

長支間FRP合成床版の設計と施工

Design and Construction of FRP-RC Composite Slabs for Large Span

久保圭吾* 小松原昭則** 山口真一*** 若山誠**** 興地正浩* 石崎茂*

Keigo KUBO, Akinori KOMATSUBARA, Shinichi YAMAGUCHI, Makoto WAKAYAMA, Masahiro OKIJI, Shigeru ISHIZAKI

- * 株式会社酒井鉄工所橋梁設計部 (〒590-0831 大阪府堺市出島西町3-1)
- ** 日本道路公団北陸支社湯沢管理事務所 (〒949-6102 新潟県南魚沼郡湯沢町大字神立1159)
- *** 日本道路公団中部支社羽島管理事務所 (〒501-6236 岐阜県羽島市江吉良町字鍵田2578-1)
- **** 佐藤鉄工株式会社工事部 (〒930-0293 富山県中新川郡立山町針木220)

FRP-RC composite slab was adopted as a slab of the Kitatani Bridge on the Tokai-Hokuriku Highway. The durability of FRP-RC composite slab has already been certified so far through the fatigue tests using the wheel running machine and the field loading tests after 2.5 years since the traffic opening. The strength and fatigue durability of the slab were investigated through the study for the test result of the FRP-RC composite slab conducted so far, Because of the first using as a long span slab. The paper deals with the result of this investigation, and describes the design and construction of the large span FRP-RC composite slab.

Key Words: large span slab, composite slab, design method

1. はじめに

近年になって、鋼道路橋の積算体系が見直され、設計の考え方も材料ミニマムから製作、施工の省力化に力点を置いた構造、あるいは将来のメンテナンスに配慮した簡素化構造にシフトされつつあり、少主桁橋の採用例が増加している。このような橋梁形式の場合、一般的に床版支間が4.0mを超えるため、RC床版は適用できず、大きな耐力と高い疲労耐久性を有する床版として、PC床版や種々の合成床版が用いられている。

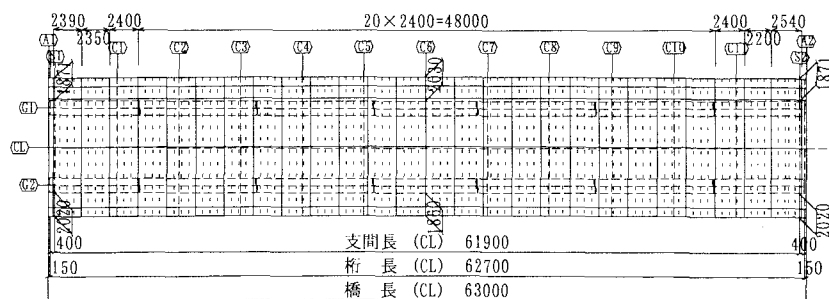
このような背景のもと、東海北陸自動車道北谷橋で、狭小断面の箱桁橋にFRP合成床版を採用した。本橋の概要を表-1に、一般図を図-1に示す。これまで、FRP合成床版は、輪荷重走行試験機による疲労試験や、供用後数年経過した通常支間の実橋床版に対する載荷試験から、その高い疲労耐久性が確認されている¹⁾ものの、本橋が長支間床版としての最初の適用例であった。このため、設計に当たっては、FRP合成床版のこれまでの

実験結果に対する考察から、耐力および疲労耐久性の両面について検討を行った。

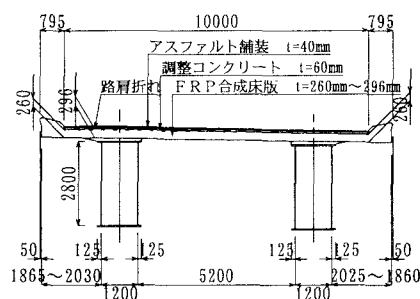
以下に、狭小断面の鋼単純合成箱桁に適用した、長支間FRP合成床版の設計と施工について報告する。

表-1 北谷橋の概要

発注者	日本道路公団北陸支社
工期	平成12年6月～平成14年1月
位置	富山県東砺波郡上平村
形式	単純合成箱桁橋
活荷重	B活荷重
橋長	63.000m
支間長	61.900m
有効幅員	10.000m
床版形式	FRP合成床版
架設工法	鋼桁 全断面送り出し工法
	床版 トラッククレーン工法



平面図



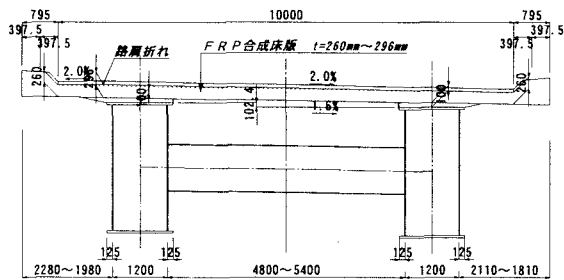
断面図

図-1 北谷橋の一般図

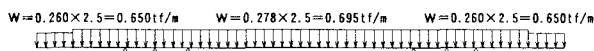
2. FRP合成床版の設計

2.1 主桁配置

FRP合成床版は、FRPパネルが支保工を兼用することから、主桁の配置は、支持桁の二次応力の発生をできるだけ少なくするため、コンクリート打設後の変形を支間中央と片持ち部でバランスさせることが望ましい。このため、図-2に示すように、主桁間隔を4.8mから5.4mの6種類に変化させ、最適な主桁間隔を求めた。なお、検討は張出幅が最大となる支間中央部で行い、荷重は、FRPパネルおよび鉄筋の自重と硬化する前のコンクリート重量とし、主桁上で支持される連続梁として解析した。この結果を表-2に示す。これより、床版支



載荷荷重および骨組図



コンクリート打設時のたわみ

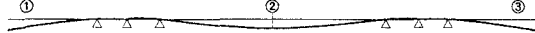


図-2 コンクリート打設時の解析モデル

表-2 コンクリート打設時の着目位置でのたわみ

単位:mm				
支間	許容値 L/500	①	②	③
L=4.8m	9.6	14.9	7.2	10.7
L=5.0m	10	12.3	8.6	8.7
L=5.1m	10.2	11.1	9.3	7.8
L=5.2m	10.4	10.0	10.1	6.9
L=5.3m	10.6	9.0	10.9	6.2
L=5.4m	10.8	8.1	11.7	5.4

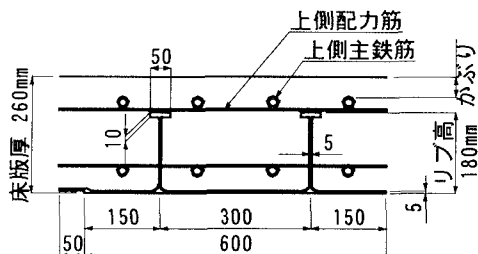


図-3 FRP材の基本形状と断面構成

表-4 設計で考慮する材料特性

	設計強度 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		弾性係数比 (鋼との比)
	引張	圧縮	引張	圧縮	
FRP	250	220	85	75	7
コンクリート	-	30	-	8.6	10

間は、最も支間部と張出部のたわみのバランスが良く、たわみの許容値(L/500)も満足している5.2mに決定した。なお、たわみの許容値は、道路橋床版の新技术と性能照査型設計合成床版編²⁾の許容値を準用した。

2.2 床版厚

FRP合成床版の床版厚は土木学会鋼構造設計指針 part Bに準じて最小厚を決め、応力度およびたわみの照査を行い、これらを満足する厚さを確保することとしている。

北谷橋では床版支間が5.2mのため、最小厚さは24cm以上となる。今回は、主桁配置の検討結果から、リブ高180mmのFRP形材を用いて、床版厚を26cmとした。

図-3に、北谷橋の断面構成を示す。

2.3 断面計算

床版の断面設計は、FRP型枠が支保工を兼用するため、床版コンクリート硬化までの荷重に対しては、FRP型枠のみで荷重を受け持ち、コンクリート硬化後は鉄筋コンクリートとFRP型枠が合成した断面で外力に抵抗するものとした。設計に用いた材料特性は、表-4のとおりであり、引張側コンクリートの強度は無視した。

3. 疲労耐久性を考慮したFRP合成床版の耐荷力

3.1 疲労耐久性を考慮した耐荷力の評価手法

道路橋RC床版の疲労損傷のメカニズムについては、これまで、様々な面から調査・検討が加えられ、損傷過程が明らかにされてきた^{3),4)}。

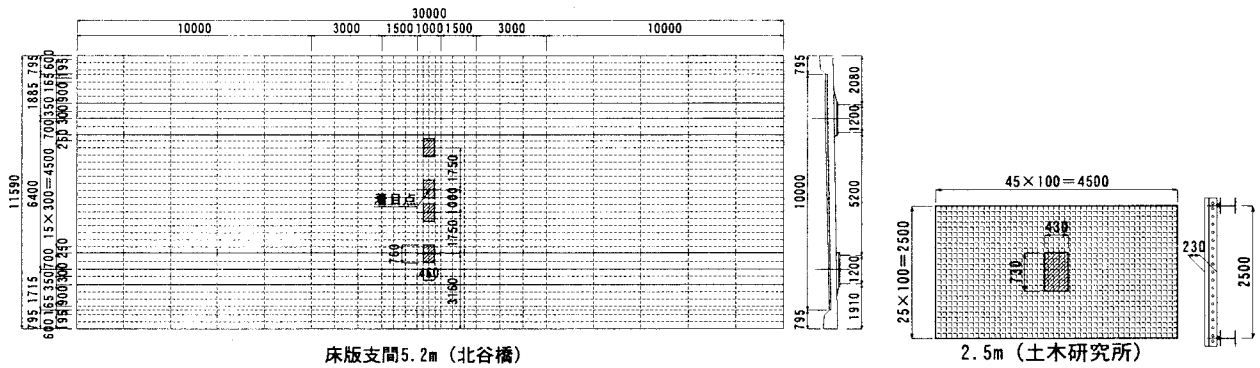
そして、疲労耐久性を考慮したRC系床版の耐荷力は、輪荷重の移動繰返しによるひびわれの進展を考慮した版の曲げ耐荷力および、せん断耐荷力に支配されることが分かってきている。

そこで、北谷橋で用いた長支間FRP合成床版の疲労耐久性を検証するため、実橋モデルのFEM解析を行い、この結果と過去に行った実験供試体におけるFEM解析結果を比較して、曲げ耐荷力およびせん断耐荷力を評価した。

3.2 曲げ耐荷力に対する検討

曲げ耐荷力は、過去に実施されている輪荷重走行試験機による疲労試験の結果を、FEM解析で補完することにより評価した。すなわち、床版支間1.8m⁵⁾、2.0m⁶⁾、2.5m⁷⁾の実験に用いた床版支間に対し、設計式(土木学会鋼構造設計指針 part B)と、実橋モデルのFEM解析により設計活荷重載荷時の曲げモーメントを求め、実験供試体で発生する曲げモーメントとの関係を調べた。

次に、実橋(支間5.2m)に対して、設計式およびFEM解析により、最大曲げモーメントおよびコンクリート、鉄筋、FRPに発生する応力度を求め、実験供試体の解析結果と比較することで、実橋の疲労耐久性を検証した。



床版支間5.2m (北谷橋)

2.5m (土木研究所)

図-4 FEM解析モデル

図-4に、北谷橋の実橋FEMモデルおよび実験供試体FEMモデルの要素分割、荷重載荷位置の一例を示す。

表-5に、実橋モデル、実験供試体それぞれの支間に対する曲げモーメントおよび各部の応力度を示す。実験供試体モデルにおける設計活荷重載荷時の解析では、すべてのケースでFEM解析値が、設計式の算定値を下回っている。また、設計式と実験における発生曲げモーメントとの比較では、いずれのケースも実験時の最大発生曲げモーメントが、設計式の1.5倍以上の値になっている。さらに、これらの荷重レベルにおいても実験供試体はすべて健全であったことから、FRP合成床版は、設計曲げモーメントに対し十分な曲げ耐力を有していると推定できる。

一方、実橋モデルのFEM解析結果における各部の発生応力は、輪荷重載荷試験において発生したと推定される応力レベルに比べ著しく小さい。したがって、実橋においても、輪荷重の繰返し載荷に対し十分な耐久性を有していることが推定できる。

3.3 せん断耐力に対する検討

実橋のRC系床版の破壊形態は、一般に、押し抜きせん断破壊であることから、せん断耐力についても検証する必要がある。このため、曲げ耐力の検討と同様に、実験供試体モデルと実橋モデルのせん断力をFEM解析により求め、実験結果との比較からせん断耐力を検証することとした。FEM解析は、曲げ耐力の検討と同じモデルで行い、せん断力が最も大きくなる位置に設計活荷重を載荷した。なお、せん断耐力の評価にあたり、FEM解析により求めたせん断力を、(1)式に示す押し抜きせん断耐力³⁾で除して無次元化し、床版厚の影響を取り除いた。

表-5 各支間別の曲げモーメントと応力度

()内は、設計曲げモーメントに対する比率を示す。

支間 (m)	床版厚 (cm)	実験供試体 ①	設計活荷重載荷時 (衝撃含む)		実験(大阪大学) ³⁾ 未破壊で終了	
			設計式(連続版) (0.114L+0.144)P×0.8	FEM(136kN)	FEM(137kN)	FEM(177kN)
1.8	18	載荷回数	—	—	100万回	150万回
		曲げモーメント M (kN・m)	27.9	24.056 (0.86)	33.414 (1.2)	42.961 (1.54)
		コンクリート上縁応力 σ_c (N/mm ²)	-6.3	-5.5	-9.0	-11.6
		下側鉄筋応力 σ_s (N/mm ²)	68.4	59.0	79.6	102.4
		FRP下面応力 σ_f (N/mm ²)	12.5	10.8	14.2	18.2
2.0	19	載荷回数	—	—	100万回	51万回
		曲げモーメント M (kN・m)	29.8	26.847 (0.9)	40.963 (1.38)	47.790 (1.61)
		コンクリート上縁応力 σ_c (N/mm ²)	-6.0	-5.4	-9.4	-11.0
		下側鉄筋応力 σ_s (N/mm ²)	82.0	73.8	120.7	140.8
		FRP下面応力 σ_f (N/mm ²)	17.1	15.4	21.3	24.8
2.5	23	載荷回数	—	—	4万回	4万回
		曲げモーメント M (kN・m)	42.9	35.469 (0.83)	41.527 (0.97)	103.817 (2.42)
		コンクリート上縁応力 σ_c (N/mm ²)	-6.1	-5.0	-7.0	-17.4
		下側鉄筋応力 σ_s (N/mm ²)	96.6	79.9	81.9	204.8
		FRP下面応力 σ_f (N/mm ²)	19.3	15.9	19.8	49.4
5.2	26	載荷回数	—	—	4万回	4万回
		曲げモーメント M (kN・m)	58.9	36.265 (0.62)	—	—
		コンクリート上縁応力 σ_c (N/mm ²)	-6	-3.7	—	—
		下側鉄筋応力 σ_s (N/mm ²)	97	59.7	—	—
		FRP下面応力 σ_f (N/mm ²)	18.5	11.4	—	—

表-6 各支間別のせん断力比

支間 (m)	床版厚 (cm)	実験供試体 ①	設計活荷重載荷時 (衝撃含む)	実験(大阪大学) ³⁾ 未破壊で終了	
			FEM(136kN)	FEM(137kN)	FEM(177kN)
1.8	18	載荷回数	—	100万回	150万回
		せん断力 S (kN)	83.0	73.1	93.9
		押し抜きせん断耐力 P _{sx} (kN)	396.7	353.7	353.7
		せん断力比 S/P _{sx}	0.209	0.207	0.266
2.0	19	載荷回数	—	100万回	51万回
		せん断力 S (kN)	81.8	89.4	104.3
		押し抜きせん断耐力 P _{sx} (kN)	407.5	296.6	296.6
		せん断力比 S/P _{sx}	0.201	0.301	0.351
2.5	23	載荷回数	—	4万回	4万回
		せん断力 S (kN)	81.7	83.0	207.4
		押し抜きせん断耐力 P _{sx} (kN)	527.9	570.4	570.4
		せん断力比 S/P _{sx}	0.155	0.145	0.364
5.2	26	載荷回数	—	4万回	4万回
		せん断力 S (kN)	150.0	—	—
		押し抜きせん断耐力 P _{sx} (kN)	644.1	—	—
		せん断力比 S/P _{sx}	0.233	—	—

$$P_{sx} = 2B(\tau_{max} \cdot X_m + \sigma_{max} \cdot C_m) \cdots (1)$$

ここに、 B ：はりの有効幅

$$B = b + 2d_d$$

b ：配筋方向の載荷板の辺長

d_d ：配筋鉄筋の有効高

τ_{max} ：コンクリートの最大せん断応力度

$$\tau_{max} = 0.252\sigma_{ck} - 0.000246\sigma_{ck}^2 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

X_m ：主鉄筋断面の中立軸距離

σ_{max} ：コンクリートの最大引張応力度

$$\sigma_{max} = 0.583(\sigma_{ck})^{2/3} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

C_m ：主鉄筋のかぶり深さ

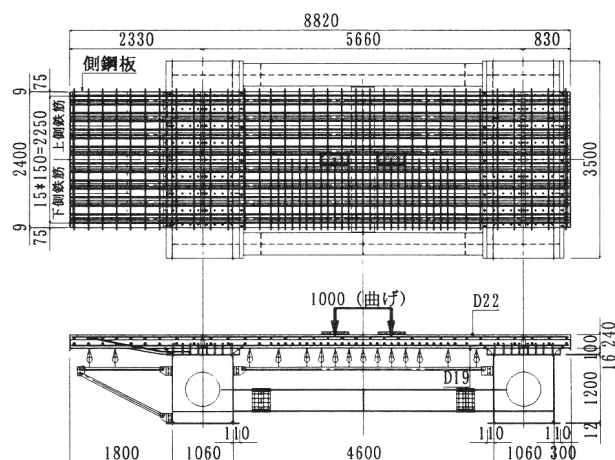


図-5 供試体の形状

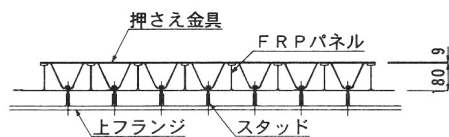
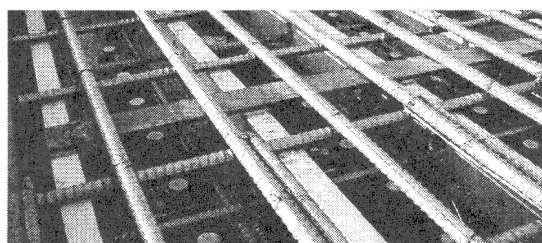


図-6 押さえ金具

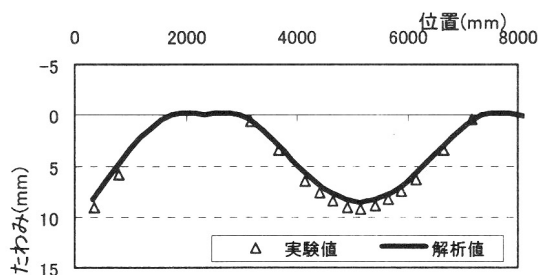


図-7 コンクリート打設時のたわみ

表-6に、それぞれの支間に対するせん断力比を示す。これにより、実橋モデルのせん断力比は、輪荷重走行試験におけるせん断力比（最大荷重載荷時）より小さく、実験終了後も供試体が破壊していないことから、せん断耐荷力についても、疲労耐久性を含め問題ないと推定できる。

4. 縮小供試体による施工性および静的耐荷力の確認

4.1 試験概要

北谷橋で使用する長支間FRP合成床版の変形性状および静的耐荷力を、実験的に確認するため、ほぼ実物大の供試体による載荷試験を行った。

本橋の断面形状は、図-1に示すように、床版支間5.2m、床版厚26cm、FRPリブ高18cmのものを用いる。しかし、FRP材の入手の関係上、本試験では、FRPリブ高16cmのものを使用することとした。このため、図-5に示すように、供試体の形状は、床版支間、主桁腹板間隔、床版張り出し長及び床版厚などを実橋の約90%に縮小した。供試体の橋軸方向の幅は、FRPパネル1枚分に相当する2.4mとし、橋軸方向に無限な連続版のたわみ性状と近似させるため、供試体端部を鋼板により補強した。鋼桁上でのFRPパネルの支持は、実橋と同様、上フランジ端部で鋼製アングルにより支持し、箱桁中央部は、コンクリート打設時の浮き上がりを防止し支間中央部や片持ち端部のたわみを小さくするため、図-6に示す押さえ金具を設置した。

コンクリートは、実橋に使用するものと同様の、設計基準強度 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ （実強度 40.5N/mm^2 ）の膨張コンクリートを使用した。

載荷は、載荷フレームより油圧ジャッキを用いて行い、載荷位置は、曲げモーメントが最大となる支間中央部に2輪分載荷した。荷重は、一輪当たりのT荷重(100kN)に、衝撃係数を乗じた設計荷重(137kN、2輪で275kN)を基準とし、これの約1.8倍の491kNまで単調増加させた。このときの計測は、床版のたわみ、FRPおよび鉄筋のひずみ等とした。

4.2 型枠支保工としての性能

FRPパネルは、支保工を兼用するので出来形確保のため、コンクリート打設時のたわみを1/500程度に制限している。

これに対し、コンクリート打設時のたわみは、図-7に示すように、支間部、片持ち部ともに計算値とほぼ一致しており、問題がないことが確認された。また、コンクリートミルクの漏れ等も観察されなかったことから、型枠としての機能も十分満足していることも確認された。

4.3 静的耐荷力

図-8に曲げ試験における支間中央での荷重とたわみの関係を示す。これより、基準荷重275kN程度まで、

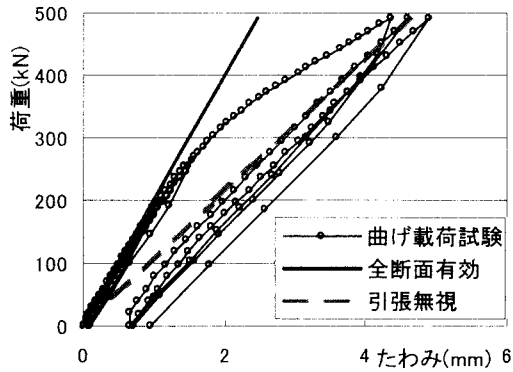


図-8 荷重-たわみ曲線

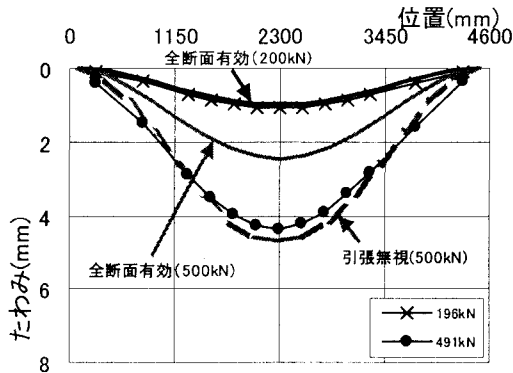


図-9 たわみ分布

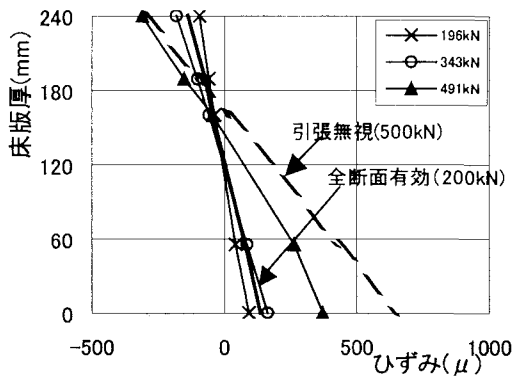


図-10 断面内のひずみ分布

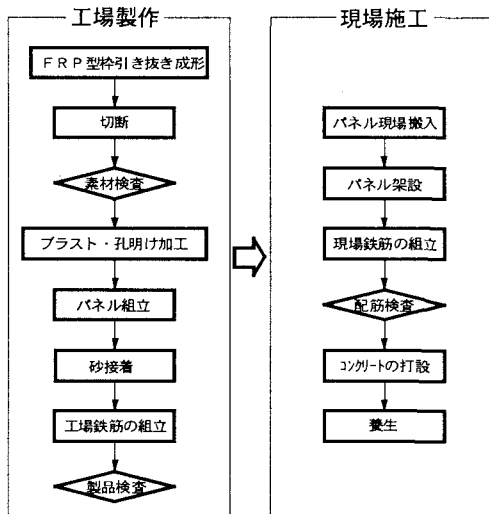


図-11 FRP合成床版の施工手順

ほぼ全断面有効の理論値に近いたわみ性状を示し、その後、荷重の増加とともにコンクリートのひび割れにより引張無視の理論値へと近づいていくことがわかる。

図-9に、床版支間方向のたわみ分布を示す。これより、たわみ形状は、200kN程度の荷重ではほぼ全断面有効の計算値と一致していることがわかる。また、最終の491kNの荷重におけるたわみは、大きさは引張無視の計算値と、ほぼ同程度であるが、たわみ形状が主桁近傍で計算より大きくなっているこれは、主桁の回転変形の影響と考えられる。

図-10に支間中央における断面内のひずみ分布を示す。この図より、491kN 載荷時でも中立軸の位置は引張無視の計算値まで達しておらず、ひずみ分布もほぼ平面保持していることから、十分な耐荷力を有していること、また、FRPと鉄筋コンクリート間でずれが生じず、一体となって作用していることが確認された。

以上の載荷試験結果より、FRP合成床版は、長支間床版に適用した場合でも十分な耐荷力を有していることがわかった。

5. FRP合成床版の施工

5.1 施工手順

FRP合成床版の施工は、図-11に示すとおり、工場にて輸送可能な大きさに組立て、現場に搬入し、鋼桁上にパネルを設置した後、上側鉄筋を配置しコンクリートを打設する手順で行った。なお、工場製作では、FRP底板のコンクリート接触面に、コンクリートとの付着性を良くするため砂を接着しており、さらに、現場作業を省力化するため、下側鉄筋をFRPパネルに組み込んでいる。

5.2 FRP型枠パネルの架設

本橋に用いたFRP型枠パネルは、全26パネルであり、吊り重量は、1パネル当たり約2tである。

架設は、図-12に示すように、A2側のトンネルによる制約から、A1橋台背面に200t吊トラッククレーン、A2橋台背面に45t吊ラフタークレーンを据付けて両側から架設し、4日間で完了した。なお、本架設工法は、FRPパネルが軽量であるため採用されたものである。図-13にFRPパネルの架設状況を示す。

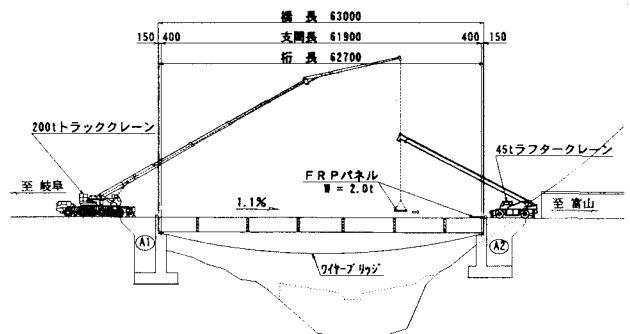


図-12 FRPパネルの設置要領

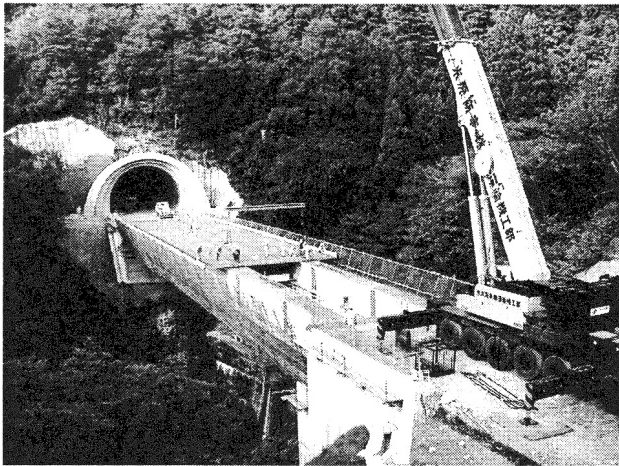


図-13 FRPパネルの架設状況

5.2 コンクリートの打設

コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ である。また、コンクリートには、FRP合成床版のリップ間における付着性向上のため、膨張材(30kg/m³)を添加した。

FRP合成床版では、パネルが支保工を兼用することから、コンクリート打設時にたわみが生じる。このため、桁間部にFRPリップ上から検測筋を設け、事前に設計上のたわみ量を考慮することにより、橋面の横断勾配を確保した。また、桁間中央部および張出し端部のたわみ量を低減させるため、橋軸直角方向の打設順序を、①主桁上、②支間部、③片持ち部という順序とした。

コンクリートの打設方向は、縦断勾配の低い側であるA2橋台から、ポンプ車2台を用い、片押しにて施工した。図-14にコンクリートの打設状況を示す。



図-14 コンクリートの打設状況

6. まとめ

北谷橋における、長支間FRP合成床版の設計、施工および縮小モデルによる確認試験により以下に示す事項が明らかになった。

- 1) 過去の実験とFEM解析結果の比較により、FRP合成床版を床版支間長5.2mに適用した場合も、十分な剛性を有しており、静的耐荷力および輪荷重の繰返し走行による疲労耐久性の両面で十分使用に耐えうるものと判断できた。
- 2) 縮小供試体による試験より、FRP合成床版は、長支間床版に適用した場合でも、型枠支保工としての十分な性能を有しており、十分な耐荷力も有していることがわかった。
- 3) 実橋での施工では、下側鉄筋の組立方法、コンクリートの打設手順などを工夫することによって、現場工期の短縮と施工品質を確保することができた。

最後に、各載荷試験の実施にあたり大阪大学の松井繁之教授より適切なご指導を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 望月，花田，石崎，久保，松井：FRP合成床版の実橋への適用例と疲労耐久性評価，土木学会，第1回FRP橋梁に関するシンポジウム論文集，pp65-72，2001
- 2) 土木学会鋼構造委員会鋼橋床版の調査研究小委員会：道路橋床版の新技术と性能照査型設計，2000
- 3) 阪神高速道路公団，阪神高速道路管理技術センター：道路橋RC床版のひび割れ損傷と耐久性，1991
- 4) 岡田，岡村，園田，島田：道路橋鉄筋コンクリート床版のひび割れ損傷と疲労性状，土木学会論文報告集，第321号，pp49-61，1982
- 5) 松井，石崎，久保：FRP永久型枠を用いたRC床版の静的強度・疲労耐久性に関する研究，土木学会，構造工学論文集，Vol.40A，pp1413-1424，1994
- 6) 石崎，久保，興地，松井：FRP合成床版の構造簡素化と長支間床版への適用性について，土木学会，第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp225-228，1998
- 7) 石崎，久保，松井：FRP合成床版の輪荷重走行試験機による階段状載荷試験とその評価法に関する研究，土木学会，第2回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp113-118，2000