

(44) 大規模斜張橋の主塔におけるSC構造の適用とせん断力に対する検討

上東 泰¹・忽那 幸浩²・山野辺 慎一³・伊藤 康輔⁴

¹正会員 工務課長 日本道路公団中部支社豊田工事事務所 (〒471-0831 愛知県豊田市司町4-16)
Yasushi.Kamihigashi@jhnet.go.jp

²正会員 工事長 日本道路公団中部支社名古屋工事事務所 (〒455-0015 名古屋市港区港栄1-2-28)
Yukihiro.Kutsuna@jhnet.go.jp

³正会員 上席研究員 鹿島建設技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
yamanobe@kajima.com

⁴正会員 設計主査 鹿島建設土木設計本部 (〒182-0036 東京都港区赤坂6-5-30)
kousuke-itou@kajima.com

第二東名高速道路矢作川橋のRC主塔は、高さ109.6mで、曲線が多用された逆Y形となっている。この主塔基部・受梁部には、従来に比べはるかに大きな断面力が作用するため、大型の鋼殻を用い、受梁部においてはPC鋼材による逆せん断力を導入した鋼殻・コンクリート複合構造(SC構造)を採用した。主塔の重要性を考えると、せん断破壊よりも曲げ破壊先行型の破壊モードとすることが望ましく、せん断耐力の評価においては慎重な検討が必要と考えられた。しかしながら、こうした構造はこれまでに例がなく、特にせん断耐力の評価においては不明な点も多く、研究例も見当たらなかった。

本文では、主塔受梁部を対象として行った縮小模型試験体による載荷実験の結果と、主塔基部・受梁部の、主にせん断力に対する検討結果について報告する。

Key Words : SC structure, RC tower, corbel, shear strength, prestress

1. はじめに

矢作川橋¹⁾は、第二東名高速道路と東海環状自動車道の共有区間となる豊田 JCT～豊田東 JCT 間に位置し、一級河川矢作川を横架する、波形鋼板ウェブを有するPC・鋼複合斜張橋である。

側道である都市計画道との交差条件を満足させ、かつ周辺環境との調和に配慮した結果、主塔形状は、その基部において湾曲した複雑な形状を有する逆Y形となった。こうした形状と、全幅員43.8m、最大支間235mの主げた重量の大半を斜材を介して主塔が支えていることから、本橋の主塔の基部は、通常の規模・形状を有する逆Y形の場合に比べ、はるかに大きな断面力が生じる部材となった。この基部は橋脚側面から短く張り出したコーベル形状の受梁により支持されている。図-1に主塔と橋脚の全体図を示す。

このような部材を通常のRC構造として設計した場合、主鉄筋として太径の鉄筋を多段に配置する必要があり、施工性にも問題があると想定された。また、斜張橋の主げたの張出し施工は、主塔上部の斜材定着部の完成後になるため、全体工期を短縮するためには、主塔の

工期短縮が必須の条件であった。

そこで、種々の構造について比較検討を行った結果、本橋の主塔においては、鋼殻を鉄筋コンクリートに埋め

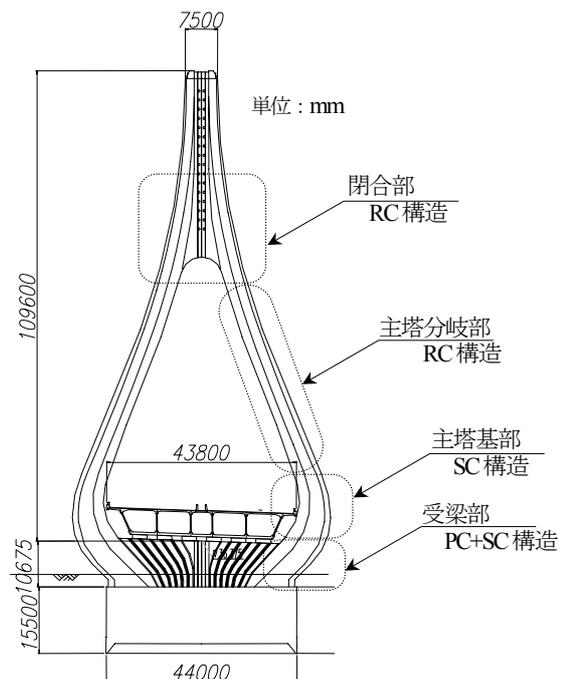


図-1 主塔・橋脚構造図(P2)

表-1 補強構造比較表

	PC 構造案	SRC 構造案	SC 構造案 (採用)
概要図			
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 主塔 2~3 リフト施工時に鉛直 PC 鋼材全てを緊張するとオーバープレストレスとなる 主塔基部に鉛直方向に配置するため、PC 鋼より線およびせん断補強筋の施工が極めて困難 PC 部と RC 部の剛性変化が大きく、段落し等の対策が必要 受梁部横締め鋼材との錯綜部分の施工性に劣る 	<ul style="list-style-type: none"> 主塔基部の構造クラックの発生は抑えられない 鉄骨の継ぎ手個数が多く、格点が多くなることより、通常の SRC に比べて工費・工期が増大 せん断補強筋・鉄骨・PC 鋼材が錯綜するため、施工性が著しく低下 形状が複雑なため、ブロック化による省力化が困難 	<ul style="list-style-type: none"> 主塔基部は、鋼殻の先行設置により、工期短縮が可能となる 鋼殻部材の製作に時間を要する 主塔クライミング部RC構造への剛性変化に配慮が必要 鋼殻の圧縮フランジの座屈、およびコンクリートの局部応力に対する配慮が必要 曲げモーメント、せん断力に対する合理的な補強が可能
構造	△	×	○
施工性	×	×	○
経済性	○	△	△

込んだ構造(以下 SC 構造)を採用した。

SC 構造となる部位は、曲げモーメントが卓越する主塔基部と、せん断スパン比が小さくせん断力が卓越する受梁部に大別できる。前者は箱形断面を有する鋼殻による SC 構造とし、後者は、ひび割れ幅を制御するために横締め PC 鋼材を曲げ下げて配置し、逆せん断力を導入した SC 構造(以下 PC+SC 構造)としている。

主塔の設計においては、主塔基部と受梁部の各検討断面について、軸力・曲げモーメントとせん断力に対して照査した結果、主塔全体としての終局耐力は主塔基部の曲げ破壊で決定していた。しかしながら、こうした構造はこれまでに例がなく、特にせん断スパン比が 1.0 程度となる受梁部のせん断耐力の評価については、不明な点も多く、研究例も見当たらなかった。

主塔の設計においては、その重要性を考えると、ぜい性的な破壊形式であるせん断破壊よりも曲げ破壊先行型の破壊モードとすることが望ましく、せん断耐力の評価においては慎重な検討が必要と考えられた。

こうしたことから、矢作川橋の設計においては、P2 主塔受梁部を対象とし、縮小模型試験体を用いた載荷実験を行い、耐力を確認するとともに設計の妥当性を検討した。

本文では、このような矢作川橋における SC 構造の設計検討の概要と、設計の妥当性確認のために行った縮小模型による耐力確認実験の結果について報告する。

2. 矢作川橋の主塔・橋脚の構造概要

(1) 矢作川橋の構造

本橋の概要を以下にまとめる。

道路規格：第二東名 B 規格 (付加車線付)

構造形式：PC 波形鋼板ウェブ・鋼混合 4 径間連続斜張橋

橋 長：820.000 m

けた長：818.800 m

支 間長：173.400+235.000+235.000+173.400 m

幅 員：全幅員 43.800 m~47.167 m

有効幅員：40.000 m~43.367 m

(2) 主塔・橋脚の構造

図-1 に示した主塔の断面寸法は、基部で橋軸方向 10.0 × 橋軸直角方向 8.4 m、閉合部で 7.0 × 5.0 m、頂部で 5.0 × 7.5 m の大断面であり、基部から約 9 m の位置から中空形状となっている。正面から見た形状は、全て円弧の組合せとなっており、基部は水平面に対し約 60° の角度を有し、湾曲して閉合部に至る。

構造的な特徴としては、主塔自重および斜材軸力が、構造軸心の変化により、軸力からせん断力に置き換わるとともに、湾曲部で曲げモーメントが交番・増大し、受梁部に支持されている。

受梁部は、橋脚から片持ち梁的に張り出して、上記の主塔からの作用力を受けるため、非常に大きな曲げモーメントとせん断力が生じる。また形状的にせん断スパン比が約 1.0 のコーベル部材としての性状を示すと考えられ、この特性を評価して設計することが重要であると判断された。

また、主塔は、常時より橋軸直角方向の曲げモーメント・せん断力が作用している状態で地震が作用することにより、2軸の曲げ、せん断を受ける上、これらとねじりモーメントの組合せ応力状態を示す部材となる。

表-2 設計の考え方

		受梁部(PS+SC構造)	基部(SC構造)
安 全 性	設計荷重作用時・施工時	断面応力度	
	照査項目	断面耐力	
	準拠規準	道路橋示方書 IV, III, II編	道路橋示方書 IV, II編
	準拠規準	道路橋示方書 III編 (コンクリート標準示方書)	道路橋示方書 III編
検 証	解 析	2次元非線形 FEM 解析	
	実 験	主塔基部・受梁部耐荷力確認実験	
耐 震	L1 地震時	耐震性能 1	
	L2 地震時	耐震性能 2	
耐 久 性	ひび割れ幅	特に厳しい環境 (0.0035c)	一般の環境 (0.005c)
	温度応力	コンクリート標準示方書	
	温度応力	ひび割れ指数	

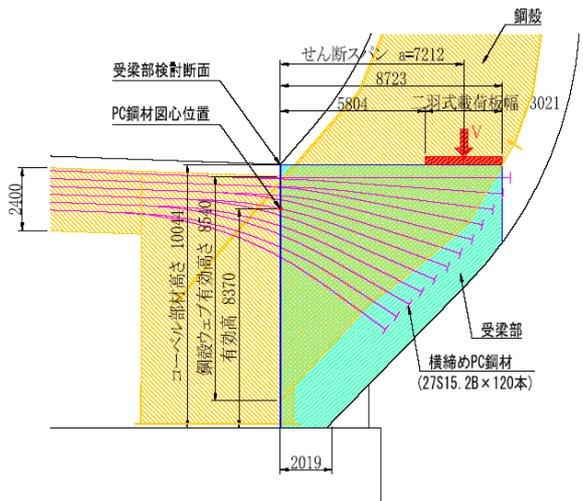


図-2 受梁部の構造寸法

3. 主塔・橋脚の設計概要

(1) SC 構造の選定経緯

詳細設計では、まず RC 構造として概略設計を行い、補強鋼材量を算出した。この場合、主塔基部で曲げモーメントに対する軸方向鉄筋 D51ctc150×9 段、せん断補強鉄筋 D29ctc150×24 本、受梁部では曲げモーメントに対する軸方向鉄筋 D51ctc90×20 段、せん断補強鉄筋 D51ctc150×20 列が必要となり、施工が困難なばかりか、急速施工を求められている本工事においては、施工サイクルの確保は非常に困難と考えられた。また、設計当初から下部構造の施工が着手済みであり、形状変更等での対応は不可能であった。これらを理由に、補強構造として表-1 に示す 3 案で概略設計および数量算出を行い、施工性も合わせて比較検討を行った結果、SC 構造を採用した。

(2) SC 構造の設計

コンクリート断面内の引張およびせん断補強に鋼殻を配置した SC 構造については、道路橋示方書の規定には該当する項目が無い。このため、SC 構造の応力度算出・耐力算出の考え方は、コンクリート標準示方書の合成構造、複合構造物設計・施工指針(案)などを参考とした。設計の基本的な考え方を表-2 に示す。

a) 鋼 殻

曲げモーメントおよび軸方向力に対しては、鋼殻を付着のある鋼材に置き換えて引張抵抗材として考慮した。

せん断力・ねじりモーメントに対しては、基本的に鋼殻のみで抵抗すると考えた。

b) プレストレス

曲げモーメントおよび軸方向力に対しては、設計荷重作用時は設計断面に対する角度・偏心量を考慮した断面力と、断面に対する角度換算した引張抵抗材として考慮した。

終局荷重作用時は、断面内の偏心量と有効導入力相当の初期ひずみを有する鋼材として考慮した。せん断力・ねじりモーメントに対しては、断面に作用する逆せん断力として考慮した。

c) 受梁部のせん断耐力

受梁部は、図-2 に示す通り、せん断スパン比が約 1 であり、その終局時の耐荷機構はディープビーム(コーベル)としての性状を示すと考えられた。

これまで、鉄筋および PC 鋼材で補強したコーベル部材としてのせん断耐力の算定には、新猪名川大橋²⁾等での実績があるが、鋼殻で補強した SC 構造については前例がない。後述する終局荷重作用時の設計結果からも分かるとおり、本部材の橋梁全体としての重要性を考えると、ぜい性的な破壊形態であるせん断破壊よりも曲げ破壊先行型の破壊モードとすることが望ましく、せん断耐力の評価においては慎重な検討が必要と考えられた。

PC+SC 構造である本橋の受梁部のせん断耐力については、後述の耐荷力確認実験結果に基づき、以下のように検討した。

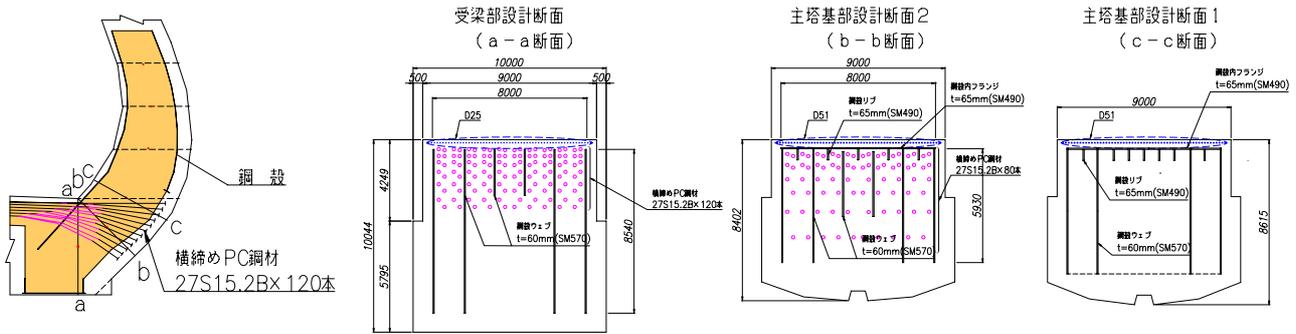
受梁部のせん断耐力 V は、次式のように、検討断面におけるコンクリート負担分 V_c 、鋼殻負担分 V_s 、および PC 鋼材の逆せん断力分 V_p の累加によって評価した。

$$V = V_c + V_s + V_p \quad (1)$$

ここで、事前の FEM 解析の結果、ひび割れが橋脚天端の主塔内側隅角部を起点として発生すると予測され、同隅角部を上端とする鉛直面が通常のコーベルの付根断面に相当すると考えられたことから、これを検討断面と設定した。

① コンクリート負担分

せん断耐力におけるコンクリート負担分は、受梁部がせん断スパン比 1.0 以下のディープビームであることから、せん断補強筋の無いディープビームのせん断耐力式



使用材料 コンクリート： $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ 鉄筋：SD345, PC鋼材：SWPR7B 27S15.2 鋼殻：SM400, SM490, SM570

	受梁部設計断面 (a-a断面)	主塔基部設計断面2 (b-b断面)	主塔基部設計断面1 (c-c断面)
設計荷重作用時	設計断面力 軸力 $N=-75,000\text{ kN}$ せん断力 $S=278,000\text{ kN}$ 曲げモーメント $M=3,116,000\text{ kN}\cdot\text{m}$	$N=137,000\text{ kN}$ $S=245,000\text{ kN}$ $M=2,135,000\text{ kN}\cdot\text{m}$	$N=194,000\text{ kN}$ $S=193,000\text{ kN}$ $M=1,293,000\text{ kN}\cdot\text{m}$
	曲げモーメント・軸方向力 コンクリート $\sigma_c=15.1\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{ca}=0.4 \times \sigma_{ck}=24\text{ N/mm}^2$) 鉄筋 $\sigma_s=-78\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{sa}=-180\text{ N/mm}^2$) 鋼殻 $\sigma_s=-73\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{sa}=-175\text{ N/mm}^2$) ひび割れ幅 $w=0.23\text{ mm}$ ($w_a=0.35\text{ mm}$)	$\sigma_c=23.1\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{ca}=24\text{ N/mm}^2$) $\sigma_s=-130\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{sa}=-180\text{ N/mm}^2$) $\sigma_s=-121\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{sa}=-175\text{ N/mm}^2$) $w=0.34\text{ mm}$ ($w_a=0.35\text{ mm}$)	$\sigma_c=17.9\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{ca}=24\text{ N/mm}^2$) $\sigma_s=-110\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{sa}=-180\text{ N/mm}^2$) $\sigma_s=-102\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{sa}=-175\text{ N/mm}^2$) $w=0.30\text{ mm}$ ($w_a=0.35\text{ mm}$)
	せん断力 斜引張応力度 $\sigma_l=-2.34\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{la}=-2.5\text{ N/mm}^2$)	$\sigma_l=-0.01\text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{la}=-2.5\text{ N/mm}^2$)	鋼殻 $\tau_s=124\text{ N/mm}^2$ ($\tau_{sa}=140\text{ N/mm}^2$) 合成応力度照査 1.15 (<1.20)
終局荷重作用時	曲げモーメント・軸方向力 設計曲げモーメント $M_d=5,238,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ 破壊抵抗曲げモーメント $M_u=7,535,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ ($F_s=1.44$)	$M_d=3,603,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_u=4,508,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ ($F_s=1.25$)	$M_d=2,148,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_u=2,185,000\text{ kN}\cdot\text{m}$ ($F_s=1.02$)
	せん断力 設計せん断力 $S_d=469,000\text{ kN}$ 梁としての斜引張破壊耐力 $P_s=586,000\text{ kN}$ ($F_s=1.25$) 梁としての斜圧縮破壊耐力 $Suc=608,000\text{ kN}$ ($F_s=1.30$) コーベルとしてのせん断耐力 $Vdd=541,000\text{ kN}$ ($F_s=1.15$)	$S_d=413,000\text{ kN}$ $P_s=578,000\text{ kN}$ ($F_s=1.40$) $Suc=648,000\text{ kN}$ ($F_s=1.57$)	$S_d=325,000\text{ kN}$ $P_s=390,000\text{ kN}$ ($F_s=1.20$) $Suc=412,000\text{ kN}$ ($F_s=1.27$)

図-3 設計荷重作用時・終局荷重作用時の検討結果

である二羽式³⁾を基本とした。また、受梁部の構造から、下式に示すように二羽式に断面変化の影響、寸法効果、およびプレストレスの効果を考慮した。

$$V_c = \alpha \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot V_{c0} \quad (2)$$

ここで、 α ：断面変化に関する係数、 β_d ：寸法効果、 β_n ：プレストレスの効果、 V_{c0} ：せん断補強筋の無いディープビームのせん断耐力

$$V_{c0} = 0.53 \cdot b_w \cdot d \cdot f'_c{}^{2/3} (1 + \sqrt{p_w}) \cdot (1 + 3.33(r/d)) / (1 + (a/d_c)^2) \quad (3)$$

ここで、 b_w ：断面幅(cm)、 d ：有効高さ(cm)、 f'_c ：コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)、 p_w ：引張鋼材比(%), r ：載荷板幅(cm)、 d_c ：コーベル圧縮合力線と柱全面との交点から主鉄筋位置までの高さ(cm)

ここで用いた断面変化の影響、寸法効果、およびプレストレスの効果については、既往の研究を参考にして、それぞれ次のように決定した。

- ・断面変化の影響 α ²⁾：断面高さが変化しない場合の0.7倍とし、 $\alpha = 0.7$
- ・寸法効果 β_d ²⁾：斜め引張破壊と同様に断面有効高さの

1/4乗根に比例するとし、 $\beta_d = 0.594$

- ・プレストレスの効果 β_n ⁴⁾：棒部材における効果の半分程度の耐力上昇とし、検討断面における有効プレストレスより $\beta_n = 1.15$ とした。なお、この値は、せん断スパン比と軸方向圧縮応力度をパラメータとした実験的研究⁵⁾から導かれた下式により求めた値1.17と近似していた。

$$\beta_{nn} = 1.0 - \{1.27(a/d) - 0.33\}(M_o/M_u) \quad (4)$$

ここで、 M_o ：デコンプレッションモーメント、 M_u ：破壊モーメント

p_w の算定に当たっては、引張鋼材に鋼殻ウェブと横締めPC鋼材を考慮した。また、本構造は明確な載荷板を持たないが、圧縮応力度の流れを安全側に考慮し、載荷板幅 r は主塔基部設計断面でのかぶりコンクリートを無視した終局荷重状態での圧縮域の幅とした。

②鋼殻負担分

RCディープビームに関する既往の研究⁶⁾によれば、スターラップのせん断補強筋としての効果はせん断スパン比 a/d が小さくなるほど小さくなるとされており、一般に、せん断耐力におけるせん断補強筋の負担分に

果を図-3に示す。図中の表に示すように、主塔としての終局荷重作用時における破壊に対する安全度Fsは主塔基部の曲げモーメントと軸方向力に対する値が最も小さく、設計上の破壊モードを、基部における曲げ破壊先行型とすることができた。

e) レベル2地震時の結果

レベル2地震時の検討においては、3次元フレームモデルによる非線形時刻歴応答解析を行った⁷⁾。本橋の主塔は逆Y形の形状を有するため、橋軸直角方向地震時には主塔分岐部に軸力の変動が生じる。このため主塔分岐部の部材モデルには、コンクリート、鉄筋、鋼殻、PC鋼材に材料非線形性を考慮したファイバー要素とし、軸力変動に対応できるファイバーモデルとしている。入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編の参考資料に示されている地震動を使用した。

橋軸直角方向レベル2地震時の主塔基部検討断面での結果を図-4に示す。許容モーメントとは、許容応答曲率に相当する曲げモーメントである。主塔基部断面では、鉄筋は降伏するものの、許容モーメントは超えないことを確認している。なお、橋梁全体系で、地震時に降伏モーメントを超える応答値を示すのは、この主塔基部断面のみであった。

f) 部材構成

主塔基部・受梁部の構造概要および各部材の決定要因を図-5に示す。

なお、受梁部については、地震時の繰返し載荷の影響などを考慮して、通常の橋脚としての耐震上の構造細目を満足するよう、鋼殻と共同して曲げに抵抗する軸方向鉄筋の座屈を拘束するように、帯鉄筋と中間帯鉄筋に相当する鋼材を鋼殻に溶接して配置している。

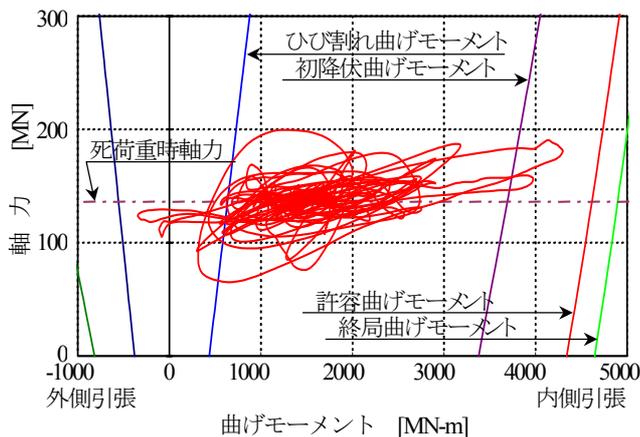


図-4 レベル2地震時主塔基部 (b-b断面) 結果

a/d に応じた低減係数が考慮されている。本橋においてもせん断スパン比が 1.0 以下のディープビームとなることから、鋼殻の負担分Vsに低減係数φを導入した次式にて評価すべきと考えられた。

$$V_s = \phi \cdot \tau_y \cdot t_w \cdot h_w \quad (5)$$

ここで、φ：低減係数、τy：ウェブのせん断降伏強度(=σsy/√3/1.05)、tw：ウェブ厚、hw：ウェブ高さ。

低減係数φの値は、次章で述べる実験結果から算定することとし、結果としてφ=0.5を得た。

③PC鋼材の逆せん断力分

受梁部には作用せん断力を減じるため、鉛直下向きに曲げ下げた横締めPC鋼材を配置した。そこで、有効緊張力の鉛直方向成分をせん断力に対するPC鋼材の逆せん断力分Vpとして、せん断耐力に考慮することとした。

d) 設計荷重作用時・終局荷重作用時の検討結果

主塔基部・受梁部のSC構造、PC+SC構造の設計結

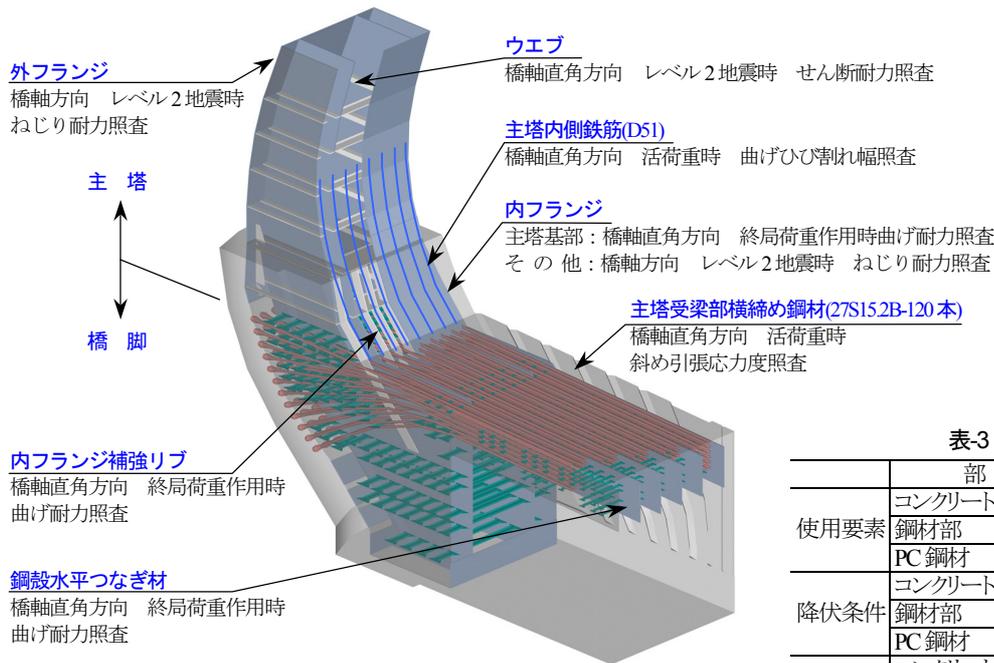


図-5 構造概要および決定要因

表-3 解析条件一覧

	部 位	要素/構成則
使用要素	コンクリート部	平面応力要素
	鋼材部	平面応力要素
	PC鋼材	トラス要素
降伏条件	コンクリート部	Drucker-Prager
	鋼材部	Von-Mises
	PC鋼材	Von-Mises
部材結合	コンクリート部-鋼殻部	剛結合
	コンクリート部-PC鋼材	剛結合

(3) 非線形FEM解析

設計荷重作用時の各部の応力状態、終局荷重作用時の破壊モードおよび終局耐力を確認するため、実橋構造を忠実にモデル化した2次元非線形FEM解析を行った。

a) 解析条件

各部のモデル化、使用要素、および構成則を表-3に示す。材料の応力度-ひずみ関係は、道路橋示方書Ⅲ編の曲げ破壊抵抗モーメント算出時の値を参考に決定した。

b) 荷重条件

荷重は、断面設計で決定要因となっている終局荷重作用時の荷重組合せが再現できるよう、下記の荷重係数 α をコンクリート要素が終局ひずみに達するまで漸増載荷させた。

荷重名称：主塔橋脚自重D1，プレストレスP，

斜材張力[主桁自重および橋面工]D2，活荷重L]

載荷荷重： $P + \alpha \times (D1 + D2 + L)$

c) 解析結果

コンクリートの圧縮ひずみ ϵ_c が0.0025に達した時点のひび割れ状況を、図-6に示す。このコンクリートの圧縮ひずみが0.0025に達した時点を終局時とすると、このときの荷重係数 α は死荷重+活荷重の1.885倍であり、道路橋示方書で規定する荷重係数1.7を大きく上回った。圧縮ひずみが0.0025となる位置は受梁付根部であり、終局時に鋼殻およびPC鋼材は降伏していなかった。また、ひび割れは、主塔基部内側および受梁部上側に広く分布し、受梁部外面には発生していなかった。

こうしたひび割れの進展状況と最大圧縮応力の発生位置より、耐荷力確認実験と同様に、受梁部の破壊モードは基部の曲げ破壊と考えられた。

(4) 遷移部の設計

SC構造の上端は、分岐部のRC構造へと構造的に接続する遷移部を有する。この部分では、常時・地震時においてコンクリート縁で橋軸・直角方向ともに引張応力が生じることから、機械的に鋼殻へ鉄筋を接続することにより、軸力伝達と地震時のじん性を確保できる構造とした。写真-1に鉄筋の接続状況を示す。

遷移部の定着構造の要求性能は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]による静的耐力A級と位置付け、これを確認するための耐力確認試験を行っている。その結果、定着部の強度、抜出し量、および残留変形量から判断して、遷移部の要求性能を満足することを確認している。

4. 耐荷力確認実験

(1) 概要

SC構造の設計法の妥当性を確認するため、以下の

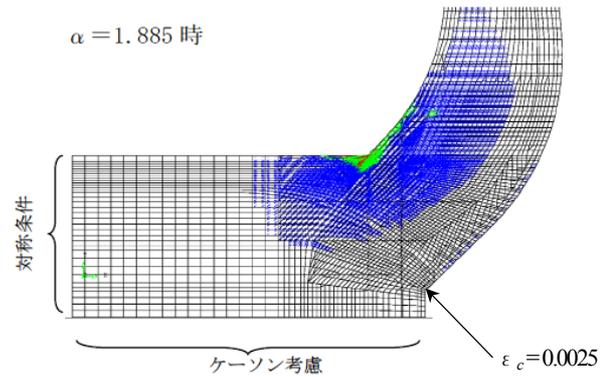


図-6 非線形FEM解析結果（ひび割れ図）

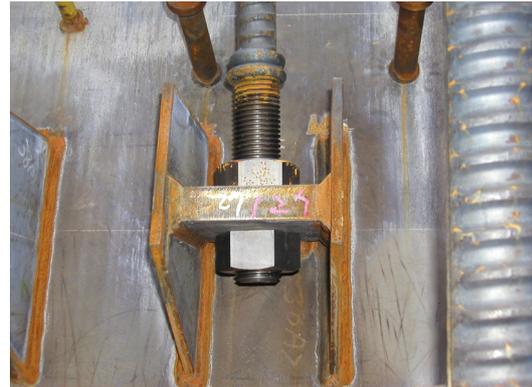


写真-1 遷移部鉄筋接続状況



写真-2 載荷状況

項目で確認実験を行った。

- ① 梁試験体による要素実験
 - ② 縮小模型による受梁部の耐荷力確認実験⁹⁾
 - ③ 縮小模型による主塔基部の耐荷力確認実験
- ①については、鋼殻をスタッドによりコンクリートと一体化したSC構造の単純梁の基本的な曲げ・せん断性状を確認するためのもので、本縮小模型による耐荷力確

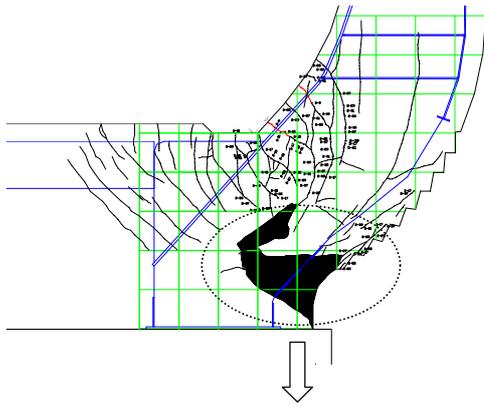


図-7 ひび割れ図および破壊状況

認実験に先立って行ったものである。詳細については参考文献⁹⁾を参照されたい。

以下で、②、③について記述する。

(2) 受梁部耐荷力確認実験

a) 実験方法

写真-2に実験状況を示す。試験体は、片側の主塔を取り出した1/10 模型とした。材料は実橋を極力再現するものとしたが、せん断破壊を先行させるため、鋼殻のウェブにはSM570 に代わりSM490 材を、コンクリートには $f'_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートに代わり 40 N/mm^2 のモルタルを使用した。また、実橋と同様に、鋼殻にはスタッドジベルを溶植してコンクリートと一体化し、横締めPC 鋼材も曲げ下げて定着し、導入力の合計を縮尺比で合わせた。

荷重はロの字形に組んだフレームに試験体を固定して、天端に水平力と鉛直力を加力した。

b) 実験結果

主塔基部にレベル2 地震時および終局荷重作用時に相当する断面力を作用させた後、受梁部のせん断力が卓越する方法として、鉛直力のみを単調増加で荷重した結果、最大荷重は $12,325 \text{ kN}$ であった。

最大荷重時に引張フランジは降伏に達しておらず、コンクリート表面ひずみの測定値より、破壊モードは横締めPC 鋼材最下段の定着部下側の曲げ圧壊であることが確認された。

図-7 に最大荷重時におけるひび割れ図および破壊状況

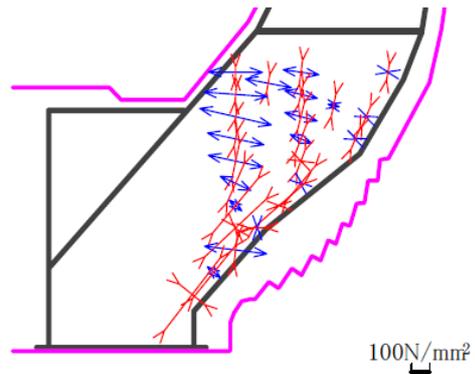


図-8 鋼殻ウェブの主応力分布図

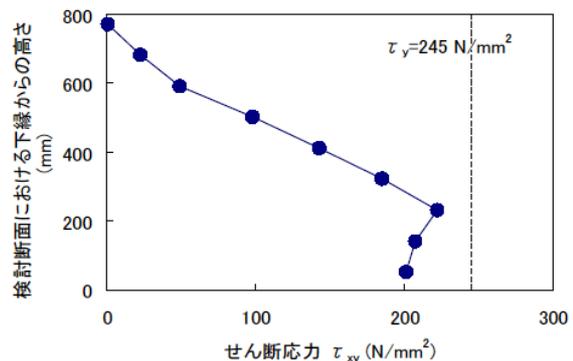


図-9 鋼殻ウェブせん断応力度分布

を、図-8 に最大荷重時における鋼殻ウェブの主応力分布を示す。ひび割れは主塔基部内側の隅角部から圧壊した橋脚基部外側に向かって伸びているが、圧壊部分までは達しておらず、圧縮ストラットが形成されていた。ウェブの主応力を見ると、主応力方向は断面高さ方向で変化していた。主塔基部ではひび割れに直交する主引張応力が大きく卓越し、ウェブ下側では部材軸に沿った圧縮力により主圧縮応力が卓越した。こうしたことから、受梁部の挙動は、曲げによる影響が大きかったものと考えられる。

図-9 に鋼殻ウェブのせん断応力分布を示す。せん断応力はウェブの下縁に行くに従って大きくなる分布を示し、最大値はせん断降伏強度 $\tau_y = \sigma_{sy} / \sqrt{3}$ (σ_{sy} : ウェブの降伏強度) より多少小さい値であった。ウェブの全せん断降伏耐力 $4,930 \text{ kN}$ に対し、鋼殻のせん断力負担分 V_s は $2,463 \text{ kN}$ であり、低減係数 $\phi = 0.5$ が得られた。これは、せん断破壊する以前に曲げ圧壊した時の値であることから、実際の鋼殻負担分にはまだ余裕があるものと考えられた。

(3) 主塔基部耐荷力確認実験

本実験は、実橋で終局荷重作用時の安全度が最小となる主塔基部(図-3 のc-c 断面)の曲げ破壊に着目したものであり、平面保持を仮定した設計計算の妥当性を確認するものである。

いである。

a) 実験方法

主塔基部耐荷力確認実験は、受梁部耐荷力確認実験の後に、受梁部を鋼板にて巻き立て、コンクリートを充填することにより補強して行った。

水平力と鉛直力は、基部の曲げモーメントが卓越する載荷方法として、地震時相当の軸力を保持した状態で曲げモーメントが単調増加となるように載荷した。

b) 実験結果

主塔基部断面における作用曲げモーメントが4,493 kN・mの時に、圧縮縁のモルタルが剥離する現象が見られた。剥離した部分はスタッド高さよりも外側の部分であった。荷重はその後も増加し、引張フランジが降伏したのち、モルタル圧縮縁が圧壊した。最大耐力は6,595 kN・mであり、計算耐力を上回った。この理由は、鉄筋や鋼殻によりモルタルが拘束されモルタルの圧縮強度が増加したことと、横締めPC鋼材の定着板により圧壊する領域が拘束されていたためと思われる。いずれにしても、曲げ耐力は平面保持を仮定した断面計算で推定可能であることが確認できた。

5. おわりに

以上、矢作川橋の主塔基部のSC構造の設計法およびその妥当性確認のため行った耐荷力確認実験について報告した。

本検討は、第二東名高速道路矢作川橋の設計・施工に関する技術検討(委員長：横浜国大池田名誉教授)の一環として行ったものである。また、鋼殻せん断耐力の低減率については北海道大学角田教授、ディープビームのせん断耐力については東京工業大学二羽教授にご指導頂いた。ここに感謝の意を表します。

本稿が、今後の同種構造の設計に対し参考となれば幸

参考文献

- 1) 角昌隆, 寺田典生, 関根信哉, 山内明夫, 関口富夫: 矢作川橋の構造概要, 橋梁と基礎, Vol.39, No.2, pp.9-12, 2005.
- 2) 杉山守久, 閑上直浩, 友永則雄, 村山八洲男: 新猪名川大橋における大断面PCコーベルの実験的検討, 第52回土木学会年次学術講演会, pp.952-953, 1900.
- 3) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-126, 1983.
- 4) 村山八洲雄, 徳山清治, 天野玲子, 山野辺慎一: 変断面PCコーベルのせん断耐力特性, コンクリート工学年次論文集 Vol.10, No.3, pp.583-588, 1988.
- 5) 山谷敦, 檜貝勇, 中村光: 軸方向圧縮力を受けるRC梁のせん断挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.697 V-54, pp.143-160, 2002.
- 6) 林川俊郎, 斉藤文彦, 角田与史雄: せん断補強鉄筋を有するRCディープビームの強度について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.319-324, 1990.
- 7) 遠藤史, 山田菊雄, 宮本健次, 山野辺慎一: ファイバーモデルを用いた非線形動的応答解析(第二東名高速道路・矢作川橋), 第59回土木学会年次学術講演会, pp.321-322, 2004.
- 8) 垂水祐二, 忽那幸浩, 山野辺慎一, 山内明夫, 伊藤康輔: 矢作川橋の主塔におけるSC構造の適用と受梁部のせん断力に対する実験検討, 第58回土木学会年次学術講演会, pp.489-490, 2003.
- 9) 山野辺慎一, 平陽兵, 垂水祐二, 忽那幸浩: せん断スパン比の小さい充腹型鉄骨コンクリートはりのせん断耐力に関する研究, 構造工学論文集Vol.50A, pp.1059-1069, 2004.

APPLICATION OF SC STRUCTURES FOR TOWERS OF A LARGE-SCALE CABLE STAYED BRIDGE AND DETAILED STUDIES ON SHEAR FORCES

Yasushi KAMIHIGASHI, Yukihiko KUTSUNA, Shin-ichi YAMANOBE
and Kosuke ITO

A reinforced concrete tower of Yahagigawa Bridge is 109.6 m tall and has a unique shape of inverse Y. Since applied forces at the bottom of tower and corbel would be significantly large compared with some other towers of ordinary cable stayed bridges, a king size steel shell plate structure filled with concrete (SC structure) was adopted for the connection of tower bottom and corbel. With consideration of the structural importance of the tower, it was preferable to have a bending failure mode for the tower rather than a shear failure mode.

In this paper, the results of a load capacity experiment of corbel using a 1/10-scale model, and the results of the study mainly on shear forces acting at tower bottom and corbel will be reported.