

構造の合理化・多様化に対応した鋼橋の部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 26～平 29

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤， 金田崇男

【要旨】

現在、道路橋の技術基準に関しては、要求性能の検証方法として部分係数設計法の導入検討が進められている。本研究では、鋼道路橋上部構造を対象に、部材等の実験データを基に抵抗側の部分係数の設定方法の検討を行うとともに、構造合理化・多様化への対応の観点から、鋼コンクリート接合部や厚板・多列を前提とした高力ボルト摩擦接合継手の設計法について検討を行うものである。

平成 26 年度は、厚板・多列を前提とした高力ボルト摩擦接合継手の設計法について、接触面を無塗装とした場合の継手性能について実験的検討を行い、設計に用いるすべり係数の低減係数を提案した。また、抵抗側の部分係数の設定方法の検討について、現行設計法との整合性の確保を基本方針として、鋼部材としての限界状態及び抵抗側の部分係数の設定方法の提案を行い、安全余裕の分析を行った。さらに、鋼コンクリート接合部の設計法について、現行設計法の課題整理を行い、スタッドを対象として水平せん断力に対する強度照査法の合理化及び部分係数化のため、実験的検討を行った。

キーワード：構造の合理化・多様化，部分係数設計法，高力ボルト摩擦接合，すべり耐力，鋼コンクリート接合部，スタッド

1. はじめに

土木・建築分野の各種構造物の設計に係わる技術基準については、文献 1) の考え方に沿って、検討・改定を進めていくこととされており、この中で要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とする限界状態設計法の導入が求められている。現在、道路橋に関する技術基準である道路橋示方書²⁾（以下、道示）については、技術基準の国際的整合への対応を図るとともに、品質を確保しつつより合理的かつ効率的な道路橋整備を可能とするため、要求性能の明確化及び充実化並びにみなし規定の充実化に向けた次期改定のための調査検討が行われており、要求性能の検証方法として限界状態設計法の 1 つである部分係数設計法の導入検討が進められている。

過年度に実施したプロジェクト研究（平成 17-20 年度）では、鋼道路橋設計への部分係数設計法の導入に向けた検討を行い³⁾、鋼桁橋を対象に部分係数の設定の考え方及び部分係数書式に基づく基準試案を提示している。また、重点研究（平成 21-25 年度）では、高力ボルト摩擦接合継手について、接触面に無機ジンクリッチペイントを塗布した場合の各種構造諸元がすべり耐力に及ぼす影響の検討、部分係数設計法の導入に向けては、現行設計

法との整合性の確保を含め照査書式や部分係数の設定方法に関する検討、さらに、溶接箱断面部材及び局部座屈を考慮する 3 部材を対象として、設計に用いる基準耐荷力曲線について検討を行った。

一方で、荷重係数の検討を踏まえた上で、鋼桁以外の形式も含めた抵抗係数の設定に向けた検討を行うとともに、個別部材の強度照査規定に関しては、コスト縮減に向けた構造の合理化・多様化を踏まえ、引き続き、規定の充実を図っていく必要がある。

本研究は、鋼橋上部構造を対象に、抵抗側の部分係数の設定方法の検討を行うとともに、構造合理化・多様化への対応の観点から、厚板・多列を前提とした高力ボルト摩擦接合継手の設計法や鋼コンクリート接合部設計における要求性能及び強度照査法について検討を行うものである。

平成 26 年度は、高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力試験を行い、塗膜厚等の接合面の塗装条件がすべり係数に与える影響について検討を行った。また、鋼部材としての限界状態及び抵抗側の部分係数の設定方法並びにその具体的な数値について検討した。さらに、鋼コンクリート接合部のうち、頭付きスタッドを用いた場合の設計法について検討を行った。

2. 高力ボルト摩擦接合継手の合理化に関する検討 2.1 研究の背景と課題

近年、部材の簡素化、構造の合理化を図った鋼橋の普及により、板厚 50mm を超える厚板鋼板を使用する事例が増えてきている。鋼板の接合方法には、主に溶接継手と高力ボルト摩擦接合継手の 2 種類が用いられているが、溶接接合は厚板になるほど多層溶接となり品質管理や現場工期が課題となるため、施工性・経済性の面から、高力ボルト摩擦接合が採用される場合が多い。高力ボルト摩擦接合の設計にあたって、平成 24 年の道示改定では、無機ジンクリッチペイント（以下、無機ジンク）を塗装した場合の、8 列以上の場合のボルト継手とする場合のボルト許容力に乘じる低減係数が道示Ⅱ鋼橋編解説で示された。本研究では、接触面を無塗装とした場合に対しても同様に多列化の場合のすべり係数の検討を行うものである。

2.2 研究内容

平成 26 年度は、厚板鋼板を用いた多列の高力ボルト摩擦接合継手を対象として、接触面を無塗装とした場合の継手性能について、実験的検討を行った。主な検討内容を以下に示す。

- (1) 厚板多列継手試験体を用いたすべり耐力試験による各種構造諸元の影響の検討
- (2) 既往のすべり耐力試験結果も含めた多列化によるすべり係数への影響分析

すべり耐力試験では、厚板鋼板を用いた高力ボルト摩擦接合継手試験体 18 体を製作してすべり耐力試験を行い、母板・連結板の厚さ、ボルト列数などの構造諸元が継手性能に及ぼす影響について検討を行った。

2.3 試験体及び試験方法

本試験で用いた試験体の基本諸元を表-2.1 に、その寸法形状を図-2.1 に示す。母板厚は 50, 75mm の 2 種類と、ボルト列数は 3, 8, 12 列の 3 種類として、それらを組み合わせた 6 種類を試験対象とした。ボルト列数は、施工性や継手の適用実績を踏まえ、概ね上限に近いと考えられる 12 列を最大とした。試験体の母板と連結板には溶接構造用圧延鋼材 SM490Y、高力ボルトには F10T-M22 を用いた。

また、ボルト中心間隔は、ボルトが多列配置となる場合、設計・施工の面から連結板をできるだけ小さく設計することが一般的と考えられるため、M22 の高力ボルト

の最小中心間隔 75mm とした。なお、本試験で用いた試験体は筆者らが文献 4), 5) で使用した試験体と同一の試験体であり、接触面処理のみをブラスト処理に変更し、ISO Sa 2.5 を目標としてブラスト処理（スチールグリット：JIS G 5903 の粒度 G50）を行ったものである。

ボルトの締付けは、道示Ⅱに従って、内側から外側に向かって順次行った。締付け作業は 2 度に分けて行い、1 次締めでは設計ボルト軸力の 60% 程度を導入し、2 次締めでは設計ボルト軸力の 100% を導入した。締付け軸力は 10% 増しせず設計軸力通りとした。ただし、計測側ですべるように、片側（非計測側）は設計ボルト軸力の 120% 以上で締付けを行い、非すべり側とした。

試験体組立て後に、ボルト軸力計測及びすべり耐力試験を実施した。ボルト軸力計測では、ボルト軸力の経時変化をひずみゲージにより計測した。すべり耐力試験では、すべり挙動を把握するために、母板間及び母板-連結板間の相対変位をクリップゲージにより計測するとともに、試験中のボルト軸力の変化を計測した。

表-2.1 試験体の基本諸元

試験体名称	ボルト列数	母板厚 (mm)	連結板厚 (mm)	母板幅 (mm)	母板すべり耐力 (kN)	すべり/降伏耐力比 β
1-A,B,C	3	50	26	120	576	0.32
2-A,B,C	8			190	1504	0.49
3-A,B,C	12			270	2123	0.46
4-A,B,C	3	75	38	120	584	0.22
5-A,B,C	8			130	1527	0.51
6-A,B,C	12			190	2104	0.45

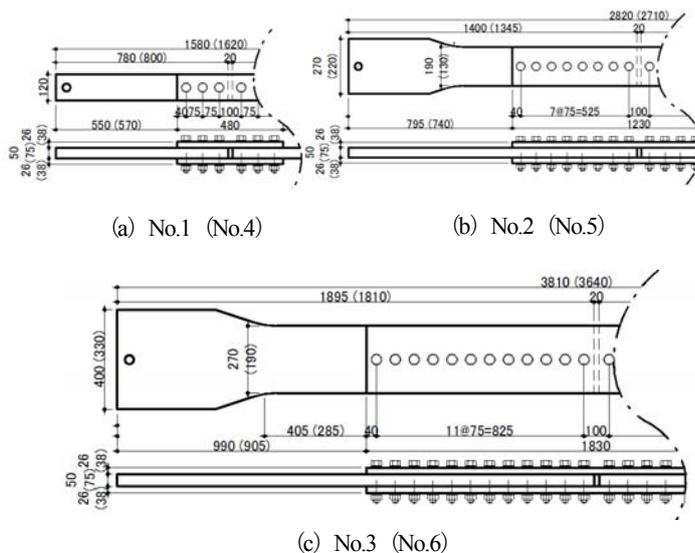


図-2.1 試験体の寸法形状（単位：mm）

図-2.2 に計測箇所を示す。ボルトの軸力計測は、各試験体3体のうち1体のみ詳細に計測（詳細計測）し、それ以外は計測点数を若干減らして計測（基本計測）した。ひずみゲージの貼付位置は、図-2.3 に示すとおり、締付け厚の中央に相当する位置とし、すべり後もボルト軸力を計測できるようにボルト1本につき2箇所とした。また、母板間及び母板-連結板間の相対変位の計測は、クリップゲージを用いて行い、詳細計測及び基本計測とも同じ位置とした。

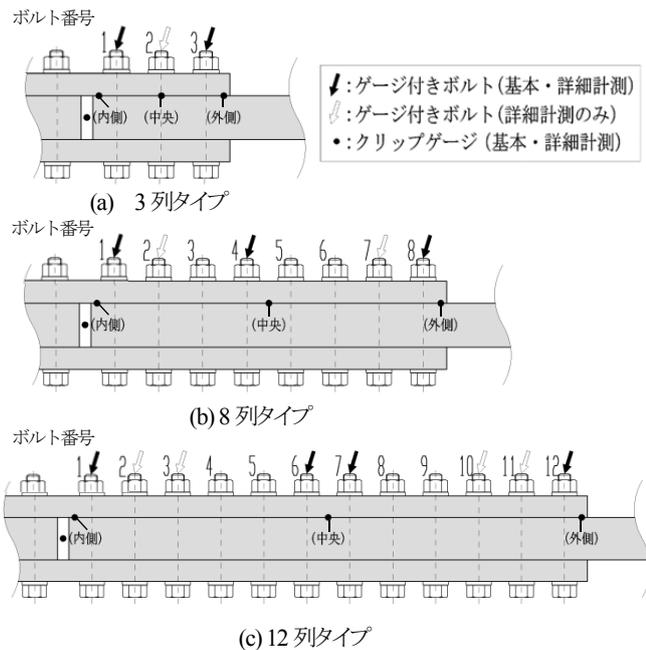


図-2.2 ボルト軸力及び相対変位の計測箇所

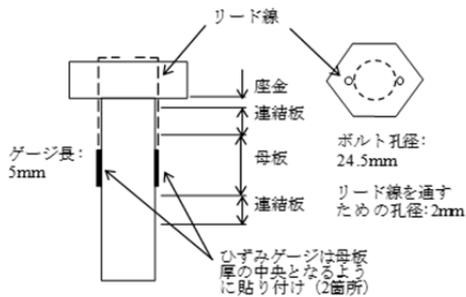


図-2.3 ボルトに対するひずみゲージの貼り付け位置

2.4 試験結果

2.4.1 荷重と母板間の相対変位の関係

図-2.4 に各試験体のうち1体を例に、荷重と母板間の相対変位の関係を示す。いずれの試験体においても、初期は線形関係にあるが、徐々に相対変位が増加し勾配がゆるやかになり、ピーク荷重を迎えた後、荷重の低下と相対変位の急激な増加がみられる。これらの結果から、本試験体はすべり先行型の挙動を呈していると推測される。ここでは、荷重が増加しなくなり変位が急激に増加する状態をすべりが生じた状態とし、この時の荷重値（図中の曲線上の○印）をすべり耐力と定義した。

2.4.2 すべり耐力及びすべり係数

表-2.2 に試験から得られた各試験体のすべり耐力及びすべり係数を示す。表中のすべり係数 μ_0 , μ_2 は式 (2.1), (2.2) により算出した。すべり係数の設計値に対する評価は、設計ボルト軸力により算出する μ_0 を用いて行い、板厚及びボルト列数等の影響の分析については、締付け完了時の軸力によって算出する μ_2 を用いて行う。

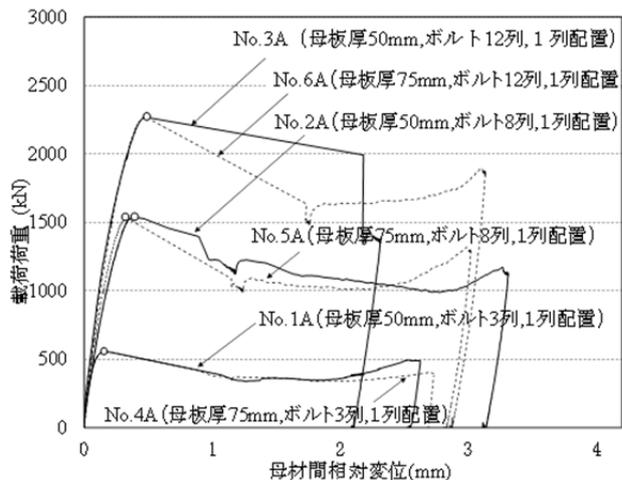


図-2.4 荷重-母板間の相対変位の関係

表-2.2 荷重-母板間の相対変位の関係

試験体 No.	構造諸元				試験結果								
	母板厚 (mm)	連結板厚 (mm)	ボルト列数	締付軸力 (kN)	試験前軸力 (kN)	すべり耐力 (kN)	すべり係数 μ_0		すべり係数 μ_2		変動係数		
							各値	平均	各値	平均			
1-A	50	26	3	207.4	205.9	552	0.45	0.45	0.45	0.02			
1-B				207.5	202.3	560	0.46	0.46	0.45				
1-C				205.9	204.5	539	0.44	0.44					
2-A			8	206.0	195.2	1,537	0.47	0.49	0.48	0.49			
2-B				209.4	203.0	1,526	0.47	0.47					
2-C				207.2	201.7	1,612	0.49	0.50					
3-A			12	209.4	208.1	2,268	0.46	0.45	0.47	0.47			
3-B				207.2	200.9	2,259	0.46	0.47					
3-C				205.6	204.7	2,401	0.49	0.49					
4-A			75	26	3	205.7	203.5	552	0.45	0.45	0.44	0.44	
4-B						207.8	209.6	532	0.43	0.42			0.44
4-C						206.0	208.4	548	0.45	0.44			
5-A	8	206.0			201.2	1,532	0.47	0.48	0.48	0.49			
5-B		205.6			203.3	1,667	0.51	0.51					
5-C		205.5			204.8	1,540	0.47	0.47					
6-A	12	205.7			202.5	2,261	0.46	0.47	0.46	0.47			
6-B		205.4			203.1	2,314	0.47	0.47					

$$\mu_0 = \frac{P}{n \cdot m \cdot N_0} \quad (2.1)$$

$$\mu_2 = \frac{P}{n \cdot m \cdot N_2} \quad (2.2)$$

ここで、

P : すべり耐力 (kN)

n : ボルト本数

m : 接触面数 (=2)

N_0 : 設計軸力 (=205kN)

N_2 : 試験前軸力 (計測値) (kN)

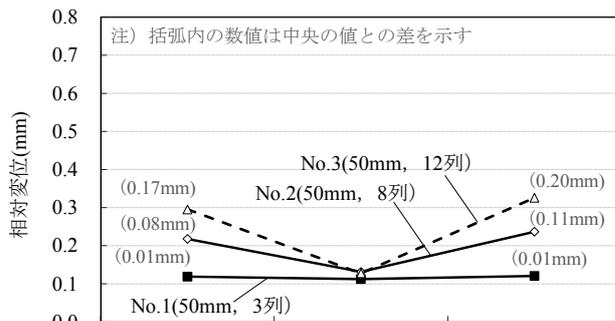
試験体 No.6-C を除く全試験体のすべり係数 μ_0 は、0.4を上回っており、その平均値は0.46、変動係数は各試験体で0.01~0.04であった。なお、試験体 No.6-C については、すべり係数 μ_0 が0.38であり、設計値0.4を若干下回る結果であった。本試験結果については試験体の荷重装置へのセットアップ時の不具合がすべり荷重に影響を与えた可能性があり、他の試験体と同等にすべり耐力の評価は行えないと判断し、以下の分析では除外することとした。

2.4.3 母板-連結板間の相対変位

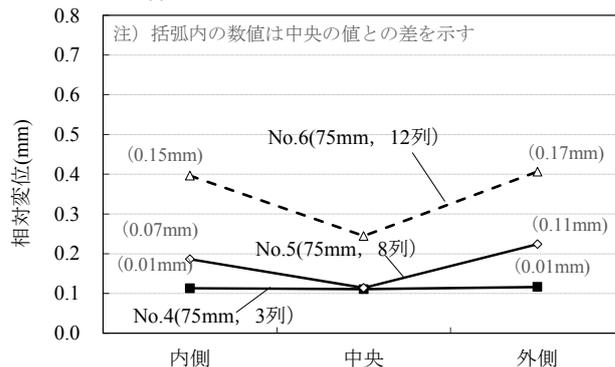
図-2.5 にすべり耐力時 (図-2.4 に示す○印の時点) の母板-連結板間の相対変位について、試験体ごとに各3体の平均値を整理した結果を示す。図中には、クリップゲージで計測した母板-連結板間の内側、中央、外側の相対変位を示す。また、各試験体から1体を例に、図-2.6 に荷重と母材-連結板間の相対変位の関係を示す。

ボルト列数に対して相対変位を比較すると (図-2.5(a),(b)), 3列の試験体では、内側、中央、外側において差はほとんどみられないが、8列、12列と多列になるに伴い、中央と端部 (内側、外側) の差が大きくなっていく。また、荷重と母材-連結板間の相対変位の関係において (図-2.6(a),(b)), 内側と外側では、中央に比べ初期の段階から相対変位が増加している。ボルトが多列配置となるにつれて、端部では荷重初期段階から局所的にすべりが発生し、すべり発生荷重に至るまでには母材-連結板間の相対変位について継手の中央と端部 (内側、外側) を比べると差が著しくなり、継手内で不均一なすべりが生じていると考えられる。

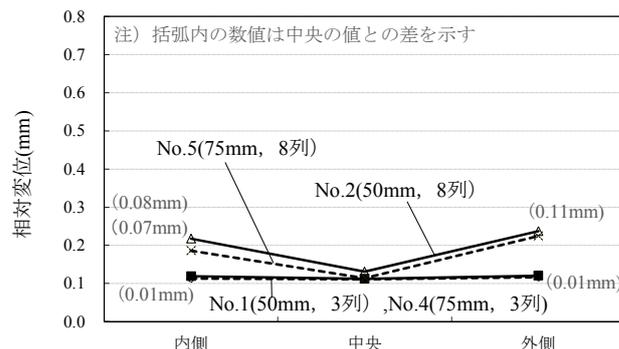
母板厚に対して相対変位を比較すると (図-2.5(c), 図-2.6(c)), 母板厚 75mm と 50mm の場合では、すべり耐力に至るまでの中央と端部の挙動や、すべり耐力時の差は同程度であり、板厚による挙動の特筆すべき違いはみられない。



(a) ボルト列数による比較 (母板厚 50mm)

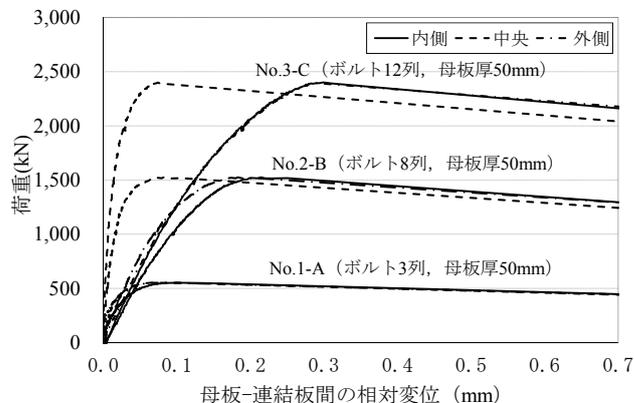


(b) ボルト列数による比較 (母板厚 75mm)



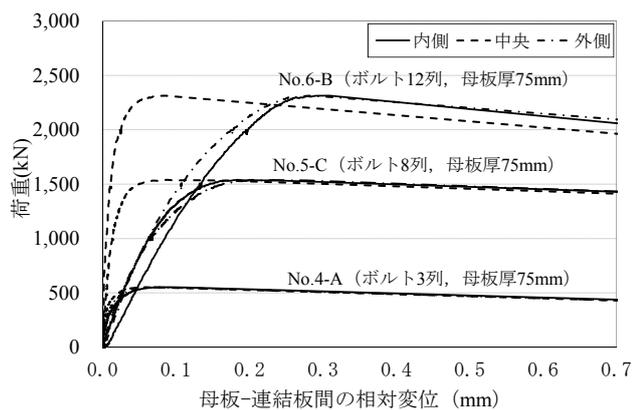
(c) 母板厚による比較 (ボルト 3 列, 8 列)

図-2.5 すべり耐力時の中央と端部の母板-連結板間の相対変位

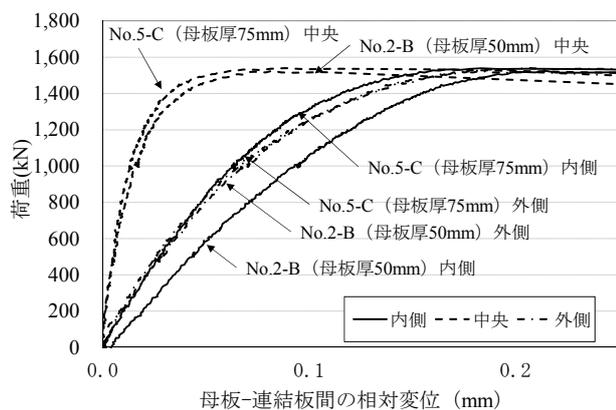


(a) ボルト列数による比較 (母板厚 50mm)

図-2.6 荷重と母板-連結板間の相対変位の関係



(b) ボルト列数による比較 (母板厚 75mm)



(c) 板厚による比較 (ボルト列数 8 列)

図-2.6 荷重と母板-連結板間の相対変位の関係 (続き)

2.4.4 試験時のボルト軸力の変化

ボルト軸力残存率と荷重の関係について、試験体 No.6-B を例として図-2.7 に示す。ボルト軸力に関しては内側 (ボルト No.1) では荷重に対する低下の比率 (低下率) が大きく、試験開始時からすべり発生まで概ね一定の割合で低下している。一方、中央 (ボルト No.6, 7) ではボルト軸力の低下率は小さく、かつすべり直前に急激に低下する挙動がみられる。以上の傾向は 8 列や 12 列の全ての試験体で確認されており、多列の場合の内側のボルト軸力減少が顕著にみられた。

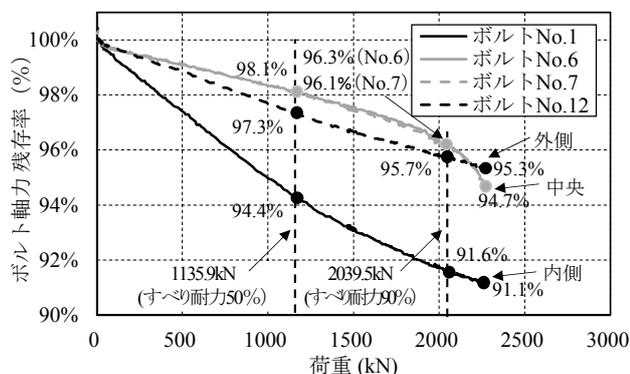


図-2.7 ボルト軸力残存率と荷重の関係 (試験体 No.6-B)

2.4.5 ボルト列数の影響

図-2.8 にボルト列数とすべり耐力比の関係を示す。ここで、すべり耐力比とは、各試験体のすべり係数 μ_2 の 8 列試験体のすべり係数 μ_2 (平均値) に対する比を表す。ボルト列数が 8 列から 12 列に増加すると、8 列の場合と比較してすべり耐力は母板厚 50mm, 75mm とともに約 3% 低下している。また、図中には、道示 II 解説中のボルト列数 12 列に対する低減係数 (無機ジンクリッチペイント仕様) の 0.92 より求めたすべり耐力比を示し、本試験のすべり係数の低下程度は、この値よりもさらに小さい傾向にある。

なお、ボルト列数 3 列の試験体では、8 列に比べてすべり係数が小さくなっている。これは、ボルト列数が少ないと、母板間の板厚差や母板及び連結板端部の凹凸等の初期不整の影響を受けやすく、母板と連結板間の密着性が確保しにくくなり、すべり係数が相対的に小さくなるためと考えられる。

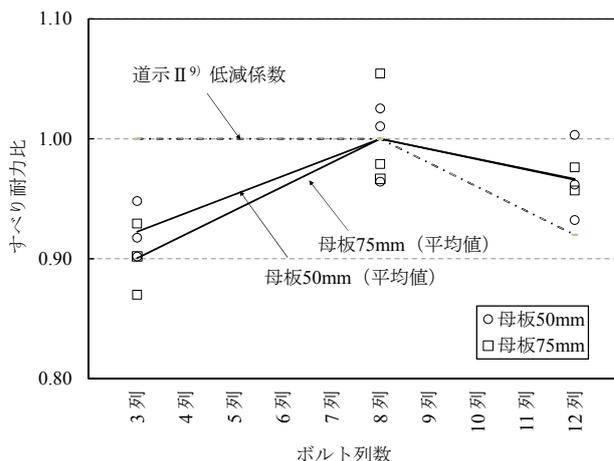


図-2.8 ボルト列数とすべり耐力比の関係

2.5 既往の試験結果との比較

著者らは、本試験を実施する前に、本試験体を使用し、接触面に無機ジンクリッチペイント (以下、無機ジンク) を塗布した場合に対して、同様のすべり耐力試験^{4), 5)}を実施している。図-2.9 にすべり耐力時の母板-連結板間の相対変位について、本試験結果 (無塗装の場合) と無機ジンクを塗布した場合の試験結果を比較して示す。接触面の処理によらず、中央に対する端部 (外側, 内側) の相対変位の差は、ボルト列数の増加に伴い、大きくなる傾向が同様にみられる。

図-2.10 にボルト列数 8 列に対する各列数のすべり耐力比について、本試験結果と接触面に無機ジンクを塗布した場合の試験結果を比較して示す。参考に、図中には無機ジンク仕様の場合の低減係数に相当するすべり耐力比

を示す。いずれの場合も、12列では低減係数の範囲内のすべり耐力の低下がみられる。

図-2.11 に試験後の母板及び連結板の接触面の状況（ボルト列数3列で、母板厚50mmの試験体の例）を示す。なお、本試験結果（無塗装の場合）の写真については、すべり面を明確にするため画像の強調処理を行っている。板幅方向のすべり発生面の状況に着目すると、接触面の処理によらず同程度の幅のすべり痕が生じていることが確認できる。

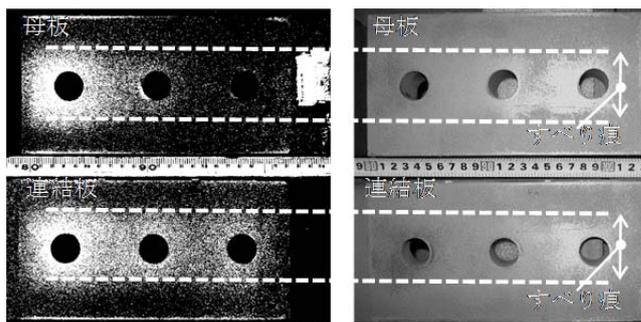
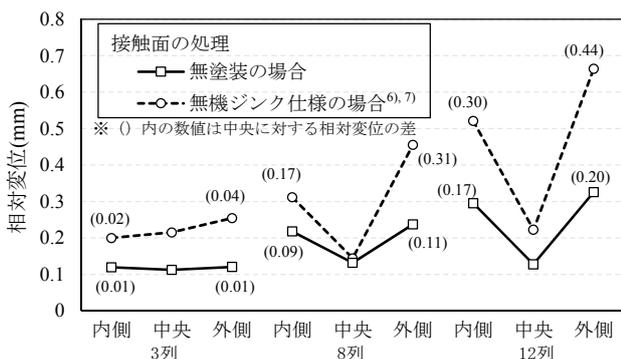
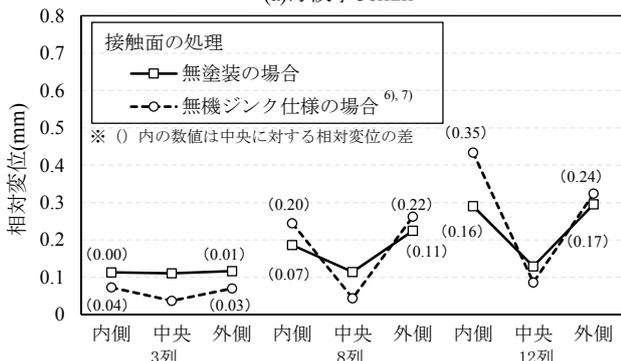


図-2.11 すべり発生時におけるすべり面の状況
(左) 本試験結果(無塗装) (右) 無機ジंकを塗布した場合^{4),5)}



(a)母板厚 50mm



(b)母板厚 75mm

図-2.9 すべり耐力時の母板-連結板間の相対変位の比較

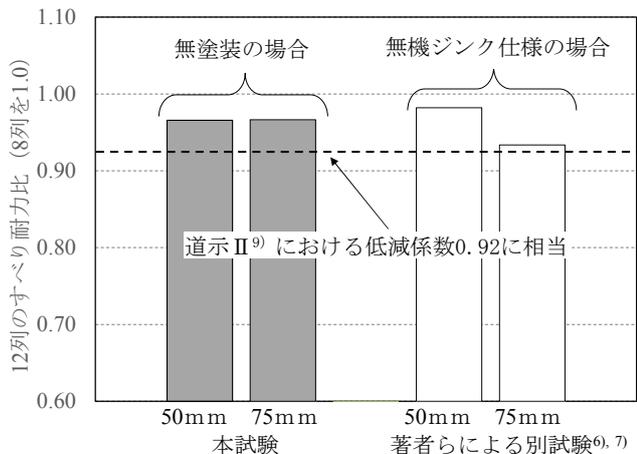


図-2.10 8列に対する12列のすべり耐力比の無機ジंक仕様の試験結果との比較

3. 部分係数設計法に関する検討

3.1 研究内容

これまで現行道示で設計された鋼道路橋の信頼性レベルや鋼部材の抵抗側部分係数（以下、抵抗係数）に関して、過去には文献6)~8)等、最近では文献9)等多くの調査研究が行われてきている。ただし、これらの信頼性を考慮した設計法の実務への適用に関しては、長年の実績がある現行の許容応力度設計法との整合性の確保を含め、照査書式や部分係数の設定方法等、検討すべき課題も多く、現行設計基準が有する信頼性を評価し、抵抗係数を具体的に提示するという、実用化に重点をおいた系統立てた検討が必ずしも行われてきているわけではない。

土木研究所では過年度までに鋼道路橋の大半を占める鋼桁橋を対象として、現行設計法の信頼性評価や、抵抗係数の設定に関する検討を行ってきた^{3),10),11)}。本研究では、これらの検討結果を元に、照査書式について現行設計との整合性の観点から検討を行った。具体的には、部分係数設計法が抵抗特性等の不確実性の影響を考慮して適切な安全余裕を与える設計体系であり要求事項を明確なものとする必要があることから、許容応力度設計法における各種基準耐荷力と安全率設定の考え方を整理した。

また、鋼橋上部構造に要求される性能を満たすことを検証するために必要な限界状態及び工学的な評価指標の設定を行い、それぞれの限界状態に対する抵抗係数の設定方法を検討した。

3.2 部材等の限界状態の整理と設計限界値

鋼橋上部構造を構成する部材等の限界状態に関しては、橋の重要度、橋全体の性能や各種作用に対して考慮する限界状態に応じて、床版、床組、桁などの部材等ごとに具体的に設定することも考えられるが、橋全体系の性能を満たす部材等の組合せは複数想定され、各組合せ全て

を網羅して橋の限界状態を設定し、それを照査するのは困難であると考えられる。したがって、部材等の限界状態を設定した上で、全ての部材等が各限界状態に対して適当な安全余裕を有することで、橋全体系の性能を代表させることとした。なお、部材等の限界状態は、材料・構造によらない普遍的な表現として、供用性、修復性、安全性の観点から、表-3.1 に示すとおり耐荷性能に対して、使用限界状態と終局限界状態の2段階の限界状態を設定した。また、図-3.2 に橋の耐荷性能に関する部材等の限界状態を例示する。

なお、部材等の耐荷力照査においては、部材等の使用限界状態及び終局限界状態を超えないことを必要な確からしさで満足することや、使用限界状態を超えた場合の脆性的な破壊を防止する等の観点から、以下の2つの照査式を設定している。

$$\sum S_i(\gamma_{Si}P_i) \leq \Phi_a \Phi_{R_Y} R_Y(\gamma_{mf}) \quad \text{かつ} \quad \Phi_a \Phi_{R_U} R_U(\gamma_{mf}) \quad \dots(3.1.1)$$

$$\sum S_i(\gamma_{Si}P_i) \leq \Phi_a \Phi_c \Phi_{R_Y} R_Y(\gamma_{mf}) \quad \dots(3.1.2)$$

ここに、 γ_{Si} : 荷重係数、 P_i : 荷重の特性値、 S_i : 応答値、 Φ_a : 構造物係数、 Φ_c : 部材係数、 Φ_{R_Y} : 部材等の使用限

界状態に対する抵抗係数、 Φ_{R_U} : 部材等の終局限界状態に対する抵抗係数、 γ_{mf} : 材料係数、 f : 材料の特性値、 R_Y : 部材等の使用限界状態を代表する抵抗値、 R_U : 部材等の終局限界状態を代表する抵抗値

鋼橋上部構造の設計においては、現行基準の照査の考え方を踏襲しつつ、部材等の使用限界状態に対する照査式(式(3.1.2))を満足させることで、使用限界状態を超えたとしても、終局限界状態に至るまでの挙動に対して必要な安全余裕を確保することにより、部材等の損傷が橋にとって致命的とならないことを照査することを基本としている。

照査においては、式(3.1.1)のとおり、部材としての力学的特性や挙動が弾性範囲を超えないだけでなく、弾性挙動が脆性的に失われるような破壊形態を避けるように、部材等の強度特性を考慮した上で破壊性状が制御されていることが前提としている。ただし、鋼部材のように、構造細目等により使用限界状態を超えたあとの挙動が制御される場合には、みなし規定による1段階照査、すなわち式(3.1.2)による照査が可能となると考えられる。

表-3.1 耐荷性能に関する鋼橋の部材等の限界状態

部材等の使用限界状態	部材等として必要される強度等について特段の注意なく使用が可能な限界の状態であり、設計では、次のうち、いずれかが満足されなくなる限界の状態 1) 部材等の応答が可逆性を有する。 2) 部材の使用上有害な変位、変形又は振動が生じないとみなせる。 3) 部材の使用限界状態に対する設計で前提した状態を満たすとみなせる。
部材等の終局限界状態	部材等としての抵抗が期待できる限界の状態であり、設計では、次のうち、いずれかが満足されなくなる限界の状態 1) 変位やひずみの増加に対して発揮される強度の低下が生じないとみなせる。 2) 部材の変形により構造安定性に影響を及ぼさないとみなせる。 3) 部材の終局限界状態に対する設計で前提とした状態を満たすとみなせる。

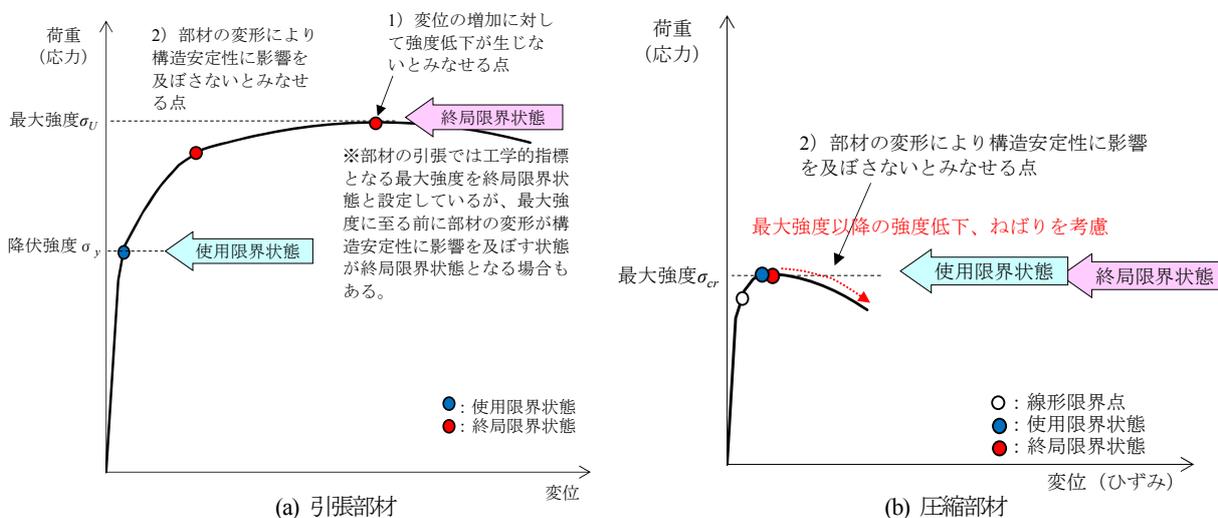


図-3.2 部材等の限界状態と限界値の設定例(鋼部材)

3.3 抵抗係数の設定方法に関する検討

3.3.1 抵抗係数に含まれる安全余裕の内訳

抵抗係数 Φ_R は、鋼材料や鋼部材の強度特性等に関する実験データの統計量を基に、信頼性設計の考え方も踏まえつつ提案した。具体的には、荷重係数と抵抗係数の組合せにより得られる安全余裕が、現行設計と大きく乖離しないように、現行基準の信頼性指標 β を評価し、抵抗係数を調整、提案した。抵抗係数は式 (3.2) で与えられる。

$$\Phi_C \cdot \Phi_{RY} \cdot R_Y(\gamma_{mf}) = \Phi_R \cdot R_Y \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 Φ_R : 抵抗係数、 R_Y : 部材等の使用限界状態に対する抵抗強度の特性値 (強度の下限値を基本に設定、以下、強度特性値)

抵抗係数については、式 (3.3) 及び表-3.2 のとおり、その内訳の分類・整理を行い、係数設定の考え方を提案した。

$$\Phi_R = \Phi_C \cdot \Phi_M \cdot \Phi_Y \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、 Φ_C : 部材等の破壊形態やねばりに応じた部分係数、 Φ_M : 材料強度、部材耐力に応じた部分係数、 Φ_Y : Φ_C 、 Φ_M 及び荷重側の安全余裕とは別に使用限界状態に対して確保しておくべき安全余裕を考慮するための部分係数

3.3.2 抵抗強度に対する部分係数 : Φ_M

強度特性値を実験データの統計量の下限值相当(平均

値-2×標準偏差)とした上で、暫定的に抵抗強度に対する部分係数 $\Phi_M=0.90$ とした。表-3.3 に抵抗強度に対する信頼性指標 $\beta=3.0$ を確保する場合の試算結果を示す。

3.3.3 部材等の破壊形態やねばりに応じた部分係数 (部材係数) : Φ_C

部材係数 Φ_C については、表-3.4 のとおり、使用限界状態以降の強度・変形特性を考慮して安全余裕を提案した。

引張部材に関しては、降伏強度と引張強度の比である降伏比を踏まえ、高張力鋼に対して、道示における SM570 材の許容応力度の安全率を基本に、部分係数を提案した (図-3.4)。

圧縮部材に関しては、基準耐荷力曲線の中で考慮されていた安全余裕を踏まえて設定。(圧縮部材のうち局部座屈強度については、座屈パラメータに応じた最大強度以降の破壊形態を考慮して 1.0~0.65 の範囲で設定) (図-3.4, 5)

3.3.4 抵抗側の部分係数の内訳

表-3.5 に抵抗係数の内訳を示す。現行基準における安全余裕は、過去の様々な経緯から設定されており、大きな過不足があるとは考えにくい。当面現行基準と同程度となるように設定することを基本として提案した。

表-3.2 鋼部材における安全余裕の内訳

係数	安全余裕	設定方法
Φ_C	弾性挙動から逸脱後のねばり強さに応じた安全余裕	部材等の使用限界状態以降の強度特性を考慮して設定
Φ_M	材料強度、部材耐力のばらつきに応じた安全余裕	材料、モデル、及び幾何学的な不確実性 (材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、部材耐力の算定上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響等) を考慮して設定
Φ_Y	Φ_C 、 Φ_M とは別に確保しておくべき安全余裕	橋全体系として確保しておくべき安全余裕や上記部分係数には含まれない不確実要因を考慮して設定

表-3.3 部分係数 Φ_M の設定例 ($\beta=3.0$ を確保する場合)

項目		Φ_M	
引張部材	引張降伏	0.93	
	引張強度	1.00	
圧縮部材	全体座屈	圧縮柱	0.89
		横倒れ座屈	0.93
	局部座屈	自由突出板	1.01
		両縁支持板	0.92
		補剛板	0.97

表-3.4 部材係数 Φ_C の値の設定イメージ

部材の例	使用限界状態
引張部材	(降伏強度に対して) 下記以外の鋼材 : 1.0
	SM570 及び SMA570W : 0.95
圧縮部材	最大強度が降伏強度に達する領域 (座屈パラメータ : 小) 1.0
	上記以外 (座屈パラメータ : 中~大) 1.0~0.65

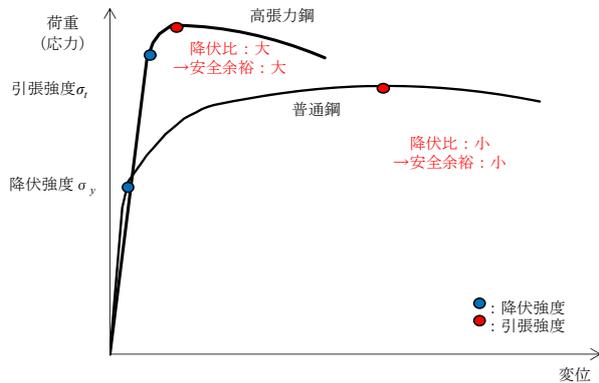


図-3.3 引張部材に対する安全余裕のイメージ

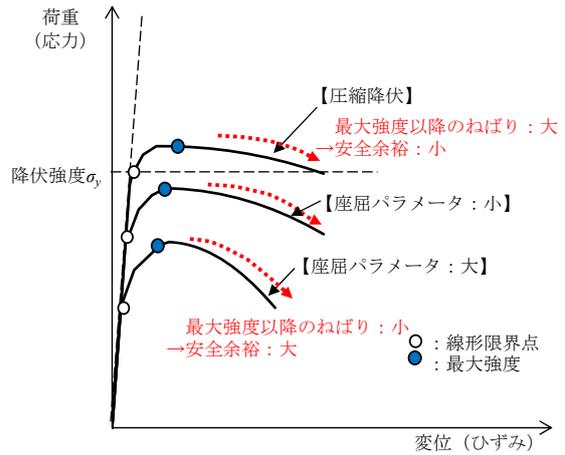


図-3.4 圧縮部材に対する安全余裕のイメージ

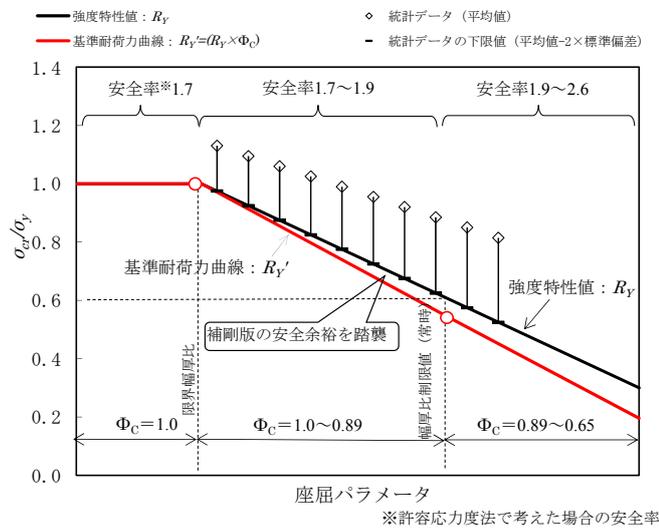


図-3.5 圧縮部材の基準耐荷力曲線における安全余裕のイメージ

表-3.5 抵抗係数 Φ_R の内訳

部材・限界状態・限界値の例			$\Phi_C \times \Phi_M \times \Phi_Y = \Phi_R$			
引張部材	使用	降伏強度（下記以外）	1.0	0.90	0.70	$1.0 \times 0.90 \times 0.70 = 0.63$
	限界状態	降伏強度（高降伏比の材料） （SM570 及び SM570W）	0.95	0.90	0.70	$0.95 \times 0.90 \times 0.70 = 0.60$
圧縮部材	使用	最大強度 （降伏強度に達する領域）	1.0	0.90	0.70	$1.0 \times 0.90 \times 0.70 = 0.63$
	限界状態	最大強度 （弾性・非弾性座屈領域）	1.0~ 0.65	0.90	0.70	$(1.0 \sim 0.65) \times 0.90 \times 0.70 = 0.63 \sim 0.41$

4. 鋼コンクリート接合部の設計法に関する検討

4.1 研究の背景と課題

現行道示で規定されている頭付きスタッド（以下、スタッド）については、平城ら¹²⁾をはじめ、道示式が規定された以降に実施された押抜きせん断試験に関する実験及び解析等に基づく照査式の提案や、規定当時には想定されていなかった諸元の材料の採用や外力作用の下での適用も行われている。また、合成桁や鋼コンクリート合成床版、波形鋼板ウェブの接合部に用いられている孔あき鋼板ジベルについても、照査法は規定されているわけではない。

本研究では、鋼部材及びコンクリート部材の接合部の設計法の充実の観点から、ずれ止めに着目し、要求性能及び強度照査法の充実を図ることを目的として検討を行うものである。

4.2 検討内容

平成 26 年度は、スタッドを対象に、現行道示及び既往研究等を踏まえた課題整理を行った。また、スタッドの強度照査式の見直し及び照査書式の部分係数化のため、既往研究における押抜きせん断試験の試験データを整理・分析した上で、試験データが少ない高強度コンクリートを用いたケースの試験データを得るとともに、限界状態時における挙動を詳細に確認するため、スタッドの押抜きせん断試験を実施した。

4.3 道示の強度照査規定の概要

(1)スタッドの許容せん断力

スタッドの許容せん断力は、道示 II 鋼橋編において式 (4.1)（以下、道示式）で与えられている。道示式で算出する場合には、疲労、降伏及び破壊に対して、安全性が確保できるものとみなすとしている。

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \\ Q_a &= 1.72dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5) \end{aligned} \right\} \dots (4.1)$$

ここで、

Q_a : スタッドの許容せん断力 (N/本)

d : スタッドの軸径 (mm) (19mm 及び 22mm のものを標準)

H : スタッドの全高 (mm) (150mm 程度を標準)

σ_{ck} : 設計基準強度 (N/mm²)

(2)スタッドの強度照査式の概要

道示式は、旧土木研究所で実施された試験結果¹³⁾と Viest の試験結果¹⁴⁾等に基づいて提案されたものである。

道示の解説によると、スタッドによる接合部の破壊形態は、全高 H とスタッドの直径 d との比によって分けられ、 $H/d \geq 5.5$ ではスタッドのせん断で破壊が生じ、 $H/d < 5.5$ ではコンクリート床版の割裂によって破壊が生じるとしている。また、道示式により設計されたスタッドは、一般に降伏荷重に対して 3 以上、破壊荷重に対して 6 以上の安全率を有するものと考えてよいとしている。

図 4.1 に押抜き 2 面せん断試験による荷重—ずれ変位曲線を示す。降伏荷重とは、ずれ止めまたはその周囲のコンクリートの塑性変形に起因して塑性変形が起り始める荷重で、実用上使用に耐えうる限界の荷重と定義している¹⁵⁾。また、最大荷重を破壊荷重としている。

降伏荷重に対する安全率 3 に関しては、「安全率のとり方には多少問題があるが、既出の実験ならびに理論的研究を参照してこの値を採用することにした」としており¹⁵⁾、それ以上の明確な根拠は示されていない。

また、破壊荷重に対する安全率 6 に関しては、道示式が破壊荷重に対して結果的に 6.6~7.5 の安全率が確保されていることによる¹³⁾。

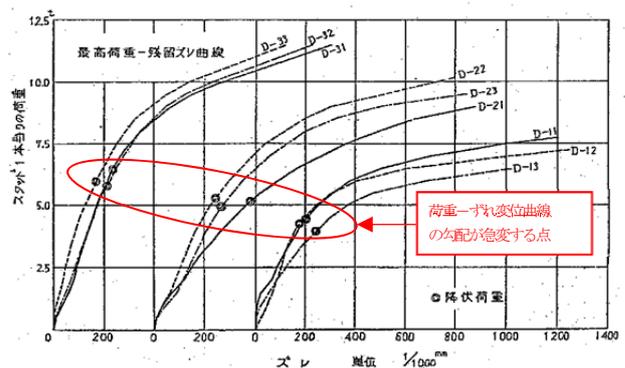


図 4.1 押抜き 2 面せん断試験による荷重—ずれ変位曲線¹³⁾

4.4 スタッドの押抜きせん断試験

既往研究の試験データの分析を踏まえ、特に高強度コンクリートを用いたケースの試験データの取得及び限界状態時における挙動の確認を目的に、文献 16)を参考に押抜きせん断試験を実施した。

4.4.1 試験条件

表 4.1 に試験体の基本諸元を、図 4.2 に試験体の寸法形状を示す。スタッドは、JIS B 1198 の規格を満たす SS400 相当品とし、H 形鋼は SM490A を用いた。スタッドの機械的性質（ミルシートの平均値）及びコンクリートの材料試験結果（平均値）を示す。

試験は、スタッドの全高及びコンクリートブロックのコンクリート設計基準強度をパラメータとして実施した。スタッドの全高は100mm（ケース1, 3）、150mm（ケース2, 4）とした。これは、全高/軸径の影響を検討するためである。また、コンクリートブロックの設計基準強度については、強度の影響を検討するため、RC床版（合成桁）を使用した場合の最小強度27N/mm²（ケース1, 2）とプレキャストPC床版を使用した場合の高強度コンクリート50N/mm²（ケース3, 4）とした。

試験体数は各ケース3体とし、コンクリートブロックの幅と厚さは、局部破壊を防止するため、圧縮耐力をスタッドの引張耐力の総和の6倍以上になるように設定した。

コンクリートブロックの製作時には、コンクリート打設前に、コンクリートと接触するH形鋼のフランジ面にグリースを塗布し、コンクリートとH形鋼の付着を排除した。なお、図4.2の拡大図に示すように、載荷時にフランジがコンクリートに接触することで試験結果に影響を与えないため、フランジとコンクリートブロックの接触面には1mm程度の段差を設けた。また、コンクリートは、合成桁と同じ施工条件とし、H形鋼のフランジ面を上向きにして打設した。

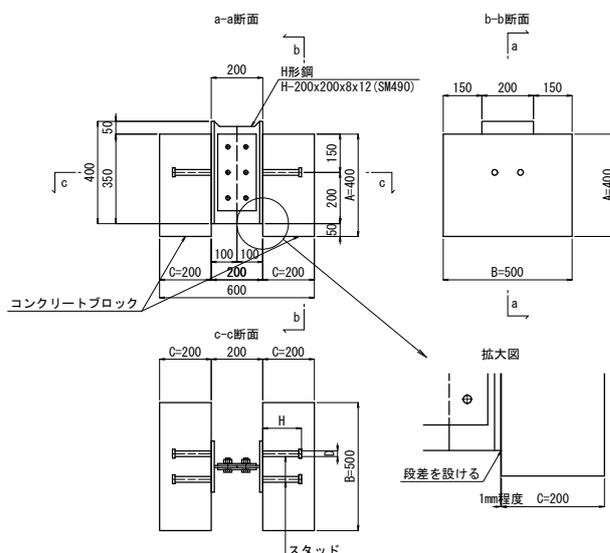


図4.2 試験体の形状寸法図

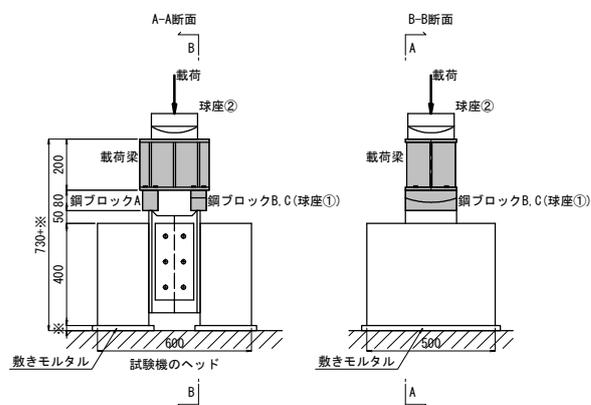


図4.3 載荷概要図

表4.1 試験体の形状寸法とパラメータ

試験ケース		普通コンクリートケース		高強度コンクリートケース	
No.		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
スタッド	軸径D (mm)	22			
	全高H (mm)	100	150	100	150
	H/D	4.55	6.82	4.55	6.82
	本数	4			
	ミルシート	降伏強度 (N/mm ²)	360	385	360
	引張強度 (N/mm ²)	470	469	470	469
コンクリートブロック	高さA (mm)	400			
	幅B (mm)	500			
	厚さC (mm)	200			
	設計基準強度σ _{ck} (N/mm ²)	27		50	
	材料試験	圧縮強度 (N/mm ²)	31.5		63.4
引張強度 (N/mm ²)		2.32		3.79	
ヤング係数 (N/mm ²)		26057		32712	

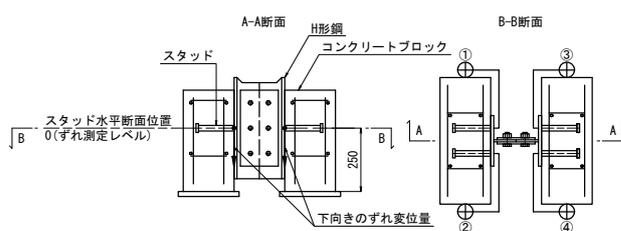


図4.4 ずれ測定位置図

4.4.2 試験方法

押抜きせん断試験は、コンクリート打設作業から28日以上経過してから実施した。試験は2000kN材料試験機で実施し、各試験ケース（3体）に対して、1体は漸増繰返し載荷法で、残り2体は単調増加載荷法で行った。漸増繰返し載荷法における載荷は変位制御で行い、相対ずれが1.0mmまでは0.2mm増すごとに、それ以後4.0mmまでは0.5mm増すごとに、載荷・除荷の漸増繰返し（全12サイクル）載荷を行うものとした。ただし、4.0mm以



写真4.1 載荷試験機

写真4.2 変位計取付状況

降から破壊までは 0.5mm 程度の増分間隔で単調載荷とした。

試験状況を図4.3 及び写真4.1 に示す。試験時には、載荷荷重とともに、H形鋼フランジとコンクリートブロックとの間に生じる相対ずれを計測した。また、コンクリートブロックに発生するひび割れ等、試験体の破壊形態の観察を行った。測定位置は、図4.4 及び写真4.2 に示すように、スタッドが配置されている水平面内で、H形鋼左右のコンクリートブロックの両側面の4箇所で行った。なお、変位計には精度が1/500mmのものを使用し、荷重及び相対ずれの測定は、変位増分間隔ごとに行った。

4.4.3 試験結果

表4.2に各ケースにおける最大荷重、最大荷重時変位、初期ひび割れ発生荷重及び破壊形態、図4.5～4.8に各ケースにおけるせん断力-相対ずれ曲線（スタッド1本当り）を示す。

破壊形態としては、 $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ のケース1と2ではコンクリートの割裂による破壊、 $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ のケース3と4ではスタッドのせん断破断が生じた。

破壊に至るまでの挙動としては、全てのケースにおいて、最大荷重付近でコンクリートブロックにひび割れが発生し、ひび割れ発生後、荷重が低下し破壊に至る結果となった。なお、道示では、4.3で記述したようにスタッドの全高/軸径が5.5を境に破壊形態が異なるとしているが、今回の試験では、スタッド全高/軸径の違いによる破壊形態への影響は見られなかった。

表4.2 試験結果

試験体	最大載荷重 (kN)		最大荷重時変位 (mm)		初期ひび割れ発生荷重 (kN)		破壊形態	
	4本当り	1本当り	4本当り	1本当り	4本当り	1本当り		
ケース1	1-1	589.9	147.5	8.02	8.02	540付近	135付近	コンクリート破壊
	1-2	630.7	157.7	6.02	6.02	630付近	158付近	"
	1-3	620.8	155.2	7.42	7.42	590付近	148付近	"
	平均	613.8	153.5	7.15	7.15	590付近	147付近	"
ケース2	2-1	631.7	157.9	8.97	8.97	630付近	158付近	コンクリート破壊
	2-2	662.8	165.7	7.66	7.66	660付近	165付近	"
	2-3	699.5	174.9	11.38	11.38	680付近	170付近	"
	平均	664.7	166.2	9.34	9.34	660付近	164付近	"
ケース3	3-1	818.3	204.6	11.62	11.62	800付近	200付近	スタッド破断
	3-2	863.2	215.8	10.36	10.36	860付近	215付近	"
	3-3	881.4	220.4	12.28	12.28	830付近	208付近	"
	平均	854.3	213.6	11.42	11.42	830付近	208付近	"
ケース4	4-1	772.7	193.2	11.01	11.01	770付近	193付近	スタッド破断
	4-2	849.0	212.3	9.67	9.67	850付近	213付近	"
	4-3	879.4	219.9	12.14	12.14	880付近	220付近	"
	平均	833.7	208.4	10.94	10.94	830付近	209付近	"

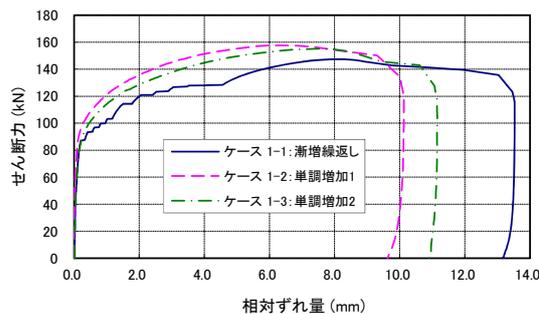


図4.5 せん断力-相対ずれ曲線(ケース1)

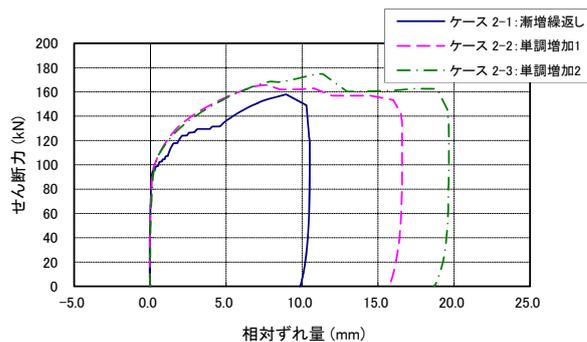


図4.6 せん断力-相対ずれ曲線(ケース2)

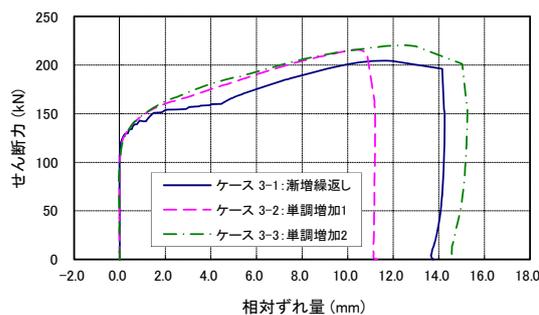


図4.7 せん断力-相対ずれ曲線(ケース3)

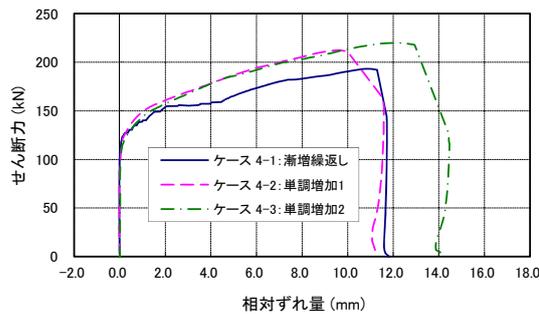


図4.8 せん断力-相対ずれ曲線(ケース4)

4.5 スタッドの強度照査式の検討

4.5.1 道示式と試験データの比較

道示式と試験データとの関係及び道示式に考慮される安全余裕について検討するために、規定の根拠となっている試験データ (21 体)¹³⁾に加えて、その後実施された国内の既往研究による試験データ (72 体)^{17)~22)}と本研究の試験データ (12 体)を追加し、分析を行った(表4.3)。対象とする試験データは、スタッドの鋼種が JIS 規格

(SS400 相当) で、試験値が数値データとして示されているものとした。

表4.3 試験データの整理

		道示式の根拠データ		追加データ	
		文献 ⁽³⁾ (山本ら+Viest)	既往研究 ⁽⁷⁾⁻⁽²²⁾	本研究	
道示式に対するパラメータ	スタッド軸径 (mm)	12.7~31.8	13.0~25.0	22.0	
	スタッド全高 (mm)	71.7~214.4	80.0~150.0	100.0, 150.0	
	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	20.7~36.9	18.2~62.3	31.5, 63.4	
データ数	試験値	破壊形態	-	-	-
	降伏荷重		21	40	12
	破壊荷重	スタッド破断	9	29	6
		コンクリート破壊	12	43	6
		計	21	72	12

図4.9及び図4.10に道示式と試験データの関係を示す。主な結果を以下に示す。

- ・道示式に安全率分の3, 6を乗じた計算値 (図中、道示式×3, 道示式×6と表記) は、それぞれ、試験値より得られた降伏荷重, 破壊荷重の下限值に近い値を示している。
- ・コンクリート圧縮強度が大きい場合 ($\sigma_c \geq 40\text{N/mm}^2$) には、破壊形態は主としてスタッド破断となり、試験値 (破壊荷重) は、道示式×6 による計算値に対して若干小さくなる傾向がみられる。

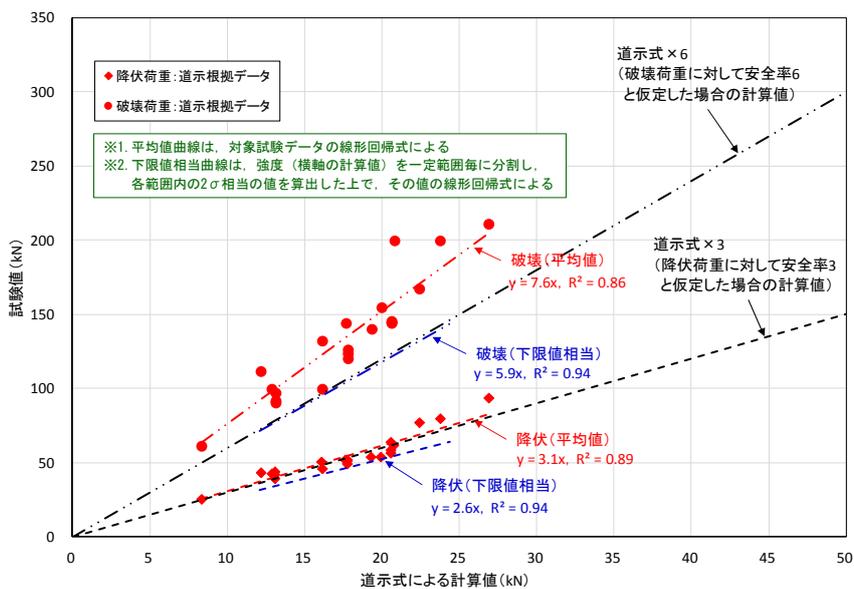


図4.9 道示式と根拠となる試験データの関係

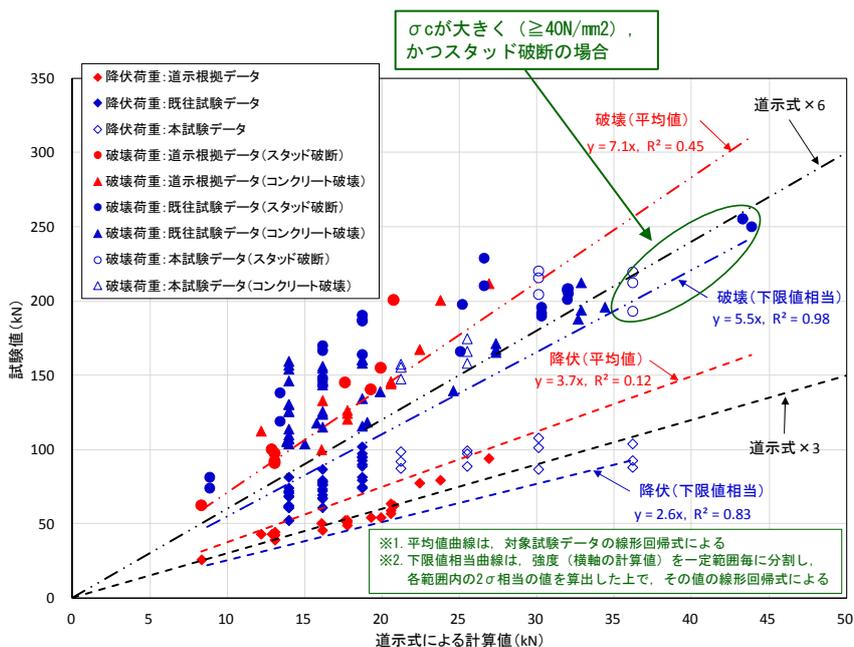


図4.10 道示式と試験データの関係

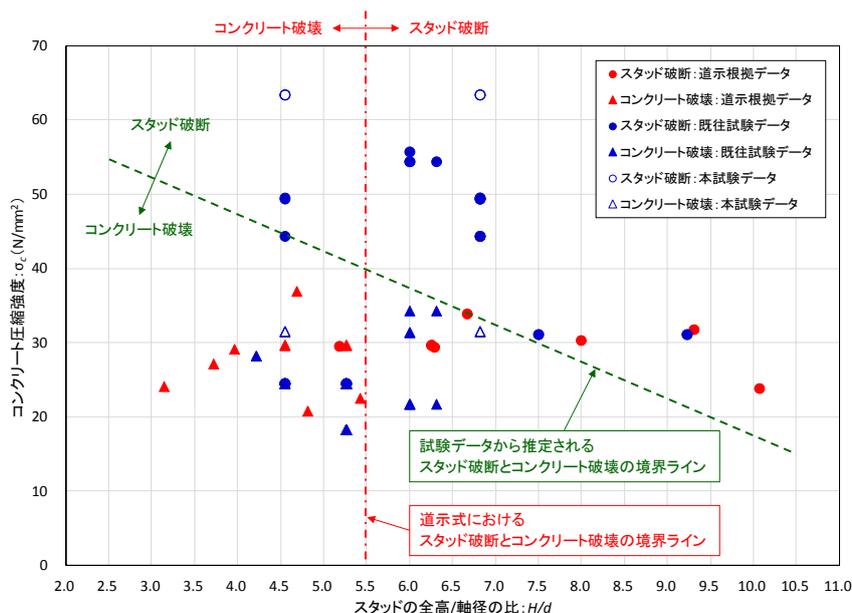


図4.11 H/d と σ_c の関係

4.5.2 試験のパラメータと破壊形態の関係

図4.11 に破壊形態毎のスタッドの全高/軸径の比 H/d とコンクリート圧縮強度 σ_c の関係を示す。道示式では、 $H/d=5.5$ を境界として破壊形態が異なると想定しているが、図4.11 に示すように、追加データを含めた試験データから、破壊形態は、 H/d だけでなく、コンクリート圧縮強度にも依存していると考えられる。試験データから推定されるスタッド破断とコンクリート破壊の境界ラインは、概ね図中に示す破線のようなイメージになると考えられる。しかし、試験データとしては、 H/d と σ_c の組合せにおいて、網羅的にプロットされているわけではない。また、スタッド破断により破壊に至る場合でも、推定した境界ラインより下側に位置する試験データも存在する。引き続き試験データの分析を実施し、破壊形態に違いをもたらす要因を整理する予定である。

5. まとめ

5.1 高力ボルト摩擦接合継手の合理化に関する検討

接触面を無塗装とした高力ボルト摩擦接合継手を対象に、板厚 (50, 75mm)、ボルト列数 (3, 8, 12 列) をパラメータとした試験体のすべり耐力試験を行い、母板厚及びボルト列数が継手挙動に及ぼす影響について検討した。得られた主な結果は以下に示す。

設計ボルト軸力に対するすべり係数 μ_0 は 0.43~0.51 (平均値 0.46) であり、道示Ⅱに規定されるすべり係数 0.4 を上回った。ボルト列数の影響に関して、ボルト列数 8 列に対する 12 列の場合のすべり係数 μ_2 (各試験

体の平均値) は、母板厚 50mm, 75mm とともに約 3%低下した。また、ボルト列数の多列化によるすべり係数の低下の傾向、すべり耐力時の継手内の相対変位の不均一さ及びすべり面の発生傾向は、著者ら^{4), 5)}が同一試験体を用いて別途実施した、接触面に無機ジンクリッチペイントを塗布した場合のすべり耐力試験の結果と概ね一致していた。

5.2 部分係数設計法に関する検討

橋の要求性能の照査の考え方にに基づき、鋼部材及び鋼上部構造の照査の基準となる部材等の限界状態について定義した。

部材等の耐力照査における抵抗係数については、従来より考慮されている安全余裕の確保を基本としつつ、考慮する安全余裕に応じた抵抗係数の内訳の分類・整理を行い、係数設定の考え方を示した。

部材等の使用限界状態以降の強度特性を考慮した部材係数 Φ_c については、引張部材及び圧縮部材を対象に新たに設定した。また、抵抗強度に対する部分係数 Φ_M については、鋼材料や鋼部材の強度特性等に関する実験データ等を踏まえ、信頼性指標を評価し、 $\Phi_M=0.90$ とした。

5.3 鋼コンクリート接合部の設計法に関する検討

スタッドについて、現在の設計法の課題整理及び既往研究における押抜きせん断試験の試験データの整理・分析を行った。その上で、スタッドの限界状態時における耐力及び挙動を確認するため、スタッド高 (100,

150mm) とコンクリートブロックの設計基準強度 (27^2 , 50N/mm^2) をパラメータとした試験体の押抜きせん断試験を行い、コンクリート圧縮強度が試験体のせん断耐力及び破壊形態に及ぼす影響を検討した。

また、道示式と既往の試験データとの関係及び道示式で考慮される安全余裕について検討し、破壊形態が、スタッドの全高/軸径の比 H/d だけでなく、コンクリート圧縮強度にも依存していることを示した。

参考文献

- 1) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002.3.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，2012.3.
- 3) 独立行政法人土木研究所：鋼道路橋の部分係数設計法に関する検討，土木研究所資料，第 4141 号，2009.3.
- 4) 独立行政法人土木研究所，公立大学法人大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，428 号，2012.1.
- 5) 村越，澤田，山口，彭，大嶽：接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装した厚板・多列の高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力試験，土木学会論文集，Vol.70，No.1，pp.94-104，2014
- 6) 土木学会：構造物の安全性・信頼性，1976.10.
- 7) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用（上）（下），橋梁と基礎，1980.11-12.
- 8) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物，1997.5.
- 9) 日本鋼構造協会：土木構造物の性能設計ガイドライン，2001.10.
- 10) 独立行政法人土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料，第 4090 号，2008.3.
- 11) 赤松，金田，村越，小野：鋼部材の局部座屈強度に関する基準耐荷力曲線の一検討，土木学会第 69 回年次学術講演会，I-129，2014.9.
- 12) 平城，松井，福本：頭付きスタッドの強度評価式の誘導—静的強度評価式—，土木学会構造工学論文集，Vol.35A，pp.1221-1232，1989.3.
- 13) 山本，中村：Studd Shear Connector の試験報告，建設省土木研究所報告，第 109 号，pp.67-90，1961.1.
- 14) Viest：Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams，Viest,I.M.，Journal of ACI，Vol.27，No.8，pp.875-891，1956.
- 15) 山本，中村：Block Channel および Hoop Shear Connector の試験報告，建設省土木研究所報告，第 109 号，pp.35-66，1961.1.
- 16) 日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜きせん断試験方法（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.35，1996.11.
- 17) 平野，穂積，吉川，友永：床鋼板つきコンクリートスラブに埋込まれたスタッドコネクタの押抜き試験，日本建築学会論文報告集，第 281 号，pp.57-69，1979.7.
- 18) 田川，平城，尾形，井上，松井：頭付きスタッドの押抜きせん断試験方法の標準化に関する検討，鋼構造論文集，第 2 巻第 8 号，pp.47-60，1995.12.
- 19) 前田，石崎，平城，池尾：合成構造の省力化に適するスタッドの研究，第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.139-144，1999.11.
- 20) 岡田，依田，Jean-Paul LEBET：グループ配列したスタッドのせん断耐荷性能に関する検討，土木学会論文集，No.766/I-68，81-95，2004.7.
- 21) 島，渡部：頭付きスタッドのせん断力-ずれ関係の定式化，土木学会論文集 A，Vol.64 No.4，935-947，2008.11.
- 22) 大谷，中島：軸径 25mm の頭付きスタッドの押抜きせん断強度性状，土木学会第 69 回年次学術講演会，CS3-007，2014.9.

STUDY ON DESIGN RATIONALIZATION AND DIVERSIFICATION FOR STEEL BRIDGES

Budgeted : Grants for operating expenses,
General account

Research Period : FY2014-2017

Research Team : Bridge and Structural
Engineering Research Group

Author : Jun MURAKOSHI,
Takao KANEDA

Abstract : For the next revision of Japanese Specification of Highway Bridges, partial factor design (PFD) based on reliability analysis is being investigated in order to secure consistency with international technical standard, and to make bridge design more rational and reliable. The goal of this study is to propose the resistance factors for the design of highway bridges and to rationalize the design of steel members, including stud joint and high-strength bolted joint, based on experimental data.

In FY2014, slip resistance tests of high strength bolted friction type joints with uncoated contact surfaces were carried out and design slip factors were proposed. In addition, based on principle that satisfy the consistency with current design code, verification method for strength limit state and resistance factors were proposed. Furthermore, shear tests of stud joints were carried out and its design formulation and the resistance factors were investigated.

Key words : rational design, partial factor design method, resistance factor, high-strength bolted connection, slip-resistance, stud joints