

三陸南地震における新幹線高架橋の被害分析

14118657 中川真吾

1.目的 2003年5月26日に三陸南地震が発生し、多くの被害をもたらした。本研究では実際に被害を受けた東北新幹線の高架橋を対象にして、平面はり要素モデルを用いた被害分析をおこなう。

2.解析対象高架橋の構造概要と実被害

対象とした鉄道高架橋は東北新幹線の第3愛宕高架橋R2・R4と第5猪鼻高架橋R12・R15である。各高架橋の端部、中間部で、橋軸直角方向に解析した(図1参照)。構造形式は全て、鉄筋コンクリート一層ラーメンである。各高架橋の構造概要と実被害¹⁾に関しては、表1に示す。被害の特徴としては橋脚端部に被害が大きいことがあげられる。被害はせん断力によるもののみであり、曲げによる被害は報告されていない。

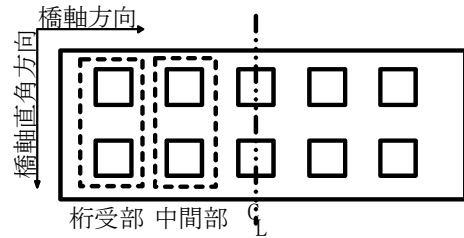


図1 解析対象

表1 対象とした高架橋

高架橋	径間数	全長(m)	柱高(m)	断面長(m)	せん断による損傷	曲げによる損傷
第三愛宕	R2	4	35	7.5	0.85	端部 被りコンクリートの剥離
						中間部 残留ひび割れ1mm程度
R4	3	25	9.0	1.05	無	無
第五猪鼻	R12	4	35	9.0	1.00	無
						端部 残留ひび割れ1mm以上
R15	3	35	7.5	0.85	中間部 無	無

建造物設計標準(1970年)および全国新幹線網建造物設計標準(1972年)等に基づき設計されており、現行の基準よりも帯鉄筋の量が少なかった。

3.解析方法

解析対象を図2のように有限要素に分割し、節点とはり要素からなる平面モデルとする。各部材の曲げ剛性の非線形性はトリリニアモデルであらわし、運動方程式はnewmarkβ法により数値解析によって解いた。地震力は解析対象の近傍で観測されたK-netの加速度データを用いた。鉄筋の抜けだしによる変位の増加は、非線形バネを所定の位置に入れることによって表現し、はりとの柱の接合部分は剛結されているので線形材料としている。

せん断力はモーメントの勾配より求め、せん断による損傷を以下のように推定した。

- せん断ひび割れ： $V_c < V_{max} < V_Y$
- せん断破壊： $V_{max} > V_Y$

ここに、 $V_Y (=V_c + V_s)$ はせん断耐力、 V_c はコンクリートが受け持つ耐力、 V_s はせん断補強筋が受け持つ耐力である。

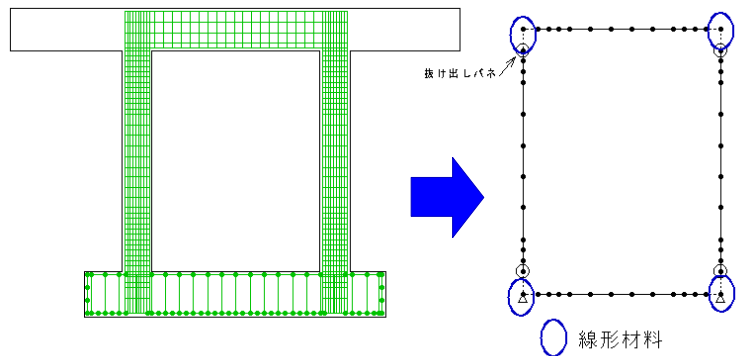


図2 対象物のモデル化(愛宕R2中間の例)

4.解析結果

解析結果の例として、愛宕R4中間部のM-φの関係を図3に示す。このグラフより、この解析での曲げ損傷はコンクリートひび割れ点(C点)には達しているものの、鉄筋降伏には至っていないことがわかる。表2には曲げ損傷の程度を示す最大曲げモーメント M_{max} と鉄筋降伏時のモーメント M_Y の比をまとめているが、今回対象としたものは全ての高架橋においてコンクリートひび割れ以上、鉄筋降伏以下であることがわかる。この結果は

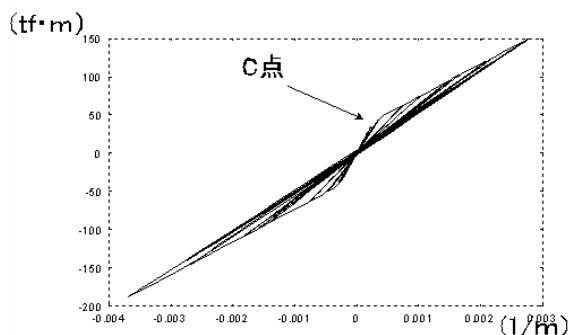


図3 M-φ関係(愛宕R4中間)

おおむね実被害と一致して

表2 曲げ損傷に関する解析結果

高架橋名		M_{max}/M_Y
愛宕R2	端部	0.88
	中間部	0.85
愛宕R4	端部	0.96
	中間部	0.84
猪鼻R12	端部	0.70
	中間部	0.77
猪鼻R15	端部	0.80
	中間部	0.80

表3 せん断損傷に関する解析結果

高架橋名		V_{max}/V_Y	せん断
愛宕R2	端部	1.34	破壊
	中間部	0.94	ひび割れ
愛宕R4	端部	0.67	ひび割れ
	中間部	0.49	ひび割れ
猪鼻R12	端部	0.58	ひび割れ
	中間部	0.47	無
猪鼻R15	端部	1.09	破壊
	中間部	0.92	ひび割れ

表3にはせん断損傷に関する解析結果をまとめた。被害の大きかった第3愛宕R2端部、第5猪鼻R15端部において、解析ではせん断破壊に達しており、被害の傾向は良好に再現できた。ただし

損傷のなかった高架橋でもせん断ひび割れが生じるなど、せん断損傷に関する解析結果は実被害に比べやや大きめとなっている。

5.分割の妥当性

被害分析でのモデル化が妥当であったことを確認するため、分割方法が解析の結果に及ぼす影響を検討する。柱の分割の異なるモデルを5つ用いて塑性率(ϕ_{max}/ϕ_y :鉄筋降伏時の曲率に対してどれだけの变化したかの指標)により解析結果を比較した。第三愛宕高架橋R4中間部をより検討する。

表4 精度検証の結果

	model1	model2	model3	model4	original	model5
分割数柱	3	6	9	15	11	15
分割長	180	90	60	36	30	30
ϕ_{max}/ϕ_y	1.3	1.7	2.9	3.1	3.3	3.3

ただし解析の結果から鉄筋は降伏しないことが判っている。このときの構造物の挙動は比較的単純であるので、分割数による違いをより顕著にするため、加速度を3倍にして鉄筋降伏させ複雑な挙動の中で精度の検証をおこなった。表3より塑性率はおよそ3で収束している。また被害分析に用いたモデル(original)は柱の分割を11、要素長を30cmにしており、分割の仕方は適当であったと考えられる。

6.結論

表1の実被害状況と表4の解析結果を見比べると実被害でせん断破壊が大きな高架橋は解析結果でもせん断耐力比(V_{max}/V_Y)が大きい値をとっており、大まかな傾向はよく再現できた。曲げに対しての損傷は微小であり、目視により観察されなかったのではないかと考えられる。

参考文献

- 1) 2003年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析、土木学会

指導教官：岩本政巳 助教授