

兵庫県南部地震と米国ノースリッジ地震における 鉄骨造建物柱はり接合部破断現象とその比較

中島 正愛

Behavior and Comparison of Damage to Beam-to-Column Connections of Steel Building Structures Observed in the 1994 U.S. Northridge and 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquakes

By Masayoshi NAKASHIMA

Synopsis

This paper overviews the damage to steel beam-to-column welded connections observed in the 1994 U.S. Northridge Earthquake, and this damage was compared with the damage to steel beam-to-column welded connections disclosed in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake. Comparison was made from the viewpoints of materials, welding, connections details, and structural systems, and it was emphasized that causes that had brought about the damage differed significantly between the U.S. and Japan and the differences stemmed primarily from the design, fabrication, and construction practices characteristic of respective countries.

1. はじめに

1994年1月17日午前4時30分、米国ロサンジェルス近郊を襲ったノースリッジ地震（マグニチュード6.7）は、数多くの建築・土木構造物に甚大な被害をもたらした。しかし、一年を経たいま、「ノースリッジ問題」といえば、ほぼ鉄骨造建物の被害、とりわけ柱はり接合部の破断を指している。その理由は以下のよ

- (1) 過去の地震において大きな被害を受けてこなかった鉄骨造建物への損傷が続出し、鉄骨造建物の耐震性に対する信頼がくずれてしまったこと
- (2) 鉄骨造建物の耐震安全性への過信から、地震による内・外装材の被害を、それに覆われた鉄骨躯体の損傷とは結びつけなかった結果、これら躯体損傷の発見が遅れ、それが「見えない（見えにくい）被害」という言葉でもって社会不安をかきたてたこと
- (3) 被害を受けた鉄骨造建物の多くは10年以内に建設されたものであり、その中には新築や建設中の建物も含まれていたことから、現行の設計基準・施工への期待が裏切られてしまったこと

本論では、まずノースリッジ地震における鉄骨造建物被害の概要を記し、ついでこの被害を受けて始まった米国内での動きを概観する。（ノースリッジ地震における鉄骨造建物被害の詳細については、文献1, 2を参照されたい。）さらに、ノースリッジ地震と兵庫県南部地震による鉄骨造建物の被害状況を比較することから、その類似点と相違点を挙げるとともに、その背景となる日米の設計・製作・施工プラクティスの違いに対しても若干の考察を加える。

2. ノースリッジ地震による鉄骨造建物柱脚部の被害

震源近傍に建つ4層筋違付き鉄骨造建物(カリフォルニア大学ノースリッジ校構内に建つ図書館)が過大な損傷を受けた。この建物は1990年に竣工されたものであるが、筋違架構部分の柱脚部ベースプレートの多くが亀裂・破断を呈し、とりわけ地震力が大きかったと予想される張間方向では、隅柱のベースプレートを除いたすべてのベースプレートに破断が生じていた(Photo 1)。米国では、構造物のじん性に応じて低減される設計地震力に対して許容応力度設計が施されるが、地震時にベースプレートに伝達される引張力を十分に見積もれていなかったのではないかと懸念されている。



Photo 1 Fracture of base plate observed in the 1994 U.S. Northridge Earthquake

3. ノースリッジ地震による鉄骨造建物柱はり接合部の破断

米国西海岸では、Fig. 1に示すような、はりウェブと柱フランジをシェアプレートを通じて高力ボルト接合し、はりフランジを柱フランジと現場で突き合わせ溶接するという方法が、最も一般的な鉄骨造建物柱はり剛接合形式である。このような接合部のはりフランジ溶接部(とりわけ下フランジ溶接部)が、ノースリッジ地震で多数破断した。破断の形態は、Fig. 2に示すように、

- (A) 亀裂が溶接ルート部から始まり、溶接部と柱フランジとのHAZ部に添って進展する形態(Photo 2)
- (B) 亀裂が溶接ルート部から始まり、柱フランジの一部を千切りとする形で進展する形態
- (C) 亀裂が溶接し端部から始まり、はりフランジを貫通する形で進展する形態
- (D) 亀裂が溶接ルート部から始まり、柱フランジを貫通し、それが柱ウェブにまで進展する形態(Photo 3)

の4種類に大別され、このなかでも(A)の様相を呈する破断が多数を占めていた。また破断した接合部で

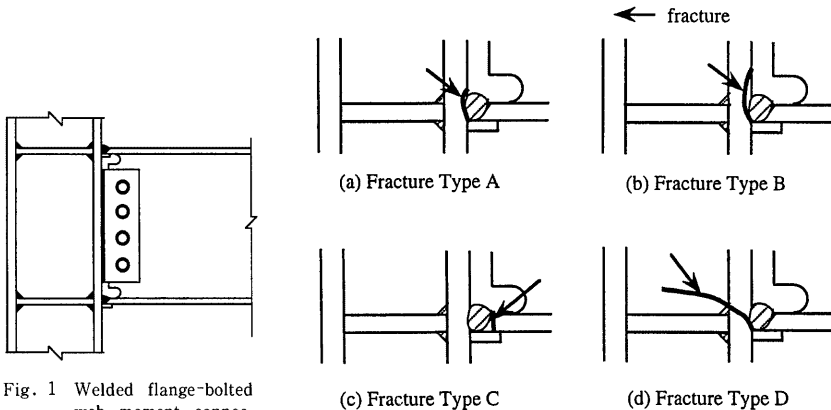


Fig. 1 Welded flange-bolted web moment connection popular in West Coast of U.S.

Fig. 2 Classification of fractures observed in the 1994 Northridge Earthquake



Photo 2 Fracture at end of bottom beam (Type A)



Photo 3 Fracture through column flange and web initiated from end of bottom beam (Type D)

は、はりフランジに局部座屈や塑性化の痕跡はほとんど見られず、柱やはり母材が塑性化するまえに、溶接部もしくはその近傍から脆くも破断してしまったことが特徴的である。このような被害を受けた鉄骨造建物は、1994年10月時点で130件を越すと報告されており、その中には、ほとんどすべての剛接合部に亀裂や破断が生じていたという物件も含まれている。

4. 柱はり接合部破断原因の推測

なぜ柱はり接合部の被害が繰出したのかについて、地震直後は以下の議論が交わされていた。

大きな地震力：建物に投入された地震力が設計用地震力を上回っていた可能性は高く、地震力そのものが大き過ぎたという議論は根強い。Fig. 3は、ノースリッジ地震において観測された二つの地動記録(SylmarとNewhall)に対する擬似弾性加速度応答スペクトル(粘性減衰比=5%)を示したものであるが、とくに固有周期が1秒を超えない範囲において、応答加速度が耐震設計で想定している1gを大きく超えていることがわかる。(ちなみに、日本と同様、米国西海岸でも、大地震の目安として1gの応答加速度を考えている。)なおFig. 3には、先の兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地動記録に対するスペクトルも同時に示してあるが、これから、日米両地震の応答加速度はそれほど違わないことが読

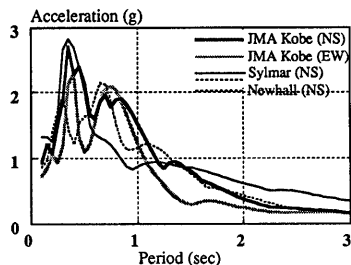


Fig. 3 Pseudo elastic acceleration spectra of ground motion records obtained in the 1994 Northridge and 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquakes

みとれる。

大断面接合部：日本とは違い、米国では剛接骨組 (Moment Resisting Frame) と言っても、全ての接合部が剛接であるわけではなく、設計地震力に耐えうる水平抵抗力を確保できるだけの剛接合部を準備し、その他はすべてピン接合としている。(ちなみに、米国西海岸では、5層以下の低層鉄骨造建物でも、剛接合部柱には、W14 × 257 (およそ400 × 400 × 50 × 30 mm) のようなふ厚い断面を使うことが多い。) 剛接合部を最低限に留めるために (コスト要求)、剛接合骨組部分には大きな断面を付与し、また強度の高い鋼材を使用する傾向が近年強まっているが、この傾向への警鐘として、大断面の溶接性能や高強度鋼材の溶接性能の信頼性に対する疑問が呈された。具体的には、(1)大断面極厚部材の溶接に対する予熱管理、パス間温度管理、(2)Grade 50 鋼材の溶接性能、(3)極厚部材ロール直交方向の引張強度、(4)現場溶接工の技量、などが取り挙げられていた。

接合形式：先にも示したように、米国西海岸における一般的な剛接合形式は、はりフランジを柱フランジに対して突き合わせ溶接し、ウェブはシェアプレートと高力ボルト接合する形式 (Welded Flange-Bolted Web Seismic Moment Connection) である (Fig. 1)。このような接合形式では、繰り返し強制変形を受けるとボルト部ですべりが生じがちで、その結果、曲げモーメントのほとんどが、はりフランジの突き合わせ溶接部だけで抵抗されることとなり、これは溶接部への応力集中を促す。このような応力集中が、はりフランジ溶接部からの亀裂発生への一因であると推測されていた。

鋼材：鉄骨部材や接合部に良好なじん性を付与するための秘訣の一つは、鋼材の降伏比を低く留めておくことである。しかし近年供給される鋼材は、一般に降伏応力が大きくまた降伏比も高い。米国のある統計によれば、20年前の鋼材の降伏比平均が0.58 (A 36), 0.64 (A 572 : Grade 50) であったのに対し、今の鋼材の降伏比平均が0.70 (A 36), 0.76 (A 572 : Grade 50) へと、それぞれ上昇している。公称値よりも相当大きな降伏応力と降伏比を有する鋼材の使用が、はりフランジ溶接部への過大な応力集中を促し、亀裂・破断へと進行してしまっただけではないかと考えられた。

溶接：先にも記したように、はりフランジ溶接部亀裂の多くは、はり下フランジ突き合わせ溶接のルート部から発生した。裏当て金があるために、ルート部に溶接欠陥が生じやすいこと、また溶接部はノッチが入ったような断面形態になっており、それが早期破断の元凶の一つではないかと懸念された。またノッチの存在による亀裂の発生と進展さらに破壊は、外力の作用速度が大きいほど促進されるという事実から、準静的加力実験と動的加力実験の違いも議論の対象となっていた。

次に亀裂が主にはり下フランジに生じていた理由として、

- ・床スラブとの合成効果によって、上フランジに生じる引張力は相対的に小さい
- ・下フランジでは、ウェブが邪魔になり溶接が難しい (スカラップの直下で溶接を中断するので、フランジ中央部に溶接欠陥が生じやすい)
- ・下フランジ下面が溶接のルート部と一致するので溶接欠陥が生じやすい部分が最も大きな引張力を受ける
- ・下フランジではウェブが邪魔になり、超音波探傷試験がやりにくく、また欠陥も見つかりにくいことなどが指摘されている。

また最近の溶接では、FCAW (Flux Cored Arc Welding) のなかでも、溶接時間を節約するために、「High deposition rate electrode [0.120" diameter E70T-4]」が多用される傾向にある。このような溶接では欠陥が生じやすいのではないかと真剣に議論された。

5. ノースリッジ地震後の米国の活動

前節で示したように、ノースリッジ地震による柱はり接合部被害を、ある単一の原因に求めることは難しく、(1)鋼材の性質、(2)溶接の性能、(3)接合詳細、(4)構造システム、などにかかわるさまざまな要因が錯

綜していたことは言うまでもない。これら要因と被害の相関を明らかにし、そしてより耐震的な鉄骨造建物を世の中に提供するために、米国科学財団 (NSF) ノースリッジ特別研究, SAC 共同研究 (SEAOC-ATC-CUREe Joint Venture) (文献3) を始めとして、いま米国ではさまざまな研究プロジェクトが実施されている。ここでは、これら動きを、筆者が米国の研究者達から個人的に得た情報と、文献3~6に基づいて概観する。なお個別情報は以下の先生方から提供いただいた。ここに記して感謝の意を表したい：J. A. Anderson (南カリフォルニア大学教授), M. D. Engelhardt (テキサス大学オースティン校準教授), J. W. Fisher (リーハイ大学教授), H. Krawinkler (スタンフォード大学教授), S. A. Mahin (カリフォルニア大学パークレー校教授), P. Marnian (Brandaw-Johnston and Associates エンジニア) E. P. Popov (カリフォルニア大学パークレー校教授), C. W. Roeder (ワシントン大学教授) C. M. Uang (カリフォルニア大学サンディエゴ校助教授), A. S. Whittaker (カリフォルニア大学地震工学研究センター副所長)。

鋼材：公称値を大きく超える降伏応力、高くなりがちな降伏比、極厚断面の破壊じん性やロール直交方向の材料特性、などについて議論が重ねられているが、ではどの程度の性能を確保すればよいのか (例えば降伏比の上限) は、構造物全体に要求すべき耐震性能 (塑性変形) とも大いにかかわることから、現在のところ、鋼材に対する新しい仕様の設定に向けての積極的な動きは見られない (文献4)。

溶接性能：リーハイ大学の Fisher 教授は、ノースリッジ地震で破断した接合部を持ち帰り、鋼材と溶接金属の材料特性を詳細に検討した。その結果、溶接金属が持っていたシャルピー衝撃値は低く (Fig. 4)、高々 45~50 MPam 程度の破壊じん性値しか持ち得ないことを示し、このような破壊じん性値では、裏当て金や溶接ルート部の溶け込み不足に起因するノッチの存在によって、降伏応力以下の応力でも破断しうることを検証した。この結果や他の実験結果 (文献5) を受けて、いま米国では、当面の措置として、溶接入熱量の多い E70T-4 エレクトロードの使用制限を急ぎ、じん性値が高く入熱量もやや小さい E7018 (High toughness electrode) や E71TGK2 などを使うことを推奨している。

接合詳細：地震直後に実施された一連の実験結果から、いわゆる "Pre-Northridge" と呼ばれる従来の柱はり接合部では十分な塑性変形能力を確保できないことが明らかになった。このように現行のプラクティスが否定されたいま、切実な問題として、破断した接合部をどう補修・補強すればよいのか、また新規建設に対しては、どのような接合部詳細とすればよいのかがある。

AISC (Americal Society for Steel Construction) は、上記の問題に対する当面の回答を得るために、テキサス大学の Engelhardt 準教授に実験研究を依頼した。この実験プロジェクト開始時には、補強法として、(A) 溶接終了後裏当て金とエンドタブをガス切断し、切断部分にガウジングを施した後再び溶接し上げる方法
(B) はりウエブ部と柱フランジ部、もしくははりウエブ部とシェアプレートを直接溶接する方法
(C) はりフランジ端部にカバープレートを溶接する方法
(D) はりフランジ端部に三角形のリブを溶接する方法
(E) はりフランジ端部から数十センチメートルほど離れたところから、はりフランジの一部を切り取る方

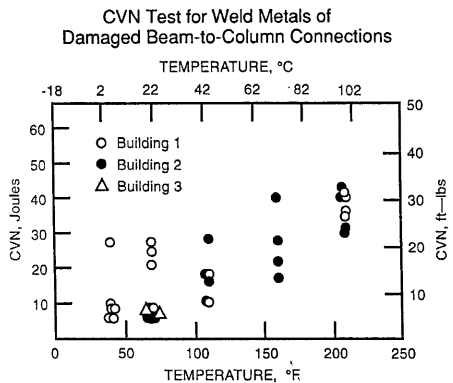


Fig. 4 Charpy values obtained for materials of damaged beam-to-column connections in the 1994 Northridge Earthquake (by courtesy of J. W. Fisher)

法

が考えられた。(A), (B)は、施工が比較的簡単なこともあって、当初最も期待された方法で、溶接部を含むはり端部での曲げ抵抗性能を向上させようとするもの、(C), (D)は、はり端の全塑性モーメントを増やし、塑性化領域を、溶接部を含むはり端からはり母材部へと移行させようとするもの、そして(E)は、はり母材の全塑性モーメントを意図的に低減し、やはり塑性化領域を母材部へと移行させようとするものである。このような方法の妥当性を確認するために、Engelhardt 准教授は、上記(A)~(E)の方法を採用した計16体の柱はり接合部実験を実施した(文献5)。その結果、(A), (B)の方法による試験体では、やはり早期に脆性的な下フランジ破断を呈し、本質的な解決にはなりえないことが実証された。(C), (D)の方法による試験体は、安定した履歴性状を示し、耐力の劣化も、主にフランジ部での局部座屈の進展によって引き起こされ、脆性的な破断は起こらなかった(Photo 4, Fig. 5)。(E)の方法はまずまずの履歴性状を示したものの、最終的には溶接部からの亀裂の進展によって耐力劣化が顕著になった。



Photo 4 Test result of beam-to-column connection strengthened by cover plates

Specimen 7A of Engelhardt Test (Strengthened by Cover Plates)

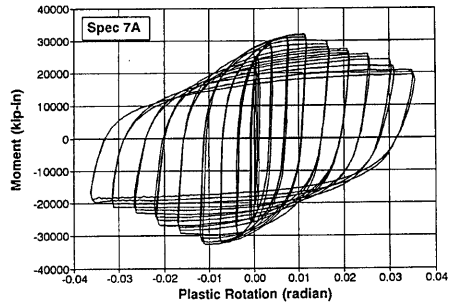


Fig. 5 Moment - end rotation relationship obtained for beam-to-column connection strengthened by cover plates (after Ref.5)

これら実験結果や、それに続くSAC共同研究らによる他の同種の実験結果を踏まえ、いま米国では、当面最も確実な方法として、はり端部をカバープレートやリブ、もしくはハンチ (Fig. 6) で補強することによって、塑性化領域をはり端部から母材に移行させる柱はり接合形式を推奨するに至っている(文献6)。

柱はり接合部の履歴性状に影響をおよぼす他の因子として、(1)速度効果(載荷速度)、(2)床スラブの効果、(3)柱への引張軸力、(4)寸法効果(大断面接合部)などが挙げられている。このうち(1)の速度効果については、カリフォルニア大学のUang 助教授が、同一仕様による二つの柱はり接合部試験体に対して、同じ変位履歴を、一方の試験体には準静的に他方には動的に加力することから検討している。(動的実験で得られた最大ひずみ速度は、下フランジ端から2 inch 位置に貼付されたひずみゲージによれば0.2/secであった。) 動的実験・準静的実験ともに、ごく早期にはり下フランジが破断し、破断変位に大差はなかった。破断状況を見ると、準静的実験では亀裂がはり下フランジに留まっていたのに対し、動的実験では、亀裂が柱フランジにまで進展していたことから、動的加力のほうが亀裂進展度が高いという所見もあるが、一方で、載荷速度

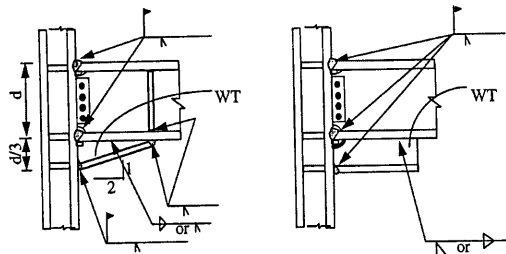


Fig. 6 Recommended details of beam-to-column connections strengthened by haunches (after Ref. 6)

の違いによる履歴性状の違いは、他の不確定要因による履歴性状の違いに埋もれてしまう程度であるとの議論も根強い。(2)の床スラブの効果については、ジョージア工科大学のLeon教授が床スラブ付き柱はり接合部の実験を開始した。しかし、剛接合部を建物外周にだけ配することが多い現行の設計プラクティスを考えるなら、床スラブが取り付けられても、はりフランジへの応力低減はあまり期待できないのではないかという意見も多い(文献4)。

構造システム：先の接合詳細の改良が、柱はり接合部がもつ履歴性能・塑性回転能力を向上させようとする試みであるのに対して、構造システムを変えることによって、柱はり接合部に要求する履歴・塑性回転を減らすほうが早道であるという立場に基づいた議論も重ねられている。具体的の方策としては、

(1) 不静定次数を増やす(剛接合部を増やす)

(2) 筋違や制震装置(ダンパーなど)を配することによって変形を制御する

が挙げられている。(1)は、不静定次数を増やすことによって、極厚断面材の使用が制限できるという利点に基づいている。

補修例：ノースリッジ地震当初から最も切実な問題は、被害を受けた柱はり接合部をどのように補修すればよいかであった。ノースリッジ地震から2年以上を経たいまは、数多くの実験結果を踏まえて、先にも述べたような推奨補修法が提示されるに至っているが、地震直後から約1年の間は、一体どうすればよいか確たる保証もないままに、補修に従事することを余儀なくされていた。そこでは、柱はり接合部が損傷を受ける前に持っていた塑性変形性能自体が不十分であったことに対する配慮がないままに、とにかく破断した柱はり接合部をつなぐことを目標とした補修が多数を占めていたと報告されている。以下に筆者が見学できた補修現場での補修状況例(いずれも元に戻すことを原則としている)を示す。

(1) Warner Center Plaza Building #2 (10層純ラーメン)

100 mmを越す極厚断面柱における柱はり接合部で、下フランジ破断、そして柱フランジ/ウエブ貫通破断が数ヶ所見られた。柱ウエブ亀裂はダブルプレート上下端近傍で生じていた。破断部分の柱を全面的に取り替え、その後はりとは再溶接する補修が進行中であった。(1995年11月現在)

(2) Warner Center Plaza #3 (26層純ラーメン)

ノースリッジ地震で被害を受けた最も高層の鉄骨造建物である。やはり100 mmを越す極厚断面柱における柱はり接合部で、下フランジ破断(亀裂の柱フランジへの進展も含む)が生じていた。亀裂が入った柱フランジの一部を取り替え、その後はりとは再溶接する補修が進行中であった(Photo .5)。(1995年11月現在)

(3) Great Western Bank Headquarters Building (10層純ラーメン)

計650ヶ所の剛接合が被害を受け、そのうち105ヶ所は亀裂がはり下フランジにとどまらず、柱フランジにまでくい込んだ。1994年12月7日以来、夜間の補修作業が続けられ、来訪日(11月1日)時点で、ようやく95%の補修が完了した状況であった。なおこの骨組の柱には、フランジ1.5 inch厚のH形断面が用いられていた(極厚断面ではない)。カバープレート補強などは一切なく、元通りに復元することを補修の方針としているが、300度Fの余熱と400度F(2時間)の後熱、また裏当て金の除去を励行している(Photo 6)。補修費用は、1接合部あたり25,000ドル(作業日数:10日間)と見積られている。なお、下フランジ破断発見後、ガウジングを施す際に、亀裂が柱まで進展してしまい、結果として柱フランジまで取り替えなければならなかったという苦い経験を耳にした。



Photo 5 Repair detail observed at Warner Center Plaza #3



Photo 6 Repair detail observed at Great Western Bank Headquarters

6. 日米における柱はり接合部破断にかかわる類似点と相違点

塑性変形能力：先にも述べたように、ノースリッジ地震における鉄骨造建物柱はり接合部破断は、主にはりの下フランジに集中していた。兵庫県南部地震においても、柱はり接合部破断は、接合部が完全溶け込み溶接によって十分に緊結されていたと考えられる場合には、やはり下フランジに多くみられた。いずれにしても、鉄骨造骨組（純ラーメン構造）では、柱はり接合部、とりわけ下フランジの溶接部とその近傍が弱点であることが、両地震による被害からあからさまになった。しかし、米国の柱はり接合部はほとんど塑性化することなく破断していたのに対して、日本の破断では、下フランジの顕著な塑性化や局部座屈を伴っていたことも多い。日本の柱はり接合部が十分な塑性変形能力を有していたかどうかはともかくも、少なくとも日本の接合部のほうが大きな塑性変形能力を有していた可能性は高い。

接合詳細：米国の柱はり接合部の主流が、Fig. 1に示すように、フランジを溶接でウェブを高力ボルトで接合するのに対して、日本の柱はり接合部では、柱に鋼管が多用されることもあって、いわゆる通しダイヤフラム形式の接合部が多数を占める（Fig. 7）。また柱はり接合部を工場製作することも多く、この場合柱はり接合部は、現場ではなく工場で溶接される。さらに、Fig. 7に示すように、工場溶接による場合、下フランジを溶接するとき接合部を180度回転させるので、下フランジ溶接のルート部は下フランジの外側ではなく内側に一致する。先にも記したように、米国では、下フランジ破断が続出した理由の一つとして、下フランジでは、溶接ルート部が下フランジの外側つまり最も大きな引張応力を受ける部分に一致することを挙げていたが、日本の柱はり接合部においても下フランジ破断が多数を占めていた事実は、必ずしもそれだけが理由とはなり得ないことを示唆している。

また米国では、ウェブをつなぐ高力ボルトのすべりが、ウェブでの曲げモーメント抵抗効率を減じ、それがはりフランジへの過大な応力集中を促した元凶の一つであると推測されている。またこれは、せいの大きなはりをもつ柱はり接合部ほど塑性変形能力が劣るという調査結果（文献7）によっても支持されている。振り返って日本の接合部（Fig. 7）では、ウェブも柱フランジに直接溶接されているが、ウェブから柱に伝達される応力を直接受けるためのスチフナが柱に設けられていないことから、柱フランジの面外変形が無視しえず、これがウェブの曲げモーメント抵抗を減じ、結果としてはりフランジへの応力集中さらには早期破断を導いたのではないかと懸念されている。ウェブが負担しうる曲げモーメントをどのように見積もるべきかは、日米が共有する研究課題となっている。

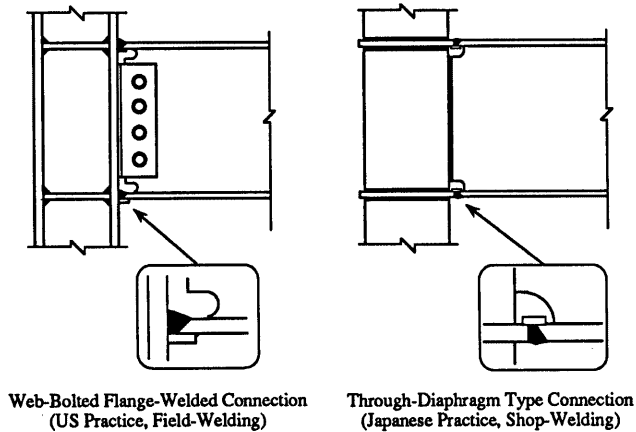


Fig. 7 Comparison in details of beam-to-column connections between U.S. and Japan

兵庫県南部地震直後から、日本の柱はり接合部の欠陥の一つとしてスカラップの存在が挙げられ、改良スカラップやノンスカラップ形式など、スカラップを小さくしたりなくしたりすることから、柱はり接合部の塑性変形能力が向上しようと考えられている。しかし、米国では、スカラップを大きくすることからむしろ改善が期待できるという、逆の意見が主流を占めている事実は興味深い。スカラップを大きくとることから、溶接や超音波探傷試験が容易になること、また下フランジ溶接によって生じる残留応力を考慮すれば、スカラップ底が溶接部に近過ぎると、下フランジの伸びが拘束される結果脆性破断が助長されること（文献8）、などがその根拠となっている。事実、AISC 規準（文献9）では、スカラップ底はフランジ溶接端からウェブ厚の3倍以上離すことを規定している。スカラップの処理について、現時点では、日米両者の議論が噛み合わない状況となっている。

米国の耐震設計では、ひと昔前まではパネルゾーンの塑性変形を認めていなかったが、最近では、パネルゾーンの塑性変形（エネルギー吸収）を許す方向に向かっていった。具体的には（文献10）、はり端から伝達されるモーメントの80%以上のモーメントに対応するせん断耐力をパネルゾーンに付与すればよいとしている。しかし、ノースリッジ地震後の実験結果などから、パネルゾーンの変形は、はり端部の上下フランジに二次曲げ(kink)をもたらし、それがフランジ溶接部への応力集中につながる可能性が高いので、ダブルプレートによる補強なども含めて、むしろパネルゾーンを降伏させないような詳細へと再び移りつつある。日本の耐震設計では、パネルゾーンの塑性変形には期待しないことを原則としているが、ここに示した米国での動き（揺れ）は興味深い。

溶接：米国では、柱はり接合部は現場で溶接されることもあり、もっぱらセルフシールド溶接が用いられている。一方日本では、工場溶接はもとより現場溶接においても、炭酸ガス（もしくはアルゴン）半自動溶接が主流となっている。日本でも一時現場溶接においてセルフシールド溶接が導入されたが、溶接金属が十分なじん性を持ち得ないことも明らかになり、やがて使われなくなった。米国では、日本がいまでも炭酸ガス溶接に頼っていることに敬意を表しながらも、彼ら自身がセルフシールド溶接を捨てて、炭酸ガス溶接に戻ろうとは考えていない。一方で、兵庫県南部地震から、工場溶接による柱はり接合部においても、溶接金属から破断した例が観察されるなど、大きくなりがちな入熱量や、過度のウイーピングへに対する懸念が表明されている。

構造システム：先にも記したように、米国では剛接合部を減らすという設計方針を採ることが少なくな

い。一方、日本の純ラーメン骨組はほとんど全て剛接されており、不静定次数は米国の純ラーメン骨組に比べて圧倒的に高い。また不静定次数の減少は、剛接合部において厚く大きな断面を要求すること、一方で大断面材の材料性能には疑問があることを考えれば、不静定次数を安易に減らそうとした米国の設計方針には問題がある。

不静定次数が高いことは、確かに骨組全体としての塑性変形能力を増やす効果があるが、ただその前提である、「降伏後各部材に形成される塑性ヒンジは、十分な塑性回転能力を有していること」を見逃してはならない。もし塑性ヒンジの塑性回転能力が不十分で早期に破断が生じるようでは、いくら不静定次数が高くても、骨組全体としての塑性変形能力は保証されない。このように、不静定次数の効果は、各部材に要求すべき塑性変形能力と連動させて議論すべきのものであるが、その関係を定量化することは難しい。それは、現在米国でも、日本のように不静定次数を増やすべきであるという議論がある一方で、ではどれほどの次数があればよいのか、またより塑性変形能力に富んだ新しい接合詳細を取り入れるなら、別に不静定次数を増やす必要もないのではないかという反論が絶えないことから明らかである。

柱はり接合部に要求すべき塑性変形能力：ノースリッジ地震とその後の研究によって、米国の従来型柱はり接合部は十分な塑性変形能力を持ち得ないことが明らかになった。では一体どれだけの能力があればよいのか？これはノースリッジ地震被害を受けた研究を始めるにあたって最も緊急な問題であった。ノースリッジ地震後、いくつもの改善策が考案され続けているが、それぞれの策が合格か不合格かを判定するための具体的な指標を設定することが求められていた。幾度もの試行錯誤の後、現在米国では次の判定規準を設定している（文献6）。

- ・文献11に示される標準載荷履歴（3サイクルの定振幅繰り返しを含む漸増繰り返し履歴）を用いる。（Fig. 8）
- ・塑性回転角0.03ラジアンにおいて、最低1回の繰り返し履歴を受けた後にも、設計耐力の80%以上の耐力を保持できれば合格とする。ここで設計耐力は公称強度を用いた全塑性耐力である。

ここに示される判定基準は、日本の従来型柱はり接合部にとっても決して緩やかなものではない。もちろん

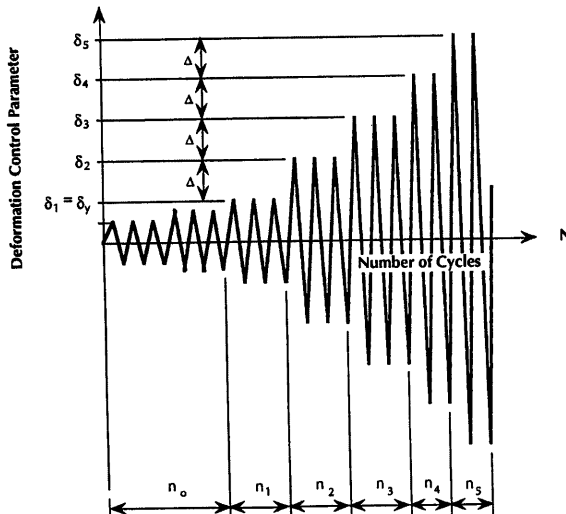


Fig. 8 Standard displacement history recommended by ATC-24 (after Ref. 11)

設計地震力や不静定回数も違うなど、彼らの判定基準を日本が採用しなければならない理由はない。しかし、統一した載荷履歴は、各所で実施される実験結果を直接比較することを可能にし、また統一した判定基準もまた、意志決定を明確にし設計の改良を促進することは疑いない。日本においても、いま柱はり接合部の改善が求められており、そのための努力が各地で実施され始めているが、効率のよい研究の結実を図るためには、統一した載荷履歴と判定基準を設定することが望まれる。

7. まとめ

ノースリッジ地震による鉄骨造建物被害が続出した直後から、米国の構造技術者や研究者は、日本に対して、日本でも同じようなことが起こったことはないのか、柱はり接合部の詳細はどうなっているのか、関連した実験研究はないのか、などなどの質問を浴びせてきた。鋼を建物に多用している国は、北米、欧州、アジアのごく一部に限られ、さらに地震力が構造設計支配するところは、日本と米国西海岸だけと言ってもよく、彼らが日本に質問を投げかけてくるのも無理はない。そこにきて、はからずも丸一年後、阪神地区は大きな地震に見まわれ、数多くの鉄骨造建物が被害を受けてしまった。兵庫県南部地震を経験したいま、米国の構造技術者や研究者は我々に、(1)果たしてノースリッジ地震で起こったような被害が兵庫県南部地震でも見られたのか、(2)もし起こっていないとすれば、日本の接合プラクティスをぜひ学びたい、(3)もし起こっているなら、その解決に向けて協力し合いたい、と問いかけている。本節で記してきたように、日本と米国では設計地震力や設計プラクティスが相当違う、用いる鋼材の性質も必ずしも同じではない、溶接やその管理方法もかなり違う、などなど、米国が抱える柱はり接合部の問題を、果たして日本がどれだけ共有しているかよくわからない部分も少なくない。しかし、彼らの疑問・危惧に正しく答えるためにも、また鉄骨造建物の耐震性に対する信頼を回復するためにも、注意深いそして真摯な研究が、今後も粘り強く続けられなければならないと考える。

参考文献

- 1) 中島 正愛：ノースリッジ地震に見る鉄骨接合部の被害，建築技術，1994年9月，pp.66-73.
- 2) 中島 正愛：鉄骨造建物の被害—米国ノースリッジ地震と兵庫県南部地震からみる被害の特徴と相異点，GBRC（財）日本建築総合試験所機関誌，Vol.20，No.3，1995年7月，pp.4-15.
- 3) "Session Summaries：International Workshop on Steel Seismic Issues," SAC Joint Venture, September 1994.
- 4) "Steel Moment Frame Connection-Advisory No.3," SAC Joint Venture, February 1995.
- 5) Engelhardt, M. D. and Sabol, T. A., "Testing of welded steel moment connections in response to the Northridge earthquake," Progress Report to the AISC Advisory Subcommittee on Special Moment Resisting Frame Research, October, 1994.
- 6) "Interim Guidelines：Evaluation, repair, modification and design of welded steel moment frame structures," Federal Emergency Management Agency, FEMA 267, August 1995.
- 7) Roeder, C. W. "An evaluation of cracking observed in steel moment frames," Proceedings of the 7th U.S.-Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices, ATC/JSCA, January 1996, pp.8.1-8.20.
- 8) Blodgett, O. W., "The challenge of welding jumbo shapes, Part II：increasing ductility of connections, The J. F. Lincoln Arc Welding Foundation Bulletin 1995, pp.9-12.
- 9) "Supplement No.2 to the specification for the design, fabrication, and erection of structural steel for buildings," 8th Edition ASD Manual, American Institute of Steel Construction, 1989.

- 10) "Uniform building code", International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1991.
- 11) "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures," ATC-24, Applied Technology Council, 1991.