

第2編 耐震性能鋼材（第2分科会）

第2分科会の活動の目的は、兵庫県南部地震で見られた脆性的破壊、低サイクル疲労を防止し、ダクタリティの高い鋼構造物の設計を可能にするために、鋼材として必要な機能、溶接部・隅角部の構造等についてまとめる。また、高機能鋼の耐震デバイス等への活用法について検討する。

以下に、報告書の概要を各章ごとに示す。

1. 脆性破壊の事例および発生メカニズム

1.1 脆性破壊の事例

兵庫県南部地震により高架橋の鋼製脚も甚大な被害を受けた。鋼製脚における被害内容の大部分は、脚を構成する圧縮補剛板もしくは円筒殻の局部座屈であった。局部座屈等により大きな塑性ひずみを受けた部位においても、鋼材の割れ等の脆性的な破壊は多くの場合生じなかった。しかし、以下の事例において鋼材の割れを伴う脆性破壊が報告されている。

- ・ 門型ラーメン橋脚隅角部の脆性破壊
- ・ 円筒橋脚の局部座屈に伴う脆性破壊
- ・ 溶接構造用高張力鋼管柱（Gコラム）

1.2 脆性破壊の発生メカニズム

前述した被害の調査から、脆性破壊は、通常考えられる疲労や継ぎ手部の欠陥を起点とした脆性亀裂の伝播とは異なっており、脆性亀裂の起点となる欠陥や疲労亀裂が無くとも、次のようなメカニズムで生じる可能性があることが明らかになった。

Step 1 隅角部などの構造的な要因または局部座屈によるひずみ集中

Step 2 局部的で非常に大きな塑性ひずみの発生

Step 3 靱性の低下（以下の効果による）

- ・ 高ひずみ速度
- ・ 予ひずみ
- ・ 低温
- ・ 正負交番の繰返し載荷
- ・ 溶接による熱影響

Step 4 延性亀裂の形成

Step 3 亀裂の進展に伴い延性亀裂から脆性破壊への変化

なお、被害を受けた橋脚でどの程度のひずみを受けたかについて、事例調査や解析的な手法により6～20%程度のひずみを受けたと報告されている。

2. 鋼材の低サイクル疲労

2.1 低サイクル疲労の事例

地震震直後に鋼製橋脚の隅角部や基部で以下のような亀裂が生じているのが見された。

- ・ 鋼製橋脚隅角部で塗膜の割れや剥離が数多くみられ、それらの中には鋼材に亀裂が生じていたものが数カ所あった。亀裂の発生位置は、柱のフランジとウェブを接合する縦方

向溶接と、柱と梁のフランジ同士を接合する横方向溶接の交点部で、柱フランジ側の溶接止端である。また、亀裂の進展方向は、柱と梁のフランジ同士を接合する横方向溶接に沿ってほぼ水平方向である。

- ・残留変形が大きい鋼製橋脚基部の三角リブの上端に亀裂が生じているものがあった。亀裂の発生位置は、箱断面のフランジとウェブを接合する角継手付近の、柱とベースプレートの間に取り付けられた三角形の補強リブ上上のすみ肉溶接部である。また、亀裂の進展方向は、三角形の補強リブ上端を縫うようにほぼ水平方向である。これらの亀裂は、地震時に作用する数回程度の繰返し荷重によって生じる極めて短寿命領域の低サイクル疲労により発生した可能性が指摘されている。しかしながら、その挙動に関しては未解明な点が多い。また、これらの亀裂が常時の活荷重や風荷重で生じた高サイクル疲労亀裂が地震時に開口した可能性もあり、今のところ断定することはできない。

2.2 模型試験体による低サイクル疲労亀裂の発生・進展挙動

継手部の模型試験体を用いた低サイクルの繰返し載荷実験が行われ、以下のようなことが確認されている。

- ・亀裂の発生位置は、隅角部、基部共に、実際と同じく、柱のフランジとウェブを接合する縦方向溶接と、柱と梁のフランジ同士を接合する横方向溶接の交点部で、柱フランジ側の溶接止端、および箱断面柱のフランジとウェブを接合する角継手付近の、柱とベースプレートの間に取り付けられた三角形の補強リブ上端のすみ肉溶接部である。
- ・載荷振幅が降伏変位 (δ_y) の約10倍のとき、1～2回の繰返し載荷で表面長さが1 cm 暫後前後の亀裂が発生し、3～5回程度の繰返し載荷でそれらの亀裂は進展し、柱部材のフランジ板厚を貫通する。
- ・隅角部では、ウェブの切欠き部の曲率半径が大きくなるとひずみ集中が緩和され、亀裂発生寿命が長くなる。

2.3 鋼材の低サイクル疲労強度

数種類の鋼材を対象に、丸棒試験片を用いて低サイクル疲労試験が行われている。その結果、表-2.3.2に示す結果が得られた。表から、4～9%のひずみが圧縮および引張側に数回程度繰返されると亀裂が発生し（亀裂発生寿命）、数十回程度で破断する（破断寿命）ことがわかる。また、ひずみ履歴が圧縮側から始まると亀裂発生寿命および破断寿命は短くなる傾向が認められる。

2.4 低サイクル疲労に対する照査の方法

鋼部材の低サイクル疲労に対する照査は、部材が受けるひずみ履歴（応答値）を求め、それに対して部材に亀裂が発生しない、あるいは亀裂が発生しても部材が破断しないことを確認することが基本になる。しかし、大規模地震時の鋼部材が受けるひずみ履歴を求めるのは容易ではない。そこで、亀裂発生寿命に対応する塑性ひずみ範囲を限界値として設定し、隅角部および基部の亀裂発生が予想される位置の局部的な塑性ひずみ範囲がその限界値を越えないことを照査する方法が考えられる。

この時、どの程度のひずみ履歴を想定するかが問題になる。1.2に述べたように、兵庫県南部地震での研究結果から推定されているひずみ量は、6～20%の範囲にある。ただし、これらは従来の手法で設計された構造物の被害事例を元に推定されたものである。新しい耐震設計基準では、大規模地震に対して変形性能を期待する設計体系に移行する必要がある。

るが、その中で、大規模地震に対する鋼製橋脚の終局限界を最大耐力から95%低下したところを終局限界に設定している。したがって、このことを踏まえて限界ひずみ量を設定する必要がある。

鋼管柱の解析の例では、歪みは局部座屈発生に伴って、10%程度の圧縮最大ひずみが発生しており、歪みは圧縮側に偏っている。これは、別に行った他のモデルでも同様であり、特に圧縮側に歪みが大きく偏る傾向がある。

このような、変動歪み履歴の繰返し数のカウント法として、レインフロー法があるが、これによるとこの場合には、±10%が1回程度に繰返されたことに相当する。

所要靱性値の評価に用いる歪み履歴としては、様々な歪み履歴を包括するひずみ履歴を以って評価するべきであると考えられる。また、歪み履歴は地震波等の入力条件により大きく影響を受けるため、様々な地震波およびモデルで検討を行う必要があること、またラーメン隅角部ではさらにひずみの集中が厳しくなると予想されること等を考慮し、±10%の歪みが3回程度繰返されるような履歴を考えればよいと考えられる。したがって、塑性ひずみの限界値として10%を考える。ただし、表2.3.2からわかるように、±10%のひずみが数回繰返される場合には、部材は破断はしないが亀裂の発生を許容することになる。そこでここでは、そのような状況下で亀裂が発生した場合でも、それが脆性破壊に繋がらないような材料特性（破壊靱性値）を鋼材に要求する必要がある。

なお、さらに簡便な照査方法として、亀裂発生位置の局所的な塑性ひずみ範囲の代わりに、標準的な継手ディテールと公称ひずみあるいは継手部の変形量を用いる方法も考えられる。この場合には標準的なディテールについて、公称ひずみあるいは変形量と、亀裂発生位置の局所的な塑性ひずみの関係を求めておく必要がある。

3. 脆性破壊と鋼材の破壊靱性値および所要靱性値

3.1 繰返し塑性ひずみによる鋼材の破壊靱性低下

兵庫県南部地震においては、塑性ひずみが鋼材の破壊靱性を低下させ、橋脚に脆性破壊を起こさせた。したがって、鋼製橋脚の耐震設計法を確立する上で、塑性ひずみによる鋼材の破壊靱性低下を評価できることが必要である。

鋼製橋脚は地震時に繰返し荷重を受ける。したがって塑性ひずみによる鋼材の破壊靱性低下を考える際には、塑性ひずみが繰返されることの影響を考慮しなければならない。

3.2 吸収エネルギー低下と塑性ひずみの繰返し回数の関係

繰返し塑性ひずみを受けたIビームのフランジ（鋼種SM400B）から採取された衝撃試験片（JIS Z 2202 4号試験片）による試験結果から、塑性ひずみの±0.5%の範囲では、繰返しが吸収エネルギー低下に与える影響は3サイクルまでで、3サイクル以上の繰返しが吸収エネルギーの低下に与える影響は小さい。

3.3 吸収エネルギー低下と塑性スケルトンひずみの関係

時効処理の有無に関わらず、塑性スケルトンひずみで評価された吸収エネルギー低下と単調塑性ひずみによる吸収エネルギー低下との間に相関は見られない。

3.4 等価塑性ひずみ

塑性ひずみの繰返しによる破壊靱性低下を、単調塑性ひずみによる破壊靱性低下に関連付けることが可能である。

3.5 単調塑性ひずみを受けた鋼材の破壊靱性低下と応力上昇の関係

単調塑性ひずみを受けた鋼材の破壊靱性低下が評価できれば、繰返し塑性ひずみを受けた鋼材の破壊靱性低下を評価することができる。そこで、単調塑性ひずみを受けた鋼材の破壊靱性低下を応力上昇に関連付けることが試みられている。

3.6 繰返し塑性ひずみを受けた鋼材の破壊靱性の推定法

応力とひずみの関係を与えて、単調塑性ひずみを受けた鋼材のシャルピーの吸収エネルギーを推定する式が提案されている。

3.7 鋼材の所要靱性値

2.4に述べたように、塑性ひずみの限界値として10%を考えるが、±10%のひずみが数回繰返される場合には、部材は破断はしないが亀裂の発生を許容することになる。3.1~3.6までに述べた内容は、それに比べて小さなひずみ領域の実験から得られたものであり、10%もの大きなひずみの領域に適用するには問題がある。そこでここでは、脆性破壊を防ぐために必要な鋼材の所要靱性値を求めるための一つの方法として、(社)日本溶接協会が提案している手法をもとに試算を行った。この方法は、すでに建築物へは適用が試みられているが、適用の際に仮定することが多いなどの問題を抱えている。しかし、一つのまとまった理論体系で構成されているため、その手法の橋梁への適用を試れば、地震時の所要靱性値をどの程度想定すればいいかを大まかに把握することができる。ただし、この手法は破壊力学的な手法であるため、何らかの欠陥を想定する必要があるが、ここでは1mmの大きさを想定した。これらの設定条件を表3.7.1に示す。表3.7.2は、その算定結果をまとめたものである。なお、表には10%のひずみ履歴の他、5%の試算例も載せている。この手法によれば、10%のひずみ履歴を受ける場合、最低使用温度 - 10℃で、所要靱性値は170J@0℃になる。ただし、この手法は破壊時に発生する熱の影響を考慮に入れていないが、それ考慮すると最低使用温度 - 10℃での所要靱性値は75J@0℃になる。

地震時の所要靱性値については、まだ議論すべき点は多々残されており、研究も行われているが、上記のような試算例および鋼材の破壊靱性劣化に関するこれまでの研究成果[三木千寿, 2000]を踏まえると、100J@0℃程度を目安にすればいいと考えられる。

4. ラーメン隅角部の変形特性

鋼製ラーメン隅角部の変形性状、耐震特性を把握するために、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) 平均応力から隅角部板厚を定めても、ハンチを取り付ければ、剛性、最大耐力ともに上昇し、せん断遅れを考慮して板厚を決めた場合とほぼ同じ耐力、変形特性が得られる。
- (2) せん断遅れを考慮して隅角部板厚を定めた場合、ハンチを取り付けることによる剛性、最大耐力の上昇は小さい。
- (3) 平均応力から隅角部板厚を定めてハンチを付けない場合、最大耐力は若干小さくなるが、最大耐力点の変位や最大耐力点までに吸収されるエネルギー量はむしろ大きくなる。

表 2.3.2 供試試験片の試験条件および疲労寿命

材料	ひずみ振幅 [%]	平均ひずみ [%]	き裂発生寿命	破断寿命	備考
SM490B	4	0	4	—	
	5	0	3	42	
	7	0	3	30	
	9	0	2	—	
	4	+4	4	46	
	4	+10	4	38	
	ハイブリッド			—	33 ブロック
SM570Q	4	0	—	33	
	5	0	—	57	
	7	0	14	17	
	9	0	2	21	
	4	+4	4	51	
	4	+10	—	53	
	4	+16	6	90	
	4	-4	6	45	
	4	0	3	8	圧縮側からスタ
	5	+10	7	38	
	5	0	2	5	圧縮側からスタ
	7	+10	3	23	
	9	+10	—	8	

表 3.7.1 設定条件

最低使用温度	-10℃, 0℃
板厚	25mm
降伏強度 σ_y	355Mpa (50 キロ鋼) 450MPa (60 キロ鋼)
負荷歪みレベル	5%, 10%
歪み履歴	① $+\alpha\%$ ② $-\alpha\% \rightarrow +\alpha\%$ ③ $+\alpha\% \rightarrow -\alpha\% \rightarrow +\alpha\%$ $\alpha = 5$ あるいは 10
残留応力	負荷歪みに対して非常に小さいため無視
亀裂寸法	等価亀裂寸法 1mm の表面亀裂を想定 (延性亀裂あるいは低サイクル疲労亀裂の発生を想定)
歪み速度	0.1/sec
発熱の評価	塑性仕事の 80%が残留したと仮定
予歪みの効果	流動応力 100 MPa 上昇に対して破壊靱性遷移カーブの温度シフト 40℃と評価し、最大シフト量は 40℃とする
塑性拘束の補正	APD 提案値 ($\beta = 0.4$)
CTOD からシャルピー特性への変換	CTOD とシャルピー吸収エネルギーとの相関式およびシャルピーマスターカーブ $\delta(T) = \nu E(T + \Delta T) / 250, \Delta T = 123 - 0.19\sigma_y - 6\sqrt{t}$ $\nu E(T) = 225 / (\exp(-0.05(T - \nu T_E)) + 1)$

表3.7.2 地震時の所要靱性値の算定例

最低使用温度(°C)		ひずみ履歴	所要靱性値 VE-0(J)	
			YP355 (MPa)	YP450 (MPa)
発熱考慮	0	+5%	12.3	24.0
		-5→+5(%)	32.0	59.7
		+5→-5→+5(%)	19.0	35.2
		+10%	19.7	36.1
		-10→+10(%)	31.1	53.8
		+10→-10→+10(%)	10.1	16.6
	-10	+5%	22.5	41.4
		-5→+5(%)	47.9	83.5
		+5→-5→+5(%)	29.3	52.1
		+10%	35.0	59.6
		-10→+10(%)	46.4	75.9
		+10→-10→+10(%)	15.8	25.5
発熱を考慮しない	0	+5%	15.3	30.5
		-5→+5(%)	61.9	108.6
		+5→-5→+5(%)	61.9	108.6
		+10%	31.2	58.0
		-10→+10(%)	108.8	156.9
		+10→-10→+10(%)	108.8	156.9
	-10	+5%	27.8	51.6
		-5→+5(%)	86.6	136.3
		+5→-5→+5(%)	86.6	136.3
		+10%	53.4	89.3
		-10→+10(%)	136.6	178.1
		+10→-10→+10(%)	136.6	178.1

- (4) 平均応力から隅角部板厚を定めた場合、ハンチを付けなければ、面外変形が隅角部にも生じる局部座屈モードとなる。これ以外の場合、局部座屈はすべて柱・梁部材の一般部に集中して起こる。
- (5) ハンチ先端部に取り付けられるダイアフラムは局部座屈を抑制するように作用し、最大耐力以降の劣化の度合いを緩和する。
- (6) 耐震設計で重要となる、耐力が若干低下するまでの隅角部の力学的挙動を把握するには、1 サイクル載荷による検討でも十分と考えられる。
- (7) 局部座屈が隅角部で生じると、梁と柱の接合部に大きなひずみが生じる。ただし、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。
- (8) 隅角部ウェブパネルの板厚を増すことでも梁・柱接合部のひずみは抑制されるが、ハンチを取り付ける方が抑制効果は大きい。
- (9) 隅角部ウェブパネルのせん断変形を制御するには、ハンチ取り付けよりもウェブパネルの板厚を変化させる方が効果的である。

5. 高機能鋼の耐震デバイスへの利用

5.1 高機能鋼の特性

以下の高性能鋼のそれぞれについて、それぞれの特性をまとめた。

- ・ 強度に関する高機能鋼
- ・ 靱性・溶接に関する高機能鋼
- ・ 耐食性などに関する高機能鋼
- ・ その他の高機能鋼
- ・ 耐震デバイスとして活躍が期待される高機能鋼

5.2 高機能鋼の耐震デバイスへの利用方法

高性能鋼を耐震デバイスへ利用するにあたって必要な力学的特性である ①せん断変形、②曲げ変形、③ねじり変形、④軸方向変形、⑤塑性変形による衝撃吸収について、文献をもとにこれまでに明らかになっていることをまとめた。

海外で"High Performance Steel"と呼ばれているものは、その殆どが高張力鋼と耐候性鋼である。我が国で開発された高機能鋼には、耐震デバイスとしての活用例が多数見受けられる。これは、強度と延性を兼ね備え、高品質で非常に安定した鋼材の利点を生かしたものである。しかも、要求される性能が明瞭なために、今後ますます活用例が考案されるものと考えられる。一方、高機能鋼を部材に活用する例は、低降伏比鋼などに限られており、高機能鋼の耐震部材への活用の可能性は不明瞭である。

高機能鋼を耐震部材に活用するためには、その耐震性能を評価する手段が必要である。特に、理論的に評価するには精度の良い材料構成則が重要である。材料構成則については、Dafalias-Popovの2曲面モデルが広く知られているが、我が国においても、構造鋼材の特徴である降伏棚や、弾性域の減少、硬化域の変化などについて、繰り返し載荷実験によって精度の良い構成則が提案されている。なお、鋼材の利点である延性を引き出すためには、低サイクル疲労の観点から明確なひずみ制限を設けることが重要であり、そのひずみ領域までの応力-ひずみ挙動を明確にしておく必要がある。