作用点までの距離

h_0 : コンクリート表面から荷重載荷点までの距離



(a) 支圧力の橋軸方向分布 (b) 有効幅

図-9 フランジの支圧による曲げ耐力

3.3.2 孔あき鋼板ジベルの終局せん断強度

レオンハルトら⁵⁾による孔あき鋼板ジベル 1 孔当たりの終局せん断強度 D_u は孔内のコンクリートが 2 面せん断で抵抗することから、式(3)にて表される。

$$D_u = \pi d^2 / 4 \times 1.3 \times \beta_{WN} \times 2 \quad (3)$$

ここで、 d : 孔径、 β_{WN} : コンクリートの立方体圧縮強度である。(本実験と比較するときは、 $\beta_{WN}=1.16f'_c$ ⁶⁾により円柱供試体強度を用いた)

ただし、式(3)の適用は、有孔鋼板のせん断破壊および孔内のコンクリートの支圧破壊が先行して起こらないように鋼板厚および孔の配置を決定すること、式(4)に示す孔当たりの必要鉄筋量 A_{req} を配置することを条件としている。

$$A_{req} \geq 0.8 \times 0.7 D_u / \beta_f \quad (4)$$

ここで、 β_f は鉄筋の降伏強度である

3.4 実験結果と考察

3.4.1 載荷荷重と載荷点鉛直変位の関係

図-10 に剛結部の曲げ剛性の性状を比較するために、9 種類の供試体各々から 1 体ずつ選定し、載荷荷重と載荷点鉛直変位の関係を示した。

載荷荷重が 150kN までは、どの供試体も曲げ剛性に明確な差異が認められなかった。

次に、荷重を増加させると、鉛直変位が約 20mm に達するまではどの供試体も次第に曲げ剛性が低下するが、供試体により低下の度合いが異なり、孔あき鋼板ジベルの個数や配置の影響が現れている。

さらに載荷荷重を増加させるとどの供試体も荷重に比例して変位が増加していくが、その傾きは TYPE0(3)供試体と同じとなる。これは変形が進むことにより孔あき鋼板ジベルが抵抗力を失ったためであると思われる。

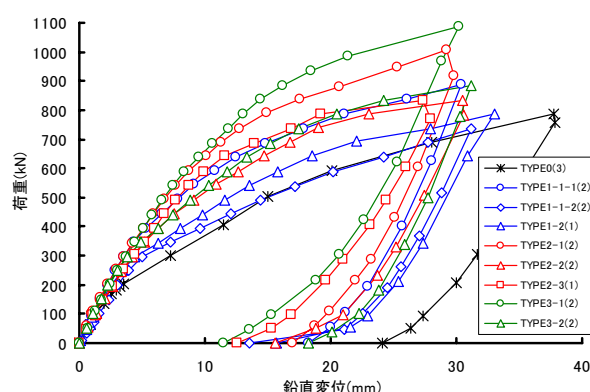


図-10 載荷荷重—載荷点鉛直変位関係

3.4.2 載荷荷重と上フランジのずれの関係

図-11 に剛結部のずれ性状を比較するために、載荷荷重と上フランジのずれの関係を示した。選定した供試体は図-10 と同じとしたが、先に述べた理由により、TYPE1-1-2(2)供試体および TYPE1-2(1)供試体は除外している。

載荷荷重が 150kN までは、どの各供試体も上フランジの

ずれはほとんど生じなかった。

次に、荷重を増加させると、ずれが 3~4mm に達するまでは、どの供試体も次第にずれ剛性が低下していくが、供試体により低下の度合いが異なり、孔あき鋼板ジベルの個数や配置の影響が現れている。

さらに載荷荷重を増加させるとどの供試体も荷重に比例してずれが増加していくが、その傾きは TYPE0(3)供試体と同じとなる。これはずれが進むことにより孔あき鋼板ジベルが抵抗力を失ったためである。

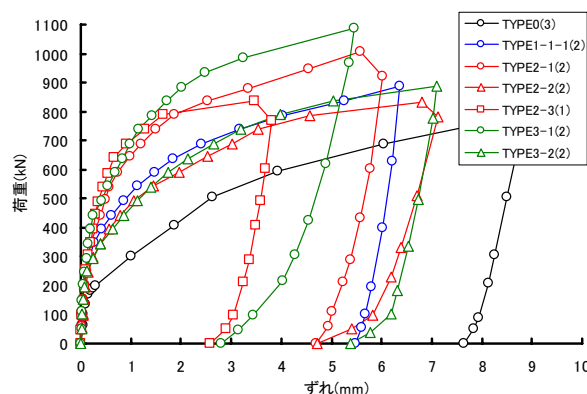


図-11 載荷荷重—上フランジずれ関係

3.4.3 ひび割れ

図-12 に TYPE2-1(2)供試体表面のひび割れ状況を示す。

最大荷重の 1/2 程度の荷重を超えると供試体正面には上フランジ端部から斜め 45° 方向にせん断によると思われるひび割れが発生し、荷重の増加に伴いひび割れが進展した。ほぼ同時に、供試体上面には鋼桁の直上に前後方向に曲げによると思われるひび割れが発生し、荷重の増加に伴いひび割れが進展した。最大荷重に近づく、下フランジ端部からも斜め 45° 方向にせん断ひび割れが発生した。これらのひび割れ発生状況はどの供試体も同様の傾向を示していた。

また、最大荷重に近づく、上フランジの約 20cm 上側に水平方向にひび割れが発生し、これと上フランジ端部から生じた斜め 45° 方向のひび割れに囲まれた部分のコンクリートが抜け出した。コンクリート正面側に孔あき鋼板ジベルを設置した供試体も同様の傾向が見られた。

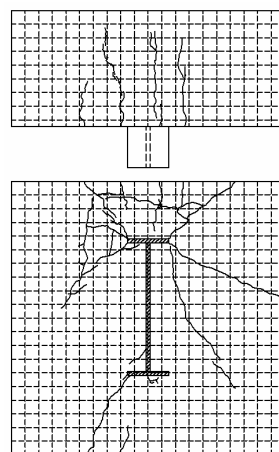


図-12 TYPE2-1(2) 供試体表面のひび割れ状況

図-13 に供試体内部のひび割れ状況を示す。

すべての供試体において、上フランジ奥側の上面および下フランジ前側の下面に、圧壊によると思われる鉛直方向のひび割れが発生していた。また、下フランジ端部からコンクリート背面に向けて 45° 方向に押しぬきせん断によると思われるひび割れが発生していた。

TYPE2-1(2)供試体および TYPE3-1(2)供試体には、上フランジ上側のコンクリートに、前側の孔あき鋼板ジベルを起点としたせん断ひび割れが発生し、コンクリートが抜け出していた。これにより、フランジの支圧が作用しない部分に設けられた孔あき鋼板ジベルにもせん断力が作用していたことがわかった。また、TYPE1-1(2)供試体には、上フランジ前側の下面のコンクリートに、圧壊によると思われる鉛直方向のひび割れが発生していた。

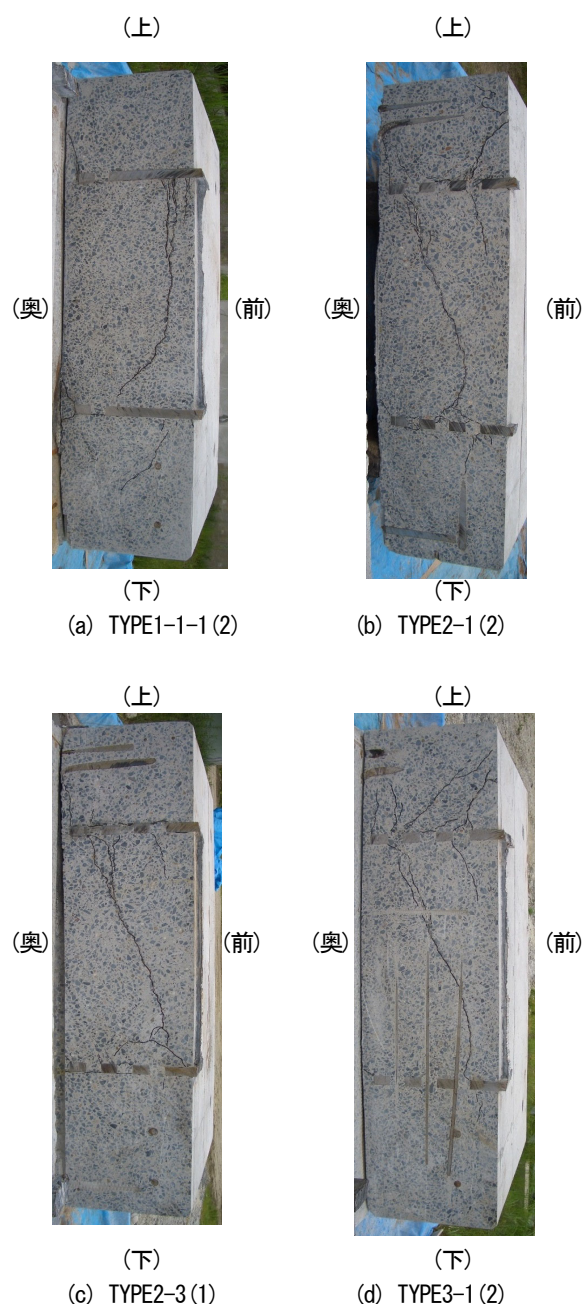


図-13 供試体内部のひび割れ状況

3.4.4 フランジの支圧による曲げ耐力

図-14 に TYPE0(1)～TYPE0(3)供試体における載荷荷重と上フランジずれの関係を示す。ここに、計算値とは、式(2)による曲げ耐力を鋼桁の張り出し長(3.0m)で除して鋼桁先端の載荷荷重に換算した値である。

すべての供試体で計算値の2倍以上の曲げ耐力を有していることがわかった。上フランジのずれが TYPE0(1)供試体では 0.3mm 以上、TYPE0(2)供試体では 1.0mm 以上、TYPE0(3)供試体では 1.3mm 以上に達したとき、各供試体の耐力は計算値を上回った。3.4.5 に述べるとおり、本実験における孔あき鋼板ジベルのせん断力は、ずれ 1.5～2.0mm のとき最大となるが、その時点で、フランジの支圧による曲げ耐力は計算値を上回ることがわかった。

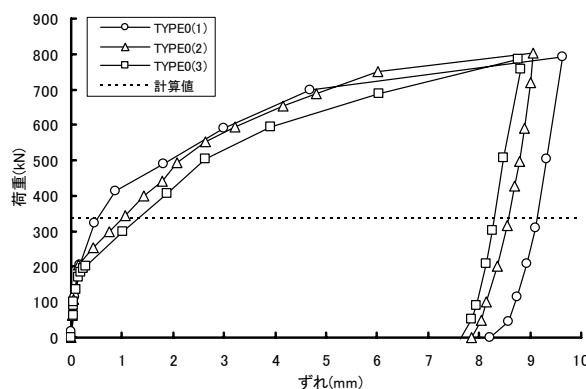


図-14 載荷荷重－上フランジずれ関係

3.4.5 孔あき鋼板ジベルのせん断力による曲げ耐力

図-15 は載荷荷重のうち孔あき鋼板ジベルが負担する荷重と上フランジずれの関係を示す。ここで、孔あき鋼板ジベルの負担する荷重とは、図-11 において各供試体の計測値から TYPE0(3)供試体の計測値を差し引いたものである。このとき、コンクリートの圧縮強度の差による影響を補正するため、すべての供試体の計測値を設計基準強度 (36.0N/mm^2) 相当に換算している。孔あき鋼板ジベルのせん断力による曲げ耐力とフランジの支圧による曲げ耐力の割合を把握できるように TYPE0(3)供試体の計測値も合わせて示している。

すべての供試体で、ずれが 1.5～2.0mm に達するとせん断力が最大となり、その後はずれが 4.0mm に達しても著しいせん断力の低下はなかった。これにより、既往の研究^{5)・7)・8)}における孔あき鋼板ジベルが有する最大せん断力を示した以降の耐力能力の低下が少なく大きな変形性能が期待できるという特徴は、本橋のような孔あき鋼板ジベルの使用方法でも発揮されることが確認できた。

また、TYPE2-3(1)供試体の最大値 399kN は、TYPE2-1(2)供試体の最大値 310kN と TYPE2-2(2)供試体の最大値 110kN の合計 420kN にはほぼ等しいことから、フランジの孔あき鋼板ジベルと腹板の孔あき鋼板ジベルは剛結部に作用する曲げモーメントに対して共同して抵抗することがわかった。

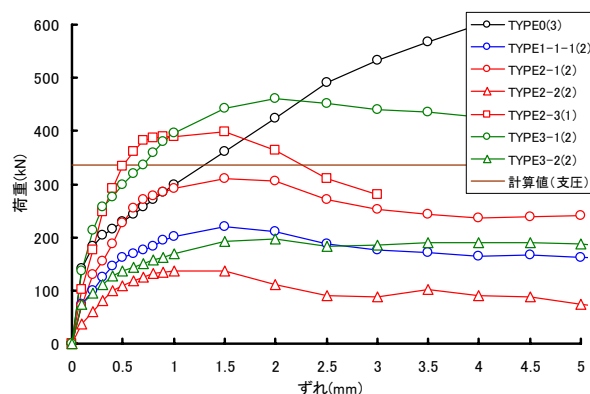


図-15 ジベル負担荷重-上フランジずれ関係

3.4.6 孔あき鋼板ジベルの終局せん断強度

実験結果一覧を表-3に示す。ここで、 D_{exp} は孔あき鋼板ジベル1個当たりのせん断力の実験値を、 δ_{max} は D_{exp} におけるずれを、 K_i は初期ずれ剛性⁹⁾を、 D_u は式(3)により得られる終局せん断強度を示す。孔あき鋼板ジベル1個当たりのせん断力とは、孔あき鋼板ジベルが負担する荷重による剛結部の曲げモーメントを上下フランジあるいは腹板に設けた孔あき鋼板ジベルの偶力に換算し、そこに配置された孔あき鋼板ジベルの個数で除した値(平均値)である。

各供試体の実験値は、式(3)によって得られる値に対して、TYPE1-1-1(1)およびTYPE1-1-1(2)供試体では79、95%、TYPE2-1(1)～TYPE2-3(1)供試体では48、45、47、47、43%、TYPE3-1(2)およびTYPE3-2(2)供試体では66、68%とかなりばらつきがあった。このことから、本橋の孔あき鋼板ジベルの終局せん断強度をレオンハルトら⁹⁾のせん断強度算定式で推定することは困難であることがわかった。

TYPE1-1-1 供試体(2 体)は、TYPE2-1 供試体(2 体)の約1.9倍のせん断強度を発揮した。このことから、フランジに設けられた孔あき鋼板ジベルは、位置の違いによりせん断強度が異なることが推察された。

TYPE2-1 供試体(2 体)のせん断強度とTYPE2-2 供試体(2 体)のせん断強度はほぼ等しく、腹板に設けられた孔あき鋼板ジベルとフランジに設けられた孔あき鋼板ジベルは、同じせん断強度を有することがわかった。

表-3 実験結果一覧

供試体名称	実験値			既往の強度算定式 ⁵⁾ との比較	
	D_{exp} (kN)	δ_{max} (mm)	K_i (kN/mm)	D_u (kN)	D_{exp}/D_u
TYPE1-1-1(1)	285	2.0	180	360	0.79
TYPE1-1-1(2)	341	1.5	745		0.95
TYPE2-1(1)	173	1.5	600		0.48
TYPE2-1(2)	161	1.5	656		0.45
TYPE2-2(1)	168	1.5	474		0.47
TYPE2-2(2)	170	1.5	333		0.47
TYPE2-3(1)	154 ^{注1)}	1.5	930		0.43
TYPE3-1(2)	239	2.0	1234		0.66
TYPE3-2(2)	245	2.0	765		0.68

注1) フランジの孔あき鋼板ジベルのせん断力を示す。

TYPE3-1(2)供試体は、TYPE2-1 供試体(2 体)の約1.4倍のせん断強度を発揮した。また、TYPE3-2(2)供試体は、TYPE2-2 供試体(2 体)の約1.4倍のせん断強度を発揮した。このことから、腹板に設けられた孔あき鋼板ジベルとフランジに設けられた孔あき鋼板ジベルは、貫通補強鉄筋によるせん断力の向上効果は同じであることがわかった。

3.4.7 耐力機構

本構造の耐力機構は、荷重の増加に伴い、図-16に示すように変化していると考えられる。

まず、状態Ⅰに示すように、曲げモーメントに対して、鋼桁とコンクリートの付着力により抵抗する。

次に、荷重が増加して付着が切れると、状態Ⅱに示すように、孔あき鋼板ジベルのせん断力とフランジの支圧が共同して曲げモーメントに抵抗する。図-15に示すとおり、フランジの支圧による曲げ耐力は孔あき鋼板ジベルのせん断力による曲げ耐力に比べて緩やかに増加するため、フランジのずれが孔あき鋼板ジベルのせん断力が最大となる1.5～2.0mmに達するまでは、主として孔あき鋼板ジベルのせん断力により曲げモーメントに抵抗していると思われる。

さらに荷重が増加すると、孔あき鋼板ジベルのせん断力が緩やかに低下する一方、フランジの支圧による曲げ耐力が増加する。図-11に示すように、フランジのずれが約4.0mmに達すると、各供試体の荷重はずれに比例して増加するようになり、その傾きはTYPE0(3)供試体に平行となる。このことから、状態Ⅲに示すように、主としてフランジの支圧により、曲げモーメントに抵抗していると思われる。状態Ⅲにおいて上フランジずれが増大しても載荷荷重に比例して曲げ耐力が増加するのは、摩擦力の影響であると思われる。

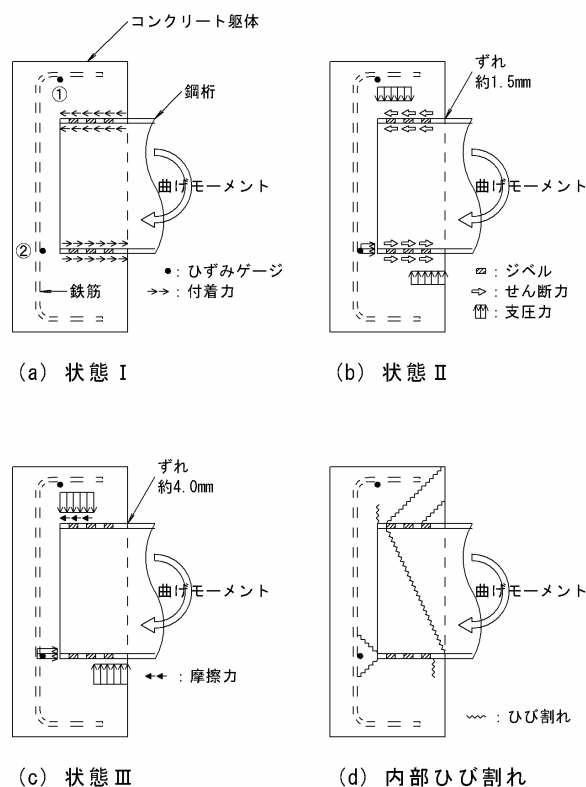


図-16 耐力機構

図-17 に TYPE2-1(2)供試体における載荷荷重とコンクリート躯体天端の L 字鉄筋(H 形鋼背面より上方へ伸びる鉄筋)のひずみ関係および載荷荷重とコンクリート躯体背面の L 字鉄筋のひずみ関係を示す。計測位置は、図-16 に示している。載荷荷重が約 750kN を超えると①のひずみが急増する。これは、状態Ⅲに移行し上フランジの支圧が増大し、上フランジ上側のコンクリートが浮き上がったことによると思われる。また、載荷荷重が約 900kN を超えると②のひずみが急増するよう見える。これは、下フランジの背面のコンクリートのせん断破壊によると思われる。

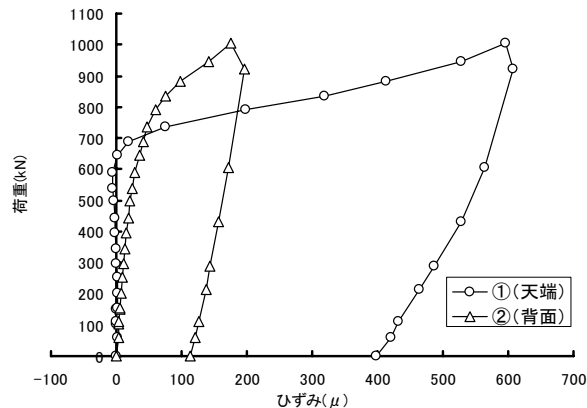


図-17 載荷荷重-L 字鉄筋ひずみ関係

3.5 実験結果のまとめ

実験の結果から、次の点が明らかとなった。

- ①フランジに設けられた孔あき鋼板ジベルと腹板に設けられた孔あき鋼板ジベルは剛結部に作用する曲げモーメントに対して共同して抵抗する。
- ②フランジに設けられた孔あき鋼板ジベルは、位置の違いによりせん断強度が異なることが推察される。
- ③腹板に設けられた孔あき鋼板ジベルと、フランジに設けられた孔あき鋼板ジベルは同じせん断強度を有する。
- ④腹板およびフランジに設けられた孔あき鋼板ジベルに対する貫通補強鉄筋によるせん断力の向上効果は同じである。
- ⑤本橋の孔あき鋼板ジベルは、既往の研究^{5),7),8)}における孔あき鋼板ジベルが有する最大せん断力を示した以降の耐荷能力の低下が少なく大きな変形性能が期待できるという特徴を有している。
- ⑥本橋の孔あき鋼板ジベルは、レオンハルトら⁵⁾による孔あき鋼板ジベルの終局せん断強度算定式で得られる値に対し、貫通補強鉄筋を有しない場合は43～95%、貫通補強鉄筋を有する場合は66～68%のせん断強度である。
- ⑦本構造の曲げモーメントに対する耐荷機構は、鋼桁とコンクリートの付着により曲げモーメントに抵抗する状態Ⅰから、孔あき鋼板ジベルのせん断力とフランジの支圧が共同して曲げモーメントに抵抗する状態Ⅱに移行し、さらにずれが増加して行くにつれ、フランジの支圧と摩擦により曲げモーメントに抵抗する状態Ⅲに移行する。

3.6 剛結部の設計方法

3.6.1 孔あき鋼板ジベルの設計せん断強度

実験結果から、本橋の孔あき鋼板ジベルの終局せん断強度を既往の算定式で評価することが困難であることがわかったので、実構造の設計においては、終局せん断強度の実験値を安全率 3.0 で除した値を設計せん断強度とした。この安全率は、コンクリートの許容圧縮応力度($\sigma_{ck}/3$)に準じて決定した。

設計に用いた設計せん断強度を次に示す。

(1) 孔内に貫通補強鉄筋 D13 を配置した場合

TYPE3-1(2)供試体と TYPE3-2(2)供試体の平均値は、

$$D_u = (239 + 245) / 2 = 242 \text{ kN}$$

したがって、設計せん断強度は、次のとおりとした。

$$D_{ul} = 242 / 3.0 = 80.7 \text{ kN}$$

(2) 孔内に貫通補強鉄筋を配置しない場合

TYPE2-1(1)供試体、TYPE2-1(2)供試体、TYPE2-2(1)供試体および TYPE2-2(2)供試体の平均値は、

$$D_u = (173 + 161 + 168 + 170) / 4 = 168 \text{ kN}$$

したがって、設計せん断強度は、次のとおりとした。

$$D_{u2} = 168 / 3.0 = 56.0 \text{ kN}$$

3.6.2 剛結部の曲げ耐力の算定方法

図-18 に実橋の主桁剛結部構造を示す。

剛結部に作用する断面力に対して、孔あき鋼板ジベルのせん断力のみで抵抗するものとし、孔あき鋼板ジベルの個数および配置を決定した。基本設計と同様に、各断面力に対して有効に働く孔あき鋼板ジベルは、曲げモーメントに対してフランジ部の孔あき鋼板ジベルとフランジに近い桁高 1/4 の部分³⁾の孔あき鋼板ジベル(合計 196 個)で、せん断力に対して腹板の孔あき鋼板ジベル全数(144 個)で、軸力に対してフランジおよび腹板の孔あき鋼板ジベル全数(合計 240 個)で抵抗すると考えた。

なお、実橋では、フランジに設けた孔あき鋼板ジベルのみ貫通補強鉄筋を配置した。

3.6.3 構造細目

実験において、上フランジに支圧力が作用することにより、上フランジ上側のコンクリートの浮き上がりや、圧壊が認められたため、実橋では、この部分に逆コの字形補強鉄筋を上フランジにかぶせるように配置することとした。

主桁および PC 床版を施工してから、剛結部のコンクリートを打設して上部工と下部工を結合するため、図-18 に示すように、鋼製の仮支承を設けている。

また、上フランジのスタッドを剛結部内にも次第に本数を減らしながら配置し、断面の急変を避けるよう配慮した。剛結部内のスタッドには上フランジの支圧によるコンクリ

ートの浮き上がりを抑制する効果も期待している。

主桁とコンクリートの接触部の防錆処理は、コンクリートとの付着性を考慮して、有機ジンクリッチペイントを施している。

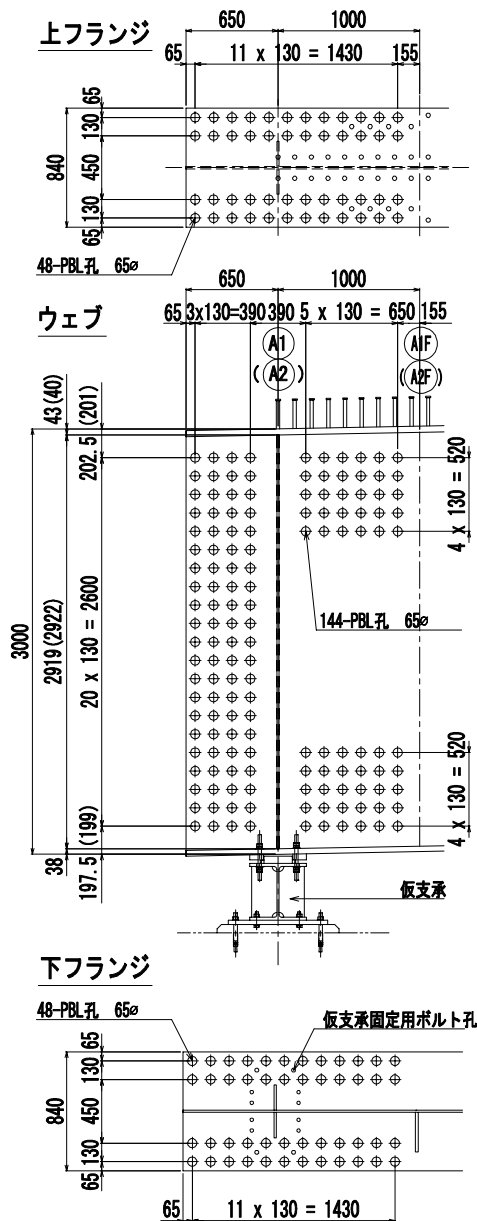


図-18 実橋の主桁剛結部構造

4. 地盤定数の確認

橋台の施工前、すなわち床付けの時点で平板載荷試験を行って地盤定数と地耐力の確認を行った。さらに、SBIFT(セルフボーリング型原位置せん断摩擦試験)を行い、この方法でも確認を行った。これらの結果を表-4 と表-5 に示す。

変形係数(地盤定数)については、平板載荷試験と SBIFT の試験結果の両方の結果とも基本設計時に設定した最もクリティカルとなる橋台堅壁の鉄筋応力度の許容値 (160N/mm^2) を満足する 7900kN/m^2 を超えており、橋台堅壁の鉄筋応力度に問題ないことを確認した。

地耐力については、SBIFT 試験結果からは粘着力 c と摩擦角 ϕ が求まり、この値を用いて、地耐力を計算するが、一部で基本設計に用いた許容値 600kN/m^2 を満足しない箇所があった。この主要な原因として、橋台を施工するための掘削によって上載土圧が解放され、フーチングが設置され上載土圧が復元された状況とは異なっていることが考えられる。さらに、施工時点で条件の変動要素が少なくなったこと(橋台背面への盛土の施工順序が明確となった)により、施工時の地盤への作用力が 600kN/m^2 を下回り、地耐力としての問題はないという判断もあった。しかし、安全側を考えると、床付け表層部の局部的に耐力が小さい部分をコンクリートによって置換する対策などにより対処を行った。

表-5 地耐力の試験結果 (単位: kN/m^2)

測定方法	A1 橋台	A2 橋台
平板載荷試験	600	600
SBIFT(セルフボーリング型原位置せん断摩擦試験)	800	570

表-4 変形係数の試験結果 (単位: kN/m^2)

変形係数 E_0 の測定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α				A1 橋台			A2 橋台		
	常時	地震時			E_0	αE_0		E_0	αE_0	
						常時	地震時		常時	地震時
平板載荷試験	1	2	測定値	最大	24477	24477	48954	27908	27908	55816
				最小	119817	119817	239634	166469	166469	332938
SBIFT(セルフボーリング型原位置せん断摩擦試験)	2	4	測定値		32130	64261	128522	49121	98241	196482

5. まとめ

下谷池橋では、設計・施工の視点から、さまざまな合理化を試みた。その一つとして、鋼ポータルラーメン橋の様々なメリットを直接基礎を有する場合にも採用可能にするため、その設計手法を提案した。また、下谷池で採用した橋台と鋼桁の剛結部における結合に鋼桁自体に孔をあけて橋台に埋め込むことで、孔あき鋼板ジベルの効果を期待した構造の設計について報告するとともに、その合理的な設計法を確立するため実験を行った。この実験では、対象構造における孔あき鋼板ジベルの機能と耐荷性能を把握し、対象構造の合理的な設計方法を提案し、詳細設計に反映した。

本構造や設計方法を一般化するには、追加実験ならびに FEM 等の解析的な検討が必要である。

今後、合理的な剛結部の設計を行うためには、支圧力の効果を考慮することが望まれる¹⁰⁾。

参考文献

- 1) 中村和典, 今泉安雄, 兼重寛, 中東剛, 佐々木保隆, 小川尊直: 今別府川橋の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.12, pp.2-9, 2000.12.
- 2) 道下泰博, 本間宏二, 平田尚, 櫻井信彰, 渡部弘明, 藤川敬人: インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.35, No.2, pp.11-18, 2001.2.
- 3) 中日本高速道路(株): 設計要領 第二集 橋梁建設編
- 4) 秋山宏, 黒沢稔, 和国信之, 西村功: 鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形—H 形柱断面が強軸曲げを受ける場合—, 日本建築学会論文報告集, 第 335 号, pp.45-52, 1984.1
- 5) Leonhardt Fritz, et. al.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, Heft 12/1987
- 6) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針(案), p268, 2002.10.
- 7) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橘吉宏, 渡辺 滉: 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593~1604, 2000.3.
- 8) 明橋克良, 永田淳, 木水隆夫, 西川孝一: コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第 8 巻, 第 31 号, pp.81-87, 2001.9.
- 9) 日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押し抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート No.35, 1996.1.
- 10) 本間宏二, 平田尚: 孔あき鋼板ジベルを用いた鋼桁-RC 橋台接合構造の実験的研究, 鋼構造論文集第 8 巻第 30 号, pp.23-30, 2001.6.

(2006 年 9 月 11 日受付)