兵庫県南部地震の被災建築物における柱梁部材の材質変化 に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE CHANGE OF PROPERTY OF BEAM AND COLUMN OF THE STEEL STRUCTURE WHICH WAS SUFFERED BY HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

中込忠男*¹, 青木博文*², 杉本浩一*³, 大林郁良*⁴
Tadao NAKAGOMI, Hirohumi AOKI, Kouichi SUGIMOTO
and Ikurou OHBAYASI

In Hyogoken-Nanbu earthquake which occurred in January, 1995, a lot of steel structures brittle fractured. It is necessary to make relation between the brittle fracture, the plastic strain record and the property change clear to prevent the occurrence of the brittle fracture.

In this study, it carried out the investigation of the damage situation about some steel structure which was suffered by Hyogoken-Nanbu earthquake. Also, it gathered test pieces from the steel structure and it carried out Charpy impact test, Vickers hardness test and tensile test. It made the situation of the property change clear as the result. Also, it made relation between the plastic strain record and the property change clear.

Keywords: HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE, plastic strain, brittle fracture, mechanical tests, changes of properties,

兵庫県南部地震、塑性歪、脆性破壊、材料試験、材質変化

1. はじめに

1995年1月17日、淡路島北東約3km、深さ20kmを震源とする、兵庫県南部地震が発生した。マグニチュード7.2、震度は7を記録し、神戸を中心に被害は多方に及び、建物・家屋の倒壊、火災の発生、鉄道・道路の寸断、ライフラインの壊滅等により約6,400人の死者を出す大惨事となった。建築物の被害も一般住宅やRC造を中心に相当数に及び、鉄骨構造物も例外ではなく、研究の段階でその発生が危惧されていた^{1),2)}脆性破壊が発生したものが数多く見られた。これまでの研究成果から、柱梁溶接接合部の変形能力を向上させるためには脆性破壊の発生を防止する必要があることがわかっている^{3),4)}。脆性破壊の発生要因としては溶接接合部の靱性、梁端溶接部のスカラップの存在とディテール^{5),6),7),8),9)}、裏当て金やエンドタブの組立溶接、パス間温度や入熱量などの溶接条件¹⁰⁾、ひずみ速度の影響^{11),12),13),14),15)}、柱軸力の影響^{3),4),16)}などが挙げられると報告されている。これらの発生要因が複雑に絡み合って柱梁溶接接合部の変形能力が決定される。これらの中で使用鋼材の材質という点について考えると、塑性歪履歴を受けると鋼材の材質が劣化するのは明らかであり、この点を考えた上で使用鋼材の材質の基準を考える

必要がある。

鉄骨建築物に用いられる鋼材の力学的性能や破壊靱性について、これまでにいくつかの研究がなされている^{17),18),19)}。青木・中込・矢部らは、熱間矯正法による靱性劣化に関する研究を行なっている^{20),21)}。藤本、青木、中込らは電炉広幅平鋼および電炉厚鋼板(SM490A)を用いた柱・梁接合部に関する実験を行ない、その破壊性状と素材特性の関係を検討している^{22),23),24),25)}。その結果、使用鋼材の0℃吸収エネルギーが70J以上であれば破壊しにくくなると報告している。ここで現在の規格に比べて非常に大きな値を示すのは、破壊するまでに与えられる塑性歪によって鋼材の材質が大きく劣化するためと考えられる。したがって、塑性歪による鋼材の材質変化状況を把握する必要がある。

中込・青木らは、単調引張載荷によって塑性歪を受けた鋼板の各種材料試験を行い、塑性歪を受けた鋼材は処女材に比べて靱性が大きく低下することを報告している²⁶⁾。また、実際の地震によって受けると思われる、繰返し塑性歪によるSM490A鋼板の材質劣化について実験的に検討し、近似式を用いて塑性歪と材質劣化の関係を示している²⁷⁾。

*¹ 信州大学工学部社会開発工学科 教授・工博

*² 横浜国立大学工学部建設学科 教授・工博

*³ 榊大林組 技術研究所

*⁴ 信州大学工学部社会開発工学科 大学院生
(現、旭化成工業株式会社・工修)

Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Shinshu Univ., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Yokohama National Univ., Dr. Eng.

Technical Research Institute, Obayashi Corporation

Graduated Student, Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Shinshu Univ. (Presently Asahi Chemical Industry, M. Eng.)

長谷川は兵庫県南部地震で被災した鉄骨建築物について弾塑性応答解析を行い、破断状況と比較検討しながら実際にどのような入力があったかなどを明らかにしている²⁸⁾。また、青木・鈴木らは床スラブの影響を考慮し、地震力を受けた場合の梁端ひずみの挙動を数値解析により明らかにしている²⁹⁾。

本研究では、長谷川および青木らが解析対象とした5階建て鉄骨ラーメン構造建築物から素材試験片を採取し、材質の変化状況から柱梁接合部がどのような履歴を受けて破壊に至ったのかを明らかにする。こうした実際の被災建築物に関して、その柱梁接合部の変形状況や歪履歴、入力状況などを調べる研究は行われておらず、建築鉄骨の耐震設計を考える上で大変興味深いことと考えられる。

2. 対象建築物の概要

2.1 建物概要

以下に、建物概要をあげる。建物の形状寸法を、図1に示す。柱梁部材の断面性能を表1、2に示す。

- ・所在地 兵庫県神戸市中央区
- ・階数 地上5階建、地下なし
- ・高さ 18.70m（パラペット上端まで）
- ・延べ床面積 1,624m²
- ・構造種類 鉄骨造
- ・構造形式 2方向ラーメン構造
- ・主要構造部使用材料 梁-H形鋼、柱-角形鋼管（SS41）
- ・基礎形式 杭基礎 450φ・B種AC杭
- ・柱梁接合部 スカラップ（ $r=40$ ）を有す工場型溶接 通しダイアフラム形式

建物は地上5階建てで、南北方向に4スパン、東西方向に2スパンの2方向ラーメン構造で、事務所ビルとして使用されていた。主要構造部使用鋼材はSS41で、柱梁接合部は梁スカラップを有するブラケットタイプの工場溶接である。

2.2 被害状況

建物の被害状況は、H形鋼を用いた梁については、南北方向のスカラップ近傍の下フランジで破壊が多くみられ、2、3階床梁はほとんどすべて、4階床梁は所々で脆性破壊もしくは延性破壊を起こしていた。東西方向の梁は、2、3階床梁で多少の塑性変形が見られた程度で、ほとんど被害は見られない。角形鋼管の柱は、3階柱頭部で所々局部座屈が見られただけであった。南北方向ラーメンにおける被害状況を確認できた範囲で図2に示す。

脆性破壊はすべて梁スカラップ端部を起点として発生したと思われる。スカラップ端部と裏当て金の組立て溶接接端部が重なるような存在しており、過去に行われた実大実験からも破壊しやすい条件であったことがうかがえる。この事からも、スカラップ端部と重なるような位置では裏当て金の組立て溶接を行なうべきではないことが再確認された。図3に破断位置の詳細を示す。図中の距離は素材試験片採取位置を示すものである。しかし、脆性破壊した梁においても、はっきりと降伏線が入っているのが確認でき、十分な塑

図1 被災建築物の形状

表1 梁の断面形状

記号	部材断面
a	H-496×199×9×14
b	H-500×200×10×16
c	BH-500×225×9×16
d	H-596×199×10×15
e	H-600×200×11×17
f	BH-600×250×200×12×16
g	H-606×201×12×20
h	BH-600×250×200×12×19
i	BH-600×275×200×12×19

表2 柱の断面性能

階	C1	C2
5	□-350×12	□-350×12
4	□-350×12	□-350×12
3	□-400×12	□-400×12
2	□-400×16	□-400×16
1	□-400×19	□-450×16
5	□-350×12	□-350×12
4	□-350×12	□-400×12
3	□-400×12	□-400×16
2	□-400×16	□-400×19
1	□-450×19	□-450×22

A通り

B通り

C通り

BF : 梁フランジ脆性破壊
DF : 梁フランジ延性破壊
■ : 柱局部座屈

図2 被害状況

図3 破断位置詳細

表 3 試験片採取部材の化学成分

試験体	化学成分 (%)													
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Sn	Ni	V	Mo	Nb	B	Pb
2 階床梁	0.199	0.20	0.49	0.019	0.005	0.00r	0.008r	0.003	0.014	0.004	0.002r	0.000	0.0000	0.000
3 階床梁	0.194	0.20	0.42	0.016	0.007	0.00r	0.005r	0.003	0.011	0.002	0.003	0.000	0.0000	0.000
4 階床梁	0.186	0.20	0.42	0.014	0.006	0.00r	0.006r	0.002r	0.009	0.004	0.002r	0.000	0.0000	0.000
1 階柱	0.079	0.27	0.72	0.016	0.015	0.24	0.070	0.018	0.067	0.003r	0.019	0.001r	0.0004r	0.002r
2 階柱	0.124	0.01	0.91	0.015	0.004	0.00	0.011	0.002	0.013	0.002r	0.003	0.000	0.0000	0.001r
3 階柱	0.125	0.02	0.90	0.015	0.004	0.01r	0.012	0.002	0.013	0.002r	0.002	0.000	0.0000	0.001r

性変形の後に脆性破壊したものと思われる。これは、崩壊しない程度に部材を破断させることで建物全体の崩壊を防ぐという、現行の耐震設計法の基本方針を十分に満足した建物であったと言える。

建物は、南北方向に細長い 2×4 スパンの構造物であるため、2 スパンの東西方向よりも 4 スパンの南北方向の方が剛性が高いはずである。しかし、調査によると南北方向の梁に大きな被害が生じているため、建物は南北方向の外力を受けたと予想される。

他の鉄骨造建築物においてもこのような脆性的な破断が数多く見られたが、施工不良などを原因としたものを除けば、RC 造や木造住宅などのように崩壊や倒壊して人身に被害が出るようなことは見られなかったことから鉄骨構造物の耐震性の高さがうかがえる。

3. 試験概要

3.1 試験片の採取

被害の状況からみて、大きな変形を受けたと考えられる 2 階から 4 階床梁を含む 3 箇所の柱梁接合部を、柱・梁ともに接合部から約 1 m 離れた位置まで採取した。図 1 に取り出した柱梁接合部及び近傍の柱梁部材の位置を示す。

取り出した柱梁接合部近傍の柱梁部材から、ビッカース硬さ試験片、シャルピー衝撃試験片、引張り試験片をそれぞれ歪を受けていないと考えられる位置まで連続的に L 方向に採取した。建物は南北方向に入力があったと思われるので、南北方向ラーメンについて検討を行なう。したがって、試験片は南北方向の H 形鋼梁フランジ及びの角形鋼管柱の南北平行面から採取した。2、4 階床梁は、柱に対して北側の梁から、3 階床梁は北側の梁で座屈が激しく試験片の採取が困難であることから、南側の梁から採取した。

3.2 使用鋼材の化学成分

材料試験片を採取した部材の化学成分を調査した結果を表 3 に示す。Cu などの成分を見ると、1 階柱だけが電炉鋼で、他の部材は全て高炉材であると考えられる。また、Si を見ると 2、3 階柱の含有率が 0.01% と小さい。

4. 試験結果

4.1 引張試験結果

引張試験片の形状寸法を図 4 に示す。荷重は、250kN 万能試験機を用い変位速度 1mm/min の変位制御とした。引張り試験結果の概要を表 4 に示す。ここでの距離は、図 3 に示すように溶接止端部を原点とした試験片中央までの距離である。

梁においては、梁端部近傍で降伏応力、最大応力の上昇、一様伸びの減少等の力学的性能の変化が顕著に見られるが、柱では変化は

図 4 引張試験片形状

表 4 引張試験結果の概要

	距離 (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	$\frac{\sigma_y}{\sigma_u}$	ϵ_u (%)	ϵ_f (%)	ϕ (%)
2 階床梁 上フランジ	99.5 800	375.0 310.7	493.4 380.6	0.76 0.65	13.9 23.5	32 42	59 61
2 階床梁 下フランジ	99.5 800	328.6 293.6	501.2 471.6	0.66 0.62	10.1 23.6	27 41	28 61
3 階床梁 上フランジ	99.5 800	349.3 313.2	490.6 470.1	0.71 0.67	12.3 24.2	29 40	61 61
3 階床梁 下フランジ	99.5 800	406.4 297.5	498.1 456.4	0.82 0.65	10.9 24.6	28 41	59 62
4 階床梁 上フランジ	99.5 800	301.8 300.4	462.8 462.6	0.65 0.65	21.7 23.3	41 39	61 60
4 階床梁 下フランジ	99.5 800	317.9 291.8	476.1 461.4	0.67 0.63	13.2 23.8	29 39	60 61
1 階柱頭 北側面	103.5 888.5	309.6 309.4	438.5 439.8	0.71 0.70	24.7 23.6	46 47	68 68
1 階柱頭 南側面	103.5 888.5	301.7 310.4	432.2 442.9	0.70 0.70	24.5 24.0	45 46	68 69
2 階柱頭 北側面	103.5 888.5	379.6 351.8	438.8 434.7	0.87 0.81	21.0 19.8	44 44	71 70
2 階柱頭 南側面	103.5 888.5	357.1 363.6	437.9 430.4	0.82 0.84	16.6 17.5	40 40	71 70
3 階柱頭 北側面	103.5 888.5	(229.3) 347.1	(437.1) 421.8	(0.52) 0.82	(21.7) 19.7	(41) 44	(70) 71
3 階柱頭 南側面	103.5 888.5	(236.4) 320.3	(426.3) 425.	(0.55) 0.75	(19.7) 22.7	(39) 44	(70) 71

注) ()は採得位置が局部座屈していたため参考値として示す。

ϵ_u : 一様伸び ϵ_f : 破断伸び ϕ : 絞り

ほとんど見られなかった。接合部からの距離と降伏応力、引張強さ、一様伸びの関係を図 5、6 に示す。

2 階床梁上下フランジと 3 階床梁上フランジでは、材質の変化が 300mm 程度であるのに対して、3 階床梁下フランジでは 450mm 以上となっており、塑性域が最も広がっている。4 階床梁上フランジでは梁端部に最も近い位置でのみ、材質の変化が見られる。3 階床梁下フランジで最も材質の変化が大きく、降伏応力は約 70N/mm²、引張強さは約 40N/mm² の上昇、一様伸びは約 14% の低下が見られる。一様伸びの低下量は、その鋼材が受けたスケルトン歪に対応すると考えられるため、2,3 階梁下フランジの梁端部では地震による繰返し力によって 14%以上の非常に大きなスケルトン歪を受けたことが推測できる。

4.2 ビッカース硬さ試験結果

硬さ試験片は 2,3,4 階南北床梁の上下フランジ及び 1,2,3 階箱型断面柱の南北平行面において、柱梁接合部から塑性歪を受けていないと考えられる位置まで、梁幅中央付近を切れ目のないよう連続的に

図5 降伏応力・引張強さ・一様伸びと梁端接合部からの距離(上フランジ)

図6 降伏応力・引張強さ・一様伸びと梁端接合部からの距離の関係(下フランジ)

図7 梁フランジのビッカース硬さと梁端接合部からの距離の関係

に採取した。打点は、LZ断面に試験荷重 1kgfで行なった。

ビッカース硬さ試験結果も引張試験と同様、柱は材質の変化がほとんど見られなかった。梁端部からの距離とビッカース硬さの関係を図7に示す。歪を受けていないと考えられる位置での硬さは約150HVであり、柱梁接合部に近付くにつれて硬化が進んでいる。最も硬さが増加したのは、脆性破壊が見られた2,3階床梁下フランジで、梁端部付近で硬さが200HV以上の値を示し、約50HVの上昇が見られた。硬さが上昇している範囲は、2階床梁が梁端部から約300mmの間であるのに対し3階床梁は約500mmとなっている。

引張試験結果、ビッカース硬さ試験結果ともに2,3階床梁フランジでは材質の変化が顕著に見られ、大きな入力による十分な塑性変形の後に脆性破壊したものと考えられる。

4.3 シャルピー衝撃試験結果

2,3,4階南北梁梁の上下フランジ及び1,2,3階箱型断面柱の南北平行面において、柱梁接合部から塑性歪を受けていないと考えられる位置まで、梁フランジは8箇所、柱平行部は9箇所から試験片を採取した。試験片はJIS4号Vノッチ試験片を用いた。試験片はフランジ表面側にノッチを取り、フランジ表面に近い位置から採取した。遷移曲線は式(3.1)、(3.2)より求めた。

$$vE = vE_{shelf} \{1 + \tanh \alpha (T - Tre)\} / 2 \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

$$B = 50 \{1 - \tanh \beta (T - Trs)\} \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

vE : 吸収エネルギー(J) vE_{shelf} : シェルフエネルギー(J) α : 係数

Tre : 吸収エネルギー-遷移温度(°C) B : 脆性破面率

表5 シャルピー衝撃試験結果の概要

	距離 (mm)	vE_{shelf} (J)	vE_0 (J)	$vTre$ (°C)	$vTrs$ (°C)	vBo (%)
2階床梁 上フランジ	39.5 800	157.5 176.1	10.5 106.3	29.6 -5.0	31.9 -4.4	100.0 36.6
2階床梁 下フランジ	39.5 800	179.4 187.8	48.2 94.8	37.6 -0.4	38.3 1.5	83.2 52.3
3階床梁 上フランジ	39.5 800	155.6 164.2	44.0 120.7	21.1 -8.3	23.7 -4.1	79.2 35.7
3階床梁 下フランジ	39.5 800	146.9 167.9	18.4 125.7	40.5 -11.2	46.5 -8.2	95.4 26.0
4階床梁 上フランジ	39.5 800	156.4 164.4	111.4 121.0	-12.3 -15.1	-6.1 -8.3	41.1 35.8
4階床梁 下フランジ	39.5 800	160.7 166.7	63.2 123.0	10.9 -14.5	14.7 -11.0	69.6 19.8
1階柱頭 北側面	43.5 888.5	220.9 218.9	202.5 211.6	-38.7 -48.5	-35.9 -43.9	5.2 3.4
1階柱頭 南側面	43.5 888.5	229.2 245.6	223.7 226.1	-43.0 -39.1	-41.6 -39.0	0.2 1.0
2階柱頭 北側面	43.5 888.5	297.9 290.0	266.8 289.0	-13.6 -25.8	-15.4 -31.0	8.1 0.0
2階柱頭 南側面	43.5 888.5	288.8 295.5	259.9 257.5	-15.8 -8.8	-16.6 -10.8	6.8 8.8
3階柱頭 北側面	43.5 888.5	289.0 300.9	288.9 280.0	-26.4 -28.5	-31.0 -36.0	0.0 0.4
3階柱頭 南側面	43.5 888.5	286.1 296.3	262.1 270.6	-15.2 -15.0	-16.8 -17.4	6.6 6.1

vE_{shelf} : 上部棚吸収エネルギー vE_0 : 0°C吸収エネルギー $vTre$: 遷移温度

$vTrs$: 破面遷移温度 vBo : 0°C破面率 β : 破面係数 Trs : 脆性破面遷移温度

シャルピー衝撃試験結果の一覧を表5に示す。表中の距離は梁端部からノッチ位置までのものとする。すべての部材で塑性歪を受けていないと考えられる位置の0°C吸収エネルギーが90J以上となっており、十分な靱性を示していると考えられる。しかし、脆性破壊

図8 エネルギー遷移温度・破面遷移温度と梁端接合部からの距離の関係（上フランジ）

図9 エネルギー遷移温度・破面遷移温度と梁端接合部からの距離の関係（下フランジ）

が見られた2,3階床梁フランジの遷移温度が、柱や4階床梁に比べて低い靱性を示している。この事が脆性破壊を起こした要因の一つと考えられる。また、梁フランジにおいて、柱梁接合部に近づくにつれて靱性の劣化が顕著に見られる。柱は、1,2,3階とも靱性の劣化がほとんど見られない。接合部からの距離とエネルギー遷移温度、脆性破面遷移温度の関係を図8、9に示す。

2,3階床梁フランジでは、塑性歪を受けていないと考えられる位置に比べて梁端部近傍では遷移温度が30～50℃上昇しており、梁端部から400mm程度までの間で遷移温度の上昇が顕著に見られる。このことから、十分な塑性変形の後に脆性破壊したものと考えられ、建物全体の崩壊を避けるようなエネルギー吸収能力を持たせるとい、現行の耐震設計方針を十分に満足したものと思われる。3階床梁フランジでは、遷移温度の上昇は梁端部から100mm程度であり、破断した梁に比べ変化量も変化した領域も小さく、大きな塑性歪はを受けていないと考えられる。

梁上フランジと下フランジを比較すると、下フランジのほうが靱性の劣化が著しい。これは、上フランジが床スラブによって拘束されていることが原因と考えられ、2,3階の上フランジが破断しなかったのもこれが原因であろう。

5. 塑性歪による鋼材の硬化

5.1 試験概要

これまでに、引張り試験、硬さ試験、シャルピー衝撃試験を行ないそれぞれの部材の材質の変化状況を把握することはできたが、地震によってどのような入力や歪を受けたのかははっきりしていない。硬さ分布をもとにして歪履歴の状況を推定するために塑性歪を受けた鋼材の硬さの変化状況を調査し、塑性歪と硬さの関係を導き、部材が受けた歪履歴を推定する。

梁フランジの歪を受けていないと考えられる位置から採取した引張り試験片3体を用いて、引張り試験によって塑性歪を与える。

表6 試験結果の一覧

NO.1		NO.2		NO.3	
予歪(%)	HV	予歪(%)	HV	予歪(%)	HV
0	147.6	0	148.8	0	145.7
1.22	148.3	1.27	149.6	1.55	150.4
2.44	158.0	2.21	160.9	2.56	147.7
3.33	164.8	3.14	164.8	3.41	153.3
4.36	174.0	4.04	175.0	4.43	162.8
5.42	176.4	5.10	173.9	5.40	166.0
6.39	179.5	5.59	181.4	6.17	172.7
7.36	188.5	6.74	182.9	7.15	174.9
8.33	182.9	7.79	185.5	8.11	175.7
9.43	194.3	8.80	179.4	9.08	176.2
10.48	197.7	9.81	177.2	9.98	177.9
11.51	199.9	10.80	186.6	10.89	179.5
12.53	197.7	11.78	190.2	11.75	185.1
13.54	196.1	12.82	192.0	12.22	180.1
14.53	197.0	13.74	200.7	12.24	195.8
15.47	204.9	14.71	191.8	—	—
15.91	199.1	—	—	—	—

図10 応力-歪関係とビッカース硬さ (NO.1)

図11 スケルトン歪とビッカース硬さ変化量の関係

表7 梁フランジが受けた塑性歪の推定結果

距離 (mm)	2階床梁				3階床梁				4階床梁			
	上フランジ		下フランジ		上フランジ		下フランジ		上フランジ		下フランジ	
	ΔHV	$e_s(\%)$	ΔHV	$e_s(\%)$	ΔHV	$e_s(\%)$	ΔHV	$e_s(\%)$	ΔHV	$e_s(\%)$	ΔHV	$e_s(\%)$
梁端	38	9	58	24	43	11	53	19	13	3	28	5
40	26	5.0	54	20.1	31	6.2	48	14.7	10	2.3	25	5.0
100	18	3.3	35	7.8	18	3.3	39	9.3	8	2.0	15	2.9
160	14	2.7	27	5.1	12	2.4	34	7.4	7	1.9	9	2.1
220	11	2.3	21	3.8	7	1.9	31	6.3	6	1.8	5	1.7
280	8	2.1	16	3.0	4	1.6	28	5.5	6	1.8	2	1.5
340	7	1.9	12	2.5	1	1.4	26	5.1	5	1.7	1	1.4
452	4	1.7	7	1.9	—	—	24	4.4	4	1.7	—	—

1%の塑性歪を与えるごとに除荷して、ビッカース硬さ試験を行なった。硬さの計測は引張り試験で最大応力を示すまで行なった。引張り試験の荷重速度は1mm/minである。硬さ試験は、ゲージ貼付位置近傍の5点を打点し、その平均値を用いて評価した。

5.2 試験結果

試験結果を表6に示す。図10に応力-歪関係と硬さの関係の例を示す。歪の上昇及び応力の上昇に伴って硬さが上昇している。

引張り試験で与えた歪は、繰返し荷重試験のスケルトン歪に対応している。図11にスケルトン歪と硬さ変化量の関係を示す。これによると、硬さ変化量とスケルトン歪の関係は非常によい相関関係にあり、次式(3)によって表せるといえる。

$$\Delta HV = 21.86 \ln(e_s) - 10.78 \quad \cdots \cdots (3)$$

ΔHV : ビッカース硬さ変化量 (HV)

e_s : スケルトン歪 (%)

6. 地震による塑性歪の推定

式(3)と図7を用いて、梁フランジのシャルピー衝撃試験片採取位置及び引張り試験片採取位置でのスケルトン歪を求める。計算結果を表7に示す。

これによると、2階床梁下フランジの梁端部近傍では約24%、3階床梁下フランジで約19%、4階床梁下フランジでは約5%のスケルトン歪を受けたことが推定できる。24%の歪は、処女材の引張り試験結果の1様伸びとほぼ同じ値であり、非常に大きな塑性変形を受けた後に脆性破壊したことが推定される。

また、ここで求めたスケルトン歪と脆性破面遷移温度変化量の関係をプロットしたものが図12である。これによると脆性破面遷移温度とスケルトン歪の関係は次の近次式(4)で表せることがわかる。

$$\Delta Trs = 17.09 \ln(e_s) - 1.71 \quad \cdots \cdots (4)$$

ΔTrs : 脆性破面遷移温度変化量 (°C)

e_s : 推定スケルトン歪 (%)

7. まとめ

兵庫県南部地震によって被災し、柱梁接合部で脆性破壊などの被害を受けた建築物の柱梁接合部近傍から材料試験片を採取して各種材料試験を行ない、地震による入力と脆性破壊の発生要因、塑性歪による材質変化について検討したところ、次のことが明らかになった。

図12 破面遷移温度変化量とスケルトン歪の関係(SS41)

1. 梁フランジの脆性破壊は、梁ウェブスカラップ底の裏当て金組立溶接部との重畳部を起点としており、スカラップの存在と、裏当て金の連続組立て溶接がH形鋼梁のフィレット部に重なっていたことが原因となって発生したものと思われる。
2. 脆性破壊が見られた2,3階床下フランジでは、材質の変化が著しく、梁端部に最も近い採取可能な位置（シャルピー衝撃試験片は約40mm、引張り試験片は約100mm）の試験片では、シャルピー遷移温度が40から50°C上昇し、降伏応力と引張り強さはそれぞれ約100N/mm²、40N/mm²の上昇、1様伸びは約14%低下、ビッカース硬さは約50HV上昇しており、十分な塑性変形の後に脆性破壊したものと思われる。
3. SS41鋼のビッカース硬さ変化量と鋼材の歪履歴を表すスケルトン歪は近似式(3)に、スケルトン歪と脆性破面遷移温度の関係は近似式(4)によって表せる。
4. 梁端部の歪履歴を推測したところ、2階床梁で24%、3階床梁で19%、4階床梁で5%程度のスケルトン歪を受けたものと考えられる。
5. 柱部材はほとんど材質に変化は見られなかったことから、柱はほとんど塑性歪を受けていないと考えられる。
6. 梁フランジの靱性は0°C吸収エネルギーがほぼ100Jを超えており、十分な靱性を有していたといえる。

《参考文献》

- 1) 加藤勉・森田耕次 「極厚鋼部材の脆性破壊」 日本建築学会論文報告集 第156号 pp1~10 1969.2
- 2) 加藤勉・森田耕次・橋本健一 「極厚鋼部材の脆性破壊(その2)」 日本建築学会論文報告集 第176号 pp11~16 1970.10
- 3) 藤本盛久・橋本篤秀・中込忠男・金鍾洛・松村弘道 「柱はり溶接接合部の破壊特性の検討(その1 厚板鋼板を用いた柱はり溶接接合部の破壊に関する実験的研究)」 日本建築学会構造系論文報告集 第349号 pp81~90 1985.3
- 4) 藤本盛久・橋本篤秀・中込忠男・金鍾洛・松村弘道 「柱はり溶接接合部の力学的性状および破壊に及ぼす影響について(その2 厚板鋼板を用いた柱はり溶接接合部の破壊に関する実験的研究)」 日本建築学会構造系論文報告集 第357号 pp81~88 1985.11
- 5) 中込忠男・矢部喜堂・坂本真一「梁スカラップの有無がH形断面柱に溶接接合されるH形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響」 日本建築学会構造系論文報告集 第432号 pp.51~59 1992.2
- 6) 矢部喜堂・坂本真一・中込忠男「梁スカラップの有無が箱型断面柱に溶接接合されるH形鋼はり端部の力学的性状に及ぼす影響」 日本建築学会構造系論文報告集 第440号 pp.125~132 1992.10
- 7) Yosataka Yabe,Tadao Nakagomi,Shinichi Sakamoto「Rationalization of Steel Structure Welding for Building in Japan—Mechanical Behaviors of Beam-to-Column Welded Joints without Beam Scallops—」 Document for IIW Annual Assembly 1990 in Montreal,Canada,July 1990,XV-728-90
- 8) 中込忠男・藤田哲也 「角形鋼管柱に通しダイアフラム形式で溶接接合される圧延H形鋼梁端部の力学的性能(梁スカラップの有無および形状と目違いが破壊性状に及ぼす影響)」 日本建築学会構造系論文報告集 第455号 pp.187~196 1994.1
- 9) 中込忠男・藤田哲也・南圭祐・李建・村井正敏 「柱梁溶接接合部におけるノンスカラップ工法梁端ディテールに関する実験的研究」 日本建築学会構造系論文報告集 第498号 pp.145~151 1997.8
- 10) 中込忠男・矢部喜堂・金本秀雄・横山重和・軽部正彦 「鋼構造溶接接合部における溶着金属の強度に及ぼすバス間温度の影響に関する検討」 構造工学論文集 Vol.36B pp333~340 1990.3
- 11) 藤本盛久・難波恒夫・中込忠男・佐々木聡 「地震力を受ける単一山形鋼筋 κ の高速引張実験 地震時の衝撃的荷重による鋼筋 κ の破断に関する実験的研究」 日本建築学会構造系論文報告集 第389号 pp32~40 1988.7
- 12) 中込忠男・土橋博明 「高速載荷による溶接T継手の変形能力と破壊性状に関する実験的研究」 JCOSAR 論文集 pp495~500 1987
- 13) FUJIMOTO Morihisa,NANBA Tsuneo,NAKAGOMI Tadao,SASAKI Satoshi 「STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY OF STEEL BRACE UNDER HIGH-SPEED LOADING」 9WCEE PROCEEDINGS Vol. IV 1988.Tokyo-Kyoto,JAPAN
- 14) NAKAGOMI Tadao,TSUCHIHASHI Hiroaki 「 FRACTURE AND DEFORMATION CAPACITY OF A WELDED T-SHAPE JOINT UNDER DYNAMIC LOADING」 9WCEE PROCEEDINGS Vol. IV 1988.Tokyo-Kyoto,JAPAN
- 15) 中込忠男・山田丈富・中野秀二・岡希光・的場耕・村井正敏 「高速載荷による柱梁溶接接合部の力学的性能に関する実験的研究」 日本建築学会構造系論文報告集 第499号 pp115~122 1997.9
- 16) 中込忠男・見波進・新井聡・大野京子 「柱梁接合部の脆性破壊に及ぼす柱軸力に関する研究」 日本建築学会構造系論文報告集 第486号 pp.125~pp.132 1996.8
- 17) 中込忠男 「建築鉄骨の現状とその要求性能」 日本鉄鋼協会講演論文集 討52 Vol.4 No.3 1991
- 18) 藤本盛久・青木博文・中込忠男・寺田貞一・脇山広三 「電炉広幅平鋼(SM50A)の素材及び溶接部の力学的性能」 日本建築学会構造系論文報告集 第415号 pp89~103 1990.9
- 19) 青木博文・村田耕司 「構造用鋼材の降伏点、引張強さおよび降伏比に関する統計的調査」 日本建築学会論文報告集 第335号 pp157~166 1984.1
- 20) 青木博文・中込忠男・矢部喜堂・古藤凱生・山本美佐夫 他 「熱間矯正法による鋼材の靱性劣化に関する実験的研究」 日本建築学会大会学術講演梗概集 東北 1991.9
- 21) 青木博文・中込忠男・矢部喜堂・古藤凱生・中根一臣・新井聡 「熱間矯正法が柱梁溶接接合部の耐力、変形能力に及ぼす影響に関する実験的研究」 構造工学論文集 Vol.39B (日本建築学会) 1993.3
- 22) 藤本盛久・青木博文・中込忠男・西沢淳 「電炉広幅平鋼及び電炉厚鋼板(SM490A)を用いた柱・梁接合部の実験」 日本鋼構造協会鋼構造論文集 Vol.1 NO.4 pp127~142 1994.12
- 23) 藤本盛久・青木博文・中込忠男・西沢淳 「電炉広幅平鋼及び電炉厚鋼板(SM490A)を用いた柱・梁接合部の破壊性状と素材特性の関係」 日本鋼構造協会鋼構造論文集 Vol.1 NO.4 pp143~157 1994.12
- 24) 藤本盛久・青木博文・中込忠男・西沢淳 「電炉広幅平鋼及び電炉厚鋼板(SM490A)を用いた柱・梁接合部の塑性変形能力確保のための鋼材の性能」 日本鋼構造協会鋼構造論文集 pp61~72 1995.8
- 25) 藤本盛久・青木博文・中込忠男・西沢淳 「電炉広幅平鋼(SM490A)を用いた柱梁接合部仕口ディテールの改良と塑性変形能力の向上」 日本鋼構造協会鋼構造論文集 pp19~30 1996.9
- 26) 中込忠男・青木博文 「塑性歪を受けた構造用鋼材の力学的性能に関する実験的研究」 日本建築学会構造工学論文集 Vol.38 B 1992.3
- 27) 中込忠男・山田丈富・日高新悟・大林郁良 「繰返し塑性歪を受けるSM490A鋼材の材質劣化に関する実験的研究」 日本建築学会構造系論文報告集 No.489 pp87~94 1996.11
- 28) 長谷川隆 「1995年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨造建築物の弾塑性応答性状」 日本建築学会構造系論文報告集 No.498 pp129~136 1997.8
- 29) 青木博文・鈴木勇 「床スラブの影響を考慮した鋼構造骨組梁端ひずみの挙動」 鋼構造年次論文報告集 第4巻 pp129~134 1996.11

(1997年10月10日原稿受理、1998年3月26日採用決定)