

論文 鋼板補強無筋コンクリート布基礎の破壊性状に関する実験的研究

張替 亮太郎^{*1}・横濱 大悟^{*2}・横浜 茂之^{*3}

要旨：木造住宅布基礎には無筋コンクリート造のものが多々認められる。無筋コンクリート造布基礎の補強には、RC布基礎の増設が行なわれることが多いが、建物内部では施工困難である。そこで、厚さ6mm、幅50mmの鋼板を、ねじ込み式アンカーで固定する方法を考案し、コンクリート固定時のアンカーのせん断試験、布基礎の曲げせん断実験を行った。実験結果の検討から、ねじ込み式アンカーの強度及び鋼板補強を行なった場合の曲げ耐力、ねじ込み式アンカーの負担力の推定が可能となった。また、靱性に富む部材とするためには、鋼板端部は保有耐力接合とする必要がある。

キーワード：無筋コンクリート布基礎、鋼板補強、ねじ込み式アンカー、保有耐力接合

1. はじめに

木造住宅布基礎を無筋コンクリート造とした場合には、過去の地震でも被害が増大することが報告されている。無筋コンクリート造布基礎の代表的な補強方法として、日本建築防災協会¹⁾のRC布基礎を増設する方法がある。しかし、1階床面を壊さずに建物内部で施工することは困難である。そこで、1階床面を壊さずに、建物の外周部及び内部で施工可能な方法の一つとしてねじ込み式アンカー²⁾を用いた鋼板補強を考案し実験的検討を行なった。図-1に本論文で検討した補強方法を示す。

2. ねじ込み式アンカーのせん断実験

ねじ込み式アンカーは、コンクリートドリルで直径10.5mmの下穴をあけた後に、トルク80N・m以上で締め付けて、アンカーを回転させ、コンクリートに雌ねじを形成させながら固定する特殊なボルトである。ねじ込み式アンカーの形状を図-2に示す。表-1にねじ込み式アンカー単体の一面せん断試験の結果(12体の平均値)を示す。表-1によれば、鋼材間で一面せん断を受ける場合には、平均63.6kNのせん断耐力を有している。なお、平均値を表示したのは、後述する曲げせん断実験の最大耐力を評価する際に、平均的な値を用いて検討するためである。

一方、ねじ込み式アンカーをコンクリートに固定した場合のせん断耐力を検討するため、コンクリートの圧縮強度が異なる直方体を制作し、図-3の方法でせん断実験を行なった。実験結果を図-4に示す。図-4より、直方体のコンクリート強度 σ_B が23N/mm²程度までは直方体コンクリートの破壊で最大強度が決定されたことがわかる。また、コンクリート固定時のねじ込み式アンカーがせん断破壊する場合の最大せん断応力度 τ_{su} は、

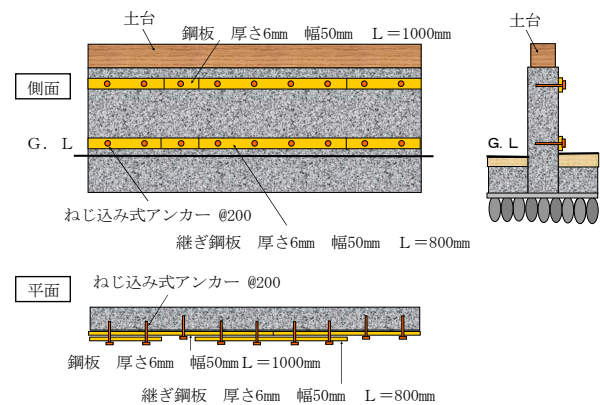


図-1 無筋コンクリート布基礎の鋼板補強

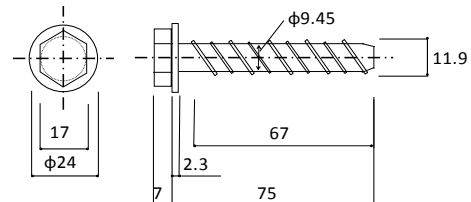


図-2 ねじ込み式アンカーの形状寸法²⁾

表-1 アンカー単体のせん断強度

最大せん断力 τ_{max} (kN)	断面積 A_s (mm ²)	最大せん断応力度 τ_{max} (N/mm ²)	推定基準強度 F (N/mm ²)
63.6	70.1	907	1209

鋼材間でねじ込み式アンカーがせん断破壊する時の最大せん断応力度の平均値907N/mm²に比べて大幅に小さな値となった。コンクリート内部でねじ込み式アンカーが変形し附加的な応力が加わる影響と考えられる。先の、直方体コンクリートの破壊が無筋コンクリート布基礎で実際に発生するかは疑問が残るが、ここでは図-4を参考に式(1)でコンクリート躯体に固定したねじ込み式アンカーの最大せん断応力度を推定した。

*1 職業能力開発総合大学校東京校 学生 (学生会員)

*2 職業能力開発総合大学校東京校 学生

*3 職業能力開発総合大学校東京校 教授 (正会員)

$$\tau_{su}=12.1 \sigma_B+261 \quad (1)$$

ここで、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
 τ_{su} ：コンクリート固定時のねじ込み式
 アンカーの最大せん断応力度
 ただし、 $\tau_{su} \leq 532 \text{ N/mm}^2$

3. 鋼板補強した布基礎の曲げせん断実験

3.1 引張側のみを鋼板補強した布基礎の実験と考察

木造住宅布基礎のフーチングの幅には多くの種類がある。自重の影響を無視すると、コンクリートにも引張抵抗があるので、フーチングが引張側にある場合でも、曲げ耐力は、フーチング幅の幅大につれて大きくなり強度的には有利側に機能する。しかし、フーチングが鋼板の補強効果に与える影響は不明な点が多い。そこで、本論文では、最も基本的なフーチング無しの布基礎立ち上がり部(地中梁部)に、鋼板補強を行い実験的に検討した。本節では、引張側となる下側のみ継鉄を配置して、ねじ込み式アンカーの負担力と、鋼板補強時の曲げ耐力を検討した。試験体は2体とし、試験体一覧と使用材料の性質を表-2に、試験体図を図-5に示す。試験体STの鋼板はSS540相当、試験体KTはSS400相当である。

試験体STは、曲げひび割れ発生後に曲げ圧縮域コンクリートの圧壊で最大耐力に達し、試験体KTは、曲げひび割れ発生後に鋼板が降伏した後に曲げ圧縮域コンクリートの圧壊で最大耐力に達した。試験結果一覧を表-3に、荷重-変位特性を図-6に、破壊状況を図-7に示す。

常用設計式³⁾である式(2)及び式(3)を用い、モーメントを荷重に変換する式(4)から求めた理論値と実験値の比較を表-4に示す。鋼板の降伏点が高く鋼板の降伏が認められなかった試験体STは常用設計式理論値が実験値を上回っており適用することは出来ない。一方、鋼板の降伏が認められた試験体KTに対する常用設計式理論値は安全側の値を与えている。

ところで、終局曲げ耐力算定用の応力ブロック⁴⁾を用いると、引張側の鋼板の降伏と圧縮端コンクリート歪度の終局歪度への到達が同時に起こる終局強度設計法での釣合い鉄筋比 μ_{pb} は式(5)で算定される。 μ_{pb} は試験体STでは1.3%、KTでは3.8%となる。両試験体の引張鉄筋比 $P_t=a_{ts} \cdot (b \cdot d)$ は0.6%であり、終局強度設計法での釣合い鉄筋比 μ_{pb} より小さく曲げ耐力は鋼板の引張降伏で決まることになる。次に、鋼構造で行われている引張筋

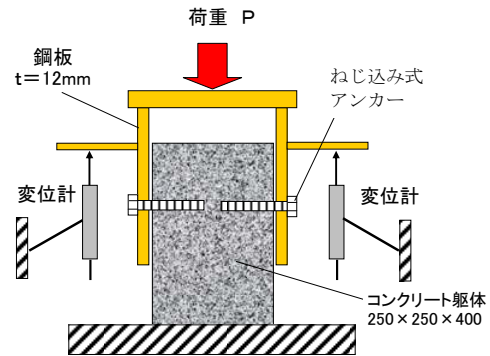


図-3 コンクリート固定時ねじ込み式アンカーせん断実験

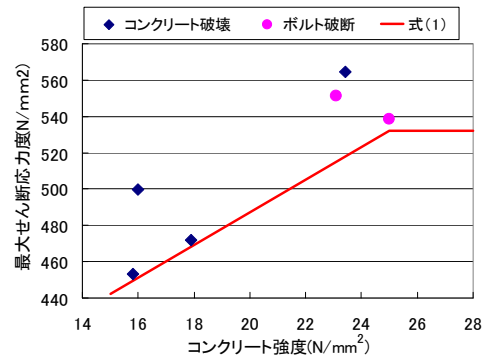


図-4 ねじ込み式アンカーせん断実験結果

表-2 試験体と使用材料の性質

試験体	鋼板の機械的性質			コンクリート強度 σ_B (N/mm ²)
	降伏点 σ_v (N/mm ²)	引張強さ σ_m (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	
ST	691	696	2.08×10^5	25.4
KT	290	417	1.96×10^5	

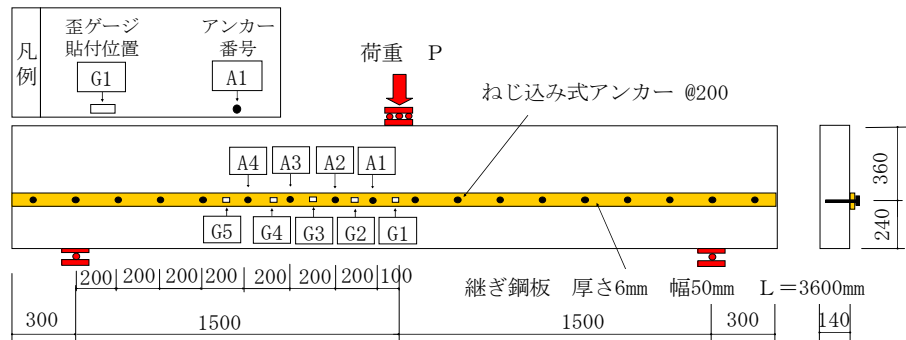


図-5 試験体の形状と寸法

表-3 試験結果一覧

試験体	曲げひび割れ発生時		最大耐力時		破壊状況
	P_{bc} (kN)	δ_{bc} (mm)	P_m (kN)	δ_m (mm)	
ST	30.6	0.25	60.4	39.21	曲げ圧縮域コンクリート圧縮破壊
KT	23.2	0.19	42.4	36.87	鋼板降伏後、曲げ圧縮域コンクリート圧縮破壊

表-4 常用設計式理論値と実験値の比較

試験体	実験値	式(2)及び式(4)理論値		式(3)及び式(4)理論値	
	$P_{BU理}$ (kN)	A_{es} (mm ²)	$P_{BU理}$ (kN)	a_{ts} (mm ²)	$P_{BU理}$ (kN)
ST	60.4	228	68.1	0.89	300
KT	42.4	228	28.6	1.48	300

かい軸部全断面が降伏して保有耐力を発揮する保有耐力接合⁵⁾の条件である式(6)を検討する。式(6)で $\alpha=1$ とするとアンカー穴欠損部の破断と鋼板全断面積の降伏が同時に起きる設計となり、 α は一般的に1より大きい値で設計されている。今回の実験では、試験体 ST の α は0.76、試験体 KT では1.09 となる。従って、試験体 ST では鋼板全断面積の降伏は考えにくい。逆に、試験体 KT では鋼板全断面積が降伏すると考えられる。この結果は、実験結果と一致している。

$$M_{BU}=0.9A_{eS} \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2)$$

$$M_{BU}=0.9a_{tS} \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3)$$

$$P_{BU}=4M_{BU}/L \quad (4)$$

$$u_{ptb}=k_1k_3 \cdot F_c \cdot \mu / \{(1-\gamma) \sigma_y \cdot (1+\mu)\} \quad (5)$$

$$a_{tS} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \leq A_{eS} \cdot \sigma_m \quad (6)$$

ここで、 M_{BU} : 終局曲げモーメント、

a_{tS} : 引張鋼板全断面積、 σ_y : 鋼板降伏点、 d : 有効せい、

A_{eS} : 鋼板有効断面積(アンカー穴欠損考慮後断面積)、

σ_m : 鋼板引張強さ、 L : 試験区間長さ、

u_{ptb} : 釣合い鉄筋比、 μ : 終局ひずみ比、

k_1k_3 : 応力分布を等価な長方形に置き換えるための係数

F_c : コンクリートの設計基準強度、 γ : 複筋比

次にねじ込み式アンカーの負担力について検討する。試験体は、鋼板を固定したねじ込み式アンカーで鋼板の軸力をコンクリートへ伝達している。この為、各ねじ込み式アンカー位置のモーメント M を応力中心間距離 j で除して鋼板の軸力を求め、隣り合うねじ込み式アンカー間の軸力の差をねじ込み式アンカーの負担せん断力とした(図-8 参照)。また、各モーメント毎に j は異なる値となるが、ここでは、 $j=7d/8$ としている。なお、曲げひび割れ発生以前は鋼板の負担力は、ほぼゼロであった。この為、鋼板負担力の検討は曲げひび割れ発生後について行った。曲げひび割れ発生後の鋼板の負担力を図-9 及び図-10 に示す。図で階段状の線分の段差が各ねじ込み式アンカーの負担せん断力となり、最大値は試験体 ST では25kN、試験体 KT では14.4kN であった。式(1)にねじ込み式アンカーの断面積を乗じて、アンカーの最大負担せん断力を求めると39.8kN となりアンカーが破断し

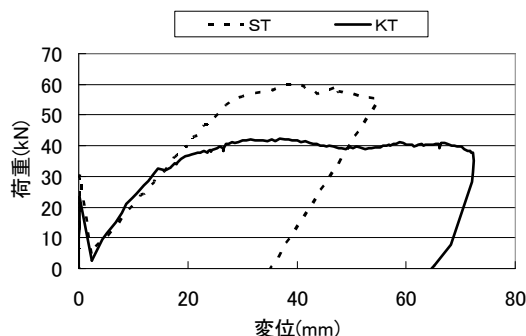


図-6 荷重-変位特性

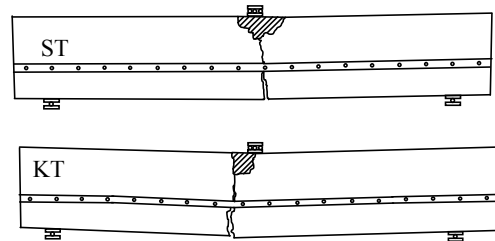


図-7 試験体の最終破壊状況

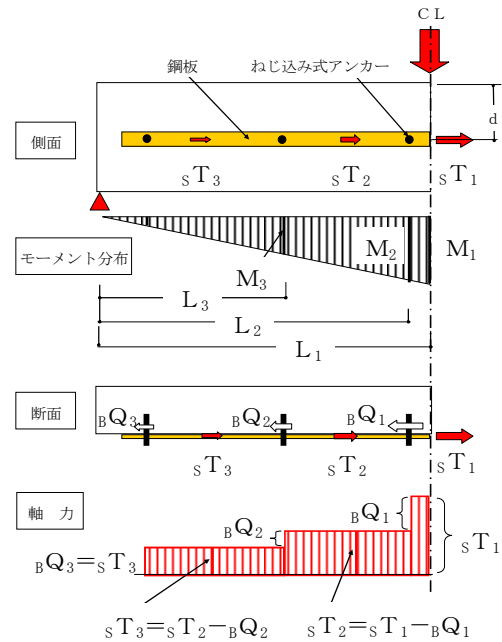


図-8 鋼板の負担軸力

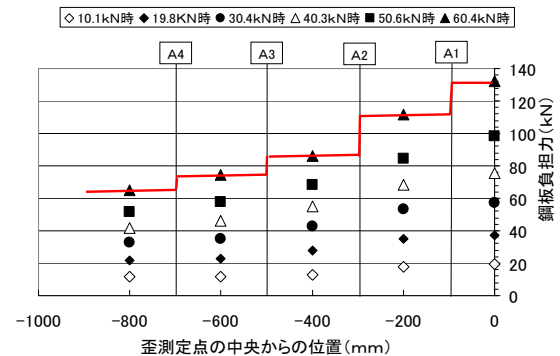


図-9 試験体 ST の鋼板負担力

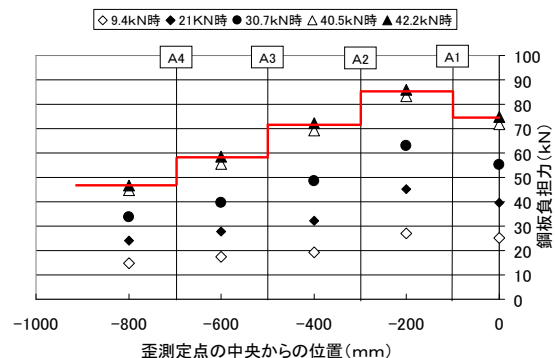
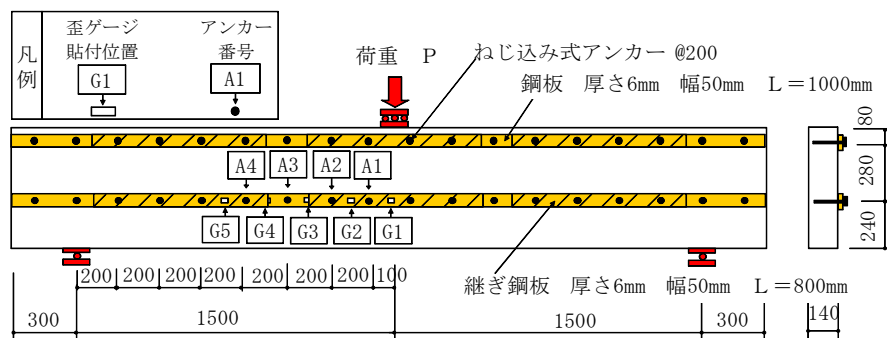


図-10 試験体 KT の鋼板負担力

なかった実験結果と一致する。
 なお、試験体 KT の中央部の鋼板の負担力が最大となっていないのは、何らかの理由で載荷点の直下ではなく、載荷点より内側の A1 と A2 間に曲げひび割れが発生したためである。



3.2 上下を鋼板補強した布基礎の実験と考察

本節では、長さ 1m の鋼板を長さ 80cm の継ぎ鋼板でつなぎ上下に配置して、ねじ込み式アンカーの負担力と、鋼板補強時の曲げ耐力を検討した。試験体は 2 体とし、試験体 STC は試験体 ST と同一の機械的性質を有する鋼板と継ぎ鋼板を使用して図-11 の形状寸法である。同様に、試験体 KTC も、試験体 KT と同一の機械的性質を有する鋼板と継ぎ鋼板を使用して図-11 の形状寸法を有している。コンクリート強度 $\sigma_B = 25.4\text{N/mm}^2$ は共通である。

試験体 STC は、曲げひび割れ発生後に曲げ圧縮域コンクリートが圧壊を始めた後に、中央部のねじ込み式アンカーが鋼板間で破断し、直後に隣のアンカーも破断して最大耐力に達した。試験体 KTC は、曲げひび割れ発生後に鋼板が降伏した後に曲げ圧縮域コンクリートの圧壊で最大耐力に達した。試験結果一覧を表-5 に、荷重-変位特性を図-12 及び図-13 に、破壊状況を図-14 に示す。

荷重-変位特性を見ると、鋼板を継ぎ鋼板でつないだ試験体 STC 及び KTC では、継ぎ目のない鋼板を使用した試験体 ST 及び KT に比べて曲げひび割れ発生後の剛性が半分程度となっている。ねじ込み式アンカーと鋼板の固定穴(12mm)間のクリアランスの影響と考えられる。常用設計式理論値と実験値の比較を表-6 に示す。降伏点が高く鋼板の降伏が認められない試験体 STC では理論値が実験値を上回り危険側の評価を与え、鋼板の降伏が認められた試験体 KTC に対しては理論値が安全側の値を与える傾向は変わらない。

曲げひび割れ発生後の鋼板の負担力(図-15 及び図-16 参照)の階段状の線分の段差より求められるねじ込み式アンカーの位置 A1 における負担せん断力は、試験体 STC で 24.7kN、試験体 KTC で 7kN 程度であり、式(1)で求まるコンクリートに固定したねじ込み式アンカーの最大負担せん断力 39.8kN より小さく、コンクリートと鋼板間でアンカーが破断しなかった実験結果と一致する。従って、鋼板の負担力は 78.2kN から 102kN と大きいが、

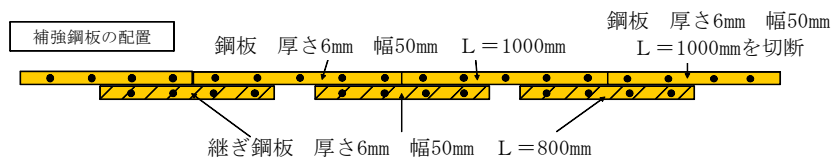


図-11 試験体の形状と寸法

表-5 試験結果一覧

試験体	曲げひび割れ発生時		最大耐力時		破壊状況
	$P_{BC}(\text{kN})$	$\delta_{BC}(\text{mm})$	$P_m(\text{kN})$	$\delta_m(\text{mm})$	
STC	27.8	0.15	48.2	64.73	曲げ圧縮域コンクリート圧壊、アンカー破断
KTC	28.2	0.32	44.9	71.12	鋼板降伏後、曲げ圧縮域コンクリート圧壊

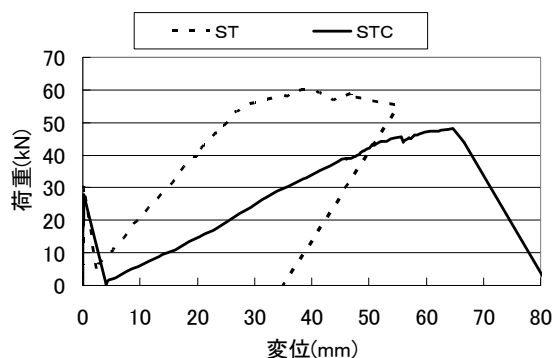


図-12 荷重-変位特性

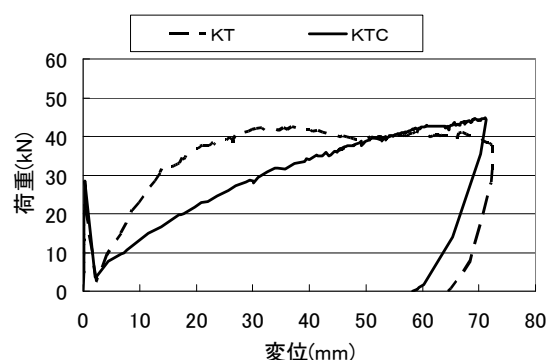


図-13 荷重-変位特性

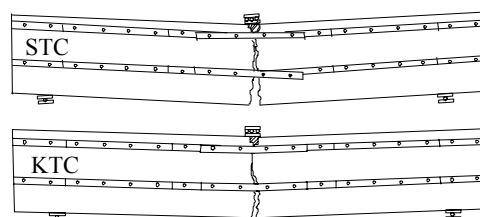


図-14 試験体の最終破壊状況

表－6 常用設計式理論値と実験値の比較

試験体	実験値	式(2)及び式(4)理論値			式(3)及び式(4)理論値		
	P _{BU理} (kN)	A _{es} (mm ²)	P _{BU理} (kN)	実／理	a _{ts} (mm ²)	P _{BU理} (kN)	実／理
STC	48.2	228	68.1	0.71	300	89.6	0.54
KTC	44.9	228	28.6	1.57	300	37.6	1.19

コンクリートと鋼板間ではねじ込み式アンカーは、あくまでも、このせん断力のみを処理出来れば良いと言える。次に、鋼板と継ぎ鋼板間のせん断力について検討する。歪ゲージから求めた最大耐力直前の鋼板と継ぎ鋼板間のせん断力を図－17 及び図－18 に示す。ねじ込み式アンカーが破断した試験体 STC の鋼板間のせん断力は 60kN で、表－1 のねじ込み式アンカー単体のせん断耐力の平均値 63.6kN に近い値を示しており破壊状況と一致する。ねじ込み式アンカーが破断しなかった試験体 KTC の鋼板間せん断力は 38.7kN であり破断まで余裕がある。ところで、無筋コンクリートを片面で鋼板補強すると偏心の影響を受ける。本節の試験体 2 体では、コンクリート面に固定した鋼板の負担力と、鋼板を繋ぐ継ぎ鋼板の負担力は概ね 0.45 : 0.55 の比率となっており設計上の配慮が必要と思われる。

3.3 最大耐力の推定

精算曲げ耐力と力の釣り合い条件から最大耐力実験値の推定を行い精度の検証を行なう。

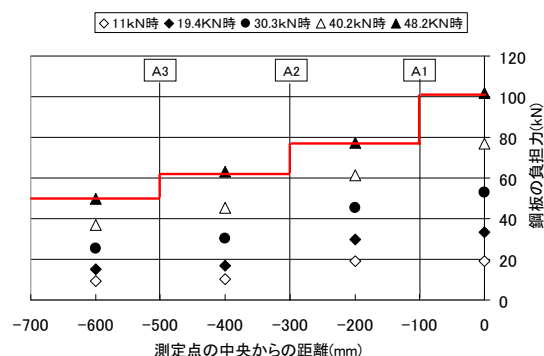
破壊のパターンとして下記の 5 パターンが考える。

- (1)鋼板又は継ぎ鋼板の引張降伏による曲げ破壊。
- (2)コンクリート圧壊による曲げ破壊。
- (3)ねじ込み式アンカーの鋼板と継ぎ鋼板間の破断
- (4)ねじ込み式アンカーのコンクリートと鋼板間の破断
- (5)鋼板端あき部の破断

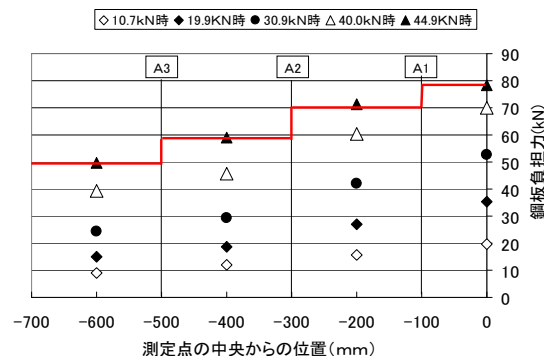
破壊パターン(1)及び(2)の理論値 $P_{12理}$ は、断面を 100 分割して平面保持を仮定し⁶⁾、コンクリートの応力度と歪度の関係を e 関数法⁷⁾でモデル化した曲げ耐力より推定した。この場合、断面積は鋼板の全断面を用い、降伏点は試験体 ST と STC では式(6)の左辺と右辺が等しくなる α の値 0.76 を乗じて評価し、試験体 KT と KTC では降伏点をそのまま用いた。これは、保有耐力接合の要件を満足する場合には、ねじ込み式アンカー固定穴による断面欠損部の破断が回避され鋼板軸部が降伏するまでの強度を発揮すると考えたことによる。

破壊パターン(3)の理論値 $P_{3理}$ は、ねじ込み式アンカーの鋼板と継ぎ鋼板間の破断強度を表－1 より求め、図－19 に示す鋼板と継ぎ鋼板の負担力の差を考慮して式(7)で算定した。

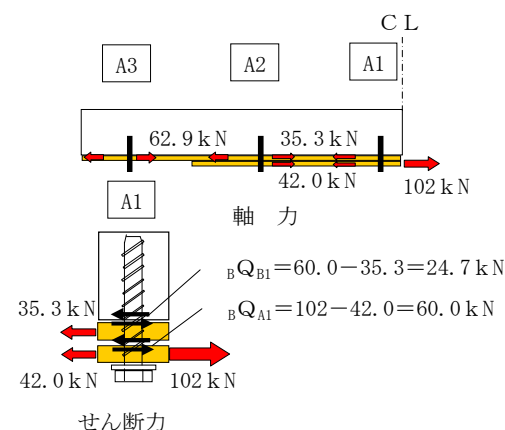
破壊パターン(4)の理論値 $P_{4理}$ は、ねじ込み式アンカーのコンクリートと鋼板間の破断強度を式(1)より求め、図－8 に示す M1 と M2 のモーメントの差を応力中心間距



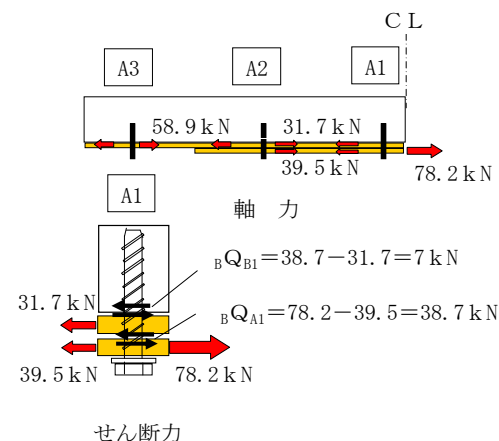
図－15 試験体 STC の鋼板負担力



図－16 試験体 KTC の鋼板負担力



図－17 試験体 STC 鋼板負担力と位置 A1 アンカーのせん断力



図－18 試験体 KTC 鋼板負担力と位置 A1 アンカーのせん断力

離 j で除した値より大きいことが確認されれば破壊は起きないと考え式(8)より算定した。なお、破壊パターンの(3)及び(4)の理論値算定に当たっては $j = 7d/8 = 315\text{mm}$ としている。破壊パターン(5)については保有耐力接合の条件を満足しているため検討から除外している。

以上のようにして求めた理論値と実験値の比較を表-7に示す。理論値は試験体 KT と KTC では比較的良く一致したが試験体 ST と STC では良好とまでは言えない結果となった。推定される破壊パターンは実験結果と完全に一致した。

ところで、鋼構造の筋かいでは、筋かい軸部全断面が降伏し保有耐力を発揮する保有耐力接合の条件として、ボルト接合の場合には、下記の①から③を満たす必要がある。さらに、鋼板補強で必要となる④及び⑤の条件を満足すれば粘りのある挙動を示すと考えられる。これらの条件を満たしているのは、曲げひび割れ発生後に一時的な耐力低下はあるものの挙動が安定していた試験体 KT 及び KTC であり、実験結果とも一致する。従って、保有耐力接合の条件は鋼板補強無筋コンクリート布基礎においても必要不可欠な条件と言える。

- ① α を 1 以上として式(6)を満足する。
- ② 接合ボルトが鋼板間で、せん断破壊しない。
- ③ 鋼板の端あき部で破壊しない。
- ④ 曲げ圧縮域のコンクリート圧壊以前に鋼板が引張降伏する。
- ⑤ ねじ込み式アンカーがコンクリート固定部で破断しない。

$$P_{3\text{理}} = 2bQ_{\max} \cdot j / (L_1 - 0.55L_2) \quad (7)$$

$$P_{4\text{理}} = 2j \cdot \tau_{\text{su}} \cdot A_e / (L_1 - L_2) \quad (8)$$

ここで、 $bQ_{\max}$ ：アンカー単体のせん断強度(表-1 参照)， τ_{su} ：コンクリート固定時のねじ込み式アンカー最大せん断応力度、 A_e ：ねじ込み式アンカー断面積、 L_1 及び L_2 ：支点からねじ込み式アンカーまでの長さ(図-8 参照)

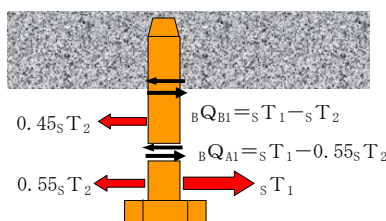


図-19 鋼板負担力とアンカーのせん断力

表-7 理論値と実験値の比較

試験体	実験値		理論値		実/理	推定破壊パターン
	$P_{BU\text{理}}$ (kN)	$P_{12\text{理}}$ (kN)	$P_{3\text{理}}$ (kN)	$P_{34\text{理}}$ (kN)		
ST	60.4	68.3	該当しない	250.7	0.88	曲げ破壊
KT	42.4	40.6	該当しない	250.7	1.04	曲げ破壊
STC	48.2	72.8	54.9	250.7	0.88	鋼板間アンカー破断
KTC	44.9	45.2	54.9	250.7	0.99	曲げ破壊

4. 結 論

フーチングのない無筋コンクリート造布基礎立ち上がり部(地中梁部)に、ねじ込み式アンカーを用いて鋼板補強を行なった試験体の破壊実験を行い次の結論を得た。

- (1) ねじ込み式アンカー単体のせん断強度と、コンクリート面にねじ込み式アンカーを固定した場合のせん断強度を比較すると、コンクリート固定時には強度が低下する。
- (2) 曲げひび割れが発生するまでは鋼板の負担力はほぼゼロであり、曲げひび割れの発生と共に一時的に耐力を失うものの、以後の加力では荷重が上昇し SS400 の鋼板を用いた場合には鋼板が降伏し常用設計式を上回る最大耐力が得られる。
- (3) 鋼板補強無筋コンクリート布基礎であっても保有耐力接合とするため、式(6)を満足する必要がある。
- (4) 鋼板の負担力が 130kN を上回る場合でも、コンクリートと鋼板間でのねじ込み式アンカーの破壊は認められない。
- (5) 鋼板の降伏点が高い場合には、鋼板と継ぎ鋼板間でねじ込み式ボルトが破断する。この場合の耐力は式(7)で概ね推定可能である。
- (6) 鋼板補強した場合の曲げ耐力は、断面分割と e 関数を用いることで概ね推定可能である。

参考文献

- 1)日本建築防災協会、日本建築士連合会：木造住宅の耐震精密診断と補強方法、日本建築防災協会、pp.35, 1996.1
- 2)サンコーテクノ株式会社：ANCHORS PRICE LIST, pp.17, 2009.4
- 3)建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、pp.624-626, 2007.8
- 4)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説、pp.96-97, 1997.7
- 5)建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、pp.316-317, 2007.8
- 6)岩田健児、小柳光生：鉄筋コンクリート部材の塑性応力解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.729-730, 1972.10
- 7)武藤清：鉄筋コンクリート構造物の塑性設計、丸善、pp.46-47, 1980.2