

支圧板方式アンカーフレームを用いた鋼脚柱定着部の基礎実験

The Basic Experiment of Steel Pier Base with The Bearing Plate Anchorage System

田嶋仁志*、半野久光**、船本浩二***、船越博行****、空閑栄慈*****

Hitoshi TAJIMA, Hisamitsu HANNO, Kouji FUNAMOTO, Hiroyuki FUNAKOSHI and Eiji KUGA

- * 首都高速道路公団 工務部 設計技術課 (〒100 東京都千代田区霞が関1-4-1)
- ** 首都高速道路公団 工務部 設計技術課 (〒100 東京都千代田区霞が関1-4-1)
- *** 首都高速道路公団 工務部 設計技術課 (〒100 東京都千代田区霞が関1-4-1)
- **** (株)オリエンタルコンサルタンツ 総合技術部 (〒213 川崎市高津区久本3-5-7)
- ***** (株)オリエンタルコンサルタンツ 総合技術部 (〒213 川崎市高津区久本3-5-7)

The anchor-frame method using a bearing plate, which is a method to connect a steel column with a concrete footing, was proposed with the aim of realizing more compactness of shape, labor savings in the fabrication process, and grater economic gains. The mechanism, which is similar to a PC tendon anchor, distributes the axial force of anchor bolts through a bearing plate to a concrete footing.

To establish a rational design method for this anchor frame method, a basic pull-out test that consisted of removing one anchor bolt and a pull/push test of three anchor bolts were carried out using the thickness of the bearing plate as a parameter.

This paper reports on the results of test.

Key Words: improved anchor frame, bearing plate, pul-out test, pull/push-out test

1. まえがき

鋼製橋脚とフーチングの定着構造は、図-1に示すようなアンカーフレームをフーチング内に埋め込み、一体化するアンカーフレーム方式が一般的である。しかし、既往の実験結果⁽¹⁾では、アンカーフレームの応力の実測値は計算値に対してかなり小さく、現行の設計法⁽²⁾における「アンカーボルト位置を支点としてコンクリートから等分布の支圧力を受ける梁」としての仮定では、応力的にかなり安全側の設計となることが解っている。これは、アンカーフレームは周囲をコンクリートに覆われているためコンクリートと協同して合成部材として働いている要因が大きいものと考えられる。

また、応力的に余裕のある部材であるにも関わらず、アンカーフレームは鋼板をリブ補強した溶接組立断面となっているため、厚板、高材質の使用、それに伴う溶接量増大等から、経済性の向上、製作面の省力化が課題となっている。

そこで、アンカーフレームの構造の簡素化、合理化による製作の省力化、経済性の向上を目的として、図-1に示すような、PC構造の定着部のように支圧板によりアンカーボルトの軸力をフーチングに伝達する方式(以下、

支圧板方式と呼ぶ)を提案した。

本論文では、支圧板方式の合理的な設計法を確立する為の基礎資料を得る目的で行ったボルト1本による引抜き基礎構造実験とボルト3本による部分構造模型実験の結果について報告するものである。

2. 基礎構造実験と結果

2.1 概要

支圧板方式アンカーフレームは、図-1のごとく従来、ボックス桁状の上下フランジを有するアンカーフレームを比較的厚い1枚のプレート(支圧板)に置き変える構造とするもので、基本的にはこの支圧板によりボルト軸力をフーチングコンクリートに伝達する。しかし、実際の構造では支圧板だけだと架設時、コンクリート打設時等に対する変形防止の意味で、支圧板の形状保持材として[材(チャンネル材)を取り付ける構造とした。

このような構造をとることによりアンカーフレーム構造としては、簡素化、合理化されるが従来のアンカーフレームより剛性としては弱く、本構造での軸力伝達特性、支圧板応力を確認することが重要である。

これらの点から、本実験では支圧板の剛性の違いによ

る供試体の耐力の低下やフーチングコンクリートのせん断破壊面の差異を確認するために、板厚をパラメータとした実験を行った(表-1参照)。

また、本実験では、アンカーボルトの軸力を伝達する有効面積について着目し、支圧板厚が0のケース、すなわち支圧板を付けないナットのみ供試体も加えて行った。

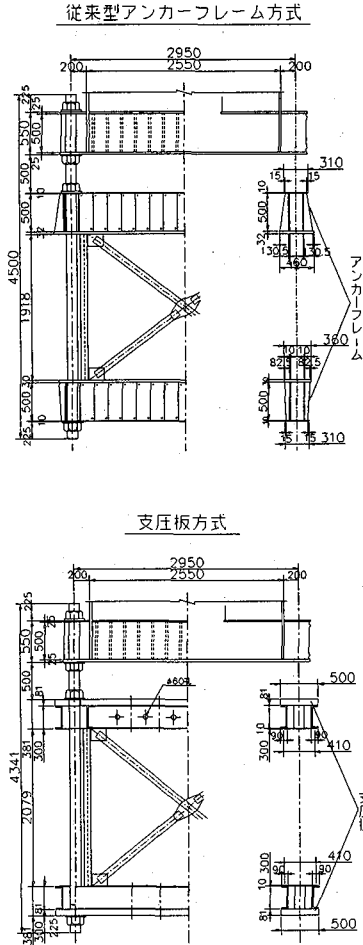


図-1 鋼脚柱定着部構造

2.2 供試体の形状および載荷方法

供試体は実構造の約1/3程度のスケールを考えて、アンカーボルトの径をφ51とした。支圧板面積は、設計引張力をボルト降伏荷重とし、支圧強度(フーチングコンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$ と考えた)が支圧板全面に等分布するものとして決定した。支圧板の板厚は、支圧板全面に支圧強度の等分布荷重が作用しているものとし、支圧板をナット端部を固定端とした張出梁と仮定して(図-2)、曲げ応力によって決定した。なお、この時の曲げ応力の許容値は、支圧板の降伏強度とした。

この結果、板厚2.0cmの供試体を標準供試体として支圧板厚をパラメータとしてその他の供試体を設定した。

フーチングコンクリートの大きさは、支圧板端部から45度のせん断面が発生した場合に支承位置が影響を及ぼさない大きさとした。また、曲げひび割れによる影響を

考慮してフーチング上面に約0.2%の配筋を行った。

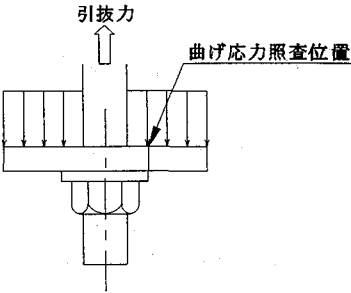


図-2 支圧板厚決定の際の支圧荷重

表-1 供試体諸元

供試体記号	パラメータ(支圧板厚: mm)	埋込み長さ(cm)	支圧板寸法(mm)	概要
A-1	20	20	180×180×20	標準供試体
A-2	15		180×180×15	支圧板の剛性低下による耐力および支圧板応力確認
A-3	10		180×180×10	同上
A-4	5		180×180×5	同上
B-1	20	30	180×180×20	標準供試体
B-2	10		180×180×10	支圧板の剛性低下による耐力および支圧板応力確認
B-3	ナットのみ		なし	軸力伝達有効面積の確認

注) コンクリートの設計基準強度: $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$

載荷は、油圧ジャッキによりアンカーボルトを静的単調載荷で引き上げ、最大耐力を確認した後、その後の耐力低下傾向を観察した。

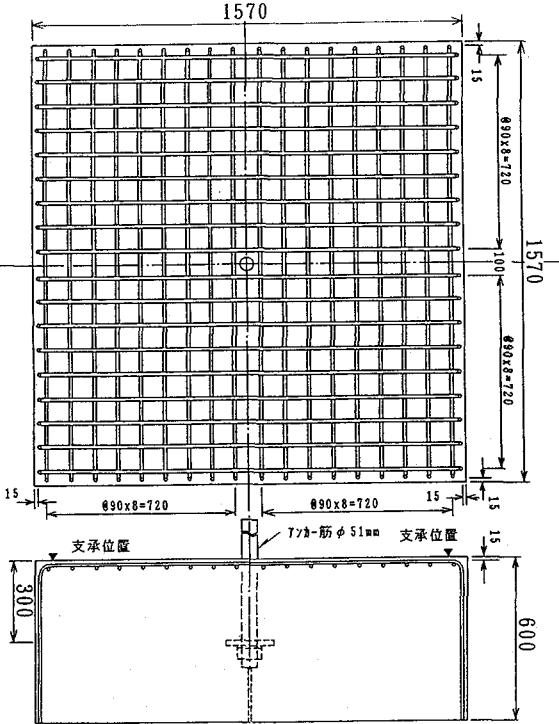


図-3 供試体の概要(B供試体)

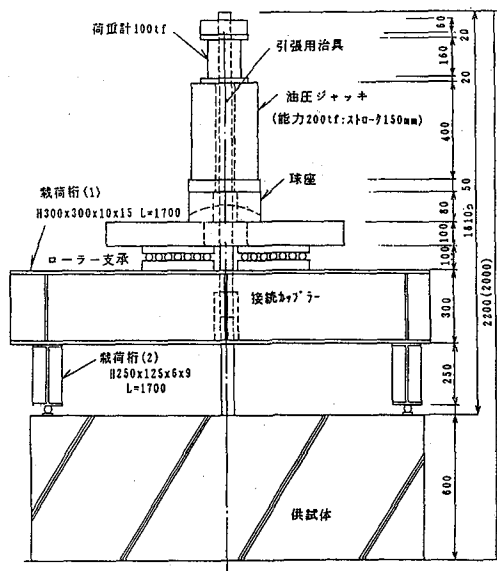


図-4 載荷装置概要図

2.3 実験結果および考察

(1) 実験結果

供試体の耐力は全てフーチングコンクリートのせん断破壊で決定し、せん断破壊面は支圧板端部から約45度で分布した(図-5)。また、支圧板のないナットのみの供試体B-3も局所的な破壊ではなく、コーン状にせん断破壊した。この結果から、ナットのようにきわめて支圧面積が小さい場合でも、十分フーチングコンクリートに定着出来ることが解った。

図-6に各供試体の荷重-アンカーボルト引抜き量の関係を示す。各供試体の最大荷重はほぼ等しいが、支圧板厚が最も薄いA-4とナットのみのB-3供試体はボルトとコンクリートの付着が切れた後の引抜き量の増加が大きくなる傾向となった。

なお、各供試体とも土木学会コンクリート標準示方書の押し抜きせん断の照査式を用いた値とほぼ一致する結果となった。

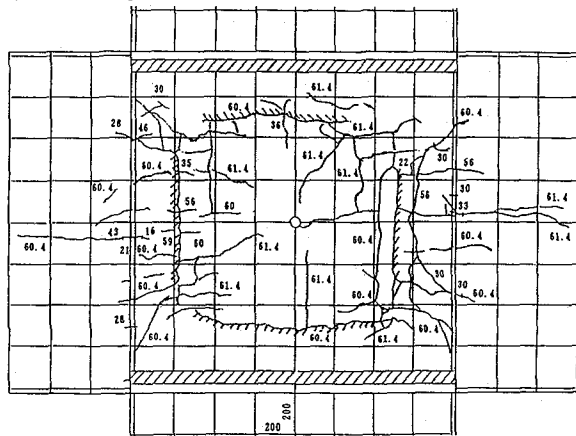


図-5 ひび割れ状況

表-2 供試体の最大耐力

供試体 記号	実験結果 (tf)	慣用計算 (tf)	コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm ²)	鉄筋比 (%)
A-1	38.2	39.0	3 2 3	0.198
A-2	36.8	39.0	3 2 3	0.198
A-3	36.6	37.2	3 0 0	0.195
A-4	35.6	37.2	3 0 0	0.195
B-1	61.9	62.5	3 0 9	0.130
B-2	60.7	62.5	3 0 9	0.130
B-3	51.1	50.2	3 0 9	0.130

注) コンクリートの圧縮強度は材料試験結果

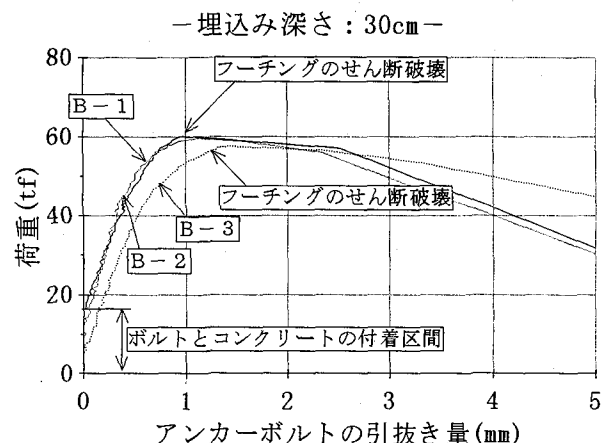
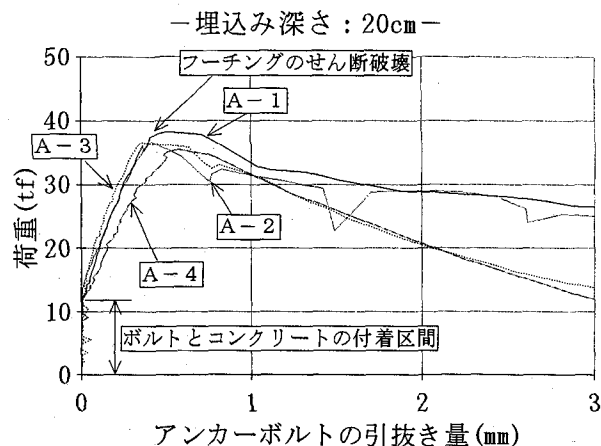


図-6 荷重-アンカーボルト引抜き量関係

(2) 支圧板の剛性低下による供試体の最大耐力の差異

実験結果の検証として、軸対象要素を用いた非線形FEM解析を行った。

各部材は、コンクリートを平面要素、支圧板とナットを梁部材としてモデル化した。なお、ナットは剛な部材として弾性係数を100倍している。

解析は、アンカーボルトの弾性変形を無視して、支圧板のナット位置に強制変位を与えて行った。

モデル図と材料特性を図-7、表-3に示す。

解析結果と実験結果の最大耐力の比較を図-8に示す。図に示すとおり、解析結果では板厚の剛性低下による耐力低下が顕著に見られる結果となった。

これは、支圧板厚が薄くなると剛性が不足するため変

形が大きくなり支圧板端部からのせん断面がとれなくなり、せん断抵抗面積が小さくなるためと考えられる。

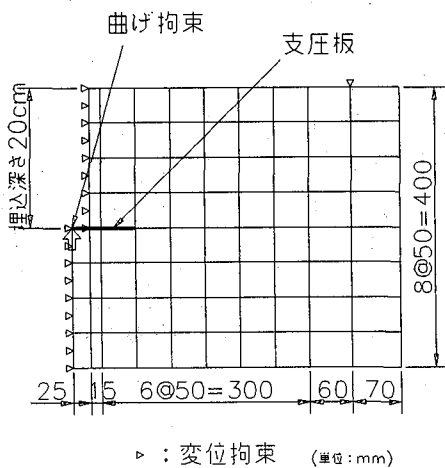


図-7 解析モデル図(A供試体)

表-3 材料特性

	コンクリート	支圧板	ナット
弾性係数(kgf/cm ²)	2.35×10 ⁵	2.10×10 ⁶	2.10×10 ⁸
ポアソン比	0.167	0.300	0.300
降伏点強度(kgf/cm ²)	178.5	3600	3600
降伏点ひずみ	0.002	0.0017	0.0017
終局強度(kgf/cm ²)	—	5000	5000
終局ひずみ	0.0035	0.15	0.15
割裂強度(kgf/cm ²)	32.6	—	—

また、ナットは十分な剛性を有しているため変形が生じないので、ナットのみの場合がせん断抵抗面積が最小値となる(図-9)。図-8には、この傾向が顕著に現れている。なお、図-8のナットのみ押し抜きせん断耐力は、ナットを最長端距離を直径とした円形板として求めている。

なお、解析のモデルは軸対象要素を用いたため支圧板が円形となり、せん断抵抗面積が四角形の支圧板の場合よりも小さくなることもあり、実験結果に比べ解析結果は小さめに出ていると考えられる。

基礎構造実験結果も上記の様な現象が見られると考えていたが、実験結果では、支圧板厚差による供試体耐力は、板厚が薄くなるに伴い若干の耐力低下は見られるものの、解析結果のような顕著な差は見られず、安全側

の結果となっている。

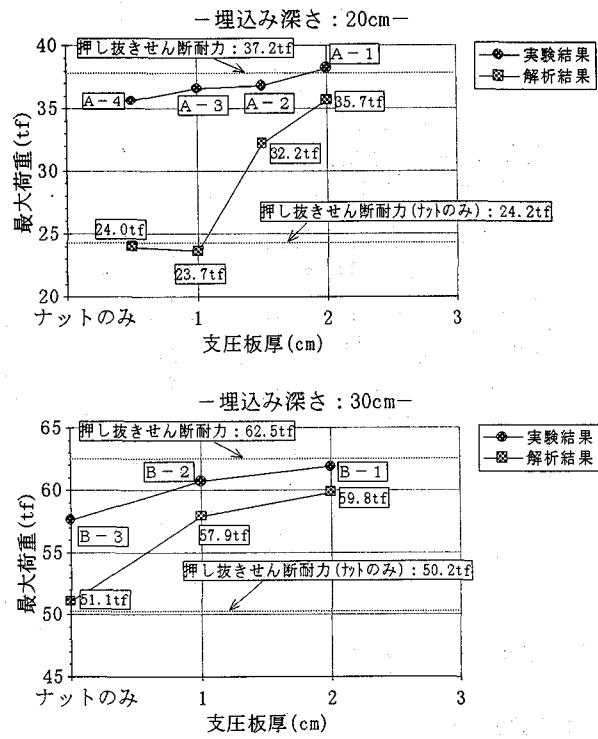


図-8 支圧板厚-最大荷重関係

(3) 支圧板に発生する曲げ応力

図-10にボルト引抜き時の最大荷重時に支圧板の上面に生じる応力分布を示す。支圧板に発生する応力はナット端部付近で最大となり支圧板端部に近づくにつれて応力が引張から圧縮に反転している。このことより、ナット端部付近が支圧板の中では最大応力の発生位置であると考えられる。

表-4に各供試体の最大荷重時のナット端部付近の支圧板応力を示す。各A、Bシリーズとも板厚が薄くなるにつれて支圧板応力が大きくなっていることが解る。また、標準供試体であるA-1、B-1の曲げ応力度は降伏強度よりかなり小さく、これは2.2で仮定した応力状態より支圧板応力にとっては安全側の結果となった。

これらの結果より、ボルト軸力は2.2で示したような支圧板全面で均等にフーチングコンクリートに伝達する訳ではなくナット近傍の局部的な部分で集中して伝達していると考えられる(図-11参照)。この場合コンクリート応力としては設計基準強度 σ_{ck} 以上になることを仮定

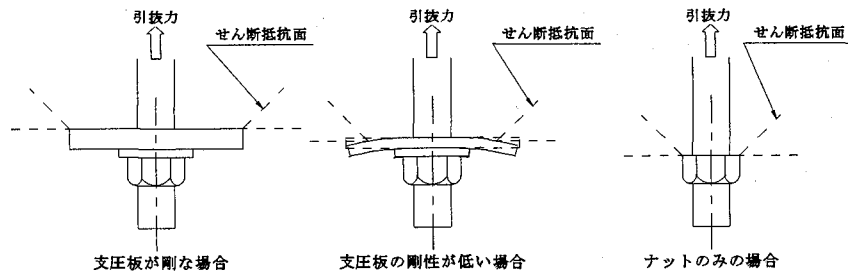
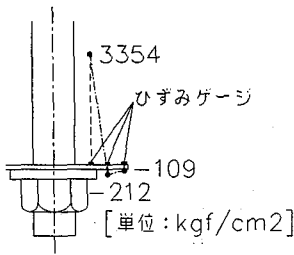
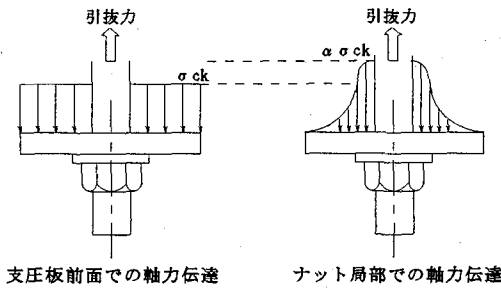


図-9 支圧板の剛性が不足した場合のせん断抵抗面

しているが、周りをコンクリートに拘束された状態にあるため、ある程度妥当と判断できる。



図－１０ 最大荷重時の支圧板応力（Ａ－４ 供試体）

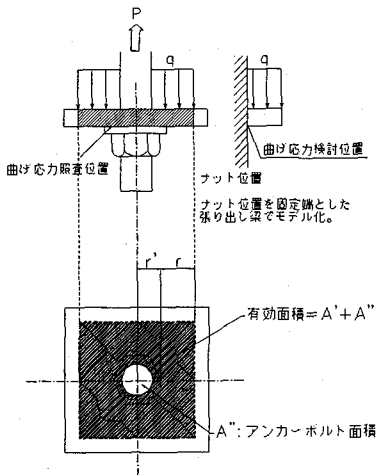


図－１１ アンカーボルト軸力伝達状況

表－４ 最大荷重時にナット端部に生じる曲げ応力

	A-1	A-2	A-3	A-4	B-1	B-2
板厚 (cm)	2.0	1.5	1.0	0.5	2.0	1.0
支圧板応力 (kgf/cm²)	210	420	1008	3354	590	1871

これらの結果を踏まえ、支圧板前面に等分布荷重となる支圧面積（＝有効面積）を考えて、支圧板をナット部が固定端の張出梁と仮定（図－１２）して計算した曲げ応力と最大荷重時の実験結果との比較を図－１３に示す。



図－１２ 有効面積および張出梁のモデル化

計算値の曲げ応力は以下のようにして求めた。
慣用計算の最大耐力をボルト荷重（Ａシリーズ： $P=37.2tf$ 、Ｂシリーズ： $P=62.5tf$ ）、支圧板前面の等分布荷重（ q ）として、

支圧面積（ A' ）を次式を用いて求める。

$$A' = \frac{P}{q} \quad (1)$$

等分布荷重（ q ）をパラメータとして、それぞれの有効面積における。有効面積端部からナット端部までの距離を次式によって求める。

$$r = \sqrt{(A' + A'')/2} - r' \quad (2)$$

ここに、 A'' ：アンカーボルト面積

r' ：ナット半径

(2)式より求めたを用いるとナット端部に発生する曲げモーメントは以下になる。

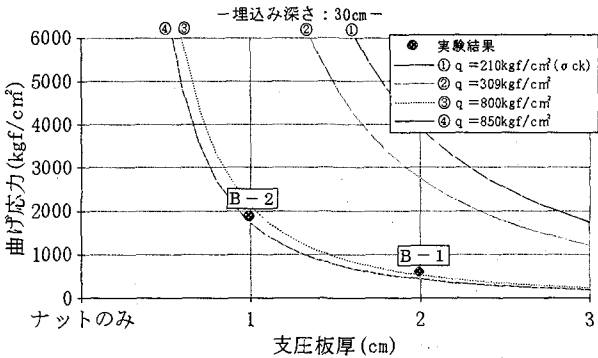
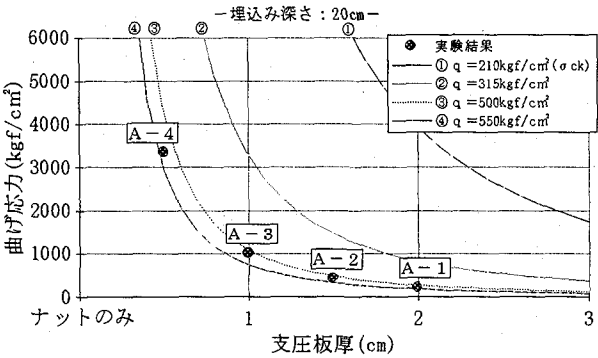
$$M = \frac{q r^2}{2} \quad (3)$$

(3)式で求めた曲げモーメントに対する曲げ応力を、各板厚について求めた。

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (4)$$

ここに、 W ：各板厚の断面係数

図－１３より支圧板の曲げ応力の実験結果は支圧力を支圧板全幅で受けると仮定した応力よりかなり小さい値であり、有効面積を考えた場合の応力と良く一致することがわかる。



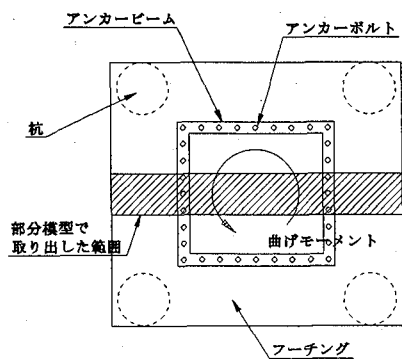
図－１３ 支圧板厚－曲げ応力関係

３．部分構造模型実験と結果

3.1 概要

部分構造模型実験の供試体は、矩形断面柱の鋼製橋脚に対して縮尺率約1/3の鋼脚柱定着部とフーチング部の部分構造模型であり、図－１４に示すように曲げモーメントが作用する定着部を対象にアンカーボルト３本を含む斜線部分を取り出し２次元化のモデルとしたものである。これにより、２次元化モデルでのフーチングの破壊性状を定性的に把握する事ができる。

この供試体の形状を決定するに当たり前野ら⁽³⁾の実験研究を参考とした。



図－１４ 部分構造模型概要図

3.2 供試体の形状および荷荷方法

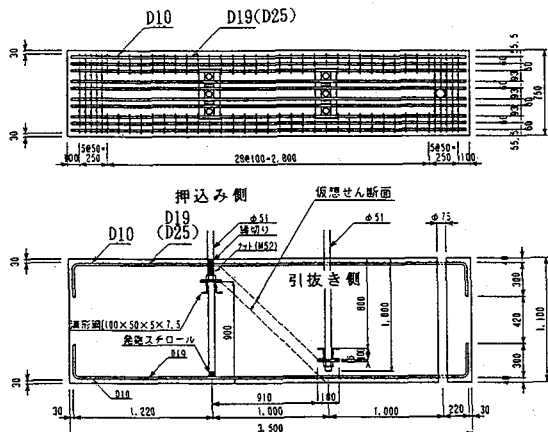
供試体の形状および種類を図－１５、表－５に示す。
実験はボルトが３本になった場合の支圧板の応力分布状況、および押し引き同時荷荷による影響を調べる標準供試体(C-1供試体)の他に、支圧板端部から45度の角度で発生した場合に、押し込み側と引抜き側のボルト間のせん断破壊面が重ならないようボルト間隔を広げた時の耐力比較を目的としたC-2供試体、および形状保持材として用いる溝型鋼を取り除き支圧板の応力分布を把握することを目的としたC-3供試体の３体について行った。

なお、今実験では溝型鋼がせん断破壊面に及ぼす影響と溝型鋼の有無によるせん断面の違いを確認することを目的としている。

杭方式で設計されたアンカーフレームの場合は、押し込み力を伝達する上アンカービームと引抜き力を伝達する下アンカービームの両方を設置する。しかし、今実験ではそれぞれの役割分担を明確にするために、押し込み側は上アンカービームのみを、引抜き側では下アンカービームのみを設置した。

なお、フーチングの曲げ破壊が起きないように曲げ鉄筋比を決めた。

支圧板の幅は、基礎構造実験と同様の方法で決定した。なお、支圧板の厚さは、支圧面積が支圧板全面ではなく、



注) () 値は C-2 供試体
図－１５ 供試体の概要

基礎実験の結果から得られた有効面積を考慮した計算法により決定した。

荷荷方法は、図－１６に示すように、押し込み側、引抜き側それぞれのアンカーボルト３本に対して鉛直偶力を与え終局状態に至るまで単調荷荷した。

表－５ 供試体諸元

供試体記号	供試体寸法(mm)	支圧板寸法(mm)	アンカーボルト間隔(mm)	概要
C-1	750×3500×1100		1000	標準供試体
C-2	750×5000×1100	180×450×16	1500	ボルト間隔変更
C-3	750×3500×1100		1000	溝型鋼なし

注1) コンクリート設計基準強度： $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$

注2) アンカーボルト径： $\phi 51$

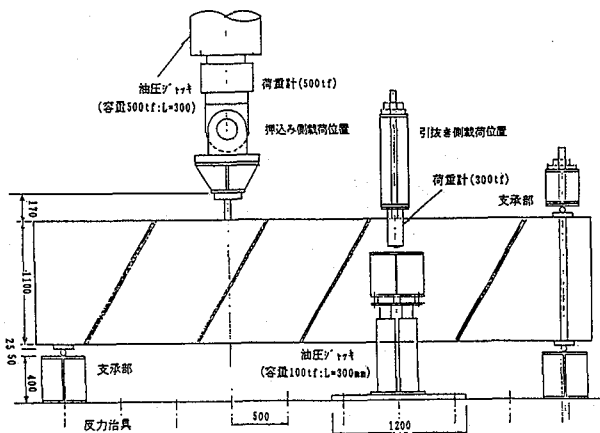
3.3 実験結果および考察

(1) 実験結果

供試体の耐力は全てフーチングコンクリートのせん断破壊で決定し、C-1、C-2供試体のせん断破壊面は、溝型鋼端部から約45度の角度でせん断ひび割れが先行して発生し、続いて支圧板端部から約45度の角度でせん断ひび割れが発生して終局に至った。C-3供試体は、支圧板端部からのせん断ひび割れのみで終局に至った。

また、C-1、C-2供試体では、C-1供試体がボルト間のみにしかせん断ひび割れが発生しなかったのに対し、C-2供試体では支圧板の両端からせん断ひび割れが発生した違いがあった。なお、C-3供試体はC-1供試体と同様な性状であった。

表－６に供試体の耐力の実測値と慣用計算値を示す。首都高速道路公団下部構造物設計基準における慣用計算でのせん断面積の取り方は、本来、本供試体のような２次元モデルに適用するには、条件が異なる部分があるが、２面のせん断面がとれると仮定して算出した。また、コンクリートのせん断強度は、首都高速道路公団基準の場合は許容値の３倍、せん断面が45度分布の場合は許容値の1.5倍として計算した。



図－１６ 荷荷装置概要図

各供試体の実験耐力値は、せん断抵抗面を45度とした慣用計算値よりも大きな値となった。また、首都高基準においてもC-2供試体のみ若干下回るがほぼ同じか大きな値となった。

表-6 供試体の最大耐力

供試体 記号	実験結果 (tf)	首都高速道路公団 下部構造物 設計基準を用いた結果 (tf)	せん断面が45度分布とした場合 の耐力照査結果(即首都高基準) (tf)
C-1	139.7	129.6	108.2
C-2	124.5	129.6	108.2
C-3	174.6	145.8	121.7

図-17に荷重とアンカーボルトの引抜き・押込み量の関係を示す。

引抜き側では、50tf付近までアンカーボルトとコンクリートの付着があるためアンカーボルトの引抜き量は生じない。付着が切れた後は、せん断破壊までほぼ一定の勾配で引抜き量が増えている。

これに対して、押込み側ではフーチング上面に支圧板が設置してあるためボルト剛性の影響が大きく、支圧板の抵抗によって、アンカーボルトの引抜き側のアンカーボルトとコンクリートの付着が切れた後も押込み量の増加はほとんど見られない。また、付着が切れた後はアンカーボルトの押込み量が急激に増加する。付着が切れる荷重は供試体毎にばらつきが生じた。

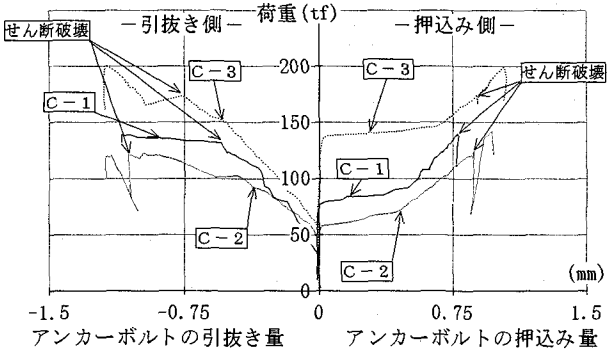


図-17 荷重-アンカーボルト引抜き・押込み量関係

なお、図-17においてせん断破壊後も荷重増加が見られる原因は、供試体の脆性的な破壊を防ぐために配置したせん断補強の鉛直筋が抵抗しているためと考えられる。

(2) 支圧板の応力分布

図-18に、C-3供試体の引抜き側支圧板の各測点での荷重-ひずみ関係図を示す。

アンカーボルトとコンクリートの付着が切れるまでの間は、支圧板にはほとんど応力は生じていないが、付着が切れた後は、急激に応力が増加していく。

また、ボルトが複数本になった部分構造模型実験の結果から、ナット端部に加え、ボルト間(測点②、③)に比

較的大きなひずみが生じることが解った。

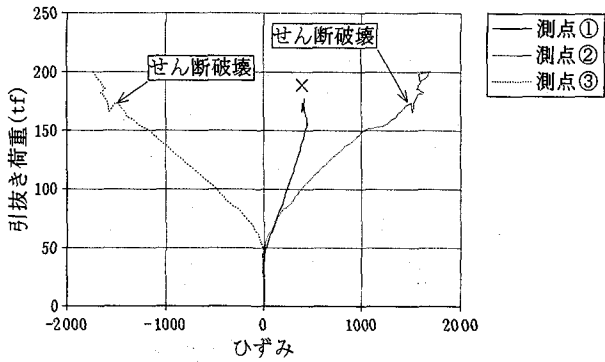


図-18 荷重-ひずみ関係(C-3供試体・引抜き側)

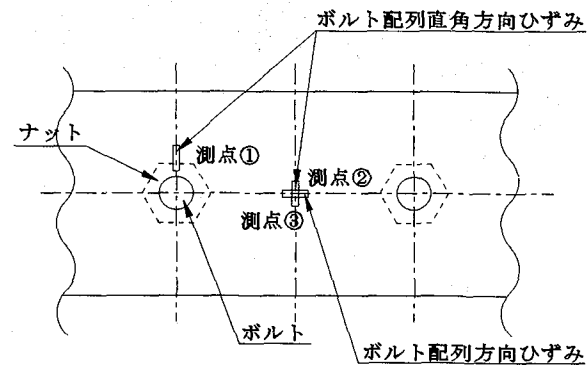


図-19 支圧板のボルト間に生じるひずみの方向

(3) FEM解析

2次元モデルでの支圧板の応力分布を検証するために支圧板を平面シェル要素で、前面のコンクリートを節点バネでモデル化したFEM解析を行った。FEM解析のモデル図および材料特性を図-19、表-7に示す。

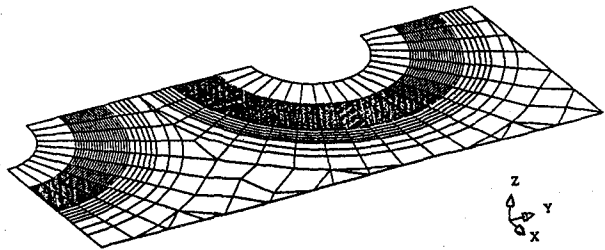


図-20 解析モデル図

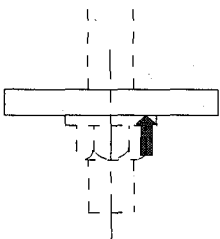


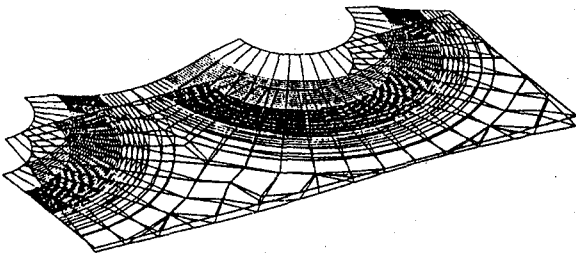
図-21 荷重載荷位置

ボルト荷重はナット端部から支圧板に伝達され则认为、図-21に示すようにナット端部の周長に沿って線分布荷重を加えた。図-22に支圧板の変形状態を示す。図-22からも解るように、ナット位置を境界として支圧板は大きく変形している。また、変形はナット

端部周辺に集中しており、支圧板端部ではほとんど変形がみられない。

表－7 材料特性

	コンクリート	支圧板
弾性係数 (kgf/cm ²)	――	2.10×10 ⁶
ポアソン比	――	0.300
降伏点強度 (kgf/cm ²)	――	3600
バネ値 (kgf/cm)	1.75×10 ⁷	――



図－2.2 支圧板の変形状況

この時の図－1.9の計測位置における支圧板の曲げ応力を表－8に示す。

表－8 応力比較表

	測点①	測点②	測点③
実験値	362.3	220.9	-587.2
解析①	422.5	39.3	-954.1
解析②	645.9	289.3	-897.9

注) 実験値はロードセル荷重70tf時の値

表－8における解析①は支圧板前面のバネ値を一定にした基本ケースで、解析②は測点②に発生する応力の要因を検証するためにボルト間の相互作用による影響を考慮して、ボルト間のバネ値を1/100に変更したケースである。解析②の場合には、測点②における曲げ応力は実験結果と良く一致した。しかし、測点①の曲げ応力は実験結果および解析①に比べ大きくなっている。

本供試体はボルト間の距離が短いため、支圧板に鞍型の変形が生じ、その結果測点②に大きな応力が生じていると考えられる。

このような、諸因子を今回の解析で評価することは難しいため、3次元的效果を考慮した検討が今後必要になると考えられる。

4. まとめ

支圧板方式アンカーフレームの基礎構造および部分構造模型実験の結果、以下に示す事項が明らかとなった。

(1)フーチングコンクリートへのボルト軸力伝達について

①支圧板によってボルト軸力をフーチングコンクリートに伝達することが可能であることが解った。また、支圧板の厚さの差による引抜き耐力の差は小さく、この結果より、支圧板の厚さを薄くでき、経済性の向上を

図る可能性があることが解った。

②フーチングのせん断ひび割れは、支圧板端部より45度で発生する。また、形状保持材として用いる溝型鋼がある場合には溝型鋼の端部から発生する。また、各端部からのひび割れが進行してせん断破壊に至る。

③基礎実験の場合、引抜き耐力の実験結果は、土木学会コンクリート標準示方書の押し抜きせん断耐力とほぼ同程度の耐力があることが解った。また非線形FEM解析結果と比較したところ、支圧板が薄くなるほど解析値の方が小さく、実験値としては安全側の結果となった。

④部分模型実験の場合、引抜き耐力の実験結果は、首都公団下部構造基準で計算した引抜き耐力とほぼ同程度かそれ以上あることが解った。また、せん断面を45度分布とした場合(旧首都公団基準)と比べると実験結果は全て上回った。

以上により、支圧板によるフーチングの引抜き耐力は、支圧板の剛性がある程度確保できれば、従来のアンカーフレーム構造とほぼ同程度となることが確認でき、支圧板の有効性が示された。

(2)支圧板の曲げ応力について

①支圧板内の曲げ応力は、支圧板張出部(ナット端部)で大きくなっており、その曲げ応力は支圧板全面にコンクリートの支圧力を受けたと仮定した場合よりかなり小さな結果となった。これにより、支圧板を薄く設計できる可能性があることが解った。

②①の結果の原因として、支圧板はフーチングコンクリートに囲まれた合成構造となっているために、ボルト軸力を伝達する範囲がボルト近傍に集中しているためと考えられる。これは、基礎実験のB-3供試体でナットのみで十分な引抜き耐力を有していたことから推定できる。

③ナット端部付近の支圧板の曲げ応力(実験値)は、支圧板に働くコンクリート支圧力をボルト近傍のある有効面積で働くと仮定し計算した値と良く一致した。

④ボルトが複数本になった場合は、ナット端部に加えボルト間にも大きな応力が発生しており、今後は3次元的效果を考慮した検討が必要と考えている。

5. 謝辞

本実験を行うに当たり、(株)住友金属土木研究室長の柳本泰伴氏および松本好久氏には貴重な御助力をいただいた。ここに記して、心からの感謝の意を表します。

参考文献

(1)秋元泰輔、宮内博良、桜井 順 「フーチングにおける鋼橋脚アンカー部の破壊機構と補強方法」 鋼と鉄 1985年10月
(2)首都高速道路厚生会 「首都高速道路 鋼構造物設計基準」 平成4年4月
(3)前野裕文、後藤芳顯、小畑誠、小林洋一「付着型アンカーボルトを用いた鋼脚柱定着部の耐力実験」 土木学会構造工学論文集 Vol. 39A(1993年3月)
(1997年9月26日受付)