

土木研究所資料
第 1795 号

プレートガーダー側道橋の全体横倒れ座屈
に関する検討（その 1）

昭和57年2月

建設省土木研究所
橋梁研究室

ま え が き

近年、交通量の増加に伴って、既設の橋梁に歩行者専用橋（以下側道橋という）を添加する例が多くなってきている。このような橋梁では、河川管理上の理由から、新たに橋脚を立てることが出来ないため、支間割を本橋と同一としなければならないことから、支間に比べて幅員が非常に小さいものになってしまうことが多い。

従来より、幅員に対する支間の比率が大きい橋梁では、橋梁上部構造全体の横倒れ座屈が問題となることは知られている。しかし、現在のところ側道橋の全体横倒れ座屈に関する設計基準は示されておらず、問題がありそうな橋梁については、個々に検討を行っているのが実情である。全体横倒れ座屈は、一旦生じると大惨事になる可能性が大きいため、統一した設計基準を早急に作成する必要がある。

このようなことから、橋梁研究室では、側道橋の試算設計、厳密解およびFEMによる数値解析を通じ、側道橋の全体横倒れ座屈に対する設計法の検討を行なったが、本資料はその結果を報告するものである。なお、以上の検討に引き続き模型実験による設計方法の妥当性検討を行っており、その結果については最終的な設計基準（案）とともに（その2）として報告する予定である。

昭和57年2月

橋梁研究室	室長	佐伯彰一
	研究員	西川和廣
		滝沢晃

目 次

まえがき	
1. 概 要	1
2. 解析手法	2
2.1 解析対象断面の決定	2
2.2 Bürgermeister の公式	3
2.3 有限変位理論による有限要素解析	5
3. 全体横倒れ座屈が問題となる側道橋の形式	9
3.1 対象とした形式	9
3.2 鋼床版箱形断面	9
3.3 鋼床版 π 形断面	9
3.4 I形断面合成げた	9
4. I形断面合成げたの全体横倒れ座屈強度(I)	12
4.1 断面諸元による影響	12
4.2 けた高	12
4.3 主げた間隔	12
4.4 けたの曲げ剛性	13
4.5 横構の剛性	13
4.6 まとめ	14
5. I形断面合成げたの全体横倒れ座屈強度(II)	18
5.1 種々の条件による影響	18
5.2 荷重の偏載	18
5.3 けたの初期変形	18
5.4 けたの断面変化	19
5.5 解析上の諸仮定による誤差	19
5.6 まとめ	19
6. 全体横倒れ座屈に対する照査方法の検討	23
6.1 解析結果のまとめ	23
6.2 照査の流れ	23
6.3 弾性横倒れ座屈荷重の算出	24
6.4 断面定数の算出式	25
6.5 荷重の作用位置	25
7. 結 言	31

1. 概 要

本検討は、最終的に側道橋の全体横倒れ座屈に対する設計基準を示すことを目的とし、およそ以下のような流れにそって実施したものである。これらのうち、本報告書に述べる範囲は1)～4)であり、主として電子計算機を用いた側道橋の試算設計、弾性理論による解析およびFEMによる数値計算によるものである。

なお、ここでは上路形式の側道橋を対象を限定し、中下路形式については追って検討を加えることとした。

1) 全体横倒れ座屈が設計上問題となる側道橋形式を明らかにする。

側道橋形式として4種のケースを設定し、それぞれ試算設計を行って断面を決定した後、弾性座屈荷重を計算して設計荷重と比較する(3章)。

2) 全体横倒れ座屈が問題となるか否かを判定するパラメータおよびその限界値を設定する。

支間と主げた間隔の比(L/B 値)を簡略かつ支配的なパラメータとして設定し、これに対する断面に関する諸量(けた高、対傾構間隔、鋼種、横構の剛性など)の影響を、試算設計および弾性座屈解析により調べる(4章)。

3) 全体横倒れ座屈強度におよぼす種々の条件の影響について調べ、適正な安全率設定のための資料とする。

荷重の偏載、けたの初期変形およびけたの断面変化などの影響による全体横倒れ座屈強度の減少について、有限変形理論に基づいた有限要素法プログラムを用いて検討する(5章)。

4) 全体横倒れ座屈の照査式として、簡略かつ誤差の小さいものを選択する。

Bürgermeisterによる厳密照査式から、影響が小さいと予想される項を省略した簡略式を数種類設定し、厳密式との誤差を計算して適当な式を設定する(6章)。

5) 模型実験により照査式の妥当性を確認する。

実物に近い大型模型による載荷試験を行い、使用した解析プログラム類の妥当性を確認するとともに、2次応力等の計測を行う。

6) 側道橋の全体横倒れ座屈に対する設計基準(案)を作成する。

2. 解析手法

2.1 解析対象断面の決定

解析を進めるにあたり対象とする側道橋の主げた断面は、自動設計プログラムにより決定した。一例としてI形断面合成げた形式の場合について、その設計条件を以下に示す。

(1) 幅員構成および各部の寸法

側道橋の有効幅員はすべて主げた間隔+50cmとし、地覆、床版厚などの寸法は、すべて図2-1に示す数値に統一した。

(2) 荷重

荷重としては次のものを考慮した。

活荷重

群集荷重	350kg/m ²
------	----------------------

死荷重

アスファルト舗装	3 cm 厚×2.3	69kg/m ²
R C床版	16 cm 厚×2.5	400kg/m ²
地 覆	25 cm 幅×13cm高×2.5	81kg/m
型 枠		100kg/m ²
高 欄		50kg/m
ハンチ	図-2.1 参照	100kg/m
鋼 重	式-2.1 による	

$$\text{鋼重 } W = \left(\frac{0.23}{40} \times L + \beta \right) \times \alpha \quad (\text{ton/m}) \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

L : 支間長 (m)

β : 横構に対する補正係数

下横構のみ 0

上下横構あり 0.01

α : 鋼種に関する補正係数

SS 41 1.03

SM 50 Y 1.00

SM 58 0.97

(3) 断面の決定方法

全般的に道路橋示方書(昭和48年2月,日本道路協会)に準拠するものとする。応力照査の時点および考慮する荷重,ならびにそれらに対する許容応力度の割増し率は,表2-1に示す通りである。

表 2-1 応力照査時点と許容応力度の割増し率

照査時点, 荷重	割増し率	
架設時 (非合成断面)	1.25	
常 時	1.00	
常 時 + クリープ + 乾燥収縮	1.15	1.05
常 時 + クリープ + 乾燥収縮 + 温度差	1.30	1.20

個々の部材の寸法は次のように定めた。

腹 板 …… 指定した腹板高に応じ、水平補剛材を一段設けた場合の最小板とする。

フランジ …… 板幅と厚さの比 B/t を、圧縮側では

SS41 で 26, SM50Y で 22, SM58 で 20 とし、引張側ではすべて 20 とした。

フランジの最少断面は、部材の最小厚の規定およびスタッドの設置を考慮し、上フランジでは 160×10 、下フランジでは 160×8 とした。

圧縮フランジの許容応力を左右する固

定点間距離 (対傾構間隔) は、3.0, 4.5, 6.0 m の 3 通りについてそれぞれ設計した。

(4) 横 構

横構の設計は、道示に示される風荷重および地震荷重を考慮して行った。横力の分担は下横構と (床版 + 上横構) で等分、さらに上横構と床版で等分とした。

横構は図 2-2 に示すようにシングルワーレン型式とし、パネル長 2 m は支間、主げた間隔に関係なく一定とした。使用した形鋼は C T 形鋼 (SS41) で、全支間同寸法のもので通した。

2.2 Bürgermeister の公式

横倒れ座屈の厳密照査式は、Timoshenko, Vlassov, Bleich, Bürgermeister などによって与えられている。これらの照査式は、支持条件、断面形状、解法 (級数解, 仮想仕事の原理など) などには差があるものの、基本的にはいずれも弾性論に基づいた微分方程式により求められたものであり、断面定数としては曲げ剛度, 曲げねじれ剛度を用いている。ここでは、これらの中から代表的な Bürgermeister の式を採り上げ、主として前節の方法で決定された主桁断面による横倒れ座屈強度の比較検討に用いるとともに、その簡略式を設計基準案における照査式とすることにした。

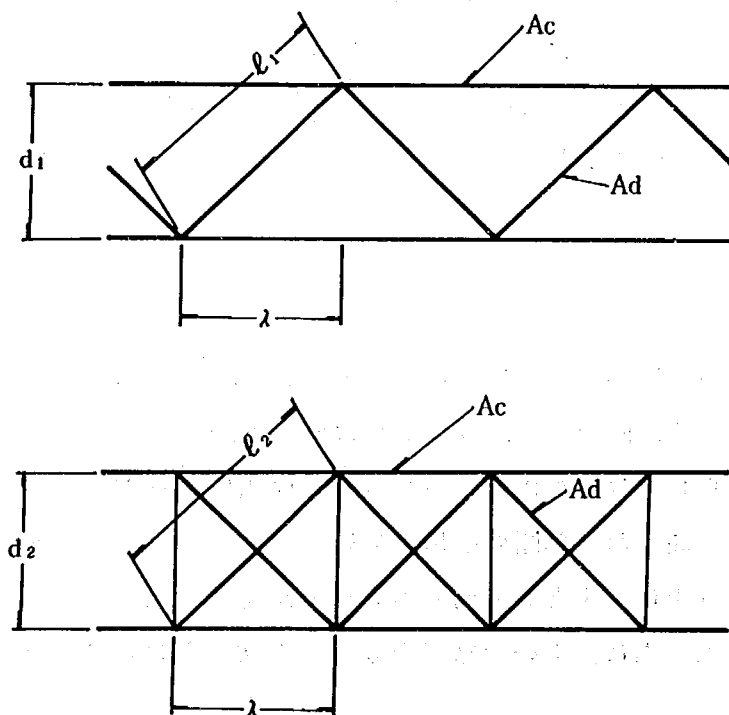
Bürgermeister による厳密照査式は次のとおりである。

$$q_{cr} = \frac{9.2 \pi^2 E I_y}{L^4} \cdot (b \pm \sqrt{b^2 + c^2}) \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに記号は次のとおり

- q_{cr} : 座屈荷重 (等分布)
- G : 重心
- S : せん断中心
- L : 支間長
- I_x : X軸まわりの断面 2 次モーメント
- I_y : Y軸まわりの断面 2 次モーメント
- e_y : 重心と荷重作用点の距離
- a_y : 重心とせん断中心の距離
- J : ねじり抵抗係数
- C_w : 曲げねじり抵抗係数
- $\gamma_x : \int_A (X^2 + y^2) y dA / I_x$
- $b = -a_y - 0.466 e_y + 0.267 \gamma_x$
- $c^2 = G J L^2 / E I_y \pi^2 + C_w / I_y$

プレートガーダー橋の横構のような骨組構造を対象とする場合、そのままでは式 (2.2) による座屈解析を行うことができないので、次の換算式⁽¹⁾を用いて等価な板構造に変換する。



等価板厚

$$t_1 = \frac{E}{G} \cdot \frac{d_1 \cdot \lambda}{\frac{l_1^3}{A_d} + \frac{\lambda^3}{A_c}}$$

等価板厚

$$t_2 = \frac{E}{G} \cdot \frac{d_2 \cdot \lambda}{\frac{2l_2^3}{A_d} + \frac{2\lambda^3}{A_c}}$$

図 2-3 横構の等価板厚換算式

ここに

λ : トラスの格点間隔

ℓ_1, ℓ_2 : 斜材の長さ

d_1, d_2 : 主げた間隔

A_d : 斜材の断面積

A_c : トラスとしての有効断面積, ただし A_c を
含む項はしばしば省略される。

2.3 有限変位理論による有限要素解析

実際の橋梁においては, 製作上および施工上の誤差に起因するけたの初期変形や荷重の偏載などの影響を避けることができないため, それらにより全体横倒れ座屈に対する耐荷力がどのように変化するかを把握する必要がある。そのためには, 弾性論による座屈解析だけでは不十分なので, 以下に述べるような線型化有限変位理論に基づく数値解析を合わせて行った。

(1) 仮 定

- a) 材料は弾性体である。
- b) 断面の形状は変化しない。
- c) 板厚は断面寸法に比べて十分小さい。
- d) せん断変形については, Saint-Venant のねじり理論に基づく変形のみ考慮する。
- e) 変位は比較的小さく, かつけた軸方向の変位の微係数について。

(2) ポテンシャルエネルギー式の誘導

(1)の仮定に基づき, 初期変形を有するか偏心して載荷を受ける, 鉛直軸対称断面をもつはりに, 鉛直等分布荷重が載荷された場合の全系ポテンシャルエネルギーを誘導する。

座標として, 図2-4に示すように, 断面の重心軸(橋軸方向)をZ軸にとり, これに垂直な平面内の鉛直方向をy軸, 水平方向をx軸とする。この場合, x軸およびy軸とも重心Oを通る。任意の位置(x, y, z)のx, yおよびz方向の変位を, それぞれu, vおよびwとすると, それらは幾何学的条件から次のように表わされる。

$$u = u_s - (y - y_s) \sin \theta - (x - x_s)(1 - \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$$v = v_s - (x - x_s) \sin \theta - (y - y_s)(1 - \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$w = w_0 - x(u'_s \cos \theta + v'_s \sin \theta) - y(v'_s \cos \theta - u'_s \sin \theta) - \omega \theta' \quad \dots\dots (2.5)$$

ここに,

θ : ねじり角

ω : そり関数

- u_s : x 軸方向のせん断中心の変位
 v_s : y 軸方向のせん断中心の変位
 w_G : z 軸方向の重心の変位
 θ : z 軸方向の 1 階微分

一般に、全系のポテンシャルエネルギーは内部エネルギーと外部エネルギーで構成される。ここでは、内部エネルギーとして次の 2 つのひずみエネルギーを考慮する。

- a) 通常の梁理論で扱う、橋軸方向の直ひずみによるエネルギー
 b) Saint-Venant のねじり理論で扱うせん断ひずみによるエネルギー

橋軸方向の直ひずみ ϵ_z は、ひずみ～変位の関係から式 (2.6) で表わされ、これに式 (2.3) ～ (2.5) を代入すると式 (2.7) が得られる。

$$\epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_z = & w'_G + \frac{1}{2} (u_s'^2 + v_s'^2) + (y_s u_s' - x_s v_s') \theta' - x (u_s'' + v_s'' \theta) \\ & - y (v_s'' - u_s'' \theta) - \omega \theta'' + \frac{1}{2} \left\{ (x - x_s)^2 + (y - y_s)^2 \right\} \theta'^2 \dots\dots\dots (2.7) \end{aligned}$$

ここで、式 (2.7) を使って式 (2.8) によって定義される弾性ひずみ ϵ_z^E の概念を導入する。

$$\begin{aligned} \epsilon_z^E = & \epsilon_z (u_s = u_s + u_0, v_s = v_s + v_0, \theta = \theta + \theta_0) \\ & - \epsilon_z (u_s = u_0, v_s = v_0, \theta = \theta_0) \quad \dots\dots\dots (2.8) \end{aligned}$$

ここで、 $\epsilon_z (u_s = u_0, v_s = v_0, \theta = \theta_0)$ は、初期変形に相当する初期ひずみを表わす。

初期変形を有する場合の直ひずみエネルギー U_z は、 ϵ_z^E を式 (2.9) の ϵ_z に代入すると得られる。

$$U_z = \frac{1}{2} E \int_V \epsilon_z^2 dV \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

Saint-Venant のねじり理論で扱うせん断ひずみエネルギー U_s は、式 (2.10) によって求められる。

$$U_s = \frac{1}{2} GJ \int_0^l \theta'^2 dz \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

一方、外部ポテンシャルエネルギーは、荷重がせん断中心に載荷される場合、式 (2.11) により求められる。

$$V = \int_0^{\ell} (q_x u_s + q_y v_s + p w + m_z \theta) dz \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

ここで、載荷位置 (x_p, y_p) を考慮して式 (2.11) を変形し、鉛直軸対称はりに鉛直等分布荷重のみが載荷されることを考えて整理すると、全系ポテンシャルエネルギーは、式 (2.12) のように表わされる。

$$\begin{aligned} \pi &= U_z + U_s - V \\ &= \frac{1}{2} \int_0^{\ell} (E I_{xx} u_s''^2 + E C_w \theta''^2 + G J \theta'^2) dz + \int_0^{\ell} M_x (u_s'' \theta + v_s'' \theta_0 + u_0'' \theta) dz \\ &\quad + \int_0^{\ell} \rho_y M_x (\theta'^2 + 2 \theta' \theta_0) dz - \int_0^{\ell} q_y \left\{ x_p (\theta + \theta_0) - \frac{1}{2} (y_p - y_s) (\theta + \theta_0)^2 \right\} dz \\ &\quad - \int_0^{\ell} q_y \left\{ u_0 - (y_p - y_s) \theta_0 \right\} (\theta + \theta_0) dz \quad \dots\dots\dots (2.12) \end{aligned}$$

(3) 数値解析

数値解析にあたっては、上記理論に基づき、FEMおよびRayleigh-Ritz法により定式化を行って作成した電算プログラムを使用した。両プログラムの機能を表2-2に示す。

なお、横構については、2.2に述べたのと同様に、等価板厚に換算して薄板として計算した。

表 2 - 2 プログラムの機能

近似解法の種類	部 材 条 件		荷 重 条 件			支持条件	初 期 変 形		荷 偏 心	算出値の種類
	断 面	断面形状	方向	種類	分布範囲		種 類	指定位置		
FEM	要素毎に変化可能	鉛直軸対称断面	鉛直	等分布	要素内	拘束可能 (連続げた可)	水平たわみ 水平たわみ角 ねじり角 ねじり率	各節点	要素間一定	変形 水平曲げ 変形 ねじり 変形
Rayleigh-Ritz	一定				全橋	単純支持	水平たわみ ねじり角	支間中央	全一橋定	応力 そり応力

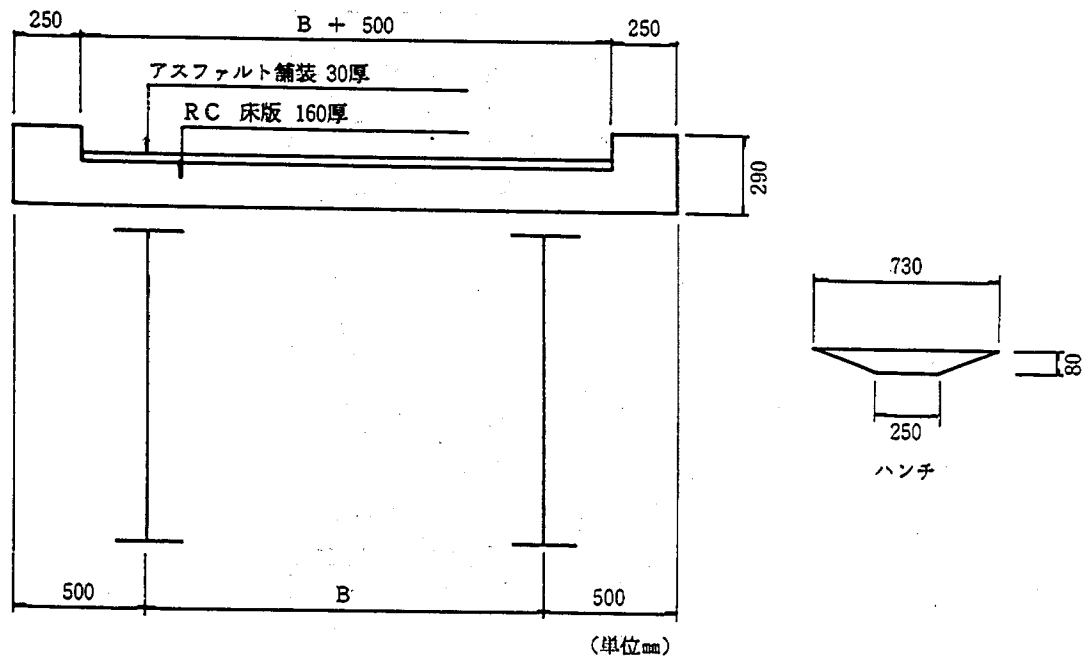


図 2-1 幅員構成および各部の寸法

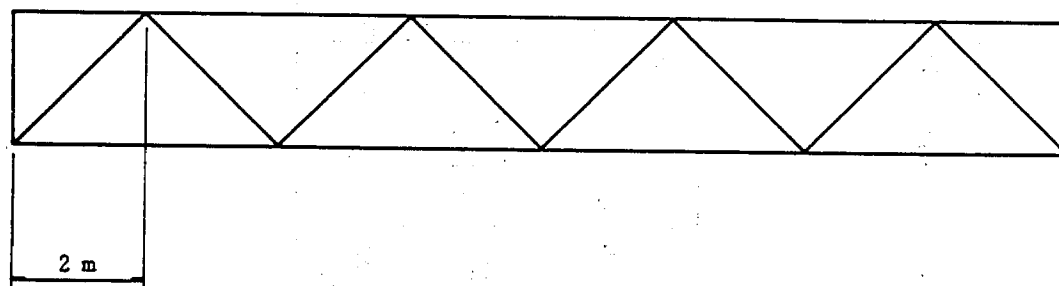


図 2-2 横 構

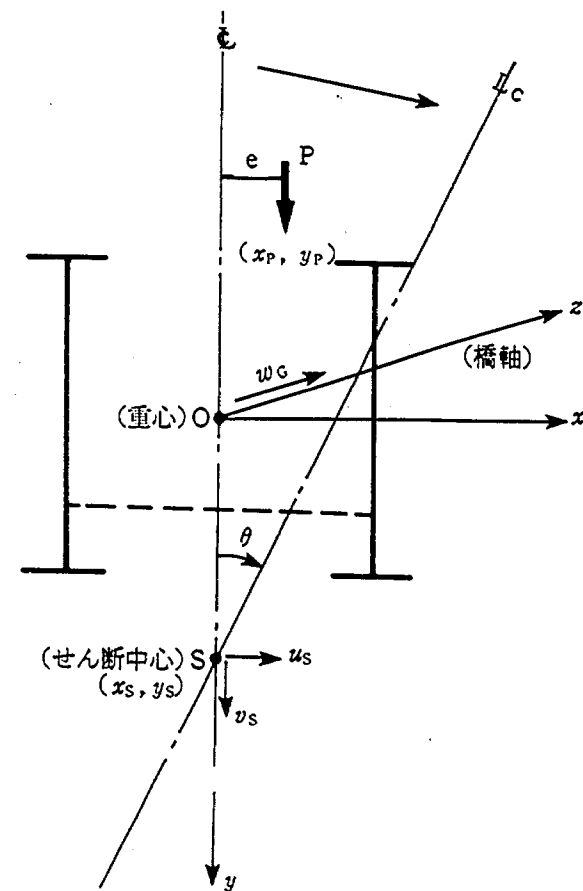


図 2-4 記号および座標系

3. 全体横倒れ座屈が問題となる側道橋の形式

3.1 対象とした形式

上路タイプのプレートガーダー側道橋としては、図3-1に示す3形式がよく用いられている。ここではこの3形式の側道橋について、弾性座屈理論により全体横倒れ座屈が問題となる領域について調べることにする。なお、弾性座屈強度の計算は前出のBürgermeisterの式によった。

対象とする側道路の諸元は、標準的なものとして有効幅員2.0mに対して寸法を決定した。また、支間は実績から60~70mまでとした。

3.2 鋼床版箱形断面

この形式のようにけたが閉じた断面となる場合には、断面のねじれ剛性が大きいいため全体横倒れ座屈強度は一般に高くなる。計算結果を図3-2に示すが、支間35mでは、弾性座屈荷重 q_{cr} （等分布荷重）は実荷重 q_w （死荷重+活荷重）の100倍以上、支間70mにおいても30倍以上となっている。したがって、この程までの支間であれば、この形式では全体横倒れ座屈は問題にならないと考えられる。

3.3 鋼床版//形断面

この形式では開いた断面となるため、箱形断面の場合に較べて断面のねじり剛性は小さいが、デッキプレートにより上側が閉じた断面となり、せん断中心（ねじり変形の中心となる点）がデッキプレートの上方に存在することから、横倒れ変形に対して安全性がある。図3-2によれば、弾性座屈荷重 q_{cr} と実荷重 q_w の比は30mで約50、支間60mにおいても10以上を確保しており、この形式においても全体横倒れ座屈はほとんど問題にならないことがわかる。

3.4 I形断面合成げた

コンクリート床版を有するこの形式では、床版コンクリートが硬化する前と後とではけた断面が異なるので、それぞれの場合について考える必要がある。

また、同じコンクリート床版を有する場合では、床版の合成作用を期待しないものもあるが、この場合は合成げたの場合よりもけた断面がやや大きくなるため、全体横倒れ座屈強度は一般に高くなるとの報告⁽¹⁾があるので、合成げたに準じるものとし扱うことにした。

なお、側道橋では幅員が小さいので、2主げた橋のみを対象とした。

(1) 床版硬化前

床版コンクリート硬化前の合成げたの断面は、2本のI形断面主げたと断面下端付近に設けられる横構により構成される。この場合、ねじり剛性が小さい上にせん断中心がけたの下方に位置するなど、全体横倒れ座屈に対して不利な点が多い。図3-2によれば、弾

性座屈荷重 q_{cr} と実荷重 q_w （この場合は床版打設時の死荷重）の比は支間 30 m で 3 程度、45 m で約 1、60 m では 1 を大きく下まわっている。したがって、この形式については全体横倒れ座屈が問題になることがわかる。

(2) 床版硬化後

床版コンクリート硬化後は床版が鋼げたと合成して働くため、下横構を含めた閉断面を構成すること、さらにコンクリート床版自体が大きなねじり剛性を有することにより全体横倒れ座屈強度は非常に高くなる。図 3-2 によれば、弾性座屈荷重 q_{cr} と実荷重 q_w の比は支間 60 m に対しても 50 以上と、全体横倒れ座屈は問題とならないことは明らかである。

3.5 ま と め

以上のように、全体横倒れ座屈により主げたの設計が影響を受けると考えられるのは、I 形断面合成げたのコンクリート床版打設時のみであることが明らかになった。以下はこの場合に対象をしぼり、さらに詳しく検討を加えることにする。

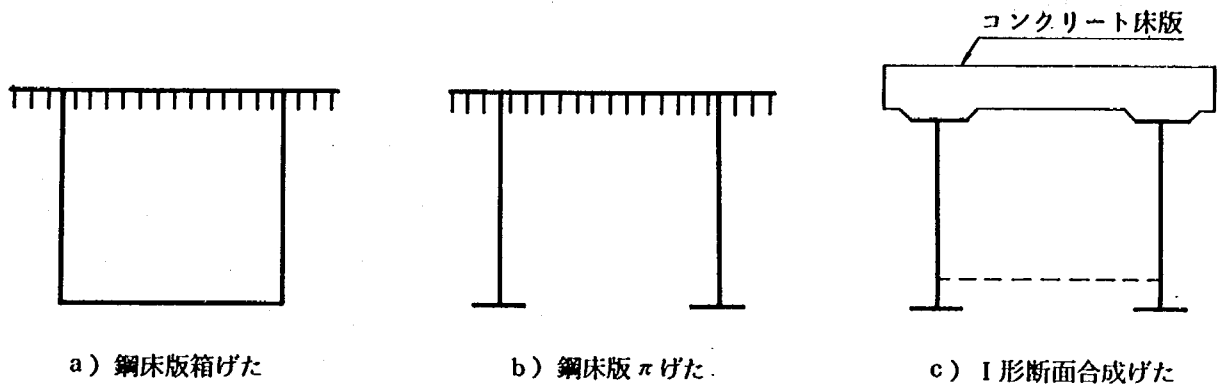


図 3-1 側道橋に多く用いられる橋梁形式

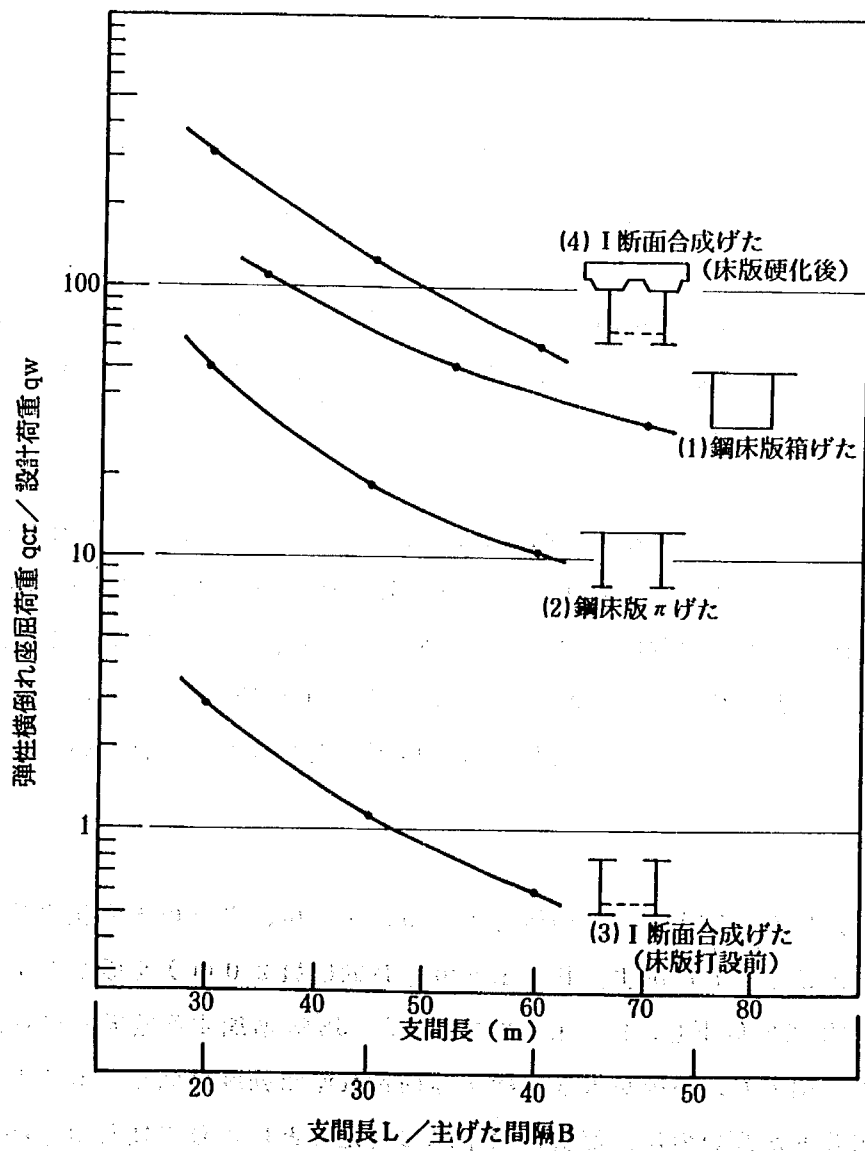


図 3-2 橋梁形式による全体横倒れ座屈強度

4. I形断面合成げたの全体横倒れ座屈強度

4.1 断面諸元による影響

全体横倒れ座屈強度に影響をおよぼす主げた断面に関する要因は非常に多く、座屈強度を算出するにあたっては、諸定数を求めるために煩雑な計算を必要とする。オイラー座屈における ℓ/r のように簡単なパラメーターにより一つの座屈曲線が得られれば理想的であるが、全体横倒れ座屈では関係する要因が多いので、得られたにしても非常に複雑なものになることが予想される。2軸対称のI形断面はりの横倒れ座屈については、座屈パラメータを求めた例⁽³⁾があるが、それ自体かなり煩雑な式である上に、実橋の全体横倒れ座屈については、(1)2軸対称でないため重心、せん断中心の位置が個々に変わることで、(2)個々のけたの横倒れ座屈の規定により圧縮フランジの寸法が決定されるので、 σ_{cr}/σ_y の意味があいまいであることなどにより、このようなパラメータを求めることは、あまり意味のないことのように思われる。

一方、全体横倒れ座屈強度に対しては、支間と主げた間隔の比(L/B)が支配的なパラメータであることは以前から知られており、かつ非常に簡便であるので、ここでは全体横倒れ座屈に対する安全性を判断するためのパラメータとして L/B を用いることを前提とし、この場合に他の因子(けた高 H 、主げた間隔 B 、主げたの曲げ剛性、横構の剛性)のおよぼす影響について検討する。

検討の対象としたのは表4-1に示す75ケースで、断面の設計は2章に示した通り自動設計プログラムによった。なお、解析にあたっては、3章と同じくBürgermeisterの公式を用いた。

4.2 けた高

この形式の歩行者専用橋におけるけた高 H は、経済性からほとんどが支間長 L の20~30分の1の範囲に含まれる(図4-1参照)。ここでは L/H を20, 25, 30(一部15)と変えて断面を設計し、全体横倒れ座屈強度におよぼす影響を調べた。結果を図4-2および4-3に示すが、弾性座屈荷重と実荷重の比(q_{cr}/q_w)は、 $L/H=20\sim25$ の間で極小となる傾向がみられ、その差は $L/H=20\sim30$ の範囲で10%以下と大きなものではない。

4.3 主げた間隔

L/B および L/H を一定とし、 B の値を1.0 m, 1.5 m, 2.0 mと変化させた場合の計算結果を図4-4および4-5に示す。 $B=1.5$ m(有効幅員2.0 m)を標準とすると、 q_{cr}/q_w は $B=2.0$ mでは約12%低下し、 $B=1.0$ mでは17~38%増加する結果となり、同じプロポーシオンを有する橋梁でも、規模が大きい程全体横倒れ座屈強度は低くなることがわかる。小規模な橋梁の座屈強度が高いのは、部材の最小厚の規定などにより主げたの寸法が決っている場合が多く、板厚が余剰となる部材が存在することを理由の一つとしてあげることができる。

4.4 けたの曲げ剛性

(1) 圧縮側フランジの寸法

I形断面主けたの圧縮側フランジは、その許容応力度がけた(1本)の横倒れ座屈によって低く抑えられており、この規定によってフランジの断面寸法が決定されることが多い。また、この許容応力度はフランジの固定点間距離(通常は対傾構間隔)によって決まることから、対傾構間隔によってけた断面の剛性が変化し、橋の全体横倒れ座屈強度に影響をおよぼすことが考えられる。

対傾構の間隔 ℓ は、最大6mと規定されているので、ここでは $\ell = 3\text{ m}$, 4.5 m , 6 m の場合についてけた断面を設計し、全体横倒れ座屈強度を比較した。図4-6および4-7にその結果を示す。 ℓ を小さくすると圧縮フランジ部分の許容応力度を高くとることができるため、フランジの寸法が小さくなり、その結果けたの曲げ剛性が小さくなって q_{cr}/q_w の値が若干減少しており、その差は L/B に関係なく約12~13%である。

(2) 使用鋼材

使用鋼材が異ると、その許容応力度の違いからけた断面の剛性が変わり、これによって全体横倒れ座屈強度に影響を受けることが予想される。図4-8および4-9は、歩行者専用橋に多く用いられているSS41材とSM50Y材を用いた場合の比較をしたものである。強度の低いSS41材を用いて設計したものの方が部材厚が大きくなり、けた断面の剛性が高くなるので、 q_{cr}/q_w はSM50Y材の場合よりも $L/B = 20 \sim 30$ で約35%高くなった。

また、歩行者専用橋にはほとんど用いられないが、試みにSM58材の場合について計算したところ、SM50Y材に比べ q_{cr}/q_w は約10%低下した。

4.5 横構の剛性

支間25m以上のプレートガーダー橋には、横荷重を伝達するために横構を設けなければならないことになっているが、けたの上面にはコンクリート床版が打設されるため、図1に点線で示したように上横構を省略し、けた断面の下端付近に一組の横構を設けることが多い。横構の剛性は通常風または地震荷重によって決まるが、ここでは横構の剛性が全体横倒れ座屈におよぼす影響について調べた。また、上下横構を同時に有する場合の全体横倒れ座屈強度についても調べた。なお、横構はすべて薄板に換算して計算を行った。

図4-10は、横構の換算板厚を幅広く変化させた場合の全体横倒れ座屈強度を示している。下側の曲線が下横構のみを設けた場合、上側の曲線が上下に横構を設けた場合である。実橋における横構の換算板厚の範囲は、およそ図中にハッチで示した範囲である。⁽²⁾ 図によれば、下横構のみの場合、実用の範囲では横構の剛性の影響をほとんど受けないことがわかる。参考文献(3)によれば、むしろ横構の取付け位置の影響が大きく、けたの中央より上側にとりつけることが座屈強度の改善には有効である。また、上下横構を設けた場合には、横構の剛性の影響は

若干あるが、実用範囲では下横構だけの場合の数十倍の全体横倒れ座屈強度をもつことがわかる。この点については、文献(3)において、上下横構によって2つのけたが結ばれた場合、構造系はねじりに対しある等価な板厚をもつ閉断面箱げたとみなせるので、横倒れ座屈強度は著しく強くなる、とあることと一致している。

4.6 ま と め

全体横倒れ座屈に影響があると考えられる断面諸元についての検討を行ってきたが、弾性座屈荷重と実荷重の比(q_{cr}/q_w)におよぼす影響は、上横構を設けた場合を除けばそれぞれ数%~30数%と、無視できる程小さくないが、支配的なものではないことがわかった。試算を行った75ケースは、支間60m級までのあらゆる条件を含んでいると考えられるが、試みに全試算結果から L/B と q_{cr}/q_w の関係をプロットすると図4-11に示すようになる。SM58を除くすべての点の包絡線を描くと、幅をもった座屈曲線が得られ、これにより、全体横倒れ座屈強度の大まかな判断が下せるものと考えられる。

図中○印で示したのは実橋の例であり、すべて包絡線内におさまっているのがわかる。

また、上下横構を設けた場合には、計算上準閉断面とみなすので座屈荷重は著しく高くなり、箱げたの場合に準じて全体横倒れ座屈が問題とならない領域とすることも考えられるが、上横構の効果については実験により確認する必要がある。

表 4 - 1 試算を行った断面諸元

B (m)	1.0	1.5				2.0
$\frac{L}{H}$ $\frac{L}{B}$	20	30	25	20	15	20
SM 50 Y						
10		○	○	○		
20	○	○	○	○	○	○
30	○	○	○	○		○
SS 41						
10		○	○	○		
20		○	○	○		
30		○	○	○		
SM58						
20			○	○		

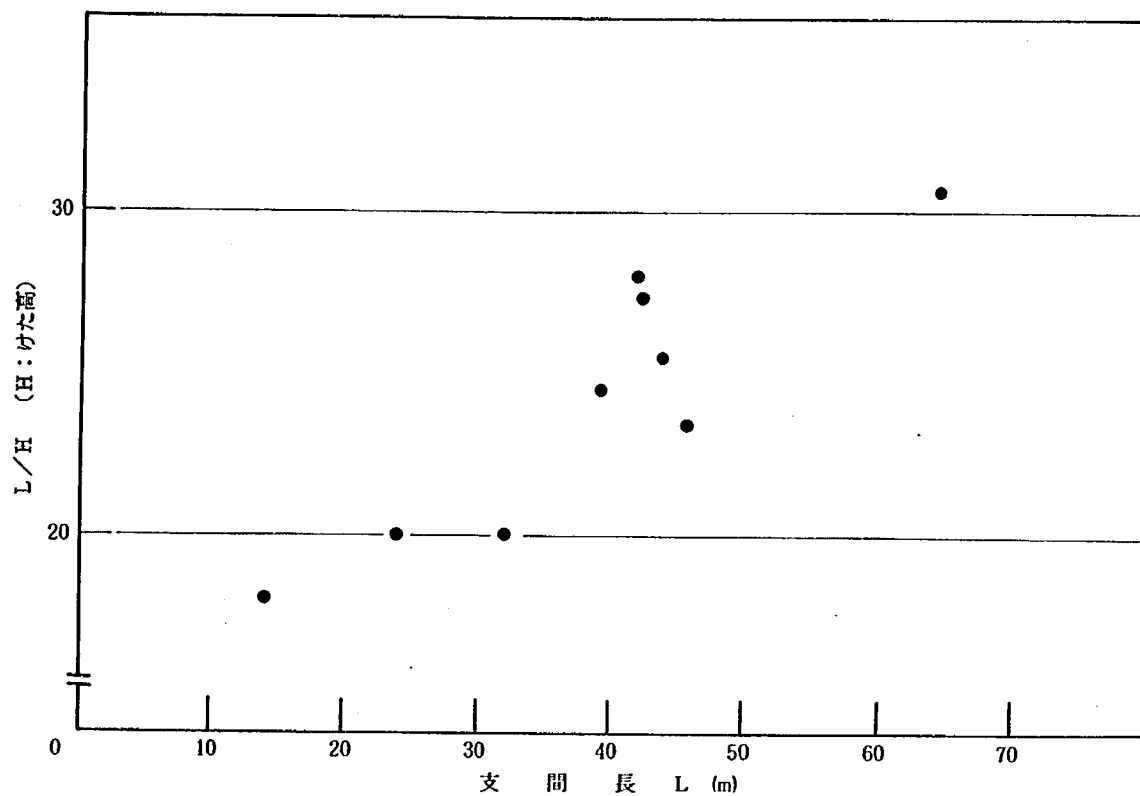


図 4-1 実橋におけるけた高と支間長の比

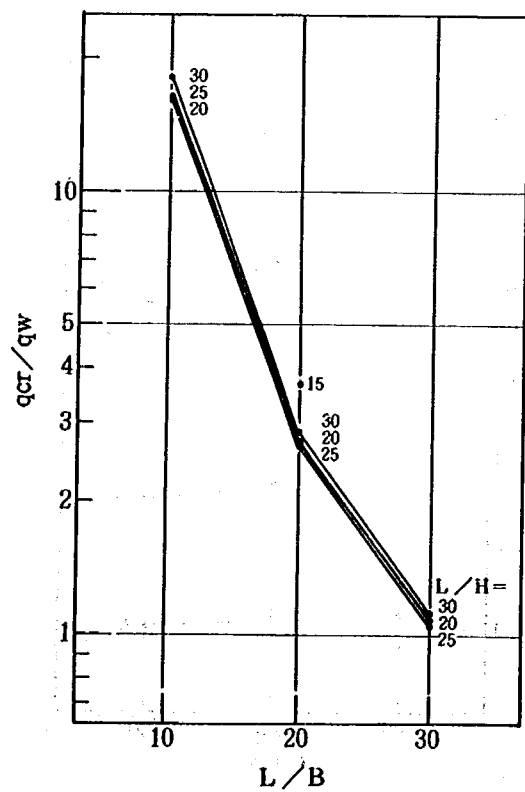


図 4-2 けた高 (L/H) の影響 その1

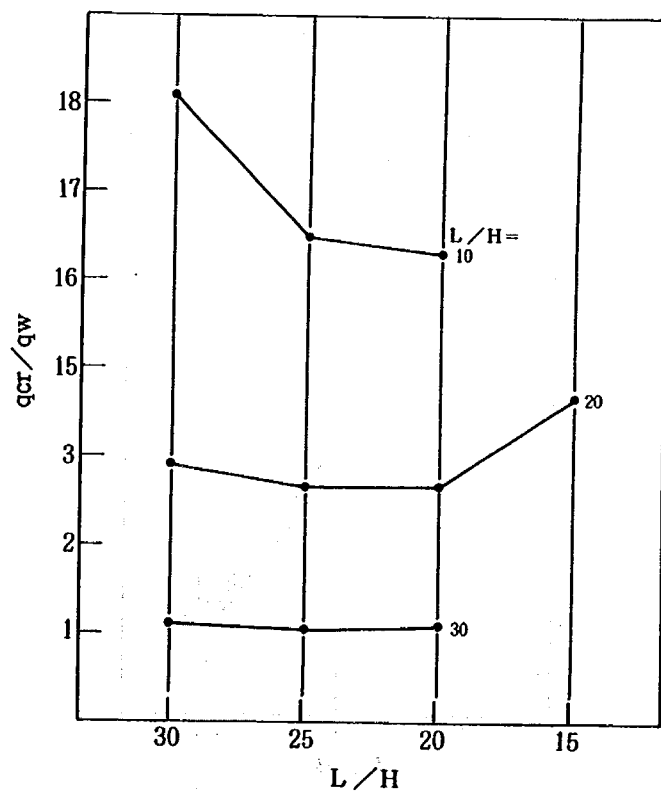


図 4-3 けた高 (L/H) の影響 その2

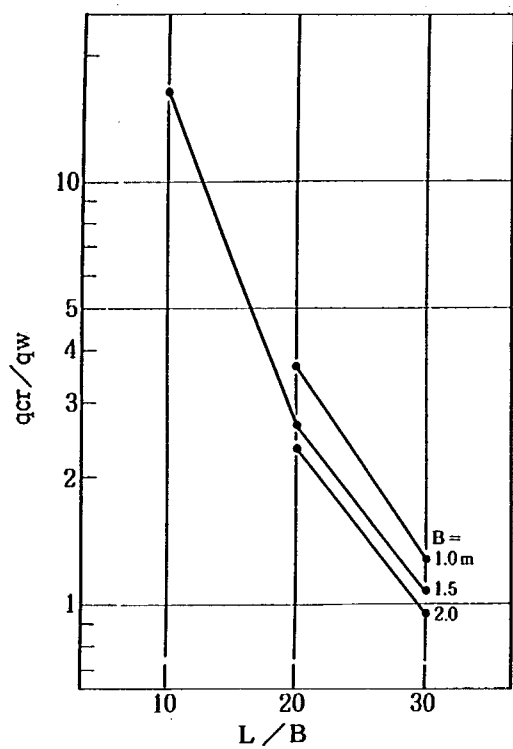


図 4-4 主げた間隔の影響 その1

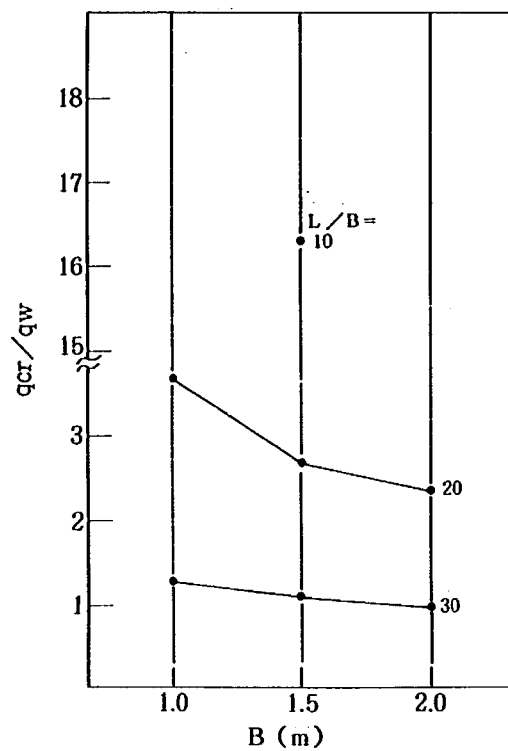


図 4-5 主げた間隔の影響 その2

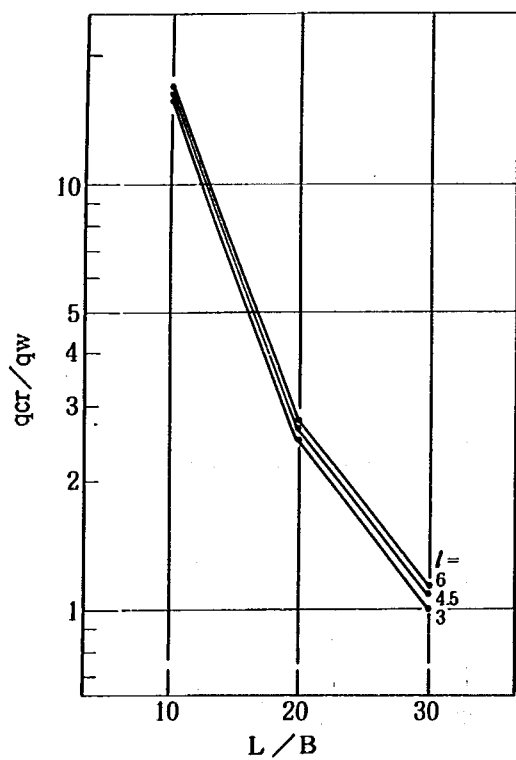


図 4-6 固定点間距離の影響 その1

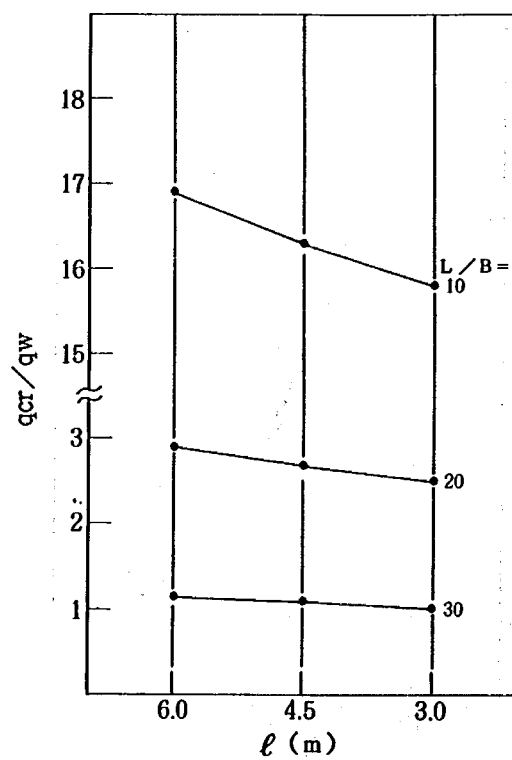


図 4-7 固定点間距離の影響 その2

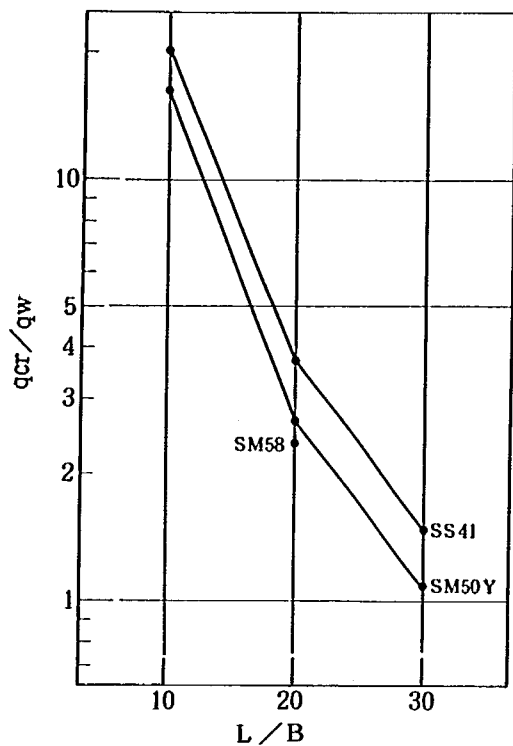


図4-8 鋼種の影響 その1

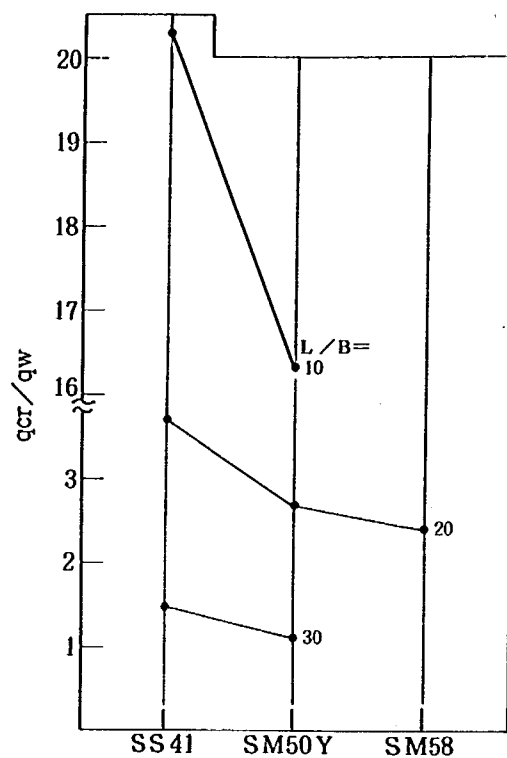


図4-9 鋼種の影響 その2

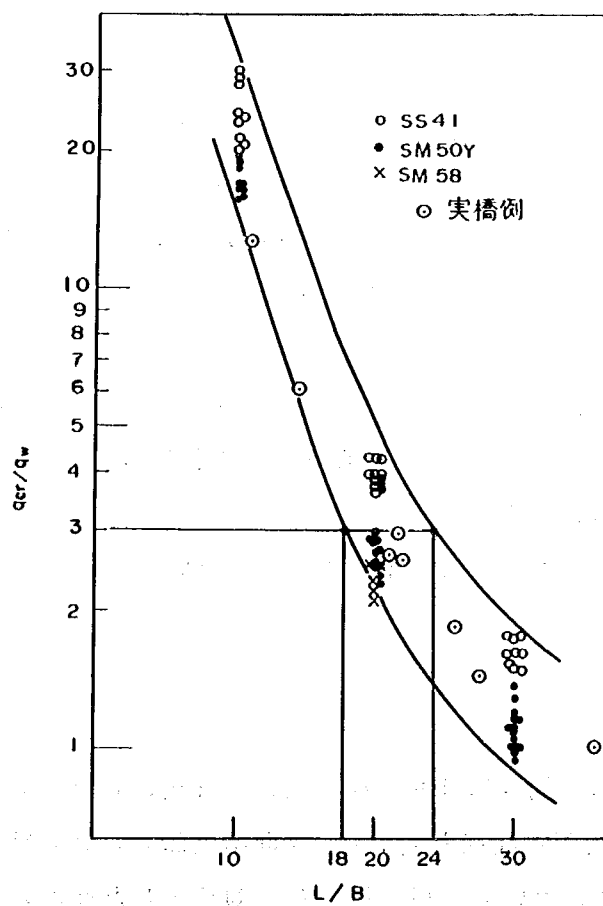


図4-11 L/Bによる整理

5. I形断面合成げたの全体横倒れ座屈強度(II)

5.1 種々の条件による影響

4章において、I形断面合成げたの全体横倒れ座屈に対する安全性は、 L/B 値により大まかに判断できることを示した。しかし、実際には種々の理由により、全体横倒れ座屈荷重は理論上の弾性座屈荷重より低くなることが予想される。種々の理由としては、荷重の偏載、けたの初期変形、けたの断面変化および構造計算上の諸仮定などがあげられる。

これらの影響に対しては、設計時に適当な安全率を設定してやることにより、危険が生じないようにしなければならない。そこで、ここでは解析手法を一步進め、2.3に述べた線型化有限変位理論に基づいた有限要素法により、種々の条件下における荷重～水平変位曲線を求め、全体横倒れ座屈強度の低下についての評価を行って安全率設定のための手がかりとした。

5.2 荷重の偏載

解析の対象としているのは、I形断面合成げたのコンクリート床版打設時であるから、活荷重およびいわゆる後死荷重については考慮する必要はない。床版打設時に作用する荷重としては、鋼げたの自重、コンクリート、型枠および打設機材や作業などである。これらのうち全橋にわたって作用するのは、鋼げたおよび床版コンクリートだけであり、また鋼げたについては、偏心はほとんど考えられないので、偏心量の算出は床版コンクリートのみを対象として行った。

道路橋示方書の規定では、床版厚の許容誤差を $+2\text{ cm}$ 、 -1 cm としていることから、ここでは図5-1に示す偏心荷重モデルを設定した。有効幅員 2 cm (主げた間隔 1 m)の標準的な断面について求めた偏心量 e は 3.4 cm となり、これは約 $B/30$ となる。

偏心量 e を $B/50$ 、 $B/30$ および $B/15$ の3段階に変化させて解析を行い、座屈荷重の低下について比較した結果を図5-2に示す。解析の対象は幅員 1.5 m 、支間 30 m および 45 m の場合である。

荷重の偏心が $B/30$ 程度ある場合には、横倒れ座屈強度は $e=0$ とした場合の $1/1.1$ 前後に低下し、 $B/15$ の場合には $1/1.2$ 程度に低下することがわかる。また、橋長が大きい程、偏心量の影響が小さいこともわかる。

したがって、荷重の偏心に対しては、 1.2 程度の安全率を見込んでおけば十分安全であると考えられる。

5.3 けたの初期変形

けたの製作過程で生ずる初期変形はある程度避けられないものであるが、ここでは、けたのWed面外方向の初期変形を正弦曲線と仮定し、支間中央部での変形量 $\delta_0 = L/2,000$ 、 $L/1,000$ および $L/500$ の3ケースについて解析を行った。対象としたけたの諸元は、偏心量の検討をしたものと同じである。

結果を図5-3に示すが、 $\delta_0 = 0$ とした場合に比べ、 $\delta_0 = L/2,000$ では約 $1/1.05$ 、 $L/1,000$ では約 $1/1.12$ 、 $L/500$ では約 $1/1.3 \sim 1/1.4$ 程度に横倒れ座屈荷重が低下していることがわかる。

鋼げたの初期変形としては、現在の橋梁製作の水準から $L/1,000$ 程度の精度は十分達成し得る値だと考えられるので、これに対する安全率としては1.2程度見込んでおけば十分と考えられる。

5.4 けたの断面変化

通常プレートガーダー橋では、橋軸方向の曲げモーメントの変化に従って断面（主としてフランジの寸法）を2～4段階に変化させ、鋼重を極力小さくして経済性の向上をはかることが多い。全体横倒れ座屈荷重を算出する場合、支間中央の断面を対象として計算すると、座屈強度を過大に評価してしまう可能性がある。

そこで、ここでは有効幅員2.0m（主げた間隔1.0m）で、標準的な断面変化²⁾を有する支間30m、45mおよび60mの橋梁について比較計算を行った。対象とした断面諸元を図5-4～5に示す。

計算の結果、断面変化の影響を考慮した場合の横倒れ座屈強度は、考慮しない場合に比べ支間30mおよび45mでは7%程度、支間60mでは12%程度低くなることがわかった。したがって、断面変化についても1.2程度の安全率が必要であると考えられる。

5.5 解析上の諸仮定による誤差

本章では有限変位理論により、種々の条件の影響の検討を行ってきたが、2.3に述べた通り、解析には多くの仮定が含まれており、これによる誤差も無視できないものと考えられる。中でも本解析が弾性解析であること、溶接による残留応力を考慮していないことなどは、座屈強度を過大に評価する可能性が大である。

これらの影響の解明には、さらに高度な解析手法の開発を必要とするが、当面は、大形供試体による載荷試験を行って、今回使用した解析プログラムの妥当性を確認するとともに、適当な安全率を設定してやる必要があると考えられる。

5.6 ま と め

実際の設計において、全体横倒れ座屈に対する安全性を照査する場合、使用する数式あるいは定数はより簡潔であることが望ましく、本章で使用したような解析プログラムをすべての橋梁に適用することは容易でない。したがって、照査式としては2.2に述べた弾性横倒れ座屈荷重を求める式を用い、本章で得られた結果に基づいて、適当な安全率を設定するのがよいと考えられる。この場合の照査条件式は次のようになる。

$$q_w \leq \frac{1}{\nu} q_{cr} \quad (5-1)$$

ここに

q_w : 設計荷重(コンクリート床版打設時)(kg/cm)

q_{cr} : 弾性横倒れ座屈荷重(kg/cm)

ν : 安全率

である。

安全率 ν は、解析結果だけでなく、橋梁の重要度等を加味して決定する必要があり、ここで提案することは難しいが、以後の説明をわかり易くするため、仮に次のように設定して話をすすめることにする。

5.2～5.4の結果より

荷重偏載に対し $\nu_1 = 1.2$

けたの初期変形に対し $\nu_2 = 1.2$

けたの断面変化に対し $\nu_3 = 1.2$

関連諸規定の安全率を参照して、

未知の諸要因に対し $\nu_4 = 1.7$

とすると、総合的な安全率 ν は

$$\begin{aligned} \nu &= \nu_1 \times \nu_2 \times \nu_3 \times \nu_4 \\ &= 1.2 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.7 = 2.94 \div 3 \end{aligned} \quad (5-2)$$

となる。6章では、仮に定めた $\nu = 3$ を用いて照査方法について述べることにする。

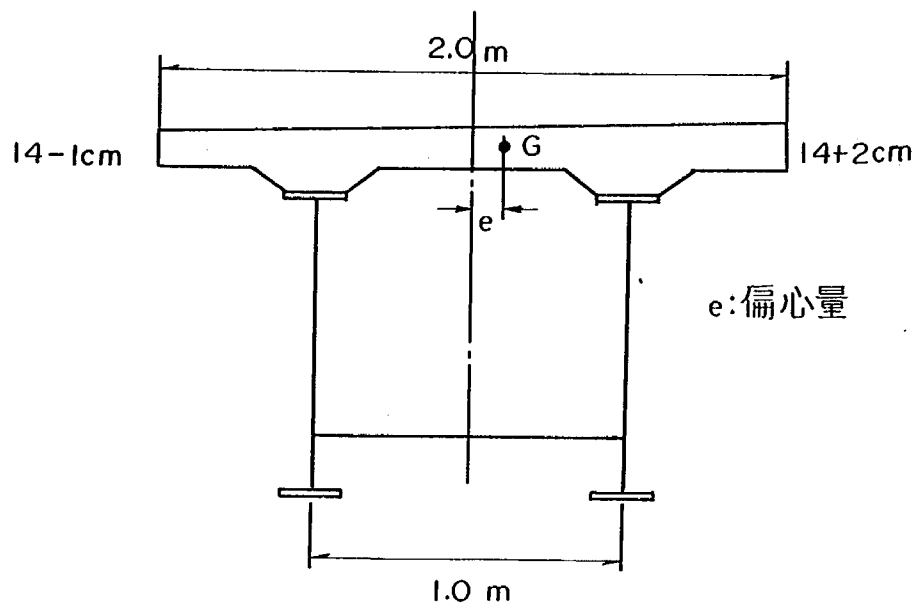


図 5-1 偏心载荷のモデル

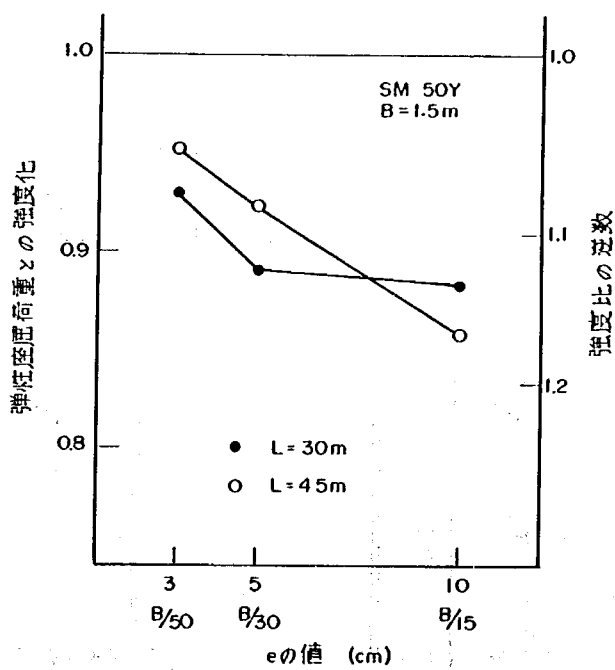


図 5-2 偏心载荷の影響

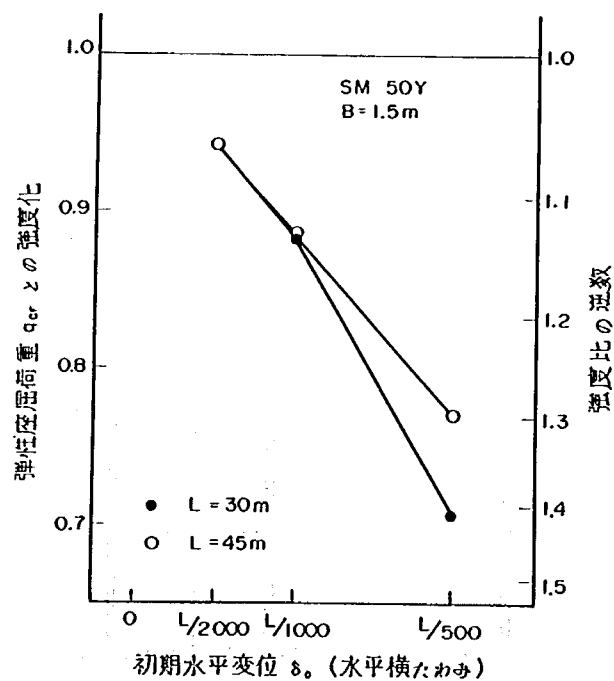
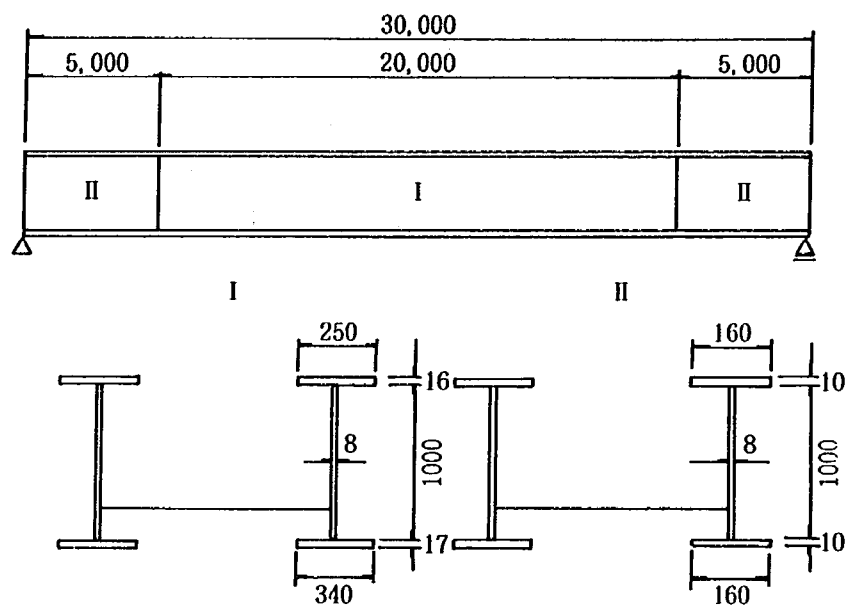
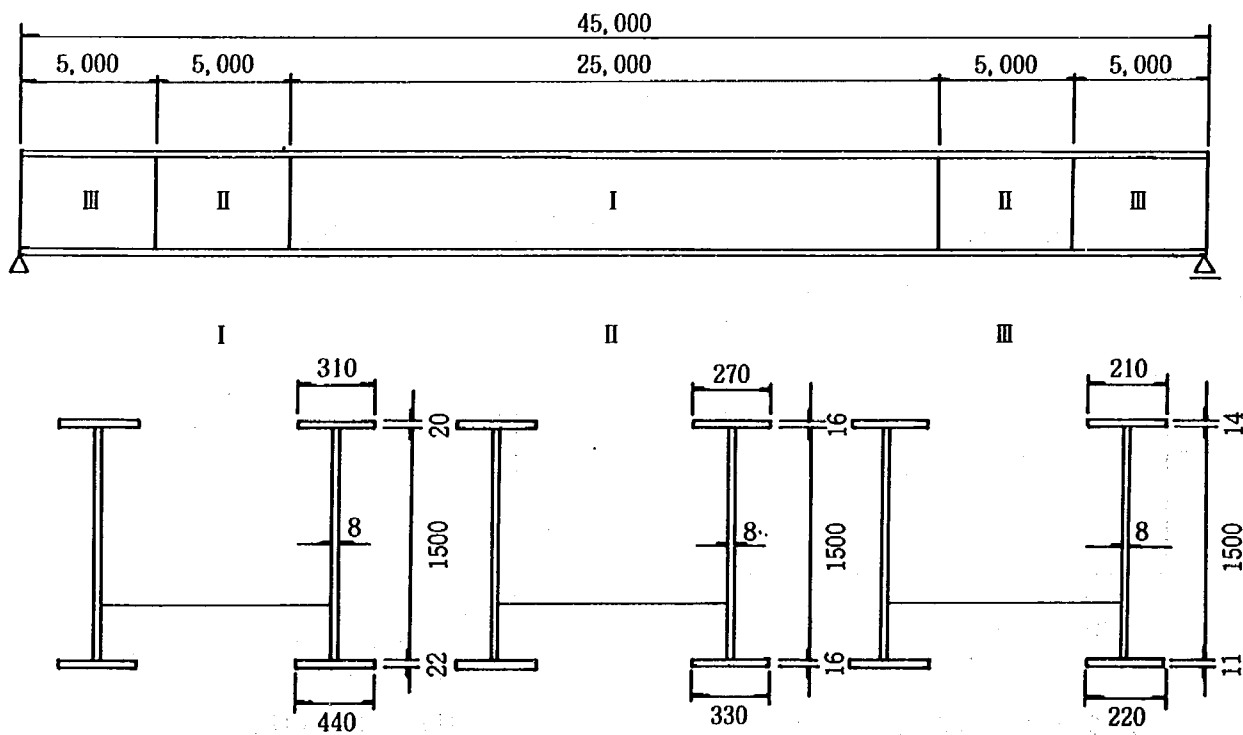


図 5-3 初期変位の影響



単位：mm

図 5 - 4 けた断面の変化 ($L = 30\text{ m}$)



単位：mm

図 5 - 5 けた断面の変化 ($L = 45\text{ m}$)

6. 全体横倒れ座屈に対する照査方法の検討

6.1 解析結果のまとめ

5章までの解析結果を、全体横倒れ座屈に対する照査方法の観点から整理すると次の通りである。

(1) 適用範囲

3章に示した通り、全体横倒れ座屈が問題となる歩行者専用橋の形式は、コンクリート床版を有するI形断面2主げた橋であり、そのコンクリート打設時のみが問題となる。解析では対象としなかったが、コンクリート床版を有するU形断面および π 形断面橋についても同様である。したがって、以上の橋梁形式の床版硬化後、箱げたおよび π 形断面げたについては照査は不要である。

また、全体横倒れ座屈が問題となる橋梁形式では、支間60m以上とした場合安全性がかなり低くなるので別途詳細な検討をする必要があると考えられる。

4.5によれば、上下横構を同時に有し、疑似閉断面を構成する場合には、全体横倒れ座屈強度は非常に高いので、照査の対象外とすることが可能である。

(2) 照査の方法

4.6で述べたように、全体横倒れ座屈に対する安全性は、 L/B 値（支間と腹板間隔の比）により大まかに判断できる。

図4-11に示した試算設計結果の包絡線を利用して次のことが言える。すなわち、5.6に述べたように、全体横倒れ座屈に対する安全率を仮に $\nu = 3$ と設定すると、設計荷重と弾性座屈強度の計算値の比（図中の記号では q_{cr}/q_w ）が3以上となる場合がそれに対応する。 $q_{cr}/q_w = 3$ の直線と包絡線との交点は、それぞれ $L/B = 18$ および24であるが、これらは、 $L/B \leq 18$ であれば通常の設計では3以上の安全率を確保でき、 $24 < L/B$ であれば3以上の安全率を得ることは難しいということを意味する。

また、 $18 < L/B \leq 24$ の範囲では両方のケースが考えられるので、実際に弾性横倒れ座屈強度を求め、3以上の安全率が確保できるか否か確認する必要がある。

このように、 L/B により照査方法を3通りに分類するのがよいと考えられる。

6.2 照査の流れ

全体横倒れ座屈に対する照査のフローチャート（流れ図）を図6-1に示す。

- (1) 支間60m以上の歩行者専用橋は数も少なく、今回の検討範囲外であるため、個々に検討することにした。
- (2) 照査を要するのはコンクリート床版を有するI形断面2主げた橋、U形断面げた橋および逆台形（ π ）げた橋の床版打設時である。
- (3) 上横構を有し、疑似閉断面を構成している場合には照査の必要はない。

- (4) L/B 値により大まかな判断を下す。
- (5) 弾性座屈荷重 q_{er} を算出する。
- (6) 照査式を満たしていることを確認する。
- (7) 照査式を満足しない場合には、上横構の設置、断面寸法の再検討、橋梁形式の変更等の対策を講じる。

6.3 弾性横倒れ座屈荷重の算出

弾性横倒れ座屈荷重 q_{er} 算出のための式として、2.2 に述べた Burgermeister の厳密解を使用すれば理想的であるが、計算に必要な断面定数の算出がかなり煩雑なため、いくつかの項の省略を検討した。

照査の対象となるのはすべて開断面を有するものばかりなので、曲げねじり抵抗係数 J が小さいものと考え J を無視することにし、次の3通りの簡略式について検討した。

- (1) J および b を無視

$$q_1 = \frac{9.2\pi^2 E}{L^4} \sqrt{I_y C_w} \quad (6-1)$$

- (2) J および r_x を無視

$$q_2 = \frac{9.2\pi^2 E I_y}{L^4} \left(b_1 + \sqrt{b_1^2 + \frac{C_w}{I_y}} \right) \quad (6-2)$$

ただし、 $b_1 = -a_y - 0.466 e_y$

- (3) J のみ無視

$$q_3 = \frac{9.2\pi^2 E I_y}{L^4} \left(b + \sqrt{b^2 + \frac{C_w}{I_y}} \right) \quad (6-3)$$

図6-2に、主げた間隔を一定(1.5 m)とし、けた高を3通りに変化させて3つの簡略式の精度を調べた結果を示す。

J および b を無視した(6-1)式の場合、 q_{er} 値を厳密式の3倍～5倍程度に過大評価しているため、簡略式として用いるには不適當であると考えられる。

他の2式では数%以内の誤差に収まっており、いずれも実用上支障ないものと考えられるが、より計算の容易な(6-2)式が最も適していると考えられる。

(6-2)式を用いた場合の誤差について、表4-1に示す75ケースについて試算した結果を図6-3に示す。 L/B の小さい場合程誤差が大きめに出る傾向があるが、たかだか5%程度であり、 L/B が大きい、すなわち横倒れ座屈に対して厳しい条件となる程、誤差は安全側(q_{er} を過小に評価)に移行する傾向を示しており、實際上問題ないものと考えられる。

6.4 断面定数の算出式

断面定数の算出式は種々の文献に詳しく述べられているが、せん断中心位置および曲げねじり抵抗係数 C_w の算出式を図 6-4 および 5 に示す。

6.5 荷重の作用位置

弾性横倒れ座屈荷重は、載荷荷重の重心の高さにより影響を受ける。これは算出式を見れば明らかである。

載荷荷重の位置による、 q_{cr} 値の変化について試算した結果を図 6-6 に示す。図は荷重の作用位置に対し、鋼げた天端に荷重を載せた場合の横倒れ座屈強度に対する比を示している。

載荷位置が低くなる程横倒れ座屈強度は高くなるが、鋼げた天端付近では載荷位置が変わっても、その影響は比較的小さい。また、鋼げたとコンクリート床版重量の重心位置は、歩行者専用橋の場合鋼げた天端の数 c_m 下側にあることが多い。したがって、 q_{cr} 算出時には鋼げた天端に荷重を載せることとすれば、 q_{cr} を過大に評価することはなく、また誤差も小さいといえることができる。

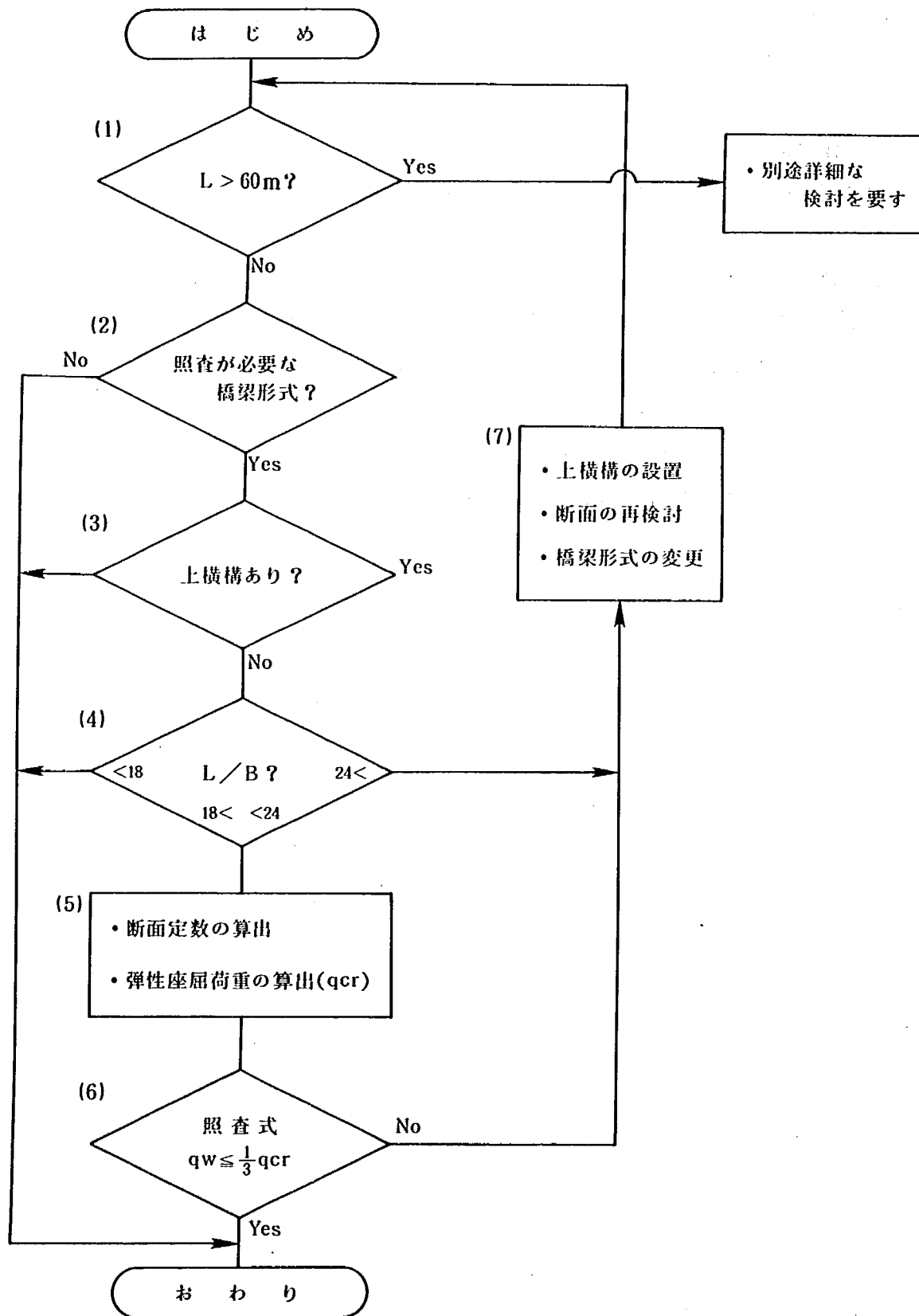


図 6 - 1 全体横倒れ座屈照査のフロー

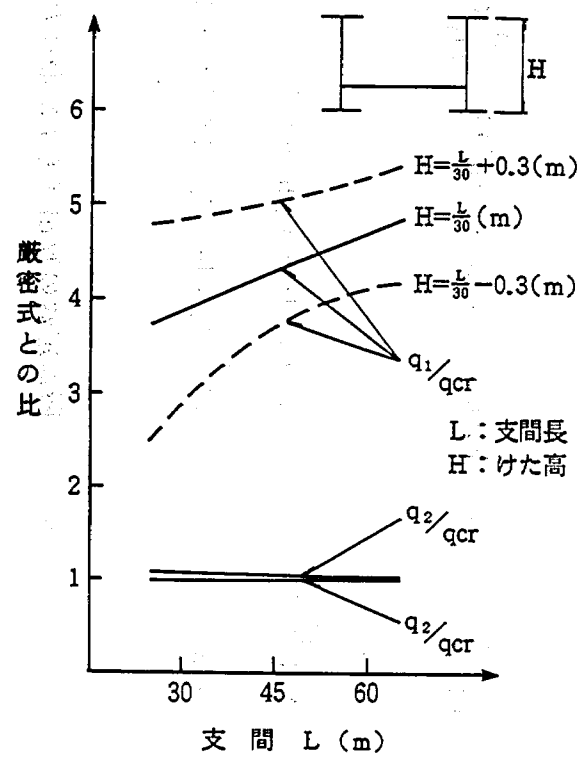


図 6-2 簡略式の精度

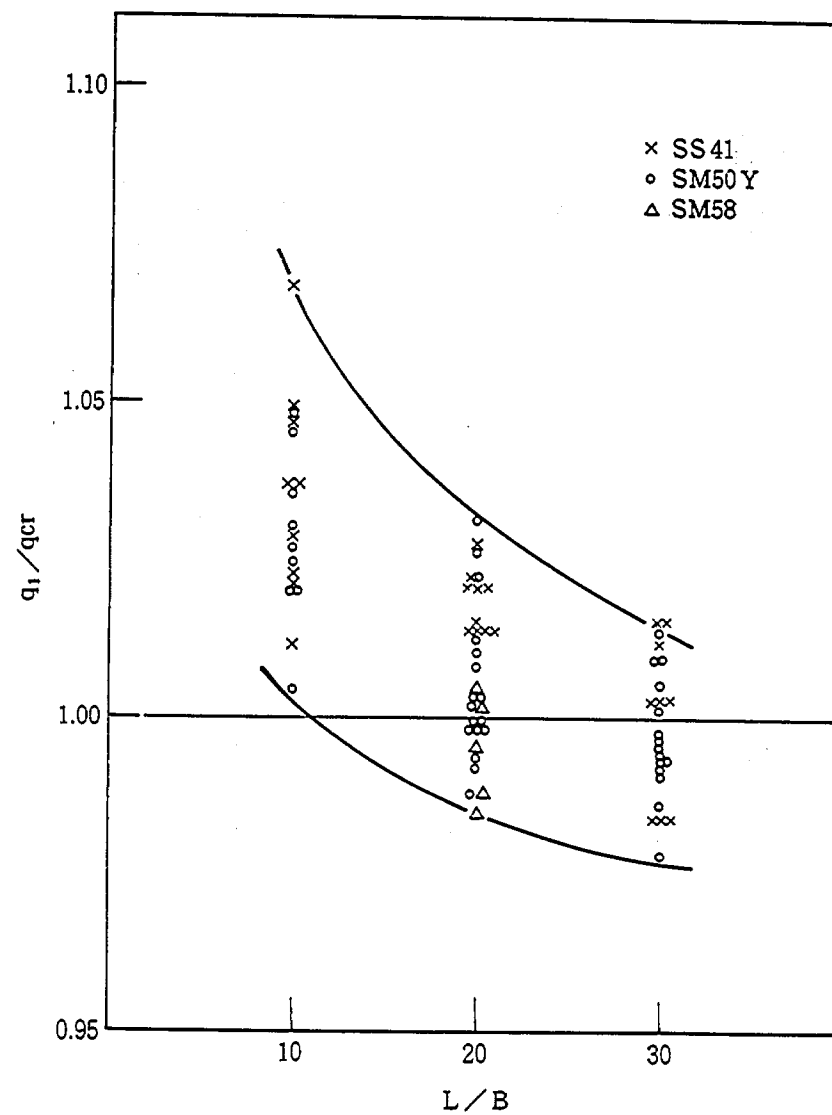
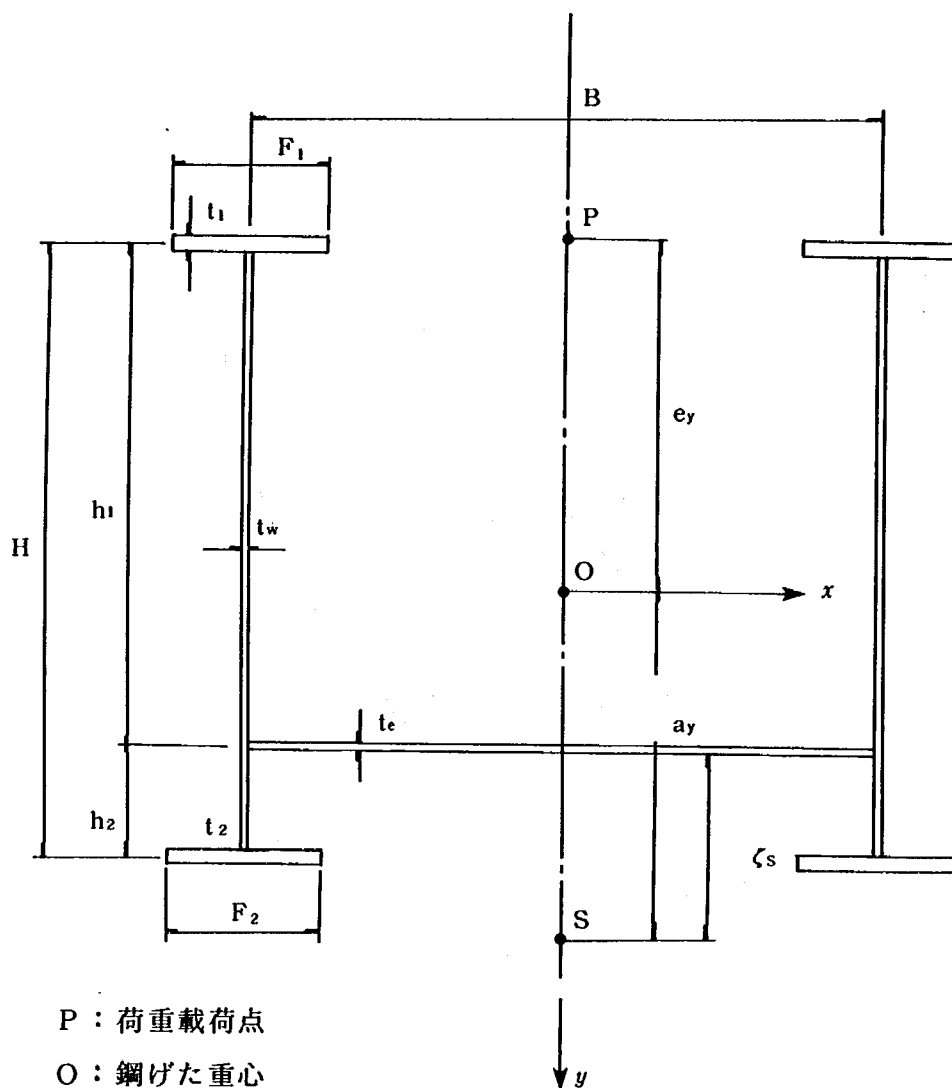


図 6-3 簡略式の誤差



P : 荷重載荷点
O : 鋼げた重心
S : 鋼げたせん断中心

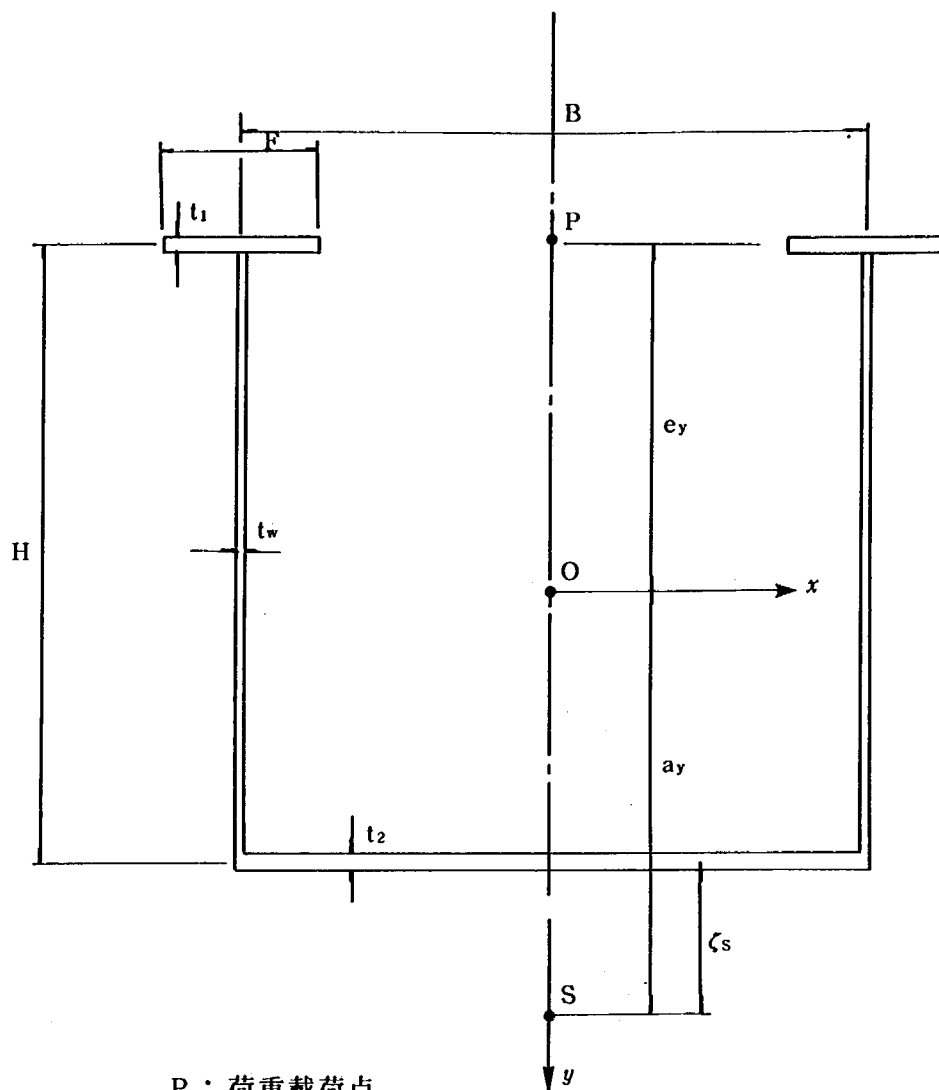
せん断中心位置

$$\zeta_s = \frac{B^2}{4 I_y} \left\{ 2 (F_1 h_1 t_1 - F_2 h_2 t_2) + t_w (h_1^2 - h_2^2) \right\} - \frac{B}{4 I_y} (F_1^2 h_1 t_1 - F_2^2 h_2 t_2)$$

曲げねじり抵抗係数

$$C_w = \frac{1}{6} \left\{ \frac{B^3 \cdot t_w \cdot \zeta_s^2}{2} + B^2 \cdot H \cdot t_w \{ H^2 - 3 (h_1 - \zeta_s) \} \right. \\ \left. + 3 F_1 \cdot t_1 \{ B^2 (h_1 - \zeta_s)^2 + F_1^2 (h_1 + \zeta_s)^2 \} + 3 F_2 \cdot t_2 \{ B^2 (h_2 + \zeta_s)^2 + F_2^2 (h_2 - \zeta_s)^2 \} \right\}$$

図 6-4 断面定数の算出式 (I 断面げたの場合)



P : 荷重載荷点
O : 鋼げた重心
S : 鋼げたせん断中心

せん断中心位置

$$z_s = \frac{BH}{4I_y} \left\{ (2B - F) F t_1 + B t_w H \right\}$$

曲げねじり抵抗係数

$$C_w = \frac{1}{6} \left[\frac{B^3 \cdot t_2 \cdot z_s^2}{2} + B^2 \cdot H \cdot t_w \{ H^2 - 3(H - z_s) z_s \} \right. \\ \left. + 3F \cdot t_1 \{ B^2 (h - z_s)^2 + F^2 (h + z_s)^2 \} \right]$$

図 6 - 5 断面定数の算出式 (U 断面げたの場合)

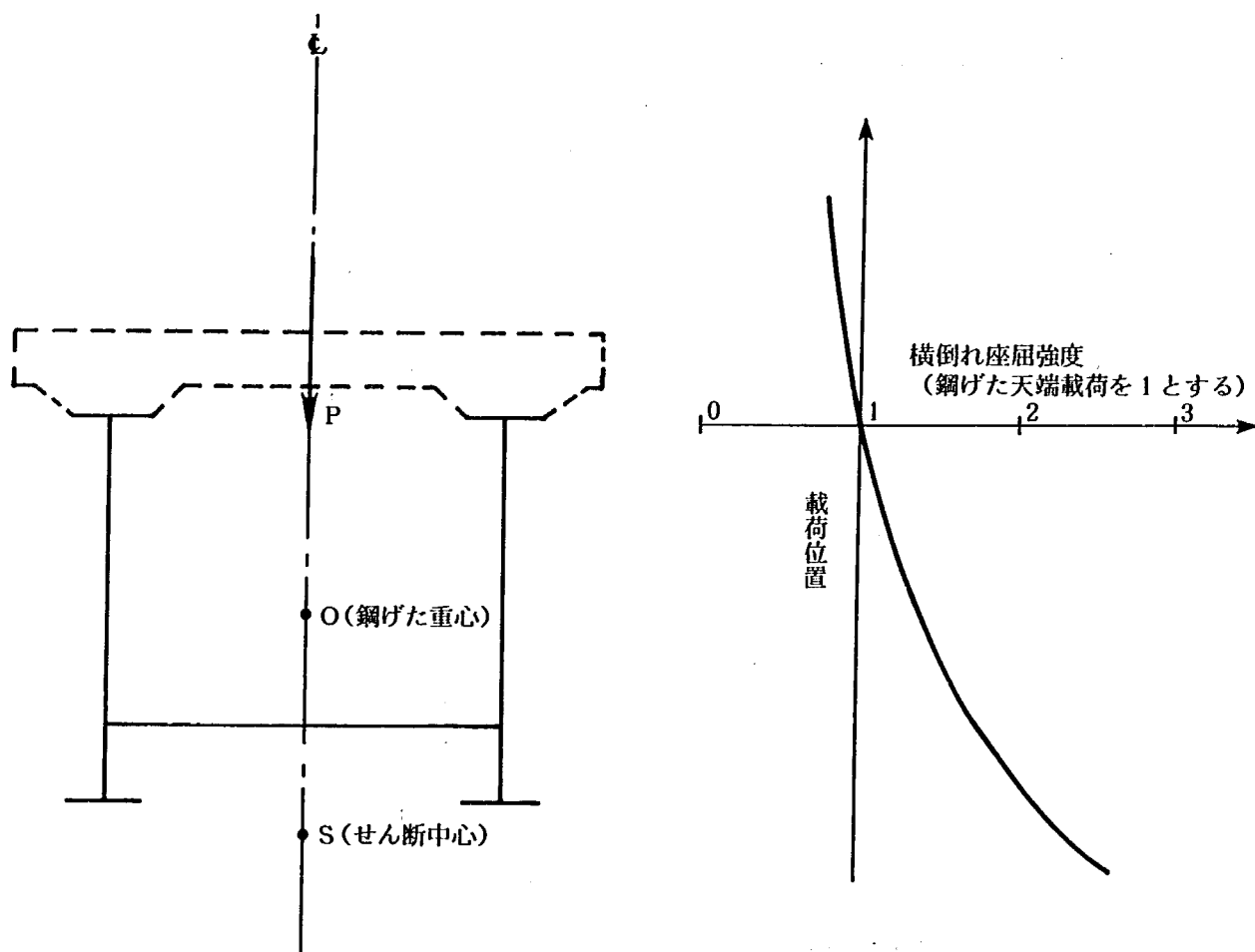


図 6-6 載荷位置 (高さ) と横倒れ座屈強度

7. 結 言

側道橋の全体横倒れ座屈について、試算設計および解析を行った結果、以下の点について明らかにすることができた。

- (1) 全体横倒れ座屈に対する検討が必要な上路プレートガーダー側道橋の形式は、コンクリート床版を有する I 形断面 2 主げた橋であり、そのコンクリート打設時について照査が必要である。また、コンクリート床版を有する U 形および L 形断面橋についても同様のことが言える。
- 一方、せん断中心が床版上方に位置する π 形断面橋、および閉断面となる箱げた橋については、弾性座屈が設計荷重を大きく上回っており、全体横倒れ座屈は問題とならない。
- (2) 上横構設置による効果は大きく、上下横構を有する場合の全体横倒れ座屈強度は、横構の剛度にかかわらず閉断面げたの場合に匹敵する横倒れ座屈強度を有する。したがって、上横構を設置する場合には全体横倒れ座屈に対する照査は不要だと考えられる。
- (3) 橋の支間と主げた間隔の比 (L/B) は、全体横倒れ座屈強度に対して支配的なパラメータであり、他の断面条件の影響は比較的小さいので、これにより大まかな判断を下すことができる。試算設計結果によれば、I 形断面 2 主げた側道橋の場合、 L/B が 18 以下であれば、設計荷重に対し弾性座屈荷重は 3 倍以上の値となる。
- (4) 荷重の偏載、けたの初期変形およびけたの断面変化の影響により、全体横倒れ座屈荷重はそれぞれ 1 ~ 2 割減少する可能性がある。
- (5) Bürgermeister の厳密照査式 (2.2) のうち、 J および V_x の項は、他の項と比較して小さく、省略してもその誤差は実用上問題ないので (6.2) 式により照査してよいものと考えられる。

〔厳密式〕

$$q_{cr} = \frac{9.2 E I_y \pi^2}{L^4} (b \pm \sqrt{b^2 + c^2}) \quad (2.2)$$

$$b = a_y - 0.466 e_y + 0.267 r_x$$

$$r_x = \sqrt{\int_A (X^2 + Y^2) Y dA} / I_x$$

$$C^2 = G J L^2 / E I_y + C_w / I_y$$

J : ねじり抵抗係数

〔簡略式〕

$$q_{cr} = \frac{9.2 \pi^2 E I_y}{L^4} (b_1 + \sqrt{b_1^2 + \frac{C_w}{I_y}}) \quad (6.2)$$

$$\text{ただし, } b_1 = -a_y - 0.466 e_y$$

また、6章では上記の結果を踏まえて、上路プレートガーダー側道橋の全体横倒れ座屈に対する照査方法を検討し、簡略化した照査式および諸定数の算出式を示した。6.2に示した照査フローに従えば、照査を行うことができるはずである。

5.6に述べたように、ここでは弾性座屈荷重に対する安全率を仮3.0としているが、「今までに問題が生じた橋梁は、支間長 L と主げた間隔 b との比が18程度より大きい……中略…… $L/b > 18$ 程度のものは一応照査するのがよいようである。」という鋼道路橋設計便覧（日本道路協会）の記述と考え方が一致していることもあり、この仮定が現実的にほぼ妥当なものであろうと推測される。

いずれにせよ、模型実験の結果を踏まえ、最終的に基準（案）を作成したいと考えている。

参 考 文 献

- (1) 福本嘯士・藤原 稔・渡辺信夫：溶接I形部材の横倒れ座屈に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No 189，1971 5.
- (2) 福田雅次・山本 哲：上路プレートガーダーの全体横倒れ座屈について，横河橋梁技報，No 8，1978 11.
- (3) 福本嘯士・久保全弘：横構・対傾構をもつ桁の横倒れ座屈強度，土木学会論文報告集，No 196，1971 12.
- (4) 小松定夫：薄肉構造物の理論と計算，山海堂，1969.

プレートガーダー側道橋の全体横
倒れ座屈に関する検討(その1)

土研資料第1795号
昭和57年2月(1982年)

建設省土木研究所橋梁研究室
佐伯彰一、西川和廣、滝沢 晃

キーワード: プレートガーダー側道部, 全体横倒れ座屈, 照査方法

要 旨

プレートガーダー側道橋の全体横倒れ座屈に対する照査方法について、試算設計およびFEM解析により検討した結果をとりまとめたものである。



郵便はがき

3 0 5 - □ □

40
円
切
手
を
は
い
て
下
さ
い

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所構造橋梁部

橋 梁 研 究 室 御 中

No. 22

No. 22

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第1795号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

