

土木研究所資料

ディープビームやフーチングの
せん断耐力に関する研究

平成13年11月

独立行政法人土木研究所
構造物研究グループ基礎チーム

Copyright © (2001) 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。

ディープビームやフーチングのせん断耐力に関する研究

構造物研究グループ(基礎) 上席研究員 福井 次郎

研 究 員 白戸 真大

梅原 剛

要 旨

平成8年に改訂された道路橋示方書では、橋脚、橋台のフーチングや頂版のせん断耐力評価法として、アーチ効果を考慮したせん断耐力算定式が導入された。導入された算定式は、ディープビームの既往の載荷実験結果に基づき提案されたものであるが、今回、新たに実験データを収集すること、及び、実験結果のばらつきに与える要因を分析することによりせん断耐力算定式を改良した。また、あわせて、杭基礎フーチングのように多点載荷を受けるディープビームのせん断耐力、及び、ディープビームにおけるせん断補強鉄筋の効果に関して、既往の実験データを用いて評価を行ない、せん断力算定式に反映させた。

キーワード：ディープビーム，フーチング，せん断，下面主鉄筋，多点載荷，スターラップ

明治三十四年九月一日
午後二時

明治三十四年九月一日

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

午後二時

目 次

1. はじめに	1
2. ディープビームにおけるせん断耐力のコンクリート負担分	3
2.1 ディープビームにおけるタイドアーチ的耐荷機構のモデル化	3
2.2 実験データ	4
2.3 実験データの分析	6
(1) すべてのデータを用いた c_{dc} の算定	6
(2) b/d の影響と吟味したデータによる c_{dc} の算定	6
2.4 信頼性解析に基づくコンクリート負担分の安全性評価	10
3. 杭基礎フーチングにおけるせん断スパンの設定法	15
3.1 応力の流れを示す指標としてのせん断スパンの検討	15
3.2 複数の照査杭列を持つ杭基礎フーチングのせん断スパン設定への応用	16
4. ディープビームにおけるスターラップによるせん断補強効果	20
4.1 実験データの整理と必要なせん断補強鉄筋量の算定方法の提案	21
4.2 安全性を考慮したせん断耐力式の設定例	22
5. まとめ	24
参考文献	25
付録 I 平成 8 年版道路橋示方書における RC 梁のせん断耐力算定式	29
付録 II ディープビームにおけるせん断耐力のコンクリート負担分算定の検討に用いたデータを 収集した文献とデータの一覧	31

（一）

（二）

（三）

（四）

（五）

（六）

（七）

（八）

（九）

（十）

（十一）

（十二）

（十三）

（十四）

（十五）

（十六）

（十七）

（十八）

（十九）

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以後、道路橋示方書では大地震に対する耐震設計法として基礎に関しても地震時保有水平耐力法が導入された。それに伴い、部材の設計に関しても、許容応力度照査から耐力照査へと照査法が変更された。フーチングや頂版(以下、特に断りの無い場合は、両者をまとめてフーチングと呼ぶ)のせん断耐力は、これらの部材が厚い部材でありディープビーム的なせん断耐荷機構が認められることから、フーチングをディープビームとしてモデル化できる場合には、はりとして計算されるせん断耐力をせん断スパン比に応じて割り増すものとしている。

しかし、地震時保有水平耐力法の導入による設計地震力の増大に対して、フーチングの設計せん断耐力の増加は一般に小さかったため、平成8年の道路橋示方書により設計されたフーチングは、従来基準により設計されたものより寸法だけではなく配筋量も著しく増大する結果となっている。一方で、フーチングの地震被災事例はほとんどなく、兵庫県南部地震において軽微なひび割れが生じたものが数基あったのみである。

このような現状になっている主な要因は、入力地震動の評価の問題などもあるが、以下に示すようにフーチングのせん断耐力を過小評価していることが考えられる。

1. 平成8年版道路橋示方書 IV 下部構造編¹⁾(以下、「H8 道示」という)で導入されたせん断耐力算定式は、既往のディープビームの載荷実験結果に基づき提案されたものであるが、実験データのばらつきが非常に大きい。そのため、せん断耐力式はかなり安全側と考えられる値に設定されている²⁾。したがって、ばらつきの要因を明らかにし、データの信頼性を向上させる必要がある。
2. 杭基礎フーチングでは、各杭位置と橋脚より $h/2$ (h はフーチング高) 離れた位置で、せん断力に対する照査を行うことにしているが、せん断耐力算定に用いるせん断スパンはせん断耐力の照査位置に関わらず柱前面から最外杭中心までの距離としている。このため、一般に柱に近いほど断面に生じるせん断力は大きくなって行くのに対して、せん断耐力は変化しない。しかし、せん断耐力も、本来であればせん断スパン比の小さい、柱に近い照査位置ほど大きくなっていると考えられる。
3. スターラップによるせん断補強効果をせん断スパン比により低減するものとしているが、せん断耐力が不足した場合に、設計上はせん断補強鉄筋が多量に配置されることもあり、施工に支障が出る事例も生じている。一方で、ディープビームにおけるせん断補強鉄筋の効果は明らかになっていない。

そこで、本資料では、まず、新たにディープビームのせん断載荷実験結果を収集し、実験結果のばらつきに関する要因分析を行う。そして、それに基づき、用いる実験データの吟味を行った上でせん断耐力算定式の再評価を行う。次に、既往の多点載荷されたディープビームのせん断載荷実験結果を収集し、杭基礎フーチングにおけるせん断スパンの取り方に関して検討する。最後に、スターラップを有するディープビームの既往のせん断載荷実験結果を分析し、ディープビームにおけるスターラップの効果を評価する。そして、これらの結果を踏まえて、フーチングのせん断耐力評価法を提案する。

なお、上記の問題点の他に、H8 道示では、フーチング上面側が引張りになる場合のフーチングのせん断耐力に関しては、ディープビームとしての特性を考慮してせん断耐力を評価する方法が導入されていないことも、フーチングの断面・配筋諸元を増加させている要因となっている。これに関しても、我々は耐力の評価方法に関する研究成果を文献^{3),4),5)}にまとめているので参考にされたい。

2. ディープビームにおけるせん断耐力のコンクリート負担分

2.1 ディープビームにおけるタイドアーチ的耐荷機構のモデル化

二羽^{6),7)}は、ディープビームにおけるせん断耐荷機構を図-1のようなタイドアーチモデルでモデル化している。図-1のタイドアーチの力の釣り合いは、次式で表される。

$$D \sin \theta - S = 0 \quad (1)$$

$$D \cos \theta - T = 0 \quad (2)$$

$$T - C = 0 \quad (3)$$

ここに、 S は作用せん断力、 D はアーチリブに生じる圧縮力、 T は主鉄筋に生じる引張り力、 C ははり上縁のコンクリートに生じる圧縮力、 θ はアーチリブと主鉄筋がなす角度で、

$$\sin \theta = \frac{d}{\sqrt{a^2 + d^2}}, \quad \tan \theta = \frac{d}{a} \quad (4)$$

である。ここに、 d は有効高、 a はせん断スパンである。ここで、簡単のため、以下の仮定をする。

1. アーチリブの高さ W は、支承版幅 r のアーチリブ方向の射影長さとする。

2. アーチリブに生じるコンクリートの圧縮応力は一様で σ'_c である。

以上の仮定より、アーチリブに生じる圧縮力 D は次式で表される。

$$D = \sigma'_c b r \sin \theta \quad (5)$$

ここに、 b ははりの断面幅であり、支承版の奥行き方向の幅も同じとする。式 (1), (2), (4), (5) より、はりに生じるせん断力は次式で表せる。

$$S = \sigma'_c b r \frac{1}{1 + (a/d)^2} \quad (6)$$

$$S = T(d/a), \quad T = A_s \sigma_s \quad (7)$$

ここに、 A_s は主鉄筋の断面積、 σ_s は主鉄筋に生じる応力度である。この式より、 a/d の小さいはりの耐力は、アーチリブコンクリートの圧壊、または、主鉄筋の降伏で定まることが分かる。

ここではコンクリートが負担するせん断耐力を検討しているので、主鉄筋の降伏や、付着切れ、定着切れは生じないものとしている。よって、式 (6) がタイドアーチモデルによるディープビームのせん断耐力式であり、一般化して次式で表す。

$$S_{dc} = \frac{R}{1 + (a/d)^2} \quad (8)$$

ここに、 S_{dc} がディープビームのせん断耐力のコンクリート負担分、 R はコンクリートの圧縮強度や支承版幅、主鉄筋比、有効高、骨材のかみ合わせ、材料の不均質性、供試体の初期不整等の影響によ

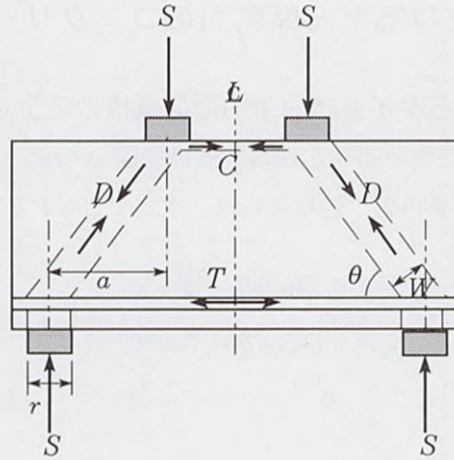


図-1 タイドアーチモデルによるせん断耐荷機構

り決まる関数である。そこで、これらの効果を加味し、また、設計実務上の便宜を図るため通常のはりのせん断耐力式と関係づけ、次式でディープビームのせん断耐力を表すものとする。

$$S_{dc} = c_{dc} S_c, \quad c_{dc} = \frac{K}{1 + (a/d)^2} \quad (9)$$

ここに、式(8)の R は様々な要因で決定される関数であったが、ここでは簡単のためはりのせん断耐力 S_c に定数 K を乗じたもので置き換えた。 S_c は、H8 道示の RC はりのせん断耐力式を用い、軸方向鉄筋比の影響、有効高の影響、コンクリート強度の影響などの要因を考慮するものとした。H8 道示の S_c の算定式に関しては、付録 I を参照されたい。

2.2 実験データ

ここでの検討に用いる実験データとして、付録 II にまとめた複数の文献から 169 データを選んだ。式(6)によれば、せん断耐力は支承幅の影響を受けることが予測される。また、実験的にも、支承版の幅によってせん断耐力が変動することが示されている^{6),7),8)}。しかし、杭基礎フーチングを考えた場合、杭位置で照査を行う際に、杭頭断面力の分布形状より有効な載荷幅およびその断面力の重心位置を算定するのは設計実務上非常に煩雑である。そこで、実験データの整理においては、図-2に示すように、H8 道示の杭基礎フーチングのせん断スパンの設定に準じて、載荷版中心と支承版の縁端間の距離をせん断スパン a とすることにした。なお、支承版や載荷版の形状が不明なデータは、各文献に示される値をそのまま用いた。

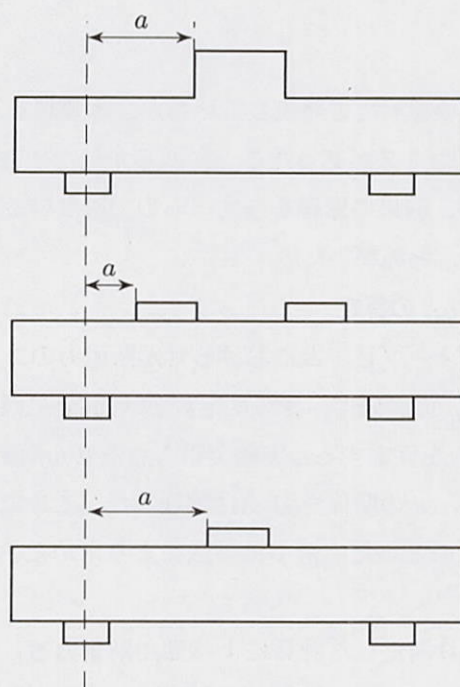


図-2 実験データの整理に用いたせん断スパン a の取り方

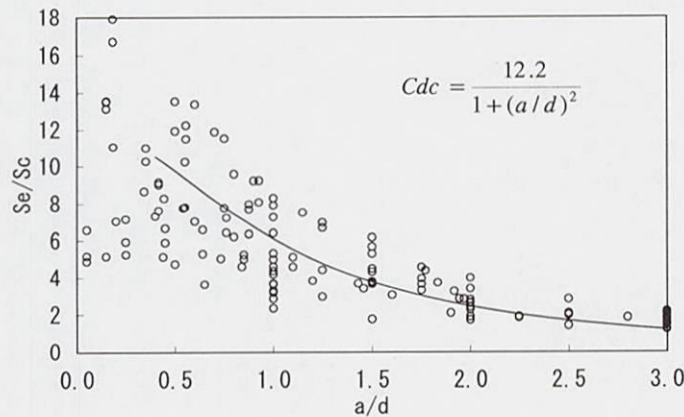


図-3 S_e/S_c と a/d の関係 (その1)

2.3 実験データの分析

以下の節の分析は、筆者らは文献⁹⁾にて発表しているが、本資料をまとめるあたりデータの再確認を行ったところ、4データで入力ミスがあったことが明らかになった。したがって、文献⁹⁾と若干数値などが異なるところがあるが、結果に影響を与えるものではないことをお断りしておく。データのミスがあったことをここに記し、お詫びしたい。

(1) すべてのデータを用いた c_{dc} の算定

式(9)から分かるように、ディープビームにおけるせん断耐力のコンクリート負担分の算定は、せん断スパン比による補正係数 c_{dc} の評価に、さらに定数 K の評価に置き換えられる。そこで、ここでは、回帰分析により式(9)の K を算定する。実験で得られたせん断耐力 S_e と計算で求まる RC はりのせん断耐力 S_c の比 S_e/S_c と a/d の関係を図-3に整理した。ここでは、 $0.4 \leq a/d \leq 3.0$ の範囲の151データを用いて回帰するものとした。最小自乗法により求めた K を K_1 とすると、 $K_1 = 12.2$ となった。

求めた K_1 を用いた c_{dc} により補正した計算によるせん断耐力 S_{dc} と実験値 S_e との比較を図-4に示す。実験値は、計算値に対して平均値 1.11、変動係数 31.6% で分布している。計算値に対して実験値は非常にばらつきの大きい結果となっている。これは、 K_1 が本来は様々な要因を含んでいるものを、定数で表していることが理由の一つと考えられる。また、図中、「供試体 No.」とは、付録 II の供試体 No. に一致しているが、研究者間でも実験結果の差が大きいことが分かる。

(2) b/d の影響と吟味したデータによる c_{dc} の算定

K_1 を用いた式(9)に対して、実験値の分布は非常にばらつきが大きかった。これは、上述のように、本来は様々な要因を含んでいる式(8)の R を定数 K で置き換えていることが理由の一つと考えられる。

例えば、供試体の奥行き幅 b が高さに対して薄すぎるものは、初期不整の影響により面外力が発現する可能性が大きい。よって、同じコンクリート強度、引張り鉄筋比の供試体でも、 b/d の小さい供試体は、 b/d の比較的大きな供試体に比べて単位幅当たりのせん断耐力が低下する可能性がある。

そこで、 $S_e/S_{dc}(K_1)$ と b/d の関係を整理した図を図-5に示す。この図より、 $b/d < 0.25$ の場合は、他の実験結果に比べて明らかにせん断耐力が小さく、 $b/d \geq 0.25$ の範囲と全く異なった傾向が

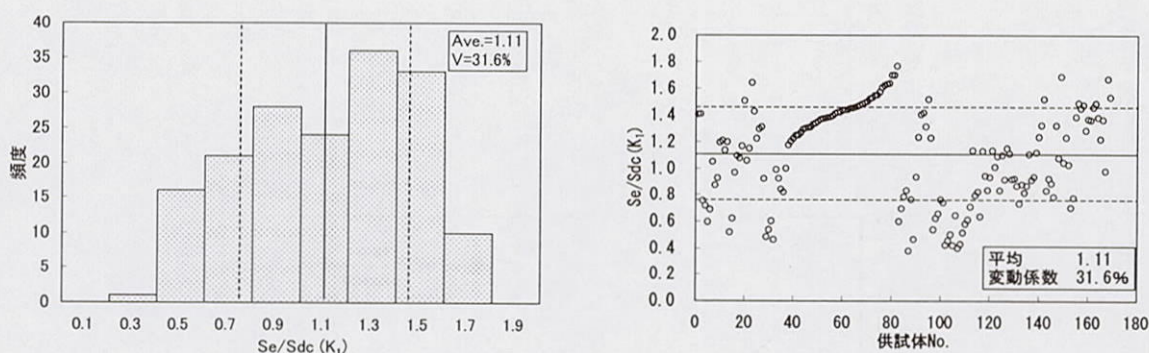


図-4 K_1 を用いた c_{dc} により補正した計算値と実験値との比較 (実線：平均値，破線：平均値 ± 標準偏差)

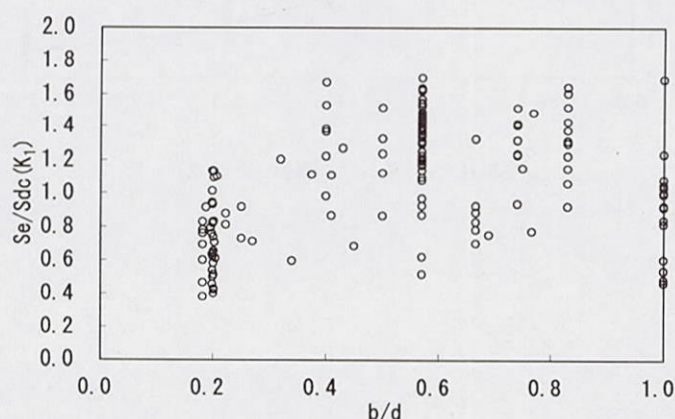


図-5 $S_e/S_{dc}(K_1)$ と b/d の関係

見て取れる。また、 $b/d \geq 0.4$ では、 b/d に関わらずほぼ一定となる傾向を持っている。橋梁基礎のフーチングや頂版の場合、有効高に比べて部材幅が大きいため、 b/d の小さい範囲のデータを除外して評価することが合理的である。

$b/d \geq 0.4$ のデータを用いて新たに式 (9) の K を算定し直した。なお、ここで、部材幅 b が不明のデータはそのまま採用することにした。回帰に用いたデータ数は 121 データである。その結果を K_2 で表すものとする、 $K_2 = 14.0$ となった。図-6は、図-3と同様にデータを整理した図である。この K_2 を用いて式 (9) より算定した計算値 $S_{dc}(K_2)$ と実験値 S_e との比を図-7に示す。実験値は、実験データ 121 データに対し、平均値 1.08、変動係数 23.6% で分布しており、 K_1 を用いた場合よりばらつきが低減された。また、 a/d と $S_e/S_{dc}(K_2)$ の関係は、ほぼ一定の値を示していることから、せん断スパン比に応じた補正が適切になされていることが分かる。

ここで、図-6、7より、計算値 S_{dc} に比べ実験値 S_e が 0.6 倍以下と、変動係数に対して著しくばらつきの大きいデータがいくつか存在していることが見て取れる。これらのデータについて分析した結果、実験で得られたせん断耐力 S_e が、計算上の終局曲げモーメントを発生させる荷重 P_{mu} 以下であることが判明した。そこで、すべてのデータに関して $P_{mu}/S_{dc}(K_2)$ と $S_e/S_{dc}(K_2)$ の関係を整理し

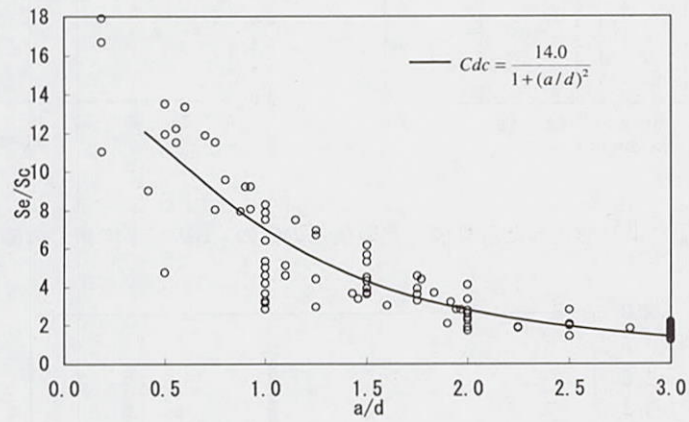


図-6 S_e/S_c - a/d 関係 (その 2)

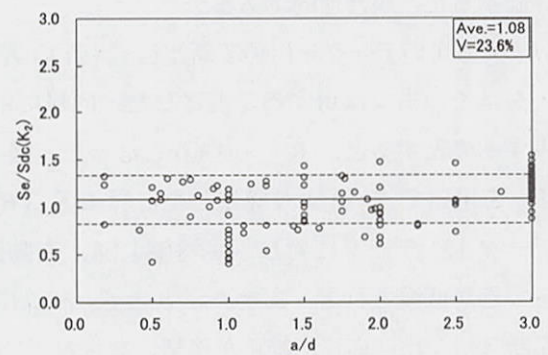
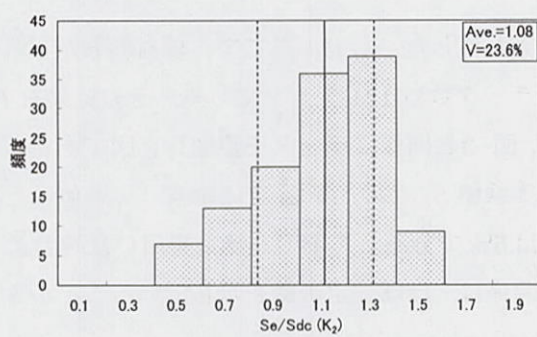


図-7 K_2 を用いた c_{dc} により補正した計算値と実験値との比較 (実線：平均値，破線：平均値 ± 標準偏差)

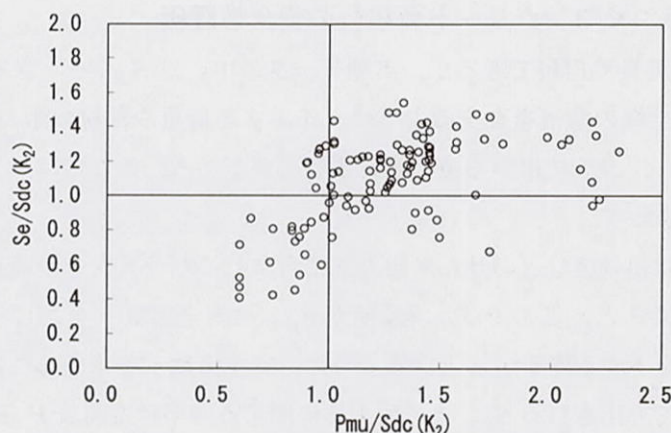


図-8 曲げ・せん断耐力比がせん断耐力に与える影響

てみたものが図-8である。ここに、 P_{mu} は次式で算定した。

$$P_{mu} = \frac{A_s \sigma_{sy}}{a} \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} b} \right) \quad (10)$$

ここに、 σ_{sy} は引張主鉄筋の降伏強度、 A_s は引張主鉄筋の断面積である。

図-8において、 $P_{mu}/S_{dc}(K_2)$ が 1.3 程度以上では $S_e/S_{dc}(K_2)$ は一定になるが、 $P_{mu}/S_{dc}(K_2)$ が 1.3 程度以下では $P_{mu}/S_{dc}(K_2)$ が小さくなるにしたがって $S_e/S_{dc}(K_2)$ が小さくなる傾向も見られる。 $S_e/S_{dc}(K_2) < 0.6$ のデータはすべて $P_{mu}/S_{dc}(K_2) < 1$ の範囲に存在しており、これらの供試体の破壊形態が曲げ破壊であったと考えられる。しかし、明確な原因は特定できなかった。

以上より、本資料では、ディープビームのせん断耐力におけるコンクリートのせん断耐力負担分の平均的な値 S_{dc0} は、H8 道示に示される細長いはりのせん断耐力負担分 S_c に、次式の c_{dc0} を乗じることにより求まるものとする。

$$S_{dc0} = c_{dc0} S_c, \quad c_{dc0} = \frac{14.0}{1 + (a/d)^2} \quad (11)$$

2.4 信頼性解析に基づくコンクリート負担分の安全性評価

S_{dc0} は実験結果を精度良く再現できるが、実験データの中には S_{dc0} を下回るものもある。設計においては、構造物が安全性の余裕を有するように、作用する荷重や部材の耐力（ここでは S_{dc0} ）に対して、安全係数を考慮し、設計に用いる値を設定する必要がある。ここでは、せん断の設計に用いる安全係数の設定の一例を示す。

ただし、ここでは、材料強度などのせん断耐力式に含まれるパラメーターや荷重は、確定値として扱うものとする。言い換えると、ここでは、実験値が S_{dc0} に安全係数 γ を乗じることにより求まる設計に用いるせん断耐力を下回る確率が α となるように、安全係数 γ を求めることを試みる。

実験値 S_e と式 (11) で算出される S_{dc0} との耐力比に関する確率密度関数 P を定義する。

$$P = \frac{S_e}{S_{dc0}} \quad (12)$$

ここに、 P は、正規分布に従うと仮定し、平均値 $\bar{P}$ 、標準偏差 σ_P とする。したがって、変動係数 V_P は、

$$V_P = \frac{\sigma_P}{\bar{P}} \quad (13)$$

である。

安全係数 γ を考慮したときに超過確率が α になるように γ を決定したい。それは、図-9に示すように、安全係数 γ を考慮したときのせん断耐力比の確率密度分布 P_N 、

$$P_N \equiv P/\gamma = \frac{S_e}{\gamma S_{dc0}} \quad (14)$$

に関して、 $P_N \leq 1$ となる確率が α となるように γ を決定することである。確率密度分布 P_N の平均値 $\bar{P}_N$ を標準偏差 σ_{P_N} を用いて次のように表す。

$$\bar{P}_N = 1 + \beta \sigma_{P_N} = 1 + \beta V_{P_N} \bar{P}_N \quad (15)$$

ここに、 β は、いわゆる安全性指標と呼ばれるものである。ここで、 P と P_N で変動係数が変化しないと仮定すると

$$\begin{aligned} \bar{P}_N &= 1 + \beta V_P \bar{P}_N \\ \bar{P}_N &= \frac{1}{1 - \beta V_P} \\ \gamma &= \frac{\bar{P}}{\bar{P}_N} = (1 - \beta V_P) \bar{P} \end{aligned} \quad (16)$$

となる。したがって、 V_P 、 $\bar{P}$ は図-7に示すとおりであるので、 β の値を与えることにより、対応する γ が算出される。

γ の設定は、現在設計されている構造物の安全性に相当する安全余裕度が見込まれるように行うのが良い。しかし、 α が1%や5%になるように β が設定されることや、または直接的に β が1, 2, 3などになるように設定されることも多い。たとえばH8道示のはりのせん断耐力式と文献¹⁰⁾で収集されている載荷試験データを比較すると、 P 、 P_N が正規分布であるならば、H8道示のはりのせん断耐力式は式 (16) において $\beta = 2$ 程度の安全性を保持している¹¹⁾。

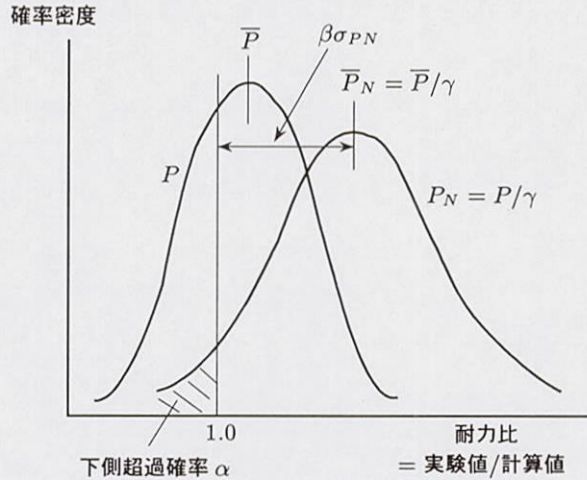


図-9 部分安全係数の概念図

P, P_N が正規分布であると仮定すれば,

$$\alpha = 5\% \text{ (信頼区間 } 90\%, \text{ 下側超過確率 } 5\%) \leftrightarrow \beta = 1.64$$

$$\alpha = 2.3\% \text{ (信頼区間 } 95.4\%, \text{ 下側超過確率 } 2.3\%) \leftrightarrow \beta = 2$$

の関係がある。これより、例として、 $\beta = 1.64$ および $\beta = 2$ の安全性に対応する安全係数 $\gamma_{1.64\sigma}$ および $\gamma_{2\sigma}$ をそれぞれ求めると、

$$\gamma_{1.64\sigma} = 0.66, \quad \gamma_{2\sigma} = 0.57 \quad (17)$$

となる。よって、超過確率 5% または $\beta = 2$ の安全性を有するコンクリート負担分に関する補正係数は、式 (11) に、この安全係数を乗じることにより次式で表される。

$$c_{dc1} = \frac{9.24}{1 + (a/d)^2} \quad \text{or} \quad c_{dc2} = \frac{7.98}{1 + (a/d)^2} \quad \text{ここに, } 0.4 \leq a/d \leq 3.0 \quad (18)$$

図-6 に c_{dc1}, c_{dc2} を描き加えたものを図-10 に示す。また、実験値 S_e と、 $S_{dc0} = c_{dc} S_c, S_{dc1} = c_{dc1} S_c, S_{dc2} = c_{dc2} S_c$ のおのおのの比を比較した結果を図-11 に、対応するせん断耐力比 P の確率密度分布の変化を図-12 に示す。

なお、本資料で求めた c_{dc} は H8 道示に示されるはりのせん断耐力 S_c に対して算定されたものであることに注意しなければならない。また、文献¹²⁾に示される実験結果によれば、降伏曲げモーメントに達しない変位量で繰り返し載荷される RC ディープビームのせん断耐力の低下はわずかであるが、降伏曲げモーメントに達する変位以上の変位で繰り返し載荷を受けると、ディープビームで認められるコンクリートの負担するせん断耐力の増加分が認められなくなる。これは、繰返し載荷による多方向のひび割れの発生により、コンクリートの強度が急激に低下するためと考えられる。したがって、アーチ効果によるコンクリートのせん断耐力の補正係数 c_{dc} の適用にあたっては、曲げに関する設計において、部材の降伏によるエネルギー吸収を期待した設計を行わないのが良いだろう。

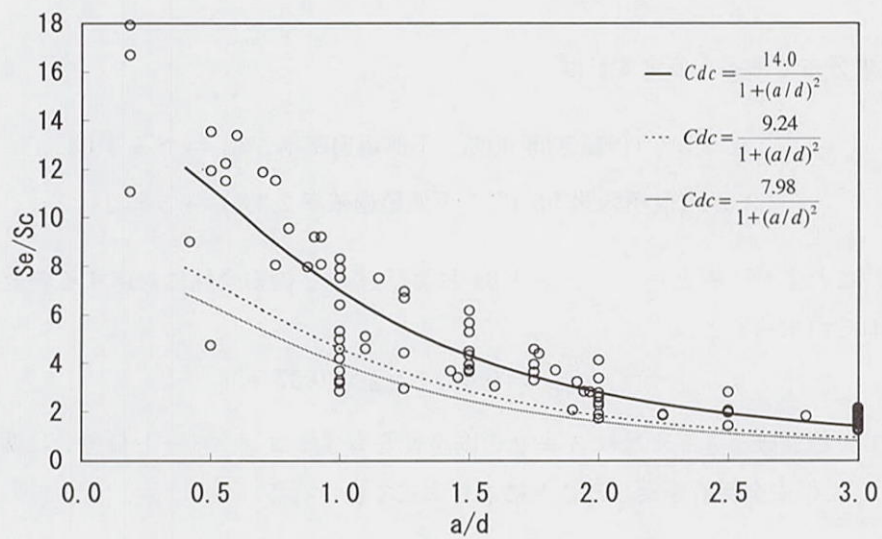
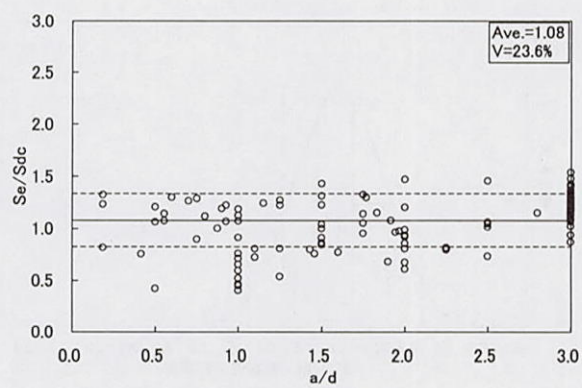
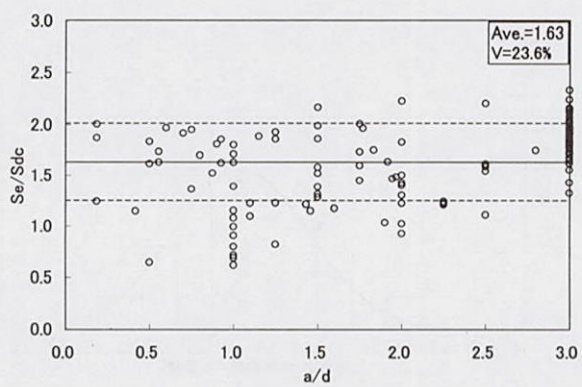


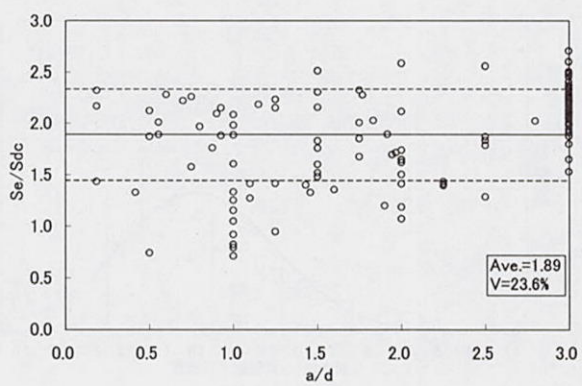
図-10 特性値 $\bar{c}_{dc}$ および安全係数を乗じた c_{dc}



$\gamma = 1.0$

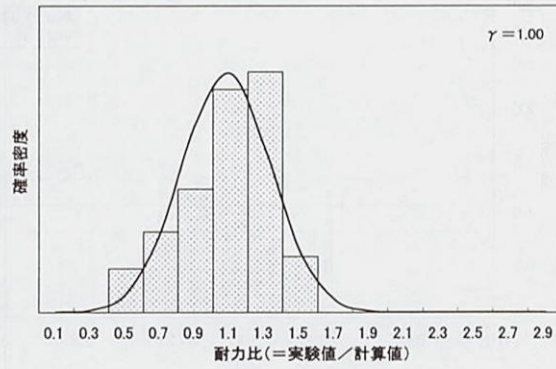


$\gamma_{1.64\sigma} = 0.66$

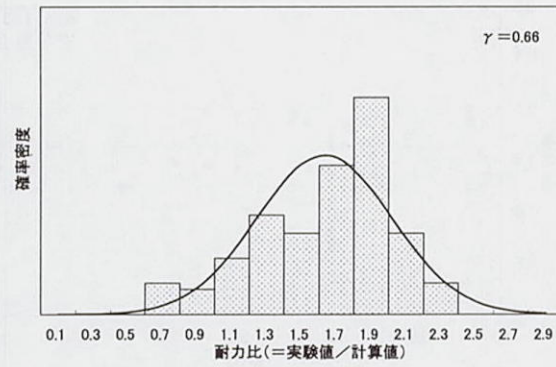


$\gamma_{2\sigma} = 0.57$

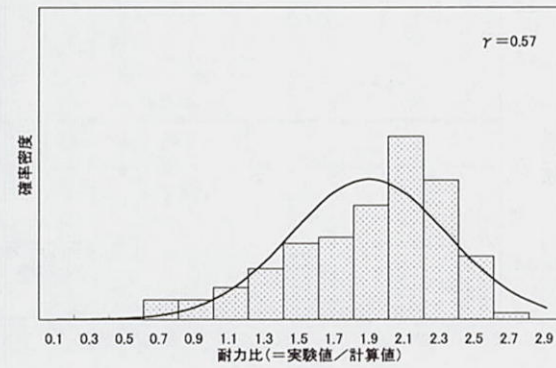
図-11 提案する c_{dc} により補正した計算値と実験値との比較 (実線：平均値，破線：平均値 $\pm$ 標準偏差)



$$\gamma = 1.0$$



$$\gamma_{1.64\sigma} = 0.66$$



$$\gamma_{2\sigma} = 0.57$$

図-12 せん断耐力比 $P(= \text{実験値} / \text{計算値})$ の確率密度分布

3. 杭基礎フーチングにおけるせん断スパンの設定法

2.では、ディープビームのせん断耐力の増加に関するアーチ効果の影響を定量的に評価してきたが、対象は、ディープビームに1点、または対称2点載荷されたものであり、載荷点と支承版の間でせん断力が一定となる場合の実験結果に対するものであった。

一方、柱前面に複数の杭列を持つ杭基礎フーチングは、対称軸(橋脚)をはさんで片側で多点載荷されるものであり、生じるせん断力はフーチング軸線方向に変化するものである。このとき、各載荷点においてそれぞれアーチ効果によるせん断耐力の増加を評価する方法は、未だ明確になっていない。例えば、H8道示では、補正係数 c_{dc} の算定に用いる杭基礎フーチングのせん断スパンを、いずれの杭位置のせん断耐力の算定に用いる場合であっても、一律、柱前面から最外縁の杭の中心までの距離としている。せん断耐力式自体が安全性を考慮しているうえにこの設定は安全側すぎると考えられる。また、土木学会コンクリート標準示方書¹³⁾では、ディープビームのせん断耐力の算定に用いるせん断スパンは支承から個々の荷重作用位置としているものの、せん断耐力の照査は、個々の荷重作用位置でのせん断力とせん断耐力の比 y_i を算出し、その合計である $\sum y_i$ が1.0以下であることとしている。したがって、個々の荷重に対する照査というより、ディープビーム全体として安全性を確保するという考え方を採用していると理解できるが、やはり非常に安全側の設計を行っていると考えられる。

これらを合理的な耐力評価方法へ変えるためには、ディープビーム内での圧縮力の流れを考慮し、柱前面からの距離が近い位置でのせん断耐力をより合理的に評価することが良いと考えられる。ここでは、その手法を検討する。

3.1 応力の流れを示す指標としてのせん断スパンの検討

2.のディープビームのせん断耐力の評価においては、せん断スパンを幾何学的なパラメータとして扱ってきた。ここでは、岩崎ら¹⁴⁾の検討に基づき、部材の荷重状態からせん断スパンを定義する。

たとえば、簡単な例として図-1のような2点対称載荷を受ける単純ばりを考える。せん断スパン a は、部材の断面力を用いて次式で表すこともできる。

$$a = M/V \quad (19)$$

ここに、 M 、 V は、それぞれ載荷点での曲げモーメントとせん断力である。そして、このせん断スパンにおいて、載荷点から支点へと図-1のように直線的に荷重が伝達されると考える。

次に、簡単のために図-13のように、単純支持されたディープビームが、対称条件で同じ大きさの荷重を多点載荷されている状態を考える。同様に載荷点での曲げモーメントとせん断力の比をとると次式ようになる。

$$\begin{aligned} \text{載荷点 1: } a_1 &= \frac{M_1}{S_1} = L_1 \\ \text{載荷点 2: } a_2 &= \frac{M_2}{S_2} = \frac{L_1 + 2L_2}{2} \\ \text{載荷点 3: } a_3 &= \frac{M_3}{S_3} = L_1 + L_2 + L_3 \end{aligned}$$

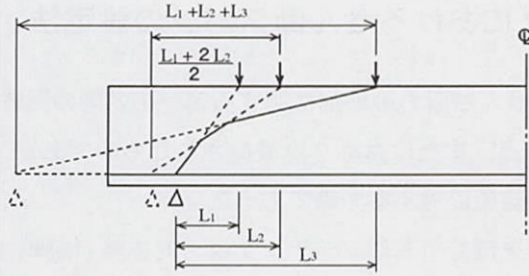


図-13 対称多点载荷を受ける単純支持されたディープビーム

ここに、 L_i は、支点から各载荷点までの距離である。図-13において、各载荷点からこのせん断スパンに沿って直線的に荷重が流れるものとし、その包絡線を取ってみると、アーチ状の折れ線が現れる。すなわち、载荷点での曲げモーメントとせん断力の比を持ってせん断スパンとすることは、各载荷点からこの折線アーチに沿って圧縮ストラットが形成され、圧縮力が支点まで流れているものとモデル化していることになる。

3.2 複数の照査杭列を持つ杭基礎フーチングのせん断スパン設定への応用

既往の多点载荷によるディープビームの载荷試験結果に上記の考え方を適用し、せん断スパンの設定に関する検証を行う。

対象とする実験は、文献^{14),15)}の実験で、いずれもスターラップを有しない条件での実験である。これらの実験に対して、以下の条件で試算を行い、実験値との比較を行う。

- 照査断面はおのものの荷重载荷点とする。
- 各照査断面 i でのディープビームの計算せん断耐力 S_{dc0i} は、式 (11) により算定する。
- 式 (11) に用いる有効高 d は各照査断面 i の有効高 d_i をそれぞれ用いる。
- 式 (11) に用いるせん断スパン a は以下の 2 ケースを考える。
 - － ケース 1 (H8 道示による従来法): すべての照査断面に対して、図-14, 15における最大の $L_{\max}$ としたとき。
 - － ケース 2 (提案法): 各照査断面 i に対して、
 - * 単純ばりのとき: $a_i = |M_i/S_i|$
 - * 片持ちばりのとき: $a_i = |M'_i/S'_i|$

ここに、 a_i は各照査断面での c_{dc0i} の算出に用いるせん断スパン、 M_i 、 S_i はそれぞれ実験供試体破壊時に各照査断面 i に生じていた曲げモーメントとせん断力、 M'_i 、 S'_i はそれぞれ実験供試体破壊時に照査断面 i とその外側に作用する荷重が固定端に作る曲げモーメントとせん断力である。単純ばりで中央部に 1 点载荷を受ける場合は、その点はちょうど固定端と同じ力学的条件 (たわみ角が 0) になるが、その場合から類推して片持ちばりの場合の式を設定した。

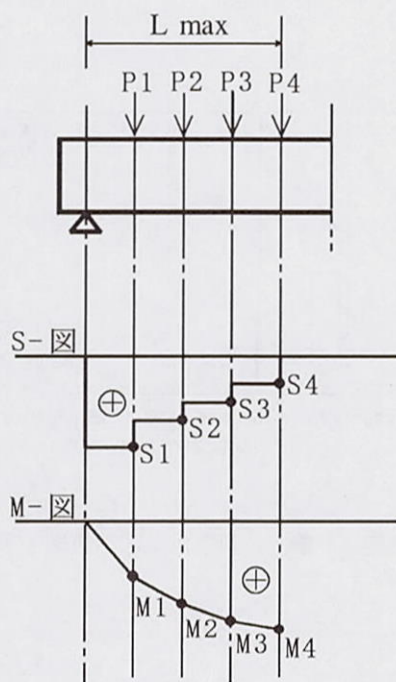


図-14 断面に生じる曲げモーメントとせん断力 (単純ばり)

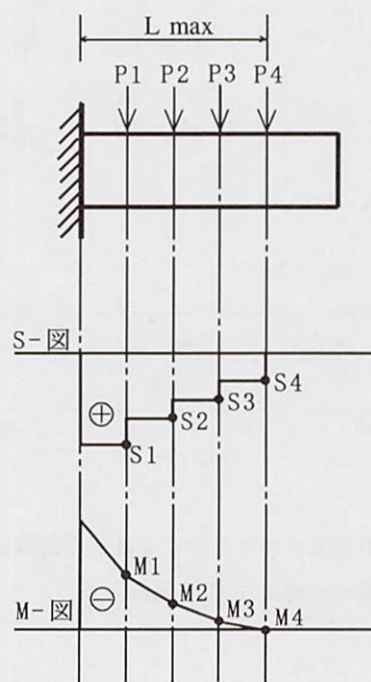


図-15 断面に生じる曲げモーメントとせん断力 (片持ちばり)

破壊時に生じていた各照査断面 i でのせん断力 S_{ei} と計算せん断耐力 S_{dcoi} の比である S_i/S_{dcoi} の最大値 $(S_{ei}/S_{dcoi})_{\max}$ をグラフにしたのが図-16, 17である。単純ばりの場合は●印で、片持ちばりの場合は○印で示している。各载荷点での荷重は、破壊に至るまで载荷点間で一定の比を保ちながら増加させたものとする。 $(S_{ei}/S_{dcoi})_{\max}$ の断面が破壊断面であると考えられる。せん断スパンの取り方をH8道示と同様にしたケース1では、実験値は、計算値に対して、平均値が3.46、変動係数が47.7%で分布するのに対し、岩崎らの提案に基づくケース2では平均値が2.10、変動係数が32.2%で分布し、ケース1に比べて、平均値が1に近くなり、ばらつきも少なく算定できるようになる。なお、筆者らは文献⁹⁾で同じ実験データの整理結果を発表しているが、ケース2の片持ちばりの場合の計算が誤っていたため、図-17、および、平均値、変動係数が異なっている。ここに、重ねて訂正し、お詫びしたい。

実験のひび割れ図に、提案法により予測される圧縮力の流れを重ね書きしたものが図-18である。ここでは、建設省土木研究所コンクリート研究室¹⁵⁾が行った単純ばりの実験2ケースを選んだ。このように、いずれの場合も、提案法の予測する圧縮力の流れは、実験で生じたひび割れの形状をよく予測している。せん断スパンの設定に関しては、本提案法以外にも、例えばFEM解析などにより詳細に部材内の圧縮主応力分布を調べる方法もあるが、提案法でも、実務上、簡便、かつ、十分な精度でせん断スパンの設定を行えると言える。

参考までに、土木学会コンクリート標準示方書¹³⁾に提案されている手法、および、各载荷点までの距離 L_i をせん断スパン a_i として通常の細長いはりと同様に $a_i = L_i$ としてせん断耐力を評価する方法に関しても、それぞれ実験結果との比較を行った。

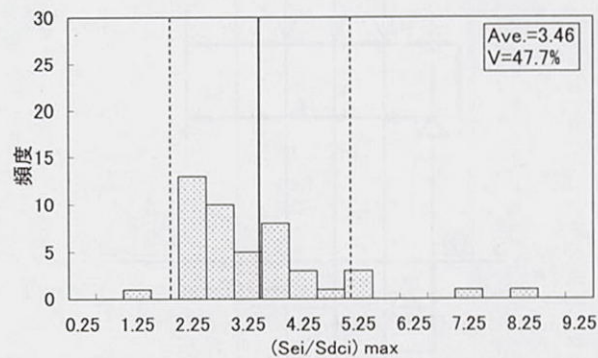
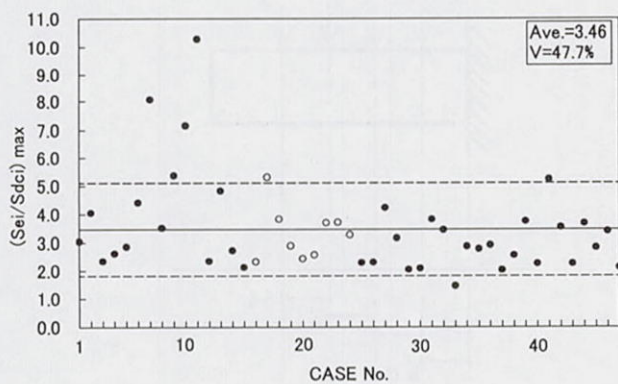


図-16 多点載荷実験における実験値と計算値の比較：ケース 1 (単純ばり●，片持ちばり○，実線：平均値，破線：平均値 ± 標準偏差)

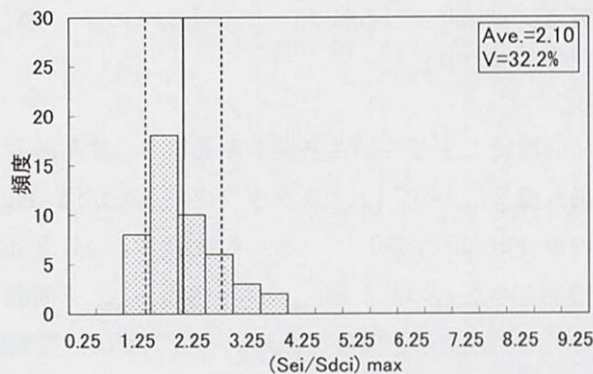
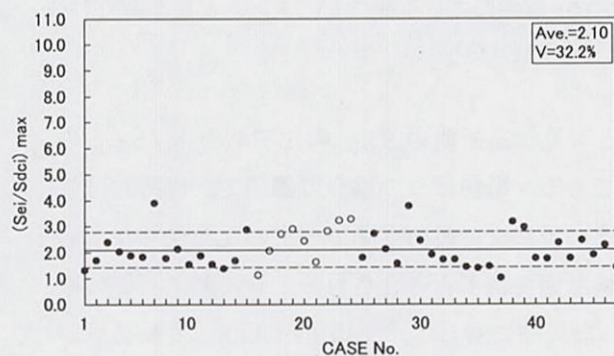


図-17 多点載荷実験における実験値と計算値の比較：ケース 2 (単純ばり●，片持ちばり○，実線：平均値，破線：平均値 ± 標準偏差)

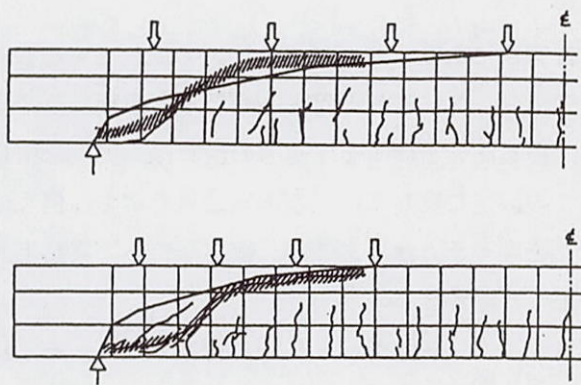


図-18 文献¹⁵⁾の実験におけるひび割れ図と提案法により予測されるひび割れの比較例

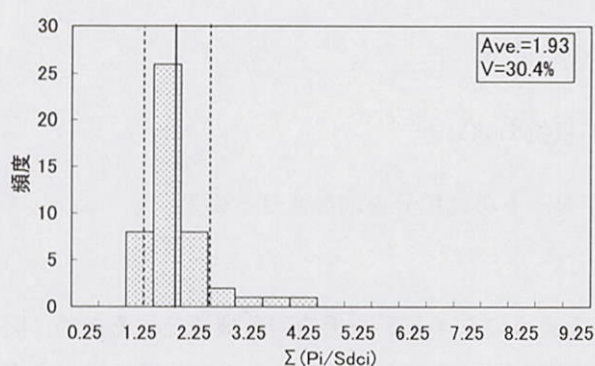


図-19 コンクリート標準示方書と同様の手法を用いた場合 (実線：平均値，破線：平均値 ± 標準偏差)

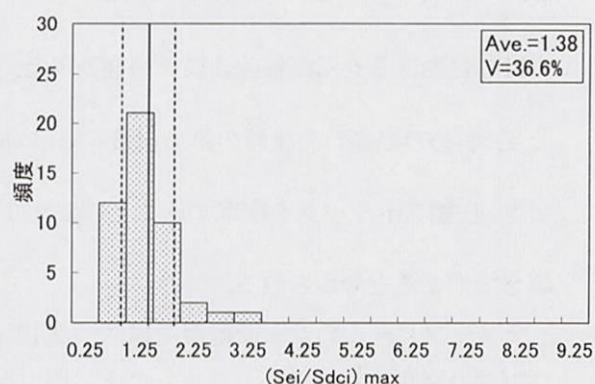


図-20 通常のはりと同様のせん断スパンの設定を用いた場合 (実線：平均値，破線：平均値 ± 標準偏差)

図-19に，土木学会コンクリート標準示方書¹³⁾で提案されている手法である，個々の荷重作用位置での作用せん断力 P_i (断面力ではない) とせん断耐力 S_{dc0i} の比 y_i の和を取ったものの分布を示す。ここに，個々の照査断面のせん断耐力 S_{dc0i} の算定に用いるせん断スパン a_i は，支承から照査断面までの距離 L_i を取るものとしている。ただし，提案手法との結果の比較を明確にするため，荷重載荷位置断面のディープビームのせん断耐力 S_{dc0i} の算定式は式 (11) を用いた。和が 1.0 に達するときがディープビームのせん断耐力であり，提案法である図-17と比べると，コンクリート標準示方書の方法は，極端に安全側というわけではなく，提案法と同程度の精度を有していたことが明らかになった。

せん断スパン a_i を各載荷点までの距離 L_i とした通常のはりと同様のせん断スパンの取り方により同様の評価を行った結果を図-20に示す。実験値は，計算値に対して，平均値 1.38，変動係数 36.6% で分布し，精度が良いという結果が得られている。

このように，多点載荷を受けるディープビームやフーチングのせん断耐力の評価法は力学的に解明すべき課題が残るものであるが，岩崎らの方法に基づく方法は，力学的な解釈が最も容易であり，かつ，精度も比較的良いものであると言える。

4. ディープビームにおけるスターラップによるせん断補強効果

はりにおけるせん断補強鉄筋の補強効果は、主に、

1. 斜めひび割れ発生時の斜め引張り力に対する抵抗の効果と、
2. 圧縮ストラットを拘束することによりコンクリートの負担分を増加させる効果

の2つがあると考えられる。

ディープビームのせん断耐力機構は、2.に示したようにタイドアーチ的耐力機構を取るため、斜めひび割れ発生後も圧縮ストラットによる耐力保持機構が存在する。しかし、せん断スパン比が小さくなるほど、圧縮ストラットの角度、および、ひび割れの角度は部材軸に対して直交してくるため、部材軸に直交して配置されるスターラップに生じるひずみは降伏ひずみに達せず、斜引張力の負担分は低下して行く。ただし、圧縮ストラットの拘束効果は期待しても良いと考えられるため、スターラップを配置する効果は零ではないと考えられる。これらの2つの効果に関して、近年、Walravenら¹⁶⁾、谷村ら¹⁷⁾、松尾ら¹⁸⁾、林川ら¹⁹⁾などが実験による検討を行っている。また、フーチングの設計では通常考慮しないが、曲げ降伏域で繰返し载荷を受けるディープビームについて、河野・渡辺¹²⁾も実験による検討を行っている。

H8 道示では、せん断補強鉄筋の拘束効果によるコンクリートの負担するせん断耐力の上昇分を無視し、修正トラス理論で算定されるせん断補強鉄筋の負担する分を単純にせん断スパン比 a/d に比例して低下させるものとし、低下の度合いを低減係数 c_{ds} で与えている。

$$c_{ds} = (a/d)/2.5 \leq 1 \quad (20)$$

この式(20)に関しては、いくつか問題点も指摘されている。まず、 a/d に比例させて低下させる式(20)自体の妥当性が明らかではない。次に、 a/d が一定の条件のもとでは、計算上はせん断補強鉄筋量が増えるほどせん断耐力の増加が期待できることになるが、Walravenら¹⁶⁾や谷村ら¹⁷⁾の実験によれば、せん断補強鉄筋の効果はせん断補強鉄筋量に比例する形では増加しない。しかし、設計実務的な観点からは、照査の結果、せん断補強鉄筋が必要になった場合に、断面寸法を変更するのではなく、大量のせん断補強鉄筋を配置するという設計結果も生じ得る。つまり、せん断補強鉄筋量を必要以上に配置することでせん断耐力を得ようとするのは、施工を困難にするばかりではなく、合理的な設計を行っているとは言い難い可能性がある。2., 3.の検討によればH8 道示はコンクリートの負担するフーチングのせん断耐力をかなり安全側に見積もっていると考えられること、スターラップを多量に配置することで圧縮ストラットの拘束効果が期待できることから、ただちに危険な設計をしているということにはならないが、せん断補強鉄筋の効果を適切に評価し、せん断補強鉄筋量を有効な量だけ配置する設計が合理的である。

そこで、ここでは、既往のせん断補強鉄筋を有するディープビームの载荷実験に対し、コンクリートの負担分を2.で評価した平均値により算定し、せん断補強鉄筋の負担分を評価し直すことで、 a/d に応じたせん断補強鉄筋負担分の低減、また、せん断補強鉄筋の効果とせん断補強鉄筋比の関係に関して評価を行う。

4.1 実験データの整理と必要なせん断補強鉄筋量の算定方法の提案

ここで対象としたのはせん断補強鉄筋のうち、スターラップのみを有する実験とし、さらに 2.3(2) の検討に基づき $b/d \geq 0.4$ の実験とした。また、橋梁下部構造の設計に用いることを前提とし、コンクリートの圧縮強度も 20.5kN/mm^2 以上のデータを用いるものとした。最終的に用いた実験データは、谷村ら¹⁷⁾、松尾ら¹⁸⁾、林川ら¹⁹⁾ の全 24 データである。

まず、ディープビームのせん断耐力 S_d は次式で求まるものとする。

$$S_d = S_{dc} + S_{ds}, \quad S_{ds} = c_{ds} S_s \quad (21)$$

ここに、 S_{dc} はコンクリートの負担分、 S_{ds} はディープビームにおけるせん断耐力のスターラップ負担分、 S_s ははりのせん断耐力におけるスターラップ負担分、 c_{ds} はスターラップ負担分 S_s をディープビームに適用する時の低減係数である。 S_s は、修正トラス理論により求まるもので次式で算出される。

$$S_s = A_w \sigma_{sy} \frac{z}{s} \quad (22)$$

$$z = d/1.15 \quad \text{if } a \geq d/1.15, \quad z = a \quad \text{if } a < d/1.15$$

ここに、 A_w はスターラップの断面積、 s はスターラップの部材軸方向の配置間隔である。

したがって、コンクリートの負担分を式 (11) で算出される平均値的な値 S_{dc0} とすると、実験結果 S_e を用いて c_{ds} を逆算できる。逆算した結果を c_{dse} で表すものとする、

$$c_{dse} = \frac{S_e - S_{dc}}{S_s} \quad (23)$$

である。

図-21 に逆算した結果を示す。図-21 の直線は、式 (20) であり、せん断スパンの減少に比例して、せん断補強鉄筋の効果が減少するという直線である。図-21 では、式 (20) は、ほぼ平均的なところを通過している。また、 a/d の増加に応じて c_{dse} は 1.0 に近づく傾向が確認できる。

次にせん断補強鉄筋比がせん断補強効果に及ぼす影響を考察する。式 (21) において、コンクリート負担分を式 (11) で算出される S_{dc0} として、スターラップの負担分を c_{ds} に式 (20) を用いて算出される S_{ds} とした計算値 S_d と、実験値 S_e との比を算出する。算出した比とせん断補強鉄筋比 p_w の関係を示した図を図-22 に示す。せん断補強鉄筋比によらず、 S_e/S_d は、ほぼ一定値を示す。したがって、せん断補強効果に及ぼす鉄筋比の影響は、ここで用いた S_{dc} 、 S_{ds} により計算値を算出する場合には見られない。この結果は既往の研究成果^{16),17)} と異なるが、コンクリート負担分をどのように評価するか依存していると予測される。

以上より、 c_{ds} として式 (20) を適用して良いと考えられ、本資料では、スターラップ負担分の平均的な値は、次式で表されるものとする。

$$S_{ds0} = c_{ds0} S_s, \quad c_{ds0} = a/(2.5d) \quad (24)$$

S_{dc0} と S_{ds0} より S_d を算出した結果と実験値との比と、 a/d の関係を図-23 に示す。実験値は、計算値に対して平均値 1.05、変動係数 14.6% で分布する。データ数が少ないこともあるが、コンクリート負担分に比べて変動係数が小さい。

4.2 安全性を考慮したせん断耐力式の設定例

コンクリートのみでせん断力を負担する場合と同様に、せん断耐力式の精度に関する安全係数を設定することを考えてみる。ここでは、実験データ数が20程度であることから、これ以上のデータが蓄積されたとしても平均値は大きく変動しないものと考え、実験値は計算値に対して、平均値1で分布するものとする。また、 c_{ds} のばらつきについては、コンクリート負担分のばらつきと同程度のばらつきを持つと考え、ここでのデータより算出された値よりも大きい値ではあるが、変動係数に20%を仮定することにする。これは、本資料ではせん断補強鉄筋の効果を実験結果からコンクリートの負担を減ずることによる逆算により算出しているが、 a/d が小さい範囲ではコンクリート負担分がせん断補強鉄筋の負担分比べて非常に大きいため、逆算した結果はコンクリート負担分のコンクリート負担分のばらつきの影響が大きいと考えられるためである。

これらより、式(15)から、例えば $\beta = 2$ となるように安全係数を求めると0.6になる。つまり、 $\beta = 2$ を確保するためには、 S_{dc0} と S_{ds0} を用いて算定した値に0.6を乗じれば良いことになる。

一方、コンクリートの負担分を $\beta = 2$ の安全度を持つ $S_{dc2} = c_{dc2}S_c$ より算出し、スターラップの負担分を平均的な値である S_{ds0} より算出して求めた S_d と、実験値との比を算出してみた。 a/d との関係を図-24に示す。実験値は、計算値に対して平均1.66、変動係数16.7%で分布する。1/1.66が先ほど算出した安全係数0.6程度になることから、コンクリート負担分に所用の安全性を確保することで、 S_{ds0} の評価式には特別に安全係数を設定しなくとも、全体として十分な安全性を有する計算耐力を算出できるものと考えられる。これは、上述のように、ここで算出された鉄筋の負担分はコンクリート負担分のばらつきに大きく依存するためと考えられる。

したがって、設計実務では、コンクリートの負担分に所用の安全性を設定し、スターラップの負担分には式(20)を用いることが、コンクリートのみで負担する場合の設計と連続的であるため良いと考えられる。

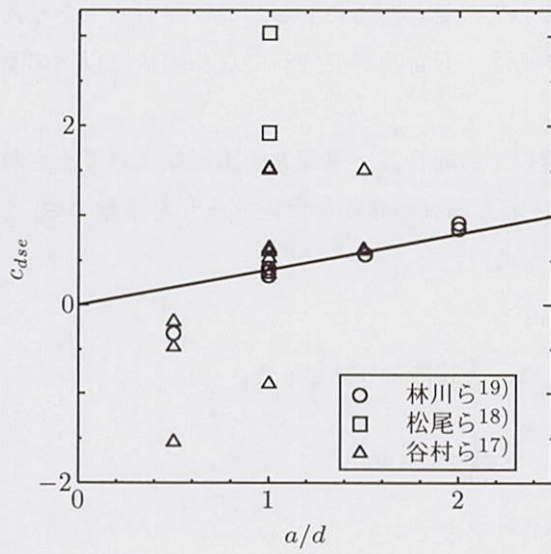


図-21 ディープビームにおけるせん断補強鉄筋の効果 c_{ds} とせん断スパン a/d の関係 (実線: $2.5a/d$)

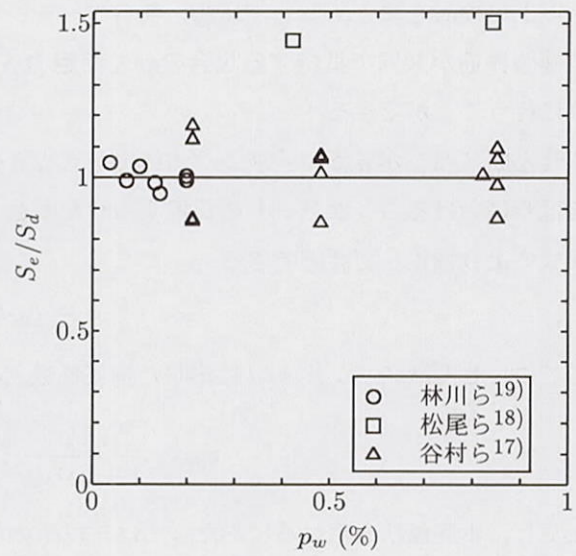


図-22 ディープビームにおけるせん断補強鉄筋の効果とせん断補強鉄筋比 ρ_w の関係

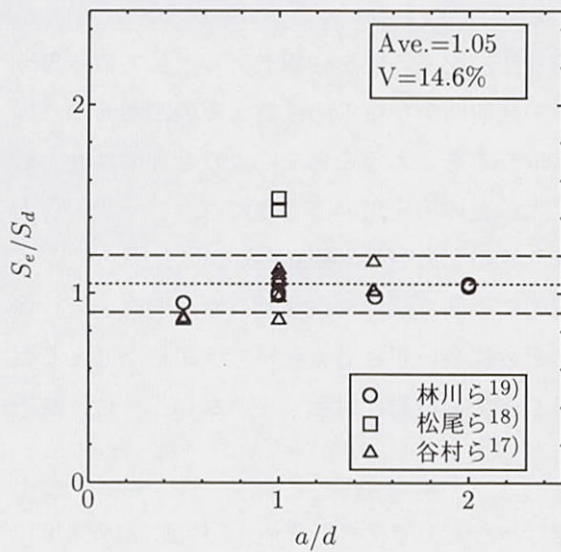


図-23 実験値 S_e と計算値 S_d の比較 ($S_{dc} = S_{dc0}$ の場合, 点線: 平均値, 破線: 平均値 $\pm$ 標準偏差)

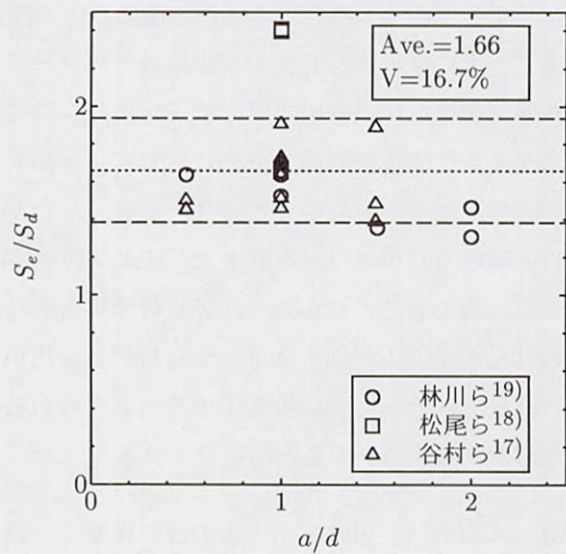


図-24 実験値 S_e と計算値 S_d の比較 ($S_{dc} = S_{dc2}$ の場合, 点線: 平均値, 破線: 平均値 $\pm$ 標準偏差)

5. まとめ

以上の検討をまとめると、橋脚、橋台フーチングにおいて、せん断力に対してコンクリートとせん断補強鉄筋が共同で抵抗する場合のせん断耐力 S_d の評価は、下面側が主鉄筋になる場合は以下のように行うことができる。

せん断スパンが a がフーチング有効高 d の 2.5 倍程度以下の場合は、平成 8 年道示により算出されるはりにおけるコンクリートの負担するせん断耐力 S_c とせん断補強鉄筋の負担するせん断耐力 S_s を次式により補正して評価できる。

$$S = c_{dc}S_c + c_{ds}S_s$$

ここに、せん断スパン比 a/d に応じた補正係数 c_{dc} , c_{ds} は、次式により算定する。

$$c_{dc} = \frac{14}{1 + (a/d)^2}, \quad c_{ds} = \frac{a}{2.5d} \leq 1.0$$

ただし、本評価法を用いるにあたっては、以下の前提条件が必要である。

- 曲げに関して、エネルギー吸収を期待した設計を行わない。

また、設計における安全係数の設定方法の例も示した。安全係数の設定に関しては、今後、荷重のばらつきや、実際の構造物における材料強度のばらつきなども考慮し、検討する必要がある。

さらに柱前面に複数の照査面があるときは、せん断スパンを、照査断面とその外側の鉛直荷重が柱基部において作る曲げモーメントとせん断力の比として設定することにより、せん断耐力を比較的精度良く算定できることを示した。

フーチングのせん断耐力の評価方法について残された課題は、以下のものが挙げられる。

まず、大口径場所打ち杭や深礎杭など、フーチングの寸法に比べて杭を軸線モデルとして取り扱うのが適切ではない杭基礎では、せん断スパンの設定として柱前面から杭中心位置までの距離を取るのではなく、杭頭部の断面力分布に応じてせん断スパンの取り方を変えることで、より合理的なせん断スパンの設定が可能になると考えられる。したがって、大口径の杭を用いる場合には、フーチング内部の圧縮応力分布を非線形解析などにより別途検討するのがよく、今後の課題である。

また、版としてのせん断の照査を行う場合のせん断耐力の評価方法、押抜きせん断の照査を行う場合のせん断耐力の評価方法は、せん断スパン比が小さいときは、いずれも本資料で検討したせん断耐力の評価方法と統一的に解釈できると考えられるが、そこまでの検討には至っていない。今後、統一的な解釈が与えられることが期待される。

謝辞 本研究は、道路橋示方書の改訂作業の一貫として行ったものであり、平成 11 年度、12 年度に活動した日本道路協会 下部構造小委員会 フーチング SWG の各位にはご指導をいただいた。特に主査であった幸左賢二氏 (九州工業大学) には SWG の設立時から多大なる指導を頂いた。ここに、委員の氏名を列挙し、謝辞とする。幸左賢二 (九州工業大学・WG 主査)、二羽淳一郎 (東京工業大学)、藤井康男 (阪神高速道路公団)、増井直樹 (株式会社大林組)、桶田憲一 (八千代エンジニアリング株式会社)、茂木浩二 (株式会社白石)、水谷治弘 (阪神高速道路公団)。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編，1996.12.
- 2) 七沢利明，増井直樹：部材設計に関する一般事項，基礎工，Vol. 25, No. 2, pp. 9-14, 1997.2.
- 3) 白戸真大，古荘伸一郎，福井次郎，加藤秀章：引張り力による曲げ・せん断を受けるフーチングの限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 47A, pp. 1327-1338, 2001.3.
- 4) 白戸真大，川本篤志，福井次郎，幸左賢二：上面側が引張りになる場合のフーチングのせん断耐力算定式，構造工学論文集，Vol. 48A, 2002.3.
- 5) 福井次郎，加藤秀章，白戸真大，大越盛幸，古荘伸一郎，川本篤志：上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの耐力算定法に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3781 号，2001.2.
- 6) 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研究に関するコロキウム論文集，pp.119-126, 1983.10.
- 7) 二羽淳一郎：ディープビーム的鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷機構，東京大学博士論文，1983.
- 8) 原忠勝，北田勇輔：鉄筋コンクリートディープビームのせん断強度に関する実験的検討，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.501-504, 1984.
- 9) 白戸真大，福井次郎，幸左賢二，梅原剛：ディープビーム・フーチングのせん断耐力算定法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 47A, pp. 1315-1325, 2001.3.
- 10) 河野広隆，渡辺博志，菊森佳幹：大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料，第 3426 号，1996.1.
- 11) 日本道路協会：「道路橋」に関する地区講習会 講義要旨，日本道路協会，1996.12.
- 12) 河野広隆，渡辺博志：地震荷重が作用する RC ディープビーム部材のせん断強度に関する検討，土木研究所資料，第 3572 号，1998.3.
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，1996.
- 14) 岩崎英徳，丸山久一，吉田武，石橋忠良：多点載荷を受ける RC 梁のせん断性状に関する基礎的研究，第 7 回コンクリート工学年次学術論文集，pp. 513-516, 1985.
- 15) 小林茂敏，森濱和正，高橋正志：鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集，土木研究所資料，第 2045 号，1984.3.
- 16) Walraven, J. and Lehwalter, N.: Size effects in short beams loaded in shear, *ACI structural journal*, Vol. 91, No. 5, pp. 585-593, 1994.
- 17) 谷村幸裕，佐藤勉，渡辺忠朋，松岡茂：スターラップを有するディープビーム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集，Vol. 23, No. 3, pp. 967-972, 2001.
- 18) 松尾真紀，Lertsrisakulrat, T., 柳川明哲，二羽淳一郎：せん断補強鉄筋を有する RC ディープビームのせん断挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23, No. 3, pp. 961-966, 2001.
- 19) 林川俊郎，斉藤文彦，角田与史雄：せん断補強鉄筋を有する RC ディープビームの強度について，コンクリート工学年次論文集，Vol. 12, No. 2, pp. 319-324, 1990.

【付 録】



付録 I 平成 8 年版道路橋示方書における RC 梁のせん断耐力算定式

コンクリートが負担するせん断耐力 S_c 算定式として、次式が示されている。

$$S_c = c_c c_e c_{pt} c_N \tau_c b d \quad (\text{I.1})$$

ここに、

- S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (N)
- τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2) で、表-I.1の値。
- c_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数で、フーチングについては $c_c = 1$ 。
- c_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数で表-I.2の値。
- c_N : 軸方向圧縮力による補正係数で、式 (I.2) により算出する。
- c_{pt} : 軸方向引張り鉄筋比 p_t に関する補正係数で表-I.3の値。
- d : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- p_t : 軸方向引張り鉄筋比 (%) で、中立軸よりも引張り側にある軸方向鉄筋の断面積の総和を bd で除した値。

ここで、各表に出ていない数値は、本資料では線形補間することにより求めた。

また、軸方向圧縮力による補正係数 c_N は、

$$c_N = 1 + M_0/M \quad \text{ただし、} 1 \leq c_N \leq 2 \quad (\text{I.2})$$

で求める。ここに、

- M_0 : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張り縁でゼロとなる曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{m}$)

$$M_0 = \frac{N I_c}{A_c y}$$
- M : 部材断面に作用する曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{m}$)
- N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)
- I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm^4)
- A_c : 部材断面積 (mm^2)
- y : 部材断面の図心より部材引張り縁までの距離 (mm)。

表-I.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

表-I.2 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 (m)	0.3 以下	1	3	5	10 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

表-I.3 軸方向引張り鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

軸方向引張り鉄筋比 (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

付録 II ディープビームにおけるせん断耐力のコンクリート負担分算定の検討に用いたデータを収集した文献とデータの一覧

記号は、本文と同一にしてある。

○文献一覧表

No	論文名	著者名	書名	データ名
1	せん断スパン比の小さい領域でのせん断補強効果に関する検討	西川、渡辺、根本、佐藤	土木学会第 50 回年次学術講演会，平成 7 年 9 月	JR
2	Size effects in short beams loaded in shear	J.Walraven, N.Lehwalter	ACI Structural Journal, 1994.9-10	Walraven
3	鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集	建設省土木研究所	土木研究所資料第 2045 号, 1984.3	土研
4	ディープ・ビームの破壊に関する一考察	北田、酒井	土木学会第 36 回年次学術講演会，昭和 56 年 10 月	北田
5	a/d の小さい RC 梁における載荷板幅の影響	吉田、丸山、中村、石橋	土木学会第 40 回年次学術講演会，昭和 60 年 9 月	吉田
6	鉄筋コンクリートディープビームのせん断強度に関する実験検討	原、北田	第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集, 1984	原
7	鉄筋のコンクリートディープビームのせん断補強に関する研究	古内、児玉、角田	コンクリート工学年次論文報告集 11-2, 1989	古内、児玉、角田
8	RCディープビームのせん断強度の寸法効果に関する実験的研究	田村、二羽 他	土木学会第 54 回年次学術講演会，平成 11 年 9 月	田村
9	ディープビーム的鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷機構	二羽	東京大学博士論文, 1983	二羽
10	地震荷重が作用する RCディープビーム部材のせん断強度に関する検討	建設省土木研究所	土木研究所資料第 3572 号, 1998.3	コンクリート研
11	鉄筋比が小さい鉄筋コンクリートディープビームのせん断耐力に関する調査	建設省土木研究所	土木研究所資料第 1944 号, 1983	基礎研

No	論文名	著者名	書名	データ名
12	せん断スパン比のごく小さいＲＣ部材のせん断耐力の評価	谷村、佐藤	鉄道総研報告 Vol.14, No.1, 2000.1	谷村
13	回転ひび割れモデルによるＲＣ梁のせん断挙動解析	山谷、中村、檜貝	土木学会論文集 No.620 V-43, 1999.5	山谷
14	Arch Action in Reinforced Concrete Beams - A Rational Prediction of Shear Strength	Daejoong Kim, Woo Kim, Richard N.White	ACI Structural Journal, 1999.7-8	Kim

○データ一覧表

供試体No.	データ名	CASE No.	断面高 h (mm)	有効高 d (mm)	断面幅 b (mm)	せん断 スパン a (mm)	鉄筋比 pt (%)	コンクリート 強度 f _{ck} (N/mm ²)	鉄筋 降伏点 f _{sy} (N/mm ²)	a/d	b/d	破壊 荷重 (kN)	せん断 耐力 Se (kN)	単純 梁	片 持 出 梁	1 点 荷 重	2 点 荷 重	Se/Sdc (K ₁)	Se/Sdc (K ₂)	Pmu/Sdc (K ₂)
1	JR	1	230	200	300	250.0	1.91	20.8	350	1.25	1.50	554.0	277.0	○			○	1.40	1.22	1.15
2	JR	5	230	200	300	300.0	1.43	24.6	350	1.50	1.50	469.0	234.5	○			○	1.41	1.23	1.18
3	Walraven	V022	400	360	250	360.0	1.13	19.9	420	1.00	0.69	540.0	270.0	○		○		0.75	0.66	0.89
4	Walraven	V211	1000	930	250	930.0	1.08	20.0	420	1.00	0.27	1010.0	505.0	○		○		0.71	—	—
5	Walraven	V411	800	740	250	740.0	1.10	19.4	420	1.00	0.34	730.0	365.0	○		○		0.60	—	—
6	Walraven	V511	600	560	250	560.0	1.12	19.8	420	1.00	0.45	700.0	350.0	○		○		0.69	0.60	0.97
7	Walraven	V711	200	160	250	160.0	1.52	18.1	420	1.00	1.56	330.0	165.0	○		○		1.05	0.92	1.12
8	土研	C-029	400	350	200	350.0	1.23	12.8	350	1.00	0.57	211.0	211.0	○		○		0.87	0.76	0.87
9	土研	C-030	400	350	200	437.5	1.23	12.8	350	1.25	0.57	175.0	175.0	○		○		0.93	0.81	0.89
10	土研	C-031	400	350	200	525.0	1.23	12.8	350	1.50	0.57	178.0	178.0	○		○		1.20	1.04	0.94
11	土研	C-032	400	350	200	612.5	1.23	12.8	350	1.75	0.57	144.0	144.0	○		○		1.21	1.05	1.01
12	土研	C-033	400	350	200	700.0	1.23	12.8	350	2.00	0.57	110.0	110.0	○		○		1.14	0.99	1.09
13	土研	C-034	400	350	200	875.0	1.23	12.8	350	2.50	0.57	80.0	80.0	○		○		1.20	1.04	1.26
14	土研	D-036	400	350	200	350.0	1.23	15.6	350	1.00	0.57	134.0	134.0	○		○		0.52	0.45	0.85
15	土研	D-037	400	350	200	437.5	1.23	15.6	350	1.25	0.57	125.0	125.0	○		○		0.62	0.54	0.87
16	土研	D-038	400	350	200	525.0	1.23	15.6	350	1.50	0.57	154.0	154.0	○		○		0.97	0.84	0.92
17	土研	D-039	400	350	200	612.5	1.23	13.9	350	1.75	0.57	134.0	134.0	○		○		1.10	0.96	1.00
18	土研	D-040	400	350	200	700.0	1.23	13.9	350	2.00	0.57	107.0	107.0	○		○		1.08	0.94	1.08
19	土研	D-041	400	350	200	875.0	1.23	13.9	350	2.50	0.57	80.0	80.0	○		○		1.17	1.02	1.25
20	土研	I-065	280	240	503	360.0	1.61	23.8	350	1.50	2.10	500.0	500.0	○		○		1.51	1.31	1.02
21	土研	J-067	280	240	200	480.0	1.61	23.9	350	2.00	0.83	91.0	91.0	○		○		1.06	0.92	1.18
22	土研	J-068	280	240	200	360.0	1.61	23.9	350	1.50	0.83	152.0	152.0	○		○		1.15	1.00	1.02
23	土研	J-069	280	240	200	360.0	1.61	23.9	350	1.50	0.83	217.0	217.0	○		○		1.64	1.43	1.02
24	土研	J-070	280	240	200	276.0	1.61	23.9	350	1.15	0.83	264.0	264.0	○		○		1.43	1.24	0.95
25	土研	O-086	280	240	200	120.0	1.61	27.9	390	0.50	0.83	437.0	437.0	○	○	○		1.22	1.07	1.27
26	土研	O-087	280	240	200	240.0	1.61	27.9	390	1.00	0.83	289.0	289.0	○	○	○		1.29	1.13	1.02
27	土研	O-088	280	240	200	420.0	1.61	27.9	390	1.75	0.83	144.0	144.0	○	○	○		1.31	1.14	1.18
28	土研	O-089	280	240	200	540.0	1.61	27.9	390	2.25	0.83	68.0	68.0	○	○	○		0.92	0.80	1.37
29	土研	S-104	370	320	320	160.0	0.84	31.3	390	0.50	1.00	355.0	355.0	○		○		0.49	0.42	0.75

供試体No.	データ名	CASE No.	断面高 h (mm)	有効高 d (mm)	断面幅 b (mm)	せん断 スパン a (mm)	鉄筋比 pt (%)	コンクリート 強度 fck (N/mm ²)	鉄筋 降伏点 fsy (N/mm ²)	a/d	b/d	破壊 荷重 (kN)	せん断 耐力 Se (kN)	純 梁	張 出	片 持	1 点 載 荷	2 点 載 荷	Se/Sdc (K ₁)	Se/Sdc (K ₂)	Pmu/Sdc (K ₂)
30	土研	S-106	370	320	320	320.0	0.84	31.3	390	1.00	1.00	246.0	246.0	○			○		0.54	0.47	0.60
31	土研	S-107	370	320	320	320.0	0.84	31.3	390	1.00	1.00	275.0	275.0	○			○		0.60	0.52	0.60
32	土研	S-108	370	320	320	320.0	0.84	31.3	390	1.00	1.00	213.0	213.0	○			○		0.47	0.41	0.60
33	土研	S-109	370	320	320	480.0	0.84	31.3	390	1.50	1.00	279.0	279.0	○			○		0.99	0.86	0.65
34	土研	S-110	370	320	320	640.0	0.84	31.3	390	2.00	1.00	169.0	169.0	○			○		0.92	0.81	0.75
35	土研	S-111	370	320	320	800.0	0.84	33.9	390	2.50	1.00	109.0	109.0	○			○		0.84	0.73	0.85
36	土研	T-114	370	320	320	320.0	0.84	31.3	390	1.00	1.00	374.0	374.0	○			○		0.82	0.71	0.60
37	土研	S-112	370	320	320	960.0	0.84	33.9	390	3.00	1.00	94.0	94.0	○			○		1.00	0.87	0.98
38	土研	B-028	400	350	200	1050.0	1.23	53.6	410	3.00	0.57	96.0	96.0	○			○		1.18	1.03	1.19
39	土研	V-132	370	320	320	960.0	0.84	27.9	390	3.00	1.00	106.0	106.0		○		○		1.20	—	—
40	土研	B-027	400	350	200	1050.0	1.23	53.6	410	3.00	0.57	100.0	100.0	○			○		1.23	1.07	1.19
41	土研	A-011	400	350	200	1050.0	1.23	43.5	410	3.00	0.57	93.0	93.0	○			○		1.25	1.09	1.28
42	土研	F-051	400	350	200	1050.0	1.23	20.7	370	3.00	0.57	72.0	72.0	○			○		1.25	1.09	1.40
43	土研	F-052	530	470	200	1410.0	1.24	25.6	380	3.00	0.43	101.0	101.0	○			○		1.27	1.11	1.44
44	土研	B-023	400	350	200	1050.0	1.23	36.5	410	3.00	0.57	90.0	90.0	○			○		1.29	1.13	1.35
45	土研	A-012	400	350	200	1050.0	1.23	43.5	410	3.00	0.57	97.0	97.0	○			○		1.30	1.13	1.28
46	土研	G-054	400	350	200	1050.0	0.85	19.5	350	3.00	0.57	69.0	69.0	○			○		1.31	1.14	1.04
47	土研	A-003	400	350	200	1050.0	1.23	13.2	350	3.00	0.57	64.0	64.0	○			○		1.31	1.14	1.45
48	土研	A-013	400	350	200	1050.0	1.23	48.7	410	3.00	0.57	104.0	104.0	○			○		1.33	1.16	1.23
49	土研	A-006	400	350	200	1050.0	1.23	18.7	350	3.00	0.57	74.0	74.0	○			○		1.34	1.17	1.37
50	土研	B-024	400	350	200	1050.0	1.23	36.5	410	3.00	0.57	94.0	94.0	○			○		1.35	1.18	1.35
51	土研	B-020	400	350	200	1050.0	1.23	18.3	350	3.00	0.57	75.0	75.0	○			○		1.37	1.19	1.37
52	土研	F-050	280	240	200	720.0	1.24	23.0	350	3.00	0.83	58.0	58.0	○			○		1.37	1.20	1.28
53	土研	B-018	400	350	200	1050.0	1.23	14.3	350	3.00	0.57	69.0	69.0	○			○		1.38	1.20	1.44
54	土研	B-025	400	350	200	1050.0	1.23	48.7	410	3.00	0.57	108.0	108.0	○			○		1.38	1.20	1.23
55	土研	C-035	400	350	200	1050.0	1.23	12.8	350	3.00	0.57	67.0	67.0	○			○		1.39	1.21	1.45
56	土研	B-026	400	350	200	1050.0	1.23	48.7	410	3.00	0.57	109.0	109.0	○			○		1.39	1.22	1.23
57	土研	B-015	400	350	200	1050.0	1.23	12.0	350	3.00	0.57	67.0	67.0	○			○		1.41	1.23	1.45
58	土研	A-014	400	350	200	1050.0	1.23	48.7	410	3.00	0.57	111.0	111.0	○			○		1.42	1.24	1.23

供試体No.	データ名	CASE No.	断面高 h (mm)	有効高 d (mm)	断面幅 b (mm)	せん断 スパン a (mm)	鉄筋比 ρ_t (%)	コンクリート 強度 f_{ck} (N/mm ²)	鉄筋 降伏点 f_{sy} (N/mm ²)	a/d	b/d	破壊 荷重 (kN)	せん断 耐力 Se (kN)	単 純出 梁	片 持 梁	1 点 載 荷	2 点 載 荷	Se/Sdc (K ₁)	Se/Sdc (K ₂)	Pmu/Sdc (K ₂)
59	土研	A-010	400	350	200	1050.0	1.23	35.6	410	3.00	0.57	98.0	98.0	○			○	1.42	1.24	1.36
60	土研	B-016	400	350	200	1050.0	1.23	12.5	350	3.00	0.57	69.0	69.0	○			○	1.44	1.25	1.45
61	土研	B-019	400	350	200	1050.0	1.23	16.6	350	3.00	0.57	76.0	76.0	○			○	1.44	1.25	1.40
62	土研	H-060	400	350	200	1050.0	2.27	19.5	380	3.00	0.57	81.0	81.0	○			○	1.44	1.26	2.31
63	土研	A-009	400	350	200	1050.0	1.23	35.6	410	3.00	0.57	100.0	100.0	○			○	1.45	1.26	1.36
64	土研	B-021	400	350	200	1050.0	1.23	20.9	350	3.00	0.57	84.0	84.0	○			○	1.45	1.27	1.33
65	土研	H-057	400	350	200	1050.0	1.22	19.5	420	3.00	0.57	82.0	82.0	○			○	1.46	1.27	1.57
66	土研	A-002	400	350	200	1050.0	1.23	11.1	350	3.00	0.57	68.0	68.0	○			○	1.47	1.28	1.45
67	土研	B-017	400	350	200	1050.0	1.23	13.2	350	3.00	0.57	72.0	72.0	○			○	1.47	1.28	1.45
68	土研	B-022	400	350	200	1050.0	1.23	22.1	350	3.00	0.57	88.0	88.0	○			○	1.48	1.29	1.31
69	土研	G-055	400	350	200	1050.0	1.66	23.0	380	3.00	0.57	90.0	90.0	○			○	1.49	1.30	1.78
70	土研	I-064	280	240	503	720.0	1.61	23.8	350	3.00	2.10	162.0	162.0	○			○	1.50	1.31	1.58
71	土研	O-090	280	240	200	720.0	1.61	27.9	390	3.00	0.83	68.0	68.0	○	○		○	1.52	1.33	1.70
72	土研	H-058	400	350	200	1050.0	1.27	19.5	360	3.00	0.57	86.0	86.0	○			○	1.53	1.33	1.42
73	土研	G-056	400	350	200	1050.0	2.17	19.5	370	3.00	0.57	87.0	87.0	○			○	1.55	1.35	2.20
74	土研	A-005	400	350	200	1050.0	1.23	17.2	350	3.00	0.57	83.0	83.0	○			○	1.55	1.35	1.39
75	土研	A-001	400	350	200	1050.0	1.23	10.6	350	3.00	0.57	72.0	72.0	○			○	1.57	1.37	1.45
76	土研	J-066	280	240	200	720.0	1.61	23.9	350	3.00	0.83	69.0	69.0	○			○	1.61	1.40	1.57
77	土研	A-004	400	350	200	1050.0	1.23	15.7	350	3.00	0.57	84.0	84.0	○			○	1.62	1.41	1.42
78	土研	D-042	400	350	200	1050.0	1.23	13.9	350	3.00	0.57	81.0	81.0	○			○	1.63	1.42	1.44
79	土研	H-059	400	350	200	1050.0	2.27	19.5	350	3.00	0.57	92.0	92.0	○			○	1.64	1.43	2.18
80	土研	A-007	400	350	200	1050.0	1.23	22.3	350	3.00	0.57	101.0	101.0	○			○	1.70	1.48	1.30
81	土研	A-008	400	350	200	1050.0	1.23	24.6	350	3.00	0.57	105.0	105.0	○			○	1.70	1.48	1.27
82	土研	F-049	190	155	200	465.0	1.23	20.7	360	3.00	1.29	46.0	46.0	○			○	1.77	1.54	1.33
83	北田	54-1-1	600	550	100	110.0	1.44	26.0	370	0.20	0.18	260.0	260.0	○			○	0.60	—	—
84	北田	54-2-1	600	550	100	220.0	1.44	26.0	370	0.40	0.18	270.0	270.0	○			○	0.69	—	—
85	北田	54-3-1	600	550	100	330.0	1.44	26.0	370	0.60	0.18	260.0	260.0	○			○	0.78	—	—
86	北田	54-4-1	600	550	100	440.0	1.44	26.0	370	0.80	0.18	229.0	229.0	○			○	0.83	—	—
87	北田	54-5-1	600	550	100	550.0	1.44	26.0	370	1.00	0.18	86.0	86.0	○			○	0.38	—	—

供試体No.	データ名	CASE No.	断面高 h (mm)	有効高 d (mm)	断面幅 b (mm)	せん断 スパン a (mm)	鉄筋比 pt (%)	コンクリート 強度 f _{ck} (N/mm ²)	鉄筋 降伏点 f _{sy} (N/mm ²)	a/d	b/d	破壊 荷重 (kN)	せん断 耐力 Se (kN)	単 純 梁	張 出 片 持 梁	1 点 載 荷	2 点 載 荷	Se/Sdc (K ₁)	Se/Sdc (K ₂)	Pmu/Sdc (K ₂)
88	北田	54-6-1	600	550	100	660.0	1.44	26.0	370	1.20	0.18	141.0	141.0	○			○	0.76	—	—
89	北田	54-7-1	600	550	100	825.0	1.44	26.0	370	1.50	0.18	65.0	65.0	○			○	0.47	—	—
90	吉田	N-1	300	270	200	50.0	2.87	33.2	—	0.19	0.74	480.0	480.0	○			○	0.94	0.82	—
91	吉田	N-2	300	270	200	150.0	2.87	33.2	—	0.56	0.74	500.0	500.0	○			○	1.24	1.08	—
92	吉田	N-3	300	270	200	250.0	2.87	33.2	—	0.93	0.74	400.5	400.5	○			○	1.40	1.22	—
93	吉田	N-4	300	270	200	50.0	2.87	33.2	—	0.19	0.74	725.0	725.0	○			○	1.42	1.23	—
94	吉田	N-5	300	270	200	150.0	2.87	33.2	—	0.56	0.74	531.5	531.5	○			○	1.31	1.14	—
95	吉田	N-6	300	270	200	50.0	2.87	33.2	—	0.19	0.74	777.5	777.5	○			○	1.52	1.32	—
96	吉田	N-7	300	270	200	250.0	2.87	33.2	—	0.93	0.74	350.5	350.5	○			○	1.23	1.07	—
97	原	RD80-5-0.5-0.1	557	507	101	25.7	0.60	27.5	390	0.05	0.20	392.0	196.0	○			○	0.54	—	—
98	原	RD80-5-0.5-0.3	551	501	100	125.3	0.57	27.5	390	0.25	0.20	413.0	206.5	○			○	0.62	—	—
99	原	RD80-5-0.5-0.5	553	502	101	226.0	0.57	27.5	390	0.45	0.20	388.0	194.0	○			○	0.66	—	—
100	原	RD80-5-0.5-0.7	555	506	100	324.1	0.57	27.5	390	0.64	0.20	383.0	191.5	○			○	0.76	—	—
101	原	RD80-5-0.5-0.9	553	503	101	427.7	0.56	27.5	390	0.85	0.20	306.0	153.0	○			○	0.74	—	—
102	原	RD80-5-1.0-0.1	552	502	101	25.2	0.99	27.5	358	0.05	0.20	364.0	182.0	○			○	0.43	—	—
103	原	RD80-5-1.0-0.3	556	508	101	127.4	0.99	27.5	358	0.25	0.20	373.0	186.5	○			○	0.46	—	—
104	原	RD80-5-1.0-0.5	555	506	101	222.9	0.99	27.5	358	0.44	0.20	364.0	182.0	○			○	0.50	—	—
105	原	RD80-5-1.0-0.7	550	502	101	326.4	1.00	27.5	358	0.65	0.20	256.0	128.0	○			○	0.42	—	—
106	原	RD80-5-1.0-0.9	555	504	101	423.6	1.00	27.5	358	0.84	0.20	325.0	162.5	○			○	0.64	—	—
107	原	RD80-5-1.3-0.1	558	508	102	25.8	1.24	27.5	355	0.05	0.20	352.0	176.0	○			○	0.40	—	—
108	原	RD80-5-1.3-0.2	552	502	101	75.4	1.27	27.5	355	0.15	0.20	364.0	182.0	○			○	0.43	—	—
109	原	RD80-5-1.3-0.3	553	502	101	125.6	1.26	27.5	355	0.25	0.20	419.0	209.5	○			○	0.52	—	—
110	原	RD80-5-1.3-0.5	555	503	101	226.5	1.26	27.5	355	0.45	0.20	417.0	208.5	○			○	0.58	—	—
111	原	RD80-5-1.3-0.7	552	504	103	322.8	1.24	27.5	355	0.64	0.20	382.0	191.0	○			○	0.61	—	—
112	原	RD80-5-1.3-0.9	553	498	101	423.2	1.28	27.5	355	0.85	0.20	352.0	176.0	○			○	0.71	—	—
113	原	RD83-15-0.5-0.3	550	505	101	76.5	0.56	30.2	398	0.15	0.20	813.0	406.5	○			○	1.14	—	—
114	原	RD83-15-0.5-0.5	553	511	100	175.4	0.56	30.2	398	0.34	0.20	520.0	260.0	○			○	0.79	—	—
115	原	RD83-15-0.5-0.7	551	506	101	274.1	0.56	30.2	398	0.54	0.20	466.0	233.0	○			○	0.82	—	—
116	原	RD83-15-0.5-0.9	552	509	101	372.9	0.57	30.2	398	0.73	0.20	306.0	153.0	○			○	0.64	—	—

供試体No.	データ名	CASE No.	断面高 h (mm)	有効高 d (mm)	断面幅 b (mm)	せん断 スパン a (mm)	鉄筋比 pt (%)	コンクリート 強度 f _{ck} (N/mm ²)	鉄筋 降伏点 f _{sy} (N/mm ²)	a/d	b/d	破壊 荷重 (kN)	せん断 耐力 Se (kN)	単純 梁	片 持 梁	1 点 載 荷	2 点 載 荷	Se/Sdc (K ₁)	Se/Sdc (K ₂)	P _{mu} /Sdc (K ₂)
117	原	RD83-15-1.0-0.3	550	501	101	75.3	1.00	30.2	367	0.15	0.20	977.0	488.5	○			○	1.13	—	—
118	原	RD83-15-1.0-0.5	548	503	100	176.5	1.01	30.2	367	0.35	0.20	737.0	368.5	○			○	0.94	—	—
119	原	RD83-15-1.0-0.7	549	501	101	275.7	1.00	30.2	367	0.55	0.20	565.0	282.5	○			○	0.83	—	—
120	原	RD83-15-1.0-0.9	551	506	101	385.5	0.99	30.2	367	0.76	0.20	524.0	262.0	○			○	0.93	—	—
121	原	RD83-15-1.5-0.3	550	503	100	75.9	1.58	30.2	340	0.15	0.20	973.0	486.5	○			○	1.14	—	—
122	原	RD83-15-1.5-0.5	552	503	100	176.5	1.58	30.2	340	0.35	0.20	790.0	395.0	○			○	1.01	—	—
123	原	RD83-15-1.5-0.7	550	501	101	275.7	1.57	30.2	340	0.55	0.20	740.0	370.0	○			○	1.09	—	—
124	原	RD83-15-1.5-0.9	550	500	100	380.0	1.60	30.2	340	0.76	0.20	460.0	230.0	○			○	0.83	—	—
125	原	RD83-15-φ25-0.3	551	498	103	74.4	0.94	30.2	296	0.15	0.21	940.0	470.0	○			○	1.10	—	—
126	古内、児玉、角田	4	—	265	150	380.0	2.55	18.0	—	1.43	1.00	95.0	95.0	○			○	0.92	0.80	—
127	田村	—	250	200	150	175.0	2.87	24.4	406	0.88	0.75	173.0	173.0	○			○	1.15	1.00	1.66
128	田村	—	450	400	150	350.0	3.38	24.4	401	0.88	0.38	321.0	321.0	○			○	1.11	—	—
129	田村	—	650	600	150	525.0	2.86	27.5	407	0.88	0.25	375.0	375.0	○			○	0.92	—	—
130	田村	—	900	800	150	700.0	3.21	27.0	407	0.88	0.19	455.0	455.0	○			○	0.93	—	—
131	二羽	S10	350	300	150	125.0	1.76	25.9	372	0.42	0.50	304.0	304.0	○			○	0.87	0.76	1.50
132	二羽	S11	650	600	150	250.0	1.76	25.9	372	0.42	0.25	450.0	450.0	○			○	0.73	—	—
133	二羽	IR0	950	900	200	375.0	1.76	25.9	372	0.42	0.22	930.0	930.0	○			○	0.88	—	—
134	二羽	IR1	950	900	200	400.0	1.76	25.9	372	0.44	0.22	844.0	844.0	○			○	0.81	—	—
135	二羽	MR1R	400	366	150	533.5	1.57	40.6	391	1.46	0.41	—	157.0	○		○	0.87	0.76	1.02	
136	二羽	MR2R	400	366	150	711.5	1.57	40.6	391	1.94	0.41	—	131.0	○		○	1.11	0.97	1.17	
137	二羽	SW1N	250	197	250	443.0	1.03	33.4	364	2.25	1.27	73.0	73.0	○			○	0.91	0.80	0.84
138	二羽	SW1A	250	197	250	443.0	1.03	33.4	364	2.25	1.27	75.0	75.0	○			○	0.94	0.82	0.84
139	二羽	2R02	350	300	150	590.0	3.53	32.5	372	1.97	0.50	101.0	101.0	○			○	1.12	0.98	2.22
140	二羽	2R05	350	300	150	575.0	3.53	32.5	372	1.92	0.50	116.0	116.0	○			○	1.24	1.08	2.18
141	二羽	2R10	350	300	150	550.0	3.53	32.5	372	1.83	0.50	133.0	133.0	○			○	1.32	1.15	2.13
142	二羽	2R15	350	300	150	525.0	3.53	32.5	372	1.75	0.50	164.0	164.0	○			○	1.52	1.33	2.08
143	コンクリート研	1	500	450	300	495.0	2.55	34.5	—	1.10	0.67	468.0	468.0		○	○		0.83	0.72	—
144	コンクリート研	2	500	450	300	495.0	2.55	37.3	—	1.10	0.67	536.0	536.0		○	○		0.93	0.81	—
145	コンクリート研	6	500	450	300	720.0	2.55	38.8	—	1.60	0.67	324.0	324.0		○	○		0.89	0.77	—

供試体No.	データ名	CASE No.	断面高 h (mm)	有効高 d (mm)	断面幅 b (mm)	せん断 スパン a (mm)	鉄筋比 ρ_l (%)	コンクリート 強度 f_{ck} (N/mm^2)	鉄筋 降伏点 f_{sy} (N/mm^2)	a/d	b/d	破壊 荷重 (kN)	せん断 耐力 Se (kN)	単 純出 梁	張 出 梁	片 持 梁	1 点 載 荷	2 点 載 荷	$Se/Sdc(K_1)$	$Se/Sdc(K_2)$	$P_{mu}/Sdc(K_2)$
146	コンクリート研	9	500	450	300	855.0	2.55	32.0	—	1.90	0.67	206.0	206.0						0.78	0.68	—
147	コンクリート研	11	500	450	300	1260.0	2.55	29.9	—	2.80	0.67	177.0	177.0						1.32	1.15	—
148	基礎研	1B	450	400	400	1200.0	0.40	29.8	1410	3.00	1.00	230.0	115.0						1.08	0.94	2.19
149	基礎研	2B	450	400	400	800.0	0.40	26.9	1410	2.00	1.00	700.0	350.0						1.69	1.47	1.66
150	基礎研	3B	450	400	400	600.0	0.40	25.6	1410	1.50	1.00	660.0	330.0						1.05	0.91	1.45
151	基礎研	4B	450	400	400	400.0	0.40	27.0	1410	1.00	1.00	1280.0	640.0						1.23	1.07	1.33
152	基礎研	5B	450	400	400	300.0	0.40	26.3	1410	0.75	1.00	1360.0	680.0						1.03	0.90	1.39
153	基礎研	9A	650	600	400	1200.0	0.60	23.4	393	2.00	0.67	440.0	220.0						0.70	0.61	0.74
154	基礎研	9B	650	600	450	1200.0	0.60	23.4	1017	2.00	0.77	560.0	280.0						0.78	0.68	1.73
155	谷村	A0	230	200	300	100.0	1.43	27.5	373	0.50	1.50	1215.0	607.5						1.39	1.21	1.13
156	谷村	A1	230	200	300	120.0	1.43	27.5	373	0.60	1.50	1201.0	600.5						1.49	1.30	1.02
157	谷村	A2	230	200	300	140.0	1.43	28.6	373	0.70	1.50	1078.0	539.0						1.45	1.26	0.96
158	谷村	A2.5	230	200	300	150.0	1.43	22.7	382	0.75	1.50	981.0	490.5						1.48	1.29	0.99
159	谷村	A3	230	200	300	160.0	1.43	28.6	373	0.80	1.50	868.0	434.0						1.29	1.12	0.92
160	谷村	A4	230	200	300	180.0	1.43	28.5	373	0.90	1.50	836.0	418.0						1.37	1.19	0.90
161	谷村	A5	230	200	300	200.0	1.43	28.5	373	1.00	1.50	753.0	376.5						1.36	1.19	0.90
162	谷村	A7.5	230	200	300	250.0	1.43	24.1	382	1.25	1.50	604.0	302.0						1.46	1.27	0.96
163	山谷	No. 2	300	260	200	460.0	3.69	23.0	358	1.77	0.77	326.0	163.0						1.49	1.30	2.05
164	Kim	2P1	300	250	100	500.0	1.08	19.6	443	2.00	0.40	112.2	56.1						1.38	1.20	1.10
165	Kim	2.5P1	300	250	100	625.0	1.08	19.6	443	2.50	0.40	68.4	34.2						1.22	1.06	1.27
166	Kim	3P1	300	250	100	750.0	1.08	19.6	443	3.00	0.40	55.4	27.7						1.36	1.19	1.46
167	Kim	2P2	300	250	100	500.0	1.94	19.6	363	2.00	0.40	79.8	39.9						0.98	0.86	1.49
168	Kim	2.5P2	300	250	100	625.0	1.94	19.6	363	2.50	0.40	93.5	46.8						1.67	1.46	1.72
169	Kim	3P2	300	250	100	750.0	1.94	19.6	363	3.00	0.40	62.3	31.2						1.53	1.34	1.98

