

地震動の作用による軸方向鉄筋破断に関する一考察

A study on breaking of axial reinforcement by the earthquake

北武コンサルタント(株) ○正会員 斉藤 聡彦 (Akihiko Saitou)
 北武コンサルタント(株) 磯貝 縁 (Yukari Isogai)
 北武コンサルタント(株) 正会員 渡辺 忠朋 (Tadatomo Watanabe)
 (財)鉄道総合技術研究所 正会員 谷村 幸裕 (Yukihiro Tanimura)

1. はじめに

構造物の設計体系として性能照査型設計体系への移行が種々の機関で検討されている。性能照査型設計体系へ移行した場合には、構造物の求められる性能が明確になることから、従来にも増して構造物の物理的な状態を照査時に明確にすることが求められる。

現在の種々の設計基準においては、耐震に関する検討が比較的 performance 型設計体系に近い体系となっていると考えられる。¹⁾

一般に、耐震性能の照査においては、構造物の復旧性が主たる性能として定義されている。これは、言い換えれば、地震によって構造物が損傷しても、短期間で復旧することを性能としており、損傷を許容し、その後も構造物を供用することを前提としていられると考えられる。

一方、鉄筋コンクリート部材の正負交番載荷実験等で、部材の水平変位の大きな領域で、軸方向鉄筋が破断して水平抵抗を失う状況が観察されることがある。

このような現象は、鉄筋コンクリート部材の破壊形態を検討する上で、ひとつの破壊形態に分類されるものと考えられるが、軸方向鉄筋の破断に対する検討は十分に行われていないのが現状である。

現在の種々の基準では、構造物が損傷した後の挙動に関する照査は規定されていないと考えられ、この種の破壊が実構造物で発生するか否かは、検討されていないのが現状である。

そこで、正負交番載荷実験で、軸方向鉄筋が座屈後に破断した供試体の実験結果を用いて検討を試みた。

さらに、実験で用いた供試体を使用した実物の高架橋を設計し、想定地震動を作用させた応答解析を実施して、実験から想定される軸方向鉄筋の破断までの吸収エネルギーを指標として、実構造物における軸方向鉄筋の破断の可能性に関する検討を試みた。以下に、その概要を示す。

2. 軸方向鉄筋が破断に至る吸収エネルギーの検討²⁾

供試体は、鉄道RCラーメン高架橋の柱の実物大モデルである。断面は 900×900mm、柱下端から載荷点までの高さは 3.0m とした。供試体の配筋状況を図1に示す。実験のパラメータは、横方向鉄筋量、および損傷した部材の補修後の性能とした。損傷した部材の補修後の性能に着目した実験では、軸方向鉄筋が塑性化までの履歴を受けたものを、断面修復し、帯鉄筋の再配置を行った供試体を用いた。なお、これらの供試体はいずれも曲げ破壊となるように設計されたものである。

載荷は、定変位正負交番繰り返し載荷とした。載荷サイ

クルは、降伏荷重以降は降伏変位の整数倍の変位を各変位ステップで3回繰り返した。

載荷試験における水平荷重と変位の関係から、水平荷重×変位をエネルギーと定義して各供試体の軸方向鉄筋破断までの累積エネルギー吸収量の比較を行った。ここでいう累積エネルギーは、荷重変位履歴の1サイクルのループが囲む面積とした。

せん断補強鉄筋比と累積エネルギー吸収量の関係を、図2に示す。この結果より、帯鉄筋による軸方向鉄筋の拘束効果が增大するほど変形性能は向上し吸収エネルギーは増加するものの、軸方向鉄筋の破断が生じやすくなる。

また、軸方向鉄筋が塑性化するような履歴を受けた柱を補修した場合、小さなエネルギー量で軸方向鉄筋の破断が生じる(図3参照)。

軸方向鉄筋が破断するエネルギー量は、供試体 No1 で $1.96 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ 、補強を行った供試体 No6 では $4.16 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ となる。累積エネルギー量を表1に示す。

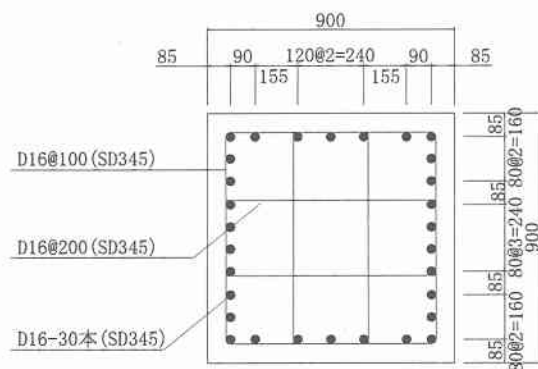


図1 配筋状況

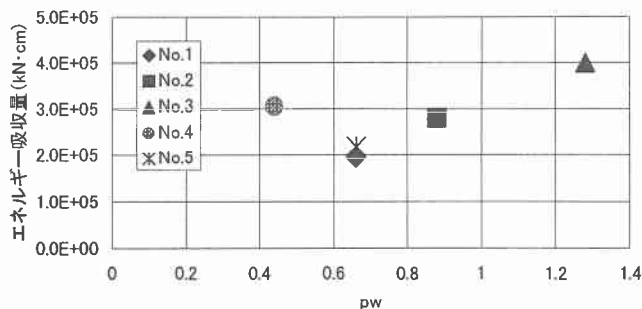


図2 せん断補強鉄筋比と累積エネルギー吸収量の関係

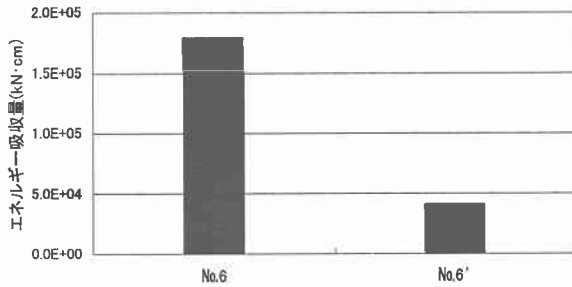


図3 エネルギー吸収量の比較

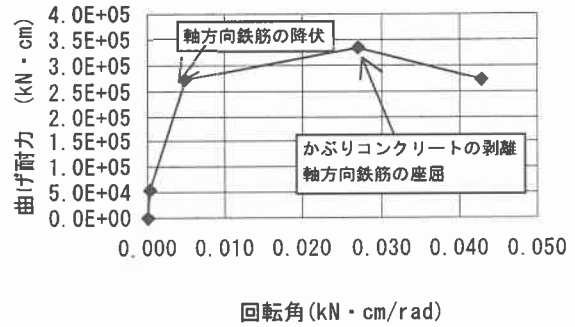


図5 柱部材の非線形性

表1 供試体一覧表

供試体	累積エネルギー(kN・cm)
No1	1.96×10^5
No6' (補修後)	4.16×10^4

3. 地震の影響による構造物の応答

3.1 検討対象構造物

本検討では、図4に示すようにラーメン高架橋の橋軸直角方向とした。なお、本検討モデルの柱部材は、前述の供試体No.1の形状寸法および配筋詳細としてある。

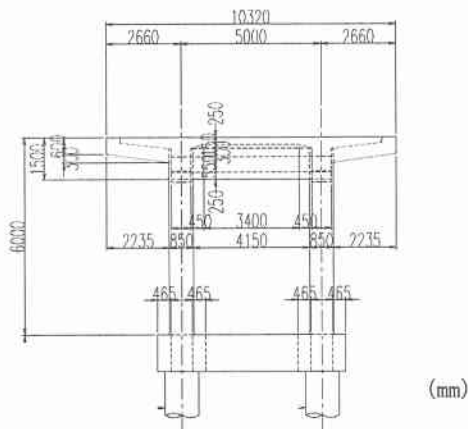


図4 検討対象構造物

3.2 部材性能の設定

部材の性能は、以下に示すように想定地震に対して土木学会示方書に示された耐震性能を満足する部材性能とした。

想定地震L-1: 耐震性能1を満足することとし、部材の応答は、曲げ降伏以前の弾性的挙動を示す。

想定地震L-2: 耐震性能2を満足することとし、部材の応答は、非線形領域へ入るが最大応答値は限界変位を超えない挙動を示す。

橋脚く体の部材の非線形性は、図5に示すように部材の曲げモーメントと部材角の関係で考慮することとし、復元力特性はJ R総研モデル³⁾とした。なお、非線形特性と部材の損傷の関係は、概ね図5中に示すように想定される⁴⁾。

3.3 構造解析モデル

構造解析モデルを図6に示す。検討を簡単にするため本検討では基礎部分を固定としたモデルとした。すなわち、ラーメン高架橋の柱と上層梁のみが地震動による震動の対象となるモデルとした。

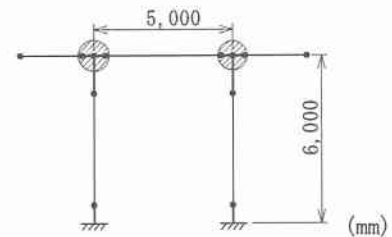


図6 構造解析モデル

3.4 入力地震動

入力地震動は、3.2で示した部材の挙動との関連から想定地震L-1および想定地震L-2を設定した。

想定地震L-1とL-2の加速度の弾性応答スペクトルを図7に示す。本検討では検討の趣旨を踏まえて想定地震L-1と想定地震L-2の中間に位置する地震波形として想定地震L-1.5を設定した。

なお、本検討で用いた想定地震動は、鉄道構造物の耐震性能の照査で使用されているG3波を基本波形としているが、すべて同一の周期特性を有しており最大加速度振幅のみを変化させたものである。したがって、地震動の周期特性が及ぼす影響は考慮されないことになる。

入力地震動の加速度の時刻歴波形の一例を図8に示す。

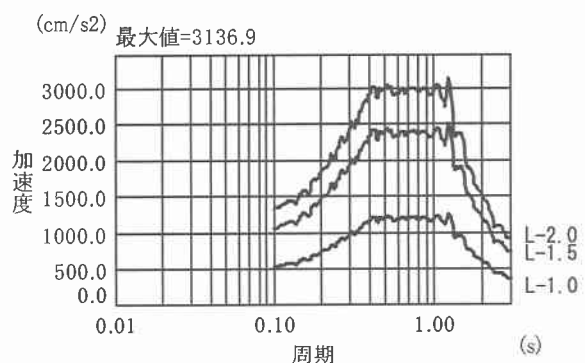


図7 想定地震の弾性応答スペクトル

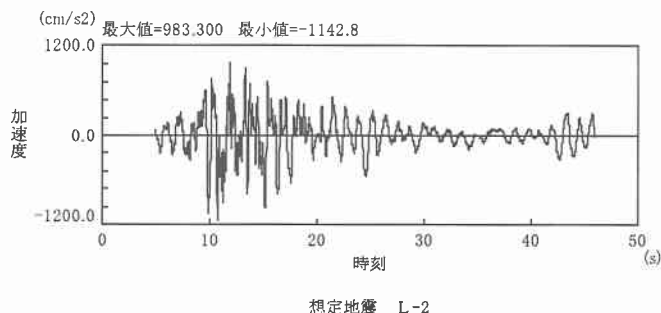


図8 想定地震動の加速度時刻歴波形

3.5 想定地震の組合わせ

本検討では、想定地震の組合わせとして表2に示す10ケースを検討対象とした。

CASE1～CASE3は、想定地震がそれぞれ構造物に一回作用するケースである。

CASE4,5は、想定地震L-1とL-2の作用順序を変えたケースである。

CASE6～CASE9は、想定地震L-1, L-1.5およびL-2の3つの想定地震動を作用させたケースで、それぞれ作用順序を変化させたケースである。CASE10は、想定地震L-1.5を3回作用させたケースである。

なお、解析では、それぞれの想定地震動を連続して入力した。すなわち、構造物が被災後に損傷や残留変位が生じても無補修ならびに無補強で供用した場合を想定していることになる。

表2 検討ケース

NAME	想定地震動の組合わせ
CASE1	(L-1)
CASE2	(L-2)
CASE3	(L-1.5)
CASE4	(L-1) + (L-2)
CASE5	(L-2) + (L-1)
CASE6	(L-1) + (L-1.5) + (L-2)
CASE7	(L-1.5) + (L-1) + (L-2)
CASE8	(L-1.5) + (L-2) + (L-1)
CASE9	(L-2) + (L-1.5) + (L-1)
CASE10	(L-1.5) + (L-1.5) + (L-1.5)

3.6 解析結果および考察

各検討ケースにおける、柱基部の部材角の最大応答値を表3に示す。また、柱基部の部材角の時刻歴波形の例を図9～図12に示す。

CASE1～CASE3より、想定地震に対する耐震性能を満足していることがわかる。

CASE4,5は、想定地震L-1とL-2の作用順序を変化させたケースである。想定地震L-1の作用後に想定地震L-2を作用させたCASE4から得られた最大応答値は、想定地震L-2を一回作用させたCASE2よりも若干大きな値を示した。しかし、想定地震L-2作用後に想定地震L-1を作用させたCASE5では、最大応答値は増大しない結果となった。

CASE6～CASE9は、想定地震L-1, L-1.5および

L-2の3つの地震動を作用順序を変化させて作用させたケースである。想定地震L-1.5の作用後に想定地震L-2が作用するCASE6～CASE8では、最大応答部材角は、限界部材角を上回る結果となった。また、想定地震L-2作用後に想定地震L-1.5およびL-1が作用するCASE9や、想定地震L-1.5が3回作用するCASE10では、2回目以降の地震動で最大応答部材角が限界部材角を上回る結果とはならないものの、残留部材角が増大する傾向が認められる。

表3 解析結果

NAME	$\theta_{\max}$	θ_y	θ_m	θ_n
CASE1	0.0030	0.0048	0.0270	0.0429
CASE2	0.0272			
CASE3	0.0128			
CASE4	0.0304			
CASE5	0.0272			
CASE6	0.0313			
CASE7	0.0296			
CASE8	0.0313			
CASE9	0.0284			
CASE10	0.0209			

注) 単位; $\theta_{\max}$, θ_y , θ_m , θ_n : kN・cm/rad

記号; $\theta_{\max}$: 最大応答部材角

θ_y : 降伏時部材角

θ_m : 最大耐力時部材角

θ_n : 限界部材角

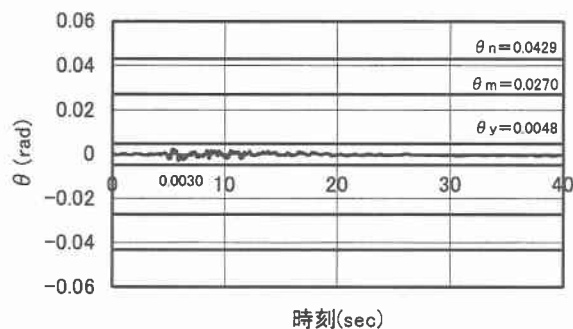


図9 解析結果（柱基部の応答部材角 CASE1）

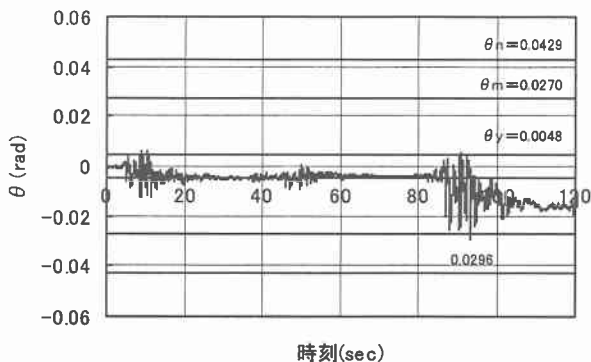


図10 解析結果（柱基部の応答部材角 CASE7）

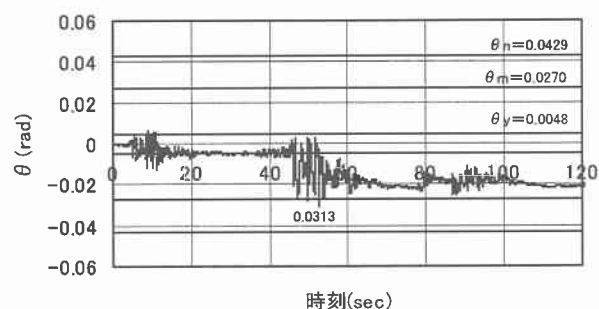


図 11 解析結果（柱基部の応答部材角 CASE8）

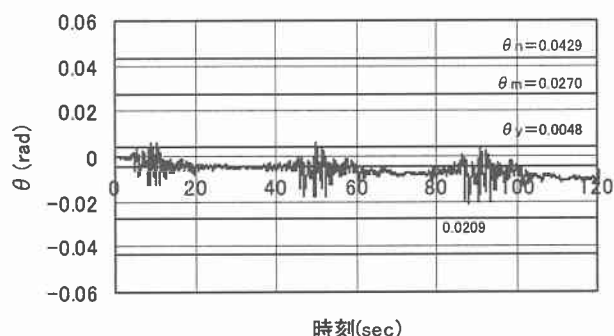


図 12 解析結果（柱基部の応答部材角 CASE10）

4. 吸収エネルギー

各検討ケースにおいて、柱の吸収エネルギーを算定した。ここで言う吸収エネルギーは、部材の曲げモーメントと回転角の関係から図 13 で示される面積とした。

すなわち、各検討ケースから得られた吸収エネルギーが前述の実験結果から想定された吸収エネルギーよりも大きい場合は、軸方向鉄筋の破断が生じる可能性があることを意味することになる。

表 4 に各検討ケースの吸収エネルギーを示す。なお、表には、柱部材で最も吸収エネルギーが大きくなった部位の値を示している。

これによると、すべてのケースの吸収エネルギーが、軸方向鉄筋の破断が生じる限界値を上回らない結果となる。

しかし、塑性化した状態の部材の限界値との関係を考えると、本検討で想定した地震回数以上の地震動が作用した場合には、部材の限界値を上回る可能性があると考えられる。

5. 結論

柱の水平交番載荷実験結果をもとに、地震動の規模と発生回数をパラメータとしてラーメン高架橋をモデルとして、軸方向鉄筋の破断の可能性について検討を行った。

その結果、弾性領域内にある部材では、本検討における想定地震動が作用しても軸方向鉄筋の破断が生じない。しかし、一度塑性化した部材では、本検討の想定地震動を 3 回作用させたような場合には、軸方向鉄筋の破断が生じる

可能性があると考えられる結果となった。

この結果より、構造物が損傷した後の補修、補強を考える上で、耐震性能の照査に用いる想定地震の設定方法や軸方向鉄筋の破断が照査指標となりうる可能性があると考えられる。今後、軸方向鉄筋の破断に対する想定地震動の規模と発生回数の関係について、検討を深度化する必要があると考えられる。

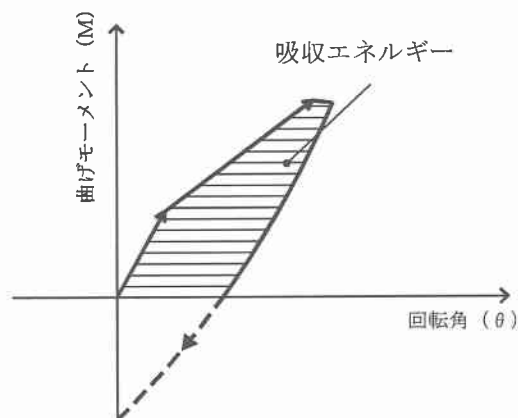


図 13 吸収エネルギー

表 4 各検討ケースの吸収エネルギー

NAME	吸収エネルギー ($\text{kN} \cdot \text{cm} \cdot \text{rad}$)	限界値 ($\text{kN} \cdot \text{cm} \cdot \text{rad}$)	塑性化した 部材の限界値 ($\text{kN} \cdot \text{cm} \cdot \text{rad}$)
CASE1	2.65×10^3	1.96×10^5	4.16×10^4
CASE2	3.51×10^4		
CASE3	1.39×10^4		
CASE4	3.66×10^4		
CASE5	4.04×10^4		
CASE6	5.95×10^4		
CASE7	5.84×10^4		
CASE8	5.94×10^4		
CASE9	6.74×10^4		
CASE10	5.86×10^4		

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震設計編），平成 8 年
- 2) 渡辺忠朋・谷村幸裕・斉藤聡彦：軸方向鉄筋の破断に関する一考察，土木学会北海道支部論文報告集（第 I，V，VI 部門）第 56 号（A），pp. 694-699，2000 年 2 月
- 3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），平成 11 年 10 月
- 4) 瀧口，渡辺，佐藤：RC 部材の変形性能の評価，鉄道総研報告書，Vol. 13，No. 4，1999 年 4 月