

[97] せん断補強鉄筋のない鉄筋コンクリートはりの疲労強度

正会員 ○上田 多門 (東京大学大学院)

正会員 榎本 松司 (東京大学工学部)

Sabry A. Farghaly (Assiut Univ. Egypt)

1. はじめに

従来、せん断補強鉄筋のない部材の繰返し荷重下のせん断破壊に関する論文は幾つか見受けられる。ChangとKesler¹⁾はせん断スパン比 a/d が 3.72 である矩形はり 35 本の疲労試験から図 1 を示し、はり終局強度は 10^7 回で静的載荷の場合の 62% であるとしている。松貝は $a/d = 2 \sim 6.36$ である軽量コンクリート製矩形はり 20 本の疲労試験結果を図 2 のようにまとめ、 10^6 回でせん断疲労強度は静的載荷の場合の約 60% であるとしている。両者を比較してみると、共に静的なせん断耐力を実験的に求め、それと繰返し荷重の最大値との比を縦軸に、繰返し回数の対数を横軸にとった疲労強度図により整理している点は同様であるが、Chang と Kesler が縦軸の 1.0 を通らない曲線、松貝が 1.0 を通る直線によって疲労強度を表現している点が異なっている。又、観察された破壊形式としては、Chang と Kesler が、①斜めひびわれ発生と同時に起こる破壊、②斜めひびわれ発生後のコンクリート圧縮部の疲労破壊による破壊、③最大曲げモーメント区間での引張鉄筋の疲労破断による破壊をあげ、松貝が前述の①②と、④斜めひびわれ交差部での引張鉄筋の疲労破断による破壊を観察しており、整理しているデータの破壊形式でも一部異なっている。Chang と Kesler は観察された①と②の破壊形式の差異を考慮せずに、疲労強度の低減を単純に静的せん断耐力との比を用いて論じているが、松貝は破壊形式によって静的せん断耐力を区別し、即ち①に対しては静的な斜め引張破壊耐力との比、②④に対しては、斜めひびわれ発生後アーチ的な抵抗機構を形成しているとして、静的なアーチ耐力との比を用いて検討している。その他、Taylor³⁾は $a/d = 4.11$ の矩形はり 14 本の疲労試験から前述の①②の破壊形式をとらえ、 10^6 回で斜めひびわれが発生しない限界の最大荷重は、静的な斜めひびわれ発生荷重の約 70% であり、疲労強度には繰返し荷重の最大値だけでなく、振幅も影響を与えることと結論している。Stelson と Cernica⁴⁾は $a/d = 5.65$ の矩形はり 11 本の疲労試験から①の破壊形式を観察し、斜め引張破壊耐力は 5.0×10^6 回で 60～65% に低減するとしている。なお、Taylor 及び Stelson と Cernica は疲労強度曲線を与えるまでには至っていない。

このように、幾つかの論文報告があるが、静的せん断耐力の算定方法、繰返し回数に伴う疲労強度の低減のし方、 $10^6 \sim 10^7$ 回繰返し時の疲労強度の静的せん断耐力との比などが種々に異なった結論が見られる。又、根本的にメカニズムの異なるコンクリートの疲労破壊による破壊と引張鉄筋の疲労破断による破壊とを区別することなく同一の疲労強度曲線として整理するという非合理的な点も見受けられる。そこで我々は、矩形はり 28 本の疲労試験を行なうとともに、これら全ての実験結果を、破壊形式の差異を合理的に考慮しながら、システムティックに整理して、せん断補強鉄筋のない部材の疲労強度曲線を定式化することを試みたのである。

2. 実験の概要

矩形はり 28 本を図 3 に示すように載荷して疲労試験を行なった。その結果は表 1 に示す通りである。

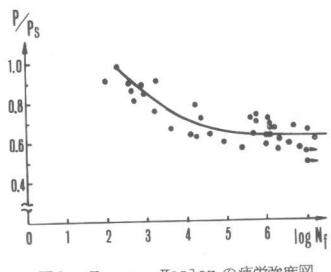


図1 Chang, Kesler の疲労強度図

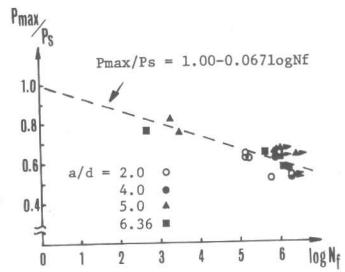


図2 松貝の疲労強度図

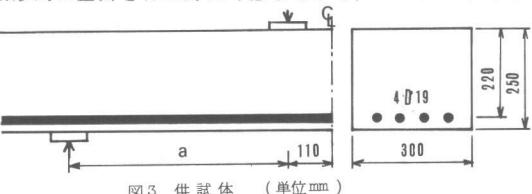


図3 供試体 (単位mm)

3. せん断疲労強度の検討

実験結果を整理するにあたって破壊形式の差異をまず考慮し、せん断疲労強度を別々に論じるのが合理的であることは既に述べた。コンクリートの場合、静的な強度と繰返し荷重の最大値との比で疲労強度を論じるのが一般的であるので、せん断疲労強度の場合もそれに準ずることとする。すると静的強度をいかにして求めるかが重要な問題となるが、繰返し荷重下のせん断破壊の場合、観察された4つの破壊形式のうち、引張鉄筋の疲労破断による破壊形式は静的載荷時には起こり得ない破壊形式であり、これは別の考え方で疲労強度を求める必要がある。そこで、鉄筋の疲労破断の有無によって別々にせん断疲労強度を考察してみることにする。

(1) 引張鉄筋の疲労破断によらない疲労破壊形式

静的載荷時に斜めひびわれ発生後、アーチ的抵抗機構に移行し、終局強度が斜めひびわれ発生荷重より十分に大きい場合、つまり a/d が小さい (< 2.5) 場合とそうでない場合とにまず区分する。なぜならば、静的載荷時の破壊のメカニズムが明確に異なるからである。 a/d が大きい (≥ 2.5) 場合の静的せん断耐力の算定式は幾つかあるが、ここでは、岡村・桧貝の式⁵⁾を用いることとする。ただし、軽量コンクリートはりの場合、この式で求まる値を 0.8 倍した値を用いる。

鉄筋の疲労破断によらない破壊形式の場合、従来斜めひびわれ発生と同時に起こる場合と、その後しばらくして起こる破壊とに分類していることがあるが、果たしてその必要があるだろうか。静的載荷の場合、詳細に観察していると、斜めひびわれ発生後、ほんの暫くの間破壊せずにいることがあるが、この場合も斜めひびわれ発生後直ちに破壊した場合と同じに扱われる。繰返し荷重下では静的載荷時に起こる現象がゆっくりと進行しており、それに斜めひびわれ発生の確認が観察者の主觀に基づいていることも手伝って、斜めひびわれ発生後即に破壊しないように見える場合が多くなると考えることはできないだろうか。実験結果に従い、斜めひびわれ発生後のコンクリート圧縮部の疲労破壊による破壊だけを取り出して、繰返し荷重の最大値と静的せん断耐力との比と繰返し回数 ($N_f - N_c$) の対数との関係をグラフ上に示したのが図 4 である。斜めひびわれ発生後はアーチ的抵抗機構に移っていると考えると、縦軸には、静的せん断耐力よりも小さいアーチの耐力を用いなくてはならないのであるが、実際に求めることは困難なので、静的せん断耐力で代替させた。それにもかかわらず、図 4 a) の我々の実験結果からは、 $a/d = 2.5 \sim 4.5$ と変化しても疲労強度曲線は縦軸の 1.0 を通る直線で表現できると考えて良さうなのである。このことは、他の実験データに対しても言える(図 4 b))。つまり、斜めひびわれ発生後の破壊が、式(1)で表わせる破壊と異なる耐力、メカニズムを持つアーチの破壊ではなく、何ら変わることのない破壊形式であると推定した方が良さそうだということである。これに対し桧貝はアーチの静的耐力を独自に求め、自己の実験結果を整理しているが、アーチとして破壊したとしている $a/d = 4$ ないし 5 の斜め引張

表1 実験結果

Specimens	a (mm)	f'_c (MPa)	$f_v^{(1)}$ (MPa)	t_{max} (MPa)	t_{min} (MPa)	N_c ($\times 10^4$)	N_f ($\times 10^4$)
1.5F60-1	330	26.0	3.24	1.95	0.24	0.0001	50.75
1.5F70-1	330	26.0	3.24	2.27	0.24	0.0001	31.111
1.5F70-2	330	26.3	3.24	2.27	0.24	0.0001	20.8
1.5F80-1	330	26.0	3.24	2.59	0.24	0.0001	0.01
1.5F80-2	330	26.3	3.24	2.59	0.24	0.0001	23.1
1.5F85-1	330	26.3	3.24	2.76	0.24	0.0001	1.48
1.5F85-2	330	26.6	3.24	2.76	0.24	0.0001	1.21
1.5F90-1	330	26.6	3.24	2.92	0.24	0.0001	0.36
1.5F95-1	330	26.6	3.24	3.08	0.24	0.0001	0.0003
2.5F60-1	550	30.1	1.45	0.85	0.26	---	100.0
2.5F60-2	550	22.5	1.32	0.85	0.21	50.0	100.0
2.5F70-1	550	30.1	1.45	0.99	0.26	8.0	8.7
2.5F70-2	550	22.5	1.32	0.99	0.21	2.3	2.3
2.5F80-1	550	30.1	1.45	1.13	0.26	1.0	3.5
2.5F80-2	550	22.5	1.32	1.13	0.21	0.001	0.003
3.5F60-1	770	30.1	1.27	0.71	0.26	100.0	100.0
3.5F60-2	770	22.5	1.15	0.71	0.21	10.0	100.0
3.5F70-1	770	30.1	1.27	0.83	0.26	1.0	2.43
3.5F70-2	770	22.5	1.15	0.83	0.21	0.1	22.25
3.5F80-1	770	22.5	1.15	0.95	0.21	0.1	0.14
3.5F80-2	770	22.5	1.15	0.95	0.21	1.0	1.3
4.5F60-1	990	26.0	1.12	0.67	0.24	1.45	1.45
4.5F60-2	990	26.3	1.12	0.67	0.24	---	100.0
4.5F70-1	990	26.0	1.12	0.78	0.24	7.5	21.4
4.5F70-2	990	26.3	1.12	0.78	0.24	2.0	11.37
4.5F80-1	990	26.0	1.12	0.89	0.24	0.1	0.235
4.5F80-2	990	26.3	1.12	0.89	0.24	0.05	0.46

$$1) f_v = 0.20f'_c^{0.3}(0.75+1.4d/a)(1+\beta p+\delta d) \quad (1)$$

where $\beta p=\sqrt{10A_s/(bw)}-1$, $\delta d=(1000/d)^{0.5}-1$, $a/d \geq 2.5$

fc : cylinder strength(MPa) a : shear span
As : cross-sectional area of steel bw : web width

t_{max} , t_{min} : maximum and minimum nominal shear stresses of cyclic loading

N_c : cycles causing diagonal cracking

N_f : cycles causing beam failure

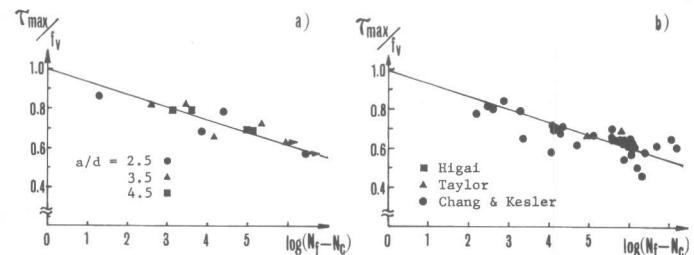


図4 斜めひびわれ後のコンクリートの疲労による破壊の場合の疲労強度図

破壊耐力が、たまたま静的なアーチ耐力と同程度であったために、問題なく整理できたものと推測でき、矛盾する事実ではないと思われる。以上の考察から、 a/d がある程度大きい（2.5以上）場合、鉄筋の疲労破断によらない破壊形式は、斜めひびわれ発生と同時に起こるか否かによる区別をせず、その疲労強度を式(1)により求まる静的せん断耐力との比によって表現することにした（図5）。区別せずに取扱うことの妥当性が確かめられるとともに、繰返し回数の対数に対して、疲労強度が直線的に低減するとして求めた次式によって、概ね疲労強度曲線を表現し得るとも言えよう。

$$\tau_{max} / f_v = 1 - k \log N_f \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

ただし、 f_v ：静的せん断耐力（ $a/d \geq 2.5$ なら表1の式(1)）

k : 疲労強度の低減を示す係数

τ_{max} , N_f は表 1 参照

ここで k の値として、荷重振幅等の影響を考えられるにもかかわらず、一定値 0.07 を採用したが、有効数字 1 術では実験データに対する最適値であり、又、筆者らが繰返し荷重下のせん断補強鉄筋の応力の増加を表現するのに用いた、コンクリートの負担せん断力の低減を示す係数の 0.07⁶⁾ と等しく、検具が用いている 0.067（図 2 参照）とも近い値である。

しかしながら、まだ直線のまわりに実験データがバラついており、この原因を調べるために次のような検討を加えた。静的せん断耐力を示す f_v に問題があるかどうかを確認するため、 f_v のパラメータである f_0' 、 a/d 、 d 、 p_w （引張鉄筋比： A_s/b_{wd} ）の各々の値によって実験値／計算値がどのように変化するかを調べた。しかし、いずれも実験値／計算値との相関は無いと考えられた（図6）。次に繰返しに伴う低減のさせ方に対する検討として、 $\log N_f$ と実験値／計算値との関係を調べた。図7に示すように、 $\log N_f$ が6以上になると実験値の方が大きい傾向があるが、 $\log N_f$ に対し静的な耐力から直線的に低減させるという仮定に本質的には問題が無いと考えられた。最後に荷重振幅の影響を吟味するために、繰返し荷重の最小値／最大値（ $\tau_{min}/\tau_{max} = r$ ）と実験値／計算値との関係を図示してみたところ、 r が大きいと実験値／計算値が大きくなることが多い、つまり、荷重振幅が小さいと疲労強度が強くなる場合が多い、という傾向が見受けられた（図8）。現時点ではデータ不足で定式化できないが、今後検討を進め、荷重振幅の影響を明らかにする予定である。

このように a/d が 2.5 以上の場合、せん断疲労強度を明らかにすることを目的としてきたが、これが明らかになれば、せん断補強鉄筋のある部材の繰返し荷重下での斜めひびわれ発生の推測にも役立つことは確かであろう。

次に a/d が比較的小さい場合 (< 2.5) について検討を加えてみる。このデータは我々の行なった $a/d = 1.5$ と検具の 2.0 の場合しかなく、明確なことは言えないが、図 9 に示した実験結果から a/d が大きい場合とは破壊形式が異なるためか、繰返し回数の増加に伴う低減の度合がかなり小さくなることが見受けられる。このため、 10^5 回以上で

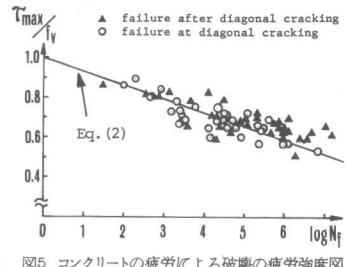


図5 コンクリートの疲労による破壊の疲労強度図

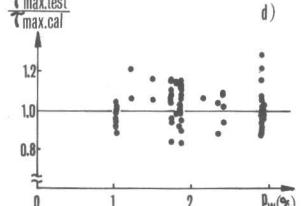
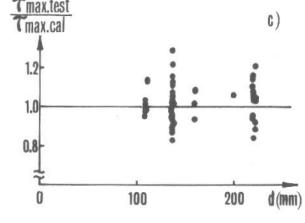
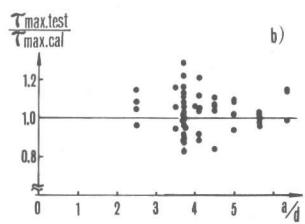
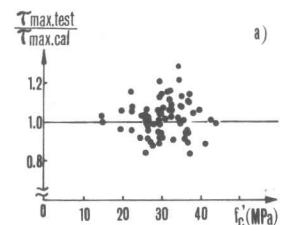


図6 実験値／計算値と各変数との関係

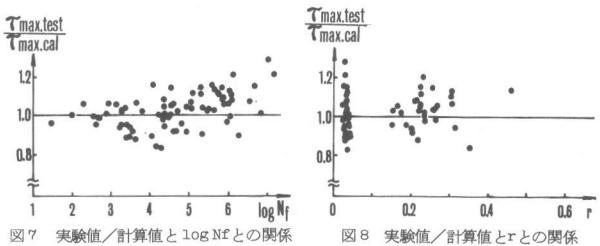


図8 実験値／計算値とrとの関係

は、引張鉄筋の斜めひびわれとの交差部での疲労破断による破壊が多くなりコンクリートの疲労破壊による破壊は起こりにくくなっているようである。ただし、この図の静的なせん断耐力は実験から直接求めたものである。今後 a/d が小さい場合の斜めひびわれ発生後のせん断抵抗機構の解明と合わせて、疲労強度を合理的に求めていく必要があるだろう。

(2) 引張鉄筋の疲労破断による疲労破壊形式

Chang と Kesler が観察している最大曲げモーメント区間での引張鉄筋の疲労破断による破壊は、せん断力の影響の無い区間での破断であること、又、鉄筋が軸方向の変動する引張力を受けるだけで応力計算も容易であり、疲労破断も母材の疲労強度がわかれば推定できることなどから、ここでは考慮しない。

一方の斜めひびわれ交差部での引張鉄筋の疲労破断による破壊は、曲げによる引張鉄筋の応力が最大である箇所よりも、斜めひびわれとの交差部での応力条件が厳しい場合に起こるものであろう。実際、供試体のこの部分で引張鉄筋が大きなせん断変形を受けていることを肉眼でも観察できる。特に、 a/d が小さい場合にこのせん断変形が大きいようである。実験データもこの事実を反映しており、この破壊形式は $a/d = 1.5$ と 2.0 の場合に集中している。なお、 a/d が小さい場合に集中している理由として、コンクリートの疲労破壊による破壊強度が相対的に強く、この形式の破壊が起こり難いこともある。鉄筋の疲労破断が起るのであるから、その応力振幅を正確に把握できれば良いと思われるが、残念ながら、局部的なせん断変形による局部応力は現在のところ定式化できる状態ではない。破断箇所が最大曲げモーメント区間から有効高さ d 程度しか離れていないので、最大曲げモーメント区間と同じ応力が生じているとして計算される、はり破壊時の応力振幅と、同一の径を有する鉄筋の疲労強度振幅との比較を示したのが図10である。母材の疲労強度振幅の40%以下の強度しかないことが見てとれる。この破壊形式のはりの疲労強度をどのように合理的に説明するかが、今後の課題と言えよう。

4. 結論

(1) $a/d \geq 2.5$ の場合では、式(2)で示される疲労強度式により、繰返し荷重下のコンクリートの疲労破壊によるせん断疲労強度を概ね推定できる。しかし、荷重振幅の疲労強度に与える影響を考慮すれば、さらにその精度が向上するものと考えられ、検討していく必要がある。なお、引張鉄筋の斜めひびわれ交差部での疲労破断による破壊は起こりにくいと考えられる。

(2) $a/d < 2.5$ の場合では、コンクリートの疲労破壊によるせん断疲労強度は、 $a/d \geq 2.5$ の場合の破壊のメカニズムが異なるためか、式(2)で求まる疲労強度より強く、この式を適用するには問題があると考えられ、新たに疲労強度式を定式化する必要があろう。コンクリートの疲労破壊による破壊が起こりにくくなる反面、引張鉄筋の斜めひびわれ交差部での疲労破断による破壊が起こり易く、この疲労強度も明らかにしなくてはならない。

<参考文献>

- 1) Chang, T. S. and Kesler, C.E.: Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement, Journal of ACI, Aug. 1958
- 2) 榎貝勇：鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に関する基礎研究、土木学会論文報告集、昭和53年11月
- 3) Taylor, R.: Discussion of a paper by Tien S. Chang and Clyde E. Kesler : Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Beams, Journal of ACI, March, 1959
- 4) Stelson, T. E. and Cernica, J. N.: Fatigue Properties of Concrete Beams, Journal of ACI, August, 1958
- 5) Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proceedings of JSCE, August, 1980
- 6) Okamura, H., Farghaly, S. A. and Ueda, T.: Behaviors of Reinforced Concrete Beams with Stirrups Failing in Shear under Fatigue Loading, Proceedings of JSCE, April, 1981

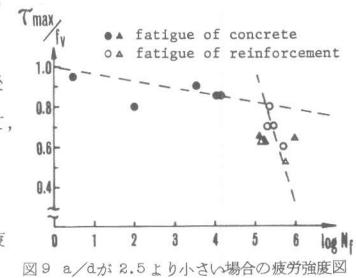


図9 a/d が2.5より小さい場合の疲労強度図

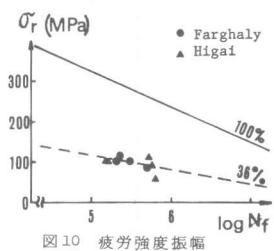


図10 疲労強度振幅