

土木研究所資料
第1982号

鉄筋コンクリート部材のせん断強度実験

1983 年 3 月

建設省土木研究所
地質化学部コンクリート研究室

Copyright © 1983 by P. W. R. I.

All rights reserved, No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

要 旨

河川砂防技術基準（設計編）の作成にあたり、鉄筋コンクリートの許容せん断応力度について見直しをおこなう必要が生じた。

本資料は、樋管や擁壁などを対象としたせん断補強鉄筋を有しないコンクリート部材のせん断強度の実験結果および河川砂防技術基準に用いる許容せん断応力度に関する提案について報告するものである。

目 次

1. まえがき	1
2. せん断強度に関する既応の研究	2
3. 実験目的	9
4. 載荷実験	10
5. まとめ	18
6. 採用すべき許容せん断応力度の提案	19
7. あとがき	22
(参考文献)	23

1. まえがき

せん断をうけるRC部材や構造物に対する設計法は、国内外を問わず統一されていないのが現状である。この原因として、せん断に関する実験的あるいは解析的研究において、せん断強度におよぼす諸要因が合理的に考慮されていなかったり、組織的に実験研究がなされていないことが考えられる。

土木学会RC示方書および道路協会道路橋示方書のせん断規定は、先の宮城県沖地震を契機に改訂され、その中でコンクリートの許容せん断応力が大幅に低減された。これに従えば、腹鉄筋を配置しないボックス・カルバート、擁壁などの中には部材厚を従来よりも大幅に厚くしなければならないものも生じてきた。しかしながら旧示方書により建設された、これらの構造物の破損、破壊原因がせん断の作用と考えられるとの報告はあまりなく、これらの示方書の改訂結果を河川構造物の設計でもそのまま採用すべきかどうかは、十分な実験的検討に基づいて決定すべきであるとする考えがでてきた。

そこで、特にボックスカルバート等比較的部材厚が薄く腹鉄筋のないRC部材を実験対象とし、せん断ひびわれ発生荷重、せん断耐力等を2～3の変動要因について実験的に明らかにし、また、各種示方書についてせん断規定を調べ、特に影響力の大きいCEB規定の背景となっている文献について調査した。これらの調査結果と実験結果をあわせて河川砂防技術基準で採用すべき許容応力度について提案をおこなった。

1983年3月

コンクリート研究室室長 小林 茂 敏
森 濱 和 正

2. せん断強度に関する既応の研究

鉄筋コンクリート部材のせん断性状に影響をおよぼす要因は多く、複雑であるため破壊機構は十分解明されておらず、普遍的なせん断破壊理論は得られていない。そのため各研究者により多数のせん断実験がおこなわれた。その結果を要因ごとに分類する。

(1) せん断破壊形式

せん断破壊は図-1のように3つの領域に分類されている。

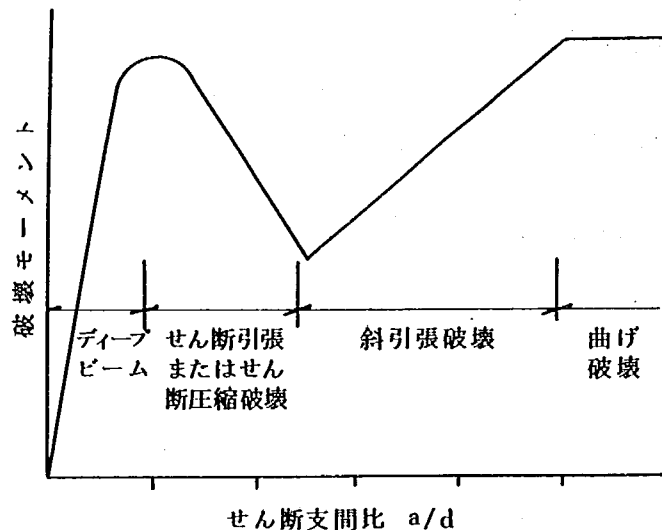


図-1 a/d とせん断強度

1) ディープビーム ($1 > a/d > 0$)

a/d がこの領域では、曲げ応力より荷重および反力による圧縮応力が重要であり、斜ひびわれが発生するとただちにタイドアーチ的な構造に変化する。

2) せん断スパンが短いはり ($2.5 > a/d > 1.0$)

この領域では、曲げひびわれから斜ひびわれに発達し、集中荷重点に向かう。荷重の増加に伴い斜ひびわれは下方にも発達し、主鉄筋と交わればその鉄筋に沿って支点方向に伸びる。破壊は引張鉄筋の定着破壊あるいはひびわれ上部のコンクリートの圧壊によって起こる。

3) せん断スパンが長いはり ($a/d > 2.5$)

せん断圧縮破壊から曲げ破壊へ移り変わる時の a/d の値までは、斜引張破壊と呼ばれている。この領域では、すでに発生している曲げひびわれが斜ひびわれに移行する。このときの荷重はせん断圧縮破壊荷重よりも大きい(図-1)ため、斜ひびわれ発生後に内力の再分配がおこなわれず破壊に至る。

(2) せん断破壊に影響をおよぼす要因

せん断破壊に影響をおよぼす要因はコンクリートの品質のほか多数ある。

1) 軸方向鉄筋比

曲げひびわれを生じている部分のせん断力の伝達は、圧縮部コンクリート、ひびわれ部の骨材のかみ合わせ、軸方向鉄筋のダボ作用によってなされている。このことより、せん断強度は主として軸方向鉄筋量の大小によるひずみの大きさ、ダボ作用の大きさに左右される(図-2)。また、鉄筋の径、あきなどによる付着性能によっても影響を受ける。付着力がスムーズにコンクリートに伝達されるほどせん断強度は大きくなる(図-3)。

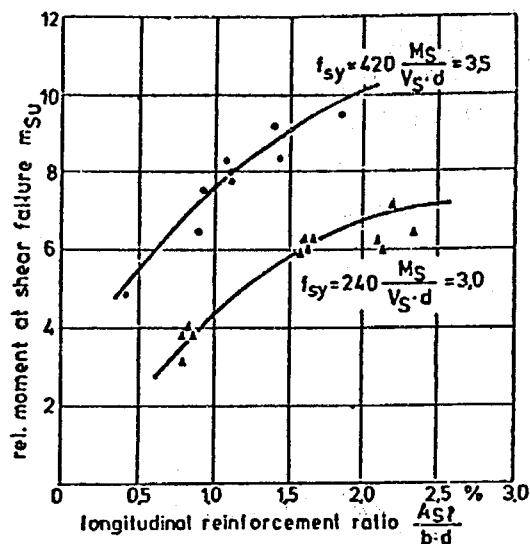


図-2 鉄筋比とせん断強度

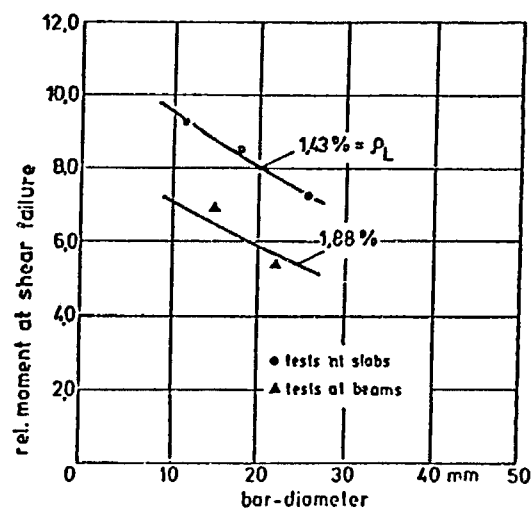


図-3 鉄筋径とせん断強度

2) 有効高さ

ひびわれ間に作用する骨材のかみ合わせは、粗骨材の量と大きさに対するはりの有効高さに関係し、はりのせん断強度は、有効高さが増加すると次第に減少する(図-4)。この理由としては、骨材のかみ合わせの減少と、より細かいひびわれ間のコンクリートのくし歯部分の曲げ剛性の減少によって説明されている。

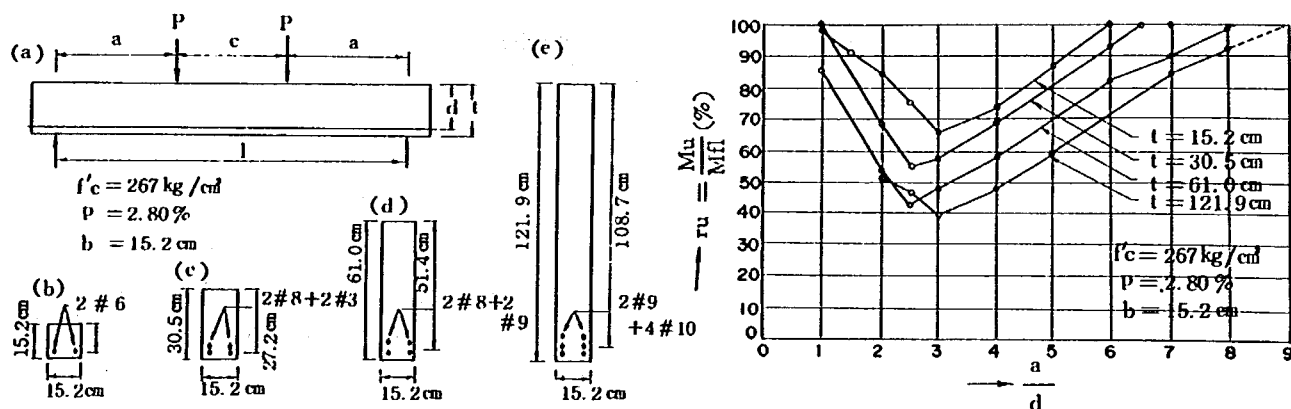


図-4 有効高さとせん断強度

3) はり幅

はり幅の小さいはり、はり幅の大きい一体としたはりより圧縮ゾーン内部での横拘束にほとんど期待できないため、せん断強度にわずかな差を生じる可能性も考えられる(図-5)。しかし、実験をおこなった結果は図-6の通りであり、はり幅が増加することによるせん断強度に対する重要な影響はないものと考えられる。

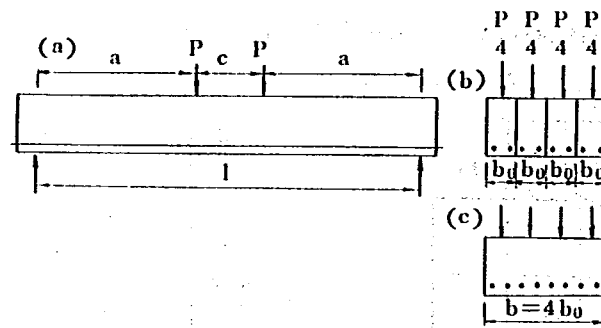


図-5 はり幅の影響

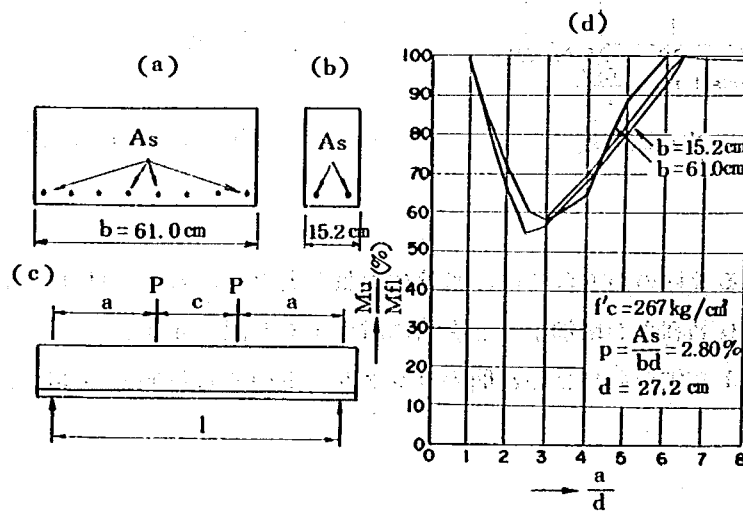


図-6 はり幅とせん断強度

4) せん断スパン比

せん断スパン比の影響は、最も重要な要因のひとつである。これは、はりの有効高さと曲げモーメントとせん断力の比 M/Qd であらわされる。これが集中荷重の場合には、 a/d となる。せん断破壊時の曲げモーメントは図-7の通りであり、これは2.(1)の破壊形式の分類の通り、 $a/d=2.5 \sim 3$ 以下では荷重および反力による圧縮応力の影響によって、せん断破壊時のモーメントは急激に増加する。 a/d がそれより大きい場合にもこの耐力は増加する。

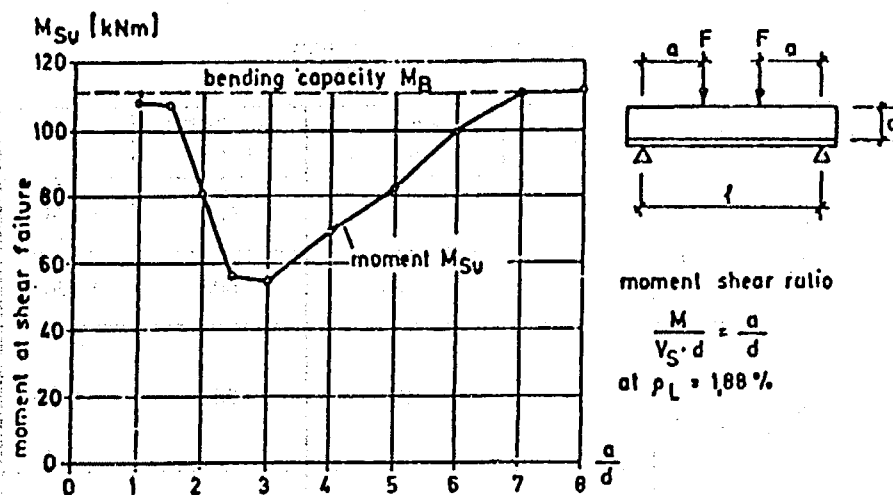


図-7 せん断スパン比とせん断強度

5) 荷重の種類

荷重の種類のせん断強度に対する影響については、等分布荷重と集中荷重について比較するならば、等分布荷重は集中荷重より斜引張破壊に対しては強度は高い。一方、せん断圧縮破壊を生じる領域では、集中荷重は等分布荷重の場合よりも強度は高い(図-8)。これは、図-8に示したモーメントおよびせん断力分布を比較すれば明らかのように、 M/Qd の大きい領域では、等分布のとき曲げモーメントの大きい中央付近では曲げひびわれによりせん断力を伝達すべき断面積が小さくなっているが、その付近のせん断力は小さく破壊に対する影響は小さいため、集中荷重の場合より安全側となる。

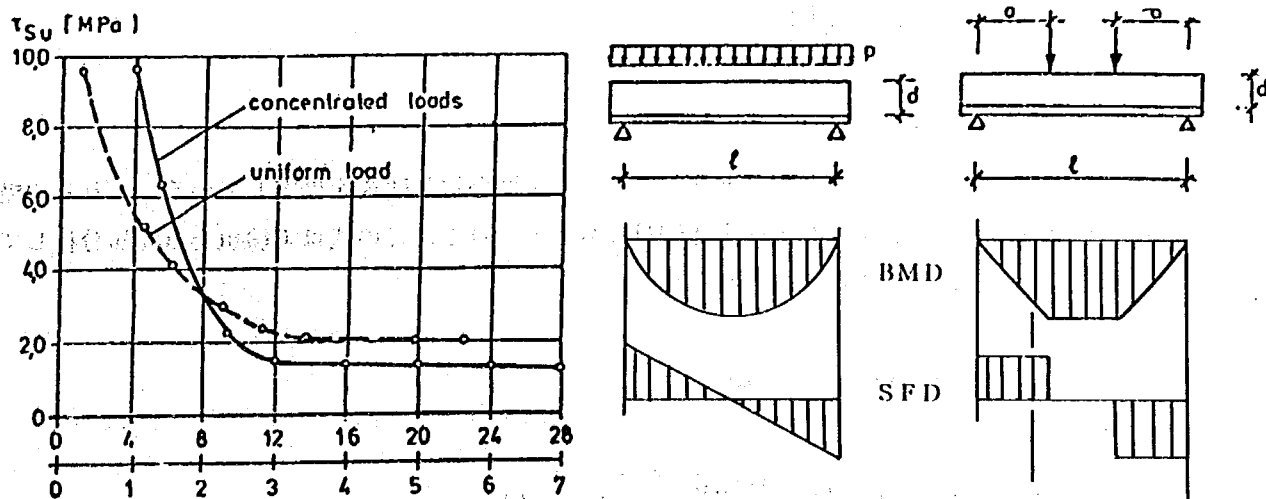
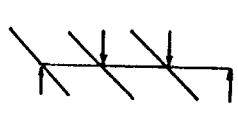
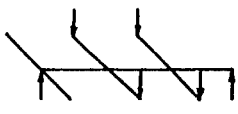
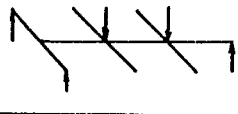
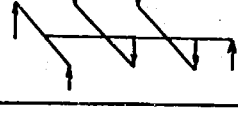


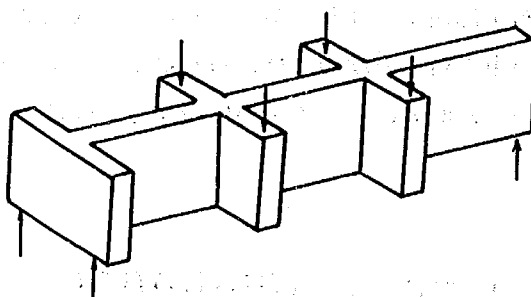
図-8 等分布荷重と集中荷重

6) 載荷方法

付加的な荷重を載荷したはり、圧縮部に直接載荷をおこなったはりのせん断強度のほぼ1/2であった(表-1)。このことは、①せん断破壊強度はモーメントの関数でなく、せん断力の関数である。②a/dが小さいはりのせん断強度が大きいのは、荷重と支点反力による局部応力の影響であることを示している。

表-1 載荷方法の相違がはりのせん断破壊強度におよぼす影響

載荷, 支持方法	はり番号	コンクリート強度 σ_c (psi)	せん断応力 τ (psi)	τ/σ_c
	S 1	3420	635	0.186
	F 4	3070	602	0.196
	S 2	3400	250	0.0735
	S 4	3440	250	0.0727
	S 3	3400	203	0.0596



(3) せん断破壊強度の実験式

過去において多くの研究者は、せん断実験をおこないせん断破壊強度式を提案している。これらの提案式は、前節の通りせん断に影響をおよぼす要因は多数あり、ほとんどの式は実験値を重回帰分析して得られた実験式である。以下に主な実験式を示す。

1) Zsutty 式

$$f_v = 2.24 (f'_c \cdot p \cdot d/a)^{1/3} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

2) Kennedy 式

$$f_v = 1.184 f'_c^{0.426} d^{-0.282} \left(1 + \frac{M/Qd}{0.25p}\right)^{-0.244} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

3) Hedmann-Losberg 式

$$f_v = 0.287 (1.75 - 1.25d) (1 + 50p) \sqrt{f_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここで, $(1.75 - 1.25d) \geq 1.0$

4) Leonhardt 式

$$\tau_{ov} = \frac{Q_u}{7/8 b d} = 0.926 \alpha_u \cdot \alpha_h \sqrt{f_c} \sqrt[3]{p} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここで,

$$\alpha_u = \begin{cases} 6 - 2.2 a/d & : a/d < 2 \\ 0.795 + 0.293 (3.5 - a/d)^{2.5} & : 2 \leq a/d < 3.5 \\ 0.9 - 0.03 a/d & : 3.5 \leq a/d \end{cases}$$

$$\alpha_h = \left(\frac{h}{10} \right)^{-\frac{1}{4}}$$

5) Laupa 式

本式は, 広範な実験結果と以下の仮定から導いた半理論式である。

- i) せん断力は, すべてコンクリート圧縮部によって負担される。
- ii) 破壊時のせん断応力度は, コンクリート強度の関数である。
- iii) コンクリート圧縮部は, 水平な圧縮力と垂直なせん断力とに抵抗するものであるから, モーメントとせん断力の比よりも, せん断力と圧縮力の比を考えるのが合理的である。

以上により求めた式は次の通りである。

$$\tau_v = k \left(0.57 - \frac{6.39 f_c}{10^4} \right) \frac{d}{a} f_c \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここで, $k = \sqrt{(np)^2 - 2np} - np$

$$n = 5 + \frac{704}{f_c}$$

6) Moody 式

本式は, 実験結果の解析結果とそれに基づく理論的考察から求めた半理論式である。式を導くにあたり次の仮定を設けた。

- i) 応力は, 斜ひびわれを横切って伝達されない。
- ii) コンクリートは, 引張に抵抗しない。
- iii) 内力の再分配が完全におこなわれた連続ばりの場合, 圧縮鉄筋には引張応力が発生している。
- iv) 最大せん断力を受けるスパンの最大モーメント断面における圧縮コンクリートの圧壊によってはりは破壊する。
- v) コンクリートの圧縮応力分布は, 3つのパラメータ (k_1, k_2, k_3) によって定義され, 広範な曲げ破壊試験の結果から Gaston を求めた値

$$k_2 = 0.42$$

$$k_1 \cdot k_3 = 1.121 - 0.689 \frac{f_c}{10^2}$$

を用いた。

これらの仮定より、せん断モーメント M_s' は、

$$\frac{M_s'}{k_1 \cdot k_3 b d^2 f_c} = \frac{p \sigma_s}{k_1 \cdot k_3 f_c} \left(1 - k_2 \frac{p \sigma_s}{k_1 \cdot k_3 f_c} \right)$$

ここで、

$$\sigma_s = 0.729 \left[6.9 \times 10^4 E_s \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{1450}{p E_s / k_1 \cdot k_3 f_c}} \right) \right]$$

$$\frac{M_s}{k_1 \cdot k_3 b d^2 f_c} = A_1 \frac{M_s'}{k_1 \cdot k_3 b d^2 f_c} + A_2 A_3 \frac{K r \sigma_s}{k_1 \cdot k_3 f_c}$$

(4) 各種せん断強度規定

つぎに、主なせん断強度規定を示す。

1) 日本建築学会 (大野・荒川式)

$$\begin{cases} \tau_u = k_u \cdot k_p (180 + f_c) \frac{0.12}{M/Qd + 0.12} \left(\frac{M}{Qd} \leq 3 \right) \\ \tau_u = 0.0295 k_u \cdot k_p (180 + f_c) & (M/Qd > 3) \end{cases}$$

$$\tau_{u \min} = 0.80 \tau_u$$

2) A C I

$$\begin{cases} V_u = \phi \left(0.504 \sqrt{f_c} + 176 p \frac{Qd}{M} \right) b d \\ V_u = \phi \times 0.928 \sqrt{f_c} \end{cases}$$

うち、小さい値

ただし、 $Qd/M > 1$ のとき、 $Qd/M = 1$ の値を用いる。

3) C E B

$$V_u = \beta f_{vd1} b d$$

$$f_{vd1} = 0.25 f_{ctd} \xi (1 + 50p)$$

ここで、 $\xi = 1.6 - d \geq 1$

$$f_{ctd} = 0.434 f_c'^{2/3} / \gamma_c$$

$$\beta = \begin{cases} 2d/a & (a/d \leq 2) \\ 1 & (a/d > 2) \end{cases}$$

以下にこれらの基準と本調査でおこなった実験値を比較し、実験値との適応性を調べる。

3. 実験目的

コンクリートのせん断許容応力度を下げることは安全性は増すとしても、経済性にひびくばかりでなく、従来造られたものの安全性に対する不安という問題もあるため、現規定が妥当であるか調査検討する。

1) 示方書の規定に関する妥当性

- ① せん断許容応力度
- ② 道路橋示方書下部工編の割増規定
- ③ せん断の照査位置

2) 現在の規定では、せん断許容応力度はコンクリートの圧縮強度により変化している。しかし文献調査によれば、そのほかに各種の要因の影響を受けるといわれている。

本実験は、比較的部材厚さが薄くせん断補強鉄筋のないボックスカルバート、擁壁などの鉄筋コンクリート部材を対象とし、次の要因について実験、検討をおこなう。

変動要因は表-2の通りである。

表-2 変動要因

破壊対象	形状	せん断支間比	鉄筋比	圧縮鉄筋比	載荷方向
		ハンチ a/d	p	p'	
せん断 支間部 (隅角部隣 接部材)	はり	—	○	○	
	L型	—	○	○	
		ある	○	○	

4. 載荷実験

(1) 供試体

供試体の形状および諸元を表-3に示す。

表-3 供試体諸元 (その1)

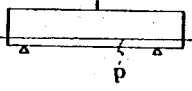
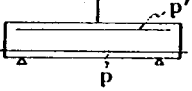
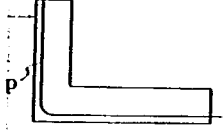
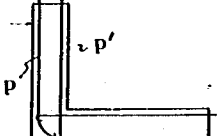
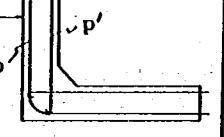
供試体No	type	ハンチ	b/d	a/d	b(cm)	d(cm)	a(cm)	h(cm)	p	p'	f _c (kg/cm ²)	載荷方向
1-1	単鉄筋 単純梁	無	1	0.5	32	32	16	37	3-D19 A _s = 8.595cm ² 0.84%	0	240	
1-4												
2-1												
2-4				1			32					
2-5												
3				1.5			48					
4				2			64					
5				2.5			80					
6				3			96					
7				4			128					
2-6	複鉄筋 単純梁	無	1	1	32	32	32	37	3-D19 A _s = 8.595cm ² 0.84%	3-D13 A' _s = 3.801cm ² 0.37%	240	
8	単鉄筋 L型	無	1	0.5	32	32	16	37	3-D19 A _s = 8.595cm ² 0.84%	0	240	
9				1			32					
10				1.5			48					
11				2			64					
12				2.5			80					
13				3			96					
14				4			128					

表-3 供試体諸元 (その2)

供試体No	type	ハンチ	b/d	a/d	b(cm)	d(cm)	a(cm)	h(cm)	p	p'	f _c (kg/cm ²)	載荷方向
15-1	複鉄筋 L型	無	1	0.5	32	32	16	37	3-D19 A _s = 8.595cm ² 0.84%	3-D13 A' _s = 3.801cm ² 0.37%	240	
15-2												
16-1				1			32					
16-2												
17-1				1.5			48					
17-2												
18-1				2			64					
18-2												
19-1				2.5			80					
19-2												
20-1				3			96					
20-2												
21-1				4			128					
21-2												
29	複鉄筋 L型	有 ハンチ は45° で一辺 16cm	1	1	32	32	32	37	3-D19 A _s = 8.595cm ² 0.84%	3-D13 A' _s = 3.801cm ² 0.37%	240	
30				1.5			48					
31				2			64					
32				2.5			80					
33				3			96					
34				4			128					

供試体の製作に使用したコンクリートの配合は表-4の通りであり、鉄筋はSD35の横フシを使用した。鉄筋の機械的性質は表-5の通りである。

表-4 コンクリートの配合

粗骨材 最大寸法	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
					W	C	S	G		
25(mm)	8 ± 2.5	3.5 ± 0.5	62	52	183	295	896	5 ~ 10mm	10 ~ 20mm	20 ~ 25mm
								217	304	347

表-5 鉄筋の機械的性質

鉄 筋	降伏点kg/mm ²	引張強さkg/mm ²
SD35-D13	37.4	51.4
SD35-D19	40.0	61.4

(2) 載荷方法

はりおよびL型供試体の載荷方法は図-9の通りである。L型供試体については、隅角部あるいは固定ばり部分での破壊が先行しないようにあらかじめプレストレスを導入した。

載荷は単調載加とし、破壊するまでひびわれの進展状況を記録した。

(3) 実験結果および考察

表-6にせん断実験結果を示す。この表に示した荷重は、供試体に作用した全荷重であり、単純はりの場合はこの荷重の1/2がせん断力となる。

表-6 結果一覧表 (その1)

供試体No	種 別	ハンチ	a/d	円柱供試体試験結果		斜めひびわれ発生荷重 (t)	破壊荷重 (t)	破 壊 形 態
				圧 縮 (kg/cm ²)	引 張 (kg/cm ²)			
1-1	単鉄筋 単純はり	無	0.5	313	24.0	—	71.0	支 圧 破 壊
*1-4			0.5	394	39.3	82.3	最大 109.6	ジャッキ最大荷重で破壊せず
2-1			1	313	24.0	47.4	59.2	せ ん 断 破 壊
*2-4			1	262	22.9	27.0	57.0	せ ん 断 破 壊
*2-5			1	262	22.9	30.0	42.5	せ ん 断 破 壊
*2-6	複鉄筋 単純はり	無	1	367	30.8	32.9	74.7	せ ん 断 破 壊
3	単鉄筋 単純はり	無	1.5	313	24.0	24.5	45.8	せ ん 断 破 壊
4			2	313	24.0	19.9	33.8	せ ん 断 破 壊
5			2.5	339	26.8	21.6	21.7	せ ん 断 破 壊
6			3	339	26.8	18.0	18.8	せ ん 断 破 壊
7			4	282	21.6	—	18.8	曲げ圧壊, 縦ひびわれ
8	単鉄筋 L 型	無	0.5	394	39.3	27.0	43.7	せ ん 断 破 壊
9			1	274	25.6	23.5	26.3	せ ん 断 破 壊
10			1.5	274	25.6	12.1	16.9	せ ん 断 破 壊
11			2	282	21.6	14.3	15.4	せ ん 断 破 壊
12			2.5	262	22.9	9.2	9.7	せ ん 断 破 壊
13			3	262	22.9	8.1	9.6	せ ん 断 破 壊
14			4	394	39.3	降伏荷重8.0 ¹ 最大荷重9.9 ¹		曲 げ 圧 壊

注1) 単純はりの項の荷重は, ジャッキでかけた荷重そのものの値である。

* 供試体No 1-4, No 2-4, No 2-5, No 2-6はそれぞれ供試体No 8, No 12, No 13, No 15-1のフーチング部を単純はりに転用して試験を行ったものである。

表-6 結果一覧表 (その2)

供試体No	種 別	ハンチ	a/d	円柱供試体試験結果		斜めひびわれ発生荷重 (t)	破壊荷重 (t)	破 壊 形 態
				圧 縮 (kg/cm ²)	引 張 (kg/cm ²)			
15-1	複鉄筋 L 型	無	0.5	367	30.8	30.3	最大 44.5	ジャッキ最大荷重で破壊せず
15-2				367	30.8	33.2	最大 45.5	ジャッキ最大荷重で破壊せず
16-1			1	285	28.6	16.1	27.8	せ ん 断 破 壊
16-2				285	28.6	24.7	27.6	せ ん 断 破 壊
17-1			1.5	282	25.1	10.4	21.5	せ ん 断 破 壊
17-2				282	25.1	11.3	20.4	せ ん 断 破 壊
18-1			2	306	23.7	13.5	16.6	せ ん 断 破 壊
18-2				306	23.7	13.8	15.2	せ ん 断 破 壊
19-1			2.5	295	24.0	9.2	10.6	せ ん 断 破 壊
19-2				295	24.0	9.0	13.3	せ ん 断 破 壊
20-1			3	279	23.0	9.7	10.6	せ ん 断 破 壊
20-2				279	23.0	10.0	10.6	せ ん 断 破 壊
21-1			4	352	33.7	降伏8.6 ¹ →圧壊8.8 ¹ →最大9.3 ¹		曲 げ 圧 壊
21-2				352	33.7	降伏8.7 ¹ →圧壊9.2 ¹ →最大9.5 ¹		曲げ圧壊から, 最後はせん断的破壊
29	複鉄筋 L 型	有	1	329	32.0	36.3	41.0	せ ん 断 破 壊
30			1.5	282	25.1	(注2)	26.2	フーチング部の破壊
31			2	207	18.0	(注2)	16.0	フーチング部の破壊
32			2.5	288	22.5	8.3	12.3	せ ん 断 破 壊
33			3	288	22.5	8.6	11.8	せ ん 断 破 壊
34			4	338	30.2	降伏9.3 ¹ →圧壊10.0 ¹ →最大10.6 ¹		曲 げ 圧 壊

注2) フーチング部が先に破壊してしまった供試体については, 細かなひびわれ発生荷重を把握できなかった。

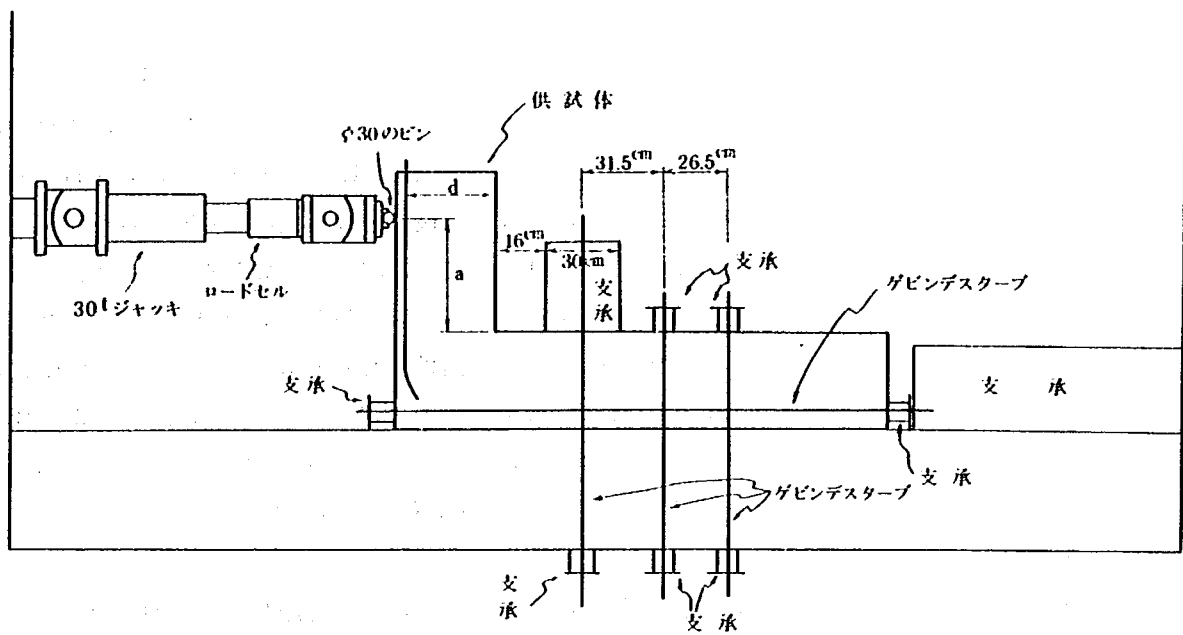


図-9 載荷方法(その1)

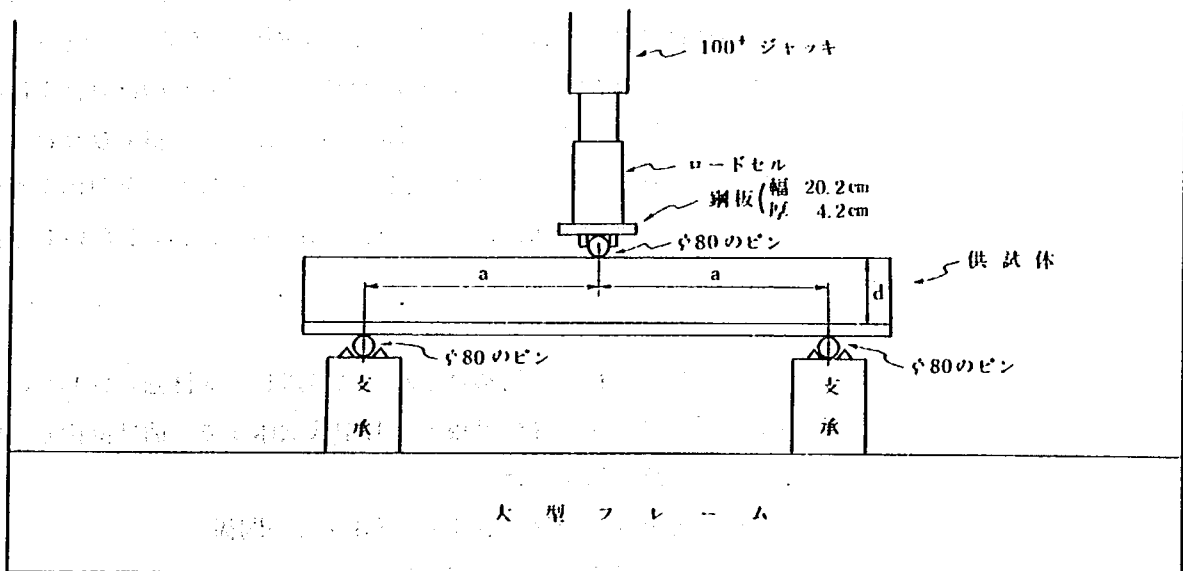


図-9 載荷方法(その2)

1) 破壊状況

ひびわれ破壊状況は、 a/d の大きさによって以下の4つに分けられる(図-10)。

i) $a/d = 0.5, 1.0$ の供試体

これらの供試体の内、単純はりにおいては斜めひびわれが支点と載荷点とを結ぶ直線上付近に突然、発生し支点および載荷点に向って伸展して行く。しかし、 $a/d = 0.5$ の供試体では最終的に載荷板のくい込みによって供試体が割裂破壊した。 $a/d = 1.0$ の供試体においては、斜めひびわれが部材軸に対して約 45° の傾きで直線的に入り、最終的な破壊はせん断圧縮破壊であった。L型ハンチ無供試体においては斜めひびわれは、載荷点と隅角部境界面A-A'上の隅角部の内側隅より約10cmの点(図-10)を結ぶ線上に突然発生し、隅角部境界面で向きを変え隅角部の内側の隅に伸びる。しかし、 $a/d = 1.0$ のL型ハンチ無供試体の中には、斜めひびわれが載荷点と隅角部内側隅を直線で結ぶように入るものもあった。そして、最終的にはせん断圧縮破壊となった。また、 $a/d = 1.0$ のハンチ有供試体は、 $a/d = 0.5$ のハンチ無供試体の場合とほぼ同様であり、これはハンチの大きさが、 $1/2 d$ であるからと思われる。

ii) $a/d = 1.5, 2.0$ の供試体

単純はり、L型供試体ともに、斜めひびわれは曲げひびわれから発達し、この曲げひびわれの発生位置は $x/d = 1.0$ 付近であった(図-10)。L型ハンチ有供試体は、これより少し x/d が大きい。斜めひびわれは、部材軸に対してほぼ 45° の傾きを持ち、載荷点(単純はり)隅角部内側隅(L型)に伸展すると共に軸方向主鉄筋に沿って縦ひびわれとなって、それぞれの支点もしくは載荷点へ向う。そして、この斜めひびわれの位置形状に $a/d = 1.5, 2.0$ および単鉄筋、複鉄筋の差はほとんどなかった。ハンチ有の供試体においては、斜めひびわれは部材軸となす角度も大きくハンチ隅に向って直線的に成長する。

iii) $a/d = 2.5, 3.0$ の供試体

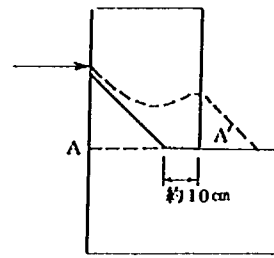
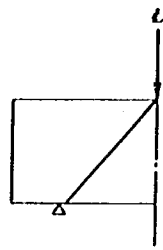
共に斜めひびわれは曲げひびわれから発達し、その曲げひびわれの発生位置は、ii)の場合よりも遠く $x/d = 1.5$ 付近である。斜めひびわれは部材軸に対して約 45° の傾きをなして成長するが、高さの2~3割を残して角度を変え、載荷点(単純はり)隅角部のかど(L型供試体)に向って急激に進み斜め引張破壊によって終局に至る。しかし、単純はりにおいては斜めひびわれは初めから 45° より小さい傾向があり、これがL型供試体より耐力が小さくなることと対応をなすものと考えられる。L型ハンチ有供試体の破壊形状は、それぞれ a/d が0.5だけ小さいL型複鉄筋供試体のそれらと似ている。

iv) $a/d = 4.0$ の供試体

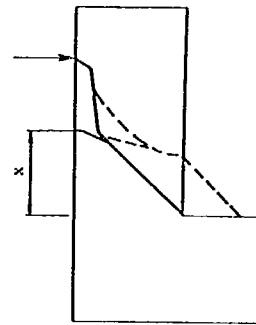
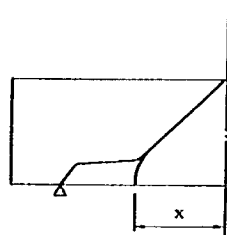
$x/d = 1.0$ 付近から発生した曲げひびわれから斜めひびわれは発達し、部材軸と約 45° の角度をなして成長するが、載荷点下(単純はり)、柱付け根部(L型供試体)で、曲げ降伏し、圧縮部コンクリートが曲げ圧縮破壊を起し終局に至った。

2) 斜めひびわれ発生荷重およびせん断耐力とせん断スパン比(a/d)との関係

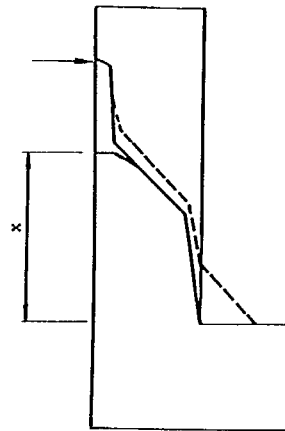
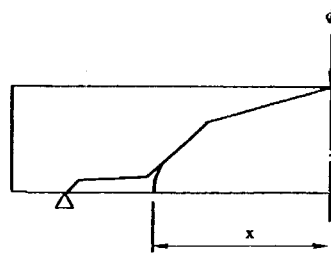
図-11(その1, 2)に斜めひびわれ発生荷重(V_c)およびせん断耐力(V_u)とせん断スパン比(a/d)との関係を示す。この図からもわかるように V_c, V_u は a/d の減少に伴い増加している。特に $a/d < 2.5$ の範囲では、その増加は著しくなっている。これは供試体のタイプ、断面、



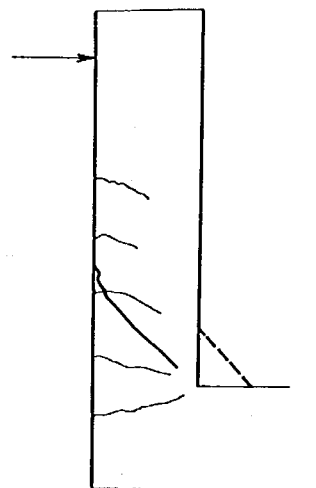
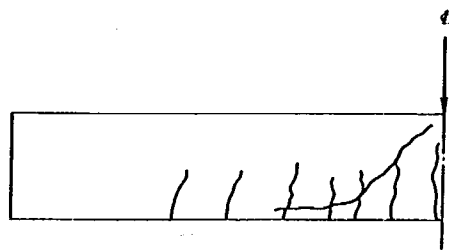
(i) $a/d = 0.5, 1.0$



(ii) $a/d = 1.5, 2.0$



(iii) $a/d = 2.5, 3.0$



(iv) $a/d = 4.0$

図-10 ひびわれ状況

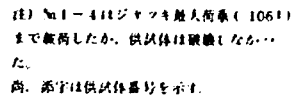


図-11 (その2) L型供試体載荷(押)



ハンチの有無にかかわらず言えることである。またL型供試体において、ハンチの有無が V_c , V_u におよぼす影響については、ハンチ有の供試体の実験が $a/d = 1.5, 2.0$ のものについては失敗したために明確にはわからなかったが、その他の a/d についてはハンチが有ることによって V_c , V_u が大きくなることが今回の実験でもつかめた。

3) 各種せん断規定との比較

主なせん断規定と実験を比較したのが図-12である。

これを見ると、ACIおよび土木学会の規定では、せん断支間比 a/d の影響が考慮されにくいものとなっている。その点、荒川式はよく実験値に適合している。また、CEB規定は a/d の広範囲にわたり適当な安全率をとっているといえる。

道路橋示方書下部工編の割増規定はCEBの値に近似しており、妥当なものと考えられる。

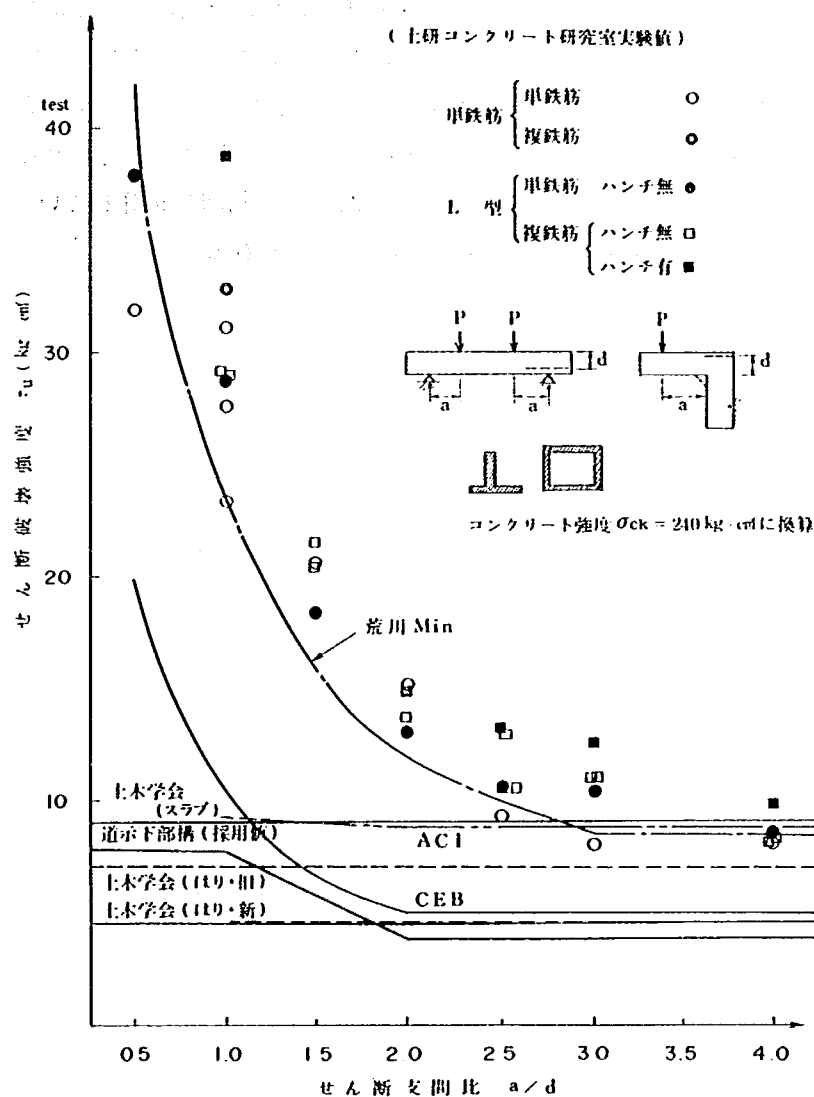


図-12 せん断規定と実験値の比較

5. まとめ

今回実験した供試体の数は少なく要因の変動幅も小さいため、定量的評価は困難であるが、実験から次のことがいえる。

- 1) a/d の変化によりせん断破壊と曲げ破壊にわかれる。 a/d の小さいときせん断破壊し、せん断破壊も3つに分類でき、 a/d が小さくなるほど急激にせん断強度は大きくなる。
- 2) ハンチはひびわれ発生を遅らせ、耐力を増加させる傾向があり、せん断支間長は載荷点と支点（部材軸線）の長さより短くできる。
- 3) せん断破壊強度は大野・荒川式に近似している。規定ではCEB規定が a/d の広範囲にわたりバランスのとれた値を示している。

土木学会RC示方書および道路橋示方書のせん断規定は、CEBの規定をもとにしている。また、地震時に許容応力度を5割増すことや、せん断強度はコンクリート強度だけでなく主鉄筋量、はりの高さ、載荷の位置など各種要因の影響を受け非常に複雑なこと、また実験値のバラツキの大きいことなどを考慮すれば、せん断許容応力度は現在の規定値程度に下げておくほうがよいと思われる。

道路橋示方書ではスパンの短いはりについてはせん断強度の割増しを許している。実験結果などからこのような考え方を採用することは妥当なものであると考えられる。

6. 採用すべき許容せん断応力度の提案

文献調査および実験結果より、次のように許容せん断応力度を提案する。

コンクリートの許容せん断応力度

		(kg/cm ²)			
応力度の種類		コンクリートの設計基準強度(σ_{ck})			
		210	240	270	300
せん断 応 力 度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合(τ_{d1})	3.6	3.9	4.2	4.5
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合 (τ_{d2})	16	17	18	19

(解説)

- これらの許容応力度はコンクリート標準示方書の規定を基本とし、道路橋示方書等との整合も考えて定めたものである。
 - 計画洪水以下の構造物は水中または水に接する構造物とする。
 - 許容軸圧縮応力度は、軸力のみしか作用しない部材に用いる。
 - 斜め鉄筋を使用しない場合のコンクリートのせん断許容応力度は次のような方法で使用する。
 - 1) せん断応力度は、せん断力を部材幅(b)×有効高さ(d)で割った平均せん断応力度とする。
 - 2) せん断応力度の照査は支点が直接支持となっているものは支点の前面より $\frac{1}{2}h$ だけ内側に行き、(h:はり高)
 - 3) せん断スパンが明確なものは、せん断スパン(a)によって許容応力度を α 倍してよい。
- ここに $\alpha = 3 - a/d$ ただし $1 \leq \alpha \leq 2$
- 斜め鉄筋を使用する場合のせん断強度は上記に加えて $\frac{1}{2}Sc + Ss$ (ただし、Sc:コンクリートのせん断強度、Ss:鉄筋の受持つせん断強度)とする。
 - 平均せん断応力度が斜め鉄筋を使用する場合の許容応力度を超える場合には、部材断面を許容応力度以下になるまで増さなければならない。

〔提案理由〕

これらの値は実験結果から従来用いていたコンクリートの許容せん断応力度がやや大きすぎることがわかったので、コンクリート標準示方書(55年改訂版)の規定をベースとして定めたものである。従来の許容応力度の約2/3程度に小さくしたが、理由は以下のことからである。

土木学会のコンクリート標準示方書の変更理由:

鉄筋コンクリートのせん断応力度は、学会基準初版の昭和6年頃は4.5 kg/cm²程度であった。その後、鋼材の強度の進歩とともに鉄筋の許容応力度を高める。(例えば丸鋼の許容応力度は旧1200 kg/cm²、現在S D30で1800 kg/cm²)とともにコンクリートの許容応力度も高められてきた(σ_{ck} 240 kg/cm²のコンクリートのせん断許容応力度は改訂前7 kg/cm²)。しかしながら実験等の結果を見る

とコンクリートのせん断強度は安全率が非常に小さい。鉄筋強度の小さい時代は断面もそれなりに厚くて特に問題も生じていなかったが、外国の規定も近年はせん断許容応力度を下けている傾向があるし、宮城県沖地震等でせん断破壊と思われる損傷も発生しているので、適正と思われる値に改訂した。

筆者らの提案理由：

許容応力度を下げることは安全性は増すとしても、経済性にひびくばかりでなく、従来作られたものの安全性の不安という問題もあり、慎重に考慮する必要があるという内部の意見もふまえ、56、57年度に実験を含む調査検討を行ったところ、次のような結果を得た。

- (1) コンクリートのせん断強度は、コンクリート強度だけでなく、主鉄筋量、はりの高さ、載荷の位置や支点の条件等各種の要因の影響を受け非常に複雑であり、また実験値のバラツキも大きい。
- (2) 実験の一例を示せば、図-12に示すようであり、荷重と支点の位置（ a/d ）にも大きな影響を受ける。
- (3) 土木学会の提案値はかなり安全側の値であるが、実験例では（ a/d ）が3以上になると破壊値との比は2倍程度となる。
- (4) 地震時の許容応力度を5割増をすることや、(1)のような状況を考えると現在の設計方法をとるかぎり、せん断許容応力度をコンクリート標準示方書の規定値程度に下げておく方が良いと思われる。
- (5) 擁壁、カルバートのような版状の構造物であっても、梁と同じ設計をしており、実験結果でもせん断強度に顕著な差はないので、許容応力度は梁の値を用いるのが適当である。

また、単に許容応力度を下げるだけでなく、次のような設計計算方法の合理化を図ることにより、断面の増加を緩和することが出来る。

- (1) 荷重が支点に近づくときせん断強度は大きくなるので、次のような許容応力度の割増しを行っても十分安全である。

$$\tau_a = \alpha \tau_a' \quad \alpha = 3 - a/d \quad 1 \leq \alpha \leq 2 \quad a: \text{せん断スパン} \quad d: \text{部材有効高}$$

- (2) 支点に極く近い荷重に対してはせん断強度が著しく大きいので、せん断応力度の照査は支点より $\frac{1}{2}h$ だけ前に出した点で行ってよい（図-13）。ただし、逆L擁壁のように支点が圧縮力によって支持されないものは適用できない。（ h ：はり高）

上記のような検討結果および各種基準の最近の動向等もふまえると、せん断許容応力度はコンクリート標準示方書の値に準じたものを用いるのがよいという考えに至った。ただし、せん断応力度の計算は簡易化のため S/bd として求めることとし（道路橋示方書、国鉄建造物設計標準でもそのような方法を用いている）、その補正を行っているので、数値は約 $1/1.15$ になっている。

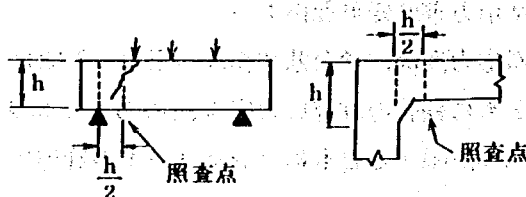


図-13 せん断応力度の照査点

斜引張鉄筋(スターラップ)を併用する場合には、せん断強度は $\frac{1}{2}Sc+Ss$ (Sc :コンクリートが受持つせん断力, Ss :鉄筋の受持つせん断力)となるものとし、限界値もコンクリート標準示方書をベースとし、平均せん断応力で計算することを考えて数値を定めた。このような考え方を導入することにより、スターラップを使用する場合には従来よりも設計が楽になる。

7. あとがき

一般に腹鉄筋のない R C 部材のせん断伝達機構は、次の 3 つから成ると考えられている。

- (a) 圧縮部コンクリート
- (b) 軸方向引張主鉄筋の dowel 作用
- (c) ひびわれ面を介しての Aggregate interlock

これらの機構を実験的に明らかにしようとする試みは国内外で行われているにもかかわらず、未だ妥当な解を得るに至っておらず、上記伝達機構の分担割合についても定説はない。

これらの要因を一言で言えばコンクリート断面や部材に係わる全ての構造変数に影響を与えると考えるてもよく今回の実験でとり上げた要因は、ほんの一部である。しかしながら河川砂防技術基準の見直しは早急に行う必要があったため、内外の新しい設計基準類なども参考にして、当面はこの程度の許容応力度を守っておけば一応安全であると思われる値を提案した。

今後、さらに解明を行う必要のあると思われる要因は次の通りである。

- (イ) 軸方向引張鉄筋比の影響
- (ロ) 圧縮鉄筋比 //
- (ハ) コンクリート強度 //
- (ニ) 部材寸法 //
- (ホ) a/d の考え方

なお、文献調査ならびに実験にあたっては、東北大学尾坂教授はじめ多くの方々に御協力をいただいた。ここに記して感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) Fritz Leonhardt : SHEAR IN CONCRETE STRUCTURES
- 2) G. N. J. kani : How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams ?, Jour. of ACI, Vol. 64, No. 3, March 1967. pp. 128~141
- 3) G. N. J. kani : The Riddle of Shear Failure and Its Solution, Jour. of ACI, Vol. 61, No.4, April 1964, pp. 441~467
- 4) Ferguson, P. M. : Some Implications of Recent Diagonal Tension Tests, Jour. of ACI, Aug., 1954

キーワード:

要旨

河川砂防技術基準(設計編)の作成にあたり, 鉄筋コンクリートの
許容せん断応力度について見直しをおこなう必要が生じた。

本資料は, 橋管や擁壁などを対象としたせん断補強鉄筋を有しないコンクリ
ート部材のせん断強度の実験結果および河川砂防技術基準に用いる許容せん断
応力度に関する提案について報告するものである。

○

郵便はがき

40
円切
手
をは
つて
下
さい。

3 0 5 — □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所

コンクリート研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

○

配布先住所

○

土木研究所資料第1982号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

印

○