

二重合成2主 桁橋の下コンクリート床版におけるスタッドの設計法

Design Method of Stud at Lower Concrete Slab in Double Composite Twin I-girder Bridge

山本真気*, 木部謙吾**, 大山 理***, 大久保宣人****, 栗田章光*****
Maki Yamamoto, Kengo Kibe, Osamu Ohyama, Nobuhito Okubo and Akimitsu Kurita

*工修 大阪工業大学大学院 工学研究科 都市デザイン工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

**大阪工業大学大学院 工学研究科 都市デザイン工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

*** 工博 大阪工業大学 講師 工学部 都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区 5-16-1)

**** 工博 片山ストラテック(株) 橋梁事業部 技術本部 技術課 (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

***** 工博 大阪工業大学 教授 工学部 都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

The authors have been proposed the steel-concrete double composite twin I-girder bridge. However, the composite action and the design method by adopting the headed studs welded both on the lower flange plate and web plate at lower concrete slab in double composite twin-I girder bridges is not yet clarified perfectly. Based on the results of the static push-out test for headed studs, therefore, this paper presents a design method of the stud, which are arranged both in horizontal and vertical directions.

Key Words: double composite, headed stud, push-out test, shear strength, composite action

キーワード: 二重合成, 頭付きスタッド, 押抜き試験, せん断耐力, 合成作用

1. はじめに

近年,道路橋では構造の合理化,製作コストの省力化によるコストダウンを目指した合理化橋梁が数多く建設されている.その一例として,中間支点領域のみ下フランジ側にもコンクリート床版を有する二重合成連続箱桁橋が挙げられる¹⁾.しかしながら,箱桁構造は,製作コストが比較的高価であるため,画期的なコスト削減につながらないのが現状である.

そこで,筆者らは,製作コストが安価で施工性の良い2主桁橋に図-1に示すような二重合成構造を適用した構造を考案した²⁾⁻⁴⁾.

本橋梁形式の鋼桁と下コンクリート床版は,図-2に示すように,下フランジに配置したスタッド(以下鉛直スタッドと表記)とウェブに配置したスタッド(以下,水平スタッドと表記)によって合成されている.水平スタッドの設計に関しては,ドイツのKuhlmannらによる研究成果⁵⁾より,コンクリートの圧縮強度,スタッドの軸径,スターラップ間隔などをパラメータとした設計式が提案されている.日本においても,長井らにより,Kuhlmannらが提案した水平スタッドの設計式の適用に関する妥当性

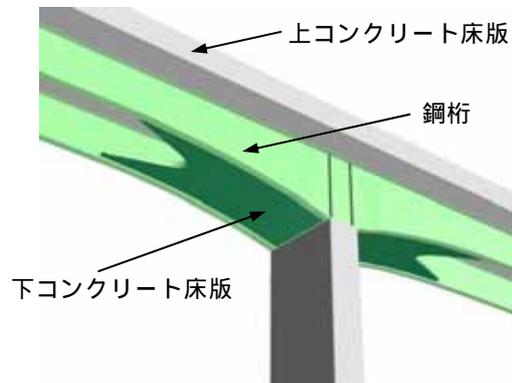


図-1 二重合成2主I桁橋の構造概要

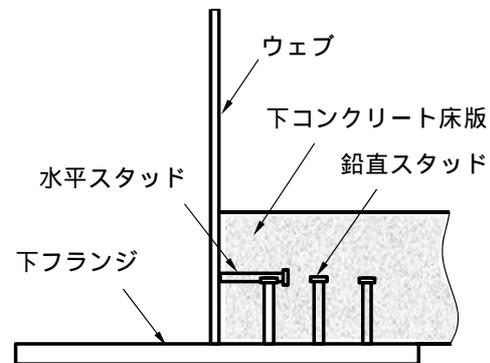
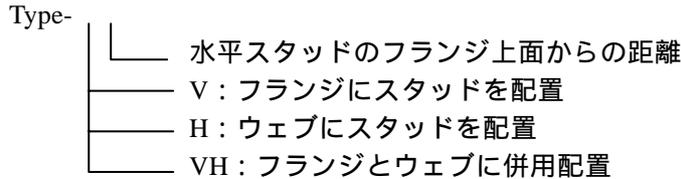


図-2 鋼桁と下コンクリート床版の合成方法

表-1 供試体の種類

種類	スタッド間隔	水平スタッドの配置位置	
		フランジからの距離	鉛直スタッドとの距離
Type-O	JSSC(案)に基づく標準押抜き供試体		
Type-V	フランジのみ		
Type-H75	ウェブのみ	75	
Type-H150	ウェブのみ	150	
Type-H225	ウェブのみ	225	
Type-VH75	フランジとウェブに配置	75	110(5d)
Type-VH150	フランジとウェブに配置	150	110(5d)
Type-VH225	フランジとウェブに配置	225	110(5d)



を検証することを目的とした、押抜きせん断試験が行われている⁶⁾。また、韓国では、Shim により、Kuhlmann と同寸法の水平スタッドを配置した供試体のほか、鉛直および水平スタッドを併用させた供試体の押抜き試験を行った結果より、水平スタッドならびに鉛直スタッドと水平スタッドを併用して配置した際のスタッドの耐力算定式⁷⁾を提案している。なお、文献7)における併用配置の耐力算定式では、追加試験を行う必要があるとしている。

以上のように、鉛直スタッドおよび水平スタッドを単独または併用して配置した場合の鋼桁と下コンクリートのスタッドの設計法は、十分に確立されていないのが現状である。

そこで、本研究では、鉛直スタッドと水平スタッドのせん断耐力およびずれ性状などを把握するために静的押抜き試験を実施し、既往の研究成果と比較するとともに、スタッドの設計法を提案する。

本文では、まず、二重合成 2 主 I 桁橋の構造概要を示す。つぎに、鉛直スタッドならびに水平スタッドを単独および併用して配置した供試体を製作して実施した静的押抜き試験の結果について述べる。さらに、試験結果に基づいて鉛直および水平スタッドのせん断耐力の算定式を提案する。最後に、提案式を用いて最大支間 60m、80m ならびに 100m の 3 径間連続二重合成 I 桁橋を対象に、下コンクリート床版のスタッドの設計を行い、実橋に適用した場合のスタッドの配置例を示す。

2. 鋼・コンクリート二重合成 I 桁橋の構造概要

二重合成 2 主 I 桁橋では、負曲げモーメントが発生する区間に下コンクリート床版が配置されることから、全橋長にわたって鋼桁の圧縮域にコンクリー

ト床版が存在するため合理的な橋梁形式であるといえる。

本橋梁形式の利点は、下コンクリート床版厚を終局時の塑性中立軸位置となるように設定することにより、鋼部材の局部座屈が発生しないため、限界状態設計法を適用した場合、コンパクト断面として設計することが可能となる。また、その他に以下の利点を有する。

- 1) 桁高を低くおさえることが可能となる。
- 2) 支間の長大化が可能となる
- 3) 鉄道橋に用いた場合、騒音や振動が低減する。

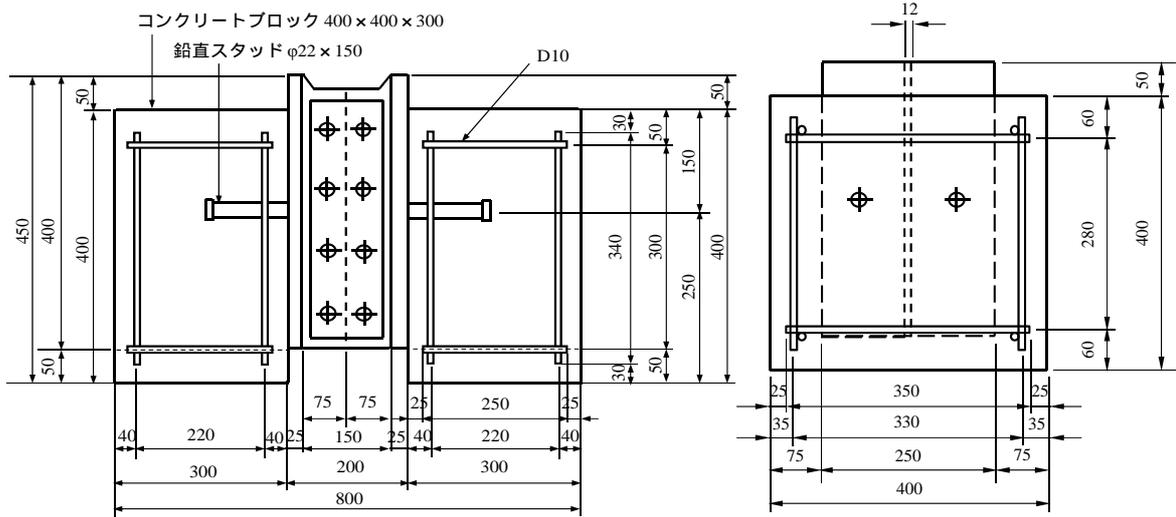
さらに、中間支点部において、橋脚と桁を剛結することで、最大スパン 100m 程度でも適用可能となり⁸⁾、より合理的な橋梁形式となる。

3. 静的押抜き試験

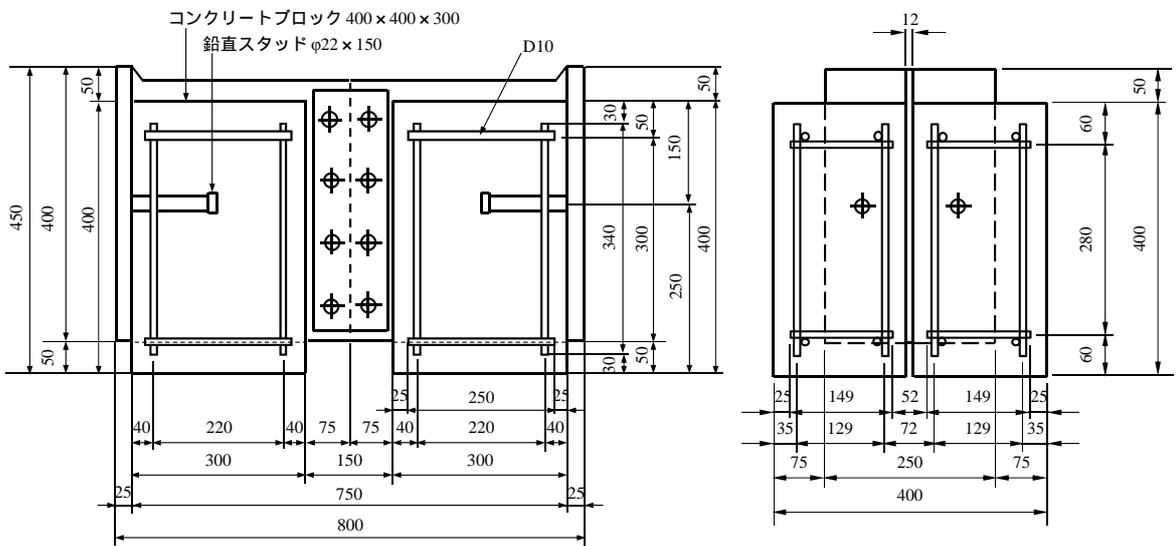
3.1 供試体の種類と形状寸法

鉛直スタッドおよび水平スタッドを単独で配置した場合と併用して配置した場合のせん断耐力ならびにずれ性状などを把握するために、静的押抜き試験を実施した。

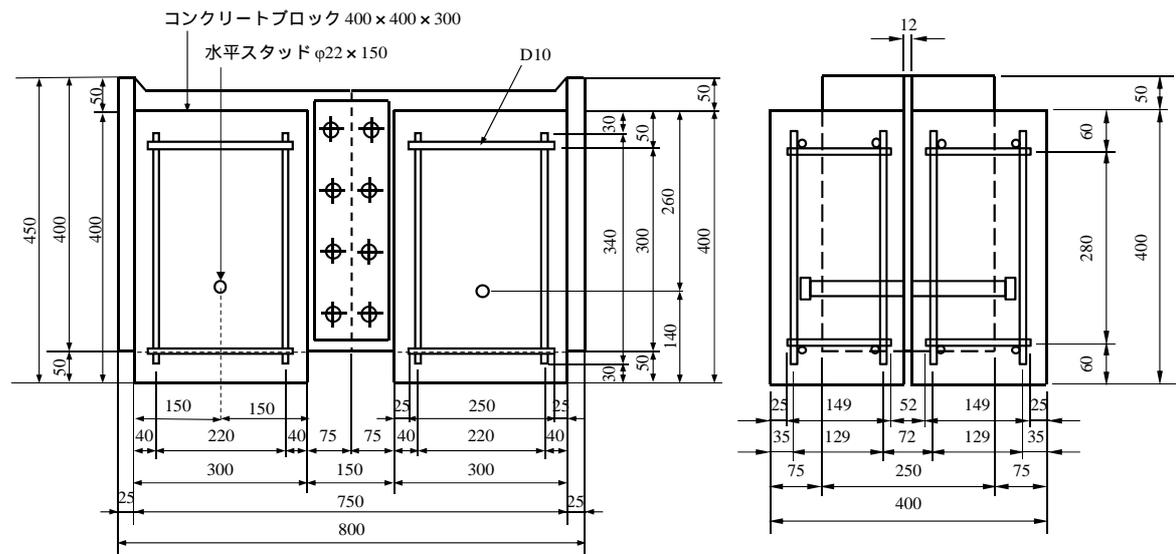
供試体の種類を表-1、形状寸法の一列を図-3 にそれぞれ示す。供試体の種類は、Type-O が頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)⁹⁾(以下 JSSC(案))に基づいた標準供試体である。Type-V、H、VH は、下コンクリート床版を模擬した供試体である。その種類は、スタッドをフランジのみに配置した Type-V(鉛直スタッド)、ウェブのみに配置した Type-H75、H150、H225(水平スタッド)ならびにフランジとウェブに併用して配置した Type-VH75、VH150、VH225 の 8



(a) Type-O

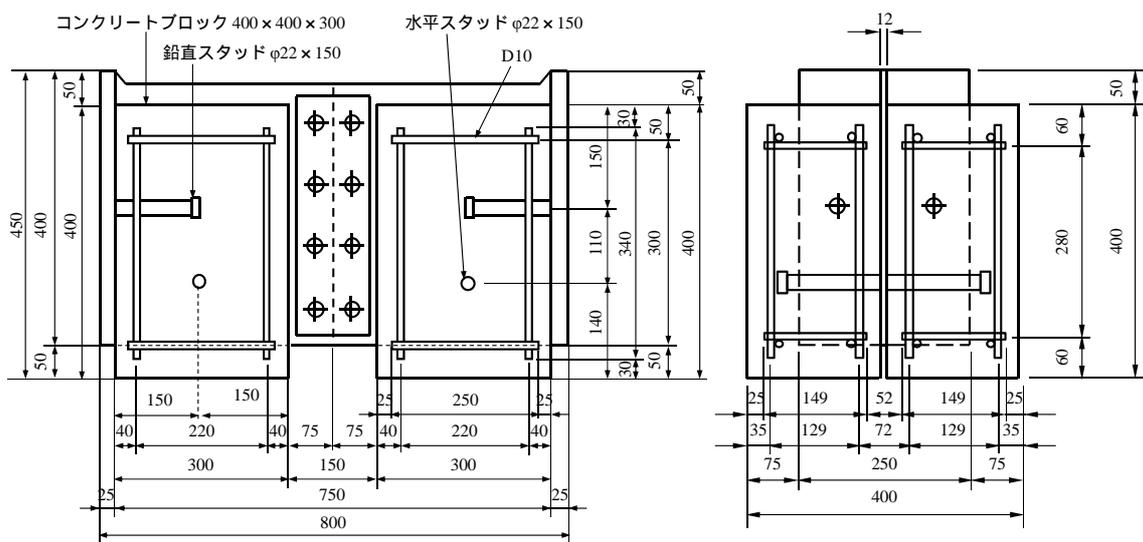


(b) Type-V



(c) Type-H150

図-3 各供試体の形状寸法 (mm)



(d) Type-VH150

図-3 各供試体の形状寸法 (mm)

種類とし、各タイプ 3 体の計 24 体を製作した。なお、Type-H ならびに Type-VH の供試体名に記載されている数値は、フランジから水平スタッドが配置されている位置までの距離(単位:mm)を示している。一方、鉛直スタッドと水平スタッドを併用して配置した際のスタッド間隔は、道路橋示方書・同解説：鋼橋編¹⁰⁾に準拠して $5d$ (d :軸径)とした。供試体に用いるスタッドは、全て $\phi 22 \times 150$ を使用した。

コンクリートの打込みは、スタッドを実構造と同じ状態に配置して行った。さらに、供試体の鋼材とコンクリートとの接触面には、コンクリートを打込む前にグリースを塗布することにより、付着力を除去した。また、ウェブ直下に空隙を設け、支圧抵抗による影響も除去した。なお、使用したコンクリートの圧縮強度および弾性係数は、それぞれ 30.1N/mm^2 および $2.61 \times 10^4\text{N/mm}^2$ であった。

3.2 試験方法

静的押抜き試験は、JSSC(案)に基づき、2000kN の万能試験機を用いて行った。供試体は、図-4 に示すように載荷面と支持面が平行を保ち、偏心載荷が生じないように敷モルタルを用いて設置した。載荷要領は、最大変位が 4mm までは荷重制御による漸増繰り返し載荷を行い、それ以降は、変位制御による単調増加の載荷を行った。なお、ずれ量は、鉛直スタッドまたは水平スタッドが配置されている水平面内でそれぞれ計測した。

3.3 結果と考察

各タイプの実験結果ならびに破壊形状を表-2 にまとめて示す。なお、鉛直スタッドと水平スタッ

ドを併用配置した場合のスタッド1本あたりの最大せん断力、ずれ定数ならびに降伏せん断力は、両者への荷重分担率が不明であるため記載していない。

(1) 標準供試体と鉛直スタッドのせん断力の評価

表-2 より、JSSC(案)に基づいた Type-O と鉛直スタッド(Type-V)の最大せん断力の平均値は、それぞれ 164.6kN、238.7kN であった。以上より、Type-V のスタッド1本あたりの最大せん断力が、Type-O の約 1.45 倍になることがわかった。この要因として、文献 11)を参考に、Type-O および Type-V における力の伝達機構を図-5 に示す。同図より、Type-V において、スタッドを介して 45 度に分散した力が、ウェブ面に作用することにより、コンクリート面とウェブ面との間に摩擦力が生じたと考えられる。

(2) 鉛直スタッドと水平スタッドの比較

鉛直スタッド(Type-V)と水平スタッド(Type-H75, H150, H225)の最大せん断力の比較結果を表-3、荷重と相対ずれの関係を図-6 にそれぞれ示す。表-3 より、水平スタッドの最大せん断力の値は、鉛直スタッドより小さくなる傾向が見られた。これは、スタッドの配置位置の違いが原因と考えられる。また、表-2 および図-6 より、水平スタッドの最大せん断力を比較すると、Type-H75 と Type-H150 に明確な差はなく、ほぼ同等の数値を示したが、Type-H225 については、他の Type-H シリーズより、小さな数値を示した。ずれ定数は、水平スタッドの配置がフランジから遠ざかるにつれ、減少する傾向が見られた。以上より、水平スタッドを単

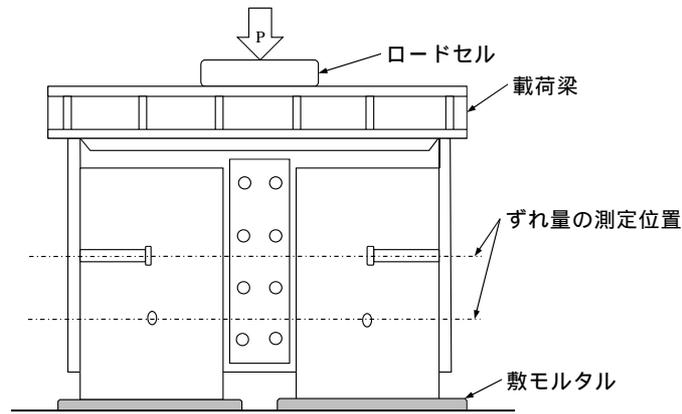


図-4 試験方法

表-2 各タイプの実験結果

		最大荷重 kN	最大 ずれ量 mm	スタッド1本あたり			破壊形状	
				最大 せん断力 kN	ずれ定数 kN/mm	降伏 せん断力 kN		
Type-O	1	652	8.47	162.9	315.4	100.9	スタッドの破断	
	2	675	5.51	168.7	397.9	98.6		
	3	648	7.51	162.1	376.9	99.0		
	平均	658	7.16	164.6	363.4	99.5		
Type-V	1	902	6.32	225.5	380.5	110.2	スタッドの破断	
	2	1007	13.77	251.9	324.6	118.4		
	平均	955	10.04	238.7	352.5	114.3		
Type-H75	1	677	8.75	169.3	252.7	94.2	スタッドの破断	
	2	781	13.93	195.3	190.8	96.9		
	3	729	19.40	182.3	315.8	90.3		
	平均	729	14.03	182.3	253.1	93.8		
Type-H150	1	664	9.78	166.1	149.5	81.3	スタッドの破断	
	2	699	10.70	174.8	160.2	89.2		
	3	781	10.89	195.1	151.4	88.1		
	平均	715	10.46	178.7	153.7	86.2		
Type-H225	1	682	6.81	170.4	123.5	85.9	スタッドの破断	
	2	657	8.37	164.2	119.4	80.6		
	3	650	7.32	162.4	94.6	96.7		
	平均	663	7.50	165.7	112.5	87.7		
Type-VH75	鉛直	1	1315	8.01	-	-	-	スタッドの破断
		2	1408	6.12	-	-	-	
		3	1201	5.14	-	-	-	
		平均	1308	6.42	-	-	-	
	水平	1	1315	7.50	-	-	-	スタッドの破断
		2	1408	4.80	-	-	-	
		3	1201	4.67	-	-	-	
		平均	1308	5.66	-	-	-	
Type-VH150	鉛直	1	1605	10.42	-	-	-	スタッドの破断
		2	1515	9.22	-	-	-	
		3	1539	9.65	-	-	-	
		平均	1553	9.76	-	-	-	
	水平	1	1605	8.82	-	-	-	スタッドの破断
		2	1515	8.85	-	-	-	
		3	1539	8.90	-	-	-	
		平均	1553	8.86	-	-	-	
Type-VH225	鉛直	1	1496	6.99	-	-	-	スタッドの破断
		2	1480	6.78	-	-	-	
		3	1583	7.18	-	-	-	
		平均	1520	6.98	-	-	-	
	水平	1	1496	7.16	-	-	-	スタッドの破断
		2	1480	6.78	-	-	-	
		3	1583	7.30	-	-	-	
		平均	1520	7.08	-	-	-	

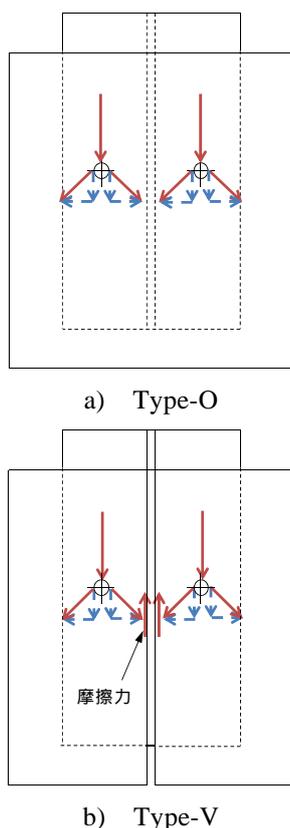


図-5 Type-O および Type-V における力の伝達機構

独で配置する場合 , フランジ近傍にスタッドを配置する方が効果的であると考えられる .

(3) 鉛直スタッドと水平スタッド併用配置の評価

Type-VH75 , VH150 および VH225 の荷重と相対ずれの関係を図-7 に示す . 同図より , スタッドを併用配置した際 , 水平スタッドをフランジから 150mm の位置に配置した Type-VH150 と Type-VH225 の最大荷重の値は , ほぼ一致したが , Type-VH75 の値は最も低くなった .

つぎに , 図-8 に鉛直スタッドと水平スタッドをそれぞれ単独に使用 , ならびに鉛直スタッドと水平スタッドを併用して配置したスタッドの荷重と相対ずれの関係を示す . また同図には , 鉛直スタッドと水平スタッド単独の最大荷重を累加した結果を破線にて示す .

図-8 より , 鉛直スタッドと水平スタッドをフランジ近傍に配置した Type-VH75 の最大荷重の平均値は 1308 kN であるのに対し , Type-V および Type-H75 の最大荷重の累加値は 1684kN となり , 約 22% の差異が生じた .

一方 , 鉛直スタッドと水平スタッドをフランジから 150mm の位置に配置した Type-VH150 の最大荷重の平均値は 1553kN で , Type-V と Type-H150 の最大荷重の累加値は 1670kN であり約 8% の差異となり , ほぼ同等の値であると言える . Type-VH225 の

表-3 鉛直と水平スタッドの比較(平均値)

	最大せん断力	比較値
	kN	
Type-V	238.7	1.00
Type-H75	182.3	0.76
Type-H150	178.7	0.75
Type-H225	165.7	0.69

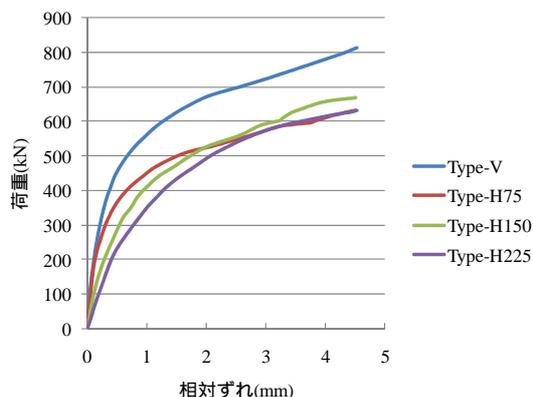


図-6 鉛直および水平スタッドの荷重と相対ずれの関係

最大荷重と Type-V および Type-H225 の累加値はそれぞれ 1520kN , 1618kN であり , 約 6% の差異となった .

以上より , Type-VH75 以外は , 鉛直と水平スタッド単独の最大荷重を累加することで , 併用配置したスタッドの最大荷重とほぼ一致することがわかった .

ここで , Type-VH75 の最大荷重のみ鉛直スタッドと水平スタッド単独の最大荷重の累加値と一致しなかった理由を考察する . 図-9 に Type-VH75 における作用する力の伝達機構¹¹⁾ , 写真-1 に Type-VH75 および Type-VH150 の供試体下面のひび割れ状況をそれぞれ示す . 同図より , 鉛直スタッドに達した力は , スタッドを介して 45 度に分散する . Type-VH75 の場合 , 45 度方向に分散した力の内側に水平スタッドが配置されている . この力は圧縮力であり , その力に沿って発生したひび割れの影響を受け , 水平スタッドへの力の伝達が不十分であったため , 耐力が低下したと考えられる . 写真-1 より , Type-VH75 と Type-VH150 を比較すると , Type-VH75 は , スタッドの下部のコンクリートが大きく損傷していることからわかる . なお , 同写真において , 破線にてスタッドの配置位置 , 実線にて 45 度の破壊面をそれぞれ示している .

(4) スタッドの設計式の提案

日本におけるスタッドの耐力式として , 複合構造

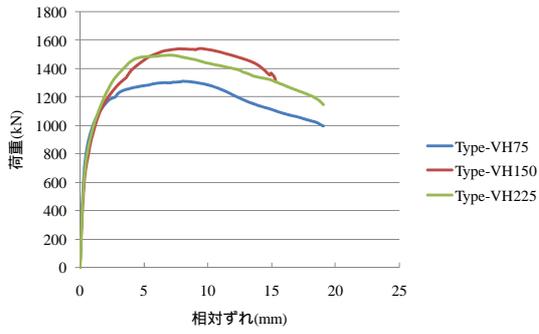
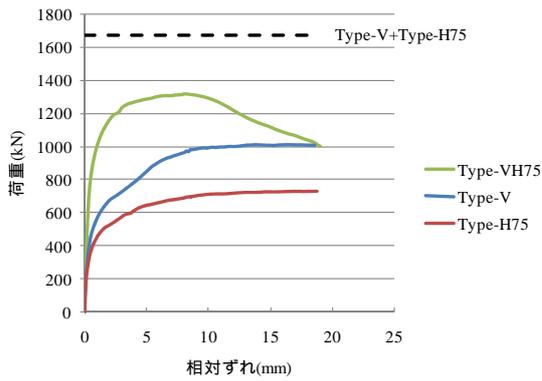
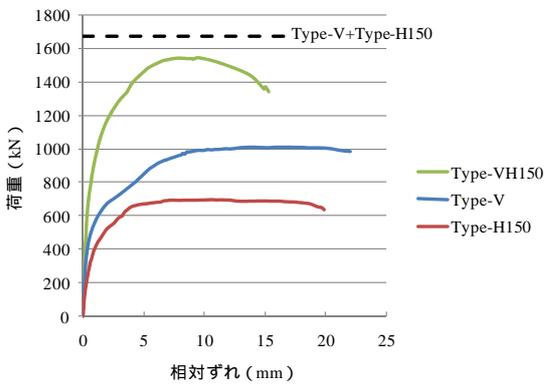


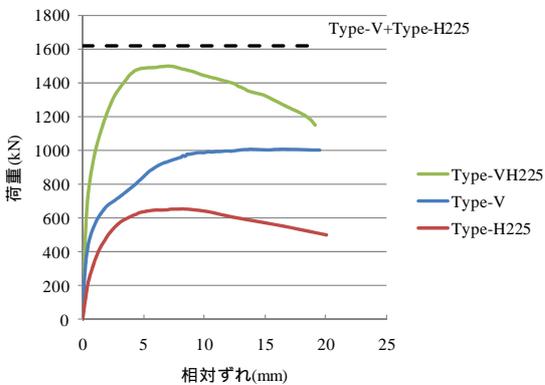
図-7 併用タイプの荷重と相対ずれの関係



a) Type-VH75, Type-V および Type-H75 の関係

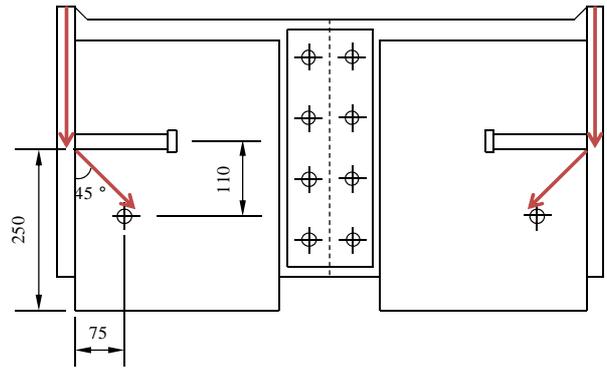


b) Type-VH150, Type-V および Type-H150 の関係

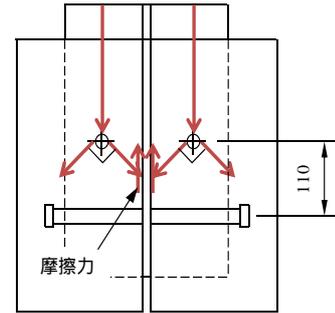


c) Type-VH225, Type-V および Type-H225 の関係

図-8 荷重と相対ずれの関係

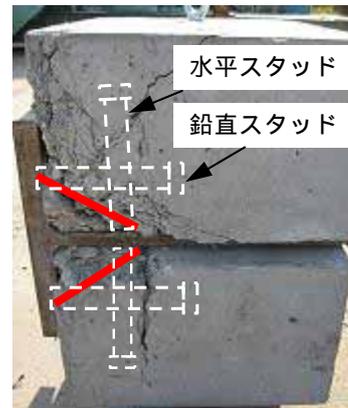


a) 側面(単位: mm)

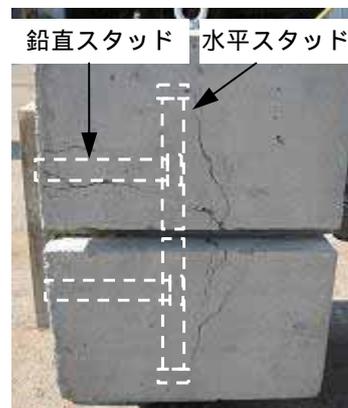


b) 正面(単位: mm)

図-9 Type-VH75 における力の伝達機構



a) Type-VH75



b) Type-VH150

写真-1 実験供試体下面のひび割れ状況

表-4 実験値と計算値の比較(鉛直スタッド)

	実験値(=)	複合構造物の性能照査指針(案)(式2)(=)	DIN(式3)(=)	比(= /)	比(= /)
	kN	kN	kN		
Type-O	658	653	611	1.01	1.08
Type-V	955	653	611	1.46	1.56

表-5 実験値と計算値の比較(水平スタッド)

	実験値(=)	DIN(式3)(=)	Shim式(式6)(=)	比(= /)	比(= /)
	kN	kN	kN		
Type-H75	729	529	553	1.38	1.32
Type-H150	715	526	553	1.36	1.29
Type-H225	663	526	553	1.26	1.20

表-6 実験値と計算値の比較(併用配置)

	実験値(=)	Shim式(式7)(=)	比(= /)
	kN	kN	
Type-VH150	1553	1404	1.11
Type-VH225	1520	1404	1.08

物の性能照査指針(案)¹²⁾には、平城らが国内外の代表的な押抜き試験のデータを用いて重回帰分析によって統計的に解析した結果より得られた式(1)およびDIN(1981)に提示された式を準用した式(2)が示されている。

$$V_{sud} = 31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} - 22000 \quad (1)$$

$$V_{sud} = 0.7A_{ss}f_{sud} \quad (2)$$

ここに、

A_{ss} : スタッドの断面積(mm²)

h_{ss} : スタッドの高さ(mm)

d_{ss} : スタッドの軸径(mm)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

f_{sud} : スタッドの引張強度(N/mm²)

ドイツのDIN技術報告書104¹³⁾では、押抜き試験結果より得られた耐力の特性値の算定式として、式(3)ならびに式(4)が示され、両者の値の小さい方を採用するとしている。

$$P_R = 0.8f_u \left(\pi d^2 / 4 \right) \quad (3)$$

$$P_R = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f'_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (4)$$

ここに、

d : スタッドの軸径(mm)

f_u : スタッドの引張強度(N/mm²)

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

E_{cm} : コンクリートの割線弾性係数(N/mm²)

α : $3 \leq h/d \leq 4$ に対して $\alpha = 0.2 \{ (h/d) + 1 \}$
 $h/d > 4$ に対して $\alpha = 1$

h : スタッドの高さ

一方、水平スタッドの設計式として、DIN技術報告書104¹³⁾に、Kuhlmannらが行った実験結果より、コンクリートの圧縮強度、スタッドの軸径、スターラップ間隔などをパラメータとした式(5)が示されている。

$$P_{Rd,L} = 1.42 (f'_{ck} \cdot d \cdot a'_r)^{0.4} (a/s)^{0.3} \cdot A \quad (5)$$

ここに、

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

d : スタッドの軸径 (mm)

a'_r : スタッドとスターラップ間の距離

s : スターラップ間距離

A : ずれ止めがスラブ端部にある場合(=1.00)
 ずれ止めが上記以外にある場合(=1.14)

a : スタッド間隔

なお、スタッドとスターラップ間の距離およびスターラップ間隔は、図-3に示すとおりである。

また、Shimは、Kuhlmannと同寸法の水平スタッドを配置した供試体の他、鉛直および水平スタッド

表-7 実験値と提案式の比較

	実験値(=)	提案式(=)		比(= /)
	kN	kN		
Type-V	955	864	式(8)	1.11
Type-H150	715	604	式(9)	1.18
Type-H225	663	604		1.10
Type-VH150	1553	1468	式(10)	1.06
Type-VH225	1520	1468		1.04

を併用させた供試体の押抜き試験を行った結果より、水平スタッドならびに鉛直スタッドと水平スタッドを併用配置した際の耐力算定式をそれぞれ式(6)ならびに式(7)に提案している。

$$P_L = 0.725 f_u (\pi d^2 / 4) \quad (6)$$

ここに、

f_u : スタッドの引張強度(N/mm²)

d : スタッドの軸径(mm)

$$P_m = 1.206 (P_L + P_{Rd}) \quad (7)$$

ここに、

P_L : 水平スタッドのせん断耐力

P_{Rd} : 鉛直スタッドのせん断耐力

これらの式より算出された値と実験値を比較した結果を表-4、表-5 および表-6 にそれぞれ示す。

まず、表-4 より JSSC(案)に基づく Type-O は、実験値と計算値の値がほぼ等しいのに対し、二重合成構造を対象とした Type-V は、最大で 56%の差異が見られた。つぎに表-5 より Type-H シリーズでは、最大で 38%の差異が見られた。そして、表-6 より併用配置では最大で 11%の差異となった。

以上より、二重合成構造において、既存のスタッドの耐力算定式を用いるには、新たな要素を考慮し、追加する必要があると考えられる。その要素として、前述したウェブ面とコンクリート面との摩擦の影響が挙げられる。

二重合成構造では、下コンクリート床版がウェブによって拘束されるため、摩擦の影響が顕著に表れたと想定される。そこで、文献 11)を参考に、鋼とコンクリートの摩擦係数の値を 0.5 と仮定し、かつ、非超過確率 95%の特性値¹⁴⁾を考慮し評価した鉛直スタッドの耐力算定式を式 (8)に提案する。

$$P_V = 1.13 f_{ust} (\pi d^2 / 4) \quad (8)$$

ここに、

f_{ust} : スタッドの引張強度(N/mm²)

d : スタッドの軸径(mm)

また、水平スタッドの耐力算定式は、表-2 より、水平スタッドの配置位置がフランジより最も離れている Type-H225 の最大せん断力が、鉛直スタッドの耐力の 70%であったことを考慮し、式(8)の係数を低減した式(9)を提案する。ただし、式(9)の適用範囲は、下コンクリートの床版厚が 300mm までのときとする。

$$P_H = 0.79 f_{ust} (\pi d^2 / 4) \quad (9)$$

さらに、実験結果より、Type-VH75 を除いて、鉛直と水平スタッドそれぞれの最大耐力を累加した値が、併用配置したスタッドの最大荷重とほぼ一致することから、併用配置における最大耐力算定式を式(10)に示す。

$$P_{VH} = P_V + P_H \quad (10)$$

ここに、

P_V : 鉛直スタッドのせん断耐力(N)

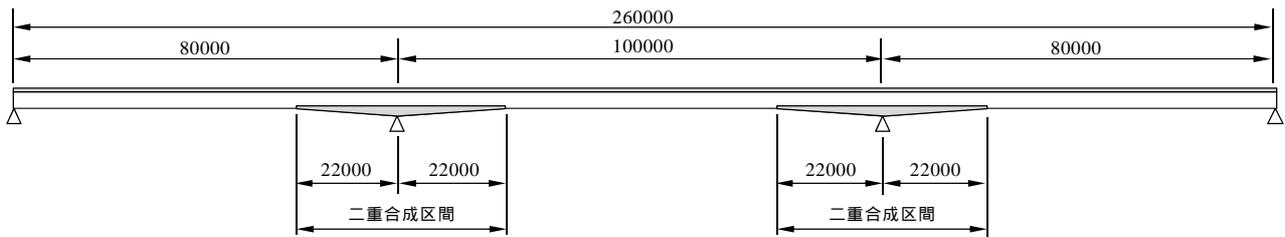
P_H : 水平スタッドのせん断耐力(N)

ただし、式(10)を適用する際、以下の条件を満たすものとする。

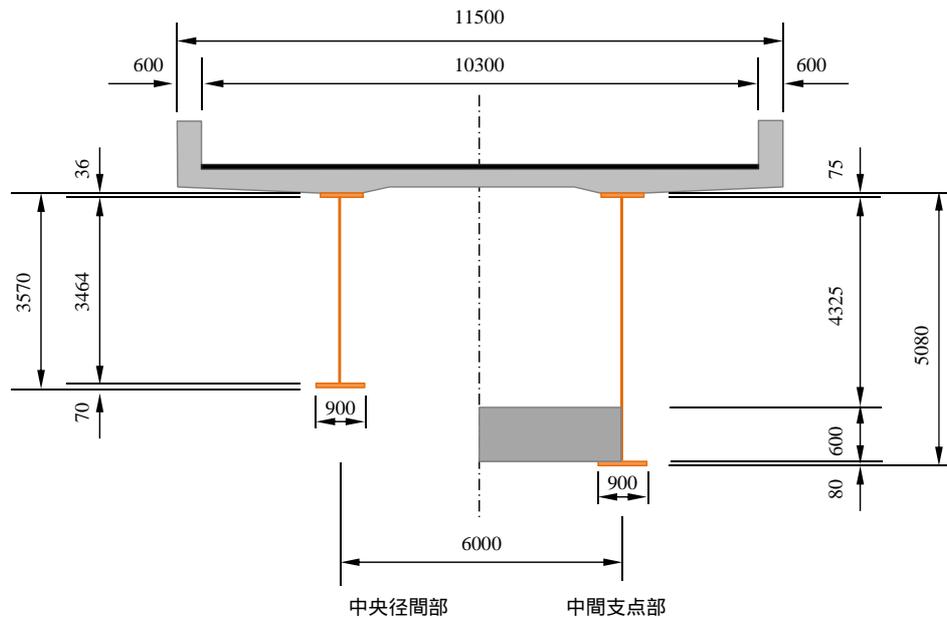
- 1) 破壊形状がスタッドの破断
- 2) 水平スタッドの配置位置 $\eta \geq 150$ mm
(η : 下フランジと水平スタッド間距離)

提案式を用いて、再度、実験値と計算値の比較を行った結果を表-7 に示す。

表-7 より、すべての計算値は実験値より下であり、かつ、両者は接近した値であることがわかる。



a) 側面 (単位: mm)



b) 断面 (単位: mm)

図-10 構造一般図(最大支間 100m の場合)

4. 下コンクリート床版でのスタッドの設計例

最大支間 60m, 80m および 100m の 3 径間連続二重合成 2 主 桁橋(スパン比 1:1.25:1)を対象に, 限界状態設計法に基づく下コンクリート床版におけるスタッドの設計を行った。一例として, 最大支間 100m の側面および断面を図-10 に示す。下コンクリート床版の打ち込み範囲は, 後死荷重作用時に負曲げモーメントの発生する区間とした。また, 下コンクリート床版厚は, 中間支点上で最大支間 60m の場合は 450 mm, 最大支間 80m および 100m の場合は最大 600 mm とした。一方, 下コンクリート床版端部では, すべての最大支間長において厚さは 300mm である。限界状態設計法における部分安全係数, ずれ限界耐力の算出法などは, 複合構造物の性能照査例¹⁵⁾に準拠した。

以下に, 下コンクリート床版のずれ止めに関する設計方針を示す。

1) 本形式橋梁の施工手順は, 下コンクリート床版

打ち込み後, 上コンクリート床版の打ち込みを行う。本対象橋梁の場合, 上コンクリート床版の自重により, 下コンクリート床版に発生する水平せん断力は, 最大で活荷重の 1.5 倍となった。したがって, 下コンクリート床版に作用する水平せん断力は, 後死荷重, 活荷重のみならず, 上コンクリート床版の自重も考慮する必要がある。

- 2) DIN 技術報告 104¹³⁾に基づき, 下コンクリート床版上縁から水平スタッドまでのかぶりをスタッド軸径の 6 倍以上を確保することにする。
- 3) 下コンクリート床版の乾燥収縮および鋼桁との温度差に伴う水平せん断力は, 下コンクリート床版の自由端に集中し, 三角形に分布するものとする。

下コンクリート床版のずれ止めに関する設計を行った結果, 図-11 に示すようなスタッド配置で, 表-8 ならびに表-9 に示す鉛直と水平スタッド間距離およびスタッド本数とすることで使用ならびに終

表-8 スタッドの配置間隔(橋軸方向)

最大支間	下コンクリート床版厚(mm)	鉛直と水平スタッドの配置間隔(mm)			
		提案式		DIN技術報告書104	
		下コンクリート床版 端部付近	中間支点領域	下コンクリート床版 端部付近	中間支点領域
60m	300~450	120	150	110	150
80m	300~600	110	130	120	130
100m		130	150	120	150

表-9 スタッドの配置本数

最大支間	スタッドの配置本数(本)							
	提案式				DIN技術報告書104			
	下コンクリート床版 端部付近		中間支点領域		下コンクリート床版 端部付近		中間支点領域	
	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平
60m	3	1	3	2	3	1	3	2
80m	3	1			4	1		
100m	4	1						

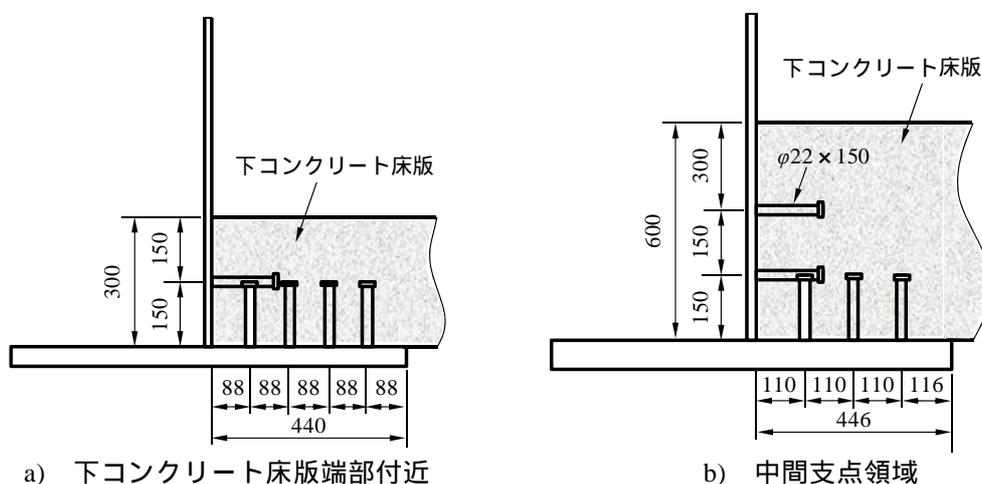


図-11 スタッド配置(最大支間 100m の場合)

局限界状態での照査値を満足した。また、提案式とDIN 技術報告書 104¹³⁾に基づいて、スタッド間隔を算出した結果、提案式を用いて設計を行うことで、スタッドの使用本数が少なくなり、より合理的な設計が可能となると考えられる。

5. まとめ

本研究では、二重合成 2 主 桁橋での下コンクリート床版に配置した鉛直スタッドと水平スタッドの設計法に関する種々の検討を行った。

まず、鉛直スタッドと水平スタッドのせん断耐力およびずれ定数などを把握するために行った静的押抜き試験より、以下の知見が得られた。

- (1) JSSC(案)に基づいた Type-O とフランジにスタッドを単独配置した Type-V とを比較した結果、最大せん断耐力において、Type-V が Type-O の

約 1.45 倍となることがわかった。この要因として、コンクリート面と鋼ウェブ面の摩擦の影響が考えられる。

- (2) ウェブのみに配置したスタッドの最大せん断耐力は、フランジに配置したスタッドの最大せん断耐力より小さくなった。これは、スタッドの配置位置の違いが原因と考えられる。
- (3) スタッドをウェブに配置した Type-H75、H150 ならびに H225 の最大せん断耐力の比較を行った結果、Type-H75 と Type-H150 に明確な差はなくほぼ同等の数値を示したが、Type-H225 については、他の Type-H シリーズより、小さな数値を示した。さらに、水平スタッドを配置した位置が、フランジから離れるにしたがい、最大せん断耐力ならびにずれ定数の値が低下する傾向が見られた。これより、水平スタッドを単独で配置する場合は、フランジ近傍に配置する方が効果的であると考えられる。

- (4) 鉛直スタッドが水平スタッドに影響を及ぼす範囲外に鉛直および水平スタッドを併用配置した場合の最大耐力は、スタッドを単独配置した場合の結果を累加することで評価できることがわかった。

つぎに、既存のスタッドの耐力式を用いて算出した値と試験結果を比較した結果、大きな差異が見られた。そこで、新たな要素として、鋼ウェブとコンクリートの摩擦の影響を考慮した鉛直および水平スタッドの耐力式の提案を行い、その妥当性を検証した。

最後に、提案式を用いて最大支間 60m, 80m および 100m の 3 径間連続二重合成 2 主 桁橋を対象に限界状態設計法に基づく下コンクリート床版におけるずれ止めの安全性および使用性の照査を行い、実橋への適用の妥当性を確認した。

本論文における下コンクリート床版のスタッドの設計は、現場打ちのコンクリート床版を想定したものであるが、スペインの Arroyo Las Piedras 橋¹⁶⁾では、プレキャスト埋設型枠を設置した後、現場打ちコンクリートを打ち込む工法が採用されている。プレキャスト埋設型枠を用いることで、現場での作業ならびに施工期間を短縮できることから、今後、プレキャスト埋設型枠を用いた下コンクリート床版の合理的な設計法も構築する必要がある。

参考文献

- 1) 例えば、栗田章光，大山 理，マークス ルートナー：二重合成連続箱桁橋の現状と課題，第 4 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.45~58，2001 年 8 月。
- 2) 中野貴史，平野修司，大久保宣人，大山 理，栗田章光：二重合成 桁橋の負曲げ耐荷力に関する実験的研究，土木学会 第 59 回年次学術講演会概要集，pp.1445~1446，2004 年 9 月。
- 3) 中野貴史，奥村 学，大久保宣人，大山 理，栗田章光：鋼・コンクリート二重合成 桁橋の試設計および耐風安定性に関する検討，第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論集，pp.16-1~6，2005 年 11 月。
- 4) 中野貴史，大久保宣人，大山 理，夏秋義広，栗田章光：鋼・コンクリート二重合成 桁橋の力学特性に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.52A，pp.1065~1072，2006 年 3 月。
- 5) Ulrich Breuninger, Ulrike Kuhlmann: Tragverhalten und Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel unter Langsschubbeanspruchung, Stahlbau 70, pp.835~845, 2001.
- 6) 長井正嗣，奥井義昭，宮下 剛，岩崎英治，碓山晴久，石川健一，平山繁幸：二重合成桁橋における水平スタッドのせん断耐力に関する実験的研究，第 7 回複合構造の活用に関するシンポジウム，pp.20-1~8，2007 年 11 月。
- 7) Chang-Su Shim: Research on the Double Composite Twin-girder Railway Bridges, Proceedings of Korea-China-Japan Symposium on Structural Steel Construction, pp.49~57, 2005.
- 8) 大山 理，大久保宣人，夏秋義広，栗田章光：ラーメン形式の鋼・コンクリート二重合成 桁橋の提案，第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.29~32，2003 年 11 月。
- 9) 日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法・同解説(案)とスタッドに関する研究の現状，1996 年 11 月。
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書(共通編・ 鋼橋編)・同解説，2002 年 3 月。
- 11) K. Roik, G. Hanswille : Beitrag zur der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Stahlbau, pp.301~308, 1983.10.
- 12) 土木学会：複合構造物の性能照査指針(案)，2002 年 10 月。
- 13) Gerhard Hanswille, Natalie Stranghöner : DIN-Fachbericht 104 Verbundrücken, 2001.
- 14) 中井 博，北田俊行：鋼橋設計の基礎，共立出版(株)，1992 年。
- 15) 土木学会：複合構造物の性能照査例-複合構造物の性能指針(案)に基づく-，2006 年 1 月。
- 16) Francisco Millanes Mato, Javier Pascual Santos, Miguel Ortega Cornejo : " Arroyo Las Piedras " Viaduct : The first Composite Steel-Concrete High Speed Railway Bridge in Spain, Structural Engineering International, pp.292~297, 2007.4.

(2008 年 9 月 18 日受付)