

(I41) 本谷橋 (波形鋼板ウェブPC箱桁橋) の設計について

日本道路公団 名古屋建設局 白鳥工事事務所 加藤 照己
 日本道路公団 名古屋建設局 構造技術課 ○芦塚憲一郎
 (株) ピー・エス名古屋支店本谷橋工事作業所 正会員 加藤 卓也
 (株) ピー・エス名古屋支店本谷橋工事作業所 正会員 日高 重徳

1. はじめに

本谷橋は東海北陸自動車のほぼ中間に位置し、キャンチレバー工法により架設される我が国で初めての波形鋼板ウェブPC箱桁ラーメン橋である。波形鋼板ウェブの採用理由としては、①コンクリートウェブが不要になるため施工の合理化と工期の短縮が図れること、②自重が低減されるため上下部工を含めたコストの低減が可能となること、③波形鋼板ウェブはアコーディオン効果により軸力に抵抗しない構造のため、コンクリート床版のみに効果よくプレストレスを導入できる等が上げられる。本谷橋の設計の特徴としては、①ラーメン構造であり通常のPC箱桁断面より剛性が若干小さいため地震時の振動特性が不明確であるため大規模地震を想定した地震応答解析を行ったこと、②コンクリート床版と波形鋼板ウェブとの接合方法を、従来のフランジプレートにスタッドジベルを取り付ける方法から、

図-2に示すように波形鋼板に孔をあけそこに貫通鉄筋を通し、さらにウェブの端部に鉄筋(拘束鉄筋)を溶接してコンクリートに埋め込む方法を採用したこと、③波形鋼板の接合を一摩擦面による高力ボルト接合(一面摩擦接合)としたこと等が上げられる。

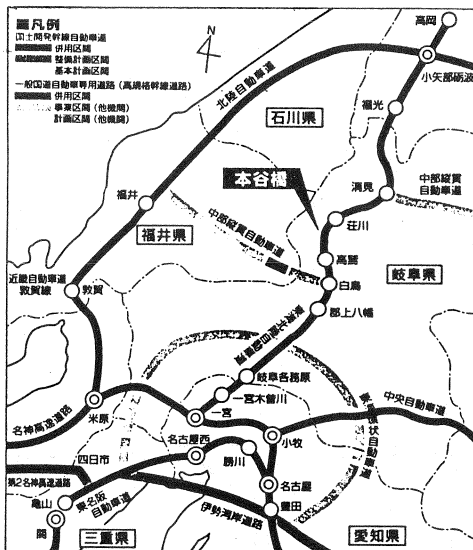


図-1 位置図

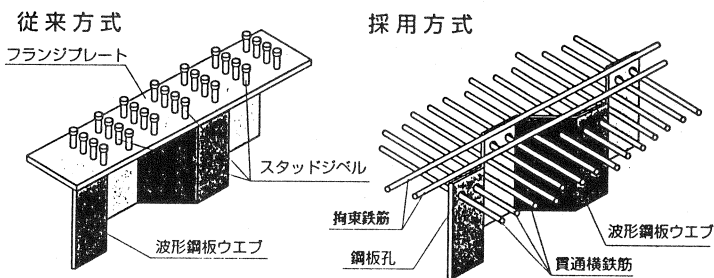


図-2 波形鋼板埋め込み部イメージ図

2. 本谷橋の概要

形式	3径間波形ウェブPC箱桁ラーメン橋
橋長	198.193 m
支間	44.013 + 97.202 + 55.978 m
有効幅員	10.490 m
横断勾配	2.00 %
縦断勾配	2.54 %
荷重	B活荷重
設計震度	水平震度Kh=0.20 鉛直震度Kh=±0.0

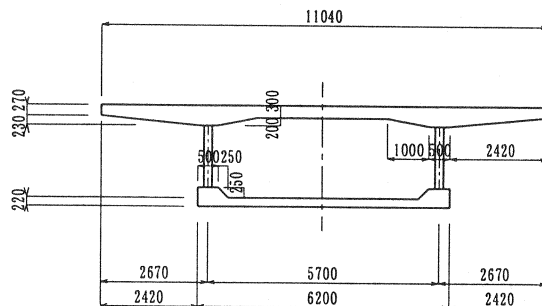


図-3 断面図

表-1 主要工事数量

		基本設計(コンクリートウエブ [*])	詳細設計(波形鋼板ウエブ [*])	増減
コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck}=400$	2,148 m ³	1,681 m ³	78 %
P C鋼材	SWPR7A 12S12.4	59,046 kg	— kg	—
	(主方向) SWPR7BL 12S12.7	— kg	47,905 kg	—
(横方向)	SBPR930/1180 ϕ 32	36,510 kg	— kg	—
	SWPR7BL 19S15.2	— kg	12,796 kg	—
	SBPR930/1080 ϕ 26	— kg	1,275 kg	—
	SBPR930/1180 ϕ 32	22,429 kg	— kg	—
	SWPR19 1S28.6(77ターボント [*])	— kg	16,870 kg	—
(鉛直方向)	SBPR930/1180 ϕ 32	4,366 kg	— kg	—
鉄筋	S D 3 4 5	285,943 kg	257,016 kg	90 %
型枠		6,841 m ²	4,586 m ²	67 %
波形鋼板	SM490YB 特殊仕様付き	— t	120 t	—

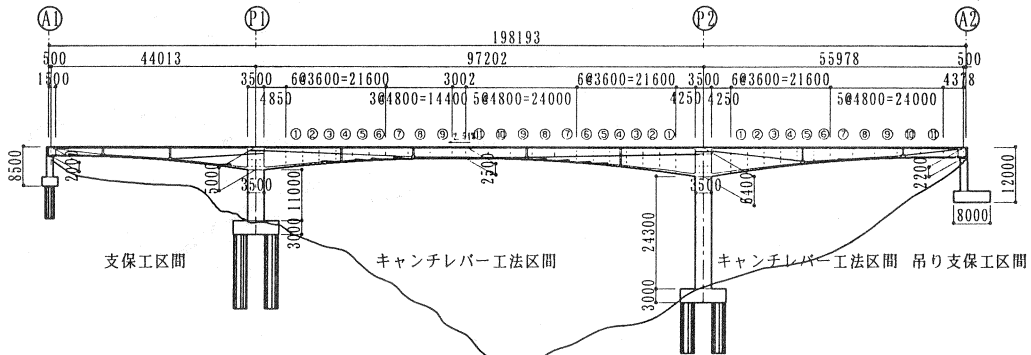


図-4 側面形状図

波形鋼板ウエブP C箱桁ラーメン橋の設計フローを図-5に示す。

3. 主桁P Cの設計

波形鋼板を主桁のウエブとして使用した場合、橋軸方向の剛性が極端に小さくなるため(アコーディオン効果により見かけのヤング係数が小さくなるため)、軸力および曲げモーメントにほとんど抵抗しない。したがって曲げの計算に用いる断面諸定数は、ウエブを無視し、上床版と下床版のコンクリートで構成される断面で行った。

終局限界状態における外ケーブルは引張抵抗材と見なし、断面力を算出し、また断面耐力を算定する際部材の変形に伴うケーブルの応力度増加を10kgf/cm²見込んで計算を行った。「外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準案」によると20kgf/cm²程度の応力度増加が見込めるとあるが、余裕を見込み10kgf/cm²とした。

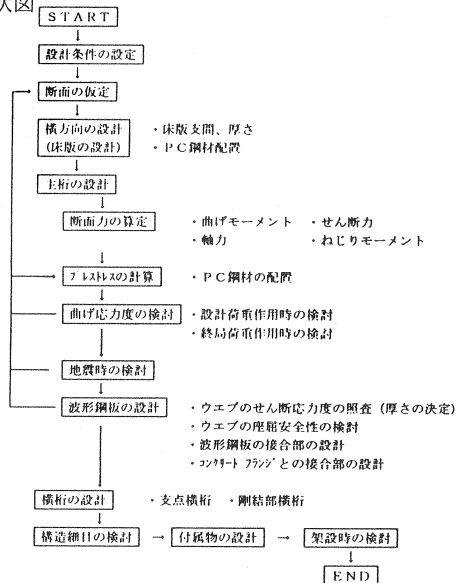


図-5 本谷橋の設計フロー

4. 波形鋼板の設計

4.1 波形の形状の決定

波形鋼板の波形は、図-7に示す通りとし、波高さを200mm 波長を1200mmとした。決定にあたっては過去の実績を基に、座屈の照査、横方向の曲げの照査を行うとともに、運搬の検討を行い決定した。

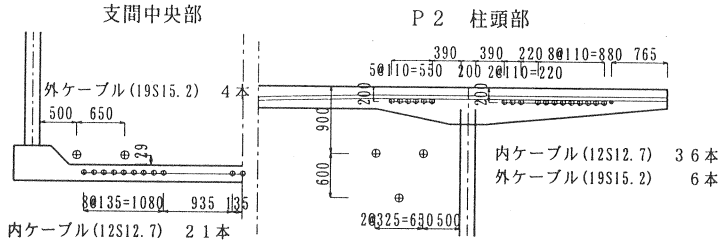


図-6 主要断面の鋼材配置

4.1 波形鋼板ウェブのせん断応力度(厚さの決定)

鋼板の必要厚さ t (cm) は下式により求め、最小厚さを9mm とし12mm、14mm の3種類とした。

$$t = (S - Sp) / (2 \times \tau \times (H - L))$$

ここに、

- s: 部材断面に作用するせん断力 (kgf)
- sp: P C鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (kgf)
- H: 鋼板の高さ (cm)
- L: 上下床版への埋込長さ (cm)
- τ : 許容せん断応力度 1200 (kgf/cm²)

4.2 波形鋼板ウェブの座屈安全度の検討

既往の研究により波形鋼板ウェブは、平鋼板に比べせん断座屈強度が著しく大きくなる事が判明されている。本橋においてはせん断座屈の安全性を下記の2つのモードについて検討を行った。

a) 局部座屈

局部座屈とは、等せん断応力下で2つの折目で単純支持されているとみなせる座屈を差し、鋼帯板の座屈強度算定式を用い下式より算出した。(図-8 参照)

$$\tau_{cre,L} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left[\frac{tw}{b} \right]^2 K_s$$

$$K_s = 5.34 + 4.00 \alpha^2 \quad a/b \geq 1$$

$$K_s = 4.00 + 5.34 \alpha^2 \quad a/b \leq 1$$

$$\alpha = b/a$$

- ここに $\tau_{cre,L}$: 弾性局部座屈強度、
- tw : ウェブ厚、
- K_s : 座屈係数 (単純支持)、
- α : 部分パネルのアスペクト比、
- a : 部分パネルの最大長さ (a_1, a_2)
- E : 弾性係数
- b : ウェブ高さ
- ν : ポアソン比

b) 全体座屈

全体座屈とは、波形鋼板を異方性板と仮定できるような全体的な座屈を差し、座屈強度算定式はEasleyが波形鋼板の全体パネルを直交異方性版としてモデル化して導いた関係式を用い下式より算出した。

$$\tau_{cre,G} = 36 \beta \frac{(EI_y)^{1/4} (EI_x)^{3/4}}{b^2 t}$$

- ここに $\tau_{cre,G}$: 弾性全体座屈強度
- I_y : Y軸に関する単位長さあたりの断面二次モーメント
- I_x : X軸に関する単位長さあたりの断面二次モーメント
- β : 鋼板材端での固定度に関する係数
- $\beta = 1.9$ (固定支持)、 $\beta = 1.0$ (単純支持)

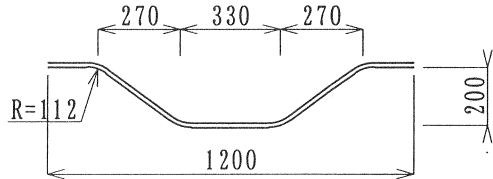


図-7 波形鋼板形状

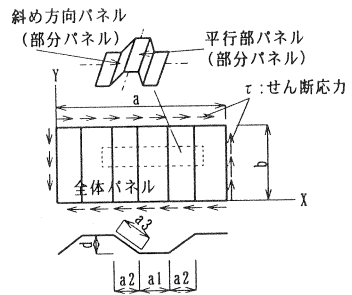


図-8 波形鋼板ウェブ

表-2 座屈安全度

局部座屈の検討				全体座屈の検討			
位 置	P 1	支間中央付近	P 2	位 置	P 1	支間中央付近	P 2
$(E \pi^2) / (12(1-\nu^2))$	1898000.8	1898000.8	1898000.8	36β	36.0	36.0	36.0
t (cm)	1.4	0.9	1.2	Ix (cm ⁴ /cm)	85.0	57.5	71.3
b (cm)	375.0	153.0	510.0	Iy (cm ⁴ /cm)	0.2287	0.0608	0.114
k	1165.207	198.633	2150.410	h (cm)	375.0	153.0	510.0
τ cre, L (kgf/cm ²)	18347.5	7801.4	13444.1	t (cm)	1.4	0.9	1.2
τ (kgf/cm ²)	1115.8	393.1	1031.2	τ cre, G (kgf/cm ²)	7433.5	37199.2	3776.0
安 全 度	16.4	19.8	13.0	τ (kgf/cm ²)	1115.8	393.1	1031.2
				安 全 度	6.7	91.6	3.7

4.3 一面摩擦接合

波形鋼板ウェブ橋の鋼板は、せん断力のみに対し抵抗し、橋軸方向の軸力と曲げについては抵抗をしない構造のため、一面摩擦接合を適用した。本谷橋ではM22の摩擦接合用高力ボルト (F10T) を使用し、下式により設計を行った。

母材の許容せん断応力 (SM490Y) $\tau = 1200 \text{ kgf/cm}^2$

ボルト1本1摩擦面当たりの許容力 $P = 4800 \text{ kgf}$

必要ボルト本数Nは : $N = \max(N1, N2)$ により求める。

ここに、 $N1 = (S - Sp) / (2 \times P)$: 設計せん断力から求まるボルト本数

$N2 = (H - L) \times t \times \tau \times 0.75 / P$: 全強の75%から求まるボルト本数

記号は 4.1参照

4.4 コンクリート床版と波形鋼板の埋め込み接合

図-2に示すような接合方法とした。これは、コンクリートに埋め込まれた波形鋼板の斜め方向パネルが、ずれ止めのブロックとして有効に働くとした考え方と、鋼板に開けられた孔の中にコンクリートが流れこみ、コンクリート硬化後それがせん断力に抵抗する一連のコンクリートジベルを形成し、ずれ止めの役割を果たす考え方との2通りによるものである。下記にその設計方法を示す。

a) ずれ止めブロックの設計法 (旧道路橋示方書IIによる)

許容せん断力

$Qa = \sigma l \cdot A1 + \mu \cdot \sigma sa \cdot A2$

ここに Qa : ずれ止めの許容せん断力 (kgf/本)

A1 : ずれ止めの前面積 (cm²)

A2 : ずれ止めと協動する輪形筋 (拘束鉄筋) の断面積 (cm²)

μ : $\theta = 45^\circ$ のとき0.7, $\theta = 90^\circ$ のとき0.0, $\theta = 0^\circ$ のとき1.0

σsa : 鉄筋の許容引張応力度 (kgf/cm²)

1800 kgf/cm²

σl : 版のコンクリートの許容支圧応力度 (kgf/cm²)

$= (0.25 + 0.05A/A1) \sigma ck = 200 \text{ (kgf/cm}^2)$

ただし、 $A < 5 \cdot A1$, $A = b0 \cdot h0$

b0 : ハンチの最小幅 (cm)

h0 : 床版厚 (cm)

ずれ止め安全度の照査

終局荷重時の荷重係数は

$1.7 \times (D + L)$ D : 死荷重

$1.3 \times D + 2.5 \times L$ L : 活荷重 (衝撃をふくむ)

$$Q_a = (3/5) \sigma_{ck} \cdot A_1 + \mu \cdot \sigma_{sy} \cdot A_2$$

ここに Q_a : 安全度を照査する場合のずれ止めのせん断力 (kgf/本)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kgf/cm²)

b) コンクリートジベル(孔)の設計法

Leonhardtによって推奨されているコンクリートジベルにおける3つの破壊モードにより設計を行う。

b-1) コンクリートのせん断破壊

コンクリートジベル自身の終局せん断強度 V_u は、2つのせん断断面を有する1つのコンクリートジベルあたりの終局せん断強度であり、 ϕ は孔の直径、 σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度である。

$$V_u = 2 \times (\pi \cdot \phi^2) / 4 \times 1.625 \sigma_{ck}$$

強度減少因数 0.7 を適用すると、2つのせん断断面を持つ1つのジベルあたりの設計せん断強度 V は次式により与えられる。

$$V = 2 \times \{(\pi \cdot \phi^2) / 4\} \times 1.14 \sigma_{ck}$$

b-2) コンクリートジベルの割裂破壊

コンクリートジベル内での圧壊(割裂)を避けるために設計せん断強度は次式によって制限される。ここで t は鋼板の厚さである。許容割裂応力がコンクリートの強度の7.5倍とすることができるのは、コンクリートが3次的に拘束されているからである。

$$V \leq \phi \times t \times 7.5 \sigma_{ck}$$

b-3) 孔と孔の間の鋼板のせん断破壊

孔の中心線に沿ってせん断破壊することを防ぐため、設計せん断強度は次式より得られる値より小さくなければならない。ここで、 A_s は2つの孔の間の鋼板部分面積、 σ_{sy} は鋼板の降伏強度である。

$$V \leq A_s \times (\sigma_{sy} / \sqrt{3}) \times (100/60)$$

さらに条件として、孔に補強鉄筋を通して与え、鋼板の周りのコンクリートをとどめ、孔の中のコンクリートが3次的に拘束されるようにする。なお、補強筋の必要量は次式を用いて計算される。ここで、 A_{st} は孔1つあたりに必要な鉄筋の面積で、 V はコンクリートジベル1つあたりの設計せん断強度であり、 σ_{sy} は補強鉄筋の降伏応力である。

$$A_{st} \geq (0.8 \times V) / \sigma_{sy}$$

計算結果	鋼板厚さ	孔の径	孔のピッチ	貫通鉄筋	拘束鉄筋	埋込み長
	9mm	ϕ 34	150	D16	D25	200
	12mm	ϕ 48	150	D22	D25	200
	14mm	ϕ 55	150	D25	D25	200

5. 地震時動的解析(時刻歴応答解析)

本谷橋は、桁と橋脚が剛結されたラーメン橋であり地震時の挙動が煩雑であること、またウェブに波形鋼板を使用しており従来のPC橋に比較して曲げ剛度が若干小さいことから、下部工のみならず上部工も塑性化する可能性がある。このようなことから、動的解析によってどの部材がどのような順序で塑性化するのかを確認した。

解析手順として、

- (1) 線形動的解析を行うことによりどの部材が塑性化するのかを検討する。
- (2) 上で塑性化した部材の非線形性を考慮した非線形動的解析を行うことより、地震時の安全性の照査を行う。

なお、本動的解析は日本電子計算(株)による動的解析プログラムTDAPIIIを用いた。

解析条件

- 外力 : 兵庫県南部地震 神戸海洋気象台記録 (N-S波) (I種地盤)
- 作用方向 : 橋軸方向
- 解析手法 : 直接積分法 (Newmark - β 法 $\beta=0.25$)
- 積分間隔 : 0.005 秒
- 減衰 : レーリー減衰
- モデル化 : 集中質量系による2次元骨組構造モデル

構造系の減衰はレーリー減衰を用いて、以下のように定める。

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$$

$$\text{ここで } \alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} \quad \beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi (f_1^2 - f_2^2)}$$

いま固有値解析の結果、 $f_1 = 1.292$ (Hz)、 $f_2 = 19.443$ (Hz)、 $h_1 = 0.101$ 、 $h_2 = 0.054$ となったことから、 $\alpha = 1.597$ 、 $\beta = 0.0008$ として減衰マトリックスCを計算した。

地盤および支承はバネでモデル化を行った。

解析結果を下表に示す。

応答変位および応答加速度 表-3 線形解析結果

	最大応答変位	最大応答加速度
P 1 橋脚上の上部工	93.4 mm	1268 gal
P 2 橋脚上の上部工	108.4 mm	1507 gal

応答変位および応答加速度 表-4 非線形解析結果

	最大応答変位	最大応答加速度
P 1 橋脚上の上部工	129.3 mm	910 gal
P 2 橋脚上の上部工	137.3 mm	1087 gal

応答断面力

		最大曲げモーメント	降伏モーメント
P 1 橋脚上の上部工	A 1 側	11884 tf m	35900 tf m
	A 2 側	23068 tf m	34900 tf m
P 1 橋脚剛結部		16987 tf m	21020 tf m
P 1 橋脚基部		51447 tf m	21736 tf m
P 2 橋脚上の上部工	A 1 側	27077 tf m	49200 tf m
	A 2 側	10548 tf m	47300 tf m
P 2 橋脚剛結部		23109 tf m	9621 tf m
P 2 橋脚基部		20829 tf m	16290 tf m

応答断面力

		最大曲げモーメント	降伏モーメント
P 1 橋脚上の上部工	A 1 側	20343 tf m	35900 tf m
	A 2 側	20957 tf m	34900 tf m
P 1 橋脚剛結部		22333 tf m	21020 tf m
P 1 橋脚基部		22848 tf m	21736 tf m
P 2 橋脚上の上部工	A 1 側	19622 tf m	49200 tf m
	A 2 側	9906 tf m	47300 tf m
P 2 橋脚剛結部		10001 tf m	9621 tf m
P 2 橋脚基部		16895 tf m	16290 tf m

は塑性域内を表す

は塑性域内を表す

以上の結果から、本橋は上部工より先に下部工が塑性化するとが判定でき、上部構造の安全性が確認できた。

6. おわりに

波形鋼板をウェブに用いたPC橋は、主桁自重を軽減でき、施工の合理化、また工期短縮が図れる等の利点があり、今後の橋梁に多く採用されると思われる。この工事実績が、今後の同種合成構造の発展の一助になれば幸いである。

最後に本谷橋の技術的問題に対して熱心に検討していただいた検討委員会各委員、日本鋼管ライトスチールおよび関係各位の方々に深く感謝いたします。

参考文献

- ・山口、山口、池田：波形鋼板ウェブを持つ複合構造のせん断座屈について シンポジウム論文集, 1994. 10