

4章 複合橋梁における課題と検討

概要

2章においては、主に最近の文献調査の結果から、複合構造を合成構造、SRC 構造、混合構造の3つに分類し、それぞれの構造を採用した最近の橋梁建設技術の傾向について述べた。3章においては、それぞれの構造において特徴ある橋梁を紹介し、構造の特徴、設計法、施工法、接合構造および維持管理等について分析を行った。

これらの調査研究において指摘された複合橋梁の設計・施工における課題の中から、特に重要と考えられるテーマについて、現在建設中の橋梁も含め最新の情報を収集し、設計法や構造の整理、または新しい設計法や構造提案を行うものとした。各構造形式について検討の対象としたテーマと概要は次のとおりである。

(1) 合成構造

1) 連続合成桁中間支点部の設計

合成桁の設計においては、床版の耐久性を確保することが重要であり、特に主桁作用により引張力の発生する中間支点部の床版の取り扱いが課題となる。最近わが国においても、連続合成桁形式の採用が増加傾向にあるが、床版のひび割れに水が侵入した場合の耐久性の低下は著しいものがあり、全国的に多雨で、冬季には融雪剤を多量に散布する地域もあるわが国では、その条件に応じて耐久性を確保するための設計・施工法が必要と考えられる。このため、最近わが国で建設されている連続合成桁橋について設計・施工法を詳細に収集、分析し、整理するものとした。

2) 孔あき鋼板ジベルの設計ガイドライン(案)

孔あき鋼板ジベルは、高いせん断耐力や疲労性能を有し、構造が簡易で施工性にも優れる等のメリットから合成桁のずれ止めや、波形鋼板ウェブ PC 橋および上下部一体構造ならびに合成床版等において鋼とコンクリートの接合部に広く用いられつつある。しかし、この適用における設計マニュアルや耐力評価式が十分に整備されていないのが現状である。ここでは、既往の研究や実績を調査、整理し、「孔あき鋼板ジベルの設計マニュアル(案)」を作成し提案するものとした。

(2) SRC 構造

1) SRC 構造の定義と分類

SRC の定義として、強度評価を鋼の許容断面力とコンクリートの許容断面力を累加して計算する場合(累加強度方式)だけを指すことが多いが、実際の挙動は平面保持を仮定した RC 方式による強度評価に近い場合もあると考えられる。このため、土木・建築分野における従来の規定についての整理および2つの強度評価法の相違について検討を行い、現実に合った強度評価法を探るものとした。

2) SRC 構造の設計における鉄骨の取り扱い

SRC 構造を“鉄骨が鉄筋コンクリートで被覆された部材”で構成された構造、CFT 構造を鋼管にコンクリートを充填した構造と定義し、3章で取りあげた桁、橋脚・橋台・主塔、アーチ等の施工事例において、鉄骨または鋼管がどのように取り扱われているかを整理するものとした。

(3) 混合構造

1) 大型複合橋梁における接合部の検討例

コンクリート桁と鋼桁を接合した大型の混合橋梁として、2000年7月に完成したの木曾川橋、揖斐川橋（PC・鋼複合エクストラードズド橋）をとり上げ、接合部について構造形式の比較選定と採用された接合構造の概要について詳細に調査を行うものとした。

2) 混合ラーメン橋剛結部の設計検討

鋼2主桁とRC橋脚を剛結した混合ラーメン橋は、構造の合理化とコスト縮減が図れ、耐震性にも優れることから、今後採用が増加するものと考えられる。ここではこの剛結部について、構造が簡易で施工性にも優れる「鋼製柱埋め込み形式」の提案を行うものとした。

3) 圧延H形鋼を用いた複合橋梁の提案

新しい複合橋梁として、圧延H形鋼を主桁に用い、中間支点上ではこれをコンクリートで被覆したSRC構造とし、さらにRC橋脚とも一体化を図った新しい構造形式を提案し、試設計にて構造の妥当性と経済性についての検討結果を報告するものとした。

4.1 連続合成桁中間支点部の設計

4.1.1 概要

ここでの検討の目的は、少数主桁橋に代表される新しいタイプの連続合成桁について、最近の事例を調査し、現状の設計方法の概要をまとめることである。はじめに、わが国での連続合成桁の実績を述べ、次に最近の事例の中から数橋の設計内容について概要を述べることにする。

ヨーロッパでは2主I桁橋に代表される連続合成桁が多く用いられている。わが国の道路橋で最初の連続合成桁はいずれの橋梁か特定できていないが、文献1)で紹介されている橋梁で年代の古いものは、昭和33年の毛馬橋、友淵橋、太左衛門橋である。鉄道橋では、昭和51年の東急電鉄・境川橋梁²⁾が初めての連続合成桁であった。

図-4.1.1.1の棒グラフは、関西道路研究会の調査によるわが国における道路橋の連続合成桁の建設数³⁾を1958年(昭和33年)から1995年までのデータで示したものである。1996年以降に示す折れ線グラフは、橋建協の調査による設計に着手した橋数である。連続合成桁の実績は、非合成桁に比べて非常に少ないが、最近増加傾向にあり、今後も建設が続くものと思われる。

わが国の道路橋で初めてPC床版を有する2主I桁橋が、連続合成桁として設計されたのは千鳥の沢川橋である。この橋では、床版のひび割れ制御設計、場所打ちPC床版の移動型枠による施工、支点の逐次ジャッキアップダウンによる橋軸方向プレストレスの導入、腹板の少補剛設計などを取り入れており、連続合成桁の新しい方向性が示されている。

鉄道橋では、当初ジャッキダウン方式の橋軸方向にプレストレスを導入する連続合成桁が用いられた。その後、都計道3.4.20Bvでは、中間支点部の負曲げ区間にずれを許容するジベル(柔ジベル⁴⁾)を、正曲げ区間に馬蹄形ジベル⁵⁾をそれぞれ用いた新しいタイプの断続合成桁が採用されている。最近、柔ジベルの代わりに孔あき鋼板ジベル⁶⁾を用いた完全合成桁タイプも採用されている。そして、軽量コンクリートに鋼繊維を混入した床版を用いた鋼繊維軽量コンクリート合成桁⁷⁾、コンクリート充填鋼管桁とコンクリート床版とを合成した充填鋼管合成桁⁸⁾、そしてダブル合成桁⁹⁾等、連続合成桁構造も要求性能を満たすべく多様化している。

最近の国内の事例を道路橋は表-4.1.1.1に、鉄道橋は表-4.1.1.2にそれぞれ示す。

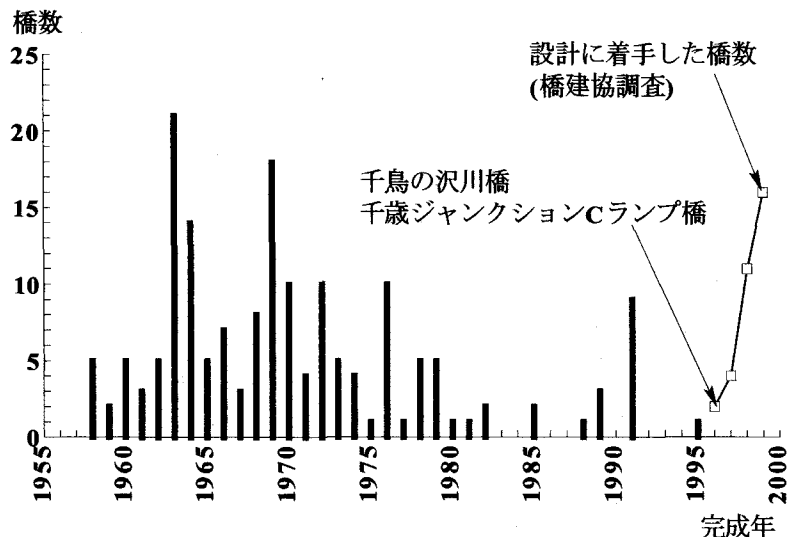


図-4.1.1.1 連続合成桁の実績³⁾

表-4.1.1.1 連続合成桁の最近の事例（道路橋：橋建協調査）

(1) I 桁

発注年度	橋名	桁形式	床版形式
1996年	千鳥の沢川橋	4径間連続2主I桁	PC
"	前田工区（その2）	4径間連続2主I桁	プレキャストPC
1997年	日計平高架橋	4径間連続2主I桁	PC
"	瀬馬淵高架橋	4径間連続2主I桁	
"	三尾河（みおご）高架橋	6径間連続2主I桁	
"	利別川第一橋	7径間連続2主I桁	PC
1998年	三線川橋	4径間連続2主I桁	
"	中之沢橋	3径間連続2主I桁	PC
"	鉢形第2こ道橋		
"	美里別川橋		合成床版
"	宮内高架橋		
"	中谷川橋	5径間連続2主I桁	PC
"	大津呂川橋	8径間連続2主I桁	PC
"	今津高架橋		
"	木鉢高架橋		
1999年	鳩谷橋	4径間連続2主I桁	
"	出会沢川橋	3径間連続2主I桁	
"	東一口高架橋	3径間連続2主I桁	
"	阿古那橋		
"	佐分利川橋	8径間連続2主I桁	PC
"	長万部橋		
"	利別川第二橋	8径間連続2主I桁	
"	料金所拡幅（2）		

(2) 箱桁

発注年度	橋名	桁形式	床版形式
1996年	千歳ジャンクションランプ橋	4径間連続1箱桁	合成床版
1998年	猿渡川端		
"	大井川橋	6径間連続2箱桁	PC
1999年	安部川橋	11径間連続2箱桁	PC
"	桃林橋		
"	千代橋		
"	板付高架橋		
"	金成橋		
"	第501工区	8径間連続1箱桁	合成床版
"	日本橋		
"	雄物川橋	5径間連続1箱桁	合成床版
2000年	吉原川橋	4径間連続2箱桁	PC

表-4.1.1.2 連続合成桁の事例（鉄道橋）

完成年	橋梁名	主桁		合成形式	床版※ (A+B)	ジベル※ (A+B)	中間支点部の対策
		径間数	断面構造				
S51	東急田園都市線 境川橋梁	3	複線2箱断面	—	RC+RC	スタッド+スタッド	プレストレス工法： ジャッキダウン
S60	福知山線 武庫川橋梁	2	単線並列2箱断面	—	RC+RC	スタッド+スタッド	プレストレス工法： ジャッキアップダウン、 防水工
H1	北総線 都計道3.4.20Bv	2	複線2主箱断面	断続合成	RC+RC	馬蹄形+柔	柔ジベル
H3	東葉高速鉄道 白筋架道橋	3	複線2主箱断面	断続合成	RC+RC	馬蹄形+柔	柔ジベル
H7	北陸新幹線（長野） 東町架道橋	2	複線2主箱断面	断続合成	RC+RC	馬蹄形+柔	柔ジベル
H8	北陸新幹線（長野） 長沼放水路架道橋	2	複線2主箱断面	断続合成	RC+RC	馬蹄形+柔	柔ジベル
H10	阿佐線 物部川橋梁	4	単線2主1断面	完全合成	LRC+ SFLRC	馬蹄形+ 孔あき鋼板	SFLRC
H11	常磐新線 小貝川橋梁	3	複線2主1断面	完全合成	RC+SFRC	スタッド+ 孔あき鋼板	SFRC
H12	北陸新幹線 北陸道架道橋	4	複線4主U断面	ダブル 合成	合成床版RC +SFRC	馬蹄形+ 孔あき鋼板	SFRC
H12	北陸新幹線 北陸道架道橋	3	複線4主丸鋼管	充填鋼管 合成	RC+SFRC	スタッド+ 孔あき鋼板	SFRC
H12	西武鉄道 放射7号線架道橋	3	複線2箱断面	断続合成	RC+RC	馬蹄形+柔	柔ジベル
H13	九州新幹線 陣内線路橋	3	複線2主U断面	完全合成	合成床版RC +SFRC	馬蹄形+ 孔あき鋼板	SFRC
H13	九州新幹線 初野架道橋	2	複線2主U断面	完全合成	RC+SFRC	馬蹄形+ 孔あき鋼板	SFRC
H13	九州新幹線 松尾線路橋	4	複線2主U断面	完全合成	合成床版RC +SFRC	馬蹄形+ 孔あき鋼板	SFRC
H13	北陸新幹線 青梅川橋梁	2	複線2主U断面	完全合成	RC+SFRC	馬蹄形+ 孔あき鋼板	SFRC

注)

1. 表中の※印欄の「A+B」は「正曲げ区間+負曲げ区間」を示す。
2. 表中の記号は、RC：鉄筋コンクリート、LRC：軽量鉄筋コンクリート
SFRC：鋼繊維鉄筋コンクリート、SFLRC：鋼繊維軽量鉄筋コンクリート

連続合成桁の設計では、床版の耐久性を確保することが重要であり、主桁作用により引張力が発生する中間支点上の床版の取り扱いが、ここで述べる主な項目となる。また、合成桁特有の荷重作用であるクリープ、乾燥収縮、温度差の取り扱い、さらには床版の施工方法など、次の項目について取り上げる。

- ①橋軸方向プレストレスの有無とひび割れ制御
- ②主桁作用に対する中間支点付近の床版の取り扱い
- ③主桁作用と床版作用との重ね合わせ
- ④クリープ、乾燥収縮、および温度差の取り扱い
- ⑤床版の施工
- ⑥腹板の補剛設計
- ⑦床版の防水層

以上の項目について、道路橋示方書の内容と道路橋の最近の事例から4橋での対処法をまとめて表-4.1.1.3に示した。いずれの橋梁も道路橋示方書を基本にしているが、ヨーロッパの設計法の考え方を取り入れたものや、独自の検討により新たな設計方法を採用しているものもあり、統一されていない項目もある。以降では、それぞれの項目について概要を述べる。

表-4.1.1.3 道路橋示方書と最近の事例との比較 (その1/2)

			道路橋示方書	A橋 (2主1桁)	B橋 (2主1桁)
1. 基本方針	(1) 橋軸方向プレストレス	導入の有無	適用範囲は、プレストレスを導入する連続合成桁およびプレストレスしない連続合成桁。	逐次ジャッキアップダウン工法により導入する。	導入しない。
		効果	コンクリートの許容引張応力度を満足するようにプレストレスを決定する。	死荷重(クリープ、乾燥収縮を含む)状態でひび割れを発生させない。	-
	(2) ひび割れ制御	方法	橋軸方向直力鉄筋	橋軸方向プレストレスと橋軸方向直力鉄筋	橋軸方向直力鉄筋
		ひび割れ幅の制限値	ひび割れ幅の規定はないが、鉄筋比、周長率、応力度それぞれを規定して有害なひび割れを防ぐ。	コンクリート標準示方書, 0.0035c (c:かぶり)	コンクリート標準示方書, 0.0035c (c:かぶり)
2. 主桁作用に対する中間支点付近の床版の取扱い	(1) 桁の曲げ剛性		道示Ⅱ9.1.3 床版のひび割れの有無にかかわらず、合成断面。	床版がひび割れない仮定の合成断面の場合と床版がひび割れた状態では、中間支点をはさむ支間に対してそれぞれ支間長の15%の範囲を鋼断面とする場合の2種類について断面力を算出	後死荷重と活荷重に対して、床版がひび割れた状態では、中間支点をはさむ支間に対してそれぞれ支間長の15%の範囲は鋼断面。クリープ、乾燥収縮、温度差に対しては合成断面。
	(2) 床版の有効幅		道示Ⅱ9.2.4 床版のひび割れの有無にかかわらず、一定値。クリープ、乾燥収縮、温度差に対する有効幅は明確な規定なし。	道示に同じ。	後死荷重と活荷重に対しては、道示に同じ。クリープ、乾燥収縮、温度差により床版に発生する軸力の計算に用いる床版幅は、全幅。
3. 主桁作用と床版作用との重ね合わせ	(1) 床版系の活荷重		T荷重	T荷重	T荷重
	(2) 主桁系の活荷重		L荷重 (B活荷重)	L荷重 (B活荷重)	L荷重 (B活荷重)
	(3) 荷重の組み合わせ	上段鉄筋	道示Ⅱ9.2.5 主桁系と床版系それぞれの作用に対して最も不利なる載荷状態について応力度を算出し、その合計で照査する。	道示Ⅱ9.2.5 主桁系と床版系それぞれの作用に対して最も不利なる載荷状態について応力度を算出し、その合計で照査する。	L+後死+クリープ+乾燥収縮+温度差
		下段鉄筋	"	照査しない	①T+L×0.6+後死 ②T+L×0.6+後死+クリープ+乾燥収縮+温度差
	(4) 許容応力度の割増し	上段鉄筋	道示Ⅱ9.3.1 20%	20%	20%
		下段鉄筋	"	-	①割増しなし、②20%
(5) 鉄筋量		コンクリート断面積の2%	コンクリート断面積の2%	上下鉄筋合わせてコンクリート断面積の2%	
4. クリープ、乾燥収縮、温度差の取扱い	(1) クリープ		道示Ⅱ9.2.6	後死荷重による曲げモーメントが正の範囲に対して考慮する。	後死荷重による曲げモーメントが正の範囲に対して考慮する。
	(2) 温度差		道示Ⅱ9.2.7	道示に同じ。	中間支点上の0.15Lの範囲は考慮しない。
	(3) 乾燥収縮		道示Ⅱ9.2.8	中間支点上の0.15Lの範囲は考慮しない。	中間支点上の0.15Lの範囲は考慮しない。
5. 床版施工			合成桁の施工に関する特記事項はなし。	移動型枠による分割打設で逐次ジャッキアップダウン工法	2基の移動型枠を利用し、中間支点直上ブロックに隣接した2ブロックをこの2基の移動型枠で同時施工することで引張力の発生を防止する。箱桁についてはテンポラリーカウンターウエイト工法を併用する。
6. 腹板の補剛設計			道示Ⅱ8.4, 8.5, 8.6	水平補剛材なし、支間部の垂直補剛材の省略、支間部の腹板厚の低減	水平補剛材の省略
7. 防水層			道示Ⅱ15.5.13 合成桁の床版に防水層を設けるのがよい。		全面シート系の防水層

表-4.1.1.3 道路橋示方書と最近の事例との比較 (その2/2)

		C橋 (2主I桁)	D橋 (1箱桁)	
1. 基本方針	(1) 橋軸方向プレストレス	導入の有無	逐次ジャッキアップダウン工法により導入する。	導入しない。
		効果	①死荷重(クリープ, 乾燥収縮を含む)で引張を発生させない。②活荷重(クリープ, 乾燥収縮を含む)でひび割れを発生させない。	-
	(2) ひび割れ制御	方法	橋軸方向プレストレスと橋軸方向配力鉄筋	橋軸方向配力鉄筋
		ひび割れ幅の制限値	コンクリート標準示方書, 0.2mm	コンクリート標準示方書, 0.0035c (c:かぶり)
2. 主桁作用に対する中間支点付近の床版の取扱い	(1) 桁の曲げ剛性	後死荷重と活荷重に対して, 床版がひび割れた状態では, 中間支点をさむ支間に対してそれぞれ支間長の15%の範囲は鋼断面。	後死荷重と活荷重に対して, 床版がひび割れた状態では, 中間支点をさむ支間に対してそれぞれ支間長の15%の範囲は鋼断面。クリープ, 乾燥収縮, 温度差に対しては合成断面。	
	(2) 床版の有効幅	道示に同じ。	後死荷重と活荷重に対しては, 道示に同じ。クリープ, 乾燥収縮, 温度差により床版に発生する軸力の計算に用いる床版幅は, 全幅。	
3. 主桁作用と床版作用との重ね合わせ	(1) 床版系の活荷重	T荷重	T荷重	
	(2) 主桁系の活荷重	L荷重 (B活荷重)	L荷重 (B活荷重)	
	(3) 荷重の組み合わせ	上段鉄筋	L + 後死 + クリープ + 乾燥収縮	以下の荷重で最も不利な組み合わせ (T + L + 後死 + クリープ + 乾燥収縮)
		下段鉄筋	① T + 後死 + クリープ + 乾燥収縮, ② T + L × 0.6 + 後死 + クリープ + 乾燥収縮	以下の荷重で最も不利な組み合わせ (T + L + 後死 + クリープ + 乾燥収縮)
	(4) 許容応力度の割増し	上段鉄筋	割増しなし	40%
		下段鉄筋	①, ②とも割増しなし	40%
(5) 鉄筋量	道示に準拠し, 2%以上を確保する	上下鉄筋合わせてコンクリート断面積の2%		
4. クリープ, 乾燥収縮, 温度差の取扱い	(1) クリープ	床版が圧縮力を受ける場合は道示II 9章の方法で応力度を算出。床版が引張力を受ける場合は鋼道路橋設計便覧, 第4章, 設計例IIの方法で応力度を算出。	後死荷重による曲げモーメントが正の範囲に対して考慮する。	
	(2) 温度差		鋼桁が高温の場合は中間支点上の0.15Lの範囲は考慮しない。	
	(3) 乾燥収縮		中間支点上の0.15Lの範囲は考慮しない。	
5. 床版施工		移動型枠による分割打設で逐次ジャッキアップダウン工法。	現場打ち合成床版	
6. 腹板の補剛設計			道示に準拠	
7. 防水層				

4.1.2 橋軸方向プレストレスの有無とひび割れ制御

床版に橋軸方向のプレストレスを導入する方法は、橋軸方向に配置したP C鋼材の緊張によるものと、支点を所定位置より上げ越した状態で床版コンクリートを打設し、コンクリート硬化後に支点を降下させる方法とがある。現在では後者のジャッキアップダウン工法がよく用いられている。ジャッキアップダウン工法には、鋼桁を所定位置より上げ越した状態で架設し、全ての床版コンクリート打設後に支点を降下させる方法と、所定位置に架設した鋼桁の1箇所の中間支点のみをジャッキアップし、その直上のコンクリートを打設し、コンクリート硬化後にジャッキダウンすることを繰り返す逐次ジャッキアップダウン工法とがある。逐次ジャッキアップダウン工法は、全支点を上げ越す方法に比べて、支点の上昇および降下量が少なくすむため、最近はよく用いられている。ただし、この工法では床版打設ステップに対応した主桁剛性を用いて、ステップ毎の断面力算出および応力度照査が必要となるため、計算が煩雑となる。また、打設ステップ毎に材令の異なるコンクリートの弾性係数や強度、乾燥収縮度、クリープの取り扱いが解析結果に影響を与えるが、これらの評価方法については検討の余地が残されている。ジャッキアップダウンによって導入するプレストレスの量は、架設時のひび割れ発生を抑える目的で設定するものと、クリープや乾燥収縮によって失われるものを差し引いた残りのプレストレスは、長期にわたって有効と設定するものがある。

中間支点上の床版にひび割れの発生を許容する場合は、発生するひび割れが有害なものとならないよう適切に制御する必要がある。道路橋示方書⁹⁾では、鉄筋比、周長率が規定値を満足した配筋で、かつ、鉄筋の発生応力度が許容応力度以内では有害なひび割れは発生しないことを保証している¹⁰⁾。事例は少ないが、ヨーロッパのひび割れ制御理論¹¹⁾を用いて、発生するひび割れ幅を精密に計算して照査した橋梁もある。道路橋示方書のひび割れ制御方法によらず、ヨーロッパのひび割れ制御理論が採用される理由のひとつは、少数主桁構造の採用により、床版支間が増大し、床版厚が従来の多主桁に比べて厚くなり、道路橋示方書の鉄筋比および、周長率の規定を満足することが必ずしもできなくなったためである。道路橋示方書の規定が満足されるのであれば、ひび割れ幅の照査は不要であると考えられる。ひび割れ幅を照査する場合は、コンクリート標準示方書¹²⁾の式が最近は最も良く用いられている。これは、ヨーロッパのひび割れ制御理論に比べて、この計算式が簡便であり、合成桁の床版のひび割れ評価への適用性についても実用上問題ない¹³⁾ためである。ひび割れ幅の制限値は、コンクリート示方書に示された、環境条件と主鉄筋のかぶりをパラメータとした式を用いている事例がほとんどである。

鉄道における最初の連続合成桁(表-4.1.1.2参照)の境川橋梁²⁾では、ジャッキダウンにより橋軸方向のプレストレスを導入する工法が採用された。しかし、この工法は、プレストレス導入作業の複雑さから導入力の信頼性が施工精度に左右される。このため、以後の鉄道橋の連続合成桁には、橋軸方向のプレストレス導入を行わない工法が用いられている。負曲げモーメントの軽減に着目した工法としては、柔ジベルを用いた断続合成桁⁸⁾や、孔あき鋼板をずれ止めに用いて中間支点上の床版に鋼繊維鉄筋コンクリートを使用した完全合成桁がある。これらの床版は、いずれも現場打ち施工であり、コンクリートの打設順序は、正曲げモーメント区間を先行打設した後に、負曲げモーメント区間を施工するもので、これが標準的な施工方法となっている。

4.1.3 中間支点付近の床版の取り扱い

連続合成桁では中間支点部の床版コンクリートに引張応力が発生するため、中間支点部のコンクリートを設計上どのように扱うかにより、断面設計の結果が異なる。たとえば活荷重連続合成桁の設計上の取り扱いとしては、後死荷重や活荷重による断面力を算出する場合の仮定剛度、算出された断面力に対する抵抗断面、温度差・乾燥収縮・クリープの影響を考慮する場合の断面力算出に用いる断面と応力度照査に用いる抵抗断面について、かならずしも明確にされていない点が見受けられる。

道路橋示方書では、弾性変形やたわみを算出する場合には、引張応力が生じる中間支点部のコンクリートの剛性を有効として解析することが規定されている。この規定は、コンクリートに引張応力が発生し、一部にクラックが発生しても、供用状態では床版コンクリートの剛性の低下が小さいとの判断によるものと推察される。これに対して、ヨーロッパでは中間支点付近で支間長の15%の区間に対しては、床版にひび割れが発生した状態を想定して床版コンクリートの剛性を無視し、鉄筋と鋼桁の合成を考慮した鋼断面として断面力を算出することとしている。この方法では、道路橋示方書の方法に比較して、中間支点部で合成断面の曲げ剛性を小さく見積もることとなる。したがって、中間支点部で床版がひび割れるという仮定に反して、実際には床版コンクリートがひび割れない状態があったとすると、実際に発生する断面力は、支間中央部では設計値よりも小さい値となり、逆に中間支点付近では大きな値となる。この場合、中間支点部の主桁下フランジの座屈安全率が低下する可能性がある。

ヨーロッパの方法とは逆に、道路橋示方書で規定されるように中間支点部のコンクリートを有効と仮定して設計した場合には、仮定に反して実際には中間支点部の床版コンクリートがひび割れたとすると、支間中央部の断面力は設計値よりも大きくなり、支間中央付近の断面では主桁下フランジの降伏に対する安全率が低下することとなる。いずれの設計方法を採用する場合においても、設計荷重時における中間支点付近の床版の状態をできるだけ実際に近いものに想定して設計することが必要である。この点に関して、BSによる設計計算例¹⁴⁾では、中間支点部の床版剛性を有効とした解析で、後死荷重と活荷重による断面力により、中間支点上の床版引張応力度が床版コンクリートの圧縮に対する設計基準強度の10%を超える場合には、中間支点付近のコンクリートの剛性を無視して再度解析し設計するものとしている。

次に中間支点部の断面設計について、道路橋示方書では引張応力を受ける床版コンクリートを無視し、鉄筋と鋼桁からなる鋼断面を抵抗断面とする方法と、主に橋軸方向にプレストレスされた連続合成桁を対象とした床版コンクリートを有効とする方法とが規定されている。しかしながら、温度差・乾燥収縮・クリープにより生じる断面力を計算する場合に考慮する床版の幅については明確な規定が示されていない。このため最も安全側の設計方法として、温度差・乾燥収縮については床版全幅を考慮した荷重を用いて断面力を算出し、有効幅を考慮した合成断面や鋼断面で、この断面力に抵抗するものとして断面設計する方法が考えられる。クリープについても有効幅を考慮して求めた後死荷重による床版応力度を、床版全幅に作用させて断面力を算出し、有効幅を考慮した合成断面や鋼断面で、この断面力に抵抗するものとして断面設計する方法が考えられる。しかしながら、温度差と乾燥収縮による軸力は合成断面内で偏心して作用するため、これらに付随して生じる曲げとの組み合わせ断面力に対して、死活荷重など鉛直荷重による曲げと同様の有効幅を採用すること

に疑問が残る。合成桁の挙動に関する解析的研究¹⁵⁾では、温度差と乾燥収縮については床版全幅で抵抗し、クリープについては有効幅に近い断面で抵抗することが報告されている。したがって、より合理的な設計法として、温度差・乾燥収縮に対しては床版全幅により断面力を算出し、床版全幅を有効とした断面により抵抗するものとし、クリープについては死活荷重による曲げに対して計算される有効幅で断面力を算出し、有効幅を考慮した断面で抵抗させる方法も考えられる。

また、断面決定に際しての問題点として、床版コンクリートの高さ方向にどの程度引張が生じた場合に鋼断面と見なすのかを判断する必要がある。中間支点部など床版全体が引張応力状態となる場合には明確であるが、主桁の曲げモーメント交番部付近など支間部では、荷重の組み合わせによっては、床版コンクリートの高さ方向に応力勾配が生じ、床版上縁では圧縮応力となっているものの床版下面では一部引張応力が発生するような応力状態となる場合がある。このような場合、床版上縁の応力度で抵抗断面を判断することも考えられるが、床版上縁のみ圧縮で、床版の大部分が引張となる場合も想定されるため、床版図心位置の平均的な床版の応力状態により、抵抗断面を合成断面とするか鋼断面とするかを決定するのが望ましいと考える。

4.1.4 主桁作用と床版作用との重ね合わせ

床版の橋軸方向断面では、主桁の上フランジとしての床版に発生する主桁作用による応力度と、床版作用により橋軸方向に発生する応力度とを同時に考慮する重ね合わせの照査が必要である。応力度の照査に用いる荷重は、主桁作用がL荷重、床版作用がT荷重となる。また、活荷重にクリープ、乾燥収縮、温度差の影響を重ね合わせて照査している事例もある。この重ね合わせの照査は、中間支点上付近の負曲げモーメントの領域で、鉄筋の応力度を照査し、正曲げモーメントの領域ではコンクリートの圧縮応力度を照査する。重ね合わせの照査では、荷重の組合せ方法と許容応力度の割増しの方法とに幾つかのパターンがあるが、基本的なものは次の2つである。ひとつは、道路橋示方書に示されている方法で、L荷重とT荷重それぞれの最大断面力を重ね合わせて、鉄筋の許容応力度を20%増しとするものである。他のひとつは、T荷重のモデルである25t車を橋面上に満載した場合の主桁作用による断面力がL荷重の60%に相当するとのFEM解析結果から、L荷重60%とT荷重100%とを重ね合わせて、鉄筋の許容応力度は割増ししない方法¹⁶⁾である。

荷重の組合せと許容応力度の割増しについては、様々な方法が用いられており、確立された方法はまだ整備されていないようである。

4.1.5 クリープ、乾燥収縮、温度差の取り扱い

クリープ、乾燥収縮、および温度差の取り扱いにおいて、道路橋示方書と最近の事例との違いは、これらの荷重を考慮する範囲である。道路橋示方書では、いずれの荷重も桁の全長にわたって作用するとしているが、最近の事例では、道路橋示方書と同じ取り扱いをしているものもあるが、中間支点付近で支間長の15%の範囲でこれらの荷重を考慮しない例が多い。この理由は、この15%の範囲を主桁作用による負曲げモーメントで床版にひび割れが発生する範囲と仮定して、床版コンクリートを無効と取り扱うためである。

クリープについては後死荷重による曲げモーメントが正の範囲を、持続荷重の作用範囲としてひずみの変化を考慮している事例が多い。クリープ係数やヤング係数比の設定については、いずれの

事例でも道路橋示方書と同様である。

乾燥収縮については、床版がひび割れた状態では、床版の乾燥収縮は発生しないとの考えから、中間支点付近における支間長の15%の範囲をひび割れ発生範囲として、乾燥収縮の影響を考慮していない事例が多い。乾燥収縮を考慮する場合の乾燥収縮度の設定は、 200×10^{-6} が基本であるが、膨張コンクリートを使用する場合にはこれよりも小さい値を用いることもある。

鋼桁と床版との温度差については、床版と鋼桁のいずれが高温かによらず中間支点付近における支間長の15%の範囲で温度差の影響を考慮しないものと、床版が引張りとなる鋼桁高温の場合のみ中間支点付近における支間長の15%の範囲で温度差の影響を考慮しないものの2通りがある。このように温度差の取り扱いについては統一されていない。温度差を 10°C 、コンクリートおよび鋼桁の線膨張係数を 12×10^{-6} とするのは、いずれの事例でも道路橋示方書に従っており同様である。

4.1.6 床版施工

床版の施工は、固定型枠工法と移動型枠工法とに大別される。なお、ここでは場所打ちPC床版を対象とし、プレキャストPC床版による施工法については触れないこととする。

固定型枠工法は、鋼桁架設時に予め吊足場を設置しておき、これを作業足場として床版の型枠支保工を床版全長分組み立てた後、鉄筋の組立からコンクリートの打設作業までを行うものでRC床版で従来から行われてきている工法である。これに対して、移動式型枠工法は主桁上に設置した軌条設備や横桁とのガイド支保設備を利用した作業足場を有する移動式の型枠支保工を用いて、床版を幾つかのブロックに分けて施工するものである。この工法は、比較的橋長が長く、作業足場の組立解体が困難な山間部等の長支間床版に適用するのが経済的である。

移動式型枠工法の床版の施工順序、および全面型枠工法のコンクリートの打設順序は、それによってコンクリートに有害な引張力が作用しないように設計の段階で専用の解析ソフトを利用して決定している。これは、主桁に床版自重を一括載荷した場合に発生する曲げモーメントの正曲げ範囲で、特にたわみの大きい範囲を先行して施工し、その後、負曲げ範囲を施工することで床版コンクリートに有害な引張力を発生させないようにしているのが一般的である。なお、このような施工方法はRC床版においても従来から行われている。

予め鋼桁を所定の高さより上げ越して架設しておき、床版コンクリートの打設・硬化後に支点をジャッキダウンすることで中間支点部付近の床版に橋軸方向のプレストレスを導入するジャッキアップダウン工法は、床版の耐久性を高めるためには有効である。しかし、せっかく導入したプレストレスが床版コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によってそのほとんどが消失してしまうことやジャッキアップダウンの設備が比較的大掛かりとなること、および床版施工が完了するまでは支承の固定ができないため、地震荷重・風荷重に対する架設時の安全性確保の問題が残っている。

現在、ジャッキアップダウン工法の他に床版の耐久性を確保するための工法としては、床版施工前に一時的なカウンターウエイトを設置し、床版コンクリート硬化後にそれを除去することで橋軸方向プレストレスを導入するテンポラリーカウンターウエイトによる施工法、複数の移動式型枠設備を用いて設備の自重の影響をできるだけ小さくする工法および、鋼桁架設時の支保工（ベント）を床版コンクリート硬化後に除去することで橋軸方向プレストレスを導入する工法等がある。なお、床版内部で橋軸方向にPC鋼材を配置し、プレストレスを導入する工法は床版厚が厚くなることや、

鋼桁による拘束によりプレストレス導入の効率が悪くなることから現在はほとんど行われていない。

床版施工時には、施工順序の工夫やジャッキアップダウン等の付加的な工法を併用することで、また、橋梁完成系においても床版コンクリートに有害なひび割れを発生させないことが、床版の耐久性確保のために必要である。したがって、設計段階で施工順序やジャッキアップダウン等の作用による各施工ステップにおける床版に作用する断面力を計算するとともに、床版コンクリートに許容値以上の引張力が作用していないことを確認しておく必要がある。

4.1.7 腹板の補剛設計

2主I桁橋の支間部では、せん断力が比較的小さいこと、床版による鋼桁上フランジの拘束効果が期待できること、および、合成断面の中立軸位置が鋼桁断面の上フランジ近くにあり腹板の曲げ圧縮領域が少ないことから、腹板の水平補剛材および垂直補剛材を省略し、腹板厚も薄くできる可能性がある。このような腹板の少補剛設計について、実験的検討を行い実橋へ適用した例¹⁷⁾が報告されている。この例では、水平補剛材は無しで、支間部の垂直補剛材は横桁位置にのみ設けて腹板のアスペクト比を3.0まで許容する設計としている。さらに、西村らの研究成果^{18)・19)}からフランジと腹板との相互拘束効果を考慮して、厚板のフランジであれば腹板の幅厚比パラメータを大きくとれるとして、腹板の板厚を薄くする設計を採用している。ここで、上フランジの座屈係数は床版による拘束効果を期待した値を用いている。この補剛設計の妥当性は、検討に用いた橋梁の断面構成の範囲では、実験および解析により確認されているものの一般化はなされていない。腹板の少補剛設計は、適用範囲および適用条件が、今後明確にされれば標準化されるものと考えられる。

4.1.8 床版の防水層

ひび割れから雨水が浸入すると、鉄筋が腐食するとともに、床版の疲労耐久性は著しく低下する。これを防止するためには防水層の施工が不可欠である。コンクリート床版に用いられる主な防水材料は、シート系と塗膜系であるが、防水の確実性、床版コンクリートおよび舗装との接着性、床版のひび割れ追従性が優れたシート系が用いられることが多い。最近では、走行安全性の確保と騒音防止のニーズに対応して、高機能性舗装が一般的となっている。この舗装では、雨水は舗装の上層と下層との間を流れ、下層の舗装にひび割れが生じると直ちに床版上面へと水が浸透するため、高機能性舗装を用いる場合には、主桁との合成、非合成の構造区分によらず床版の上面には、全面に防水層を施工することが必要となる。この場合、防水層には、従来のものより高い防水性能および耐久性が要求される。防水効果の高い防水層として、ドイツではウレタン系の吹付けタイプが積極的に採用されている。しかしながら、工費が高いことと、ドイツより舗装の薄層化が進む日本においては、防水層にかかる負荷も大きいことから、そのまま適用することはできない。今後、低コストで使用状況に適合した高性能な防水層の開発が望まれる。また、床版の水対策としては、防水層設置の他に、床版上に滞水しないような排水処理が肝心であり、必要に応じて水抜き孔の設置などの対処をしなければならない。

鉄道橋では、スラブ軌道が前提であること、防水工の長期的耐久性への信頼性が必ずしも得られていないことから、中間支点近傍の負曲げ区間はSFRC（鋼繊維鉄筋コンクリート）とし、コンクリートのひび割れ耐久性の向上を計ることにより、防水工を省略している例が多い⁸⁾。

4.1.9 今後の課題

連続合成桁の中間支점에着目して、設計・施工法について最近の事例を調査しその概要について述べた。より合理的な設計・施工が行われるためには、以下のような項目について引き続き検討がなされ、設計方法が整備されることが重要であると考え。

①橋軸方向プレストレスの導入

1960年代に多く建設されたプレストレスする連続合成桁で中間支点上の床版に問題があるとの報告がなされていないことから、これまでの設計法で問題ないと考えられる。ただし、クリープや乾燥収縮の影響については未だ不明確な要素として取り扱われることが多く、実施工における長期計測や解析的な研究の成果が設計に反映されることが望まれる。

②中間支点付近の床版の取り扱い

合成桁の曲げ剛性や抵抗断面の仮定、およびクリープ・乾燥収縮・温度差などの荷重の評価方法についての整理。

③主桁作用と床版作用との重ね合わせ

異なる荷重状態の重ね合わせによる応力度の照査において、荷重の組合せと許容応力度の設定についての整理。

④床版施工

移動式型枠工法による床版施工については、実施工の積み重ねを通してより良い施工手順が確立されることが望まれる。

4.1.10 あとがき

これまで合成桁はその多くが単純桁として用いられてきた。しかし、連続合成桁の中間支点付近の負曲げ区間における応力挙動が種々の研究や実施工により解明されつつあり、解析手法も提案され、加えて車両の走行性、耐震性、経済性に優れていることから、連続合成桁の採用が多くなってきている。少数主桁構造や二重合成構造などの新しい連続合成桁は、様々な検討によって合理的で経済性の高い橋梁形式として認められ、急速に施工実績を伸ばしている。特に少数主桁構造はこれまで、設計および施工の検討が個々の橋梁においてなされることが多かったが、現在は、これまでの研究成果や施工事例の経験が体系的にまとめられ、設計マニュアルの整備が進められているところである。

ここで取り上り連続合成橋梁形式は、中支間の標準構造として今後の発展が大いに期待されている構造である。さらに、研究や施工実績を積み重ねながら、求められる性能を満たす努力が必要であろう。

参考文献

- 1) 橘善雄：連続合成桁橋，理工図書，昭和41年1月
- 2) 阿部・小俣・稲沢：鉄道用連続合成けたの工事報告，構造物設計資料 No.51，pp.26-30，1977.9
- 3) 関西道路研究会 道路橋調査研究委員会：連続合成桁の復活に向けて，平成10年3月
- 4) 阿部・中島・堀内：合成桁におけるスラブ分割の影響と柔ずれ止めの開発，構造工学論文集 Vol.35A，pp.1205-1211，1989.3
- 5) 阿部英彦：鉄道橋合成桁のずれ止めに関する実験的研究，鉄道総研報告 No.961，1975.3
- 6) 保坂・光木・平城・牛島・橘・渡辺：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.46A，pp.1593-1604，2000.3
- 7) 保坂・山田・中野：鋼繊維軽量コンクリートを用いた連続合成鉄道橋（阿佐線 物部川橋りょう），コンクリート工学 Vol.38，No.6，pp.24-30，2000.6
- 8) 保坂・杉本：鉄道における最近の鋼・コンクリート複合橋梁，橋梁と基礎，pp.31-40，2000.7
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，平成8年12月
- 10) 橘・向山・湊：プレストレスしない連続合成桁の静的実験，土木学会誌，1968年10月
- 11) G. Hanswille：Zur Risbreitenbeschränkung bei Verbundtragern，Januar 1986
- 12) 土木学会：コンクリート標準示方書[平成8年度制定]設計編
- 13) 紫桃・上東・長谷・春日井・佐々木：実物大モデルを用いた鋼連続合成桁橋中間支点部のPC床版疲労実験，構造工学論文集 Vol.46A，pp.1535-1546，2000.3
- 14) R.P.Johnson, R.J.Buckby, Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 2, Blackwell Science, 1995
- 15) 明橋・熊谷・尾下：一定せん断流パネルを用いた鋼・コンクリート合成桁の解析方法，横河ブリッジ技報，No.26，1997年1月
- 16) 猪熊・本間・丸山・河西：長支間場所打ちPC床版の設計と施工計画（第二東名高速道路 藁科川橋），第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2000年10月
- 17) 大垣・川口・磯江・高橋・川尻・長井：合成2主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.44A，1998年3月
- 18) 西村・大崎・長谷川：曲げを受けるI断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.37A，1991年3月
- 19) 西村・秋山・村松：曲げを受けるI断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案，構造工学論文集 Vol.39A，1993年3月

4.2 大型複合橋梁における接合部の検討例

4.2.1 橋梁概要

本項では、第二名神高速道路の木曾川橋・揖斐川橋を例にとり、接合形式の比較選定と採用された接合構造の概要について紹介する。

木曾川橋および揖斐川橋は、側径間および支点部をPC箱桁，中央径間支間部を鋼床版箱桁としたPC・鋼複合エクストラードード橋である（図-4.2.1.1^{1~4}参照）。エクストラードード橋とは、従来のPC桁橋において桁内に配置されていたPC鋼材を、より効率的に用いるために桁外に配置し、大きい偏心量でプレストレス力を主桁に作用させる橋梁形式である。本橋は、斜ケーブルや桁内配置PC鋼材による主桁の軸方向圧縮力が增大する支点付近をコンクリート桁，支間中央部を死荷重軽減のため鋼桁とし、よりスパンの長大化を図ったものである。また、本橋の主な特徴は以下の通りである。

- 1) 世界最大級のPCプレキャストセグメント工法の採用。
- 2) 鋼桁部も含めた外ケーブル構造の採用。
- 3) PC箱桁と鋼床版箱桁との新たな接合形式の採用。
- 4) 合理化鋼床版の採用橋梁。

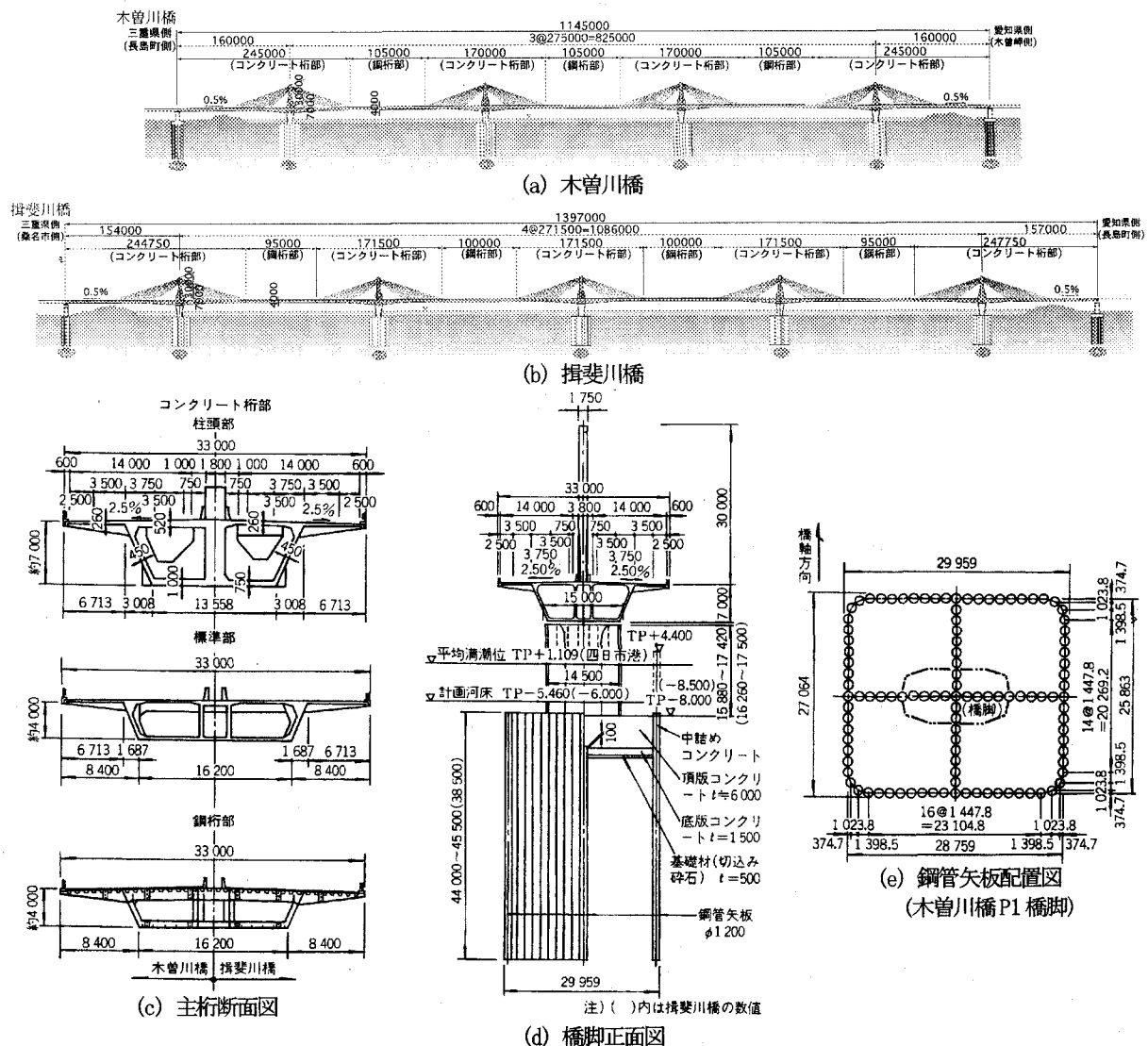


図-4.2.1.1 木曾川橋・揖斐川橋の一般図

4.2.2 接合形式の選定

本橋の接合部は、複合斜張橋の施工例とは異なり、曲げモーメントの交番点付近に位置しており、作用曲げモーメントは小さいものの、斜ケーブルから作用する軸方向圧縮力はなく、桁内外に配置されたPC鋼材からのプレストレスのみによる圧縮力しか作用しない。鋼桁部は、合理化鋼床版⁵⁾ (t=18 mm, U-Rib 440×330×8) を採用しており、従来構造より床版剛性は高いものとなっているが、PC桁と鋼桁との剛性差は大きく、接合部では応力集中の発生や角折れなど、構造上の弱点となりやすい。また、接合部はPCセグメント (マッチキャスト工法) と同様にPC・鋼接合セグメントとして製作・架設されるため、製作ヤード内での運搬や張出架設時の重量制限なども考慮する必要があった(重量400tf, 長さ5m以下)。このような条件を踏まえ、まず、表-4.2.2.1に示すような接合形式をリストアップして、比較検討が行われた。

まず、第2案の中詰めコンクリート案 (後面板形式) は、わが国において生口橋・多々羅大橋などの施工実績があり、力の伝達は良好なものとなる。しかし、合成部および補強部は、狹隘部への溶接量も多く、鋼桁製作性は劣る。コンクリート部の施工では、PC桁部と合成桁部に一括して高流動コンクリートを打設した場合、その打設量や充填確認箇所なども多く、施工管理上の配慮が多くなる。

次に、第3案のメタルプレート案は、コンクリート部の施工がオープンスペースで行え、かつ、一般部のPCセグメントと同種のコンクリート材質を採用できることになり、施工上および品質管理上も優れている。鋼桁部は、極厚のメタルプレート (支圧板) を用いることとなるが、比較的製作性も良い。ただし、メタルプレート位置で鋼部材やコンクリート部に大きな応力集中が発生し、コンクリート支圧応力度も大きく許容値を超えるものとなった。

第1案は、コンクリートの支圧応力度や鋼桁の垂直応力度は、滑らかな分布形状を示し、局所的な応力集中の発生はなかった。鋼桁製作性は合成部において密閉構造を形成することとなるが、密閉板を最後に外周溶接することで、他案に比べて最も優れたものとなる。さらに、PC桁部においても、第3案と同様に、コンクリート品質、施工性に優れている。合成部においても、密閉部への高流動コンクリートの打設は、第2案より施工上の管理が行いやすく、打設時期にも選択の自由度がある。

したがって、接合形式は、応力伝達性状、鋼桁製作性、およびコンクリート施工性に優れる第1案の中詰めコンクリート案 (前後面板併用形式) が採用されることになった。

表-4.2.2.1 接合形式比較表

	第1案 中詰めコンクリート案 (前後面板併用形式)	第2案 中詰めコンクリート案 (後面板形式 生口橋・多々羅大橋)	第3案 メタルプレート案 (支圧形式 ノルマンディー橋)
構造概略図			

4.2.3 接合構造

本橋の接合部の概略図⁶⁾を、図4.2.3.1に示す。

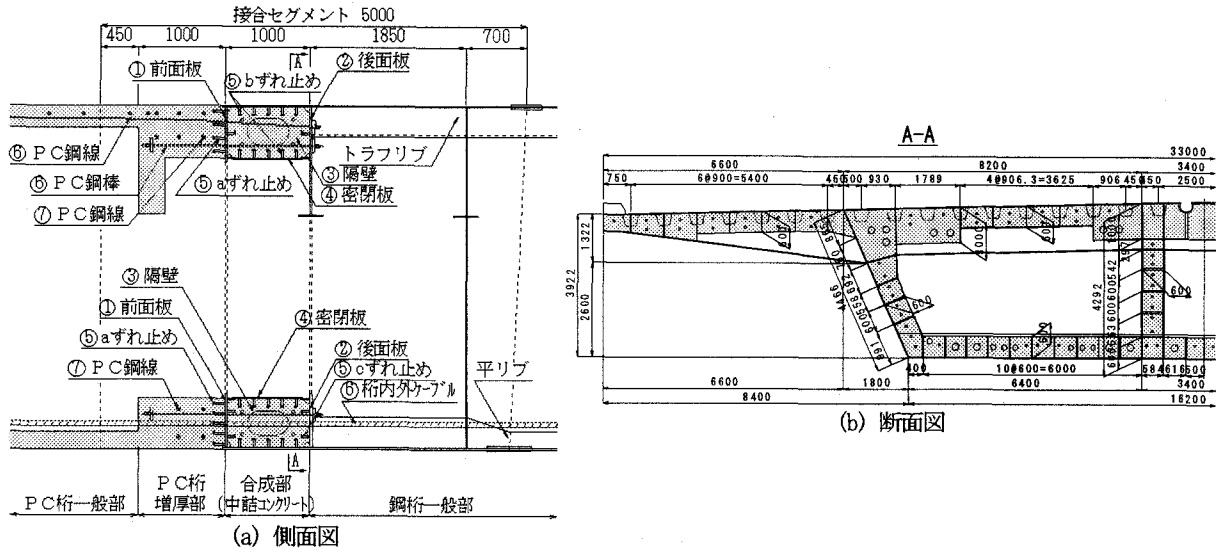


図-4.2.3.1 接合部の概略図

(1) 力の伝達

本橋の接合部におけるPC-鋼桁間の力の伝達は、図-4.2.3.2に示すように、前・后面板位置（支圧）、および合成部のスタッド（せん断）の合計3つのルートから行われるため、コンクリートの支圧応力度や鋼桁の垂直応力度は、滑らかな分布を示し、局所的な応力集中は生じない構造となっている。

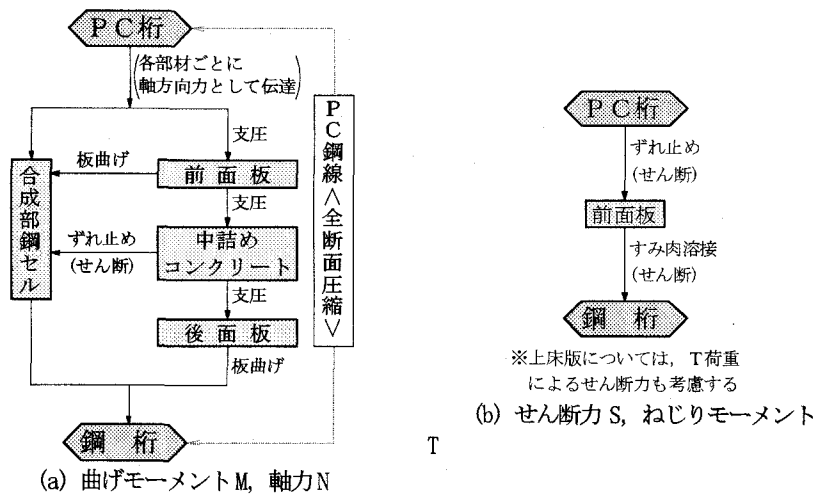


図-4.2.3.2 接合部の力の伝達

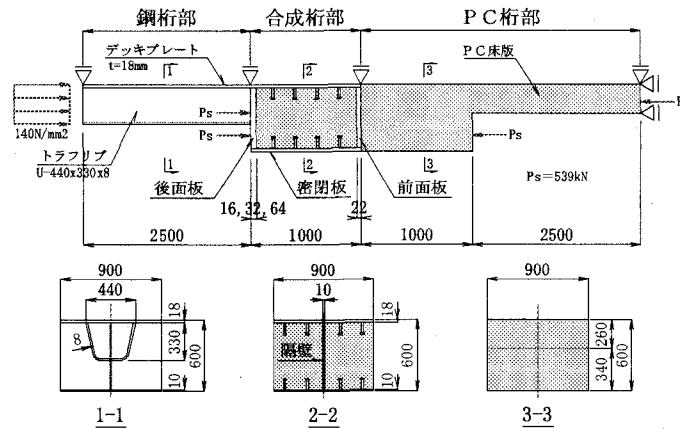
(2) 施工性

鋼桁製作性は合成部において密閉構造を形成することとなるが、密閉板を最後に外周溶接することで、施工性が確保された。PC桁部の施工は、一般部のPCセグメント製作の延長で行うことが可能である。

合成桁部に用いる高流動コンクリートは、密閉部への打設となるが、比較的施工管理も行いやすく、打設時期にも選択の自由度がある。

(3) 設計方針

本橋の設計方針を決定するにあたり、後面板の板厚 ($t=16, 32, 64 \text{ mm}$)、および中詰めコンクリートと鋼セルとの合成度をパラメーターとして、**図-4.2.3.3**に示すような部分F.E.M.解析が実施された⁶⁾。各構成要素の設計方針を以下に示す。



注記：解析は、上図の半モデルで実施。

	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
後面板厚	16 mm	32 mm	64 mm	32 mm
合成度	剛結	剛結	剛結	自由

図-4.2.3.3 部分F.E.M.解析モデル（上床版部）

① 前面板

各鋼セルに作用する軸圧縮力に対して、前面板厚は応力性状に大きな影響を与えない。ただし、前面に配置されたずれ止めによりせん断力とねじりモーメントをP.C.桁部に伝達するため、板厚およびすみ肉溶接ののど厚は鋼桁腹板と同厚としている。

② 後面板

後面板厚は厚いほどコンクリートの支圧応力度が低減される。F.E.M.解析を行った板厚の範囲内 ($t=16 \sim 64 \text{ mm}$) では、各部応力度は許容値以内となる。ただし、安全側の見地より、鋼主桁構成材厚 t の全強が、後面板の板厚方向のせん断抵抗で中詰めコンクリートに伝達できるものとして設計している。すなわち、後面板必要板厚 t_{req} は、

$$t_{req} = (\sigma_a / \tau_a) \cdot t \quad (4.2.3.1)$$

となる。ここに、 σ_a 、 τ_a ：鋼部材の引張およびせん断許容応力度、 t ：デッキ、腹板、下フランジの各板厚。

③ 合成部隔壁

荷重伝達にはあまり寄与せず、発生応力も小さいが、合成部鋼セルの剛性確保の面から、鋼桁製作性を損なわない間隔（標準間隔デッキ側 900 mm、腹板・下フランジ 600 mm）で配置し、板厚は最低厚（10 mm）としている。

④ 合成部密閉板

前・後面板間の応力差も小さく、かつ、発生応力度も小さいため、荷重伝達にはあまり寄与していない。したがって、板厚は最低厚（10 mm）としている。

⑤ ずれ止め

- a. 前面板位置…主桁のせん断力およびねじりモーメントをすべて伝達できるものとする。せん断流理論により、各部材内の単位長さ当りの最大せん断力を算出し、ずれ止め（スタッド）が設計された。なお、上床版部については床組作用によるせん断力との足し合せ照査も行われている。
- b. 合成部のデッキ、フランジ、腹板および密閉板位置…ずれ止めが分担する伝達力 Q_s はF. E. M. 解析結果を利用し、ずれ止めの有無による前・後面板位置での応力度の差分 $\Delta\sigma$ から算出された。

$$Q_s = \Delta\sigma \cdot B \cdot t \quad (4.2.3.2)$$

ここに、B：鋼セル幅（単位：mm）。したがって、各セル幅に対して Q_s が求まり、これに抵抗できるだけのスタッドを道示の許容値に準じて、必要本数配置している。

- c. 合成部内の前・後面板位置…力の伝達には一切寄与しないが、道示における合成桁のずれ止め配置に準じて、最低ずれ止め間隔で配置している。

⑥ 橋軸方向PC緊張量

斜材ケーブル、桁内の外ケーブルおよびPC鋼棒の協同作用により、接合面においてフルプレストレス状態としている。

⑦ 橋直方向PC緊張量

接合部PC桁は、一般部のPC桁と同様に床組作用によって横方向引張応力が作用する。また、鋼桁部とPC桁部との温度差に対しても横方向引張応力が作用する。この引張力に対しても必要量PC鋼材を配置し、圧縮力を付与するものとしている。

(4) その他

接合部の床版部には、主桁系断面力以外にT荷重による床版・床組系の力も作用する。T荷重の作用によっても、剛性急変に伴った応力集中が予想された。そこで、接合部の鋼床版およびPC桁上床版の一部を取り出した実物大の実験供試体が製作され、輪荷重により発生する局部応力の計測後、移動繰返載荷実験が実施された。その結果、鋼桁部と合成部との境界に働く応力集中を疲労限界以下に抑えるため、鋼床版厚を $t=18$ mmから26 mmに増厚された。なお、移動輪荷重疲労実験の詳細については文献6)を参照されたい。

参考文献

- 1) 角・角谷・酒井：第二名神高速道路木曾川橋・揖斐川橋の概要，橋梁，Vol. 32，1996. 4
- 2) 角谷・酒井：木曾川橋・揖斐川橋の計画—第二名神高速道—，プレストレストコンクリート，Vol. 39，1997. 5
- 3) 小松・本庄・前田・小宮：第二名神高速道路木曾川橋・揖斐川橋の計画と下部工の施工，橋梁と基礎，Vol. 33，1999. 4
- 4) 小松・中須・高宮・中道・中上・小川：揖斐川橋・木曾川橋の上部工の施工，橋梁と基礎，Vol. 34，

2000.1

- 5) 水口・中須・古川・永田・井口：大型Uリブを用いた鋼床版の局部応力に及ぼすリブ支間および細部形状の影響，土木学会構造工学論文集，Vol. 46A, 2000. 3
- 6) 池田・中須・明橋・古賀：木曾川・揖斐川橋における接合桁の設計と床版部の疲労実験，土木学会構造工学論文集，Vol. 46A, 2000. 3

4.3 混合ラーメン橋剛結部の設計検討

4.3.1 概要

近年、鋼2主桁と鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚）を剛結した混合ラーメン橋の建設が増加しており、その剛結部の接合方法も様々な構造が採用されている。ここでは、施工例のない「鋼製柱埋め込み形式」を考案し、その剛結部の試設計を行った結果を示し、終わりに今後の課題と展望について述べる。

4.3.2 設計条件

- 1) 構造形式 6径間連続複合ラーメン橋
 主桁：鋼2主非合成鈹桁，橋脚：RC橋脚
- 2) 橋長 240.000 m
- 3) 支間長 40.000+40.000+40.000+40.000+40.000+40.000 m
- 4) 有効幅員 9.500 m
- 5) 床版 PC床版
- 6) 荷重 B活荷重
- 7) 設計水平震度 $k_h=0.17$ （震度法）
- 8) 温度 $\pm 30^{\circ}\text{C}$

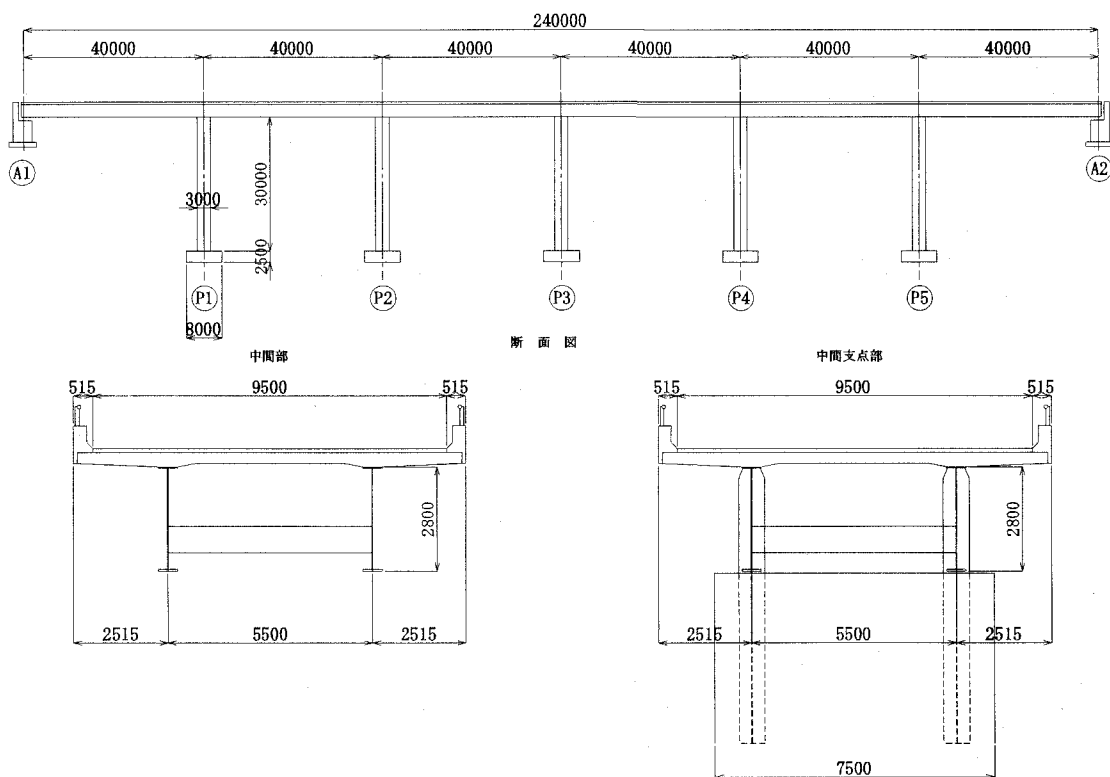


図-4.3.2.1 一般図

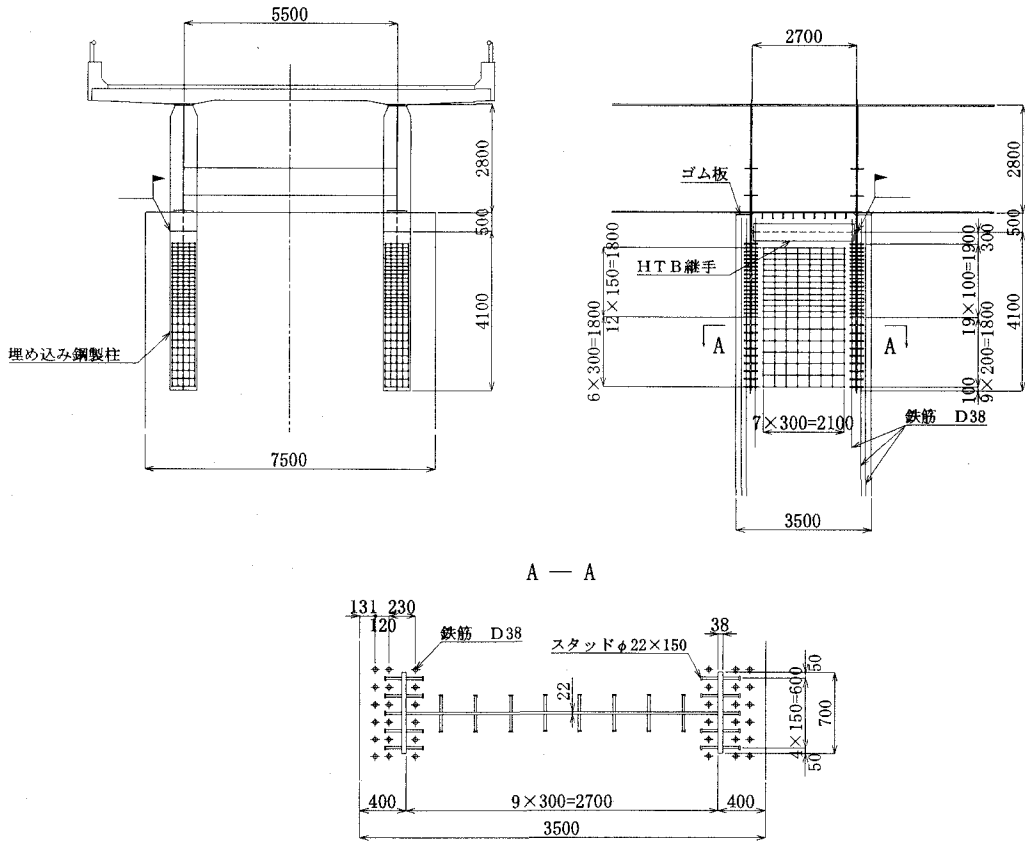


図-4.3.2.2 剛結部の詳細

4.3.3 剛結部の設計法

(1) 剛結部の断面力

断面力の算出に用いた解析モデル, 解析法は以下のとおりである. また, 解析結果を, 表-4.3.3.1 に示す.

解析モデル 立体骨組モデル

解析法 常時 : 影響線解析 (活荷重)

地震時 : 震度法レベル—— 設計水平震度による静的解析

地震時保有水平耐力法レベル—— 時刻歴応答解析による非線形動的解析

表-4.3.3.1 剛結部の断面力(P1橋脚のコンクリート天端位置)

	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
	常時 死荷重+活荷重	温度時	地震時 震度法レベル	地震時 保耐法レベル
軸力 N (kN)	4500	4000	2300	4700
せん断力 S (kN)	350	750	450	2500
曲げモーメント M(kN・m)	7500	9500	5600	34000
割増し係数 K	1.00	1.15	1.50	1.70 (3.00)

・割増し係数は, 鋼部材に対する値とし, () 内の値はスタッドジベルに適用する

(2) 埋め込み鋼製柱の設計

接合部において主桁とRC橋脚は一体化されているが、力の伝達機構が明確でないため、鋼部材とコンクリート部材がそれぞれ単独で作用力に抵抗できるように設計した¹⁾。また、本構造では接合部全体がコンクリートに埋め込まれていないため、埋め込み鋼製柱はせん断遅れを考慮した鋼製橋脚の隅角部の断面として設計している。

- ・腹板のせん断応力度 $\tau \leq 0.45 \sigma_a$
- ・合成応力度の照査 $(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.0$

ここに、 σ 、 τ ：隅角部の垂直応力度，せん断応力度

σ_a 、 τ_a ：道路橋示方書Ⅱ.2.2.1による許容引張応力度，許容せん断応力度

ここで、表-4.3.3.1のCASE-1～CASE-3では鋼製柱のフランジの垂直応力度に、せん断遅れによる付加応力を考慮しているが、終局荷重時であるCASE-4では発生応力度が降伏応力レベルであり、応力集中部は部分的に塑性化し応力の再配分が行われ部材の終局耐力には影響しないと考えられるため、付加応力は考慮しないこととした。なお、埋め込み鋼製柱の断面は、CASE-4で決定され、フランジ、ウェブはそれぞれ、700×38mm(SM570)，2700×22mm(SM570)となる。

鋼製柱の埋め込み長はRC橋脚の主鉄筋の必要定着長およびスタッドジベルの配置に必要な長さにより決定される。道路橋示方書²⁾によれば必要定着長Lは以下ようになる。

$$L = B / 2 + (\sigma_{sa} / 4 \tau_c) \cdot \phi = 2700 \text{ mm}$$

ここに、B：橋脚の有効高 (=3500 mm)

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度 (=180 N/mm²，SD345)

τ_c ：コンクリートの付着応力度 (=1.8 N/mm²， σ_{ck} ：30N/mm²)

ϕ ：鉄筋の直径 (=D38)

(3) 剛結部における力の伝達機構とスタッドジベルの設計

剛結部における力の伝達機構は以下のように仮定した³⁾。

①曲げモーメントは、埋め込み鋼製柱の偶力となり、圧縮力、引張力ともに、フランジに溶植したスタッドジベルによりRC橋脚に伝達される。

②軸力、せん断力は、ウェブに溶植したスタッドジベルによりRC橋脚に伝達される。

また、主桁下フランジと圧縮側コンクリートの接触部には大きな支圧応力が予想されるため、ここに、ゴム板を設置しコンクリートの圧壊を防ぐとともに、支圧応力による力の伝達は無視できるものとする。以上より、スタッドジベルの設計せん断力は以下となる。

$$\text{フランジのスタッド} : S_f = M/D$$

$$\text{ウェブのスタッド} : S_w = (N^2 + S^2)^{1/2}$$

なお、 S_f および軸力Nは、文献⁴⁾より、図-4.3.3.1に示すように、鉛直方向に三角形分布するものとし、せん断力Sは均等に作用するものとした。スタッドジベルの許容応力度の割り増し係数は、基本的に鋼部材に対する値と同じであるが、現状の許容応力度が降伏に対して3以上の安全率を有していることから、終局荷重時のCASE-4では割り増し係数を3としている。

表-4.3.3.2 に示すようにスタッドジベルφ22×150 を使用した場合、フランジ最上列のスタッドジベルの必要本数は8.6本となり、9本の配置とした。その配置を図-4.3.2.2に示す。主桁下フランジとコンクリートの接触面はブリージングによる空隙が発生する可能性があり、ここでは支圧力による力の伝達は期待していないが、フランジとコンクリートの一体化を図るためフランジ下面に最小限のスタッドを設置することとした。

表-4.3.3.2 フランジのスタッドジベルの計算(CASE-4)

		式	結果
曲げモーメント	M (kN・m)		34000
フランジ間隔	D (m)		2.70
スタッドの設計せん断力	S_f (kN)	M/D	12590
部材有効高さ	L_o (mm)		3850
せん断力分布の最大値	q_o (kN/mm)	$2S_f/L_o$	6.540
スタッドのせん断力の負担幅	P (mm)		100
1列目のスタッドのせん断力	Q (kN)	$P \cdot (q_o + q_1)/2$	645.5
スタッドの許容せん断力	Q_a (kN)	$9.4 d^2 \sqrt{\sigma_{ck}}$	24.92
必要本数	N_{req} (本)	$Q/(K \cdot Q_a)$	8.6

・スタッドジベルφ22×150

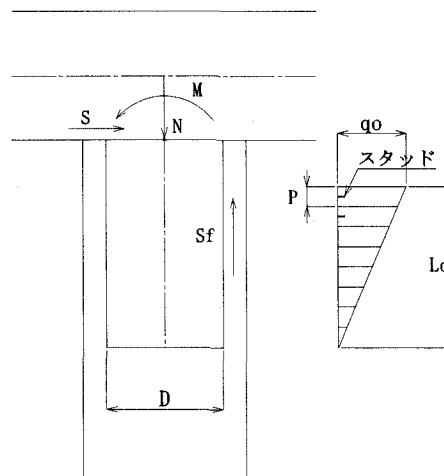


図-4.3.3.1 鉛直方向せん断力分布

(4) RC橋脚の補強

主桁からRC橋脚への力の伝達過程において、埋め込み鋼製柱近傍の主鉄筋に集中的に力が伝達されると考えられる。したがって、この力の分散を図るとともに、鋼製柱近傍のコンクリートのせん断破壊を防止するため、補強鉄筋を設置することとする。

必要鉄筋量の算出は、せん断破壊面の特定が困難なことから、鋼製柱埋め込み形式の実施例である文献⁴⁾を参考に下記方法とする。

- 1) 図-4.3.2.2 A-A断面より、鋼製柱フランジの外側付きスタッドジベル（1列5本）に着目し、スタッドジベルとRC橋脚主鉄筋との間でコンクリートがせん断破壊しないよう補強する。
- 2) 照査は次の2つの方法で行い、危険側の照査結果に基づいて補強鉄筋を設置する。

<照査1>

参考文献2)の「4.3せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の設計」より平均せん断応力度の照査を行う。表-4.3.3.3に照査結果を示す。

照査結果より、D19のせん断補強鉄筋をフランジ幅700mmあたり2本配置する。

(高さ方向には、150mmピッチを仮定した。)

表-4.3.3.3 照査1

		式	結果
外側付きスタッドで伝えるせん断力	F_v (kN)	$S_f/K \times 5/9$	2332
部材有効高さ	L_o (mm)		3850
部材断面幅	B (mm)		700
平均せん断応力度	τ_m (N/mm ²)	$F_v / (L_o \cdot B)$	$0.87 > \tau_{a1}$
コンクリートの許容せん断応力度	τ_{a1} (N/mm ²)		0.25
斜引張鉄筋考慮時許容せん断応力度	τ_{a2} (N/mm ²)		1.9
コンクリートが負担するせん断力	R_{ca} (kN)	$(\tau_{a1}/2) \cdot B \cdot L_o$	337
斜引張鉄筋が負担するせん断力	F_s (kN)	$F_v - R_{ca}$	1995
斜引張鉄筋の許容応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	SD345	180
斜引張鉄筋の高さ方向ピッチ(仮定)	a (mm)		150
斜引張鉄筋の必要断面積	A_w (mm ²)	$1.15 \cdot F_s \cdot a / (\sigma_{sa} \cdot L_o)$	497
使用鉄筋1本あたりの断面積	A_w^{\wedge} (mm ²)	D19(SD345)	286.5
必要本数	n_{req} (本)	A_w / A_w^{\wedge}	1.7

<照査2>

図-4.3.3.3に示すスタッド頭から斜め45°の破壊面を想定し、押し抜きせん断の照査を行う。想定破壊面に作用する設計せん断力は、L区間内のスタッドに作用するせん断力の総和とする。スタッドのピッチは100mmでL=212mmなので2段を有効スタッド段数とする。

スタッドに作用するせん断力は、図-4.3.3.2より算出する。表-4.3.3.4に照査結果を示す。照査結果より、押し抜きせん断に対しては安全であることが解った。

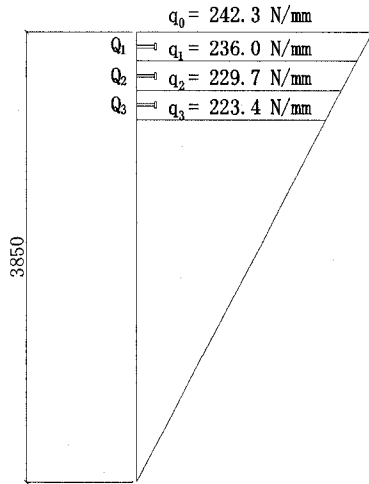


図-4.3.3.2 スタッドせん断力分布
(縦方向1列あたり)

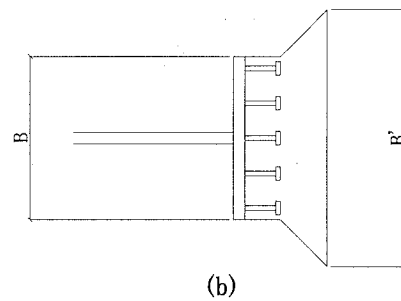
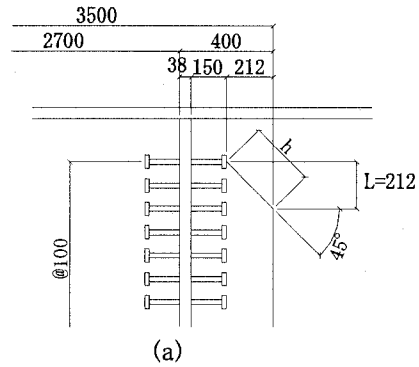


図-4.3.3.3 押し抜きせん断抵抗面積

表-4.3.3.4 照査2

		式	結果
外側付きスタッドで伝えるせん断力	F_v (kN)	$S_r/K \times 5/9$	2332
部材有効高さ	L_0 (mm)		3850
スタッド1列あたりせん断力分布(max)	q_0 (N/mm)	$2 \cdot F_v / (L_0 \cdot n)$	242.3
1列目スタッド1本あたりのせん断力	Q_{v1} (N)	$(q_0 + q_1) / 2 \cdot 100$	23920
2列目スタッド1本あたりのせん断力	Q_{v2} (N)	$(q_1 + q_2) / 2 \cdot 100$	23290
スタッド横列本数	n (本)		5
1~3列目スタッド群に作用するせん断力	ΣQ_v (N)	$(Q_{v1} + Q_{v2}) \cdot n$	236050
フランジ幅	B (mm)		700
コンクリート表面有効幅	B' (mm)		1100
斜方向高さ	h (mm)		300
せん断抵抗面積	A (mm ²)	$(B + B') / 2 \cdot h$	270000
コンクリートの押し抜きせん断応力度	τ (N/mm ²)	$\Sigma Q_v / A$	$0.87 < \tau_{a3}$
コンクリートの押し抜き許容せん断応力度	τ_{a3} (N/mm ²)		1.00

<照査1>、<照査2>より危険側の結果が得られた<照査1>に基づいて補強鉄筋を設置するものとする。

4.3.4 今後の課題と展望

鋼2主桁と鉄筋コンクリート橋脚を剛結した混合ラーメン橋において、接合方式として「鋼製柱埋め込み形式」を用いた場合の剛結部の試設計を行った。本試設計で得られた構造は、以下の特長を有する。

- 1) 鋼製柱部材が開断面なので、取り合い部の下部工鉄筋の施工が容易である。
- 2) 中間支点部の主桁間がオープンとなり、場所打ちPC床版の移動型枠工法による施工が可能となる。
- 3) 2)と同様の理由により、橋軸方向の検査通路の確保が容易である。

この形式が実際の施工に適用されるには以下の課題が考えられる。

- 1) 主桁からRC橋脚への力の伝達機構において、曲げモーメントは埋め込み鋼製柱の偶力により伝達されると仮定したが、鋼製柱フランジとコンクリートの支圧力による伝達も考えられる⁵⁾。この程度を明らかにしコンクリートの剥離を防止するため適切な補強をする必要がある。
- 2) 橋脚断面に比べて埋め込み鋼製柱のフランジ幅が小さく、この部分から集中的に力が伝達されることになる。この力が分散され橋脚に伝達されていくメカニズムを明らかにし、RC橋脚の補強方法を検討する必要がある。

また、本形式の将来展望として、以下が考えられる。

- 1) 鋼桁とコンクリート橋脚を剛結した上下部一体橋は、構造の合理化とコスト縮減が図れ、耐震性の向上が期待できるなど、優れた構造形式として注目されている。一方、上部構造のみに着目した構造の合理化形式として、高耐久性床版(PC床版、合成床版)を有する少数主桁橋があり、2主桁はその基本形式である。ここで取り上げた2主桁を有する上下部一体橋は、その究極の形式として今後ますます採用例が増えるものと考えられる。
- 2) 接合方式として「鋼製柱埋め込み形式」の試設計を行った目的のひとつとして、中間支点部を移動型枠による場所打ちPC床版の施工が可能な構造とすることであり、接合構造を主桁下フランジより上に出さない構造として検討した。その結果、課題の項でも述べたように、下部工への力の伝達が鋼製柱近傍からのみとなる構造となった。鋼製柱からの力を効率よく橋脚全幅に分散させる構造として、移動型枠での施工空間を考慮した支点上横桁上フランジ天端までを接合部とする案も代替案として考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領第二集，橋梁建設編，9章複合構造（1998.7）
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編（1996）
- 3) 片山技報：小銚岸川橋の設計と施工，No.16（1996）

- 4) 三井造船技報：川之江東ジャンクションCランプ橋の鋼桁とRC橋脚剛結部の設計,
No. 166 (1999. 2)
- 5) 横河ブリッジグループ技報：鋼コンクリート混合構造の接合部について, No. 29 (2000. 1)

4.4 圧延H形鋼を用いた複合橋梁の提案

本章では、圧延H形鋼を主桁に用いた新しい複合橋梁を提案する。連続合成桁橋では、支間中央は正の曲げモーメントが卓越し、鋼桁とRC床版の合成桁として設計される。一方、中間支点上においては、負の曲げモーメントが卓越するため、床版コンクリートは引張領域となり、鋼桁および床版内鉄筋のみが耐力に寄与する。提案する構造を図-4.4.1.1に示す。主桁には圧延H形鋼を用い、中間支点上ではこれをコンクリートで被覆したSRC構造とし、負の曲げモーメントに対する耐力を向上させる。さらに、RC橋脚とも一体化することにより、維持管理の負荷を低減し、地震力に対する抵抗力も向上できる。さらに、本形式桁はコンパクト断面となっており、全塑性モーメント耐力まで期待できる。したがって、降伏応力度を基準とする許容応力度設計法より、終局耐力を基準とする限界状態設計法を用いた方が合理的・経済的となると考えられる。従来、圧延H形鋼を用いた橋梁の限界適用スパンは25m程度であったが、このような複合構造を採用し、さらに限界状態設計法を適用すれば、大幅な長スパン化が可能となることが予想される。

4.4.1 検討に用いた橋梁形式

検討に用いた橋梁形式は、ウェブ高さ844mmの圧延H形鋼を主桁とし、RC橋脚とも一体化した4径間連続ラーメンである(図-4.4.1.2)。スパン中央部の正曲げモーメント部は、圧延H形鋼とRC床版の合成桁とし、中間支点部の負曲げモーメント部は圧延H形鋼を鉄筋コンクリートで被覆したSRC桁とした。スパンは40+50+50+40mとし、RC橋脚の高さは10.0mとした。

道路橋を想定し、全幅員は10.5m、主桁本数は5本とした(図-4.4.1.3)。圧延H形鋼は、ウェブ高さ844mm、フランジ幅302mm、ウェブ厚18mm、フランジ厚34mm、材質SM490Yであり、これは現在の最大断面である。想定した支間中央部断面を図-4.4.1.4に、中間支点部断面を図-4.4.1.5に示す。床版は、厚さ22cmのRC床版とした。基礎は直接基礎とし、橋脚は幅6.0m、厚さ3.0mのRC橋脚とした(図-4.4.1.6)。

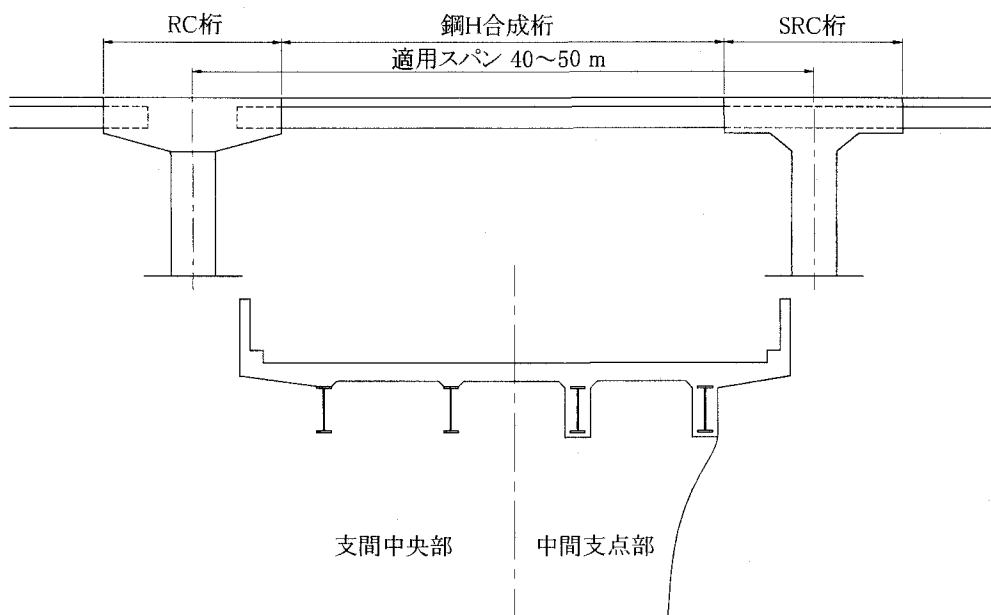


図-4.4.1.1 圧延H形鋼を用いた複合橋梁

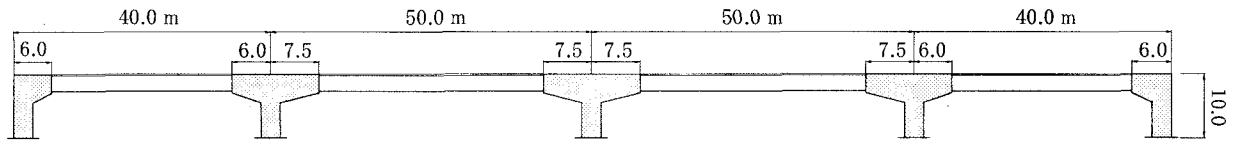


図-4.4.1.2 検討橋梁の一般図

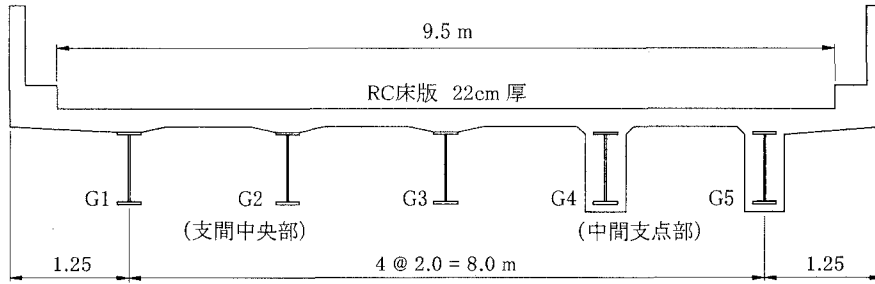


図-4.4.1.3 検討橋梁の断面

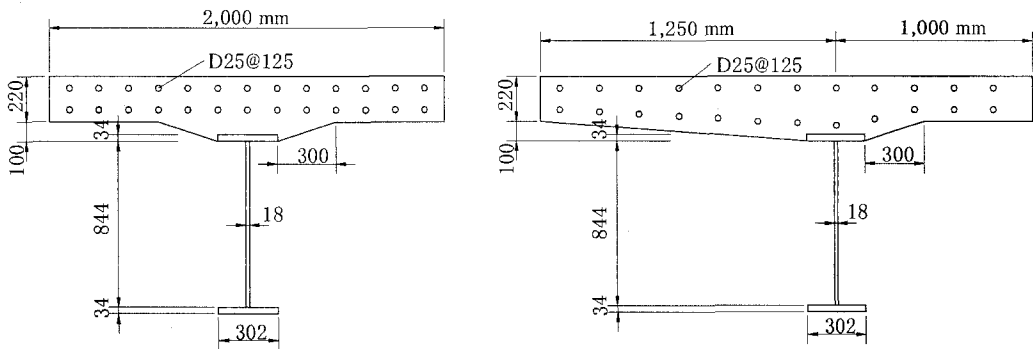


図-4.4.1.4 主桁断面 (支間中央部)

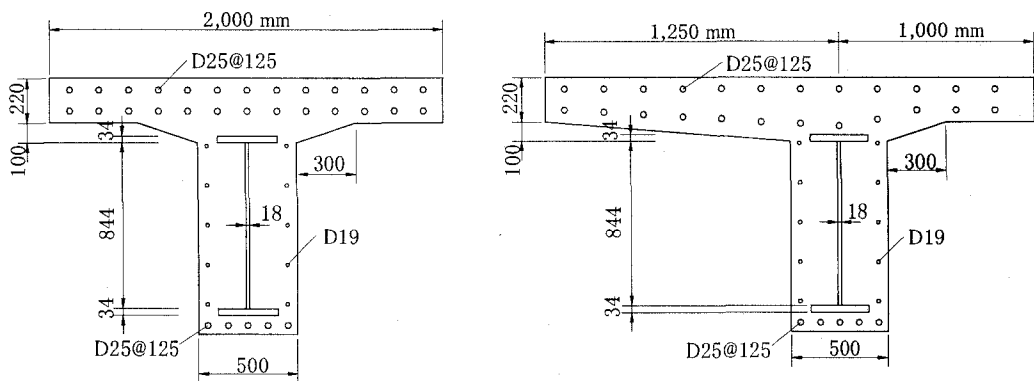


図-4.4.1.5 主桁断面 (中間支点上)

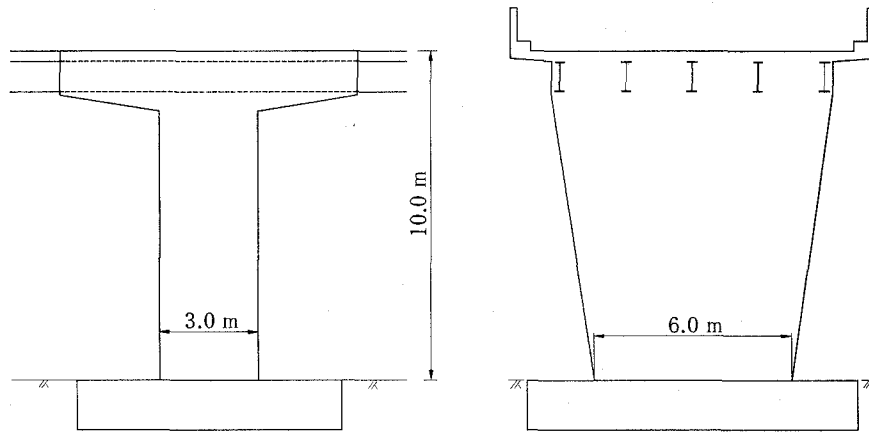


図-4.4.1.6 下部工

4.4.2 設計断面力

架設手順としては、鋼桁を架設した後、RC床版を打設する活荷重合成桁とした。鋼桁および床版コンクリートの死荷重は鋼桁のみで受け持たせる。地覆・高欄などの合成後死荷重および活荷重は、支間中央部では合成桁として、中間支点部ではSRC桁として設計する。活荷重はB活荷重とし、影響線載荷により断面力を求めた。解析モデルは立体ラーメンとした。中間横桁は設けないが、RC床版の橋軸直角方向の断面剛性をモデル中に入れた。

発生曲げモーメントを図-4.4.2.1に示す。合成前死荷重に対しては連続桁として計算したが、支間中央部には正の曲げモーメント、中間支点上には負の曲げモーメントが作用する。合成後死荷重に対してはラーメン構造として計算したが、中間支点上の負曲げモーメントが支間中央部の正の曲げモーメントより卓越している。活荷重に対してもラーメン構造として計算したが、最大および最小値を求めたが、合成前死荷重とほぼ同一レベルの値を示した。

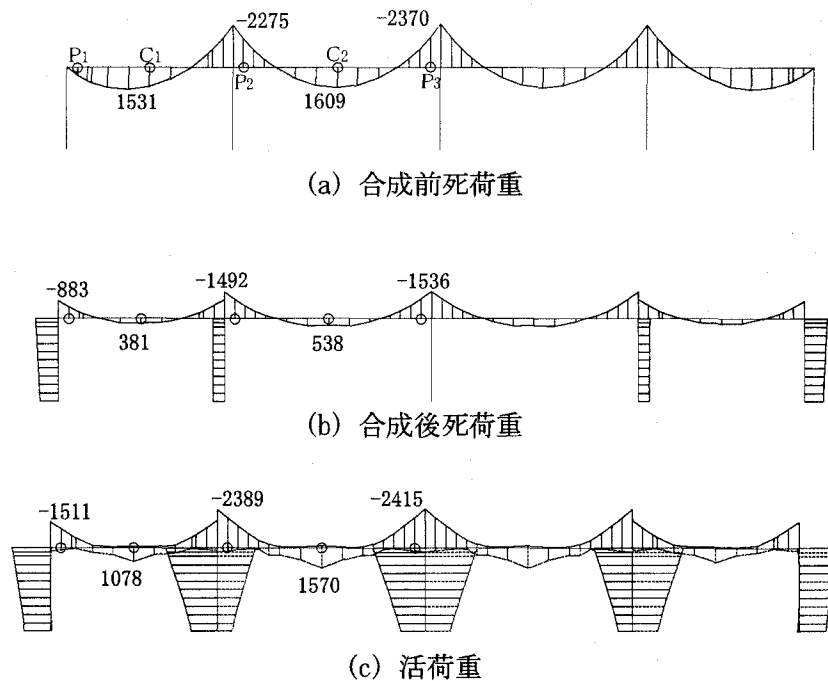


図-4.4.2.1 曲げモーメント (kN-m)

4.4.3 許容応力度法による断面照査

前節で得られた断面力に対し、許容応力度法により断面を照査する。照査は、支間中央部 C2 と中間支点部 P3 について行う。クリープ・乾燥収縮についての検討は省略した。

(1) 支間中央部

支間中央部には正の曲げモーメントが作用し、鋼桁およびRC床版には図-4.4.3.1に示すような応力が発生する。鋼桁下縁およびRC床版上縁に発生する応力度は許容応力度以内でなければならない。

$$\gamma = (\sigma_{SD1} + \sigma_{SD2} + \sigma_{SL}) / \sigma_{SA} \leq 1 \quad (4.4.3.1)$$

$$\gamma = (\sigma_{CD2} + \sigma_{CL}) / \sigma_{CA} \leq 1 \quad (4.4.3.2)$$

ここで、 σ_{SD1} ：合成前死荷重による鋼桁下縁応力度、 σ_{SD2} ：合成後死荷重による鋼桁下縁応力度、 σ_{SL} ：活荷重による鋼桁下縁応力度、 σ_{SA} ：鋼の許容応力度、 σ_{CD2} ：合成後死荷重によるRC床版上縁応力度、 σ_{CL} ：合成後死荷重によるRC床版上縁応力度、 σ_{CA} ：コンクリートの許容応力度である。鋼桁は材質 SM490Y とし、許容応力度は 210N/mm^2 とする。コンクリートは強度 40N/mm^2 クラスを用い、許容曲げ圧縮応力度は 13.3N/mm^2 とした。

主桁 G1 と G2 に関する応力度照査結果を表-4.4.3.1 に示す。いずれも、鋼桁下縁において許容応力度を越えている。これは、合成前死荷重に対しては鋼桁のみで支えているため、その負担が大きいためである。一方、床版コンクリートは許容応力度以内である。

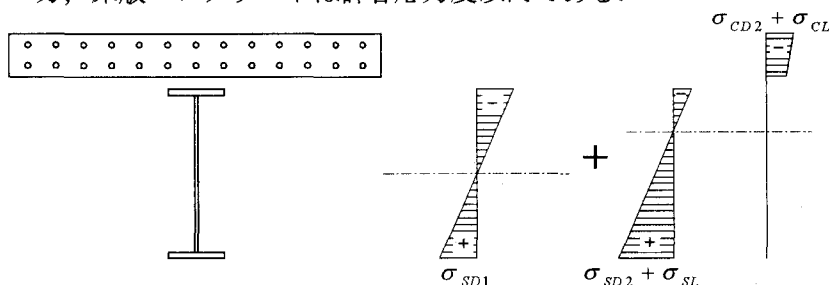


図-4.4.3.1 応力度分布（支間中央部 C2）

表-4.4.3.1 応力度照査（支間中央部 C2）

		D1	D2	L	D1+D2+L	σ_A	γ
G1	σ_c	—	-2.0	-5.9	-7.9	-13.3	0.59
	σ_u	151.0	-1.9	-5.6	-158.5	-210	0.75
	σ_l	151.0	33.2	96.9	281.1	210	1.34
	σ_{RB}	—	-12.9	-38.0	-50.9	169.3	0.30
G2	σ_c	—	-2.4	-5.4	-7.8	-13.3	0.59
	σ_u	150.9	-2.2	-5.3	-158.4	-210	0.75
	σ_l	150.9	38.6	89.1	278.6	210	1.33
	σ_{RB}	—	-15.1	-35.1	-50.2	169.3	0.30

σ_c ：床版上縁応力度 σ_u ：上フランジ応力度 σ_l ：下フランジ応力度
 σ_{RB} ：床版鉄筋応力度 σ_A ：許容応力度 (応力度単位： N/mm^2)

(2) 中間支点上

中間支点部には負の曲げモーメントが作用し、鋼桁、鉄筋、RC部材には図-4.4.3.2に示すような応力が発生する。合成前死荷重は鋼桁のみで負担し、合成後死荷重および活荷重はSRC断面で抵抗する。負曲げモーメントであるため、床版コンクリートは引張となり、鉄筋のみに応力が発生する。鋼桁下縁、鉄筋およびRC部材下縁に発生する応力度は許容応力度以内でなければならない。

$$\gamma = (\sigma_{SD1} + \sigma_{SD2} + \sigma_{SL}) / \sigma_{SA} \leq 1 \quad (4.4.3.3)$$

$$\gamma = (\sigma_{RD2} + \sigma_{RL}) / \sigma_{RA} \leq 1 \quad (4.4.3.4)$$

$$\gamma = (\sigma_{CD2} + \sigma_{CL}) / \sigma_{CA} \leq 1 \quad (4.4.3.5)$$

ここで、 σ_{SD1} :合成前死荷重による鋼桁下縁応力度、 σ_{SD2} :合成後死荷重による鋼桁下縁応力度、 σ_{SL} :活荷重による鋼桁下縁応力度、 σ_{SA} :鋼の許容応力度、 σ_{RD2} :合成後死荷重による鉄筋応力度、 σ_{RL} :活荷重による鉄筋応力度、 σ_{RA} :鉄筋の許容応力度、 σ_{CD2} :合成後死荷重によるRC部材下縁応力度、 σ_{CL} :合成後死荷重によるRC部材下縁応力度、 σ_{CA} :コンクリートの許容応力度である。鉄筋はSD295Bを用い、許容引張応力度は169.3N/mm²とした。

主桁G1とG2に関する応力度照査結果を表4.4.3.2に示す。いずれも、鉄筋は許容範囲内であるが、鋼桁およびRC部材では許容応力度を越えている。

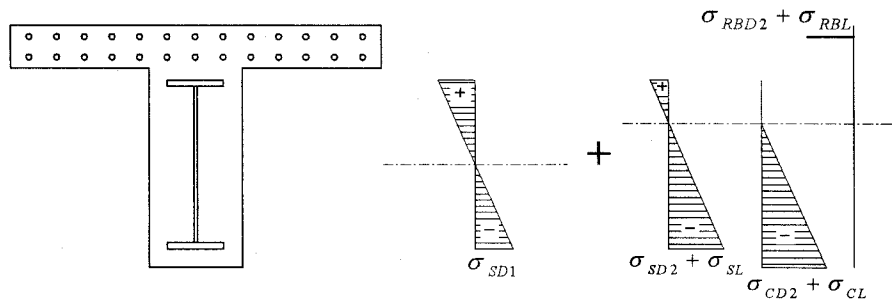


図-4.4.3.2 応力度分布 (中間支点部 P3)

表-4.4.3.2 応力度照査 (中間支点部 P3)

		D1	D2	L	D1+D2+L	σ_A	γ
G1	σ_c	—	-7.3	-11.2	-18.5	-13.3	1.39
	σ_u	222.4	40.3	63.4	326.1	210	1.55
	σ_l	-222.4	-39.2	-62.5	-324.1	-210	1.54
	σ_{RB}	—	62.4	98.3	160.7	169.3	0.95
G2	σ_c	—	-5.9	-10.6	-16.5	-13.3	1.24
	σ_u	222.2	32.0	59.4	313.6	210	1.49
	σ_l	-222.2	-31.0	-58.4	-311.6	-210	1.48
	σ_{RB}	—	49.3	92.1	141.4	169.3	0.84

σ_c : 桁コンクリート下縁応力度 σ_u : 上フランジ応力度 σ_l : 下フランジ応力度
 σ_{RB} : 床版鉄筋応力度 σ_A : 許容応力度 (応力度単位: N/mm²)

4.4.4 限界状態設計法による断面照査

前節で得られた断面力に対し、限界状態設計法により断面照査する。照査は、支間中央部 C2 と中間支点部 P3 について行う。具体的な設計法は、文献 1) に基づいた。

(1) 支間中間部

終局限界状態に関しては、圧延H形鋼はコンパクト断面となっているため全塑性モーメントまで達するとし、終局時の応力度分布を図-4.4.4.1のように想定する。終局荷重により発生する断面力は全塑性モーメント以内でなければならない。

$$\gamma = \{ k_D (M_{D1} + M_{D2}) + k_L M_L \} / M_u \leq 1 \quad (4.4.4.1)$$

ここで、 k_D ：死荷重に対する荷重係数(=1.3)、 k_L ：活荷重に対する荷重係数(=2.5)、 M_{D1} ：合成前死荷重による曲げモーメント、 M_{D2} ：合成後死荷重による曲げモーメント、 M_L ：活荷重による曲げモーメント、 M_u ：塑性モーメントである。コンパクト断面では、塑性応力状態に対して断面の曲げ強度を算定するため、RC床版のクリープ・乾燥収縮による曲げ強度を無視して良い。また、塑性応力状態に対する曲げ強度は、合成前の応力度には無関係である。

主桁 G1 と G2 に関する照査結果を表-4.4.4.1 に示す。いずれも、照査値は 1.0 以下になっている。

使用限界状態に関しては、死荷重および活荷重が作用した時、鋼桁の下フランジの発生引張応力度は表-4.4.3.1 より 281.1 N/mm^2 であり、降伏応力度 355 N/mm^2 以内である。また、活荷重によるたわみは 44 mm であり、規定値 (スパン長の $1/500$) である 100 mm 以内であることも確認した。

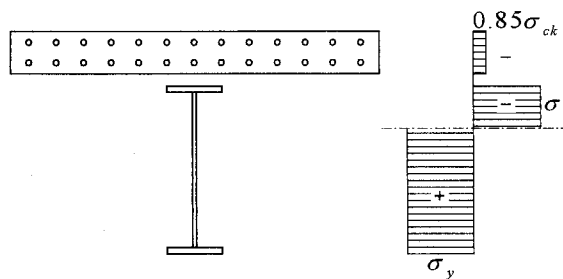


図-4.4.4.1 終局時の応力度分布 (支間中央部 C2)

表-4.4.4.1 終局時の断面照査 (支間中央部 C2)

	M_{D1}	M_{D2}	M_L	$1.3(M_{D1}+M_{D2})+2.5M_L$	M_u	γ
G1	1609	538	1570	6716	7806	0.86
G2	1608	626	1441	6507	7786	0.84

(曲げモーメントの単位：kN・m)

(2) 中間支点部

終局限界状態に関しては、圧延H形鋼および被覆コンクリートで構成されるSRC断面は全塑性モーメントまで達するとし、終局時の応力度分布を図4.4.4.2のように想定する。負の曲げモーメントであるため、床版コンクリートは引張となり、鉄筋のみが抵抗する。発生断面力は全塑性モーメント以内でなければならない。

$$\gamma = \{ k_D (M_{D1} + M_{D2}) + k_L M_L \} / M_U \leq 1 \tag{4.4.4.2}$$

ここで、 k_D ：死荷重に対する荷重係数(=1.3)、 k_L ：活荷重に対する荷重係数(=2.5)、 M_{D1} ：合成前死荷重による曲げモーメント、 M_{D2} ：合成後死荷重による曲げモーメント、 M_L ：活荷重による曲げモーメント、 M_U ：塑性モーメントである。

主桁G1とG2に関する照査結果を表-4.4.4.2に示す。いずれも、照査値は1.0以下になっている。

使用限界状態に関しては、死荷重および活荷重が作用した時、鋼桁上フランジの発生引張応力度は表4.4.3.2より326.1 N/mm²、鋼桁下フランジの発生圧縮応力度は324.1 N/mm²であり、降伏応力度の355 N/mm²以内であることを確認した。また、床版にはひび割れが発生するが、その値は0.282mmであり²⁾、一般の腐食環境下での許容値²⁾の0.288mm(=0.005c, c:かぶり)以内であることを確認した。

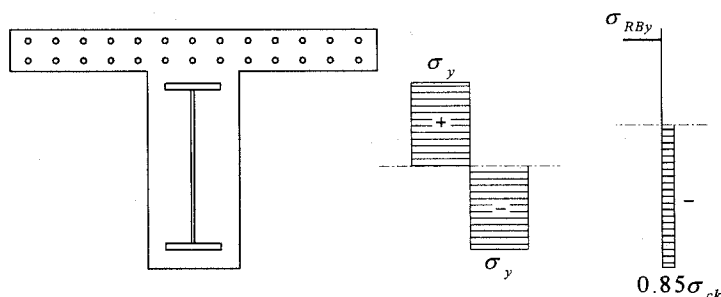


図-4.4.4.2 終局時の応力度分布 (中間支点上 P3)

表-4.4.4.2 終局時の断面照査 (中間支点上 P3)

	M_{D1}	M_{D2}	M_L	$1.3(M_{D1}+M_{D2})+2.5M_L$	M_U	γ
G1	-2370	-1536	-2415	-11115	-11180	0.99
G2	-2368	-1218	-2263	-10319	-10650	0.97

(曲げモーメントの単位：kN・m)

4.4.5 今後の課題と展望

以上においては、圧延H形鋼を主桁に用いた新しい複合橋梁の構造及び設計法を検討した。本検討で得られた主な知見は以下である。

- 1) 主桁に圧延H形鋼を用い、中間支点上ではこれをコンクリートで被覆したSRC構造を提案した。さらに、RC橋脚とも一体化することにより、維持管理の負荷を低減、地震力に対する抵抗力の

向上を図った。

- 2) 最大スパン 50m の 4 径間ラーメン橋の試設計を実施した。許容応力度法による断面照査では、支間中央部および中間支点上ともに鋼桁の応力度は許容応力度を越えた。
- 3) 一方、限界状態設計法によれば、支間中央部および中間支点上ともに断面照査は 1.0 以下であった。なお、主桁はコンパクト断面であるため全塑性モーメントまで期待できると考えた。
- 4) 限界状態設計法におけるコンパクト断面の終局限界照査では、合成前死荷重は合成後死荷重と同等の取り扱いができるため、応力度を加算して照査する許容応力度法より、合理的かつ経済的な結果となる。
- 5) 活荷重たわみおよびコンクリート床版のひび割れ幅は許容値以内であり、また死荷重および活荷重作用時の鋼桁応力度も降伏応力度以内であり、使用限界状態も満足した。

今後の課題としては、以下のことが考えられる。

- 1) 中間支点上の SRC 断面において、鋼桁と被覆コンクリートのずれ止め方法およびその効果を検討する。さらに、終局耐力を実験的に確認することが必要である。
- 2) 中間支点上の SRC 断面の施工法を検討する必要がある。
- 3) 合成断面と SRC 断面の境界では剛性が急変するため、その影響を検討する必要がある。
- 4) ウェブ高さが低いため、RC 床版が横桁の機能も兼ねると考え、中間横桁を用いない構造としている。これを、実験および解析により検証する必要がある。

本形式の将来展望として、以下のことが考えられる。

- 1) 本研究により、圧延 H 形鋼を用いた複合橋は経済性に優れ、上記課題を解決すれば実現可能であると考えられる。
- 2) 本形式および設計法は、ビルトアップ桁に対しても応用可能であると考えられる。すなわち、支間中央部の正曲げモーメント部では中立軸が圧縮フランジ近傍であり、コンパクト断面に近い挙動をする。さらに、中間支点上を SRC 断面とすれば、これもコンパクト断面とみなせるからである。
- 3) 中間支点上の SRC 断面に関しては、本論文で提案した構造以外にも、下フランジ部のみをコンクリートで被覆する上下床版方式も考えられる。とくに長スパンで、桁高さが必要な場合に有効である。
- 4) 以上より、連続鋼主桁を用い、中間支点上では合成構造化し、RC 橋脚とも一体化する連続ラーメン構造は、発展性があると考えられる。しかし、構造上の利点を生かすことのできる設計手法を確立することが急務である。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼構造物設計指針，Part B，合成構造物，第 2 編合成桁編，pp. 31-68，1997。
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，7.4 ひび割れに関する検討，pp. 86-92，1997。
- 3) 中村，田中：圧延 H 形鋼を用いた複合橋の提案，鋼構造年次論文報告集，第 9 巻，2001。

4.5 孔あき鋼板ジベルの設計マニュアル(案)

最近、孔あき鋼板ジベル(PBLジベル)は各研究機関で研究がなされ、合成桁のずれ止め以外にそのせん断耐力に着目し、波形鋼板ウェブPC桁、上下部一体構造や合成床版など、鋼とコンクリートとの定着材として広く用いられている。しかし、孔あき鋼板ジベル適用における設計マニュアルや評価式について明確に制定されていないのが現状である。

そこで、本研究委員会・合成構造WG・孔あき鋼板ジベル班では既往の孔あき鋼板ジベルに関する研究や実績を調査、整理し、合成桁を対象とした孔あき鋼板ジベルの設計マニュアル(案)を作成し、提案することとした。

本設計マニュアル(案)を作成するに当たり、孔あき鋼板ジベルに関する既往の研究と実用化にいたる背景を以下に示す。

当初の孔あき鋼板ジベルは、短い鋼板を鋼桁フランジ上で橋軸直角方向に設置するもので、鋼板に設けられる孔は橋軸方向鉄筋(版作用としては配力筋)を通すためのものであった。Leonhardtら¹⁾およびH. Andra²⁾は、これを橋軸方向に配置して使用することを提案した。このずれ止め構造は、鋼板にあけた孔部分のコンクリートにより非常に高い合成効果が得られ、設計のための強度評価式が種々提案されている。Robertsら³⁾は、上フランジを無くし、ウェブに孔を設ける合成桁としての実験を行っている。また、わが国においては、最初に緒方ら⁴⁾が、複合構造の橋脚に対する接合部材として鋼板に孔を設け、橋脚に使用された場合の評価式を提案している。これまでの研究においては、孔中のコンクリートがせん断破壊することを前提条件としている。そのために、終局強度に影響する主要因子として孔径、コンクリートの圧縮強度が考えられている。その後、日本においてもLeonhardtの提案式の妥当性を検証するために、種々の実験的研究^{5), 6), 7)}が行われているものの、孔あき鋼板の板厚や孔に通す鉄筋の有無、フランジ面に配置する孔あき鋼板の枚数、および孔中に配置された鉄筋の挙動などを明らかにした研究成果がなかった。

そこで、鉄道での連続合成桁に用いる孔あき鋼板ジベルの実用化のため、上述の要因を考慮した各種静的押抜きせん断試験の結果から、特に、ずれ挙動の比較、せん断耐荷力特性とずれ定数の把握および破壊性状に着目した比較検討が行われ、さらに、既往のせん断耐力に対する実験データが収集・整理され、統計処理がなされた。その結果、孔あき鋼板ジベルの設計上必要なせん断耐荷力の強度評価式が導かれた⁸⁾。

今回提案した設計マニュアル(案)の作成においては、上述の評価式を用いて、限界状態における設計せん断耐力を規定した。また、実際の構造物に対する設計において、孔あき鋼板ジベルが十分な耐力を発揮できるように、既往の適用例や実験で得られた知見より構造細目についても規定した。この「孔あき鋼板ジベル設計マニュアル(案)」を、巻末の付録に添付する。

なお、孔あき鋼板ジベルを連続合成桁へ適用した事例として、各線区における代表例は、北陸新幹線：北陸道架道橋⁹⁾、九州新幹線：陣内線路橋、常磐新線：小貝川橋梁、阿佐線：物部川橋梁等がある。

参考文献

- 1) Leonhardt Fritz, et. Al.: Neues, Vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbundtragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, Heft 12/1987

- 2) Hans-Peter Andrä :Economical Shear Connectors with High Fatigue Strength, IABSE SYMPOSIUM, 1990
- 3) Wayne S. Roberts and Robert J. Heywood :An Innovation To Increase The Competitiveness of Short Span Steel Concrete Composite Bridge, Developments in Short Medium Span Bridge Engineering, 1994
- 4) 緒方紀夫, 村山 陽, 沖本真之, 今西直人, 鋼製エレメントとコンクリートとの付着特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告書, Vol. 16, No. 2, 1994
- 5) 平陽平, 天野礼子, 大塚一雄, 孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学年次論文報告書, Vol. 19, No. 2, pp. 1503-1508, 1997
- 6) 保坂鐵矢, 平城弘一, 小枝芳樹, 橋吉宏, 渡辺滉, 鉄道用合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol. 44A. pp. 1497-1504, 1998
- 7) 富永知徳, 西海健二, 室井進次, 古市耕輔, 拘束条件を考慮した孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性に関する報告, 土木学会第 53 回年次学術講演会後援会概要集, I -A323, pp. 646-645, 1998
- 8) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橋吉宏, 渡辺滉, 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol. 40A. pp. 1201-1209, 2000-3
- 9) 保坂鐵矢, 杉本一郎, 鉄道橋における最近の鋼・コンクリート複合橋梁, 橋梁と基礎, pp. 31-40, 2000. 7

4.6 SRC 構造の設計法および定義の検討

SRC 構造という設計時の強度評価は“累加”で行うという印象があるが、実際には、RC 方式でも設計され、その設計法は必ずしも統一されておらず、多種多様な形で用いられる。ここでは、SRC 構造を 2 章で述べたように形態面から定義した上で、基準類と実構造物で採用された設計の考え方について整理し、加えて、SRC 構造の RC 方式および累加強度方式による強度評価例に基づき、SRC 構造の設計の考え方と分類について考察を行った。

ここでは、まず、今日までに土木の分野で作られた基準類と実際に行われてきた設計について調査した結果を報告する。調査では、3 章の事例についても設計の考え方を抽出して検討を行った。その後、SRC 構造の挙動に関する現在の知見を述べるとともに、簡易な累加強度方式による耐荷評価法の基本的考え方ならびに詳細な耐荷力方法（RC 方式）と比較し、その耐力算定精度、累加方式の適用範囲等について検討した。

また、以上の検討を基に、SRC 構造の定義と分類について検討した。

4.6.1 現行規準類ないし設計

(1) 現行基準類の概要

道路橋の分野における鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する設計基準には、首都高速道路公団の「鉄骨鉄筋コンクリート設計標準」(1972.7)¹⁾、また大型橋脚を対象とする本四公団の「大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領」(1977.11)²⁾、「鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針」(1977.8)³⁾、日本道路公団の「設計要領Ⅱ4・4 鋼管・コンクリート複合構造橋脚」(1998.7)⁴⁾があり、日本道路公団を除き共通して以下のように基本事項を規定している。

1) 鉄筋コンクリート部材断面の中立軸に対してほぼ対称に鉄骨が配置されていることを前提に累加強度方式を用いて許容断面力を求める。ただし累加方式を大型のトラス形鉄骨構造を用いたSRC断面の設計計算に適用できる条件として、軸方向鋼材比が1~8%程度内にあり、かつ鉄骨鉄筋断面積比が4.0~0.25程度にあることとしている。

2) 発生断面力に抵抗する鉄筋コンクリートと鉄骨の機能分担について、鉄骨には主に曲げモーメントに対する抵抗性能を期待する。このことから一般に、SRC構造は曲げモーメントの卓越する部材で力学的有意性を発揮する構造といえる。しかしながら、基準では軸力の卓越する断面力に対する基準も設けて、卓越断面力によって適用を選別できるようになっている。

3) 曲げに伴うせん断応力度は鉄筋コンクリート方式で計算し、許容せん断応力度を越える場合は斜め引張り鉄筋と鉄骨との累加強度により許容せん断力を算定する。ただし、振りせん断に対しては鉄骨部の抵抗を考慮に入れない。

4) せん断力が大きい断面については、コンクリートと鉄骨の付着応力度の照査を行う。

5) ラーメン隅角部については梁から柱への伝達応力を、それぞれの鉄骨ないし鉄筋コンクリートに受け持たせる考え方から累加強度方式を用いることとする。

6) ひび割れ照査時の鋼材の引張応力度は鉄筋コンクリート方式で求める。

本四公団の指針を適用して設計された代表的な高橋脚に門崎高架橋(鳴門海峡連絡区間)^{5),6)}があるが、道路橋の橋脚全体では累加強度計算法を用いた設計実施例は非常に少ないようである。現在では必ずしもこれらの基準類に依らず、高速自動車国道の高橋脚をはじめ、鉄筋コンクリート方式で設計した橋脚の実施事例が圧倒的に多い。この場合は、鉄骨とコンクリートの付着照査が必要である。最近では突起付形鋼を用いて終局限界状態まで合成機能を確実に維持するような試みが見られるなど、今後は限界状態設計に向けてより一般的な設計方法が整備されてゆくものと思われる。

このように道路橋分野の明確な基準類になるとやや時間を溯ったものとなる。

一方、鉄道構造物の設計基準として「鉄道構造物設計標準・同解説、鋼とコンクリートの複合構造物」(1998.8, 鉄道総合技術研究所)⁷⁾がある。本四公団の指針類とは設計対象や考え方において以下の点に基本的相異がみられる。

1) 設計対象とする構造物には橋脚以外に橋台、桁、ラーメン構造が含まれる。

橋脚も本四基準で前提としたような大規模な鉄骨組構造を対象とするものではなく、鉄道高架橋などのラーメン橋脚で多く用いられる充腹型もしくは比較的小型のスリット型、格子型の鉄骨構造を想定している。

2) 部分安全係数を用いた第一水準の限界状態設計法により終局限界状態、使用限界状態および疲労限界状態を照査する。各限界状態、荷重・材料強度の特性値および荷重の組み合わせに対応す

る安全係数値を規定している。

- 3) 鉄骨を等価な鉄筋に換算する鉄筋コンクリート方式によって設計断面耐力を求める。
- 4) 鉄筋断面積を全断面積の 0.15%以上とする。引張鋼材比^{注1)}は曲げモーメントが支配的な部材における 0.2%から釣合い鋼材比^{注2)}の 75%までとする。
- 5) 柱脚部を除く鉄骨の定着長を以下のように規定し、終局限界状態における鉄骨とコンクリートとの合成作用を保証している。

$$\text{鉄骨の基本定着長} : l_d = (A_s \cdot f_{syd}) / (u \cdot f_{bod})$$

ここに、 A_s : 引張側鉄骨の断面積

u : 引張側鉄骨の周長

f_{syd} : 鉄骨の設計引張降伏強度

f_{bod} : コンクリートとの設計付着強度

- 6) トラス組鉄骨を用いる場合、鉄骨の受け持つせん断耐力として

$$V_{sd} = f_{wsd} \cdot A_{sw} \cdot \sin \theta / \gamma_b$$

を考慮する (トラス理論)。

ここに、 f_{wsd} : 鉄骨斜材の設計降伏強度

A_{sw} : 鉄骨斜材の断面積

θ : 鉄骨斜材と弦材のなす角度

γ_b : 1.05

注 1) 引張鋼材比 : コンクリートの有効断面積に対する引張鉄筋と引張側鉄骨の合計断面積の比

注 2) 釣合い鋼材比 : 引張鉄筋と引張側鉄骨がともに設計引張降伏強度に達すると同時に圧縮縁のコンクリートのひずみが終局ひずみとなる場合の引張鋼材比

(2) SRC 構造物の実施経過

鉄道構造物では昭和 51 年に鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計施工指針(累加強度方式)が制定され、昭和 62 年に限界状態設計法に改訂された。今日まで、SRC 梁、SRC ラーメン橋脚に多くの施工実績がある。今後も跨線・跨道用に適した構造物として多用されることが考えられる。一方、道路橋の分野では先述の昭和 47 年首都公団の設計標準がさきがけであるが、公団では輻輳する都心の土地利用や交通事情から、鋼製ラーメン橋脚が多用されている。むしろ SRC 橋脚は山岳部の高速自動車道の高橋脚として数多く採用された。東名高速道路の酒匂川橋の橋脚 (高さ 57m) を初めとし、中央自動車道の 30m~49m 橋脚、関越自動車道の永井川橋 (高さ 75m)、片品川橋 (高さ 69m) 等が代表的なものである^{8),9)}。これらはいずれも鉄筋コンクリート方式による設計であるが本四・神戸鳴門ルートの特設高架橋の橋脚は、先述の本四公団指針の累加強度方式により設計された数少ない道路橋脚である。なお最近では道路橋脚で比較的脚高の低いラーメン橋脚にも SRC 構造を適用する事例が見られる。高橋脚に限らず、自由空間の確保や施工性・経済性・耐震性等の計画要件に対して総合的に適合する構造形式として SRC 構造が選定されている。

(3) 各規準類における考え方の特徴

規準類の策定に際しては、理論と実験の成果を考察して設計に対する考え方が確定されるのであるが、ここではよく検討議題としてとり上げられる 2, 3 の課題について概説する。

1) 鉄骨とコンクリートとの付着について

累加強度方式では、鉄骨とコンクリートとの間の付着応力による鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分間のせん断力の伝達は考えないから、鉄筋のみの付着を照査すればよい。但し本四指針では作用せん断力を引張側の鉄骨鋼材比で振り分けたせん断力と鉄骨の許容せん断力の差を鉄骨の有効周長で除したものを鉄骨の付着応力度とし照査することとしている。これは鉄骨の受け持つ曲げモーメントに対応するせん断力以上の負荷を鉄骨にとらせない考えが基礎にあることによるが、実際に用いる斜材鉄骨は架設材程度のものが多く鉄骨とコンクリートの付着の照査が必要となる。

鉄筋コンクリート方式は、付着の有無に関係なく鉄骨の応力挙動は鉄筋と同じであるとするから、このような完全合成断面が成立していることを構造的に保証しなければならない。これに対して鉄道標準では鉄骨の定着長規定により部材両端に固定条件を与えることとしている。一方、道路橋では、最近、リブ付H形鋼や孔明き形鋼を橋脚の軸方向主鉄骨として用いたものがある。また、ラーメン橋脚の脚部鉄骨のほぼ全長にスタッドジベルを密に溶植して合成化断面にするものがあるなど、土木分野全般にわたる標準的な設計思想は未だないようである。

2) ひび割れ幅への配慮

ひび割れ幅が 0.2mm 程度を超えると鉄筋の腐食が極度に進行し部材の耐久性が損なわれることが上記基準策定以前から知られており、基準類が規定を設けている。両公団の基準類では鋼材の低減した許容応力度を規定するとともに構造細目への配慮を促している。これに対し鉄道標準では、ひび割れ制御を意図し、鋼材の腐食に対するひび割れ幅の制限値 w_a を与えるとともに曲げひび割れ幅の算定式を以下のように提示している。

$$w = k \cdot \{4C_r + 0.7(C_{rs} \cdot \phi_r)\} \cdot \{\sigma_{re} / E_r + \varepsilon_r\}$$

ここに w : 耐久性に対するコンクリートの曲げひび割れ幅の算定値

k : 引張鉄筋の付着性状の影響を表わす定数 (異形鉄筋では一般に 1.0)

C_r : 引張鉄筋の被り

C_{rs} : 引張鉄筋の中心間隔

ϕ_r : 引張鉄筋の直径

σ_{re} : 鉄筋応力度の増加量

E_r : 鉄筋の弾性係数

ε_r : コンクリートの収縮およびクリープによる曲げひび割れ幅の増加を考慮するためのひずみ量 (一般に 150×10^{-6})

また、せん断ひび割れ、捩りひび割れに対する検討方法、および外観に対する曲げひび割れの算定式を与えて最近の研究成果を活用できるようにしている。

3) 耐震設計

道路橋の分野では、鉄骨鉄筋コンクリート橋脚構造が建設されるようになり、指針などの検討も行われている。これらの検討では、鉄骨鉄筋コンクリート橋脚構造の保有水平耐力および許容塑性率は、軸方向鋼材を等価な軸方向鉄筋に換算した鉄筋コンクリート断面を用いて算出する方向で検討が進んでいるようである。

SRC 部材で設計すると、RC 部材で設計した場合より小型化でき、靱性も強化できる。また、鋼

部材で設計した場合より大きい剛性が得られ、一般にコスト縮減が可能である。今後、さらに、SRC構造が、合成構造の一形態として積極的にとり上げられ橋梁分野における活用と普及を図ることが期待される。

参考文献

- 1) 鉄骨鉄筋コンクリート設計標準, 1972年7月, 首都高速道路公団
- 2) 大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領, 1977年11月, 本州四国連絡公団
- 3) 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針, 1977年8月, 本州四国連絡公団
- 4) 設計要領Ⅱ4-4 鋼管・コンクリート複合構造橋脚, 1998年7月, 日本道路公団
- 5) 金光 宏, 大町武司, 樋口康三: 大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説(案), 本四技報 No. 13, 1980年7月
- 6) 金光 宏, 樋口康三, 栗野純孝: 大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領(案)の確認実験, 本四技報 No. 21, 1982年7月
- 7) 鉄道構造物設計標準・同解説, 鋼とコンクリートの複合構造物, 1998年8月, 鉄道総合技術研究所
- 8) 中島英治, 中村正人: 高速道路における SRC 高橋脚の設計・施工, 道路, 1984年1月
- 9) 吉田 浩: 関越自動車道の高橋脚の設計・施工, 橋梁と基礎, 1985年7月

4.6.2 実橋における設計の考え方

ここでは、3.2で紹介した事例を中心に設計の考え方を述べる。

(1) 桁

1) マルチ T 型断面 SRC 桁(裾花川橋梁)

- ・設計方法は、活荷重合成桁として、耐力に対しては引張側コンクリートを無視し、圧縮側コンクリートと鋼および軸方向鉄筋との許容応力度設計法による合成方式で行っている。
- ・たわみに対しては、全断面有効として、鋼とコンクリートの合成断面を用いている。
- ・鋼とコンクリートの付着を確保するため、特にスタッド等は設けていないが、垂直補剛材を有効に用いて、PFB（パーフォンドジベル）の効果を利用している。

検討する断面力	軸力(N)	曲げモーメント(M)	せん断力(S)
設計法	RC方式		
鉄骨部材	考慮*	考慮*	考慮*
RC部材	考慮	考慮	考慮

※：ヤング係数比による換算として、一時荷重は $n=7$ 、永久荷重は $n=21$ としている。

2) 支保工材を利用した SRC 構造(やすらぎ橋)

- ・架設中に鋼桁を支保工として使用し、これにコンクリートを巻きたて、完成後は鋼桁を含めた SRC 断面としている。
- ・鋼桁とコンクリートの付着力を増し、一体性を確実にするために、鋼桁のウェブには径が $\phi 400\text{mm}$ の孔を設けている。
- ・設計では、主桁を SRC 断面と考え、終局耐力に基づく累加強度方式を採用している。

検討する断面力	軸力(N)	曲げモーメント(M)	せん断力(S)
設計法	累加強度方式		
鉄骨部材	考慮	考慮	考慮
RC部材	考慮	考慮	考慮

3) プレベーム合成げた(二上大橋)

- ・鋼桁の曲げ変形（プレフレクション工法）を利用することにより、コンクリートにプレストレスを導入している。
- ・支間中央部は下フランジコンクリートにプレストレスを導入している。
- ・腹部コンクリートは、応力およびたわみ抵抗断面に考慮していない。
- ・支間中央部において、活荷重作用時の下フランジコンクリートの引張抵抗は無視している。
- ・中間支点部は鋼桁とプレストレスを導入しない下フランジコンクリートを合成した桁としている。
- ・上フランジとコンクリート床版は、スタッドジベルにて合成している。また、中間支点部のコンクリート床版には、PC ケーブルによりプレストレスを導入している。（一般的には、道路橋示方書 II 9.1.3 「版の合成作用の取扱い」に従い、プレストレスを導入せず、鉄筋のみを考慮するケースが多い。）

検討する断面力	軸力(N)	曲げモーメント(M)	せん断力(S)
設計法	RC方式		
鉄骨部材	考慮	考慮	考慮
RC部材	考慮	考慮	考慮

4) コンクリート充填鋼管複合桁(北陸道架道橋)

・支間部の正曲げモーメント区間は、コンクリート床版と鋼管の合成構造であり、中間支点近傍の負曲げモーメント区間は、鋼管内に充填した軽量コンクリートと鋼管とを合成したCFT構造である。

・正曲げモーメント区間は、充填コンクリートが引張側に位置することから断面に寄与しないため、変形性能と制振効果を期待し軽量である気泡コンクリートを用いている。

・コンクリート床版と鋼管もしくはCFTとのずれ止めは、正曲げモーメント区間にはスタッドジベル、負曲げモーメント区間には孔あき鋼板ジベルをそれぞれ用いている。

・負曲げモーメント区間での主桁断面は、充填コンクリートの多くが圧縮側になることから断面性能を有する充填材として、軽量コンクリートを用いたCFT主桁と引張側にあるコンクリート床版の軸方向鉄筋とを合成したCFT複合構造である。

(2) 橋脚・橋台・主塔

1) 橋脚

① 大岸橋

・鉄筋コンクリート方式で設計。本複合構造体の曲げモーメント～曲率関係は、鉄筋コンクリート方式で計算した値と精度良く一致することが確認されたため、H型鋼を鉄筋断面に置き換える鉄筋コンクリート方式による。

・せん断に対しては、プレキャスト型枠の平鋼は無視し、配置している異形棒鋼のみを帯鉄筋として考慮している。

検討する断面力	軸力(N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	RC方式		RC部材として設計
鉄骨部材	考慮	考慮	無視
RC部材	考慮	考慮	考慮

② 横道橋

・鉄筋コンクリート方式で設計。鋼管とコンクリートの付着応力度を照査することを前提に、鋼管を鉄筋に換算して鉄筋コンクリート断面として設計を行う。鋼管の上下端には、外面リブ付鋼管を使用することで、確実にコンクリート中に定着している。

・せん断に対しては、コンクリート部が鋼管より先にせん断破壊ひずみに至ることを考慮し、鋼管を無視したRC部のみで全せん断力を受け持つ設計としている。

・主鉄筋を取り巻くように配置されているPCストランドが帯鉄筋として抵抗する。その際、帯鉄

筋に比較して4倍の強度を持つPCストランドの強度を鉄筋と同様の値に制限する安全側の設計を行っている。

- ・鋼管断面を考慮し、かつPCストランドの強度評価等を行えば、より合理的な設計が可能と考えられる。

検討する断面力	軸力(N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	RC方式		RC部材として設計
鉄骨部材	考慮	考慮	無視
RC部材	考慮	考慮	考慮

③ 鶴見つばさ橋

- ・累加強度方式で設計。
- ・SRC部材としての最小鋼材量は本四公団「大型鉄骨コンクリート橋脚設計要領・同解説(案)」により、下記のように設定している。
- ・軸方向鋼材の最小鋼材比は0.8%以上
- ・軸方向鉄筋は、軸方向鋼材量の30%以上
- ・軸圧縮力が卓越する場合には、下記の順序で断面を算定する。
- ・RC断面を仮定し、その許容軸方向圧縮力 N_{r0a} を計算する。
- ・ $M-N_{r0a}$ を用いて鉄骨断面を算定する。

検討する断面力	軸力(N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	累加強度方式		
鉄骨部材	考慮	考慮	考慮
RC部材	考慮	無視	考慮

2) 橋台

① 観音沢橋

- ・累加強度方式で設計
- ・立体解析で算出された断面力に対して、SRC部材が単独で抵抗できるように鉄骨断面(S断面)と鉄筋コンクリート断面(RC断面)を決定する。

検討する断面力	軸力(N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	累加強度方式		
鉄骨部材	無視	考慮	考慮
RC部材	考慮	考慮	考慮

② おふきし川橋

- ・RC方式で設計
- ・立体解析で算出された断面力に対して、SRC断面で抵抗する。
- ・橋台断面の決め方は、鋼柱断面を鋼の隅角部断面と同じとし、残りをRC断面とされた。

検討する断面力	軸力(N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	RC方式		RC部材として設計
鉄骨部材	考慮	考慮	無視
RC部材	考慮	考慮	考慮

3) 主塔

① ふる里きりこ橋

・合成鋼管コンクリート構造. 鋼管内側に縞鋼板を配置することで, 完全合成断面として設計.

② 奥多摩大橋

・設計に関する記述無し.

(3) アーチ橋

1) メラン工法によるアーチ橋

① 架設系

架設系を順次追いながら, メラン材の架設時(メラン材自重載荷), メラン材閉合後のコンクリート巻き立て施工時(コンクリートを含むアーチリブ自重が載荷), 鉛直材を施工時(鉛直材自重載荷)で照査している. メラン材閉合後のコンクリート巻き立て施工時(コンクリートがまだ固まらない)では, メラン材のみで抵抗するものと考えられるが, コンクリートが固まった後の架設系(鉛直材施工時)の抵抗機構は文献には明確に記されていない(別府橋).

② 完成系

完成後は, RC部材として設計され, メラン材は設計荷重作用時の抵抗部材としては無視しているが, 終局荷重載荷時の抵抗部材としては考慮している(別府橋). また, 文献ではSRCと耐震設計との関連については明確な記載はない.

完成系における設計の取扱い

検討する断面力	軸力 (N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	RC方式		
鉄骨部材	無視 (終局時のみ考慮)	無視 (終局時のみ考慮)	無視 (終局時のみ考慮)
RC部材	考慮	考慮	考慮

2) 合成鋼管巻き立て工法によるアーチ橋

① 架設系

- ・充填コンクリート打設時と巻き立てコンクリート打設時とに分けて照査を行っている.
- ・充填コンクリート打設時には, 道路橋示方書・同解説Ⅱ.鋼橋編に従って, 2ヒンジアーチとして, 鋼管および充填コンクリートの重量, コンクリートの側圧, 温度変化, 作業荷重, 地震荷重, および風荷重を考慮して部材応力度を照査している.
- ・アーチリブの面内, および面外の座屈に対する安全性をも評価している.
- ・巻き立てコンクリート打設時, コンクリートを巻き立てていない合成アーチの部分は鋼管を鉄筋換

算した RC 部材として計算し、部材応力度を照査し、コンクリートを巻き立てたアーチリブは完成系と同様に内部の鋼管を無視して RC 計算し、部材応力度を照査している。

- ・架設が進むにつれて軸圧縮力が次第に大きくなるスプリング部の巻き立てたコンクリートに対しては、ひび割れが生じないように、とくに注意している。
- ・断面に作用するせん断力に対し、被覆前は鋼管のウェブ材により、被覆後は鋼管を無視した RC 断面によりそれぞれ抵抗するものとして照査している
- ・矩形鋼管を用いている。

架設系における設計の取扱い

検討する断面力	軸力 (N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	RC 方式		—
鉄骨部材	被覆前：考慮 被覆後：無視	被覆前：考慮 被覆後：無視	被覆前：考慮 被覆後：無視ウェブ部のみ考慮
RC部材	考慮	考慮	無視

② 完成系

- ・道路橋示方書・同解説Ⅲ.コンクリート橋編に従いアーチリブの面内座屈を照査し、コンクリート標準示方書・設計編に従いコンクリートのひび割れ幅を照査している。
- ・アーチリブ断面の許容値は、RC部材の許容値を用いており、コンクリートの引張側の制約は設けていない。つまり、コンクリートアーチ橋のアーチリブは、死荷重作用時には引張応力が生じないように、活荷重作用時には曲げ引張強度に達しないように制約を設ける場合もあるが、既往の合成鋼管アーチ工法では、一般にはこの制約を設けていない。
- ・コンクリートのクリープ・乾燥収縮により鋼管の応力が許容応力を超えてしまい鋼管の耐力を期待できないため、アーチリブは、鋼管が無く、そこにコンクリートが充満した RC 構造として扱われている。
- ・巻き立てたコンクリートと充填コンクリートとは、打設時期等によって区別せずに同一材料として扱われている。
- ・耐震性については、動的解析を実施し、その応答値について照査している。
- ・動的解析においてアーチリブ内部の鋼管を無視している（剛性および耐力の評価ともに）ため、地震時、塑性化を想定していない断面において塑性化を来す可能性を有していることになる。
- ・鋼管は、充填コンクリートや巻立てコンクリートの自重等によって、完成時、許容応力度を越えることもある。
- ・鋼管とコンクリートとの間には、①アーチリブが架設時の一時的な部材であること、②アーチ形状の特性で合成アーチ部材のせん断力は小さいこと、③鋼管とコンクリートとの付着面積は大きいこと、および④合成アーチは密閉構造であるため乾燥収縮の影響は無視できることを理由に、ずれ止めを設けていない。
- ・空間不足のため、アーチリブ内に耐震性を満足する中間帯鉄筋量を設置できないのに対し、設計上、塑性率を抑え、アーチリブ断面の塑性化を制限することで対処している。

完成系における設計の取扱い

検討する断面力	軸力 (N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	RC方式		
鉄骨部材	無視	無視	無視
RC部材	考慮	考慮	考慮

3) 充填式鋼管コンクリートアーチ橋 (中国)

① 架設系

- ・架設ステップを考慮してアーチリブの鋼管, および充填コンクリートの応力を計算し, 許容応力度設計法により照査している.
- ・コンクリートが充填された直後, 鋼管は単独で鋼管, および充填コンクリートの重量を支持しており, この重量に対する鋼管の応力照査, および座屈照査を行っている.
- ・床組の架設時, アーチリブの充填コンクリートが既に硬化しているため, 鋼管と充填コンクリートとの合成部材が床組の重さを負担するとして詳細している.

架設系における設計の取扱い

検討する断面力	軸力 (N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	累加強度方式		
鉄骨部材	考慮	考慮	考慮
RC部材	考慮	考慮	考慮

② 完成系

- ・合成構造としての鋼管コンクリートアーチリブが死荷重 (アーチリブ, 充填コンクリート, 吊り材および床組などの重さ), および活荷重を負担するとして, 各部材の断面力を計算している.
- ・前死荷重による初期応力が小さいため, 死荷重を前死荷重と後死荷重とに分けずに, すべての部材の重さと活荷重との組合せ (荷重係数を考慮) を設計荷重として, 構造計算が行われている.
- ・アーチリブ (コンクリート充填鋼管) の耐荷力は, 一般に, 限界状態設計法によってのみ照査されている場合が多い.
- ・鋼管の初期応力 (コンクリートの充填後, 鋼管, および充填コンクリートの重さにより生じた応力) の影響は, 耐荷力に低減係数を掛けることにより考慮されているものの, 鋼管の初期応力と降伏強度との比が制限値 (0.6) 等を超えないことを確認したうえで初期応力の影響を無視して構造設計を行う場合もある.
- ・終局強度照査時の安全係数は, 一般に, 死荷重に対し 1.2, 活荷重に対し 1.4, および材料に対し 1.25 としている.

架設系における設計の取扱い

検討する断面力	軸力 (N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
設計法	累加強度方式		
鉄骨部材	考慮	考慮	考慮
RC部材	考慮	考慮	考慮

(4) まとめ

前述した個々の設計において抵抗すると考慮している鋼部材ないしRC部材の断面を表-4.6.1にまとめる。今回の調査は文献調査のため明確に記載されていない部分もあった。そのため、ここでは、推定して表を完成させている。また、せん断力に対しては、累加強度方式もRC方式でも、単に加算するものと推定しており、差異はないものと考えられる。

表-4.6.1 各設計で考慮している断面抵抗

	橋梁名 ないし 工法	系	設計法	考慮する抵抗断面			備考
				軸力に に対して	曲げモーメント に対して	せん断力 に対して	
桁	裾花川橋梁		RC方式	S+RC	S+RC	S+RC	
	やすらぎ橋	架設系	鋼部材として	S	S	S	
		完成系	累加強度方式	S+RC	S+RC	S+RC	
	二上大橋		RC方式	S+RC	S+RC	S+RC	
	北陸道架道橋						
橋脚	大岸橋		RC方式	S+RC	S+RC	RC	
	横道橋		RC方式	S+RC	S+RC	RC	
	鶴見つばさ橋		累加強度方式	S+RC	S+RC	S+RC	
橋台	観音沢川橋		累加強度方式	S+RC	S+RC	S+RC	
	おふきし川橋		RC方式	S+RC	S+RC	RC	
アーチ	メラン工法 (別府橋)	架設系	鋼部材として	S	S	S	
		完成系	RC部材として	RC	RC	RC	常時
			RC方式	RC	RC	RC	終局時
	合成鋼管巻き立て工法	架設系	RC方式	S+RC内	S+RC内	S+RC内	被覆前
			—	RC内外	RC内外	S (ウェブ)	被覆後
		完成系	RC部材として	RC内外	RC内外	RC内外	
充填式鋼管 (中国)	架設系	累加強度方式	S+RC	S+RC	S+RC		
	完成系	累加強度方式	S+RC	S+RC	S+RC		

RC内：鋼管内コンクリート充填

S：鋼断面

RC内外：充填と巻き立てコンクリート

RC：鉄筋コンクリート断面

表-4.6.1 から SRC 構造の設計の考え方は、統一されていないことがわかる。

昨今は、コンピュータの発達により、計算の煩雑さを理由に累加強度方式が用いられる時代ではなくなりつつある。

一方、特に架設中の安全確保から用いられてきたアーチにおける SRC 構造の従来の設計では、鋼断面を無視、すなわち小さな剛度（性）を仮定すれば、安全側の設計ができるという考えがあった。しかしながら、例えば、耐震性能の検討においては、この考えは必ずしも成立しない。すなわち、実際に抵抗する鋼断面が大きいと、その断面に力が移動し、鋼部材の負担力が大きくなる。この結果、仮定している塑性ヒンジの位置が移動する可能性があり、この場合、設計時の仮定が成り立たなくなり、危険側の設計を行う可能性がある。このことは、4.6.3 でも、強度の最低ラインを保証するのみでは不十分で、強度を予め設定した許容誤差範囲内の極めて狭い範囲に収めるような設計が望まれるという形で述べられている。

設計環境が変化している現在、これからの時代にあった SRC 構造の設計法を確立することが望まれる。

4.6.3 SRC 構造の強度評価

(1) はじめに

鉄骨・鉄筋コンクリート構造（建築構造では、一般に SRC 構造と呼ばれている）は、従来から行われていた鉄骨構造（S 構造）へのコンクリート巻き立てによる耐火被覆の発想から、その被覆コンクリートを複合構造として有効に活用することを目的として発展してきた。すなわち、被覆コンクリートの剥落等を押さえる目的で、かぶりを大きくし、さらに鉄筋を配置することが多くなったことから、その耐力を実験的に評価したところ、結果的に、剛性が大きく、耐力が向上するといった合成効果を期待できる構造であることが明らかにされるに至ったためである。

ここで、SRC 構造に対して鉄筋コンクリート構造（RC 構造）として耐力評価を行うためには、鉄骨を等価な鉄筋断面に換算する必要があり、その換算方法（例えば、複数の鉄筋に分割）は、耐力評価の精度に大きく依存し、加えて鉄骨とコンクリートとの間に十分な付着を期待できない等の問題点があった。さらに、実施工上、RC 断面の鉄筋と鉄骨との空間的配置が困難なため、結果的にコンクリートの十分な充填を確保することが困難であり、耐力計算にはコンクリートのシリンダー強度を低減して用いるなどの手法が採用されてきた。そこで、従来から確立されてきた RC 構造ならびに S 構造の耐力評価を有効に活用し、実務上問題とならない程度の精度を保証しつつ、SRC 構造の簡易な耐力評価手法が望まれ、累加方式による耐力評価手法が確立されてきた。ここでは、SRC 構造の挙動の概要を述べるとともに簡易な累加方式による耐力評価法の基本的考え方ならびに詳細な耐力評価法（RC 方式）と比較し、その耐力算定精度、累加方式の適用範囲等について検討した結果をまとめて示す。

(2) SRC 構造の挙動と耐力評価の現状

1) 軸方向力を受ける部材

軸圧縮力を受ける SRC 柱の耐力評価は、累加方式の耐力評価が、理にかなっていると考えられる。すなわち、充填鋼管構造（CFT 構造）にみられるような鋼管からの側方拘束効果により充填材であるコンクリートの強度向上につながる等の相互作用がなければ、断面構成材料の単体としての耐力の単純累加によって断面全体の耐力を評価しても十分な精度を確保できる。しかし、それぞれの断面構成材料の材料力学的特性により、若干の制約が加えられることが多い。たとえば、鋼材の降伏ひずみもしくは座屈限界ひずみがコンクリートの終局ひずみより極端に大きい場合は、鉄骨が終局状態に至る前に、コンクリート部での圧壊が早期に発生し、双方の材料が同時には終局状態に至ることがなく、単純な累加による耐力評価においては、誤差が大きくなることが予想される。また、SRC 構造では、鉄骨および鉄筋が近接し、断面内へのコンクリートの充填が十分保証されない可能性が高く、RC 部の耐力評価においては、コンクリートの強度を低めに設定する必要性が高かった。一方では、最近、高流動コンクリートの開発等もあり、施工性の向上にともなって品質保証が十分確保され、ますます同様の構造形式が採用される傾向がある。

2) 曲げを受ける部材

曲げを受ける SRC ばりの耐力は、鋼断面の圧縮側フランジ幅厚比に依存し、その座屈性状に左右される。一方で、合成ばりのようにスタッドジベル等のずれ止め構造を有しないため、鋼断面とコンクリート断面との間の付着強度は著しく小さく、接合部にはずれが生じやすい。したがって、引張側断面内でのコンクリート部のひび割れは、RC 構造のそれより離散的に発生し、個々のひび

割れに集中することが示されている(ひび割れ当たりの開口幅が、RC 構造より大きい)。また、SRC 構造の曲げ耐力を、実験結果と RC 構造としての詳細法(RC 方式:平面保持の仮定を用いて、鋼材とコンクリートの完全付着状態を想定し、断面内に発生する応力を断面積分して、曲げモーメントおよび軸力等の断面力を求める方法)による評価結果を比較しても、約 10%以内の差異に収まっていることが示され、累加方式の耐力評価も十分適用可能と結論付けられている。重ね梁の考え方を参考にすると、鉄骨とコンクリート間に付着が期待できない場合は、平面保持の仮定に基づく全断面有効とした合成ばりの耐力および剛性に比べて、SRC ばりの耐力と剛性の低下が著しいことは明らかである。しかし、SRC ばりの端部もしくは一定間隔の部位で断面一体化(鋼部分とコンクリート部分でのずれ変位は生じない)を行うことで、はり中間部での付着特性にかかわらず、はり全体の曲げ耐力および剛性は、完全合成を仮定したはりのそれらと大きく異なることはないと思われ、前述の結論の裏付けと成り得る。

3)圧縮と曲げを受ける部材

軸方向力と曲げの組み合わせ荷重を受ける部材の挙動は、前述の軸方向力もしくは曲げを受ける部材の挙動に類似して、その耐力評価もそれらに準じて行われる。この組み合わせ荷重を受ける SRC 構造部材の耐力評価(軸方向力-曲げ相関強度)には、簡略化した累加強度評価法が用いられている。例えば、断面を構成する要素をコンクリート、鉄筋および鉄骨の組合せ、もしくは鉄筋コンクリートと鉄骨の組合せとして累加方式による耐力評価が可能である。累加方式の耐力評価としては、

(i) 単純累加強度理論

(ii) 一般化累加強度理論

がある。一般に、累加強度は、RC 構造とした耐力評価よりやや小さ目の評価となると指摘されており、下界定理と上界定理の極限定理により理論的な裏付けあり、崩壊モードとの関連付けの課題も解決され、その信頼性は十分高められてきた。

4)せん断力と曲げを受ける部材

せん断力を受ける SRC 構造部材の挙動は、用いられる鉄骨の形式によって次のように分類される。充腹形の場合は、S 構造に類似して紡錘形の荷重-変形履歴性状を有し、靱性的である。一方、非充腹形(格子形)の場合は、逆 S 型の荷重-変形履歴性状を有し、RC 構造と同様に脆性的である。ラチス型の鉄骨構造を有する場合は、これらの中間的な挙動をすることが知られている。また、せん断力による SRC 構造特有な破壊(コンクリート部での破壊)としては、鉄骨フランジ外側で付着が切れ、短い斜めひび割れが生じるせん断付着破壊がある。すなわち、かぶりコンクリートが鉄骨とは別々に軸方向にずれ、S 構造と RC 構造は、別々に外力に抵抗し、結果的に終局耐力は、それぞれの構造の耐力を単純累加して評価されるに至った。ここで、S 構造と RC 構造のせん断耐力差は、鉄骨の形式に依存するため、格子形鉄骨の場合は、RC 構造がせん断力に抵抗し、トラス形式および充腹形鉄骨の場合は、S 構造がせん断力に抵抗するよう設計時に考慮されることが多い。

(3) SRC 構造の累加方式による耐力評価法の概要

現在、合成構造(SRC 構造)の耐力評価手法として次の 2 種類の方法が用いられている。第一の方法は RC 方式と呼ばれるもので、土木構造設計で適用される事例が多い。この耐力評価方法は、鋼管や形鋼などの補強鋼材を等価な鉄筋断面に換算し、RC 断面として強度を算定するもので、通常の RC 構造物と同様に設計することができるため、汎用性が高い。ただし、その精度は、鉄骨

の換算方法（例えば、複数の等価鉄筋断面に換算）に依存し、必要な精度を確保する換算方法を設定するには労力を要する。

もうひとつの方法として、断面を構成する RC 部分と鋼部分の強度をそれぞれ求め、それらを重ね合わせることによって断面強度を算定する累加方式（単純累加強度、一般化累加強度）があり、建築構造設計で活用されている。終局強度に対する単純累加強度式は、塑性解析における下界定理に基づくものであり、応力空間上（一般化応力として、断面力が用いられる）での取扱いがなされ、正解の下限值を保証している。一方、一般化累加強度式は下界定理だけでなく、運動学的な条件（上界定理）をも満足するものであり、崩壊機構をも明示することが出来るとされている。すなわち、以下の考えを適用することによって、変形の適合条件も満足する一般化累加強度が容易に求められるばかりでなく、その物理的意味も明瞭になる。

- ① 各断面構成要素に対して降伏曲面を設定するだけでなく、降伏曲面を塑性ポテンシャルと考え、終局時における変形状態の把握に役立てる。
- ② 上記①に対して、関連流れ則を適用し、降伏曲面上でのひずみ増分（塑性変形）を求め、それらの方向が一致する（中立軸の位置）各要素の曲面上の断面力を累加する。

ここで、SRC 柱を例として、その軸力-曲げモーメント (N-M) 相関曲線に基づき、累加強度を算定する手順を図-4.6.3.1 に示す。一般化累加強度理論による終局強度は個々の構成要素の負担する軸力 N と曲げモーメント M がそれらのベクトルの和が最大となる組み合わせの時に発揮され、一つの断面構成要素の相関曲線を他の要素の相関曲線の外周に沿って移動させたときの曲線群の包絡線が部材 (SRC 構造) としての N-M 相関に相当する。したがって、RC 断面の相関曲線の原点を鋼断面 (S) の相関曲線に沿って移動させた場合の包絡線を求めることによって一般化累加強度が算出される。また、同様に鋼断面の相関曲線を RC 断面の相関曲線に沿って移動させたときの包絡線によっても評価することが可能である。一方、単純累加強度理論では、鋼断面の相関曲線を RC 断面の最大・最小軸力点で重ね合せるとともに、その間の軸力では RC 断面の曲げ強度を鋼断面の最大曲げモーメント値に単純に重ね合せることで相関曲線を求めようとするもので、若干の誤差はともなうものの非常に容易に相関強度を算定することができる。

ただし、これらの累加方式は強度評価のみに適用され、使用性限界照査に不可欠な弾性剛性の評価を行うことができず、変形量の評価には RC 方式を活用せざるを得ない。また、精度上、鋼断面と RC 断面のそれぞれの図心位置が大きくずれていないことが必要条件とされている。

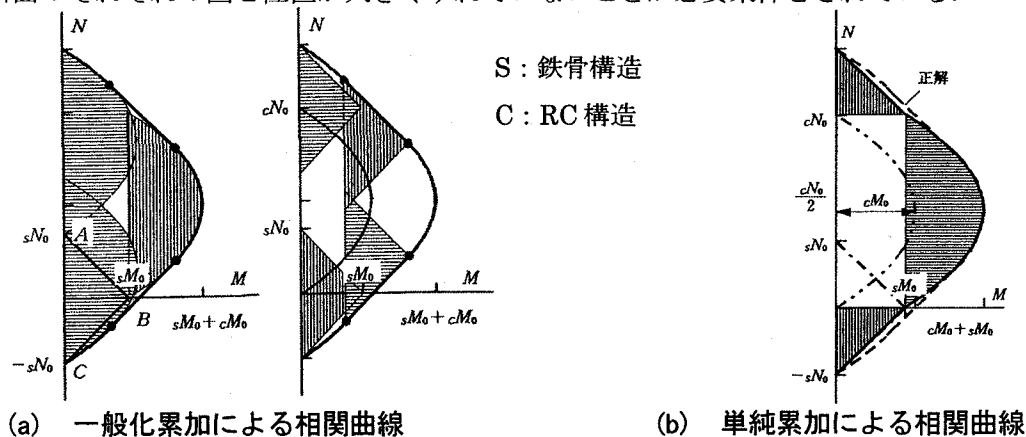


図-4.6.3.1 一般化累加/単純累加強度評価の概略

(4) RC 方式および累加方式による SRC 断面の軸力-曲げ相関強度算定例

ここでは、正解な耐力の評価法として RC 断面方式（詳細法、ファイバー法とも呼ばれる）を取り上げ、累加方式の耐力評価結果と比較することでその精度・適用限界等について検討を加えた結果を示す。

詳細法である RC 断面方式においては、図-4.6.3.2 に示すように任意断面形状に対して、鋼材とコンクリート間の完全な付着状態に基づき平面保持の仮定により曲げひずみ分布を設定し、それに対応する応力を断面積分することで断面力の軸方向力 N と曲げモーメント M を得る。

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \phi \cdot z_i \quad (4.6.3.1a)$$

$$\sigma_i = f(\varepsilon_i) \quad (4.6.3.1b)$$

ここで、 z_i 、 ε_i 、 σ_i 、 $f(\varepsilon)$ 、 ε_0 、および ϕ は、それぞれ断面内任意点の図心軸からの距離、その点におけるひずみ、その応力、ひずみ-応力関数（図-4.6.3.2(a)、(b)の記号等は、道路橋示方書を参照）、断面の図心点における平均軸ひずみ、および曲げ曲率である。ただし、軸力一定状態での曲げモーメント-曲率曲線を求める過程で、応力-ひずみ関係は、一般に非線形であるので、図心軸上の平均ひずみを仮定しながら、軸力が所定の値となるよう平均ひずみを反復計算により求める必要がある。

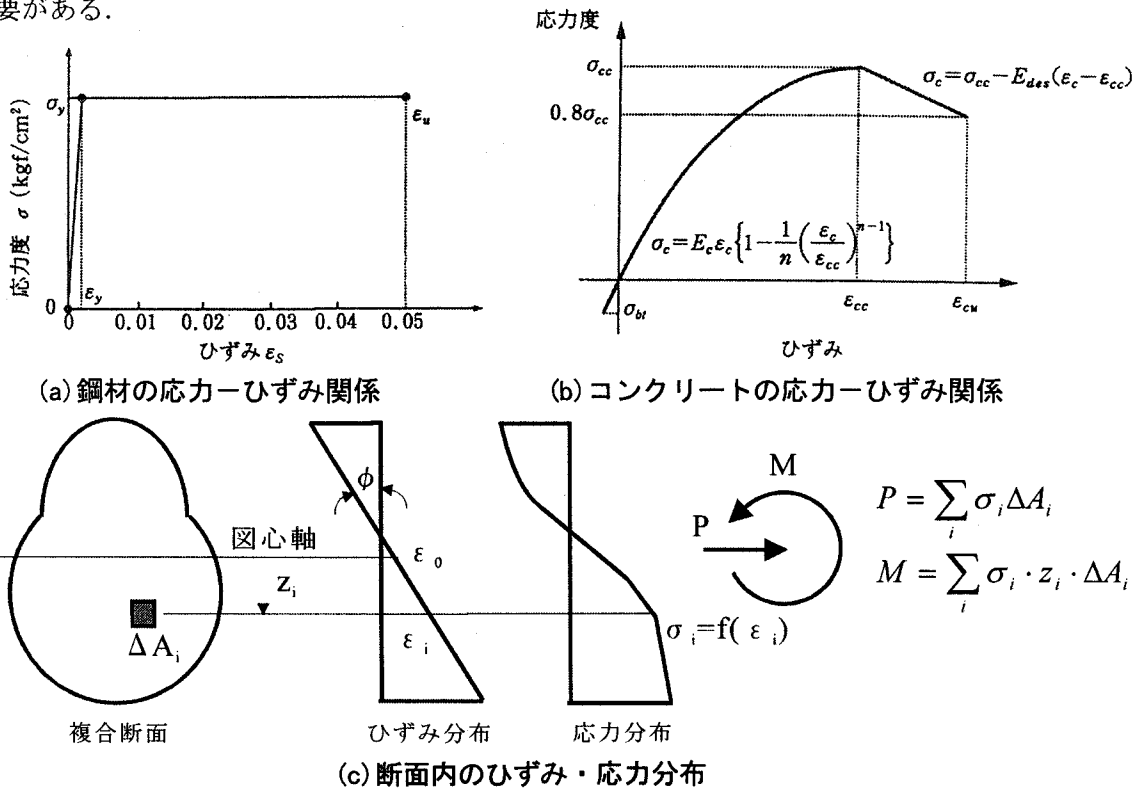


図-4.6.3.2 終局強度の一般的算定法 (RC 断面方式)

1) 断面強度算定例(1) (橋脚 SRC 柱)

RC 方式および累加方式による断面強度算定例(1)としては、現在高橋脚として多用されている鋼管・コンクリート複合構造橋脚を採用する。この構造物の諸元を図-4.6.3.3、表-4.6.3.1 および表-4.6.3.2 に示す。なお、対称断面（鋼管 3 本を 2 段配置）に加えて、鋼断面と RC 断面の図心

位置の違いの影響を検討するため 2 段目（下段）の鋼管を中央部の 1 本とした非対称断面（鋼管本数は、3 本+1 本の合計 4 本）についても別途検討することとした。なお、表中に記載の無い数値に関しては、道路橋示方書によって規定される値を用いている。

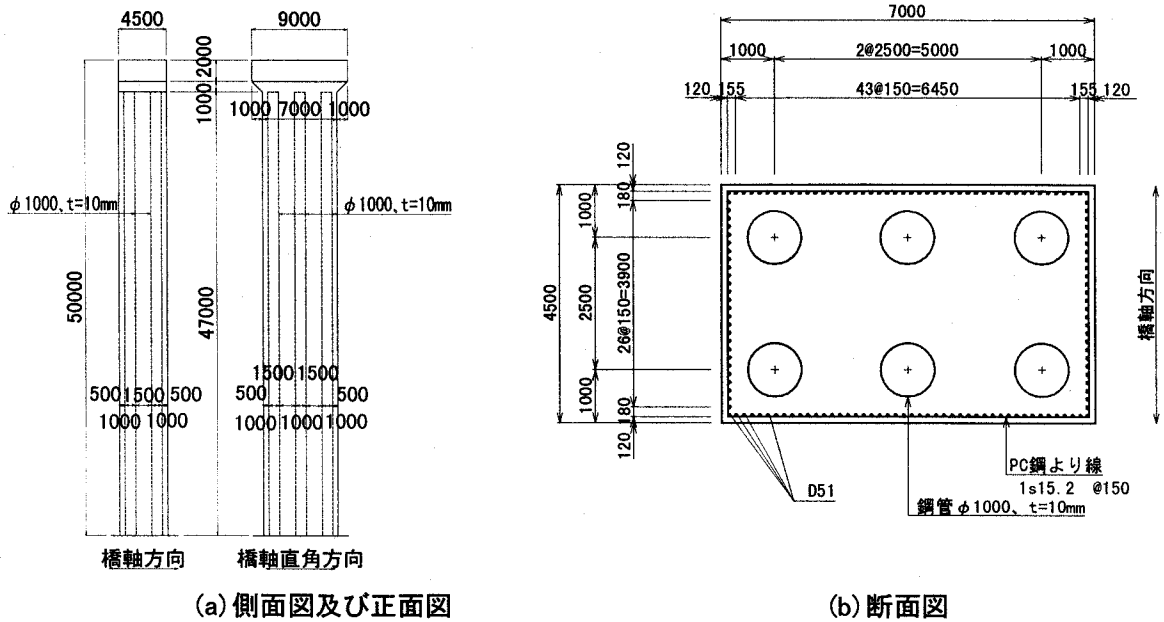


図-4.6.3.3 対象橋脚の形状・寸法

表-4.6.3.1 設計条件

橋脚高(躯体高)	H=50.000m
橋軸方向	4.500m
橋軸直角方向	7.000m
埋設鋼管	φ 1000×t=10mm 3 本×2 列
帯鉄筋	@ 150mm PC 鋼材

表-4.6.3.2 使用材料

コンクリート	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD345 ($\sigma_{sv}=345\text{N/mm}^2$)
PC 鋼材	SWPR7B 1S15.2 ($\sigma_{pcv}=1570\text{N/mm}^2$)
鋼管	SKK490 ($\sigma_{sv}=315\text{N/mm}^2$)

RC 方式と累加方式での断面強度の相関曲線の比較結果を図-4.6.3.4 に示す。RC 方式と累加方式による相関曲線には大きな違いは確認されない。部材断面が大きく、鋼材量（鋼管）が 0.592%（非対称断面では、0.395%）と非常に小さく、鋼断面のみの耐力が全断面の耐力に占める割合が小さく、強度累加によって誤差が導入され難いことがわかる。したがって、橋脚に代表される大型の SRC 構造断面に対しては、全体的に累加方式の耐力評価の適用性は高いと考えられる。さらに、非対称断面になると、RC 方式および累加方式による相関曲線の最大差異は、若干小さくなり、差異が存在する領域が相関曲線の全体にわたる傾向がある。これは、非対称断面では鋼材量がさらに小さいこと、鋼断面と RC 断面の図心にずれが生じることによると考えられる（対称断面では、図心は一致）。したがって、鋼管の断面内への最適配置に関しては、強度の累加性がこのように保証されることを踏まえ、構造細目にしたがって鋼断面（鋼管）のみに対して強度が最大となるように設定すれば良いことが分かる。RC 方式による耐力評価において、鉄骨の離散化を反復して行う必要が無く、鋼断面のみが最適化の対象となるので、設計の効率化が推し進められる。

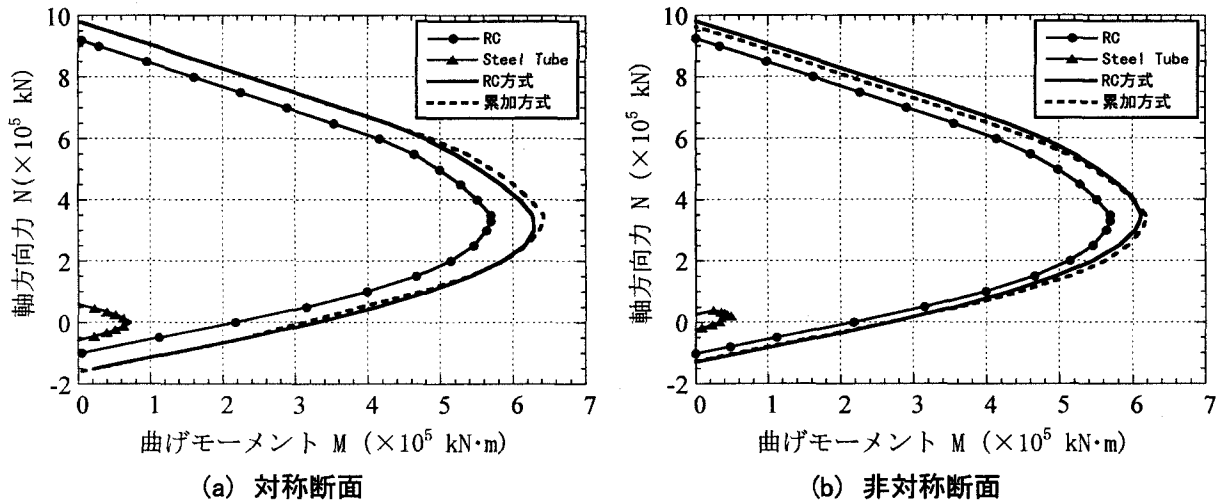


図-4.6.3.4 N-M 相関曲線の比較結果

また、対称断面の場合における曲げモーメント-曲率曲線の一部を軸圧縮力レベルを変えて図-4.6.3.5 に示す。道路橋示方書では、圧縮側鉄筋位置でのコンクリートのひずみが圧壊ひずみに達した時、終局としているが、最大曲げモーメントはそれ以前に得られていることがわかる。また、無軸力の場合には、非常に粘りのある構造と考えられるが、圧壊荷重の 15% 程度の軸圧縮力下（設計軸圧縮力相当）では、もしくはこれ以上の軸圧縮力を受ける場合は、初期降伏から終局時までの変形能にゆとりがない。すなわち、高軸力下では、コンクリートによる圧縮力の分担と鉄筋による引張の分担効率が、それほど高くなく、特に圧縮側鉄筋が先に降伏する問題点が指摘される。また、圧縮側コンクリートが圧壊する前に、最大耐荷力点に達し、現行の基準等で採用されている終局耐力の簡易評価法における応力分布の仮定（等価矩形応力ブロック）の妥当性に問題があると考えられる。また、本構造は高橋脚の安全施工を第一に考慮して考案されたものであり、軸力変動を伴う場合の全体構造系における耐震性の検討が急務と考えられる。

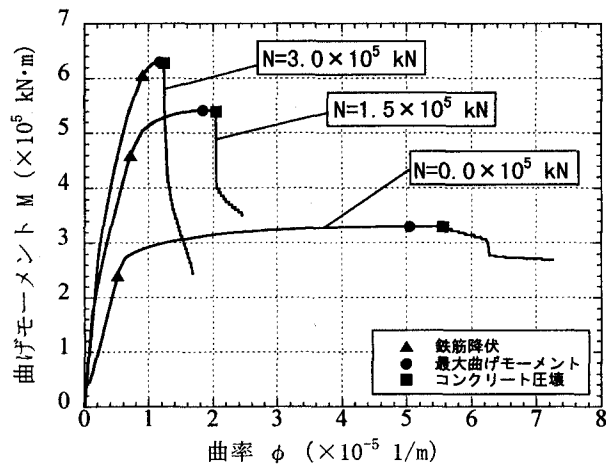


図-4.6.3.5 曲げモーメント-曲率関係及び材料の降伏状況

2)断面強度算定例(2) (建築 SRC 柱)

一般に、累加方式による耐力評価法は、建築構造設計で適用されている事例が多い。したがって、前出の大断面である橋脚 SRC 柱断面に対する比較断面として、小断面として建築構造物の SRC 柱断面を取り上げ強度算定を行う。図-4.6.3.6、表-4.6.3.3、および表-4.6.3.4 に構造諸元をまとめて示す。なお、図表中に記載の無い数値に関しては、算定例(1)と同様に道路橋示方書で規定される値を用いている。

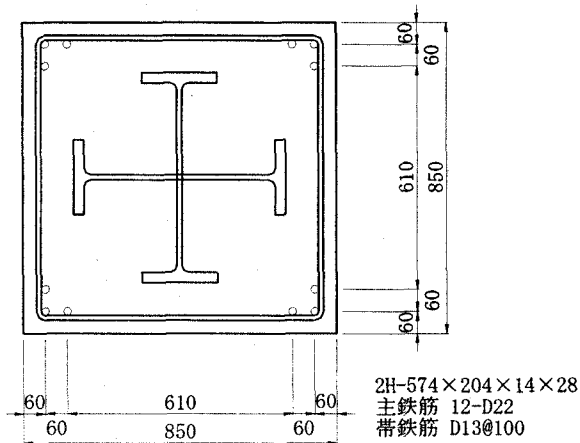


図-4.6.3.6 強度算定に用いた建築 SRC 柱断面

RC 方式と累加方式での断面相関強度の比較結果を図-4.6.3.7 に示す。最大強度においては累加方式が、部分的には RC 方式の算定強度が大きい値を与えている。ただし、全体的には、誤差が数%程度であり、実務上累加強度式の採用には何の問題も無いと考えられる。この場合、断面内の鋼材量は、5.16%と多く、鋼断面と RC 断面の個々の耐力が、非常に均衡しているため、累加方式による耐力評価の精度は、算定例(1)に比べて若干低くなっていると考えられる。

(5) 累加方式による耐力評価法の精度に及ぼす要因

前述の通り SRC 構造における終局状態が、鋼部分および鉄筋コンクリート部分で同時に起きるのか、どちらかが先行して発生するのか、構造詳細によって大きく異なると考えられる。したがって、RC 方式によって耐力評価する際の、鉄骨、鉄筋およびコンクリートの応力-ひずみ関係、ならびに終局ひずみの設定によってその整合性に差異を生じることとなる。ここでは、図-4.6.3.8 に示す道路橋示方書Ⅲ：コンクリート橋編のコンクリート材料の応力-ひずみ曲線にしたがい、表-4.6.3.5 中に記載したコンクリート強度と限界ひずみの組合せにより累加方式による強度算定の精度に関して検討した結果を

表-4.6.3.3 設計条件

断面寸法	0.850m×0.850m
埋設鋼材	2-H574×204×14×28
帯鉄筋	D13@100mm

表-4.6.3.4 使用材料

コンクリート	$\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD295 ($\sigma_{sy}=295\text{N/mm}^2$)
H 形鋼	SM490 ($\sigma_{sy}=3200\text{N/mm}^2$)

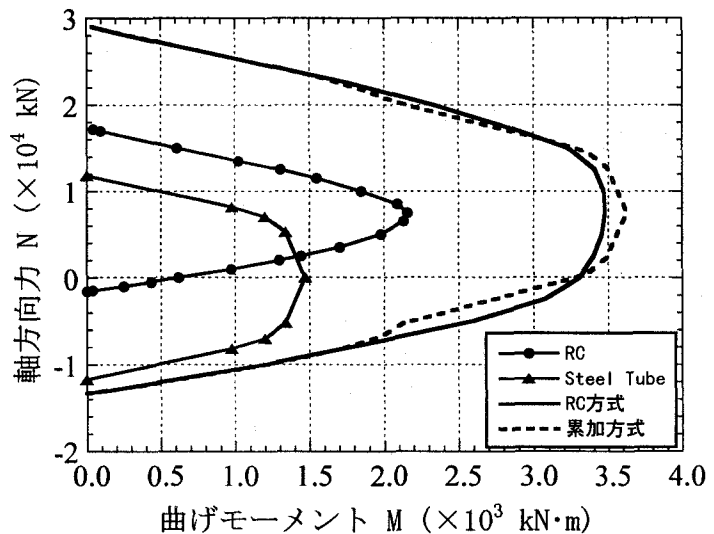


図-4.6.3.7 N-M相関曲線の比較結果(その2)

表-4.6.3.5 コンクリートの変化させた物性値

強度	$\sigma_{ck}=30^*$, 21N/mm^2
	$\sigma_{ck}=60^*$, 63N/mm^2
限界ひずみ	$\epsilon_{cu}=0.25\%$
	$\epsilon_{cu}=0.35\%$

*橋脚 SRC 柱断面で使用

以下にまとめる。

橋脚 SRC 柱および建築 SRC 柱に対する相関曲線の比較結果をそれぞれを図-4.6.3.9 および図-4.6.3.10 に示す。橋脚 SRC 柱では、コンクリートの強度および限界ひずみに関わらず誤差は極めて小さいことがわかる。一方、建築 SRC 柱においては、前述の結果と同様に最大曲げモーメントが得られる領域において累加強度が正解な相関強度より大きく、限界ひずみが小さいほど、またコンクリート強度が小さいほど（RC 断面と鋼断面の強度差が大きくなる）、誤差は大きくなる傾向にある。

また、普通コンクリートを用いた場合、最大曲げモーメントが得られる軸圧縮力レベルは、橋脚 SRC 柱ならびに建築 SRC 柱の圧壊荷重のそれぞれ約 35%、20%程度である。一方、無軸力時の曲げモーメントは、最大曲げモーメントのそれぞれ約 50%、90%となっている。この結果から、実設計での圧縮軸力レベル（圧壊荷重の 10~20%程度）を考えると、建築 SRC 柱の方が断面性能を無駄無く活用していることが伺える。

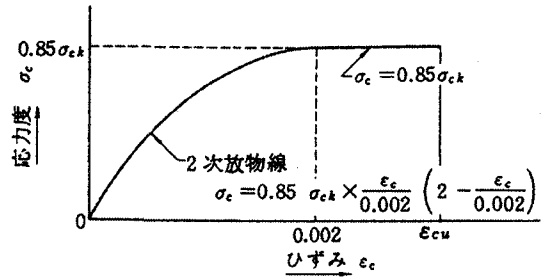
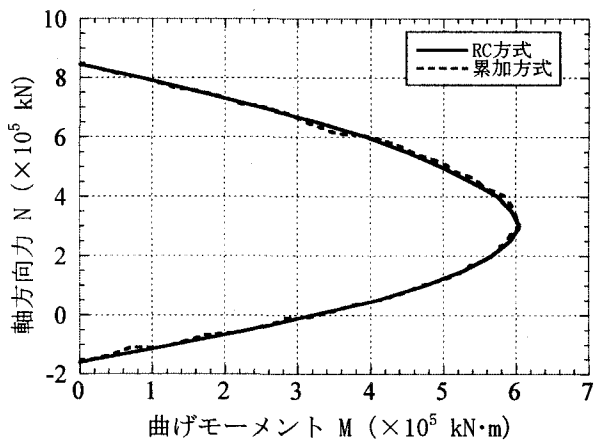
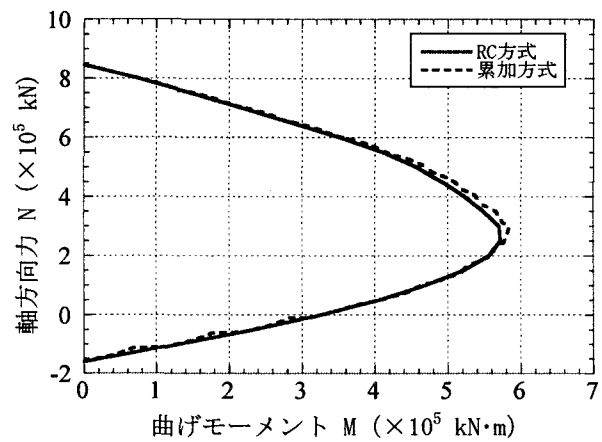


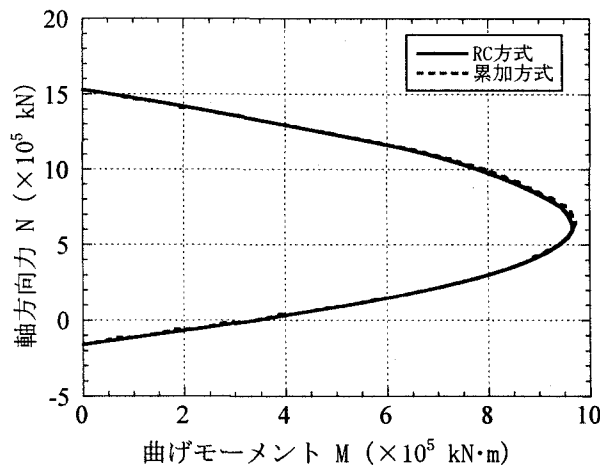
図-4.6.3.8 拘束効果を考慮しないコンクリートの応力-ひずみ関係



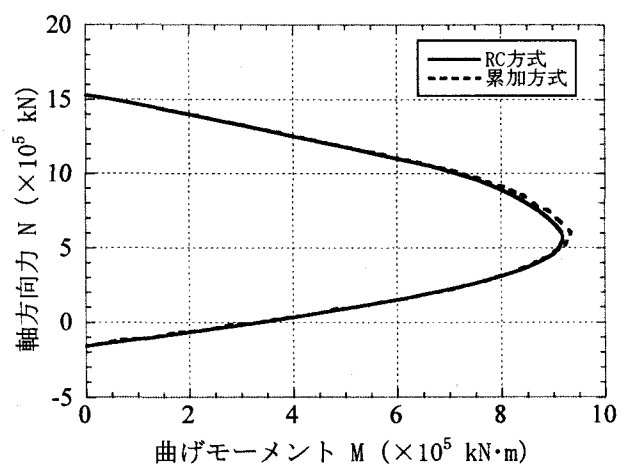
(a) $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$, $\varepsilon_{cu}=0.35\%$



(b) $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$, $\varepsilon_{cu}=0.25\%$

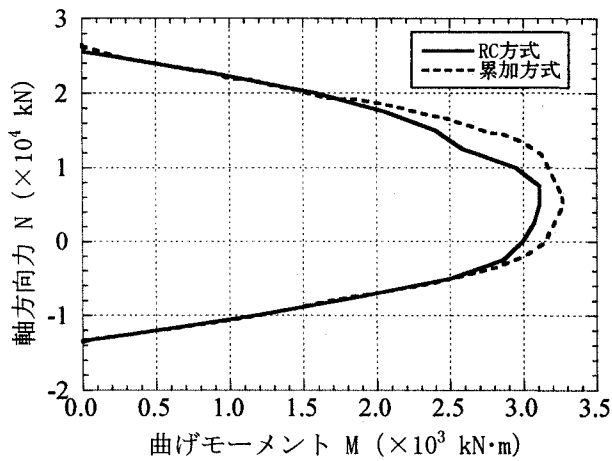


(c) $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$, $\varepsilon_{cu}=0.35\%$

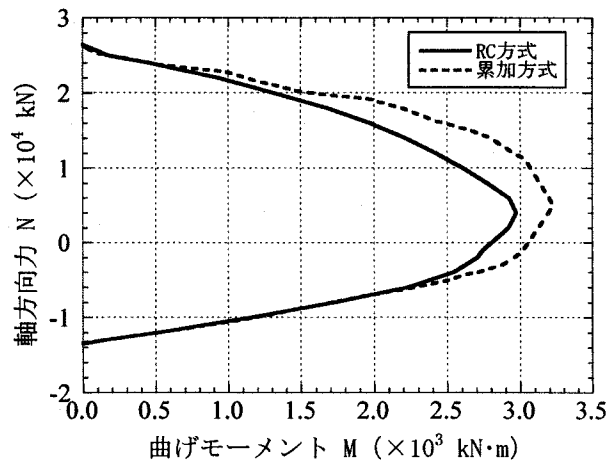


(d) $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$, $\varepsilon_{cu}=0.25\%$

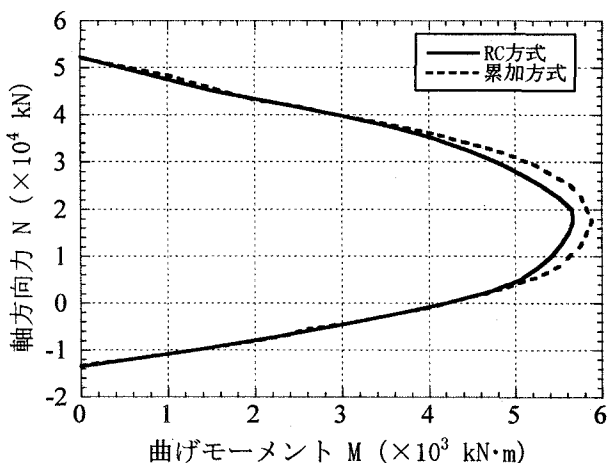
図-4.6.3.9 橋脚 SRC 柱断面における比較結果



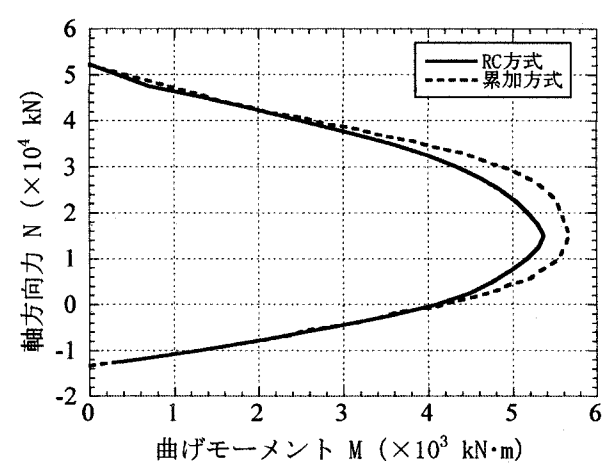
(a) $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$, $\epsilon_{cu}=0.35\%$



(b) $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$, $\epsilon_{cu}=0.25\%$



(c) $\sigma_{ck}=63\text{N/mm}^2$, $\epsilon_{cu}=0.35\%$



(d) $\sigma_{ck}=63\text{N/mm}^2$, $\epsilon_{cu}=0.25\%$

図-4.6.3.10 建築SRC柱断面における比較結果

(6) 鋼板巻き立てによるRC橋脚の相関強度および変形能の比較結果

鋼管・コンクリート複合構造橋脚柱の断面強度の相関曲線との比較のため、断面内に配置した鋼管をコンクリート断面の外側に鋼板として巻き立てた比較断面（鋼管もしくは鋼板巻き立て：板厚 8.19mm，図-4.6.3.11を参照）に置き換え，その強度の相関曲線をファイバー法で求め，図-4.6.3.12にまとめて示す。なお，コンクリートおよび鋼材の材料特性は，前述の算定例で採用した値を用いた。

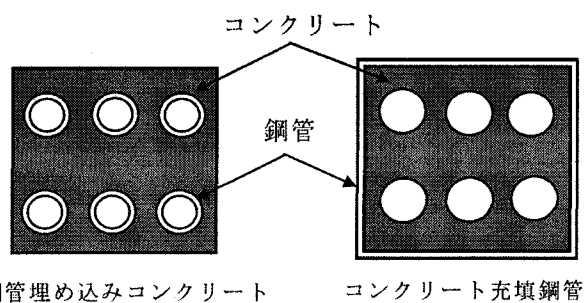


図-4.6.3.11 比較対象の鋼板巻き立てRC断面

比較結果からわかるように，鋼管断面相当の鋼材を鋼板として外側に巻き立てても，それを主鉄筋として換算するだけでは，RC断面のみの強度とほとんどかわらないことが分かる。しかし，鋼板を帯鉄筋にも換算することで，高軸力側の強度が，鋼管・コンクリート複合構造橋脚のそれと同程度となることがわかる。ただし，通常の軸力レベルでは，曲げモーメントは若干小さく，鋼板

巻き立て RC 断面より鋼管・コンクリート複合構造断面の方が、強度的に優位であることがわかる。しかし、外鋼板による拘束効果が期待でき図-4.6.3.13 に示す曲げモーメントー曲率曲線の比較結果からも明らかなように鋼板巻き立て時の変形能の高さは、耐震性能上優位であり、今後二重鋼管合成柱等の検討が望まれる。

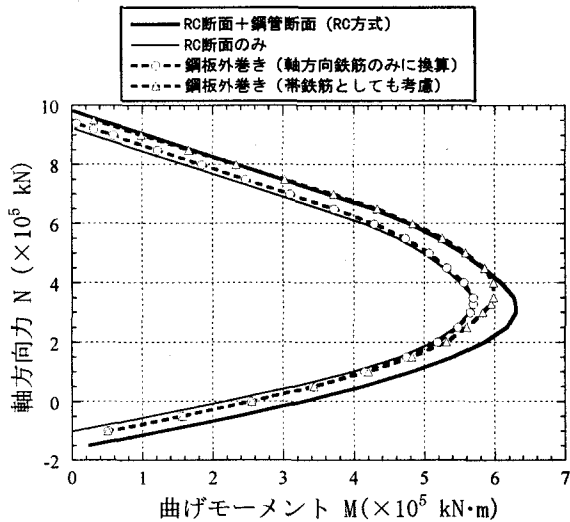


図-4.6.3.12 相関強度のの比較結果

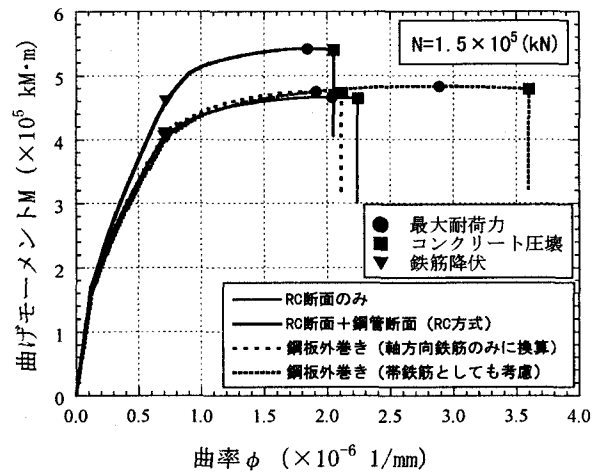


図-4.6.3.13 曲げモーメントー曲率曲線の比較

(7) まとめと将来展望

橋梁で用いられる SRC 構造において、鉄骨・鉄筋等の鋼材量は、例えば前出の鋼管・コンクリート複合構造橋脚では 2.5%程度までと建築物のそれと比して比較的小さい（建築構造では、数%から十数%程度）。したがって、部材耐力に占める鋼断面のみの耐力は、高々十数%までとなり、RC 断面と鋼断面の耐力を累加して部材耐力を評価しても、導入される誤差は、全体強度に比して非常に小さい。また、累加強度の精度を左右する鋼断面の配置（対称・非対称）においても、非対称性が増すと、精度が落ちるものの、絶対量としてはそれほど大きくない。これに対して、建築物の柱断面相当の寸法を有する SRC 構造部材では、部材耐力に占める鋼断面と RC 断面の抵抗力は均衡し累加強度における誤差は、橋脚断面に比べて増大する傾向にある。しかし、全体的に、累加強度式の実用上の問題は少ないと考えられる。

結果的に、電算プログラム（コンピュータ環境）が充実している今日では、土木構造物で採用されるような断面形状に対して、鉄骨を等価な鉄筋断面に離散評価する必要があるが、従来通り RC 断面方式により、剛性ならびに強度を算定することで十分と考えられる。しかし、鉄骨の鋼材量が多い場合は、その離散化に十分な配慮をする必要がある。また、本検討を踏まえて、鉄骨等の SRC 構造の断面内での合理的配置に関しては、鋼断面のみで最適強度が得られるような配置を追求すれば、SRC 構造の断面強度の最適化にもつながり、設計の合理化に貢献できるものと考えられる。

本報告では、軸方向力と曲げモーメントのみの組み合わせに対して累加強度の精度について検討したが、せん断力も加えて、一般化断面力による評価、さらには、長さといった次元を有する部材としての耐力においても同様な検討が必要である。さらに、ここではコンクリートと鋼部材の付着は完全付着として検討しているが、部材長の次元も考慮し、付着の有無、付着強度の大小により、同様な強度の累加性がどれほど保証されるか今後検討する必要がある。

最後に、コンクリート構造における強度評価は、まだまだ簡略化されたモデルにより行われていることが多く、例えば、終局曲げモーメントの算定においても等価矩形応力ブロック法による方法と詳細法であるファイバー法（より厳密と考えられる：RC方式）による評価結果には、大きな隔りがある。耐震設計においても性能照査法の導入が望まれ、構造物にある程度の損傷を許容する設計法が採用されてきた現在では、強度の最低ラインを保証するのみでは不十分で、強度を予め設定した許容誤差範囲内の、極めて狭い範囲に収めるような設計手法が望まれることになる。すなわち、構造物の損傷モードならびに損傷レベルを制御しようとするためである。今後、より多くの複合形式の構造が採用されるためには、種々の強度評価手法の精度向上が、コンクリート構造および鋼構造において同程度に高められることが望まれる。また、高機能鋼材の特性の一つに、狭降伏点レンジ鋼があるが、コンクリートの素材自身にも狭弾性係数レンジ、狭強度レンジのコンクリートの開発が望まれる。

参考文献

- 1) 日本道路公団：鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル，1998. 8.
- 2) 若林實，南宏一，谷資信，平野道勝：合成構造の設計（第2版），彰国社，1995. 10.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲ. コンクリート橋編，Ⅴ. 耐震設計編，1996. 12.
- 4) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計，丸善，1995. 6.
- 5) 辻文三，若林實，菅原まりも：合成断面柱の終局曲げ強度と累加強度式，構造工学論文集，日本建築学会，Vol. 37B，pp. 427-435，1991. 3.
- 6) 日本建築学会：鉄骨・鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，1987.

4.6.4 定義と分類

4.6.1 と 4.6.2 に述べたように、道路橋における SRC 構造の設計基準類は累加強度方式で作成されているものの、実際の設計ではほとんどの場合で曲げ耐力を RC 方式で算出している。一方、鉄道橋では 1998 年以前の基準では累加強度方式で作成され、実際の橋梁も累加強度方式で設計されていたが、1998 年に制定された新しい設計基準では、一体化の方法を示した上で曲げ耐力の算出を RC 方式で算出することにし、それ以降、実際の設計でも RC 方式を用いている。

また、4.6.3 で述べたように建築分野において SRC 構造の累加方式による強度評価の方法が定められた経緯を踏まえた上で行った検討結果から、いくつかの検討課題はあるものの、累加強度方式で強度評価をした場合も RC 方式行った場合も大差は無く、実用上問題は無いという結果を得ている。

このようなことから、SRC 構造を耐力評価の観点から累加強度方式で設計するものとして分類するより、形態面から定義して取り扱う方が実態に即しており、また、より合理的で自由度を持って、研究開発および実用化ができるものと考えられる。なお、本報告書では、SRC 構造を“(ジベル等で積極的に合成させる、させないにかかわらず) 鉄骨が鉄筋コンクリートで被覆された部材”と定義し、分類を行った。

4.7 まとめ

今回取りあげた7つのテーマについての研究により得られた成果と今後の展望は次の通りである。

(1) 合成構造

1) 続合成桁中間支点部の設計

今回の調査では、わが国の最近の連続合成桁の設計・施工においては、個々の橋梁の条件に合わせて検討がなされ、中間支点部の床版には必要に応じてジャッキアップダウン等のプレストレス工法が適用されていることがわかった。これまでは、上記のように設計施工の検討が個々の橋梁について行われることが多かったが、現在は、これらの研究成果や施工事例の経験が体系的にまとめられつつあるところで、設計マニュアルの整備や下記に示すような材料面や構造面での改良により、今後の発展が大いに期待される。

- ①水セメント比が低く乾燥収縮の少ないコンクリートや結合力が強く施工性のよいファイバーコンクリート等の高性能コンクリートの適用。
- ②低価格で耐久性の高い防水層の開発・適用。
- ③遅延合成により死荷重状態では中間支点部の床版に橋軸方向の引張力を作用させない構造の適用。

2) 孔あき鋼板ジベルの設計マニュアル(案)

孔あき鋼板の板厚や配置、孔径や孔間隔、貫通鉄筋の有無や径をパラメーターにした静的押抜きせん断試験の結果および既存の実験データを統計処理し、孔あき鋼板ジベルの設計上必要なせん断耐荷力評価式を導き、これらを設計マニュアル(案)に反映した。今後幅広い分野での活用が期待される。

(2) SRC 構造

1) SRC 構造の定義と分類

土木・建築分野における従来の SRC 構造の規定についての整理および、累加強度方式と RC 方式の強度評価法の相違について検討を行い、現実合った強度評価法を探るものとした。

まず、建築の分野での SRC 構造の経緯と強度評価方法について整理し、建築および土木構造を想定して試算を行い、累加強度方式と RC 方式による強度評価の相違および、その他の強度評価に影響を与える因子について検討を行った。この結果、強度評価にほとんど差違が無いという結果が得られる一方で、鋼管による拘束効果などを考慮した強度評価が必要という結果を得た。

つぎに、土木構造物においてどのような規定が作成され、実際にはどのように設計されてきたかを整理した。その結果、累加強度方式によって設計するものだけを SRC 構造と定義するのは現実合わず、土木構造物における SRC 構造の強度評価方法に関する基準を整備する必要があると考えられる。

2) SRC 構造の設計における鉄骨の取り扱い

本報告書で取りあげた桁、橋脚・橋台・主塔、アーチの施工事例について、設計における鉄骨または鋼管の取り扱いを整理した。その結果、各設計はそれぞれに異なった考え方で行われており、土木構造物に対する設計基準の整備が必要と考えられる。また、これらの事例の中には、安全側と考える鋼材を無視した設計もあるが、耐震設計においては逆に危険側の設計にならないか検討しておく必要があると考えられる。

(3) 混合構造

1) 大型複合橋梁における接合部の検討例

木曾川橋、揖斐川橋の鋼部材とコンクリート部材の接合部の構造には、応力分布が滑らかで局所的な応力集中の発生が無いこと、密閉や狭隘な部分が生じるため、鋼部材の製作が容易で、コンクリートの施工性に優れることなどの条件に合致する形式が選定されている。

またこの部分の設計方針の決定は、部分 F. E. M. 解析を用いて各構成要素の力の伝達に対する寄与の度合いを確認して行われている。さらに、接合部は剛性の急変する個所であり T 荷重载荷による応力集中が予想されたため、実物大供試体を用いて行った静的载荷試験や移動繰り返し载荷実験により、局部応力の確認や疲労に対する補強の検討が行われている。

2) 複合ラーメン橋剛結部の設計検討

今回提案した「鋼製柱埋め込み形式」の結合部の計画にあたっては、鋼桁の下フランジ側に設けた I 断面を有する鋼製柱を橋脚コンクリートに埋込む簡易な構造とし、移動形枠による床版施工が可能で、現実に測したものとした。標準的な 40m の支間を持つ 6 径間連続複合ラーメン橋を対象に試設計した結果、十分に実現可能な断面で設計できることが確認された。

実際の適用にあたっては、F. E. M. 解析や実験等により力の伝達機構を明確にし、必要に応じて接合部の補強を検討することが重要である。

3) 圧延 H 形鋼を用いた複合橋梁の提案

試設計により、今回提案した圧延 H 形鋼を用いた複合橋梁形式を採用し、さらに限界状態設計法を適用することにより、従来の圧延 H 形鋼橋の限界適用支間であった 25m を 50m にまで拡大可能なことが確認された。

今後の課題として、SRC 断面の鋼とコンクリートのずれ止め構造の検討と実験による検証、SRC 部の施工方法の検討等が必要と考えられる。また、構造の利点を生かすことのできる設計法の確立も急務である。