

鋼製門型ラーメン橋脚隅角部に対する耐震要求性能

佐々木 栄一* , 臼井 節** , 三木 千寿***

*工修 東京工業大学大学院理工学研究科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

**工修 東京工業大学大学院理工学研究科 (現東京ガス株式会社) (〒152-0033 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

***工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

阪神・淡路大震災により、神戸市港湾幹線 P75 鋼製門型ラーメン橋脚隅角部で脆性破壊と思われる亀裂が発生したことを受けて、今後同様な損傷を防止するために必要な既設鋼製ラーメン橋脚隅角部の補強手法について実験的検討を行った。その結果、補強により隅角部の耐震性能の向上を期待できること、また補強による耐震性能向上の効果には限界があり隅角部に要求される耐震性能を明確にしておく必要があることを明らかにした。さらに、実際の鋼製門型ラーメン橋脚の地震時挙動特性から隅角部の耐震要求性能の明確化を試みることにし、簡易な骨組みモデルを用いた非線形動的解析を行った。その結果から、隅角部に要求される耐震性能として、隅角部からはずれた柱部あるいは梁部の断面変化により板厚が薄くなった領域で塑性化が進行し、隅角部の変形が抑えられる状態となるまで脆性破壊を生じないということが考えられ、補強手法としてはこの要求性能を満たすような補強効果を有するものが望ましいことを指摘した。

Keywords : Steel Beam-Column Connection, Seismic Performance, Brittle Fracture

1. はじめに

阪神・淡路大震災により、神戸市港湾幹線（ハーバーハイウェイ）P75 鋼製門型ラーメン橋脚隅角部において、脆性破壊と思われる亀裂が発生した。その他のいくつかのラーメン橋脚隅角部においても同種の亀裂の発生が報告されている。構造部材の脆性破壊は構造物に急激な耐力低下をもたらす致命的な損傷であり、その発生は災害による被害をさらに増大させる可能性があるため、最も避けなければならない破壊形式であり、今後の同様な損傷の発生は防止しなければならない。

これまで、鋼構造物は弾性解析に基づく許容応力度設計法により設計されてきた¹⁾。そのため、その構造物が弾性域を超えた領域でどのような挙動をとるかについてはさほど高い関心事ではなかった。特に鋼製橋脚はコンクリート構造に比べ重量が軽く、また鋼材は延性に富んだ塑性変形能力を有しているために、耐震性に優れた構造であると考えられてきた^{2),3),4),5)}。また P75 橋脚に発生したような脆性破壊的損傷はこれまで経験がなかったことから、鋼製橋脚隅角部の脆性破壊の研究はこれまで殆ど行われておらず、その発生メカニズムは明らかにされていない。今後同様のディテールを有する新設構造物の耐震性能向上・既存構造物の補強について検討を進める上で、その発生原因・メカニズムを明らかにすることが火急の課題となっている。

2. 既設ラーメン橋脚隅角部の耐震性能と補強対策

2-1 補強対策

筆者らは、P75 橋脚をモデル化した大型試験体を用いた正負交番荷重試験により、当該橋脚に発生した脆性破壊の再現し、その発生メカニズムに関して検討を行った⁶⁾。その結果、鋼製門型ラーメン橋脚隅角部（以下、隅角部）の脆性破壊は、隅角部における歪み集中により、隅角部の溶接ビード交差部に生じた割れを起点として生じる可能性がある事が明らかとなった。

そこで、筆者らは、既設橋脚の隅角部ディテールに対する補強対策として、次のような3つのタイプを提案することとした。

タイプ1 隅角部の変形を強制的に抑えることにより歪を隅角部に集中させることなく脆性破壊を防止し、隅角部の強度を向上させる。

タイプ2 隅角部に曲線を導入し、歪集中を緩和し脆性破壊を防止する。

タイプ3 脆性破壊の発生は許すが、亀裂の進展を防止し、構造物の急激な耐力低下を防ぐ。

タイプ1の具体的な手法としては、隅角部の内側フランジに補強用のアングルを設け、ボルトで接合する手法を提案する。ここでは、既存構造物の補強を想定しているため、補強アングルの取り付けには片面から作業できるボルトを使う事が前提となる。そこで、筆者らは補強アングル取り付けに用いるボルトとして、トルクコント

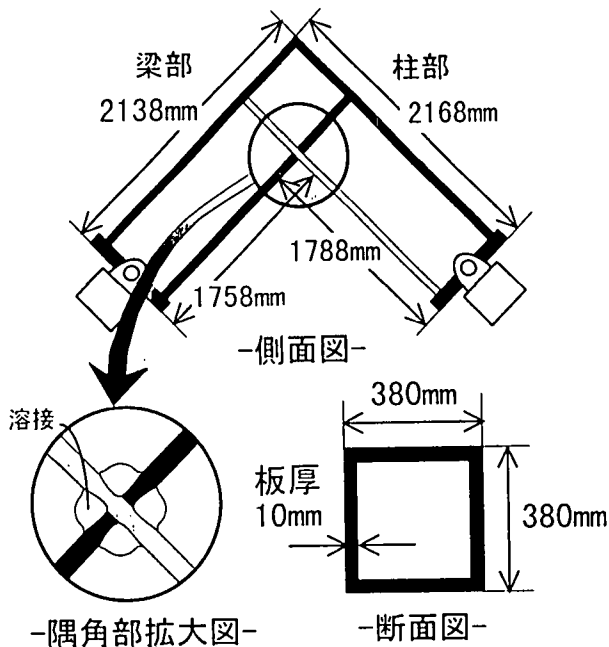


Fig. 1 試験体の寸法および形状

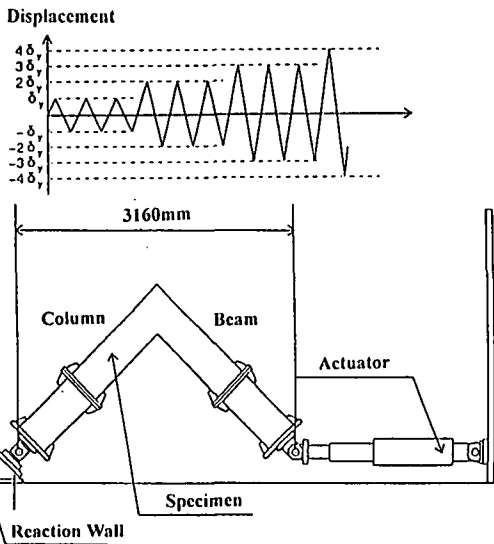
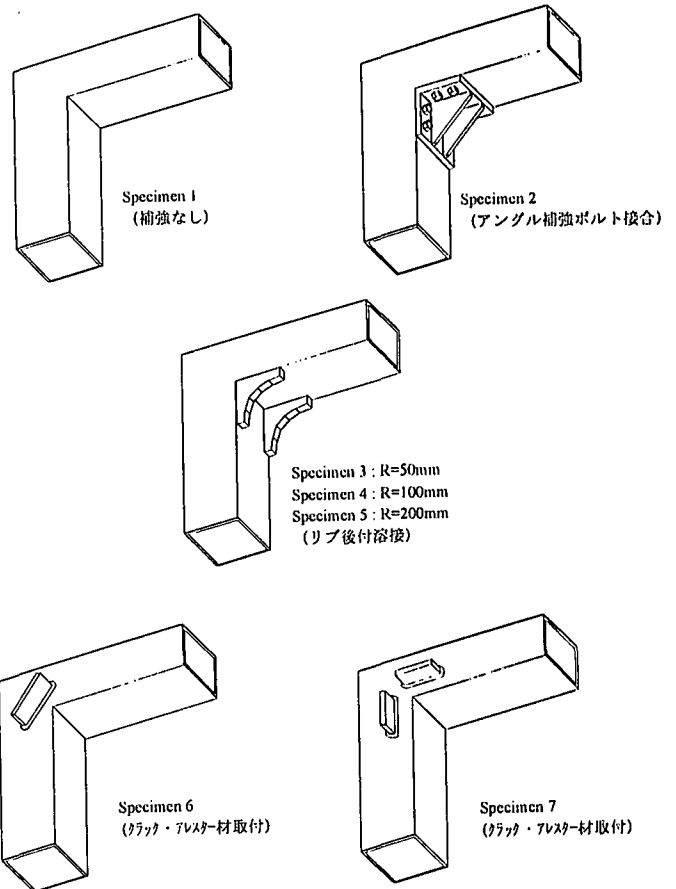


Fig. 2 荷重状況

ロール型片面施工用高力ボルト（以下、ワンサイドボルト）⁷⁾を適用する事とした。タイプ2としては、歪集中を緩和し脆性破壊を防止する目的で、隅角部にRを有するリブを取りつける手法を考え、リブにはその座屈を避けるために極低降伏点鋼を用いることとした。タイプ3としては、脆性破壊を止め急激な耐力低下を防止するという目的で、脆性亀裂を停止させる特性を有するクラック・アレスター材^{8),9)}をウェブに取りつける手法を提案する。この手法は、脆性破壊の発生を止める事はできないが、一旦発生した亀裂が全断面に広がる前に止める事から構造物の崩壊を防止することを目的としている。この手法は補強案としてその作業性の良さに利点があり、

構造物の重要度によっては緊急処置的な観点から利用される事も考えられる。

2-2 補強効果の実験的検証

これらの手法による補強効果を検証するために、脆性破壊の再現を試みた場合と全く同様の形状および寸法を有する試験体を製作し、正負交番荷重実験を行った。試験体の寸法・形状および実験状況をそれぞれ Fig. 1, Fig. 2 に示す。以下に、実験結果に基づいて検討した各補強案の補強効果についてまとめる。

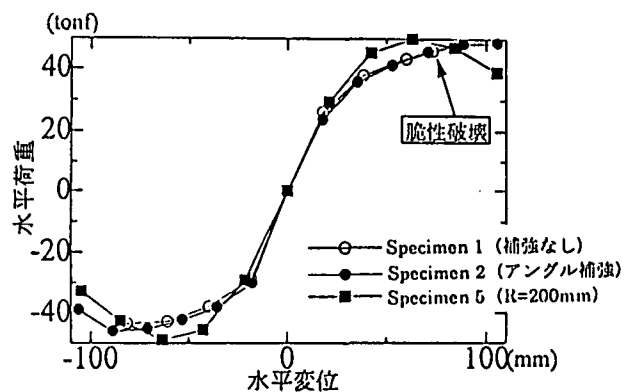


Fig. 3 荷重—変位曲線の包絡線 1

(1) アングル補強による補強効果

Fig. 3 に、アングル補強（梁側柱側とも 210mm にわたって補強）を施した試験体と脆性破壊が発生した補強な

しの試験体について変位—荷重曲線の包絡線を示す。比較のために同程度の区間をR=200mmのリブによる補強した試験体の包絡線も同時に示しておく。アングルによる補強では、隅角部が開く方向に引張られる時には、ボルトがアングルに隅角部付近の力を伝えず、隅角部付近の応力を低減できなかったために、引張側では耐力の向上が見られない。逆に、隅角部が閉じる方向に圧縮された時には、アングル全体が試験体に密着し、隅角部付近の応力が低減されたため、耐力が向上されている。終局的にはウェブパネルのせん断座屈により耐力が低下した。Rを有するリブによる補強に比べ、アングル補強による補強効果は耐力向上の観点からは大きいとはいえない。しかし、アングル補強には隅角部の脆性破壊を防止し、変形能力と高める特性があり、また終局時にもリブ補強に見られるような大きな耐力の変化はなく安定した挙動を示すことから、有効な補強手法として実際の構造物に適用される可能性はある。ウェブパネルでのエネルギー吸収を伴う崩壊モードは耐震上優れているとの指摘¹⁰⁾もあり、隅角部が開く方向に変形する時の補強効果の改善等を試みるとともに、アングル補強したときの実構造物における隅角部の崩壊性状についても検討することが今後必要となろう。

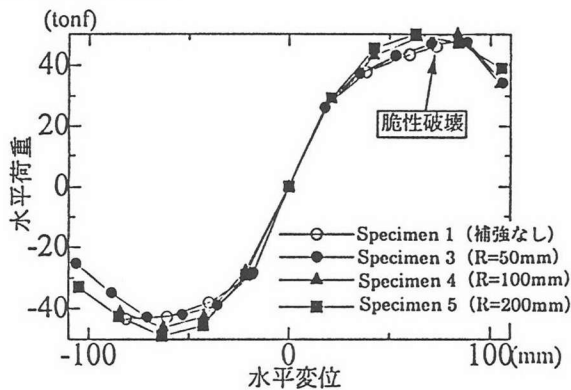


Fig. 4 荷重—変位曲線の包絡線 2

(2) Rを有するリブによる補強効果

補強なしの試験体とRを有するリブを隅角部に取り付けた試験体の荷重—変位曲線の包絡線をFig. 4に示す。リブを取り付けた試験体では脆性破壊が発生せず、変形性能が向上し最大耐力も上昇したことから、この補強手法の有効性が確認されたといえる。Rが大きいほど補強の効果がより顕著であった。しかし、リブ補強した試験体ではRの大きさに関わらずリブ端近傍ウェブの座屈およびリブ端近傍からの亀裂の発生という特徴的な損傷形

態が見られ(Photo)、終局的な耐力は低下した。すなわち、Rを有するリブを隅角部に取り付ける事により脆性破壊を防止し、隅角部の耐震性能を向上させる事が出来るが、終局的には特徴的な損傷に到ってしまうため、その補強効果には限界があると言える。この補強手法適用の際には、その限界を認識した上で適用する必要がある。



Photo リブ端より発生した亀裂 (R=50mm)

(3) タイプ3の補強効果

クラック・アレスター材を用いた試験体と、補強なしの試験体について荷重—変位曲線の包絡線をFig. 5に示す。クラック・アレスター材の存在により、変形性能の向上を見ることができ、耐力の向上は殆ど見られない。終局状態としては、試験体6の方ではクラック・アレスター材によって脆性亀裂が停止せずクラック・アレスター材を貫通しており、一方、試験体7では脆性亀裂の進展がクラック・アレスター材の働きにより停止していた。この手法に関しては、クラック・アレスター材をどこに配置すれば必ず脆性破壊を停止させることができるのかを明らかにする必要があると考えられる。

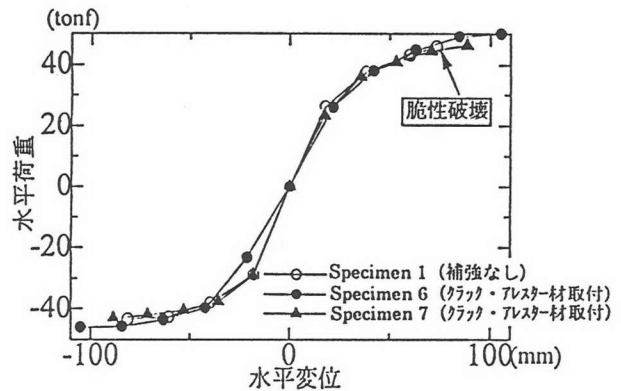


Fig. 5 荷重—変位曲線の包絡線 3

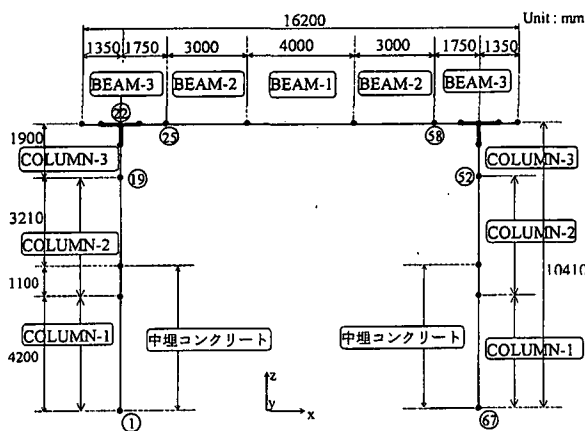
アングル補強, Rを有するリブによる補強, クラック・アレスター材による補強について、その補強効果を検証した。いずれの補強手法によって補強しても、隅角部の

変形性能は向上した。また R を有するリブによる補強については、耐力面での効果も確認された。アングル補強およびクラックアレスター材による補強については現段階ではその特性を有効に活用できていないため、今後改善する余地があると考えられる。

どの補強手法を適用しても、最終的には破断や局部座屈といった損傷を伴うため、隅角部の耐震性能を向上させる効果には限界があると考えられる。従って、今後はより有効な補強案について検討を進めるとともに、どの程度の補強効果を有する補強手法を隅角部に適用すればよいのかを明らかにしていく必要がある。そのためには、隅角部にどの程度の耐震性能を要求するかという隅角部の耐震要求性能に関する検討が不可欠となる。

3. ラーメン橋脚の地震時応答特性

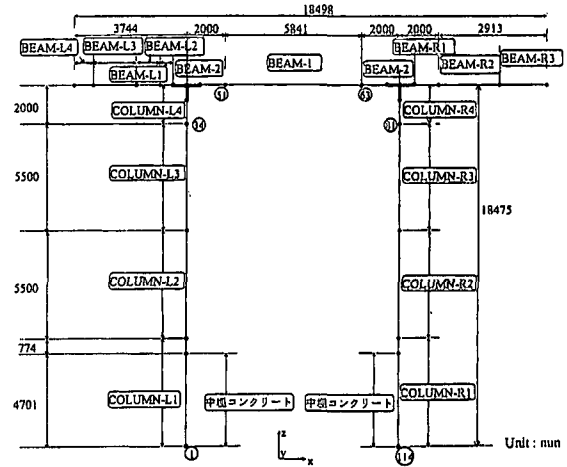
そこで、本研究では、簡易な骨組モデルを用いた非線形動的解析を行い、実際の鋼製門型ラーメン橋脚の地震時挙動特性を明らかとする事により隅角部に要求される耐震性能について検討することとした。



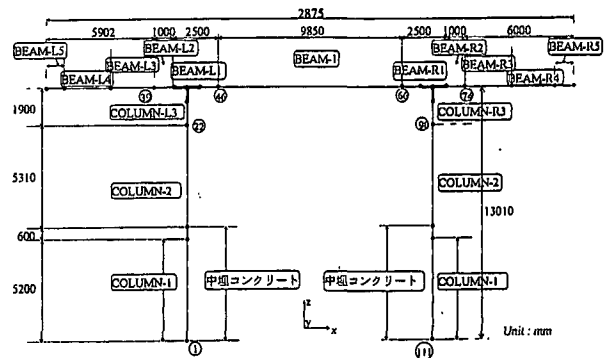
SECTION	ウェブ幅	ウェブ厚	フランジ幅	フランジ厚	使用鋼材
COLUMN-1	1500	19	2000	16	SS400
COLUMN-2	1500	13	2000	13	SS400
COLUMN-3	1500	19	2000	19	SS400
BEAM-1	1800	12	2000	14	SS400
BEAM-2	1800	12	2000	12	SS400
BEAM-3	1800	19	2000	19	SS400

Unit : mm

Fig. 6 解析モデル



SECTION	ウェブ幅	ウェブ厚	フランジ幅	フランジ厚	使用鋼材
COLUMN-L1	2000	18	2000	15	SM490Y
COLUMN-L2	2000	16	2000	14	SS400
COLUMN-L3	2000	13	2000	11	SS400
COLUMN-L4	2000	18	2000	18	SS400
COLUMN-R1	2000	18	2000	16	SM490Y
COLUMN-R2	2000	17	2000	15	SS400
COLUMN-R3	2000	13	2000	12	SS400
COLUMN-R4	2000	18	2000	18	SS400
BEAM-1	2000	10	2000	12	SS400
BEAM-2	2000	18	2000	18	SS400
BEAM-L1	1938	18	2000	18	SS400
BEAM-L2	1755	18	2000	18	SS400
BEAM-L3	1400	18	2000	18	SS400
BEAM-L4	1083	18	2000	18	SS400
BEAM-R1	1872	18	2000	18	SS400
BEAM-R2	1553	12	2000	12	SS400
BEAM-R3	1181	12	2000	12	SS400



SECTION	ウェブ幅	ウェブ厚	フランジ幅	フランジ厚	使用鋼材
COLUMN-1	1500	22	2000	13	SM490YB(ウェブ) SM490YA(フランジ)
COLUMN-2	1500	12	2000	13	SM490YA
COLUMN-L3	1500	25	2000	28	SM490YB
COLUMN-R3	1500	25	2000	25	SM490YB
BEAM-1	1800	14	2000	14	SS400
BEAM-L1	1800	25	2000	28	SM490YB
BEAM-L2	1742	25	2000	28	SM490YB
BEAM-L3	1545	13	2000	14	SM490YA
BEAM-L4	1261	13	2000	14	SM490YA
BEAM-L5	1058	13	2000	14	SM490YA
BEAM-R1	1800	25	2000	25	SM490YB
BEAM-R2	1743	25	2000	25	SM490YB
BEAM-R3	1543	14	2000	15	SM490YA
BEAM-R4	1257	14	2000	15	SM490YA
BEAM-R5	1057	14	2000	15	SM490YA

Unit : mm

(c) P2 橋脚

3-1 解析対象

解析対象としては、なるべく一般的な形状寸法の構造物を選ぶこととし、首都高速道路に完成する P183 橋脚（以下 P183 橋脚）、都道高速葛飾川口線 P143 橋脚（以下 P143 橋脚）、首都高速中央湾岸線（6号線）P2 橋脚（以下 P2 橋脚）の3つの橋脚を解析対象とした。

解析モデルにははり要素を用い、解析は汎用有限要素解析プログラム ABAQUS を用いて行った。門型ラーメン橋脚の梁部の幾つかの点には、実際には上部工死荷重反力がかかっているが、解析モデルではその点に位置する節点にその反力に相当する集中質量を与えて表現した。また、柱基部のコンクリート中詰めボックス断面部は、鋼とコンクリートの2重要素とした。解析モデルは骨組モデルであり部材の軸線を結んで表現しているが、隅角部の梁と柱の交差した領域に関しては実際の部材幅の影響を考慮し、剛域として鋼材のヤング率および降伏点を10倍に設定することとした。解析に用いた骨組みモデルを Fig. 6 に示す。

3-2 解析条件

柱部の最下点に位置する節点は完全固定とし、地震力は地震加速度波形を入力し構造系全体に慣性力として作用させた。解析に用いた4つの加速度波形を Fig. 7 に示す。解析は、材料非線形性を考慮した時刻歴応答解析により行った。ここで、材料非線形性に関する情報は、鋼材を引張試験より得た応力-歪み関係により与えることとした。実際には柱部特に柱基部において局部座屈による耐力低下も考慮しなければならない¹³⁾が、ここではその影響を考えていないために、柱部におけるエネルギー吸収がなく、実際よりも厳しい荷重条件となっていると推察される。この点に関しては今後必ず検討しなければならないと考えている。

3-3 解析結果

解析結果を Table 1 にまとめる。ここでは、P183 橋

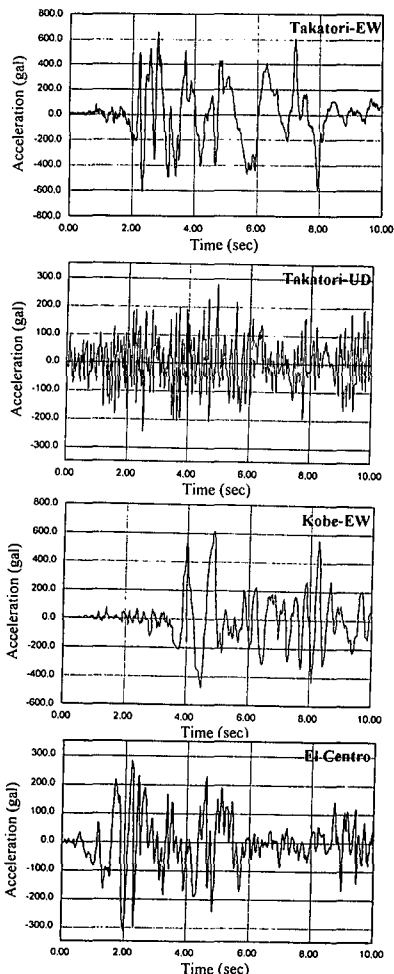


Fig. 7 解析に用いた地震加速度波形

脚の TAKA-EW, UD を入力した場合の解析結果について考察してみることにする。Fig. 8 には P183 橋脚の柱部と梁部の相当塑性歪みの時刻歴を示す。ここで、相当塑性歪みは要素の midpoint で計算した値である。隅角部はせん断遅れを考慮して設計されており周りに比べて板厚が非常に厚くなっているため、隅角部からはずれた断面に板厚が急激に変化する断面変化部が存在することになる。Fig. 8 から梁部、柱部ともこの断面変化により板厚が薄くなった箇所でも最も塑性化が進んでいることがわかる。Fig. 9 には最も顕著な塑性化が見られた 8.04 秒時の変形図を示す。この図から塑性化が進行している断面変化

Table 1 解析結果

橋脚	入力加速度		隅角部付近で塑性域に達した部分	解析終了時(10sec)の最大相当塑性歪み(%)	
	水平方向	鉛直方向		柱部	梁部
P183	Takatori-EW	Takatori-UD	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	0.70	0.13
	Takatori-EW	-	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	0.43	0.13
	Kobe-EW	-	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	0.50	0.05
	El Centro	-	柱部の板厚が変化し薄くなった部分	0.04	0
P142	Takatori-EW	Takatori-UD	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	2.90	0.10
	Takatori-EW	-	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	2.40	0.02
	Kobe-EW	-	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	3.80	0.08
	El Centro	-	なし	0	0
P2	Takatori-EW	Takatori-UD	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	1.20	1.70
	Takatori-EW	-	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	0.92	1.70
	Kobe-EW	-	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	3.80	2.20
	El Centro	-	梁部・柱部の板厚が変化し薄くなった部分	0.08	0.10

部付近から変形が生じていることがわかる。また, Fig. 10 には断面変化部付近にある節点の回転角の時刻歴を示す。断面変化により板厚が薄くなった箇所での塑性化が最も顕著に進んだ 8.04 秒以降, 断面変化部に位置する節点 19 より隅角部に近い側にある節点 20 の回転角の変動が, 塑性変形が進んだ要素の側にある節点 17・18 の回転角の変動よりも小さくなっており, 8.04 秒以前ではこれらはほぼ同様の変化を見せていることから, 柱部で塑性化が進んだことによって, 隅角部の変形が抑えられる傾向にあると判断できる。また, Fig. 11 に隅角部付近の節点間距離を変形前の距離で除して無次元化した量の時刻歴を示す。この図において, 塑性歪みの生じる要素を挟んで隅角部側と柱梁の中央側との柱と梁の距離の変化を比較すると, 柱部での塑性化の進行に伴って, 中央側では柱と梁の距離が大きく変動するが, 隅角部に近い側ではある一定以上変動しないことがわかる。すなわち, 隅角部に生じる股開きの変形は, 柱部に塑性化が進行するとある程度以下に抑えられる傾向を示す。このように, 当該橋脚は地震時に, 柱部の断面変化により板厚が薄くなった箇所で塑性化が集中的に進行し, 結果的に隅角部の変形が抑えられるという挙動特性を有していると考えられる。

P142 橋脚 (1 次固有周期 1.12 秒) については, P183 橋脚 (同 0.5045 秒) に比べ塑性化が著しいが, 柱部での塑性化が支配的である点で共通している。P2 橋脚 (同 0.832 秒) については, 柱部よりも梁部での塑性化が著しく, 変形モードが P183 橋脚および P142 橋脚と異なっていた (Fig. 12)。梁の張り出し長さの影響が出ていると

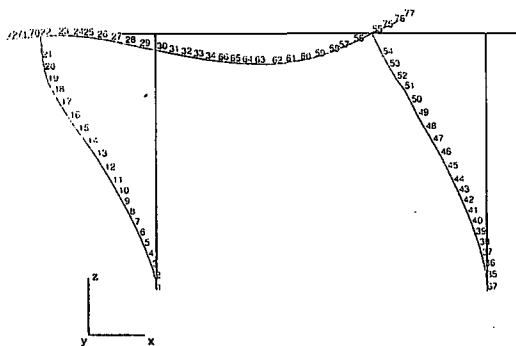


Fig. 9 P183 橋脚の変形図 (8.04 秒時)

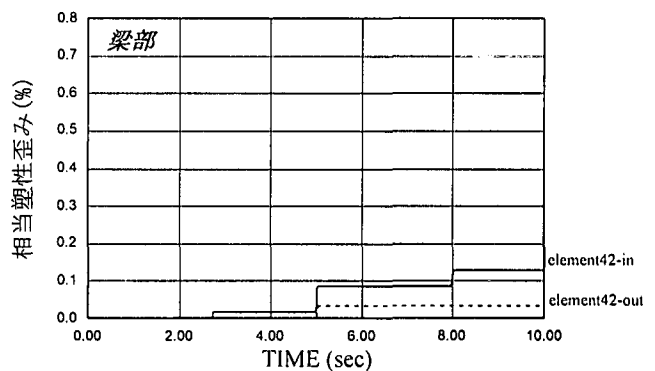
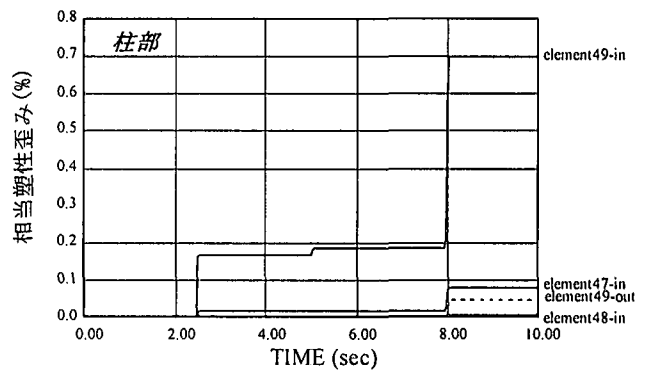
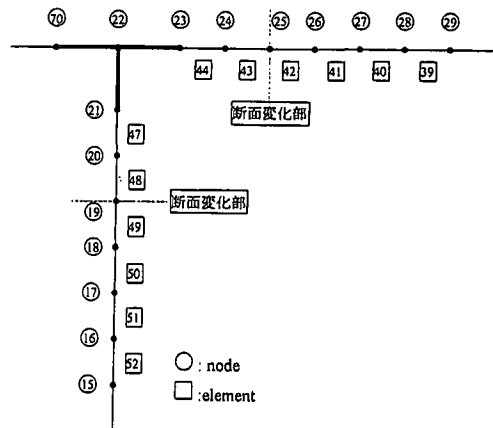


Fig. 8 P183 橋脚の相当塑性歪みの時刻歴 (in : 内側フランジ, out : 外側フランジ)



も考えられる。しかし, 柱部あるいは梁部の板厚変化部付近に塑性化が集中的に進行するという意味では, P183 橋脚および P142 橋脚と共通の挙動特性を有していたと言える。

地震動の違いあるいは鉛直方向地震力の考慮によって, 塑性化の進行度合いに多少その影響が見られるが, 柱部あるいは梁部で塑性化が進行するという特性に変わりはない。また, 柱部, 梁部のどちらの塑性化が支配的となるかという点についても, 地震動の違いあるいは鉛直方向地震力の考慮の影響はみられないことから, 柱部, 梁部のどちらの塑性化が支配的となるかということは, 橋脚それぞれが有する構造的な特性であると考えられる。

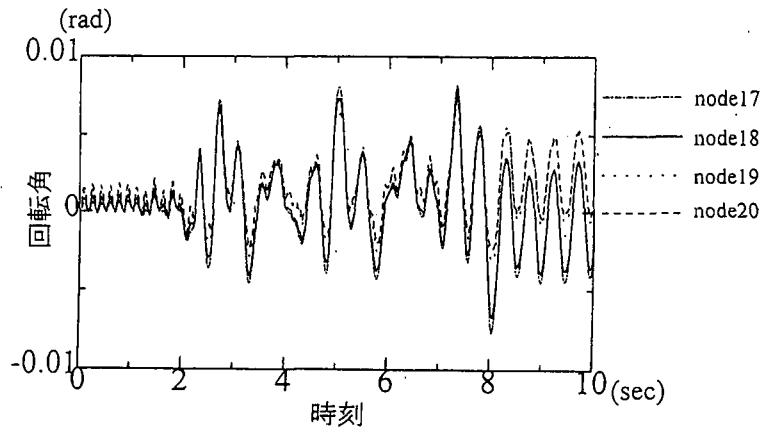


Fig. 10 P183 橋脚柱部における回転角の時刻歴

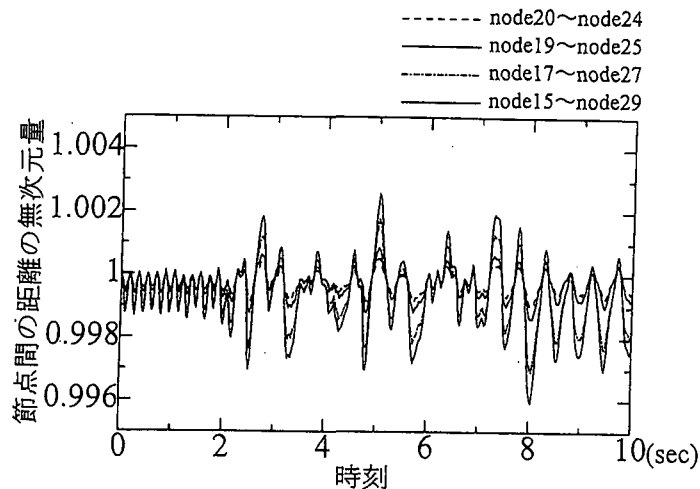


Fig. 11 P183 橋脚の節点間距離の時刻歴

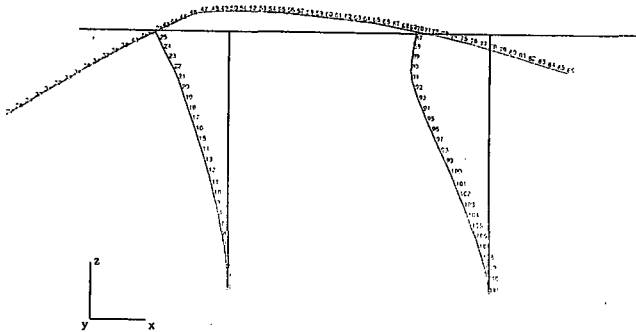


Fig. 12 P2 橋脚の変形図 (同じ入力条件, 5.78 秒時)

3-4 隅角部の耐震要求性能

解析の結果から、隅角部には、柱部あるいは梁部において断面変化により板厚が薄くなった箇所における塑性化が進行することによりその変形が抑えられる傾向があることが明らかとなった。これは、地震動波形や梁の張り出し長さに依らず言える事である。従って、隅角部に要求される耐震性能としては、柱部あるいは梁部の断面

変化により板厚が厚くなった箇所で塑性化が進行し、隅角部の変形が抑えられる状態となるまで、脆性破壊を起こさないということが要求されるであろうと考えられる。つまり、隅角部に対する補強手法は、この要求性能を隅角部に保有させるに十分な補強効果を持つものが望ましいということである。しかし、具体的にどの程度の補強効果が必要であるかは、現段階では客観的な評価がなく、今後の課題となる。

4. まとめ

本研究では、鋼製門型ラーメン橋脚隅角部に対する補強手法について検討し、隅角部に要求される耐震性能を明らかにする必要性を述べた。さらに、簡易な骨組モデルによる非線形動的解析の結果を用いて隅角部に対する耐震要求性能の明確化を試みた。本研究の結論は以下のようである。

- (1) 筆者らが提案した隅角部の補強手法は、隅角部に変形性能・耐力上昇といった効果をもたらし、特にRを有するリブによる補強の有効性が確かめられた。
- (2) 隅角部の補強案には補強効果に限界があり、隅角部にどの程度の補強効果をもたらす必要があるかを明らかとするために、隅角部に要求される耐震性能について検討する必要があると考えられる。
- (3) 実際の鋼製門型ラーメン橋脚では、隅角部はせん断遅れを考慮して板厚を厚くしてあり、柱部および梁部の隅角部からはずれた断面で板厚が急激に変化する。地震時には、その断面変化により板厚が薄くなった箇所塑性化が集中的に進行し、その結果隅角部の変形が抑えられるという挙動特性を示すと考えられる。これは、橋脚の梁の張り出し長さや入力地震波形に依存しない特性である。
- (4) 隅角部に要求される耐震性能は、梁部あるいは柱部の塑性化が進行し、隅角部の変形が抑えられる状態となるまで、脆性破壊を生じないことであると考えられる。

参考文献

- 1) 道路橋示方書共通編・鋼橋編：社団法人日本道路協会
- 2) 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り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. 3
- 3) 酒造敏広，事口寿男：鋼製ラーメン橋脚の崩壊性状と

- 変形性能に関する実験的検討；構造工学論文集 Vol. 37A, pp. 121-134, 1991. 3
- 4) 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, pp1-18, 1968. 5
 - 5) 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り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. 3
 - 6) 三木千寿，四十沢利康，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, pp273-281, 1998. 4
 - 7) 大野崇，名取暢，松本好生：トルクコントロール型片面施工用高力ボルトを用いた摩擦接合法；横河ブリッジ技法, No. 26, p236-240, 1997
 - 8) 町田進，吉成仁志，安田真，粟飯原周二，間淵秀里：鋼材の脆性き裂伝播・停止の力学モデル（1）－基礎モデルの構築－，日本造船学会論文集第 177 号, pp243-258, 1995
 - 9) 石川忠，野見山裕治，荻原行人，粟飯原周二：表層超細粒鋼の脆性き裂伝播停止特性（その1）－シアリップを活用した特性向上－，日本造船学会論文集第 177 号, pp259-267, 1995
 - 10) 酒造敏広，事口寿男，長田好夫：鋼変断面門型ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究；構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 205-216, 1997. 3
 - 11) 宇佐美勉，戸谷和彦，鈴木森晶，是津文章：繰り返し荷重を受ける鋼製門型ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験；構造工学論文集, Vol. 41A, pp289-300, 1994. 3

(1998年8月17日受付)

REQUIRED SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL BEAM-COLUMN CONNECTION

Eiichi SASAKI, Takashi USUI and Chitoshi MIKI

Three types of improved or retrofit detail of beam-column connection against brittle fracture are suggested, and their effects on seismic performance of beam-column connection are discussed on the basis of the results of large-scale experiments. As a result, it is pointed out that the definition of required seismic performance of beam-column connection is needed to make most of such improved details. By means of nonlinear dynamic response analyses on actual steel frames, the required seismic performance of beam-column connection is investigated. Finally, it is suggested to be defined as the ability of keeping the stable behavior without brittle fracture until the motion of beam-column connection is arrested by the plastic deformation at the changing point of thickness of plates.