床スラブが変形能力に及ぼす影響

－塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その5－

INFLUENCE OF FLOOR SLAB ON DEFORMATION CAPACITY

Deformation capacity of welded beam-to-column connection
subjected to repeated plastic strain Part 5田中 剛^{*1}, 吹田 啓一郎^{*2}, 朝倉 直毅^{*3}, 津嘉田 敬章^{*4}
魚住 奈緒美^{*5}, 高塚 康平^{*6}Tsuayoshi TANAKA, Keiichiro SUITA, Naoki ASAKURA,
Takaaki TSUKADA, Naomi UOZUMI and Kouhei TAKATSUKA

This paper discusses the influence of floor slabs on deformation capacity of welded beam-to-column connections used for steel moment resisting frames until ductile fracture due to cyclic loading. Two types of specimens with different flexural strength of beam end connection were prepared. The tests were carried out under cyclic loading with specified beam rotation amplitudes. In order to investigate the influence of floor slabs on strain behaviors of lower beam flanges, analysis on basis of column deflection curve is carried out. The relationship between plastic strain amplitude ϵ_p of beam flanges obtained by the analysis and cumulative plastic deformation η obtained from the tests is revealed.

Keywords : Beam-to-column connection, deformation capacity, cyclic loading test, connection strength, floor slab

柱梁接合部, 変形能力, 繰返し載荷実験, 接合部耐力, 床スラブ

1. はじめに

本論文は、梁端溶接接合部の破壊に大きく影響を与えると考えられる因子と梁の塑性変形能力を関連付けた評価方法の提案を目的とする研究の一環を成すものである。筆者等は、鉄骨梁の柱梁溶接接合部を対象として、載荷振幅、梁端接合部の最大曲げ耐力およびスカラップ形式を因子とした載荷実験を行い、各因子が変形能力および破断の原因となる亀裂進展に与える影響を報告した¹⁾²⁾。さらに、振幅を変動させた場合の変形能力を一定振幅繰返し実験の結果に基づき評価する手法を提案している³⁾。

本論文では、前報¹⁾と同一部材断面の試験体に対して床スラブを取り付け、合成梁とした時の梁端溶接接合部を対象とする。合成梁では、正曲げ時に中立軸位置が上昇し、下フランジの歪が増大するため、鉄骨梁に比べて梁フランジの破断によって決定する変形能力が低下することが知られている。

松尾等は、合成梁および鉄骨梁に対する漸増交番繰返し載荷実験を行い、合成梁の下フランジに生じる歪は鉄骨梁の歪の2倍程度となり、合成梁の累積塑性変形倍率 η は鉄骨梁の η の半分程度に低下す

ることを指摘している⁴⁾。山田等も同様の実験を行い、床スラブを取り付けることによる塑性中立軸の上昇と塑性化領域の縮小の相乗効果により、合成梁の下フランジの引張歪が増大し、早期の破断をもたらすことを報告している⁵⁾。さらに山田等は、角形鋼管柱の幅厚比に影響を受ける梁端接合部の最大曲げ耐力に着目した実験を行い、梁ウェブの曲げモーメント伝達率と合成梁の変形能力との関係を定量化する手法を提案している⁶⁾。また、石井等は、鋼材の降伏比および材料の靱性値を実験因子とした合成梁の実験を行い、降伏比、梁長さおよび梁せい比の比および耐力上昇率を変数とした変形能力の推定式を提案している⁷⁾。ただし、いずれの提案手法も正曲げ時の骨格曲線を想定しているため、繰返し載荷時の実験結果を定量化できるものにはなっていない。

本論文では、490N/mm²級鋼梁にノンスカラップ工法を用いた合成梁を対象に一定振幅繰返し載荷実験を行い、床スラブの有無および梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に与える影響を累積塑性変形倍率と載荷振幅の関係に基づき検討する。さらに、梁端下フランジの歪振幅に着目し、CDC解析 (Column Deflection Curve) によ

本論文は、文献17)で発表した内容に新たな検討を加えたものである。

*1 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

*2 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

*3 (株)大林組 工修

*4 清水建設(株) 修士(工学)

*5 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 博士前期課程

*6 京都大学大学院工学研究科建築学専攻

博士後期課程・工修

(日本学術振興会 特別研究員 DC)

Prof., Dept. of Architecture, Kobe Univ., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

Obayashi Corp., M. Eng.

Shimizu Corp., M. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture, Kobe Univ.

Ph. D. Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., M. Eng.

(Research Fellow, Japan Society for Promotion of Science, DC)

り一定振幅繰返し載荷時の歪挙動を追跡し、歪振幅と各因子との関係および累積塑性変形倍率と歪振幅との関係を定量的に検討する。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体の一覧および試験体形状を表1および図1に示す。試験体は、通しダイアフラム形式により角形鋼管柱□-350×350×22 (BCR295)と梁H-500×200×10×16 (SN490B)を接合したT字形部分架構である。梁フランジと通しダイアフラムとの溶接は、図1(b)に示すノンスカラップ工法による完全溶込み溶接であり、JASS 6⁹⁾に準拠して製作されている。溶接ワイヤには YGW11 を使用し、固形エンドタブを用いて溶接施工した。

前報⁷⁾では、鉄骨梁を対象として、図1に示すように接合部フランジの板厚を変化させることにより最大曲げ耐力の異なる2シリーズ(NSSシリーズおよびNSWシリーズ)の実験を行っている。試験体NSSの接合部断面は柱断面と同じ厚さ22mmの角形鋼管である。試験体NSWの接合部断面は溶接組立箱形断面であり、梁が接合する接合部フランジの板厚を9mmとし、接合部パネルの板厚を22mmとした。本実験では、試験体NSSおよびNSWに床スラブを取り付けた試験体CNSSおよびCNSWを各3体制作した。なお、比較のために、鉄骨梁の試験体NSSおよびNSWも同時に各1体制作し、合計8体の一定振幅正負交番繰返し載荷実験を行った。

床スラブは、板厚1.2mmのデッキプレート(SPDIT)を用いた合成スラブであり、Fc21のコンクリートを打設した。スラブの幅は1.5m、スラブの有効厚は $t_s=80\text{mm}$ 、デッキプレートの全せいは $h_p=50\text{mm}$ である。床スラブと鉄骨梁は、完全合成梁⁹⁾としての必要本数の1.6

倍の頭付きスタッド(軸径 $\phi=16\text{mm}$ 、ピッチ300mmの2列配置)により緊結されている。なお、デッキプレートの溝方向は鉄骨梁と直交するように配置し、デッキプレートの端部を梁フランジの縁に載せ、その間の梁フランジに直接頭付きスタッドを溶接している。床スラブの配筋は、溶接金網($\phi 6-150\times 150$)とした。

鋼材の機械的性質を表2に示す。梁フランジおよび溶接金属の0℃におけるシャルピー吸収エネルギーは、 $E_0=101\text{J}$ および63Jであった。

6体の合成梁の載荷実験は、コンクリート打設後38日～54日の材齢で行った。コンクリートの圧縮試験結果は、1体目で $\sigma_c=24.5\text{N/mm}^2$ および6体目で $\sigma_c=25.7\text{N/mm}^2$ であり、ばらつきは小さかったので、後述する計算値には、平均値の $\sigma_c=25.1\text{N/mm}^2$ を用いている。

柱および接合部パネルの降伏耐力は梁よりも十分に大きく、梁だけが塑性化するように設計されている。また、局部座屈の発生を抑える目的で梁の塑性化領域にスチフナを設けている。

2.2 載荷方法および測定方法

図2に示す載荷装置を使い、柱の一端をピン治具に、他端をローラー治具に接合し、梁の先端に取り付けた油圧ジャッキにより載荷した。載荷点から柱心までの距離は3mである。載荷振幅は、鉄骨梁の梁端が全塑性モーメント M_p ($=740\text{kN}\cdot\text{m}$)に達する時の梁の弾性回転角 θ_p ($=0.0083\text{rad}$)を基準とした塑性率 μ で表わし、表1に示すように試験体名と対応している。合成梁試験体については $\mu=1.2$ 、2.0および3.0の3種類の載荷を行い、鉄骨梁試験体については $\mu=2.0$ の載荷を行った。なお、合成梁については、床スラブが圧縮力を受ける正曲げ時を正載荷としている。

表1 試験体の一覧

試験体名称	載荷振幅	合成梁の有無	鋼管壁
NSS-2.0	$2.0\theta_p$	無	22mm
CNSS-1.2	$1.2\theta_p$	有	
CNSS-2.0	$2.0\theta_p$		
CNSS-3.0	$3.0\theta_p$		
NSW-2.0	$2.0\theta_p$	無	9mm
CNSW-1.2	$1.2\theta_p$	有	
CNSW-2.0	$2.0\theta_p$		
CNSW-3.0	$3.0\theta_p$		

表2 鋼材の機械的性質

部材	鋼種	降伏応力 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	破断伸び [%]	降伏比 [%]
梁フランジ	SN490B	352	547	43.3	64
梁ウェブ	SN490B	392	554	42.4	71
角形鋼管柱	BCR295	358	471	46.7	76
ダイアフラム	SN490C	367	530	50.7	69
鋼管壁(PL-9)	SN490B	368	536	37.2	69
溶接金属	YGW11	468	571	28.0	82

図1 柱梁接合部試験体 (単位:mm)

図2 載荷装置 (単位:mm)

図 2 に示す荷重点の水平変位 u_1 、梁端接合部の水平変位 u_2 および u_3 、梁端接合部の鉛直変位 v_1 および v_2 を変位計により測定し、梁の回転角 θ_b を求めた。また、梁フランジおよび梁ウェブに至ゲージを貼付し、梁端の歪挙動を測定した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況および履歴曲線

図 3 に各試験体の梁端モーメント M_b と梁の回転角 θ_b の関係を示す。

鉄骨梁試験体では、最初の 3 サイクルほどで最大荷重に達し、安定した履歴挙動を示した後に、溶接始端部のフランジ側止端に発生した亀裂が板厚方向およびフランジ幅方向に進展するとともに荷重が低下し、フランジの破断に至った。

合成梁試験体の正載荷側では、1 サイクル目に最大荷重に達した後、繰返し載荷に伴うコンクリートの損傷により荷重が徐々に低下した。なお、試験体 CNSS-3.0、CNSW-2.0 および CNSW-3.0 では、正載荷 1 サイクル目において角形鋼管のコーナー部に明瞭なコンクリートの圧壊が生じ、荷重が若干低下したが、その後、変形の増加に伴い荷重は若干増加した。最終的には、下フランジにおいて鉄骨

梁と同様の亀裂が進展し、フランジの破断に至った。実験後の破壊状況の例を写真 1 に示す。

表 3 に実験最大曲げ耐力と全塑性モーメントの比 bM_{max}/bM_p 、終局までのサイクル数 N_U 、最終破断までのサイクル数 N_F 、終局までの塑性変形倍率 η_U 、最終破断までの累積塑性変形倍率 η_F を示す。合成梁の bM_{max}/bM_p には、正側については鋼構造限界状態設計指針¹⁰⁾による合成梁の bM_p を用い、負側については鉄骨梁の bM_p を用いている。本試験体では、合成梁の bM_p は鉄骨梁の bM_p の 1.35 倍となる。累積塑性変形倍率は、サイクル数 N_U または N_F までの累積塑性回転角を θ_p で除した値である。筆者等は、鉄骨梁を対象とする既報の論文^{1~2)}において、荷重が最大耐力の 90% を下回った時点を終局と定義してきた。ただし、合成梁にこの定義を適用すると、コンクリートの損傷に伴う荷重低下分が含まれるため、特に変位振幅の小さい場合に下フランジの亀裂進展に伴う終局と対応しなくなる。そこで、本論文では、正載荷時の荷重が負載荷時の最大耐力の 90% を下回った時点を終局と定義している。

3.2 骨格曲線

図 4 に各試験体の骨格曲線の比較を示す。合成梁と鉄骨梁を比較すると、合成梁の正側の弾性剛性は、鉄骨梁の値の 1.8 倍に増加し、

図 3 梁端モーメント - 梁部材回転角関係

(a) 梁下フランジの破断 (b) 合成スラブの圧壊

写真 1 破壊状況の例 (試験体 CNSW-2.0)

表 3 実験結果の一覧

試験体	bM_{max}/bM_p		N_U	N_F	η_U	η_F
	(+)	(-)				
NSS-2.0	1.20	1.18	69	71	207	207
CNSS-1.2	1.02	1.08	216	222	132	150
CNSS-2.0	1.13	1.28	45	46	122	127
CNSS-3.0	1.10	1.38	16	18	92	104
NSW-2.0	1.16	1.17	52	53	154	154
CNSW-1.2	0.93	1.06	115	121	90	96
CNSW-2.0	1.01	1.25	34	35	97	101
CNSW-3.0	1.08	1.35	12	12	69	69

図4 各試験体の骨格曲線

試験体 CNSS-2.0 の正側最大耐力は、NSS-2.0 の値の 1.27 倍に、試験体 CNSW-2.0 の正側最大耐力は、NSW-2.0 の値の 1.17 倍に増加している。

一方、負側の弾性剛性については、合成梁と鉄骨梁に差は見られず、合成梁の負側最大耐力は鉄骨梁の値を 7% 上回る程度に留まっている。これは、本実験では正曲げ時の合成梁の挙動解明に重点を置き、負曲げ時の合成梁の挙動に対するスラブ筋の影響が小さくなるように最低限の溶接金網（鉄筋比：0.24%）を配筋した結果であり、溶接金網を考慮した合成梁の断面 2 次モーメントは、鉄骨梁の値に比べて 3% 上昇するに過ぎない。従って、後述する CDC 解析では、溶接金網の影響を無視している。

3.3 塑性変形能力

図 5(a) に終局までのサイクル数 N_U と載荷振幅 μ の関係を両対数軸上で示す。また、図 5(b) には累積塑性変形率 η_U と載荷振幅 μ の関係を両対数軸上で示す。なお、同図には、既報¹⁾の鉄骨梁の NSS シリーズおよび NSW シリーズより得られた実験結果（ $\mu=1.2, 2.0, 3.0$ および 4.0 の一定振幅繰返し載荷）も併せて示す。なお、本実験に用いた試験体の梁と既報の試験体の梁には、同一ロットの H 形鋼を使用している。

$N_U-\mu$ 関係および $\eta_U-\mu$ 関係ともにシリーズ毎の関係は、両対数軸上で概ね直線状に並ぶ。合成梁の CNSS シリーズおよび CNSW シリーズの塑性変形能力は、それぞれ対応する鉄骨梁の NSS シリーズおよび NSW シリーズの値を下回る。本実験の範囲では、床スラブを取り付けることにより、試験体 CNSS-2.0 の η_U は、NSS-2.0 の値の 61% に、試験体 CNSW-2.0 の η_U は、NSW-2.0 の値の 67% に減少している。また、接合部耐力の大きい CNSS シリーズおよび NSS シリーズの η_U は、それぞれ接合部耐力の低い CNSW シリーズおよび NSW シリーズの η_U を上回り、CNSS シリーズの η_U は、CNSW シリーズの η_U の 1.2~1.5 倍の範囲となっている。

4. 合成梁の最大曲げ耐力

4.1 崩壊機構

鋼構造接合部設計指針¹¹⁾では、角形鋼管柱に接合される鉄骨梁の最大曲げ耐力 jM_u を算定する際、梁ウェブの最大曲げ耐力については角形鋼管壁の面外変形の影響を考慮するため、図 6(a) に示す崩壊機構を用いている。合成梁の正曲げ時の最大曲げ耐力については立山等の研究¹²⁾、山田等の研究¹³⁾および石井等の研究¹⁴⁾があるが、本

図5 載荷振幅・と変形能力の関係

図6 崩壊機構

論文では鉄骨梁との連続性を考え、合成梁の最大曲げ耐力を図 6(b) に示す崩壊機構に基づき検討する。なお、床スラブの曲げ負担率が大きい場合には、中立軸が上フランジ内または床スラブ内まで上昇することも考えられる。本試験体に対して中立軸位置を梁ウェブと梁フランジの境界まで上昇させた図 6(c) に示す崩壊機構の最大曲げ耐力を算定したところ、図 6(b) の崩壊機構による値を上回っていたため、以下では図 6(b) の崩壊機構について詳述する。

接合部フランジは、通しダイアフラムによって梁フランジ接合位置で面外変形が拘束されていると仮定し、図 6(b) に示す高さ $d_j (=D_b - 2t_{bf})$ 、 D_b : 梁せい、 t_{bf} : 梁フランジ厚さ、幅 $b_j (=B_c - 2t_{cf})$ 、 B_c : 角形鋼管の幅、 t_{cf} : 接合部フランジ厚さ) の矩形の領域に形成される降伏線 (図中の破線) で鋼管壁の面外変形を表現し、中立軸の位置を x_n 、ウェブ引張領域で面外変形が最大となる点の位置を h_{m1} 、ウェブ圧縮領域で面外変形が最大となる点の位置を h_{m2} とする。梁は中立軸を中心に仮想回転角 θ だけ回転し、梁ウェブのうち、薄墨で示した上下端から h_{m1} および h_{m2} の領域が軸降伏し、その他の領域は弾性に留まる。梁下フランジは引張強さ σ_{fu} の状態にあり、梁上フランジは降伏強さ σ_{fy} の状態とする。床スラブは、鋼管幅 B_c 、有効高さ t_s の範囲が $1.3\sigma_c$ の状態とする¹⁰⁾。

4.2 崩壊荷重

仮定した崩壊機構に基づく内力仕事を求め、外力仕事と内力仕事を等しいと置くことにより、崩壊荷重を求める。まず、梁ウェブ端の仮想回転角を θ とし、各部でなされる内力仕事を導く。

梁フランジにおける内力仕事 E_f は、次式で表わされる。

$$E_f = N_{fu}(x_n + t_{bf}/2)\theta + N_{fy}(d_j - x_n + t_{bf}/2)\theta \quad (1)$$

ここで、 $N_{fu} = A_f \cdot \sigma_{fu}$ (A_f : 梁の片フランジの断面積)、 $N_{fy} = A_f \cdot \sigma_{fy}$ である。

床スラブにおける内力仕事 E_s は、次式で表わされる。

$$E_s = C(d_j - x_n + t_{bf} + h_r + t_s/2)\theta \quad (2)$$

ここで、 $C = 1.3\sigma_c \cdot t_s \cdot B_c$ であり、 h_r はデッキプレートの全せいである。

鋼管壁の降伏線の回転に伴う内力仕事 E_c は、次式で表わされる。

$$E_c = \frac{M_0 \cdot x_n}{b_j \cdot h_{m1}} \left(2b_j^2 + \frac{8x_n^2 - b_j^2}{x_n} h_{m1} - 8h_{m1}^2 \right) \theta + \frac{M_0 \cdot (d_j - x_n)}{b_j \cdot h_{m2}} \left(2b_j^2 + \frac{8(d_j - x_n)^2 - b_j^2}{(d_j - x_n)} h_{m2} - 8h_{m2}^2 \right) \theta \quad (3)$$

ここで、 $M_0 = \sigma_{cy} \cdot t_{cf}^2 / 4$ (σ_{cy} : 接合部フランジの降伏強さ) である。

梁ウェブの軸降伏に伴う内力仕事 E_w は、次式で表わされる。

$$E_w = \frac{1}{2} N_{wy} \{ x_n \cdot h_{m1} + (d_j - x_n) h_{m2} \} \theta \quad (4)$$

ここで、 $N_{wy} = \sigma_{wy} \cdot t_{bw}$ (σ_{wy} : 梁ウェブの降伏強さ、 t_{bw} : 梁ウェブの板厚) である。

接合部の崩壊荷重 ${}_jM_u$ の上界は、外力仕事と内力仕事を等しいと置くことにより得られる。すなわち、

$${}_jM_u \cdot \theta = E_f + E_s + E_c + E_w \quad (5)$$

崩壊機構における未知数は、 h_{m1} 、 h_{m2} および x_n であり、最も良い上界は、

$$\frac{\partial {}_jM_u}{\partial h_{m1}} = 0, \quad \frac{\partial {}_jM_u}{\partial h_{m2}} = 0, \quad \frac{\partial {}_jM_u}{\partial x_n} = 0 \quad (6)$$

により得ることができる。(6)式の第1式および第2式より、 h_{m1} および h_{m2} は次式で与えられる。

$$h_{m1} = h_{m2} = 2b_j \sqrt{\frac{M_0}{N_{wy} \cdot b_j - 16M_0}} \quad (7)$$

すなわち、梁ウェブの上下端の降伏領域 h_{m1} と h_{m2} は等しくなり、また、(7)式は図 6(a) に示す鉄骨梁の崩壊機構より得られる h_m ¹¹⁾ と一致する。そこで以下では、 h_{m1} および h_{m2} を h_m と表記する。

(6)式の第3式より、中立軸位置 x_n は、次式で与えられる。

$$x_n = \frac{b_j}{32M_0} (C + N_{fy} - N_{fu}) + \frac{1}{2} d_j \quad (8)$$

ただし、図 6(b) に示す崩壊機構が成立するためには、(8)式より得られる中立軸位置 x_n が、

$$x_n \leq d_j - h_m \quad (9)$$

の範囲に存在する必要がある。もし、(8)式より得られる x_n が(9)式の範囲を超える場合には、図 6(b)において、

$$x_n = d_j - h_m \quad (10)$$

とした図 6(d) に示す崩壊機構より崩壊荷重を計算する。

以上より、崩壊荷重 ${}_jM_u$ は、下式で与えられる。

$$\begin{aligned} {}_jM_u = & N_{fu}(x_n + t_{bf}/2) + N_{fy}(d_j - x_n + t_{bf}/2) \\ & + C(d_j - x_n + t_{bf} + h_r + t_s/2) \\ & + \frac{2M_0}{b_j} \left\{ 4x_n^2 + 4(d_j - x_n)^2 - b_j^2 + \frac{d_j}{h_m} (b_j^2 - 4h_m^2) \right\} \\ & + \frac{1}{2} N_{wy} \cdot h_m \cdot d_j \end{aligned} \quad (11)$$

この崩壊機構において梁ウェブ接合部で伝達されているウェブの図心回りの曲げモーメント ${}_jM_{wu}$ は、下式で表わされる。

$${}_jM_{wu} = {}_jM_u - \frac{1}{2} (d_j + t_{bf}) (N_{fu} + N_{fy}) - C \left(\frac{1}{2} d_j + t_{bf} + h_r + \frac{1}{2} t_s \right) \quad (12)$$

ただし、(12)式による ${}_jM_{wu}$ が、梁ウェブに作用する引張軸力 $T_u (=C + N_{fy} - N_{fu})$ を考慮したウェブの全塑性モーメント M_{wp} を上回る場合には、 ${}_jM_{wu}$ は M_{wp} で決定することになり、角形鋼管壁の面外変形による影響は無くなる。

4.3 解析例

(7)式より h_m を求め、(8)式または(10)式より x_n を求めて(11)式に代入して ${}_jM_u$ を求め、(12)式より梁ウェブの曲げ耐力 ${}_jM_{wu}$ を得る。本実験に供した試験体の梁に対して、鋼管壁の面外曲げ耐力 M_0 を変化させた解析を行った。図 7 に解析結果を示す。図の横軸は、下式で表わされる梁ウェブと鋼管壁の無次元化耐力比指標 k ¹¹⁾ である。

$$k = \frac{N_{wy}}{4M_0} \cdot \frac{b_j^2}{d_j} \quad (13)$$

図中には、鉄骨梁の ${}_jM_{wu}$ および各試験体シリーズの計算結果も併せて示す。

M_0 が大きくなり、 k が小さくなるに従い jM_{wu} は大きくなる。試験体NSSおよびCNSSのように鋼管板厚が大きいと k の値が小さくなり、(12)式による計算値が梁ウェブの全塑性モーメント M_{wp} に到達するため、 jM_{wu} は M_{wp} で決定することになる。一方、試験体NSWおよびCNSWでは、 $h_m=51\text{mm}$ となり、試験体NSWおよびCNSWの jM_{wu} は、試験体NSSおよびCNSSの値に比べて、それぞれ、47%および25%まで低下する。なお、試験体CNSWでは、(8)式より得られる中立軸位置 x_n が632mmとなり、(9)式の範囲を超えるため、(10)式より $x_n=417\text{mm}$ として崩壊荷重を求めている。

合成梁の jM_{wu} は鉄骨梁の jM_{wu} を下回るが、これは梁ウェブに作用する引張軸力 $T_u (=C+N_{fy}-N_{fu})$ の影響を表している。 k の増加に伴う合成梁の jM_{wu} の減少率は、鉄骨梁の jM_{wu} の減少率に比べて急激である。合成梁CNSSの jM_{wu} は鉄骨梁NSSの jM_{wu} を3%下回る程度であるが、合成梁CNSWの jM_{wu} は鉄骨梁NSWの jM_{wu} を42%下回る。すなわち、床スラブは、塑性中立軸位置を上昇させるとともに、 k が大きい場合には jM_{wu} を減少させることになる。

4.4 実験結果との比較

実験最大曲げ耐力 bM_{max} と計算値 jM_u の比較および各シリーズの接合部係数 jM_u/bM_p を表4に示す。合成梁の jM_u には、正側については(11)式を用い、負側については鉄骨梁の jM_u を用いている。 $\mu=2.0$ の荷重振幅の正側の bM_{max}/jM_u は、鉄骨梁NSS-2.0およびNSW-2.0で0.86および0.93、合成梁CNSS-2.0およびCNSW-2.0で0.95および0.97となり、合成梁の値が鉄骨梁の値を若干上回る。接合部係数 jM_u/bM_p は、NSS, NSW, CNSS, CNSWの順に小さくなっており、 $\mu=2.0$ の荷重振幅で得られた η_U の大小関係と対応している。

5. CDC 解析

5.1 解析方法

床スラブが梁下フランジの破断に及ぼす影響を検討するために、

図7 梁ウェブ接合部の曲げ耐力

表4 梁の曲げ耐力

試験体	bM_{max}/bM_p		bM_{max}/jM_u		jM_u/bM_p
	(+)	(-)	(+)	(-)	
NSS-2.0	1.20	1.18	0.86	0.85	1.19
CNSS-1.2	1.02	1.08	0.85	0.77	
CNSS-2.0	1.13	1.28	0.95	0.91	
CNSS-3.0	1.10	1.38	0.92	0.99	
NSW-2.0	1.16	1.17	0.93	0.94	1.24
CNSW-1.2	0.93	1.06	0.89	0.85	
CNSW-2.0	1.01	1.25	0.97	1.01	
CNSW-3.0	1.08	1.35	1.04	1.09	1.05

CDC 解析により各変位振幅に対応する梁端下フランジの歪振幅を求める。

鈴木等は角形鋼管に接合される鉄骨梁を対象として、鋼管壁の面外変形を考慮するため、図8(a)に示すように梁端のウェブに直角二等辺三角形の無効領域を設けたモデルの単調荷重時の歪挙動をCDC解析により求め、実験値と良く対応することを示している¹³⁾。本論では、この手法を合成梁に拡張し、さらに繰返し荷重時の歪挙動を推定する。解析は、以下の仮定に基づく。

(1) 無効領域

合成梁の無効領域を図9(a)に示す直角三角形で表わし、その高さを h_0 、偏心距離を h_e で表わす。4章で求めた梁ウェブの伝達モーメント jM_{wu} および梁ウェブに作用する引張軸力 T_u を用いて h_0 および h_e を決定する。梁ウェブのストレスブロックを図9(b)に示すように梁ウェブの塑性化領域 h_m に加えて、 h_{p1} および h_{p2} の領域にストレスブロックが形成されると仮定する。すなわち、 h_{p1} および h_{p2} のストレスブロックは、塑性化領域 h_m を除く弾性領域の応力伝達分を集約したものとする。このストレスブロックと jM_{wu} および T_u との力の釣り合いは、次式で与えられる。

$$jM_{wu} = N_{wy} \left\{ h_m (d_j - h_m) + h_{p1} (d_j/2 - h_m - h_{p1}/2) - h_{p2} (d_j/2 - h_m - h_{p2}/2) \right\} \quad (14)$$

$$T_u = N_{wy} (h_{p1} + h_{p2}) \quad (15)$$

試験体NSSおよびCNSSでは、4章の結果より jM_{wu} が M_{wp} に到達するため、梁ウェブの全断面を有効として、無効領域を設ける必要はない。鉄骨梁NSWでは、図8(b)に示すストレスブロックより、無効領域の高さは $h_0=337\text{mm}$ となった。合成梁CNSWでは $h_0=284\text{mm}$ および偏心距離 $h_e=22\text{mm}$ となった。

図9に示すモデル化は、合成梁の正載荷時を対象としており、厳密には繰返し荷重時の負荷荷側に入ると図8に示す鉄骨梁のモデルに切る変える必要がある。しかし、図9(a)の無効領域を持つ鉄骨梁のモデルより得られる梁フランジの塑性歪と図8(a)の鉄骨梁のモデルによる塑性歪との差は数%程度であり、本解析では負荷荷時の無効領域についても正載荷時の値を用いることとした。

図8 鉄骨梁のモデル化

図9 合成梁のモデル化

(2) 鋼材の応力歪関係

応力歪関係の骨格曲線については、材料試験より得られた応力歪関係に対して、図 10(a)に示すように弾性域および降伏棚を 2 直線で表わし、歪硬化領域を Ramberg-Osgood 関数により近似した。履歴則については、大井等が提案した履歴モデル¹⁴⁾を用いた。この履歴則は、図 10(b)に示すように荷重側の経験した塑性歪量 $\Delta\epsilon_p$ の Ψ 倍だけ荷重反対側の骨格曲線を歪軸に沿って移動させるものであり、履歴曲線は Ramberg-Osgood 関数で表わされ、加工硬化およびバウシナガー効果を考慮できる。本論では、鉄骨梁試験体の実験結果との対応関係より、 $\Psi=0.5$ とした。

(3) コンクリートの応力歪関係

応力歪関係は、図 11 に示すように最大圧縮応力を $1.3\sigma_c$ 、最大圧縮応力到達時の歪 ϵ_c を 0.3%と仮定し、その後、最大圧縮応力を維持する骨格曲線を用いた。最大圧縮応力に至るまでの応力歪関係には、次式で表される Saenz の提案式¹⁵⁾を用いた。

$$\sigma = \frac{E_c \cdot \epsilon}{1 + \left\{ \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_c}{1.3\sigma_c} \right) - 2 \right\} \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c} \right) + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c} \right)^2} \quad (16)$$

ここで、 E_c はコンクリートの弾性係数を示し、鉄筋コンクリート構造計算標準¹⁶⁾に基づき計算した。履歴挙動については、図 11 に示すように引張側の抵抗を無視し、除荷剛性には弾性剛性を用いた。床スラブの有効幅は、鋼管幅 B_c とした。

5.2 弾塑性挙動

(1) 骨格曲線および各要素の弾塑性挙動

正側に単調荷重した場合の解析結果と実験より得られた正側骨格曲線の比較を図 12 に示す。解析結果は、実験の塑性化の様子と対応し、また、鉄骨梁と合成梁の挙動の差を良く捉えている。

解析より得られた合成梁の各構成要素（梁下フランジ、梁上フランジ、梁ウェブおよび床スラブ）の鉄骨梁図心回りの負担曲げモーメントと変形の関係を図 13 に示す。試験体 CNSS と CNSW の解析結果を比較すると、床スラブおよび梁上フランジの挙動に大きい差は無いが、CNSW の梁ウェブの負担曲げモーメントは、CNSS の値に比べて小さくなり、それに伴い、同一変形時の CNSW の梁下フランジの負担曲げモーメントが CNSS の値に比べて増加している。梁下フランジの負担曲げモーメントの増加は、梁下フランジの歪の増大を意味する。

梁ウェブの負担曲げモーメント jM_w は、変形の増加に伴い図 13 に示す jM_{wu} の値に漸近していく。なお、CNSW の jM_w が、 $\theta_b = 0.6\theta_p$ 程度から一度減少し、 $\theta_b = 1.2\theta_p$ 程度で最小値をとった後、再び増加している。これは梁ウェブに作用する軸力 T と連動した結果である。図 14 に CNSW の T と jM_w の軌跡を示す。梁ウェブに作用する軸力 T は、梁上フランジの圧縮降伏が始まる $\theta_b = 1.2\theta_p$ 程度までは単調に増加し、その後、梁下フランジの引張力の増大に伴い減少していく。すなわち、梁ウェブ接合部に作用する軸力と曲げモーメントは、 $\theta_b = 0.6\theta_p$ 程度で図 14 に示す梁ウェブ接合部の M - N 相関曲線に到達し、軸力の増加とともに相関曲線上を軸力が増加する側に一度移動した後、軸力が減少する側に移動する現象が生じている。

試験体 CNSS および CNSW の中立軸位置の推移を図 15 に示す。図中の縦軸は、鉄骨梁図心から中立軸までの距離 ($=x_n \cdot d_j/2$) である。

図 10 鋼材の応力歪関係

図 11 コンクリートの応力歪関係

図 12 骨格曲線の比較

図 13 各要素の負担曲げモーメント

図 14 梁ウェブ接合部の軸力と曲げモーメントの推移

中立軸位置の上昇の程度は、CNSS に比べて CNSW の方が顕著である。両者とも梁下フランジの塑性化が始まると、弾性時の中立軸からの上昇を始め、梁上フランジの塑性化が始まる $\theta_b = 1.2\theta_p$ 程度で中立軸位置は最大値をとり、その後、漸減していき一定値に収束していく。

梁下フランジの負担曲げモーメントと変形の間を鉄骨梁と比較して図 16 に示す。同一変形時の梁下フランジの負担曲げモーメントは、試験体 CNSW が最も大きく、NSS が最も小さい。試験体 CNSS と NSW が概ね同程度となっている。

(2) 履歴曲線

各試験体に対応する荷重振幅で、4 サイクル目正側までの繰返し解析を行った。実験の履歴曲線と比較した例を図 17 に示す。鉄骨梁および合成梁ともに解析は実験の履歴挙動を良く捉えている。

5.3 歪振幅

(1) 歪挙動

実験で梁端の下フランジに貼付した歪ゲージ（フランジ幅中央位置）の履歴挙動と解析結果の比較の例を図 18 に示す。合成梁の歪振幅が鉄骨梁の値に比べて大きくなる傾向および接合部耐力が小さ

くなる歪振幅が大きくなる傾向を解析は追跡している。

(2) 荷重振幅と塑性歪振幅

本実験の 8 体に加えて、鉄骨梁 NSS および NSW についても $\mu=1.2$ および $\mu=3.0$ の解析を行った。各シリーズの解析より得られた梁端下フランジの 3 サイクル目までの塑性歪振幅 ε_p （塑性歪の累積値を 3 で除した平均値）と荷重振幅 μ の関係を図 19 に示す。各シリーズとも μ の増加に伴い、ほぼ線形的に ε_p は増加する。塑性歪振幅の観点から見ると、例えば合成梁 CNSS の $\mu=2.0$ における荷重は鉄骨梁 NSS の $\mu=3.0$ における荷重と同程度の損傷を梁下フランジに与えることに相当する。

(3) 塑性歪振幅と塑性変形能力

解析より得られた塑性歪振幅 ε_p と実験より得られた累積塑性変形倍率 η_U の関係を両対数軸で図 20 に示す。同図には、既報¹⁾の鉄骨梁の NSS シリーズおよび NSW シリーズより得られた結果も併せて示す。

各試験体シリーズの違いによらず、 η_U と ε_p の関係は一つの直線上に近づくことが見て取れる。これは、 ε_p を求めれば η_U を推定できることを意味している。すなわち、本実験のように破壊モードが溶接接合部の比較的延性的な破断で決定する場合は、荷重振幅、床ス

図 15 中立軸位置の推移

図 16 梁下フランジの曲げモーメント

図 18 歪挙動の比較

図 17 履歴曲線の比較

図 19 ε_p - μ 関係

ラップの有無および梁端接合部の最大曲げ耐力を考慮して梁フランジの塑性歪振幅 ε_p を求めれば、接合部の破断によって決定する累積塑性変形倍率 η_U を推定することが可能となる。

6. まとめ

鋼構造骨組の梁端の破断によって決定する梁の変形能力を評価する方法を構築するために、荷重振幅、床スラブの有無および梁端接合部の最大曲げ耐力を因子とした一定振幅繰返し荷重実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 終局までのサイクル数 N_U と荷重振幅 μ の関係および累積塑性変形倍率 η_U と荷重振幅 μ の関係は、いずれの試験体シリーズにおいても両対数軸上で概ね直線状に並ぶ。合成梁の η_U は、対応する鉄骨梁の値の 61～67% に低下した。また、接合部耐力の大きい合成梁および鉄骨梁の η_U は、それぞれ接合部耐力の小さい合成梁および鉄骨梁の η_U を上回る。接合部耐力の大きい合成梁の η_U は、接合部耐力の小さい合成梁の値の 1.2～1.5 倍の範囲となった。
- 2) 極限解析に基づき合成梁の最大曲げ耐力を推定した。合成梁のウェブ接合部の曲げ耐力は、角形鋼管フランジの鋼管壁の面外曲げ耐力が十分に大きければ、鉄骨梁の場合と概ね同程度であるが、鋼管壁の面外曲げ耐力が小さくなると、鉄骨梁の場合との差が大きくなる。すなわち、床スラブは、中立軸位置を上昇させるとともに、鋼管壁の面外曲げ耐力が小さい場合にはウェブ接合部の曲げ耐力を減少させることになる。
- 3) 床スラブが梁下フランジの破断に及ぼす影響を検討するために、梁ウェブの曲げ耐力を考慮した CDC 解析を行い、梁端下フランジの塑性歪振幅を求めた。塑性歪振幅で整理すると、各因子に依存せずに、累積塑性変形倍率と塑性歪振幅の関係は両対数軸上で概ね線形関係にあることを示した。すなわち、本手法を用いて塑性歪振幅を求めれば、荷重振幅、床スラブの有無および梁端接合部の最大曲げ耐力が累積塑性変形倍率に与える影響を定量的に推定できる。

図 20 $\eta_U - \varepsilon_p$ 関係

謝辞

本研究は科学研究費・基盤研究(A) (No. 21246087) の助成を受けた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 吹田啓一郎, 田中剛, 佐藤篤司, 真鍋義貴, 津嘉田敬章, 蘇鐘鈺: 梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響, 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 664 号, pp.1135-1142, 2011.6
- 2) 高塚康平, 真鍋義貴, 吹田啓一郎, 田中剛, 津嘉田敬章, 蘇鐘鈺: スラップの有無が変形能力に及ぼす影響, 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 673 号, pp.453-459, 2012.3
- 3) 吹田啓一郎, 田中剛, 真鍋義貴, 高塚康平: 振幅が変動する荷重履歴が変形能力に及ぼす影響, 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その 3, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 682 号, pp.1951-1958, 2012.12
- 4) 北園健一郎, 松尾彰, 中村雄治, 椋代仁朗, 高松隆夫, 松井義昌: 通しダイアフラム形式角形鋼管柱・合成ばり仕口部の塑性変形能力とひずみに関する研究, その 1. 実験計画および実験結果, その 2. 実験結果の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.535-538, 1999.9
- 5) 岡田健, 呉相勲, 山田哲, 今枝知子, 山口路夫, 和田章: 従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究, 合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 547 号, pp.161-168, 2001.9
- 6) 岡田健, 呉相勲, 山田哲: 合成梁の塑性変形能力に柱梁接合部における継ぎ手効率が及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 573 号, pp.123-130, 2003.11
- 7) 石井匠, 森田耕次: 通しダイアフラム形式・角形鋼管柱・合成梁接合部の破断性状に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第 8 巻第 31 号, pp.57-64, 2001.9
- 8) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書 JASS 6 鉄骨工事, 2007.2
- 9) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 10) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 11) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012.3
- 12) 立山英二, 井上一朗, 杉本正三, 松村弘道: 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形断面はりの耐力と変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 389 号, pp.109-120, 1988.7
- 13) 東清三郎, 鈴木孝彦: 角形鋼管柱に接合される H 形断面梁の塑性変形能力の評価法, その 1 相対塑性回転角算定の基本式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.807-808, 2001.9
- 14) 孟令樺, 大井謙一, 高梨晃一: 鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 437 号, pp.115-124, 1992.7
- 15) W. F. Chen: コンクリート構造物の塑性解析, 1985.5
- 16) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 17) 朝倉直毅, 田中剛, 吹田啓一郎, 津嘉田敬章, 上田遼: 合成スラブによる影響, 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その 10, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.1211-1212, 2012.9

INFLUENCE OF FLOOR SLAB ON DEFORMATION CAPACITY

Deformation capacity of welded beam-to-column connection
subjected to repeated plastic strain Part 5

Tsuyoshi TANAKA^{*1}, *Keiichiro SUITA*^{*2}, *Naoki ASAKURA*^{*3},
Takaaki TSUKADA^{*4}, *Naomi UOZUMI*^{*5} and *Kouhei TAKATSUKA*^{*6}

^{*1} Prof., Dept. of Architecture, Kobe Univ., Dr. Eng.

^{*2} Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

^{*3} Obayashi Corp., M. Eng.

^{*4} Shimizu Corp., M. Eng.

^{*5} Graduate Student, Dept. of Architecture, Kobe Univ.

^{*6} Ph. D. Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., M. Eng.
(Research Fellow, Japan Society for Promotion of Science, DC)

This paper discusses the influence of floor slabs on deformation capacity of welded beam-to-column connections used for steel moment resisting frames until ductile fracture due to cyclic loading. It is well-known that floor slabs often lead to reduction of deformation capacity of beams caused by fracture of lower flanges. Because the neutral axis of a composite beam moves to the upper side from the centroid of a bare beam section in positive bending, the strain of the lower flange increases.

Eight test specimens shown in Figure 1 were prepared for loading tests. The specimen was composed of a rolled H-beam (H-500x200x10x16) and a cold formed square hollow section column (RHS-350x350x22). The connection detail with no weld access hole was adopted. Two types of specimens with different flexural moment capacity transferred at the web connection, which depend on the thickness of the panel flange, were prepared. The flexural strength of the beam web connection of CNSS series with a thicker panel flange (22mm) is superior to that of CNSW series with a thinner panel flange (9mm).

The specimen was simply-supported at both ends of the column and the lateral load was applied at the top of the beam as shown in Figure 2. The tests were carried out under cyclic loading with specified beam rotation amplitudes, namely, $\theta_b = 1.2\theta_p$, $2.0\theta_p$ and $3.0\theta_p$, where θ_b denotes rotation angle of the beam and θ_p denotes elastic rotation angle corresponding to the full plastic moment of the bare beam.

Figure 3 shows moment versus rotation relationships. All specimens failed due to fracture along the entire width of the beam flanges. Figure 4 shows the skeleton curves. Due to existence of the floor slab, maximum strength of the composite beam in positive bending was superior to that of the bare beam. Elastic stiffness of the composite beam was about 1.8 times larger than that of the bare beam. On the other hand, in negative bending, increase of maximum strength was slightly small and elastic stiffness did not increase.

The relationships between cumulative plastic deformation η_u , which is cumulative plastic deformation $\Sigma\theta$ divided by θ_p , and the loading amplitude $\mu = \theta_b / \theta_p$ is shown in Figure 5(b) by a double logarithmic plot with the past test results¹⁾ of bare beams. The plastic deformation capacity of the composite beam is lower than that of the bare beam, and that of CNSW series with reduced flexural strength is further lower than that of CNSS series with sufficient flexural strength.

In order to investigate the influence of the floor slab on strain behaviors of the lower beam flange, analysis on basis of column deflection curve was carried out. The analytical model have ineffective zone at the beam end to consider the reduced flexural strength of beam web connections as shown in Figure 9. The extent of ineffective zone is modeled using the result of limit analysis shown in chapter 4. Figure 17 shows the comparisons of moment versus rotation relationships between test results and analytical results. Figure 18 shows the comparisons of moment versus strain of lower flange relationships between test results and analytical results. The analytical results agree well with the test results. Figure 20 shows the relationships between the plastic strain amplitude ε_p obtained by the analysis and the cumulative plastic deformation η_u obtained from the test. The cumulative plastic deformation η_u decreases with increasing the plastic strain amplitude ε_p , and the plots stand in a line independent of the test parameters. The influence of floor slabs on deformation capacity can be estimated by using the plastic strain amplitude ε_p .

(2014年5月10日原稿受理, 2014年9月26日採用決定)