

論文 フィリピン・ボホール島地震において被災した RC 建物の外柱梁接合部の耐震性能評価

前川 浩毅*1・李 曰兵*2・高橋 之*3・真田 靖士*4

要旨：2013年10月15日にフィリピン・ボホール島で発生した地震により多くの鉄筋コンクリート造（以下 RC）建物が被害を受けた。本稿では同地震により被災した2階建の RC 公共建築を対象とする現地調査および同建物の外柱梁接合部の耐震性能評価を目的とする構造実験の結果を報告する。実験結果により、模型試験体は研究対象の実際の被害状況を再現し、柱梁接合部の損傷が顕著となった。梁降伏機構を形成することなく、柱梁接合部破壊が先行した。また、柱梁接合部の終局モーメントを計算し、試験体の耐力を概ね評価できることを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート、地震被害建物、ト形柱梁接合部、地震被害調査、構造実験

1. はじめに

近年、世界各地でマグニチュード (Mw) 7.0 を超える大規模な地震が多発し、多くの被害をもたらした。途上国の経済や技術の水準に起因する低い耐震性能を有する建物への大きな被害が特に注目されている。一方、地震大国である日本は長年に蓄積した耐震技術が世界を牽引している。2011年東日本大震災では、マグニチュード9.0の極大地震であったものの、地震動による建物の被害が限定的であったため、日本の優れた耐震技術が再び注目されている。こうした社会背景から日本は地震被害に苦しむ途上国に対する地震被害調査や支援活動に積極的に取り組んでいる。

2013年10月15日にフィリピンのボホール島でマグニチュード7.1の地震が発生し、多くの RC 建物が被害を受けた。その結果、建物の耐震性能の向上が現地では強く望まれている¹⁾。これらの RC 建物は日本とは違う構造詳細を有し日本では見られない被害形態を示す場合があり、日本の評価方法により耐震性能を必ずしも正しく評価できるとはいえない。本研究の対象建物では外柱梁接合部の被害が顕著であった。そのため、同建物の耐震性能を正しく評価するには、その外柱梁接合部の適切な耐震性能評価が不可欠である。そこで、本稿では研究対象建物の被害状況を報告するとともに、模型試験により同建物、とくに外柱梁接合部の耐震性能を評価する。

2. 地震概要

Mw7.1の地震がフィリピンのボホール島で発生した。U.S. Geological Survey (USGS²⁾) による震源位置および震度の分布を図-1に示す。フィリピン国家防災会議により報告されている被害の概要³⁾は以下の通りである。

死者：222名、怪我人：796名、全壊住宅：13,429棟、一部被害住宅：53,683棟

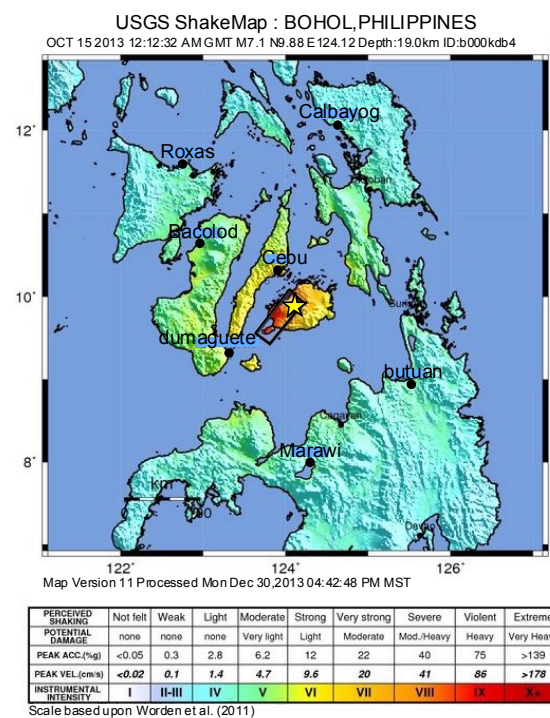


図-1 震源および震度分布（フォントを拡大）²⁾

3. 研究対象建物概要

先述した地震後、独立行政法人国際協力機構 (JICA) が災害調査団を現地に派遣し、建物の被害を調査した¹⁾。本研究で対象とする建物はボホール島南西部沿岸地域のロオンに位置する公設市場である。同建物は2階建ての RC 造建物 (写真-1) であり、図-2に示すようなL型の平面形をした建物である。鉄筋は ASTM 規格におけるグレード4 (降伏強度 276N/mm²以上) が使用されてい

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻助教 博 (工) (正会員)

*3 名古屋工業大学大学院 工学研究科創成シミュレーション工学専攻助教 博 (工) (正会員)

*4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻准教授 博 (工) (正会員)

た。また、コンクリート圧縮強度の設計値は 20.7N/mm² であり、ハンマー試験による実測値は 39.3N/mm² であった。本建物の主要な 1 階の柱断面および 2 階の梁断面の情報を表-1 に示す。



写真-1 ロオン公設市場の被害

表-1 主要な柱および梁の断面

部材	断面(mm)	主筋	せん断補強筋 (部材中央)
柱 1*1	350×350	4-D20, 8-D16 (p _g =2.34%)	D10@200 (p _w =0.22%)
柱 2*1	350×350	12-D16 (p _g =1.97%)	D10@200 (p _w =0.22%)
梁 1*2	250×400	上端 : 4-D16 (p _t =0.92%) 下端 : 2-D16 (p _t =0.46%)	D10@150 (p _w =0.42%)
梁 2*2	250×400	上端 : 6-D16 (p _t =1.38%) 下端 : 3-D16 (p _t =0.69%)	D10@150 (p _w =0.42%)
梁 3*2	250×400	上端 : 6-D20 (p _t =2.15%) 下端 : 3-D20 (p _t =1.08%)	D10@200 (p _w =0.31%)

注 : ここで、p_g は柱の主筋比、p_t は梁の引張鉄筋比、p_w はせん断補強筋比

*1 ほとんどの中柱は柱 1、外柱は柱 2 である。

*2 ほとんどの桁行方向の中梁は梁 1、外側梁は梁 2、梁間方向の梁は梁 3 である。

2 階の損傷が大きかったため、2 階より建物の損傷度を評価した。2 階各柱の梁間方向の損傷度を図-2 に示している。建物の一部では柱梁接合部の被害が顕著であ

り、図-2 の*印は柱梁接合部の損傷度を柱の損傷度に読み替えている。日本の被災度区分判定⁴⁾の結果を表-2 に示す。残存耐震性能指標 R は 44% であり大破に相当する。

表-2 2 階被災度区分判定結果

	せん断柱	曲げ柱	合計	
総部材数	(0)	+	(59)	= (59)
調査部材数	(0) ^①	+	(58) ^②	= (58)
	①×1	+	②×1	= (58)
損傷度 0	(0)	+	(0)	= (0)
損傷度 I	(0)×0.95	+	(17)×0.95	= (16.1)
損傷度 II	(0)×0.6	+	(4)×0.75	= (3)
損傷度 III	(0)×0.3	+	(10)×0.5	= (5)
損傷度 IV	(0)×0	+	(17)×0.1	= (1.7)
損傷度 V	(0)×0	+	(10)×0	= (0)

$$\Sigma A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (25.8)$$

$$R = \frac{\Sigma A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{25.8}{58} \times 100 = 44$$

写真-2 に被害が大きかった外柱梁接合部の被害例を示す。接合部にせん断補強筋は配筋されておらず、これが破壊の一因と考えられる。写真-2 に示す柱主筋が折れ曲がっているが、これは地震による損傷ではない。柱断面は図-3 に示すように、1 階が 350×350mm であるのに対し、2 階が 300×300mm のため、主筋を折り曲げて配筋していた。折り曲げ詳細を図-3 に併せて示す。図中に記載した寸法 (スラブ厚さが記載されている図面がなかったため、現地で測定した厚さを記載している) を仮定すると、「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」⁵⁾ が定める折曲げの勾配の上限値 1/6 と同程度になっている。また、梁間方向の梁の上、下主筋はともに下向きに折り曲げ定着されていた。

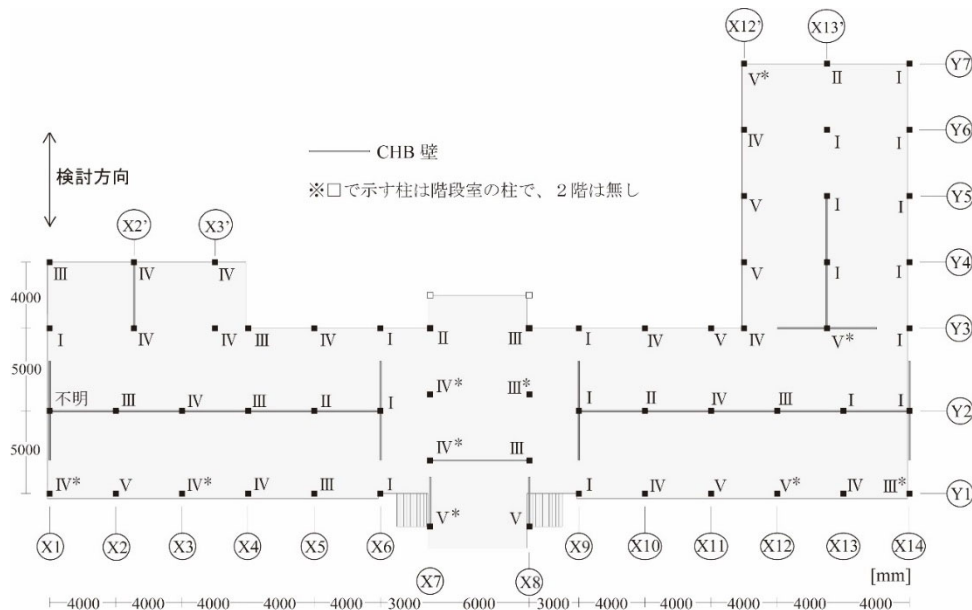


図-2 ロオン公設市場 2 階平面図および柱の梁間方向の損傷度



写真-2 接合部 (図2のX12-Y1の2階)の被害

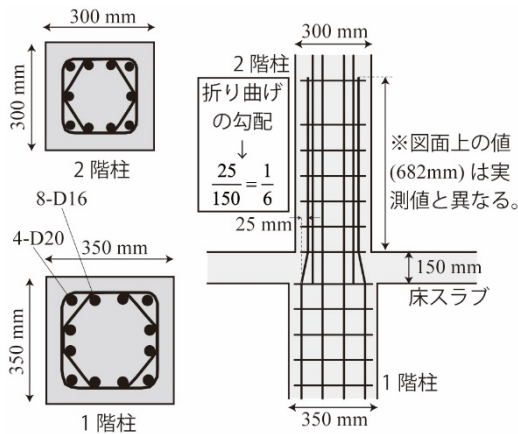


図-3 柱断面と主筋の折り曲げ

2階では柱脚の被害が大きかった。写真-3(a)に示す柱の柱脚部分を拡大して撮影したものが写真-3(b)である。柱の断面は図-3に示したように、主筋の配置などの詳細までは構造図面に明記されていなかったが、柱外側主筋の間隔を現地で測定したところ、110mm~130mm程度の柱がほとんどであり、柱断面に対してコア部分が小さく、図面とは著しく異なる施工がなされていた。また、写真-3(b)のようにコンクリートが粉砕した部分で構造図面に指示がある柱主筋の重ね継手が確認されたが、継手長さが極端に不足している箇所が見られた。



(a) 柱全体 (b) 柱脚局部
写真-3 2階柱被害の詳細

4. 実験計画

4.1 試験体概要

本稿では研究対象建物の外柱梁接合部に顕著な損傷が観察された調査結果に基づいて、せん断補強筋がない外柱梁接合部の耐震性能を評価する目的で実施した模型実験について報告する。

試験体は3章に示した外柱梁接合部(写真-2の奥行方向のト形柱梁接合部)を含む1階柱脚から2階柱の中央までと梁の中央までを平面的に抜き出した縮尺1/2.5のト形部分架構である。図-4に試験体の形状と配筋図を示し、表-3に試験体構造諸元、表-4および表-5に使用したコンクリートと鉄筋の材料試験の結果を示す。

本試験体は写真-2に示した外柱梁接合部を模擬し、接合部にせん断補強筋を設けなかった。また、梁主筋の接合部側端部は上端筋、下端筋ともに下向きに90°折り曲げて定着した。柱、梁のせん断補強筋の端部は90°フックとした。ただし、本実験ではせん断補強筋がない柱梁接合部の基礎的な挙動・性能評価を主目的としたため、2階の柱断面は1階と同じ断面とし、実建物で見られた断面寸法の縮小は考慮しなかった。また、梁の主筋は上端、下端で同一配筋とし、ここでは表-1の下端筋に基づき決定した。

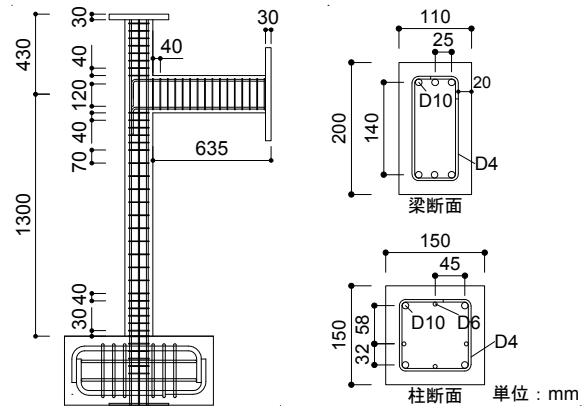


図-4 試験体の形状と配筋

表-3 試験体構造諸元

断面(mm)	主筋	せん断補強筋
柱 150×150	4-D10,4-D6 ($p_g=1.83\%$)	柱中央: D4@70mm ($p_w=0.27\%$) 柱端部: D4@40mm ($p_w=0.47\%$)
梁 110×200	上端: 3-D10 ($p_t=1.14\%$) 下端: 3-D10 ($p_b=1.14\%$)	D4@40mm ($p_w=0.64\%$)

※柱、梁は表-1の柱2、梁3に対応

表-4 コンクリート材料試験結果

ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
2.27×10^4	35.9	2.84

表 - 5 鉄筋材料試験結果

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)
D10	373	530	1.70×10 ⁵	2.21×10 ³
D6	387	513	1.86×10 ⁵	2.08×10 ³
D4 柱補強筋	359	525	1.80×10 ⁵	2.01×10 ³
D4 梁補強筋	365	529	1.76×10 ⁵	2.08×10 ³

4.2 実験方法

図-5 に試験体の載荷装置への設置状況を示す。試験体頂部にアクチュエーターを接続するための鋼製治具を取り付けた。また、梁端部にローラー支承を取り付け、支承内に組み込んだロードセルにより梁のせん断力を計測できるようにした。載荷方法は、実建物の長期軸力を模擬する一定軸力 23.3kN (軸力比 0.05) の下でアクチュエーターにより水平方向の静的正負交番繰り返し荷重を与えた。載荷点は 2 階柱の中央高さとなるように調整した。試験体の面外方向への変形を軽減する目的で 2 台の水平アクチュエーターは引張力のみを交互に載荷する方法を採用した。

図-6 に変位計取り付け位置を示し、図-7 に鉄筋のひずみゲージ貼り付け位置を示す。載荷履歴は試験体全体の変形角 R (図-6 に示す制御変位の計測値を計測点高さ h で除した値) により制御し、正負交番に R=1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25, 1/17rad. までの各 1 サイクル、その後正方向に R=1/13rad. までとした。また、載荷履歴のピークおよび除荷時に試験体に生じたひび割れ幅をクラックスケールで測定した。

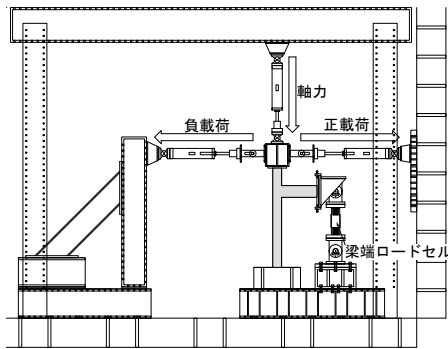


図-5 載荷装置

5. 実験結果

5.1 荷重変形関係と破壊経過

図-8 に荷重変形関係を示す。ただし、R=1/33rad. サイクルの正載荷において制御エラーが生じ、R=1/40~1/26rad. の経過は記録されてなかったため、同図中では点線で示した。R=1/1000rad. の第一サイクルの正載荷時に梁の危険断面に初期曲げひび割れが生じ、R=1/400rad. のときに 1 階柱脚部、1 階柱頭部、および 2 階柱脚部に曲げひび割れが生じた。R=1/133rad. では柱梁

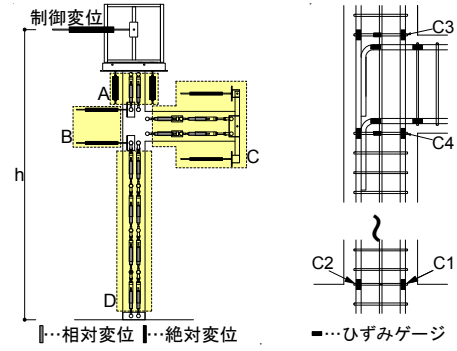


図-6 変位計取り付け位置 図-7 ひずみゲージ貼り付け位置

接合部に斜めひび割れが生じ (図-9(a)), 試験体全体の剛性の低下がみられた。R=1/67rad. で 1 階柱脚部の主筋が降伏し (図-7 の C1, C2), 負載荷で最大耐力 (-10.8kN) を記録した。その後 R=1/50rad. の正載荷で最大耐力 (9.4kN) を記録した (図-9(b))。R=1/33rad. の正載荷では 1 階柱頭部の主筋が降伏し (図-7 の C4), 負載荷では 2 階柱脚部の主筋が降伏した (図-7 の C3)。R=1/17rad. では正、負方向ともに試験体の耐力が最大値の 80% を下回った。また、負荷時には外側柱主筋が座屈し柱梁接合部側面のカバーコンクリートが大きく剥落し耐力が急激に低下した。R=1/13rad. の正載荷では試験体が 2 階で層降伏し、載荷を終了した (図-9(c))。本試験体では 2 階柱の断面寸法の縮小を考慮しなかったため写真-3(b) のような 2 階柱脚部の損傷は再現されず、1 階柱脚部と柱梁接合部の損傷が特に顕著であった。なお図-9 の柱梁接合部写真中の数字はひび割れ幅を示す。

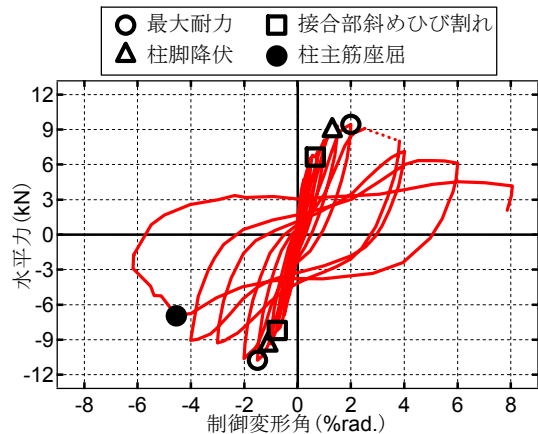
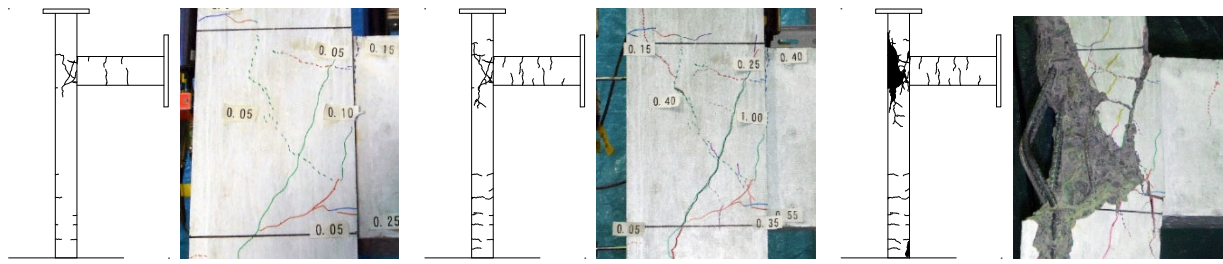


図-8 荷重変形関係

5.2 架構の耐震性能評価

図-10 に柱梁接合部の変形角と接合部モーメントの関係を示す。図-11 は接合部パネルの変形を模式的に示したものである。接合部の上辺の傾き θ_A は図-6 に示す A 枠で囲まれた変位計の計測値より求めた。同様に、 θ_B ,



(a) -1/133rad. (接合部斜めひび割れ発生) (b) +1/50rad. (正載荷側最大耐力) (c) +1/133rad. (載荷終了時)
 図-9 試験体のひび割れ図および柱梁接合部写真

θ_C , θ_D は B・C・D 枠で囲まれた変位計の計測値から算出した。柱梁接合部の変形角 γ は式(1)を用いて算出し、向かい合う2辺の傾きの平均値で平行四辺形に近似した時の変形角としている。柱梁接合部の曲げモーメントは梁端に取り付けたロードセルにより計測した梁せん断力と梁の長さ(ローラーと柱梁接合部中心間距離)の積として求めた。柱梁接合部曲げモーメントの最大値は正載荷で9.5kN.m, 負載荷で-11.5kN.mであった。なお、変位計の容量の関係で接合部回転角は制御変形角の4%以降は測定できなかった。図-12に示すように制御変形角と接合部回転角はほぼ一致したので、4%以降の接合部変形角は制御変形角の値を採用した。また、図-8と同様に $R=1/33$ rad. サイクルの正載荷において制御エラーが生じたため図-10中でも点線で示した。

$$\gamma = \frac{\theta_A + \theta_D}{2} - \frac{\theta_B + \theta_C}{2} \quad (1)$$

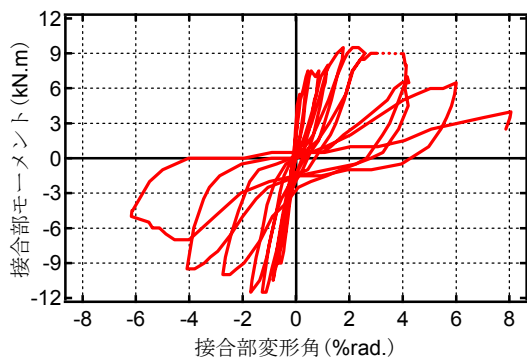


図-10 柱梁接合部の変形角と曲げモーメント

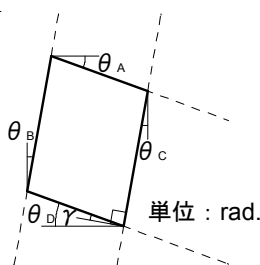


図-11 接合部変形模式図

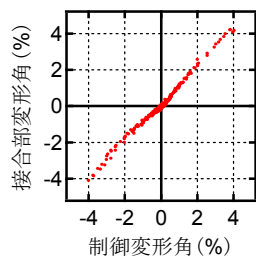


図-12 制御変形角と接合部回転角

既往の評価式^{6), 7)} (式(2)~(5))により求めた柱・梁の曲げ耐力とせん断耐力, および接合部のせん断耐力を表-6にまとめる。また各耐力を節点モーメント (M_j) に換算した結果も同表に示す。

【梁の曲げ降伏耐力】

$$M_y = 0.9a_t \sigma_y d \quad (2)$$

【柱の曲げ降伏耐力】

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B} \right) \quad (3)$$

【柱・梁のせん断耐力】

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (4)$$

【接合部のせん断耐力】

$$V_{ju} = k\phi F_j b_j D_j \quad (5)$$

各記号は文献(6), (7)を参照されたい。また、接合部せん断耐力 V_{ju} は下記の式(6)により M_j に換算した。

$$V_{ju} = T_b - V_c = \frac{M_j \cdot \frac{L_b - d_c/2}{L_b}}{\frac{7}{8} \cdot d} - \frac{M_j + M_u}{h} \quad (6)$$

ここで、 T_b : 梁主筋の引張力, V_c : 柱のせん断力, L_b : 接合部中心から梁の反曲点までの長さ, d_c : 柱せい, d : 梁の有効せいである。 h は図-6を参照されたい。

表-6 耐力計算結果

	梁		柱			接合部	
	曲げ	せん断	曲げ		せん断	せん断	
			正載荷	負載荷		正載荷	負載荷
耐力	12.2	36.6	8.5	10.6	29.2	83.5	
M_j (kN.m)	13.2	36.6	20.0	25.1	37.9	15.4	15.6

実験より得られた接合部曲げモーメントの最大値は正載荷(9.5kN.m), 負載荷(-11.5kN.m)とともに表-6の M_j の最小値である13.2kN.mを下回り、現行の指針式ではせん断補強筋のない接合部の耐力を正しく評価できていないことがわかる。一方、文献(8)では外柱梁接合部の構造詳細を考慮し終局モーメントの算定方法が示されて

いる。そこで同文献をもとに提唱されている変形機構Ⅰ～Ⅲについて正載荷、負載荷それぞれの接合部終局モーメントを計算した。その結果、変形機構Ⅲが最小となり正載荷では10.5kN.m、負載荷では-10.2kN.mとなり、実験値により整合する結果となった。変形機構Ⅲでは図-13のように梁側の柱主筋の引張ひずみの増大と、梁との隅角部が引張となる側の柱端のひび割れと接合部中央の斜めひび割れの拡大が想定されている。これは5.1節で述べた破壊経過とも一致し、図-13中に示した負載荷最大耐力発揮時の柱梁接合部の写真のひび割れ状況（図中の○印内）からも柱主筋の降伏が予測できる。以上から、精度よく接合部の耐力が評価されていることが確認できる。

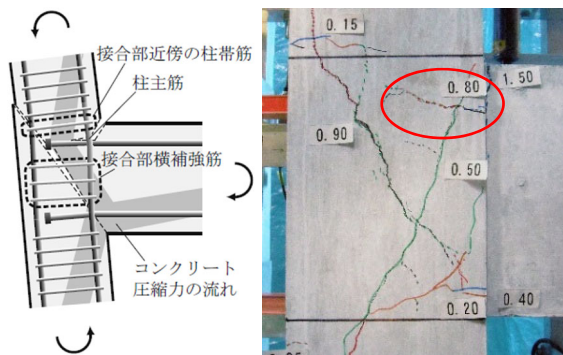


図-13 変形機構Ⅲ⁸⁾と試験体破壊状況の比較

以上の計算結果をもとに試験体の柱梁接合部が最大耐力を発揮したときの架構のモーメント分布図を図-14に示す。柱脚部が表-6に示す曲げ耐力に達しヒンジを形成したと仮定して計算した。架構の水平耐力は正載荷で9.8kN、負載荷で-10.7kNとなり、いずれも実験値(正載荷:9.4kN、負載荷:-10.8kN)と概ね一致する結果となった。

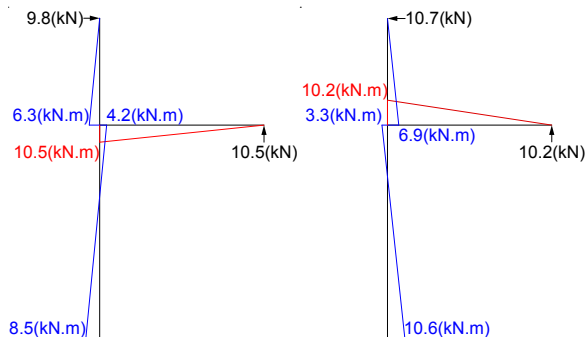


図-14 最大耐力時モーメント分布
(左：正載荷 右：負載荷)

6.まとめ

フィリピン・ボホール島地震で被災した建物の外柱梁接合部の耐震性能を評価するため、模型試験体の載荷実験を行い、以下の知見を得た。

1. 研究対象建物は柱梁接合部の柱主筋の座屈やコアコンクリートの破壊が生じていた。模型実験により実被害を再現できた。
2. 試験体は梁降伏機構を形成せず、接合部破壊が先行した。最大耐力後に耐力劣化し、脆性的な破壊性状が示された。
3. 試験体の最大耐力は既往の評価式^{6) 7)}より求められた架構の耐力を大きく下回った。これは接合部の耐力評価誤差に起因すると考えられる。
4. 接合部の終局モーメント⁸⁾は実験より得られた接合部耐力の実験結果と概ね一致した。

謝辞

本稿で報告した実験研究は公益財団法人鹿島学術振興財団研究助成金による支援を受けた。また、構造実験は東京大学生産技術研究所千葉実験所において中塾研究室各位の支援の下に実施した。関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 高橋之, 真田靖士, 檜府龍雄, 中村隼人: 2013年フィリピン地震・台風建築物被害調査および2014年大雪被害調査 報告会 RC 建物の地震被害, 2014年度日本建築学会大会(近畿) 災害部門 緊急報告会資料, pp.9-16, 2014.9
- 2) USGS Website: <http://www.usgs.gov/>
- 3) National Disaster Risk Reduction and Management Council (NDRRMC), NDRRMC Update SitRep No.33 re Effects of Magnitude 7.2 Sagbayan, Bohol Earthquake, 2013, 10
- 4) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2001.9
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, 2010.11
- 6) 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, 1999.8
- 7) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990.10
- 8) 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法, 日本建築学会構造系論文集, vol.78, No.693, pp.1949~1958, 2013.11