

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

A STUDY ON SHEAR CAPACITY OF DEEP BEAMS AND BRIDGE FOOTINGS

白戸真大*・福井次郎**・幸左賢二***・梅原剛****

Masahiro SHIRATO, Jiro FUKUI, Kenji KOSA and Takeshi UMEBARA

*正会員 工修 国土交通省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 研究員(〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

**正会員 工修 国土交通省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 室長

***正会員 Ph.D. 九州工業大学工学部建設工学科 助教授(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

****正会員 工修 国土交通省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室

In Specifications for Highway Bridges, Part IV revised in 1996, the evaluation equation on shear capacity of footings on which the arch effect in deep beam reflected was newly introduced. Although the effect was calibrated from a lot of experimental results in the past, it was determined on almost the lower limit of the data and its reliability has never been elucidated. In this paper, we here carry out a parametric study and a reliability analysis of numerous experimental data and proposed the improved equation. The improved equation keeps less variability than the equation in the specification and possesses a required reliability. And also, we study the shear span at any cross section of pile footings which suffer from reaction force from piles at many points. As a result of comparing many experimental results in the past and calculated results, the experimental results could be explained well by the proposed method.

Key Words : shear capacity, deep beam, footing, pile foundation, reliability

キーワード：せん断耐力，ディープビーム，フーチング，杭基礎，信頼性

1. はじめに

近年の構造物の耐震設計法には、キャパシティーデザインの概念が導入されて来ている。これは、構造物を構成する部材のうち、じん性があり、かつ補修が容易と考えられる部材でのエネルギーの吸収を期待し、その他の部位では健全性を保つという損傷制御的な設計概念である。道路橋橋脚の設計においても、エネルギー吸収を行う部位は橋脚基部とすることを原則とし、フーチングの設計は橋脚基部の終局水平耐力に相当する震度が作用した場合に生じる断面力に対して行っている。

このような設計法に対して、土木研究所基礎研究室においても、フーチングや頂版のせん断の照査に関して、許容応力度照査から終局耐力による照査を導入すべく研究を行って来た。たとえば、ディープビームとして照査を行う場合のせん断耐力の算定法として、既往のディープビームの載荷実験結果より、はりのせん断耐力をせん断スパンに応じて割増す方法を検討した¹⁾。また、フーチングの版としての3次元的なせん断耐荷機構を把握するため、いくつかの支持条件でフーチング・頂版のせん断載荷実験を行ってきた^{2),3)}。これらの成果は、兵庫県南部地震後の平成8年に改訂された道路橋示方書IV下部構造編⁴⁾にも反映されており、フーチングのせん断の照査は、全幅有効のディープビームとしての照査と、版としての押抜きせん断の照査の2つのケースに対して終局耐力により行うものとしている。

しかし、平成8年の改訂においては設計断面力も従来と比べて非常に大きなものとなったため、結果として、設計されたフーチングは、従来基準のものよりも寸法の増大、配筋量の著しい増加が見られている(例えば⁵⁾)。一方、これまでのフーチングの被災を振り返ると、損傷を受けた事例はほとんどなく、兵庫県南部地震の際にも数基に軽微なひび割れが生じていたに過ぎなかった⁶⁾。

また、近年、構造物に所要の安全性を合理的に確保するための設計法として、信頼性設計の導入が望ましいと考えられており、ISO2394⁷⁾でも信頼性に基づく限界状態設計法が推奨されている。したがって、合理的な設計を行うためには、フーチングの耐力を正確に評価することが重要であるとともに、設計せん断耐力を統計的手法に基づき設定する必要がある。しかし、フーチングのせん断耐力算定法が有する精度は明らかになっていない。

このような背景の中、道路橋示方書のフーチングのせん断耐力算定法には、以下のような問題点が指摘されている。

1) 平成8年版道路橋示方書(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、ばらつきが大きいことに配慮して、実験データに対して下限値に近い値を取るよう設定されている。しかし、キャリブレーションに用いた実験データの中には、フーチングのような形状ではなく、有効高に比べてウェブ厚のかなり小さい供試体による実験結果も含まれてい

る可能性がある。よって、実験結果が形状の影響を受けた可能性があり、実験結果のばらつきを大きくしたり、また、実際には幅の広い部材であるフーチングの耐力を過小評価していると考えられる。

2) H8 道示のせん断耐力算定式は、多くの実験値の下限值に近いところになるように設定されているが、有している安全性は不明確である。

3) 杭基礎フーチングでは、各杭位置と橋脚より $h/2$ (ここで 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。そのため、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、設計上のせん断耐力は変化しない。しかし、実際は、柱に近い照査位置ほどせん断スパンが小さくなるためせん断耐力は大きくなっていると考えられる。

4) 地震時の杭の引抜き力により生じるせん断力に対するせん断耐力の算定では、せん断スパンによるせん断耐力の割増しを行っていない。これは、このような載荷状態に対する実験結果が無かったため、せん断耐荷機構が不明であり、せん断スパンによるせん断耐力の増加が検証されていなかったためである。

そこで、本論文では、フーチングを橋脚から張り出したディープビームとして照査する場合に関して、上記の 1), 2), 3) に関して検討を行った結果を示す。まず、新たに既往のディープビームのせん断耐荷実験結果を収集し、吟味を行った上でせん断耐力算定式の再評価を行う。再評価に当たっては、せん断耐力のばらつきの要因に関する分析を行うとともに、信頼性解析を用いて安全係数を与えることとした。次に、既往の多点で載荷されたディープビームのせん断耐荷実験結果を収集し、杭基礎フーチングのようにせん断スパン内で複数荷重が載荷された場合におけるせん断スパンの取り方に関して検討する。

なお、上記 4) の杭の引抜き反力を受けるフーチングのせん断耐力算定法については、別途、文献⁸⁾で検討しているので参照されたい。

2. コンクリートの負担するせん断耐力に関するせん断スパン比による補正係数

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^{9),10)}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、はりのせん断耐力度を導いている。図-1のタイドアーチの力の釣合いは、次式で表される。

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

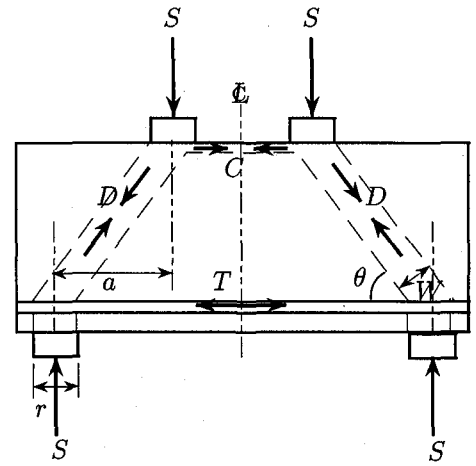


図-1 タイドアーチモデルによるせん断耐荷機構

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

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

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。ここで、簡単のため以下の仮定をする。

1. アーチリブの幅 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。

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

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

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、ディープビームの耐力は、アーチリブコンクリートの圧壊、主鉄筋の降伏、およびせん断スパン比 a/d 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よい。よって、式 (6) がタイドアーチモデルによるせん断耐力度式であり、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り決まる関数である。二羽は、この式に基づき、コンクリート強度、引張り鉄筋比、支承幅、せん断スパンなどの実験パラメータがはりのせん断耐力に与える影響を分析し、ディープビームのせん断耐力式を提案している。

本論文では、 R に関係する様々な効果を考慮し、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。

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

式(8)の R は様々な要因で決定される関数であったが、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を S_c としてH8道示に示されるRC梁のせん断耐力式を用いることで考慮し、それ以外の要因を定数 K で置き換えた。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

ここでの解析に用いる実験データとして、複数の文献^{10)~23)}から169データを選んだ。各文献から検討対象を選び出す際には、主鉄筋の定着、支承形式に着目して吟味した。支承形式に関しては、二羽の研究によれば⁹⁾、ナイフエッジ支承を用いるとせん断耐力が大きくなってしまふことが指摘されている。今回、用いたデータではナイフエッジ支承と認められたものは無かったが、支承形式が不明なデータも多数存在した。

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、支承版の幅をパラメータに取った実験からも、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^{9),10),12)}。しかし、特別に大口径の杭を用いない一般的な規模の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断面力の重心位置のみならず、有効な載荷幅を算定するのは、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、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、図-2に示すように載荷版縁端と支承版中心との距離をせん断スパン a とすることにした。また、この設定は、載荷版の中心位置ではなく内側までをせん断スパンとすることで中心間での距離より小さくなることから、載荷版幅の影響を間接的に考慮することも期待している。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。

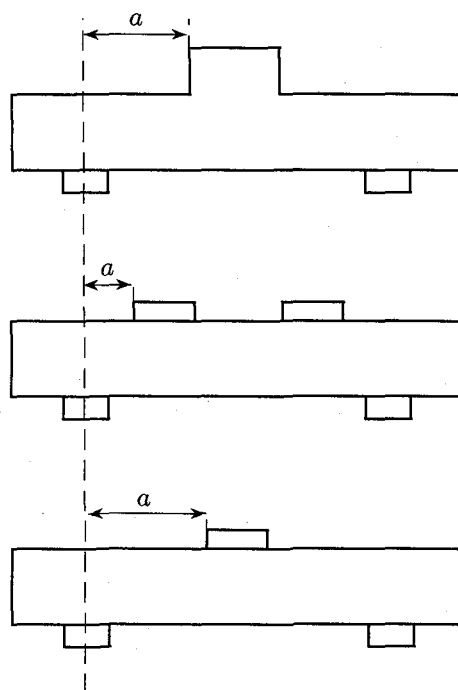


図-2 実験データの整理に用いたせん断スパン a の取り方

2.3 実験データの分析

(1) すべてのデータを用いた c_{dc} の算定

ここでは、回帰分析により式(9)の K を算定する。実験でのせん断耐力 S_e と計算で求まるRC梁のせん断耐力 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} と実験結果との比較を図-4に示す。実験データは、計算値に対して平均値1.11、変動係数31.5%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が、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。

(2) 実験結果におよぼす b/d の影響および曲げ耐力の影響

K_1 を用いた式(9)に対して、実験結果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(9)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。

たとえば、供試体の奥行き幅 b が高さに対して薄すぎるものは、供試体や載荷治具の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。

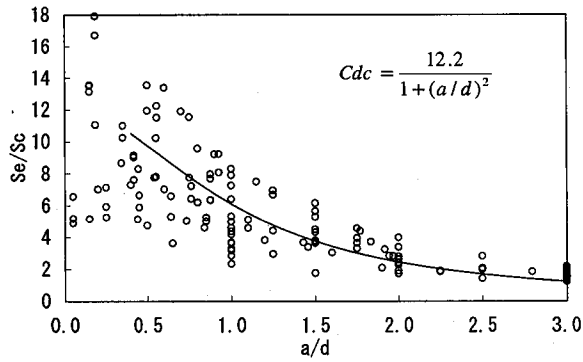


図-3 S_e/S_c と a/d の関係 (その1)

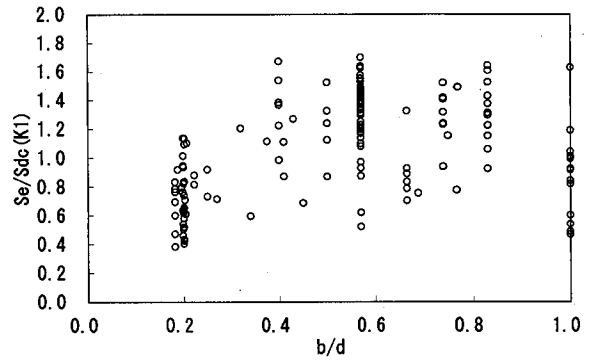


図-5 $S_e/S_{dc}(K_1)$ と b/d の関係

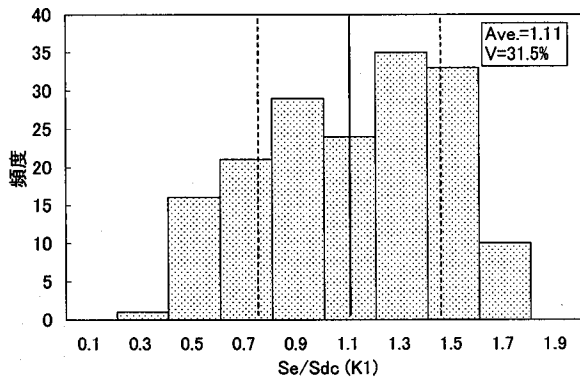


図-4 K_1 を用いた c_{dc} により補正した計算値と実験値との比較 (実線: 平均値, 破線: 平均値 $\pm$ 標準偏差)

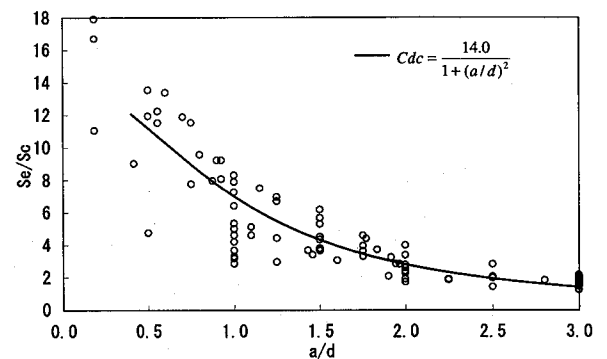


図-6 S_e/S_c - a/d 関係 (その2)

そこで, K_1 を用いた式 (9) を用いて, $S_e/S_{dc}(K_1)$ と b/d の関係を整理した図を図-5 に示す。この図より, $b/d < 0.4$ 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い結果となっており, $b/d \geq 0.4$ の範囲と全く異なった傾向が見て取れる。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。橋梁基礎フーチングや頂版の場合, 有効高に比べ部材幅は大きいので, 明らかに傾向の異なる b/d の小さい範囲のデータを無視した上で評価することが合理的である。

したがって, $b/d \geq 0.4$ のデータを用いて, あらたに式 (9) の K を算定し直した。なお, ここで, 部材幅 b が不明なデータはそのまま採用している。回帰は, $0.4 \leq a/d \leq 3.0$ の範囲で行い, 回帰に用いるデータ数は 121 データとなった。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)。この K_2 を用いて式 (9) より算定した計算値 $S_{dc}(K_2)$ と実験データ S_e との比を図-7 に示す。実験データ 121 データは, 計算値に対して平均値 1.07, 変動係数 23.7% 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。

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

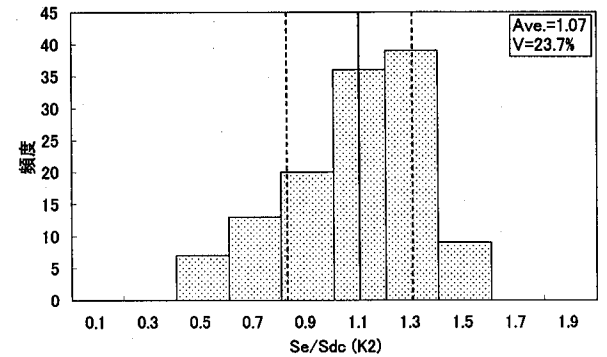


図-7 K_2 を用いた c_{dc} により補正した計算値と実験値との比較 (実線: 平均値, 破線: 平均値 $\pm$ 標準偏差)

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 S_e/P_{mu} と $S_e/S_{dc}(K_2)$ の関係を整理してみたものが図-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, $S_e/S_{dc}(K_2) < 0.6$ のデータはすべて $S_e/P_{mu} < 1$ 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可能性を示唆している。

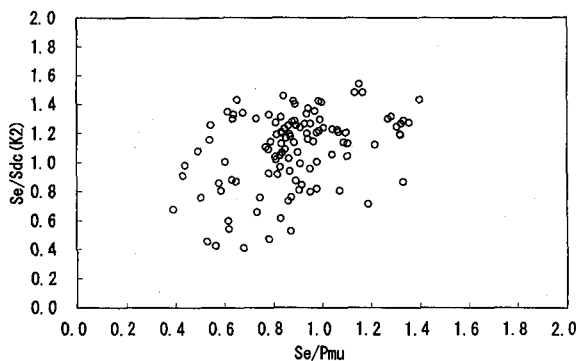


図-8 S_e/P_{mu} がせん断耐力に与える影響

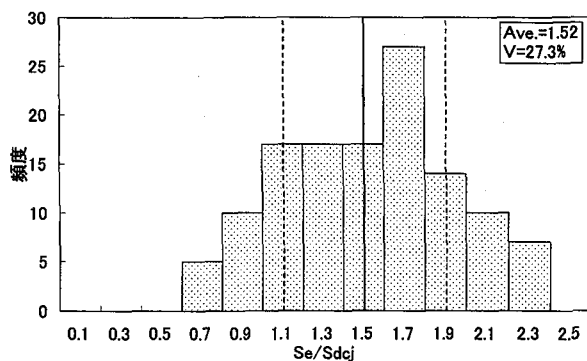


図-9 土木学会式 (12) と式 (11) の算出に用いた実験値との比較 (実線: 平均値, 破線: 平均値 ± 標準偏差)

しかし、その他のデータと比較して、これらのデータのせん断耐力が低いことの原因は明確には見いだせなかった。

以上より、本論文では、ディープビームのせん断耐力は、H8 道示に示される細長いはりのせん断耐力 S_e に次式の $\bar{c}_{dc}$ を乗じることにより求まるものとする。

$$\bar{S}_{dc} = \bar{c}_{dc} S_e, \quad \bar{c}_{dc} = \frac{14.0}{1 + (a/d)^2} \quad (11)$$

ここで求めた $\bar{c}_{dc}$ は、H8 道示のせん断耐力式 S_e 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。

2.4 土木学会式との比較

土木学会コンクリート標準示方書²⁴⁾のディープビームのせん断耐力算定式と式 (11) との比較を、試算により行う。土木学会式は、二羽^{9),10)}の研究を基に提案されているもので、次式のとおりである。

$$S_{dc} = 0.19 \sqrt{\sigma_{ck}} \sqrt[4]{1/d} \sqrt[3]{100 p_t} \cdot \frac{5}{1 + (a/d)^2} b d \cdot \frac{1}{\gamma} \quad (12)$$

ここに、 σ_{ck} はコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 a はせん断スパン、 d は部材断面の有効高 (mm)、 b は部材断面幅 (mm)、そして、 p_t は軸方向鉄筋の断面積の総和の $b d$ に対する比である。また、 γ は安全係数である。土木学会式のキャリブレーションに用いられたデータは、安全係数を 1.0 とした土木学会式に対して平均値 1.25、変動係数 16.5% で分布する²⁵⁾。また、提案式 (11) のキャリブレーションに用いたデータは、安全係数を 1.0 とした土木学会式に対しては図-9 に示すように平均値 1.52、変動係数 27.3% で分布する。

また、式形状で H8 道示と特に異なる点は、道路橋示方書の方が有効高による低減度合いが大きいことである。

ここでの試算では、式 (12) の安全係数を 1.0 とする。試算条件は、

- $\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$ および $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- $p_t = 1.0\%$
- $b = 1 \text{ m}$

- 上記条件で、 $d = 2 \text{ m}, 4 \text{ m}, 6 \text{ m}$ の場合の比較をそれぞれ行う。

である。結果を図-10 に示す。提案式は、土木学会式 (12) に対して常にせん断耐力を大きく評価している。これは様々な理由が考えられるが、その一つとしては、実験結果のパラメトリックな解析を行うことによりデータの吟味を行ったことや、土木学会式がそのキャリブレーションに用いたデータの平均値より下側で設定していることが考えられる。

2.5 信頼性解析に基づく安全係数

本来、部分安全係数の設定には、荷重のばらつきや構造物としての目標信頼性を考慮する必要があるが、ここでは、せん断耐力式の推定精度にのみ着目する。よって、許容される破壊確率をパラメータとして扱う。

ここで算定する安全係数 (抵抗係数) γ は、次式で表す形とする。

$$S_{dc} = \gamma \bar{S}_{dc} \quad (13)$$

なお、 $\bar{S}_{dc}$ は式 (11) とする。

実験値 S_e とディープビームのせん断耐力の特性値 $\bar{S}_{dc}$ との耐力比に関する確率密度関数 P を次のように定義する。

$$P \equiv \frac{S_e}{\bar{S}_{dc}} = \frac{S_e/S_e}{\bar{c}_{dc}} \quad (14)$$

ここで言う安全係数 γ を求めるということは、図-11 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 、

$$P_N \equiv P/\gamma \quad (15)$$

において、1 以下になる確率が α になるように γ を決定することである。ここで、 α は、従来の安全率、破壊モード、また、基となるデータ数などから設定することになるが、 α の設定方法はここでは言及しない。

P_N の平均値 $\bar{P}_N$ は、指標 β を用いて、

$$\bar{P}_N = 1 + \beta \sigma_{P_N} \quad (16)$$

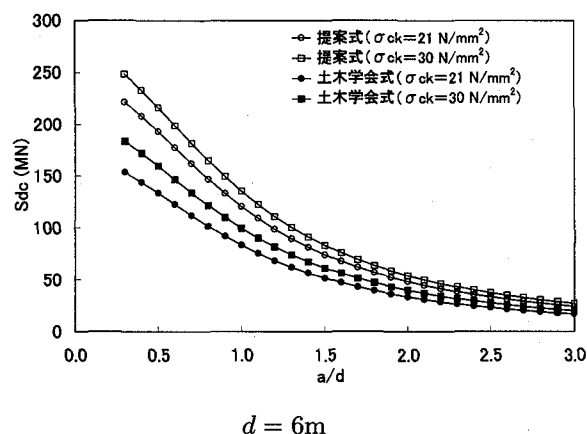
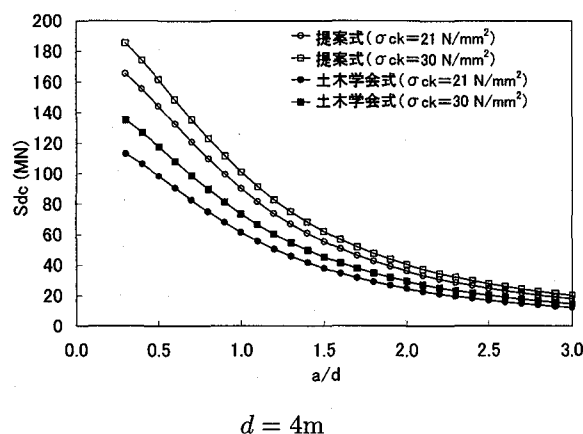
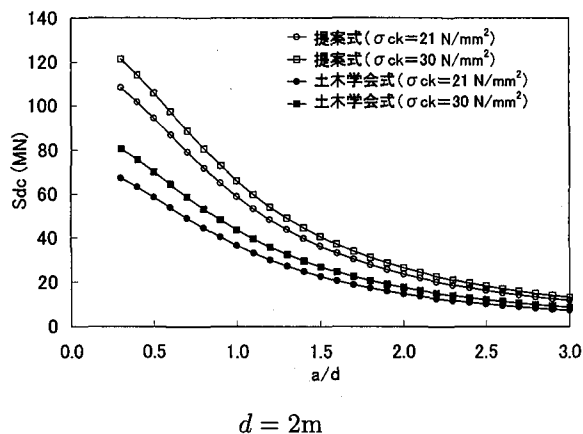


図-10 土木学会式と式(11)の比較 ($\sigma_{ck} = 21, 30 \text{ N/mm}^2$, $p_t = 1.0\%$, $b = 1\text{m}$)

と書き表すことができる。ここに、 σ_{PN} は P_N の標準偏差である。また、 P の平均値を $\bar{P}$ 、標準偏差を σ_P とすると、変動係数 V_P は、

$$V_P = \frac{\sigma_P}{\bar{P}} \quad (17)$$

で表される。ここで、 γ を定数とすると、 P と P_N で

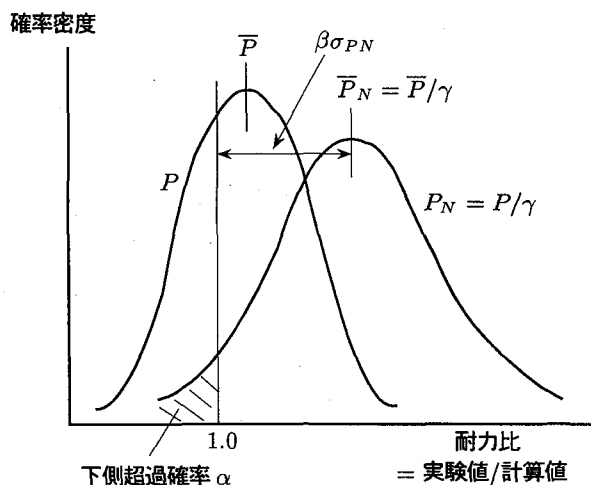


図-11 本論文における安全係数の概念図

は変動係数が変わらないので、

$$\begin{aligned} \bar{P}_N &= 1 + \beta V_P \bar{P}_N \\ \bar{P}_N &= \frac{1}{1 - \beta V_P} \\ \gamma &= \frac{\bar{P}}{\bar{P}_N} = (1 - \beta V_P) \bar{P} \end{aligned} \quad (18)$$

となる。

いま、 P 、 P_N が正規分布だとすると、任意の α に対する β は一義的に決まり、たとえば、 $\alpha = 5\%$ (信頼区間 90%, 下側超過確率 5%) のときは $\beta = 1.64$ 、 $\alpha = 2.3\%$ (信頼区間 95.4%, 下側超過確率 2.3%) のときは $\beta = 2$ となる。図-12 に、式(11)の算出に用いた載荷試験結果 S_e と式(11)により計算されるせん断耐力比 P の関係を示す。これより下側超過確率 5% および 2.3% の安全性に対応する安全係数 $\gamma_{5\%}$ および $\gamma_{2.3\%}$ を図-12 に示すようにそれぞれ求めると、

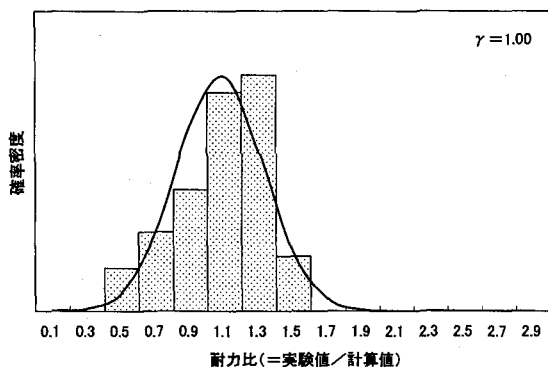
$$\gamma_{5\%} = 0.66, \quad \gamma_{2.3\%} = 0.57 \quad (19)$$

となる。よって、下側超過確率 5%, または、2.3% (2σ) の安全性を有するディープビームの設計せん断耐力は、式(11)にこれらの安全係数を乗じることにより求まる。これらを図-13 に示す。

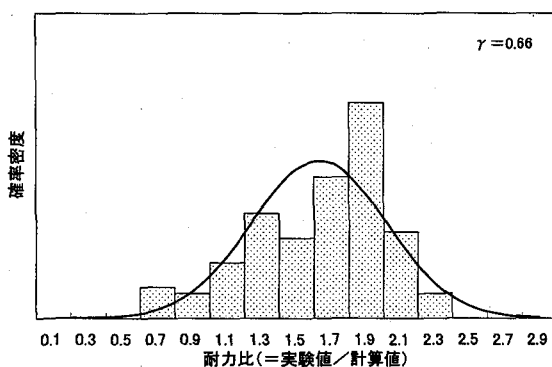
3. 杭基礎フーチングにおけるせん断スパンの設定法

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、単純支持されたディープビームに一点、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。

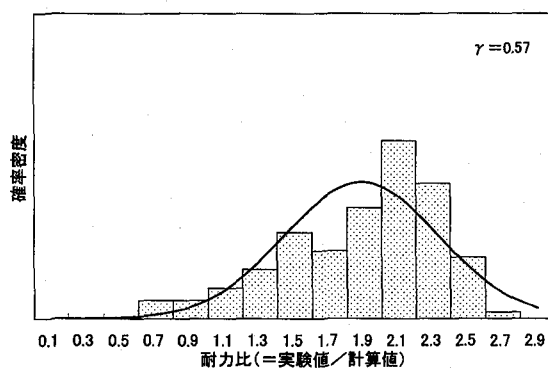
一方、柱前面に複数の杭列を持つ杭基礎フーチングは、対称軸 (橋脚) をはさんで片側で多点載荷されるも



$\gamma = 1.0$



$\gamma_{5\%} = 0.66$



$\gamma_{2.3\%} = 0.57$

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

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、各載荷点においてアーチ効果によるせん断耐力の上昇を評価するためには部材中の圧縮応力の流れを考慮してせん断スパンを設定する必要があるが、ディープビームのような厚い部材中の応力状態は未解明な部分も多い。そこで、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

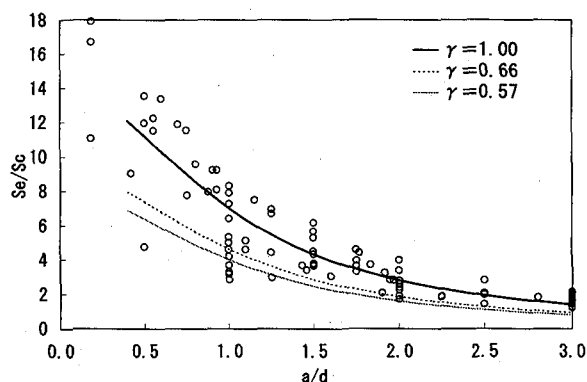


図-13 特性値 $\bar{c}_{dc}$ および安全係数を乗じた c_{dc}

での距離としており、安全側に設定している。また、土木学会のコンクリート標準示方書²⁴⁾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作用せん断力(断面力ではない)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、断面力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、力学的な根拠は明確にされていない。

そこで、より合理的な耐力評価方法を提案するためには、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合理的に評価することが必要である。ここでは、岩崎ら²⁶⁾が単純支持されたディープビームに対して提案した手法を取り上げ、その適用性を検討し、それを拡張したせん断耐力の算定法を提案する。

3.1 応力の流れを示す指標としてのせん断スパン

岩崎ら²⁶⁾は、等荷重を多点で載荷された状態でのせん断スパンの設定方法を以下のようにモデルしている。

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が、たとえば、簡単な例として図-1のような2点对称載荷を受ける単純ばりを考えたとき、せん断スパンを部材の断面力で表示すると次式で表すことができる。

$$a = M/V \quad (20)$$

ここに、 M 、 V は、それぞれ載荷点断面における曲げモーメントとせん断力である。そして、タイドアーチモデルでは、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-14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のようになる。

$$\text{載荷点 1: } a_1 = \frac{M_1}{S_1} = L_1$$

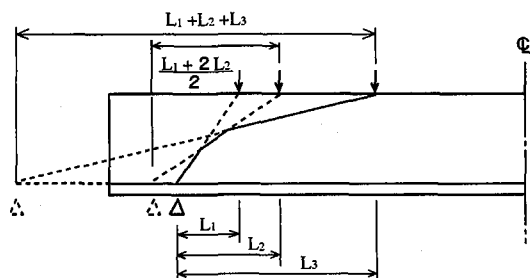


図-14 対称多点荷を受ける単純支持されたディープビーム

$$\text{荷点2: } a_2 = \frac{M_2}{S_2} = \frac{L_1 + 2L_2}{2}$$

$$\text{荷点3: } a_3 = \frac{M_3}{S_3} = L_1 + L_2 + L_3$$

ここに、 L_i は、支点から各荷点までの距離である。図-14において、各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、その包絡線を取てみるとアーチ状の折れ線が現れる。すなわち、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、各荷点からの圧縮力がこの折線アーチに沿って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

既往の多点荷によるディープビームの荷重実験結果より、せん断スパンの設定に関する検証を行う。

対象とした実験データは、岩崎等の実験²⁶⁾23データに、文献¹⁴⁾の小林らの実験24データを加えた計47データである。はり形式に関する内訳は、単純ばり38データ、片持ちばり9データである。これらの実験に対して、以下の条件で試算を行う。

- 照査断面はおおのの荷重荷点とする。
- 各照査断面 i でのディープビームのせん断耐力 S_{dci} は、式(11)により算定する。
- 有効高 d は各照査断面の有効高 d_i をそれぞれ用いる。
- 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-15に示す荷重版と支承版の最大値 $L_{\max}$ 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: $a_i = L_i + M_i/S_i$

ここに、ケース2は岩崎らのモデルを橋脚フーチングのような片持ちばりと見なせる部材にも適用できるように拡張したもので、 a_i は各照査断面での $\bar{c}_{dci}$ 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

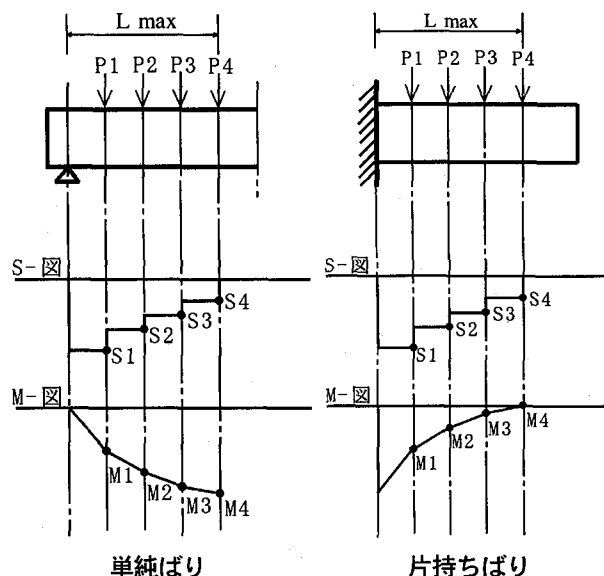


図-15 断面に生じる曲げモーメントとせん断力の例

力、 L_i は固定端から照査断面 i までの距離である。すなわち、片持ちばりの場合は、照査断面位置とその外側に作用している荷重が基部固定端に作る曲げモーメントと、照査断面に生じているせん断力との比をせん断スパンとしている。なお、データの整理では、 L_i は各荷重版中心と支承版中心間距離、または、各荷重版中心と片持ちばり基部との距離とした。

破壊時に生じていた各照査断面 i でのせん断力 S_{ei} とケース1、2に対して式(11)により算出されるせん断耐力 $\bar{S}_{dci}$ の比 $S_{ei}/\bar{S}_{dci}$ の最大値である $(S_{ei}/\bar{S}_{dci})_{\max}$ をグラフにしたのが図-16、17である。つまり、各荷点の荷重が破壊に至るまで荷点間で一定の比を保ちながら増加するものとする、 $(S_{ei}/\bar{S}_{dci})_{\max}$ となった荷点が荷重中に最初に $S_{ei}/\bar{S}_{dci} = 1$ になる点であり、したがって、 $(S_{ei}/\bar{S}_{dci})_{\max}$ 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、ここでの提案法であるケース2では平均値が2.05、変動係数が32.6%で分布し、ケース1に比べて精度良く、かつ、ばらつきが少なく算定できるようになる。なお、単純ばりと片持ちばりのそれぞれのばらつきには差がみられなかった。

そこで、実験でのひび割れ図に、提案法により予測される圧縮力の流れを実線で重ね書きしたものが図-18である。ここでは、小林らが行った実験¹⁴⁾のうち単純ばりの実験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、例えば非線形FEM解析などにより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

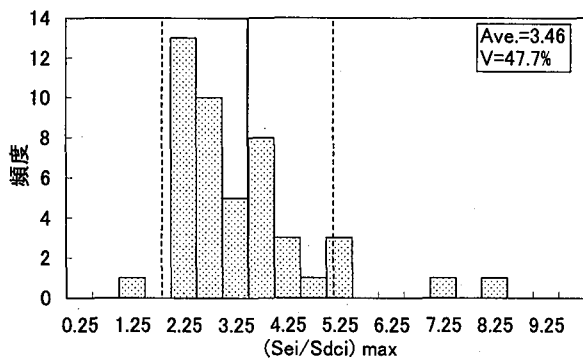


図-16 多点荷重実験の実験値と計算値の比較：ケース1 (実線：平均値，破線：平均値±標準偏差)

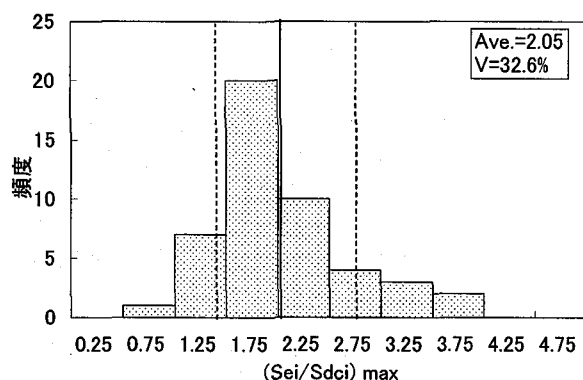


図-17 多点荷重実験の実験値と計算値の比較：ケース2 (実線：平均値，破線：平均値±標準偏差)

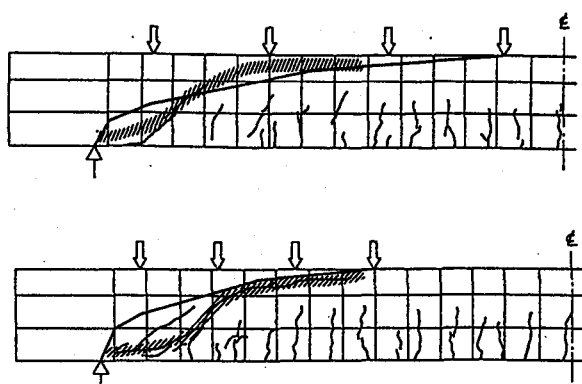


図-18 文献¹⁴⁾の実験におけるひび割れ図と提案法により予測されるひび割れの比較例(文献¹⁴⁾に加筆)

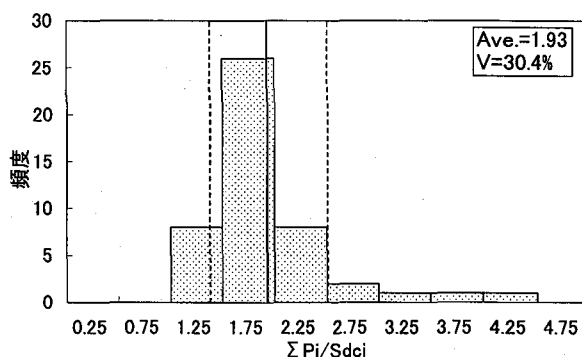


図-19 コンクリート標準示方書と同様の手法を用いた場合 (実線：平均値，破線：平均値±標準偏差)

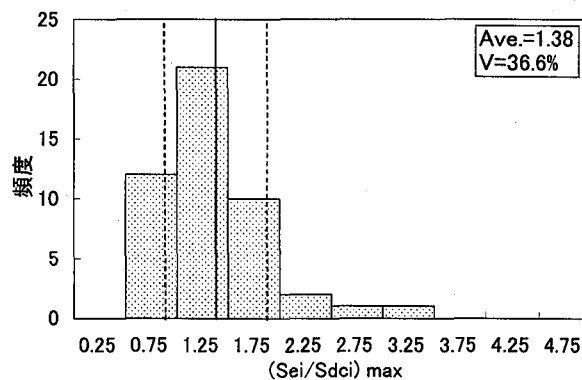


図-20 通常のはりと同様のせん断スパンの設定を用いた場合 (実線：平均値，破線：平均値±標準偏差)

でせん断スパンの設定を行えると言える。

したがって、杭基礎フーチングにおける各杭位置でのせん断耐力の算定に用いるせん断スパンは、一般には、ケース2の片持ちばりの場合を用いることを提案する。

3.3 土木学会コンクリート標準示方書，通常のはりのせん断耐力算定式との比較

図-19に，土木学会コンクリート標準示方書²⁴⁾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_{dci} 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_{dci} 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，荷重荷重位置断面のディープビームのせん断耐力 S_{dci} 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，提案法とほぼ同程度の精度を有していたことが明らかになった。しかし，その力学的な根拠が明確になっていないことは変わらない。

ちなみに，せん断スパン a_i を各荷重点までの距離 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図-16と同様の評価を行ったものを図-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%と精度の良い結果が得られている。しかし，この方法は，小口径杭を用いる場合のように部材厚に対して荷重荷重間の距離が著しく小さい場合や，等分布荷重に対する場合などへの適用性に疑問がある。

したがって，提案法の方がより一般性の高い方法であり，また，力学モデルも明確であるため，提案法により

せん断スパンを設定するのがよいと考える。

4. おわりに

本論文では、既往の多数の実験結果の解析より、橋脚、橋台フーチングの設計せん断耐力を算定するための式として次式を提案した。

$$S = \frac{1}{\gamma_c} c_{dc} S_c$$

ここに、 c_{dc} は、せん断スパン比 a/d に応じた補正係数であり、

$$c_{dc} = \frac{14}{1 + (a/d)^2}$$

である。また、設計せん断耐力の推定精度に許容される下側超過確率が5% であるならば、 $\gamma_c = 1/\gamma_{5\%} \simeq 1.5$ となる。

また、杭基礎フーチングのせん断照査において、各杭位置でのせん断耐力の算定に用いるせん断スパンの設定法を検討した。その結果、フーチング内部の荷重状態をせん断スパンとして反映させることにより、任意の断面でのせん断耐力を精度良く算定できることを確認した。加えて、比較のため、土木学会コンクリート標準示方書に示される照査方法を、本論文で提案したせん断耐力式と組み合わせて適用したところ、提案法と同等の精度を有することが分かった。今後、比較的よい精度を有していた理由を力学的に説明することができれば、より一般的で、合理的な方法が提案できる可能性がある。

本論文では、一般的な杭径を用いた杭基礎への適用を想定し、ディープビームのせん断耐力に及ぼす支承幅の効果を考慮しなかった。しかし、近年、深礎杭を始めとして大口径杭による施工事例が増えてきている。大口径杭の場合は、杭頭部の断面力分布に応じてせん断スパンを設定することや、断面力分布を載荷幅として反映させることで、より合理的なせん断耐力の算定が可能になると考えられ、今後の課題である。

なお、本論文で提案したせん断耐力算定法の地震時の設計への適用にあたっては、十分な注意が必要である。文献¹⁹⁾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、コンクリートの圧縮強度が急激に低下するためと考えられる。したがって、本論文のせん断耐力算定法は、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する場合には適用しないのがよいだろう。

表-1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

σ_{ck}	21	24	27	30	40
τ_c	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

表-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-3 軸方向引張り鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

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、日本道路協会 下部構造小委員会 フーチング SWG (主査：幸左賢二) の各位にはご指導をいただいた。ここに、委員の氏名を列挙し、謝辞とする。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)。

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⁴⁾

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。

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

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で表-1 の値 (N/mm^2)、 c_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数で表-2 の値、 c_{pt} : 軸方向引張り鉄筋比 p_t に関する補正係数で表-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 で除した値である。ここで、各表に出ていない数値は、本論文では線形補間することにより求めた。

参考文献

- 1) 七澤利明, 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) 福井次郎, 七澤利明, 加藤秀章, 南沢聡: 橋梁基礎のフーチングおよび頂版の耐力に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第 3483 号, 1997.
- 3) 福井次郎, 七澤利明, 加藤秀章, 大越盛幸, 南沢聡, 渡辺明貞: フーチングの設計および補強方法に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第 3550 号, 1998.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編, 1996.

- 5) 藤井康男, 幸左賢二, 桶田憲一, 木村隆明: 新道示式適用に伴うフーチングのせん断に関する影響度分析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 1231-1236, 1999.
- 6) 阪神高速道路公団神戸線復旧建設部: 3号神戸線基礎構造の復旧に関する中間報告書, 1997.
- 7) ISO: ISO2394, General principles on reliability for structures, 1998.
- 8) 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, 2001.
- 9) 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) 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.
- 11) 北田勇輔, 松下寛: ディープビームの破壊実験, 土木学会第35回年次学術講演会 V, pp. 19-20, 1980.
- 12) 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.
- 13) 塩井幸武, 浅沼秀弥, 光家康夫, 神長耕二, 清水孝男: 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, 土木研究所資料, 第1944号, 1983.
- 14) 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.
- 15) 吉田武, 丸山久一, 中村裕剛, 石橋忠良: a/d の小さいRC梁における載荷板幅の影響, 土木学会第40回年次学術講演会 V, pp. 311-312, 1985.
- 16) 古内仁, 児玉豊治, 角田与史雄: 鉄筋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, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 2, pp. 333-338, 1989.
- 17) Walraven, J. and Lehwalter, N.: Size effects in short beams loaded in shear, *ACI structural journal*, Vol. 91, No. 5, pp. 585-593, 1994.
- 18) 西川佳祐, 渡辺忠朋, 根本修一, 佐藤勉: 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, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集 V, pp. 956-957, 1995.
- 19) 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.
- 20) 田村信吾, ボー・タン・フン, 二羽淳一郎: 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, 土木学会第54回年次学術講演会 V, pp. 586-587, 1999.
- 21) 山谷敦, 中村光, 檜貝勇: 回転ひび割れモデルによるRC梁のせん断挙動解析, 土木学会論文集, No. 620/V-43, pp. 187-199, 1999.
- 22) Kim, D., Kim, W. and White, R. N.: Arch action in reinforced concrete beams - A rational prediction of shear strength, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 4, pp. 586-592, 1999.
- 23) 谷村幸裕, 佐藤勉: 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, 鉄道総研報告, Vol. 14, No. 1, pp. 17-22, 2000.
- 24) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 1996.
- 25) 土木学会: コンクリート標準示方書 (昭和61年制定) 改訂資料, コンクリート・ライブラリー第61号, 土木学会, pp. 179-181, 1986.
- 26) 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.

(2000年9月14日 受付)