

論文 4本杭に支持されたフーチングの引抜き・押抜き模型実験におけるせん断補強筋の効果

田邊成^{*1}・吉井幸雄^{*2}・松島学^{*3}・三島徹也^{*4}

要旨：4本杭によって支持されたフーチングに、アンカーを介して引抜き荷重が作用した場合のせん断耐力設計法は、コンクリート標準示方書[1]に示されている。しかし、せん断補強筋が配置された場合の効果は十分解明されておらず、また、アンカーを介して押抜き荷重が作用するフーチングのせん断耐力設計法についても、十分な検討がされていない。筆者らはこれらについて実験を行うことにより、せん断補強筋によってせん断耐力は無い場合の2倍程度まで高められ、それ以上の強度増大はあまり期待できないこと、押抜き時のせん断耐力は引抜き時の1.3倍程度以上であることを認めた。

キーワード：押抜きせん断、引抜きせん断、せん断補強筋、フーチング、アンカー

1. はじめに

送電用鉄塔の杭基礎では、図1に示すような“いかり材”と称する十字型の鋼材からなるアンカーを用いて、上部構造物からの荷重を下部構造物に伝達する方式をとっている。この際、せん断補強筋の無い場合はコンクリート標準示方書に示されている。しかし、せん断補強筋を有する場合については、前田[2]、佐々木[3]、筆者ら[4][5]がその有効性について検討しているが規準化された設計法はない。また、鉄塔は風力により引抜き・押抜き両方の荷重が同程度に作用する構造物であり、両者を比較検討することは重要である。このようなことから、本研究では、せん断補強筋効果の定式化、その効果の上限値の明確化、引抜き時と押抜き時の耐力の違いについて、実験結果を中心にまとめて考察した。

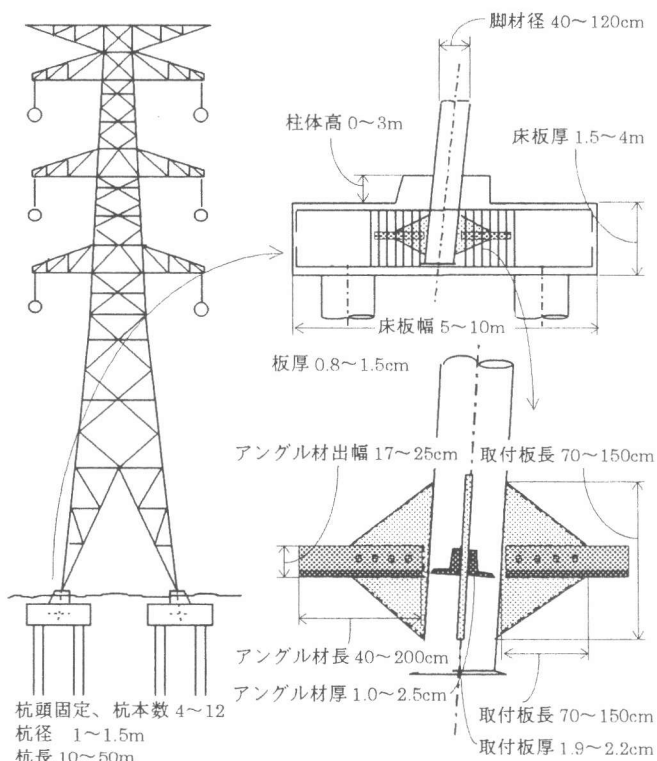


図1 いかり材によるフーチングへの定着

*1 東京電力(株) UHV送変電建設所土木課副長(正会員)

*2 東京電力(株) 送変電建設本部副部長

*3 東電設計(株) 耐震技術部課長、工博(正会員)

*4 前田建設工業(株) 技術研究所主任研究員、工博(正会員)

2. せん断補強筋を考慮した設計式

筆者らが提案しているせん断補強筋を有するせん断耐力設計式[4]を以下に示す。

i). せん断補強筋を有する場合の設計せん断耐力

$$P_u = P_c + P_s \text{ ----- (1)}$$

ii). せん断補強筋の無いRCフーチングの設計せん断耐力

引張によるひび割れ面がアングル材の底面に発生した後、せん断ひび割れが取付け板の先端より、45度の方向に発生すると考え、図2のように、せん断高さをアングル材の底面から主鉄筋高さ、載荷周長を取付け板の先端を結んだ線の長さ、設計周長を載荷周長から発生する45度せん断の1/2の高さにおける線の長さとして、以下の式のように算出する。

$$P_c = \tau_{pa} \cdot U_p \cdot d_a \text{ ----- (2)}$$

$$U_p: \text{設計周長 (cm)} \quad U_p = U + \pi \cdot d_a$$

$$U: \text{載荷周長 (cm)}$$

$$d_a: \text{有効せん断高さ (cm)}$$

$$\text{引抜き時は } d_a = d_{at}$$

$$\text{押し抜き時は } d_a = d_{ac}$$

$$\tau_{pa}: \text{せん断応力度 (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_{pa} = 0.6 \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_r \cdot (\sigma_{ck})^{1/2} \text{ --- (3)}$$

$$\beta_p = (100p)^{1/3} \quad (p: \text{主鉄筋比})$$

$$\beta_d = (1/d_a)^{1/4}$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25 d_a)$$

$$\sigma_{ck}: \text{コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm}^2\text{)}$$

iii). せん断補強筋による設計せん断耐力

$$P_s = \sigma_{sy} \cdot A_{ss} \text{ ----- (4)}$$

$$A_{ss}: \text{想定せん断破壊面の内側に配置}$$

$$\text{したせん断補強筋の全断面積 (cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{sy}: \text{せん断補強筋の降伏応力度 (kgf/cm}^2\text{)}$$

上記式は、せん断補強筋を有したRCフーチングの押し抜き・引抜き耐力が、せん断補強筋を有しない場合のRCフーチングの押し抜き・引抜きせん断耐力と、せん断補強筋の降伏強度との和によって求められるとしたものであり、これは、 a/d_a が2～4、せん断補強筋の分担する荷重： $P_s / (P_c + P_s)$ が0.5以下程度の引抜き試験体において良い精度を得ることができる式である[3]。

3. 設計式の問題点

この式の問題点には以下の3点がある。

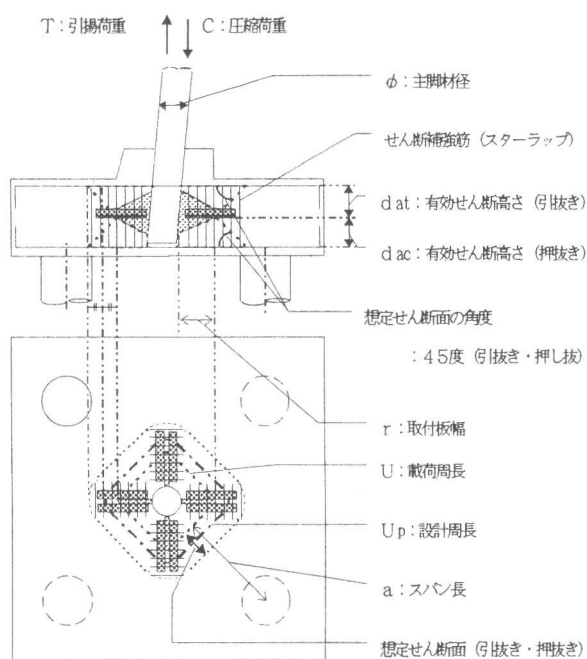


図2 押し抜き・引抜きせん断耐力概念図

- (f) $P_s / (P_c + P_s)$ の大きい場合には上記式(1)の足し合わせ式は過大な耐力を与える[3]。
 (g) せん断補強筋量が多くなった場合の耐力が不明確である。
 (h) 上記式(2)では、押抜き・引抜きの違いは有効せん断高さ d_u の取り方のみであり、いかり材がフーチングの中央に配置され、主鉄筋比が等しければ、設計耐力は同じとなるが、押抜き時のせん断耐力は、引抜き時の耐力よりも大きい傾向にあること。

そこで、これら3点が設計式の問題点を解決するために、以下2点の検討を実施した。

- i). 引抜き試験体を基に(1)式が成立するためのせん断補強筋量の上限値の検討
- ii). 上記の上限値を越えた場合の強度低下率の検討
- iii). 押抜き時と引抜き時の耐力の違いについての検討

4. 実験体形状と載荷方法

実規模大の試験体2体を含む8体の引抜き試験体と、5体の押抜き試験体について、詳細な形状を次項の表1に、基本的な形状を図3に、試験方法を図4に示す。引抜き試験においては静定な井桁構造によって4本の杭に等しく荷重が伝達される構造とし、押抜き試験においては大型載荷試験機を用い、4本の杭下端にジャッキを配することによって荷重を均等とした。また、いずれの載荷においても、杭先端はピン支持、杭頭は剛にフーチング内に埋め込んだ。

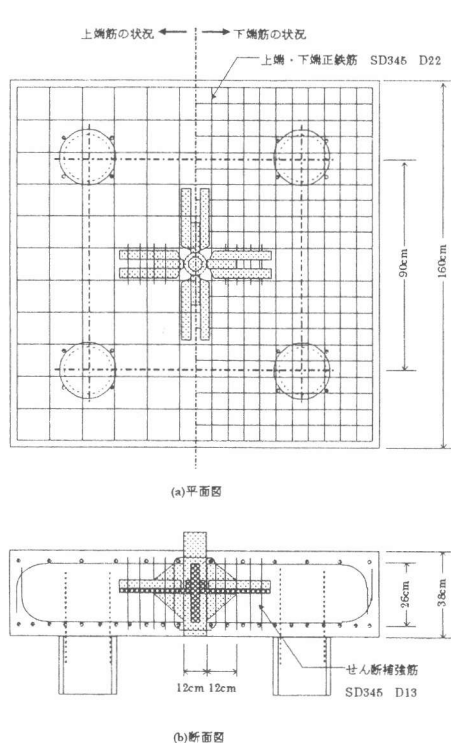


図3 試験体構造の一例（押抜きC2）

5. 試験結果ならびに考察

試験結果を試験体の形状と合わせて表1に示す。この表に示した試験体は、いずれも全てのせん断補強筋が降伏することによって終局荷重に達したことから、実験の耐力 P_u は全せん断補強降伏荷重と考えてよいと考えられる。

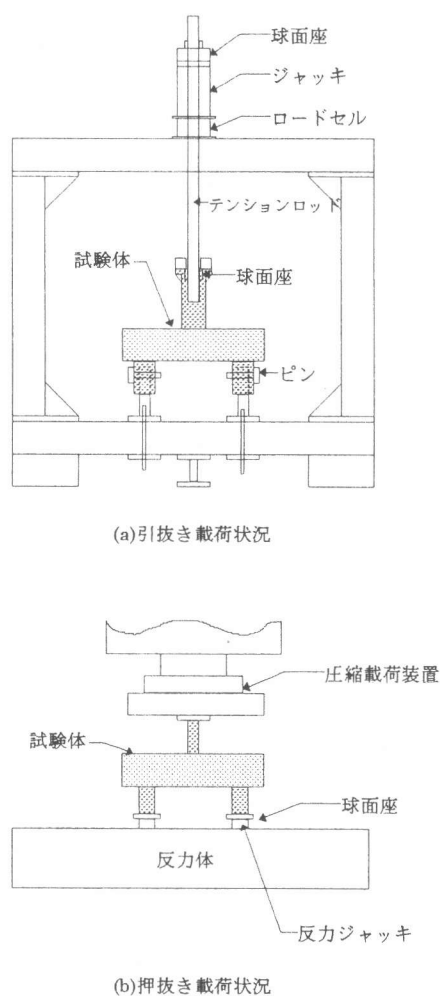


図4 試験方法概要図

載荷後、試験体を切断しひび割れの状態を観測した試験体（引抜き2体、押抜き3体）について、支配的と考えられるひび割れ面を選び、軸ひずみを計測した全ての補強筋について、そのひび割れ面近傍の補強筋の軸応力を算出し、各荷重における P_s を推定した。さらに、これを全載荷荷重から引いた値を、載荷時の P_c として算出し、荷重—主脚材抜けだし関係と同時に示したのが図5である。せん断補強筋が降伏を開始することによって抜けだし量が急激に大きくなり始める時を境に P_c の減少が顕著になっている。これは、ひび割れ幅が増大することにより、コンクリートがせん断面において荷重を伝達しにくくなるためと考えられ、 P_c と P_s の足し合わせが成立しない有力な理由として考えられる[5]。

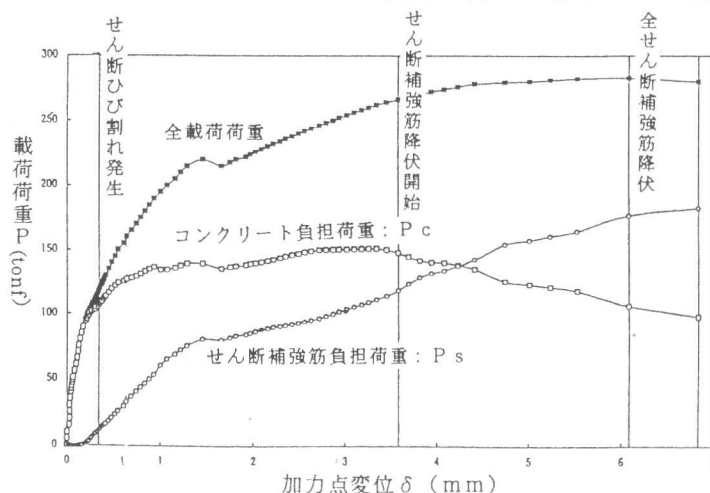


図5せん断補強筋とコンクリート部の荷重分担 (C2)

表1 試験体形状と試験結果一覧表

試験種別	試験体番号	フーチング幅	フーチング高さ	有効せん断高さ	スパン長	圧縮コンクリート強度 f_c'	主鉄筋比	せん断スパン比	発生せん断ひび割れ重	降伏せん断補強筋重	荷重耐力(全せん断補強筋降伏時)	分断せん断補強筋重	P_c 実験値	P_c 計算値	分断せん断補強筋率	低減係数 $\alpha = (P_u - P_s) / P_c$	設計/実験
記号	—	B	H	d	a	f_c'	pnu	a/d	—	—	P_u	P_s	$P_u - P_s$	P_c	P_s / P_u	—	—
単位	—	cm	cm	cm	cm	kg/cm ²	—	—	—	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	—	—	—
引抜き	501	165	40	27	69	138	0.52%	2.6	78	98	102	43	59	60	0.42	0.98	0.99
	502	200	50	27	81	196	0.80%	3.0	120	197	197	140	57	96	0.71	0.59	1.02
	503	165	50	27	65	217	0.74%	2.4	112	179	218	187	31	95	0.86	0.33	1.14
	505	155	41	18	59	163	0.66%	3.4	不明	98	106	64	42	42	0.60	1.01	1.28
	506	128	41	18	47	186	0.66%	2.7	64	100	107	64	43	44	0.60	0.98	1.21
	517	340	90	39	130	178	0.74%	3.4	不明	不明	370	263	107	179	0.71	0.60	1.03
	N01	650	175	83	221	188	0.93%	2.7	976	1572	1692	1298	394	937	0.77	0.42	0.90
	N02	650	175	83	260	185	0.93%	3.2	741	1308	1432	1038	394	709	0.73	0.55	1.01
押抜き	804	165	40	17	67	325	0.87%	3.9	90	138	144	70	74	65	0.49	1.14	0.968
	812	128	40	22	46	265	0.30%	2.1	98	118	120	44	76	58	0.36	1.33	1.013
	C1	160	62	26	51	367	1.10%	1.9	166	308	348	205	143	119	0.59	1.20	1.267
	C2	160	38	13	51	379	4.25%	3.9	110	266	282	164	118	78	0.58	1.51	1.568
	C4	160	38	13	42	381	4.25%	3.3	125	335	368	246	122	107	0.67	1.14	1.498

注) 最大耐力 P_u は全てのせん断補強筋が降伏した時とした。
ひび割れ発生荷重はせん断補強筋歪みが200 μ strainに初めて達した時とした。
不明とあるものはデータが古く検討できなかったことを示す。
設計/実験とは後述する提案設計耐力式で計算した結果を全せん断補強筋降伏荷重で除した値を示す

そこで、終局荷重 $P_u - P_s$ を実験におけるせん断補強筋以外のRCの分担荷重とし、これと設計におけるせん断補強筋が無い場合の荷重 P_c と比を $\alpha = (P_u - P_s) / P_c$ として、 α を縦軸に、 P_s / P_u (せん断補強筋分担率)を横軸にとって、引抜き時を図6に、押抜き時を図7に整理した。

図6により、 P_s / P_u が大きくなるに従って α が低下しており、 $P_s / P_u = 1.0$ になるとき α が0となる直線に実験値が分布することが判った。また、既往のせん断補強筋の無い試験体の実験から、 $P_s / P_u = 0.0$ において、 $\alpha = 1.0$ (変動係数7%)である。また、データは1つだけであるが、 P_s / P_u が0.5以下では、ほぼ足し合わせが成立すると考えた。

図7を見ると明らかに $\alpha > 1$ の試験体が多く、平均的には $\alpha = 1.3$ 程度である。また、引抜き時ほど P_s / P_u の増大による α の低下傾向は明確ではないが、 $P_s / P_u = 1$ において $\alpha = 0$ となるべきことを考えると、若干ではあるが、低下傾向が読みとれことから、 $P_s / P_u \leq 0.5$ に

においては引抜き時の 1.3 倍の耐力があるもの考え、 $\alpha=1.3$ とし、 $P_s/P_u > 0.5$ 以上においては引抜き時と同様に線形に α が小さくなるものと考えた。以下に設計式の詳細を示す。

6. セン断補強筋分担率に注目した設計法

前章で示したように P_s が大きくなると、せん断補強筋が全て降伏していても、 P_u が(4)式から算出される値に比べて小さくなる。そこで、見かけ上 P_c が小さくなると考え、ここに低減係数 α を導入し、まず、引抜き時において P_u は次式に従うものと仮定した。

$$P_u = \alpha \cdot P_c + P_s \text{-----}(5)$$

ここに、低減係数 α は図 6 によれば、 $P_s/P_u=1$ のとき丁度 $\alpha=0$ となるべき係数である。また、低減が起こらない範囲では $\alpha=1$ である。そこで低減が起こり始めるときのせん断補強筋耐力の比率を $P_s/P_u = \beta$ と置き、低減区間 $\beta < P_s/P_u \leq 1$ の範囲では α は次式の線形関係にあると考えた。

$$\alpha = 1/(\beta - 1) \times (P_s/P_u - 1) \text{-----}(6)$$

このように置くと、(5)式に(6)式を代入することにより P_u についての 2 次方程式を得る。

これを解くことによって得られる意味のある解は、

$$P_u = P_c / (1 - \beta) \text{-----}(7)$$

であり、低減区間 $\beta < P_s/P_u \leq 1$ の範囲では耐力は常に一定となることが分かり、その値は β を決めることにより決まる。

さらに、先の図 6 の引き抜きの試験結果の考察より、 $\beta=0.5$ と考えれば

$$\begin{aligned} \text{引抜き時の耐力：} P_u &= P_c + P_s & (P_s/P_u < 0.5) \\ &2 \cdot P_c & (P_s/P_u \geq 0.5) \end{aligned} \text{-----}(8)$$

として考えられる。

また、圧縮時は先の考察より、

押し抜き時のせん断補強筋の無い場合の RC のせん断耐力を

$$P_{cc} = 1.3 \cdot P_c = 1.3 \cdot \tau_{pa} \cdot U_p \cdot d_a \text{-----}(1)'$$

とし、引抜き時と同様にせん断補強筋を有する場合の耐力を、

$$P_u = \alpha \cdot P_{cc} + P_s \text{-----}(5)'$$

とおくことにより、

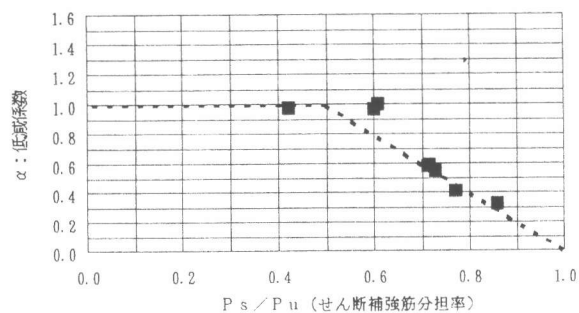


図 6 引抜き時における P_c の低減係数 α とせん断補強筋分担率の関係

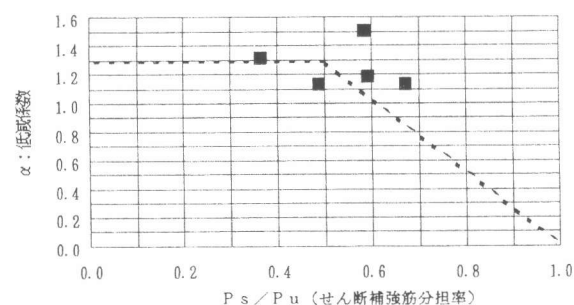


図 7 押し抜き時における P_c の低減係数 α とせん断補強筋分担率の関係

$$\begin{aligned} \text{引抜き時の耐力: } P_u &= P_{cc} + P_s & (P_s/P_u < 0.5) \\ &= 2 \cdot P_{cc} & (P_s/P_u \geq 0.5) \end{aligned} \quad \text{----- (9)}$$

を得ることができる。ここで、先の実験で得られた耐力を(8)式、(9)式の設計耐力式で除したものを縦軸、 P_s/P_u を横軸にとって比較したものが図9、図10である。これらから、引抜き時は比較的良く整合がとれていること、押抜き時は P_s/P_u が大きい範囲で設計耐力が過小の評価となっており、設計耐力式が安全側ではあるが、まだ検討の余地の大きいこと等が判った。

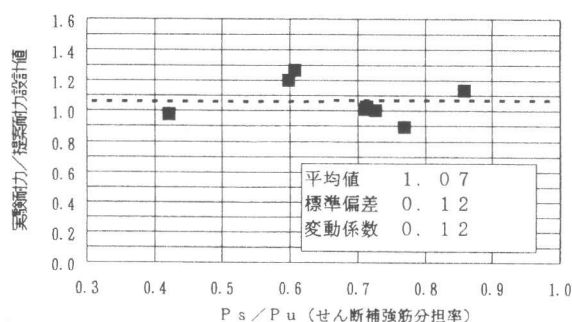


図8 提案耐力式と実験値の比較（引抜き時）

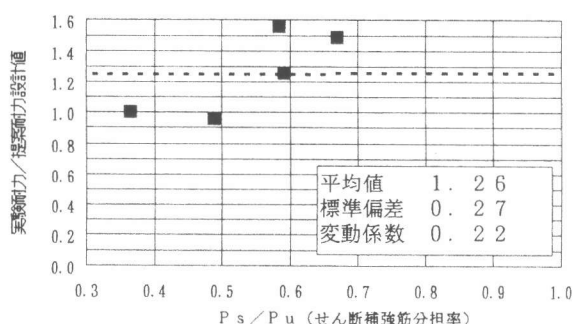


図9 提案耐力式と実験値の比較（押抜き時）

7. まとめ

現状の送電用鉄塔基礎に用いられているような、 a/d_a が2～4程度で、十字のアンカーが内部に埋め込まれた形状のフーチングについては、次のことが考えられる。

- せん断補強筋を配置することによって、引抜き・押抜き両方の荷重に対して、せん断耐力を増大させることができる。
- せん断補強筋分担率(P_s/P_u)が50%程度になるとせん断耐力は、せん断補強筋がない場合の耐力とした場合の2倍で一定となる傾向があり、特に引抜き時にその傾向は顕著である。
- 引抜き時に対して、押抜き時のせん断耐力は1.3倍程度以上である。

以上の考察は限られた試験体から、大胆に検討したものである。今後は3次元有限要素法を用いた解析等により検討をさらに進めたいと考えている。

謝辞：本検討を実施するに当たり、東京大学教授の岡村甫先生、同大学助教授の前川宏一先生には大変有益なご指導を賜りました。紙面をかりてお礼申し上げます。

参考文献

- [1] コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編、土木学会、pp.185-186
- [2] 前田弘：4本杭に支持されたRCスラブの設計法に関する研究、東京大学、学位論文
- [3] 佐々木弘美、谷野謙吾、横沢和夫：せん断補強筋を有するフーチングの引抜きせん断耐力、土木学会第43回年次講演会講演概要集、V-322、pp.692-693
- [4] Y.Sonobe, S.Tanabe, K.Yokozawa, T.Misima: Experimental Study on Size Effect in pull-out Shear using Full Size Footings, Size Effect in Concrete Structures E&FN SPON 1994 pp.105-116
- [5] 田邊成、中山勇一、大内幸夫、吉井幸雄：4本杭に支持されたフーチングの押抜きせん断耐力実験、土木学会第50回年次講演会講演概要集、V-488、pp.976-977