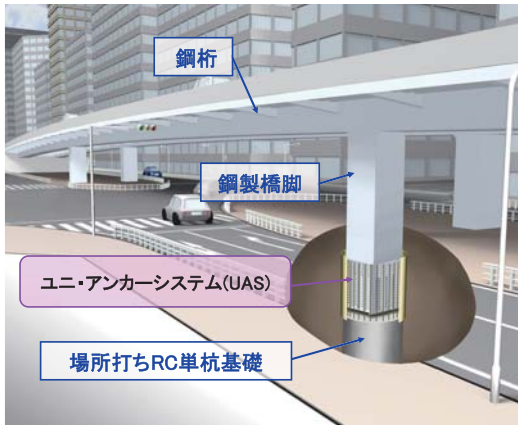


鋼製橋脚基部と杭基礎との接合構造 【ユニ・アンカーシステム(UAS)】の製品化に向けた開発

Product Development of Connection between Steel Pier and Pile Foundation,
'Uni-Anchor System'



清水 晋作 Shinsaku Shimizu ①
美島 雄士 Yuji Mishima ②

あ ら ま し

当社は立体交差橋の急速施工法に関して独立行政法人 土木研究所と共同研究を行い、現地での工期や交通規制の低減を目的とした鋼製橋脚基部と杭基礎との接合構造である「ユニ・アンカーシステム (UAS)」を開発した。その後、平成21年からUASをより汎用性のあるものとするために当社単独で製品化に向けた開発を実施した。製品化は、まずUASの基本的な諸元に対して適用範囲を設定し、次にその適用範囲内で材料の規格や寸法、構造詳細などを統一し、そして、そのうちの代表的な構造に対して実験および解析的手法を用いて安全性を検証することで達成した。本文ではUASの特徴やその効果、製品化に向けた開発の概要、さらに実橋への適用事例について報告する。

Abstract

We have conducted research into an accelerated construction method for overpasses with the Public Works Research Institute. As a result, we have developed the Uni-Anchor System (UAS) with the aim of reducing the on-site construction period and minimizing traffic restrictions during construction work. The UAS is a new type of connecting structure that is built between a steel pier and a pile foundation. Subsequently, starting in 2009 we refined independently the UAS to enhance its versatility. Specifically, we set its scope of application, and standardized its structure by unifying materials, dimensions and details. Having also verified the structure's safety using the results of experiments and FE analysis, we have now completed the product development. This paper provides details on the UAS structure and features, as well as an outline of the development and an example of application to an actual steel bridge.

1. 緒 言

都市部における多くの主要な交差点では慢性的に交通渋滞が発生しており、渋滞による経済損失や環境への影響が問題となっている。交差点の立体化は渋滞解消に向けた有効な対策の一つであり、近年、各地で計画が活発化している。渋滞箇所立体交差橋を建設する場合、工事期間中のさらなる渋滞の発生を抑制するため現

地工期の短縮や工事中の交通規制を最小限とすることが重要となる。特に現地施工が主体で施工に時間のかかる基礎構造に対しては、構造の合理化やコンパクト化を図ることによって、施工を迅速化することが効果的である。

このようなことから、当社は平成15年から平成17年にかけて独立行政法人 土木研究所と共同研究^①（以下、「共同研究」という）を行い、現地での急速施工や交通規制の低減を目的とした鋼製橋脚基部と杭基礎との新しい接合構造である「ユニ・アンカーシステム (Uni-Anchor System : UAS)」の基本構造を開発した。しかし、共

① Hitz日立造船㈱ 機械・インフラ本部 鉄構ビジネスユニット 設計部

② Hitz日立造船㈱ 機械・インフラ本部 鉄構ビジネスユニット 博士(工学) 技術士(建設・総合技術監理)

同研究では標準的な立体交差橋を想定した特定の一つの構造に対して性能確認を行うことでUASの基本構造を確立したものであったため、建設される橋梁がこれと異なる諸元を有する場合は、その構造諸元ごとに実験やFEM解析などによる性能の検証が必要となる。

そこで、本開発ではUASの基本的な諸元に対して適用範囲を設定し、その範囲内においては個々に性能の検証を行わなくてもその性能が保証されるように製品化することを目的とした。ただし、適用範囲内のすべての構造諸元に対して実験やFEM解析により性能を検証するのは現実的ではないため、代表的な構造諸元に対して設計を行い、その構造に対して実験および解析的手法を用いることによって性能を検証し、そして、その結果を用いて適用範囲内のあらゆる構造諸元に対する性能を保証することとした。

本論文では、最初にUASの構造の特徴や効果について述べ、次に製品化に向けた開発の概要について説明する。そして最後に、本製品を採用した実橋について工事概要とUASの適用による効果を紹介する。

2. UASの概要

2.1 構造概要

UASは、単柱橋脚またはラーメン橋脚の1柱に対する基礎を場所打ちRC単杭基礎として、鋼製橋脚基部と単杭基礎とを直接接合する合理化接合構造である。

UASの構造は、図1に示すように橋脚基部を延長した鋼板（以下、「鋼箱断面」という）と、その外周に溶接で接合された鋼板（以下、「外鋼板」という）とで形成した鋼殻を杭基礎頂部を覆うように設置し、その内部にコンクリートを充填することにより鋼製橋脚基部と杭基礎とを一体化するものである。橋脚からの断面力は鋼殻に配置したずれ止めである孔明き鋼板ジベル（以下、「PBL」という）から充填コンクリートまたは接合構造内に定着した杭基礎の主鉄筋を介して杭基礎に伝達される。

2.2 構造および施工上の特徴

UASは従来構造に対して以下の特徴を有している。

(1) 構造上の特徴

- ・従来構造（群杭基礎+RCフーチング+アンカーフレーム）に比べて部材が少なく、コンパクトな構造である。
- ・鋼製橋脚から作用する力はPBLにより基礎に確実に伝達する。
- ・外鋼板の採用により充填コンクリート部の帯鉄筋が省略できる。

(2) 施工上の特徴

- ・RCフーチングがないため、施工ヤードを縮小することができる。
- ・鋼箱断面と一体化した外鋼板の採用により、型枠や配筋等の現場作業を削減することができる。
- ・外鋼板の外径を基礎径より大きくしているため、基礎の施工誤差が生じた場合でも橋脚位置の精度確保が容易となる。

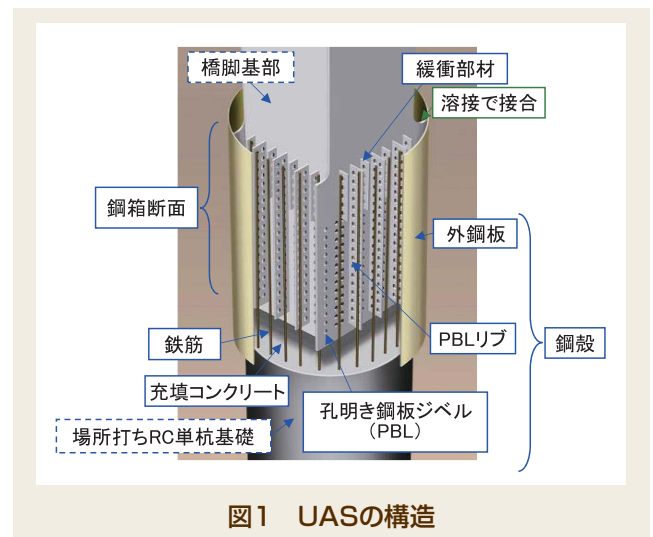


図1 UASの構造

表1 UASと従来構造 (RCフーチング+アンカーフレーム)との比較

	UAS	従来構造
構造概要		
施工手順	<p>杭の施工</p> <p>↓</p> <p>鋼殻据付</p> <p>↓</p> <p>充填コンクリート打設</p>	<p>杭の施工</p> <p>↓</p> <p>フーチング範囲掘削</p> <p>↓</p> <p>基礎砕石・均しコンクリート</p> <p>↓</p> <p>フーチング型枠・鉄筋組立</p> <p>↓</p> <p>アンカーフレーム据付</p> <p>↓</p> <p>フーチング鉄筋組立</p> <p>↓</p> <p>フーチングコンクリート打設</p>
現地工期	0.25	1.0
現地工費	0.75	1.0

2.3 従来構造との比較

鋼製橋脚基部と基礎との接合構造に関して、単杭基礎に対してUASを適用した新構造と、群杭基礎に対してRCフーチングとアンカーフレームを用いた従来構造との施工手順、現地工期および工費の比較を表1に示す。比較には橋長160m、中央径間60mで4車線の幅員を有する3径間の立体交差橋を対象として試設計した結果を用いている。

UASは杭基礎の本数を含め部材数が少なく現場作業を大幅に削減できるため、杭施工から接合構造の施工までを従来構造に比べて工期を1/4、工費を3/4に削減することが可能である。また、施工ヤードについては、従来構造に比べて施工時に1車線（交差点部の右折車線）多く車線を確保できるため、工事中的交通渋滞を緩和することができる。

このように、UASは部材が少なくコンパクトな構造であり、施工性に優れる特徴を有していることから「現地工

期の短縮」、「施工ヤードの縮小」、「工費縮減」などの効果が実現できる。

3. 適用範囲の設定と構造の標準化

3.1 適用範囲の設定 UASを製品化するに際しては、できるだけ汎用性のあるものとするために、その適用範囲を実橋の施工実績に基づいて設定する必要がある。本開発では、UASの適用対象となる橋梁諸元を表2に示す範囲とし、立体交差橋だけでなく、今後ニーズの増加する都市内高架橋に対する架替えや機能改善などの工事でも適用可能なものとした。立体交差橋に対する具体例を図2に示す。

表2に示す諸元の橋梁の施工実績調査を基にして、UASを適用できる基礎構造と下部構造の寸法を表3に示すとおりに定めた。

3.2 構造の標準化 構造を標準化するに際しては、性能検証の対象とする構造パターンを極力少なくすることと、製作の合理化を基本方針として、鋼板の板厚や材質、PBLの配置などの構造諸元をできるだけ統一することとした。図3に標準構造、表4に構造諸元を示す。着色した寸法は適用範囲内において変化する諸元を示

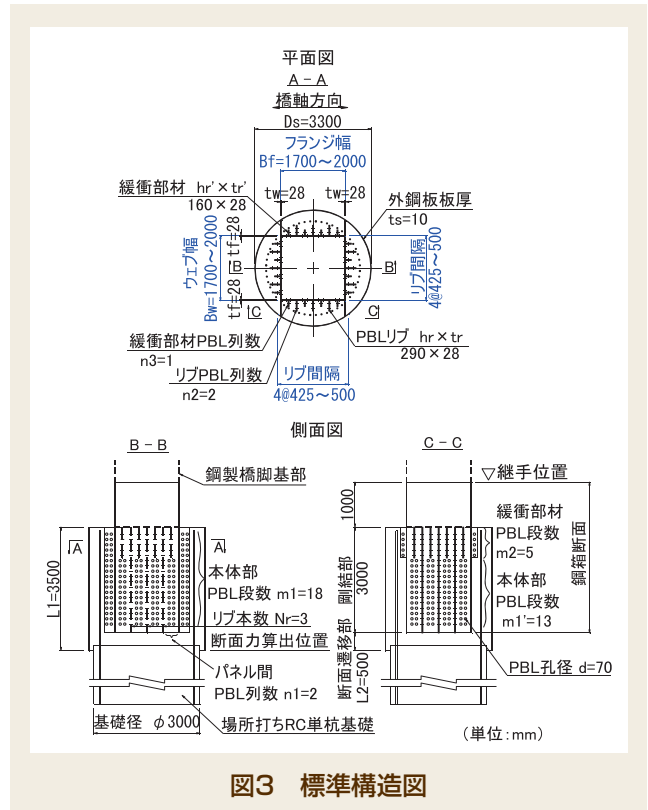


図3 標準構造図

表2 適用を想定する橋梁

	共同研究	本開発	備考
橋梁種別	立体交差橋	立体交差橋, 連続高架橋	
支間長	60m程度	60m程度	
支持地盤深さ	20m程度	40m程度	超軟弱地盤
床版形式	鋼床版	鋼床版, コンクリート床版	

表4 構造諸元

項目	記号	単位	標準構造		
鋼殻	外径, 長さ	$D_s \times L_1$	m	$\phi 3.3 \times 3.5$	
	外鋼板板厚	ts	mm	10	
	外鋼板材質	—	—	SM400	
	断面遷移部長さ	L2	mm	500	
鋼箱断面	フランジ, ウェブ幅	Bf, Bw	m	1.7~2.0	
	フランジ, ウェブ板厚	tf, tw	mm	28	
	PBLリブ本数	Nr	—	3	
	PBLリブ	hr × tr	mm	290 × 28	
	緩衝部材	hr' × tr'	mm	160 × 28	
	鋼板材質	—	—	SM490Y	
PBL配置	孔径	d	mm	70	
		断面方向	パネル間	n1	列
	PBLリブ		n2	列	2
	緩衝部材		n3	列	1
	深さ方向	標準部	m1	段	本体 18
緩衝部		m2, m1'	段	緩衝部材 5, 本体 13	

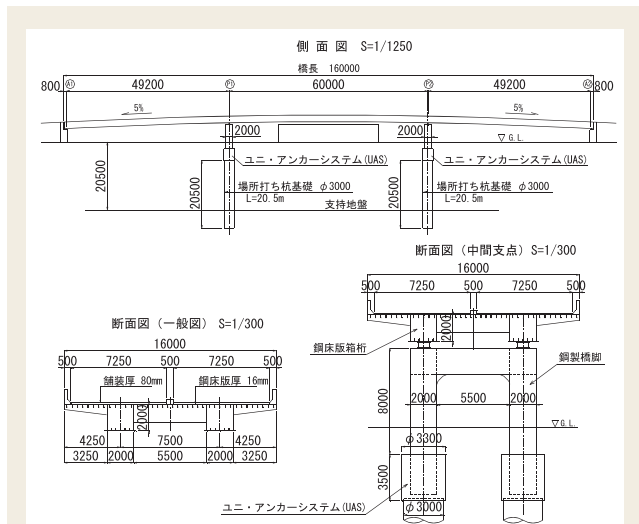


図2 UASの適用対象として想定した立体交差橋の例

表3 適用範囲

基礎構造	場所打ちRC単杭基礎 基礎径 $\phi 3.0$ m
下部構造	鋼製橋脚 断面幅 1.7m~2.0m
作用断面力	UAS下端に作用する断面力が適用断面力(表5)の値を超えないこと。

表5 適用断面力の例(レベル2地震時)

鋼殻径 $\phi 3.3$ m × 長さ 3.5m (基礎径 $\phi 3.0$ m)	断面力の種類	フランジ幅 Bf			
		1.7m	1.85m	2.0m	2.17m
ウェブ幅 Bw	1.7m	軸力N(kN)	±8450	±9150	±10000
		X(Y)軸回り曲げモーメントM(kN・m)	±21600 (±21600)	±23000 (±21300)	±24200 (±20900)
		Y(X)方向せん断力S(kN)	±1990 (±1990)	±2120 (±1970)	±2240 (±1930)
	1.85m	軸力N(kN)	±9150	±9800	±10700
		X(Y)軸回り曲げモーメントM(kN・m)	±21300 (±23000)	±22700 (±23700)	±23900 (±23400)
		Y(X)方向せん断力S(kN)	±1970 (±2120)	±2090 (±2090)	±2210 (±1910)
2.0m	軸力N(kN)	±10000	±10700	±11500	
	X(Y)軸回り曲げモーメントM(kN・m)	±20900 (±24200)	±20600 (±23900)	±23400 (±23400)	
	Y(X)方向せん断力S(kN)	±1930 (±2240)	±1910 (±2210)	±2170 (±2170)	

す。その他の寸法諸元（鋼箱断面寸法以外の寸法、鋼板の板厚・材質およびPBLの孔径、段数、列数、配置寸法）は統一している。

また、標準構造に配置されるPBLの許容せん断力から、UASが抵抗できる上限値、すなわちUASが適用できる作用断面力の範囲（以下、「適用断面力」という）を設定した。適用断面力の例を表5に示す。

4. 性能検証

4.1 検証項目および検証方法

4.1.1 検証項目

UASを実橋へ適用するためには、適用範囲内において標準化した構造（以下、「標準構造」という）が道路橋示方書²⁾（以下、「道示」という）V耐震設計編5.5の規定を満足する性能を具備する必要がある。そのため、道示V5.5の規定に基づいて検討した結果、UASの性能を検証するための項目を「損傷過程と損傷過程の再現性」、「耐荷力」および「構成部材の安全性」とした。

4.1.2 検証方法

(1) 損傷過程と損傷過程の再現性 UASの耐荷力に影響を及ぼす各部材の損傷形態を図4(a)に示す。UASの損傷過程は各部材が有する安全余裕度（表6の安全率の大きさ）から図4(b)に示す「断面遷移部の引張側鉄筋の降伏→コンクリートの圧縮破壊」となる。これについては縮尺模型を用いた正負交番載荷実験および実機模型を用いたFEM解析によって検証する。

(2) 耐荷力 (1)で示したようにUASの終局状態は、断面遷移部におけるRC断面でのコンクリートの圧壊とするため、UASの耐荷力（最大荷重）は断面遷移部のRC断面で算定できる。この妥当性については縮尺模型を用いた正負交番載荷実験および実機模型を用いたFEM解析により検証する。

(3) 構成部材の安全性 適用断面力が作用する状態において各部材が確保すべき安全率を表6に示す。これらの安全率は道示²⁾の各規定に準じたものである。また、各部材の安全性に対する照査項目を表7に示す。

PBLの安全性についてはPBL付鋼板を用いた載荷実験結果を基にして設定した許容せん断力に対して、実機模型を用いたFEM解析により求めたPBLに作用するせん断力が表7を満足することを確認する。また、鋼板、充填コンクリートおよび鉄筋の安全性については、実機模型を用いたFEM解析により、各部材が表7の照査項目を満足することを検証する。

4.2 損傷過程と損傷過程の再現性

4.2.1 縮尺模型を用いた正負交番載荷実験による損傷過程の確認

(1) 実験概要 実機の鋼箱断面の下限値である一辺1.7m×1.7mと、上限値である一辺2.0m×2.0mを対象とした1/4.5縮尺模型試験体に対して実験を実施した。試験体の据付状況を図5に示す。載荷荷重は鉛直荷重と水平荷重とし、鉛直荷重は橋梁の上下部工の死荷重に相

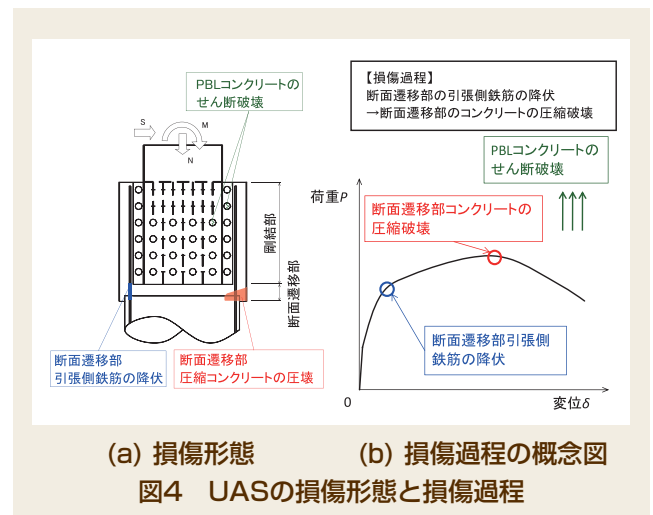


図4 UASの損傷形態と損傷過程

表6 各部材が確保すべき安全率

部材	常時		レベル2地震時		道路橋示方書適用規定	
	基準強度	安全率	基準強度	安全率		
剛結部	PBL	降伏せん断耐力 ^{注1)}	3.0	降伏せん断耐力 ^{注1)}	2.0	II編12.5.5
	鋼板	基準降伏点	1.7	基準降伏点	1.0	II編3.2.1
断面遷移部	鉄筋	基準降伏点	1.7	降伏曲げモーメント ^{注2)}	1.0	IV編4.3, IV編5.2.2
	コンクリート	圧縮強度	3.0			IV編4.2

注) 1. 降伏せん断耐力は、PBLに繰返し荷重を載荷し、除荷した後の残留ずれが発生しない限界の荷重のことである。

2. 引張側の鉄筋が降伏した状態での抵抗曲げモーメント

表7 各部材の限界状態と照査項目

部材	常時		レベル2地震時		
	状態	照査項目 ^{注1)}	状態	照査項目 ^{注1)}	
剛結部	PBL	弾性挙動 ^{注2)}	作用せん断力 < 許容せん断力	弾性挙動 ^{注2)}	作用せん断力 < 許容せん断力
	鋼板	弾性挙動	応力度 < 許容応力度	弾性挙動	応力度 < 降伏応力度
断面遷移部	鉄筋	弾性挙動	応力度 < 許容応力度	弾性挙動	作用曲げモーメント < 降伏曲げモーメント ^{注3)}
	コンクリート	弾性挙動	応力度 < 許容応力度		

注) 1. 許容応力度、許容せん断力 = 基準強度 / 安全率

2. PBLの弾性挙動とは、PBLに繰返し荷重を載荷し、除荷した後の残留ずれが無い状態のことである。

3. 引張側の鉄筋が降伏した状態での抵抗曲げモーメント



図5 試験体据付状況

当する一定荷重を載荷し、水平荷重は正負交番漸増載荷とした。

(2) 実験結果 実験結果については2つの試験体で特性が類似するため、代表的なケースとして鋼箱断面が最大である2.0m×2.0mを対象とした縮尺模型試験体に着目する。

図6に水平荷重と載荷点における水平変位の関係を示す。水平荷重と水平変位の勾配が変化するのは130kN付近であることがわかる。当該荷重付近における鉄筋のひずみ分布を調べたところ、水平荷重131kNで断面遷移部の鉄筋が降伏していることを確認した。

図7には実験終了後に外鋼板を除去した試験体の状況を示す。図より断面遷移部付近でコンクリートのひび割れとかぶりコンクリートの剥落が見られる。このかぶりコンクリートの剥落は最大荷重到達後に生じ、その後荷重が徐々に低下することを実験時に確認した。また、剛結部は健全な状態であることを目視により確認した。

これらの結果から、UASの損傷が「断面遷移部の引張側鉄筋の降伏→コンクリートの圧縮破壊（かぶりコンクリートの剥落）」の順で発生することを検証した。

4.2.2 実機モデルを用いたFEM解析による損傷過程と損傷過程の再現性の確認

(1) 解析概要 縮尺模型実験で対象とした構造諸元や細部構造に対する実験結果を補完するため、適用範囲内の実機寸法と細部構造を有するモデルを対象とし、構造諸元をパラメータとした9ケースのFEM解析を実施した。

構造諸元は適用範囲内において鋼箱断面の下限値である一辺1.7mと上限値である一辺2.0m、さらに中間値である1.85mで構成される正方形断面と長方形断面を対象とした。表8に解析ケースと構造諸元を示す。

解析方法は、材料非線形および幾何学的非線形性を考慮した弾塑性FEM解析とし、解析コードにはDIANA Ver.9.3を用いた。解析モデルは構造の対称性を考慮して1/2モデルとした。要素諸元は、鋼板はシェル要素、鉄筋はトラス要素、コンクリートはソリッド要素とした。図8にFEM解析モデルの一例を示す。

UAS部の鋼板、鉄筋およびコンクリートは弾塑性体とし、各部材の材料構成則は道示²⁾およびコンクリート標準示方書（設計編）³⁾の規定に準拠している。PBLはせん断ばねとしてモデル化し、ばねの特性値は後述する1孔基本試験体（孔径70φ）の実験結果より得られた荷重とずれの関係から設定した。

鉛直荷重は橋梁の上下部工の死荷重に相当する一定荷重を載荷し、水平荷重は漸増載荷とした。

(2) 解析結果 解析結果は全てのケースにおいて特性が類似するため、代表的なケースとして断面形状が正方形であり、寸法の上限値である2.0m×2.0mのモデル（S3-1）についての結果を示す。水平荷重と荷重作用点の水平変位の関係を図9に示す。図より水平荷重と水平変位の勾配が急変するのは2,700kN付近であることがわかる。このため、当該荷重付近の鉄筋応力を調べたところ

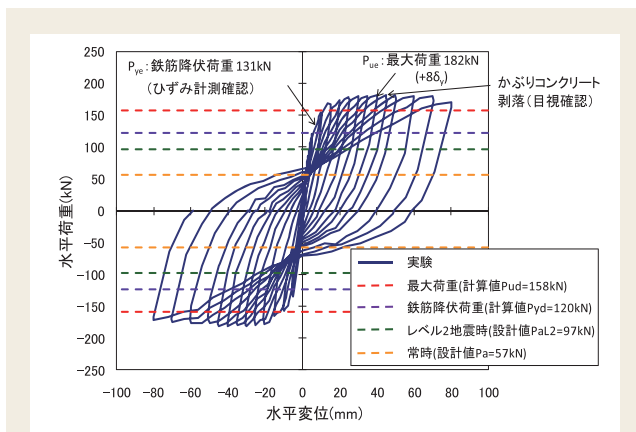


図6 水平荷重と水平変位の関係(最大モデル)

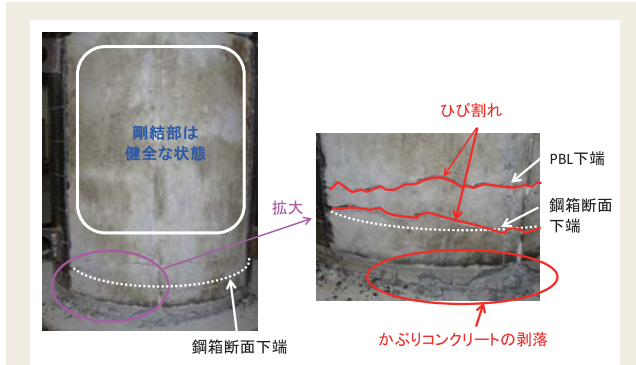
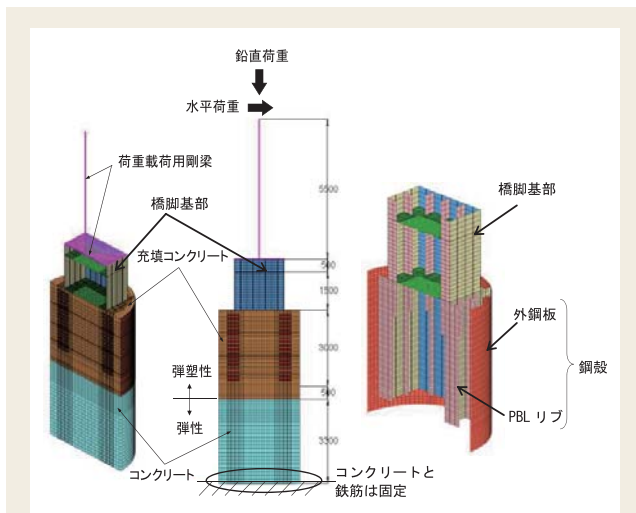
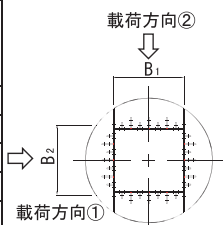


図7 実験終了後における試験体側面の状況 (外鋼板を除去)

表8 解析ケースと構造諸元

解析ケース	断面形状	寸法(B ₁ × B ₂)	載荷方向
S1-1	正方形	1.7m × 1.7m	①
S2-1		1.85m × 1.85m	
S3-1		2.0m × 2.0m	
R1-1	長方形	1.85m × 1.7m	①
R1-2			②
R2-1		2.0m × 1.7m	①
R2-2			②
R3-1		2.0m × 1.85m	①
R3-2			②



(a) 鳥瞰図 (b) 側面図 (c) 鋼部材鳥瞰図
図8 実機FEM解析モデル(S3-1,1/2モデル)

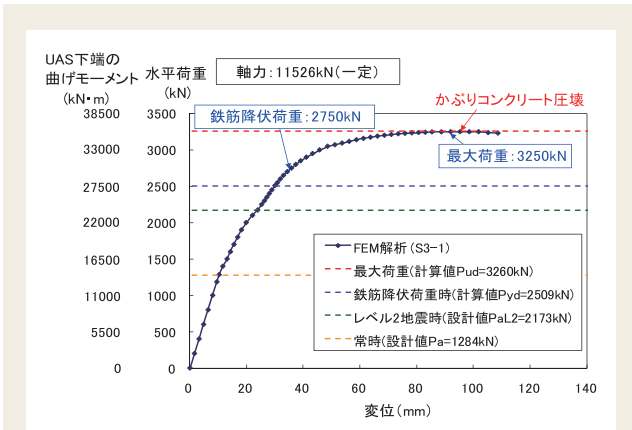


図9 水平荷重と水平変位の関係(S3-1)

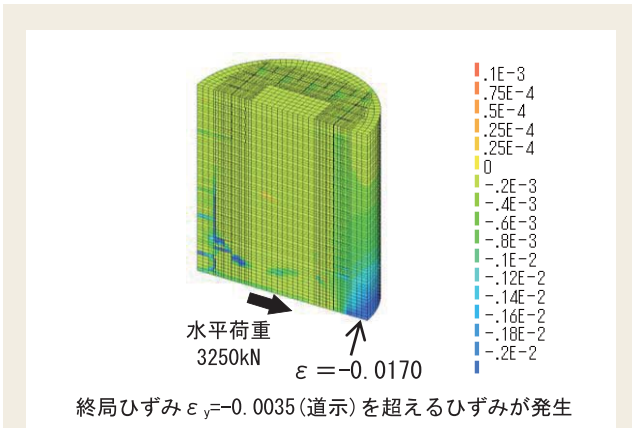


図10 最小主ひずみコンター図(最大荷重時)

ろ、水平荷重2,750kNで断面遷移部の鉄筋が降伏に至っていることを確認した。

最大荷重時(3,250kN)におけるコンクリートの最小主ひずみコンター図を図10に示す。圧縮縁で終局ひずみを超える圧縮ひずみが生じておりUASは断面遷移部のコンクリートの圧縮破壊で終局状態に至ることがわかる。

これらの結果より、UASの損傷が「断面遷移部の引張側鉄筋の降伏→コンクリートの圧縮破壊」の順で発生することを検証した。これは、縮尺模型実験の結果とも一致している。

4.3 耐荷力の検証

4.3.1 縮尺模型を用いた正負交番載荷実験による確認 鉄筋に貼付したひずみゲージの値から得られた鉄筋降伏荷重とその計算値(断面遷移部のRC断面として算出)および水平荷重と水平変位の関係から得られた最大荷重とその計算値(同上)との比較結果を表9に示す。この表より、実験値は計算値よりも10%程度大きいことを確認した。これらの結果より、UASの降伏荷重、最大荷重は断面遷移部のRC断面で算定できることを検証した。

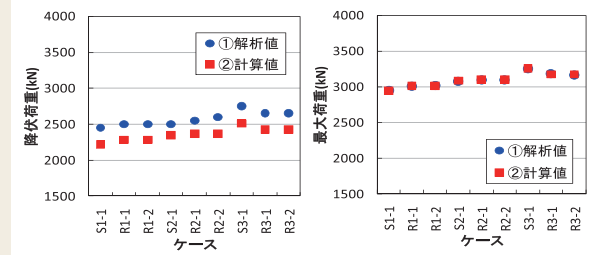
4.3.2 実機モデルを用いたFEM解析による確認

4.3.1と同様に降伏荷重および最大荷重について解析値と計算値とを比較した結果を図11に示す。降伏荷重は解析値が6~10%程度大きいものの概ね一致している。また、最大荷重については計算値と解析値が全ケースで

表9 降伏荷重、最大荷重における実験値と計算値との比較(縮尺模型実験)

荷重	試験体	降伏荷重(kN)		
		計算値 ^{注)}	実験値	実験値/計算値
降伏荷重	1.7m×1.7mの縮尺模型	109	117	1.07
	2.0m×2.0mの縮尺模型	120	131	1.09
最大荷重	1.7m×1.7mの縮尺模型	144	154	1.07
	2.0m×2.0mの縮尺模型	158	182	1.15

注) 降伏荷重の計算値は最外縁の引張鉄筋が降伏に到るときの荷重。最大荷重の計算値は圧縮縁のコンクリートが圧壊(終局ひずみに到達)するときの荷重。



(a) 降伏荷重 (b) 最大荷重
図11 降伏荷重、最大荷重における解析値と計算値との比較(実機FEM解析)

ほぼ一致していた。これらの結果からも実験結果と同様、UASの降伏荷重、最大荷重は断面遷移部のRC断面で算定できることを検証した。

4.4 構成部材の安全性の検証

4.4.1 PBLの安全性

(1) 検証手順 PBLの安全性は、表7に示したように作用せん断力が許容せん断力以下になることを確認することで検証する。以下にPBLの安全性の検証手順を示す。

まずPBL1孔を対象として引抜き載荷実験を実施し、基本となるPBL1孔あたりの許容せん断力を決定する。UASにはPBLが複数配置されることから、1孔の場合と異なり隣接するPBLが相互に影響を及ぼすことが考えられる。そのため、複数配置の場合においてもPBL1孔の許容せん断力を基にした許容せん断力を適用することの妥当性について、実機でのPBLの配置状態(多段、並列、立体)を対象とした引抜き載荷実験および曲げモーメントの載荷状態を対象とした水平載荷実験の2種類の載荷実験を実施して検証する。そして、PBL複数配置の許容せん断力を基に、実機モデルを用いたFEM解析により実機に配置されたPBLの安全性を検証する。なお、PBLの載荷実験の詳細については文献⁴⁾を参照されたい。

(2) PBLの許容せん断力

1) PBL1孔の許容せん断力 PBL1孔の許容せん断力は、1孔の試験体に対する引抜き載荷実験により、繰返し荷重において残留ずれが生じない限界荷重である「降伏せん断耐力」を求め、その値に表6に示した安全率を考慮して設定した。1孔試験体の荷重とずれの関係の一例を図12に示す。図中には常時およびレベル2地震時の設計荷重を併記している。降伏せん断耐力は設計荷重よりも十分に大きく、また、最大せん断耐力後も脆性的な劣化は見られない。この荷重とずれの関係を用い

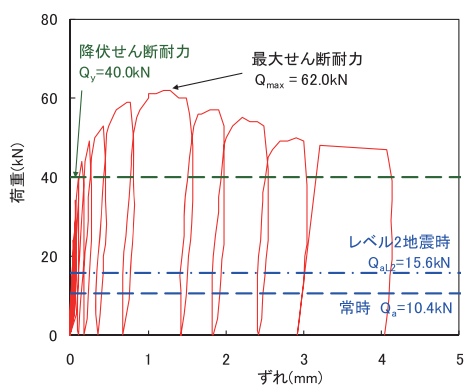


図12 荷重とずれの関係(1孔、孔径35φ)

荷重と鋼板とコンクリートのずれの関係より残留ずれが発生しない限界の荷重である降伏せん断耐力 Q_y を設定

常時における許容せん断力 Q_a を降伏せん断耐力 Q_y に対して所要の安全率を確保するように設定

$$Q_a \leq \frac{Q_y}{\gamma} \quad (1)$$

ここに、 γ : 常時における安全率 3.0

せん断破壊となる場合の許容せん断力の算定式

PBLがコンクリートのせん断破壊で終局を迎える場合、その強度は次式で算出できる。

$$Q_a = c\sigma_{ck}d^2 \Rightarrow c = \frac{Q_a}{\sigma_{ck}d^2} \quad (2)$$

ここに、 c : 常時の許容せん断力を算出するための定数
 σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
 d : PBLの孔径(mm)

PBL1孔の許容せん断力算定式

1孔試験体の実験結果と式(2)より定数 $c=0.33\sim 0.38$ となるため、本開発では安全側に丸めて $c=0.3$ とする。

$$\text{常時} \quad Q_a = 0.3\sigma_{ck}d^2 \quad (3)$$

$$\text{レベル2地震時} \quad Q_{al2} = \alpha \times 0.3\sigma_{ck}d^2 = 0.45\sigma_{ck}d^2 \quad (4)$$

ここに、 α : 許容応力度の割増係数 1.5

図13 PBL1孔の許容せん断力の算定式(4)・(5)・(6)

てPBL1孔の許容せん断力を図13の手順で設定した。

2) PBL複数配置の許容せん断力 UASの鋼殻ではPBLは部材に対して平面的および立体的に複数配置する。このようにPBLを複数配置する場合の許容せん断力を全ての孔が均等にせん断力を分担するものとして式①および式②により算出することとした。

$$\text{常時} \quad : Q_{aM} = n \times Q_a \quad (1)$$

$$\text{レベル2地震時} \quad : Q_{al2M} = n \times Q_{al2} \quad (2)$$

ここに、

Q_{aM} : 複数配置の場合の常時における許容せん断力

Q_{al2M} : 複数配置の場合のレベル2地震時における許容せん断力

n : 配置PBLの個数

Q_a, Q_{al2} : PBL1孔の許容せん断力(図13参照)

PBL複数配置の許容せん断力の妥当性は式①および

式②により求めた許容せん断力がPBL载荷実験により得られる降伏せん断耐力に対して表6に示した安全率を満たすことを確認することで検証した。

表10にPBL複数配置試験体での実験値(降伏せん断耐力)と式①および式②による設計値(許容せん断力)から求めた安全率を示す。表より、全ての試験体は常時およびレベル2地震時に対して所要の安全率を満足している。

以上より、複数配置の場合のPBLの許容せん断力は式①と式②で求められた値を用いることができることを確認した。

(3) 実機PBLの安全性 実機構造のPBLの安全性は、4.2.2の実機FEM解析で求めた図14に示すPBL1群のせん断力の合計が式①および式②により求められる許容せん断力以下となることを照査することにより確認する。ただし、せん断力の分布は図15に示すように不均等となるため、前提条件として各PBLに作用するせん断力は次式を満足するものとする。

せん断力の集中度合いに関する条件

$$Q_{FEMmax} \leq Q_{EXPmax} \quad (3)$$

せん断力分布のバラツキに関する条件

$$S_{FEM} \leq S_{EXP} \quad (4)$$

ここに、

Q_{FEMmax} : FEM解析においてPBL1群に作用する各せん断力のうちの最大値

Q_{EXPmax} : PBL载荷実験において各PBLに作用するせん断力のうちの最大値

S_{FEM} : FEM解析におけるPBL1群に作用するせん断力分布の標準偏差

S_{EXP} : PBL载荷実験で得られたせん断力分布の標準偏差

照査の結果、PBLの1群に作用するせん断力の合計値はレベル2地震時において許容せん断力の80%程度であり、実機UASに配置されたPBLは所要の安全率を有することを確認した。

4.4.2 鋼板、充填コンクリートおよび鉄筋の安全性 実機FEM解析から得られた適用断面力(表5)が作用した状態における各部材の発生応力がいずれも表7に示す許容値以下であることを確認した。解析結果の詳細は文献⁴⁾を参照されたい。

以上より、UASを構成する部材は適用断面力に対して道示に準じた所要の安全率を有することを確認した。

5. 実橋への適用

5.1 適用工事の概要

UASの第1号機は「近畿自動車道守口ジャンクション(鋼上部工)工事」において採用された。本工事は、西日本高速道路株式会社によって発注され、鋼上部工および鋼製橋脚の設計・施工を(株)IHIインフラシステム・川田工業(株)JVが受注し、JVから当社がUAS2基(鋼材重量約31トン)の設計・製作を請け負った(納期:平成24年4月)。守口ジャンクシ

表10 複数配置試験体の降伏せん断耐力に対する安全率

着目点	孔数		荷重方向	設計値			実験値		安全率 γ	
	鉛直	水平		常時許容せん断力 Q_{aL2} (kN)	レベル2地震時許容せん断力 Q_{aL2M} (kN)	降伏せん断耐力 Q_{yM} (kN)	常時 ($\gamma \geq 3$) Q_{yM} / Q_{aL2}	レベル2地震 ($\gamma \geq 2$) Q_{yM} / Q_{aL2M}		
									nv	nh
多段	18	1	引張	197.8	296.7	700.7	3.5	2.4		
				197.8	296.7	702.6	3.6	2.4		
並列	1	2	引張	22.6	33.8	82.2	3.6	2.4		
				22.6	33.8	99.8	4.4	2.9		
立体(十字)	1	4	引張	41.6	62.4	160.5	3.9	2.6		
				41.6	62.4	160.5	3.9	2.6		
作用断面力	3	2	水平	18.5 ^{注)}	27.8 ^{注)}	81.0 ^{注)}	4.4	2.9		
				18.5 ^{注)}	27.8 ^{注)}	81.3 ^{注)}	4.4	2.9		

注) 水平荷重実験は、水平荷重とずれの関係を用いて整理している。(文献⁴⁾参照)

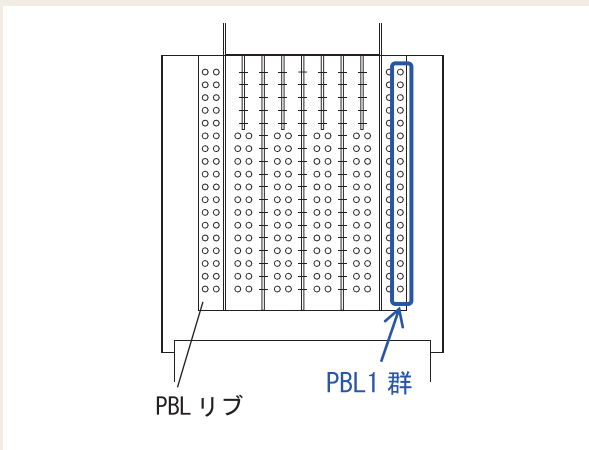
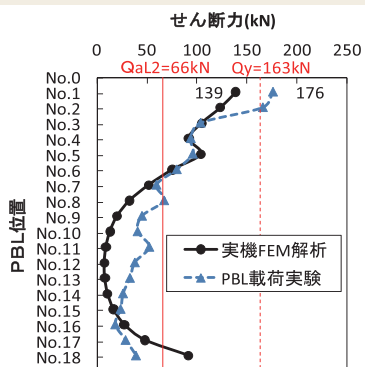


図14 PBLの1群



注) Q_{aL2} : レベル2地震時における許容せん断力
 Q_y : PBL 載荷実験(1孔、70φ)より得られた降伏せん断耐力

図15 実機FEM解析結果と実験結果の比較例 (レベル2地震時)

ン(以下、「守口JCT」という)は、近畿自動車道と阪神高速12号守口線とを接続するジャンクションであり、付近は道路やモノレールが近接している。守口JCTの全体図を図16に示す。

5.2 採用に至った経緯 UASが採用されたDP5橋脚および近接する構造物の位置関係を図17に示す。DP5橋脚は近畿自動車道および大阪府道2号大阪中央環状線に挟まれた極めて狭隘な位置にあるため、従来のフーチングを用いた群杭基礎や基礎径が大きいケー



図16 守口ジャンクション全体図

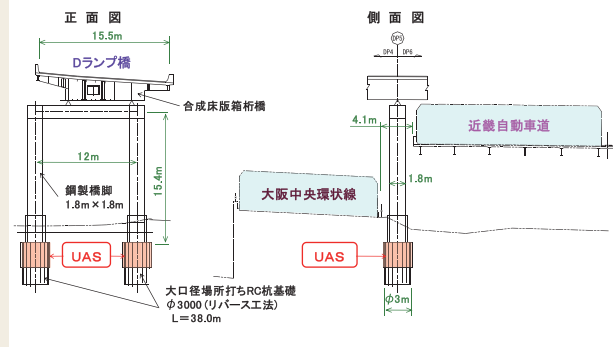


図17 DP5橋脚の概要と周辺状況

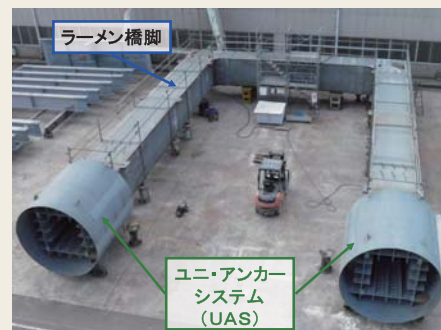


図18 仮組状況

ソン基礎などでは構造的に成立しないという問題があった。そのため、こうした厳しい条件のある現場でも適用可能であるUASが採用されることになった。

5.3 現地施工 製作された鋼殻は図18に示すように仮組により橋脚との取り合いを確認した後に現地へ輸送された。UASの現地施工は場所打ちRC単杭基礎上への鋼殻の据付け並びに基礎と鋼殻とをコンクリートで一体化する工程からなる。UASの施工完了後、コンクリートの養生期間を経て鋼製橋脚の柱部材をUAS上に架設し、鋼製橋脚が完成した。鋼製橋脚の完成状況を図19に示す。

5.4 実橋への適用による効果 UASが適用されたDP5橋脚の建設場所は極めて狭隘な場所であったが、UAS 1基の施工は鋼殻の据付けと充填コンクリートの打設を併せて半日程度という短時間で問題なく行われた。このことにより、UASの特徴である現地工期の短縮、施工ヤードの縮小という効果が実証された。



図19 鋼製橋脚完成状況

6. 結 言

本論文は、鋼製橋脚基部と杭基礎との接合構造である「ユニ・アンカーシステム (UAS)」を立体交差橋や連続高架橋に適用すべく実施した製品化に向けた開発についてまとめたものである。本開発では、UASの適用範囲を設定した上で構造の標準化を行い、その中の代表的な諸元の構造について実験および解析的手法を用いて安全性を検証し、その結果により適用範囲内のあらゆる構造諸元に対する性能を保証することで製品化を達成した。さらに、本製品を実橋に適用することでUASの特徴である現地工期の短縮、施工ヤードの縮小という効果が確認できた。

また、本開発における一連の成果をもって一般財団法人土木研究センターに建設技術審査証明に係る技術審査を依頼し、平成25年5月に建設技術審査証明を取得した。

今後、UASが建設技術審査証明と施工実績に裏付けされた有用な技術であることを全面に打ち出して、国内外の社会インフラ整備への活用を図って行きたい。

参考文献

- 1) (独)土木研究所,日立造船(株), (株)フジタ：交差点立体化の路上工事短縮技術の開発に関する共同研究報告書, 共同研究報告書第334号, 2005.3.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説I～V, 2012.3.
- 3) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 (設計編), 2013.3.

- 4) (一財)土木研究センター：鋼製橋脚基部と杭基礎との接合構造「ユニ・アンカーシステム (UAS)」建設技術審査証明報告書, 建技審証第1303号, 2013.5.
- 5) Leonhardt,F.;Andra,W.;Andra,H.et al. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp.325-331, 1987.12.
- 6) 明橋克良, 永田淳, 水木隆夫ほか：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31号, pp.81-87, 2001.9.

【文責者連絡先】

Hitz日立造船(株) 機械・インフラ本部
鉄構ビジネスユニット 設計部
清水晋作

Tel : 06-6569-0261 Fax : 06-6569-0257
e-mail : shimizu_shi@hitachizosen.co.jp

Hitachi Zosen Corporation
Machinery &Infrastructure Headquarters
Steel Structure Business Unit
Design Department
Shinsaku Shimizu
Tel : +81-6-6569-0261 Fax : +81-6-6569-0257
e-mail : shimizu_shi@hitachizosen.co.jp



清水 晋作



美島 雄士