

ケーソン基礎頂版のせん断耐力に関する研究

谷村幸裕¹・渡邊忠朋²・佐藤勉³・棚村史郎⁴

¹正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:tanimura@rtri.or.jp

²正会員 工博 北武コンサルタント(株) (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目)

³正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

⁴正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

ケーソン基礎の頂版は、外縁部下面を全周にわたって支持されたせん断スパン比の小さい面部材であるが、従来のせん断設計において、面部材としての取り扱いや、荷重の偏心の影響が十分に明確にされていなかった。また、近年の耐震設計の改訂に伴い、ケーソン基礎の耐力向上が求められ、せん断スパン比が従来よりも小さくなる傾向にあるが、せん断スパン比のごく小さい領域におけるせん断耐力は必ずしも明らかにされていない。そこで、ケーソン基礎頂版の模型供試体を用いた載荷実験を行い、せん断耐力算定手法について検討を行った。その結果、既往のディープビームのせん断耐力算定式を用いて、せん断破壊面の周長を考慮することにより、ケーソン基礎頂版のせん断耐力を算定できることが明らかになった。

Key Words : caisson foundation, upper slab, shear strength, deep beam, eccentric loading

1. はじめに

ケーソン基礎の頂版は、橋脚く体の断面力をケーソン基礎の側壁に伝達する役割を持つ部材で、上部構造物を支持するうえで重要な役割を担っている。ケーソン基礎頂版は、その外縁部下面を全周にわたって側壁の頂版支持部によって支持されていること、一般に部材の厚さに比べて平面寸法が小さいことなどの特徴を有している。そして、ケーソン基礎頂版には、鉛直荷重のほか、地震時には大きな水平荷重とモーメントが作用するため、荷重の合力の作用位置が、部材の中心に対して大きく偏心した状態となる。

従来、ケーソン基礎頂版は、部材として必要な厚さを確保するとともに、剛体として取り扱うことができる十分な厚さを有するように設計されていた。一般には、底面周辺が支持されたせん断スパン比 a_s/d (a_s : 橋脚く体の端面より支持部前面までの距離、 d : 有効高さ) の小さい面部材となるが、設計上は計算の簡便な梁部材と仮定して設計されていた。また、荷重の偏心が部材耐力に

及ぼす影響等についても必ずしも明確にされていない状況であった。

しかしながら、近年の基礎構造物の設計において限界状態設計法への移行が検討される中で、構造物全体の挙動を考慮して設計を行うことにより、許容応力度設計法に比べて大きい断面力に対して安全性の検討を行うこととなる傾向にあることから、合理的な部材耐力算定方法の確立が望まれている。さらに、兵庫県南部地震以降の耐震設計の見直し¹⁾に伴い、設計想定地震として内陸の断層直下型地震も考慮するようになったことから、ケーソン基礎頂版の設計がさらに厳しくなる傾向にある。これは、構造物全体の挙動を考慮して応答値を算定することから、設計地震動の増大に対応して、橋脚く体の耐力を増すと、それに伴いさらにケーソン基礎頂版に生じる断面力も大きくなる影響が生じているためである。

ケーソン基礎頂版は、その部材形状から、せん断耐力の検討において断面が決定されることが多いが、このような断面力の増大に対し、頂版の厚さを増すことで対応しているのが現状である。このため、従来に比べて、せ

表一 梁部材供試体の諸元, 実験結果およびせん断耐力計算値

	a_v (mm)	せん断スパン比 a_v/d	コンクリート圧縮強度 f'_c (N/mm ²) (材齢)	V_{max} (kN)	V_{c1} (kN)	V_{c2} (kN)	V_{c3} (kN)
A-0	0	0	27.5 (77 日)	608	614	504	793
A-1	20	0.1	27.5 (77 日)	601	565	499	691
A-2	40	0.2	28.6 (74 日)	539	529	494	600
A-2.5	50	0.25	22.7 (17 日)	491	432	431	515
A-3	60	0.3	28.6 (74 日)	434	480	471	517
A-4	80	0.4	28.5 (73 日)	418	435	442	451
A-5	100	0.5	28.5 (73 日)	377	394	411	397
A-7.5	150	0.75	24.1 (21 日)	302	275	302	285

V_{max} : 最大せん断力 (実験値), V_{c1} , V_{c2} , V_{c3} : それぞれ式(1), (2), (3)により求まるせん断耐力の計算値

表二 面部材供試体の諸元, 実験結果および最大荷重計算値

	a_v (mm)	せん断スパン比 a_v/d	荷重偏心距離 e (mm)	コンクリート圧縮強度 f'_c (N/mm ²) (材齢)	P_{max} (kN)	P_{cal1} (kN)	P_{cal2} (kN)	P_{cal3} (kN)	P_{cal4} (kN)
B-1	20	0.105	0	27.0 (45 日)	2,283	2,044	2,765	—	—
B-3	60	0.315	0	29.7 (119 日)	2,655	2,174	2,291	—	—
B-5	100	0.525	0	23.1 (18 日)	2,040	1,801	1,749	—	—
B-10	200	1.050	0	24.3 (22 日)	1,190	1,342	1,280	—	—
B-5e	100	0.5	75	22.7 (25 日)	1,180	1,860	1,829	1,452	1,113
B-10e	200	1.0	75	23.0 (26 日)	885	1,402	1,337	1,145	816
C-1	20	0.105	0	29.8 (120 日)	2,227	1,702	2,312	—	—
C-3	60	0.315	0	29.9 (122 日)	2,373	1,765	1,898	—	—
C-5	100	0.525	0	24.5 (23 日)	1,680	1,530	1,503	—	—
C-10	200	1.050	0	24.8 (25 日)	1,210	1,167	1,126	—	—
C-5e	100	0.5	70	23.2 (27 日)	1,080	1,550	1,552	1,148	891
C-10e	200	1.0	70	23.3 (28 日)	846	1,214	1,173	948	698

P_{max} : 最大荷重 (実験値), P_{cal1} , P_{cal2} : それぞれ V_{c2} , V_{c3} をせん断破壊面に沿って積分して求めた最大荷重の計算値

P_{cal3} : 式(10)により求めた最大荷重の計算値,

P_{cal4} : 偏心載荷によるせん断破壊面の減少を考慮して式(5)または式(8)により求めた最大荷重の計算値

ん断スパン比がさらに小さくなる傾向があり, せん断スパン比が0.5以下となることも少なくない。

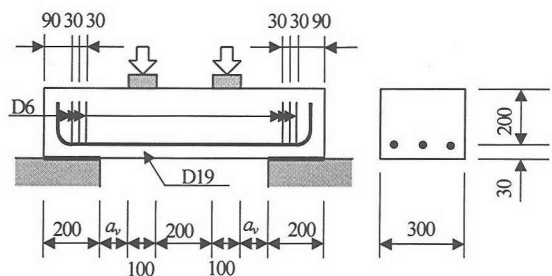
面部材の押抜きせん断耐力に関してはすでにいくつかの研究^{2),3)}が行われているが, せん断スパン比が比較的大きい範囲を対象としたものが多い。せん断スパン比の影響に着目した研究^{4),5)}もあるが, せん断スパン比 a_v/d が1未満の実験はほとんど行われていない。また, 支承は鋼板の間に丸棒をはさんだ形式のものが一般的であり, ケーソン頂版の支持条件とは異なっているものがほとんどである。

最近では, このような問題に対し, ケーソン頂版を合理的に検討するための検討も行われている^{6)~8)}。しかし, これらの研究は $a_v/d=0.5\sim 2.0$ の範囲で行われており, せん断スパン比のごく小さい領域は対象となっておらず, また荷重の偏心に対する影響の検討も行われていない。したがって, ケーソン頂版のせん断耐力算定方法を検討するには, せん断スパン比, 荷重の偏心, 支持条件の影響などを明らかにする必要がある。

そこで, 本研究では, ケーソン基礎頂版の形状や支持

表三 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 (l/m ³)
61.5	46.0	157	256	854	1041	0.64



図一 梁部材供試体の形状・配筋 (単位: mm)

状態, 荷重条件等を考慮した合理的な設計法を確立するため, ケーソン基礎頂版の供試体を用いたせん断耐力に関する載荷実験を行い検討することにした。

2. 実験の概要

実験^{9)~12)}に用いた供試体の諸元を表-1および表-2に示す。Aシリーズは矩形断面を有する単純梁部材供試体、Bシリーズは全周支持された矩形スラブの面部材供試体、Cシリーズは全周支持された円形スラブの面部材供試体であり、いずれもせん断補強鉄筋は配置していない。それぞれの供試体の形状および配筋の例を図-1~3に示す。

荷重板端部と支承前面の距離 a_s および荷重の偏心の有無をパラメータとし、Aシリーズは $a_s/d=0\sim0.75$ の8体、BおよびCシリーズは $a_s/d=0.105\sim1.05$ のそれぞれ6体、合計20体の実験を行った。コンクリートは粗骨材の最大寸法20mmのものを用いた。コンクリートの配合を表-3に示す。載荷試験日におけるコンクリートの圧縮強度および材齢を表-1および表-2に示す。なお、コンクリートの打ち込み後、1週間養生マットを用いて湿潤養生を行い、その後室内にて保管した。また、引張鉄筋はD19 (SD345) を100mm間隔で配置した。鉄筋の材料試験の結果、引張降伏強度は 373N/mm^2 (A-0~2, A-3~5, B-1,3, C-1,3) および 382N/mm^2 (その他) であった。

梁部材供試体は、図-1に示すように、幅300mm、高さ230mmの矩形断面とし、引張鉄筋はD19を3本配置した。載荷方法は、 $100\times 300\times 16\text{mm}$ の鋼製の荷重板に剛な載荷治具を重ね、それらを介して2点対称載荷で静的な単調載荷を行った。

面部材供試体の引張鉄筋は、図-2および図-3に示すように、二方向にD19を100mm間隔で配置した。表-2において a_s/d は、荷重の偏心のない場合は二方向に配置した引張鉄筋に対する有効高さの平均値とし、偏心載荷の場合は、偏心載荷方向に配置された引張鉄筋に対する有効高さとして算定した。

面部材供試体の載荷方法は、静的な単調載荷とし、荷重の偏心を考慮しない場合は供試体中央に設置した厚さ50mmの鋼製の荷重板に載荷した。荷重板の形状は、矩形スラブ供試体の場合は $300\text{mm}\times 300\text{mm}$ の正方形、円形スラブ供試体の場合は直径300mmの円形とした。

一方、偏心載荷の場合は、図-4に示すように、荷重板上に載せた幅100mm、厚さ50mmの帯状の鋼板に載荷する方式とし、鋼板の接触面の図心と供試体中央との間の距離を荷重偏心距離 e とした。

なお、支承条件は、ケーソン基礎頂版の支承条件を模擬したものとし、鋼材を組合せて製作した剛な支持台の上に供試体を置いている。水平方向の拘束の影響を除去するため、供試体と支持架台の間全面に厚さ3mmのテフロン板2枚を挟み、摩擦抵抗を低下させることとした。実際のケーソン頂版と支持部の間にはある程度の摩擦抵抗が

あることが想定され、その影響により、摩擦抵抗がない場合よりもせん断耐力が大きくなることも考えられる。しかし、摩擦抵抗の大きさは支持部分の構造詳細や施工方法等によって変化すると考えられるため、実験はこのような拘束の影響を除くこととした。

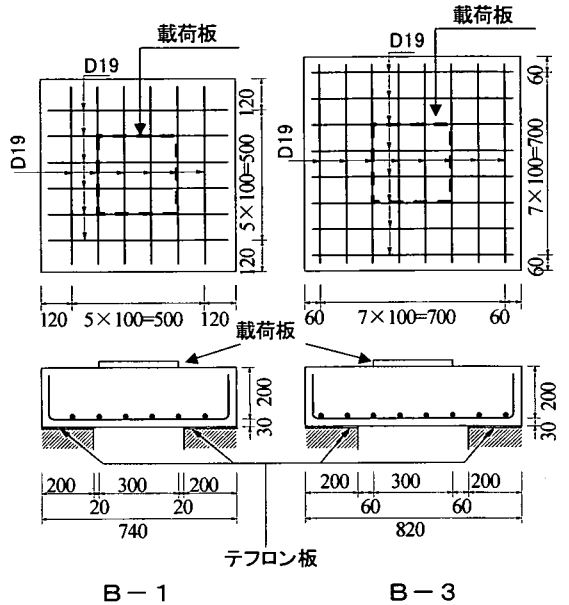


図-2 面部材供試体の形状・配筋 (B-1, B-3, 単位: mm)

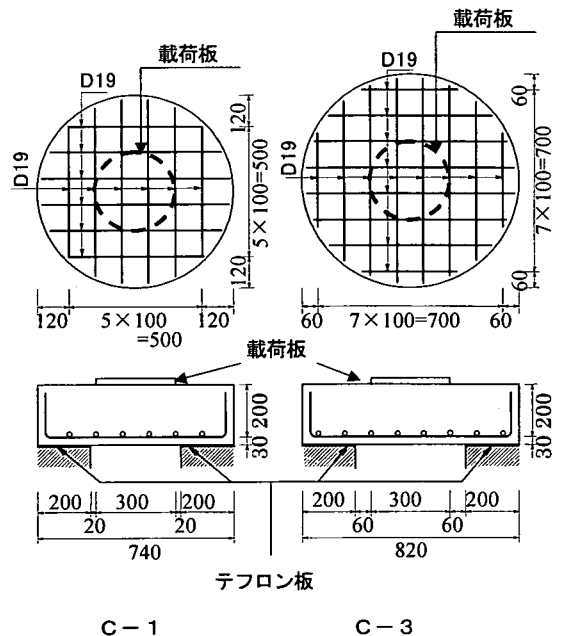


図-3 面部材供試体の形状・配筋 (C-1, C-3, 単位: mm)

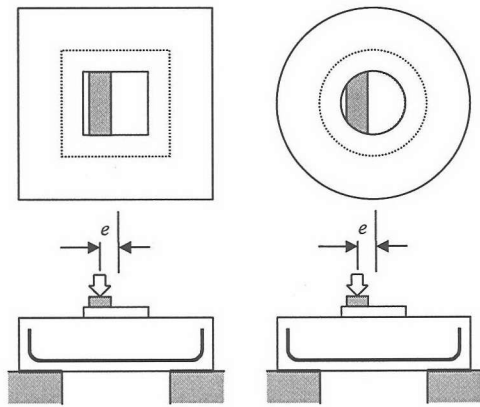
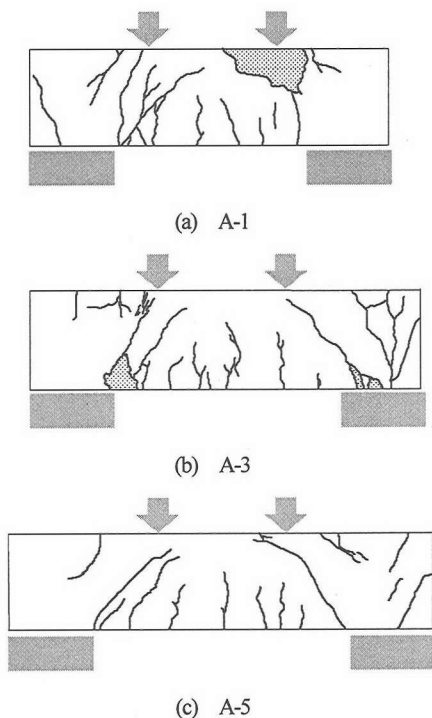


図-4 面部材供試体の偏心荷重状況



注：ハッチングはコンクリートの剥落部を示す

図-5 梁部材供試体のひび割れ状況

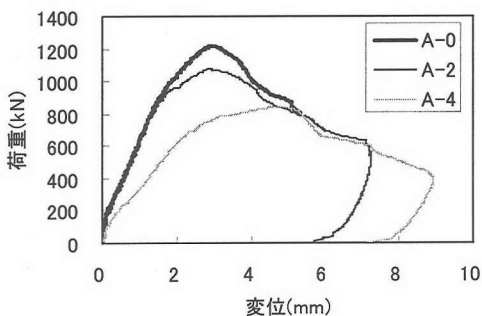


図-6 梁部材供試体の荷重-変位関係

荷重時には、供試体のひび割れと破壊の状況を観察し、供試体のたわみと、鉄筋およびコンクリートのひずみを測定した。なお、面部材供試体の下面は支持台に取り囲まれているため、荷重中のひび割れ状況の観察は行っていない。

計測位置は、たわみについては支点およびスパン中央、コンクリートのひずみはスパン中央下面とした。鉄筋のひずみは、梁部材供試体は支承前面、スパン中央および荷重板端部位置とし、面部材供試体は、二方向の鉄筋それぞれのほぼ中央に位置する鉄筋を対象に、支承前面、スパン中央および荷重板端部位置で計測した。

3. 実験結果

(1) 梁部材供試体の破壊性状

A-1, A-3, A-5の実験終了時のひび割れ状況を図-5に示す。梁部材供試体は、まずスパン中央付近に曲げひび割れが発生し、荷重の増加とともに、支承前面から荷重板内側に向かってせん断ひび割れが発達したが、これが貫通することはなかった。その後、支承前面から荷重板の外側に向かって大きなひび割れが生じ、支承と荷重板の間のコンクリートが圧壊し、破壊に至った。なお、図では、荷重スパンの外側にひび割れが生じているが、これは最大荷重以降に生じたもので、破壊の主要因とは無関係である。

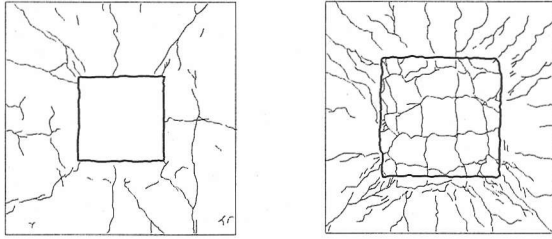
引張鉄筋は、A-0, A-1, A-2が降伏ひずみを超過しており、その他の供試体は降伏に至らなかった。引張鉄筋が降伏した供試体は、いずれも最大荷重の直近で鉄筋が降伏している。また、最終的な破壊は、いずれの供試体も同様に荷重板と支承の間のコンクリートが圧壊することにより荷重低下が始まった。さらに図-6に示すように、A-0, A-2と、引張鉄筋が降伏していないA-4の荷重-変位関係を比較すると、いずれも同様の傾向を示しており、最大荷重に達したのち急激に荷重が低下した。以上より、いずれの供試体もせん断破壊したのと考えられる。

(2) 荷重の偏心のない面部材供試体の破壊性状

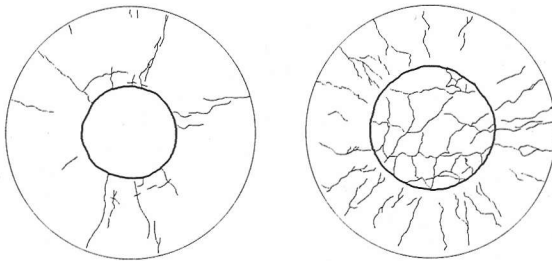
荷重の偏心が無い面部材供試体 (B-1, B-3, B-5, C-1, C-3, C-5, C-10) の場合は、最大荷重に至るまでの間、供試体上面に顕著なひび割れは見られなかったが、最大荷重付近で荷重板周囲から外側に向かって放射状にひび割れが発生した。その後、さらに荷重を続けると、荷重板周辺のひび割れが増加、進展するとともに、荷重板が供試体にめり込み、押抜きせん断破壊した。

破壊時のひび割れ状況の例としてB-3のひび割れ状況を図-7に、C-3のひび割れ状況を図-8に示す。また、実験終了後にコンクリートをはつて破壊面を確認した

ところ、いずれも載荷板端部と支承前面を結ぶ線上が破壊面となり、Bシリーズは角錐台状、Cシリーズは円錐台状となっていた。はつり後の状況の例として、B-5の破壊面の状況を写真-1に、C-5の破壊面の状況を写真-2に示す。写真は、下面より撮影したものであるが、載荷板端部から支承前面に向かって破壊面が形成されていることがわかる。



上面 下面
図-7 矩形スラブ供試体の破壊状況 (B-3)



上面 下面
図-8 円形スラブ供試体の破壊状況 (C-3)

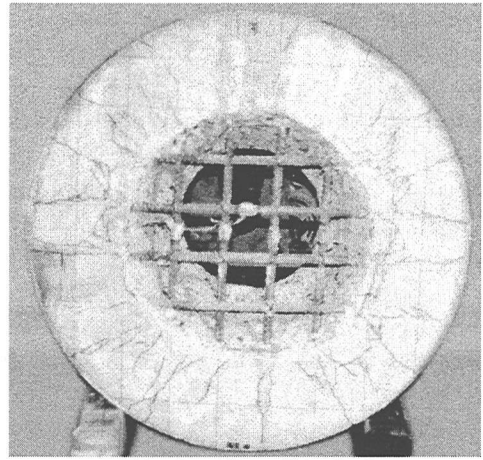


写真-2 破壊面の状況 (C-5)

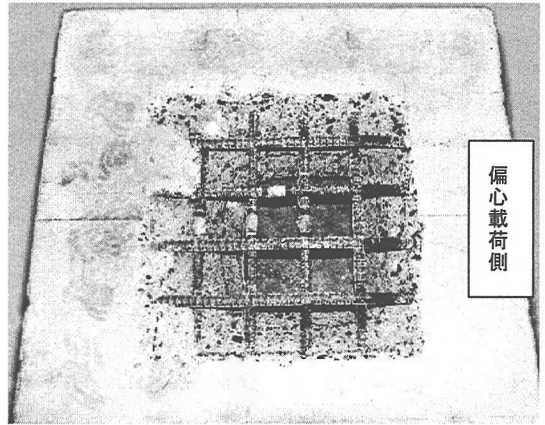


写真-3 破壊面の状況 (B-5e)

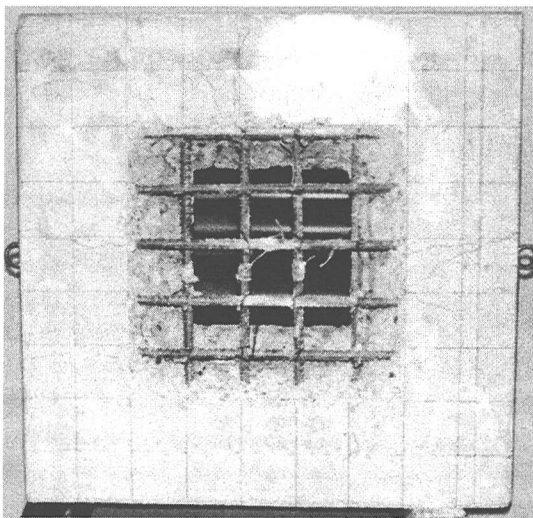


写真-1 破壊面の状況 (B-5)

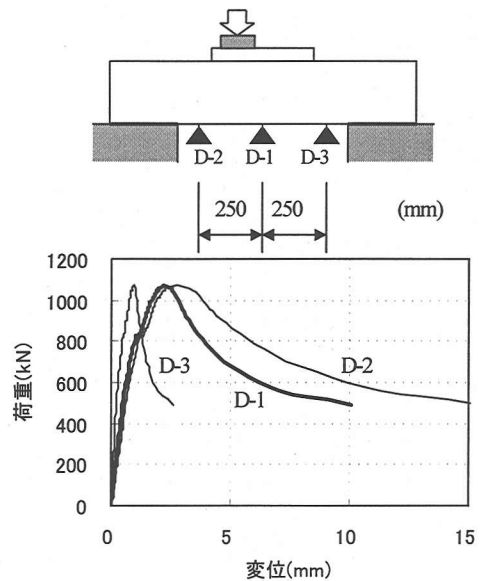


図-9 荷重と供試体下面の鉛直変位の関係 (C-5e)

(3) 荷重を偏心させた面材供試体の破壊性状

荷重を偏心させた面材供試体 (B-5e, B-10e, C-5e, C-10e) の場合は、偏心がない場合と同様に、最大荷重の近くに至るまでの間は供試体上面に大きな変化は認められなかったが、やがて載荷板周囲から外側に向かってひび割れが発生し、荷重を偏心させた側にめり込むように変形が生じて押抜きせん断破壊に至った。

図-9に、円形スラブ (C-5e) について、荷重と供試体下面の鉛直変位の関係を示した。曲線の勾配は偏心側 (D-2) でもっともゆるく、次いで中央 (D-1)、偏心させた側と反対側 (D-3) の順で大きくなっており、偏心側において変形が先行、進行していることが認められる。この傾向は鉄筋のひずみ状況からも同様の結果が認められ、これらは定性的に他の供試体についても同様の結果が得られた。これは、スラブの支持部全周で均等に抵抗しているのではなく、偏心載荷側で破壊が進行していることを示しているものと考えられる。

また、はつり後の破壊状況の例として、B-5eの供試体下面から撮影した破壊面の状況を写真-3に示す。荷重の偏心がない場合と同様に角錐台状に押抜きせん断破壊しているが、偏心載荷の反対側では、破壊面が不明瞭になっている。なお、いずれの供試体も、最大荷重時に、鉄筋のひずみ計測位置では降伏ひずみに達していない。

(4) 最大せん断力および最大荷重

各供試体の最大せん断力 V_{max} および最大荷重 P_{max} を表-1および表-2に示す。梁部材供試体は、せん断スパン比 a_w/d が小さくなるほど最大せん断力 V_{max} が大きくなる傾向にある。

また、面材供試体の場合、荷重を偏心させると偏心のない場合に比べて最大荷重が約60~75%に低下する結果となった。

4. 梁部材供試体のせん断耐力

本実験結果から、せん断耐力算定方法の検討を行うことにした。まず、梁部材供試体について、検討を行う。せん断スパン比の小さい領域の単純梁に対するせん断耐力の算定式として提案されている、次式を用いて検討を行った^{13)~15)}。

$$V_{c1} = \frac{0.24 \cdot f_c^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{p_w}) \cdot (1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

$$V_{c2} = \frac{0.95 \sqrt{f_c} \cdot p_w^{1/3} \cdot (1000/d)^{1/4}}{1 + (a_w/d)^2} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

$$V_{c3} = 2.6 \{1 + 2.35(a/d)^{1.2}\} \cdot p_w^{1/3} \cdot (1000/d)^{1/4} \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

ここに、 f_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

p_w : 引張鉄筋比(%)

d : 有効高さ(mm)

b_w : 部材幅(mm)

a_w : せん断スパン(mm)

r : 載荷板の部材軸方向長さ(mm)

a : 載荷点と支承の中心間距離(mm)

式(1)¹³⁾はディープビームのせん断耐力算定式で、ピンローラー支承を用いた場合を対象としており、本実験の支承条件とは異なる。式(1)の a は載荷点中心と支承中心の距離であるが、本実験の支持条件では、支承中心の位置が不明確である。そこで、支承前面から載荷板と同じ幅を持つ支承板があるものと仮定し、 a を式(4)で求めることとした。なお、この前提として支承幅が載荷板幅よりも大きいことが必要であるが、本実験に用いた供試体についてはいずれも支承幅 (200mm) が載荷板幅 (100mm) よりも大きくなっている。また、本実験で用いた支承は回転に追従できないため、載荷段階に応じて反力の分布が変化し、これに伴って載荷点と支承の中心間距離が小さくなることも予想される。しかし、本実験で用いた供試体はいずれもせん断スパン比が小さく、曲げ変形がごく小さいため影響は小さいものと考えられる。また、 r を小さくとると V_{c1} は小さく計算されるが、これに伴い a が小さくなり、これは V_{c1} を大きく計算することとなるため、トータルでは V_{c1} の計算に大きな影響が無いと考えられる。したがって、 a を式(4)で求めても差し支えないものと判断した。

$$a = a_w + r \quad (4)$$

計算結果を表-1に、 a_w/d とせん断耐力の実験値/計算値の関係を図-10に示す。8体の実験結果に対し、 V_{max}/V_{c1} の平均は 1.02、変動係数は 7.2% であり、式(1)は実験値を概ね精度よく評価している。式(1)はピンローラー支承を用いて支承拘束のない状態での算定式であるが、 a を式(4)のように仮定すれば、本実験のような支承条件でもせん断耐力にそれほど大きな差異はないものと考えられる。

一方、式(2)¹⁴⁾はディープビームの設計に用いられるせん断耐力算定式で、 V_{c1} をもとに設計に適用しやすいように簡略化されたものである¹⁰⁾。式(2)の a_w は支承前面から荷重作用点までの距離であるが、ケーソン基礎頂板への適用を考えた場合、支承前面から載荷板の支承側端部までの距離としたほうが設計上適用するのに明快である。そして、このように計算した梁部材供試体の V_{c2} を表-1に、 a_w/d と V_{max}/V_{c2} の関係を図-10に示した。 V_{max}/V_{c2} の平均は 1.05、変動係数は 10.9% で、式(1)

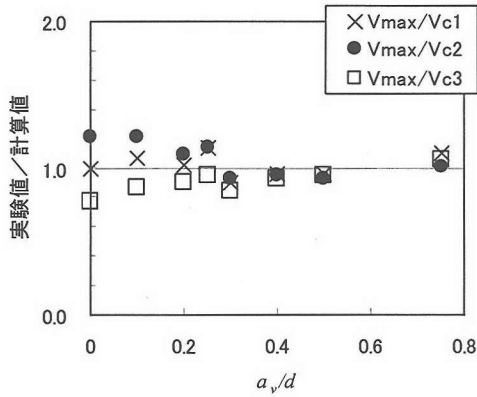


図-10 a_v/d とせん断耐力の実験値/計算値の関係
(梁供試体)

よりもやや算定精度は低くなるものの、実験結果を概ね妥当に評価している。

式(3)はフーチングのせん断設計に用いられる式を、せん断スパン比の小さい領域で実験結果に適合するように修正された式である¹⁵⁾。せん断スパン比が小さくなると V_{max}/V_{c3} が小さくなる傾向を示しており、せん断スパン比 $a_v/d \leq 0.2$ のごく小さい領域では 10~20%程度計算値は実験値を過大評価する結果となった。 V_{max}/V_{c3} の平均は 0.93、変動係数は 9.0%で、ばらつきは式(2)に比べてやや少ないものの、 $a_v/d=0.75$ の場合を除き過大評価となった。

なお、既往の研究では $a_v/d < 0.5$ のせん断スパン比がごく小さい領域での実験データは少なく、この領域でのせん断耐力算定式の検証は十分でないものと考えられる。このため、 $a_v/d \geq 0.5$ の領域ではいずれのせん断耐力算定式も同様に精度よく算定できるのに対し、 $a_v/d < 0.5$ の領域では、算定式によって算定精度が異なる結果となったものと考えられる。

5. 面部材供試体の押抜きせん断耐力

(1) 荷重の偏心が無い場合

次に、面部材供試体のうち、荷重の偏心が無いものについて検討を行った。ここでは、次の仮定のもとに押抜きせん断耐力を算定した。

- ① 面部材の押抜きせん断耐力は、単位幅を有する単純梁部材のせん断耐力をせん断破壊面の中心線上で全周にわたって積分することにより求める。
- ② ①の場合においても、せん断耐力は単純梁部材の場合と同様にせん断スパン比の影響を受けるものとする。

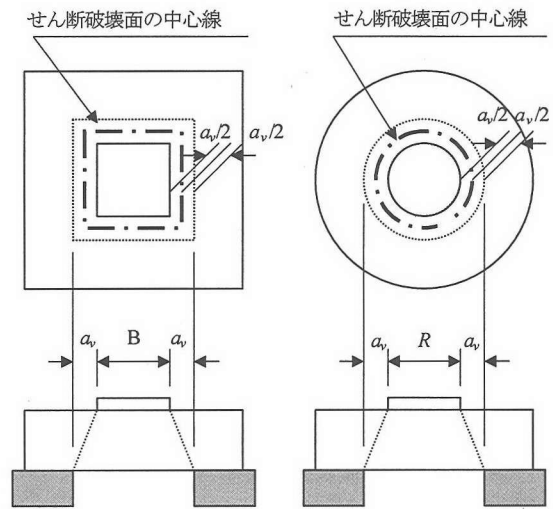


図-11 計算上のせん断破壊面の中心線

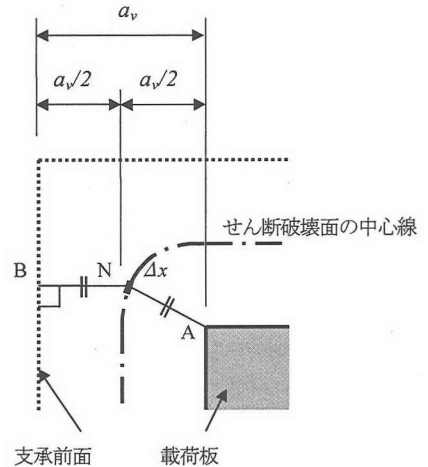


図-12 矩形供試体角部におけるせん断破壊面の中心線

- ③ せん断破壊面の中心線は、図-11 に示すように、荷重板縁端と支承前面との中央に位置すると仮定する。
- ④ 有効高さ d は、二方向に配置した引張鉄筋に対する値の平均とする。また、引張鉄筋比 p_w は、引張鉄筋の断面積 (286.5mm^2) を配置間隔 (100mm) および有効高さ d で除して求める。

実験において、破壊面は荷重板縁端と支承前面をほぼ直線的に結ぶ線上に生じていた。したがって、供試体の破壊面上の位置がその点での部材高さの $1/2$ と一致した点を結ぶと、③で仮定した荷重板縁端と支承前面の中央

位置とほぼ一致する。

なお、面部材の押抜きせん断耐力 P_{cal1} および P_{cal2} は、単純梁部材のせん断耐力式(2)および式(3)に基づき、算定することとした。ここで、式(1)については、面部材供試体では載荷板の部材軸方向長さ r を定めることが難しいため、これに基づく押抜きせん断耐力の検討は行っていない。

まず、円形スラブ供試体の場合は、せん断破壊面の中心線の周長 U を式(7)で算定し、 a/d を一定として式(5)および式(6)により押抜きせん断耐力 P_{cal1} および P_{cal2} を計算した。

$$P_{cal1} = \frac{0.95 \sqrt{f'_c} \cdot p_w^{1/3} \cdot (1000/d)^{1/4}}{1 + (a_v/d)^2} \cdot U \cdot d \quad (5)$$

$$P_{cal2} = 2.6 \{1 + 2.35(a_v/d)^{1.2}\} \cdot p_w^{1/3} \cdot (1000/d)^{1/4} \cdot U \cdot d \quad (6)$$

ここに、 U : せん断破壊面の中心線の周長 (mm)

$$U = \pi \cdot (R + a_v) \quad (7)$$

ここに、 R : 円形供試体の載荷板の直径 (mm)

また、矩形スラブ供試体の場合、角部の破壊面およびせん断スパンの取り方について、破壊面は角部においてやや丸みを帯びていることが観察されたこと、および杭基礎フーチングのせん断耐力算定方法¹⁷⁾を参考にして、支承前面と載荷板角部から等距離の位置に破壊面の中心があると仮定した。また、角部以外については、載荷板縁端と支承前面の中央に破壊面の中心が位置するものと仮定した。せん断破壊面の中心線は図-12 に示される断面とし、 N 点近傍の微小区間 Δx のせん断耐力を求め、せん断スパン a_{vN} は ANB の長さをとることとした。そして、各微小区間のせん断耐力を求め、せん断破壊面の中心線に沿って積分することにより、矩形スラブ供試体の押抜きせん断耐力 P_{cal1} および P_{cal2} を算定することとした。なお、 N 点における微小区間 Δx のせん断耐力 P_{cal1N} および P_{cal2N} は、式(8)および式(9)により表される。

$$P_{cal1N} = \frac{0.95 \sqrt{f'_c} \cdot p_w^{1/3} \cdot (1000/d)^{1/4}}{1 + (a_{vN}/d)^2} \cdot \Delta x \cdot d \quad (8)$$

$$P_{cal2N} = 2.6 \{1 + 2.35(a_{vN}/d)^{1.2}\} \cdot p_w^{1/3} \cdot (1000/d)^{1/4} \cdot \Delta x \cdot d \quad (9)$$

計算結果を表-2に、矩形スラブ供試体の a/d と押抜きせん断耐力の実験値/計算値の関係を図-13に、円形スラブ供試体の a/d と押抜きせん断耐力の実験値/計算値の関係を図-14に示す。いずれも梁部材の場合と同様の傾向で、 $a/d \geq 0.315$ の場合は P_{cal1} 、 P_{cal2} ともほぼ同じ計算値となるが、 $a/d=0.105$ の場合は P_{cal1} に

比べて P_{cal2} の方が大きな値となる。

矩形スラブ供試体については、 P_{cal1} で実験結果を概ね精度よく評価できる結果となった。 P_{cal2} では、 $a/d=0.105$ の場合 20%程度実験値を過大評価する結果となった。

円形スラブ供試体については、 P_{cal1} 、 P_{cal2} とも $a/d=0.525$ 、 1.05 では概ね実験値を妥当に評価できる結果となったが、 $a/d=0.315$ の場合はいずれも約30%過小評価、 $a/d=0.105$ の場合は P_{cal1} は約30%過小評価、 P_{cal2} の場合は、ほぼ妥当に評価する結果となった。

P_{cal1} と P_{cal2} では、梁供試体の検討結果からも、 $a/d \leq 0.2$ の場合に算定結果が大きく異なる傾向にあるが、 P_{cal1} を用いれば設計上安全側の評価ができるものと考えられる。

次に、図-15に今回の実験結果に加えて、文献6)の矩形スラブの実験結果のうちせん断破壊したと思われるデータを合わせて、 a/d と P_{max}/P_{cal1} の関係を示した。なお、文献6)の引張鉄筋は二方向に配置されていると思われるが、配筋の詳細が示されていないため有効高さ d や引張鉄筋比 p_w の算定方法がいずれ

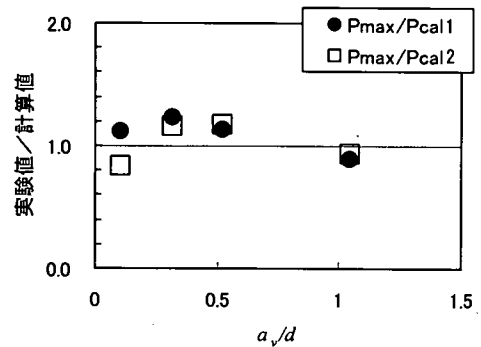


図-13 a_v/d と押抜きせん断耐力の実験値/計算値の関係 (矩形供試体)

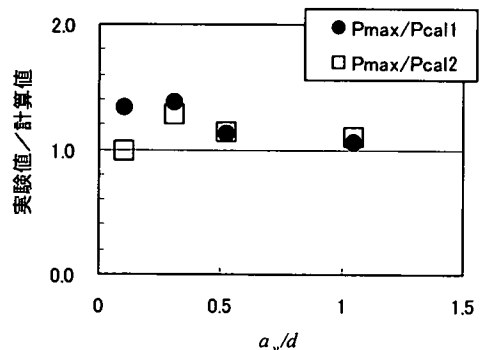


図-14 a_v/d と押抜きせん断耐力の実験値/計算値の関係 (円形供試体)

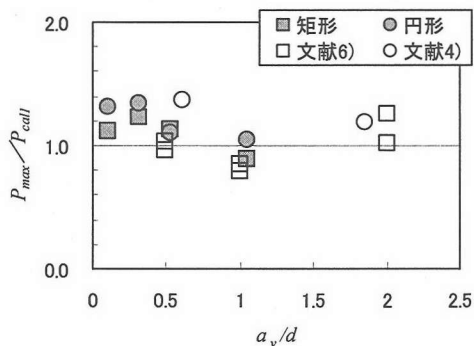


図-15 a_v/d と P_{max}/P_{cal1} の関係

の方向の引張鉄筋に対するものか不明で、前述の仮定とやや異なる可能性があるが、ここでは文献 6)に有効高さ d および引張鉄筋比 p_w として示された値をそのまま用いて計算した。合計 14 体の実験データに対し、 P_{max}/P_{cal1} の平均値は 1.07、変動係数は 15.2%であった。

また、図-15 に文献 4)の丸棒で支持された円形スラブの実験結果も併記した。本研究の実験とは支持条件が異なるものの、 P_{cal1} は押抜きせん断耐力を概ね安全側に評価している。

以上より、 $a_v/d=0.1\sim 2.0$ 程度の範囲においても、式(5)または式(8)により押抜きせん断耐力を安全側に算定できるものと考えられる。

(2) 偏心載荷の場合

偏心載荷の場合における最大荷重は、偏心がない場合の実験値に対して概ね60~75%である。そこで、ここでは偏心載荷の場合のせん断耐力を、荷重の偏心を考慮しない場合のせん断耐力 P_{cal1} を基本とし、土木学会示方書¹⁹⁾に示された偏心載荷における耐力低減率 α を用いて式(10)により求めた。

$$P_{cal3} = P_{cal1} / \alpha \quad (10)$$

ここに、 α : 偏心荷重による耐力低減率

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 1 + \frac{1.5e}{B + a_v} && \text{(矩形)} \\ \alpha &= 1 + \frac{2e}{R + a_v} && \text{(円形)} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

e : 偏心量(mm)

B : 矩形供試体の載荷板の辺長(mm)

R : 円形供試体の載荷板の直径(mm)

a_v : せん断スパン (mm)

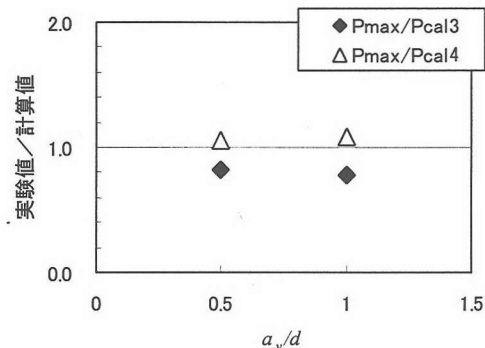


図-16 a_v/d と押抜きせん断耐力の実験値/計算値の関係 (矩形供試体, 偏心載荷)

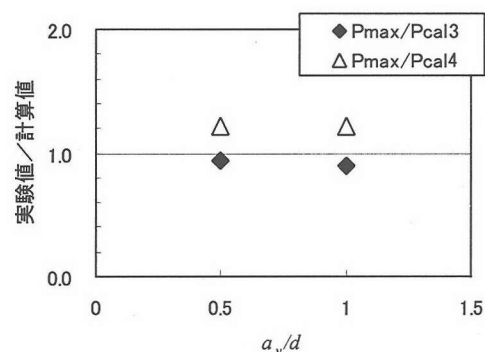


図-17 a_v/d と押抜きせん断耐力の実験値/計算値の関係 (円形供試体, 偏心載荷)

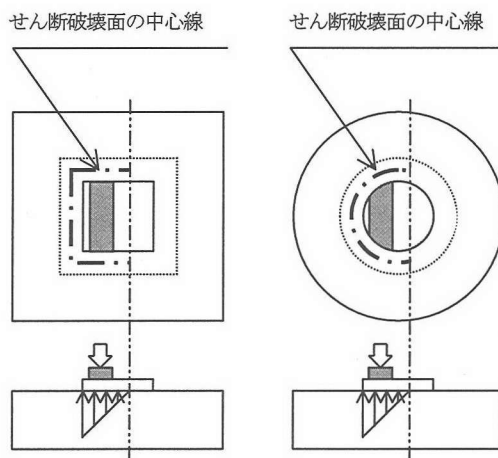


図-18 偏心載荷におけるせん断破壊面の仮定

計算値を表-2に、せん断スパン比 a_v/d と P_{max}/P_{cal3} の関係を図-16および図-17に示す。計算値は偏心載荷時のせん断耐力を過大に評価する結果となった。土木学会示方書の方法は、せん断スパン比が比較的大きいスラ

ブを対象としており、このため本実験のようにせん断スパン比が小さい領域にこの方法をそのまま適用すると、算定精度が低下するものと考えられる。

次に、写真-3より偏心載荷と反対側で破壊面が不明瞭となっていたことから、式(10)による耐力低減率 α を用いるのではなく、偏心載荷によってせん断破壊面の中心線の周長が減少するものと考えて算定することを試みた。図-18に示すように、載荷板を剛体と考えて応力分布が三角形分布になると仮定して、合力位置が載荷位置と一致するように分布幅を求め、せん断破壊面の中心線の周長を算定することとした。

この仮定に基づき、式(5)または式(8)の算定方法により求めた計算値 P_{calc} を表-2および図-16および図-17にあわせて示した。この場合は、矩形供試体の実験値をほぼ妥当に評価し、円形供試体の計算値は実験値を20%程度過小に評価する結果となった。

供試体数が、矩形と円形で2体ずつであり、偏心量が一定であるなど限られた条件での実験であり、本実験と異なる条件下での適用性については、さらに検討する必要があるが、本実験の条件(矩形： $a/d=1.0, 1.5, e/B=0.25$ 、円形： $a/d=1.0, 1.5, e/R=0.23$)においては P_{calc} の方法で安全側に実験値を推定できることが確認できた。

6. 結論

ケーソン基礎頂版のせん断耐力の評価方法について模型供試体の載荷実験から検討を行ったところ、以下の結論を得た。

- (1) ケーソン基礎頂版の支持条件を模擬した梁部材試験体 ($a/d=0\sim 0.75$) を用いた実験結果より、ピンローラー支承を用いた場合に適用される既往のディープビームのせん断耐力算定方法を用いても、せん断スパンの取り方を式(4)とすることにより、せん断耐力を適切に評価できることが明らかになった。
- (2) 矩形および円形の面部材供試体 ($a/d=0.105\sim 1.05$) を用いた載荷実験結果より、荷重に偏心がない場合は、載荷板縁端と支承前面との中央をせん断破壊面の中心線とし、単位幅を有するディープビームのせん断耐力を全周にわたって積分した面部材として扱うことで比較的精度よく推定できることが明らかになった。
- (3) 矩形および円形の面部材供試体 ($a/d=0.5, 1.0$) を用いた偏心載荷実験結果より、偏心量が $e/B=0.25$ (矩形) または $e/R=0.23$ (円形) の場合、偏心がない場合のせん断耐力を基本に、せん断破壊

面の中心線の周長を載荷板底面の応力分布から仮定してせん断耐力を求め、実験値との比較検討を行った結果、安全側に実験値を推定できることが明らかになった。

謝辞：実験の実施にあたって、鉄建建設株式会社技術研究所にご協力を頂きました。関係者の皆様には謝意を表します。

参考文献

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)、丸善、1999.10.
- 2) 角田與史雄、井藤昭夫、藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.229、pp.105-115、1974.9.
- 3) 前田幸雄、松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式、土木学会論文集、No.348/V-1、pp.133-141、1984.
- 4) Lovrovich, J.S. and McLean, D.I. : Punching Shear Behavior of Slabs with Varying Span-Depth Ratios, *Structural Journal, ACI*, Vol.87, No.5, pp.507-511, September-October, 1990.
- 5) Iwaki, R., Akiyama, H., Okada, T. and Shioya, T. : Shear Strength of Reinforced Concrete Circular Slabs, *Proceedings of JSCE*, No.360/V-3, pp.155-164, August, 1985.
- 6) 七澤利明、中野正則、加藤秀章、増井直樹、岡田光志：ケーソン基礎頂版の耐力に関する実験的研究、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集、第5部、pp.968-969、1995.
- 7) 石川哲哉、藤原稔、中野正則、増井直樹：ケーソン基礎頂版の耐力に関する解析的研究、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集、第5部、pp.970-971、1995.
- 8) 鈴木基行、石川哲哉、長谷川央、藤原稔：ケーソン基礎のRC頂版のせん断耐力評価に関する研究、コンクリート工学論文集、Vol.9, No.1, pp.47-61、1998.
- 9) 渡辺忠明、棚村史郎、下村勝、西村昭彦：ケーソン基礎上スラブのせん断耐力について、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集、第5部、pp.868-869、1994.
- 10) 棚村史郎、下村勝、渡辺忠明、西村昭彦：ケーソン基礎上スラブのせん断耐力について—偏心載荷実験結果—、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集、第5部、pp.972-973、1995.
- 11) 下村勝、棚村史郎、渡辺忠明、西村昭彦：ケーソン基礎上スラブのせん断耐力について—偏心載荷実験の考察—、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集、第5部、

- pp.974-975, 1995.
- 12) 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.
- 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.
- 14) 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], 2002. (2002.9.19 受付)
- 15) 石橋忠良, 斉藤啓一, 丸山久一: 多点载荷を受けるはりのせん断耐力に関する一考察, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.7, pp.517-520, 1985.
- 16) 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, No.61, 1986.
- 17) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, No.337, pp.197-204, 1983.

SHEAR STRENGTH OF UPPER SLABS OF CAISSON FOUNDATION

Yukihiro TANIMURA, Tadatomo WATANABE, Tsutomu SATO
and Shiro TANAMURA

Upper slabs of caisson foundation are RC planar members with small shear span ratio to which all surroundings under the outside edge are supported. However, neither consideration method as the planar member nor the influence of eccentricity of the load is clarified in the shear design of upper slabs. Moreover, the shear strength of slabs with very small shear span ratio is not clarified though there is a tendency that the shear span ratio of upper slabs is reduced by the revision of seismic design. Then, the method of calculating the shear strength based on the load testing result of the model of upper slabs of caisson foundation was examined. As a result, it was concluded that the shear strength of upper slabs can be calculated by considering the peripheral length of shearing fracture area.