

t_{slab} = 構造用床版の全厚

σ_{max} = FEM で求めた床版圧縮縁における最大圧縮応力

σ_{min} = 梁理論と FEM で求めた合圧縮力 C_{slab} が同じになるように求められた床版底面における最小圧縮応力

C_{slab} = 式 A27.2 によって求めた床版の全圧縮力または合圧縮力

(式 27.2)

ここに、 $A_{rea\ i}$ = 要素の断面積

i = 要素番号

$\sigma\ i$ = 要素 i の軸応力

梁理論による圧縮縁における最大圧縮応力は次のように求まる。

(式 A27.3)

ここに、 M_{FEM} = FEM で求めた特定断面における曲げモーメント

$S_{Stop, Beam\ theory}$ = 圧縮縁に対する弾性断面係数

付録 28. 活荷重分配係数

- ・ AASHTO (2002, 3.23.2.3.1.5) : コンクリート床版、4 本以上の鋼またはコンクリート横桁 (中間横桁)、2 本以上の設計載荷車線

(式 A28.1)

SI 単位の場合

(式)

(多車線の場合の係数が適用される)

- ・ AASHTO (2004, 表 4.6.2.2.2b-1) : 中間横桁のモーメントに対する 1 車線当たりの活荷重分布 (多車線の場合の係数が含まれている)

(式 A28.2)

SI 単位の場合 (式)

ここに、 $3.5 \leq S \leq 16.0\text{ft}$ または $1100 \leq S \leq 4900\text{mm}$ 、主要部材の間隔

$20 \leq L \leq 240\text{ft}$ または $6000 \leq L \leq 73000\text{mm}$ 、支間長

$4.5 \leq t_s \leq 12.0\text{in}$ または $110 \leq t_s \leq 300\text{mm}$ 、コンクリート床版のせい奥行き

併記の元は？

?

$K_g = n (I + Ae^2_g)$ 、軸方向剛性パラメータ (in⁴または mm⁴)

A=断面積 (in²または mm²)

e_g =基本横桁の重心と床版の重心との距離 (in または mm)

I=横桁の慣性モーメント (in⁴または mm⁴)

付録 29. 上部構造のたわみ

- AASHTO (第 17 版、2002) の第 8.9.3 項 (コンクリート) および第 10.6.2 項 (鋼) :
単支間または連続支間の部材は、供用荷重に衝撃を加えたもの (HS 20) によって生じるたわみが支間の 1/800 を超えないように設計すべきである。ただし、一部を歩行者が使用する都市部の橋梁については、できればこの比率が 1/1000 を超えないようにする。片持ち部材については、この比率はそれぞれ 1/300 と 1/375 とする。
- LRFD (AASHTO、2004) :
第 2.5.2.6 項 : 橋梁は、その変形によって好ましくない構造的影響または心理的影響が生じないように設計すべきである。たわみとせい奥行き[?]の制限の最適化を図りながら、直交異方性の床版を除いて、スリム化とたわみに関して成功した過去の事例から大きく逸脱する場合は、設計を見直し、性能が適切であるか否かを明らかにすべきである。
第 2.5.2.6.2 項 : たわみの計算方法が示されており、適当な数値がない場合は、前出の AASHTO (2002) の数値を用いている。

示方書の規定の文の
記は要注意。

「たわみ」以外の部分

付録 30. AASHTO の設計活荷重

NBI のための基準 (FHWA, 2005a) は、下表の活荷重を提案している (項目 L-1)。

コード	メートル法	英単位法
00	未知	未知
01	M 9	H 10
02	M 13.5 1車軸×110kN+ 1車軸×26kN(4.3m)	H15 1車軸×24.0kips+ 1車軸×6.0kips(14ft)
03	M 13.5 2車軸×110kN(4.3~9.0m)+ 1車軸×26kN(4.3m)	HS 15 2車軸×24.0kips(14~30ft)+ 1車軸×6.0kips(14ft)
04	M 18 1車軸×145kN+ 1車軸×35kN(4.3m)	H20 1車軸×32.0kips+ 1車軸×8.0kips(14ft)
05	MS 18 2車軸×145kN(4.3~9.0m)+ 1車軸×35kN(4.3m)	HS 20 2車軸×32.0kips(14~30ft)+ 1車軸×8.0kips(14ft)
06	MS 18 +Mod	HS 20 +Mod
07	歩行者	歩行者
08	鉄道	鉄道
09	M 22.5 2車軸×182kN(4.3~9.0m)+ 1車軸×44kN(4.3m)	HS 25 2車軸×40.0kips(14~30ft)+ 1車軸×10.0kips(14~30ft)
10	HL 93	HL 93
11	>MS 22.5/HS 25(AASHTOトラックのみ)	

AASHTO 設計トラック (AASHTO, 2004, p.3-21) は MS 18/HS 20 である。

さらに、AASHTO は 4.0ft (1200mm) 間隔の 25.0kip (110kN) 車軸 1 対からなる設計タンデムトレーラを指定している。連続交通をシミュレートする一様分布車線荷重は 0.64KLF (9.3kN/m) であり、幅員 10ft (3m) にわたり横断方向に作用させる。

各州はそれぞれの「許可限度車両」を指定している。

付録 31. 衝撃係数

衝撃係数 (IM) は、設計車両によって生じる最大静的たわみに乗じる乗数であり、次式のように経験的に決定される。

$$IM = \text{動的たわみ} / \text{静的たわみ} \quad (\text{式 A31.1})$$

この場合の経験的手法は統計学に大きく依拠している。Barker and Puckett (1997, p.157) は、(衝撃ではなく) 構造物のたわみの動的増幅が設計車両の位置に応じて大きく異なることを強調している。動的荷重の許容値 (DLA) は極大たわみにもとづいており、必ずしも式 A31.1 で得られる最大 IM にもとづいているわけではない。

現行基準は以下の規定を推奨している。

・ AASHTO, 2002, p.21 :

(式)

ここに、 L は部材に最大応力を生じさせるために載荷する支間部分の長さ (単位 ft) である。

・ AASHTO, 1998a, p.3-27

$$IM = 33\%$$

ただし、疲労および破壊の限界状態に対して、 $IM = 15\%$

すべての限界状態のジョイントに対して、 $IM = 75\%$

このように補足すると、活荷重 $LL+I$ または $LL+IM$ はさらに増幅され、その増幅率は、以下のように、その静的大きさの不確定性を反映したものになる。

$$\text{AASHTO, 2002, p.31} \quad \gamma \times \beta_{LL} = 1.3 \times 1.67 \quad (\text{荷重係数の組合せ I})$$

$$\gamma \times \beta_{LL} = 1.3 \times 2.20 \quad (\text{荷重係数の組合せ IA})$$

$$\text{AASHTO, 1998a, p.3-11} \quad \gamma_{LL,IM} = 0.5 \sim 1.75$$

ただし、(式)

地震が活荷重に与える影響について、後者の問題は解決されていない (p.3-12)。

多車線を用いる場合は、活荷重は低減される。しかし、LRFD (第 2 版) の分配係数は多車線による影響を含んでいると指摘されている。

NCHRP レポート 12-46 (2000) は、設計荷重、法定荷重 (タイプ 3、3S2、3-3、車線、状態)、および許可限度荷重を列挙している。NCHRP レポート 495 (2003) は、トラック重量の増加にともなってトラックによって橋梁に生じる「有意な損傷」を評価するための新たなアルゴリズムを詳細に説明している。同レポート (p.20、式 2.3.3.1) は、NCHRP レポート 12-46 で提案されたサイトごとのデータの統計的評価にもとづく次の活荷重係数公式を参照している。

(式 A31.2)