ダックスビーム工法を用いたポストテンションＴ桁橋の設計・施工

― 豆 飼 橋 ―

東京土木支店　技術部　　宮前俊之
東京土木支店　技術部　　井筒浩二

概要：豆飼橋は，茨城県常陸太田市の茂宮川に架かる橋長 26.000m，幅員 6.200m の道路橋である．発注当初は設計基準強度が 40N/mm² の変断面 PCT 桁橋であったが，桁高をさらに低減するためダックスビーム工法に変更された．ダックスビーム工法は設計基準強度が 120N/mm² の超高強度繊維補強モルタルを用いた低桁高工法で，本橋は，ダックスビーム工法が採用された初めてのポストテンション方式 PCT 桁橋である．ダックスビーム工法が採用されたことにより，発注当初に比べ，支間中央部の桁高を 375mm，桁端部の桁高を 150mm 低くすることができ，アプローチ部の線形の緩和および土工事を減らすことが可能となった．

Key Words：ダックスビーム工法，低桁高橋，超高強度，繊維補強，PCT 桁

１．はじめに

近年，河川改修や都市再開発に伴い，建築限界の制限が厳しい箇所に橋梁を計画しなければならない事例が増えている．当社では，低桁高のニーズに対応するため設計基準強度が 120N/mm² の超高強度繊維補強モルタルを PC 橋へ適用した新たな低桁高工法（ダックスビーム工法）を開発した[1)～3)]．

豆飼橋は平成 17 年 12 月に茨城県常陸太田市から発注された橋梁で，取付け道路沿いにある民家の地盤高が低く，桁高が制限されたことから，当初は変断面のポストテンション PCT 桁橋（設計基準強度 40N/mm²）で発注されていた．しかしながら，橋梁の桁高をさらに低くすることにより，アプローチ部の土工事が減り，さらなる合理化が可能と考えられたため，ダックスビーム工法により，桁高をさらに低くした設計変更を提案したところ採用された．本文では，初めてダックスビーム工法が採用された豆飼橋の設計および施工について報告する．

写真－１　豆飼橋全景

宮前俊之

井筒浩二

２．設計

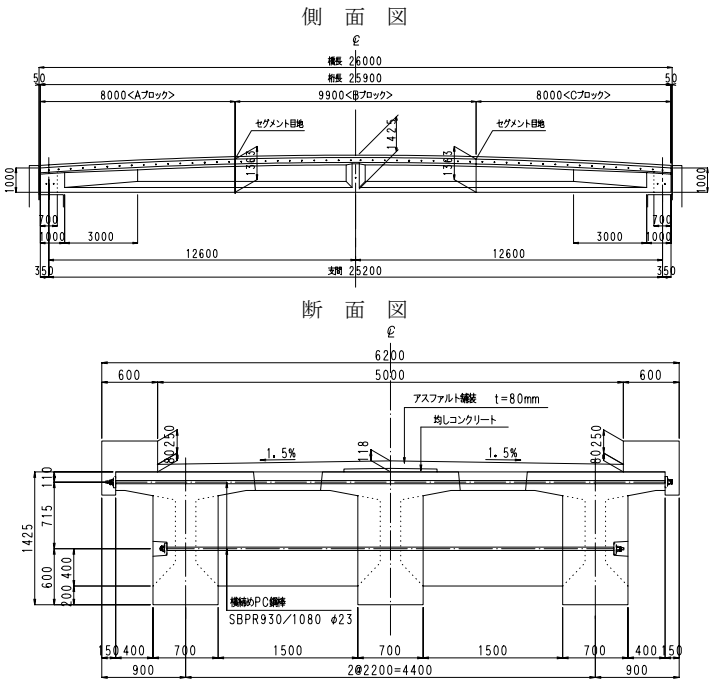
2.1　設計概要

豆飼橋の概要を以下に示す．

・工 事 名：豆飼橋上部工事
・工事場所：茨城県常陸太田市
・橋　　長：26.000m（支間長 25.200m）
・幅　　員：6.200m（有効幅員 5.000m）
・荷　　重：A 活荷重
・工　　期：平成 17 年 12 月 7 日
　　～平成 18 年 3 月 30 日

2.2　当初設計

当初設計の一般図を**図－１**に示す．当初設計は，主桁を３ブロックに分割したプレキャストセグメント方式のポストテンション PCT 桁橋であった．桁高は，河川計画高の制約により，端部で 1.000m，中央部で 1.425mm であり，橋梁区間内の縦断勾配は最大で 9.00%であった．当初設計における主要数量を**表－１**に示す．



図－１　当初設計の一般図

表－１　当初設計における主要数量

項　目		仕　様	数　量
コンクリート	主　桁	40N/mm²	61.8 m³
	場所打ち	30N/mm²	12.4 m³
鋼　材	主ケーブル	SWPR7BL 12S12.7	2856 kg
	横締めケーブル	SWPR930/1080　φ23	1116 kg

2.3　ダックスビーム工法

ダックスビーム工法は，主桁に 120N/mm² の超高強度繊維補強モルタルを使用し，大きなプレストレスを導入することで低桁高を実現する工法である．

当初設計をダックスビーム工法に変更した後の主要数量および超高強度繊維補強モルタルの設計用値をそれぞれ，**表－２**，**表－３**に示す．

設計の変更に伴い，はじめに全体の線形について検討した．当初設計は，橋梁区間前後にある民家の地盤高が低いうえ，河川の計画高も満足させなければならないため，橋梁区間の縦断勾配は最大で 9.00%であった．

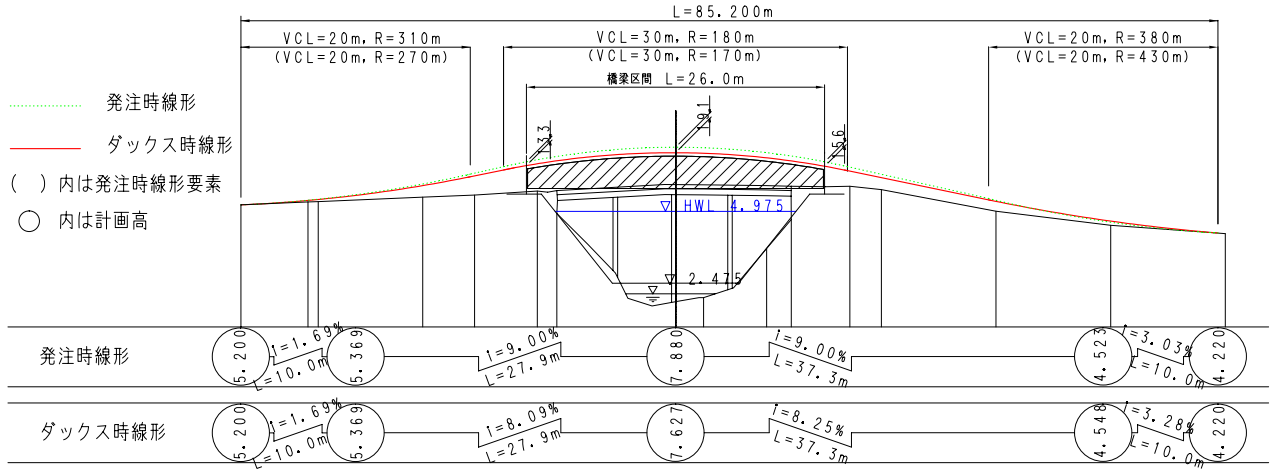
線形の変更は，民家の地盤高，線形起点および線形終点の計画高を変えないように行った．また，桁高の変更に合わせて縦断要素を変更し，橋梁区間の計

表－２　ダックスビーム工法変更後の主要数量

項　目		仕　様	数　量
超高強度繊維補強モルタル	主　桁	120N/mm²	51.8 m³
コンクリート	場所打ち	40N/mm²	9.0 m³
鋼　材	主ケーブル	SWPR7BL 12S15.2	4061 kg
	横締めケーブル	SWPR930/1080　φ26	1426 kg

表－３　超高強度繊維補強モルタルの設計用値

		単位	設計用値	備　考
設計基準強度 f_{ck}'		N/mm²	120	配合強度 150MPa
許容曲げ圧縮応力度	プレ導入直後	N/mm²	48	0.4f'ck
	設計荷重時	N/mm²	48	〃
許容曲げ引張応力度	プレ導入直後	N/mm²	-2.0	道路橋示方書より
	設計荷重時	N/mm²	-2.0	〃
許容斜引張応力度	設計荷重時	N/mm²	1.3	道路橋示方書より
コンクリートが負担できるせん断応力度		N/mm²	0.7	〃
最大せん断応力度		N/mm²	6.0	〃
弾性係数 E_c		N/mm²	3.7×10^4	実験値より
クリープ係数		－	1.0	フランス指針案より
乾燥収縮		μ	200	道路橋示方書より



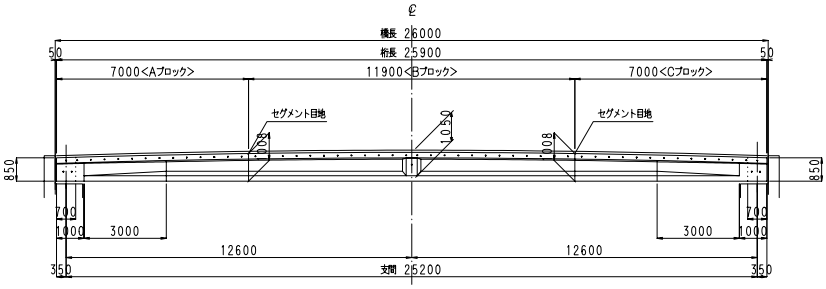
図－２　縦断線形要素

画高を低くすることとした．

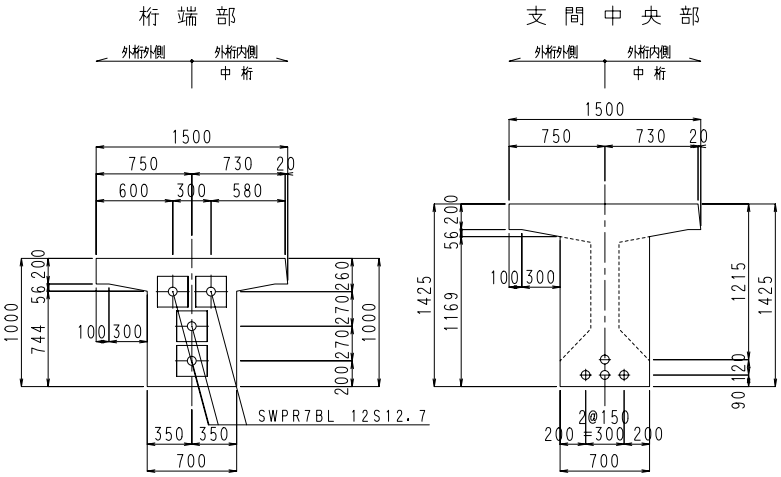
図－２に当初設計とダックスビーム工法に変更した場合の縦断線形要素を示す．検討の結果，当初設計より計画高を支間中央部で191mm低くすることができた．このとき，橋梁区間の縦断勾配は，当初設計では最大9.00%であったのに対し，ダックスビーム工法では最大8.25%となった．

ダックスビーム工法としたときの側面図を**図－３**に示す．また，当初設計の主桁断面図およびダックスビーム工法としたときの主桁断面図をそれぞれ，**図－４**および**図－５**に示す．

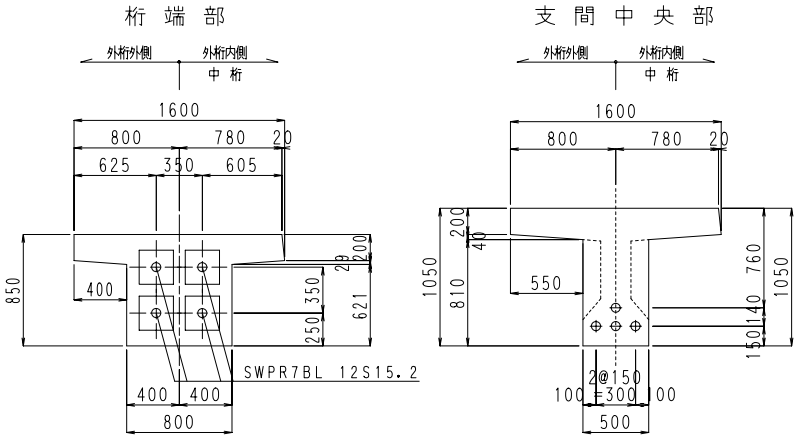
ダックスビーム工法とした場合，桁高は桁端部で850mm，支間中央で1050mmとなり，当初設計に比べ，桁端部で150mm，支間中央で375mm低くすることができ，計画線形の緩和およびアプローチ部の土工事を減らすことが可能となった．



図－３　ダックスビーム工法側面図



図－４　当初設計主桁断面図



図－５　ダックスビーム工法主桁断面図

３．主桁製作

主桁製作では，超高強度繊維補強モルタルの特性を考慮し，型枠組立，モルタルの練混ぜ，打設および養生などを行った．

3.1　型枠組立

図－６に型枠断面図を示す．型枠は，モルタルの流動性が高いことから，打

設した際にかかる側圧に対し，十分な補強を行った．また，シース，伏せ型枠等については打設時の浮力に対し，十分な補強を行った．

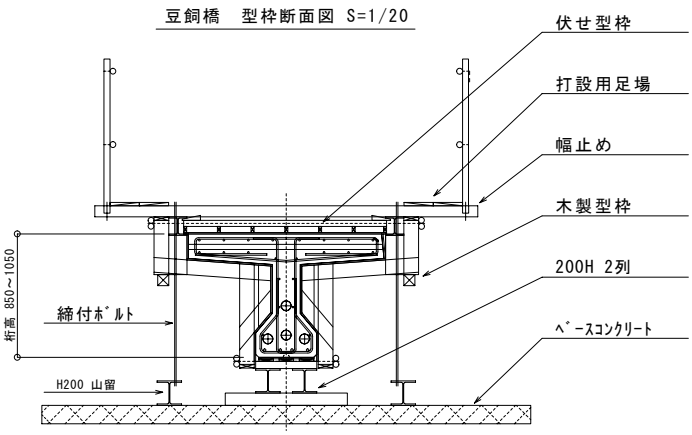
主桁が変断面であることから，天端に勾配をつけるため伏せ型枠の設置が必要となった．そのため，主桁内に配置される地覆鉄筋は機械式継手に変更し，桁製作後に接続することとした．

3.2　材料

超高度繊維補強モルタルの使用材料を**表－４**に示す．主な使用材料は，シリカヒュームセメント，細骨材，および鋼繊維などであり，粗骨材は使用していない．粗骨材を使用しないことにより，高い流動性と高強度が得られ，骨材の選定も不要となる．

3.3　練混ぜ

示方配合および練混ぜ方法をそれぞれ，**表－５**および**図－７**に示す．超高強度繊維補強モルタルの練混ぜは，強制練り水平２軸ミキサを使



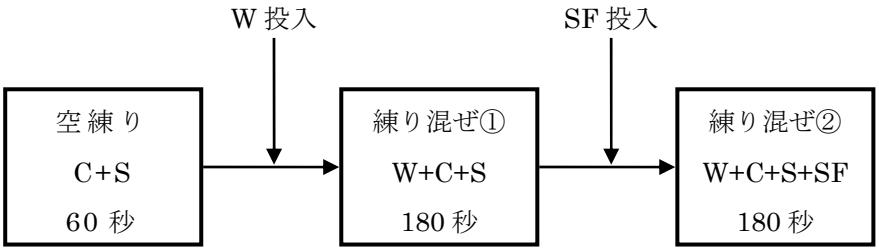
図－６　型枠断面図

表－４　使用材料

材　　料	摘　　要
セメント	シリカヒュームセメント　密度 3.08g/cm^3
水	上水道水
鋼繊維	高張力スチールファイバー　密度 7.85g/cm^3
細骨材	砕砂　表乾密度 2.68g/cm^3
高性能減水剤	ポゾリス　レオビルド SP8HU

表－５　示方配合

水セメント比 W/C（%）	繊維混入率 (vol.%)	混和剤添加量 SP/C（%）	単位量（kg/m^3）			
			水 W	セメント C	細骨材 S	鋼繊維 SF
17	0.5	3.0	210	1235	974	40



図－７　練混ぜ方法

写真－２　練混ぜ状況

写真－３　品質管理試験状況

表－６　品質管理試験結果

製造年月日	モルタル圧縮強度 材齢 28 日 (N/mm²)		０打フロー (cm)	空気量 (%)	単位水量の推定値 (kg/m³)	モルタル温度 (℃)
H18/2/25	165	164	26.0 × 25.5	3.5	208.8	21.0
	166					
	162					
H18/3/1	180	176	25.5 × 25.5	3.1	211.8	17.0
	166					
	182					
H18/3/7	167	169	26.5 × 27.0	3.5	208.9	18.1
	170					
	169					
基準値	120　N/mm²		26.0±3.0	2.0±1.5	210±15	－

※高周波加熱乾燥法により算出

用し，１バッチの練混ぜ量は 0.75m³ とした．練混ぜ状況を**写真－２**に示す．

超高強度繊維補強モルタルの品質管理は，０打フロー試験，空気量試験，単位水量の測定および圧縮強度により行った．品質管理試験結果および品質試験状況をそれぞれ，**表－６**および**写真－３**に示す．品質管理試験の結果はすべて，基準値を満足した．

写真－４　打設状況

3.4　打設

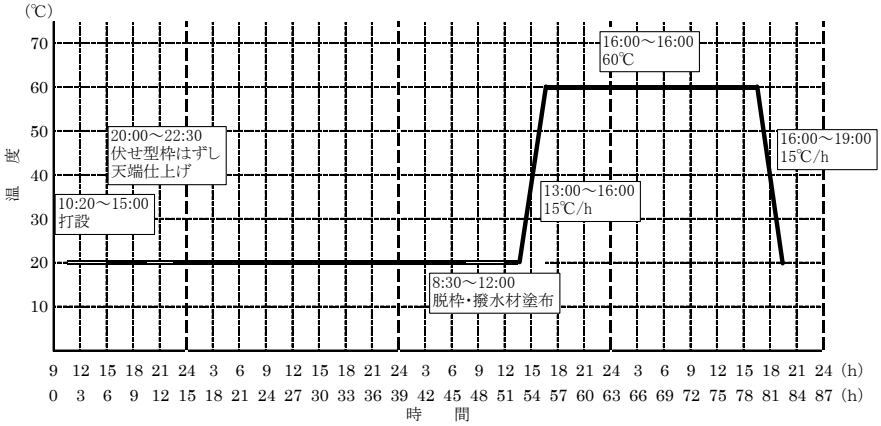
打設状況を**写真－４**に示す．打設はバケットを使用し，材料分離を起こさないよう落下高さに留意して行った．超高強度繊維補強モルタルは高い流動性を有しているため，バイブレーター等を使用しなくても打設が可能であった．上フランジの打設は，桁端部から中央部に向って伏せ型枠を設置しながら行った．

伏せ型枠設置状況を**写真－５**に示す．桁天端の表面仕上げは，モルタルがある程度固まった後に，伏せ型枠を取り外し，パラフィン系の仕上げ剤を散布しながら行った．仕上げ時期は，N 式貫入試験[4]により評価し，貫入深さが 3~5cm になった時点で，仕上げを行った．仕上げ時期はおおむね打設終了から７～８時間後となった．

写真－５　伏せ型枠設置状況

3.5　養生

養生方法を**図－８**に示す．蒸気養生は，前置き養生（20℃）を 45 時間行った後型枠を脱枠し，その後，15℃/h の温度勾配で 20℃から 60℃まで温度を上昇させ，60℃で 24 時間の蒸気養生を行った後，常温まで冷却して行った．

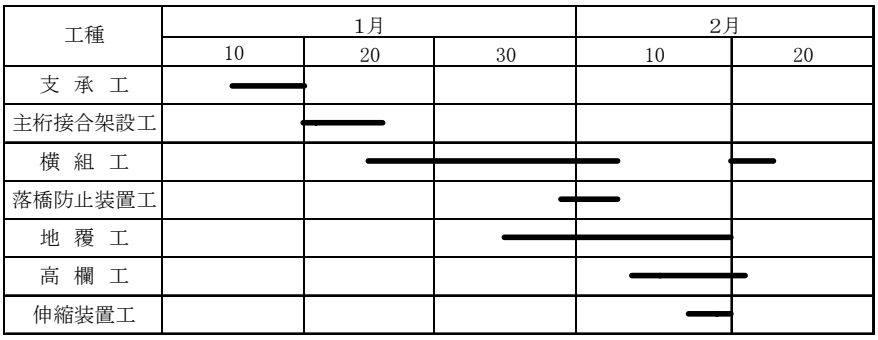


図－８　養生方法

４．現場施工

現場施工の工程表を**表－７**に示す．ダックスビーム工法の現場施工は，通常のプレキャストセグメント方式の PCT 桁と同様に，主桁接合架設工，横組工，落橋防止装置工，地覆工，高覧工，伸縮継手工の順で行った．

表－７　工程表



プレキャストセグメントは，工場からトレーラーで現場へ運搬した後，クレーンにより架設箇所に併設したガーダー上に配置し，プレストレスを導入し一体化した．主桁は，２台の 120ｔクレーンにより，所定の位置へ架設した．セグメント設置状況，主ケーブル緊張状況および主桁架設状況をそれぞれ，**写真－６**，**写真－７**および**写真－８**に示す．

写真－６　セグメント設置状況

写真－７　主ケーブル緊張状況

写真－８　主桁架設状況

５．最後に

本橋の設計変更は，受注後であったが，ダックスビーム工法のメリットを活用することで，計画線形を緩和し，土工事を減らすことができた．本工法が，設計段階から採用されれば，少主桁化や等断面化が可能となり，さらなる合理化とコスト低減が可能になると考えられる．本橋は，平成 18 年 3 月に無事竣工し，本工法の主桁製作や架設に問題はなく，確実に施工できることが確認された．今後，設計の妥当性および安全性の確認のため実橋載荷試験を行う予定である．

最後に，本橋梁の設計・施工にあたり多大なご指導，ご尽力を賜った茨城県常陸太田市，株式会社長大の皆様ならびに関係者各位に感謝の意を表すとともに，本報告が今後の本工法の計画・設計・施工において有用な資料となれば幸いである．

参考文献

1) 桜田道博，雨宮美子，渡辺浩良，大浦隆：超高強度じん性複合材料を用いた体桁高 PC 橋の試設計，土木学会年次講演会概要集，Vol.58，No.5，pp1115-1116，2003.9
2) 雨宮美子，桜田道博，渡辺浩良，森拓也：超高強度繊維補強モルタルの性状とそれを用いた低桁高 PC 橋の試設計，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.13，No.1，pp585-588，2004.10
3) 雨宮美子，桜田道博，森拓也，二羽淳一郎：超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁の載荷実験，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.14，No.1，pp101-106，2005.11
4) コンクリートライブラリー103　コンクリート構造物におけるコールドジョイント問題と対策，土木学会，2000.7