

論文 偏心荷重を受ける杭支持独立フーチングの破壊性状

鈴木 邦康^{*1}・大築 和夫^{*2}

要旨：本報では、柱、フーチングともに平面が正方形の軸対称な柱付き 4 本杭支持独立フーチングについて、柱頂部に作用させる鉛直荷重の作用位置（偏心距離）を変化させて曲げ及びせん断破壊実験を行った。その結果、偏心なしとした場合と偏心ありとした場合では、曲げ破壊時に開口する亀裂位置やせん断破壊時の破壊形式に違いが見られた。また、偏心距離が長くなるほど曲げ耐力及びせん断耐力は小さくなることなどが確認された。

キーワード：杭支持フーチング、偏心荷重、破壊形式、終局耐力

1. はじめに

通常、フーチング基礎を設計する場合、柱脚の曲げモーメントは全て基礎梁に負担させ、基礎は鉛直力に対してのみ設計すれば良いとされている。しかし、基礎梁の剛性が小さい場合や基礎梁が無い場合には、フーチング基礎は鉛直力と曲げモーメント、即ち偏心荷重を受けることになる。このような偏心荷重を受ける杭支持独立フーチングの設計は、鉛直力による杭反力に柱脚の曲げモーメントにより生じる反力を加算して偏心のない場合と同様に行われていることから、その妥当性を実験的に検証しておく必要があると考える。

そこで本報では、偏心荷重を受ける杭支持独立フーチングの破壊性状に関する基礎的資料を得ることを目的として、4 本杭支持の場合を対象に、柱頂部に作用させる鉛直荷重作用位置（以下、偏心距離）を変えて実験し、フーチングの破壊性状及び耐力性状に及ぼすその影響について検討した。また、実験で得られた耐力と現行の日本建築学会構造計算規準¹⁾（以下、RC 規準と略記）に準じて求めた計算値との比較も行った。

2. 実験の概要

2.1 試験体及び使用材料

試験体一覧を表 1 に、試験体の形状及び配筋を図 1 に示す。試験体は B 試験体と S 試験体からなり、前者は曲げ破壊、後者はせん断破壊するように計画したものである。試験体の形状は、スラブ厚を B 試験体で 250mm、S 試験体で 200mm としたほかは、スラブ平面 900mm×

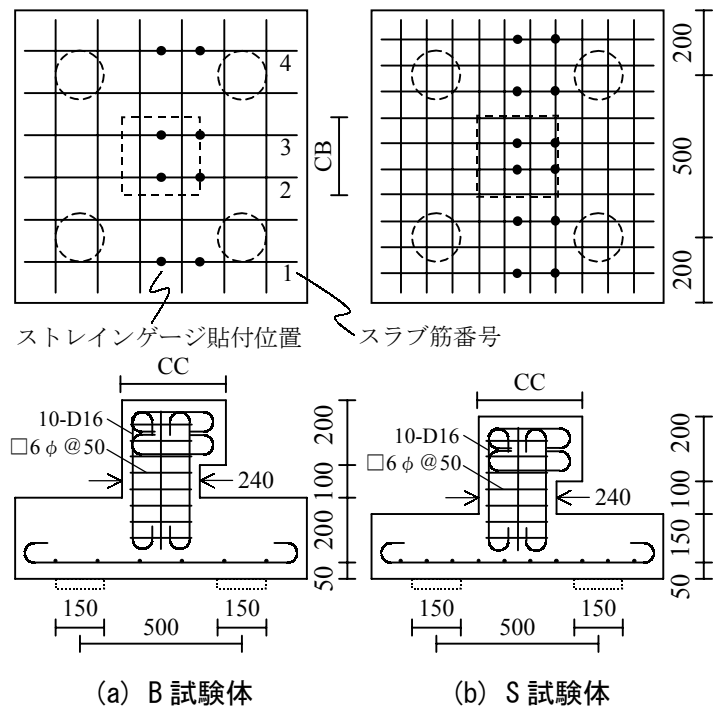


図 1 試験体の形状及び配筋

*1 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科助手 博士（工学）（正会員）

*2 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博（正会員）

900mm，柱断面 240mm×240mm，杭間隔 500mm 及び杭径 150mm で，全試験体同一である。また，柱型上面の平面形状はフーチングに偏心荷重を作用させるために偏心距離に応じて表－１に示す寸法とした。スラブの鉄筋量は B 試験体では RC 規準¹⁾に準じて求めた曲げ耐力計算値がせん断耐力計算値²⁾より小さくなるように，S 試験体では両計算値の大小関係が上記の場合と逆になるように定めた。試験体数は，両試験体とも偏心距離を 0，40，60，80，120mm の 5 種とし，同一の偏心距離について 2 体ずつ製作したので全部で 20 体である。

試験体記号は前述の種別を表す記号(B または S)の後に偏心距離，試験体番号を順に記して付してある。

使用した鉄筋の力学的特性及びコンクリートの調合をそれぞれ表－２及び表－３に，コンクリートの圧縮強度試験結果を他の結果とともに表－４，表－５に掲げた。

2.2 載荷及び計測方法

図－２に載荷装置を示す。本実験では，偏心荷重を作用させるためアムスラー型圧縮試験機の中心に対して試験体を偏心距離だけずらしてセットし，鉛直方向に単調漸増加力を行った。

なお，実際のフーチングでは杭による水平方向の拘束力が耐力に影響すると考えられるが，拘束のない場合が最も不利になると考えて本実験では図示のようにローラー支承とした。

変位は，フーチング底面での鉛直方向変位をその対角線上 5 ヶ所で計測した。後述するフーチング底面中央点のたわみは，基準となる杭支点の変位をその両側の変位計測値を直線補間して求め，この値を中央点の計測値から差し引いて算出した。また，試験体各種 1 体ずつについて，図－１に示す位置でスラブ筋のひずみを計測した。

表－１ 試験体一覧

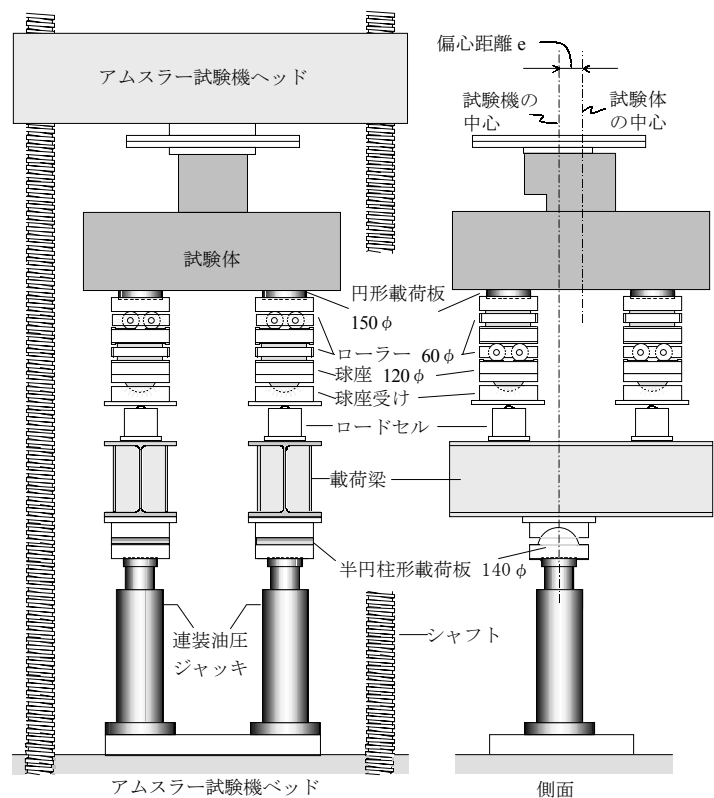
試験体記号	偏心距離 e (mm)	スラブ配筋	目標 圧縮強度 (N/mm ²)	柱上面 CB×CC (mm×mm)
B-e0-1,2	0	6-D10@130	24.0	240×240
B-e4-1,2	40			240×280
B-e6-1,2	60			240×300
B-e8-1,2	80			240×320
B-e12-1,2	120			240×360
S-e0-1,2	0	10-D13@ 80	21.0	240×240
S-e4-1,2	40			240×280
S-e6-1,2	60			240×300
S-e8-1,2	80			240×320
S-e12-1,2	120			240×360

表－２ 鉄筋の力学的特性

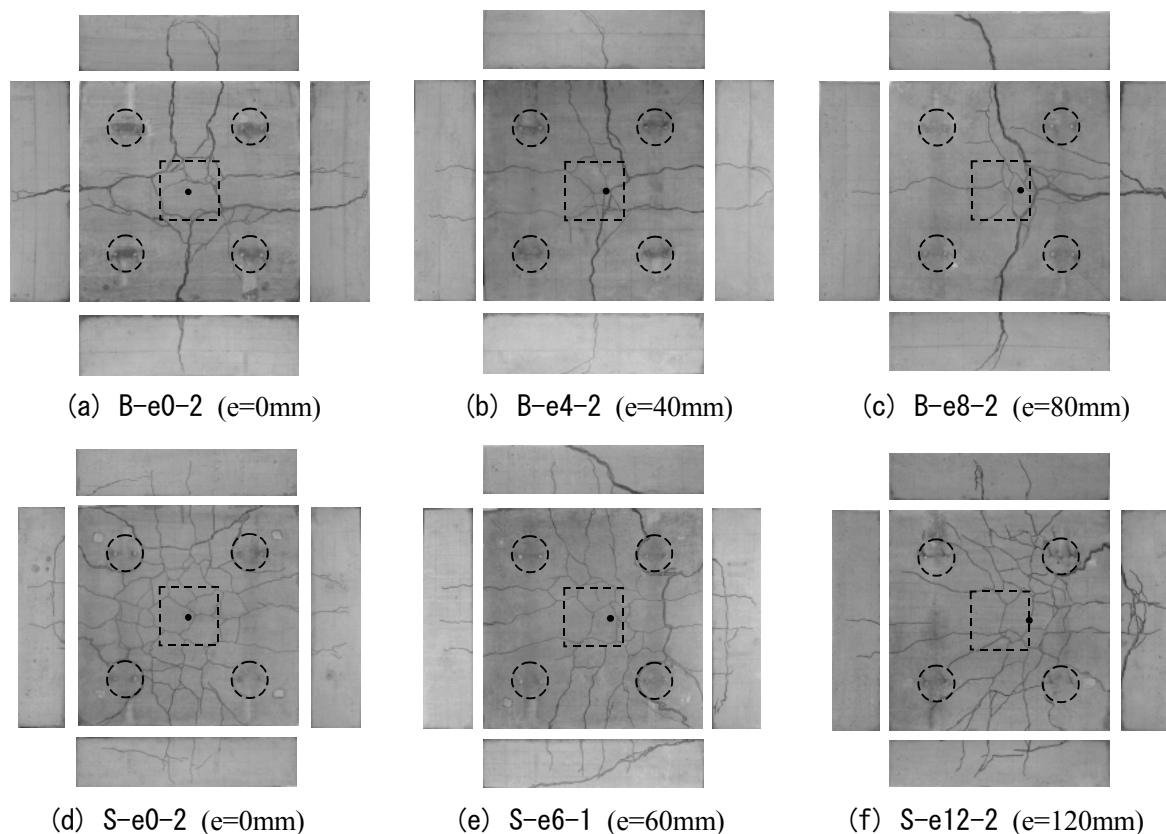
径	断面積 (公称) (mm ²)	降伏点 応力度 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	破断 伸び (%)
D10	71.3	376	528	27.8
D13	127.0	386	563	24.0

表－３ コンクリートの調合

調合強度 (N/mm ²)	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				(cc/m ³) AE剤
		水	セメント	砂	砕石	
21.0	67	167	250	987	928	12.5
24.0	63	166	264	983	923	13.2



図－２ 載荷装置



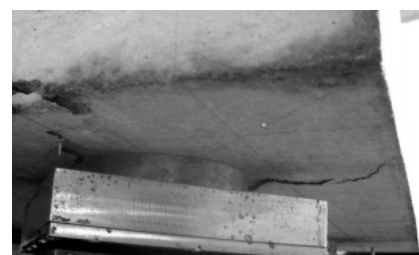
写真－１ 最終亀裂状況

3. 実験結果及び考察

3.1 亀裂及び破壊状況

写真－１に実験終了後のフーチング底面及び側面の亀裂分布の一例を示す。写真中、破線の○印は杭支点、同じく□印は柱型投影部、●印は加力中心点をそれぞれ表す。

まず、B試験体はB-e12-1,2を除きいずれも最大荷重の80%程度の荷重時まで、フーチング底面には各対辺を結ぶように1～2本の亀裂が発生し、それらの亀裂は十字形あるいは井形に近い分布となった。これらに対して、偏心距離の長いB-e12-1,2では反力の小さい2支点間に亀裂の発生は全く見られなかった。その後、荷重の増加に伴いいずれの試験体でも底面には新たな亀裂の発生が見られたが、最大荷重付近では偏心のないB-e0-1,2は写真－１(a)に見られるように、前述の井形状に生じた亀裂が大きく開口し、以降荷重の増加が見られなくなった。これに対して、偏心のある試験体では偏心方向と直交する方向に生じた亀裂1本と、B-e4-1,2では写真－１(b)に見られるように反力の大きい2支点間に



写真－２ 杭支点部の破壊状況

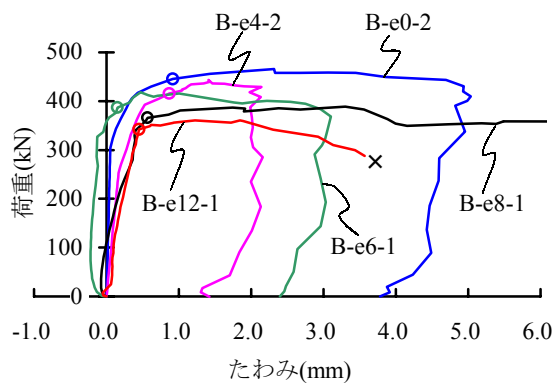
偏心方向と平行に生じた亀裂2本が、その他の試験体では写真－１(c)に見られるように同様に生じた亀裂1本がいずれも大きく開口し、以降荷重の増加が見られなくなった。

次に、S試験体ではフーチング底面の亀裂分布はいずれも最大荷重の60%程度の荷重時まで、各対辺を結ぶ井形状に近いものとなり、同80%程度の荷重時には既存の亀裂を結ぶように多くの亀裂が発生し複雑な分布となった。また、偏心距離の長い試験体ほど反力の小さい2支点間に生じる亀裂は少なくなる傾向が見られた。各試験体の破壊状況についてみると、偏心のないS-e0-1,2は写真－１(d)に見られるようにフーチング底面では4ヶ所の杭支点がフーチング内に

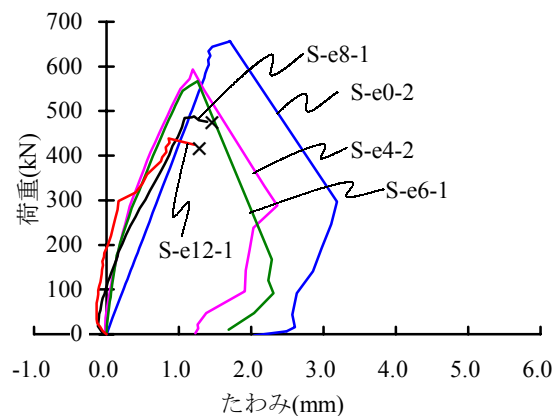
貫入（写真－2 参照）した。そして図示していないがフーチング上面でも柱脚が全周に渡ってフーチング内に貫入していた。また、側面にはスラブ筋が押し下げられたことにより発生したと考えられる写真－1 (d)にあるような水平な亀裂も見られた。これに対して、偏心のある試験体では写真－1 (e), (f)に見られるように反力の大きい 2 支点がフーチング内に貫入（写真－2 参照）するとともに、この 2 支点を結ぶような亀裂及び偏心方向と平行な側面には斜め亀裂の発生が見られた。いずれも上記のような亀裂が発生するとともに載荷能力を失ったことから、S-e0-1,2 はパンチング破壊、その他の試験体は一方向せん断破壊したと判断できる。

3.2 荷重－たわみ関係

図－3 に荷重とフーチング底面中央点のたわみの関係を各種 1 体ずつ示す。図中の○印は降伏点を、×印はせん断破壊により急激に荷重が低下してそれ以降のたわみ計測が不可能になっ



(a) B試験体



(b) S試験体

図－3 荷重－たわみ関係

た点を表している。本報では、著者らの拙論³⁾に倣いフーチングの曲げ降伏を荷重－たわみ関係から判定するものとし、たわみが急激に増加し始める点を曲げ降伏と定義する。

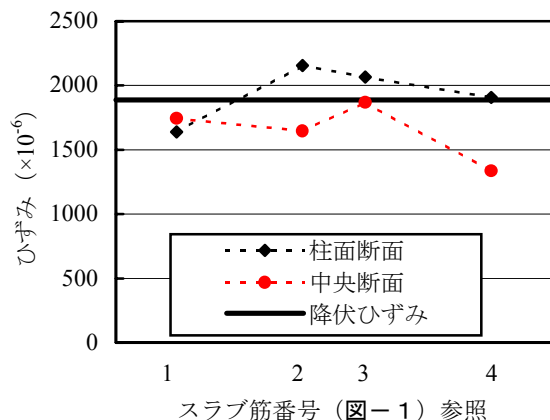
B 試験体は、図－3 (a)に示すように○印を付した点以降、たわみが急激に増加しており、いずれも曲げ降伏していると言える。なお、B-e0-1, B-e6-2, B-e8-2, B-e12-1,2 の 5 体は変形が大きくなり荷重が徐々に低下した段階でフーチングの隅角部が欠け落ちる形でせん断破壊したが、残る 5 体については危険防止のためそのような破壊が生じる前に除荷した。

S 試験体は、同図 (b)に示すように最大荷重時のたわみが小さく、最大荷重後は急激に荷重が低下しており典型的なせん断破壊の性状を示している。

3.3 鉄筋のひずみ

図－4 に B-e6-2 について、フーチング中央断面並びに柱表面を通る断面と直交する方向の鉄筋ひずみを示す。図中のひずみは曲げ降伏と判定した荷重時の値である。

B 試験体では、同図に示すように各鉄筋のひずみは上記のどちらかの断面で降伏ひずみに達するか、それに近い値となっている。これは図示していない他の試験体でも同様であり、前述の荷重－たわみ関係に見られたたわみの急増は鉄筋の降伏を伴って生じたものであると考えられる。なお、S 試験体では最大荷重の直前まで鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した箇所は見られな



図－4 スラブ筋のひずみ

かった。

3.4 終局耐力

表－４，表－５に実験値及び計算値を示す。また，表中の()内の値は計算値に対する実験値の比を表している。計算値はRC 規準¹⁾に準じて求めた値のほか，せん断耐力については著者らの推定式²⁾による値も掲げた。RC 規準による曲げ耐力計算値は，鉄筋の応力度を降伏点にとり，断面内の応力中心間距離をコンクリート強度を考慮した ACI Code⁴⁾による値をとって算出した値である。せん断耐力計算値は，同規準のフーチングの設計に関する条項に則って，コンクリートのせん断強度として短期許容応力度を用いて算出した値である。各計算式は，表－５の下にその概略を掲げた。

(1) 実験値と偏心距離の関係

図－５(a)はB 試験体の降伏荷重実験値と偏心距離の関係，同図(b)はS 試験

体の最大荷重実験値と偏心距離の関係を示したものであり，図中の値は同種 2 体の実験値の平均値をとり，偏心のないものに対する比で表している。

B 試験体では図－５(a)に見られるように，偏心距離が長くなるほど比の値は小さくなっており，両者の間にはほぼ直線的な関係が見られる。

S 試験体でも同図(b)に見られるように，偏心距離が長くなるほど比の値は小さくなっている。

表－４ 実験結果及び耐力計算値 (B 試験体)

試験体名	実 験 値				曲げ耐力 計算値*2 (kN)
	fc (N/mm ²)	Py (kN)	Pu (kN)	破壊 形式*1	
B-e0-1	29.4	448	495	B→S	485 (0.92)
B-e0-2	28.4	446	466	B	485 (0.92)
B-e4-1	31.4	416	429	B	419 (0.99)
B-e4-2	27.9	416	443	B	418 (1.00)
B-e6-1	25.0	387	418	B	390 (0.99)
B-e6-2	27.1	394	394	B→S	391 (1.01)
B-e8-1	27.3	366	389	B	368 (1.00)
B-e8-2	29.2	372	431	B→S	368 (1.01)
B-e12-1	29.1	342	361	B→S	328 (1.04)
B-e12-2	28.5	328	328	B→S	328 (1.00)

表－５ 実験結果及び耐力計算値 (S 試験体)

試験体名	実 験 値			せん断耐力計算値 (kN)			
	fc (N/mm ²)	Pu (kN)	破壊 形式*1	RC規準方式		著者らの推定式	
				一方向*3	パンチング*4	一方向*5	パンチング*6
S-e0-1	26.0	651	P	266 (2.45)	317 (2.06)	736 (0.88)	688 (0.95)
S-e0-2	26.0	657	P	266 (2.47)	317 (2.07)	736 (0.89)	688 (0.95)
S-e4-1	26.7	657	D	231 (2.84)	320 (2.06)	645 (1.02)	699 (0.94)
S-e4-2	26.7	593	D	231 (2.56)	320 (1.85)	645 (0.92)	699 (0.85)
S-e6-1	25.2	567	D	212 (2.68)	314 (1.81)	583 (0.97)	676 (0.84)
S-e6-2	25.2	531	D	212 (2.51)	314 (1.69)	583 (0.91)	676 (0.79)
S-e8-1	25.3	488	D	199 (2.45)	314 (1.56)	549 (0.89)	678 (0.72)
S-e8-2	25.3	498	D	199 (2.50)	314 (1.59)	549 (0.91)	678 (0.73)
S-e12-1	25.3	439	D	178 (2.47)	314 (1.40)	490 (0.90)	678 (0.65)
S-e12-2	25.3	453	D	178 (2.55)	314 (1.44)	490 (0.92)	678 (0.67)

fc：コンクリートの圧縮強度，Py：降伏荷重，Pu：最大荷重

*1 破壊形式 B：曲げ破壊，B→S：曲げ破壊後の隅角せん断破壊，P：パンチング破壊，D：一方向せん断破壊

*2 曲げ耐力¹⁾ $P_{cal} = \frac{l_p \cdot a_t \cdot f_y \cdot j}{(0.5l_p + e)l_B}$ ここに， $j = d - \frac{a_t \cdot f_y}{1.7f_c \cdot B}$

*3 一方向せん断耐力¹⁾ $P_{cal} = \frac{l_p \cdot f_s \cdot B \cdot j}{0.5l_p + e}$

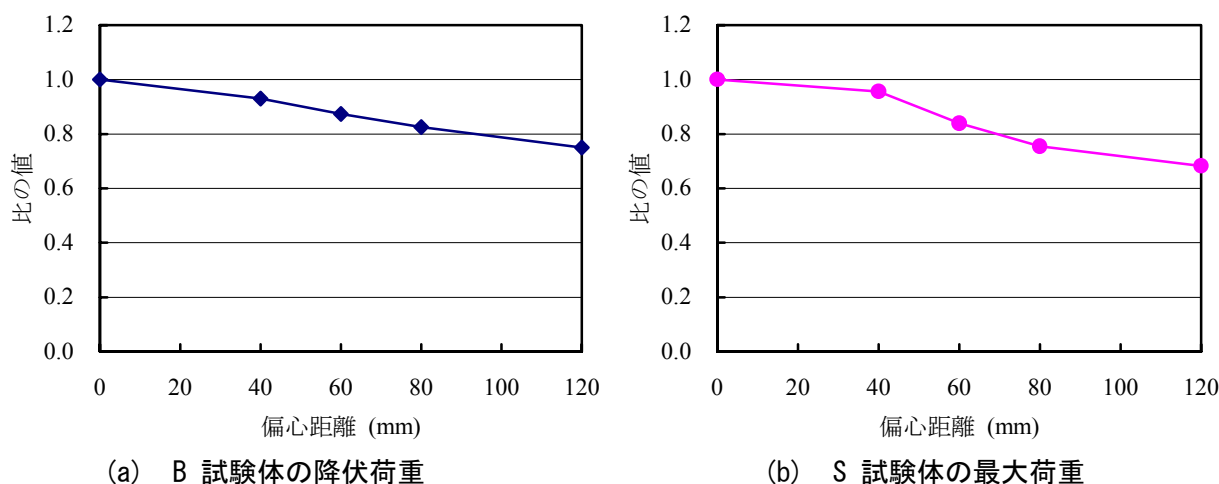
*4 パンチング耐力¹⁾ $P_{cal} = 1.5f_s(4r + \pi \cdot d)j$

*5 一方向せん断耐力²⁾ $P_{cal} = \frac{l_p(\tau_p \cdot b_p + 2\tau_x \cdot b_y)j}{0.5l_p + e}$

*6 パンチング耐力²⁾ $P_{cal} = \tau_p \cdot b_p \cdot j$

ここに， $\tau = \frac{0.12k_u \cdot k_p(180 + f_c)}{M/Qd + 0.12}$ ， M/Q は τ_p ， τ_x に対して，順に l_s ， $l_p/2$ を用いる。 $l_s = l - r/2$ ， $j = 7d/8$

l_p ：杭間隔， a_t ：一方向の鉄筋の全断面積， f_y ：鉄筋の降伏点応力度， e ：偏心距離， l_B ：柱表面と杭心との距離， d ：スラブ有効せい， f_c ：コンクリートの圧縮強度， B ：スラブ幅， f_s ：コンクリートの短期許容せん断応力度， r ：柱幅， b_p ：境界面の長さ， b_y ：側梁危険断面の幅， l ：フーチング平面中央点から杭外周までの最短距離



図－5 実験値と偏心距離の関係

しかし、偏心距離 40mm を境にして比の変化の仕方が異なっている。これは、偏心距離が 40mm 以上の試験体はいずれも一方向せん断破壊したのに対して、偏心のない試験体はパンチング破壊していたことによるものと考えられる。即ち、偏心による耐力低下は破壊形式によって異なると考えられる。

(2) 実験値と計算値の比較

まず B 試験体の降伏荷重実験値についてみると、表－4 に示すように B-e0-1,2 では実験値が計算値を幾分下回っているものの、その他の試験体では非常に良い対応を示している。

次に S 試験体の最大荷重実験値について見ると、表－5 に示すように RC 規準による値は、いずれも実験値に対して安全側ではあるが、一方向せん断耐力とパンチング耐力を比較すると全試験体が一方向せん断で決まることになり、実験で見られた破壊形式と一致しない。これに対して、著者らの推定式による値は、実験で見られた破壊形式と計算値の大小関係に矛盾は無く、実験値と計算値も非常に良く対応している。

したがって、本実験の範囲では偏心荷重を受けるフーチングの曲げ耐力は RC 規準に準じた方法で、せん断耐力は著者らの推定式を用いて精度良く推定できると言える。

4. まとめ

本報では、4 本杭支持独立フーチングを対象に

偏心荷重を作用させた曲げ及びせん断破壊実験を行い、以下のことが明らかとなった。

- (1) 曲げ破壊した試験体では、偏心距離により降伏以降に大きく開口する亀裂の位置に違いがある。
- (2) せん断破壊した試験体では、偏心のないものはパンチング破壊、偏心のあるものは一方向せん断破壊となり、偏心量により破壊形式に違いがある。
- (3) 偏心距離が長くなると曲げ耐力及びせん断耐力とも小さくなる傾向がある。
- (4) 偏心荷重を受けるフーチングの曲げ耐力は RC 規準に準じた方法で、せん断耐力は著者らの推定式を用いて精度良く推定できる。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，pp.242-265，1999
- 2) 鈴木邦康・大築和夫：4 本杭支持独立フーチングのせん断耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 548 号，pp.123-130，2001.10
- 3) 大築和夫・鈴木邦康：4 本杭支持独立フーチングの曲げ耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 482 号，pp.93-102，1996.4
- 4) ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI, 1983