

ハンチ付き鋼製ラーメン隅角部の変形挙動に関する解析的研究

Numerical Study of Behavior of Connection of Steel Moment Frame with Haunch

山口栄輝*, 仰木芽久美**, 南野能克**, 久保知徳**, 久保喜延***

Eiki YAMAGUCHI, Megumi OHGI, Yoshikatsu NANNO, Tomonori KUBO and Yoshinobu KUBO

*Ph. D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

**九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

***工博 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

The behavior of beam-to-column connections is crucial in the design of a steel moment frame, since large resultant forces and stress concentration can take place there. The elastic design based on the analytical study of stress concentration has been the standard method for the connections. However, such a design approach is not practical against large earthquake, and much remains to be researched for establishing the seismic design of connections. In the present study, connections with several types of haunch are analyzed numerically. The results show that a haunch influences the strength and the ductility of a connection considerably; the way it works depends on the size and the yield strength of the haunch.

Key Words: beam-to-column connection, local buckling, nonlinear analysis, seismic design

1. はじめに

都市高架道路においては、薄肉箱形断面部材で構成された鋼製ラーメン橋脚が数多く建設されている。その安全性確保には、大きな断面力の作用する可能性がある上に、せん断遅れによる応力集中も生じる梁と柱の接合部(隅角部)の設計が重要となる。隅角部における応力集中に関しては奥村らの研究¹⁾がよく知られており、その研究成果に基づいた弾性設計がこれまで種々の設計基準として採用されてきた。この設計法によれば、鋼製ラーメン橋脚隅角部の板厚は部材一般部に比べてかなり大きくなり、建設時に多大な労力を要することもある。

1995年の兵庫県南部地震以降、大きな繰り返し荷重下での変形挙動の把握が耐震設計上重要となり、単柱形式の鋼製橋脚などでは実験的・解析的に数多くの研究がなされ、巨大地震時の変形挙動もほぼ予測できるようになってきた^{2)~6)}。それに比して、隅角部の変形挙動に関しては、耐力や変形能に関する研究も行われてきてはいるものの^{7)~16)}、巨大地震に対する隅角部の設計方針が確立された状況にあるとは言い難い。

著者らは、先に、池田らの実験¹⁵⁾を参考にして、繰り返し荷重を受ける鋼製ラーメン橋脚隅角部におけるハンチの効果を検討した¹⁷⁾。その結果、せん断遅れを考慮せずに隅角部の板厚を設計し、かつハ

ンチを付けなければ、最大耐力は若干低下するものの、変形能はむしろ向上するとの結果が得られた。この研究をもとにして、本研究では、ABAQUS¹⁸⁾による複合非線形有限要素解析を行い、鋼製ラーメン橋脚隅角部の変形挙動に及ぼすハンチの影響についてさらに検討を加える。

2. 解析条件

2.1 解析モデル

池田らの載荷実験¹⁵⁾で用いられた G-1 供試体を基本解析モデルとし、その概略を図-1に示している。載荷点側の部材を梁、反対側の部材を柱と呼び、板厚が大きくなった区間とハンチを合わせた領域(図-1の斜線部)を本研究では隅角部と定義する。梁・柱部材はいずれも箱形断面であり、同じ断面寸法、長さとなっている。諸元は表-1にまとめている。また、ハンチの曲率半径は 200mm、ハンチおよびダイアフラムの板厚はそれぞれ 12mm、7mm である。隅角部の板厚は平均応力をもとに設計され、16mm である(せん断遅れの影響を考慮して板厚を定めると、22 mm となる¹⁵⁾)。幅厚比は、柱・梁部材の一般部のフランジ、ウェブでそれぞれ 0.780、0.723、隅角部フランジ、ウェブで 0.550、0.510 である。また、この供試体に用いられた鋼材は SM490 である。

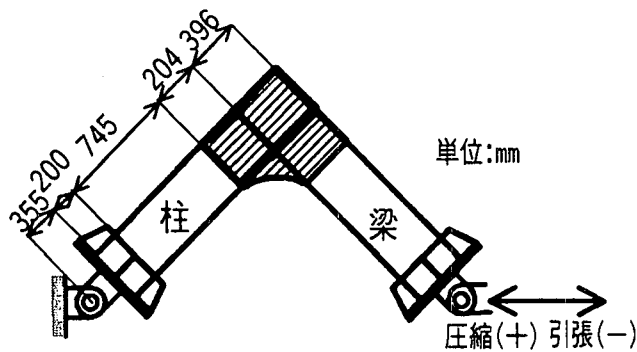


図-1 G-1 供試体概略図

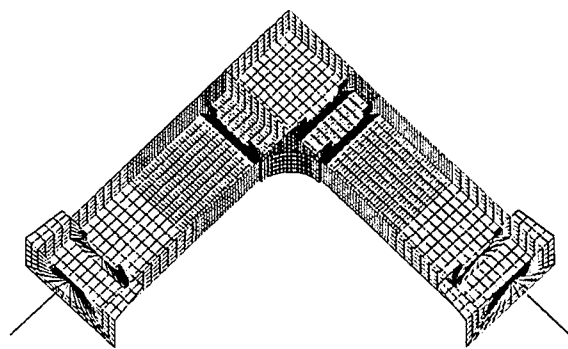


図-2 要素分割

表-1 G-1 供試体の諸元

供試体	柱・梁部材		隅角部板厚
	フランジ	ウェブ	
G-1	410mmx12mm	380mmx12mm	16mm

表-2 解析モデル

モデル名	ハンチ	ダイアフラム位置
G-1	隅角部全域	板厚変化部
G-1-SS		
J-1	G-1 の 1/2	板厚変化部
J-1-SS		
K-1	G-1 の 1/2	ハンチの先端
K-1-SS		
H-1	なし	板厚変化部

*-1-SS：ハンチに SS400 を使用

G-1 は、隅角部内側に曲線型ハンチを取り付けた構造形式となっている。先の研究¹⁷⁾では、このハンチを取り外したモデル (H-1 と呼称) の解析も行い、ハンチの有無による荷重-変位曲線と局部座屈モードの違いを検討した。ここでは、それに加え、ハンチの大きさを半分 (曲率半径 100mm) にしたモデルの解析も行う。またその際には、元のハンチ先端近傍に取り付けられていたダイアフラムを、その位置に残した解析モデルとハンチの縮小に合わせて移動させた解析モデルを設定する。さらに、各モデルにおいて、ハンチの材質を SS400 に替えた解析も実施する。これらの解析モデルを区別するために、ハンチの大きさを半分にしたモデルのうち、ダイアフラム位置が G-1 と同じモデルを J-1、ダイアフラムを移動させたモデルを K-1 と呼ぶこととする。また、ハンチに SS400 を使用した供試体は、名前の末尾に SS を付加して区別する。なお、本研究では、

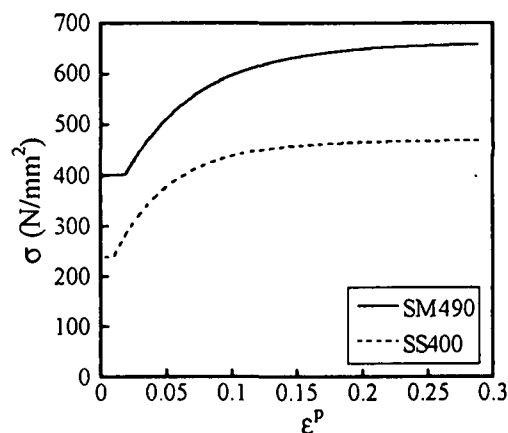


図-3 真応力-対数塑性ひずみ関係

各解析において、荷重-変位曲線、変形性状に加え、梁・柱接合部の直ひずみ、隅角部ウェブパネルのせん断変形についても検討する。

有限要素解析においては、対称性を考慮し、供試体の 1/2 のみを解析対象とする。図-2 に G-1 の解析で用いる要素分割を示す。使用した要素数はシェル要素 4096 個、梁要素 2 個である。梁要素は供試体端部の荷重治具の部分に該当しており、剛としている。初期たわみと残留応力は無視する。

本研究では、構成則として三曲面モデル¹⁹⁾を採用し、ユーザーサブルーチンで ABAQUS に組み込んで解析を行う。実験供試体に用いられた鋼材 (SM490) については一軸引張試験が行われており、その結果をもとにして三曲面モデルのパラメータ値を定める。一方、SS400 については、標準的な応力-ひずみ曲線²⁾をもとに、三曲面モデルのパラメータ値を定めることとする。そのようにして定めた真応力と対数塑性ひずみの関係を図-3 に示す。

2.2 荷重方法

池田らの実験¹⁵⁾では、図-1 に示すように、両端をヒンジ固定 (一端は水平方向可動) し、梁部材

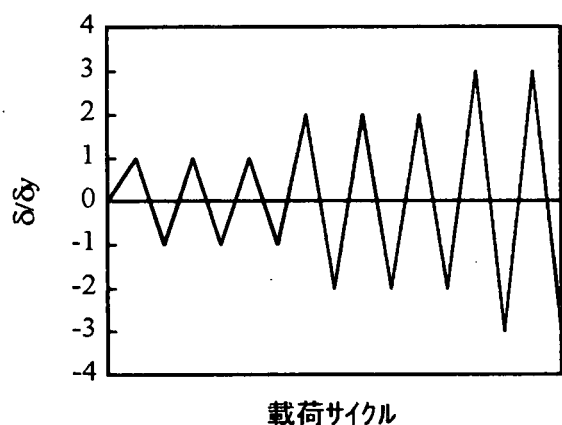


図-4 载荷点の水平変位履歴

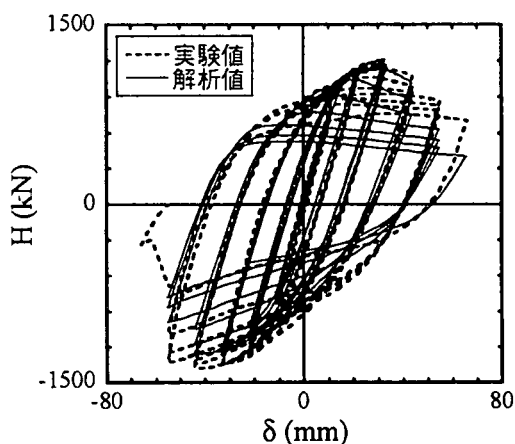
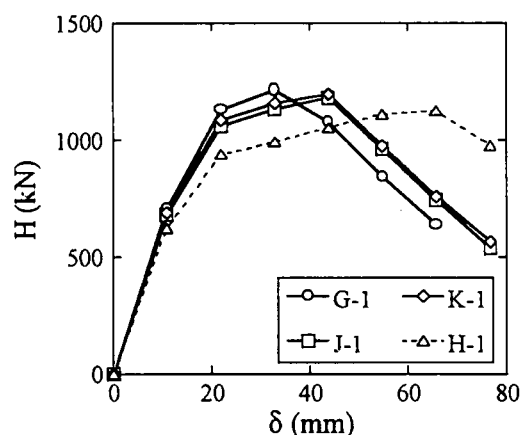
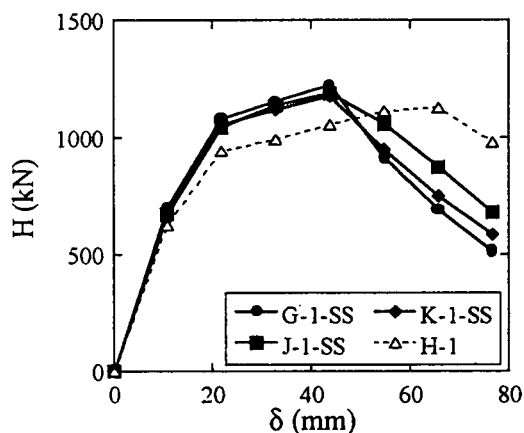


図-5 水平荷重-水平変位関係 (G-1)



(a) SM490 使用



(b) SS400 使用

図-6 水平荷重-水平変位関係 (包絡線)

端部の変位制御により载荷された。具体的には、フランジ隅角部近傍における軸方向ひずみの平均値が降伏ひずみに達した時点を降伏点とし、その時の変位 δ_y を用いて、 $\delta_y \rightarrow 2\delta_y \rightarrow 3\delta_y \rightarrow \dots$ と次第に振幅を大きくしながら各振幅で3サイクルずつ繰り返す载荷法が採用されている(図-4)。圧縮、引張の定義は図-1に示す通りであり、圧縮が正、引張が負として取り扱われている。

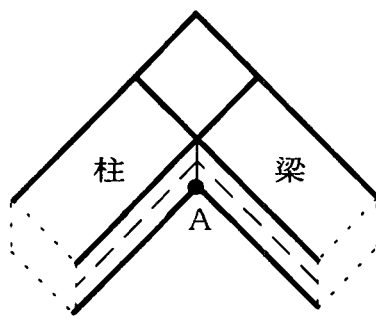
ところで、鋼製橋脚の载荷実験では、各振幅1サイクルずつの繰り返し载荷が行われることも多い³⁾。繰り返し回数の違いは最大耐力以降の劣化域で顕著となり、サイクル数の多い载荷の方が耐力低下の度合いが大きい^{17), 20)}。耐震設計で重要なのは耐力が若干低下するまでの変形挙動であること^{21), 22)}や実験結果のばらつき³⁾を考えれば、耐震特性の把握には、1サイクル载荷による検討でも実用上は十分と思われる。そのため、本研究の検討では、図-4のような振幅が漸増する変位制御法

を採用するものの、各振幅ごとの繰り返し回数は1サイクルとする。なお、G-1の δ_y は11mmであり、他のすべての解析でもこの値を用いる。

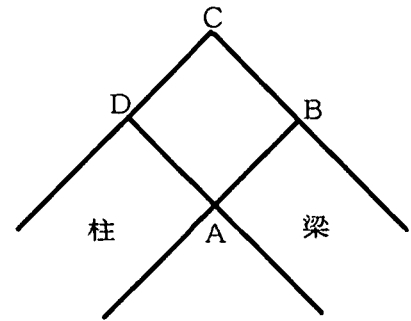
3. 解析結果および考察

3.1 荷重-変位関係

G-1の解析結果として、载荷点での水平荷重 H と水平変位 δ の関係を実験結果とともに図-5に示している。最大耐力以降の劣化域で解析結果は耐力を小さめに評価しているが、鋼製橋脚の耐震設計で重要となるのは耐力が若干低下するまでの変形挙動であること^{21), 22)}、この種の繰り返し载荷実験ではその結果にばらつきが見られること³⁾などを考慮すれば、本解析法により耐震性を実用上十分に評価し得ると判断される。なお、G-1の最大耐力および変形特性は、せん断遅れを考慮して隅角部の板厚を定めた供試体とほぼ同じである¹⁵⁾。



(a) 直ひずみ着目点 (A点)



(b) セン断変形角着目点 (B点, D点)

図-7 隅角部ウェブパネル

次に、他のモデルの解析を行い、水平荷重 H —水平変位 δ 曲線の第一象限における包絡線を図-6に描いている。図-6 (a)に示す解析結果を見ると、ハンチの大きさを半分にしたり、ハンチを完全に取り外したりして、ハンチの影響が小さくなるのに伴い、剛性と最大耐力は若干低下するものの、最大耐力点の変位は次第に増加している。

また、図-6 (b)から理解されるように、ハンチの鋼材をSS400としたG-1-SSの最大耐力はG-1とほぼ同じ大きさであるが、最大耐力点の変位はG-1-SSの方が大きくなっている。しかしながら、最大耐力点以降の劣化域においては、G-1の水平荷重—水平変位曲線に漸近していく。J-1-SSの結果をJ-1の結果と比較すると、最大耐力まではほぼ同じであるが、劣化域の勾配はJ-1-SSの方が緩やかになっている。K-1-SSの結果は、劣化域も含めてK-1とほぼ同じであった。

3.2 梁・柱接合部の直ひずみ

1994年のノースリッジ地震や1995年の兵庫県南部地震では、梁と柱の接合部における脆性破壊の被害が報告されている^{23), 24)}。梁と柱の接合部におけるひずみ集中が、こうした脆性破壊の一因と考えられるため、ここでは図-7 (a)に示すA点の部材軸方向の直ひずみ ϵ (梁と柱に生じる直ひずみの大きい方)に着目し、水平荷重 H と直ひずみ ϵ の関係を図-8にまとめている。これらの結果を見ると、3つのモデルG, J, K間における差はそれほど大きくないが、ハンチの鋼材をSS400に替えると、いずれのモデルでもひずみが大きくなっている。また、ハンチを完全に取り外したH-1では、面外変形が梁と柱の接合部近傍でも生じるため、最大値が40%近くに達するような極端に大きな直ひずみが生じている。H-1のひずみに比すれば、他のモデルで生じ

るひずみは小さく、梁・柱接合部のひずみの抑制に、ハンチが非常に有効であることが理解される。なお、H-1のひずみ履歴曲線を見れば、大きな直ひずみは正側に片寄って生じている。このことは、交番荷重によって大きな直ひずみが生じていても、必ずしもそれは大きな交番ひずみの発生を意味するものではないことを示唆している。

3.3 隅角部ウェブパネルのせん断変形

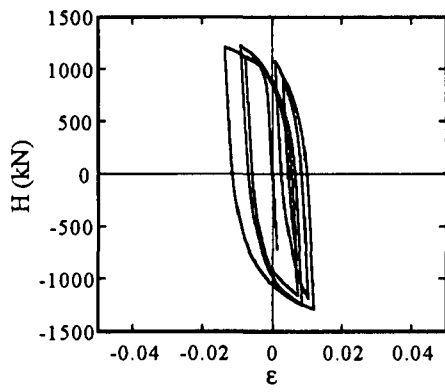
隅角部ウェブパネルでのエネルギー吸収を期待する耐震設計の考え方⁸⁾がある。そこで、隅角部ウェブパネルの四隅の点の変位から、図-7 (b)に示したB点とD点での角度の変化 (せん断変形角)を算出し、その平均値を隅角部ウェブパネルのせん断変形目安 (せん断変形角 γ)として、水平荷重 H とせん断変形角 γ の関係を図-9に示している。

この解析結果によれば、ハンチを取り外したH-1で比較的大きなせん断変形角が生じているが、他のモデル間では大きな差はなく、ハンチのサイズや使用鋼材の違いが隅角部ウェブパネルのせん断変形角に及ぼす影響は、それほど顕著でないことがわかる。また、隅角部ウェブパネルのせん断変形は安定した塑性変形性状を示していることから、H-1の大きなせん断変形が、図-6で認められるH-1の優れた変形能の一因になっていると考えられる。

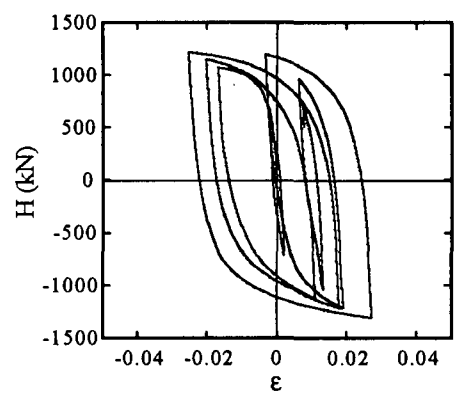
3.4 変形性状

すべての解析において、局部座屈は最大耐力付近で生じ始め、その初期段階においては梁部材、柱部材の両方で面外変形が認められた。しかしながら、変形が進むに連れて、どちらか一方の局部座屈が進展し片側に変形が集中した。これは実験での観察結果¹⁵⁾と符合している。

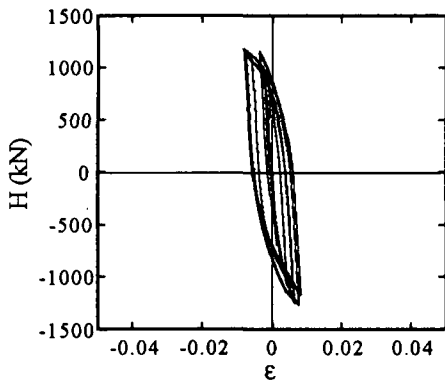
図-10に変形性状を示している。G-1, G-1-SSの



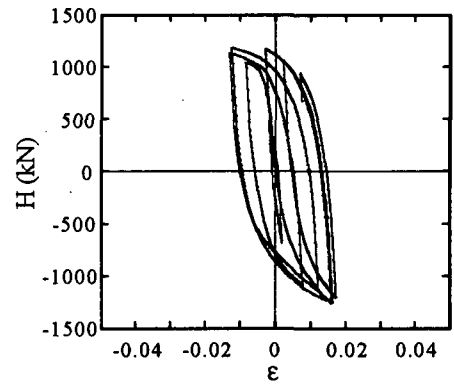
(a) G-1



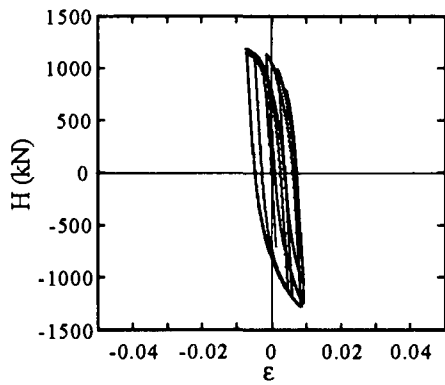
(b) G-1-SS



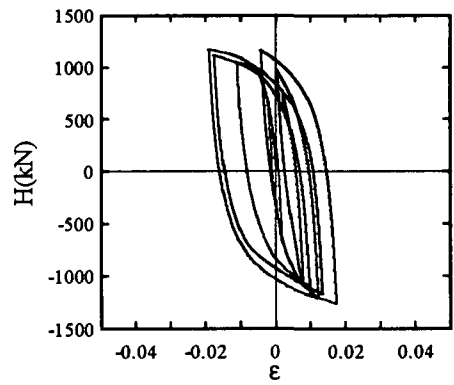
(c) J-1



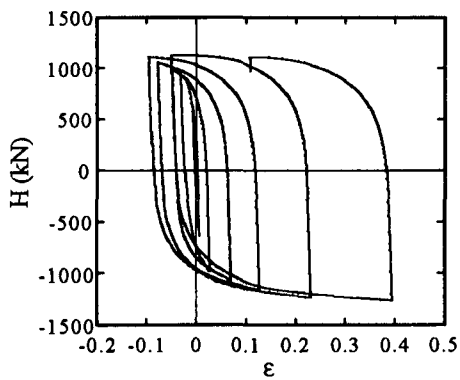
(d) J-1-SS



(e) K-1

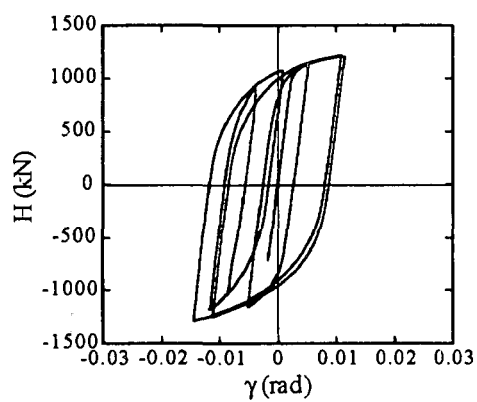


(f) K-1-SS

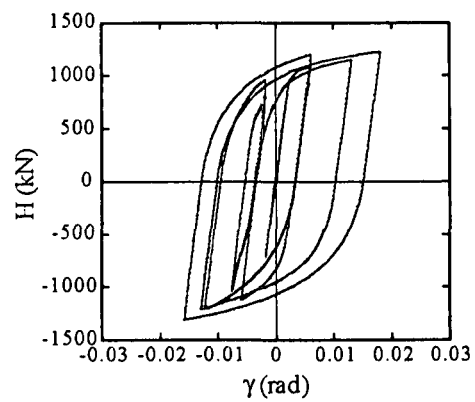


(g) H-1

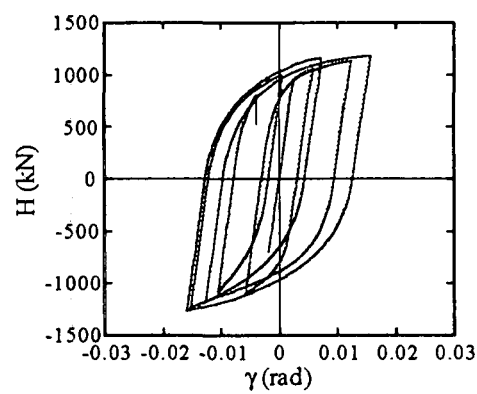
図-8 水平荷重-直ひずみ関係



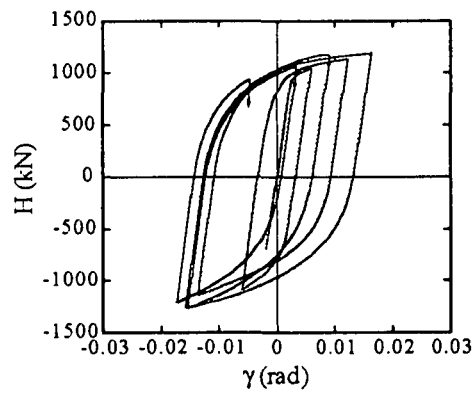
(a) G-1



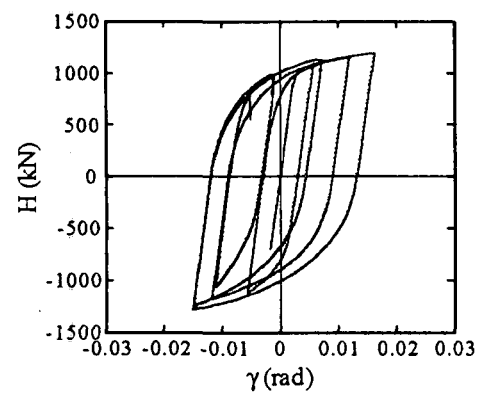
(b) G-1-SS



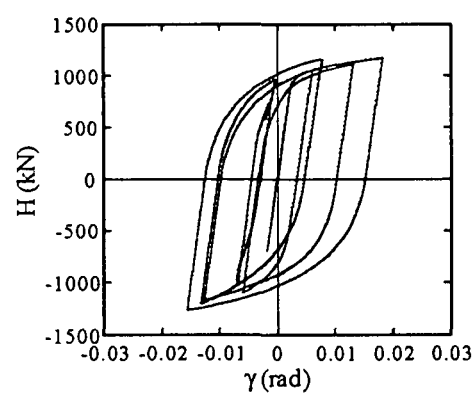
(c) J-1



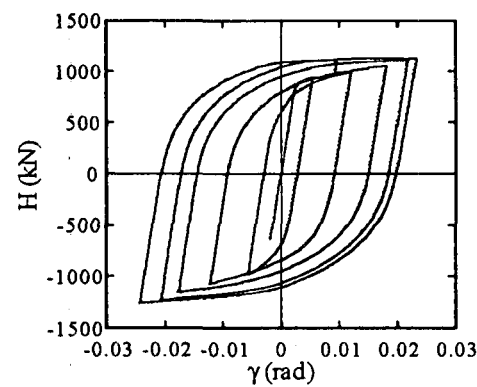
(d) J-1-SS



(e) K-1

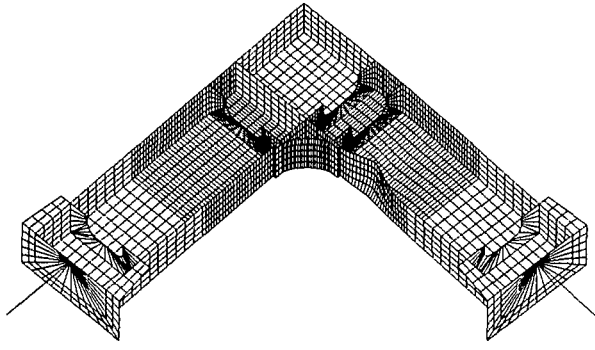


(f) K-1-SS

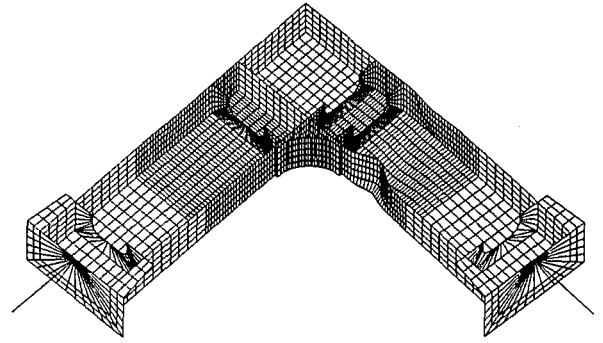


(g) H-1

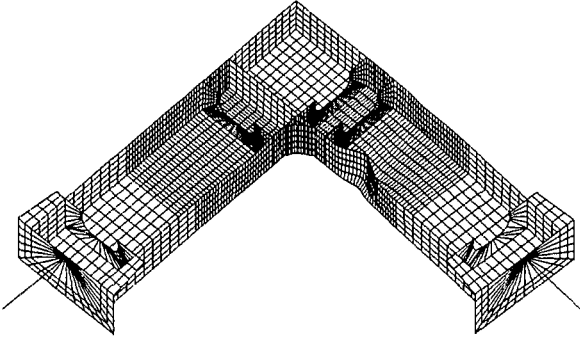
図-9 水平荷重-せん断変形角関係



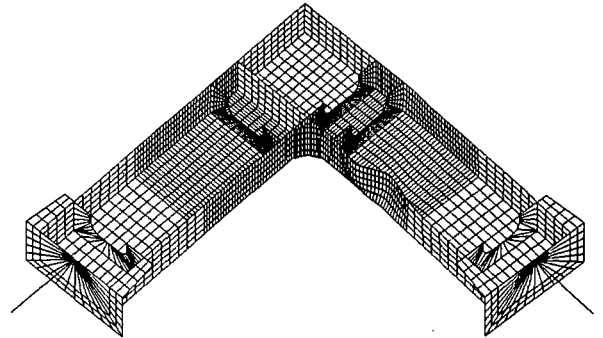
(a) G-1 (+5 δy)



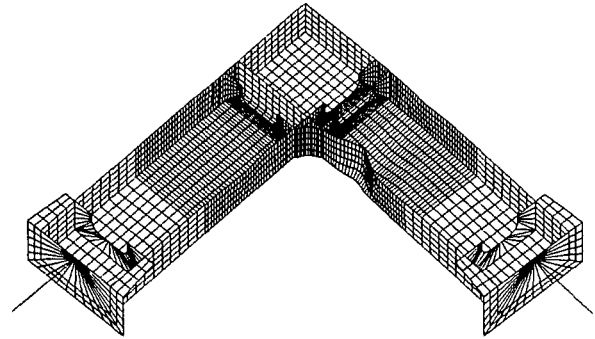
(b) G-1-SS (+6 δy)



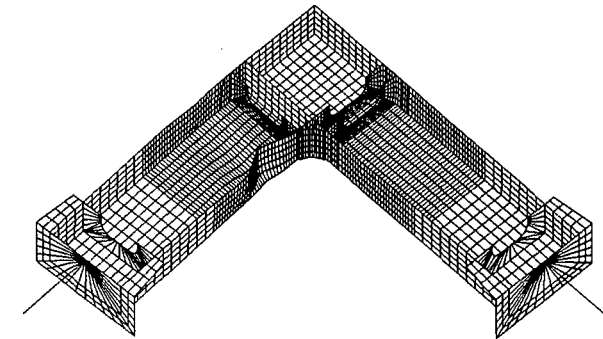
(c) J-1 (+6 δy)



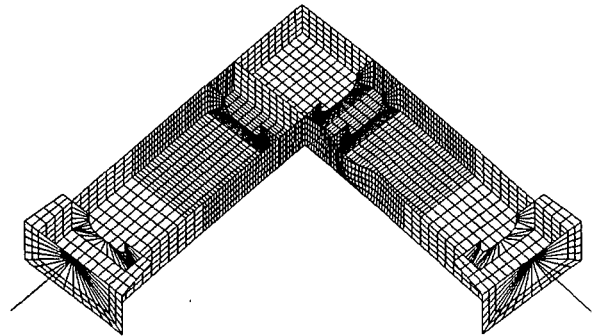
(d) J-1-SS (+6 δy)



(e) K-1 (+6 δy)



(f) K-1-SS (+6 δy)



(g) H-1 (+7 δy)

图-10 变形性状

変形モードはほぼ同じで、面外変形は部材一般部でのみ生じている。図-6に示すように、G-1、G-1-SSの最大耐力点に対応する変位は異なるものの、劣化域では水平荷重-水平変位曲線がほぼ等しくなる。これは、2つのモデルに同じ局部座屈モードが生じて、それが劣化域の変形挙動に支配的な影響を及ぼしているからであると考えられる。

ハンチが取り外されたH-1では、板厚が大きい隅角部でも局部座屈による面外変形が生じている。図-6に示すH-1の水平荷重-水平変位曲線で、最大耐力点に到達するまでに大きな変形が見られるのは、安定した塑性変形状を示す隅角部ウェブパネルのせん断変形が比較的大きいことに加え、局部座屈の発生箇所が板厚の大きな領域であるため、局部座屈が発生するまでに塑性変形がかなり進展し得たことに起因している。一方で、この面外変形は梁と柱の接合部近傍にまで至っているため、H-1において非常に大きな直ひずみが生じる(図-8)原因となっている。

J、Kの変形モードはG-1とよく似ており、部材一般部で面外変形が生じている。図-6に示すように、最大耐力点の変位はG-1よりも大きくなっているが、これは、ハンチが小さくなったため、G-1ではハンチが受け持っていた力をフランジが負担することになり、局部座屈発生前に隅角部での塑性変形が生じやすくなったことによると考えられる。しかしながら、劣化域の剛性低下に影響を及ぼす局部座屈のモードはG-1と大差がないことから、水平荷重-水平変位曲線の劣化域での勾配は、J-1-SSを除き、G-1とほぼ同じになっている。ダイアフラムをハンチ先端近傍に移動したKでは、ダイアフラムの剛性によりハンチの変形が抑制される。そのため、ハンチの材質をSS400に替えても水平荷重-水平変位曲線に影響が出ないのに対し、ハンチとダイアフラムの設置位置間に距離があるJではハンチが変形しやすく、SS400を使用することで最大耐力以降の劣化勾配が緩和されている。

4. まとめ

本研究では、せん断遅れを考慮せずに設計した鋼製ラーメン隅角部の変形特性におけるハンチの効果について、解析的検討を行った。得られた結果をまとめると次の通りである。

- (1) ハンチの大きさを半分にしたり、ハンチを完全に取り外したりして、ハンチの影響が小さくなるのに伴い、剛性と最大耐力は若干低下するも

の、最大耐力点の変位は次第に増加する。

- (2) 隅角部全域に渡るハンチを取り付けた場合でも、降伏応力の低い鋼材をハンチに使用すれば、最大耐力点に対応する変位は大きくなる。しかしながら、最大耐力点以降の劣化域では、鋼種によらず局部座屈が部材一般部で生じ、変形挙動に支配的な影響を及ぼすため、変形が大きくなるのに伴い、水平荷重-水平変位曲線はほぼ同じになる。
- (3) ダイアフラムの位置は変更せず、ハンチの大きさを半分にしたモデルでは、降伏応力の低い鋼材をハンチに使用した方が、最大耐力以降の劣化の度合いが緩やかになる。
- (4) ハンチの大きさを半分にし、小さくなったハンチの先端にダイアフラムを移動したモデルでは、降伏応力の低い鋼材をハンチに使用しても、変形挙動に変化はない。
- (5) ハンチの大きさを半分にしても、局部座屈モードは隅角部全域に渡るハンチを取り付けた場合と大きく異なることはない。そのため、(3)で記した場合を除き、最大耐力点以降の劣化域における水平荷重-水平変位曲線の勾配は、隅角部全域に渡るハンチを取り付けた場合とほぼ同じになる。
- (6) 降伏応力の低い鋼材をハンチに使用すると、梁と柱の接合部の直ひずみが大きくなる。
- (7) ハンチを取り外したモデルでは、梁と柱の接合部近傍でも面外変形が起こるため、梁・柱接合部で極端に大きな直ひずみが生じる。
- (8) 局部座屈に伴って過大なひずみが生じても、それは必ずしも大きな交番ひずみの発生を意味するものではない。
- (9) ハンチを取り外したモデルの梁と柱の接合部で生じる直ひずみに比すれば、他のモデルの直ひずみは小さい。これは、梁・柱接合部の直ひずみの抑制にハンチが非常に有効であることを示唆している。
- (10) ハンチを取り外すと比較的大きなせん断変形角が生じるものの、ハンチの大きさや使用鋼種の違いが隅角部ウェブパネルのせん断変形に及ぼす影響は、それほど大きくない。

G-1の最大耐力および変形特性は、せん断遅れを考慮して隅角部の板厚を定めた供試体とほぼ同じである¹⁵⁾。このことと、本研究で得られた上記の結果を考え合わせれば、せん断遅れを考慮せずに板厚を小さく定めても、適切なハンチを取り付けることに

より、せん断遅れの影響を考慮に入れた、従来からの弾性設計法による隅角部とほぼ同じ耐力を有し、変形能はむしろ向上した鋼製ラーメン橋脚隅角部の設計も可能と思われる。今後は、実験による検証も含めて、さらに検討していく予定である。

謝辞

本研究は、日本鋼構造協会「次世代土木鋼構造委員会」および科学研究費特定領域研究(B)「日米共同研究による都市地震災害の軽減」の活動の一環として始めたものであり、研究助成を受けた。本研究を遂行するにあたっては、東京工業大学の三木千寿教授、市川篤司教授、名古屋工業大学の後藤芳顯教授、鉄道総合技術研究所の池田学氏にご指導頂いた。ここに記して深く感謝する。

参考文献

- 1) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第 153 号, pp.1-18, 1968 年.
- 2) 耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 土木学会(鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会), 1996 年.
- 3) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書(I), 1997 年.
- 4) 構造工学震災調査特別小委員会: 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会(構造工学委員会), 1997 年.
- 5) 鋼構造物の耐震検討小委員会: 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会(鋼構造委員会), 1998 年.
- 6) 鋼構造物の耐震検討小委員会: 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会(鋼構造委員会), 2000 年.
- 7) 中井博, 福岡悟, 酒造敏廣, 明橋克良: 鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐力力とに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.193-206, 1987 年.
- 8) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.121-134, 1991 年.
- 9) 黄元燮, 西村宣男, 高津秀俊: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.201-214, 1994 年.
- 10) 黄元燮, 西村宣男, 西野滋博: 鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形能の評価法, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.215-226, 1994 年.
- 11) 山田尚之, 青木徹彦: 鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰返し強度特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.197-205, 1996 年.
- 12) 青木徹彦, 長谷川桂, 山田将樹: 鋼製ラーメン橋脚隅角部モデルの曲げおよび繰返し強度特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.177-186, 1997 年.
- 13) 岡下勝彦, 大南亮一, 道場康二, 山本晃久, 富松実, 丹治康行, 三木千壽: 兵庫県南部地震による神戸港湾幹線道路 P75 橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.243-261, 1998 年.
- 14) 三木千寿, 四沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998 年.
- 15) 池田学, 市川篤司, 山田正人, 安原正人: 鋼製ラーメン隅角部の交番載荷実験, 鉄道総研報告, 第13巻, 第4号, 1999 年.
- 16) 大島要一, 井浦雅司: 円弧ハンチ付ラーメン隅角部の耐力に関する実験的研究, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会(鋼構造委員会), pp.77-82, 2000 年.
- 17) 山口栄輝, 市川篤司, 池田学, 久保知徳, 三木千寿: 繰返し荷重を受ける鋼製ラーメン隅角部におけるハンチの効果, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.119-125, 2000 年.
- 18) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.7, HKS, 1997.
- 19) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998 年.
- 20) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.235-247, 1993 年.
- 21) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996 年.
- 22) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(案), 1998 年.
- 23) Chen, W.F. and Yamaguchi, E.: Spotlight on steel moment frames, Civil Engineering, March, ASCE,

pp.44-46, 1996.

- 24) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の

分析 第2章 鋼構造物，土木学会，1997年.
(2000年4月21日受付)