

● 頭付きスタッドを用いた鋼-コンクリート接合部の耐力評価に関する解析的研究

技術委員会 設計小委員会

岑山友紀 楠田広和

1. はじめに

近年、門型ラーメン構造やインテグラルアバット構造など上部構造の主桁を橋台に直接接合する橋台部ジョイントレス構造が提案・施工されている。橋台部ジョイントレス構造は、支承と伸縮装置の省略によりライフサイクルコスト縮減や維持管理作業の負担軽減等に資する構造である。欧米では、橋台部ジョイントレス構造のうちインテグラルアバット橋が普及しており、特に、米国では1930年頃に開発され、現在までに約2万橋の実績がある<sup>1)</sup>。しかし、日本では設計法が体系的に整備されておらず、橋台背面舗装の損傷といった維持管理上の課題等により、現在まで広く普及するに至っていない。上記を背景とし、平成18～平成21年度に橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究<sup>1)~3)</sup>が実施され、橋台部ジョイントレス構造の橋台背面アプローチ部に対する要求性能や性能照査の基本的な考え方が示され、インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン(案)<sup>3)</sup>が作成された。これらの知見は、平成24年に改訂された道路橋示方書<sup>4)</sup>(以

下、道示と称す)において、橋台部ジョイントレス構造に関わる規定として新たに導入されている。

しかしながら、橋台部ジョイントレス構造のうち、鋼桁と鉄筋コンクリート橋台の接合部(以下、鋼-コンクリート接合部と称す)については、地震時挙動に対する知見や具体的な照査方法等が明らかでないことから、要求性能と設計照査の基本的な考え方が示されるにとどまっている。

そこで橋台部ジョイントレス構造の普及を図るため、鋼門型ラーメン構造と鋼インテグラルアバット構造(表-1)を対象として、鋼-コンクリート接合部の要求性能を満足させる照査方法や構造細目、施工方法を提案することを目的として、(独)土木研究所、大阪工業大学及び(一社)日本橋梁建設協会にて、共同研究を実施している。

本発表では、共同研究の成果の一部として、鋼-コンクリート接合部を対象に、その抵抗特性の把握、要求性能を満足させる照査方法及び構造細目の確立を目的として、設計課題を抽出し、その課題に対して実施した試設計と実験供試体を対象とした有限要素解析について報告する。

表-1 鋼桁を用いた橋台部ジョイントレス構造の概要

構造形式	橋台部ジョイントレス構造(鋼上部構造)	
	門型ラーメン構造	インテグラルアバット構造
概略図		
接続部概要図		
支承条件	無(剛結)	無(剛結)
伸縮装置	無	無
温度変化による桁伸縮への対応	橋台壁及び基礎の剛性により対応	橋台杭基礎の変形により追随

2. 設計に関する課題

鋼-コンクリート接合部に関する設計手法が確立されておらず、特に設計者の判断に委ねられるケースが多いと考えられる項目として、以下の9項目を設計に関する課題として抽出した。

1) 鋼-コンクリート接合部の設計手法の確立

ずれ止めとして一般的に使用されている頭付きスタッド(以下、スタッドと称す)を用いた鋼-コンクリート接合部は、曲げモーメントを受ける剛域部材として耐力特性が明らかにされておらず、作用力に対するスタッドなど各種部材における抵抗比率(載荷荷重から計算される作用曲げモーメントに対する各抵抗要素の抵抗率)は不明である。現状の接合部の設計では、曲げモーメントの伝達は、スタッドによる場合がほとんどであり、鉛直せん断力の伝達ではスタッドに加えて鋼桁下フランジ下面とコンクリートの支圧力に分担さ

せる事例が多い。

また、スタッドの許容せん断力は、降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率を有するとされている道示<sup>4)</sup>II12.5.5を用いて算出しており、橋台壁への鋼桁定着が困難な事例も見られ、フランジの拡幅や腹板のスタッドを有効本数に見込む等の事例が見られる。

#### 2) 鋼-コンクリート接合部の鋼桁深さが

浅いことによる影響

スタッドを用いた鋼-コンクリート接合部に関しては、橋台壁厚が薄く鋼桁埋込み深さが相対的に浅い場合、埋込み深さを十分に取れる場合と比較してスタッドおよび支圧の抵抗比率への影響の有無が不明である。

#### 3) 鋼桁埋込み部の支圧抵抗の有無

現状の設計では、安全性の照査として曲げモーメントを下フランジ下面の支圧力や上フランジ上面の押し抜きせん断力に換算して照査を行う事例がある。しかし、鋼桁埋込み部の上フランジに生じる上向きの力に対する押し抜きせん断の発生応力分布が明確ではないことから、鋼-コンクリート接合部に作用する支圧力に抵抗させる補強鉄筋量について確立された設計方法はなく、その確立が課題である。また、下フランジ下面の支圧力について、コンクリートの充填性の影響もあり、計算上支圧抵抗は考慮されていないことが多いが、押し抜きせん断と同様に発生応力分布が明確ではない。

#### 4) 鋼-コンクリート接合部スタッドの

有効範囲の明確化

作用力に対して、フランジやウェブに配置したスタッドの分担割合が明確でなく、軸力及び曲げモーメントに対して、上下フランジ及びウェブ高の1/4まで配置したスタッドで抵抗する事例、あるいは上下フランジ及びウェブ全面のスタッドで抵抗する事例など様々であり、確立された設計手法がない。

#### 5) 鋼-コンクリート接合部に対する斜角の影響評価

門型ラーメン構造について、斜角を有する場合、上部構造及び下部構造にねじれの影響等が生じる。しかし、斜角を有する門型ラーメン構造に対する設計上の留意点が明確でない。本検討では、背面土圧の影響が大きいインテグラルアバット構造は直橋を基本と考える。

#### 6) 大地震時の挙動の評価

一般に、単径間の門型ラーメン構造、インテグラルアバット構造については、レベル1地震動で断面を決定すればよいとされており、実橋でもレベル2地震動に対して照査した事例は少ない。また、鋼-コンクリート接合部の大地震時挙動や耐力特性を踏まえた具体的な照査方法については明らかにされておらず、橋台部ジョイントレス構造を対象とした大地震時の挙動に対する評価方法について明確にする必要がある。

#### 7) 鋼桁埋込み部フランジに対する局部座屈の設計

鋼桁埋込み部フランジの局部座屈に対する設計法が明確でない。

#### 8) 鋼-コンクリート接合部の信頼性解析

鋼-コンクリート接合部が万が一損傷する場合、損傷部位は鋼桁、鋼-コンクリート接合部、橋台壁が考えられるが、脆性的な破壊を避け、じん性の高い構造物とするとともに点検の容易さや橋の使用性等を考慮した場合、損傷は橋台壁側に確実に誘導することが望ましい。そのため、橋台壁に確実に塑性化が生じる設計となるか検証する必要がある。

#### 9) 鋼-コンクリート接合部スタッドに対する

疲労影響評価

道示<sup>4)</sup>におけるスタッドの設計方法は、許容せん断力のみが規定されており、曲げモーメントを受ける剛域部材としての疲労の照査に関する記述は見られない。また、既往の研究における疲労に対する検討内容としては、押し抜き供試体によるスタッド疲労試験結果もしくはコンクリート床版と鋼桁のずれ止めとしてスタッドを用いる場合を想定したものであり、今回着目する鋼-コンクリート接合部に対しての確認が行われているものではなく、スタッドに対する疲労の影響について明確にされていない。

本発表では、共同研究の成果の一部として、上記に示す設計に関する課題1)、2)、3)について、平面骨組解析及び実験供試体に対する有限要素解析により、解析的検討を実施し、その内容について述べる。なお1)、2)、3)以外の項目については、実験及び実橋に対する有限要素解析などにより検討を実施している。その内容については、別の機会に発表する。

### 3. 接合部の断面特性把握のための

#### 全体系平面骨組解析

#### 3. 1 解析の目的

表-2 全体系平面骨組解析の目的と検討内容

No	解析の目的	検討内容
1	埋込み深さの浅い条件での鋼-コンクリート接合部断面力の算出	実橋で考え得る最も埋込み深さの浅い試設計ケースを選定し、鋼-コンクリート接合部断面力を算出する。
2	スタッドの有効範囲を確認するための試設計ケースの検討および鋼-コンクリート接合部断面力の算出 (No. 1 と同じ試設計パターン)	実橋で考え得る範囲で接合部の必要スタッド本数の最も多いケースを試設計し、鋼-コンクリート接合部断面力を算出する。
3	レベル2地震動の影響を検証するための試設計ケースの検討 (No. 1 と同じ試設計パターン)	常時設計で断面決定される試設計ケースと比較してレベル1地震動の影響が卓越する試設計ケースを選定する。
4	鋼-コンクリート接合部の塑性化部位の検証を行うための橋梁モデルの試設計および接合部終局耐力の算出 (No. 1 と同じ試設計パターン)	B-B 断面 (橋台壁側)、鋼-コンクリート接合部、A-A 断面 (鋼桁側) について、試設計断面に対する終局耐力を計算する。

表-3 試設象ケース

インテグラルアバット構造					門型ラーメン構造						
橋長 (m)	橋台高 (m)	地盤種別	橋梁形式	接合部断面力着目	ケース名	橋長 (m)	橋台高 (m)	地盤種別	橋梁形式	接合部断面力着目	ケース名
20	5	Ⅲ種	多主・合成	最大	case1	20	5	Ⅲ種 (液状化有)	多主・合成	最大	case17
			少数・合成	最大	case2				少数・合成	最大	case18
		Ⅱ種	多主・非合成	最小	case3			Ⅰ種	多主・非合成	最小	case19
			少数・非合成	最小	case4				少数・非合成	最小	case20
	10	Ⅲ種	多主・合成	最大	case5		15	Ⅲ種 (液状化有)	多主・合成	最大	case21
			少数・合成	最大	case6				少数・合成	最大	case22
		Ⅱ種	多主・非合成	最小	case7			Ⅰ種	多主・非合成	最小	case23
			少数・非合成	最小	case8				少数・非合成	最小	case24
40	5	Ⅲ種	多主・合成	最大	case9	60	5	Ⅲ種 (液状化有)	多主・合成	最大	case25
			少数・合成	最大	case10				少数・合成	最大	case26
		Ⅱ種	多主・非合成	最小	case11			Ⅰ種	多主・非合成	最小	case27
			少数・非合成	最小	case12				少数・非合成	最小	case28
	10	Ⅲ種	多主・合成	最大	case13		15	Ⅲ種 (液状化有)	多主・合成	最大	case29
			少数・合成	最大	case14				少数・合成	最大	case30
		Ⅱ種	多主・非合成	最小	case15			Ⅰ種	多主・非合成	最小	case31
			少数・非合成	最小	case16				少数・非合成	最小	case32
平面骨組解析ケース数					16ケース	平面骨組解析ケース数					16ケース

表-2 に解析の目的と検討内容を整理する。インテグラルアバット構造と門型ラーメン構造を対象とし、スタッドを用いた鋼-コンクリート接合部の耐力特性・挙動の評価を行うための正負交番実験<sup>5)</sup>や後述する有限要素解析のための基本条件の試算を目的に、全体系平面骨組解析を実施した。ここでは、試算方法及び試設計結果を報告する。

さらに、万が一損傷を受けた場合の鋼-コンクリート接合部の塑性化部位を検証するため、試算結果を用いて鋼-コンクリート接合部における各部位の終局曲げ耐力を算出し、その結果についても報告する。

### 3. 2 解析ケース

本共同研究の一つの目的がジョイントレス構造の地方自治体への普及であるため、試設計は自治体での管理橋の多い中小橋梁を想定し、道示<sup>4)</sup>IV下部構造編に示される単径間橋梁を対象とした。

過去の研究や施工実績等を踏まえて橋長、橋台高、橋梁形式 (多主桁橋・少数主桁橋、合成桁・非合成桁) をパラメータとし、接合部着目の断面力が最大・最小となる条件を網羅するようなケースを選定した。また、地盤条件や適用支間など適用範囲が異なることから、

インテグラルアバット構造と門型ラーメン構造に対してそれぞれ16の試設計ケースを選定し、合計32ケースに対して解析を実施した。表-3 に試設計対象ケースを示す。

### 3. 3 解析条件

#### (1) 一般条件

表-4 に、一般条件を整理する。橋台背面アプローチ部の条件は、「橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その3)」<sup>3)</sup>を参考に設定した。

表-4 一般条件

No	項目	内容
1	上部構造	非合成桁, 合成桁
2	幅員	全幅員 12.0m 有効幅員 10.8m
3	平面線形	R=∞
4	斜角	90°
5	基礎構造	鋼管杭
6	橋台背面アプローチ部	【インテグラルアバット構造】 単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 変形係数 $E_0=10\text{MN/m}^2$ せん断抵抗角 $\Phi=40^\circ$ 【門型ラーメン構造】 単位体積重量 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ せん断抵抗角 $\Phi=30^\circ$

## (2) 上部構造条件

上部構造は、「橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その3）」<sup>3)</sup>と同様の構造を基本とし、合成桁・非合成桁及び橋長の違いに応じて主桁高を最適値に設定する。図-1に、上部工標準断面図を示す。

## (3) 地盤条件

Ⅱ種地盤における地盤条件及び地盤構成は、「橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その3）」<sup>3)</sup>参考資料4. 橋台壁及び橋台壁・杭基礎接合部の設計」に記載されている地盤条件及び地盤構成を使用した（図-2）。Ⅰ種・Ⅲ種地盤は、Ⅱ種地盤を基に実橋であり得る範囲で鋼-コンクリート接合部の断面力が最大・最小となる極端な地盤を想定して設定した。インテグラルアバット構造の地盤種別は、杭基礎の適用地盤を想定してⅡ種、Ⅲ種とした。一方、門型ラーメン構造の地盤種別は、どの地盤でも適用する可能性があるが、鋼-コンクリート接合部の断面力の最大・最小に着目することから、中間となるⅡ種地盤は対象外とした。

## (4) 解析モデル

図-3に対象橋梁と解析モデル概要図を示す。一本棒の平面骨組フレームを用いた線形解析とし、上部工及び橋台壁、杭基礎を含めた全体系をモデル化した。橋台下端は、弾性固定として地盤バネ及び杭剛性を考慮し、バネ定数は常時及び地震時で各々設定した。

## (5) 荷重条件

道示<sup>4)</sup>及び「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）」<sup>3)</sup>に基づき荷重及び組合せを設定する。考慮する荷重の組合せと許容応力度の割増係数を表-5に、荷重載荷ケース及び解析モデルを図-4に示す。解析ステップは、鋼桁架設～床版打設時は仮支承で支持（鋼-コンクリート接合部の境界条件はピン結合）した架設系を考慮した。

## 3. 4 解析結果及び考察

### (1) スタッド作用力の比較

表-5 荷重組合せ及び割増係数

荷重組合せケース	荷重ケース	許容応力度割増係数
(1) 前死荷重+後死荷重+活荷重+土圧(両側)	①+②+③+④	1.00
(2) 前死荷重+後死荷重+活荷重+土圧(両側)+温度	①+②+③+④+⑦	1.15
(3) 前死荷重+後死荷重+活荷重+土圧(両側)-温度	①+②+③+④+⑧	1.15
(4) 前死荷重+後死荷重+地震時土圧(A1のみ)+L1地震	①+②+⑤+⑨	1.50
(5) 前死荷重+後死荷重+地震時土圧(A1のみ)-L1地震	①+②+⑥+⑩	1.50

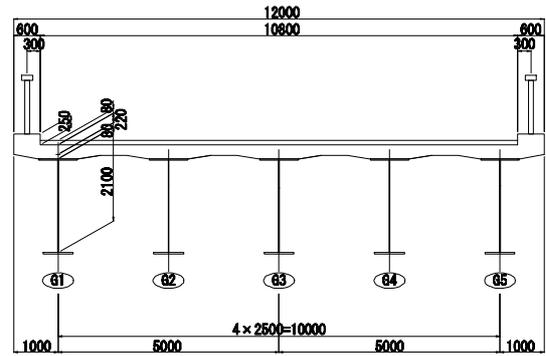


図-1 上部工標準断面図（多主桁橋）

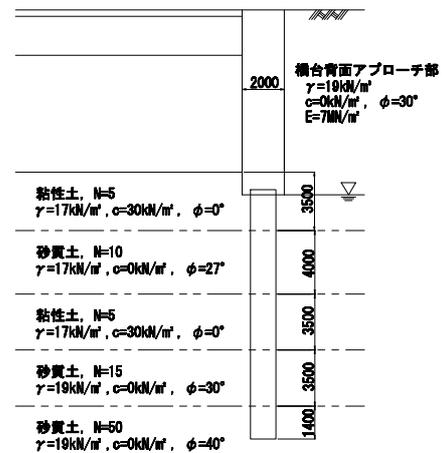


図-2 地盤条件及び地層構成

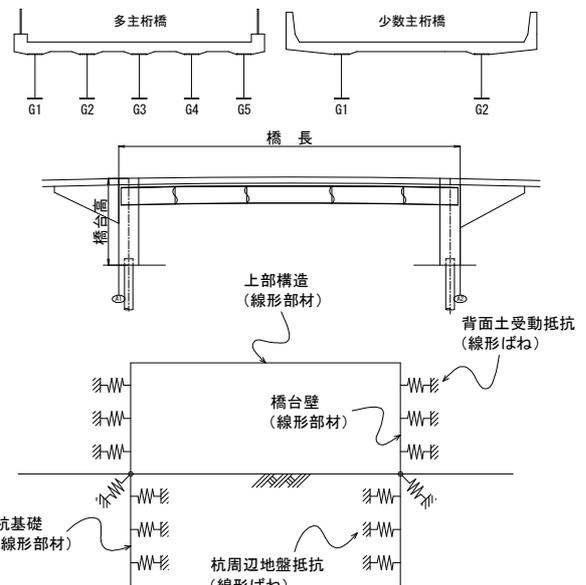
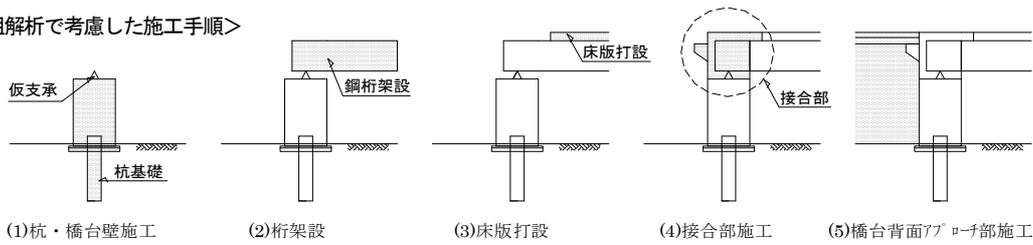
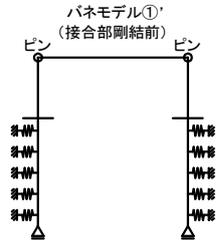
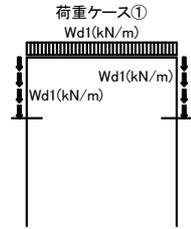


図-3 全体系平面骨組解析モデル概要図

<平面骨組解析で考慮した施工手順>

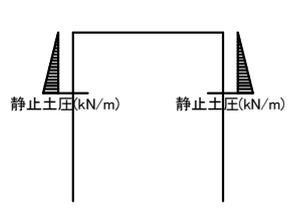


前死荷重

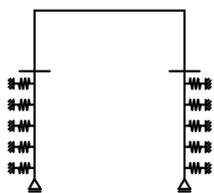


土圧 (A1,A2両側載荷)

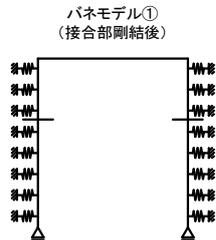
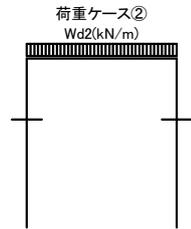
荷重ケース④



バネモデル④  
(接合部剛結後)

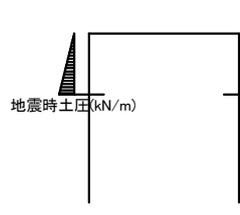


後死荷重

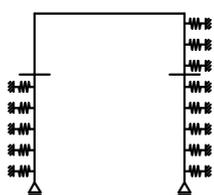


地震時土圧 (A1のみ載荷)

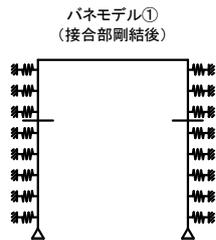
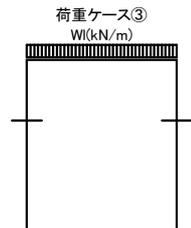
荷重ケース⑤



バネモデル③  
(接合部剛結後)

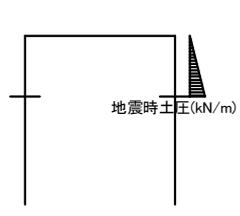


活荷重

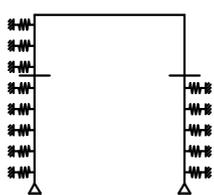


地震時土圧 (A2のみ載荷)

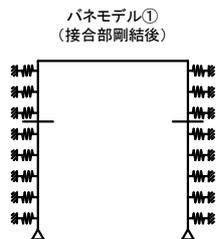
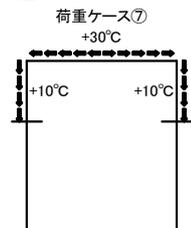
荷重ケース⑥



バネモデル②  
(接合部剛結後)

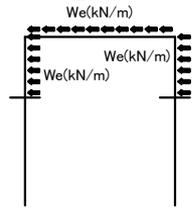


温度荷重 (+)

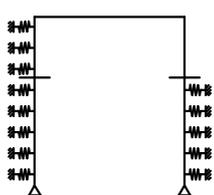


L1地震荷重 (-)

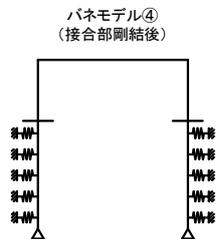
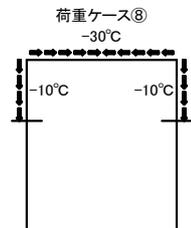
荷重ケース⑩



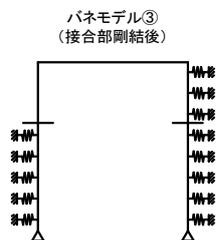
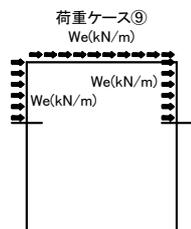
バネモデル②  
(接合部剛結後)



温度荷重 (-)



L1地震荷重 (+)



・前死荷重 (鋼桁, 床版) 荷重に対しては, 仮支承で支持した状態となるため, 接合部はピン結合とする。  
・接合部施工後に作用する後死荷重 (地覆・高欄, 舗装), 活荷重, 温度荷重, レベル1地震荷重, 土圧に対しては, 接合部は剛結合とする。

図-4 荷重載荷ケースと解析モデル

表-3に示す32ケースに対し、試設計を行った。上部構造は、橋長に対する概略設計を行い、その結果より算出した死荷重と剛度を全体系平面骨組解析の骨組モデルに反映した。また、骨組解析による発生断面力に対して杭の安定照査（杭の支持力や、インテグラルアバット構造では杭頭変位 15mm 以下となることを照査）及び橋台壁断面照査を満足する全体系平面骨組の剛度を用いて、鋼-コンクリート接合部の断面力を算出し、接合部の試設計を行った。

2章、1)に課題として記述した通り、スタッドを鋼-コンクリート接合部に用いる場合に、作用力に対する支圧力の抵抗比率が不明である。そこで、試設計では、鋼桁上下フランジ面の支圧力を無視し、接合部作用断面力（軸力N、曲げモーメントM、せん断力S）に対して算出したフランジ作用力 $P=M/H+N/2$ に対し、フランジ面に配置したスタッドのみで抵抗すると仮定し、必要スタッド本数を算出した。接合部スタッドの作用断面力の概要を図-5に示す。

ここで、道示<sup>4)</sup>及びその根拠とされる実験においてスタッドの許容せん断力は、降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率を有するとされているが、本構造のような剛域におけるずれ性状を確認するため、1本あたりのスタッドの許容せん断力を道示<sup>4)</sup> II 12.5.5の評価式で算定される値の2倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置した。

接合部の断面特性を把握することを目的に行った試設計によるフランジ作用力の比較結果を図-6に示す。試算ケースでは、レベル1地震動の組合せケースで決定されず、常時荷重の温度荷重との組合せケースで鋼-コンクリート接合部のスタッド本数が決定される結果となった。フランジ作用力のうち、レベル1地震動ケース/常時組合せケースの比率を比較した結果、インテグラルアバット構造は、case6:少数主桁橋の合成桁で橋長20m、橋台高10mのケース（レベル1/常時比率=0.61）が、門型ラーメン構造は、case29:多主桁橋の合成桁で橋長60m、橋台高15mのケース（レベル1/常時比率=0.82）が最も地震の影響を受けやすいケースとなった。

また、試設計結果のうち、橋台壁厚が薄く、上下部接合の鋼桁埋込み長が相対的に薄くなるケースは、case13:インテグラルアバット構造で多主桁橋(合成桁、Ⅲ種地盤)、橋長40m、橋台高10mとなった。図-7は、

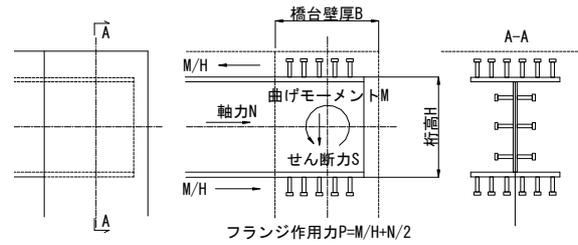


図-5 接合部スタッドの作用断面力

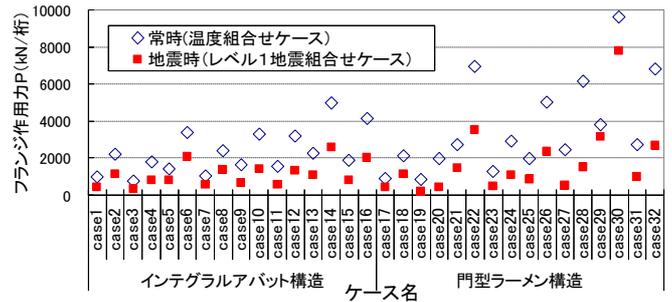


図-6 接合部のフランジ作用力の比較

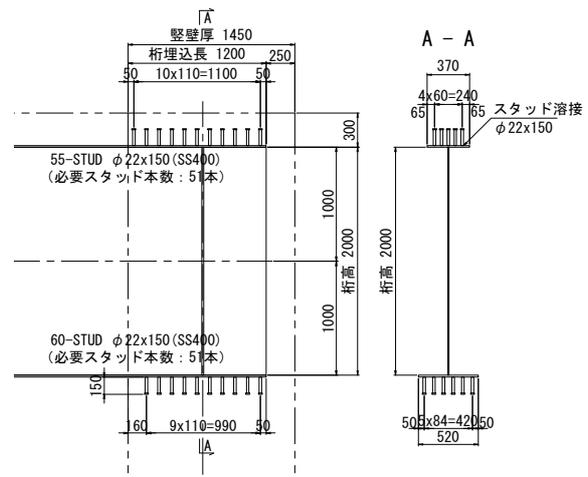


図-7 スタッド配置図（埋込み浅いケース）

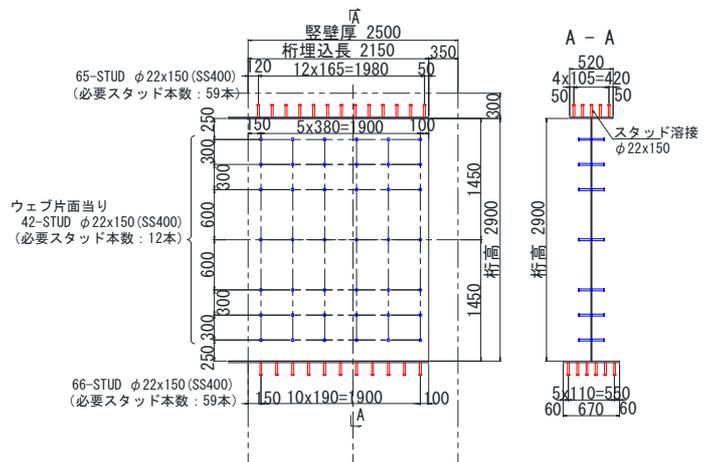


図-8 スタッド配置図（スタッド本数最大ケース）

case13 の必要スタッド本数を確保し、橋台壁の主鉄筋と鋼桁のあきを確保しつつ作用断面力い対して最小値となる橋台壁厚とした、埋込みが浅いケースのスタッド配置図である。本試算結果を元に、実験供試体について述べることとする。

なお、試算ケースのうち、必要スタッド本数が最大となるのは、case29：門型ラーメン構造で、多数主桁（合成桁）、Ⅲ種地盤、橋長 60m、橋台高 15m となった。case29 のスタッド配置図を、図-8 に示す。いずれのケースもフランジを拡幅することなくスタッド配置が可能な結果となった。

## （２）接合部の終局耐力比較

鋼-コンクリート接合部の塑性化部位検討のための試算ケース対象としては、自治体で採用機会の多い多主桁橋の合成桁・非合成桁を対象とし、インテグラルアバット構造で case1, case3, case13, case15 の 4 ケース、門型ラーメン構造で case17, case19, case29, case31 の 4 ケースの合計 8 ケースの試設計ケースを選定した。

ここでは、耐力に影響する材料強度や部材寸法のばらつきを考慮しない場合の終局曲げ耐力を算出し、最も耐力が小さくなる部位を求めた。

非合成桁・合成桁とも、曲げモーメントとせん断力が作用する場合の終局曲げ耐力は、両端固定単純梁に分布荷重が作用した場合を想定し、曲げモーメントとせん断力の関係は 4 乗相関則<sup>6)</sup>を仮定して算出した。接合部の終局曲げ耐力は、スタッドの許容せん断力を道示<sup>4)</sup> II 12.5.5 の 2 倍として安全率を半分に低減させて算出した。図-9 は、終局耐力の比較結果である。試算した結果、全ての算定ケースに対し、橋台壁側 RC 断面  $M_{BU} < 鋼桁断面 M_{AU} < 鋼-コンクリート接合部 M_{CU}$  と

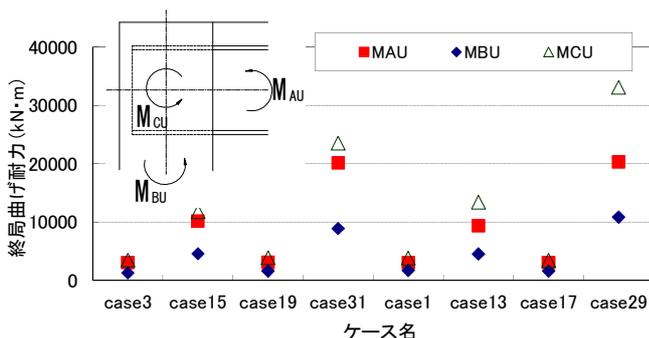


図-9 鋼-コンクリート接合部の耐力比較結果

なった。本試算結果によると、いずれのケースにおいても供用への影響等が小さい橋台壁側で先行して塑性化が生じることとなる。なお、実設計で想定し得る材料強度や部材寸法のばらつきの影響を考慮した信頼性解析については、次年度の共同研究報告書にて詳述予定である。

## 4. スタッドと支圧の抵抗機構に関する

### 実験供試体の有限要素解析

#### 4. 1 解析の目的

実験では直接計測できない作用力に対するスタッドせん断抵抗力と支圧抵抗力の分担割合を明らかにすることを目的として、スタッドと支圧抵抗機構に関して実施した実験供試体<sup>5)</sup>を対象とした有限要素解析を行った。また、鋼桁埋込み深さが相対的に浅いケースについて、断面力分布を明らかにすることを目的の一つとした。

#### 4. 2 解析ケース

解析ケースを表-6 に示す。Case1 を基本ケースとして、Case2 がフランジ下面の空隙を考慮したケース、Case3 が埋込み深さの浅いケースの 3 ケースとした。

#### 4. 3 解析条件

##### (1) 解析モデル

実験供試体は、実橋の約 1/3 の縮尺であり、橋台を模した RC 壁に鋼桁を埋込み、鋼桁の片持ち先端部に鉛直上下方向の載荷力を与えている。解析モデル諸元を図-10 に示す。解析モデルの縮尺は実験と同様に実橋の約 1/3 とし、構造の対称性を考慮して 1/2 モデルで解析を行った。

接合部のスタッドは、試設計では軸径 22mm、スタッド全高 150mm を用いていたが、実験供試体は実橋の約 1/3 の縮尺でありスタッド配置に配慮して軸径 19mm、スタッド全高 150mm を採用し、曲げモーメントに対して上下フランジに配置されたスタッドがそれぞれ偶力に抵抗し、せん断力に対してウェブに配置されたスタッド、また軸力に対して上下フランジ及びウェブに配置された全てのスタッドが抵抗すると想定した。スタッドは接合部のような剛域におけるスタッドのずれ性状を確認するために行った正負交番実験<sup>5)</sup>と同じ方針とし、1 本あたりのスタッドの許容せん断力を道示<sup>4)</sup>

II 12.5.5 の評価式で算定される値の2倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置した。

使用要素は、コンクリートはソリッド要素、鋼桁ウェブはシェル要素、ウェブ付きスタッドはばね要素にてモデル化を行った。スタッドせん断抵抗とフランジ支圧抵抗の抵抗機構を明らかにすることを目的としているため、図-11 に示す通り、フランジ付きスタッドはソリッド要素を用いて、精密にモデル化を行った。また、スタッドとフランジ間の接合部に応力集中が想定されるため、鋼桁上下フランジはソリッド要素として精密にモデル化した。さらに、鉄筋を棒要素でモデル化すると鉄筋位置で節点が必要となりメッシュが細くなるため、解析計算の収束性を考え、シェル要素にてモデル化を行った。スタッドとフランジ間の接合部に応力集中が想定されるため、鋼桁上下フランジは

ソリッド要素として精密にモデル化した。スタッドの要素分割は、円周方向に 30° ピッチ、鉛直方向に 8 分割とした。さらに、フランジの要素分割は厚さ方向に 2 分割とした。鋼桁フランジとコンクリート間は摩擦を考慮することとし、文献7)を参考に摩擦係数 0.5、せん断付着強度 0.5N/mm<sup>2</sup>として設定した。

境界条件は、橋台壁基部を X 方向、Y 方向、Z 方向変位を固定、橋台壁側面を Y 方向変位を固定とした。載荷方法は、鋼桁端部に鉛直方向 (Z 方向) の強制変位を与えた。実験と同様に Case1 及び Case2 では鉛直変位  $\delta y=7.1\text{mm}$ 、Case3 では鉛直変位  $\delta y=4.6\text{mm}$  を載荷基本変位  $1\delta y$  とし、変位制御により  $+1\delta y$ 、 $-1\delta y$ 、 $+2\delta y$ 、 $-2\delta y$  として各正負交番載荷を行った。載荷基本変位  $1\delta y$  は、Case1 及び Case3 それぞれにおいて、スタッドが計算上のせん断降伏に最初に達すると想定される橋台壁前面側のスタッド基部のせん断力を推定し、スタッド基部がこのせん断力に達したときの載荷点位置の鉛直変位から設定した。解析に用いたソフトウェアは汎用有限要素解析プログラム ABAQUS V.6.13-1<sup>8)</sup>である。

表-6 解析ケース

	Case1	Case2	Case3
埋込長 (mm)	585 (深)	585 (深)	400 (浅)
橋台壁厚 (mm)	700	700	500
フランジ下面 支圧抵抗	有	無	有

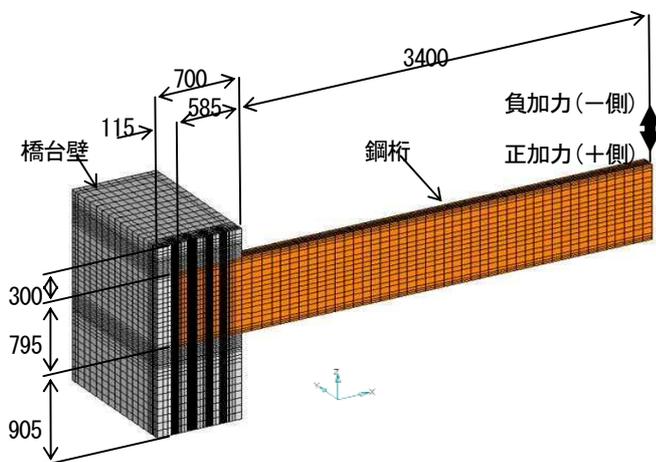


図-10 解析モデル概要図 (Case1, 2)

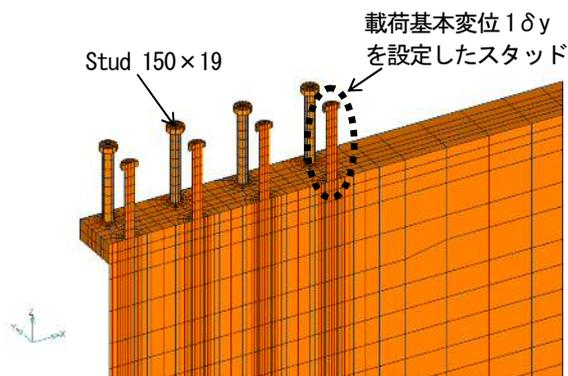


図-11 解析モデル概要図 (スタッド部拡大)

## (2) 材料のモデル化及び材料定数

コンクリートの応力-ひずみ関係を図-12 に示す。

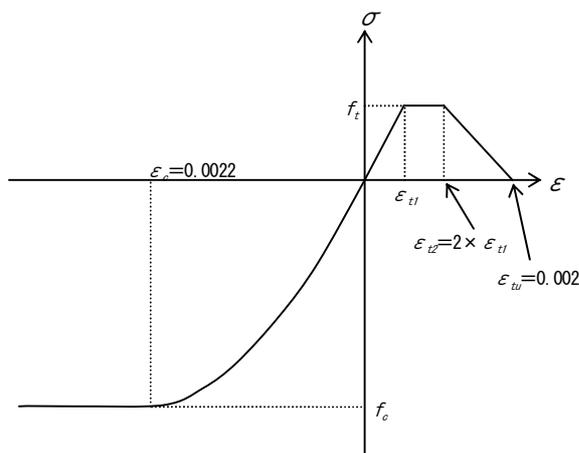


図-12 コンクリート構成則

表-7 コンクリート材料定数

	Case1	Case2	Case3
ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	24210	26872	25846
ポアソン比	0.2	0.2	0.2
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	31.9	34.3	35.1
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	2.31	2.43	2.47
備考	材齢15日	材齢15日	材齢21日

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)}{1 + (k - 2) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)} \quad (1.1)$$

$$\varepsilon_{c1} = -0.0022 \quad (1.2)$$

$$k = (1.1 E_{cm}) \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c} \right) \quad (1.3)$$

$$f_t = 0.23 \cdot f_c^{2/3} \quad (1.4)$$

ここに、 $\varepsilon_c$ : コンクリートのひずみ

$\sigma_c$ : コンクリートの応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_c$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_{c1}$ : ピーク時のコンクリートひずみ

$E_{cm}$ : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_t$ : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

複合構造について検討した文献 9) を参考に、Eurocode2<sup>10)</sup> に示された応力-ひずみ関係式 (1.1) ~ (1.3) を適用 (ただし劣化勾配及び終局ひずみ  $\varepsilon_{cu}$  は考慮せず) した。引張側の構成則は、応力が初期剛性  $E_{cm}$  で引張強度  $f_t$  まで線形とし  $f_t$  到達後はひび割れの発生を考慮した。ただし解析上安定させるため、 $f_t$  到達後応力は  $f_t$  のままひずみのみ増加する部分を設けた。引張強度  $f_t$  については、材料引張試験を実施していないため、コンクリート標準示方書<sup>11)</sup> に示されている式 (1.4) を用いて算出した。解析で用いたコンクリートの材料定数を表-7 に示す。これらは実験供試体<sup>5)</sup> の材料特性と同一の値を用いた。

スタッドの応力-ひずみ関係を図-13 に示す。スタッド、鋼材及び鉄筋すべて図-13 と同様に、実験で用いた材料のミルシートをもとにバイリニアでモデル化した。解析で用いたスタッド、鋼材及び鉄筋の材料定数を表-8 に示す。これらの材料は実験供試体<sup>5)</sup> の材料特性と同一の値とし、全ケース共通の値を用いた。ウェブ付きスタッドのばね要素は既往の文献 11) の値を用い、水平せん断方向と鉛直引き抜き方向に対して設定した。表-9 にスタッドに用いたばね定数を示す。

#### 4. 4 解析結果及び考察

##### (1) 載荷荷重-載荷点の鉛直変位関係

図-14 に Case1 の鋼桁先端部の載荷点位置における載荷荷重-鉛直変位関係の履歴曲線を示す。図中には比較のため、載荷実験より得られた載荷荷重-載荷点の鉛直変位関係を併せて示す。図中の変位量は、橋台

壁の回転や変形に起因する変位量を控除するための補正を行い、橋台壁に対する載荷点部の相対的な変位量を示している。また、図中には載荷ステップごとの最大荷重・最大変位及び最小荷重・最小変位を示している。

図-14 より、両者の比較において、初期勾配は概ね一致する結果となった。さらに実験と同様に、正加力と負加力で履歴曲線は概ね対称的な挙動を示していた。初期勾配以降の差違の要因としては、今回の実験供試体のように柱軸方向を取り囲む帯鉄筋が配置されており拘束度の高いコンクリート構造物であることが影響したと考えられる。

##### (2) 作用曲げモーメントに対する各抵抗要素の評価

解析結果に基づき、載荷荷重から計算される作用曲げモーメントに対する各抵抗要素の抵抗比率を算出した。鉛直力として、下記に示す5成分を抽出した。

###### ① フランジ付スタッド頭上面支圧力

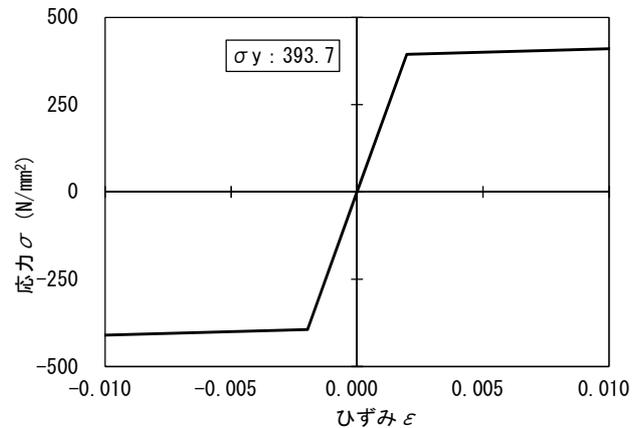


図-13 スタッド構成則

表-8 鋼材材料定数

	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	引張降伏 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考
鋼材 (SM490)	200000	0.3	356.0	フランジ
鋼材 (SM400)	200000	0.3	299.1	上記以外
鉄筋 (SD345)	199410	0.3	395.3	径: D22
鉄筋 (SD345)	191110	0.3	378.9	径: D25
スタッド	200000	0.3	393.7	

表-9 ウェブ付きスタッドに用いたばね定数 (N/mm<sup>2</sup>)

水平方向	$2.0 \times 10^5$
鉛直方向	$1.0 \times 10^8$

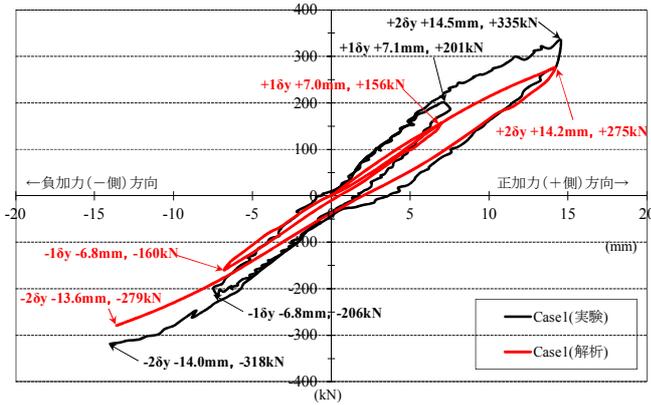


図-14 載荷荷重-鉛直変位履歴曲線 (Case1)

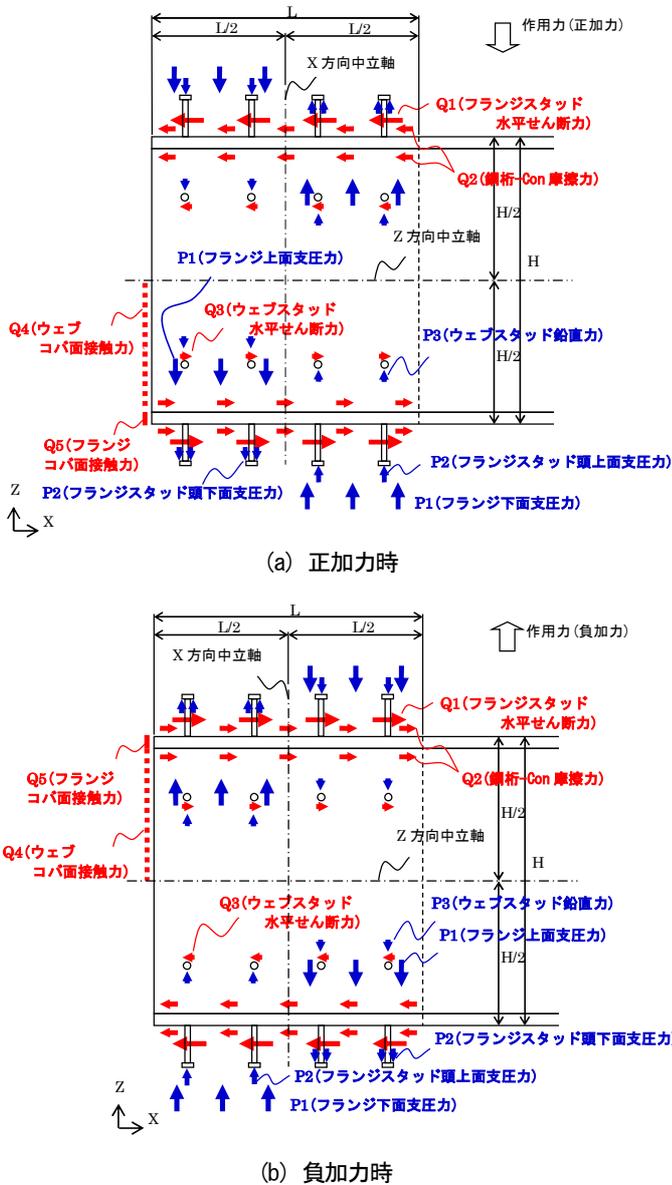


図-15 接合部各抵抗力 (曲げ換算) 概念図

- ② フランジ付スタッド頭下面支圧力
- ③ フランジ上面支圧力
- ④ フランジ下面支圧力

⑤ ウェブ付スタッド鉛直せん断力  
 さらに水平力として、下記に示す 5 成分を抽出した。

- ① フランジ付スタッドの水平せん断力
- ② ウェブ付スタッドの水平せん断力
- ③ フランジとコンクリートの間の摩擦力
- ④ 橋台壁背面側ウェブコバ面の接触力
- ⑤ 橋台壁背面側フランジコバ面の接触力

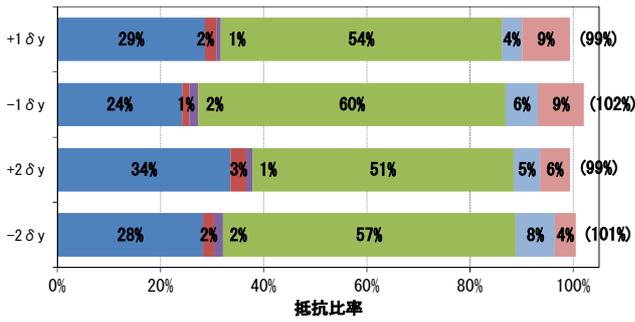
各抵抗力に中立軸からの距離を乗じて抵抗曲げモーメントを算出し、作用曲げモーメントに対する抵抗比率を算出した。鉛直力は埋込桁長の半分の位置を X 方向中立軸とし、水平力は桁高中心を Z 方向中立軸と仮定した。作用曲げモーメントは、載荷荷重に X 方向中立軸から載荷点までの距離を乗じて算出した。図-15 に接合部の各抵抗力 (曲げ換算) の概念図を示す。図-16 に各抵抗要素の抵抗比率を示す。図-16 に示す () 付きの数値は抵抗比率及び抵抗曲げモーメントの合計値を示している。

積み上げた抵抗曲げモーメントの合計は、Case1 では作用曲げモーメントの 99%~102% と良く一致していた。Case2 では +1 δ y 時は作用曲げモーメントの 86% であったが、それ以外は作用曲げモーメントの 98%~100% であり良く一致していた。Case3 でも作用曲げモーメントの 95%~99% であり良く一致していた。

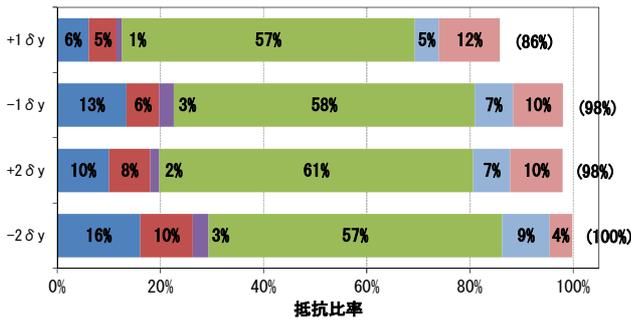
Case2 の荷重が小さい +1 δ y 時は、フランジ下面に支圧が無い場合フランジ支圧での抵抗比率が Case1 の +1 δ y 時では 29% であったのに対して 6% と小さく、フランジスタッド頭やフランジコバ面での抵抗が増加している。抵抗曲げモーメントと作用曲げモーメントとの差分の 14% については、フランジ下面に空隙を考慮しており、X 方向中立軸が埋込桁長の半分の位置からずれたことと、鉛直方向抵抗力の 5 成分の合計が 107.9kN、載荷荷重が 151.9kN であり差があったためと考える。フランジ下面に空隙を設けることにより、差が生じたと考えるがその原因は不明である。

鋼桁フランジとコンクリートの摩擦力 (Q2) 及びウェブコバ面 (Q4) の抵抗比率は、ほぼ 0% であり、鋼桁フランジとコンクリートの摩擦及びウェブコバ面での抵抗力は微少であることが分かった。

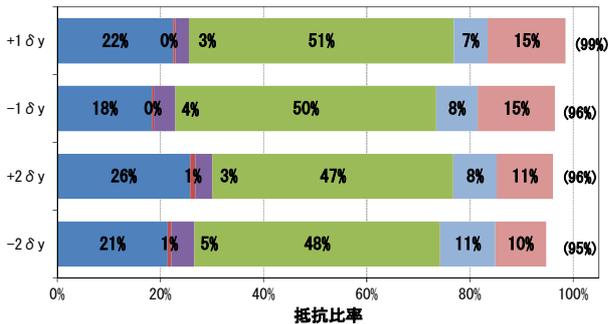
フランジスタッド水平せん断力 (Q1) の抵抗比率は、Case1 では 51%~60%、Case2 では 57%~61%、Case3 では 47%~51% であった。フランジスタッド水平せん断力は支圧の有無によって変わらず、Case1 と Case2 では



(a) Case1 (埋込長：深、フランジ下面支圧力：有)



(b) Case2 (埋込長：深、フランジ下面支圧力：無)



(c) Case3 (埋込長：浅、フランジ下面支圧力：有)

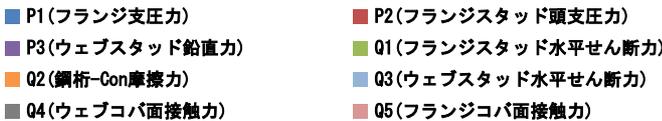


図-16 接合部各抵抗比率

ほとんど差違がなかった。また埋込長が浅いCase3では埋込長が深いCase1に比べて4%~9%低い抵抗比率であった。

フランジ支圧力(P1)の抵抗比率は、Case1では24%~34%であり、Case2では正加力時は6%~10%、負加力時は13%~16%であり、支圧の有無による影響が現れていた。Case3では18%~26%であり、埋込長が深いCase1に比べて6%程度低い値であった。

フランジスタッド頭(P2)での抵抗率は、Case1では1%~3%、Case3では0%~1%と微少であった。しかしフ

ランジ下面の支圧抵抗が無いCase2では正加力時は5%~8%、負加力時は6%~10%であり、他のケースに比べて高い抵抗比率を示していた。Case2ではフランジ下面の支圧が無いためスタッド頭で抵抗しているものと考えられる。ウェブスタッド水平せん断力(Q3)の抵抗比率は、Case1では4~8%、Case2では5%~9%、Case3では7%~11%であった。荷重倍率が増加するにつれ抵抗比率が上昇する傾向であった。

フランジコバ面接触力(Q5)の抵抗率は、Case1では4%~9%、Case2では4%~12%、Case3では10%~15%であり、荷重倍率が増加するにつれ抵抗比率が低下する傾向であった。

実験供試体(床版なし、鉛直荷重載荷)を対象とした今回の解析では、フランジ付きスタッドの水平せん断抵抗率は、作用力の60%程度であるため、スタッドの抵抗力に加え鋼桁フランジ面の支圧力やフランジコバ面の接触力等の他の抵抗要素が期待できることが明らかとなった。今後、こうしたスタッド以外の抵抗要素が実橋の条件でも同様に期待できるか、引き続き検討する必要がある。

## 5. まとめ

接合部の断面特性把握を目的として行った全体系平面骨組解析による試設計の結果を以下にまとめる。

- 1) 試設計した全32ケースに対し、鋼-コンクリート接合部は常時荷重と温度荷重の組合せケースで必要スタッド本数が決定される結果となった。
- 2) 埋め込み浅いケース、スタッド本数最大ケース等条件が厳しいケースでも、フランジ拡幅することなくスタッド配置が可能な結果となった。
- 3) 鋼-コンクリート接合部の塑性化部位は、いずれのケースも供用への影響等が小さい橋台壁側となった。

鋼桁の埋込深さ及びフランジ下面の空隙の有無をパラメータとし、実験供試体を対象とした有限要素解析により接合部の抵抗機構について検討した。得られた主な結果を、以下にまとめる。

- 1) 解析結果と実験結果を比較して、荷重-変位関係の初期勾配は概ね一致する結果となった。
- 2) 接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付きスタッドの水平せん断力、フランジの支圧力及びフランジコバ面の接触力の3つが支配的であることを確認できた。

3) 1 本あたりのスタッドの許容せん断力を道示<sup>4)</sup>の評価式で算定される値の2倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置した解析モデルにおいて、接合部の曲げモーメントに対してフランジ付スタッドの水平せん断力で50～60%程度を負担していることが確認できた。

今後、全体系平面骨組解析で試設計した実橋モデル(床版を考慮)に対して実施する有限要素解析により、スタッド以外の抵抗要素が実橋の条件でも同様に期待できるか検証予定である。その結果を踏まえ、鋼-コンクリート接合部の設計法を提案するべく、検討を継続していく予定である。

## 謝辞

(独)土木研究所及び大阪工業大学(栗田章光教授)との共同研究の一環として実施し、本研究に際して、早稲田大学の小野潔教授に多大なるご協力を頂いた。記して関係各位に感謝の意を表します。

### [参考文献]

- 1) 独立行政法人土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その1)，2007.4.
- 2) 独立行政法人土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その2)，2008.12.
- 3) 独立行政法人土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その3)，2012.3.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説I～V，2012.3.
- 5) 遠藤繁人，和田圭仙，七澤利明：頭付きスタッドを用いた鋼-コンクリート接合部の耐力評価に関する実験的研究，土木学会第69回年次学術講演会，I-177，pp.353-354，2014.9.
- 6) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書2007年制定，2007.3.
- 7) 土木学会：複合構造標準示方書2009年制定，2009.12.
- 8) Dassult Systems Simulia：ABAQUS 6.13 Abaqus/CAE User's Guide, 2013
- 9) 岡田淳・依田照彦：密にグループ配列した頭付きスタッドの寸法及び強度のせん断耐荷性能に及ぼす影響と床版断面のせん断耐荷力評価，土木学会論文集A, Vol. 62, No. 3, pp. 556-569, 2006.7
- 10) European Committee for Standardization：Eurocode 2, Design of concrete structures, 1992
- 11) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]2012年制定，2013.3.
- 12) 保坂鐵矢・平城弘一・小枝芳樹・橋吉宏・渡辺滉：鉄道用

連続合成桁に用いるずれ止めのせん断特性に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol. 44A, pp. 1497-1504, 1998. 3.