

外フレーム耐震補強工法に取付く床スラブ接合部のせん断実験

オリエンタル建設(株) 正会員 〇福田 顕議
 オリエンタル建設(株) 正会員 工修 阿部 浩幸

1. はじめに

外フレーム(図-1)耐震補強要素へのせん断力伝達能の検証として、既存RC造建築物(以下、既存建物と略す)の梁と外フレームの梁を床スラブで接合する模擬試験体を作成し、静的載荷実験を行った。本報では、接合部にずれ変形を生ずることなく、地震力が既存梁から外フレーム梁へせん断伝達することを確認する。既存建物の梁、増設床スラブおよび外フレームの接合方法は、主に「あと施工アンカーによる接合方法」と「PC 圧着接合方法」が考えられる。前者はあと施工アンカー鉄筋のダボ抵抗によってせん断力を伝達する機構(ダボ抵抗機構)であり、後者はPC鋼材の圧着力による摩擦抵抗によってせん断力を伝達する機構(摩擦抵抗機構)である。ダボ抵抗機構が接合面がある程度ずれ変形が生じてから最大耐力になるのに対し、摩擦機構は接合面のずれ変形には影響せず、伝達せん断耐力は圧着力によって一定値を示すものである。外付け工法は特に接合部のずれ変形を小さくすることが重要であるため、ずれ変形が伝達せん断力に影響しない摩擦機構で接合することが有効であると考えられる。

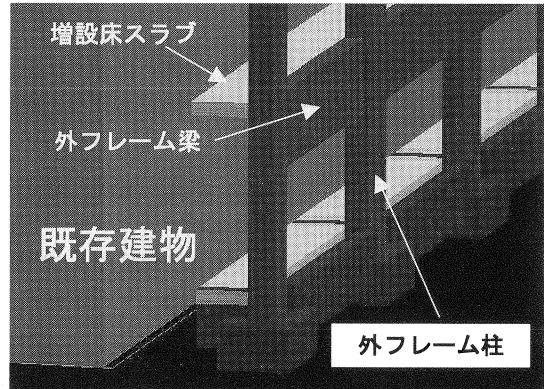


図-1 外フレーム耐震補強システム

圧着接合はPC鋼材の緊張力によって接合面と垂直方向に軸力(圧着力)を作用させ、その圧着力および摩擦係数によって最大摩擦力すなわち最大伝達せん断力が決まる。最大伝達せん断力は式(1)によってあらわされる。

$$Q_u = \mu \cdot P_0 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 Q_u : 最大伝達せん断力、 μ : 摩擦係数、 P_0 : 圧着力(有効緊張力)

摩擦係数 μ は圧着接合面の粗さによって決まるものであるが、表面の仕上げ状態によって摩擦係数を定量化した研究は少なく、また、接合面に曲げが作用する場合と純粋にせん断力が作用する場合には、そのせん断耐力は異なると思われるが、そのあたりを厳密に定量化することは難しい。プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説¹⁾(以下、PC規準)では、コンクリートやモルタルの表面が平滑である場合の設計用摩擦係数を0.5としている。本報でも設計用摩擦係数は、一般的なPC規準に従い0.5として検討する。

2. 実験概要

接合部の実験により、増設された架構に接合部の過大な変形が無く地震力が伝達することを検証する。具体的には、既存建物の地震力が、図-2の①既存建物の梁に作用し、その作用力が→②接合部→③増設床スラブ→④接合部→⑤外フレーム梁に伝達することを模擬した実験を行う。今回の実験は、図-2の②と④の接合方法をPC鋼棒による圧着接合型(図-3)およびアンカー鉄筋型(図-4)の試験体を用いた。試験体は実大の1/2スケールを想定し、出来るだけ簡略化した。なお、PC鋼棒はグラウトをせずにアンボンドとした。そして、図-5に示す方法により試験体を垂直に起こした状態で、試験体外フレーム梁(図-2⑤)を反力床に固定し、反力壁からアクチュエーターで既存建物の梁(図-2①)

を載荷する静的載荷実験を行った。

試験体パラメータは接合方法 (圧着接合, アンカー鉄筋接合), コンクリート強度, PC 鋼棒初期導入緊張力および接合面の仕上げ状態である。試験体パラメータを表-1に示す。試験体 NO.1 は曲げ変形の影響の少ないスパン中央部 (スパン×0.6 区間) に目荒らしを行い, 曲げの影響のある区間 (端部) にテフロンシートを設置した。これにより, 曲げによる緊張力増減の影響を少なくした。試験体 NO.2 は圧着接合部に全面目荒らしを施工したものである。試験体 NO.3 は端部にテフロンシートを設置し, 中央部はコンクリート打設面を金ごて仕上げとしたものである。試験体 NO.5 は, 圧着面全面をコンクリート打設面 (金ごて仕上げ) のまま

表-1 試験体パラメータ

試験体	接合形式	接合面仕上げ状態	初期導入緊張力 P_0 (kN)
NO.1	圧着接合	目荒らし + テフロン	50
NO.2	圧着接合	全面目荒らし	50
NO.3	圧着接合	金ごて仕上げ + テフロン	120
NO.4	あと施工アンカー	金ごて仕上げ + テフロン	—
NO.5	圧着接合	全面金ごて仕上げ	90

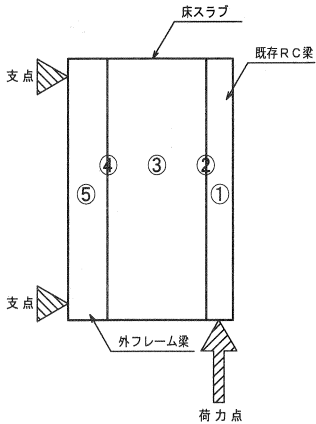


図-2 試験体接合部概念図

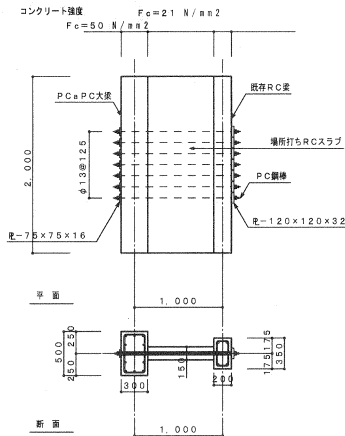


図-3 圧着接合型試験体

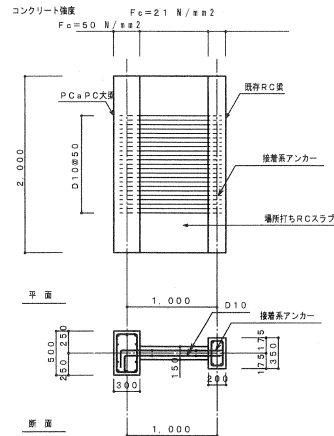


図-4 アンカー鉄筋接合型試験体

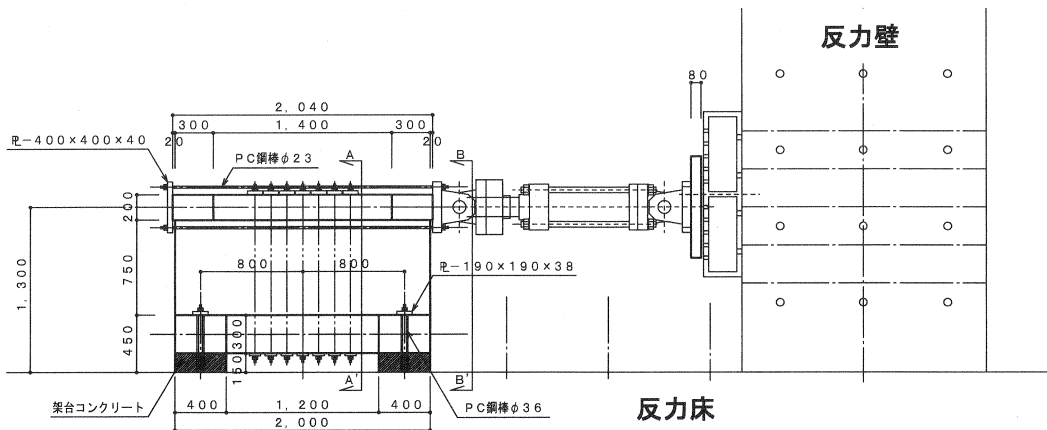


図-5 試験体設置図

とした。試験体 NO. 4 は接合をアンカー鉄筋としたものであり、接合面の仕上げ状態は NO. 3 と同じである。なお、既存梁は接着系あと施工アンカーとした。設計荷重は式(2)で計算した。

$$Q_a = 0.7 \sigma_y \cdot \Sigma a_s \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 Q_a : 設計せん断力, σ_y : アンカー鉄筋の降伏応力度, Σa_s : アンカー鉄筋の断面積の合計

3. 実験結果

3. 1 損傷状態

写真-1 に圧着接合型 (試験体 NO. 3) の設計荷重時におけるひびわれ状況, およびアンカー鉄筋型 (試験体 NO. 4) の設計荷重時のひびわれ状況写真を示す。その他の試験体も含めてすべての試験体において、設計荷重以前に下側の梁と床スラブの接合面端部にひび割れが発生した。上梁の圧着面にはひびわれは全く発生していないことを考えると、下梁の圧着面のひび割れは曲げによる接合面の開きと考えられる。また、下の梁に部材軸と垂直方向にひび割れが発生しているが、0.1mm 程度で軽微なものであった。アンカー鉄筋による接合の場合、床スラブ面にせん断ひび割れが生じているが、圧着接合型にはこのようなひび割れはみられなかった。その理由として、PC 鋼棒の緊張力によってコンクリートに生ずる圧縮応力の影響で、主引張応力度 (斜め引張) が小さくなったためと考えられる。また、荷重を 0 に除荷した状態では、あと施工アンカー型はひび割れが閉じずに残留したが、圧着接合型の場合ひび割れは完全に閉じた。圧着接合型は、ひび割れを少なくするというプレストレストコンクリート部材の利点を生かせることのできる接合システムであるといえる。

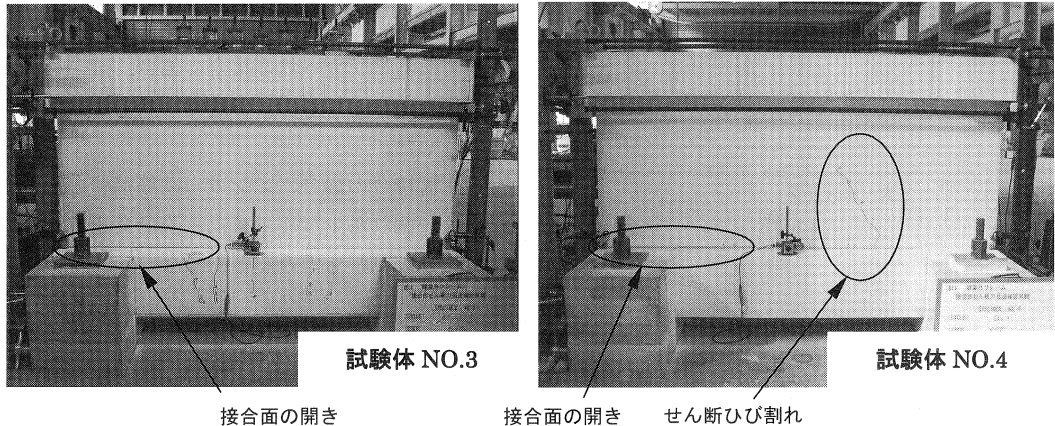


写真-1 設計荷重時損傷状態

3. 2 接合面のずれ変形

図-6 に下梁 (既存建物梁) と床スラブの接合面における伝達せん断力-ずれ変位関係を示す。せん断力はアクチュエーターに設置したロードセルの値 (荷重) であり、ずれ変位はスパン中央に床スラブと梁の間に設置した 2 軸亀裂変位計の値である。

圧着接合型 (試験体 NO. 4 以外) の場合、最大耐力以降は曲げの影響で接合面に大きなずれ変形が生じているが、設計荷重時 ($\mu = 0.5$) において相対変位は 0.03mm 程度であり、ずれ変形が生じていないことがわかる。ちなみに、階高 3.6m の建物に対して相似則を考慮しても約 1/60 000 であり、無視できる変形と言える。

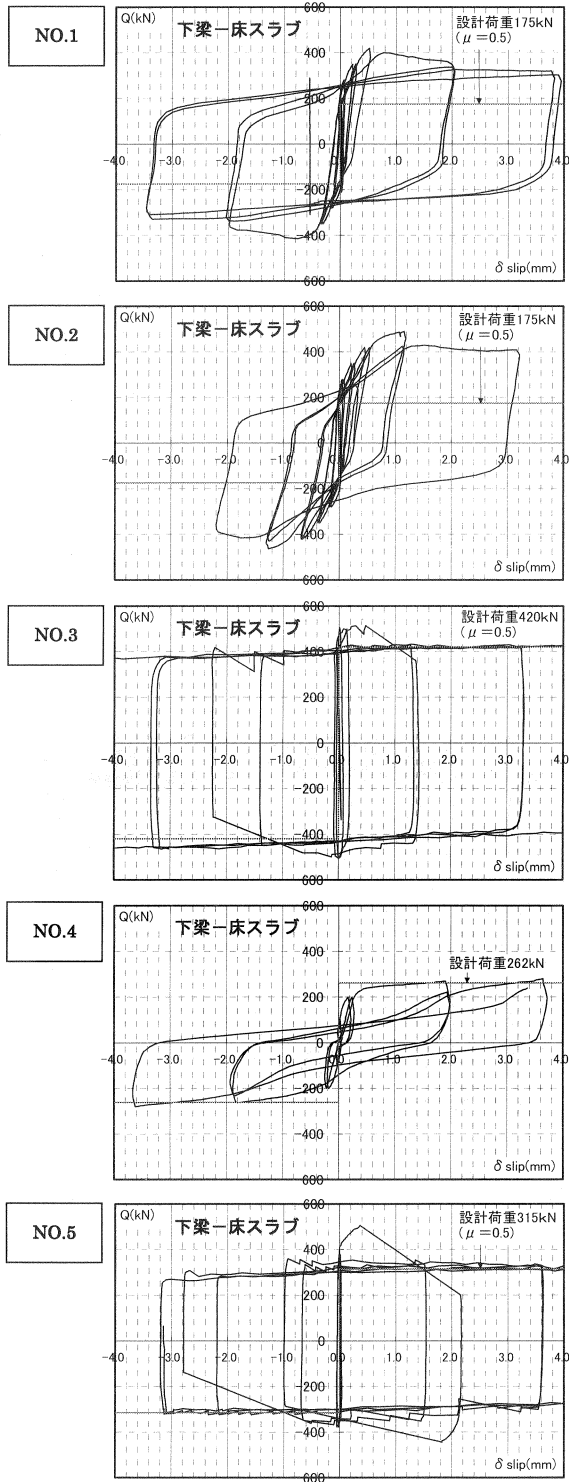


図-6 接合面せん断力-ずれ変位関係

アンカー鉄筋型接合の場合、試験体 NO.4 の図をみると、設計荷重時 ($Q_a = 0.7 \sigma_y \cdot \Sigma a_s$) に外フレーム梁側の圧着面で 1.8mm 程度のずれ変形が生じている。また、曲げの影響のほとんどない既存梁側の圧着面でも 0.8mm 程度のずれ変形が生じており、ある程度の変形が生じてからせん断耐力に達する鉄筋のダボ抵抗によるせん断力伝達機構が表れている。接合部のずれ変形をより小さくするためには、摩擦抵抗機構である圧着接合型が有効であるといえる。

4. まとめ

既存建物の地震力を耐震補強要素である外フレームに伝達させるための、増設床スラブ接合部のせん断力伝達実験を行った。これにより圧着接合型の有効性を示すことができた。以下にまとめる。

- ・摩擦抵抗機構である圧着接合の場合、設計荷重時 (摩擦係数 $\mu = 0.5$) において、圧着接合面のずれはほとんど生じない。鉄筋のダボ抵抗機構であるアンカー鉄筋接合の場合、接合面のずれ変形が生じてから、伝達せん断力が設計荷重に達した。
- ・圧着接合の場合、アンカー鉄筋接合と比較してひび割れが少なく、また、設計荷重除荷後の残留ひび割れもほとんど生じない。

参考文献

1) 日本建築学会:プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説