

定点載荷における鋼板コンクリート合成版のせん断疲労耐力

北海道大学 大学院工学院 学生員 ○伊藤 翼
北海道大学 大学院工学研究院 正会員 古内 仁
山梨大学 医学工学総合研究部 正会員 高橋 良輔

1.はじめに 鋼板コンクリート合成版は、適切にずれ止めを配置すれば高い剛性を発揮し、場合によっては RC 床板と比較して版厚を小さくすることができる。また、鋼板が型枠の役割を果たすことから、施工時におけるコストダウンおよび工期の短縮を図ることができるなどライフサイクルコストの削減が可能な部材である。現在、合成版が使用されている構造物としては橋梁床版、ハイブリッドケーソンや沈埋函の港湾構造物などがあるが、これらの構造物は供用期間中に繰返し変動作用を受け、疲労破壊に対する安全性の検討も行う必要がある。しかし、合成版に分布荷重や線荷重等が繰返し作用したときの疲労耐荷メカニズムを確かめたデータは非常に少ない。本研究では、1 方向版として用いるときの合成版のせん断疲労耐力を調べることを目的とし、ずれ止めに頭付きスタッドを用いた合成版の梁部材に対して定点載荷疲労試験を行うこととした。

2. 実験概要 本研究で用いた供試体の形状寸法を図-1 に示す。供試体は、ずれ止めとして頭付きスタッドを 6mm 厚の引張補強鋼板 (SS400 : 実降伏強度 366N/mm^2) に 70mm 間隔で 2 列配置した鋼板コンクリート合成版の梁部材である。供試体の幅 150mm, 有効高さ 147mm, 全長 1200mm (支間長 900mm) はすべて共通である。頭付きスタッド (SS400 相当 : 実降伏強度 353N/mm^2) は、軸径 13mm, 高さ 50mm のものをすべての供試体で用いた。載荷は、単純支持された供試体の支間中央に鋼板を介して所定の疲労荷重を繰返し作用させた。また、コンクリートには、普通ポルトランドセメント、天然の骨材を使用した。試験は、材齢 26 日で行われ、実測した圧縮強度の値は 31.6N/mm^2 である。供試体数は、表-1 に示すように 4 体である。実験変数は、既往の研究¹⁾で行われた同寸法の供試体の静的せん断耐力 (53kN) を基準として最大(上限)せん断力とした。また、最小(下限)せん断力は、すべて 2.5kN に設定した。なお、スタッドには下部から 20mm の高さにてワイヤストレーンゲージを貼り付けた。

3. 実験結果および考察 実験結果を表-1 に示す。ひび割れの進展状況としては、まず載荷点直下において曲げひび割れが発生し、その後は載荷回数がある程度増加すると両側のせん断スパンにおいて新たな曲げせん断ひび割れおよびせん断ひび割れが発生していくことが確認された。F12-60 以外の供試体については、破壊直前にせん断スパン内のスタッド高さよりも上の領域においてひび割れが進展し、これが載荷点側へ貫通することで最終的な破壊へと至った。それに対して、供試体 F12-60 においては、ひび割れが支点まで到達する前に、曲げせん断ひび割れ下端 (スタッド根部の載荷点側) で鋼板に破断が生じた。

図-2 および図-3 に、せん断破壊および鋼板破断した供試体のひび割れ図とスタッド引張力分布を示す。せん断破壊した供試体 F12-80 では、ひび割れを拘束していたスタッド (図中○印) に大きな引張力が生じており、破壊時のひび割れ進展の原因となっていると考えられる。同じ破壊形式の F12-90 と F12-70 もほぼ同様の傾向を示している。鋼板破断した供試体 F12-60 では、載荷回数が 1,000 回の時点で破断部のスタッド (図中○印) が降伏耐力に達しているが、その後も合成版は疲労荷重に耐え得ることができた。

各供試体のせん断疲労耐力-疲労寿命の関係を表した

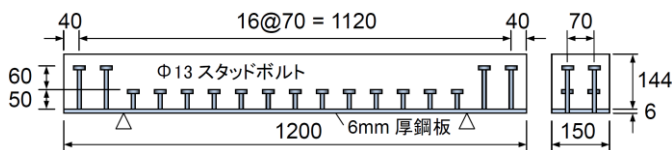


図-1 供試体(単位: mm)

表-1 各供試体の実験変数および実験結果

供試体	実験変数		実験結果	
	上限せん断力 (kN)	静的耐力比	疲労寿命 (回)	破壊形式
F12-90	47.5	90%	689	せん断破壊
F12-80	42.0	79%	1147	せん断破壊
F12-70	36.0	68%	6512	せん断破壊
F12-60	31.5	59%	359041	鋼板破断

キーワード 鋼板コンクリート合成版 定点載荷疲労試験 せん断疲労破壊 鋼板疲労破断

連絡先 (〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目 北海道大学 大学院工学院 TEL 011-706-6182)

S-N 線図を図-4 に示す。図中には、既往の実験¹⁾における静的せん断耐力を、せん断耐力がコンクリート圧縮強度の3乗根に比例すると仮定して補正した値としてあわせて示した。せん断疲労破壊した供試体は、せん断補強鉄筋を用いない鉄筋コンクリート棒部材の破壊とほぼ同様であると考えられる。そこで本研究の実験結果に対しても、土木学会コンクリート標準示方書²⁾の設計せん断疲労耐力式を参考として Goodman 型 S-N 線式により評価を行うのが妥当であると考え、以下に示す式(1)を用いて係数 K の評価を試みた。

$$V_{rcd} = V_{cd} \left(1 - \frac{V_{pd}}{V_{cd}} \right) \left(1 - \frac{\log N}{K} \right) \quad (1)$$

ここに、 V_{rcd} : せん断疲労耐力、 V_{cd} : 静的せん断耐力

V_{pd} : 下限せん断力、 N : 疲労寿命、 K : 係数

図-4 の実験値のうち破壊形式の異なる F12-60 を除く 3 体の実験値と補正した静的せん断耐力の値から、 V_{cd} と K を未知量として近似線を求めた。その結果、 $V_{cd} = 56.5 \text{ kN}$ 、 $K = 11.7$ となった。得られた近似線を同図に示す。

今回の実験では、供試体の有効高さ 147 mm に対してスタッド高さが 50 mm であるので、スタッドによるせん断補強効果はほとんど得られないと考えられる。コンクリート標準示方書では、せん断補強鉄筋を用いない RC 棒部材の設計せん断疲労耐力式で $K = 11$ となっている。したがって、静的耐力が同じであった場合、RC 構造と比較すると合成版のせん断疲労耐力は同等あるいは若干大きいと考えられる。

一方、鋼板破断の S-N 線式については、梶川・前田³⁾により、スタッド根元部での相当応力度によって評価する方法が提案されている。そこで本研究においても、以下に示す提案式により鋼板の疲労耐力の評価を試みた。

$$\sigma_e = \sqrt{2.174\sigma_0^2 + 5.834\tau_0^2 + 6.521\sigma_0 \cdot \tau_0} \quad (2)$$

ここに、 σ_e : 相当応力度、 σ_0 : 鋼板引張応力、

τ_0 : スタッドせん断応力

$$\log \sigma_{er} = 3.98 - 0.275 \log N \quad (3)$$

ここに、 σ_{er} : 相当応力度の変動範囲

相当応力度は、着目したスタッドの前後における曲げモーメントから鋼板引張応力とスタッドせん断応力を求め、式(2)によって算出した。計算で得られた変動せん断力と鋼板の疲労寿命の関係は、図-4 の破線で示すとおりである。

この図によれば、変動せん断力がおおよそ 24.6 kN で式(1)によるせん断疲労耐力を下回る。供試体 F12-60 は、図中、式(1)と式(3)の交点付近に位置している。以上のことから、合成版梁部材に疲労荷重を定点載荷させた場合、変動せん

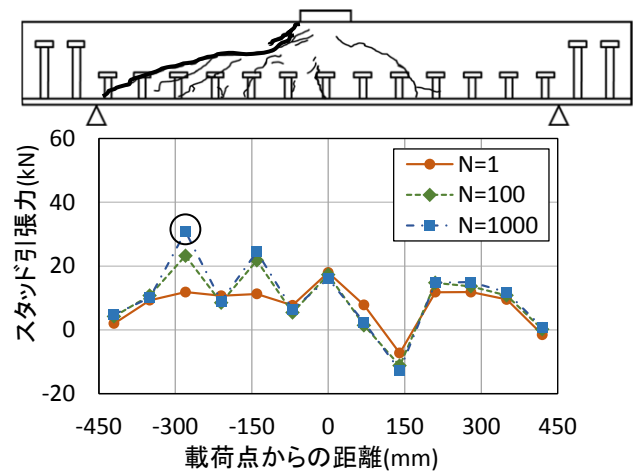


図-2 スタッドの引張力分布 (F12-80)

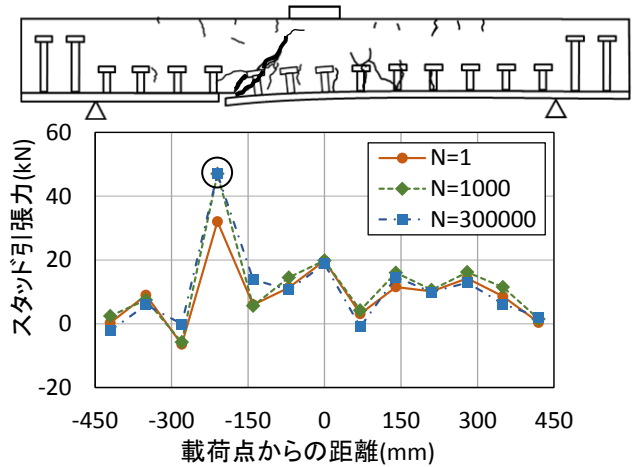


図-3 スタッドの引張力分布 (F12-60)

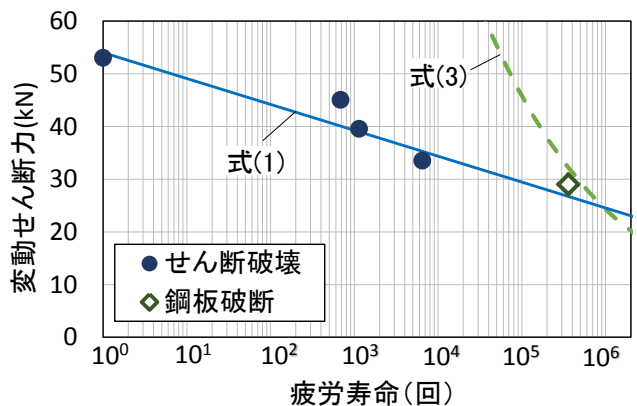


図-4 せん断疲労耐力と疲労寿命の関係

断力が小さい高サイクルの疲労では、鋼板破断がせん断破断に先行して発生することが示された。

参考文献

- 1) 黒澤太一, 古内 仁, 高橋良輔: ずれ止めの高さが合成版のせん断耐力に与える影響, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, CS : pp.19-20, 2014
- 2) 2012 年制定コンクリート標準示方書 設計編, 土木学会, 2012
- 3) 梶川靖治, 前田幸雄: 組合せ荷重下におけるスタッド溶接フランジの疲労強度の評価, 土木学会論文集, 第 362 号/I-4, 1985 年