

アンカーフレーム構造の省力化の試み

THE EXPERIMENT FOR SIMPLIFICATION OF THE ANCHOR FRAME STRUCTURE

半野久光*, 田嶋仁志**, 船本浩二***

Hisamitsu HANNO, Hitoshi TAJIMA and Koji FUNAMOTO

ABSTRACT Authors carried out three type of experiments in order to establish a rational design method for anchor frame structure of bridge piers for reducing the size, labor and costs in construction. The experiments were a basic pull-out test of one anchor bolt and a push-over test of whole models on 1/3 scale and in situ pull test on full-size specimen with varying both thickness of the bearing plate and interval of the bolt as a parameter. Based on the result, a improved anchor frame method using bearing plate, which is similar to that of PC tendon anchor, is proposed in this paper. This method is to connect a steel column to a concrete footing using bearing plate. Axial force of anchor bolt is distributed to a concrete footing through the bearing plate.

KEYWORDS: anchor frame, bearing plate

アンカーフレーム, 支圧板

1. はじめに

鋼製橋脚と基礎構造物との定着部には、図-1 に示すようなアンカーフレームをフーチングに埋め込み、鋼製橋脚と接続するアンカーフレーム方式がとられるのが一般的である。しかし、既往の研究¹⁾によるとアンカーフレームに発生する応力の実測値は、設計値に比べてかなり低く、現行の「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」と仮定した設計法²⁾はかなり安全側になることがわかっている。また、アンカーフレームは鋼板をリブ補強した溶接組立部材となっているため、鋼重の増大、部材数の多さ、それに伴う溶接量の増大など省力化に向けての課題を有している。

そこで、アンカーフレームの構造の簡素化による鋼重、製作工数の低減を目的として、図-1 に示すような支圧板方式によるアンカーフレーム構造の検討を行う。これは、PC 定着部のよ

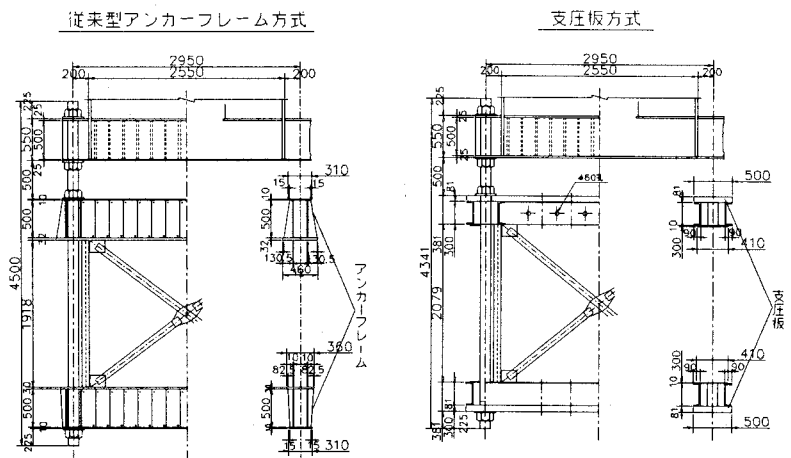


図-1 アンカーフレーム概要図

*首都高速道路公団 工務部 設計技術課 補佐 (〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関 1-4-1)
 *首都高速道路公団 第二建設部 設計課 班長 (〒151-0063 東京都渋谷区代々木 2-1-1)
 *首都高速道路公団 工務部 設計技術課 技師 (〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関 1-4-1)

うに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構造である。

本論文では、この支圧板方式によるアンカーフレーム構造の合理的な設計法の確立を目的として行ったボルト1本による引抜き基礎実験、1/3スケールの全体模型による単調載荷実験、実物大部分供試体による引張実験の実験結果について報告するものである。

2. 基礎実験³⁾

支圧板アンカーフレームは、上下フランジを有するボックス桁状のアンカービームを厚板の支圧板に置き換える構造とするもので、従来のアンカーフレームに比べて剛性が低下することが考えられる。したがって、支圧板方式によるアンカーフレームの軸力伝達特性および支圧板に発生する応力性状の把握を目的としてボルト1本による引抜き基礎実験を行った。

2.1. 実験供試体および載荷方法

支圧板剛性と供試体の引抜き耐力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、支圧板厚および埋込み深さをパラメータとして実験を行った。供試体は実構造物の1/3程度のスケールを考えてアンカーボルト径は $\phi 51$ とした。供試体の諸元を表-1に示す。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設定した。また、支圧板厚は、支圧板をナット端部を固定端とした張出し梁と仮定して、支圧強度の等分布荷重が支圧板全面に作用するものとし、ナット端部の曲げ応力により決定した。この場合の曲げ応力の許容値は支圧板の降伏応力とした。

実験概要図を図-2に示す。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、その後の耐力低下の傾向を観察した。

表-1 供試体諸元

供試体記号	支圧板板厚(mm)	埋込み深さ(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支圧板応力着目
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支圧板応力着目
B-3	ナットのみ		なし	軸力伝達有効面積確認

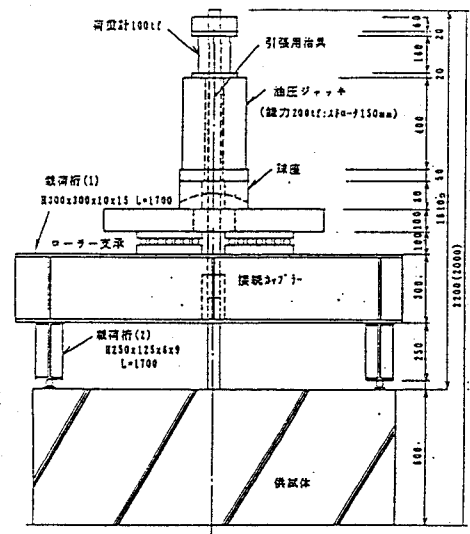


図-2 実験概要図

2.2. 実験結果

図-3にボルト1本による引抜き実験におけるボルト軸力と鉛直変位の関係を示す。各供試体とも約45度のせん断破壊面でコーン状に破壊し、B-3のようなナットのみで定着した供試体においても十分定着が可能であることがわかった。各供試体の引抜き耐力は土木学会の押し抜きせん断破壊の照査式の値とほぼ一致した。また、支圧板厚が小さいと引抜き耐力が若干低下する傾向があるが、これは支圧板の剛性低下の影響によるものと考えられる。以上より、支圧板によりフーチングコンクリートに十分定着することが可能であることがわかった。

また、支圧板に発生する応力は図-4に示すようにナット端部で最大となり、支圧板端部にかけて小さくなることがわかった。このことからボルト軸力の伝達は当初設定した、等分布の支圧荷重では

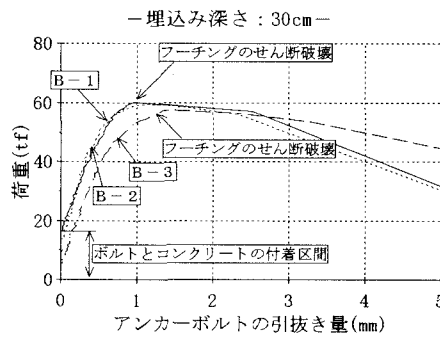
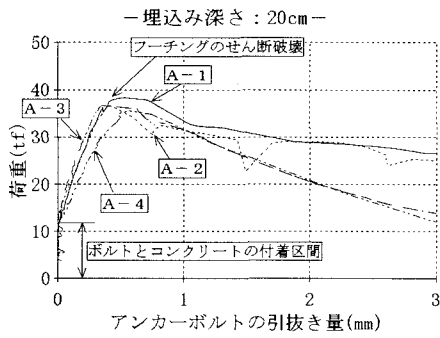


図-3 荷重-鉛直変位関係

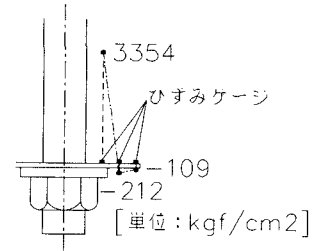


図-4 支圧板応力

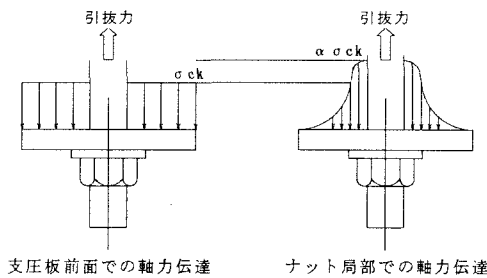


図-5 軸力伝達概念図

表-2 最大荷重時の支圧板応力

	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/cm ²)	210	420	1008	3354	590	1871

なく、ナット近傍に集中して伝達されると考えられる(図-5 参照)。表-2 に各供試体の最大荷重時のナット端部での曲げ応力を示す。標準供試体の A-1, B-1 供試体では、支圧板に発生する曲げ応力はかなり小さく、供試体設定時に想定した応力状態より安全側であることがわかる。

これらの結果を踏まえて、支圧板のナット端部の応力推定法として、図-6 のように等分布荷重が働く支圧面積(=有効面積)を考え、支圧板をナット端部が固定端とした張出し梁と仮定して計算した応力と最大荷重時の実験結果との比較を図-7 に示す。計算値の曲げ応力は以下の方法で求めた。

慣用計算における最大耐力をボルト荷重(P)とし、支圧板に働く等分布荷重(q)に対して支圧面積(A')を次式より算出する。

$$A' = P/q$$

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(r)を次式によって求める。

$$r = \frac{\sqrt{A' + A''}}{2} - r'$$

ここに、 A'' : アンカーボルト面積

r' : ナット半径

ナット端部に作用する曲げモーメント(M)および曲げ応力(σ)は、以下ようになる。

$$M = qr^2/2$$

$$\sigma = M/W$$

ここに、 W : 支圧板の断面係数

図-7 より、支圧板の曲げ応力は、支圧強度を支圧板全面で受けると仮定した応力よりかなり小さい値であり、有効面積を考慮した応力とよく一致することがわかる。このように支圧力に対する有効面積を考慮することにより、支圧板厚の合理的な設計が可能であると考えられる。

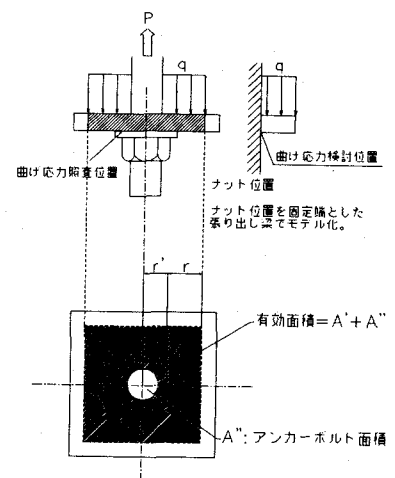


図-6 有効面積のモデル化

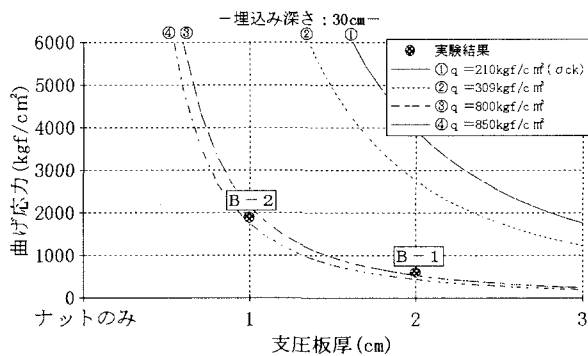
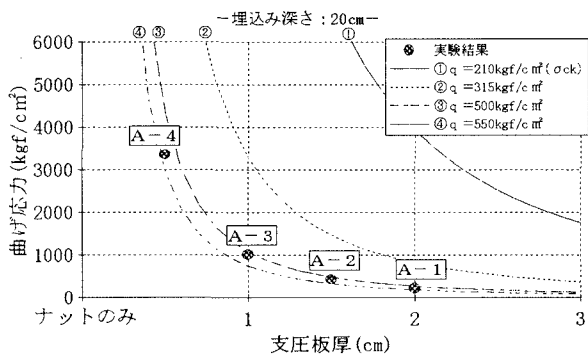


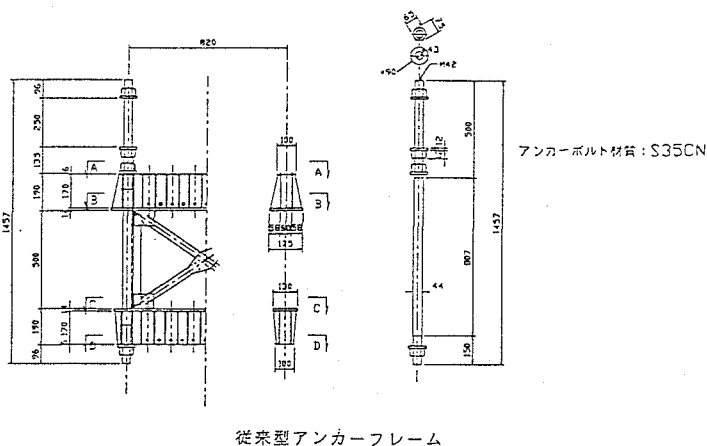
図-7 支圧板板厚と応力の関係

3. 全体模型実験

基礎構造実験の結果より、支圧板方式による定着方法でも十分フーチングに定着できること、有効面積を考慮した設計によりさらに支圧板厚を薄くする合理的な設計が可能であることなど、支圧板方式アンカーフレーム構造が十分実用可能であることがわかった。そこで、全体構造としての耐荷力特性および群アンカーによる支圧板の応力分布を確認する目的で全体模型実験を行った。

3.1. 実験供試体および荷重方法

実験は、板厚を変化させた支圧板方式アンカーフレーム2体(支圧板厚=2.0cm, 2.5cm)と、耐荷力特性を比較する目的で従来型アンカーフレーム1体の計3体について、実物の1/3を想定した供試体を用いて行った。支圧板方式の供試体は、実構造と同様に形状保持のための型鋼を取り付けた構造とした。実験概要および供試体の構造寸法を図-7,8に示す。荷重方法はアンカーボルト降伏荷重の15%の荷重を鉛直荷重として荷重したのち、水平方向に静的単調荷重を行った。



従来型アンカーフレーム

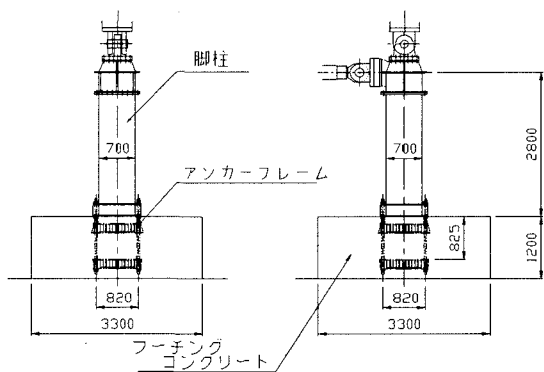


図-8 実験概要

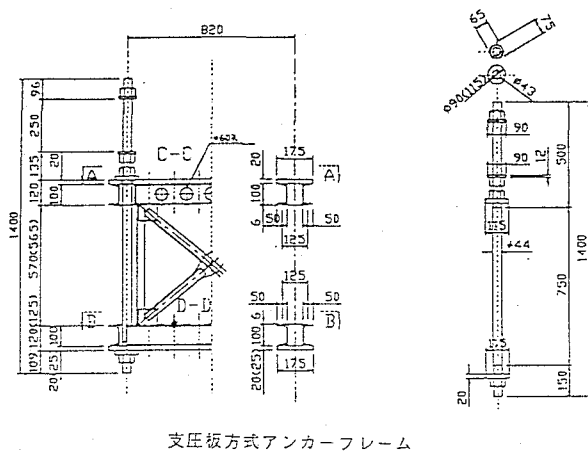


図-9 供試体構造図

3.2. 実験結果

図-10に各供試体の荷重-変位関係を示す。支圧板方式の供試体は初期勾配、ボルト降伏以降の勾配および最大耐力についても従来型供試体とほぼ同様の結果となった。最大変位については、従来型アンカーフレームに比べ支圧板方式の方が大きい結果となり、支圧板方式でも板厚の薄い方が変位が

大きい結果となった。これにより、支圧板方式アンカーフレーム構造においてもフレームの剛性が確保できれば耐荷力特性は従来型と同等であることがわかり、支圧板方式の有効性が確認できた。

次に支圧板に発生した応力を図-11 に示す。基礎実験で着目していたナット端部での応力(測点①)以外にボルト間中央部(測点②,③)でも大きな応力が発生した。これは、ボルト間中央部ではボルトの引抜き力により、ボルト配列軸方向に下に凸な変形とボルト配列直角方向に上に凸な変形とが重なり、3次元的な鞍状の変形が生じているためと考えられる。しかし、基礎実験で行ったボルト1本をそれぞれ定着する支圧板を考えた場合、このボルト間中央部は、特に応力に着目する必要のない位置とも考えられる。

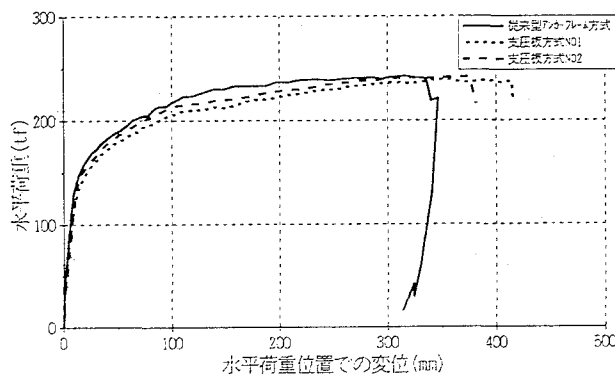
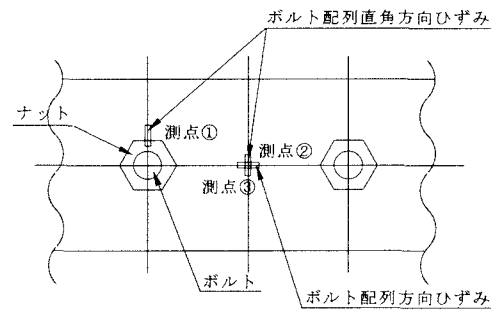


図-10 荷重-変位関係

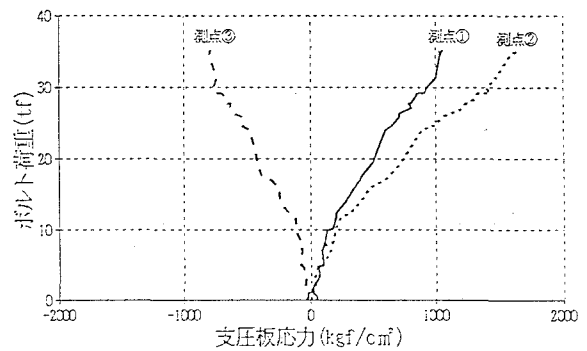


図-11 支圧板に発生する応力

4. 実物大模型実験

模型実験により、支圧板方式アンカーフレームが従来型のアンカーフレームと比較して同等の耐力を有することが確認された。しかし、1/3 スケールの全体模型実験では、当初着目していたナット端部の応力以外に、アンカーボルト間中央部においても大きな応力が発生した(図-11)。実際のアンカーフレームでこのようにボルト間中央部での応力が、卓越することは考えにくく、この原因として模型実験におけるボルト間距離の絶対的な小ささ等寸法効果の影響が考えられる。

以上のことから、フーチングに埋め込まれた支圧板の応力性状を確認することを目的とし、寸法効果の影響を排除するため、実物大の部分供試体を用いた引張荷重実験を行った。

3.1. 実験供試体および荷重方法

供試体は、図-12 に示すように実物アンカーフレームの1辺を抜き出した4本のアンカーボルトによる部分模型供試体とした。実際のアンカーフレームでは、フレームの形状保持のための型鋼を支圧板に取り付けた構造となるため、供試体上面にチャンネル材を取り付け、型鋼がある場合の支圧板の応力分布に着目した。なお実構造では押し引き荷重に抵抗するため、上下に支圧板を有するが、今回の供試体は引抜荷重のみを行うため、上アンカーフレームは省略した。また供試体は実構造物での適用範囲を考慮し、ボルト間隔を変化させた2体を設定した。アンカーボルト径は実構造物を想定し同等のφ110とし、支圧板の設計は基礎実験より求めた支圧板応力の推定式より設計した。ここで、支圧板厚の設計に用いるコンクリートの設計支圧強度は $1.5\sigma_{ck}$ とし、全体模型実験でみられたボルト中間部の応力は考慮せず設計した。供試体の諸元を表-3に示す。

また、支圧板にボルト降伏レベルの引張荷重が確実に伝達されるよう、コンクリート中に埋め込まれるアンカーボルト部分には、コンクリートとの付着を切るためにテーピングを行った。

実験概要図を図-13 に示す。載荷形式はフーチング天端に載荷桁を設置し、アンカーボルト 4 本を同時に同荷重で載荷する方式とした。載荷方法は、静的な載荷速度での単調漸増載荷とした。また、実フーチングを使用していることと実験の安全性確保のため、載荷荷重はアンカーボルトの降伏荷重(支圧板設計荷重)の 240tf/本を上限とした。

表-3 供試体諸元

	E-1 供試体	E-2 供試体
アンカーボルト径	110φ (M105)	110φ (M105)
コンクリート設計基準強度	210kgf/cm ²	210kgf/cm ²
B:アンカーボルト間隔	360mm	280mm
D:ナット径	173mm	173mm
B/D	2.08	1.62
支圧板幅	430mm	430mm
支圧板厚	40mm	40mm

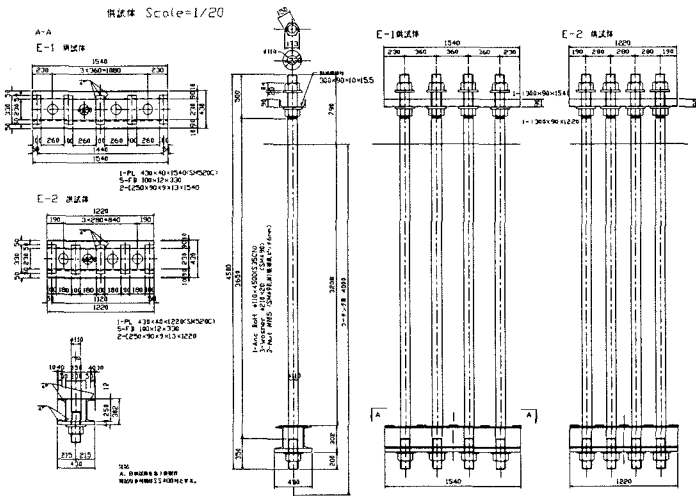


図-12 供試体図

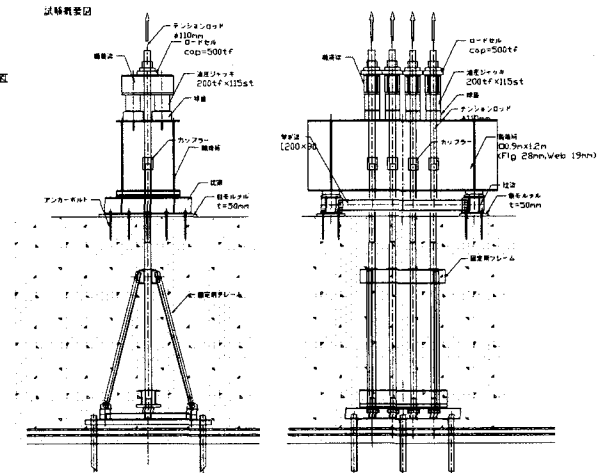


図-13 実験概要図

4.2. 実験結果

ナット近傍における支圧板応力について、4本のボルトのうち中央部のボルトにおける応力分布について、ひずみ測定ゲージ位置および荷重-支圧板応力関係を図-14,15 に示す。支圧板応力は各ゲージ位置でボルト荷重に比例してほぼ線形的に増加している。両供試体とも応力の分布はよく似ており、支圧板中央部で大きい応力が発生し、型鋼に近い位置では圧縮の応力が発生している。また、最大応力である支圧板中央部の応力についても、供試体の設計時に想定した応力(降伏応力)よりもかなり小さい値であった。これは、図-16 に示すように型鋼の剛性によって支圧板の変形が拘束され、引張応力が低減されていると考えられる。

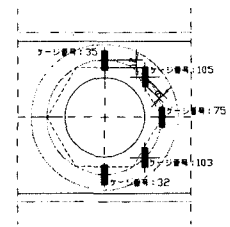


図-14 ナット近傍のゲージ位置

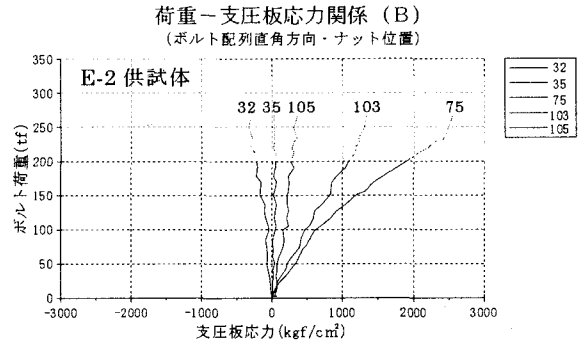
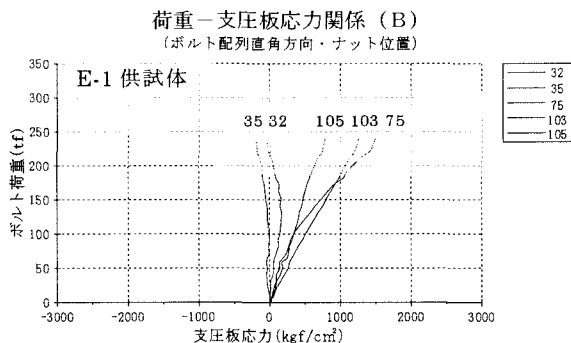


図-15 ナット近傍の荷重-支圧板応力関係

次にボルト間での支圧板応力について、4本のボルトの真ん中のボルト間における応力分布について、ひずみ測定ゲージ位置および荷重-支圧板応力関係を図-17,18 に示す。この位置の応力についても各供試体で似た応力分布となっており、ボルト荷重にほぼ比例して増加している。各ゲージ位置で引張応力が発生しており、ボルト配列軸に沿って鞍状の変形が生じていることが予想される。また応力の最大値は、ナットまわりの応力分布でも最大値であった支圧板中央部のナット近傍で発生している。これは、ボルト間中央部で最大の応力が発生していた全体模型実験と傾向が異なり、支圧板の設計において着目する応力としては、荷重作用位置に近いナット近傍の応力が妥当であると考えられる。また、各供試体ではボルト間隔の小さい E-2 供試体の応力が高くなっている。図-19 にボルト降伏荷重時における各供試体のナット端部での支圧板応力の最大値を示す。ここで横軸には、応力に対するボルト間距離の影響として、B/D(ボルト間距離/ナット径)を用いている。

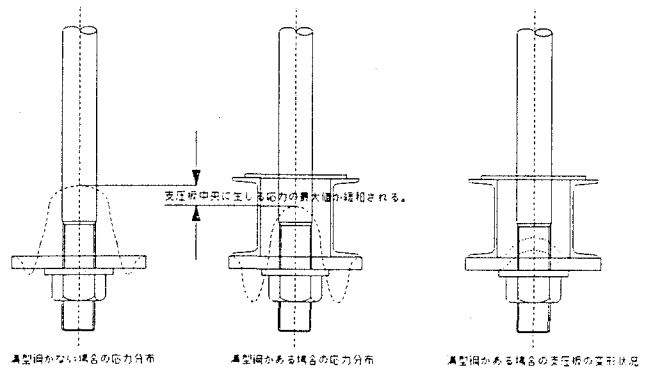


図-16 支圧板の応力分布の概念図

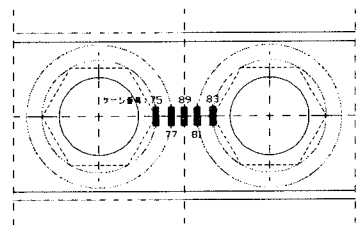


図-17 ボルト間のゲージ位置

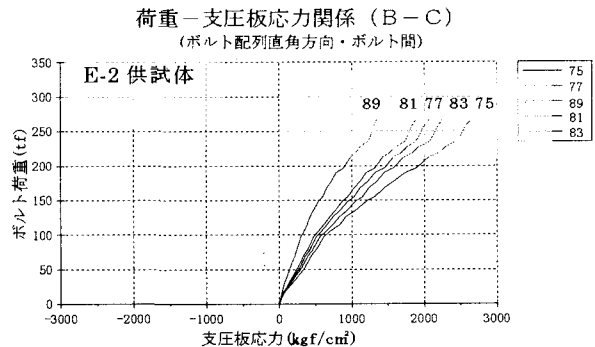
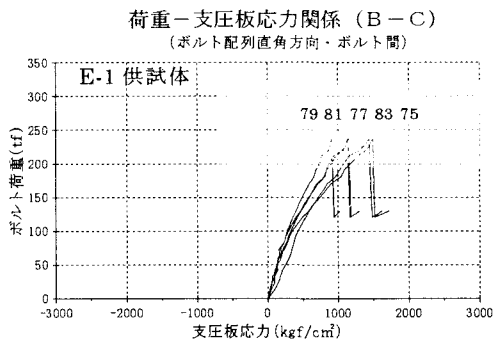


図-18 ボルト間の荷重-支圧板応力関係

5. 設計法の検討

以上より、支圧板の設計における着目応力は支圧板中央部のナット近傍の応力であり、その応力は B/D の影響を考慮する必要があることがわかった。

支圧力に対する有効面積を考慮し、コンクリートの支圧強度を $1.5\sigma_{ck}$ とし、ボルト間距離による応力に対する影響を B/D を用いて以下のように補正した提案設計法のラインを図-19 にしめす。

$$M' = \beta \times \frac{1}{1 - \frac{1}{B/D}} \times M$$

ここで、 β :補正係数(=0.4)

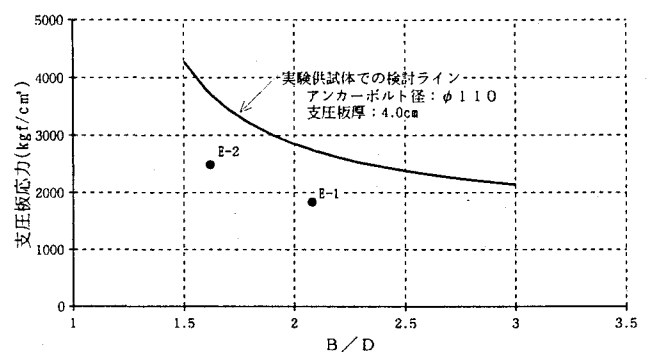


図-19 ボルト降伏荷重時における支圧板応力

ここでは実験結果の応力に対する提案式の応力の余裕を約 50%としている。この提案式を用いた場合、実験供試体の支圧板厚は、E-1 供試体で 35mm となり、さらに鋼重の低減が可能となる。

6. まとめ

支圧板方式アンカーフレームについて耐荷力特性および支圧板に発生する応力について、基礎実験、全体模型実験および実物大部分模型実験を行った結果、従来型と比較して同等の耐力が得られること、有効面積を考慮した支圧分布を想定することにより板厚を薄くできること、実物のアンカーフレームにおいて支圧板に発生する応力は模型実験で有効面積を考慮した応力に比べてさらに小さく、さらに省力化が可能であることがわかった。

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，橋梁と基礎，1985.10
- 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)田嶋仁志，半野久光，船本浩二，船越博行，空閑栄慈：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，土木学会構造工学論文集，vol.44A(1998.3)