

I-52 2主桁橋の垂直補剛材間隔に関する検討

側橋製作所 正員 矢ヶ崎 保 幸
 日本道路公団 高 橋 昭 一
 日本道路公団 川 尻 克 利
 側橋製作所 正員 林 芳 文

1. はじめに

近年、鋼橋の建設費縮減の観点から、その設計法が従来の最小重量設計を見直し、材料費と加工費を加えた全製作費を最小とする設計に変わりつつあることは周知のとおりである。しかしながら、現行の設計基準は原則的に薄肉多補剛設計を行ううえで、必要な安全性を確保することをベースに定められているため、構造を単純化した厚肉少補剛設計を行う場合、合理性を欠く条項もあると考えられる。

2主桁橋では、製作の省力化の観点から主桁腹板は水平補剛材を省略した厚肉ウェブで計画されることが多い。この場合、従来の腹板に比べてせん断応力度が激減することから、垂直補剛材間隔を広げ補剛材数を減らすことができれば、施工や疲労に対して有利な構造になると思われる。

そこで、厚肉ウェブを持つ2主桁橋を対象に、垂直補剛材間隔の拡大化の検討として、座屈照査、せん断耐荷力の評価およびFEM解析による局部応力の照査を行ったのでその内容を報告する。

2. 検討対象橋梁

本検討では、北海道横断自動車道の一部として建設が予定されているキウス第一橋を対象橋梁とする。同橋は2径間連続のPC床版2主桁橋であり、支間割2@42.5m=85.0m、図-1に示す断面寸法を有する。

垂直補剛材間隔拡大化の検討は断面力の大きいG1桁で行い、検討範囲は圧縮フランジが床版に接合している支間部とする。尚、主桁の材質はSMA490Wである。

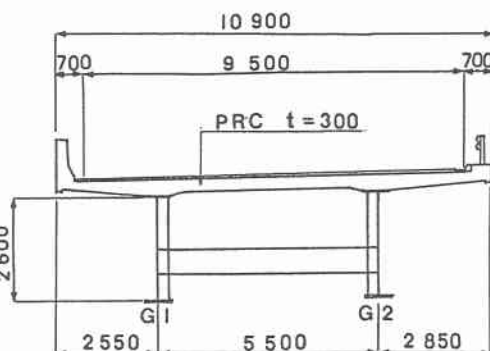


図-1 断面図

3. せん断力と曲げモーメントを受ける場合の座屈照査

周辺を単純支持された板幅 b 、板長 a の長方形板のせん断座屈係数は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} k_r &= 5.34 + 4.00 (b/a)^2 & a \geq b \\ k_r &= 4.00 + 5.34 (b/a)^2 & a < b \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

すなわち、板幅に比べて板長が大きいほど座屈係数は小さく、言い換えれば座屈荷重は小さくなる。したがって、せん断力に対する座屈を防ぐには適当な間隔で垂直補剛材を入れる必要がある。道路橋示方書¹⁾(以下、道示という)では板幅の1.5倍以内に垂直補剛材を入れる規定となっている。

せん断力と曲げモーメントを同時に受ける場合の座屈は次式が満足するときに生じると見なせる。

$$\left[\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right]^2 + \left[\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right]^2 = 1 \quad (2)$$

ここに、 σ_{cr} ：曲げモーメントのみを受ける場合の座屈応力度 τ_{cr} ：せん断力のみを受ける場合の座屈応力度

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12 (1-\nu^2)} \left[\frac{t}{b} \right]^2 \quad \tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12 (1-\nu^2)} \left[\frac{t}{b} \right]^2 \quad (3)$$

安全率を S とすれば、式 (2)、(3) より座屈の照査式は次のようになる。

$$S^2 \left[\frac{b}{t} \right]^4 \left\{ \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 E} \right\}^2 \left\{ \left[\frac{\sigma}{k_\sigma} \right]^2 + \left[\frac{\tau}{k_\tau} \right]^2 \right\} \leq 1 \quad (4)$$

式 (4) で、曲げモーメントのみを受ける場合の座屈係数 k_σ を純曲げの 23.9 を使い、安全率 S を純せん断の 1.25 としたのが道示 8.5.1 の垂直補剛材間隔の照査式である。

検対象橋梁の主桁腹板は、20 mm の厚板を用い水平補剛材を省略している。同橋で、せん断力の大きい端支点部付近と曲げモーメントの大きい支間中央部を対象に、図-2 (a)、(b) に示す垂直補剛材配置で座屈照査式 (4) の安全率を算出した。

表-1 に示す計算結果から、補剛材間隔を拡大しても純せん断の安全率 1.25 および

純曲げの安全率 1.4

を上回ることがわか

る。また、せん断応

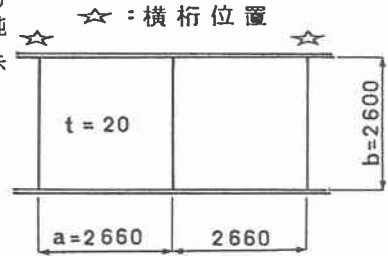
力が小さい部位で

は補剛材間隔の影響

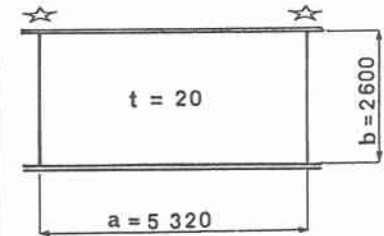
は少ないと言える。

表-1 座屈照査の結果

	端支点付近		支間中央部	
正応力度 σ (kgf/cm ²)	760		1861	
せん断応力 τ (kgf/cm ²)	354		95	
補剛材配置タイプ	A	B	A	B
安全率 S	2.24	1.74	1.43	1.42



(a) タイプ A



(b) タイプ B

図-2 腹板の補剛材配置

4. 腹板のせん断耐荷力の評価

ブーレートガーダーの腹板は、座屈後でもかなり後座屈強度が期待できることが知られている。道示の設計法では低い安全率を用いることによって、後座屈強度を考慮している。そこで、ここでは腹板の終局せん断強度を算出し、耐荷力を定量的に評価する。

腹板の終局強度の評価法は、限界状態設計法への移行にむけて研究^{2)~4)}が進められており、具体的な算定法も提案されている。

ここでは、三上らの算定式を用い、図-2 に示した二つの補剛材配置のほかに、図-3 に示す水平補剛材を一段使用した一般的な補剛材配置を加えた三つのタイプの終局せん断強度とせん断耐荷力を求めた。

計算結果を表-2 に示す。補剛材間隔を拡大したタイプBは、薄肉ウェブのタイプCに比べて座屈後のせん断強度は低いが、せん断耐荷力ではこれを上回り、基準安全率 1.7 を確保できることがわかる。

なお、表中の作用せん断力は、端支点上の値を用いている。

図-4 に終局せん断強度と幅厚比パラメータの関係を示す。これには、弾性座屈曲線と奈良⁴⁾ による純せん断力を受ける鋼板の極限強度曲線も示してある。

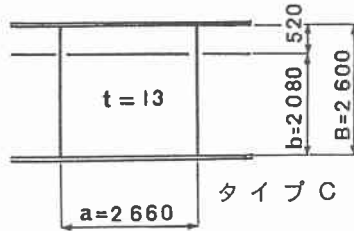


図-3 一般的な補剛材配置

表-2 腹板の終局せん断強度とせん断耐荷力

	タイプ A	タイプ B	タイプ C
腹板厚 t (cm)	2.0	2.0	1.3
腹板縦横比 a/b	1.023	2.046	1.279
せん断座屈係数 k_τ	9.16	6.30	7.89
せん断座屈強度 τ_{cr}	1029	708	578
幅厚比パラメータ R_τ	1.42	1.71	1.90
斜張力端によるせん断座屈強度 τ_s	343	261	562
終局せん断強度 $\tau_u = \tau_{cr} + \tau_s$	1372	909	1140
せん断耐荷力 $v_u = B t \tau_u$ (tf)	713	504	385
作用せん断力 v (tf)	220	220	220
安全率 v_u/v	3.24	2.29	1.75

せん断強度 τ (kgf/cm²)

$$R_\tau = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\tau_v 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k_\tau}}$$

$$\tau_v = \delta_v / \sqrt{3}$$

この図から、三上らの算定式は奈良らの極限強度曲線に対して安全側の評価を与えることがわかる。タイプBと奈良らの極限強度曲線との差は、タイプBの縦横比 a/b が奈良らの研究の範囲 ($a/b = 1.0 \sim 1.5$) を越えているため生じたものと考えられる。

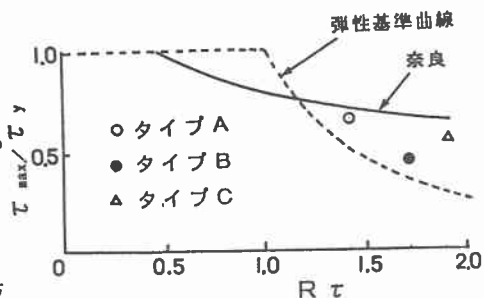


図-4 終局せん断強度と幅厚比パラメータ

5. FEM解析による局部応力の照査

従来の RC 床版を有する多主桁橋の主な損傷は、RC 床版のひびわれと垂直補剛材上端部の疲労クラックである。現行の設計が床版と鋼桁をそれぞれ単独に設計し、床版と鋼桁の一体構造としての検討がなされていないことが原因のひとつとして考えられる。

一方、PC 床版 2 主桁橋では、床版剛性が横構の剛性よりも卓越するため、横構の省略を図ることができる。したがって、この橋梁形式では、床版の健全性がきわめて重要である。

そこで、垂直補剛材の有無による床版と鋼桁の局部応力の差異を把握するため、図-2に示した垂直補剛材配置を持つ主桁を対象に FEM 解析を行った。

5.1 解析概要

解析モデルは、図-5に示すような床版支間に着目した床版幅の 3 倍の長さを支間長とする単純桁とした。部材断面寸法は対象橋梁の詳細設計の値を用いている。床版と鋼桁とは合成しているものとし、床版はソリッド要素、鋼桁部材はシェル要素としてモデル化している。

要素分割を図-6に示す。荷重は、図-7に示すように T 荷重を支間中央に対称荷重として载荷した。

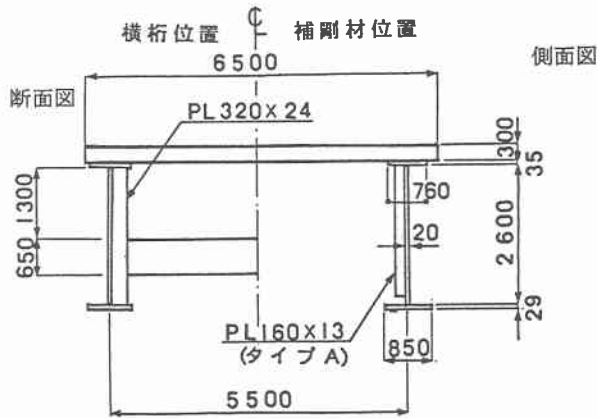


図-5 解析モデル

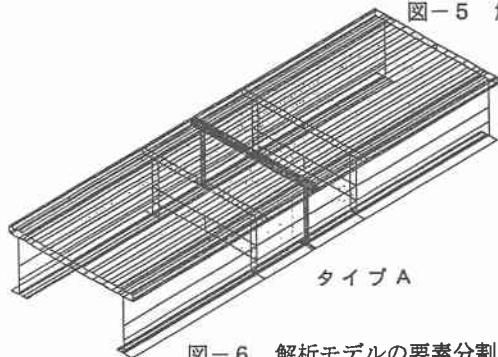


図-6 解析モデルの要素分割

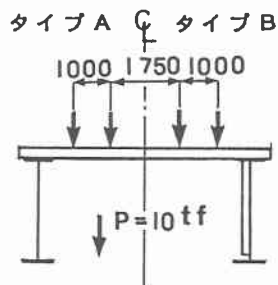
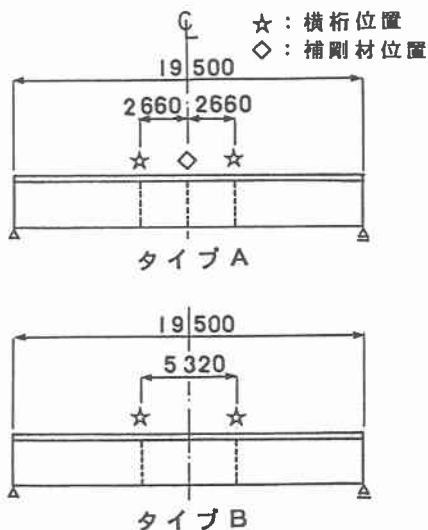


図-7 荷重载荷図

5.2 解析結果と考察

(1) 床版

表－3 に F E M 解析結果と慣用計算を用いて計算した結果を合わせて示す。この結果より、床版に対しては垂直補剛材の有無による影響は少ないと言える。また、床版は慣用計算の単純支持より、両端固定支持に近い状態にあるものと考えられる。

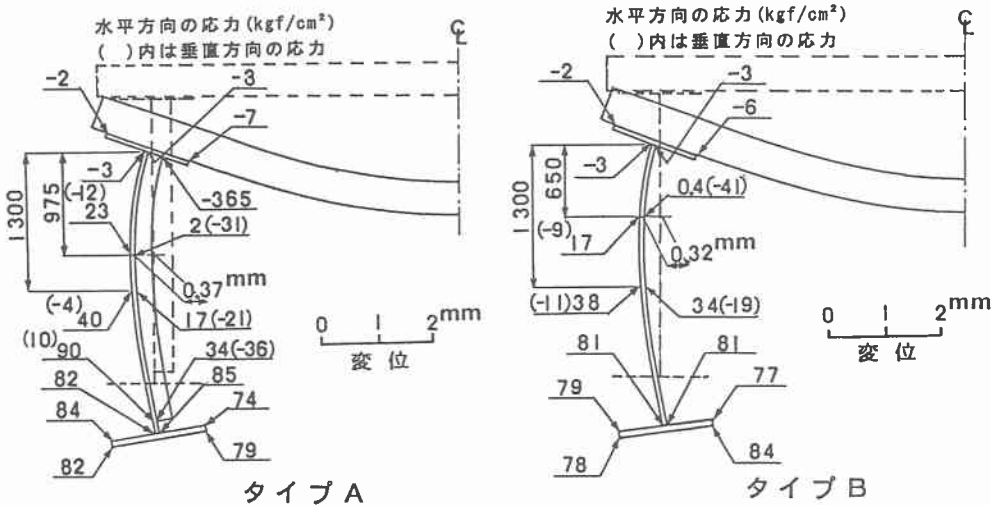
(2) 鋼桁

図－8 に支間中央位置の鋼桁の応力度と変形挙動を示す。腹板の面外変形はタイプ A とタイプ B で大差はない。腹板に生じている板曲げ応力の範囲は、垂直方向の応力から判断すると、タイプ A の方が広い。これは、タイプ A では垂直補剛材の曲げ剛性により、腹板を開かる力が強いことによるものと推察される。

上フランジと下フランジの応力度については、タイプ A とタイプ B で有意な差は生じていない。タイプ A の垂直補剛材上端部には比較的大きな局部応力が生じており、下端部の腹板にも板曲げ応力が発生している。これらは、疲労強度に影響を与えるものと考えられる。また、横桁取付補剛材上端部の局部応力は、タイプ A が -434 kgf/cm^2 、タイプ B が -411 kgf/cm^2 で若干タイプ B が小さい結果であった。以上のことから、耐久性の面で有害となる局部応力の発生度合いは、垂直補剛材のないタイプ B の方が少ないと判断される。

表－3 解析結果 床版支間中央部

		F E M解析		慣 用 計 算	
計算モデル		タイプ A 補剛材 あり	タイプ B 補剛材 なし		
鉛直変位 (mm)		1.2	1.3	0.8	4.1
床版応力 (kgf/cm ²)	上縁	-23	-24	-16	-57
	下縁	19	20	16	57



図－8 鋼桁の応力度と変形挙動

6. まとめ

厚肉ウェブを持つ 2 主桁橋を対象として、圧縮フランジが床版に接合している支間部の垂直補剛材間隔の拡大化の検討を行った。以下に示す検討結果から、垂直補剛材間隔の拡大化は可能と考えられる。

- ① 垂直補剛材間隔を桁高の 2 倍程度に広げても、せん断座屈に対する安全性は確保できる。
- ② 鉛直対称荷重に対しては、垂直補剛材間隔を広げた方が耐疲労性の面で有利である。また、垂直補剛材間隔を広げたことによる床版と主桁の変形や応力度への影響は少ない。

【参考文献】

1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、丸善、1994. 2. 2) 三上・木村・山里：設計のためのプレートガーダーの終局強度の算定法、構造工学論文集、土木学会、Vol. 35A, pp. 511-522, 1989. 3. 3) 三上・山里：設計のためのプレートガーダーのせん断強度の算定法の改良、構造工学論文集、土木学会、Vol. 36A, pp. 181-190, 1990. 3. 4) 奈良・出口・福本：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究、土木学会論文集、第392号／I-9, pp. 265-271, 1988. 4.