鉄骨梁破断後の床スラブのバックアップ効果

BACKUP OF FLOOR SLAB FOLLOWING FRACTURE OF STEEL BEAM

桑村 仁*, 杉田 朋哉**, 横山 幸夫***

Hitoshi KUWAMURA, Tomoya SUGITA and Yukio YOKOYAMA

The 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake gave us a lesson that brittle fracture of beam connections may not necessarily knock down steel frames of buildings. This experimental study is purposed to clarify the reasons why steel frames could stand after such serious damage in beams during the earthquake. It was found that the most promising factor which could support the buildings after beam fracture is the backup of reinforced concrete slabs connected to steel beams with studs. Even after complete fracture of beam sections connected to a column, the beam ends could carry negative bending moment by a couple of tensile force in reinforcing bars in the slab and compressive force in the beam's lower flange which has a post-fracture contact with the column.

Keywords : fail safe, steel fracture, floor slab, composite beam, earthquake resistance
フェイルセーフ, 鉄骨破断, 床スラブ, 合成梁, 耐震性能

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震において鉄骨造建築物に脆性破断と呼ばれる被害が発生した。中でももっとも多く報告されたのはラーメン骨組の梁端溶接接合部の破断で, なかには, あるフロアの梁端がすべて破断したものもあった³⁾。しかしながら, 梁端破断を起こした建物で倒壊したものは1件も報告されていない。

梁端破断が建物の崩壊に繋がらなかった理由は解明されていないが, 文献1), 2)において次のような推測がなされている。それは, 鉄骨梁が破断したあと, 梁とシアコネクタで緊結されている床スラブがバックアップ材として働き, 骨組の水平耐力をかなり維持することができたというものである。文献1)に示されている説明図をそのまま掲載すると, 図-1(a), (b)のようになる。図の(a)は柱の両側の梁が破断したあと, 負曲げの側では床スラブ内の鉄筋が引張力を負担し, 下フランジはき裂が閉じてメタルタッチとなり圧縮力を負担することによって, 曲げモーメント抵抗が生じるメカニズムである。図の(b)は破断していない直交梁が床スラブの面外曲げ抵抗によってねじられ, そのねじりモーメントが柱に伝わり加力面内の曲げモーメントに変換されることによって地震水平力に抵抗するメカニズムである。

脆性破断に関する研究は兵庫県南部地震以降おおいに進展し, 当面の対策技術が提示されるまでに至っている²⁾。しかし, このような新しい設計技術は材料と溶接の品質向上を期待したものであり, 既存の鉄骨造に関しては対策が建てられていない。また, 脆性破断には大きなばらつきがあり, それを設計施工で制御できない面があるので, 脆性破断を完全に防止することは不可能であるという現実も

ある^{4), 5)}。したがって, 従来の方法で建設された鉄骨ラーメン構造の建物が梁端の脆性破断によって倒壊しなかったことを究明し, 最低限の安全性を正確に評価するフェイルセーフの手法⁶⁾を持っておく

(a) 負曲げに対する抵抗モーメントの発生

(b) ねじりによる抵抗モーメントの発生

図-1 床スラブが梁端破断後にバックアップとして機能するメカニズム

本論文は, 参考文献1), 2)で提起された問題について考究したものである。

* 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授・Ph. D.

** 東京大学大学院 大学院生・修士(工学)

*** 駒井鉄工(株) 博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture, the Univ. of Tokyo, Ph. D.

Grad. Student, the Univ. of Tokyo, M. Eng.

Komai Tekko Inc., Dr. Eng.

必要がある。この研究は、それを実験的に考究したものである。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

本研究で用いた試験体は2体で、セットアップ状況とあわせて描くと、いずれも図-2に示す概形をしている。これはラーメン骨組の柱1本とそれに取り付く2方向の梁の半分を約1/2に縮小したものである。試験体の周辺を支える支柱はその上下ともに梁または基礎梁とピン接合されており、水平抵抗が生じないようにしてある。梁の上にはデッキプレートを敷き、スタッドを介して完全合成梁となるように鉄筋コンクリート床スラブを現場打設した。合成梁の断面詳細を図-3に示す。

2つの試験体の違いは加力方向に直交する梁にスタッドがあるかないかだけである。これは、上で述べた直交梁のねじり効果を調べるためである。直交梁にスタッドのあるほうを試験体1、ないほうを試験体2と呼ぶことにする。

試験体の柱は角形鋼管で、梁はH形鋼である。柱と梁の接合は剛接合であるが、破断を意図的に誘発させるために隅肉溶接としてあり、さらに載荷方向の梁（以下では単に梁といい、直交梁と区別する）についてはロータリーグラインダーで凹み仕上げを施し有効のど厚を小さくしている。したがって、梁端はいわゆる保有耐力接合とはなっていない。ただし、直交梁と柱の隅肉溶接には耐力不足が生じないように凹み仕上げを行っていない。梁端の溶接仕様を図-4に示す。なお、梁フランジのレベルには柱に内ダイアフラムを入れてある。

載荷方向に対する床スラブの幅は学会指針（各種合成構造設計指針・同解説）に基づいて計算した有効幅（全有効幅945mm）の約2倍としてある。スラブ厚はデッキ上端から60mmで、スラブ内の鉄筋は図-5に示すようにD10-@100の2方向単鉄筋である。鉄筋が柱とぶつかる部分では、鉄筋が分断されているが、それ以外のところでは1本の継手のない鉄筋となっている。

デッキプレート ($t1.2$, $h25$) は捨型枠として用いた。スタッド (頭付スタッド $\phi 13 \times L50$) は同図-5に示すようにピッチ75mmの1列配置で、梁フランジの上面に直接スタッド溶接してある。

なお、床スラブ上に積載荷重は載せていない。積載荷重による曲げモーメントは、ここで対象としている大地震時の水平力がもたらす曲げモーメントに比べれば小さいと考えてよい。

2.2 材料の特性

試験体の梁と直交梁 (H-250×125×6×9, SN400) および柱 (□-250×250×16, STKR400) の材料引張試験結果を表-1に示す。同じく、鉄筋 (D10, SD295) の引張試験結果を表-2に示す。

コンクリート (普通コンクリート、呼び強度24) の圧縮試験の結果を表-3に示す。2体の試験体はコンクリートを同時に打設したが、試験日が異なるので (試験体1は28日後、試験体2は53日後)、それに合わせてコンクリートの圧縮試験を行った。

2.3 載荷条件

載荷は、前出図-1に示すように、300kN オイルジャッキによる

図-2 試験体の概形とセットアップ

図-3 合成梁の断面詳細図

図-4 梁端の溶接仕様

1方向の繰返し載荷である。梁端が破断する変形量を予め推定することが困難であるので、載荷プログラムは設定せず、梁端の破断状況に応じて実験をしながら決めることにした。結果的には、2つの試験体ともにほぼ等しい変形履歴を与え、同じ変形量で終了した。

荷重はジャッキ先端のロードセルにより検出し、水平変位は加力

点と反対側にある梁端の中心位置で計測し、これを試験体の水平変形として、後の分析に用いた。

3. 実験結果

3.1 荷重－変形履歴曲線

実験で得られた荷重－変形曲線を図－6(a), (b)に示す。(a)は直交梁にスタッドがある試験体1で、(b)は直交梁にスタッドのない試験体2である。図には、梁端の破断状況が合わせて描き込んである。

まず、(a)について説明する。初期荷重の②で正曲げ（下フランジが引張）となる西側の下フランジが破断し耐力が低下した。除荷後、逆方向荷重で耐力が上昇する過程の③で、今度は正曲げとなる東側の下フランジが破断し、一時耐力が急降下した。しかし、前に破断した西側下フランジのクラックが徐々に閉じて剛性が回復し、④ではほぼ全面がメタルタッチとなる。その後、耐力の上昇が見られ、メタルタッチした西側下フランジの局部座屈によって最大耐力を迎えた後、緩やかに劣化する。劣化過程の⑤で東側梁のウェブにき裂が進行していくが、耐力の急激な低下は見られない。変位が15センチほど進行した時点（層間変形角で約1/8）で除荷し、再び逆方向に加力した。初めのうちは、⑥のように左右の梁下フランジのき裂が開いたままであるので、耐力はほとんど発現しないで変形が進行しいわゆるスリップ形となる。やがて、⑦で負曲げとなる東側の下フランジがメタルタッチとなり、耐力の回復が始まる。その後、局部座屈による最大耐力を迎えたあと劣化し、その途中の⑧で正曲げ（西側）のウェブに進行していたき裂が完全にウェブを貫通する。除荷

後、逆方向に加力すると、両側の梁ともにき裂が開いたままであるので、スリップ形の変形挙動を示す。この途中で実験を終了しているが、後は、き裂が閉じれば耐力が回復するという同じような履歴を示すものと考えられる。

図(b)についても図(a)と同様であるが、異なるのは、(a)では上フランジが破断しなかったのに対して、(b)では上フランジの破断も起きていることである(図の③と⑦)。このことは、直交梁にスタッドが

図－5 配筋およびスタッドの配置
(試験体2は直交梁にスタッドなし)

表－1 材料引張試験結果（鋼材）

部材	断面サイズ (材質)	部 位 (公称板厚)	試験片 番号	実測板厚 [mm]	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏比 [%]
梁	H-250×125×6×9 (SN400)	フランジ (t=9)	A-1	8.8	262	404	1.92×10 ⁵	64.8
			A-2	8.7	265	414	2.07×10 ⁵	64.0
		ウェブ (t=6)	B-1	6.0	277	417	1.96×10 ⁵	66.6
			B-2	5.9	291	423	1.92×10 ⁵	68.8
柱	□-250×250×16 (STKR400)	(t=16)	C-1	15.1	403 ^{*1}	469	1.85×10 ⁵	85.8
			C-2	15.1	400 ^{*1}	470	1.92×10 ⁵	85.0

^{*1} 0.2%オフセット法による値

表－2 材料引張試験結果（鉄筋）

部材	公称径 (材質)	試験片 番号	公称断面積 [mm ²]	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏比 [%]
鉄筋	D10 (SD295)	D-1	71.3	347	480	1.88×10 ⁵	70.9
		D-2	71.3	345	479	1.93×10 ⁵	70.4

表－3 材料試験結果（コンクリート）

部材	材質	材令	水中養生		封緘養生	
			試験体 番号	圧縮強度 [N/mm ²]	試験体 番号	圧縮強度 [N/mm ²]
スラブ	普通コンクリート (呼び強度 24)	28日	E ₂₈ a-1	21.6	E ₂₈ b-1	16.7
			E ₂₈ a-2	17.2	E ₂₈ b-2	17.4
			E ₂₈ a-3	19.0		
		53日	E ₅₃ a-1	16.9	E ₅₃ b-1	16.7
			E ₅₃ a-2	17.4	E ₅₃ b-2	15.8
			E ₅₃ a-3	17.1	E ₅₃ b-3	16.0

(a) 試験体 1

(b) 試験体 2

図-6 荷重-変形曲線および梁端の破断状況

なかったのが原因ではなく、梁フランジの隅肉溶接の耐力が異なっていたのが決定的な原因と考えられる。上下のフランジが共に破断したあと、負曲げを下フランジのメタルタッチによる圧縮応力とスラブ内の鉄筋の引張応力で負担する状況となっているのは、図の⑦の直後および⑩の直後である。この部分では、最大耐力の30～40％程度の耐力を保持していることがわかる。

3.2 梁端の損傷

今回の試験体に用いた梁フランジは試験装置の容量の関係で板厚が比較的薄い9mmである。したがって、健全な溶接であれば脆性破断ではなく局部座屈で終局挙動が決まるものである。この研究の目的は、破断後の床スラブのバックアップ効果を調べることであるので、意図的に梁端フランジの溶接を不健全な状態、すなわち耐力が不十分な隅肉溶接とした。したがって、破断は脆性破断ではなく、写真－1(a)、(b)に示すように延性破断である。延性破断の場合は、き裂の進行が脆性破断に比べると緩やかであり、ウェブへのき裂も徐々に進行する。この点が、脆性破断とは異なっているが、床スラブが発揮するバックアップのメカニズムには影響を与えないと考えることができる。

写真－1(a)、(b)は試験体2の同じ箇所を撮影したものである。(a)は上下のフランジが共に破断した状況で、(b)はその後負曲げの進行によって下フランジのクラックが閉じてメタルタッチになっている状況である。

3.3 床スラブの損傷

床スラブの損傷状況を上から視たものを試験体1、2についてそれぞれ図－7(a)、(b)に示す。いずれも実験終了後のコンクリートのクラックの発生状況を描いている。直交梁にスタッドのある試験体(図a)とスタッドのない試験体(図b)を比べると、後者のほうが曲げひび割れの発生範囲が加力方向(東西方向)に広がっている。これはスタッドのない試験体では梁の上下フランジがともに破断したため床スラブの負曲げモーメントの分担がより大きく現れたものと考えられる。また、加力直交方向(南北方向)を見ると、床スラブの端まで曲げひび割れが進行しており、計算上の有効幅を超えて負曲げ状態が広がっていることが観察される。

4. 考 察

4.1 床スラブによる負曲げ抵抗

床スラブによる負曲げ抵抗を鉄筋のひずみ履歴から知ることができる。図－8(a)、(b)に2つの試験体それぞれについて柱にもっとも近い鉄筋ともっとも離れた鉄筋のひずみ履歴を試験体の水平変形を横軸にとって描いてある(ひずみゲージの位置は図－5参照)。カーブに添った矢印は、破断した梁下フランジのクラックが閉じメタルタッチになってから鉄筋のひずみが上昇しはじめる部分を表している。

直交梁にスタッドがあるかないかにかかわらず、柱に最短距離にある鉄筋の最大ひずみは約0.15％であり、ほぼ降伏ひずみに達している。しかも、これは梁破断後に負曲げ抵抗が発生する状態のときであり、当初予想した図－1(a)のメカニズムが成立していることが

(a) 上下フランジの破断 (b) 負曲げによる下フランジのメタルタッチ

写真－1 梁端破断状況

図－7 床スラブのひび割れ状況

確認できる。

柱からもっとも離れた位置すなわち計算上の有効幅から2倍離れた位置における鉄筋のひずみは、2つの試験体ともに最大で約0.10％であり、柱に近接した鉄筋の2/3程度のひずみレベルに達している。床スラブに面外曲げ抵抗が生じる範囲はかなり広がるようである。

図—8 鉄筋のひずみ履歴

図—9 直交梁のねじり

図—10 直交梁の端部におけるフランジのひずみ履歴

4.2 直交梁によるねじり抵抗

図-9(a)に示すように、床スラブには面外曲げ抵抗があるのでスタッドで緊結された直交梁はねじられる。すると、材端が柱に溶接で固定されている直交梁には反りねじりモーメントが発生し、これによってH形断面をしている直交梁のフランジにはウェブの左右で逆向きの直応力度が生じる。これを検出するために、直交梁には前出図-5の伏図に示すように、ひずみゲージをフランジに貼付してある。このひずみ値を骨組の変位に対してプロットしたのが図-10(a), (b-1,2)である。

まず、図(a)の直交梁にスタッドのある試験体1を見ると、相当大きな直ひずみが発生している。下フランジのゲージ番号G80, G79の最大ひずみは引張1.6%・圧縮1.2%にも達し、反りねじりによって直交梁端部の下フランジは完全に降伏していることがわかる。しかも、この状態は図に矢印で示すように梁端の破断が下フランジからウェブまで進行し正曲げ抵抗が失われたときに起こっている。これは、梁の正曲げ抵抗が失われると、梁と合成されているスラブも除荷されフラットになろうとするが、直交梁が柱と同じ傾き角を持っているので、スラブと直交梁の変形が適合しようとするために両者にモーメントの伝達が生じるからである。このことは当初予想していた図-1(b)のメカニズムが成立していることを示している。

試験体1において、直交梁のねじりがもたらす水平抵抗は次のように推定できる。柱の左右の梁端の下フランジとウェブが破断してクラックが開いた状態では載荷方向梁による水平抵抗がほとんど失われるので直交梁のねじり抵抗のみが現れると考えられる。その状態は前出図-6(a)の⑥～⑦の間である。その間、水平変形の増大に伴って(すなわち柱の倒れ角の増大に伴って)直交梁のねじり抵抗が増えていると考え、破断した梁がメタルタッチとなる直前の⑦で約40kNの水平抵抗を発揮していることになる。メタルタッチ後は負曲げ抵抗が加算され、その最大耐力が約120kNであるので、負曲げ抵抗の分担は約80kNとなる。今回の試験体では負曲げ抵抗のほうが大きいようであるが、両者を分離することは難しい。参考に、直交梁のねじりがもたらす最大水平耐力を、直交梁の上下フランジが $\sigma_y/\sqrt{3}$ で全断面せん断降伏するときで見積もると、次式により約70kNとなる。これが上限であろう。

$$\frac{A_f \times (\sigma_y/\sqrt{3}) \times h}{H} \times 2 = 68 \text{ kN}$$

A_f は片側フランジの断面積で125×9mm²、 σ_y は降伏応力度で262 N/mm²、 h は上下フランジの中心間距離で241mm、 H は柱の変曲点高さで1200mmである。

次に、図(b-1), (b-2)の直交梁にスタッドのない試験体2を見ると、最大ひずみは引張・圧縮で0.1%前後であり、スタッドのある試験体よりは小さいが、応力は降伏応力に近いレベルまで達している。スタッドがない場合にはスラブと直交梁の間でモーメントの伝達が生じないように思われるが、実験途中の観察によると、図-9(b)のようになっており、柱の倒れに伴って傾く直交梁の上フランジが床スラブを押し上げるため、直交梁にねじりが生じる。これが、フランジのひずみとして検出されたと考えられる。

4.3 梁端破断後の耐力評価

上で観察された床スラブによるバックアップのメカニズムに基づ

いて、梁が破断した後の耐力を評価してみる⁷⁾。このとき、表-4のように状況を分類する。状態を表す3つの数字は、順番に上フランジ、ウェブ、下フランジの状況を表し、0が破断していない健全な状態または破断後にクラックが閉じてメタルタッチになっている状態を表し、1が破断してクラックが開いている状態を表す。

次の仮定を設けて梁端に破断が生じた合成梁の全塑性曲げモーメントを計算する。

- 1) 床スラブの有効幅は学会指針で計算される値を採用し、損傷状況にかかわらず一定とする。
- 2) 鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブで成る合成梁はひずみの平面保持が成り立つ。
- 3) 鋼材(H梁と鉄筋)およびコンクリートは完全弾塑性材料とし、その降伏強さはそれぞれ引張試験による降伏強さと圧縮試験による圧縮強さ×0.85とする。
- 4) 床スラブの有効幅の中にある鉄筋は引張では常に有効、圧縮ではコンクリートが破壊するまで有効に作用する。
- 5) コンクリートは圧縮のみに作用するが、引張ひずみが生じた後あるいは圧縮ひずみが0.5%を超えた後は破壊したとみなし圧縮に対して効かなくなるものとする。
- 6) 梁端が破断してクラックが開いているときは、その部分を無効とするが、メタルタッチとなると圧縮に対して有効に作用するものとする。
- 7) 水平耐力の計算には載荷方向の梁が破断後に発揮する水平耐力のみを考慮することとし、直交梁のねじりがもたらす水平耐力はこれに含まれるものとする。

この仮定に基づいて算定された合成梁の全塑性モーメントを表-5に示す。今回の試験体では柱の左右が正曲げと負曲げになるので、これを考慮して試験体の全塑性水平耐力を梁端の損傷状況に応じて計算し、実験で得られた荷重-変形関係に重ねて描いたのが図

表-4 梁端の破断状況の分類

破断記号	上フランジ	ウェブ	下フランジ
000	○	○	○
001	○	○	×
010	○	×	○
011	○	×	×
100	×	○	○
101	×	○	×
110	×	×	○
111	×	×	×

(○: 非破断またはメタルタッチ, ×: 破断)

表-5 破断状況に応じた梁の全塑性モーメント値 M_p

破断記号	正曲げ		負曲げ
	(コンクリート破断前)	(コンクリート破断後)	
000	162.2	82.6	117.7
001	74.6	33.4	48.9
010	114.0	71.4	87.1
011	23.6	0.7	15.2
100	146.0	33.9	89.3
101	55.0	11.2	46.2
110	95.0	0.7	71.6
111	3.9	(耐力なし)	6.2

(単位: kN・m)

(a) 試験体 1

(b) 試験体 2

図-11 梁端破断後の耐力評価 (実験値と計算値の比較)

11(a), (b)である。計算で求めたものは全塑性耐力であるので、それを繋げた荷重-変形線図は図の実線で示すように階段状となる。損傷が発生する変形すなわち横座標位置は現在の知見では求めることができないので、実験での観察点に合わせてあり、負荷と除荷の剛性も実験カーブに添って描いている。したがって、耐力のレベル(図の水平太実線)だけが実験との比較対象となる。これによると、各損傷状態における耐力の計算値は実験値と比較的よく合っており、破断後の床スラブによるバックアップのメカニズムが基本的には定量化されたと考えられる。

5. 結論

鉄骨ラーメン構造において、地震水平力によって梁端が破断したあとの床スラブを含んだ耐力の発現機構について実験を行ったところ次のことがわかった。

- 1) 梁端が破断したあと、負曲げ側では下フランジのき裂が閉じて柱と接触し圧縮抵抗が生まれる。それと同時に、床スラブ内の鉄筋は引張抵抗を発揮する。両者が偶力をなし、梁端破断後も水平力に対してモーメント抵抗が発現する。
- 2) 床スラブの面外曲げ抵抗は直交梁のねじりモーメントを生み、これが柱に伝わることによって、骨組の水平抵抗が生まれる。
- 3) 梁端破断の状態に応じて決まる合成梁の正曲げおよび負曲げの全塑性耐力を用いて骨組の水平耐力を計算した。これには直交梁のねじり抵抗は含んでいないが、結果的には実験値を比較的良好な精度で予測できた。ただし、骨組の状況(例えば、直交梁と載荷方向梁の断面サイズのバランスや直交梁と床スラブ厚とのバランス等)によっては耐力の評価精度が異なってくる可能性があるため、載荷方向梁と直交梁との耐力分担についてさらに検討が必要と考えられる。

今回の研究では、梁端が破断した後の床スラブのバックアップの仕組みがわかっただけで、それが骨組の地震応答挙動や耐震安全性

にどの程度関わるかについては不明である。今後の課題としたい。

謝 辞

本研究におけるスラブ付き骨組の載荷実験は東京大学工学部附属総合試験所大形構造物試験室の試験台で行った。同試験室は2000年9月をもって廃止され、この実験が最後となった。長年にわたり実験を支援して下さいました試験室技官の伊藤俊男・掛川保富両氏に謝意を表します。また、この研究にあたって、文部省科学研究費基盤研究A「高層建築鉄骨の脆性破壊の防止技術に関する研究」(研究代表者：桑村 仁)の補助を受けた。

参考文献

- 1) 桑村 仁：破断する建築骨組の地震応答と崩壊を防止する対策, 日本建築学会関東支部シンポジウム『鉄骨構造の耐震安全性向上を目指して』, pp. 17-24, 1998.3
- 2) 桑村 仁：鉄骨の脆性破断に対する当面の対策技術, 日本建築学会大会・パネルディスカッション『鉄骨の破断現象はどこまで解明されたか、当面の対策技術』, pp.95-111, 2000.9
- 3) 日本建築学会：『阪神・淡路大震災調査報告(建築編-3)』, 1997.10, 丸善
- 4) 桑村 仁, 伊山 潤, 松井康治：鉄骨の脆性破断に及ぼす材料靱性と板厚の影響—鉄骨破断に関する研究 その1—, 日本建築学会構造系論文集, No. 525, pp.109-116, 1999.11
- 5) 桑村 仁, 高木直人, 松井康治：鉄骨の脆性破断に及ぼす溶接入熱の影響—鉄骨破断に関する研究 その2—, 日本建築学会構造系論文集, No. 531, pp.157-164, 2000.5
- 6) 伊山 潤, 桑村 仁：地震に対するフェイルセーフ構造, 日本建築学会構造系論文集, No. 507, pp.29-34, 1998.5
- 7) 杉田朋哉, 桑村 仁：鉄骨梁の脆性破断に及ぼす RC 床スラブの合成効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), No. 22256, pp.511-512, 2000.9

(2000年12月10日原稿受理, 2001年4月18日採用決定)