

土 木 研 究 所 資 料

高強度せん断補強鉄筋を用いたRCはりの
せん断補強効果に関する検討

平成17年3月

独 立 行 政 法 人 土 木 研 究 所
技術推進本部構造物マネジメント技術チーム

Copyright © (2005) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

高強度せん断補強鉄筋を用いた RC はりの せん断補強効果に関する検討

構造物マネジメント技術チーム	主席研究員	渡辺 博志
	主任研究員	森濱 和正
	研 究 員	中村 英佑※
	交流研究員	椎名 貴快※

※：2004 年 4 月より

要 旨

本報告書は、せん断補強鉄筋として降伏強度の高い鉄筋を用いた場合のせん断抵抗性に関して、正負交番荷重を作用させたはり部材の載荷実験によって確認し、高強度鉄筋の適用性について検討した結果を報告したものである。塑性変形が生じる非線形領域で正負荷重が繰返し作用する場合、 a/d の小さい部材では相対的にせん断力の低下はやや大きくなり、逆に a/d が大きい場合はそれほど低下しないことがわかった。しかし、 a/d が大きい場合は、コンクリートの損傷が過大となり、例え降伏強度の高いせん断補強鉄筋を用いても、十分に有効性を発揮することなく脆性破壊してしまうことがあり、特に、せん断補強鉄筋比が大きいほどその傾向が顕著にみられた。また、現行の示方書（土木学会）では、コンクリート強度が 60N/mm^2 以上の場合に限り、降伏強度が 800N/mm^2 クラスまでの高強度鉄筋の使用を認めているが、実験の結果、コンクリート強度が $30\sim 40\text{N/mm}^2$ の場合でも、高強度せん断補強鉄筋が十分なせん断補強効果を発揮する場合があることを確認した。

キーワード： 高強度鉄筋、せん断力、降伏強度、せん断スパン比、せん断補強筋比、コンクリート強度

まえがき

地震荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の耐震性を向上させ、脆性的なせん断破壊を防止するには、靱性性能を向上させることが重要である。このためには、せん断補強鉄筋を十分に配置することが必要となるが、大量にせん断補強鉄筋を配置することは、施工効率の低下にも繋がる。

近年、せん断補強筋として降伏点の高い高強度鉄筋を用いる場合が増加しているが、残念ながら土木の分野では高強度鉄筋の有効性に関しては十分に実証されておらず、また、既往のせん断耐力の算定方法に関してもその適用性については明確にはなっていないため、十分な実用性を有しているとは言えないのが現状である。

高強度せん断補強鉄筋を使用した場合、終局付近では斜めひび割れが過大に進展し、ひび割れ面における骨材のかみ合いや引張鉄筋のダウエルアクション等によって抵抗するせん断耐力が低下することがあると指摘されている。この結果、高強度せん断補強鉄筋のもつ高い靱性効果を十分に活かしきれないまま、コンクリートの脆性的な破壊が起こると考えられている。このような現象が発生する要因として、コンクリート強度やせん断補強筋比、せん断補強鉄筋の降伏強度などとの関係が考えられているが、明確にはなっていない。

本報告書では、正負交番荷重の作用するディープビーム形式の RC はり部材に高強度せん断補強鉄筋を用いた場合の曲げせん断載荷実験を行い、高強度せん断補強鉄筋のせん断補強効果について検討を行った。

目 次

第1章 概要	1
1.1 既往のせん断耐力算定式	1
1.2 設計上の問題点	3
第2章 実験	5
2.1 目的	5
2.2 試験体	6
(1) 試験体の形状及び諸元	6
(2) 配筋図	6
(3) 使用材料および材料試験結果	6
2.3 載荷方法	6
2.4 測定項目と測定方法	6
2.5 実験結果	10
(1) 破壊性状	10
a) 荷重変位の履歴	10
b) せん断補強鉄筋のひずみ分布	15
c) 載荷回数とピーク時荷重の変動状況	17
(2) せん断補強鉄筋の効果	21
第3章 せん断力算定式に関する検討	27
3.1 コンクリート強度と (V_{y_exp}/V_{y_cal}) の関係	27
3.2 せん断補強筋比と (V_{y_exp}/V_{y_cal}) の関係	27
3.3 コンクリート強度とせん断補強鉄筋の終局引張強度の関係	27
3.4 せん断補強鉄筋の降伏強度に対する制約条件の違い	27
第4章 まとめ	33
付属資料-1: 「既往の V_c 算定式」	
付属資料-2: 「実験条件」	
(1) 配筋図	
(2) 鉛直変位(たわみ)の測定位置	
(3) せん断変形量の測定位置	
(4) 鉄筋ひずみの測定値	
(5) コンクリートひずみの測定位置	

付属資料－３： 「実験結果」

- (１) ひび割れ発生状況
- (２) 破壊状況写真

第1章 概要

鉄筋コンクリート橋脚など地震荷重が作用する RC 部材では、耐震性能を確保するため、脆性的せん断破壊を防止し、変形性能に優れた曲げ破壊型の破壊形態となるように設計し、靱性性能を向上させることが重要である。このためには、せん断補強鉄筋を十分に配置することが必要となるが、一方で大量にせん断補強鉄筋を配置することは、配筋作業を煩雑にし、施工効率の低下にも繋がる。

ここで、せん断補強筋として降伏点の高い高強度鉄筋を用いることができれば、耐震性を向上しながら、同時にせん断補強鉄筋量を飛躍的に低減でき、過密配筋による施工不良の防止ならびに配筋作業の簡略化を図ることが可能となる。しかし、土木の分野では、高強度せん断補強鉄筋の有効性に関しては十分に実証されておらず、また、既往のせん断耐力の算定方法についてもその適用性については明確にはなっていないため、十分な実用性を有しているとは言い難い。

1. 1 既往のせん断耐力算定式

(1) 棒部材のせん断耐力 (V_y)

棒部材のせん断耐力 (V_y) は、基本的には下式のように、せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力 (V_c) とせん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 (V_s) の和として求められる。

$$V_y = V_c + V_s \quad \text{----- (1)}$$

(2) せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力 (V_c)

斜めひび割れ発生後ただちに破壊に至るせん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断耐力 (V_c) の算定式は、現在のコンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会)¹⁾に記載の式の基本式として岡村ら²⁾による式(2)がある。本式は、巻末の付属資料-1に記載の式(付1. 1)を SI 単位系に変換したものである³⁾。なお、現行の示方書式では、基本式の a/d の値を 5.6 とし、安全側に除している。

$$\text{基本式} \quad V_c = 0.2 \sqrt[3]{f'_c} (1 + \beta_p + \beta_d) (0.75 + 1.4/(a/d)) \cdot b_w \cdot d \quad \text{----- (2)}$$

$$\beta_p = \sqrt{p_l} - 1 \leq 0.732, \quad p_l = A_s / (b_w \cdot d) \times 100$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{1000/d} - 1$$

ここに、 V_c : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力 (N)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

p_l : 軸方向鉄筋比 (%)

A_s : 引張側鋼材の断面積(mm²)

b_w : 幅(mm)

d : 有効高さ(mm)

a : せん断スパン(mm)

なお、参考までに、過去のコンクリート標準示方書における V_c 算定式を付属資料-1 に示し、各示方書での変更内容の概略を併記した。

【参考文献】

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]2002 年.
- 2) Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, No.300, 1980.8.
- 3) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集 第 372 号/V-5, 1986 年 8 月.

(3) せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 (V_s)

せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 (V_s) の値は、トラス理論に基づく式 (3. 1) から算出する。せん断スパン比の小さいディープビーム (経験的に $a/d \leq 2.5$) に関して、従前の土木学会コンクリート標準示方書では、せん断補強鉄筋の寄与を認めていなかった。しかし、2002 年の改訂によって改められており、式 (3. 2) より算出するものとされている。

$$V_s = [A_w f_{wy} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] z \quad \text{-----} \quad (3.1)$$

ここに、 V_s ：せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 (N)

A_w ：区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wy} ：せん断補強鉄筋の設計降伏強度 ($f_{wy} \leq 400\text{N/mm}^2$)

但し、コンクリート圧縮強度 f'_c が 60N/mm^2 以上の時は、 800N/mm^2 以下

α_s ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

s_s ：せん断補強鉄筋の配置間隔

z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、
一般に $d/1.15$ としよ。

ディープビーム ($a/d \leq 2.5$) の場合

$$V_{sd} = \phi \cdot V_s \quad \text{-----} \quad (3.2)$$

$$\phi = -0.17 + 0.3(a/d) + \frac{0.33}{p_w} \leq 1.0$$

ここに、 V_{sd} ：(N)

V_s ：式 (3. 1) で算定されるせん断耐力寄与分 (N)

p_w ：せん断補強筋比 (%)

【注意事項】

V_s の算定式において、「平成 8 年度 (施工編)」から「2002 年度 [構造性能照査編]」に移行する際、制約条件が一部変更になった。以下に変更点を示す。

[平成 8 年設計編] $f_{wy} \leq 400\text{N/mm}^2$

[2002 年構造性能照査編] $f_{wy} \leq 400\text{N/mm}^2$ 但し、 $f'_c \geq 60\text{N/mm}^2$ の時、 $f_{wy} \leq 800\text{N/mm}^2$

1. 2 設計上の問題点

高強度せん断補強鉄筋を使用した場合、終局付近では斜めひび割れが過大に進展し、ひび割れ面における骨材のかみ合いや引張鉄筋のダウエルアクション等によって抵抗するせん断耐力が低下することがあると指摘されている。この結果、高強度せん断補強鉄筋のもつ高い靱性効果を十分に活かしきれないまま、コンクリートの脆性的な破壊が起こると考えられている。このような現象が発生する要因として、コンクリート強度 (f'_c) やせん断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy})、せん断補強筋比 (p_w) などとの関係が考えられているが、明確にはなっていない。

現在、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」(土木学会) や「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」(日本建築学会) では、高強度材料の使用を考慮して、斜めひび割れ強度 (f_{vc}) やせん断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}) に対して制約条件を設けている。

ここで、高強度鉄筋のせん断補強鉄筋への応用としては、土木学会コンクリート標準示方書では、既往の研究成果をもとに、式(3.1)中のせん断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}) に対して、以下のように使用するコンクリートの種類によって制約条件を設けている。

せん断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}):

$$f_{wy} \leq 400\text{N/mm}^2 \quad (f'_c < 60\text{N/mm}^2 \text{ の場合})$$

$$f_{wy} \leq 800\text{N/mm}^2 \quad (f'_c \geq 60\text{N/mm}^2 \text{ の場合})$$

すなわち、コンクリートが高強度であれば、せん断補強鉄筋として高強度鉄筋のメリットが活かせるものの、通常の RC 部材で使用されるクラスのコンクリートを用いた場合では、高強度鉄筋のメリットは活かせない形となっている。しかし、 f'_c が 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートの使用に限り、 f_{wy} を 800N/mm^2 まで使用可能としているが、高強度コンクリートに限定されている理由や f_{wy} の設定理由が明確になっておらず、 $f'_c < 60\text{N/mm}^2$ の場合に、 $f_{wy} \leq 400\text{N/mm}^2$ とする耐力計算では、実際の値を過小評価する場合があるとの報告もある。

以上の点を踏まえ、高強度材料を用いた RC 部材のせん断耐力を算定する上で、今後検討が必要であると思われる項目を以下に列挙した。

- 1) せん断スパン比 (a/d) の影響
- 2) せん断補強筋比 (p_w) の影響
- 3) せん断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}) の制限値に関する検討
- 4) コンクリート強度 (f'_c) による影響
- 5) 斜めひび割れ強度 (f_{vc}) の上限値に関する検討

上記の点が明らかになれば、高強度せん断補強筋が有効に働く、すなわち、せん断鉄筋が降伏まで達して靱性に富む破壊形態となるような設計方法の提案につながる基礎資料になると思われる。

本報告では、既往の研究による実験データとあわせて、せん断耐力の算定式に関してもあわせて検討した。

参考文献)

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕2002.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.
- 3) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集 第372号／V-5, 1986年8月.

第2章 実験

2. 1 目的

せん断補強鉄筋として降伏点の高い高強度鉄筋を用いた RC はりに正負交番荷重を作用させたせん断載荷試験を実施し、高強度鉄筋によるせん断補強効果の有効性の検証および設計許容範囲の再検討（せん断耐力算定の精度向上）を行った。

既往の研究では、コンクリート強度 f'_c が 50N/mm^2 以上、せん断スパン比 a/d の値が 3.0 以上の部材での実験的検討が多くみられた。しかし、高強度コンクリートは、普通強度コンクリートに比べて圧縮強度に対する引張強度の増加の割合が小さいため、 a/d の大きい部材の場合、部材せん断耐力に対するコンクリートの引張強度の影響が支配的となり、高強度せん断鉄筋の有効性を検証するには十分ではないと考える。また、実際の構造物では f'_c が 30N/mm^2 クラスのコンクリートが多く使用されているため、高強度せん断補強鉄筋の有効活用の点からも普通強度のコンクリートを用いた検討が必要であると考え。さらに、現行の示方書（土木学会）では、高強度鉄筋（ $f_{wy} > 400\text{N/mm}^2$ ）をせん断補強鉄筋として用いる場合は、コンクリート強度として 60N/mm^2 以上を用いた場合のみ許容しているが、この強度設定に関しても十分な議論が行われたとはいえない。このため、本実験では、 f'_c は 30N/mm^2 程度で、 a/d が 2.0 以下のディープビーム部材を用いて、高強度鉄筋のせん断補強効果について検討を行った。

以下に本実験の実験パラメータを示す。

- 【実験パラメータ】
- ① せん断スパン比 (a/d)
 - ② せん断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy})
 - ③ せん断補強筋比 (p_w)

2. 2 試験体

(1) 試験体の形状及び諸元

試験体は全 9 体であり、形状及び諸元を表－2. 1 に示す。断面形状（幅 300mm×高さ 500mm、有効高さ 450mm）、軸方向鉄筋配置及び使用鉄筋径（軸方向鉄筋：D19、せん断補強鉄筋：D6）は全試験体共通とした。実験パラメータの値は、せん断スパン比 (a/d) は 1.1、1.6、2.0 の 3 水準、せん断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}) は、普通強度 (SD295A)、中強度 (SHD685)、高強度 (SBPD1275/1420) の 3 水準、せん断補強筋比 (p_w) は、0.14、0.18、0.27% (0.28%) の 3 水準とした。また、母材コンクリートは、試験材齢時での圧縮強度 (f'_c) が 30 から 40N/mm² 程度になるように配合を設定した。

(2) 配筋図

各試験体の配筋詳細については、巻末の付属資料－2 に示すものとし、試験体の形状概略のみを図－2. 1 に示す。なお、試験体 N1 及び N2 に関しては、過去の実験データを参考に行っているため、詳細に関しては「土木研究資料第 3572 号」を参照されたい。また、せん断補強鉄筋の閉合方法について、試験体 N1, H1, N2, H2 はフック、試験体 C, B, A3, A2, A1 は溶接となっている。

(3) 使用材料および材料試験結果

試験体に用いたコンクリート (2 配合) 及び鉄筋 (5 種別) の材料試験結果を表－2. 2 および表－2. 3 に示す。

2. 3 載荷方法

載荷方法は、降伏変位 (δ_y) の倍数毎に 3 回の正負繰返し (正負交番載荷) を実施した (図－2. 2 参照)。載荷は、試験機荷重の正方向 (引き) を正載荷とし、押し方向を負載荷とし、最大荷重の概ね 3 分の 1 以下に低下した時点で載荷終了とした。なお、載荷装置は、鉛直 1500kN/水平 500kN 大型構造物繰返し載荷試験装置を使用した。

2. 4 測定項目と測定方法

測定項目は、①荷重、②鉛直変位 (たわみ)、③せん断変形量、④鉄筋ひずみ、⑤コンクリートひずみの 5 項目とした。各測定項目の測定位置及び測定方法に関しては、巻末の付属資料－2 を参照されたい。

表-2. 1 試験体の諸元

試験体名	部材形状				軸方向鉄筋				せん断補強鉄筋			コンクリート	実験要因
	幅 b (mm)	高さ h (mm)	有効高 d (mm)	せん断 スパン比 a/d	種別	本数 n (本)	間隔 s (mm)	鉄筋比 p_t (%)	種別	間隔 s (mm)	鉄筋比 p_w (%)		
N1	300	500	450	1.1	D19 (SD345)	12	100	1.27	D6 (SD295SA)	75	0.28	普通 27-8-20H	・せん断スパン比 (a/d) ・せん断補強筋 降伏強度 (f_{wy})
N2	300	500	450	1.6	D19 (SD345)	12	100	1.27	D6 (SD295SA)	75	0.28	普通 27-8-20H	
H1	300	500	450	1.1	D19 (SD345)	12	100	1.27	U6.4 (SBPD1275/1420)	75	0.27	普通 27-8-20H	
H2	300	500	450	1.6	D19 (SD345)	12	100	1.27	U6.4 (SBPD1275/1420)	75	0.27	普通 27-8-20H	
C	300	500	450	2.0	D19 (SD390)	12	100	1.27	D6 (SD295SA)	75	0.27	普通 22.5-8-20N	・せん断補強筋比 (p_w) ・せん断補強筋 降伏強度 (f_{wy})
B	300	500	450	2.0	D19 (SD390)	12	100	1.27	D6 (SHD685)	75	0.27	普通 22.5-8-20N	
A3	300	500	450	2.0	D19 (SD390)	12	100	1.27	U6.4 (SBPD1275/1420)	75	0.27	普通 22.5-8-20N	
A2	300	500	450	2.0	D19 (SD390)	12	100	1.27	U6.4 (SBPD1275/1420)	112.5	0.19	普通 22.5-8-20N	
A1	300	500	450	2.0	D19 (SD390)	12	100	1.27	U6.4 (SBPD1275/1420)	150	0.14	普通 22.5-8-20N	

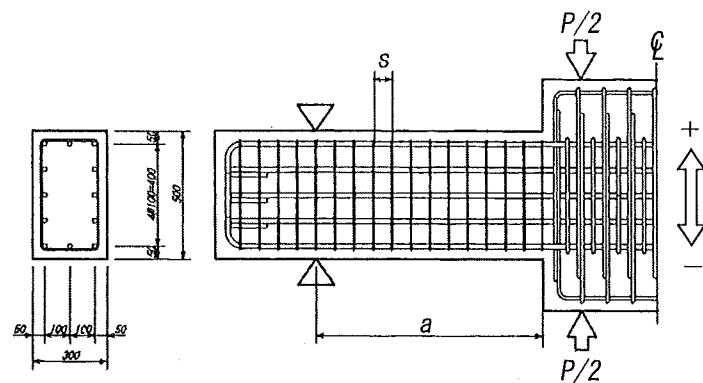


図-2. 1 試験体の配筋概略

表-2. 2 コンクリートの材料試験結果

試験体名	種類	圧縮強度 f'_c (MPa)	ヤング係数 E (GPa)	ポアソン比 ν	割裂強度 f_t (MPa)
N1	普通 27-8-20H	34.1	23.8		2.90
N2		36.3	29.3		2.94
H1		38.6	30.9	0.198	3.35
H2		40.2	31.7	0.234	3.55
C	普通 22.5-8-20N	31.8	31.2	0.195	2.96
B		31.8	31.2	0.195	2.96
A3		31.8	31.2	0.195	2.96
A2		27.5	27.0	0.158	2.45
A1		27.5	30.0	0.177	2.48

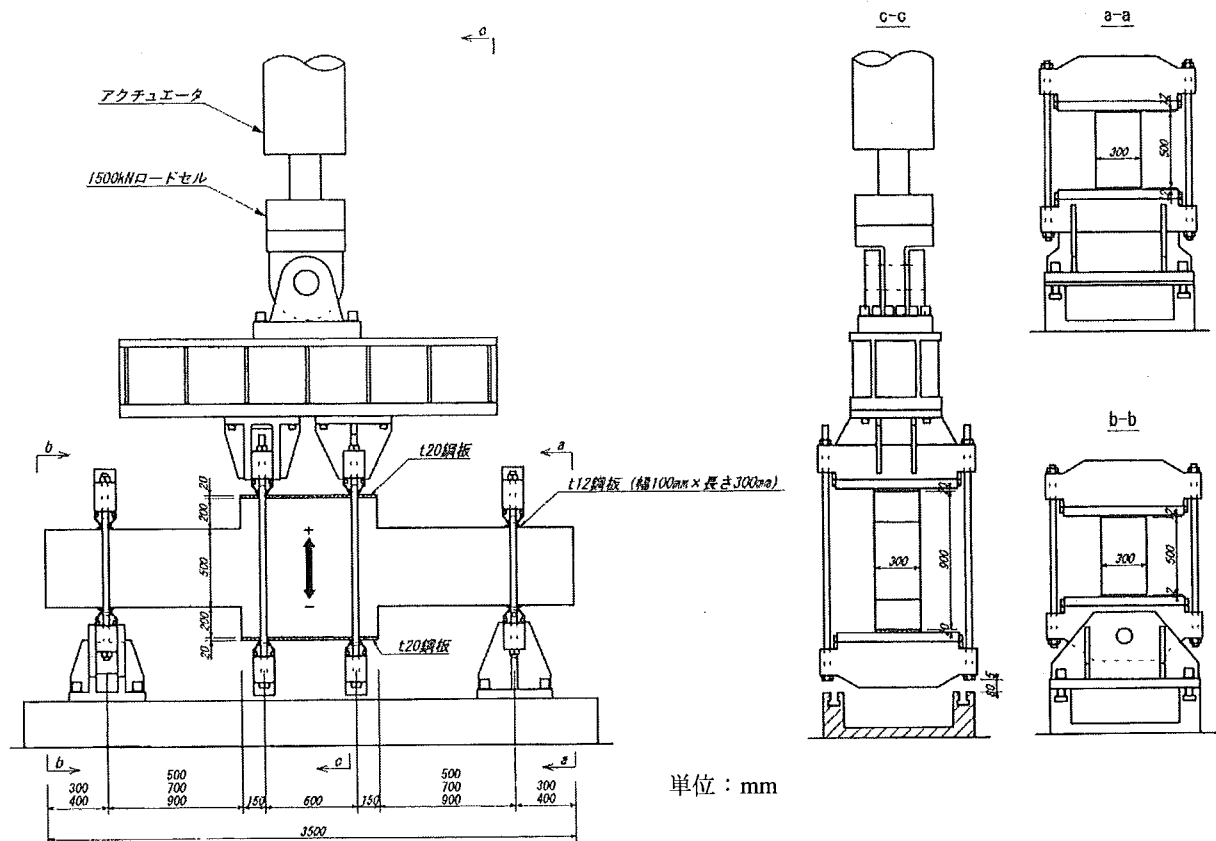
表-2. 3 鉄筋の材料試験結果

(a) 主鉄筋

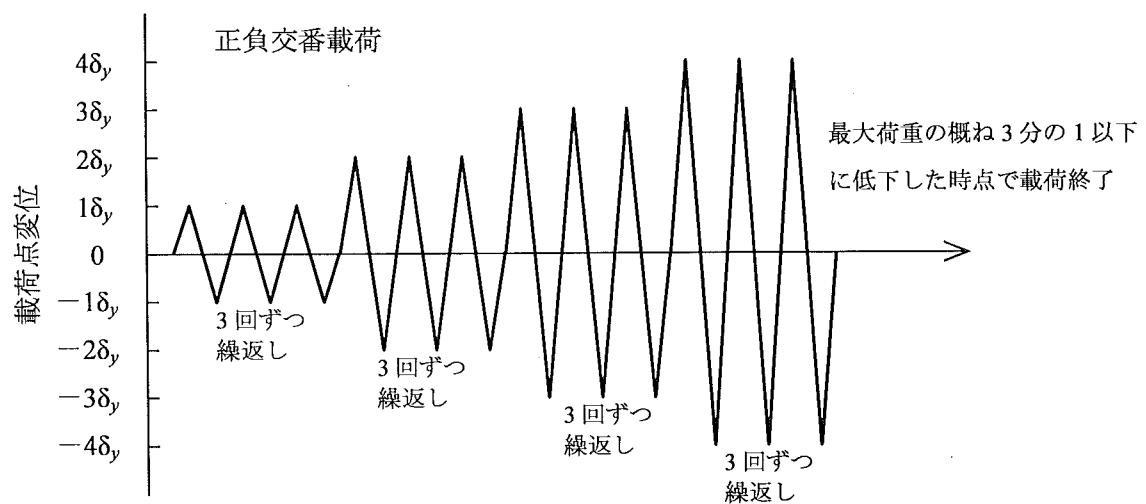
種別	断面積 A (mm ²)	降伏強度 f_y (MPa)	降伏ひずみ $\epsilon_y (\times 10^{-6})$	ヤング係数 E (GPa)	引張強度 f_t (MPa)
D19 (SD345)	286.5	376.8	2113	185	577.3
D19 (SD390)	286.5	454.8	2487	189	648.5

(b) セン断補強鉄筋

種別	断面積 A_s (mm ²)	降伏強度 f_{wy} (MPa)	降伏ひずみ $\epsilon_{ys} (\times 10^{-6})$	ヤング係数 E_s (GPa)	引張強度 f_{ts} (MPa)
D6 (SD295A)	31.67	448	2483	189	584
D6 (SHD685)	31.67	744	5953	188	943
U6.4 (SBPD1275/1420)	30.68	1427	7860	192	1466



(a) 試験体の設置状況



(b) 載荷パターン

図-2.2 載荷方法の概略

2. 5 実験結果

(1) 破壊性状

a) 荷重変位の履歴

実験結果の一覧を表-2. 4に、荷重変位の履歴を図-2. 4に示す。表中の計算値とは、前節で示した式(2)、式(3. 1)、式(3. 2)によって算出した値である。

< 計算値 >

- ・ V_s の値は、全てディープビーム式を用いて算出している。
- ・ 繰返し載荷時のせん断耐力 V_{ycyc} は、コンクリートが負担するせん断耐力 V_c が 60%に低下した場合(タイプ I 地震動)を想定して計算している。
- ・ コンクリート標準示方書では、 f_{vc} 及び f_{wy} にそれぞれ $f_{vc} \leq 0.72\text{N/mm}^2$ 、 $f_{wy} \leq 400\text{N/mm}^2$ の制約条件が設定されているが、ここでは f'_c と f_{wy} の実験値をそのまま代入して求め、各値の制約条件は適用していない。
- ・ 部材係数 γ_b は考慮していない。

< 実験値 >

- ・ 斜めひび割れ発生耐力とは、ひび割れ観察及びせん断補強鉄筋のひずみ挙動を勘案し、斜めひび割れ発生時の耐力を表したものである。なお、試験体 C, B については、実験報告書に明確な発生荷重が記載されていなかったため、ひずみデータとひび割れ観察結果から決めた。
- ・ 最大耐力は、各サイクルの正側と負側それぞれのピーク時荷重の平均値とした。
- ・ 終局変位は、載荷点における変位を塑性率(降伏時変位の倍数)で表したものであり、せん断破壊した試験体 C, A1 以外の終局変位は、荷重変位関係の包絡線が降伏時の荷重に一致したところの変位とした。

【試験体 N1, N2, H1, H2】

いずれの試験体もコンクリートの急激な損傷による荷重低下はみられず、一体性が保たれていた。なお、試験体 N1, N2, H1 は、せん断補強鉄筋の降伏に達し、試験体 H2 も概ね降伏付近までひずみが達した。このため、せん断補強鉄筋が有効に働いていたと推測される。

【試験体 C】

主鉄筋降伏前に、せん断補強鉄筋が降伏(変位 5.76mm (0.77 σ_y))した。その後、2 δy の 1 回目の載荷の時、変位 11.31mm (1.5 σ_y) のところでせん断破壊を生じた。

【試験体 B】

3 δy の 1 回目の載荷の時、変位 18.04mm (2.4 δy) のところでせん断補強鉄筋が降伏し、以後、コンクリートの損傷が大きくなり、載荷の繰返しとともに耐力が低下した。

【試験体 A3, A2】

破壊状況は、ほぼ同様の経過をたどった。3 δy 付近でせん断補強鉄筋が降伏し、以後、載荷の繰返し回数の増加に伴い、せん断ひび割れが進行し、かぶりコンクリートの剥離および主鉄筋に

表－２．４ せん断耐力の試験結果

試験体名	計算値				実験値					比較		
	斜めひび割れ発生耐力 V_c (kN)	せん断補強筋受持耐力 V_s (kN)	単調載荷せん断耐力 V_y (kN)	繰返載荷せん断耐力 V_{y_cyc} (kN)	斜めひび割れ発生耐力 V_{c_exp} (kN)	主筋降伏時		最大耐力 V_{y_exp} (kN)	最大時変位 $n \cdot \delta y$ (塑性率)	斜めひび割れ発生耐力 V_{c_exp}/V_c	終局せん断耐力(単調) V_{y_exp}/V_y	終局せん断耐力(繰返) V_{y_exp}/V_{y_cyc}
						耐力 V_y (kN)	変位 δy (mm)					
N1	237	148	386	291	220	452	3.00	511	2.0	0.93	1.33	1.76
N2	199	148	347	267	220	340	3.80	396	2.0	1.11	1.14	1.48
H1	247	453	700	601	260	455	3.13	545	3.2	1.05	0.78	0.91
H2	206	453	659	576	175	331	4.31	420	3.5	0.85	0.64	0.73
C	167	143	311	244	(131)	291	7.50	319	1.5	(0.78)	1.03	1.31
B	167	238	406	339	(150)	282	7.50	334	3.3	(0.90)	0.82	0.99
A3	167	457	624	557	179	300	7.46	378	3.3	1.07	0.61	0.68
A2	159	314	474	410	175	291	8.04	353	3.2	1.10	0.74	0.86
A1	159	236	395	331	170	287	8.50	333	2.9	1.07	0.84	1.00

注 1) 繰返載荷時のせん断耐力の計算値は、 V_c の値が 60% に低下した場合（タイプ I 地震動）を測定している。

注 2) 斜めひび割れ発生耐力の実験値とは、ひび割れ観察及びせん断補強鉄筋のひずみ挙動を勘案し、斜めひび割れ発生時の耐力を表したものである。

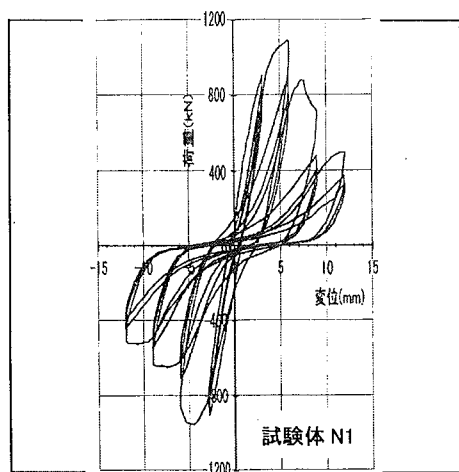
注 3) 実験値の終局変位とは、塑性率（降伏変位に対する倍数）の値を表している。

沿った付着ひび割れが発生、徐々に耐荷力を失っていった。4 δy の 1 回目載荷でのピーク時でも、主筋降伏時を大幅に下回る荷重にまで低下していた。

【試験体 A1】

変位 16.20mm (1.9 δy) の時、せん断補強鉄筋が降伏し、その後、変位 24.66mm (2.9 δy) の時、せん断補強鉄筋が突然破断し、せん断破壊を生じた。

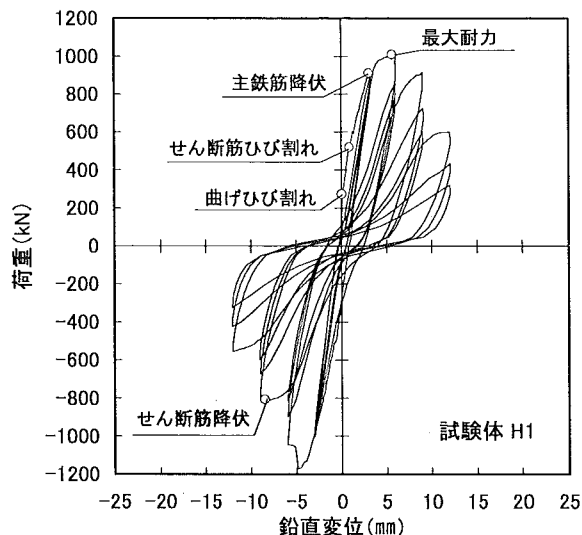
注) 表中に示したせん断力算定式による計算値の実験結果との検証については、第 3 章で既往の研究データを含めて検討するものとし、ここでは特に記載しない。



試験体： N1

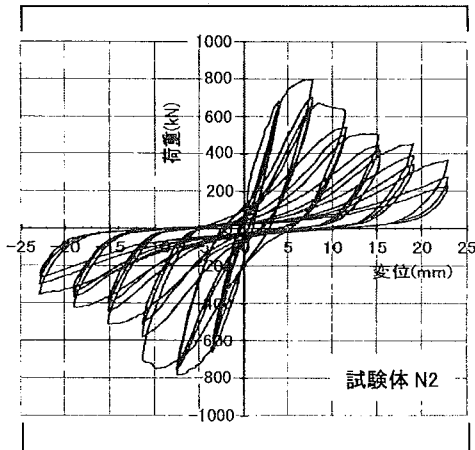
	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^{-6}$
1	曲げひび割れ発生				
2	せん断ひび割れ発生				
3	せん断筋降伏	≤ 904		$\leq \sigma_y$	
4	主筋降伏	904		$3.0 (\sigma_y)$	
5	最大荷重	1092		$6.0 (2.0 \delta_y)$	
6	最小荷重	-952			
	(最大荷重)	(1022)			
備考	【破壊形態】せん断補強鉄筋は、降伏に達した。 (下記の資料では、16yの1回目でせん断筋が降伏したと記載あり)				

土木研究資料第 3572 号の参考資料より抜粋



試験体： H1

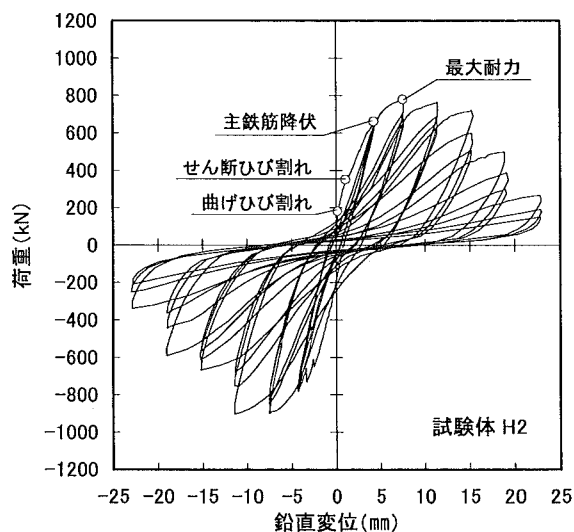
	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^{-6}$
1	曲げひび割れ発生	271.6	28	0.11	
2	せん断ひび割れ発生	519.1	53	0.98	
3	主筋降伏	909.4	93	$3.13 (\sigma_y)$	2129 (U8)
	せん断筋降伏	-807.8	491	$-8.43 (2.7 \delta_y)$	7426 (S3-5)
4	最大荷重	1007.7	317	$5.72 (1.8 \sigma_y)$	
5	最小荷重	-1171.1	347	-4.81	
	(最大荷重)	(1089)		$(3.2 \sigma_y)$	
備考	【破壊形態】せん断破壊				



試験体： N2

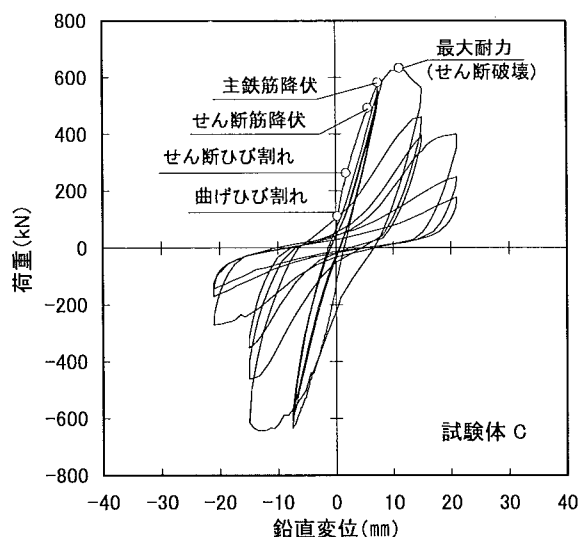
	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^{-6}$
1	曲げひび割れ発生				
2	せん断ひび割れ発生				
3	主筋降伏	680		$3.8 (\sigma_y)$	
4	最大荷重	798		$7.5 (2.0 \delta_y)$	
5	最小荷重	-784			
	(最大荷重)	(792)			
6	せん断筋降伏	670		$8.0 (2.1 \delta_y)$	
備考	【破壊形態】せん断補強鉄筋は、降伏に達した。				

土木研究資料第 3572 号の参考資料より抜粋



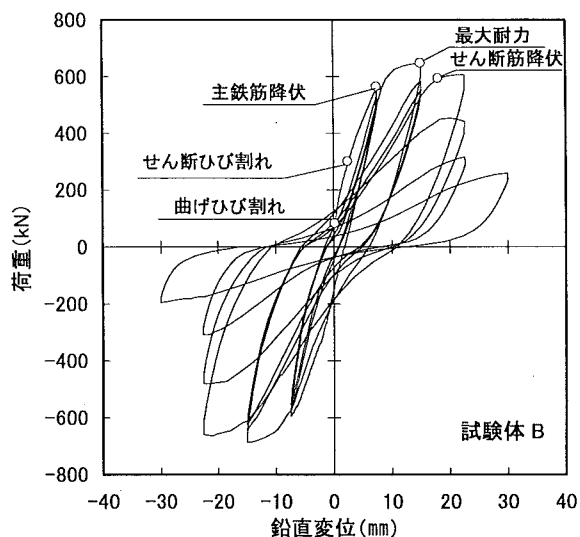
試験体： H2

	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^{-6}$
1	曲げひび割れ発生	180.4	19	0.23	
2	せん断ひび割れ発生	350.4	36	1.16	
3	主筋降伏	661.0	67	$4.31 (\sigma_y)$	2165 (U10)
4	せん断筋降伏	—	—	—	—
5	最大荷重	777.7	323	$7.60 (1.8 \sigma_y)$	
6	最小荷重	-902.3	568	-11.42	
	(最大荷重)	(840)		$(3.5 \sigma_y)$	
備考	【破壊形態】せん断補強鉄筋は、降伏に達しなかった。				



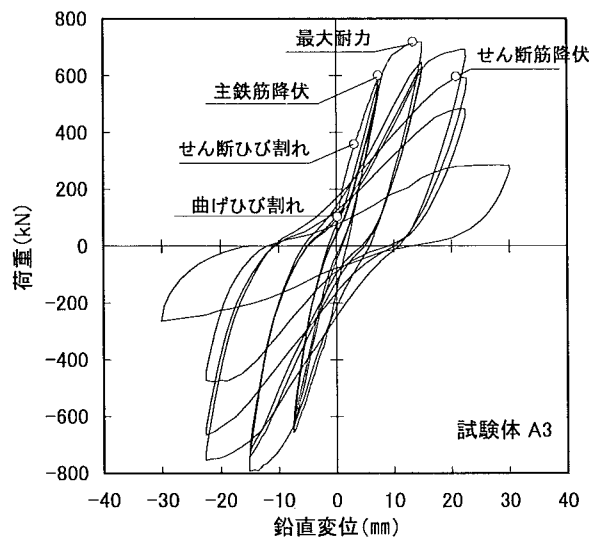
試験体： C

	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^6$
1	曲げひび割れ発生	110.6	11	0.38	
2	せん断ひび割れ発生	(262.3)	(27)	(1.93)	
3	せん断筋降伏	492.1	50	5.76 (0.77 σ_y)	2524 (F7-5)
4	主筋降伏	581.9	59	7.50 (σ_y)	2417 (UR9)
5	最大荷重	632.3	259	11.31 (1.5 σ_y)	
6	最小荷重	-642.4	295	-12.80	
	(最大荷重)	(637)		(1.5 σ_y)	
備考	【破壊形態】せん断破壊 変位 11.31mm(1.5 σ_y) のところで、変位が増加しても荷重が低下し、せん断破壊を生じた。				



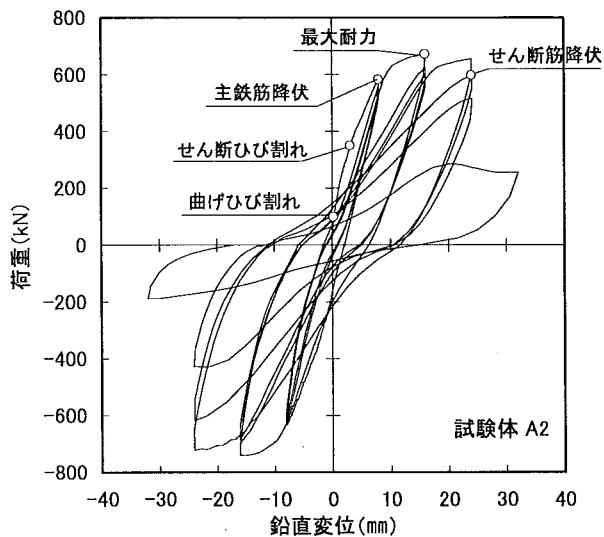
試験体： B

	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^6$
1	曲げひび割れ発生	82.7	9	0.26	
2	せん断ひび割れ発生	(300.6)	(31)	(2.54)	
3	主筋降伏	564.0	57	7.50 (σ_y)	2414 (UR9)
4	最大荷重	647.6	248	15.02 (2.0 σ_y)	
5	最小荷重	-686.6	283	-15.03	
6	せん断筋降伏	592.7	416	18.04 (2.4 σ_y)	5988 (F8-5)
	(最大荷重)	(667.1)		(3.3 σ_y)	
備考	【破壊形態】 変位 18.04mm(2.4 σ_y) のところでせん断補強鉄筋が降伏し、荷重を保持したまま変位が増加した。以降、コンクリートの損傷が大きくなり終了した。				



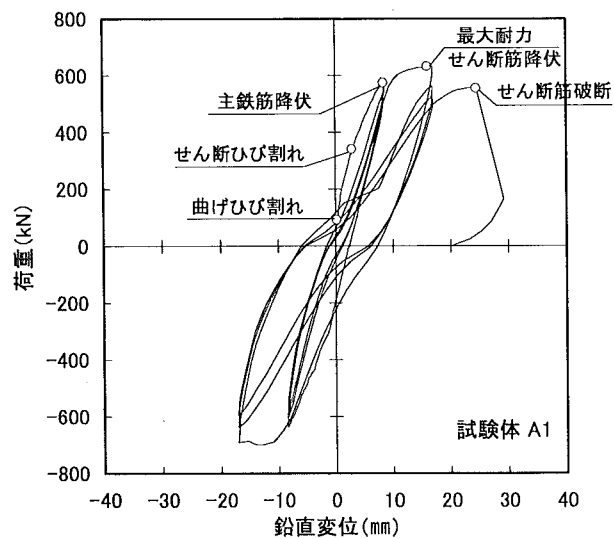
試験体： A3

	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^6$
1	曲げひび割れ発生	102.20	11	0.32	
2	せん断ひび割れ発生	357.50	37	3.26	
3	主筋降伏	600.10	61	7.46 (σ_y)	2436 (UR8)
4	最大荷重	717.60	270	13.55 (1.8 σ_y)	
5	最小荷重	-792.92	311	-15.05	
	(最大荷重)	(755)		(3.3 σ_y)	
6	せん断筋降伏	595.85	543	21.01 (2.8 σ_y)	7924 (F9-2)
備考	【破壊形態】 かぶりコンクリート剥離、コンクリート損傷大				



試験体： A2

	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^6$
1	曲げひび割れ発生	98.70	11	0.31	
2	せん断ひび割れ発生	349.6	36	3.15	
3	主筋降伏	581.30	60	8.04 (σ_y)	2396 (UR8)
4	最大荷重	671.07	267	16.04 (2.0 σ_y)	
5	最小荷重	-741.48	302	-15.26	
	(最大荷重)	(706)		(3.2 σ_y)	
6	せん断筋降伏	596.80	509	24.05 (3.0 σ_y)	7920 (F9-5)
備考	【破壊形態】 かぶりコンクリート剥離、コンクリート損傷大				



試験体： A1

	項目名	荷重 P (kN)	載荷 STEP	中央たわみ δ (mm)	ひずみ (No.) $\times 10^6$
1	曲げひび割れ発生	91.90	10	0.31	
2	せん断ひび割れ発生	340.20	35	3.00	
3	主筋降伏	573.70	58	8.50 (σ_y)	2440 (UR8)
4	せん断筋降伏	632.24	251	16.20 ($1.9\sigma_y$)	8066 (F4-3)
5	最大荷重	632.24	251	16.20 ($1.9\sigma_y$)	
6	最小荷重	-699.6	285	-13.64	
7	せん断筋破断	554.7	418	24.66 ($2.9\sigma_y$)	
	(最大荷重)	(666)		($2.9\sigma_y$)	
備考	【破壊形態】 P=554.7kN ($2.9\sigma_y$) の時、せん断補強筋の破断が起こった。				

図－2．4 荷重たわみ履歴図

b) セン断補強鉄筋のひずみ分布

各試験体におけるセン断補強鉄筋のひずみ分布を降伏変位 (δy) の倍数毎に整理して図-2.5に示す(測定箇所は、付属資料-2を参照)。なお、ひび割れ発生状況に関しては、巻末の付属資料に示す。

前節の a) 荷重変位の履歴において述べたように、全ての試験体においてセン断補強鉄筋のひずみは概ね降伏値に達する結果を得られたため、セン断補強効果が有効に働いていたと推察された。ここではさらに、各試験体のセン断補強鉄筋のひずみ分布の結果(図-2.5)をもとに、各セン断補強鉄筋のセン断抵抗性に関して再検討した。

① セン断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}) の異なる場合

セン断補強鉄筋の降伏強度を普通強度から中強度、高強度と変更した試験体 C, B, A3 に関して、降伏強度が小さいほど、降伏ひずみに達するまでのひずみ挙動は、比較的分散して平均的に現れることがわかった。このような傾向は、破壊モードとの関連が大きいと考えられる。

② セン断スパン比 (a/d) の異なる場合

セン断補強鉄筋に高強度鉄筋を使用した a/d の異なる試験体 H1, H2, A3 に関して、 a/d の大きい試験体 A3 (ここでは、 $a/d=2.0$) は、ひずみが偏って出現してくる結果となった。これは、 a/d が大きくなるとひび割れの進展に伴ってコンクリートの損傷が局所的に著しくなり、その結果、特に載荷点付近に配置されたひび割れ近傍のセン断補強鉄筋の一部に応力が集中したためと考えられる。これに対して、 a/d の小さい試験体 H1 や H2 (ここでは、 $a/d=1.1, 1.6$) では、部材の一体性が保たれ、ひずみが比較的分散して平均的に現れることがわかった。このため、 $f'_c=30\sim40\text{N/mm}^2$ 程度の普通強度レベルのコンクリートを用いた部材に高強度セン断補強鉄筋を適用する場合、 a/d を比較的小さく (ここでは、1.6 以下) することで部材の一体性が保たれ、高強度セン断補強鉄筋の持つ高い降伏性能を部材全体で有効に活用することが可能となるのではないかと考えられる。

③ セン断補強鉄筋比 (p_w) の異なる場合

セン断補強鉄筋に高強度鉄筋を使用した $a/d=2.0$ でセン断補強筋比 p_w の異なる試験体 A3, A2, A1 において、セン断補強鉄筋のひずみ分布は、 p_w の値が小さいほど (ここでは、 $p_w=0.27\rightarrow0.18\rightarrow0.14\%$) 良好な分散性を得られた。この結果、 $a/d=2.0$ の場合、高強度セン断補強鉄筋は、少ない量でも有効に働くと考えられる。

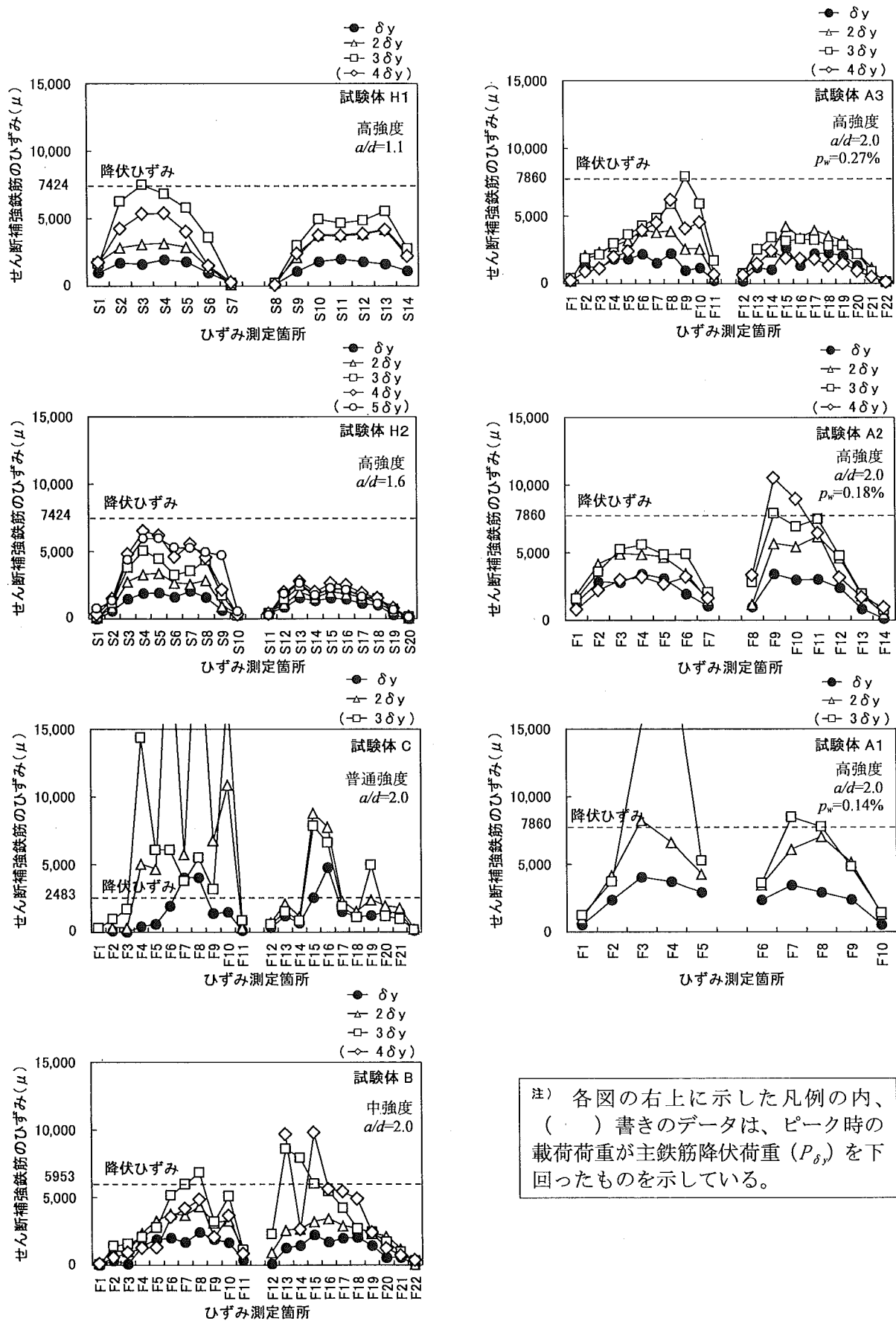


図-2. 5 せん断補強鉄筋のひずみ分布

c) 載荷回数とピーク時荷重の変動状況

載荷の繰返し回数とピーク時荷重の変動状況を図-2.6に示す。ここで、図に示したピーク時荷重とは、正載荷と負載荷のそれぞれのピーク時の荷重の平均を示している。なお、試験体 N1, N2 および No.10, 12 に関しては、土木研究所資料第 3572 号の図から読み取った値を示している。

① セン断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}) の異なる場合

セン断補強鉄筋の降伏強度を普通強度のものから中強度、高強度と変更することで、 a/d の値によらず耐荷力がわずかに上がる傾向がみられた。特に、 a/d の値が 2.0 の部材の場合、普通強度の鉄筋を用いた試験体 C は、荷重が $2\delta_y$ の 1 回目でピークをむかえた後、変位振幅の増加と共に荷重の低下がみられたが、降伏強度の高いセン断補強鉄筋を使用している試験体 B と A3 は、最大荷重以降も耐荷力を急激に失うことなく、 $3\delta_y$ の 1 回目まで荷重が保持され、普通強度の鉄筋を使用した場合よりも耐荷性能がわずかに改善する傾向がみられた。

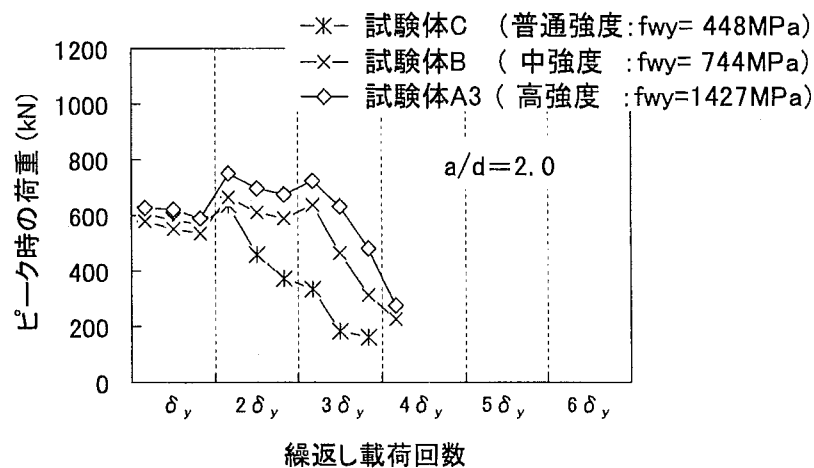
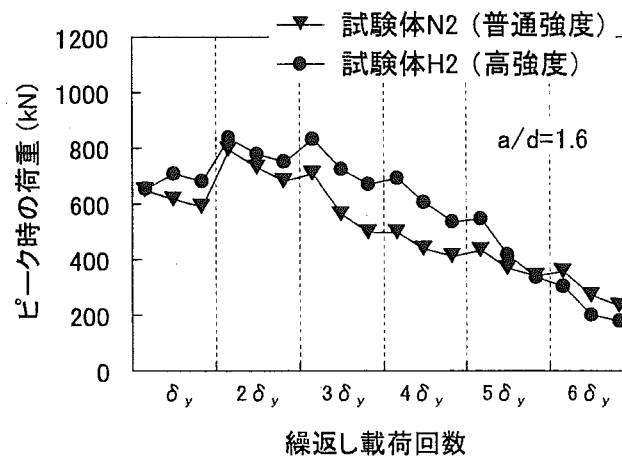
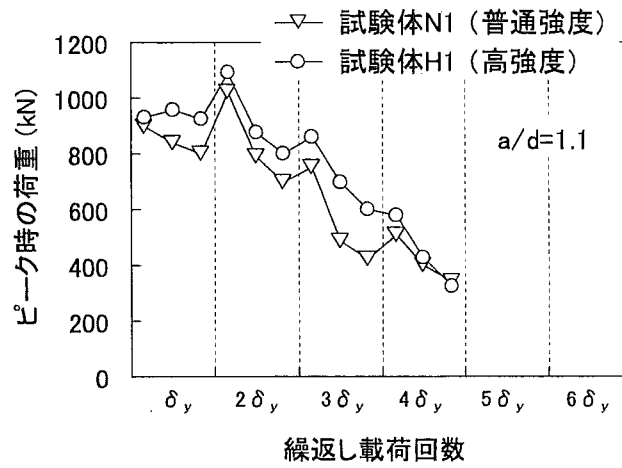
② セン断スパン比 (a/d) の異なる場合

セン断補強筋比 p_w が 0.27% で、普通強度のセン断補強鉄筋 ($f_{wy}=448\text{N/mm}^2$) を用いた場合、 a/d が小さくなるに連れて、載荷初期の最大荷重は大きくなるが、変位振幅の増加に伴う荷重の低下は顕著となった（なお、ここで示した N1, N2, No.10, No.12 のデータは、土木研究所資料第 3572 号からの抜粋である）。参考までに、コンクリート強度が相対的に 2 割程度小さく ($f'_c \leq 30\text{MPa}$)、 a/d の値が 2.0 の試験体 C のデータも併記したが、 $a/d=1.9$ の No.10 と比較して、早期に荷重は低下したものの、 $2\delta_y$ の 1 回目での最大ピーク荷重は同等であり、セン断補強鉄筋が $0.77\delta_y$ の時点で降伏に達していたことから、セン断補強効果は発揮できていたと考える。なお、試験体 C が No.10 よりも早くに終局をむかえた理由として、コンクリート強度が低かったことによる影響が主な原因と考えられる。

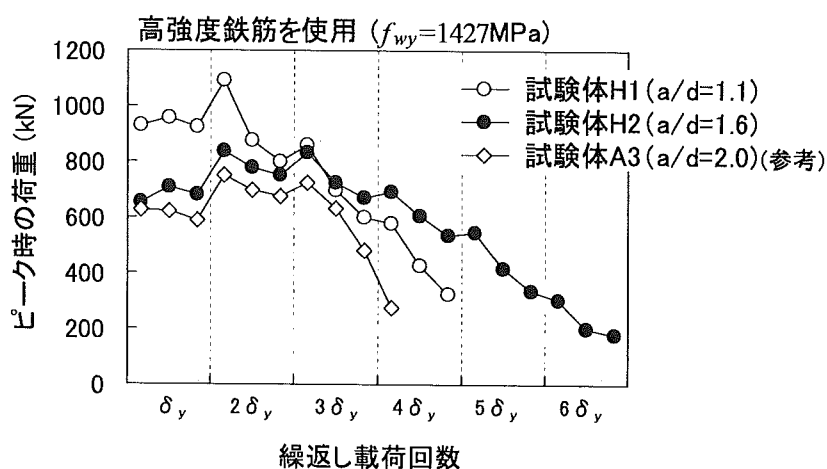
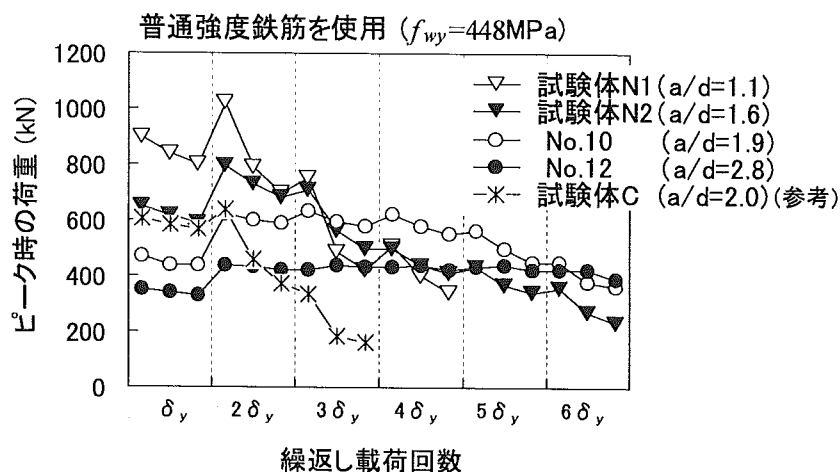
セン断補強筋比 p_w が 0.27% で、高強度のセン断補強鉄筋 ($f_{wy} \geq 740\text{N/mm}^2$) を用いた場合、普通強度の時と同様に、 a/d が小さいほど耐荷力は増すが、変位振幅の増加に伴う荷重の低下は顕著となった。なお、 a/d の値が 2.0 の試験体 A3 は、 $3\delta_y$ の 1 回目以降、荷重低下がみられたが、これは試験体 H1 や H2 のコンクリート強度よりも 2 割ほど小さいことが影響したものと考えられる。

③ セン断補強鉄筋比 (p_w) の異なる場合

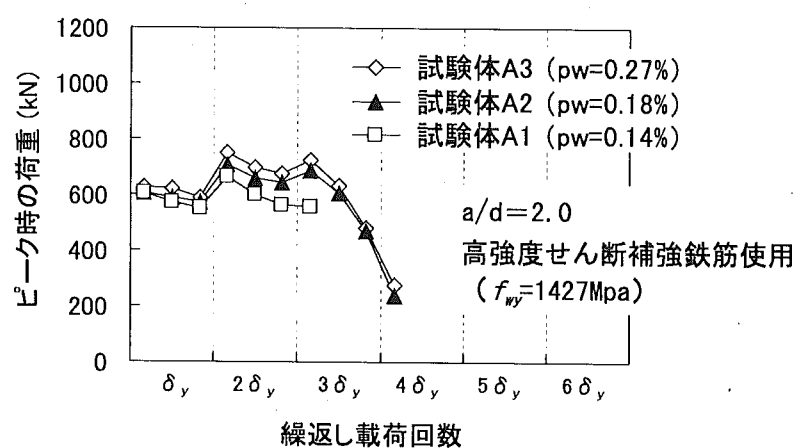
コンクリート強度が一般的な 30N/mm^2 程度の部材 ($a/d=2.0$) に高強度セン断補強鉄筋を用いた場合、セン断補強鉄筋を多く配置する ($p_w=0.14 \rightarrow 0.18 \rightarrow 0.27\%$) ことにより、耐荷性能を改善する結果が得られた。



① セン断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}) の異なる場合 (全て $p_w=0.27\%$)



② せん断スパン比 (a/d) の異なる場合 (全て $p_w=0.27\%$)



③ せん断補強鉄筋比 (p_w) の異なる場合

図-2.6 荷重の繰返しによるピーク時荷重の変動状況

<まとめ>

a) 荷重変位の履歴

- ・ 全ての試験体において、せん断補強鉄筋のひずみが降伏値に達した。
- ・ a/d が大きくなると、コンクリートの損傷が過大となり、脆性的な破壊形態となった。

b) せん断補強鉄筋のひずみ分布

- ・ a/d の大きい試験体 A3 は、載荷点付近で局所的に大きなひずみが偏って出現した。これに対して、 a/d の小さい試験体 (H1, H2) では、ひずみが比較的分散して現れることがわかった。
- ・ この結果、 $f'_c=30\sim40\text{N/mm}^2$ 程度の普通強度レベルのコンクリートを使用した場合でも、 a/d を比較的小さく（ここでは、1.6 以下）することで、高強度せん断補強鉄筋の持つ高い降伏性能を有効に活用することが可能になると考えられる。
- ・ せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を使用した $a/d=2.0$ の試験体 A3, A2, A1 では、 p_w の値が小さいほど良好なひずみ分散性を得られた。つまり、少ない量で有効に働く結果が得られた。

c) 載荷回数とピーク時荷重の変動状況

- ・ 正負交番荷重が作用するせん断スパン比 (a/d) の等しい部材では、せん断補強鉄筋に降伏強度の高い鉄筋を使用することでわずかながら耐荷性能が改善され、特に a/d の値が 2.0 の場合、その効果が顕著に表れた。
- ・ 繰返し荷重が作用するせん断補強筋比 ($p_w=0.27\%$) の等しい部材では、 a/d の値が小さくなるほどピーク時荷重は相対的に大きくなった。また、せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いても、その傾向は普通強度鉄筋を用いた場合とほぼ等しいと言える。
- ・ 繰返し荷重の増加に伴う荷重低下の程度は、荷重の繰返しによるせん断抵抗メカニズムの変化が関与しているものと思われ、せん断補強鉄筋を多く配置することにより、せん断抵抗の劣化をくい止めることが可能であると考えられる。但し、せん断補強鉄筋が有効に働く配置（鉄筋比）に関しては、部材の変形性能やせん断補強鉄筋のひずみ状況、せん断力の負担内訳等についての検討をさらに行う必要がある。

(2) セン断補強鉄筋の効果

主筋降伏後の塑性変形領域において、セン断補強鉄筋とコンクリートのそれぞれが負担するセン断力を求め、セン断補強鉄筋が有効に作用しているかどうかを検証した。図-2.7は、各試験体における塑性率（降伏変位（ δ_y ）の倍数毎（載荷1回目））とセン断力の負担内訳との関係を示したものである。また、図-2.8は、セン断力（ V ）に対するコンクリートの負担するセン断力の占める割合（ V_c/V ）を塑性率ごとに表したもので、実験要因ごとに整理したものである。なお、コンクリートが負担するセン断力（ V_c ）とセン断補強鉄筋が負担するセン断力（ V_s ）の実験値は、以下の式（4）から求め、試験体 N1, N2 および No.10, 12 に関しては、土木研究所資料第 3572 号の図から読み取った値を用いている。

$$\begin{aligned} V_s &= n \cdot A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s \text{ ----- (4)} \\ V_c &= V - V_s \end{aligned}$$

ここで、 V ：試験体に作用するセン断力（kN）（ $=P/2$ ）

V_s ：セン断補強鉄筋が負担するセン断力（kN）

V_c ：コンクリートが負担するセン断力（kN）

n ：斜めひび割れを横切るセン断補強鉄筋の本数（本）

A_s ：セン断補強鉄筋 1 本あたりの断面積（ mm^2 ）

E_s ：セン断補強鉄筋の弾性係数（GPa）

ε_s ：セン断補強鉄筋のひずみ（ $\times 10^{-6}$ ）

① セン断補強鉄筋の降伏強度（ f_{wy} ）の異なる場合

図-2.7の結果から、 a/d の等しい各部材で、セン断補強鉄筋を普通強度のものから中強度、高強度に変更した場合（N1→H1、N2→H2、C→B→A3）のセン断力（ $V(=V_s+V_c)$ ）は、塑性率が大きくなるにつれて相対的に低下傾向にあるが、高強度鉄筋を用いた場合は普通強度鉄筋を用いた場合と比較してその低下傾向はやや緩やかになっている。

また、図-2.8（a）から、 a/d の等しい部材では、セン断力（ V ）に対するコンクリートの負担するセン断力の占める割合（ V_c/V ）はセン断補強鉄筋の降伏強度に拘らずほぼ同等であった。しかし、 $a/d=2.0$ の時は降伏強度が高いほど V_c/V の値は大幅に小さくなった。

② セン断スパン比（ a/d ）の異なる場合

図-2.7の結果から、 a/d が小さい部材（No.12→C→No.10→N2→N1、A3→H2→H1）ほど、寸法効果によってセン断力（ V ）は低下し、さらに、塑性率の増加の伴うセン断力（ V ）の低下量もやや大きくなる傾向がみられた。しかし、 a/d が小さい場合（ここでは $a/d \leq 1.6$ ）は、コンクリートの負担するセン断力（ V_c ）が比較的大きく、また塑性変形が進行してもセン断補強鉄筋が負担するセン断力（ V_s ）が急増することなく部材の一体性が保たれているため、コンクリートの損傷は過大にはならず、十分なセン断抵抗性を発揮していると推察できる。

一方、 a/d が大きい場合（ここでは $a/d=2.0$ ）は、コンクリートの負担するせん断力（ V_c ）が著しく低下し、せん断補強鉄筋の負担するせん断力（ V_s ）が急増した。

ここで、せん断補強鉄筋に生じる引張応力分布として、図-2.5に示したひずみ分布の結果をみると、 a/d の大きい場合（例えば、A3）は、ひび割れが過大に進展してコンクリートの損傷が局所的に著しくなり、その後、特に載荷点付近に配置されたせん断補強鉄筋の一部に応力が集中し、ひずみが大きく偏って現れる傾向があった。このような傾向は、図-2.7に示したコンクリート及びせん断補強鉄筋の各々が負担するせん断力の塑性域での推移と一致する。さらに、図-2.8（b）では、高強度鉄筋を使用した場合、 $a/d=2.0$ の時、 V_c/V の値が急激に低下している傾向が確認できた。

これに対して、 a/d の値が小さい場合（H1,H2）は、せん断補強鉄筋のひずみが比較的分散して現れており、各せん断補強鉄筋が概ね良好にせん断抵抗性を発揮していたと考えられる。

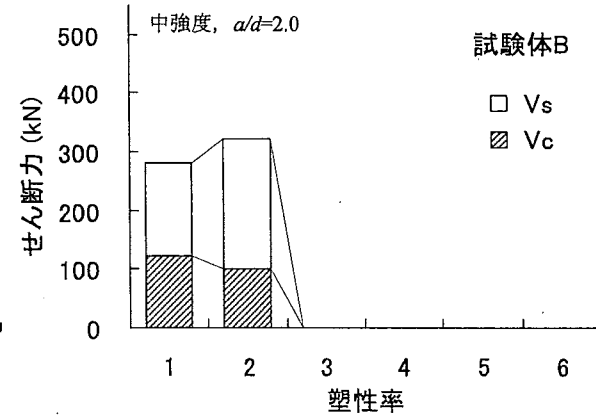
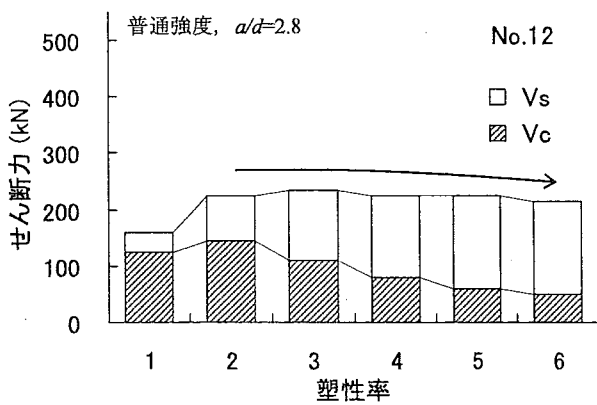
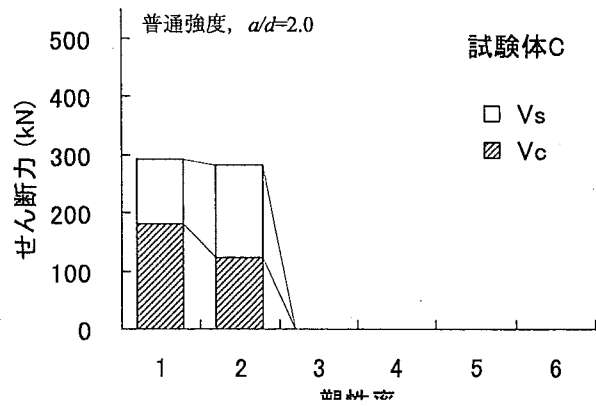
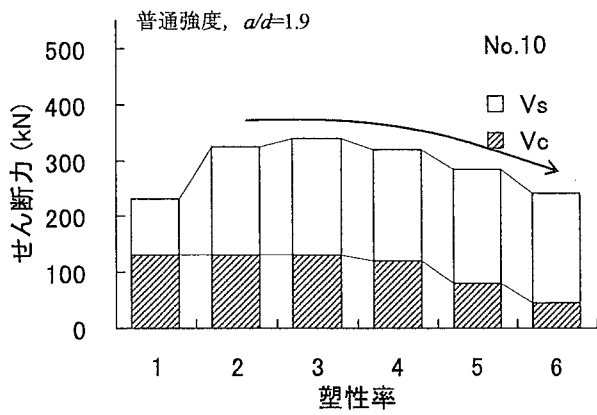
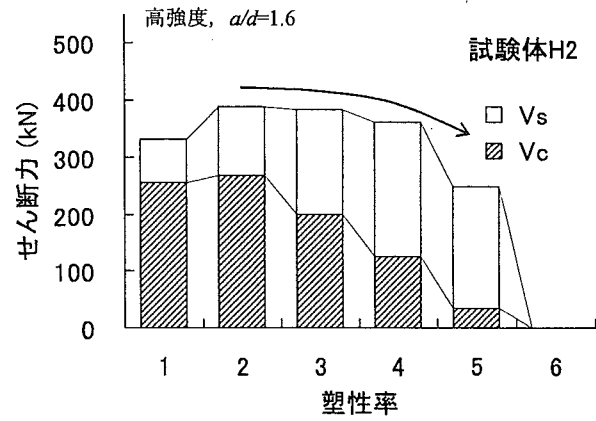
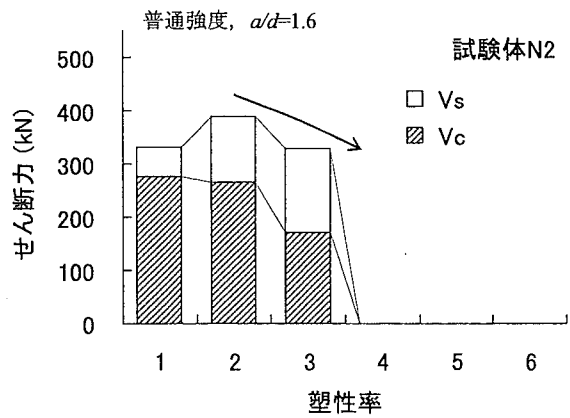
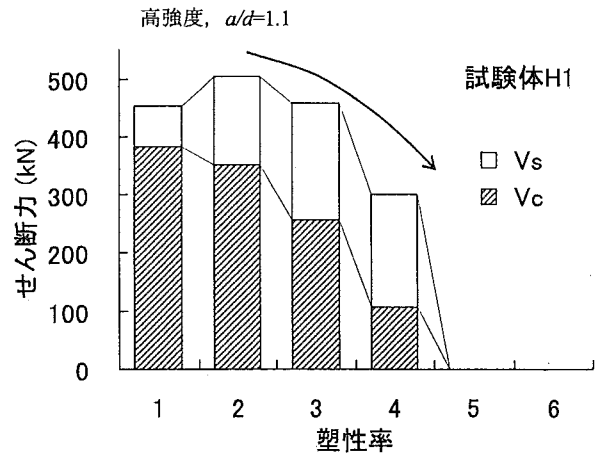
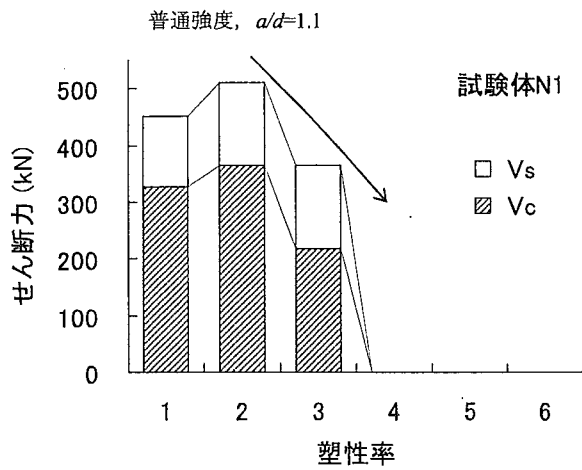
以上の点から、 $f'_c=30\sim40\text{N/mm}^2$ 程度のコンクリートを使用した場合、せん断スパン比を比較的小さく（ここでは、1.6 以下）することで各せん断補強鉄筋は十分なせん断抵抗性を発揮し、鉄筋のもつ降伏性能を有効に活用することが可能になると考えられる。

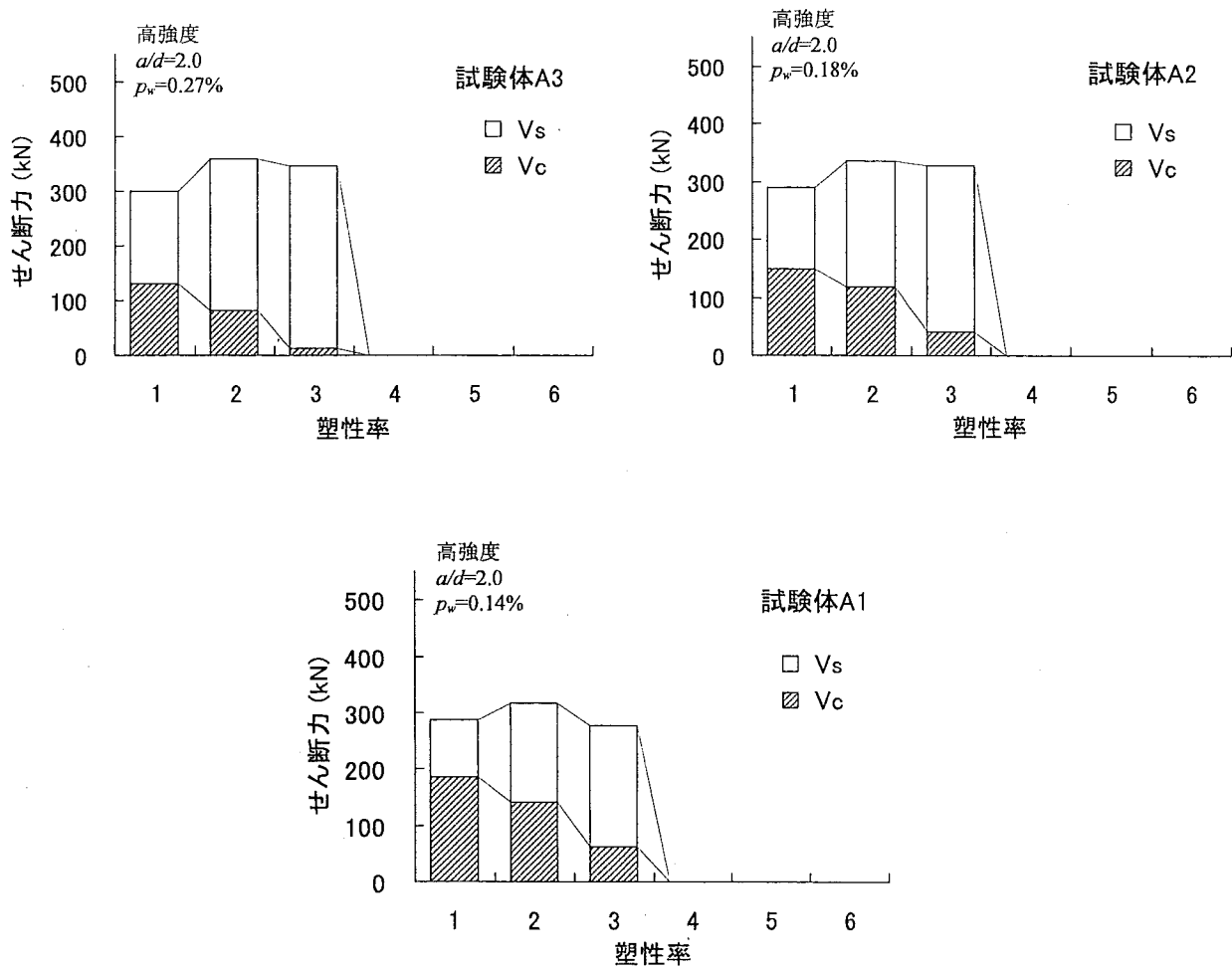
③ せん断補強鉄筋比（ p_w ）の異なる場合

a/d が 2.0 で、せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合、 p_w の小さい試験体 A1（ここでは、 $p_w=0.14\%$ ）は、せん断鉄筋は降伏後に破断して破壊に達したため、せん断補強鉄筋が持つ高い降伏強度が十分活かされたと考えられる。これに対して、 p_w が大きい試験体 A2, A3（ここでは、 $p_w \geq 0.18\%$ ）では、コンクリートの負担比率は相対的に小さく、せん断補強鉄筋の有効性が十分発揮される前に、ひび割れが進展してコンクリートの損傷が過大となり、終了したと考えられる。

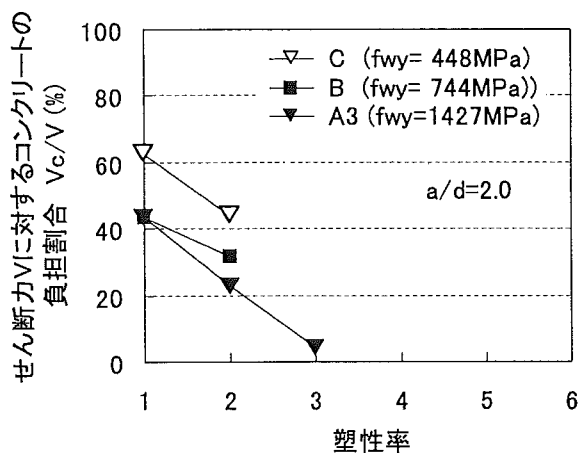
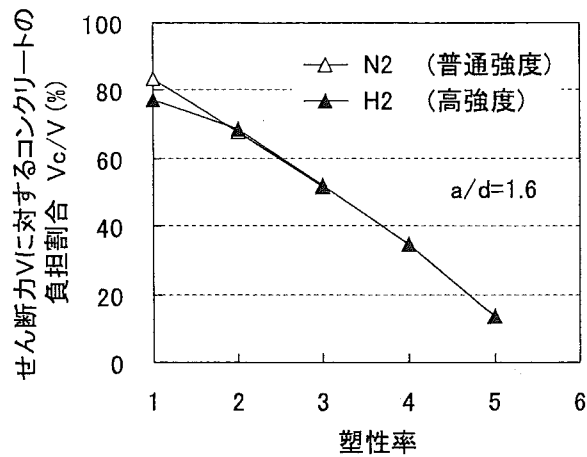
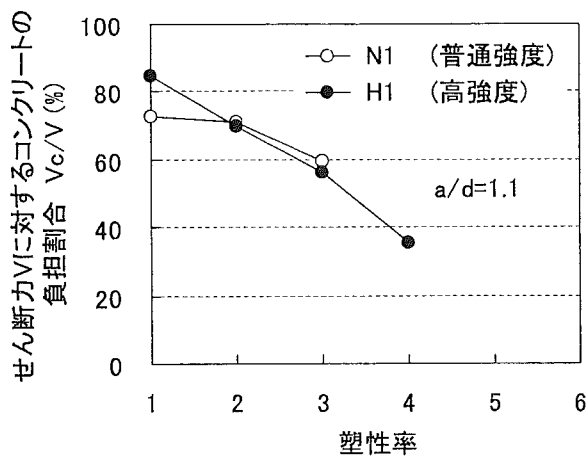
<まとめ>

- せん断補強鉄筋の降伏強度に拘らず、 a/d が大きくなるとせん断力（ V ）が小さくなる「寸法効果」による影響を確認できた。
- 塑性変形が生じる非線形領域で正負荷重が繰返し作用する場合、 a/d の小さい部材では相対的にせん断力の低下は大きくなり、逆に a/d が大きい場合はそれほど大きく低下しないことがわかった。このような傾向は、せん断補強鉄筋の降伏強度に拘らず確認することができた。
- 但し、 a/d が大きい場合（ $a/d=2.0$ ）は、コンクリートの損傷が過大となり、例え降伏強度の高い鉄筋を用いたとしても、その有効性を十分発揮することなく、コンクリートが脆性破壊してしまうことがあり、特に、せん断補強鉄筋比（ p_w ）が大きい場合にその傾向が顕著にみられた。

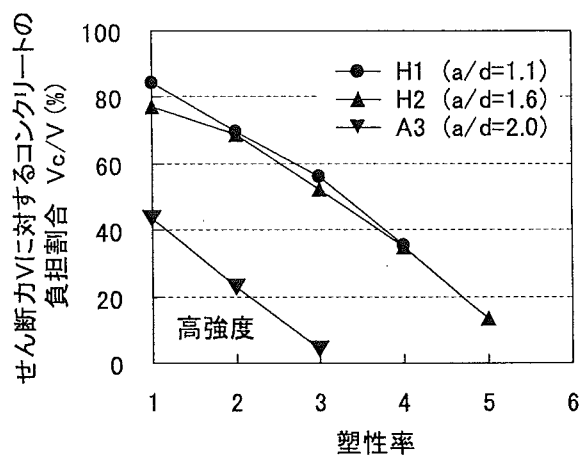
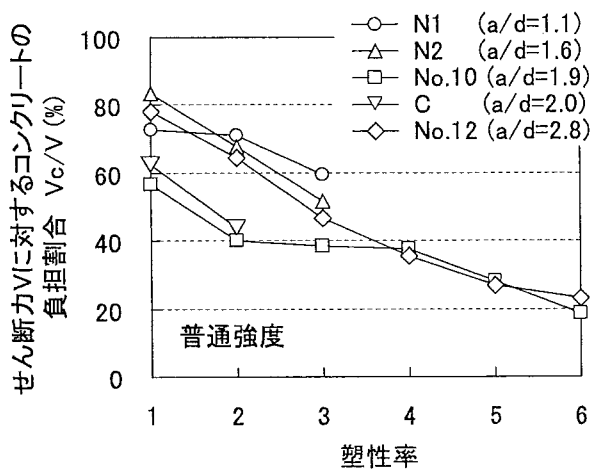




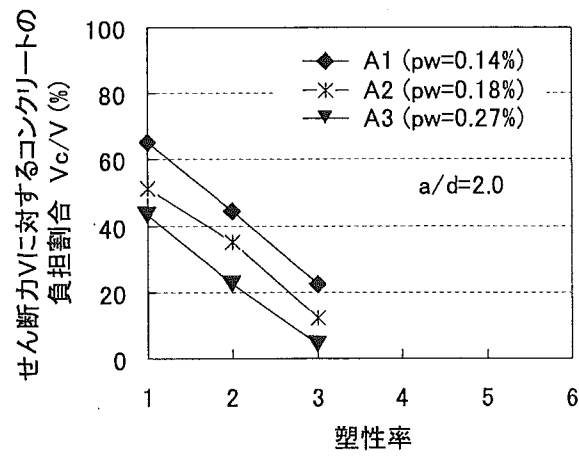
図－ 2. 7 塑性率とせん断力との関係



(a) せん断補強鉄筋の降伏強度の違い



(b) せん断スパン比の違い



(c) せん断補強筋比の違い（高強度鉄筋使用）

図－2．8 塑性率とせん断力に対するコンクリートの負担割合

第3章 セン断力算定式に関する検討

本章末に示した参考文献1)～8)に記載された実験結果を整理し表-3.1に示す。なお、表中の計算値に関して、コンクリート標準示方書では、 f_{vc} 及び f_{wy} にそれぞれ $f_{vc} \leq 0.72\text{N/mm}^2$ 、 $f_{wy} \leq 800\text{N/mm}^2$ ($f'_c \geq 60\text{N/mm}^2$)の制約条件が設定されているが、ここでは f'_c と f_{wy} の実験値をそのまま代入して求め、各値の制約条件は適用していない。また、部材係数 γ_b も考慮していない。

3.1 コンクリート強度と(V_{y_exp}/V_{y_cal})の関係

コンクリート強度(f'_c)とせん断耐力の計算値に対する実験値の割合(V_{y_exp}/V_{y_cal})の関係を図-3.1に示す。コンクリート強度が $f'_c < 40\text{N/mm}^2$ になると、多くのデータで V_{y_exp}/V_{y_cal} の値が1.0以下となり、算定式による値が過大評価する傾向がみられた。このため、この範囲では何らかの形でせん断補強効果を低減する必要があると考えられる。

3.2 セン断補強筋比と(V_{y_exp}/V_{y_cal})の関係

せん断補強筋比(p_w)と(V_{y_exp}/V_{y_cal})の関係を図-3.2に示す。同図から、双方に明確な関係は見出せなかった。

3.3 コンクリート強度とせん断補強鉄筋の終局引張強度の関係

コンクリート強度(f'_c)とせん断補強鉄筋の終局引張強度(f_{wy_exp})との関係を図-3.3に示す。なお、 f_{wy_exp} とは、実験によって得られたせん断力(V_{y_exp})から V_c を差し引いた値を V_{s_exp} として、式(3.1)から逆算して求めた f_{wy} の実験値(f_{wy_exp})のことである。また、図中には、土木学会示方書及び日本建築学会の終局強度型耐震設計指針の制約条件を併記している。

土木学会示方書では、 f'_c が 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートを用いた場合に限り、せん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} を 800N/mm^2 まで許容している。しかし、既往の実験データを整理した結果、 f'_c が $40 \sim 60\text{N/mm}^2$ 程度でも、 f_{wy} が 800N/mm^2 クラスの高強度せん断鉄筋は全強でのせん断補強効果を期待でき、安全側に評価できると考えられる。このため、現行法のコンクリート強度に対する規制値を緩和できるのではないかと考えられる。

また、日本建築学会の制約条件では、特にコンクリート強度 f'_c が 40N/mm^2 以下の部材でのせん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} を適切に評価している。

3.4 セン断補強鉄筋の降伏強度に対する制約条件の違い

せん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} に対して、土木学会では、 f'_c が 60N/mm^2 未満のときは f_{wy} は 400N/mm^2 以下、 f'_c が 60N/mm^2 以上のときは f_{wy} は 800N/mm^2 以下としている。また、日本建築学会の終局強度型耐震設計指針・同解説では、 $f_{wy} \leq 25f'_c$ としている。それぞれの条件を採用した場合のコンクリート強度と(V_{y_exp}/V_{y_cal})の関係を図-3.4に示す。

同図の結果から、制約条件を用いない場合の結果(図-3.1)と比較して、土木学会の条件では全体的に安全側に評価しているものの、コンクリート強度が小さいほど過小評価していることがわかる。これに対して、日本建築学会の条件では、コンクリート強度の小さい場合も概ね精

度良く評価できている。このため、せん断耐力を算定する場合のせん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} に対する制約条件としては、コンクリート強度 f'_c との関係式を用いた方がより精度良く評価できるのではないかと考えられる。

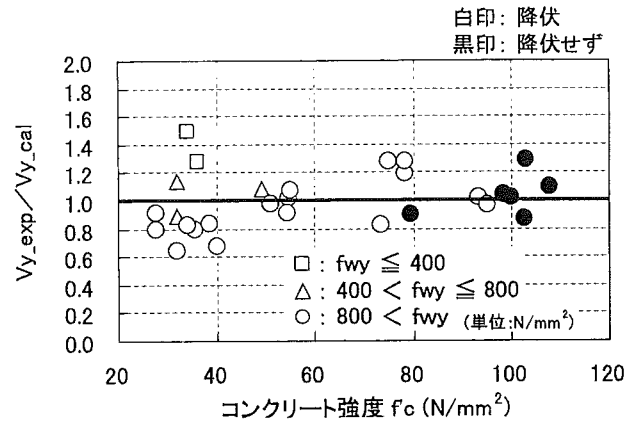


図-3. 1 コンクリート強度と V_{y_exp}/V_{y_cal} の関係

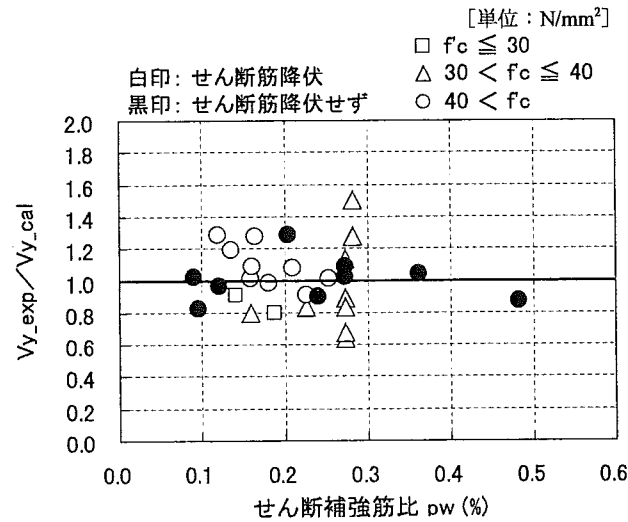


図-3. 2 せん断補強筋比と V_{y_exp}/V_{y_cal} の関係

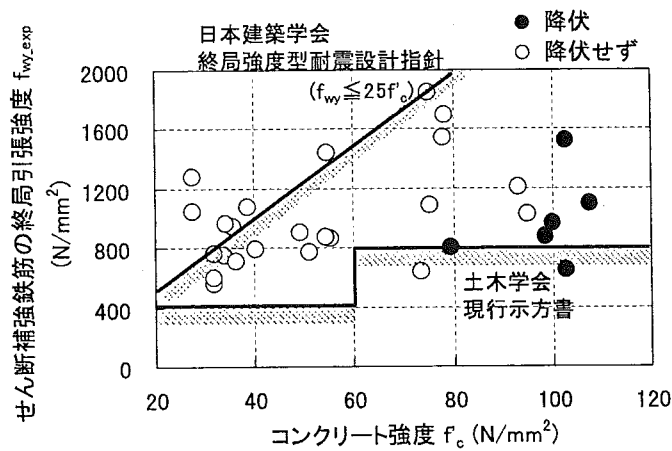
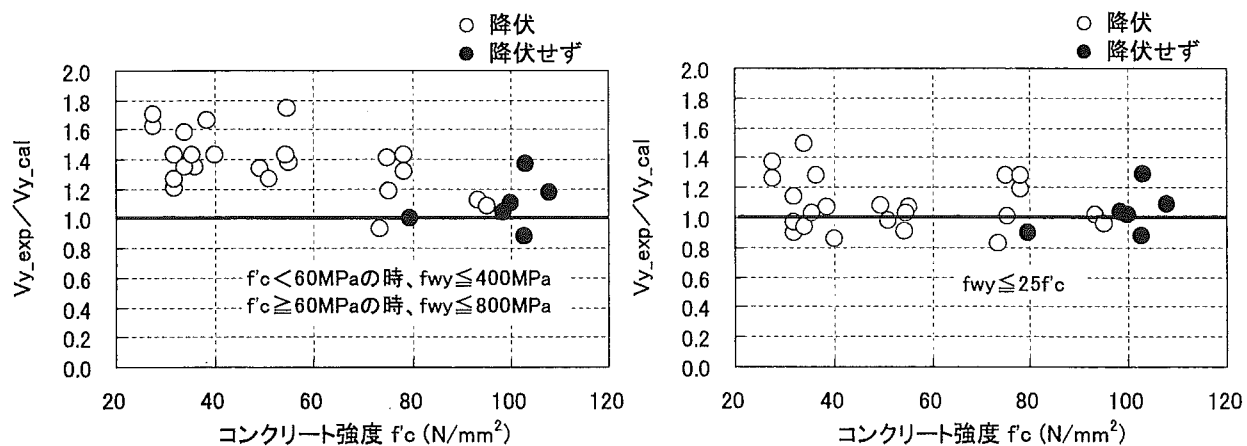


図-3. 3 コンクリート強度とせん断補強筋の終局引張強度の関係



(a) 土木学会の f_{wy} に対する条件適用

(b) 日本建築学会の f_{wy} に対する条件適用

図-3.4 コンクリート強度と V_{y_exp}/V_{y_cal} の関係

表-3. 1 既往研究の実験データ

実施者		形状寸法				使用材料						実験結果と計算結果の比較						
文献番号	試験体名	h (mm)	d (mm)	a (mm)	a/d	コンクリート		引張鉄筋		せん断補強鉄筋		せん断筋の降伏	せん断ひび割れ発生耐力			終局せん断耐力		
						圧縮強度 f _c (N/mm ²)	降伏強度 f _y (N/mm ²)	鉄筋比 ρ _t (%)	降伏強度 f _{sy} (N/mm ²)	鉄筋比 ρ _w (%)	実験値 V _{c exp} (kN)		計算値 V _{c cal} (kN)	V _{c exp} / V _{c cal}	実験値 V _{y exp} (kN)	計算値 V _{y cal} (kN)	V _{y exp} / V _{y cal}	
本研究	N1	300	450	500	1.1	34.1	377	1.27	448	0.28	○	220	237	0.93	511	291	1.78	
	N2	300	450	700	1.6	36.3	377	1.27	448	0.28	○	220	199	1.11	396	267	1.48	
	H1	300	450	500	1.1	38.6	377	1.27	1414	0.27	○	260	247	1.05	545	601	0.91	
	H2	300	450	700	1.6	40.2	377	1.27	1414	0.27	△	175	206	0.85	420	576	0.73	
	C	300	450	900	2.0	31.8	455	1.27	448	0.27	○	131	167	0.78	319	244	1.31	
	B	300	450	900	2.0	31.8	455	1.27	744	0.27	○	150	167	0.90	334	339	0.89	
	A3	300	450	900	2.0	31.8	455	1.27	1427	0.27	○	179	167	1.07	378	557	0.68	
	A2	300	450	900	2.0	27.5	455	1.27	1427	0.19	○	175	159	1.10	353	410	0.86	
	A1	300	450	900	2.0	27.5	455	1.27	1427	0.14	○	170	159	1.07	333	331	1.00	
	下野ら ¹⁾	No.1	350	400	1200	3.0	111.7	724	2.27	-	-	-	189	289	0.65	-	-	-
No.2		350	400	600	1.5	95.72	724	2.27	-	-	-	1225	380	3.22	-	-	-	
No.3		350	400	1200	3.0	99.26	724	2.27	-	-	-	162	278	0.58	-	-	-	
No.4		350	400	1200	3.0	93.23	724	2.27	1138	0.09	-	-	273	-	-	406	398	1.02
No.5		350	400	1200	3.0	102.84	724	2.27	929.7	0.20	x	-	282	-	-	660	512	1.29
No.6		350	400	1200	3.0	98.5	724	2.27	814.3	0.36	x	-	278	-	-	662	636	1.04
No.7		350	400	1200	3.0	107.74	724	2.27	929.7	0.27	x	-	286	-	-	648	594	1.09
No.8		350	400	1200	3.0	102.71	724	2.27	814.3	0.48	x	-	281	-	-	665	760	0.88
No.9		350	400	1200	3.0	99.98	724	1.70	929.7	0.27	x	-	247	-	-	565	554	1.02
No.10		350	400	1200	3.0	95.03	724	2.27	1138	0.12	○	-	274	-	-	425	441	0.96
No.11		350	400	1200	3.0	125.43	724	2.27	-	-	-	192	301	0.64	-	-	-	
No.12		350	400	600	1.5	122.74	724	2.27	-	-	-	1347	413	3.26	-	-	-	
No.13		350	400	600	1.5	107.85	724	2.27	-	-	-	1088	396	2.75	-	-	-	
下野ら ²⁾	No.1	600	400	1200	3.0	75	742	2.32	1048	0.12	○	-	438	-	-	897	698	1.28
	No.2	625	400	1200	3.0	78.1	742	2.27	1048	0.14	○	-	385	-	-	769	645	1.19
	No.3	435	400	1200	3.0	78.2	742	2.28	1048	0.16	○	-	320	-	-	742	580	1.28
	No.4	350	400	1200	3.0	79.5	742	2.27	982	0.24	x	-	258	-	-	494	547	0.90
	No.5	600	400	1200	3.0	79.7	742	2.32	-	-	-	320	447	0.72	538	-	-	
	No.6	625	400	1200	3.0	79.1	742	2.27	-	-	-	290	387	0.75	490	-	-	
	No.7	435	400	1200	3.0	77.3	742	2.28	-	-	-	215	319	0.67	445	-	-	
	No.8	350	400	1200	3.0	75.9	742	2.27	-	-	-	169	254	0.66	227	-	-	
阿部ら ³⁾	S-1	200	150	300	2.0	90.6	815	1.27	-	-	-	85	68	1.26	165	-	-	
	S-2	200	150	375	2.5	90.6	815	1.27	-	-	-	57	61	0.93	119	-	-	
	S-3	200	150	450	3.0	90.6	815	1.27	-	-	-	57	57	1.00	100	-	-	
	S-4	200	150	600	4.0	90.6	815	1.27	-	-	-	38	51	0.74	38	-	-	
	M-1	200	350	700	2.0	94.5	781	1.23	-	-	-	116	130	0.89	264	-	-	
	M-2	200	350	875	2.5	95.5	781	1.23	-	-	-	100	118	0.85	223	-	-	
	M-3	200	350	1050	3.0	95.5	781	1.23	-	-	-	94	110	0.86	94	-	-	
	M-4	200	350	1400	4.0	94.5	781	1.23	-	-	-	80	99	0.81	80	-	-	
	M-5	200	350	875	2.5	92.5	815	0.54	-	-	-	80	86	0.93	140	-	-	
	M-6	200	350	1050	3.0	92.5	815	0.54	-	-	-	74	80	0.92	74	-	-	
	M-7	200	350	875	2.5	105.2	761	0.85	-	-	-	97	106	0.92	144	-	-	
	M-8	200	350	1050	3.0	105.2	761	0.85	-	-	-	83	98	0.85	83	-	-	
	L-1	200	550	1100	2.0	93.5	781	0.78	-	-	-	135	151	0.89	159	-	-	
	L-2	200	550	1375	2.5	93.5	781	0.78	-	-	-	125	137	0.91	230	-	-	
	L-3	200	550	1650	3.0	106.5	781	0.78	-	-	-	119	133	0.89	119	-	-	
L-4	200	650	1625	2.5	109.5	753	0.89	-	-	-	141	173	0.82	180	-	-		
L-5	200	650	1950	3.0	107.7	753	0.89	-	-	-	110	159	0.69	110	-	-		
土屋ら ⁴⁾	No.1	150	260	780	3.0	69.5	711	1.47	-	-	-	86	63	0.76	-	-	-	
	No.2	150	260	780	3.0	29.4	711	1.47	-	-	-	78	47	0.82	-	-	-	
	No.3	150	260	780	3.0	69.5	333	1.47	-	-	-	94	63	0.74	-	-	-	
	No.4	150	260	780	3.0	29.4	333	1.47	-	-	-	93	47	0.98	-	-	-	
	No.5	150	240	780	3.3	69.5	1050	1.59	-	-	-	94	59	0.80	-	-	-	
	No.6	150	240	780	3.3	29.4	1050	1.59	-	-	-	99	44	1.11	-	-	-	
	No.7	150	240	780	3.3	69.5	363	1.59	-	-	-	92	59	0.78	-	-	-	
	No.8	150	240	780	3.3	29.4	363	1.59	-	-	-	83	44	1.05	-	-	-	
	No.9	150	240	780	3.3	69.5	711	1.59	-	-	-	88	59	0.74	-	-	-	
原ら ⁵⁾	No.1	400	350	1050	3.0	51	698.2	1.84	-	-	-	195	209	0.93	-	-	-	
	No.2	400	350	1050	3.0	49.4	698.2	1.84	746.6	0.16	○	179	207	0.86	381	351	1.09	
	No.3	400	350	1050	3.0	51	698.2	1.84	803	0.18	○	169	209	0.81	377	384	0.98	
	No.4	400	350	1050	3.0	55.2	698.2	1.84	746.6	0.21	○	186	215	0.87	437	407	1.08	
黒岩ら ⁶⁾	No.1	500	690	2070	3.0	75.7	664	0.67	-	-	-	245	325	0.75	-	-	-	
	No.2	500	690	2070	3.0	79.4	709	1.32	-	-	-	312	450	0.69	-	-	-	
	No.3	500	690	2070	3.0	75.3	709	1.98	1065	0.25	○	-	533	-	1360	1343	1.01	
	No.4	500	690	2070	3.0	73.5	709	1.32	1086	0.10	○	-	438	-	620	748	0.83	
	No.5	500	690	2070	3.0	33.9	704	1.98	1029	0.23	○	-	409	-	920	1104	0.83	
	No.6	500	690	2070	3.0	54.3	704	1.98	1029	0.23	○	-	478	-	1068	1174	0.91	
	No.7	500	690	2070	3.0	35.6	704	1.98	1403	0.16	○	-	415	-	869	1088	0.80	
	No.8	500	690	2070	3.0	54.7	704	1.98	1403	0.16	○	-	479	-	1173	1152	1.02	
藤田ら ⁷⁾	L-25-3	150	250	750	3.0	36.1	388	1.53	-	-	-	43	50	0.87	-	-	-	
	L-50-3	150	500	1500	3.0	36.1	388	1.53	-	-	-	79	86	0.92	-	-	-	
	L-100-3	350	1000	3000	3.0	34.3	388	1.36	-	-	-	308	323	0.95	-	-	-	
	M-25-3	150	250	750	3.0	67.1	388	1.53	-	-	-	52	61	0.84	-	-	-	
	M-25-3	150	500	1500	3.0	67.1	388	1.53	-	-	-	87	106	0.82	-	-	-	
	M-100-3	350	1000	3000	3.0	56.9	388	1.36	-	-	-	304	382	0.80	-	-	-	
	U-25-3	150	250	750	3.0	97.5	388	1.53	-	-	-	56	69	0.81	-	-	-	
	U-25-3	150	500	1500	3.0	97.5	388	1.53	-	-	-	86	120	0.72	-	-	-	
	U-100-3	350	1000	3000	3.0	99.1	388	1.36	-	-	-	270	460	0.59	-	-	-	
	伊藤ら ⁸⁾	MS25D	200	150	375	2.5	88.6	815	1.27	-	-	-	114	61	1.88	236	-	-
MS30D		200	150	450	3.0	88.6	815	1.27	-	-	-	113	56	2.00	200	-	-	
LM20D		200	350	700	2.0	38.1	781	1.23	-	-	-	213	96	2.21	336	-	-	
NM20D		200	350	700	2.0	70.1	781	1.23	-	-	-	249	118	2.11	601	-	-	
MM20D		200	350	700	2.0	87.8	781	1.23	-	-	-	230	127	1.81	526	-	-	
HM20D		200	350	700	2.0	115	781	1.23	-	-	-	257	139	1.85				

参考文献)

- 1) 下野一行ら：高強度材料を用いた RC 梁部材に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20, No.2, pp.1039-1044, 1998.
- 2) 下野一行ら：高強度材料を用いた RC 梁部材のせん断耐力に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, No.3, pp.175-180, 1999.
- 3) 阿部祐規，伊藤堅生，松原一美，鈴木基行：超高強度材料を用いたせん断補強鉄筋のない RC はり部材のせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, No.3, pp.181-186, 1999.
- 4) 土屋智史，大内雅博：高強度材料を用いた RC 梁のせん断破壊実験，土木学会第 55 回年次学術講演会，V-520，平成 12 年 9 月.
- 5) 原夏生，三島徹也，山田尚義，近藤眞生：自己充填型高強度高耐久コンクリートを用いた RC 梁のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23, No.3, pp.925-930, 2001.
- 6) 黒岩俊之，佐藤 勉，岡本 大，吉田孝司：高強度材料を用いた RC 梁のせん断耐力に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.2, pp.733-738, 2002.
- 7) 藤田 学，大館武彦，安田 有，佐藤良一：高強度コンクリートはり部材の寸法効果に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.20, No.3, pp.349-354, 1998.
- 8) 伊藤堅生，阿部祐規，松原一実，鈴木基行：超高強度材料を用いた腹鉄筋のない RC はり部材のせん断特性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.967-972, 2000.
- 9) 藤田 学，大館武彦：鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐力におけるコンクリート強度の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.955-960, 2000.
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕 2002.
- 11) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集 第 372 号／V-5, 1986 年 8 月.
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造終局強度型耐震設計指針・同解説.
- 13) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的検討に関するコロキウム論文集，JCI-C5, pp.119-128, 1983.10.

第4章 まとめ

本実験では、高強度せん断補強鉄筋の有効性の検証および設計許容範囲の再検討（せん断耐力算定の精度向上）を目的として、既往の研究ではあまり対象となっていない f'_c が $30\sim 40\text{N/mm}^2$ 程度の普通強度クラスのコンクリートを用いたせん断スパン比 a/d が 2.0 以下のディープビーム部材を用いて実験を実施した。

以下に、本実験によって得られた知見を示す。

<実験結果>

- (1) 正負交番荷重が作用する部材では、せん断スパン比 (a/d) が小さいほど ($2.0\rightarrow 1.6\rightarrow 1.1$)、最大ピーク時荷重は大きくなった。
- (2) せん断補強鉄筋を普通強度から中強度、高強度 ($f_{wy}=2483\rightarrow 5953\rightarrow 7860\text{N/mm}^2$) と替えることで、 a/d の値に拘らず、わずかながら耐荷力が改善した。
- (3) 塑性変形領域では、せん断力 (V) は相対的に低下し、特に、 a/d の小さい部材（ここでは $a/d\leq 1.6$ ）は、 a/d が大きい場合（ここでは $a/d=2.0$ ）よりもせん断力の低下がやや大きくみられた。
- (4) しかし、 a/d の値が小さい場合は、寸法効果の影響によってコンクリートの負担するせん断力 (V_c) が比較的大きいため、塑性変形が進行してもせん断補強鉄筋が負担するせん断力 (V_s) が急増することなく部材の一体性が保たれており、コンクリートの損傷は過大にはならず、十分なせん断抵抗性を発揮できることがわかった。
- (5) 一方、 a/d が大きい場合は、塑性変形領域に入るとコンクリートの負担するせん断力 (V_c) の低下が顕著となり、せん断補強鉄筋の負担するせん断力 (V_s) が急増し、コンクリートの損傷が著しく進んで脆性破壊してしまった。このような傾向は、特に、せん断補強鉄筋比 (p_w) が大きいほど ($0.14\rightarrow 0.18\rightarrow 0.27\%$) 顕著にみられた。
- (6) 現行の示方書（土木学会）では、高強度鉄筋 ($f_{wy}>400\text{N/mm}^2$) をせん断補強鉄筋として用いる場合は、コンクリート強度 f'_c として 60N/mm^2 以上を用いた場合のみ使用を認めている。しかし、本実験の結果、コンクリート強度 f'_c が $30\sim 40\text{N/mm}^2$ の場合でも、せん断スパン比 (a/d) やせん断補強筋比 (p_w) 等の条件によって高強度鉄筋が十分にせん断抵抗性を発揮できることがわかった。このため、高強度せん断補強鉄筋の利用上考慮されているコンクリート強度 f'_c の許容値に関しては、さらに検討の余地があると考えられる。

<既往研究データの整理>

- (1) 普通強度レベル (f'_c が 30N/mm^2 程度) のコンクリートを用いた場合でも、高強度せん断補強鉄筋のもつ高い降伏性能を十分発揮できると考えられる。

- (2) せん断耐力を算定する場合のせん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} に対する制約条件に関して、土木学会の条件では、コンクリート強度 f'_c が小さいほど、せん断力の値が過小評価される傾向がみられた。一方、日本建築学会では f_{wy} を f'_c との線形関数によって決めており、この場合、コンクリート強度の小さいものも概ね精度良く評価できていた。

付 属 資 料－１

【既往の V_c 算定式】

3545元

§ 1. せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力 (V_c) の算定式

1. 1 既往の提案式

(1) 基本式 (岡村ら)¹⁾

$$V_c = 0.94 \sqrt[3]{f'_c} \cdot (1 + \beta_d + \beta_p) \cdot \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{旧単位系})$$

----- (付 1. 1)

ここに、 V_c : (kgf)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} - 1 \geq 0$ (d : 有効高さ (cm))

$\beta_p = \sqrt{p_t} - 1 \leq 0.732$, $p_t = A_s / (b_w \cdot d) \times 100$

p_t : 軸方向鉄筋比 (%)

A_s : 引張側鋼材の断面積 (cm²)

b_w : 幅 (cm)

d : 有効高さ (mm)

a : せん断スパン (mm)

【補足説明】

式 (付 1. 1) は、「コンクリート構造物の限界状態設計法指針 (案)」(コンクリート・ライブラリー第 52 号) に記載されている式の基本となるものである。

【参考文献】

- 1) Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, No.300, 1980.8.
- 2) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法試案，コンクリート・ライブラリー第 48 号，昭和 56 年 4 月。

(2) 二羽らの提案式³⁾

$$V_c = 0.2 \sqrt[3]{f'_c} \cdot \sqrt[3]{p_t} \cdot \sqrt[4]{1000/d} \cdot (0.75 + 1.4/(a/d)) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SI 単位系})$$

----- (付 1. 2)

ここに、 V_c : (N)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

p_t : 軸方向鉄筋比 (%), $p_t = A_s / (b_w \cdot d) \times 100$

A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)

b_w : 幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

a : せん断スパン (mm)

【変更内容】

式 (付 1. 2) は、既往の実験結果から、 V_c が $d^{1/4}$ に比例して低下していくと仮定し、式 (付 1. 1) の有効高さ d 及び引張鉄筋比 p_t に関する β_d と β_p の和の部分を積の形にした式 (SI 単位系で表記) である。

【参考文献】

- 3) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集 第 372 号/V-5, 1986 年 8 月.

1. 2 土木学会の示方書式

■ コンクリート標準示方書 [設計編] 昭和 61 年版⁴⁾⁵⁾, 平成 3 年版⁶⁾

$$V_c = 0.9 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\text{旧単位系: kgf}) \quad \text{----- (付 1. 3)}$$

ここに、 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

$$\beta_d = \sqrt[3]{100/d} \quad (d: \text{有効高さ (cm)}) \quad \text{但し、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_t}, \quad p_t = A_s / (b_w \cdot d) \quad \text{但し、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad \text{但し、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は } 2$$

$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0 \text{ の場合}) \quad \text{但し、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } 0$$

N'_d : 設計軸方向圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、
軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

b_w : 腹部の幅 (cm)

d : 有効高さ (cm)

A_s : 引張側鋼材の断面積 (cm²)

γ_b : 一般に、1.3 としてよい

【変更内容】

式 (付 1. 3) は、式 (付 1. 2) のせん断スパン比 $a/d=5.6$ とすることで安全側に除去した。なお、表記単位は、旧単位系である。

【参考文献】

- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書 (昭和 61 年制定) 設計編.
5) 土木学会: コンクリート標準示方書 (昭和 61 年制定) 改定資料, コンクリート・ライブラリー第 61 号, 昭和 61 年 10 月.
6) 土木学会: コンクリート標準示方書 [平成 3 年版] 設計編.

■ コンクリート標準示方書 [設計編] 平成 8 年版⁷⁾, [構造性能照査編] 2002 年版⁸⁾

$$V_c = 0.2 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\text{SI 単位系: N}) \quad \text{----- (付 1. 4)}$$

$$\text{ここに、} 0.2 \cdot \sqrt[3]{f'_c} = f_{vc} \leq 0.72 \text{ N/mm}^2$$

【変更内容】 SI 単位系に式が変換され、 f_{vc} に制限値が設けられた。

【参考資料】

- 7) 土木学会: コンクリート標準示方書 [平成 8 年制定] 設計編.
8) 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定)

付 属 資 料－ 2

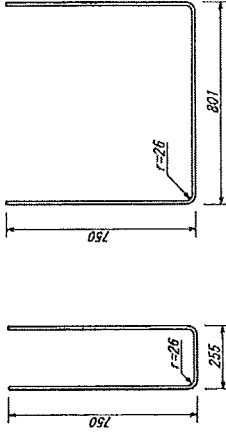
【実験条件】

- (1) 配筋図
- (2) 鉛直変位（たわみ）の測定位置
- (3) せん断変形量の測定位置
- (4) 鉄筋ひずみの測定値
- (5) コンクリートひずみの測定位置

319 d in

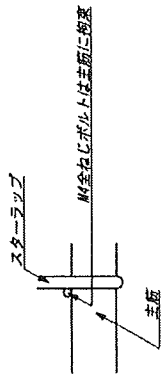
(1) 配筋図

⑤ 14本 補強筋 14本×D13 ⑥ 14本 補強筋 8本×D13

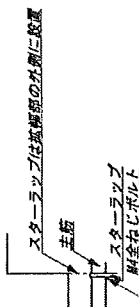


- ① 主 鉄 筋-1 : 6本×D19 (SD345)
- ② 主 鉄 筋-2 : 6本×D19 (SD345)
- ③ 梁部の帯鉄筋 : 20本×U6.4 (SPBP1275)
- ④ 14本の帯鉄筋 : 8本×D13 (SD345)
- ⑤ 14本の補強筋-1 : 14本×D13 (SD345)
- ⑥ 14本の補強筋-2 : 8本×D13 (SD345)

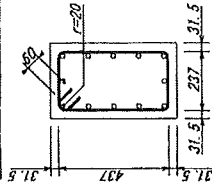
金ねじボルト取り付け部詳細



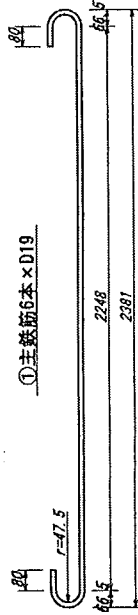
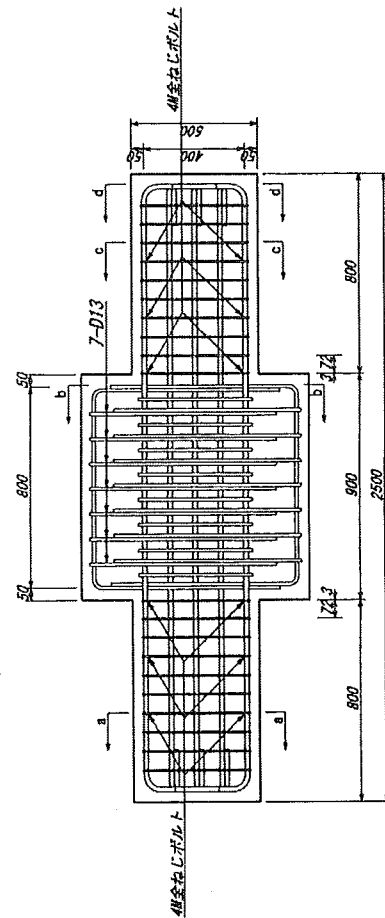
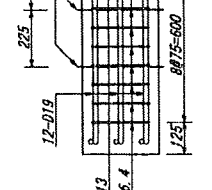
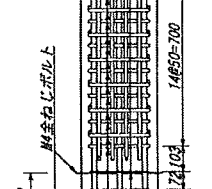
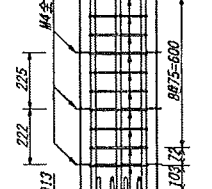
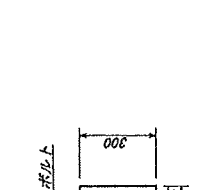
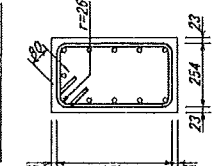
14本 基礎詳細



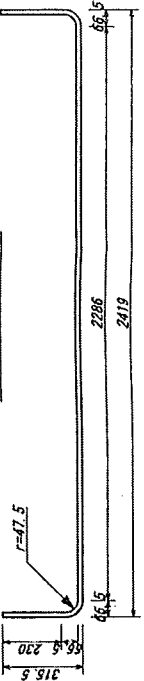
③ 帯鉄筋 20本×U6.4



④ 帯鉄筋 8本×D13



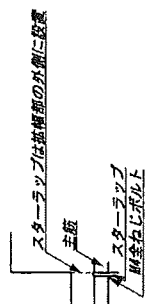
② 主鉄筋 6本×D19



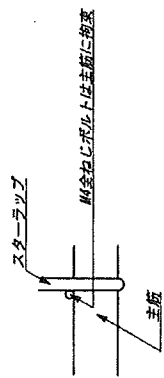
単位 : mm

試験体 (H1)

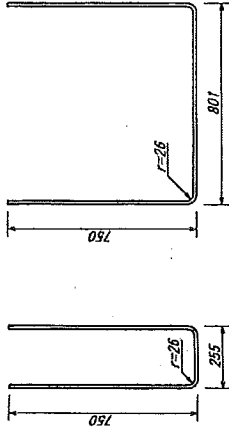
スリット部詳細



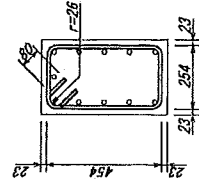
金ねじボルト取り付け部詳細



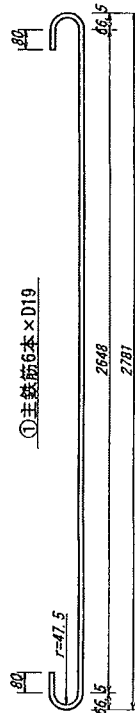
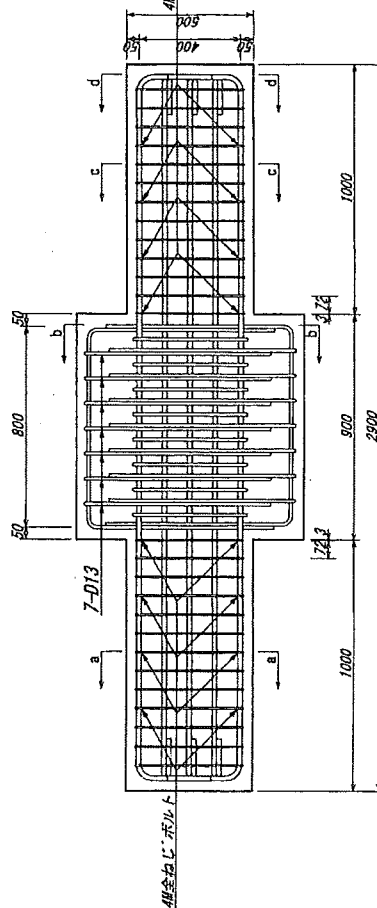
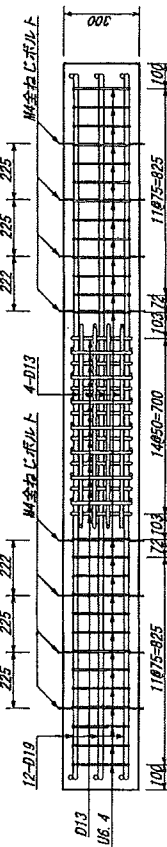
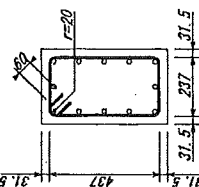
- ① 主 鉄 筋-1 : 6本×D19 (SD345)
- ② 主 鉄 筋-2 : 6本×D19 (SD345)
- ③ 梁部の帯鉄筋 : 26本×U6.4 (SPBP1275)
- ④ スリットの帯鉄筋 : 8本×D13 (SD345)
- ⑤ スリットの補強筋-1 : 14本×D13 (SD345)
- ⑥ スリットの補強筋-2 : 8本×D13 (SD345)



④ 帯鉄筋8本×D13

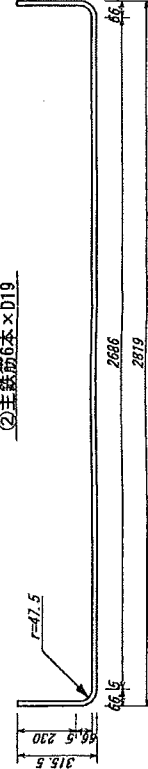


③ 帯鉄筋26本×U6.4



① 主鉄筋6本×D19

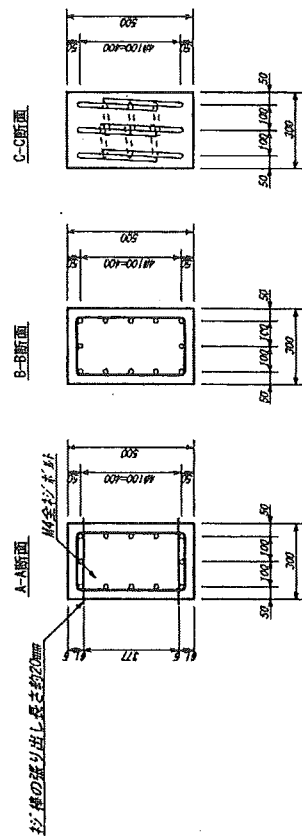
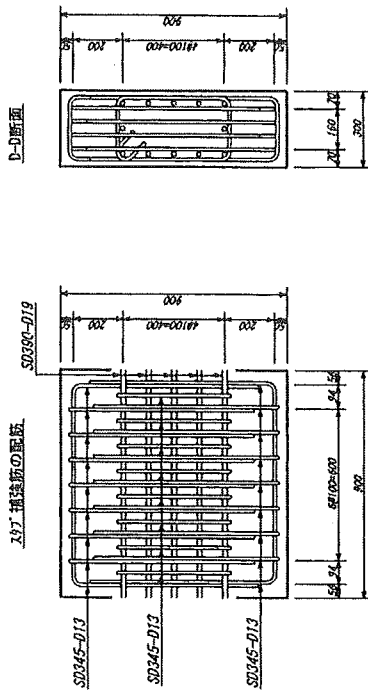
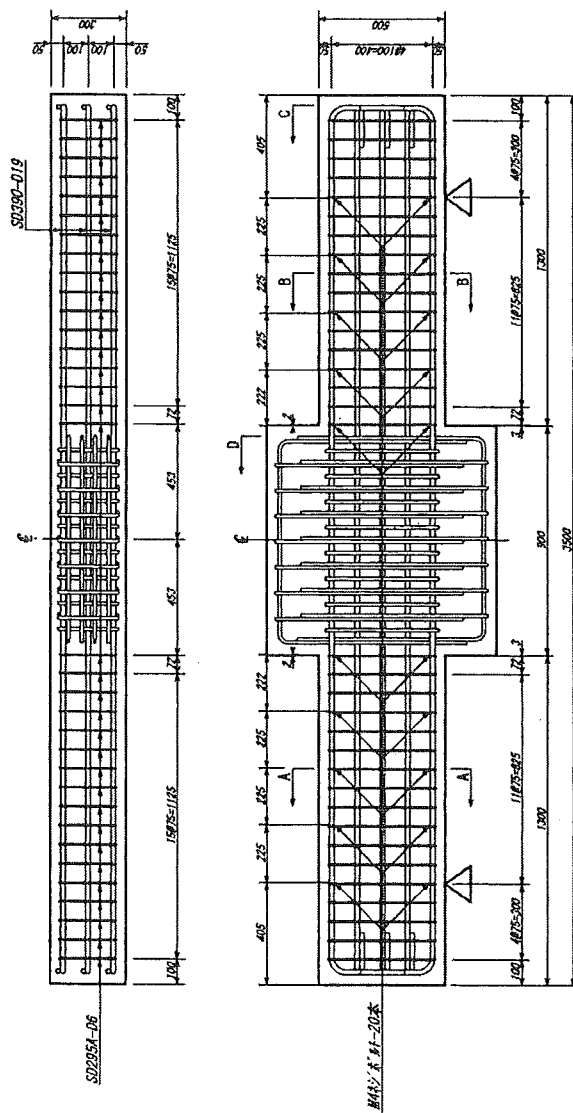
② 主鉄筋6本×D19



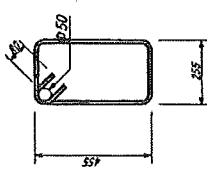
単位 : mm

試験体 (H2)

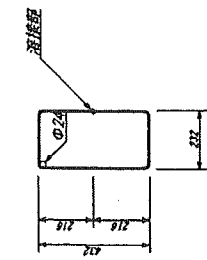
注1) スタブを除く試験部帯鉄筋の閉合部はフラッシュ溶接とする
 注2) 帯鉄筋は溶接部が同じ面に連続しないように配置する



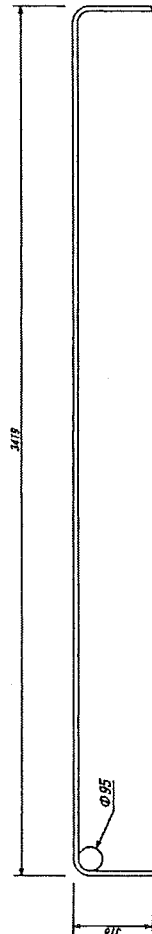
帯鉄筋 (D13) の形状寸法



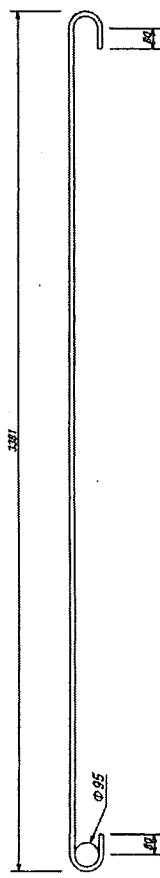
帯鉄筋 (D13) の形状寸法



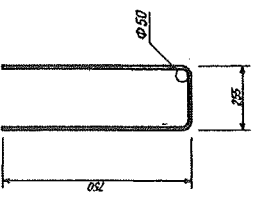
上下主鉄筋 (D19) の形状寸法



左右主鉄筋 (D19) の形状寸法

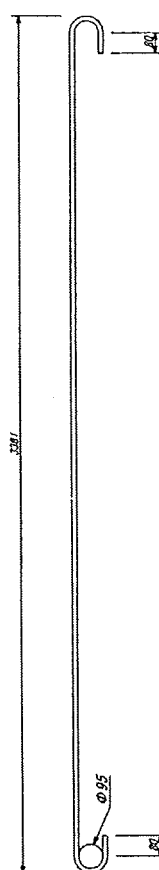
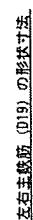
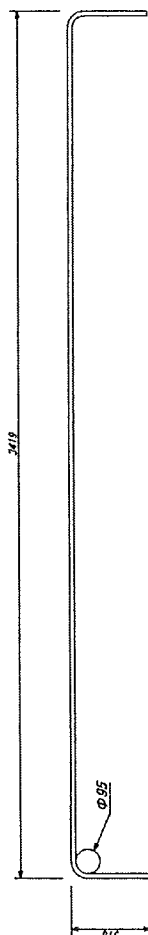
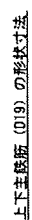
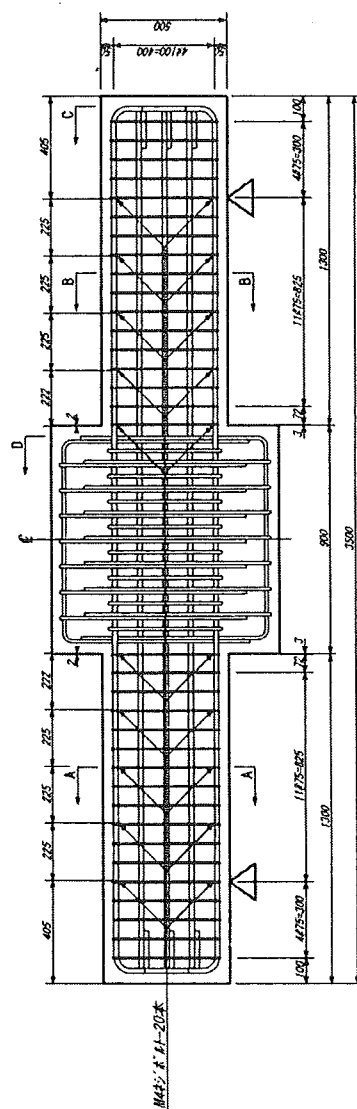
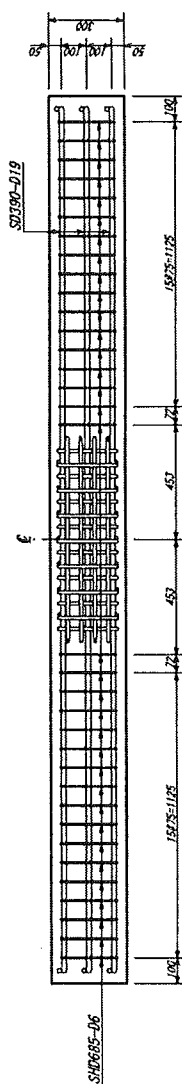
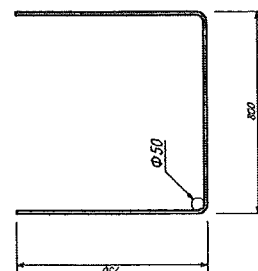
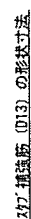
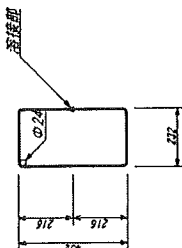
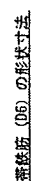
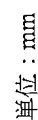
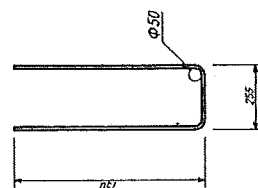
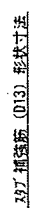
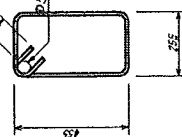
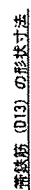
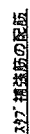
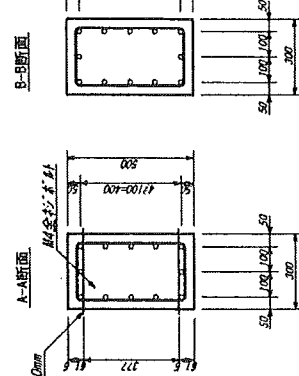
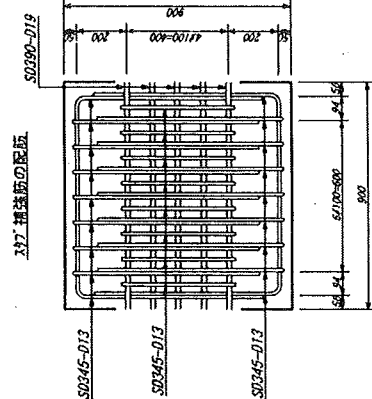
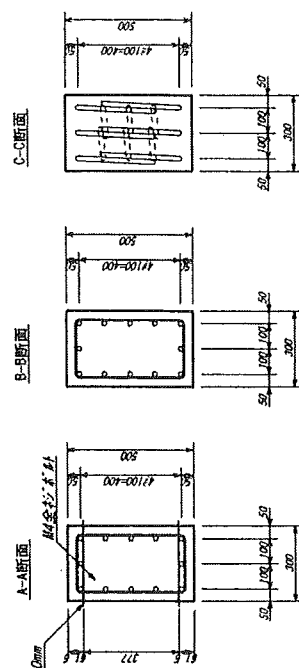
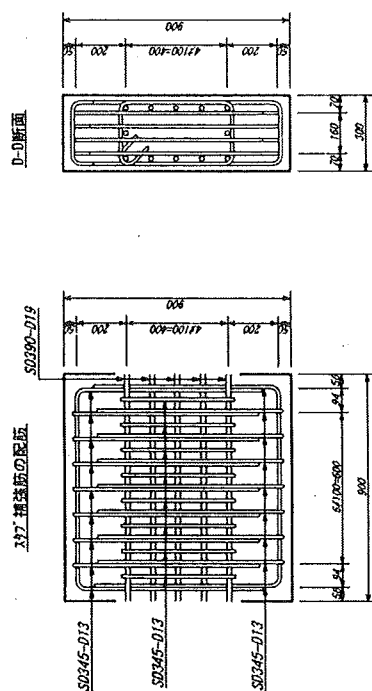


SD350-D19



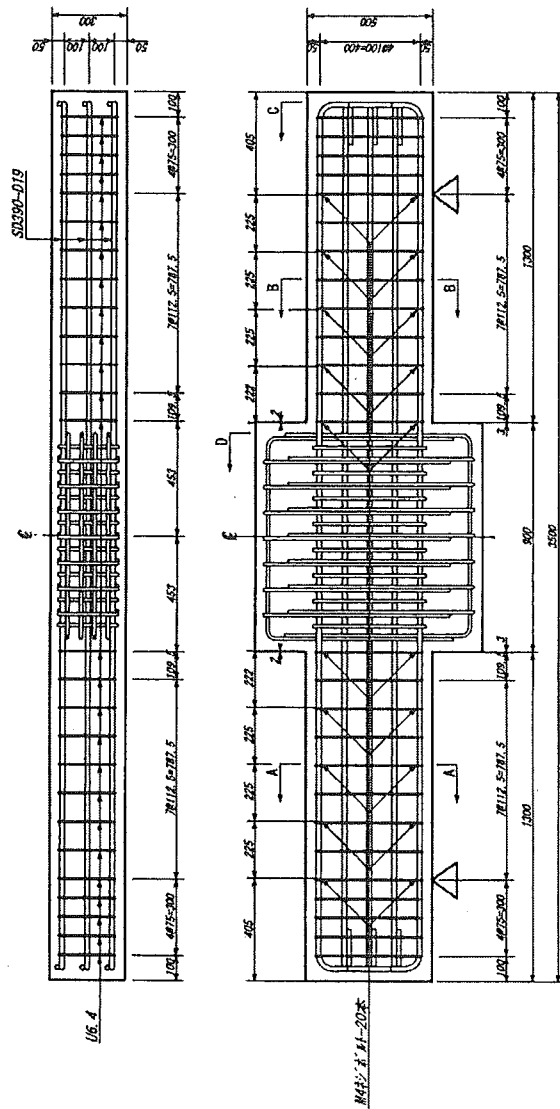
試験体 (C)

単位: mm

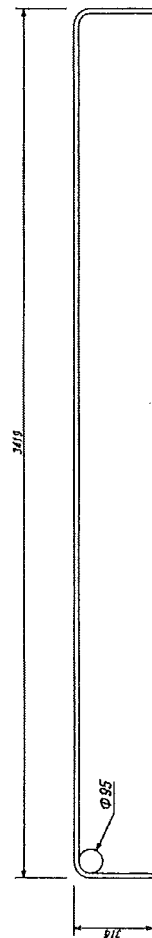


試験体(B)

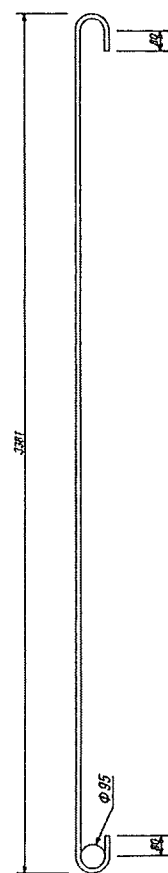
- 注1) スタブを除く試験部帯鉄筋の割合部はフラッシュ溶接とする
 注2) 帯鉄筋は増設部が同じ面に連続しないように配置する



上下主鉄筋 (D19) の形状寸法

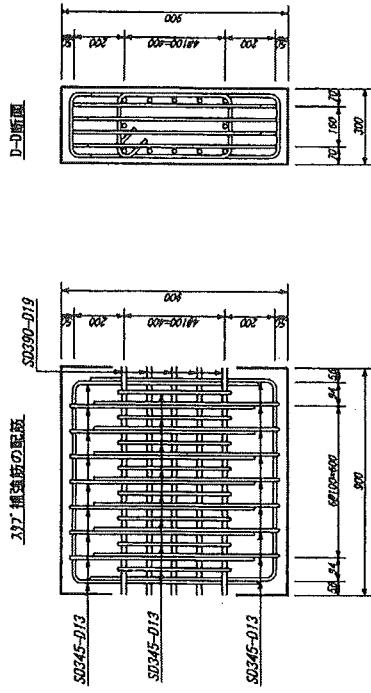


左右主鉄筋 (D19) の形状寸法

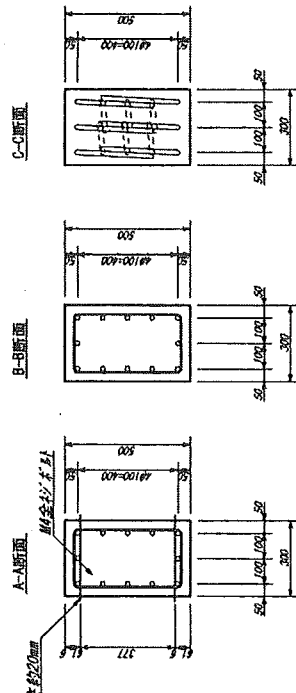


試験体 (A2)

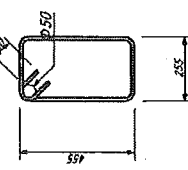
SD390-D19 増設鉄筋の配置



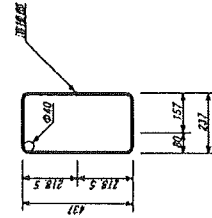
SD390-D19 増設鉄筋の配置



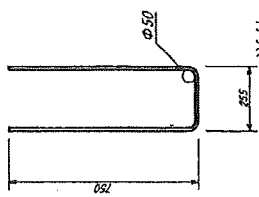
帯鉄筋 (D13) の形状寸法



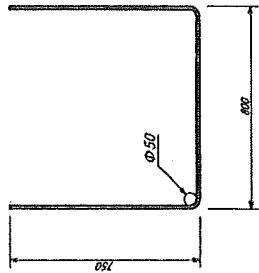
帯鉄筋 (D13) の形状寸法



SD390-D19 増設鉄筋 (D13) の形状寸法



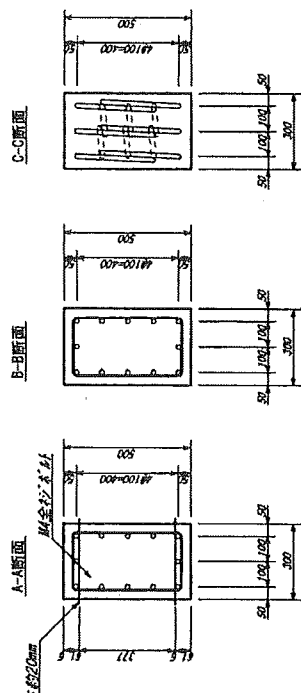
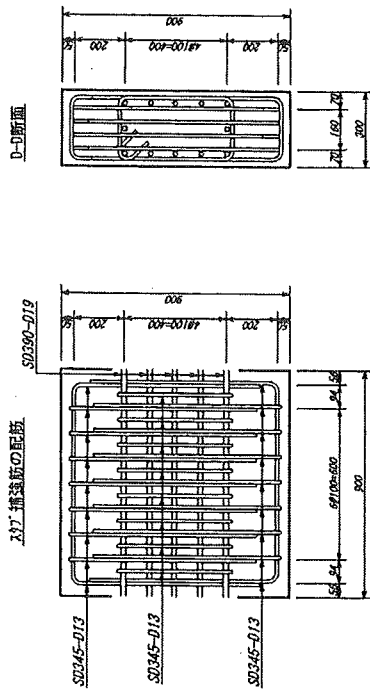
SD390-D19 増設鉄筋 (D13) の形状寸法



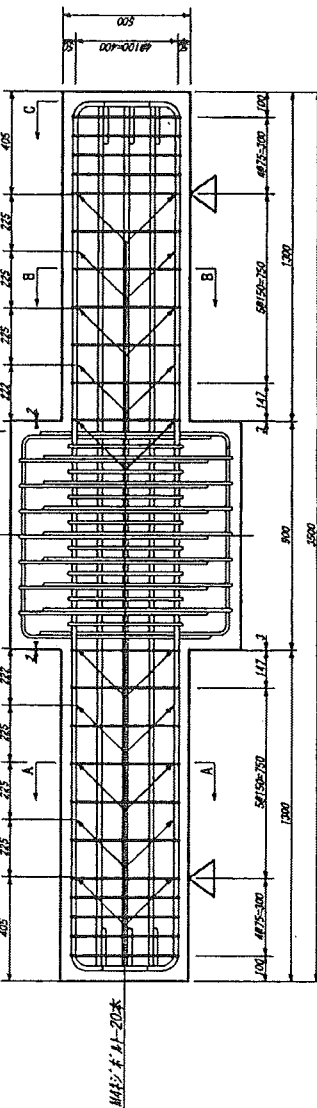
単位: mm

注1) スタブを除く鉄線筋帯鉄筋の閉合部はフラッシュ溶接とする

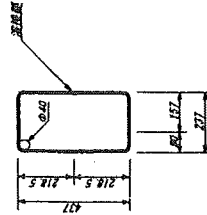
注2) 帯鉄筋は溶接部が同じ面に連続しないように配置する



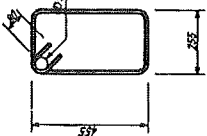
柱の横の張り出し長さ約20mm



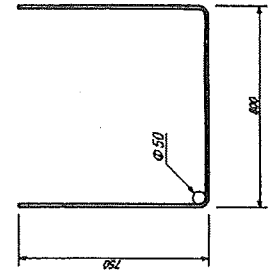
帯鉄筋 (U6.4) の形状寸法



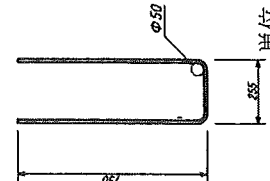
帯鉄筋 (U13) の形状寸法



X17 補強筋 (U13) の形状寸法

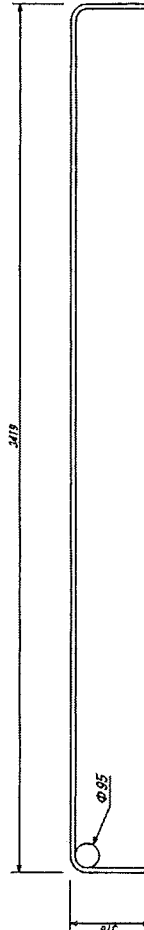


X17 補強筋 (U13) の形状寸法

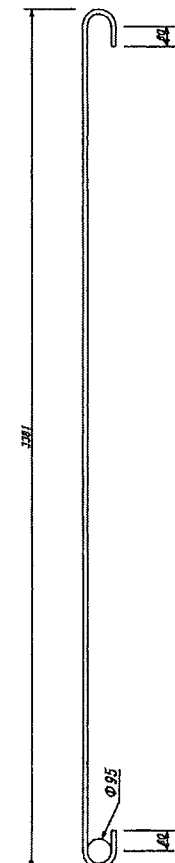


試験体 (A1)

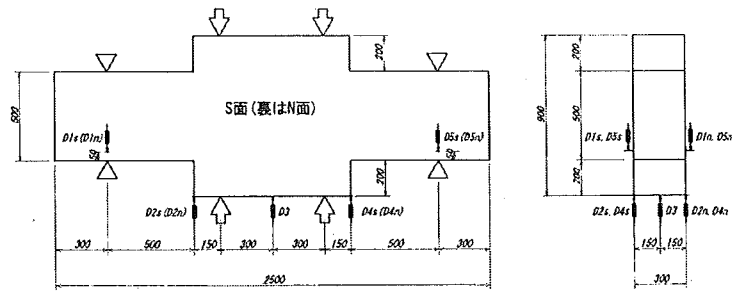
上下主鉄筋 (U19) の形状寸法



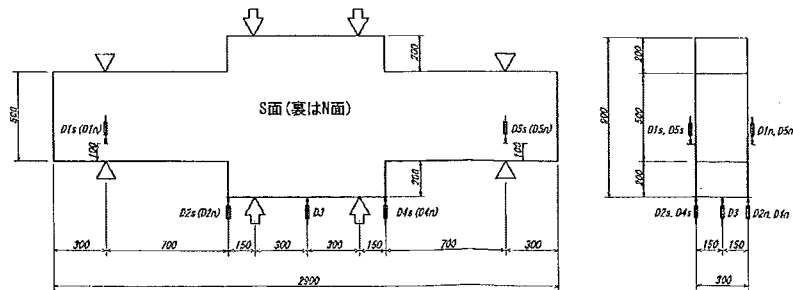
左右主鉄筋 (U19) の形状寸法



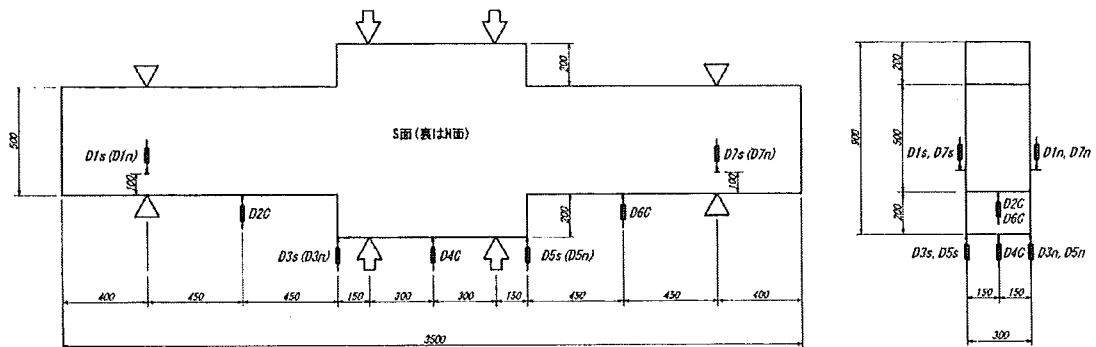
(2) 鉛直変位（たわみ）の測定位置



試験体 (N1, H1)



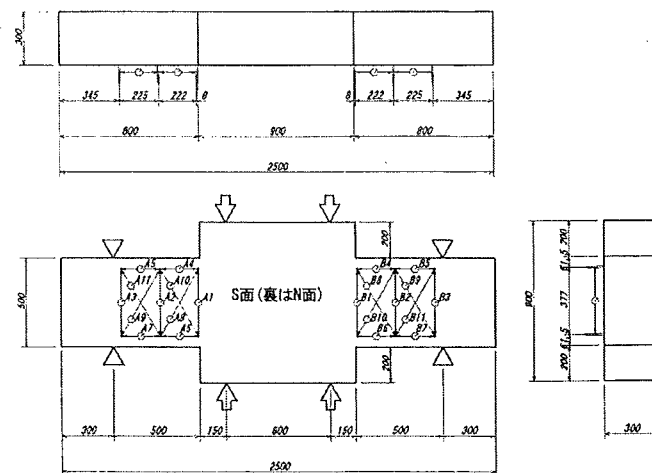
試験体 (N2, H2)



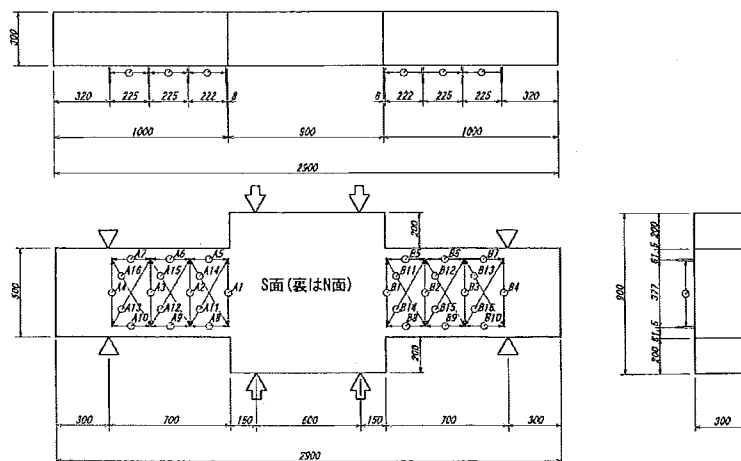
試験体 (C, B, A3, A2, A1)

単位 : mm

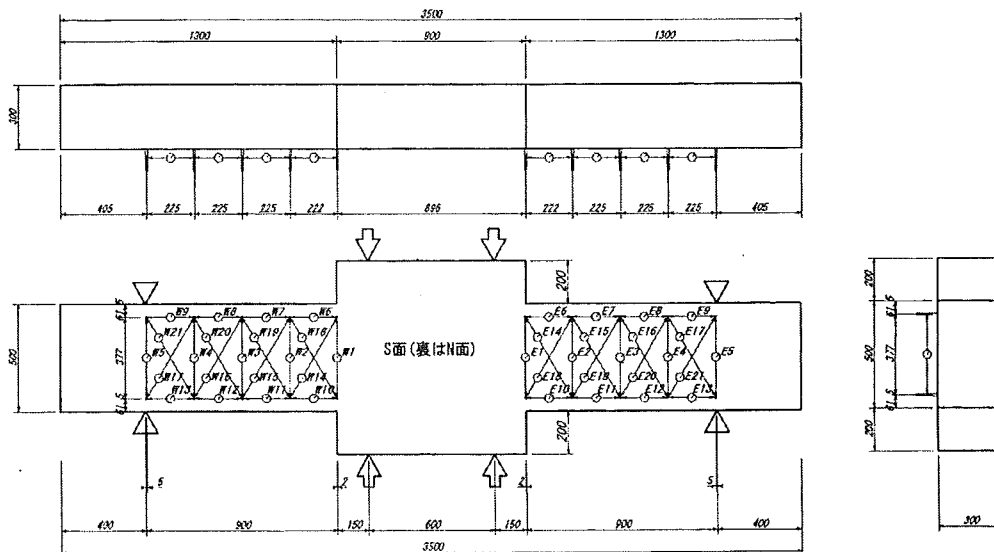
(3) せん断変形量の測定位置



試験体 (N1, H1)



試験体 (N2, H2)



試験体 (C, B, A3, A2, A1)

単位 : mm

單位：mm

Figure 1: Reinforcement layout of a slab. The diagram shows a rectangular slab with a grid of reinforcement bars. Dimensions are given in millimeters (mm). The total width is 600 mm. The total length is 350 mm. The reinforcement is divided into two sections: the left section is 175 mm wide and contains 5 bars (S1, S2, S3, S4, S5); the right section is 175 mm wide and contains 5 bars (S6, S7, S8, S9, S10). The distance between the two sections is 350 mm. The reinforcement is labeled as S1-1 to S1-6 and S14-1 to S14-6.

ページ貼付数量

※ 主鉄筋：2本×28枚=56枚
※ 帯鉄筋：14本×6枚=84枚

凡例

主鉄筋ゲージ
主鉄筋ゲージ

帯鉄筋のゲージ貼付位置

A-A断面

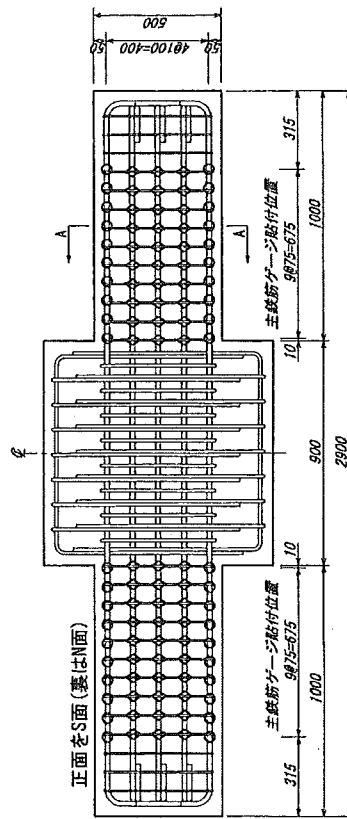
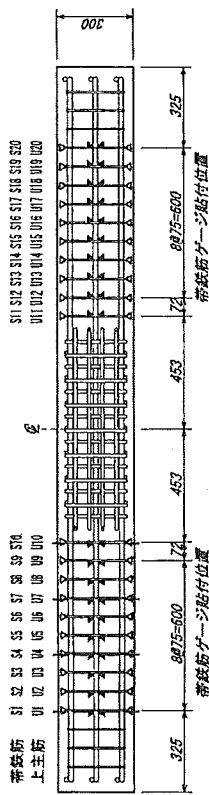
[illegible]

上部主筋ゲージ貼付位置

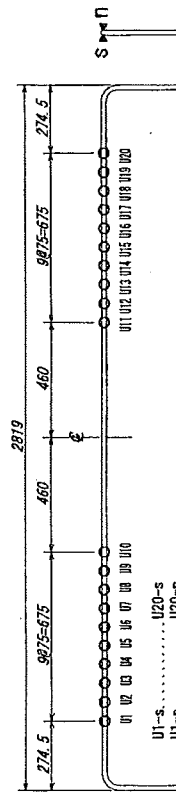
下部主筋ゲージ貼付位置

Diagram illustrating the reinforcement layout for a slab. The slab dimensions are 2419 mm (length) and 299.5 mm (width). The reinforcement bars are labeled L1 through L14. The layout shows a series of bars along the length, with specific spacing and anchorage details indicated.

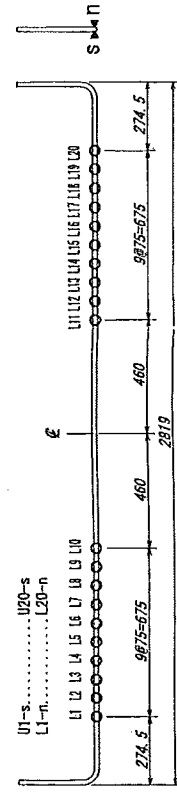
S1-1~S1-6.....S20-1~S20-6



上部主筋「」貼付位置



下部主筋「」貼付位置



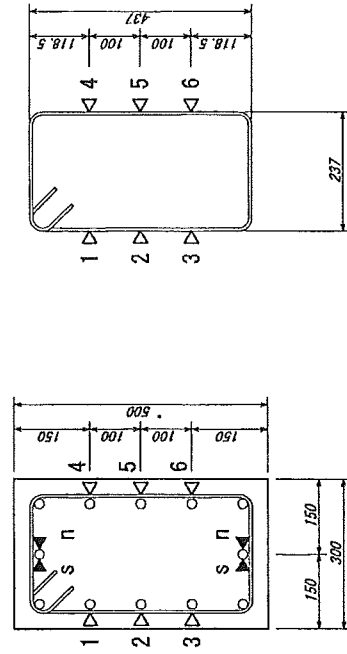
ゲージ貼付数量

※ 主鉄筋：2本×40枚=80枚
※ 帯鉄筋：20本×6枚=120枚

凡例

◀ ○ : 主鉄筋ゲージ
◀ ◇ : 帯鉄筋ゲージ

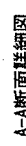
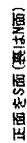
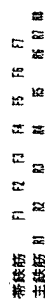
A-A断面



帯鉄筋のゲージ貼付位置

単位：mm

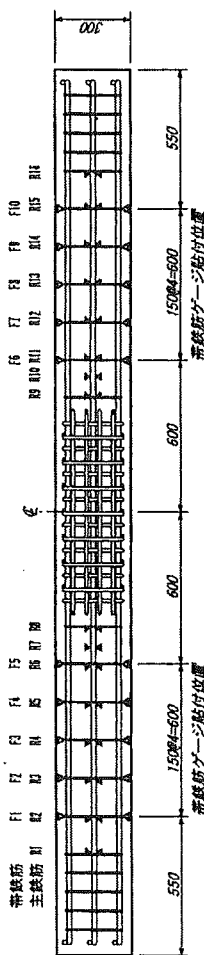
試験体 (N2, H2)



試験体 (A2)

F6-1~F6-6.....F10-1~F10-6

F1-1~F1-6.....F5-1~F5-6



ゲージ貼付数量

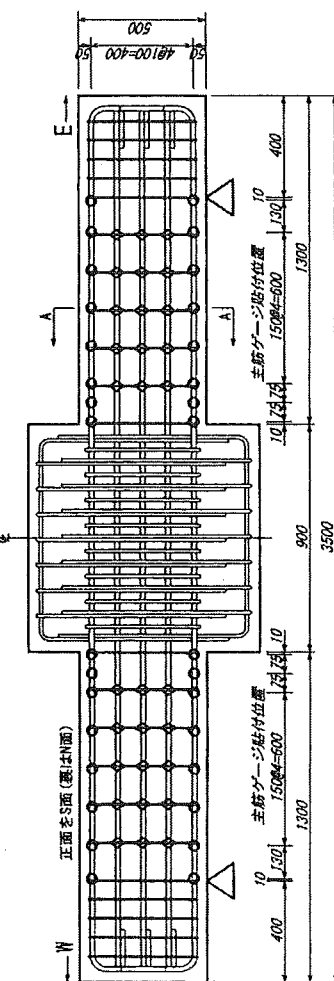
凡例

- ◀ ○ : 主鉄筋ゲージ
- ◀ ◇ : 帯鉄筋ゲージ

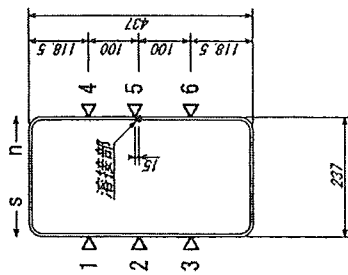
※ 主鉄筋 : 2本×16箇所×2枚=計64枚

※ 帯鉄筋 : 10本×6箇所×1枚=計60枚

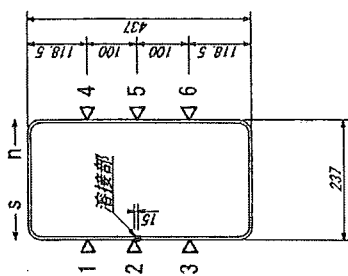
A-A断面詳細図



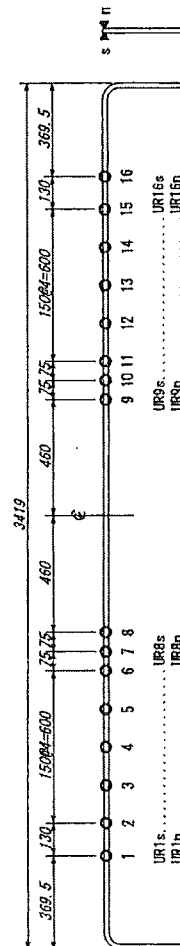
奇数番号帯筋のゲージ貼付位置



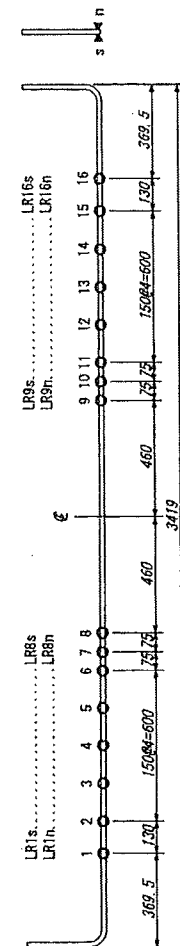
偶数番号帯筋のゲージ貼付位置



上部主鉄筋ゲージ貼付位置



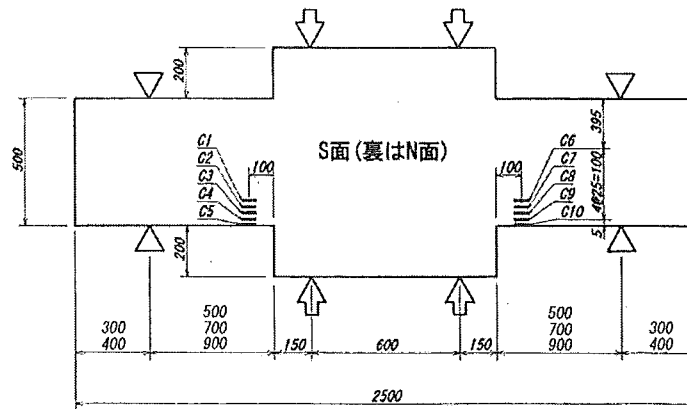
下部主鉄筋ゲージ貼付位置



単位 : mm

試験体 (A1)

(4) コンクリートひずみの測定位置



単位：mm

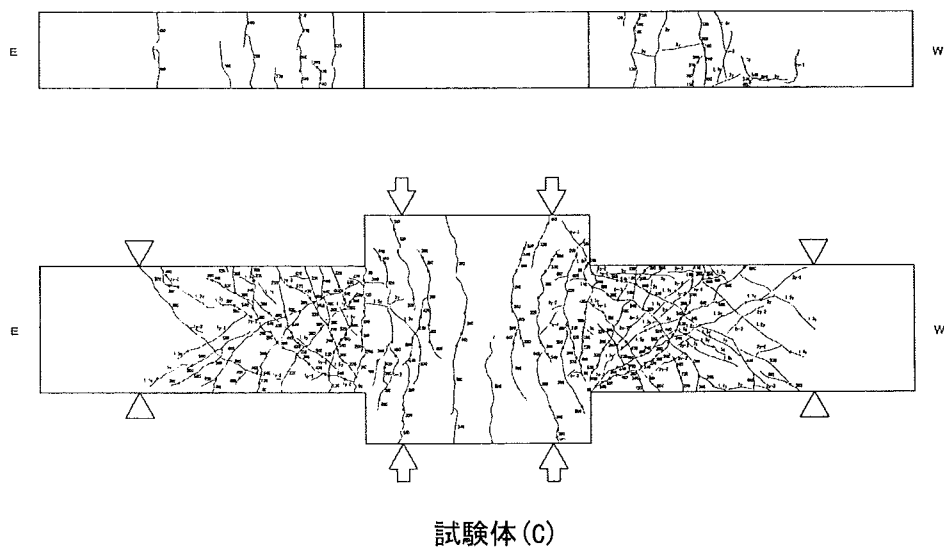
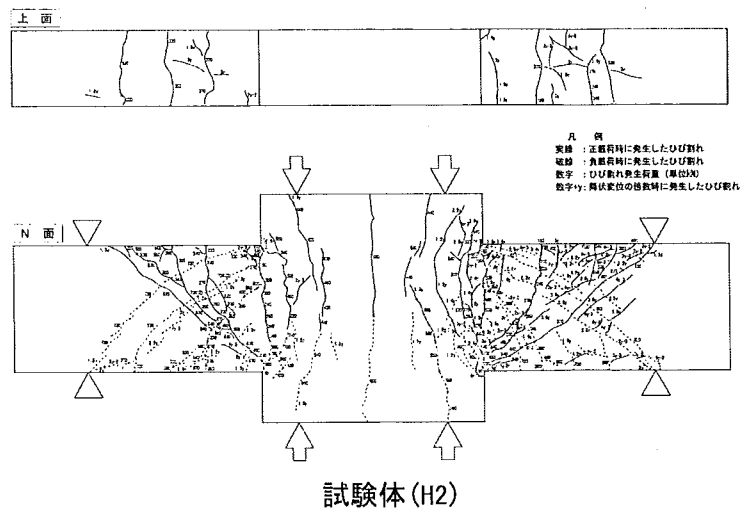
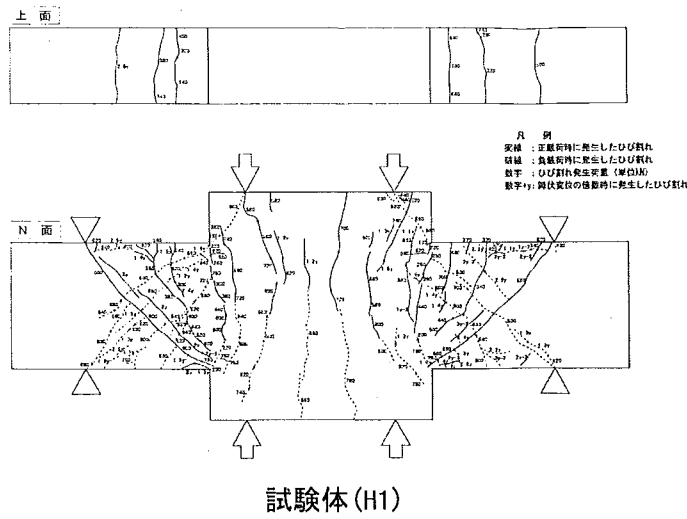
付 属 資 料－ 3

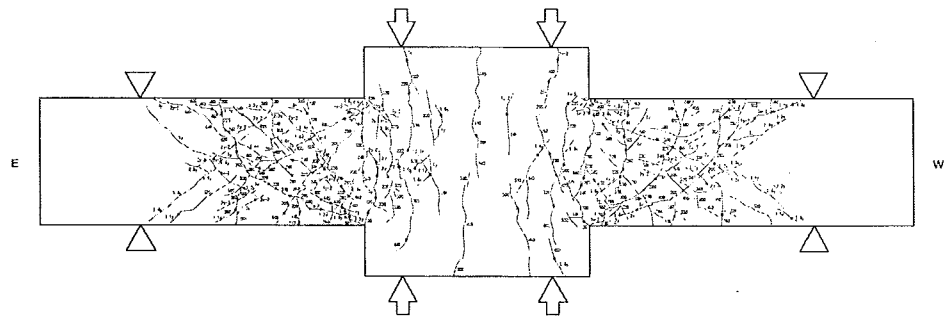
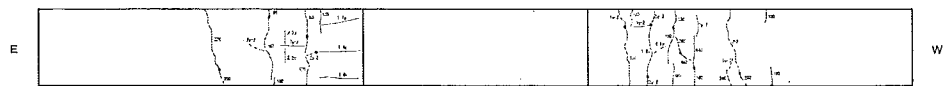
【実験結果】

- (1) ひび割れ発生状況
- (2) 破壊状況写真

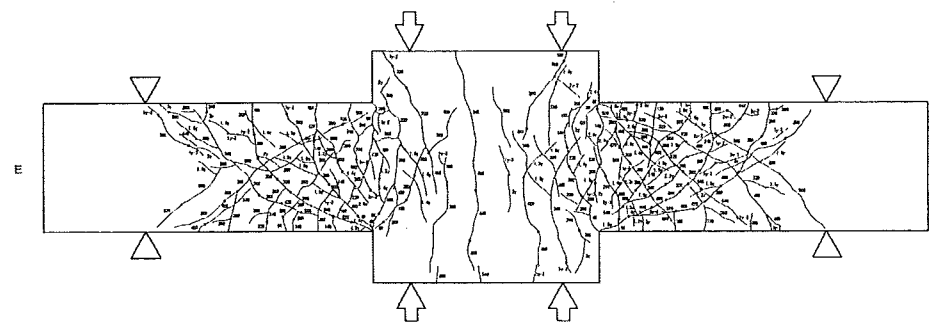
50982

a) ひび割れ発生状況

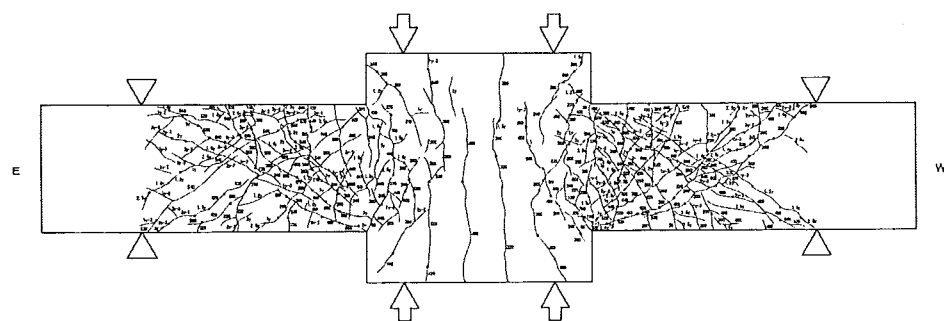




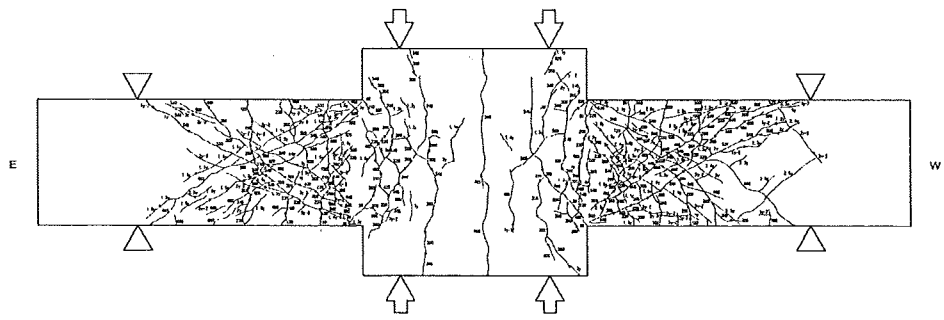
試験体 (B)



試験体 (A3)

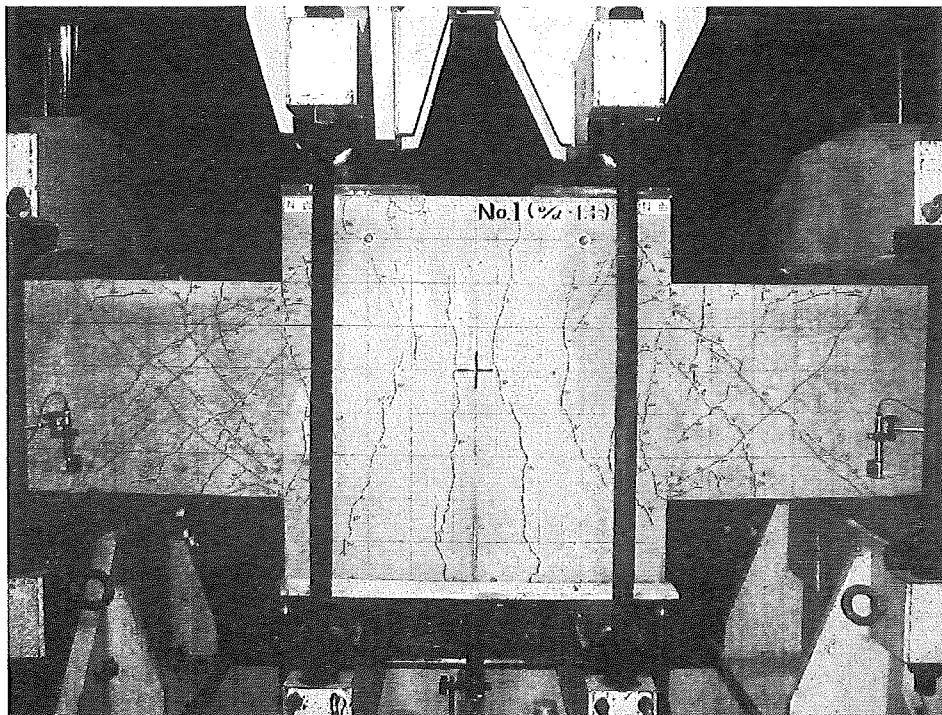


試験体 (A2)

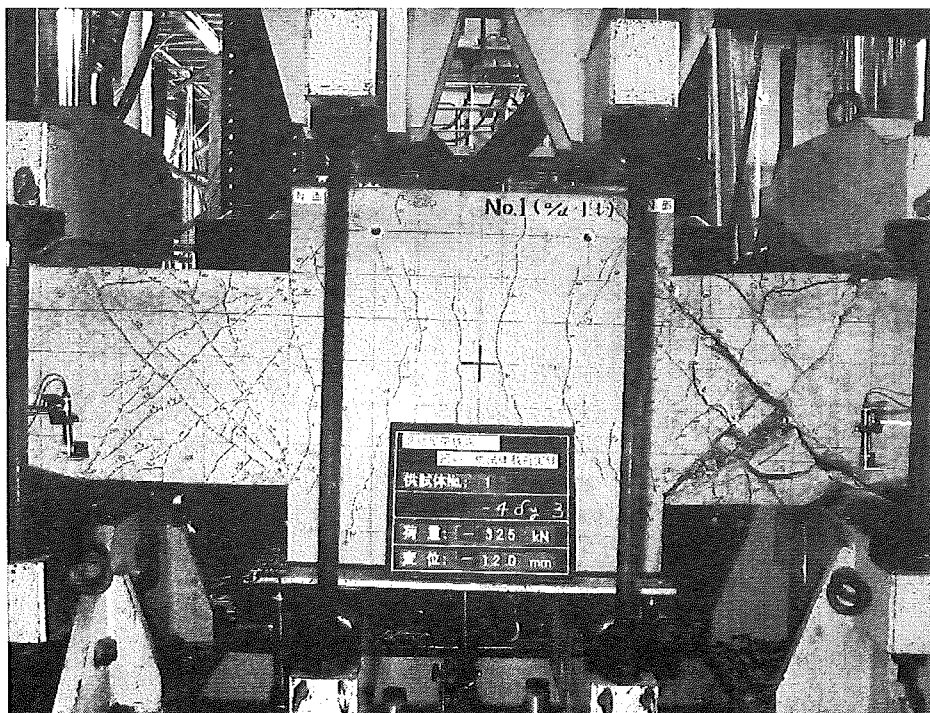


試験体 (A1)

b) 破壊状況

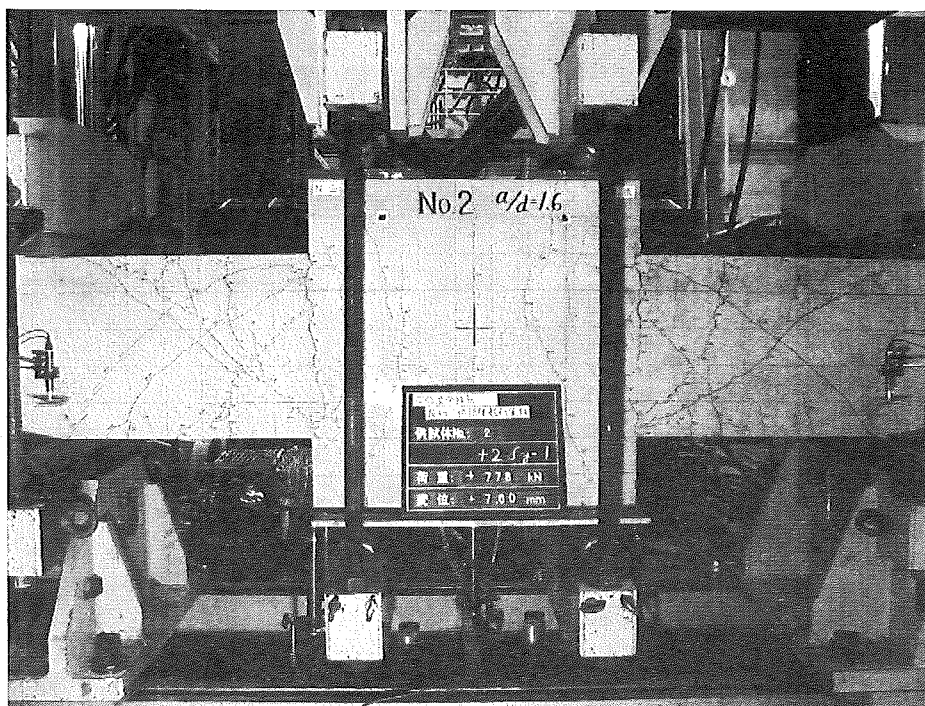


最大耐力時 (2 δy -1 回目)

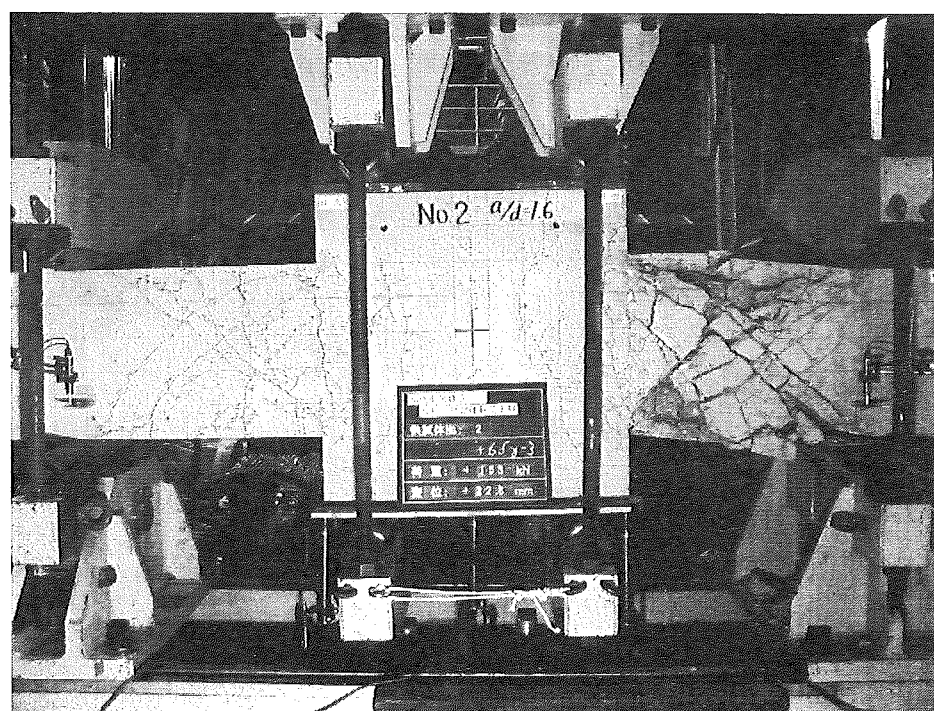


終局時 (-4 δy -3 回目)

写真-1 試験体 H1 の破壊状況

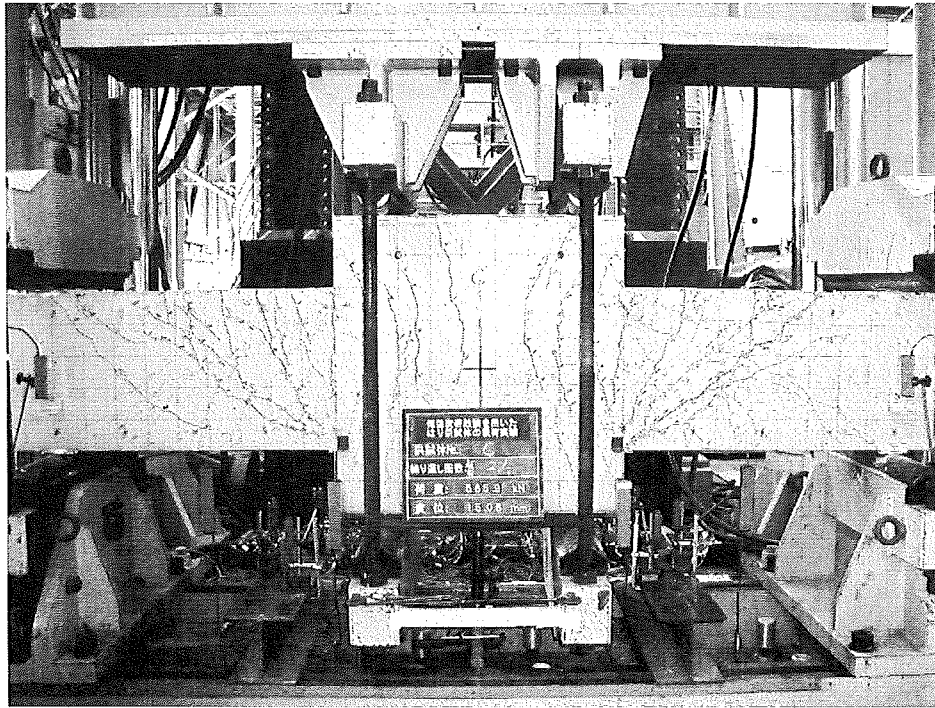


最大耐力時 (2 δy -1 回目)

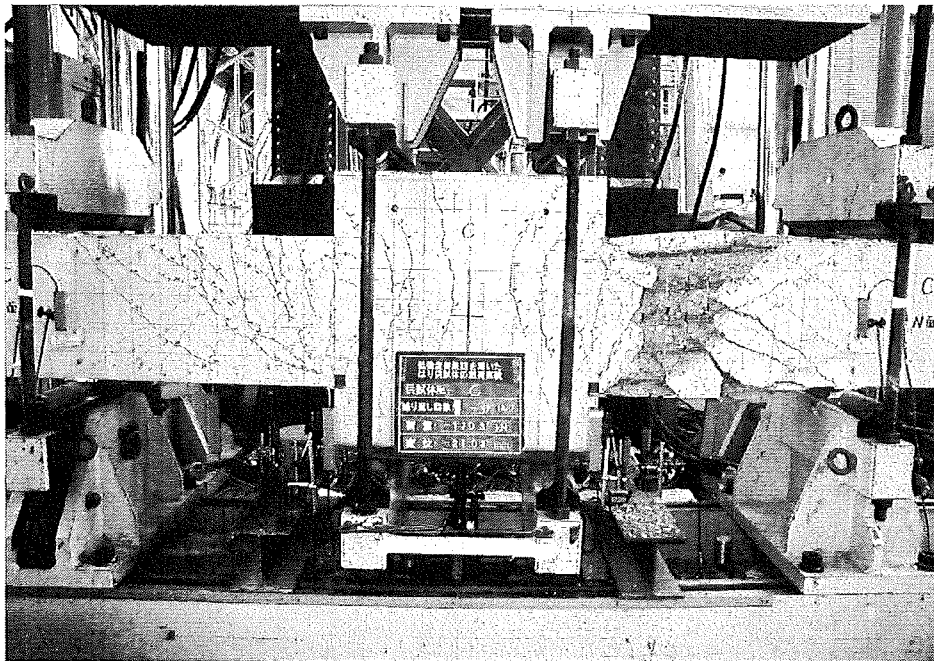


終局時 (6 δy -3 回目)

写真-2 試験体 H2 の破壊状況

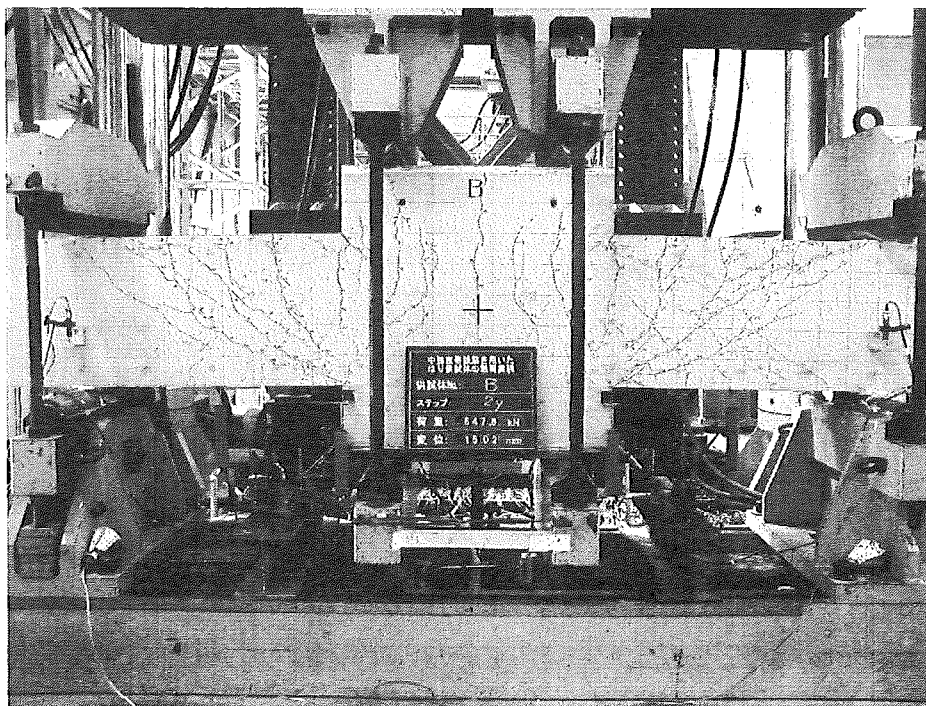


最大耐力時 ($2\delta y-1$ 回目)

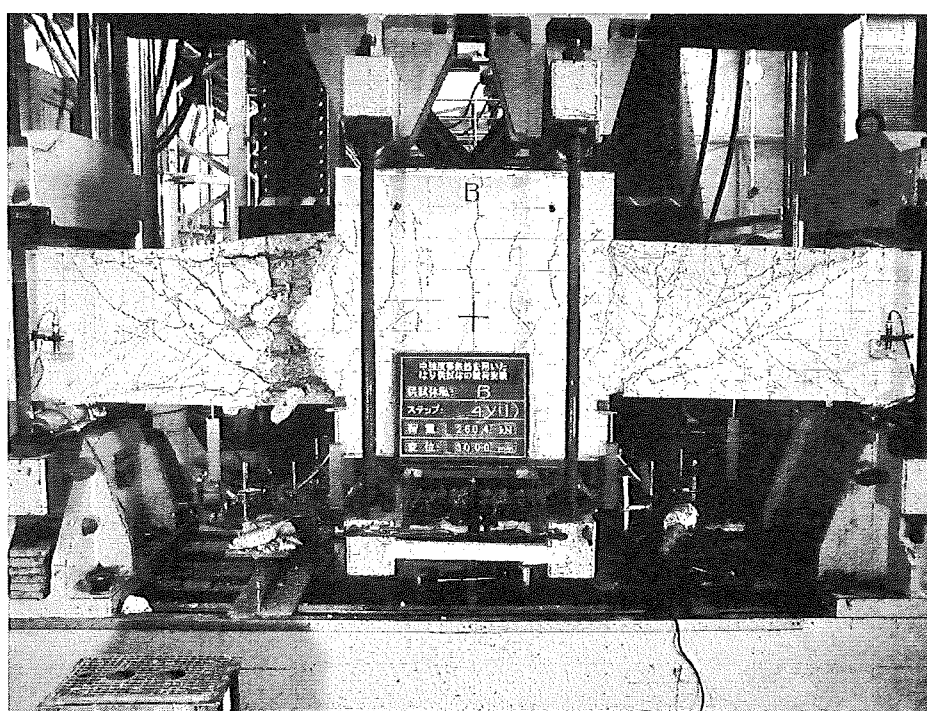


終局時 ($-3\delta y-2$ 回目)

写真-3 試験体 C の破壊状況

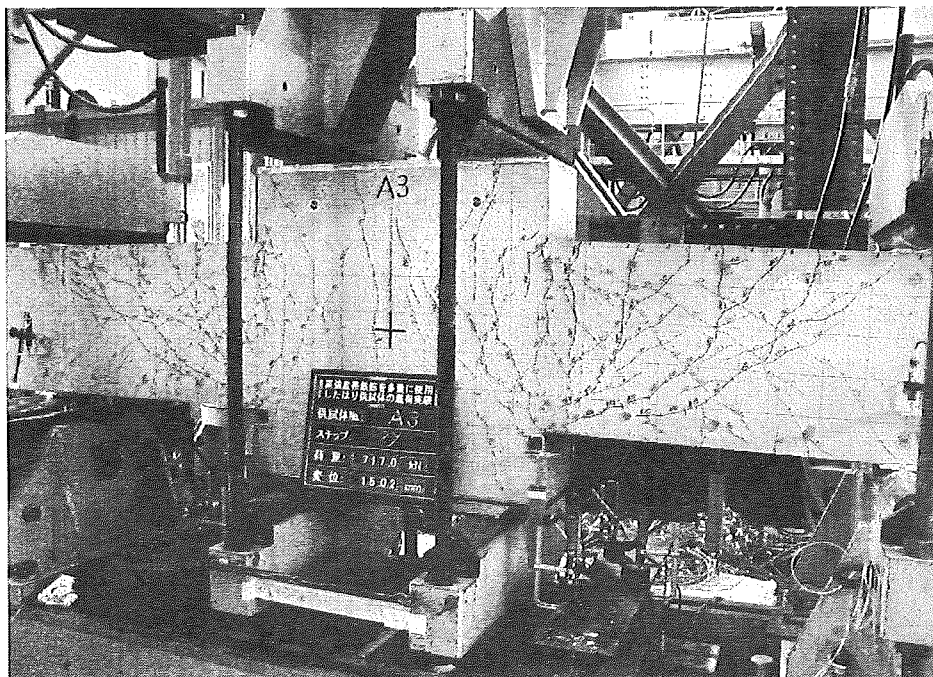


最大耐力時 (2 δy -1 回目)

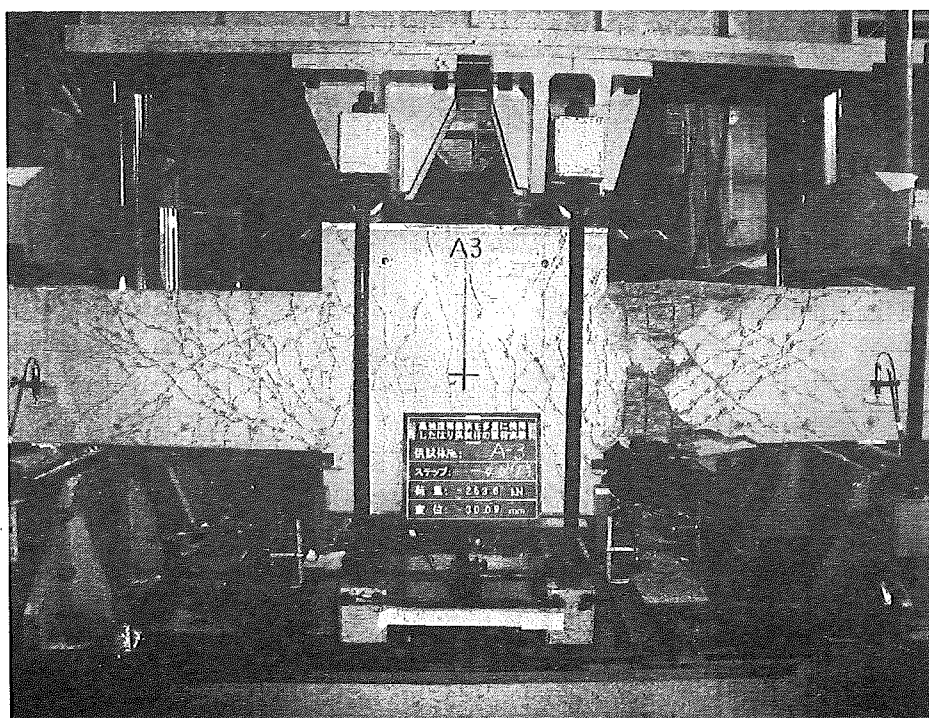


終局時 (4 δy -1 回目)

写真-4 試験体 B の破壊状況

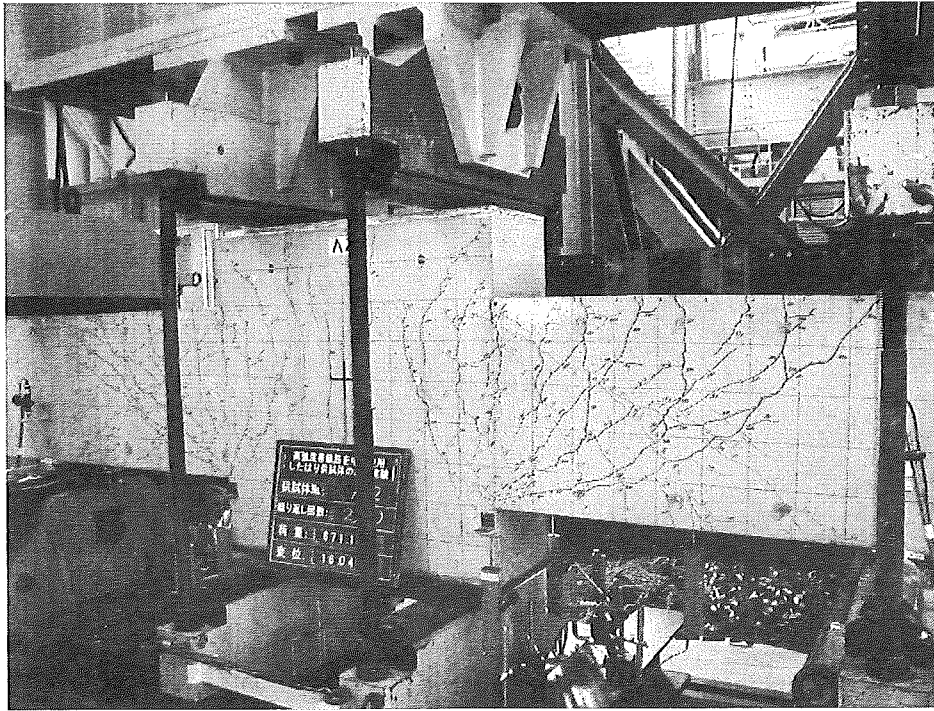


最大耐力時 ($2\delta y-1$ 回目)

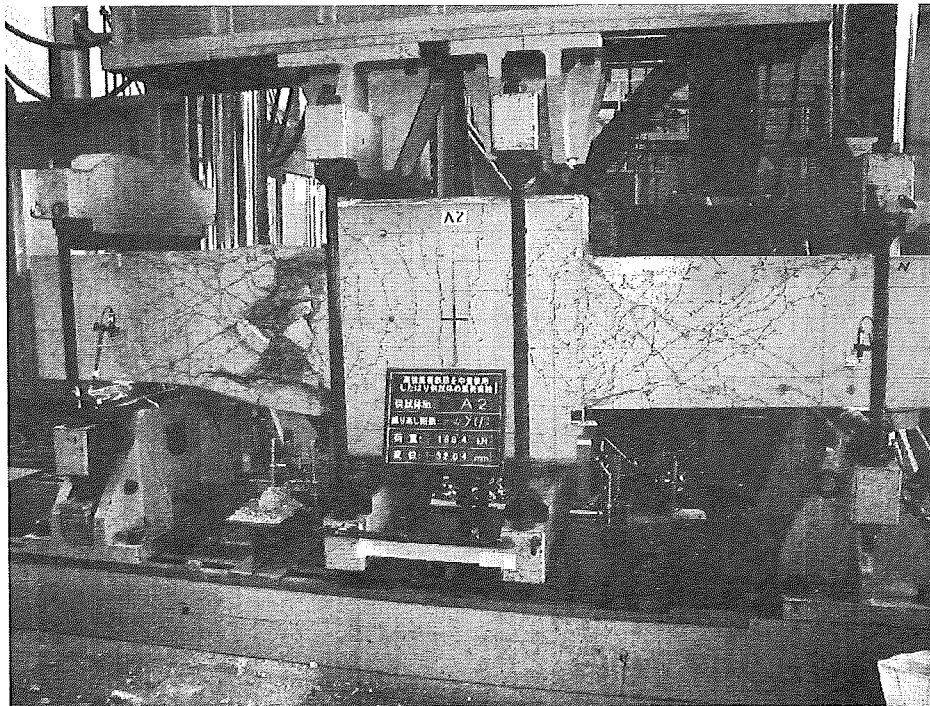


終局時 ($-4\delta y-1$ 回目)

写真-5 試験体 A3 の破壊状況

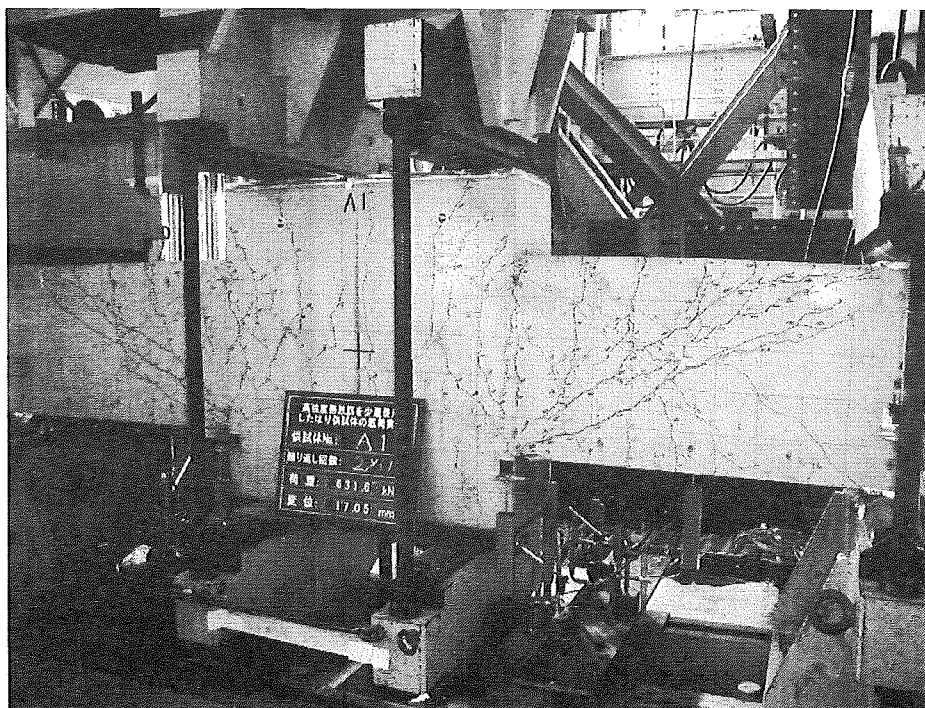


最大耐力時 ($2\delta y-1$ 回目)

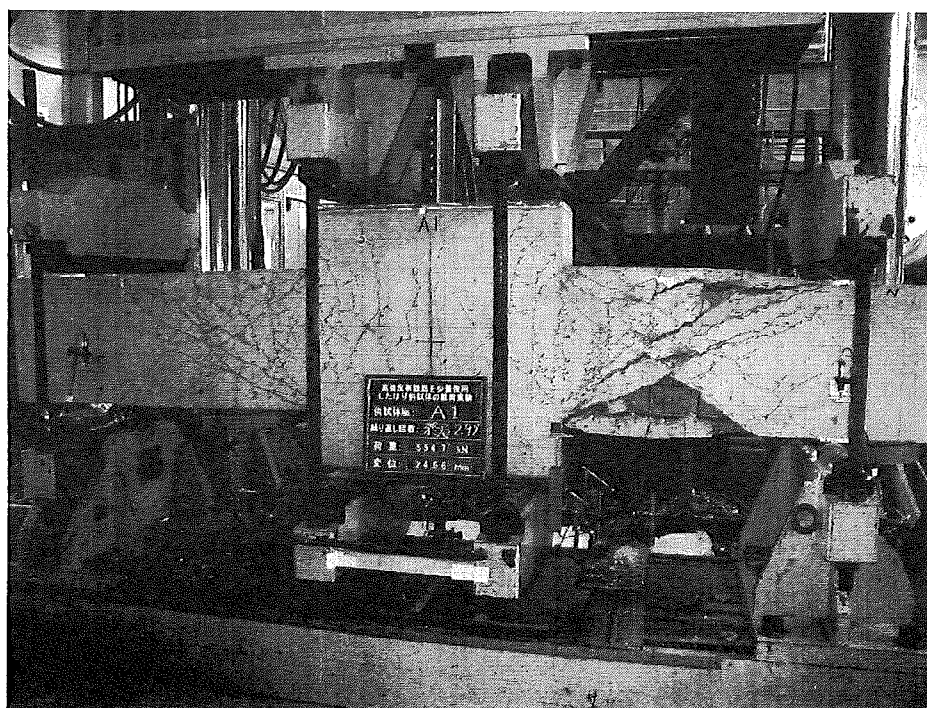


終局時 ($-4\delta y-1$ 回目)

写真-6 試験体 A2 の破壊状況

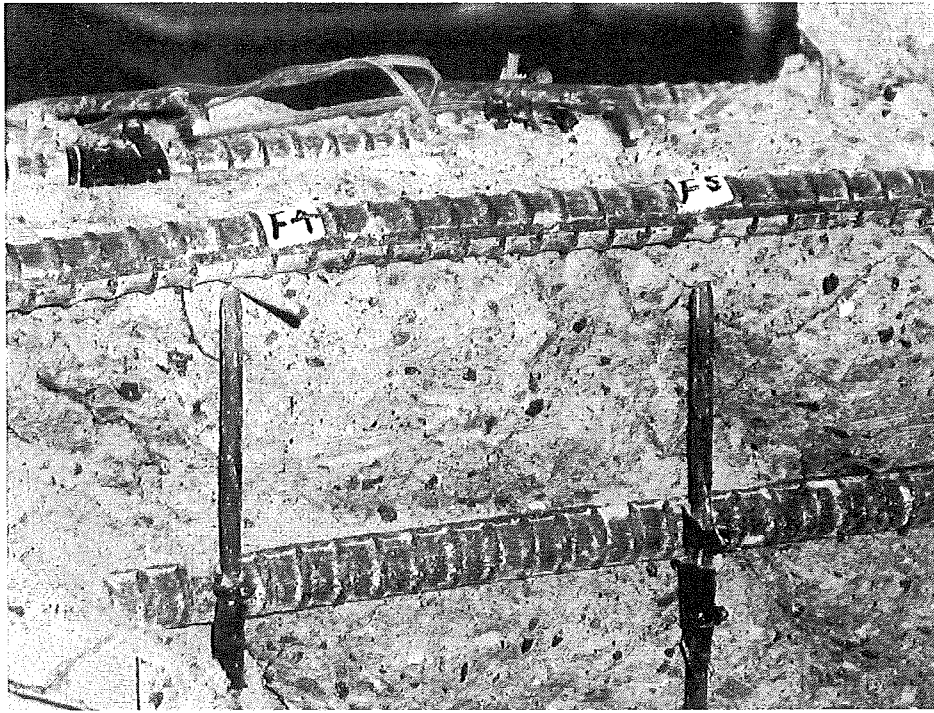


最大耐力時 ($2\delta y-1$ 回目)



終局時 ($3\delta y-1$ 回目)

写真-7 試験体 A1 の破壊状況



写真－8 試験体 A1 のせん断補強鉄筋の破断状況

