

摂南大学工学部 正 員 平城弘一
摂南大学工学部 学生員 〇川崎浩一 駒井鉄工 所 正 員 神原康樹
大阪大学工学部 正 員 文 兌景 大阪大学工学部 正 員 松井繁之

1. まえがき 既往の合成桁橋の疲労安全性に関する研究は、鋼桁の疲労問題（フランジ単体・その溶接箇所など）を対象としたものがほとんどであった¹⁾。ところで、合成桁の要であるずれ止め（スタッド）は、一般に作用応力の内活荷重が占める割合が大きいので、設計において疲労安全性を確認することが重要な問題となる。ところが、合成桁橋におけるスタッドの疲労安全性に関する研究はほとんどないのが現状である。合成桁橋の疲労安全性照査は、鋼桁の下フランジとスタッドとを関連づけて、構造系全体のトータルな形で評価する必要があると考えられる。そこで、本研究では、合成桁橋のスタッドの疲労設計法を確立させることを目的として、応答スペクトルを考慮した疲労照査を行った（図-1参照）。

2. 解析モデル 今回対象とした活荷重合成桁橋は建設省標準設計に従うものである（図-2参照）。

3. 影響面解析 スタッドに作用する水平せん断力を求める解析法として、今まで一般的であった完全合成理論に従う解析法に加え、供用中に鋼とコンクリートの接合面に生じるずれの拘束が低下することも予想されるので、不完全合成理論に従う解析法でも行うことにした。表-1に解析パターンを示す。なお、不完全合成桁については、残留ずれが 0.05mm および 0.075mm に相当する2種類のズレ係数を用いた²⁾。

4. 等価せん断力の算定 3. の影響面と活荷重シミュレーションを用いて水平せん断力の時系列応答解析を行い、さらにレインフロー法による応力頻度解析結果から等価水平せん断力を求めた。なお、活荷重モデルは文献³⁾に示されるもの（8車種）を使用し、走行条件は（通過台数600台/hおよび500台/h：24時間（自由走行））、（通過台数600台/h：100時間（自由走行および渋滞走行））とした。

図-3は、スパン33mに関する等価水平せん断力の橋軸方向の変化を示したものである（完全合成理論：中桁）。なお、同図にはスパン25m, 40mの結果も比較のため併記してある。この図から明らかのように、いずれも水平せん断力はスパン中央に近づくほど大きくなっていることがわかる。これはスタッドが桁端では温度応力ならびに乾燥収縮による応力を考慮し、密に配置されているからである。なお、40mについてのみ水平せん断力が橋軸方向に対してほぼ直線的に変化していた。

図-2 幅員構成と主桁配置

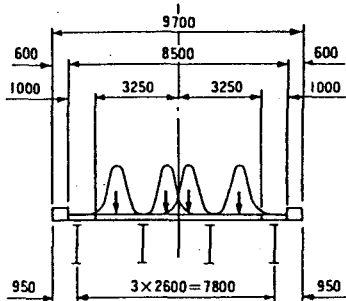


図-2 幅員構成と主桁配置

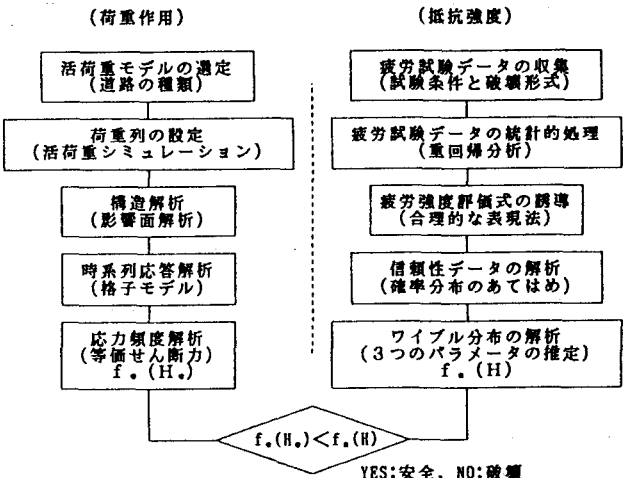


図-1 疲労照査検討のためのフローチャート

表-1 解析対象橋梁（完全合成理論：○，不完全合成理論：◇）

支間長	33m					25m および 40m				
着目点	桁端	L/8	L/4	3L/8	L/2	桁端	L/8	L/4	3L/8	L/2
中 桁	○◇	○◇	○◇	○◇	○◇	○	—	○	—	○
外 桁	○◇	○◇	○◇	—	—	○	○	—	—	—

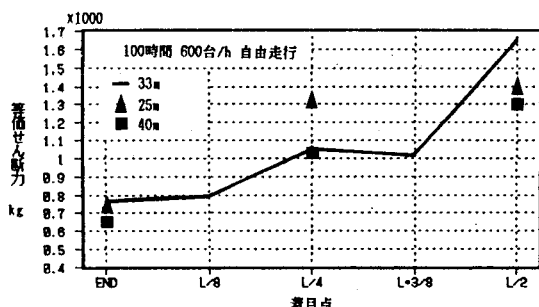


図-3 等価せん断力 (中桁)
(完全合成桁の支間長による比較)

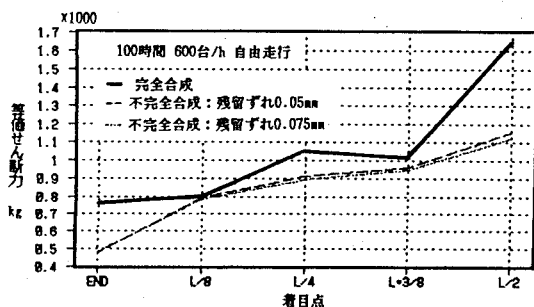


図-4 等価せん断力 (中桁)
(支間長33mについて完全,不完全の比較)

図-4は等価せん断力に対して完全合成理論と不完全合成理論とを比較したものである(スパン33m:中桁)。この図から明らかなように、桁端とスパン中央では完全合成理論で求めた結果の方が不完全合成のものよりかなり大きいことがわかった。なお、不完全合成のズレ定数を変化させた結果についてはほとんど差異はなかった。表-2はスパン長25m,33m,40mを変化させた場合の走行条件:100時間,600台/h(自由走行)における等価せん断力の最大値を示したものである(着目点:中桁スパン中央)。なお、不完全合成では33mに限っている。この表よりスパン33mの完全合成理論の結果が最も大きかった。

表-2 等価せん断力の最大値
(100時間 600台/h 自由走行)
(着目点:中桁 L/2点)

完全合成理論	
支間長	等価せん断力
25m	1380.6 kg
33m	1650.8 kg
40m	1317.8 kg

不完全合成理論 (33m)	
残留ずれ	等価せん断力
0.05 mm	1160.0 kg
0.075mm	1124.6 kg

5. スタッドの疲労照査 まず、スタッドの疲労照査は表-2から得られた等価せん断力の最大値を用いて行うものとした。そこで、スタッドの疲労強度を合理的に評価できる H/Q_u-N 関係を図-

5に示す(Q_u :スタッドの静的強度($=18191 \text{ kgf}$))。同図には先に求めた等価せん断力比(完全合成の場合: $H_e/Q_u=9.075\%$ 、不完全合成の場合: $H_e/Q_u=6.377\%$)と、現行の道示でのスタッドの許容せん断力から求めたせん断力比($H_a/Q_u=13.825\%$)が併記されている。この図より明らかなように、今回解析で求めた値と道示の値は、いずれも過去の疲労試験データに基づくせん断力比に比べ、かなり低いことがわかる。

ここで、スタッドの疲労安全性を照査するために、既往の疲労試験データが超高サイクル領域においても同じ傾きで同じパラ

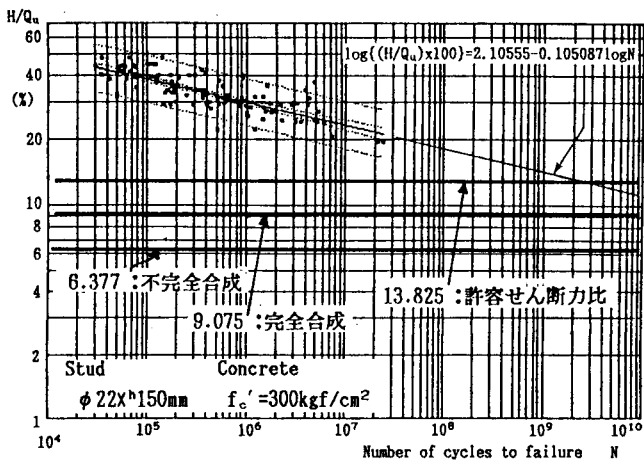


図-5 スタッドの H/Q_u-N 関係図

ツキをもつと仮定して、 $P-H/Q_u-N$ 関係から疲労破壊確率を計算し、安全性照査を検討することにした。そして、破壊確率1.0%を目安として、それに相当する疲労寿命(繰返し回数)は、許容せん断力比を除いたならば、 $10^2 \sim 10^{10}$ という結果が得られた。橋梁の設計寿命50年と仮定した場合、通過回数は、 5.0×10^8 となる($=1200 \times 24 \times 365 \times 50$)。以上より、中桁のスパン中央に関するスタッドの疲労安全性照査(スパン33m:完全合成・不完全合成)を行った結果、現行標準橋梁におけるスタッドは疲労に対して十分安全と判断できる。

[参考文献] 1) 土木学会関西支部: 鋼橋の設計と限界状態—活荷重と終局・疲労限界—, 1991年6月、

2) 平城弘一: 頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究, 1990年2月、

3) 橋の疲労設計に関する研究: (社) 土木学会関西支部共同研究グループ報告書, 1993年5月。