鉄道RCラーメン高架橋の耐震性能照査

北武コンサルタント株式会社 / 東京都市大学 吉川研究室

鉄筋コンクリートビームスラブ式ラーメン高架橋は,都市内の連続立体交差等で用いられている 鉄道構造物で最も一般的な構造形式である.鉄道高架橋の歴史をたどれば,コンクリートや鉄筋コ ンクリートの普及により盛土構造,アーチ構造を経て,ラーメン構造へ到達したものであり,桁式 高架橋と比べても最も合理的かつ経済的な構造形式である.なお,RC ラーメン高架橋は,その歴史 的経緯をたどれば,開発当初は盛土構造の代替構造であるという側面が大きいことが分かる.

本論では,一般的なRCラーメン高架橋を対象として耐震設計の事例を示すこととする.

1.	. ;	構	造概要	• • • • •	• • •	•••	• •	••	• •	• •	• •		• •	••	• •	••	••	•	••	•	• •	••	٠	••	• •	•	••	•	••	•	••	•	••	•	••	•	1
2.	.]	RC	ラーン	シ高	架橋	う う	要	求忄	生育	能。	と	限	界	・ お	悅		• •		••	•	• •	• •	•	• •	• •	•	• •		• •	•	• •	•	••	٠	• •		3
	2.	1	要求性	能と	設計	想	定均	也幫	震重	边	• •	•	••	••	• •	• •	• •	٠	• •	•	••	••	٠	• •	• •	•	• •	٠	• •	•	• •	•	• •	٠	• •	•	3
	2.2	2	要求性	ŧ能と	限界	状	態	••	• •	• •	• •		• •	••	• •	• •	• •	•	••	•	• •	• •	۰	• •	• •	•	• •	•	• •	•	• •	•	••	۰	• •		3
3.		応	ら値の	算定・	• • •	•••	••	• •	• •	• •	• •		• •	••	• •	• •	• •	•	••	•	• •	• •	•	••	• •	•	• •	•	••	•	••	•	••	•	• •	•	7
	3.	1	応答觓	解析法	•••	•••	• •	••	• •	••	• •	•	••	••	• •	• •	••	•	••	•	• •	••	٠	••	• •	•	••	•	••	•	• •	•	••	٠	••	•	7
	3.2	2	構造物	ののモ	デル	化	• •	• •	• •	• •	• •		• •	• •	• •	• •	• •	•	• •	•	• •	• •	۰	• •	• •	•	• •	•	• •	•	• •	•	• •	۰	• •		8
	3.	3	荷重0)算定	•••	• • •	• •	• •	• •	• •	• •		• •	• •	• •	• •	• •	٠	• •	•	• •	••	٠	• •	• •	•	• •	٠	• •	•	• •	•	• •	٠	• •	•	9
	3.4	4	部材の)非線	形性	_ເ	算詞	Ē	• •	••	• •	•	••	••	• •	• •	• •	•	••	•	• •	••	٠	• •	• •	•	•••	•	• •	•	• •	•	• •	٠	••	1	0
	3.:	5	応答値	重の算ど	定・	•••	• •	••	• •	••	• •		••	••	• •	• •	• •	•	••	•	• •	• •	۰	••	• •	•	• •	•	• •	•	• •	•	••	۰	• •	1	18
4.	.	限	界状態	の照査	ī ••	•••	•••	••	• •	• •	• •		• •	••	• •	• •	••	•	••	•	• •	••	٠	••	••	•	• •	•	••	•	••	• •	••	•	• •	2	20
5.	. ;	構	告細目	の照査	È••	•••	• •	• •	• •	• •	• •		• •	••	• •	• •	• •	•	••	•	• •	••	•	••	• •	•	• •	•	••	•	••	•	••	٠	••	2	22

目 次

1.構造概要

RC ラーメン高架橋が鉄道構造物の標準的な構造として建設されるようになってからは,既に数十年が経過しており,これまでの多くの地震被災を経験してきた構造形式である.とくに,記憶に新しい被災としては,写真1,2に示すような阪神大震災における被災がある.

阪神大震災では,写真1に示すように柱のせん断破壊によって大きな損傷を受けた高架橋もあっ たが,写真2に示すように柱が曲げ破壊形態を有する高架橋は,損傷を受けて構造体としての安全 性を保持しており,部材の修復によって構造物の性能を回復させることが可能であった.この事実 は,RC ラーメン高架橋は,部材の破壊形態を曲げ破壊形態などのじん性の高い破壊形態とすること で,地震時の安全性や復旧性を有する構造形式であることを証明したとも考えることが出来る.

図 1.1, 1.2 に一般的な RC ラーメン高架橋を示す. なお,本論では,下記標準に準拠して記述するものである.

1. 鉄道総合技術研究所編,鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物,2004年,丸 善株式会社

2. 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,1999年,丸善株式会社
 3. 鉄道総合技術研究所編,鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物,2000年,丸善株式会社



対象構造物



1



図 1.2 一般的な R C ラーメン高架橋の立体図



写真1 被災事例



写真2 被災事例

- 2. R C ラーメン高架橋の要求性能と限界状態
- 2.1 要求性能と設計想定地震動
- (1) 要求性能

鉄道構造物設計標準(コンクリート構造編)では,地震作用に対して安全性と復旧性を構造物の 要求性能としている.安全性と復旧性は,以下のように定義されている.

- 安全性:構造物が使用者や周辺の人の生命を脅かさないための性能
- 復旧性:構造物の機能を使用可能な状態に保つ,あるいは短期間で回復可能な状態に留めるための性能で,以下の2段階とする.
 - ・性能レベル1:機能は健全で補修しないで使用可能な状態
 - ・性能レベル2:機能は短時間で回復できるが,補修が必要な状態

(2)設計想定地震動

設計上考慮する地震動は,構造物の供用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動(L1 地震動)と,陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震や内陸直下地震による地震動のように供用期間内に発生する確率は低いが大規模な地震動(L2 地震動)の2つとしている.なお,L2 地震動は,一般には,海洋型の地震(スペクトル),内陸活断層の地震(スペクトル)の2つを考慮する.

(3)要求性能と設計想定地震動

地震作用に対する照査では,各設計想定地震動に対する要求性能を設定することになる.

一般的な鉄道構造物では,設計想定地震動と要求性能関係は,表 2.1 に示すように設定される. すなわち,中小規模の地震動では補修しないで使用可能とし,大規模地震動では短期間での補修行 為で機能回復を図ることを要求している.

設計相定地電動	要求性能	(復旧性)
以 山心た地辰勤	性能レベル1	性能レベル 2
L1 地震動		
L2 地震動		

表 2.1 設計想定地震動と要求性能

2.2 要求性能と限界状態

性能の照査を行うためには,要求性能対する限界状態を具体的に規定する必要がある. 構造物の要求性能に対する構造部材の損傷と基礎構造に起因した安定の2つの限界状態を設定す

る、構造部材の損傷の限界状態は、構造物の要求性能を満足させるように設定することになる、

RC ラーメン高架橋の, 耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値の目安を 以下に示す.

性能レベル1は,地震後の機能は健全な状態を想定しており,構造物は無補修とする必要がある ため,各部材とも損傷レベル1とする. 性能レベル2は,地震後の構造物の機能の回復を容易に行えるように,部材の修復の難易性を考慮し,部材ごとに設定する.RCラーメン高架橋の場合は,軌道構造を直接支持する部材は,地震後の列車走行に与える影響を考慮して損傷レベル2とする.また,杭は,修復が困難であるため損傷レベル2とする.柱や地中梁は,比較的修復が容易であるため損傷レベル3とする.

	構造物	性能レベル1	性能レベル2
	上層梁・地中梁	1	2
部材の 損傷レベル	柱	1	3
		1	3
基	礎の安定レベル	1	2

表 2.2 ラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷および基礎の安定レベル





図 2.1 ラーメン高架橋の損傷部位のイメージ

部材の損傷状態は,部材の損傷状態と修復行為の関係を考慮して,図2.2 に示すような実物大供 試体を用いた正負交番載荷実験における荷重履歴と損傷状態によると,各応答段階の損傷状態は, 図2.3 に示すような状態となる.



図2.2 荷重変位履歴曲線と損傷レベル,損傷状況

このような実験結果をもとに,鉄筋コンクリート部材の損傷状況は,部材の最大応答と関連付け られるとし,設計標準では,8個の力学的限界点に区分している.さらに,部材の荷重変位の各限 界点に対応する補修工法との関係を,これまで地震による損傷に対して実施してきた損傷と補修工 法との実態も考慮して,損傷レベルを表2.3のように定義されている.

なお,部材の非線形性の算定には,各損傷レベルの限界点を剛性変化点とした変形性能算定手法 を用いて,構造物中の部材の損傷状態を,照査出来るようにしている.



図 2.3 棒部材の破壊モードと荷重変位関係の包絡線

損傷レベル	損傷状況	補修工法のイメージ
損傷レベル1	無損傷	無補修(必要により耐久性上の配慮)
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷レベル3	補修が必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復 , 必要により帯鉄筋 の整正
損傷レベル4	補修が必要で,場合によっては部 材の取替えが必要な損傷	・ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 ・軸方向鉄筋の座屈が著しい場合は部材の取 替え

表 2.3 鉄筋コンクリート部材および鉄骨鉄筋コンクリートの損傷レベルに対する 補修工法のイメージ

3.応答値の算定

3.1 応答解析法

鉄道構造物では,振動モードが比較的単純で,かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかな場合には非 線形スペクトル法を,それ以外には時刻歴応答解析法を用いて応答値の算定を行う.

RC ラーメン高架橋は,塑性ヒンジの発生箇所が明らかであり,その場合,振動モードが比較的単純と考え,非線形スペクトル法を適用して応答値を算定することになる.



非線形スペクトル法

非線形スペクトル法は,静的非線形解析と非線形スペクトルを用いて,構造物の応答値を算出す る,簡易動的解析法である.この非線形スペクトルは,構造物全体系の非線形性を考慮した1質点 系モデルを用いて行った応答解析から得られた構造物の応答塑性率を,構造物の周期,降伏震度の 関係で表したスペクトルである.以下に,静的非線形解析と非線形スペクトルを用いた耐震性能照 査の流れを示す.



図 3.2 静的非線形解析と非線形スペクトルを用いた耐震性能照査の流れ

3.2 構造物のモデル化

図3.3に橋軸直角方向の解析モデルを示す.

対象構造物は,左右対称の整形RCラーメン高架橋であるため,橋軸方向,直角方向の各径間を 平面ラーメンに分割し,上部構造物および杭基礎を一体とした平面骨組みにモデル化する.

構造物の部材および地盤は,非線形性を考慮したモデルとする.

各部材は,非線形性を考慮した棒部材(線材)にモデル化する.

部材の非線形性は,塑性ヒンジ領域の曲げモーメントと回転角の関係で表すこととした.

柱部材は,上下端が塑性化するため材端に曲げモーメントと回転角の関係を与えた.

梁や杭は,塑性化する領域が不明であるため,曲げモーメントと曲率関係を求め,塑性ヒンジ長 さを断面高さと考え,曲率を断面高さで1階積分して,曲げモーメントと回転角の関係として与え た.なお,柱梁接合部は,剛部材とした.

杭基礎の地盤抵抗は,弾塑性体(バイリニア型)としてモデル化し,地盤反力が上限値に達する と塑性化するものとする.設計ばね定数の種類と地盤反力の種類,上限値の関係を図3.4~図3.6, に示す.



3.3 荷重の算定

地震時に作用させる荷重の組み合わせは,(永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重)として,表 3.1のとおりとする.橋軸直角方向の荷重状態を表3.2に示す.

		_ _
地震動	組合せ	
L1 地震動	D1+D2+L+EQ	橋軸方向
L2 地震動	D1+D2+L+SH+EQ	橋軸直角方向

表 3.1 設計荷重の組合せ

固定死荷重(D1)	付加死荷重(D2)	乾燥収縮の影響 (SH)					
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	$\begin{array}{c} 5.400 \\ \hline 1.800 \\ P1 \\ \hline 1.800 \\ W_1 \\ \hline 1.800 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_2 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_3 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_1 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_2 \\ W_1 $	т 2 3 3 150×10 ⁻⁶					
	地震の影響 EQ(死荷重)	地震の影響 EQ (列車荷重)					
$W_{1} = 54.1 \text{ kN/m}$ $W_{1E1} = 189.0 \text{ kN}$ $P_{LE2} = 28.1 \text{ kN}$ $M_{t1} = 72.6 \text{ kN} \text{ m}$ $M_{t2} = -17.0 \text{ kN} \text{ m}$	H1 H1 H1 H2	HEL HEL 1 2 1 2 1 3 4 $H_{EL} = 97.5 / 2$ $= 48.8 \text{ kN}$					

表 3.2 荷重状態

3.4 部材の非線形性の算定

部材の非線形性の算定にあたっては,部材の破壊形態の判定を行ない,部材の破壊形態に応じて 非線形性を算定してモデル化する.

(1) 断面諸元

柱の断面諸元を図 3.7 および表 3.3 に示す.



	諸元				ļ	端音	ß			中間部							
	高さ h (mm)				750.0							750.0					
幅 b (mm)									750.0							750.0	
引張鉄筋 :径 - 本数				D32	2	-	6	本			D	32	-	5	本		
引張鉄筋比 p t (%)								0.	9627						0.	8022	
24区間	帯釒	D19	- 2	2.00	組	-	100	ctc	D19	-	2.00	組	-	100	ctc		
	帯鉄筋ヒ						1.	5280						1.	5280		
った区間め	帯鉄筋		D19	- 2	2.00	組	-	200	ctc	D19	-	2.00	組	-	200	ctc	
211 区间外	帯鉄筋比						0.	7640						0.	7640		
鉄筋の降伏強度 (N/mm ²) 軸方向 帯鎖									345.0							345.0	
									345.0							345.0	
コンクリートの設計基準強度f 'ck(N/mm ²)									27.0							27.0	

表3.3 柱の断面諸元(直角方向)

(2)破壊形態の判定

破壊形態の判定は,部材が曲げ耐力に達する時のせん断力 V_{mu} と設計せん断耐力 V_{yd} (または V_{dd})を用いて以下のように行う.

曲げ破壊形態

 $V_{mu} / V_{yd} = 1.0$

せん断破壊形態

 $V_{mu} / V_{yd} > 1.0$

 V_{mu} は, せん断スパン L_a を適切に仮定することにより, 曲げ耐力 M_u から $V_{mu} = M_u / L_a$ として求める.

柱の破壊形態の判定結果を表 3.4 に示す.柱は,曲げ破壊形態を有するため,柱の非線形性は,曲げモーメントと回転角の関係でモデル化することとする.

ただし, 杭部材などせん断スパンが不明な部材については, 静的非線形解析により破壊形態の判定 を行う.

なお,曲げ耐力は,断面内の全ての軸方向鉄筋を考慮し,引張降伏強度の特性値は _m=1.2 を JIS 規格値の下限値に乗じた値を用いて算定する.

		端部	中間部
軸力 N	(kN)	1821	1524
設計せん断耐力 V _{yd}	(kN)	1288	1264
せん断スパン L _a	(m)	2.944	2.821
設計曲げ耐力 M _u	(kN·m)	2043	1900
V _{mu}	(kN)	694	674
V_{mu}/V_{yd}		0.54	0.53
		曲げ破壊モード	曲げ破壊モード

表 3.4 柱の破壊形態の判定(直角方向)

(3)部材の非線形性の算定

曲げモーメント分布が直線的に変化する部材は,部材の非線形性を部材端部の曲げモーメントと 部材角の関係($M - \theta$ 関係)により表す.ここで部材角 θ は部材の非線形性を部材端部に集約した 材端ばねの回転角を示す. $M - \theta$ 関係は,図 3.8 に示すテトラリニアモデルにより表す.



図 3.8 部材角と曲げモーメントの関係

復元力モデルの骨格曲線と損傷レベルの限界値の関係を以下のとおりとする.

損傷レベル1: θ_y

損傷レベル $2: \theta_m$

損傷レベル3: θ_n

損傷レベル1: θ_{v}

曲げモーメント Myは, 引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメントとする.

部材角 ,は,引張鉄筋が降伏するときの部材角とし,部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しの 影響を考慮し,式(1)により算定する.

$$y = y_0 + y_1 = y_0 / L_a + y_1$$
(1)

ここに,

- 、:Y点における部材角
- $_{v0}$:Y点におけるく体変形による部材角($_{v0}/L_a$)
- *L*_a : せん断スパン
- y0 :Y 点におけるく体変形による変位で,部材を材軸方向に分割し,それぞれの断面の 曲率を2階積分することにより算定する(図3.9参照).



図 3.9 降伏時のく体変形の算定

y1 : Y 点における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角で,式 (2)により算定する.

$$y_1 = L_y / (d - x_y)$$
 (2)

d:有効高さ(mm)

*x*_v:降伏時の中立軸(mm)

Ly:降伏時の部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出し量(mm)

損傷レベル2: θ_m

曲げモーメント $M_{\rm m}$ は,コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに達するときの曲げモーメントとする.

部材角 mは,図3.10に示すように,く体の曲げ変形による部材角 m0と,部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角 m1の和として算定する.ここで,く体の曲げ変形による部材角 m0は,塑性ヒンジ部以外の曲げ変形によるものと,塑性ヒンジ部の曲げ変形によるものに分けて算定する.



図 3.10 M点, N点における変位の算定

$$m = m_0 + m_1$$

= m_0 / L_a + m_1 (3)

ここに,

- m : M 点における部材角
- m₀:M点におけるく体変形による部材角(m₀/L_a)
- *L*_a : せん断スパン
- _{m0}: M 点におけるく体変形



図 3.11 M点, N点におけるく体変形の算定

mp: M 点におけるく体変形のうち, 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で, 式 (4)により算定する.

$$_{\rm mp} = _{\rm pm} \cdot (L_{\rm a} - L_{\rm p}/2) \tag{4}$$

m: 塑性ヒンジ部の回転角

$$p_{\rm pm} = (0.021k_{\rm w0} \cdot p_{\rm w} + 0.013) / (0.79p_{\rm t} + 0.153)$$
(5)

ただし、 $0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \quad 0.04$

 $0.79p_t + 0.153 \quad 0.78$

*p*_w:帯鉄筋比(%)

*p*t : 引張鉄筋比(%)

k_{w0}:帯鉄筋強度を考慮する係数で,表3.5による.

表 3.5 帯鉄筋強度を考慮する係数 k_{w0}

種類	$k_{ m w0}$
SD295	0.85
SD345	1.0
SD390	1.15
SD490	1.40
SD685 相当	1.95
SD785 相当	2.30

*L*_p:等価塑性ヒンジ長

 $L_{\rm p} = 1.0D$

(6)

D : 断面の高さ

mi:M点における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角

損傷レベル3: θ_n

曲げモーメント M_n は,降伏曲げモーメント M_y とする.

部材角 "は,M点における部材角と同様に,く体の曲げ変形による部材角 "0と,部材接合部 からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角 "1の和とし,く体の曲げ変形による部材 角 "0は,塑性ヒンジ部以外の曲げ変形によるものと,塑性ヒンジ部の曲げ変形によるものに 分けて算定する(図3.10参照).

$$n = n_0 + n_1$$

$$= n_0 / L_a + n_1$$
(7)

ここに,

. N 点における部材角

 $_{n0} = _{nb} + _{np}$

- n_0 : N点におけるく体変形による部材角 (n_0/L_a)
- *L*_a : せん断スパン
 - n0:N点におけるく体変形で,式(8)により算定する.

(8)

- _{nb}: N点におけるく体変形のうち,塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位
- np: N 点におけるく体変形のうち, 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で, 式 (9)により算定する.

$$_{np} = _{pn} \cdot (L_a - L_p / 2) \tag{9}$$

pn: 塑性ヒンジ部の回転角で, M 点と N 点の間の塑性ヒンジ回転角の増分 pを用いて式(10)~(12)により算定する.

$$pn = pm + p$$
(10)

$$_{p} = K_{p} \cdot (M_{y} - M_{m}) \tag{11}$$

$$K_{\rm p}$$
 = - 0.1 / $M_{\rm m}$

n1 :N 点における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角で M 点 と同じ値とする. 柱部材は軸力変動に伴い $C \leq , Y \leq , M \leq c$ おける曲げモーメント (M_{cr}, M_{y}, M_{m}) および部材角 (c, w, y, m) が変化する.解析にあたっては,軸力変動範囲における曲げモーメントおよび 部材角の軸力相関を部材性能に与えることにより軸力変動の影響を考慮する.

ここでは,例として軸力ごとの曲げモーメントについて,表3.6および図3.12および3.13に示す.

軸力	Ē	由げモーメン	F	回転角							
N(kN)	M _c (kN⋅m)	M _y (kN⋅m)	M (kN⋅m)	(rad)	(rad)	_m(rad)	_n (rad)				
-4288.7	0.0	0.0	184.0	0.00000	0.000000	0.038892	0.074465				
-3695.5	0.0	124.2	389.6	0.00000	0.000726	0.039234	0.070157				
-3102.3	0.0	305.8	584.8	0.00000	0.001789	0.039639	0.068618				
-2509.1	0.0	480.6	769.3	0.00000	0.002775	0.039982	0.066685				
-1915.9	0.0	648.5	942.6	0.00000	0.003388	0.040171	0.063404				
-1322.7	0.0	809.1	1104.6	0.00000	0.003737	0.040278	0.061258				
-931.9	50.6	910.6	1204.8	0.000059	0.003893	0.040321	0.060285				
-541.1	101.2	1008.8	1299.8	0.000118	0.004016	0.040350	0.059533				
-150.3	151.8	1103.3	1389.4	0.000176	0.004118	0.040363	0.058645				
240.5	202.4	1194.0	1473.3	0.000235	0.004210	0.040359	0.057490				
631.4	253.0	1280.8	1551.5	0.000294	0.004298	0.040345	0.056191				
1022.2	303.6	1363.5	1623.7	0.000353	0.004388	0.040329	0.054853				
1413.0	354.2	1441.7	1689.6	0.000412	0.004475	0.040314	0.053598				
1803.8	404.8	1515.3	1749.0	0.000471	0.004566	0.040286	0.051930				
2218.5	458.5	1588.0	1804.4	0.000533	0.004658	0.040244	0.049917				
2633.1	512.2	1654.4	1851.4	0.000595	0.004753	0.040212	0.048047				
3047.7	565.9	1714.1	1889.1	0.000658	0.004836	0.040178	0.046254				
3462.4	619.6	1765.9	1916.3	0.000720	0.004917	0.040145	0.044376				
3877.0	673.3	1808.4	1929.9	0.000782	0.004978	0.040084	0.042970				
4291.7	727.0	1838.2	1922.8	0.000845	0.005038	0.040026	0.041804				
4706.3	780.7	1838.4	1904.7	0.000907	0.005043	0.039986	0.040826				
5120.9	834.4	1813.7	1878.7	0.000970	0.004973	0.039932	0.039932				
5885.6	737.7	1744.6	1813.4	0.000857	0.004634	0.039778	0.039778				
6650.3	638.7	1653.7	1728.2	0.000742	0.004296	0.039684	0.039684				
7415.0	539.6	1545.6	1625.4	0.000627	0.003958	0.039599	0.039599				
8179.7	440.6	1423.0	1506.3	0.000512	0.003678	0.039552	0.039552				
8944.3	341.6	1287.4	1371.9	0.000397	0.003446	0.039518	0.039518				
9709.0	242.6	1140.1	1223.1	0.000282	0.003228	0.039452	0.039452				
10473.7	143.6	982.1	1060.5	0.000167	0.003030	0.039369	0.039369				
11238.4	44.6	813.9	884.7	0.000052	0.002800	0.039251	0.039251				

表 3.6 柱の軸力と曲げモーメント,回転角の関係(直角方向端部柱)



3.5 応答値の算定

鉄道構造物の地震作用に対する照査では,鋼材の材料強度のばらつき,および地盤ばねの上限値のばらつきの影響を考慮した解析を行う.なお, ρ_m は,鋼材の規格値に対する実強度のばらつきを考慮するための材料修正係数で,実際の鋼材は,JIS 規格値の下限値の 1.2 倍の降伏強度を有していると仮定した.また, α_f は,地盤ばねの降伏強度のばらつきを考慮するための係数で,地盤ばねの降伏強度は,照査用値の 2 倍の降伏強度を有していると仮定する.したがって,最大で以下の 4 ケース実施する.

CASE1 : $\rho_m = 1.00$, $\alpha_f = 1.00$

CASE2 : $\rho_m = 1.00$, $\alpha_f = 2.00$

CASE3 : $\rho_m = 1.20$, $\alpha_f = 1.00$

CASE4 : $\rho_m = 1.20$, $\alpha_f = 2.00$

静的非線形解析は,慣性力を増分荷重として,変位制御で行う,構造物の降伏震度および各部材 の応答回転角から損傷状況を算定する.

橋軸直角方向の所要降伏震度スペクトルを図 3.14 に,静的非線形解析の荷重変位曲線を図 3.15 示す.

静的非線形解析により,固有周期 0.98sec,降伏震度 0.266 を得て,所要降伏震度スペクトルにて 応答塑性率 6.23 を得る.よって,構造物の応答変位は,地域別補正係数 0.7 を乗じて 4.36 となり応 答変位 279mm を得る.



図 3.14 所要降伏震度スペクトル(直角方向)



図 3.15 静的非線形解析の荷重変位曲線(直角方向)

立7.5-7	損傷レベル限界変位(mm)							
日内小	損傷レベル1	損傷レベル2	損傷レペル3					
左列柱上端	67.0	379.0						
左列柱下端	64.0	378.0						
右列柱上端	78.0	388.0						
右列柱下端	70.0	374.0						

表 3.6 柱の損傷レベル限界変位(直角方向)

4.限界状態の照査

「3.応答値の算定」で算定された応答値に対して部材の照査を行う.

各部材の限界状態の照査は次式による.なお,変形に対する照査は,材端ばねの回転角 を照査 指標として行う.

 $_{i} \cdot I_{Rd} / I_{Ld} = 1.0$

$$I_{Rd} = a^{\bullet} I_R (F_d)$$

 $I_{Ld} = I_L (f_d) / b$

- ここに, *I_{Rd}*:設計応答値
 - I_{Ld}:部材の損傷レベルに応じた設計部材性能
 - $I_R(F_d)$:設計作用 F_d に対する応答値
 - $I_L(f_d)$:設計材料強度 f_d に対する部材性能
 - ; : 構造物係数
 - *a*:構造解析係数
 - *b*:部材係数

柱部材は,「 破壊形態の判定」で曲げ破壊モード部材と判定されたため,部材角に対して損傷 レベルの照査を行う.

- 性能レベル2に対する柱の損傷レベル3の限界値は _{nd}であり,各限界値は以下のとおりである. 損傷レベル1の限界値
 - yd = y/b
 - ここに , v: Y 点における部材角 (rad)

b:部材係数で,1.0とする.

損傷レベル2の限界値

- $_{md} = _m / _b$
- ここに, m: M 点における部材角(rad)

_b:部材係数で,1.0とする.

損傷レベル3の限界値

- nd = n/b
- ここに, nd: N 点における部材角(rad)
 - b:部材係数で,1.0とする.

柱部材は,軸力変動を考慮するため,表3.5に示すように各軸力毎に _{yd}, _{md}, _{nd}を求め,軸 力に応じた限界値により照査を行う.

橋軸直角方向に対する照査結果を表3.7に示す.

	解析方	向	直角方向									
	m		1.0	1.0	1.2	1.2						
	f		1.0	2.0	1.0	2.0						
	降伏震	度	0.266	0.266 0.310 0.		0.310						
	等価固有厂	周期(s)	0.980	0.997	0.977	0.991						
	応答塑	生率	4.36	3.63	4.35	3.66						
	応答値	_d (rad)	0.0378	0.0370	0.0378	0.0372						
	限界値	損傷レベル1	0.0064	0.0079	0.0064	0.0079						
	rd	損傷レベル2	0.0523	0.0539	0.0523	0.0539						
峦	(rad)	損傷レベル3	0.0620	0.0624	0.0620	0.0624						
彩	構造物	係数 _i	1.0	1.0	1.0	1.0						
照		損傷レベル1	5.88	4.69	5.89	4.71						
笡	i' d/ rd	損傷レベル2	0.72	0.69	0.72	0.69						
		損傷レベル3	0.61	0.59	0.61	0.60						
	損傷	レベル	2	2	2	2						
	損傷レベルの	の限界値	3	3	3	3						
	半川定	?	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_{rd} < 1.0$									
		-	OK	OK	OK	OK						

表 3.7 照查結果 (直角方向)

5 構造細目の照査

構造物の照査を行う場合,以下に示す条件を満足していなければならない.

- ・ かぶり
- 鉄筋の直径
- ・ 最小鉄筋量
- 最大鉄筋量
- ・ 応力度の制限
- ・ 鉄筋のあき
- 鉄筋の配置
- ・ 鉄筋の曲げ形状
- 鉄筋の定着
- ・ 鉄筋の付着
- ・ 鉄筋の継手