

鉄筋コンクリート骨組への座屈拘束筋違の接合方法に関する研究

東京工業大学 野々山昌峰

1. 序

鉄筋コンクリート(以下, RC)骨組の耐震性を高める上で, 耐震壁が有効であることは以前から指摘されている¹⁾. しかし, 耐震壁は最大耐力到達後に急激な耐力低下を起すため, 最大耐力時の変形が異なるラーメン骨組との組み合わせは設計を複雑にする(図1(a)). 一方, 損傷制御構造に広く利用されている座屈拘束筋違は弾塑性域で安定した履歴特性を有しており, RC骨組に適用することができれば耐震性確保に有効である(図1(b)). 本研究では, 座屈拘束筋違を効率的に取り付ける方法を提案し, 座屈拘束筋違を取り付けるための接合部(以下, 単に接合部)を含む部分骨組実験から, その力学特性を把握する. また, 座屈拘束筋違を取り付けた RC骨組の地震応答解析を行い, 骨組全体の耐震性を確認するとともに, 接合部に要求される性能を把握する.

2. 座屈拘束筋違の RC 骨組への接合方法

本研究では, RC骨組をメガストラクチャーとして捉え, 座屈拘束筋違を効率的に適用する方法を提案する(図2). 座屈拘束筋違を上下層で左右反転させたワーレントラス形に設置し, 柱梁の交差部において1つのガセットプレート(以下, G.PL)を用いて上下層の座屈拘束筋違を接続する. 上下層の座屈拘束筋違の降伏軸力が同じ場合には水平成分が釣り合うため, 梁を省略することができ, 接合部は鉛直方向の力を伝達すれば良いこととなる. この鉛直方向力の伝達には柱に設けたコッターに期待する. また, 実際には上下層の座屈拘束筋違の降伏軸力には差があり, 慣性力の伝達を含めたこれらの水平力の伝達に対しては, アンカーボルトにより接合部を柱に緊結することで対応する.

3. 部分骨組実験

3.1. 実験計画

【試験体】

試験体形状を図3に, 試験体諸元と材料特性を表1, 表2に示す. 試験体は接合部を含む柱梁ト形部分骨組であり, 接合部に取り付ける座屈拘束筋違はジャッキにより再現する(以下, 単にダンパー). 試験体寸法は実大の約1/2スケールを想定した. 試験体パラメータは梁断面, コッター内部の補強筋(以下, コッター筋)の量, 及びG.PLの締付方法である. 梁断面は, 断面積をほぼ等しくし, 梁せいを300mmと500mmに変えた2種類を用意した. コッター筋は, 柱フェイスを横切る鉄筋4×5列を基準とし, その量を半分とした2×5列も用意した. アンカーボルトには普通鋼(M16), もしくはPC鋼棒(φ13)を用い, それぞれ30kN, 60kNの張力を導入した. 試験体はこれらのパラメータを組み合わせた4体である.

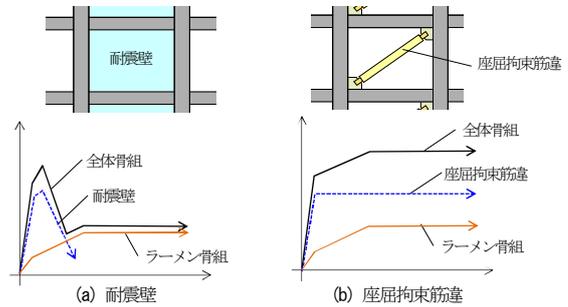


図1 耐震壁と座屈拘束筋違を有する骨組

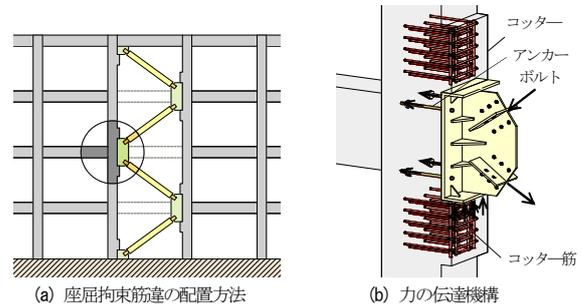


図2 座屈拘束筋違の接合方法

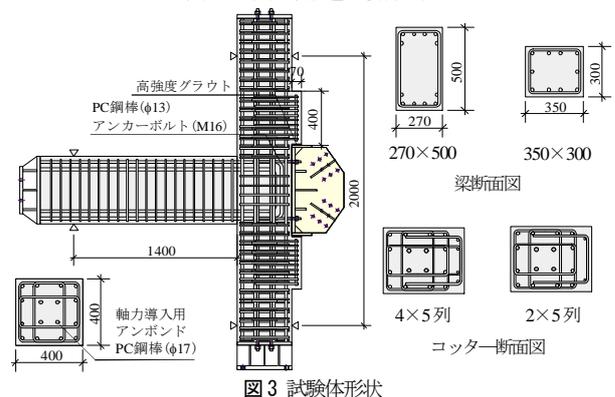


図3 試験体形状

【载荷・計測】

セットアップを図4に示す. 実験は試験体の梁先端部をピンローラー支持, 柱脚部をピン支持し, 柱頭と梁先端部に水平ジャッキを, 接合部に斜めに2本のジャッキを接続して行う. 上下層の階高, スパン中央に相当する位置を反曲点位置として再現した. 载荷は柱頭に接続した水平ジャッキにより試験体に層間変形 δ を与え, この変形から求めたダンパー軸変形に基づきダンパー軸力 P_{DU}, P_{DL} を与える. なお, 接合部軸変形の計測値 δ_U, δ_L をダンパー軸変形のロスとして差し引いて制御を行った. ダンパーは降伏層間変形角を $1/750\text{rad}$ とする完全弾塑性型を想定した. 上下ダンパーの降伏軸力はそれぞれ300kN, 350kNとし, PC鋼棒試験体では軸力差を大きくして100kN, 300kNとした. また, 上下ダンパー軸力の水平成分の差分 P_B は梁先端部に接続した水平ジャッキにより与える. また, $\pm 1/33\text{rad}$ のサイクルを行った後, 上下ダンパーの降伏軸力を480kNに変え, 接合部耐力の余裕度を確認した.

層間変形角 R は試験体の柱頭、柱脚部に接続したゲージホルダーにより計測した。接合部軸変形は、ゲージホルダーの上下ダンパーの作用線交点とジャッキ先端部の相対変形として計測した。

3.2. 実験結果と考察

【全体挙動】

まず柱梁架構の全体挙動を考察する。荷重 Q_F -層間変形角 R の関係を図5に示す。いずれの試験体も梁に損傷が集中しており、 $R = \pm 1/100 \text{ rad}$ 時に梁主筋1段目、2段目がともに降伏し、その後に梁小試験体を除く全試験体で接合部のせん断補強筋が降伏した。梁主筋の降伏時耐力は、曲げ耐力計算値と良い対応を示している。上下ダンパーの軸力差により、梁には軸力が生じるため、引張軸力が生じる負側よりも圧縮軸力が生じる正側の方が高い耐力を示している。特に、PC鋼棒試験体は上下ダンパーの軸力差が大きいので、他の試験

表1 試験体諸元

試験体名	梁小	梁大	コッター弱	PC鋼棒
柱	$b \times D [\text{mm}]$ 400×400 主筋 12-D19(SD490) $P_f=1.08\%$ 補強筋 D10@70(SD295A) $P_w=1.01\%$ 軸力[kN] 500 (軸力比:0.063)			
梁	$b \times D [\text{mm}]$ 350×300 / 270×500 主筋 4-D19(SD390) / 6-D19(SD390) $P_f=1.09\%$ / $P_f=1.28\%$ 補強筋 D10@70(SD295A) $P_w=0.58\%$ / $P_w=0.75\%$			
コッター性状	4×5列	2×5列	4×5列	
G.PL接合法	アンカーボルト(M16)		PC鋼棒(φ13)	
ダンパー降伏軸力[kN]	上層 300	100	下層 350	300

表2 材料特性

鉄筋	柱主筋	梁主筋	補強筋	コンクリート	グラウト
	D19	D19	D10		
$\sigma_y [\text{N/mm}^2]$	519	438	346	$\sigma_B [\text{N/mm}^2]$ 58.2	123
$\sigma_u [\text{N/mm}^2]$	671	629	482	$\sigma_t [\text{N/mm}^2]$ 3.5	5.9
$E_s [\text{N/mm}^2]$	1.84×10^5	1.93×10^5	1.79×10^5	$E_c [\text{N/mm}^2]$ 3.3×10^4	

(α_f : 降伏応力, α_t : 引張応力, E_s : 鉄筋のヤング係数, σ_B : 圧縮強度, α_c : 割裂強度, E_c : コンクリートのヤング係数)

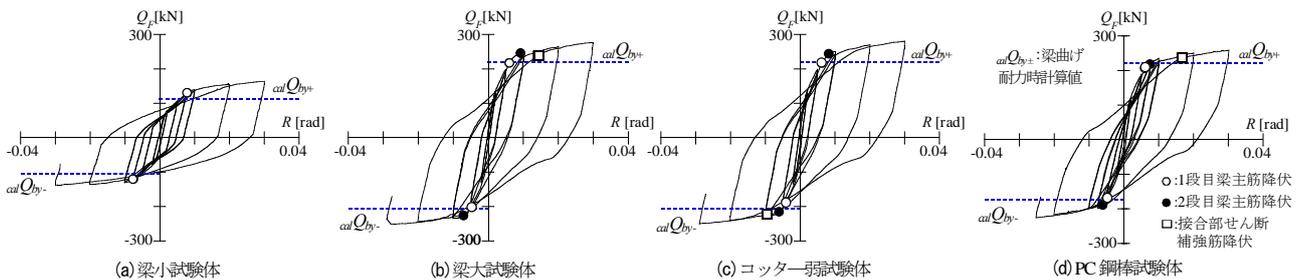


図5 荷重-層間変形角関係

体と比べて正負の耐力差が顕著に現れている。

【層せん断力の分離】

上層の層せん断力を、梁の曲げ、偏心曲げ、ダンパーの負担分に分離して図6に示す。試験体上層の層せん断力は、柱梁架構が負担する層せん断力(以下、フレーム力) Q_F と、ダンパー軸力の水平成分 Q_{DU} の和である。さらにフレーム力 Q_F は、梁の曲げが負担するせん断力 Q_B に加え、上下ダンパーの作用線交点が柱芯から偏心していることによる偏心曲げの影響 Q_M が生じる。偏心曲げの影響により、梁大試験体は約30%、梁小試験体は約75%の耐力増加が確認できた。作用線交点を柱芯から偏心させることでアンカーボルトに対する曲げ引張力の作用を低減できるだけでなく、柱梁架構の層せん断力を増加させる効果があることが分かる。一方、ダンパー軸変形は降伏変形に対して約20%のロスが生じたが、いずれの試験体もダンパーは安定した履歴を描くことができ、接合部ひび割れの影響はほとんど見られなかった。

【接合部の挙動】

次いでダンパー接合部軸変形について考察する。こ

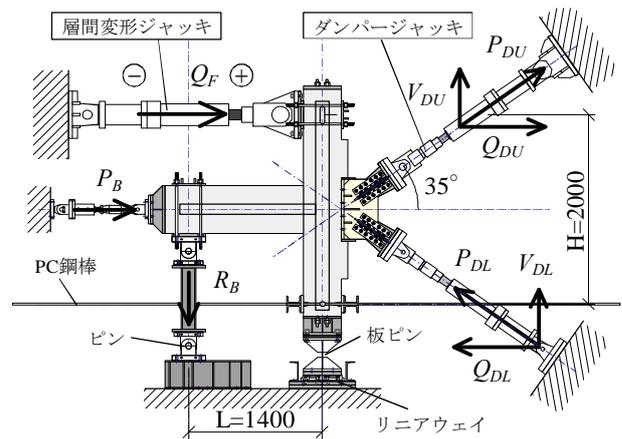


図4 セットアップ

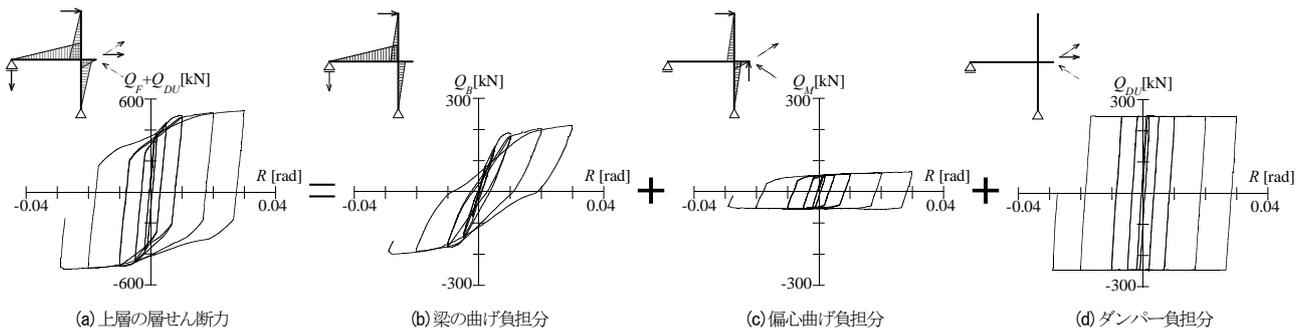


図6 上層の層せん断力の分離(梁大試験体)

ここでは上層のダンパー接合部に着目し、図7に示す荷重ゼロ(a)–降伏(b)–除荷開始点(c)–荷重ゼロ(d)の挙動を考察する。上層のダンパー接合部の挙動を図8に示す。図の左側はフレーム力 Q_F 、右側は上層ダンパー軸力 P_{DU} を縦軸として表しており、横軸の変形はゲージホルダーより計測した接合部軸変形 δ_j である。接合部軸変形は、ダンパー軸力による引張力の増加に伴い大きくなっているが、圧縮時にはほとんど変形が生じていない。ダンパー軸力が一定でフレーム力のみが増加する際には、接合部軸変形は減少する傾向にある。

アンカーボルトについても同様にフレーム力、上層ダンパー軸力との関係として、張力の変動を図9に示す。アンカーボルト張力は、柱フェイスより25mm離れた位置に貼付したひずみゲージの計測値にアンカーボルトの軸剛性 $E_s A$ を乗じて算出した。アンカーボルト張力はダンパー軸力の増減に対してはほとんど変化していないが、ダンパー軸力が一定でフレーム力のみが増加する際に離間に至り、張力の増加が見られる。

以上のことから、フレーム力による接合部軸変形の低減はアンカーボルトを介して接合部を曲げ戻すことで生じたものと考えられる。したがって、接合部軸変形のロスを小さくして、座屈拘束筋違を効率的に機能させるためには、アンカーボルトに初期張力を導入しておくことが効果的である。

【コッターの挙動】

次いでコッターの挙動について考察する。コッター筋のひずみの履歴を図10に、コッター表面のコンクリートひずみの履歴を図11に示し、それぞれの分布を図12に示す。コッター筋のひずみは、柱フェイス位置に貼り付けたひずみゲージの計測値である。

ダンパー軸力の作用点(以下、作用点)付近のコッター筋のひずみは、ダンパー軸力の増加に伴って大きくなっているが、ダンパー軸力が一定でフレーム力のみが増加する際には小さくなっている。一方、作用点から離れた位置のコッター筋はダンパー軸力とは無関係であるが、正側のフレーム力の変動に対応して増減しており、柱のせん断補強筋のように挙動している。

コッター表面のひずみは作用点から離れるにつれて小さくなっており、ダンパー軸力の鉛直成分が柱に伝達している様子が分かる。また、作用点位置のひずみ推定値は、ダンパー軸力の鉛直成分をコッター全断面積を考慮した軸剛性 $E_c A$ で除した値とほぼ一致し、コッターに均一にダンパー軸力の鉛直成分が作用していることが分かる。一方、ダンパー軸力が一定でフレーム力のみが増加する際にもコッター表面のひずみが増加しているが、これは柱の曲げ圧縮の影響であると考えられる。したがって、コッターの耐力がコンクリートの圧縮限界によって決まる場合には、フレーム力による曲げ圧縮を考慮する必要がある。

3.3. 既往の耐力式との比較

コッター筋のひずみ分布と既往の設計法²⁾を比較する。文献2)ではコッター全長の0.85倍を有効高さとするトラス状の耐荷機構を考えている(図13)。作用点付

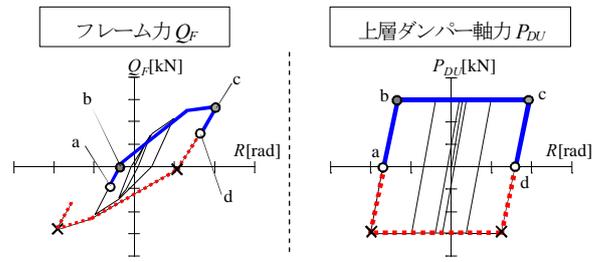


図7 荷重–層間変形角関係

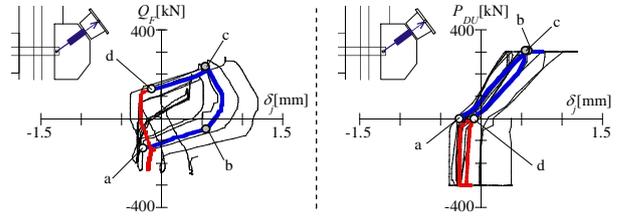


図8 接合部軸変形(梁大試験体)

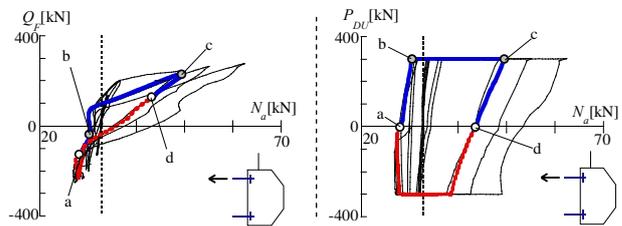
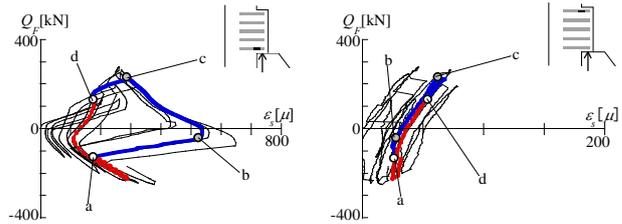


図9 アンカーボルト張力(梁大試験体)



(a) 作用点付近 (b) 作用点から離れた位置
図10 コッター筋のひずみ(梁大試験体)

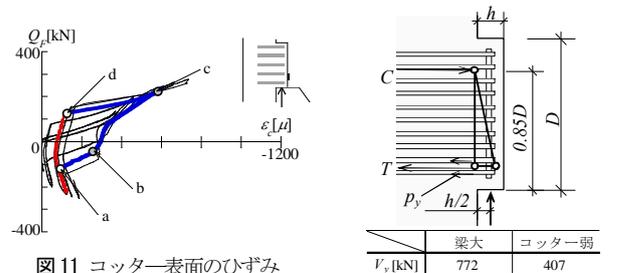
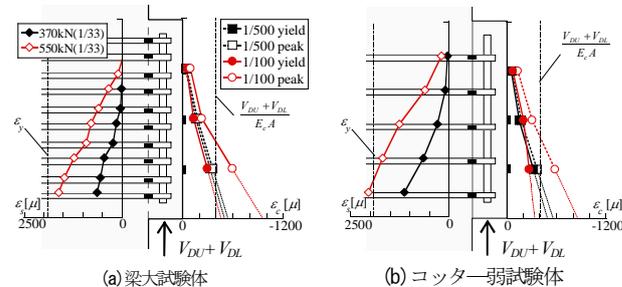


図11 コッター表面のひずみ(梁大試験体)

図13 トラス状の耐荷機構



(a) 梁大試験体 (b) コッター弱試験体

図12 コッターのひずみ分布

近の1組目のコッター筋が降伏する際の鉛直成分荷重をコッターの降伏耐力 V_y として求め、図中に示した。コッター筋はダンパー軸力の鉛直成分が約370kNの際は、作用点から3組目をゼロとした三角形に引張力

を負担しており、ダンパー軸力が増加すると作用点から離れた位置にまでその分布が広がることが分かる。コッター弱試験体では、1組目のコッター筋が降伏している際に作用点から離れたコッター筋も十分に引張力を負担しており、既往の耐力評価式を用いることでコッターを安全側に設計できることが分かる。

4. 座屈拘束筋違を取り付けた RC 骨組の地震応答解析

最後に座屈拘束筋違を取り付けた RC 骨組の地震応答解析を行うことで、骨組全体の耐震性を確認するとともに、接合部に要求される性能を把握する。解析モデルを図 14 に、材料特性を図 15 に、解析パラメータを表 3、各モデルの固有周期を表 4 に示す。検討建物は文献 3) の 3 層の建物であり、耐震壁を座屈拘束筋違に置き換えて検討を行った。検討方向は短軸方向とし、対称条件よりラーメン骨組 2 構面、座屈拘束筋違を有する骨組 1 構面を対象とした。柱梁部材の材料特性^{4,5)}は図 15 に示す履歴特性とし、座屈拘束筋違は完全弾塑性型とした。解析パラメータは、座屈拘束筋違の容量を高さ方向に段違いに変化させた「段違いモデル」と均一に配置した「均一モデル」の 2 種類とした。ここでは地震動に El Centro NS を用い、PGV を 25, 50, 75 cm/sec と基準化した結果を例示する。

まず、接合部を剛として全体骨組の耐震性能を確認するとともに、接合部に要求される性能を考察する。最大層間変形角を図 16 に、接合部に作用する最大引張力を図 17 に示す。PGV が大きくなるほど最大層間変形角は大きくなるが、ダンパーを適切に配置することで PGV=50cm/sec に対して最大層間変形角を 1/100rad に収める設計が可能であることが分かる。一方、接合部に作用する引張力についても、PGV が大きくなるほど大きくなり、どの場合も静的な釣り合い時に比べて大きな引張力が作用している。これは、上下ダンパー軸力の正負が入れ替わる際に生じるものであり、約 1 本分のダンパーの降伏軸力に相当する引張力が接合部に作用していることが分かる。このことから、PC 鋼棒に引張力負担分の軸力を導入しておく必要がある。

本実験では降伏変形に対して約 20% のダンパー軸変形のロスが生じた。ここでは、接合部軸方向に引張のみに作用するバネを配置し、ダンパー軸変形のロスが及ぼす影響について考察する。接合部剛性は、バネの変形量のダンパー軸方向成分の 2 倍が降伏軸変形の 10, 20, 30% となるように設定した (図 18)。バネの性状を表 5 に示す。最大層間変形角を図 19 に、接合部に作用する最大引張力を図 20 にバネの剛性ごとと比較して示す。接合部が剛の場合と比較して、降伏変形に対するロスが 10~30% では、全体挙動と接合部に作用する引張力にはほとんど影響がないことが分かる。

5. 結

本研究では RC 骨組に座屈拘束筋違を効率的に適用する方法を提案し、座屈拘束筋違の軸力を模擬した部分骨組実験からその有効性を示した。また、座屈拘束筋違を取り付けた RC 骨組の地震応答解析より、骨組全体の耐震性を確認するとともに、実験より得られた

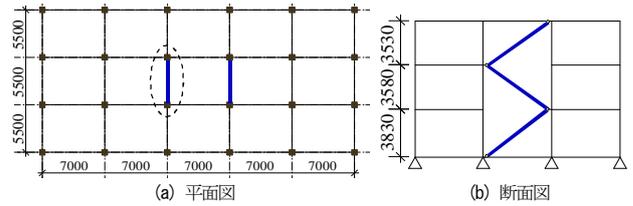


図 14 解析モデル

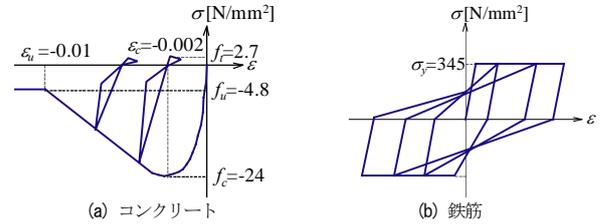


図 15 各材料の履歴特性

表 3 解析パラメータ

	ダンパー降伏荷重 [kN]		
	1F	2F	3F
段違い	1500	1000	500
均一	1000	1000	1000

表 4 固有周期

	T [sec]
ダンパー無し	0.373
段違い	0.320
均一	0.325

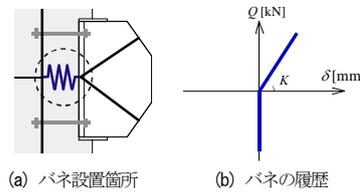


図 18 接合部に導入するバネ

表 5 バネの性状

	K [kN/mm]
Sp1	1370
Sp2	685
Sp3	457

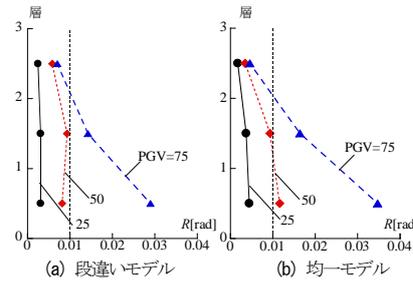


図 16 最大層間変形角

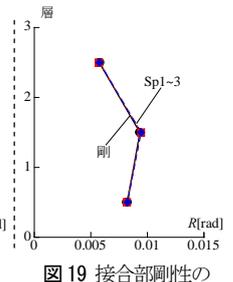


図 19 接合部剛性の影響

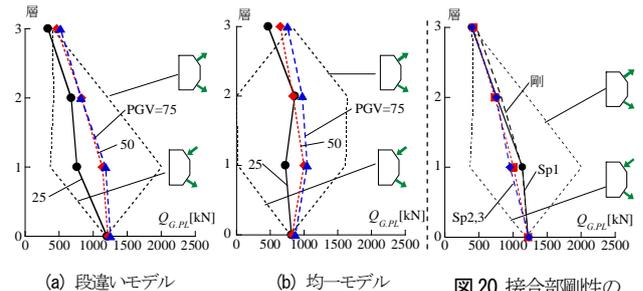


図 17 接合部に作用する最大引張力

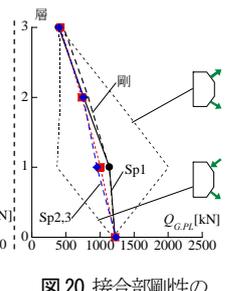


図 20 接合部剛性の影響

接合部挙動を反映することで、接合部に要求される力学性能を把握した。

【参考文献】

- 1) 志賀敏夫, 柴田明徳(ほか): 鉄筋コンクリート造建物の震害と壁率, 日本建築学会東北支部研究報告集, 第12号, pp.29-32, 1968.12
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (I 共通編, III コンクリート橋編), pp.323-325, 2002.3
- 3) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999.11
- 4) R.Park, T.Paulay: Reinforced Concrete Structures, Wiley, 1975.6
- 5) Ray W.Clough: Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, 1966.8