

第2編 性能照査型設計指針（試案）によるRC床版の設計計算例

第1章 設計条件

1.1 床版の設計条件

鋼橋床版を性能照査型設計法（試案）によりRC床版の試設計を実施する。設計条件は以下の内容とする。

- (1) 橋梁形式 : 2 径間連続鋼 I 桁
- (2) 支間割 : 53m+53m
- (3) 橋梁総幅員 : 9,910mm (車線 2×3500mm)
- (4) 設計交通量 : 1 方向当たりの大型車計画交通量
2,000 台/車線/日 大型車混入率 10%
照査活荷重 : 輪荷重 150kN のタンデム荷重 1 組
(土木研究所資料 2,700 号より)
歩道 : なし
- (5) 橋の設計寿命 : 120 年
- (6) 環境条件
最大時間降雨量 : 50mm/h
設計基準風速 : 40m/s
(高度 10m で 120 年非超過確率 0.6)
水平震度 : 0.2
飛来塩分環境 : 0.05mdd 以下 (普通的环境)
塩化物イオン濃度 : 1.2kg/m³
氷点下以下の気温 : まれ
融雪剤使用 : まれ
- (7) 交通網条件
交通止め : 困難
- (8) LCC 検討条件
更新単価は新設費用の 3 倍

P RC 床版	60.0 千円/m ²
R C 床版	30.0 千円/m ²
舗装単価	3.5 千円/m ²
防水層単価	8.0 千円/m ²
鋼板接着による床版補強	90.0 千円/m ²

1.2 比較する床版の種類 (図-1.2.1)

床版の設計は、①主桁を 2 本とし、橋の供用期間中に取り替えしないことを前提とした床版支持間隔 6m (張出 1.955m) の高耐久性 RC 床版と、②主桁を 4 本とし、橋の供用期間中に 2 回程度、床版を更新することを前提とした床版支持間隔 2.6m (張出 1.055m) の RC 床版について設計する。

1.3 床版の要求性能

(1) 供用性能

現行の道路橋床版と同程度の体感性を確保するか、あるいは実績のある振動限度曲線で供用時間中に不快感、疲労感を感じることが確認されること。

最大時間降雨時に、車線部に通水部が生じることなく橋面降雨水が排水されること。

(2) 耐力性能

床版の設計期間中に生じる荷重に対して、現行の道路橋示方書により設計される他の構造部材と同程度の安全性を確保するか、別途根拠ある手法により床版設計寿命中の安全性が保証されること。

(3) 疲労耐久性性能

床版の設計寿命中の安全性が保証されること。

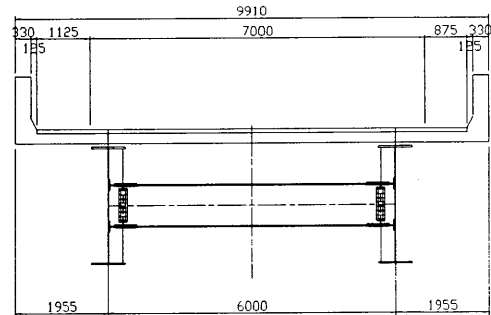
(4) 材料耐久性能

床版の設計供用期間中部材の欠落や著しい外観の損傷が生じないこと。

(5) マネジメント性能

橋の設計寿命中、経済的に合理性を有すること。

2 主桁案



4 主桁案

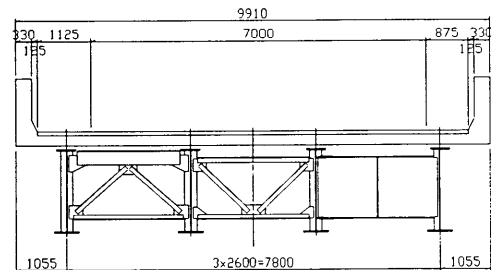


図-1.2.1 比較する床版の種類

第2章 供用性能の照査

本項では、鋼橋床版の性能照査型設計指針（試案）「Ⅱ設計編」に準じ、鋼橋床版の供用性能のうち耐振動性および排水性に関する検討を行った。

2.1 耐振動性

2.1.1 はじめに

本検討は、動的解析による耐振動性照査の試算例を示すものであり、解析に用いた諸値は厳密に実橋の挙動を反映したものではない。したがって、個々の橋梁の照査においては、床版の振動に影響を及ぼす桁の振動特性（復元特性・減衰など）や車両の通行状況などの供用環境を適切に評価しモデル化する必要がある。

2.1.2 耐振動性の照査結果

時刻歴応答解析により、通行車両による歩道位置での応答変位波形をスペクトル分解し、Meister の感覚曲線に平均応答値をプロット (図-2.1.1) して照査結果の判定を行った。

Meister感覚曲線との比較

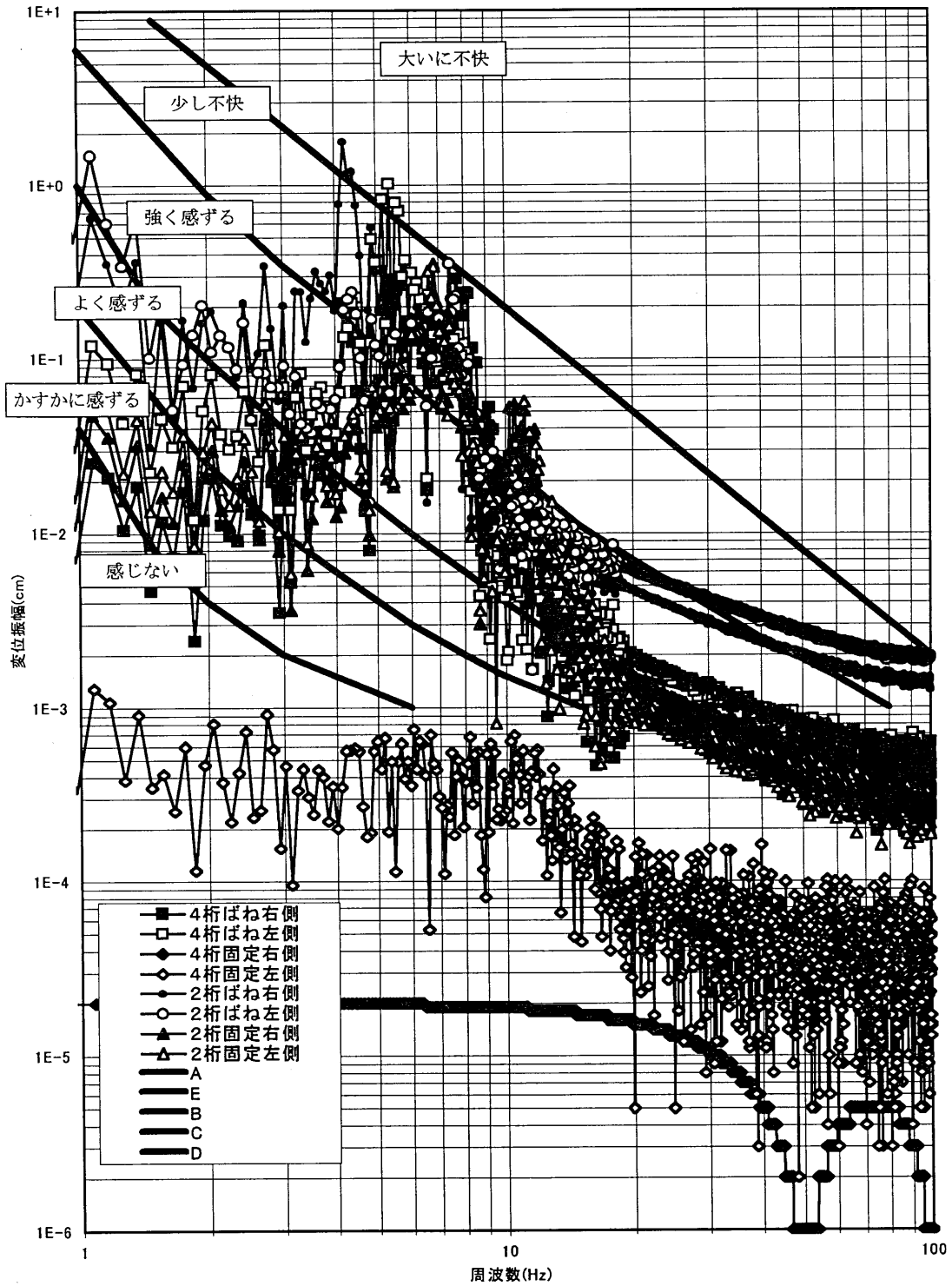


図-2.1.1 平均応答の照査結果と Meister の感覚曲線

- ・● : 長支間2主桁橋
 - ・■ : 長支間多主桁橋
 - △・▲ : 中支間2主桁橋
 - ◇・◆ : 中支間多主桁橋
- (白抜きは車両走行側, 着色は反対側歩道位置)

- (1) グラフ中の○・●は、長支間の鋼 2 主桁橋を対象とした解析であり、振動特性は主に主桁の剛性に依存しているものと考えられる。また、本形式の橋梁は、高速道路橋などの自動車専用道路に使用されるケースが多く、歩道が併設されることは少ない。しかし、歩道を併設して使用する場合などは主桁に依存する振動に対する対策が必要となる。
- (2) グラフ中の□・■は、比較的長支間の多主桁橋を対象とした解析である。本形式の橋梁は、都市内高架橋にも多く見られる構造であるが、歩道を併設する場合には①と同様に主桁に依存する振動に対して対策が必要である。
- (3) グラフ中の△・▲は、中支間の鋼 2 主桁橋を対象とした解析である。床版の剛性に依存した振動により、振動をよく感じる構造である。したがって、歩道を併設する場合には、床版を過度に薄くして剛性を低くすることは供用性において問題である。
- (4) グラフ中の◇・◆は、中支間の多主桁橋を対象とした解析であり、既存の橋梁の多くがこの形式の橋梁である。床版に依存する振動はほとんど感じないものであり、アメニティー空間としてバルコニーなどを設置する場合には適したものであり、供用性にすぐれている。

以上の結果より、現行道示に準じて設計される多主桁橋の床版(4)は、床版の剛性に依存する振動に対する供用性能の照査は省略することができる。

2.1.3 床版振動の解析例

以下に、鋼橋床版の耐振動性照査のために実施した動的解析例を示す。

2.1.3.1 橋梁モデル

解析に用いたモデルは、図-2.1.2に示すような2主桁(床版厚:300mm)および4主桁(床版厚240mm)の2種類の橋梁である。

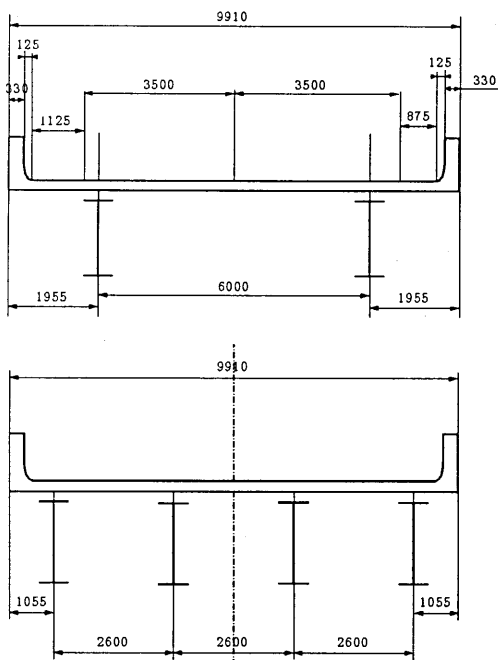


図-2.1.2 解析対象橋梁断面構成

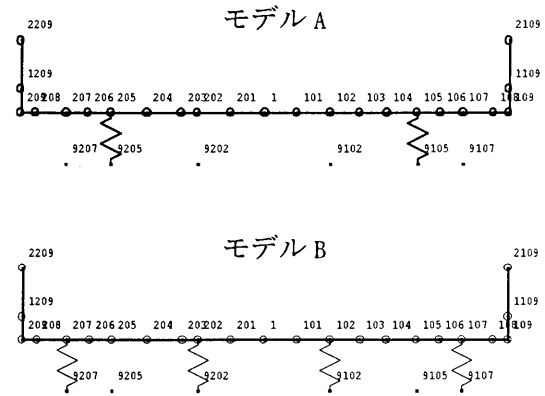


図-2.1.3 解析モデル形状図(ばねモデル)
数字は節点番号、図中の○は質量配置を表す。

橋梁のモデルとして、床版の面内曲げを考慮した2次元はり要素、桁を荷重とたわみの関係(支間中央)から算出した等価なばねに置き換え、ばね要素でモデル化し、比較的長支間の橋梁を対象とした解析モデルとした。以下に解析モデル形状図(図-2.1.3, 2.1.4)を示す。

また、中小支間橋梁の主に床版の剛性に依存する振動を解析する目的で、桁をピン接合し、水平および垂直方向の変形を拘束したモデルを用意し、前述のばねモデルと応答結果を比較することとした。

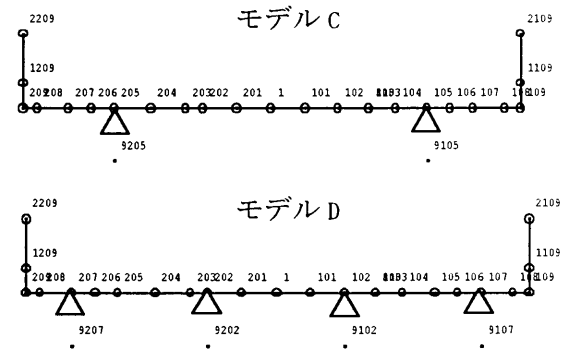


図-2.1.4 解析モデル形状図(ピン接合モデル)
数字は節点番号、図中の○は質量配置を表す。

床版を2次元でモデル化する際に、その影響範囲を考慮した上で対象の範囲を取り出し、床版の力学モデルとした。

影響範囲の割出しには、文献¹⁾を参考にした。文献¹⁾では鋼2主桁の支間中央部における床版支間直角方向曲げモーメントの影響を等高線で表している。これは、床版支間中央に載荷点を設けた場合の曲げモーメントの影響を表現している。また、この影響線図では、床版支間の距離に対する割合で影響範囲が定義されており、載荷点に対し橋軸方向に支間長の1.5倍の距離でモーメントの影響が見られることが図から読み取れた。

したがって、本解析対象の支間長が6mであることから、載荷点の前後9mづつを影響範囲とみなし、モデル化を行った。また、モデル上での統一を図るために、4主桁の床版モデルにおいても、同一のモデルを用いた。

2.1.4 車両モデル

走行車両は大型ダンプトラックを1自由度振動系にモデル化した(図-2.1.5)。車両の諸元について文献²⁾を参考として以下に示すとおりとした。車両走行位置は片側1車線の中央となるように設定し、車両の走行速度は時速80km/hを想定した。

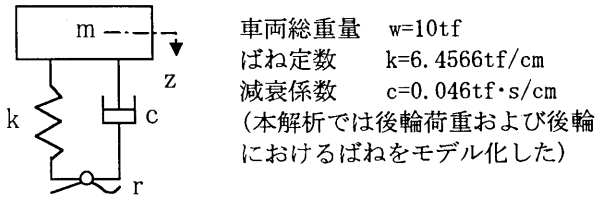


図-2.1.5 車両モデル

2.1.5 路面凹凸モデル

時刻歴応答解析により路面の凹凸をシミュレーションするために、路面凹凸を平均値0の定常ランダムなガウス過程とみなして、三角級数モデルとした路面凹凸のサンプル関数 $Z_r(t)$ をモンテカルロ法から推定し、この波形を走行車両に入力するという方法をとった。

$$Z_r(t) [\text{cm}] = \sum a_k \cdot \sin(\omega_k \cdot t + \phi_k) \quad \dots\dots\dots (\text{式-2.1.1})$$

$Z_r(t)$: t 時における路面の鉛直方向変位

a_k : 路面の凹凸差を表すガウスの確率変数。確率変数としての定義は、平均値0, 分散 $\sigma_k^2 = 4S_r(\Omega_k) / \Delta\Omega$ で表される。

ω_k : 車速を v としたときの路面凹凸の周波数($\omega_k = 2\pi v \Omega_k$ で表される。また、 Ω_k は、空間周波数で下式により表される。) 空間周波数は、単位長さ(m)あたりに出現する凹凸の数を規定している。

$$\Omega_k = \Omega_L + (k - 1/2) \Delta\Omega$$

$$\Delta\Omega = (\Omega_U - \Omega_L) / M$$

Ω_L : 想定する空間周波数の最低値(今回は、 $\Omega_L = 0.01$ (c/m)とした)

Ω_U : 想定する空間周波数の最高値(今回は、 $\Omega_U = 10$ (c/m)とした)

M : 積分間隔(分割数。大きいほど精度がよい。今回は200とした)

ϕ_k : $0 \sim 2\pi$ までを一様分布とした確率変数。

また、路面凹凸をあらわすパワースペクトル関数は以下の式で表される。

$$S_r(\Omega) [\text{cm}^2 / (\text{c/m})] = a / (\Omega^n + \beta^n) \quad \dots\dots\dots (\text{式-2.1.2})$$

$S_r(\Omega)$: 路面の凹凸の周波数(1mあたり何回繰り返されるか)とその振幅強度の関係を表したものの。

a : 路面のへいたん性をあらわす平滑度パラメータ ($\text{cm}^2 / (\text{m} \cdot \text{c}^{-1})$)

Ω : 路面凹凸の出現サイクル

n : 周波数によるパワーの分布を表す指数

β : $S_r(\Omega)$ が発散しないようにスペクトルの分布形状を考慮した変数

また、スペクトルのサンプルとしては、橋梁構造系よる平均的な路面凹凸パワースペクトル密度を用いた($a=0.0098$, $\beta=0.08$, $n=1.92$)を採用した。(文献²⁾)

解析に用いた路面凹凸パワースペクトル密度を図-2.1.6に示す。

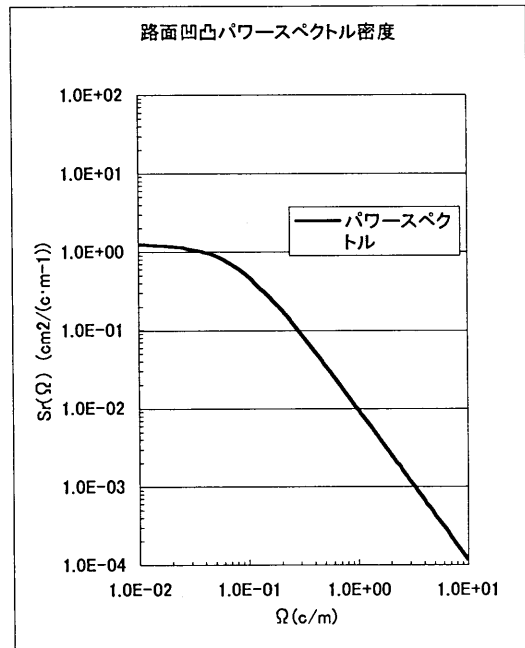


図-2.1.6 路面凹凸パワースペクトル密度

INPUT: 車速・振動の継続秒数・周波数の下限, 上限(Ω_L , Ω_U)・分割数(M)・ $a \cdot n \cdot \beta$

OUTPUT: 路面凹凸変位波形・路面凹凸速度波形

以下に、解析に用いた路面凹凸波形の1例を示す。

2.1.6 解析方法

解析は、以下の方法で行った。

- ① 車両を1つの質点でモデル化(積載込みの車重とした。ただし、後輪荷重のみ)
- ② 車両と桁を減衰とばねでモデル化(タイヤと緩衝器をモデル化)
- ③ 車両の節点位置に速度波形・変位波形を入力して時刻歴応答解析を実施した。車両の変位波形は、(式-2.1.1)を使って車両に与える波形を求めた。ただし、(式-2.1.1)から得られる波形は、ガウスの正規分布を元に算出したランダムな波形である。したがって、単一の波形だけで評価すると結果に偏りが発生する可能性がある。よって、今回の解析においては、サンプルとして波形を30個準備し、その結果の平均を求めて評価することとした。図-2.1.7に入力波形の一例を示す。
- ④ 応答解析の方法としては、車両の振動が桁に影響を及ぼし、桁の振動が車両の振動に影響を及ぼすことから、動的相互作用を考慮した。
- ⑤ 減衰は、「歪エネルギー比例減衰」とし、減衰定数は、桁・床版ともに3%を採用。

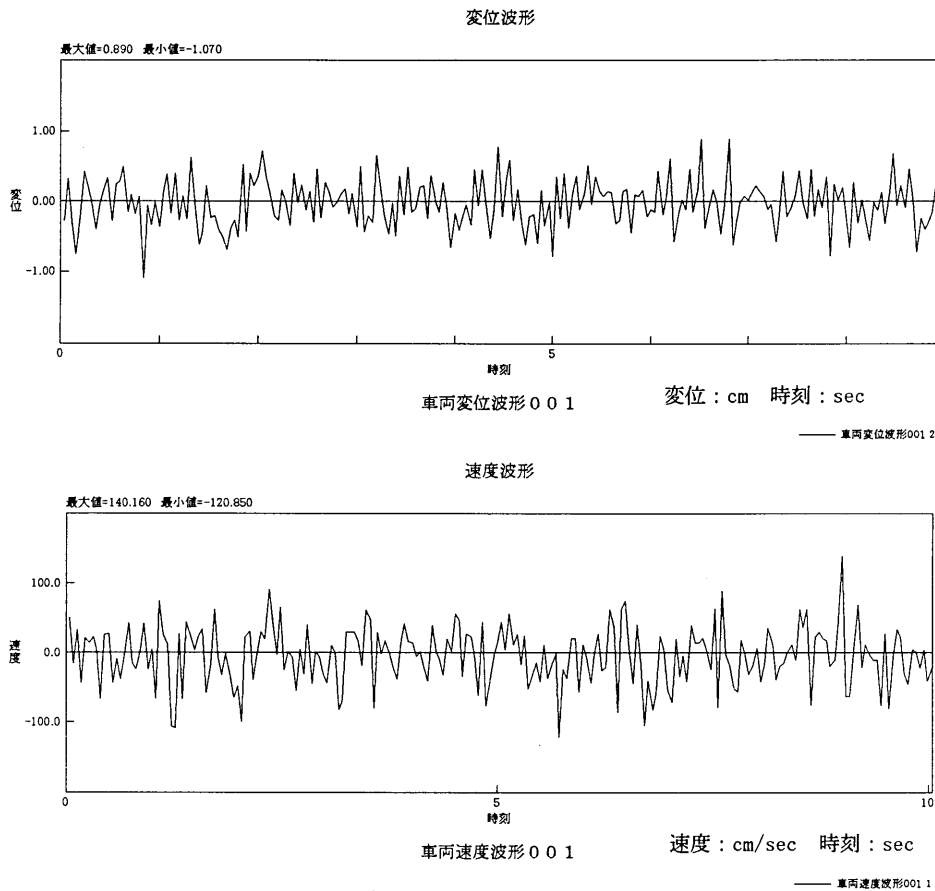


図-2.1.7 走行荷重モデル（上図：変位波形，下図：速度波形）

2.1.7 解析結果

(1) 固有値解析結果

解析で使ったモデルの内、2主桁のばねモデルを「モデルA」、4主桁のばねモデルを「モデルB」、2主桁のピン支持モデルを「モデルC」、4主桁のピン支持モデルを「モデルD」とし、各モデルの固有値解析を行った。

以下に固有値解析の結果を表に示す。

表-2.1.1 モデルA固有値解析結果

次数	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	刺激係数		有効質量比(%)	
			X	Y	X	Y
1	0.30483	3.28052	2.47E-02	-4.77E-04	0.38	0.00
2	0.26508	3.77245	2.89E-05	4.16E-01	0.00	99.34
3	0.14682	6.81106	1.64E-05	3.35E-02	0.00	0.64
4	0.05374	18.60811	-9.07E-02	-1.50E-05	5.16	0.00
5	0.02992	33.42246	6.00E-04	-5.76E-03	0.00	0.02

表-2.1.2 モデルB固有値解析結果

次数	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	刺激係数		有効質量比(%)	
			X	Y	X	Y
1	0.21862	4.57415	2.46E-02	-6.74E-04	0.42	0.00
2	0.19107	5.23368	4.10E-05	4.07E-01	0.00	95.02
3	0.12211	8.18934	2.28E-05	9.32E-02	0.00	4.98
4	0.05376	18.60119	-9.10E-02	2.42E-05	5.72	0.00
5	0.02988	33.46720	5.88E-04	1.65E-03	0.00	0.02

表-2.1.3 モデルC固有値解析結果

次数	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	刺激係数		有効質量比(%)	
			X	Y	X	Y
1	0.15030	6.65336	3.57E-06	-7.68E-02	0.00	3.71
2	0.08859	11.28796	7.27E-02	8.47E-05	3.31	0.00
3	0.04455	22.44669	1.00E-04	3.10E-01	0.00	60.54
4	0.01930	51.81347	8.63E-02	-9.30E-04	4.68	0.00
5	0.01490	67.11409	-8.93E-05	1.55E-01	0.00	15.10

表-2.1.4 モデルD固有値解析結果

次数	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	刺激係数		有効質量比(%)	
			X	Y	X	Y
1	0.04381	22.82584	-5.18E-04	1.27E-01	0.00	11.10
2	0.04249	23.53495	1.15E-01	8.87E-04	9.15	0.00
3	0.01397	71.58196	9.97E-04	-4.59E-02	0.00	1.45
4	0.01064	93.98496	5.32E-02	-4.60E-03	1.95	0.01
5	0.00860	116.2791	1.31E-03	2.16E-01	0.00	32.24

モデルAおよびモデルBについては、1次、2次のモードでは、床版に対して変形はほとんど発生しておらず、剛体のような振動モードとなっている（図-2.1.8）。このことから、モデルA、モデルBの1次、2次の振動モードは桁による振動が支配的であると考えられる。また、3次以降の振動モードでは、床版部分にも変形モードが発生していることが確認できる。

桁の部分を固定した場合のモードとして、モデルCおよび

モデルDについて図-2.1.9に示すようなモード図が得られた。モデルCの1次の固有モード図に着目すると、モデルAおよびモデルBにおける3次のモードと形状が酷似している。

モデルDの固有モード図は、モデルAからモデルCまでのモードとは異なった傾向を示している。

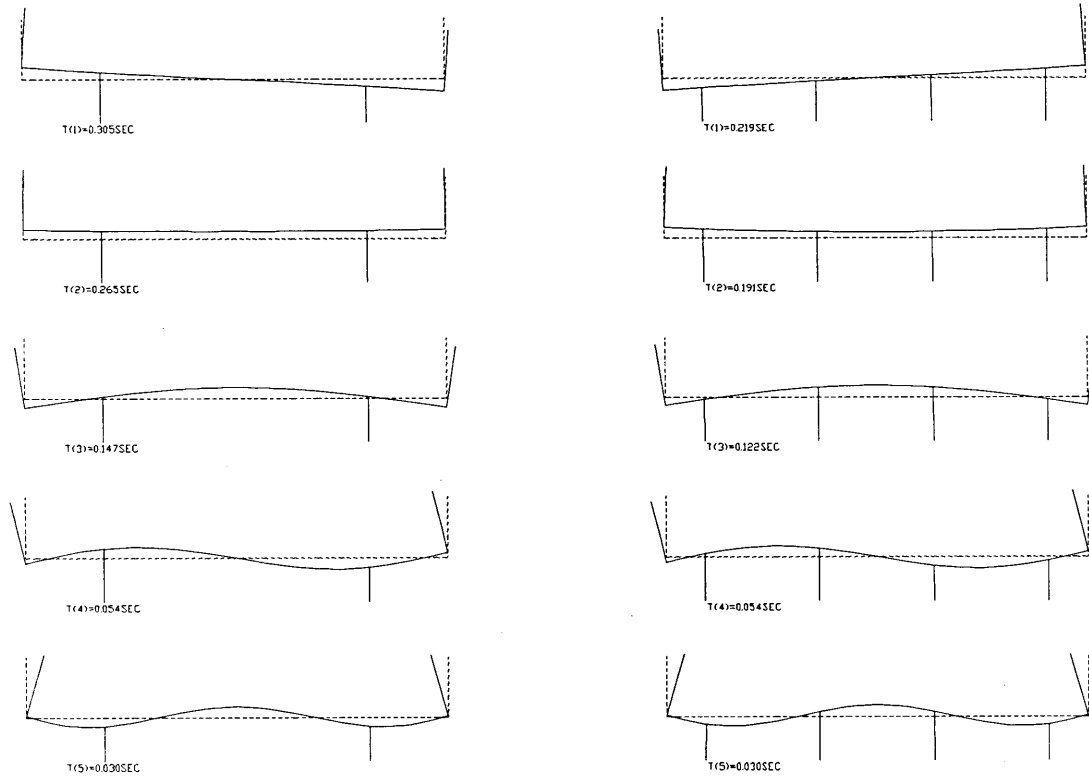


図-2.1.8 固有モード図(左:モデルA 右:モデルB)

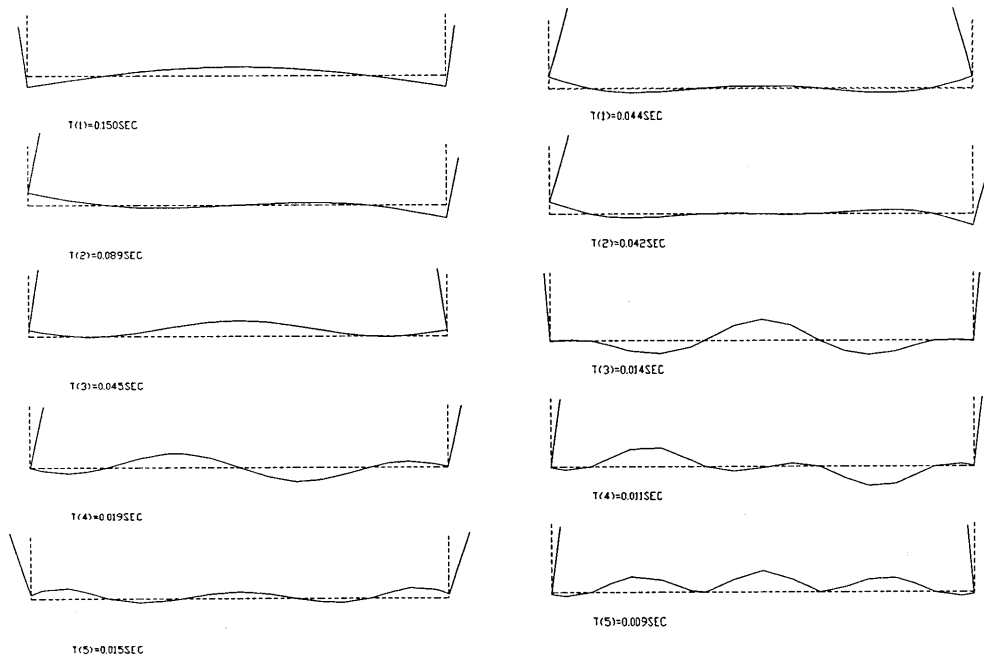


図-2.1.9 固有モード図(左:モデルC 右:モデルD)

(2) 時刻歴応答解析結果

車両走行を想定したサンプル波形を用いて、時刻歴応答解析を行った。

時刻歴応答解析により得られた応答変位波形の1例(図-2.1.11から図-2.1.14)を以下に示す。

応答結果として出力した位置は、図-2.1.10に示すような位置を出力した。

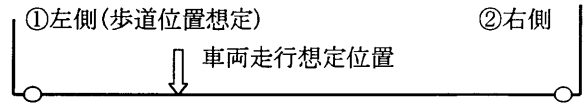


図-2.1.10 応答値出力位置

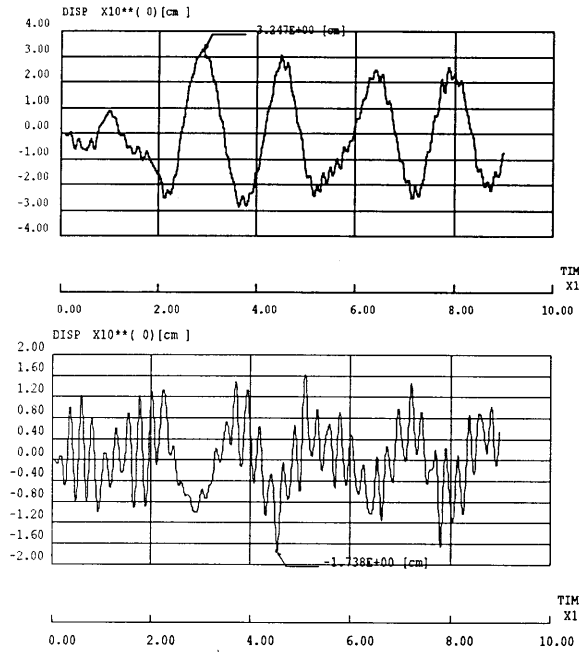


図-2.1.11 モデルA時刻歴応答変位波形図(サンプル001)

上段：床版左側(①) 下段：床版右側(②)

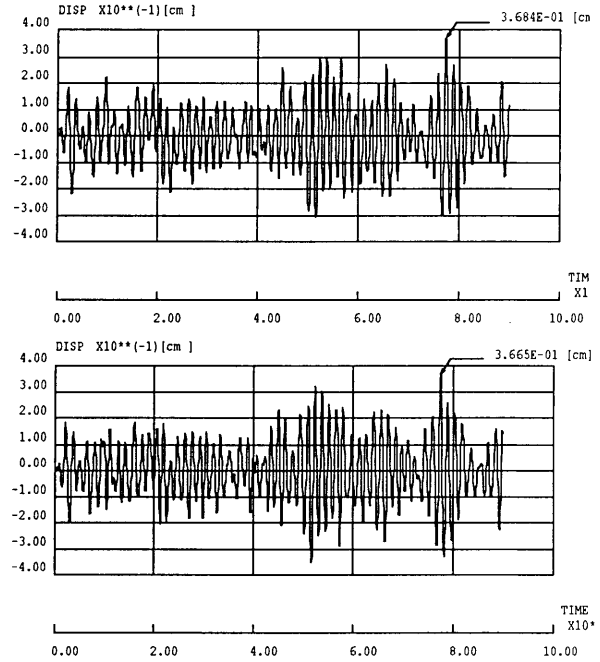


図-2.1.13 モデルC時刻歴応答変位波形(サンプル001)

上段：床版左側(①) 下段：床版右側(②)

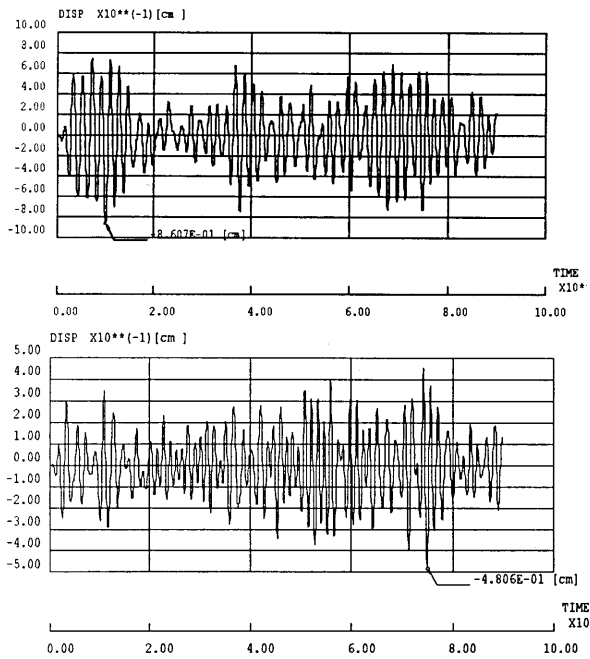


図-2.1.12 モデルB時刻歴応答変位波形(サンプル001)

上段：床版左側(①) 下段：床版右側(②)

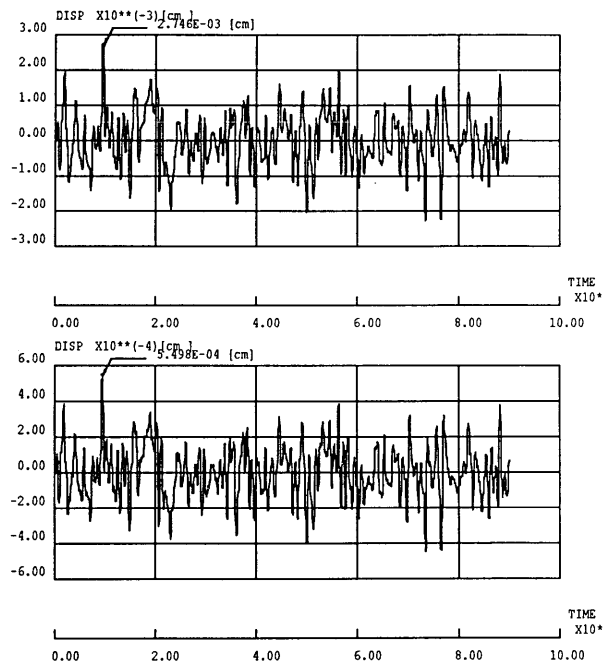


図-2.1.14 モデルD時刻歴応答変位波形(サンプル001)

上段：床版左側(①) 下段：床版右側(②)

2.1.8 結果の考察

モデル A では、約 2 秒の周期での応答波形が現れた。また、これは、桁の左側(車両走行位置近傍)の評価位置での応答が顕著に見られた。モデル B では周期の短い波形が現れているが、波形の包絡線をたどれば、やはり、2 秒前後の周期で振動していることがわかる。モデル C における応答波形では、モデル B と同様に短い周期の波形とそれを包絡するような周期の長い波形が存在する傾向が見られた。モデル D においては、変位の最大値からもわかるようにほとんど変形していない。これは、固有解析結果にも現れているように、車両走行の振動周期とモデルの振動周期に大きな違いがあるため、ほとんど振動が発生していないためと思われる。

モデル D は、桁の位置 4 点で床版を固定したようなイメージであるため、ほとんど、振動による振幅が発生していない。したがって、感覚曲線においても、「感じない」という評価である。それ以外のモデル A, B, C は似たような傾向を示しているが、特にモデル A は鋼 2 主桁をばねでモデル化しており、振幅も大きいので、感覚曲線にプロットした場合、「大いに不快」というエリアにプロットされた。モデル B での応答は、モデル A の応答より小さくなったものの、周波数が高いエリア(5Hz~6Hz)でピークが現れたため、感覚曲線上ではモデル A 同様、「大いに不快」という評価となった。

モデル A, B 及び C の感覚曲線上での評価結果は、モデル A の右側の応答およびモデル B の左側の応答を除いては、4Hz~9Hz の間で「少し不快」という評価に集中している。この周波数エリアは、モデルの固有周期に近い部分であり、この部分の応答変位をどう低減させるかが供用性の確保において重要な点になるとと思われる。

2.2 排水性

2.2.1 はじめに

降雨時に橋面上の排水が滞ると、滞水により車両、歩行者の通行に支障を生じるのみならず安全性にも重大な影響を及ぼす。

床版の排水には縦横断の勾配と排水ますによって行われているが、排水ますの部分で構造上の弱点となりやすく、排水性を確保しつつ排水ます間隔をできるだけ大きくとることは床版の供用性を満足しつつ床版の耐久性に悪影響を与えないことにもつながる。そこで、ここでは排水ます間隔を十分にとりつつ排水性を確保するための床版の条件を検討するものとする。

2.2.2 排水に関する要求性能

供用される地点において予想される時間降雨量に対して、通常走行に支障をきたさないよう排水されること。

2.2.3 照査方法

地域の降雨強度などにより雨水流出量を算定し、十分な排水能力があることを確認する。ここでは算定方法として『道路土工—道路排水工指針』に基づき、簡易的に雨水流出量を計算する。

1) 水流出量の計算

$$q = \frac{1}{3.6 \times 10^3} C \cdot I \cdot W \quad \dots\dots (式-2.2.1)$$
$$= 0.060 \text{ (1/sec/m)}$$

ここで

q: 道路の単位幅あたり雨水流出量 (1/sec/m)

C: 流出係数: 0.95 と仮定

I: 流達時間内の降雨強度 (mm/h): 設計条件より 50mm/h

W: 道路の集水幅 (m): $9.91/2 = 4.955$

2) 床版の設計

排水ます部分は床版の弱点になりやすい。そこで、排水ます間隔を 20m に設定し、それに合わせて十分な排水能力が得られるような床版の横断勾配を検討する。

排水ますの間隔 L_s は以下の式によって求められる。

$$L_s = \frac{\gamma \cdot Q}{q} \quad \dots\dots (式-2.2.2)$$

ここで

q: 道路の単位長あたりの流出量 (1/sec)

Q: 側溝流出量 (1/sec)

γ : 排水ますの落下率 0.9

上式より

$$Q = L_s \cdot q / \gamma$$
$$= 20 \times 0.060 / 0.9$$
$$= 1.3 \text{ (1/sec)}$$

橋梁の縦断勾配が 3%、通水可能幅を 500mm と仮定したとき『道路土工—道路排水工指針』より

- ・ 横断勾配が 2% の時、許容通水量 $Q \approx 1.0\%$
- ・ 横断勾配が 4% の時、許容通水量 $Q \approx 3.0\%$

となり、上記の条件で横断勾配を検討すると 2% 以上の横断勾配とする必要がある。

上記の例では一定の条件下での横断勾配の検討例であり、ここでの横断勾配は舗装面で確保されているものであるが、今後増加してくるであろう排水性舗装の橋梁の場合には、舗装面ではなく床版の勾配が直接排水に影響を与えるようになる可能性もある。このような場合ではやはり床版上面での排水の検討が必要となる可能性があり、上記のような検討が必要となる。

参考文献

- 1) Homberg und Ropers: Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke, Springel-Verlag, 1965
- 2) 「橋梁振動の計測と解析」, 橋梁振動研究会編, 技報堂出版

第3章 耐荷力性能の照査

3.1 設計方針

- (1) 耐荷力性能の照査は、死荷重、満載活荷重、照査活荷重、衝撃、風荷重、地震荷重に対して行う。
- (2) 照査活荷重は150kN タンデム荷重1組とし、十分な安全性を確保するために衝撃係数を別途考慮する。
- (3) 死荷重、満載活荷重、衝撃については道示によるものとする。

3.2 床版の曲げモーメントによる断面設計

3.2.1 設計曲げモーメント

100kN の輪荷重をできるだけ載荷した満載時の活荷重状態(100kN 満載)、および150kN タンデム荷重1組を載荷した活荷重状態(150kN タンデム単載)での床版曲げモーメントは、主桁位置を単純支持辺とする連続版によるFEM解析により求める。解析モデルは橋梁全幅と床版の最大支持間隔6mの5倍にあたる30mを橋軸方向にモデル化する。輪荷重の載荷幅は200mm×500mmとして床版厚方向の載荷幅の分散は考慮しない。FEM要素は4節点厚板シェル要素を使用し、解析上の床版厚さは道示式により求めた値を使用した。なお、死荷重曲げモーメントについても同様に解析により求めるのが望ましいが、簡単のため、ここでは道示式により求めた。求めた死活荷重による床版の設計曲げモーメントの値を表-3.2.1、表-3.2.2に示す。

表-3.2.1 床版支持間隔2.6m床版の設計曲げモーメント

床版設計曲げモーメント	単位	道示式	FEM	
			100kN 満載	150kN タンデム単載
主鉄筋方向	kN・m/m	36.2	31.0	55.7
配力筋方向	kN・m/m	24.0	22.4	31.8

表-3.2.2 床版支持間隔6.0m床版の設計曲げモーメント

床版設計曲げモーメント	単位	道示式	FEM	
			100kN 満載	150kN タンデム単載
主鉄筋方向	kN・m/m	109.2	98.5	151.2
配力筋方向	kN・m/m	51.2	59.4	79.0

3.2.2 断面設計

床版の断面設計では、道示の床版厚、道示の死活荷重設計曲げモーメント式、そして道示の床版鉄筋許容応力度(120kN/mm²)を用いた道示式による断面設計と、鉄筋の許容応力度を一般のコンクリート構造物と同様に180N/mm²とし、FEM解析結果から床版厚や配筋を決定する断面設計を行った。その結果を表-3.2.3、表-3.2.4に示す。なお、コンクリート表面から主鉄筋中心までの距離はD19以下では40mm、D22では50mmに設定している。

表-3.2.3 床版支持間隔2.6m床版の設計結果

設計荷重	床版厚(mm)	主鉄筋配置 径@ピッチ(mm)	配力筋配置 径@ピッチ(mm)	コンクリートの設計基準強度(N/mm ²)
道示式	240	D16@100	D16@150	24
100kN 満載	160	D16@100	D16@150	35
150kN 単載	230	D16@100	D16@160	24

表-3.2.4 床版支持間隔6.0m床版の設計結果

設計荷重	床版厚(mm)	主鉄筋配置 径@ピッチ(mm)	配力筋配置 径@ピッチ(mm)	コンクリートの設計基準強度(N/mm ²)
道示式	420	D22@100	D16@125	24
100kN 満載	230	D22@100	D19@100	36
150kN 単載	310	D22@100	D19@125	30

3.2.3 断面設計のまとめ

以上の計算結果より、床版支間が2.6m、6mのいずれの場合も、FEM解析結果による断面決定では、150kN タンデム単載荷重により断面が決定された。以下では、この床版を性能設計床版、道示式により設計された床版を道示床版と称する。

3.3 床版の押抜きせん断による断面照査

3.3.1 道示コンクリート橋編による照査

押抜きせん断許容荷重 P_a は道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編による(式-3.3.1)より求める。

$$P_a = \tau_p \times u_p \times d \quad \dots\dots\dots (式-3.3.1)$$

ここに、

P_a : 押抜きせん断許容荷重

τ_p : せん断許容応力度

コンクリートの設計規準強度 σ_{ck} により

$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$ の場合、 $\tau_p = 0.9\text{N/mm}^2$

$\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ の場合、 $\tau_p = 1.0\text{N/mm}^2$

u_p : 設計断面の周長で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算出する。

d : 有効高さ

(式-3.3.1)により求めた、各床版の許容押抜きせん断荷重の計算結果を、表-3.3.1、表-3.3.2に示す。

表-3.3.1 床版支持間2.6m床版の許容押抜きせん断荷重

記号	単位	性能設計床版	道示床版
τ_p	N/mm ²	0.9	0.9
u_p	mm	1972	2003
d	mm	182	192
P_a	KN	323	346
判定	150kN	OK	OK

表-3.3.2 床版支持間6m床版の許容押抜きせん断荷重

記号	単位	性能設計床版	道示床版
τ_p	N/mm ²	1.0	0.9
u_p	mm	2185	2532
d	mm	249.8	360.5
P_a	KN	546	822
判定	150kN	OK	OK

3.3.2 土木学会コンクリート標準示方書による照査

面部材の設計押抜きせん断耐力 V_{pcd} は、土木学会コンクリート標準示方書により、式-3.3.2のようにして求められる。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot \sigma_{pcd} \cdot u_p d / \gamma_b \quad \dots\dots\dots (式-3.3.2)$$

ここに、 $\sigma_{pcd} = 0.20\sqrt{\sigma_{ck}}$ (N/mm²)
 ただし、 $\sigma_{pcd} \leq 1.2N/mm^2$
 $\beta_d = \sqrt[4]{(1/d)}$ (d : m)
 ただし、 $\beta_d > 1.5$ の場合 $\beta_d = 1.5$
 $\beta_p = \sqrt[3]{(100p)}$ ただし、 $\beta_p > 1.5$ の場合 $\beta_p = 1.5$
 $\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$
 u : 載荷面の周長 (mm)
 p : 鉄筋比
 $\gamma_b = 1.3$

式-3.3.2により求めた、各床版の押抜きせん断耐力の計算結果を、表-3.3.3、表-3.3.4に示す。

表-3.3.3 床版支持間隔 2.6m 床版押抜きせん断耐力

	単位	性能設計床版	道示床版
σ_{ck}	N/mm ²	24	24
σ_{pcd}	N/mm ²	0.98	0.98
β_d		1.53	1.51
β_p		1.06	1.01
β_r		1.34	1.35
p		0.0119	0.0103
V_{pcd}	k N	588	600
安全係数	$V_{pcd}/150$	3.9	4.0

表-3.3.4 床版支持間隔 6.0m 床版押抜きせん断耐力

	単位	性能設計床版	道示床版
σ_{ck}	N/mm ²	30	24
σ_{pcd}	N/mm ²	1.10	0.98
β_d		1.41	1.29
β_p		1.19	1.02
β_r		1.42	1.51
p		0.0168	0.0107
V_{pcd}	k N	1094	1369
安全係数	$V_{pcd}/150$	7.3	9.1

3.3.3 押抜きせん断照査のまとめ

表-3.3.1、表-3.3.2から、いずれの床版も載荷荷重は許容押抜きせん断荷重に対して十分小さいことがわかる。また、表-3.3.3、表-3.3.4から、いずれの床版も150kNの輪荷重に対して十分安全な押抜きせん断耐力を有している。以上より、性能設計床版、道示床版のいずれも、十分な押抜きせん断強度を有していると判断できる。

3.4 床版の押抜きせん断強度による疲労照査

3.4.1 床版の押抜きせん断強度による使用限界寿命

床版の疲労耐久性能の詳細については別途、節を改めて照査するが、ここでは、床版の梁状化を仮定したときの耐荷力を求め、疲労耐久性能について概略の照査を実施する。梁状化耐荷力(松井式) P_{sx} は以下のように算出する¹⁾。

$$P_{sx} = 2B(\tau_{smax}X_m + \sigma_{tmax}C_m) \quad \dots\dots\dots \text{(式-3.4.1)}$$

ここで

- $B = b + 2d_d$: 梁幅
- b : 配力筋方向の載荷幅 (= 20cm)
- d_d : 配力筋方向の有効高さ (cm)
- X_m : 主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ (cm)
- C_m : 引張り側主鉄筋のかぶり深さ (cm)

τ_{smax} : コンクリートの最大せん断強度 (kgf/cm²)
 $= 0.252\sigma_{ck} - 0.000246\sigma_{ck}^2$
 σ_{tmax} : コンクリートの引張強度 (kgf/cm²)
 $= 0.583(\sigma_{ck})^{1/3}$
 σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

荷重 P が繰り返し作用する場合、梁状耐荷力 P_{sx} を用いて、RC床版に対する使用限界のS-N曲線は次式で与えられる¹⁾。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835\log N + \log 1.18 \quad \dots\dots\dots \text{(式-3.4.2)}$$

ここで、

N : 使用限界繰り返し回数

各床版について、 P をそれぞれ 100kN、150kN とした場合について計算した N の値を表-3.4.1、表-3.4.2に示す。

表-3.4.1 床版支持間隔 2.6m 床版の疲労耐久性

	単位	性能設計床版	道示床版
σ_{ck}	kgf/cm ²	240	240
d_d	cm	17.4	18.4
B	cm	54.8	56.8
X_m	cm	7.577	7.821
C_m	cm	4	4
τ_{smax}	kgf/cm ²	46.3	46.3
σ_{tmax}	kgf/cm ²	22.5	22.5
P_{sx}	k N	483	514
$N(P=100kN)$	回	4.47×10^9	9.76×10^9
$N(P=150kN)$	回	2.53×10^7	5.52×10^7

表-3.4.2 床版支持間隔 6.0m 床版の疲労耐久性

	単位	性能設計床版	道示床版
σ_{ck}	kgf/cm ²	300	240
d_d	cm	23.95	35.1
B	cm	67.9	90.2
X_m	cm	11.460	14.411
C_m	cm	5	5
τ_{smax}	kgf/cm ²	53.5	46.3
σ_{tmax}	kgf/cm ²	26.1	22.5
P_{sx}	k N	1009	1407
$N(P=100kN)$	回	5.40×10^{13}	3.75×10^{15}
$N(P=150kN)$	回	3.06×10^{11}	2.12×10^{13}

設計条件より大型車は2,000台/日の通行が予想されるため年間では、7.3E5台の通行が予想される。また、土木研究所資料第2,700号では150kNの輪荷重が一日1台程度通行している結果が得られている。

ここでは、安全側の評価として、2,000台/日の大型車交通がすべて照査活荷重相当の150kNと仮定して、各床版が使用限界に至る期間を計算した。計算結果を表-3.4.3に示す。

表-3.4.3 床版が使用限界に至る期間

設計種別	支間 2.6m 床版		支間 6.0m 床版	
	性能設計	道示	性能設計	道示
使用限界	34年	75年	4.2×10^5 年	2.9×10^7 年

表-3.4.3より、床版支間が2.6mの床版は使用限界に至る期間が短く、疲労に関してより厳しい床版となっている。支間2.6mで曲げ耐荷力に対する要求性能を満足するように決定した性能設計による床版(床版厚23cm)では、床版厚が道示床版(床版厚24cm)より1cm薄いだけであるが、使用限界に至る期間が道示床版の1/2以下の34年となっている。これは2,000台/日がすべて照査荷重相当の150kNとした場合の結果であるが、万一このような厳しい荷重が想定されるような路線では、詳細な疲労強度の検討が必要となる。次に、床版支間6mの床版では、使用限界に至る期間が非常に大きくなり、床版支間2.6mの床版と比較して、疲労耐久性が格段に大きくなることわがる。

3.4.2 梁状荷耐荷力 P_{sx} の誤差による影響

3.4.1では、松井の提案する梁状化耐荷力 P_{sx} により疲労耐久性を評価した。実際の施工では、 P_{sx} の値がコンクリートのばらつきや施工誤差により計算通りには得られない場合も予想される。計算で求めた P_{sx} と施工された床版の P_{sx} に誤差が生じた場合、使用限界に至る期間がどの程度影響するかを、床版支間2.6mの性能設計床版について試算した。試算結果を図-3.4.1に示す。図-3.4.1は横軸に断面計算から求めた P_{sx} の値に対する実際の床版が持つ P_{sx} の比率を取り、縦軸に実際の P_{sx} から求まる使用限界に至る期間を寿命の比率としてプロットしたものである。図より、実際の床版の P_{sx} が計算値より15%小さい場合 (P_{sx} の比率0.85の場合)、実際の床版が使用限界に至る期間は1/10程度に低下する。すなわち、疲労耐久性を要求される床版については、実際の床版が、計算上の P_{sx} を満足するように、入念な施工が求められる。

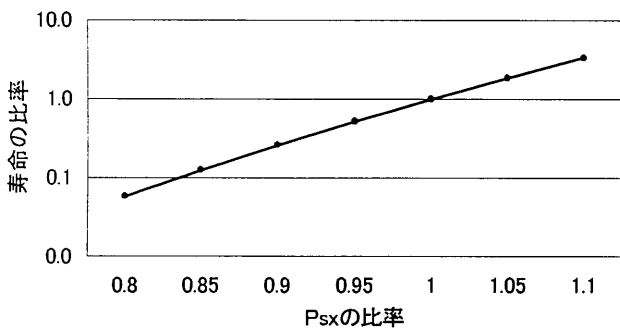


図-3.4.1 P_{sx} の誤差による影響

3.5 桁端部の床版の断面照査

桁端部の床版は、一般部の床版と境界条件が異なることや、伸縮装置などによる不陸により衝撃が大きくなることが予想される。そこで、支間6mの床版に、輪荷重100kNが作用する場合について、端横桁の有る場合と無い場合をFEM解析により比較する。解析結果を表-3.5.1に示す。

表より、端横桁のない場合、衝撃(一般部の2倍を想定)を考慮した主鉄筋方向曲げは、端横桁がある場合に比較して、最大2.92倍となる。これに対して、端横桁を設けた場合には、主鉄筋方向および配力筋方向とも、一般部の曲げモーメントと同等以下の曲げモーメントとなる。そこで、本橋では、桁端部に大きなモーメントが発生することを防ぐため、桁間部の床版には端横桁を設け、片持ち部の床版にはブラケットを設けることとする。

表-3.5.1 桁端部床版の活荷重曲げモーメント (支間6m, $P = 100\text{kN}$)

活荷重曲げ (kN・m/m)	一般部	桁端部 端横桁なし	桁端部 端横桁あり
衝撃係数	0.357	0.714*	0.714*
主鉄筋方向	65.3	191.1	21.8
(比率)	(1.00)	(2.92)	(0.33)
配力筋方向	59.4	-25.5	-51.4
(比率)	(1.00)	(-0.43)	(-0.87)

*桁端部の衝撃係数は、一般部の2倍を考慮した。

3.6 主桁作用による断面照査

床版剛性に比して剛性のあまり大きくない鋼桁で床版を支持した場合、鋼桁のたわみによって床版に付加される曲げモーメントが発生する。ここでは、桁のたわみにより発生する曲げモーメントについて、概略照査を行う。

ここでは、主桁たわみ δ/L が0, 1/1,000, 1/500となる3ケースについて各々、床版に作用する断面力を算出した検討例³⁾を参考に、照査を行う。床版を等方性版とした場合の検討例によれば、橋軸直角方向(主鉄筋方向)の曲げモーメントは、主桁たわみの影響をほとんど受けないことが分かっている。そこで、本照査計算では、橋軸方向の曲げモーメントの増加に対し、コンクリートおよび配力鉄筋の応力照査を行う。

なお、本設計計算においては主桁の断面力に起因する検討であることから、対象とする照査活荷重は主桁に対して厳しくなるL荷重(10ton満載)とする。

表-3.6.1 主桁作用による橋軸方向曲げモーメント³⁾

δ/L	0	1/1000	1/500
M_x (kN・m/m)	90.4	127.2	164.0
曲げモーメント倍率	$1 \times M_o$	$1.41 \times M_o$	$1.81 \times M_o$
N (kN/m)	0	300	300

表-3.6.1に示すように、桁のたわみを想定しない場合に比べ、 $\delta/L = 1/1,000$ では曲げモーメントが1.4倍程度、 $\delta/L = 1/500$ では1.8倍程度となるが、軸力を考慮することにより、鉄筋の引張応力の軽減が期待できる。以下に断面計算結果を示す。

表-3.6.2 床版支持間隔2.6m床版の主桁作用照査

たわみ δ/L	鉄筋応力 $\sigma_s, \sigma_{sa} = 180$ (N/mm ²)	コンクリート応力 $\sigma_c, \sigma_{ca} = \sigma_{ck}/3$ (N/mm ²)	判定
$\delta/L = 0$ (元の設計)	$119.5 < 180.0$	$4.5 < 8.0$	—
$\delta/L = 1/1000$	$52.3 < 180.0$	$5.8 < 8.0$	OK
$\delta/L = 1/500$	$95.8 < 180.0$	$7.6 < 8.0$	OK

表-3.6.3 床版支持間隔6.0m床版の主桁作用照査

たわみ δ/L	鉄筋応力 $\sigma_s, \sigma_{sa} = 180$ (N/mm ²)	コンクリート応力 $\sigma_c, \sigma_{ca} = \sigma_{ck}/3$ (N/mm ²)	判定
$\delta/L = 0$ (元の設計)	$128.2 < 180.0$	$5.4 < 10.0$	—
$\delta/L = 1/1000$	$115.0 < 180.0$	$7.7 < 10.0$	OK
$\delta/L = 1/500$	$165.6 < 180.0$	$9.8 < 10.0$	OK

以上の検討結果より、主桁作用を考慮した場合、特にコンクリートの圧縮応力に影響が出るが、全体としては耐荷力性能を満足していることが分かる。

なお、本検討では、照査対象たわみを道路橋示方書の活荷重たわみ制限の $\delta_{\text{容}}=L/500$ としているが、床版の耐荷力が不足する場合、床版への影響を軽減するため、主桁設計においてたわみを抑えることで耐荷力性能を満足させる方法も考えられる。

3.7 荷重分配作用による断面照査

主桁に作用する断面力が上フランジとの結合部を介して床版に伝達する作用（主桁作用、合成桁作用）による断面照査は、床版および主桁・分配横桁等を適切にモデル化した立体 FEM 解析等が適切であると考えられる。

しかしながら、ここで対象とした 4 主桁では各主桁の剛性の差が小さく、桁の不等沈下などによる床版曲げへの影響が小さいと考えられること、また、2 主桁では一般には横桁への分配断面力が小さいことなどから、床版の荷重分配作用による断面照査を省略する。

ただし、これまでに床版の荷重分配作用を研究した文献は非常に少なく、分配横桁と床版への荷重分配率については、十分に解明されていない。このため、特に、横桁を従来の構造に対して省略する場合、斜角桁や曲線桁の場合、歩道のマウンドアップや高い遮音壁などが設置される橋梁などにおいては、分配作用として床版への応答値が最大となる荷重状態を検討し、立体 FEM 解析等により照査することが必要であると考えられる。

なお、主桁間の剛性が大きく異なり、桁の不等沈下による床版への断面力分配作用が無視できない場合には、道路橋示方書の不等沈下による付加曲げモーメント算定資料（巻末）などを参考に照査することとなる。

3.8 水平荷重による断面照査

上部工に作用する水平荷重による床版の断面照査を行う。ここでは、①地震荷重、②風荷重により、床版に発生する断面力を算出する。

床版支持間隔 $L=2.6\text{m}$ の場合

① 地震荷重

設計水平震度 $K_h = 0.20$

上部工自重（支間平均） $W = 131.5 \text{ kN/m}$

設計地震力 $W_e = 0.2 \times 131.5 \text{ kN/m} = 26.3 \text{ kN/m}$

許容応力度割増 $1.5 \quad W_e' = 26.3/1.5 = 17.5 \text{ kN/m}$

② 風荷重

設計基準風速 40m/s

橋の総幅 $B = 9.91\text{m}$

橋の総高 $D = 6.0\text{m}$

道路橋示方書 I 共通編 2.1.10 風荷重 より

設計風荷重 $W_w = 22.0 \text{ kN/m}$

許容応力度割増 $1.25 \quad W_w' = 22.0/1.25 = 17.6 \text{ kN/m}$

以上より、本設計計算では

風荷重 $W_e = 17.6 \text{ kN/m}$ によって照査する。

床版支持間隔 $L = 6.0\text{m}$ の場合

① 地震荷重

設計水平震度 $K_h = 0.20$

上部工自重（支間平均） $W = 150.4 \text{ kN/m}$

設計地震力 $W_e = 0.2 \times 150.4 \text{ kN/m} = 30.1 \text{ kN/m}$

許容応力度割増 $1.5 \quad W_e' = 30.1/1.5 = 20.1 \text{ kN/m}$

② 風荷重

設計基準風速 40m/s

橋の総幅 $B = 9.91\text{m}$

橋の総高 $D = 7.1\text{m}$

道路橋示方書 I 共通編 2.1.10 風荷重 より

設計風荷重 $W_w = 26.4 \text{ kN/m}$

許容応力度割増 $1.25 \quad W_w' = 26.4/1.25 = 21.1 \text{ kN/m}$

以上より、本設計計算では

風荷重 $W_e = 21.1 \text{ kN/m}$ によって照査する。

各々算出した設計水平力に対し、2 径間連続梁モデルにおいて曲げモーメントを算出し、床版の水平方向の断面照査を行う。

表-3.8.1 床版の水平荷重照査結果

		床版支間 2.6m	床版支間 6.0m
水平荷重による 曲げモーメント	(kN・m)	5195	5945
床版コンクリート 応力(端部)	(N/m ²)	1.5 < 8.0	1.4 < 8.0
床版主鉄筋 応力(端部)	(N/m ²)	110.9 < 180	69.3 < 180
判定		OK	OK

以上の検討により、水平荷重による床版の耐荷力性能は充分満足していることが分かった。

なお、風荷重による壁高欄基部に生じる断面力については、別途考慮する必要があるが、ここでは省略する。

参考文献

- 1) 渡海大輔・松井繁之・大西弘志：橋軸直角方向 P C 床版の疲労特性と耐久性，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.113～118，1998。
- 2) 前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文集，第 348 号/V-1，pp.94～102，1984。
- 3) 長山秀昭・新谷卓也・川畑篤敬・柳原則行：主桁たわみを考慮した長支間 P C 床版の断面力に関する解析検討，土木学会第 52 回年次学術講演会，1997。

第 4 章 疲労耐久性の照査

4.1 はじめに

疲労耐久性の照査を机上で行う場合、作用の指標（S）と疲労限界に至るまでの繰返し回数（N）の関係（S-N 関係，S-N 図）が求められていることが前提となる。S-N 図を求めるためには、一般に S を変化させて数多くの疲労試験を行う必要がある。

現状としては、鉄筋コンクリート床版については、押し抜きせん断破壊に関して、松井らの研究^{1), 2)}等により数多くの輪荷重走行試験が行われ、ある程度信頼できる S-N 図が作成されている。この場合 S-N 図における作用の指標（S）については、押し抜きせん断耐力に対する輪荷重の大きさの比が取られている。この S-N 図を用いた鉄筋コンクリートの疲労耐久性の照査については、文献 3) 等に示されているので参照されたい。

また、日本道路公団等による鋼少数主桁橋の導入に伴って最近採用事例が増えてきたプレストレストコンクリート

床版についても、鉄筋コンクリート床版のS-N図をもとに、プレストレスの導入効果の補正を行ってプレストレスコンクリート床版のS-N図が提案されており⁴⁾、輪荷重走行試験による検証も行われている⁵⁾。また、このS-N図を用いたプレストレスコンクリート床版の疲労耐久性照査の試算も試みられている⁶⁾ので参照されたい。

一方、S-N図を用いることなく、階段状の荷重パターンによる輪荷重走行試験を行い、疲労破壊するときの荷重について標準の鉄筋コンクリート床版のそれと相対比較を行うことにより、新しい形式の床版を含めた床版の疲労耐久性の評価が建設省土木研究所において行われている。この方法は厳密な疲労寿命推定を行うことはできないが、新しい形式の床版のS-N図作成の困難性に鑑みれば、疲労寿命がある程度明らかになっている標準床版との相対比較を行うことにより、S-N関係が得られていない床版の疲労耐久性の評価が比較的簡便に行える現実的な方法と言えよう。

床版の構造や諸元にかかわらず、ある程度汎用的に疲労耐久性の照査が行える可能性のある照査方法として、疲労破壊が想定される箇所の断面力や応力度を作用の指標としたS-N図を作成し、これをもとに照査する方法が考えられる。ここでは、輪荷重により最大のせん断応力が発生する箇所の平均せん断応力度（単位幅当たりのせん断力）を指標として鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断に対する疲労耐久性の照査を試み、その計算例を示すこととする。なお、S-N関係の作成については、コンクリート標準示方書⁷⁾および土木研究所の輪荷重走行試験の結果⁸⁾をもとにしているが、いくつかの仮定を設けて試算を行っており、ここでの計算例は床版の今後の合理的な疲労耐久性照査法の展開にむけた1つの試みとして扱われたい。

4.2 概説

疲労耐久性の照査にはせん断型と曲げ型の疲労耐久性がある。せん断型疲労耐久性の照査には、計算式だけで行う方法と、実験結果を利用する方法があるが、計算結果の妥当性が確認しやすいことから、実験結果を利用する方法を主として紹介する。性能照査型の設計として、荷重位置の反映や特殊な構造にも対応するため、直交異方性板要素のFEMを使用した。曲げ型の疲労耐久性の照査は、土木学会のコンクリート標準示方書に、鉄筋とコンクリートの応力度についての詳細な照査方法があるので、ここでは省略した。

4.3 疲労耐久性の検討項目

床版の疲労耐久性を検討するに、せん断型疲労耐久性能と曲げ型疲労耐久性能について検討する必要がある。せん断型疲労耐久性能と曲げ型疲労耐久性能についての一般的な検討項目と荷重位置を表-4.3.1に示す。

曲げと負曲げでのせん断型疲労耐久性能で重要な働きをする鉄筋と注意事項を図-4.3.1と図-4.3.2に示す。図-4.3.1は正曲げでせん断応力が最大の例で、下面の鉄筋がせん断耐力に重要である。

床版下面に鋼板や炭素繊維で補強しても、支点を越えて定着できないので、主鉄筋方向のせん断補強部材になりにくいことに注意する必要がある。

図-4.3.2は負曲げでせん断応力が最大の例で、上面の鉄筋がせん断耐力に重要である。上面の鉄筋を折り曲げる場合は、荷重位置を考慮して十分な範囲まで広げることが重要である。

表-4.3.1 検討項目と荷重位置

	せん断型 疲労耐久性能	曲げ型 疲労耐久性能
検討項目	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートのせん断疲労耐力 ・鋼コンクリート合成床版の ・シヤーコネクタの疲労耐力 	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートの圧縮疲労耐力 ・鉄筋 PC 鋼線の疲労耐力 ・パネル構造の接合部の疲労耐力
荷重位置	<ul style="list-style-type: none"> ・正曲げでせん断応力が最大の場所 ・負曲げでせん断応力が最大の場所（主桁の近傍） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ応力が最大の場所（主桁間の中央）

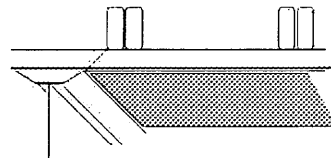


図-4.3.1 正曲げでせん断応力が最大の例

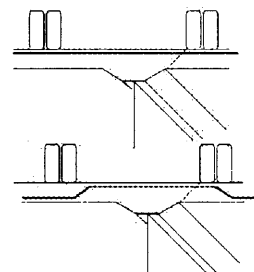


図-4.3.2 負曲げでせん断応力が最大の例

4.4 床版の疲労破壊の発生状況

RC床版のせん断型疲労の事例は多く、その中の多くは桁の近くから発生している。タイヤ位置が桁に近いとRC床版のせん断応力が大きくなるためである。穴が開く前の状態で、実際の床版にせん断型疲労ひび割れが発生している状況を写真-4.4.1に示す。

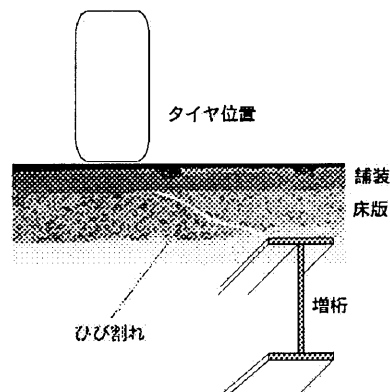


写真-4.4.1 せん断型疲労ひび割れが発生している状況

床版の曲げ型疲労破壊の例は、報告されていないので、今まではほとんどないと思われる。しかし、長いスパンの床版では、曲げも大きくなるので、注意が必要である。

4.5 検討フロー

4.5.1 計算式から検討する方法

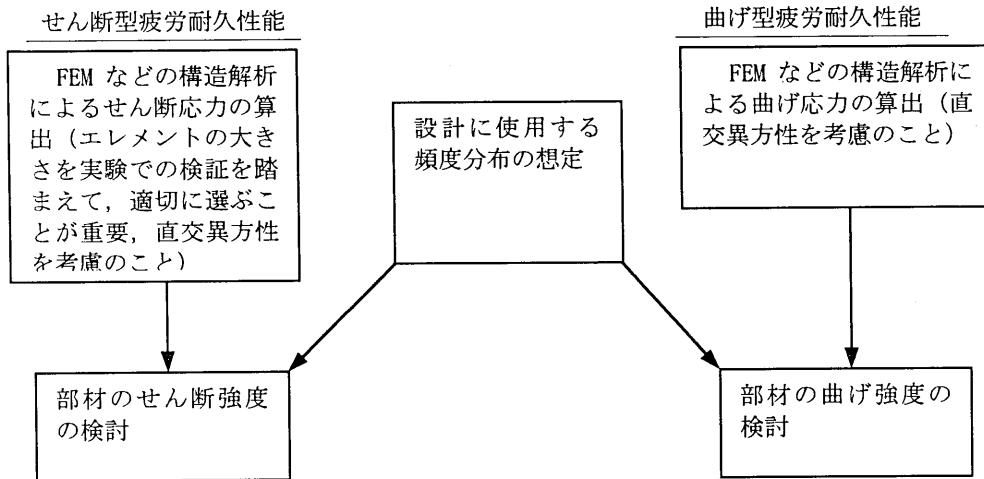
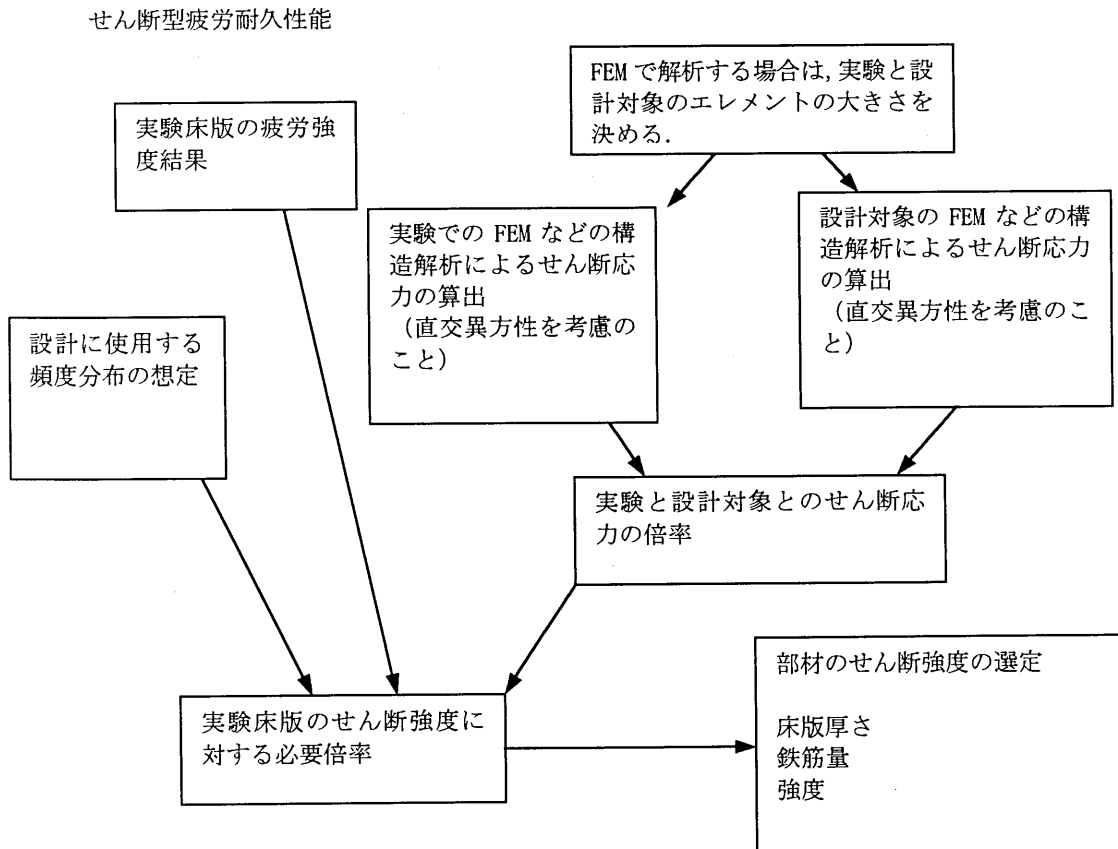


図 4.5.1 計算式からの検討

4.5.2 実験結果から検討する方法



曲げ型疲労耐久性能はせん断型疲労耐久性能と同様に行う

図 4.5.2 実験結果からの検討

4.6 床版の疲労試験を利用したせん断型疲労耐久性能設計例

4.6.1 利用する試験結果

床版の走行疲労試験として、土木研究所の輪荷重走行試験の結果を使用する。

4.6.2 一定荷重での荷重と破壊までの関係

一定荷重での荷重と破壊までの関係は、載荷回数のみを対数とする片対数グラフで整理するとほぼ直線になっている。(図-4.6.1)

荷重が0となる $\log(n)$ は土木学会のコンクリート標準示方書の梁として数値11にほぼ一致している。このことは破壊が梁状態のせん断型であることと、一致している。このことから、荷重と載荷回数の疲労関係は $\log(n) = 11$ を通る直線と仮定する。

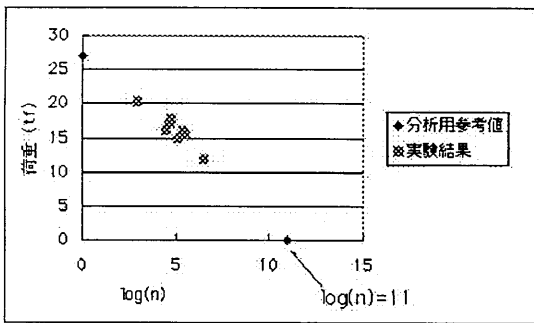


図-4.6.1 一定荷重での荷重と破壊までの関係 (昭和39年示方書で設計した床版)

なお、湿潤状態では、コンクリートの疲労強度が低下する。湿潤状態の影響については、コンクリート標準示方書に示される湿潤状態がコンクリート強度に与える影響などを参照し、その影響についてさらに検討しておく必要がある。また、PCコンクリートのように、高い軸力を受ける場合の疲労照査についても、その影響をコンクリート標準示方書などにより評価することが必要となる。

4.6.3 FEMエレメントの大きさの決定

実際の設計を意識して実験の解析用のエレメントの大きさを決める。

一般部でせん断応力が最大になるのは、支持桁の近くに荷重が働く場合である。コンクリート構造では、デーブビーム効果の範囲では、せん断強度が大きいことが知られている。実際の斜せん断の発生状況から、デーブビーム効果は a/d が1の範囲内と仮定し、支点から有効高さ d の距離まで離れた点を、床版に最大のせん断力が働く位置とみなした。(ハンチがある場合は、ハンチと一般の床版とが交叉する近傍から斜せん断破壊が発生していることを考慮する必要がある。)

FEMの一つのエレメントの大きさから、値を単純に引き出すために、デーブビーム効果の範囲 (a/d が1の範囲内) でひとつのエレメントとした。即ち、橋軸直角方向のエレメントの長さは d とした。

橋軸方向は、荷重の幅20cmとした。

エレメントの大きさを小さくすると、せん断応力の値が大きくなる。実験と同じ手法で実際の設計でもエレメント

の大きさを決めることで、実験との対応が可能となる。エレメントの大きさの妥当性を確認するために、図-4.5.1から静的破壊耐力 $\log(n)=0$ の値を推定し、FEMの結果と土木学会のコンクリート標準示方書の梁としての単位幅当たりのせん断耐力から求めた静的耐力を比較した。

図-4.6.1から求めた実験の静的破壊耐力は27tfであり、FEMの結果と土木学会のコンクリート標準示方書の梁としての単位幅当たりの静的せん断耐力から求めた静的耐力(安全係数としての部材係数を1.0とした場合)では23tfであった。

土木学会のコンクリート標準示方書の梁としての静的耐力は、実験データの安全側の結果を採用していることを考慮すると、エレメントの大きさは妥当であると判断した。

しかし、床版の疲労試験を利用した方式では、比較なのでエレメントの大きさの影響は小さい。

4.6.4 平成8年示方書床版のFEM解析結果

昭和39年示方書床版の実験結果は多いが、異方性が強く、断面の耐力が小さいので、RC床版で断面が一番大きな平成8年道路橋示方書床版(H8年床版)を基準として、検討する。コンクリート強度のばらつきが大きいので、結果も大きくばらついており、現状では正確な耐力が判断つかない状態である。ここでは、仮に一番小さな耐力であった28tfを基準耐力であると仮定することにした。図-4.6.2にFEM解析モデルを示す。着目したエレメントの応力は $-51.98\text{kgf/cm} = -51.98 \times 9.8/10 = -50.06\text{N/mm}$ のせん断応力であった。なお、床版は鉄筋量の差から1:0.7の異方性とした。

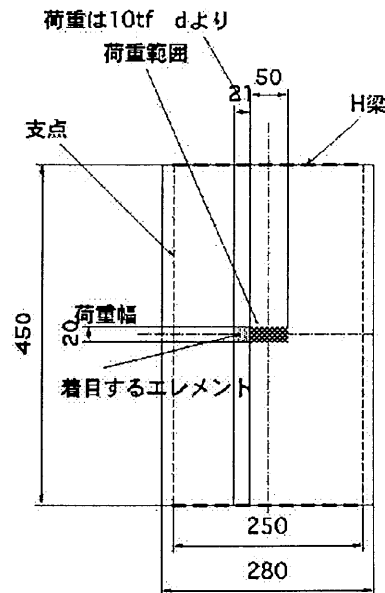


図-4.6.2 FEM解析モデル

4.7 検討断面

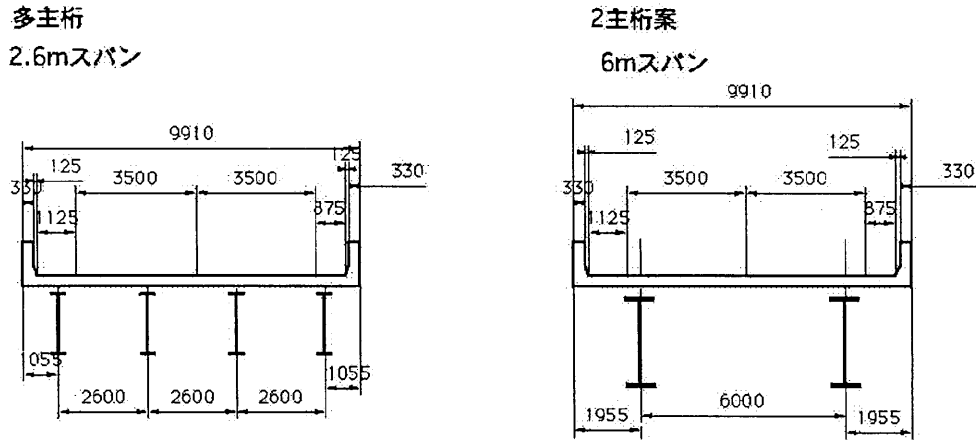


図-4.7.1 検討断面

4.8 検討断面のFEM解析結果

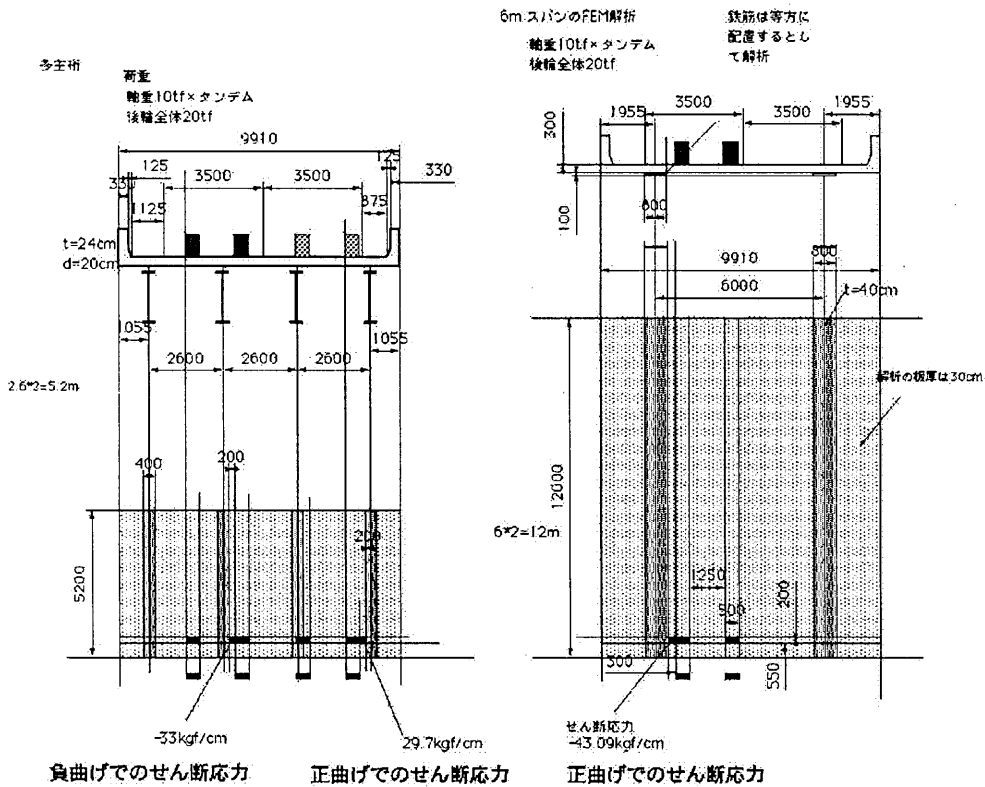


図-4.8.1 検討断面のFEM解析結果

4.9 設計に使用した頻度分布

- ・走行中のタンデムのタイプの大型車についての個々の軸重量記録から求めた。
- ・衝撃も入っているとして設定。
- ・設計例として仮に決めたにすぎない。
- ・最大荷重の影響が大きいことに注意が必要。
- ・図-4.9.1に頻度分布を示す。

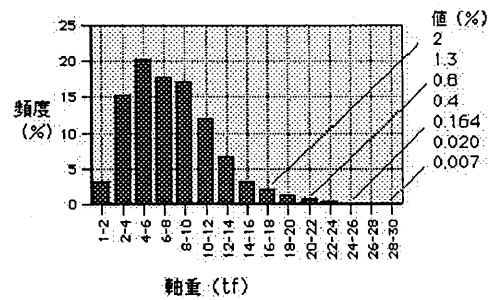


図-4.9.1 頻度分布

軸重量記録は、文献⁹⁾を利用した。

りのせん断耐力を求めたものである。

4.10 計算結果

4.10.1 共通設計条件

- ・大型車の台数：2000台/日/車線
- ・疲労に対する安全係数…部材係数として1.3
- ・基準実験結果をH8年床版が28tfで40,000回で破壊したと仮定した。
- ・H8年床版せん断耐力138.9N/mm

4.10.2 結果

第3章、耐力性能の照査で求めた断面での、せん断型疲労耐力性の照査結果を表-4.10.1に示す。必要なせん断耐力にわずかに達していない。コンクリート強度のみ上げて、必要なせん断耐力に達した結果を表-4.10.2に示す。

表-4.10.1 耐力性能の照査で求めた断面でのせん断型疲労耐力性の照査結果

	2.6m床版の場合	6m床版の場合	
疲労耐久年数	40年	120年	
基準実験結果との倍率(安全係数なしの状態)	0.73倍 (耐久年数1000年の場合：1.1倍)	1.05倍 (耐久年数1000年の場合：1.43倍)	
異方性の補正值*1	1.1倍	1.1倍	
安全係数 部材係数として	1.3倍	1.3倍	
倍率の積	0.73 × 1.1 × 1.3 = 1.044倍	1.05 × 1.1 × 1.3 = 1.502倍	
必要なせん断耐力	138.9 × 1.044 = 145N/mm	138.9 × 1.502 = 208.6N/mm	
設計断面	コンクリート強度	24N/mm	30N/mm
	床版厚さ	23cm	31cm
	主鉄筋	D16@100	D22@100
	純かぶり	32mm	39mm
	せん断耐力	130N/mm 不足している	197N/mm 不足している

*1FEMでの異方性と設計断面の異方性が異なる場合の補正值

表-4.10.2 コンクリート強度を上げて必要なせん断耐力を確保した断面のせん断型疲労耐力性の照査結果

	2.6m床版の場合	6m床版の場合	
必要なせん断耐力	138.9 × 1.044 = 145N/mm	138.9 × 1.502 = 208.6N/mm	
設計断面	コンクリート強度	35N/mm	36N/mm
	床版厚さ	23cm	31cm
	主鉄筋	D16@100	D22@100
	純かぶり	32mm	39mm
	せん断耐力	147N/mm 満足している	210N/mm 満足している

4.11 実験結果を利用した本計算の妥当性の検証

H8年床版の結果を用いて、昭和39年床版の破壊荷重を土木学会の式と松井の式とで推定した結果を表-4.11.1に示す。S39年床版は4万回では18tf付近で破壊しているので、2つの式とも良く一致している。松井の式とは、梁状化耐力 (P_{sx}) を2倍の梁幅(2B)で割って、単位長さ当た

表-4.11.1 本計算の妥当性の検証

	H8床版の主筋方向断面の単位せん断耐力	S39床版の主筋方向断面の単位せん断耐力	FEMによる異方性と有効高さの影響値	H8を28tfとするとS39の推定
	a	b	c	$D=28 \times b/a \times c$
土木学会の式	138.9 N/mm	106.7 N/mm	0.833	17.9 tf
松井の式	409.7 kgf/cm	323.84 kgf/cm	0.833	18.44 tf

4.12 FEMを使用する理由について

押抜きせん断の式は、荷重点から4方向に力が分散するとして、計算される式である。

主桁の近傍では、主桁に近い方向のみに力が集中しやすいことや、片持ち部では4方に力が分散しないこと、車軸がタンデムになるとせん断力の分布が一軸とは異なることから、押抜きせん断での検討では、厳密性に欠け、主桁近傍を走行する場合には、危険側の結果となる。

本計算例では、この欠点をより少なくするために、FEMを使用して解析した。配力筋の効果は直交異方で反映することにした。FEMを使用することにより、手間がかかる場合は、図表を作成して簡略化することも可能である。

参考文献

- 1) 前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐力の評価式，土木学会論文集 No.384/v-1, pp.94~102, 1984
- 2) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告集9-2, pp.627~pp.632, 1987
- 3) 松井繁之：橋梁の寿命予測——道路橋RC床版の疲労寿命予測——，安全工学，vol.30, No.6, pp.432~pp.440, 1991
- 4) 東山浩士・松井繁之：プレストレスしたコンクリート床版の押し抜きせん断耐力，構造工学論文集，vol.44a, pp.1357~pp.1364, 1998
- 5) 長谷俊彦・上東泰・安松敏雄：長支間PC床版の移動輪荷重走行疲労試験による耐久性評価，日本道路公団試験研究所報告，vol.36, pp.25~pp.34, 1999
- 6) 安松敏雄・長谷俊彦・篠原修二・長瀬嘉理：交通荷重実態を考慮した鋼橋床版の疲労設計に関する検討，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.77~pp.82, 1998
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編(平成8年版)
- 8) 内田賢一・西川和廣：既設道路橋床版の疲労耐久性に関する検討，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.37~pp.42, 1998
- 9) 日本機械学会講演論文集 no.974-1(97.3 関西支部第72期定時総会講演会)橋梁を利用した自動車荷重測定と車種別特性に関する研究

第5章 材料耐久性の照査

5.1 はじめに

床版材料の耐久性の照査として、コンクリートの①中性化 ②凍結融解 ③アルカリ骨材反応 また、鉄筋コンクリートの④塩化物イオンによる鉄筋の腐食 ⑤床版のひび割れ幅 に関して検討するものとする。

①の中性化については、水セメント比(W/C)の値が50%を下回るコンクリートを使用することで、中性化の照査を省略するものとする¹⁾。また、②の凍結融解については、相対動弾性係数の値を測定し、最小限界値を上回る値であることを確認することで、耐久性の照査が可能である¹⁾。また③についても、化学法やモルタルバー試験、またアルカリ総量などから、コンクリートが所要の耐アルカリ骨材反応性を満足することを確認することで、材料耐久性の照査を行うことが可能である¹⁾。したがってここでは、④、⑤に関して検討例を示すこととする。

5.2 塩化物イオンによる鋼材腐食に関する検討

5.2.1 検討条件

ここでは、橋梁の位置は海岸より約2kmと仮定し、腐食性環境下における床版の塩化物イオンの濃度から鉄筋の腐食検討を行う。検討の条件としては、

- ①床版支間2.6m, 床版厚23cm, 主筋D16@100,
(かぶり32mm), 40年供用
- ②床版支間6.0m, 床版厚31cm, 主筋D22@100
(かぶり39mm), 120年供用

の2ケースである。

この条件で床版コンクリート内の鉄筋に錆が発生するかどうかの検討を行う。

なお、コンクリート標準示方書¹⁾では適用年数100年を限度としているが、ここでは120年に対しても同規定を適用している。

5.2.2 検討の手法

コンクリート標準示方書¹⁾、施工編、「性能照査型の塩化物イオンの侵入に伴う鋼材腐食に関する照査」に基づいて、鉄筋に錆が生じるかどうかを検討する。

また、床版の鉄筋位置の塩化物イオン濃度 C_d が鋼材腐食発生限界濃度 $C_{lim}=1.2\text{ kg/m}^3$ を超えると、鉄筋の発錆が生じる¹⁾とした。

5.2.3 算出結果

床版鉄筋位置の塩化物イオン濃度 C_d は、次式で表される¹⁾。

$$C_d = \gamma_{cl} \times C_s \times [1 - \text{erf}\{0.1x \cdot c / (2 \times \sqrt{D_d \cdot t})\}] \quad \dots \text{(式 5.2.1)}$$

ここで、

γ_{cl} : ばらつきに関する安全率で、1.3とする

C_s : コンクリート表面の塩化物イオン濃度
で設計条件より 1.2 kg/m^3

c : コンクリートのかぶり

$L = 2.6\text{m}$ のとき、 $c = 32\text{mm}$,

$L = 6.0\text{m}$ のとき、 $c = 39\text{mm}$

D_d : 床版コンクリートの拡散係数,
コンクリートのW/Cで与えられ²⁾,

$$\log D_d = 4.5 (W/C)^2 + 0.14 (W/C) - 8.47 \quad \dots \text{(式 5.2.2)}$$

$\text{erf}(x)$: 誤差関数

ヘイスティングズの近似式³⁾の第3項までとれば、

$$\text{erf}(x) \doteq 1 - \{1 / (1 + a_1 x + a_2 x^2)^{16}\}, \quad \dots \text{(3)}$$

(ただし $x \geq 0$)

$$a_1 = 0.0705230784, \quad a_2 = 0.0422820123$$

W/Cは0.45と仮定すると、

$$D_d = 3.19 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{sec} = 1.007 \text{ cm}^2/\text{y}$$

これらを用いて C_d を計算すると、

① かぶり32mm, $t=40$ 年の時、

$$C_d = 0.43 \text{ kg/m}^3 < C_{lim} = 1.2 \text{ kg/m}^3$$

より鉄筋は錆びない。

② かぶり39mm, $t = 120$ 年の時、

$$C_d = 1.25 \text{ kg/m}^3 > C_{lim} = 1.2 \text{ kg/m}^3$$

より鉄筋は錆びる

ちなみに、かぶりを50mm, $t = 120$ 年として計算すると $C_d = 1.17 \text{ kg/m}^3 < C_{lim} = 1.2 \text{ kg/m}^3$ となり鉄筋は錆びないことになる。

5.2.4 算出結果に対する検討

算出結果によれば、かぶり32mm, 供用40年の場合はコンクリート中の鉄筋は錆びることはなく、39mm, 供用120年の場合では、鉄筋が錆びることになるという結果となった。したがって、②のケースでは塗装鉄筋などの被覆鉄筋を採用するなどの対策が必要となる。

また、120年の供用年数で、かぶりが50mmでは鉄筋が錆びないとの結果となることから、②のケースで塗装鉄筋を使わない場合には、かぶりの値を50mm以上とすることで、実現できる。(もちろん、この場合には床版の設計をやり直すことになる)

5.3 床版のひび割れ幅の検討

床版は曲げを受ける部材として設計されており、結果として床版裏面の支間中央部分には、死荷重や活荷重によってひび割れが生じることとなる。活荷重によるひび割れは、理論的には活荷重が作用する度に開口が生じ、活荷重が通過した後は閉じた状態となる。

コンクリート標準示方書⁴⁾には、許容のひび割れ幅が示されているが、これは擁壁などのように持続する荷重に関して定められた値である。これを床版裏面の開閉する曲げ引張りひび割れにそのまま適用することは、活荷重によるひび割れの開口している時間が活荷重の通過時間であり、ごくわずかの時間であることから、厳しすぎるとの意見もある。また、床版の永久ひび割れの研究は少なく、不明な点も多い。

ここでは、コンクリート標準示方書⁴⁾「許容ひび割れ幅」、「曲げひび割れ幅の検討」に基づいて検討を行うが、活荷重によって生じるひび割れの影響を割り引き、活荷重によって生じるひび割れ幅の $1/2$ ⁵⁾と死荷重によるひび割れ幅の和を床版のひび割れ幅とみなして検討することとした。

コンクリート示方書⁴⁾設計編7.4.4によれば、曲げによって生じるひび割れ幅 w は、次式で与えられる。

$$w = k \{4c + 0.7(C_s - \phi)\} \cdot (\sigma_{se} / E_s + \epsilon'_{csd}) \quad \dots \text{(式 5.3.1)}$$

ここで、

k : 鋼材の付着性状を表す係数で、異形鉄筋では

$$k = 1.0$$

c : かぶり

C_s : 鉄筋の中心間隔

ϕ : 鉄筋径

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量

E_s : 鋼のヤング係数 ($2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値、 150×10^{-6} とする³⁾。

① 床版支間 2.6m のとき

設計試算結果によれば、 $c=32\text{mm}$ 、鉄筋間隔 $C_s=100\text{mm}$ 、 $\phi=16\text{mm}$ 、また、鉄筋応力は死荷重により 167kg/cm^2 、活荷重により $1,559\text{kgf/cm}^2$ であるから、死荷重 ($\sigma_d = \sigma_{se} = 167\text{kg/cm}^2$) によるひび割れ幅 w_d は ε'_{csd} の影響も含めて、

$$w_d = k \{4c + 0.7(C_s - \phi)\} \cdot (\sigma_{se}/E_s + \varepsilon'_{csd}) \\ = \{4 \times 32 + 0.7(100 - 16)\} \times \{(167/2.1 + 150) \\ \times 10^{-6}\} \\ = 0.0429\text{mm}$$

活荷重 ($\sigma_l = \sigma_{se} = 1,559\text{kg/cm}^2$) によるひび割れ幅 w_l はひび割れ幅の評価を半分にして、

$$w_l = 0.5 \times k \{4c + 0.7(C_s - \phi)\} \cdot (\sigma_{se}/E_s) \\ = 0.0693\text{mm}$$

故に、 $w = w_d + w_l = 0.112\text{mm}$

許容ひび割れ幅 w_a は、腐食性環境の値を適用し、

$$w_a = 0.004 \times c \quad \text{とすれば}$$

$$w_a = 0.128 \text{ mm}$$

$w < w_a$ より耐久性の問題はないと判断できる。

② 床版支間 6.0m のとき

試算結果より、 $C=39\text{mm}$ 、鉄筋間隔 $C_s=100\text{mm}$ 、 $\phi=22\text{mm}$ 、また、鉄筋応力は死荷重により 391kg/cm^2 、活荷重により $1,391\text{kgf/cm}^2$ である。

死荷重 ($\sigma_d = \sigma_{se} = 391\text{kg/cm}^2$) によるひび割れ幅 w_d は ε'_{csd} の影響も含めて、

$$w_d = k \{4c + 0.7(C_s - \phi)\} \cdot (\sigma_{se}/E_s + \varepsilon'_{csd}) \\ = 0.0708\text{mm}$$

活荷重 ($\sigma_l = \sigma_{se} = 1,391\text{kg/cm}^2$) によるひび割れ幅 w_l はひび割れ幅の評価を半分にして、

$$w_l = 0.5 \times k \{4c + 0.7(C_s - \phi)\} \cdot (\sigma_{se}/E_s) \\ = 0.0697\text{mm}$$

故に、 $w = w_d + w_l = 0.141\text{mm}$

許容ひび割れ幅 $w_a = 0.004 \times c$ とすれば

$$w_a = 0.156\text{mm}$$

$w < w_a$ より耐久性の問題はないと判断できる。

これらは、活荷重によるひび割れの開きを静的なひび割れに換算する係数 (ここでは 0.5) によって、評価が変わってくる。昭和 61 年の示方書⁵⁾ では、瞬間的に生じるひび割れ幅を持続的なひび割れ幅に換算する係数として、0.5 を与えている。この係数は計算結果に与える影響が大きく、この値によって評価や結論が変わる可能性もある。今後の研究課題といえる。

ここでは、床版裏面の水分 (床版内部を通過して来る水や、排水の不備から流出してくる水に関しては対象としない。床版下面に結露によって付着する水を対象とする) に対して、ひび割れ幅が許容値以内なら耐久性に問題がないとの立場で検討を行った。

しかし、床版裏面の塩分濃度や水分の実態 (結露の頻度や量) は不明であり、かりに塩分を含む水が床版下面に生じ、毛細管現象によってひび割れを通過して鉄筋まで達することがあれば、鉄筋の腐食は避けられない。床版下面の腐

食例としては、海砂使用による鉄筋腐食や浸透による塩害の報告は見られるものの、塩分を含む結露水と毛細管現象による鉄筋の発錆やそれに基づく床版損傷の実態に関する明確な報告はなされていない。したがって、床版裏面のひび割れと毛細管現象による鉄筋腐食については、ここでは検討しないこととしたが、今後の課題といえる。

また、床版上面にひび割れが生じると、継続して浸水した状態が続くことが考えられ、凍結防止材の塩分が含まれることも予想され、ひび割れが生じた場合に、耐久性が損なわれる可能性がある。しかし、これらは防水層によって水の滲入を防ぐこととし、ここでの検討の対象外とした。

5.4 まとめ

床版コンクリートの材料耐久性に関して、塩害 (塩化物イオンのコンクリート中への拡散) と許容ひび割れ幅の 2 点から検討した結果以下のことが分かった。

塩害に関しては、床版支間 2.6m、40 年の供用期間の床版については問題はないが、床版支間 6.0m、120 年の供用期間の床版では、塗装鉄筋など、防錆処理をした鉄筋を使用する必要がある。

ひび割れ幅に関しては、いずれの場合も許容値に入っており、耐久性の問題はないと判断できる。

参考文献

- 1) 土木学会、平成 11 年度版、コンクリート標準示方書、性能照査型、施工編、pp.9-16
- 2) 土木学会、コンクリートライブラリー、平成 11 年度版、コンクリート標準示方書、施工編、性能照査型、改訂資料、pp.23-25
- 3) 大野豊、磯田和男、数値計算ハンドブック、確率と分布、(株)オーム社、1990
- 4) 土木学会、平成 8 年制定、コンクリート標準示方書、設計編、pp.87-92
- 5) 土木学会、昭和 61 年制定、コンクリート標準示方書 設計編 pp.77-78

第 6 章 マネジメント性能の照査

6.1 設計方針

マネジメント性能の照査は、橋梁の設計供用期間中において、床版の点検項目や判断基準および損傷発生時の補修方法などの維持管理計画をあらかじめ作成し、床版の初期建設費用や維持管理費用、ならびに床版取り替え時の更新費用を含むライフサイクルコスト (LCC) の相対評価によって行う。

6.2 LCC の計算

6.2.1 設計条件

最も経済的な維持管理計画を行うためには、床版の損傷メカニズムや補修、補強による床版の延命効果等を把握しておく必要があるが、現段階では明確に示すことは困難である。ここでは、一例として表-6.2.1 に示す 3 タイプの条件を仮定し、LCC を算出することとした。タイプ 2 の RC 床版は、タイプ 1、タイプ 3 の RC 床版と比較するために計算した。

橋の設計寿命	;	120 年
幅員	;	9.910m
橋長	;	53.0+53.0m

6.2.2 LCCの照査

LCCの計算結果を表-6.2.2, 図-6.2.1に示す。
 タイプ3の床版がLCC最小となる結果が得られた。今回のLCC計算には、交通規制による経済的損失や利子率などは含んでいないが、橋梁の置かれた環境条件、交通特性

等を勘案し、これらを考慮して評価することが望ましい。
 また、各単価はあくまで一例であり、床版の形式や規模および架設条件等によって異なる。

表-6.2.1 LCC計算条件

	タイプ1	タイプ2	タイプ3
条件	RC床版 舗装(15年毎に更新) 防水層なし 20年後鋼板接着による補強 45年後打ち替え 定期点検	RC床版 舗装(15年毎に更新) 防水層あり(30年毎に更新) 30年後鋼板接着による補強 60年後打ち替え 定期点検	高耐久RC床版 舗装(15年毎に更新) 防水層あり(30年毎に更新) 定期点検
単価	床版; 30.0千円/m ² 舗装; 3.5千円/m ² 舗装更新 ^{*1} ; 10.5千円/m ² 鋼板接着による補強; 90.0千円/m ² 床版の打ち替え ^{*1} ; 90.0千円/m ² 定期点検; 3.0千円/m ²	床版; 30.0千円/m ² 舗装; 3.5千円/m ² 防水層; 8.0千円/m ² 舗装更新 ^{*1} ; 10.5千円/m ² 防水層の更新 ^{*1} ; 24.0千円/m ² 鋼板接着による補強; 90.0千円/m ² 床版の打ち替え ^{*1} ; 90.0千円/m ² 定期点検; 3.0千円/m ²	床版; 60.0千円/m ² 舗装; 3.5千円/m ² 防水層; 8.0千円/m ² 舗装更新 ^{*1} ; 10.5千円/m ² 防水層の更新 ^{*1} ; 24.0千円/m ² 定期点検; 3.0千円/m ²

※1; 更新費用は新設単価の3倍と仮定した。

表-6.2.2 LCCの試算結果(単位; 千円)

	タイプ1			タイプ2			タイプ3		
	R	M	LCC	R	M	LCC	R	M	LCC
0			35,190			43,594			75,108
5			35,190			43,594			75,108
10		3,151	38,342		3,151	46,745		3,151	78,259
15	11,030		49,372	11,030		57,775	11,030		89,289
20	94,541	3,151	147,064		3,151	60,927		3,151	92,440
25			147,064			60,927			92,440
30	11,030	3,151	161,246	130,782	3,151	194,860	36,241	3,151	131,833
35			161,246			194,860			131,833
40		3,151	164,397		3,151	198,012		3,151	134,984
45	105,571		269,968	11,030		209,042	11,030		146,014
50		3,151	273,120		3,151	212,193		3,151	149,165
55			273,120			212,193			149,165
60	11,030	3,151	287,301	130,782	3,151	346,127	36,241	3,151	188,558
65	94,541		381,842			346,127			188,558
70		3,151	384,994		3,151	349,278		3,151	191,709
75	11,030		396,023	11,030		360,308	11,030		202,739
80		3,151	399,175		3,151	363,459		3,151	205,890
85			399,175			363,459			205,890
90	105,571	3,151	507,897	130,782	3,151	497,393	36,241	3,151	245,282
95			507,897			497,393			245,282
100		3,151	511,049		3,151	500,544		3,151	248,434
105	11,030		522,079	11,030		511,574	11,030		259,464
110	94,541	3,151	619,771		3,151	514,725		3,151	262,615
115			619,771			514,725			262,615
120		3,151	622,923		3,151	517,877		3,151	265,766

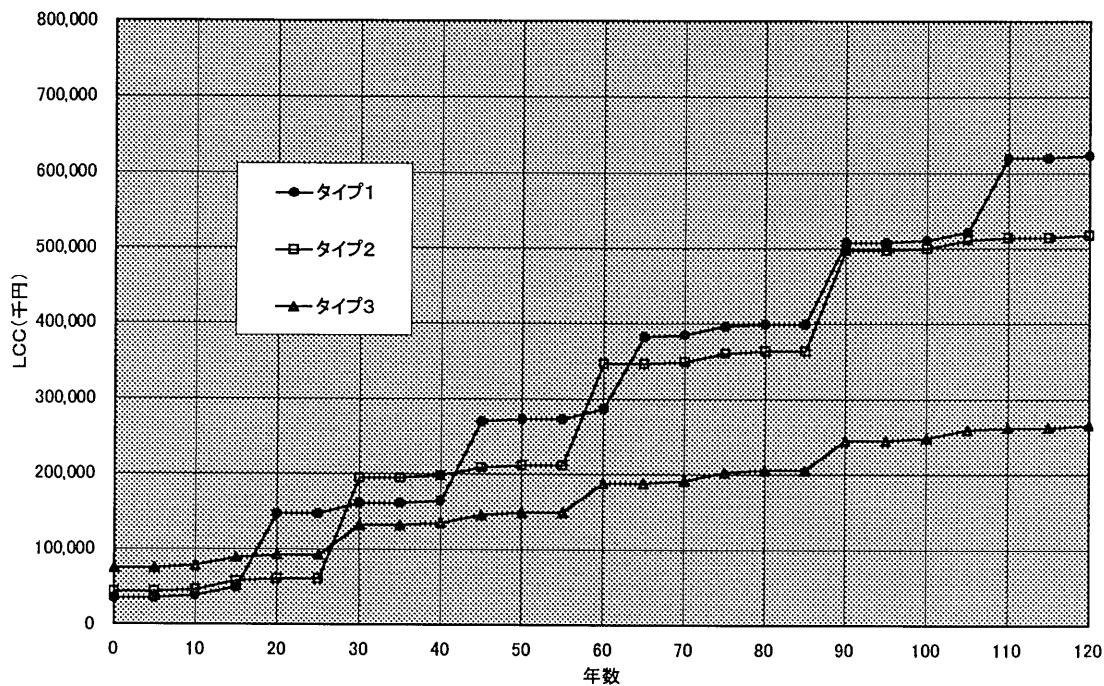


図-6.2.1 LCC試算結果

6.3 まとめ

ここでは、3種類の床版を想定してライフサイクルコスト（LCC）を算出し、相対比較した。その結果、初期コスト（I）の大きい高耐久RC床版が、最も低いLCCを与える結果となった。これは、重交通路線の橋梁床版に対して高耐久性構造を適用しようとする、現在の構造選択の方向性と一致するものでもある。

しかしながら、これは前記した種々の前提条件に基づく結果であり、典型的な場合の計算例として理解する必要がある。すなわち、現行道示（H8）に基づくRC床版は、輪荷

重走行試験においても十分な高耐久性が確かめられており、必ずしも計算例で示した補強や打ち替えが必要となるわけではない。また、施工の良否が多大な影響を及ぼす防水層についても耐久性が十分には確認されていないのが現状である。

したがって、妥当な精度でLCCを推定するためには、現行道示によるRC床版の実橋レベルでの耐久性確認、RC床版の耐久性向上のための開発など技術の変遷を勘案してLCCの構成要素を検討することが必要と思われる。