

機械式定着を用いた不整形 RC 造外柱・梁接合部の構造的な性能評価

STRUCTURAL PERFORMANCE EVALUATION OF RC EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINT WITH DIFFERENT SHAPES USING MECHANICAL ANCHOR

佐川 隆之 (リハビリテーション工学分野)
Takayuki SAGAWA

Abstract:

This is a study on ultimate shear strength, panel shear deformation, shear resistant mechanism of exterior beam-column joint through experiment on RC exterior beam-column-pile joint and exterior joint considering difference of beam-column depth ratio. In addition, building drift is investigated by considering the influence of panel shear deformation. The beam-column depth ratio is a factor that influences building deformation. The larger beam depth, the higher joint deformation ratio in story drift. Though building deformation consists of column, beam, joint, but, usually joint deformation is not considered in present seismic design drift. Furthermore, it is difficult to evaluate ultimate shear strength of the joint which beam depth is not equal to column. It is important that evaluating structural performance of building considering shear strength, panel shear deformation, beam-column depth ratio of joint.

Keywords : Exterior Beam-Column Joint, Panel Shear Deformation, Beam Flexural Yielding, Damage Limit, Shape of Joint, Mechanical Anchor

外柱・梁接合部, 接合部せん断変形, 梁曲げ降伏, 損傷限界, 接合部形状, 機械式定着

1. はじめに

近年, 鉄筋コンクリート造建物においてその設計要求の多様化や環境負荷軽減の観点などにより, 様々な形状の接合部が設計されている。基礎工事の際の切削工程の短縮及び切削土量の低減のために基礎梁のせいを 1~2m 程度に抑えた幅広基礎接合部, 1 階に大スパン空間を確保した場合には梁のせいが大きい縦長接合部(図 1)が設計されるが, 既往の接合部耐力式は柱せいと梁せいのほぼ等しい正方形接合部(以下標準接合部)を対象としているため, 縦長接合部等の接合部を既往の耐力式(1)(図 2)で評価できるかは検討が必要である。

RC 造建物では, 通常梁曲げ降伏型架構を想定しているが, 接合部領域は耐力が確保されていれば剛として扱い, 接合部変形は微小なものとして無視される。しかし, 実際には接合部の耐力が基準を満たしていても接合部の耐力余裕度(梁曲げ降伏耐力比)が小さければ接合部変形が生じ架構の変形に影響を与える可能性がある。接合部せん断変形が増加すると架構全体の剛性が低下することや, 接合部せん断破壊により架構の履歴性状がエネルギー吸収性能に乏しい復元力特性となるなど, 建物の耐震性能に大きな影響を与えかねない。

そこで, 本研究では柱一 幅広基礎梁一 杭接合部や柱せいと梁せいの比が異なる接合部に関する実験を行い, 接合部の耐力や変形, せん断抵抗機構などについて検討を行った。そして, 想定架構において接合部変形が建物全体に与える影響を検証した。また, ト形部分架構モデルにおいて層変形, 部材変形割合を算出する略算式を示し, 接合部形状(柱せいと梁せいの比)を変動させ, 層, 部材の変形量及び変形割合に与える影響を検討した。

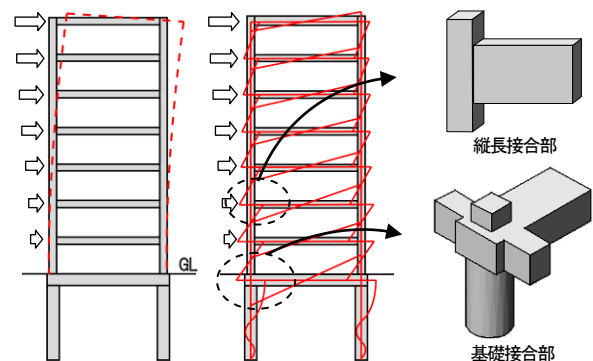
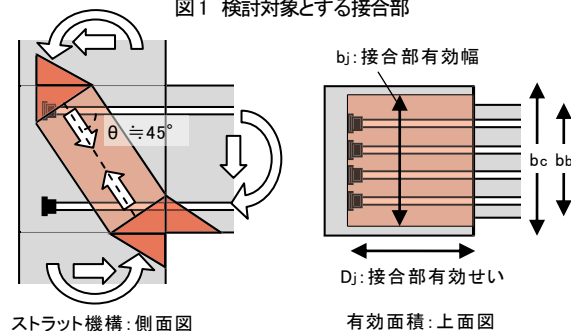


図 1 検討対象とする接合部



ストラット機構: 側面図

有効面積: 上面図

$$\text{既往の耐力式 } V_{ju} = \frac{\kappa \times \phi \times F_j \times b_j \times D_j}{\text{十字形, 直交梁} \times \text{面積(水平)} \times \text{コンクリート強度}} \quad \dots(1)$$

図 2 既往の耐力式で想定する抵抗機構

2. 外柱・基礎梁・杭接合部の加力実験

2.1 実験概要

通常の設計では柱断面を基準として, 接合部有効幅及び接合部有効せいが定まり, 接合部耐力が算出されるが, 基礎接合部において大断面の杭が取り付く場合や加力方向に

よって梁曲げ危険断面が異なる場合には接合部耐力を正しく評価していない可能性がある。本研究²⁾(図3)では、基礎梁降伏先行型とし、柱(□300mm)と円形杭(φ=500mm)の部材芯を揃えたPN1、柱と杭の部材芯を150mm偏心させたPN2の試験体を設計した。杭位置の違いや加力方向、梁曲げ危険断面位置の違いによる接合部の損傷性状及び接合部の耐力上昇度合いを把握するため、接合部耐力(杭を考慮せず:式(1))は梁曲げ耐力以下または同程度とした。

2.2 実験結果

両試験体とも正加力では杭フェイス付近(正方形等価断面)が曲げ危険断面、負加力では柱フェイス付近が曲げ危険断面となった(図4)。接合部の耐力余裕度は小さかったが、大変形時でも接合部破壊には至っておらず、特にPN2の正加力側は接合部の損傷が少なく、両試験体とも既往の耐力式による接合部面積で算出した計算値を上回った。これは杭幅や曲げ危険断面の位置によってせん断抵抗に寄与する接合部面積が増加し、接合部耐力が上昇したと考えられる。

2.3 接合部耐力の検討

ここでは、接合部のせん断抵抗機構に関する接合部面積について既往の耐力式で想定する(柱幅 b_c と杭幅 b_p の平均)ケースA、負加力時に梁主筋引張側の定着部付近に杭が取り付くことから杭幅を考慮したケースB、梁曲げ危険断面の位置を考慮したケースC(図5)から算出した接合部せん断耐力の余裕度(梁曲げ降伏耐力比)について検討を行った。ケースAでは、負加力側の接合部の耐力余裕度が0.9~1.0であったが、ケースBの余裕度は1.1~1.2となり、接合部破壊しなかった実験結果と対応した。ケースCに関しては、特に損傷の少なかったPN2の正加力時について、接合部有効面積の増加を想定することによって実験結果の破壊性状と概ね対応したことが確認された(図6)。

3. 柱せいと梁せいの比の異なる外柱・梁接合部の加力実験

3.1 実験概要

現行の接合部せん断耐力式には、形状による影響は考慮されていない³⁾。そこで本研究では、正方形接合部を持つ試験体及び柱せいあるいは梁せいを大きくした長方形接合部を持つ試験体について静的加力実験を行うことで、接合部形状が破壊性状、変形、耐力に及ぼす影響を検討することを目的とした。試験体は柱せいと梁せいの比0.6~2.3とした標準、横長、縦長接合部の計3体とした。

3.2 実験結果

接合部のせん断応力度-せん断変形角関係を図8に示す。各試験体ともひび割れ強度、ひび割れ後剛性はほぼ同程度の値を示した。標準接合部、横長接合部に関しては既往の耐力式による計算値の1.1倍以上の耐力が確認できた。縦長接合部は、計算値の0.8倍ほどの結果となり、既往の耐力式では危険側の評価となった。

既往の耐力式で想定しているストラット角度は45度を想定しているが、縦長試験体を想定するとストラット角度が大きいため(図9)、耐力評価ができなかったと考えられる。

3.3 接合部の応力伝達機構の検討及び実験結果との比較

外柱・梁接合部と柱の応力状態が類似している点が見られること(図10)に着目し、既往の耐力式における柱、梁のせん断耐力式(トラス機構、アーチ機構)を接合部のせん断

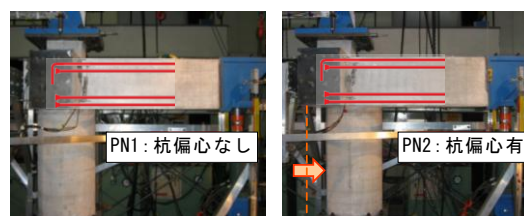


図3 外柱・基礎梁・杭接合部試験体

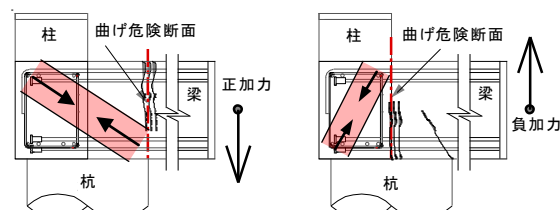


図4 曲げ危険断面位置によるストラット機構の違い

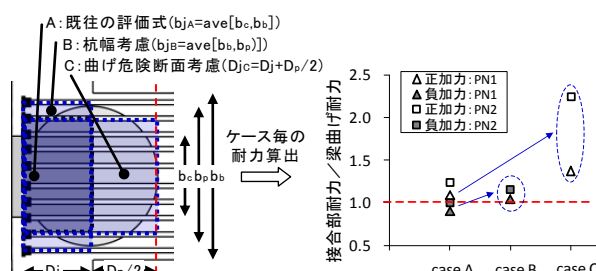


図5 接合部幅、有効せいの検討

図6 ケース毎の余裕度



図7 試験体破壊性状一覧

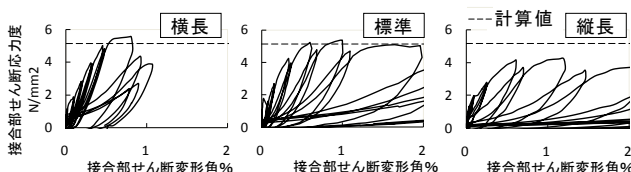


図8 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

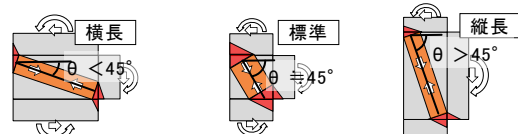


図9 接合部形状によるストラット機構の違い

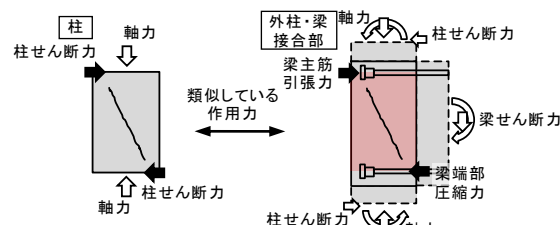


図10 柱と外柱・梁接合部の作用力

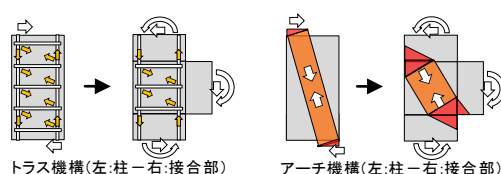


図11 柱のトラスアーチ耐力式の応用

抵抗機構に適用し(図 11), 実験から得られた接合部耐力との比較を行った。

トラスアーチ耐力式による計算結果を図 12, 13 に示す。標準接合部はトラス機構とアーチ機構の耐力割合がほぼ同程度だが, 横長ではアーチ機構が, 縦長ではトラス機構が大部分を占めた。標準から縦長接合部となるにつれ, 主となるせん断抵抗機構が変動すると想定し, 耐力低下の傾向を捉えることができたが, 横長接合部以外は耐力を過小評価した。梁が取り付くことによるコンクリートの有効圧縮強度の上昇などを考慮した検討が必要であると考えられる。

4. 接合部せん断変形及び形状を考慮した建物の変形性状

本章では, 接合部変形を考慮した梁曲げ降伏型架構と接合部を剛とした梁曲げ降伏型架構の荷重増分解析を行い, 接合部変形が建物全体に与える影響を検証した。基本モデルは 3. で想定した 6 層 1 スパンのト形接合部を有する架構とし, 階高 4.4m, 梁スパン 7.6m, 柱断面 $b800 \times D800\text{mm}$, 梁断面 $b700 \times D900\text{mm}$, 床重量 12kN/m^2 , 目標ベースシア係数 $C_B=0.3$ とした。

架構の破壊形式は梁曲げ降伏型を基準とし, 接合部領域を剛とした B0 架構, 接合部変形を考慮した B1 架構(接合部せん断余裕度:接合部耐力/梁曲げ耐力 ≈ 1.2)を想定した。また, 梁曲げ耐力 $>$ 接合部耐力とした接合部せん断破壊先行型を J1 架構とし, 損傷限界及びメカニズム形成時の比較を行うこととした。柱, 梁部材の復元力特性はひび割れ後, 曲げ降伏後の剛性低下率は $\alpha=0.2$, $\beta=0.001$ とした。

4.1 接合部変形を考慮した想定建物における荷重増分解析

部分架構実験から得られた接合部耐力, 剛性を用いて, 図 14 に示す建物解析に用いる接合部プレース置換モデル⁴⁾を作成した。外力分布には A_i 分布を用い, 各架構とも終局状態が形成されるまで荷重増分解析を行った。

荷重変形関係及び架構の破壊形式一覧を図 15 に示す。接合部を剛とした B0 架構では, はじめに 3 階梁が曲げ降伏に至った(最大層間変形角(2 層) $=0.60\%$)。接合部変形を考慮した B1 架構では, 4 階梁が曲げ降伏に至り最大層間変形角(3 層) $=1.18\%$ と, 接合部変形の影響により B0 架構の約 2 倍となり大幅な変形の増大が見られた。接合部破壊型の J1 架構は 2 層接合部が破壊に至り, 最大層間変形角は B1 と同様に 3 層で 1.12% と接合部の変形により大きくなっていた。メカニズム時のヒンジ形成状況は梁曲げ降伏型架構 B0, B1 はともに全層の梁と 1 層柱脚の曲げ降伏により全体崩壊メカニズムが形成され最大層間変形角 2%時を安全限界とした。一方, 接合部破壊型架構 J1 は 1 層-2 層接合部が破壊し, 層崩壊により不安定となり, 最大層間変形角(3 層) $=1.3\%$ で終局状態(安全限界)に至った。

4.2 外柱・梁部分架構モデルにおける接合部の影響の推定

ト形部分架構モデルは図 16 を想定し, 層せん断力 Q_c が作用している状態の梁降伏変形角を考える。柱, 梁部材の曲げ剛性 k_c , k_b を略算により算出し, 接合部のせん断剛性 k_j (図 17)に関しては実験(図 8)から得られた剛性を接合部有効面積に比例させた値を用いた。各部材の変形を層間変形角における変形角 R_c , R_b , R_j (式(2))に変換し, その時の変形量を $Q_c \cdot K$ 関係で示す。

$$R = R_c + R_b + R_j = \frac{Q_c}{H} \left\{ \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_j} \right\} \quad (2)$$

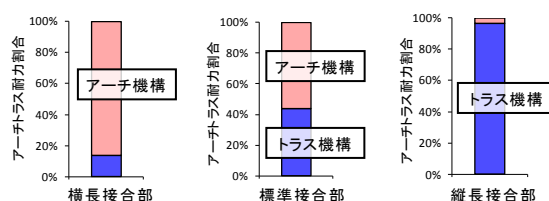


図 12 トラスアーチ耐力式による抵抗機構割合

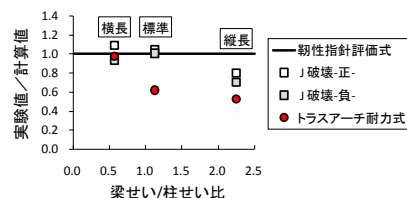


図 13 トラスアーチ耐力式による実験値の評価

梁曲げ降伏型 B0 梁曲げ降伏型 B1 接合部破壊型 J1

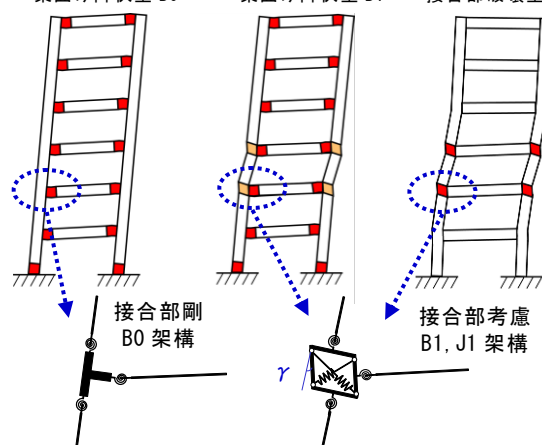


図 14 想定建物と接合部モデル

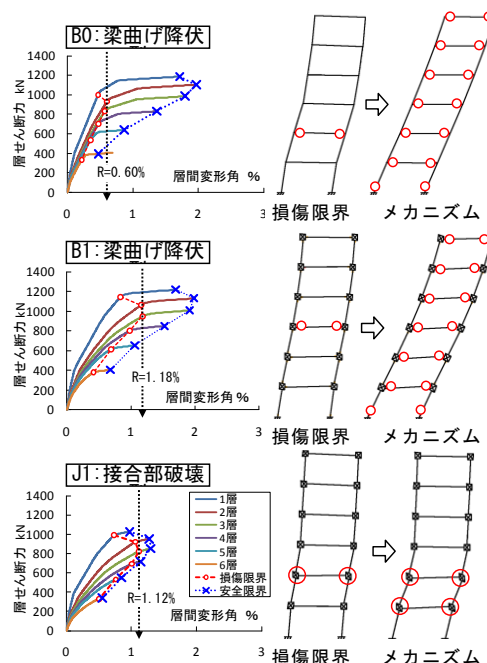


図 15 荷重変形関係一破壊形式

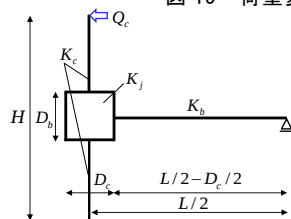


図 16 ト形部分架構モデル

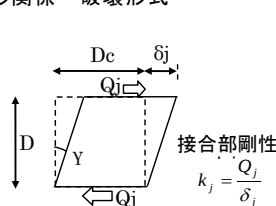


図 17 接合部の剛性 k_j

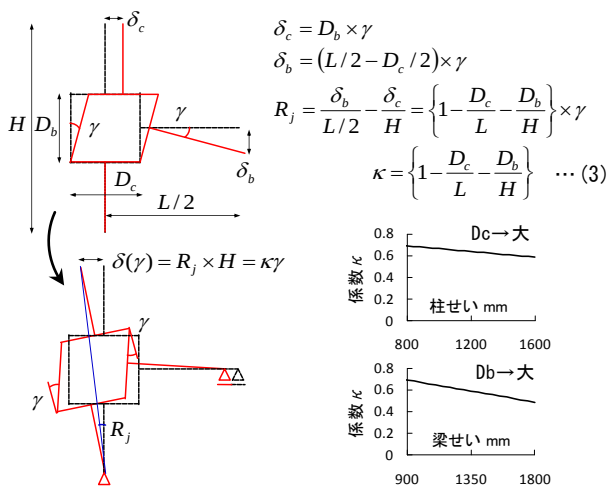


図 18 接合部による層間変形 $\delta(\gamma)$ 及び係数 κ の変動

接合部のせん断変形角 γ が層へ与える影響度合い(接合部係数 κ 式(3))はその架構の階高や梁スパン、接合部形状(図 18)によって定まる。そこで、それらの要素を変動させ部材の変形量及び変形割合を比較し、どの要素が架構の変形へ最も大きな影響を与えるか検討を行った。

想定モデルにおいて、接合部耐力余裕度 1.2(梁曲げ耐力比)、梁曲げ降伏時の層せん断力は一定とし、柱せい D_c 、梁せい D_b を変動させ、梁曲げ降伏時の層変形量を略算した(図 21)。柱せい、梁せいが増加した場合では、部材の曲げ剛性が大きくなったため層の変形量は減少した。柱せいを大きくした場合は接合部面積が増加するため接合部の剛性が大きくなり接合部変形は減少したが、梁せいを大きくした場合は接合部剛性一定で変動は小さかった。変形割合の比較を図 22 に示す。柱せいを増加させた場合には変形割合で梁変形が大部分を占め、標準モデルより接合部成分は減少した。梁せいを増加させた場合には、梁せい 2.0 倍時には接合部の変形割合が層変形の 70%ほどを占めており、接合部の影響が最も顕著に表れ、層変形量が 3 倍程度に増加し、接合部変形を考慮することの必要性が示された。

5. まとめ

- 1) 幅広梁、杭を有する基礎接合部実験において梁曲げ降伏時の曲げ危険断面は正負加力によって異なることが確認された。また、既往の耐力式による接合部余裕度は小さかったが、大変形時においても接合部破壊に至らず実余裕度はある程度確保されていたと考えられる。
- 2) 基礎接合部実験において、加力方向毎に違ったストラット機構が形成されると想定し、危険断面及び杭幅を接合部有効面積に考慮することで、より実破壊性状に近い接合部余裕度となる評価方法を示した。
- 3) 梁せいと柱せいの比が異なる外柱・梁接合部実験において標準、横長接合部の試験体は靱性保証式の 1.1 倍以上の耐力を示したが、縦長接合部の試験体は 0.8 倍ほどでせん断破壊に至った。柱の形状に近い縦長接合部では既往の耐力式で想定している 45°のストラット機構では評価できないことが確認された。
- 4) 梁せいと柱せいの比が変動した場合の接合部の耐力を評価するため柱のトラスアーチ式を修正し耐力を算出した。標準から縦長接合部とせん断抵抗機構が変動す

表 1 標準モデル諸元

層せん断力 Q_c kN	接合部耐力余裕度
500	1.2
梁スパン L m	階高 H m
7.6	4.4
柱断面	
幅 B_c mm	せい D_c mm
800	800
梁断面	
幅 B_b mm	せい D_b mm
700	900

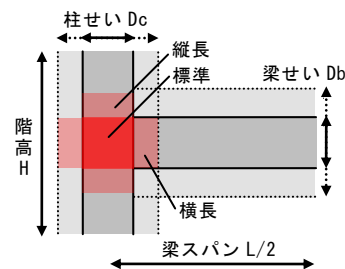


図 19 標準変動モデル

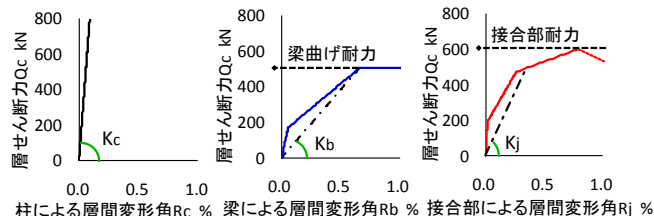


図 20 各材材せん断力-変形関係

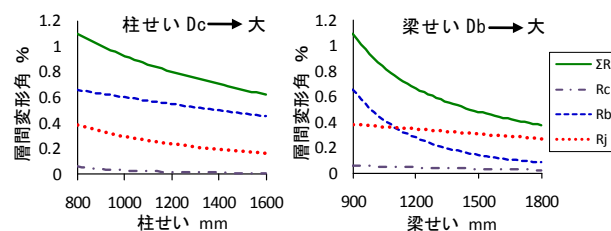


図 21 各要素の変動による層、部材変形の推移

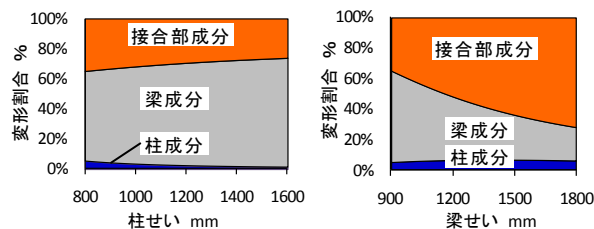


図 22 接合部形状による変形成分割合

ると想定し、耐力低下の傾向を捉えることができた。一方、横長接合部以外は耐力を過小評価しており、トラス耐力や有効圧縮強度などの検討が必要である。

- 5) 接合部のせん断余裕度(梁曲げ耐力比)が小さい場合の接合部変形を考慮した梁曲げ降伏型架構の荷重増分解析を行った結果、接合部変形を考慮することで損傷限界変形は接合部を剛とした架構と比べ 2 倍程度に増大し、剛性が低下することが確認された。
- 6) 現行の設計法では接合部変形は無視されているが、梁せいが大きくなり接合部が縦長になるにつれ、架構変形のうち接合部が占める割合は大きくなり、さらに既往の評価式以下の耐力となることなどが問題点として挙げられる。接合部の変形や耐力の評価方法を確立して接合部や架構の性能評価を行うことが必要である。

参考文献：

- 1) 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・同解説，2001.9
- 2) 佐川隆之：幅広基礎梁主筋に機械式定着を用いたト形接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.2, pp337-342, 2009
- 3) 滝本博康ら：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.26, No.2, pp433-438, 2004
- 4) 青山博之：マトリックス法による構造解析，培風館，1988