

1. 全体構造WG

橋脚断面諸元および経済性に着目した

複合ラーメン橋と免震橋の比較に関する研究

全体構造WGメンバー

WGリーダー	桧山 光晴	(株) 富貴沢建設コンサルタンツ
部会員	長瀬 嘉理	(株) 総合技術コンサルタント
〃	林 栄人	日本車輛製造 (株)
〃	有井 賢次	(株) 長大
〃	林 宏充	佐藤鉄工 (株)
旧部会員	岡本 淳一	(株) 長大
〃	加藤 高弘	佐藤鉄工 (株)
〃	吉田 康治	佐藤鉄工 (株)

全体構造WG 目次

§ 1. はじめに	1- 1
§ 2. 設計方針	1- 2
2-1. 設計フローチャート	1- 2
2-2. 用語の定義	1- 3
§ 3. 設計条件	1- 4
3-1. 解析モデル諸元	1- 4
3-2. 検討ケースの整理	1- 6
3-3. 設計条件	1- 7
3-4. 使用材料	1- 8
3-5. 地盤条件	1- 9
3-6. 上部構造断面定数の設定	1-10
3-7. 要求性能の設定	1-11
3-8. 設計荷重の組合せ	1-13
3-9. 安全係数	1-14
§ 4. 照査方法の設定	1-15
4-1. 上部工の照査方法	1-15
4-2. 剛結部の照査方法	1-15
4-3. 免震支承の照査方法	1-16
4-4. 下部工の照査方法	1-18
4-5. 基礎工の照査方法	1-22
4-6. 動的解析	1-23
§ 5. 解析結果一覧	1-28
§ 6. 考察	1-32
6-1. 結果のまとめと考察	1-32
6-2. 今後の課題	1-34
§ 7. 参考文献	1-34

◇付録資料 (CD 内に収録)

付-1. 上部工概略設計計算書

付-2. 下部工および基礎工設計計算書

§ 1. はじめに

鋼上部構造と鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚と呼ぶ）を剛結した複合ラーメン橋は、免震支承を有する連続桁橋（以下、免震橋と呼ぶ）に比べ、高い耐震性と中間支点上の支承省略による維持管理の低減が期待できることから、近年、採用例が増加している。しかし、RC 橋脚の諸元や橋梁の経済性に着目した場合、どちらの橋梁形式が有利であるかはあまり明確にされていない。

前回報告の「鋼コンクリート複合構造研究会報告書」(H21.7)¹⁾では、同じ上部工諸元をもつ免震橋と複合ラーメン橋を対象とし、I 種地盤における RC 橋脚の基本的な耐震性能の限界状態に対して、どちらの橋梁形式が有利であるのかについて基礎的検討を行った。その結果は、橋脚高さが高くなる程、免震橋よりも複合ラーメン橋の方が、RC 橋脚の断面諸元の観点からは有利な結果となった。

しかしながら、前回報告¹⁾は I 種地盤のみの比較検討であったこと、また、橋脚断面寸法と配筋との規則性が不明確（鉄筋比のみで決定）であったことから、比較できるパラメータが少なく、各橋梁形式の優位性を検討する上での情報が限られたものであった。さらに、レベル 2 地震動に対する耐震検討はプッシュオーバー解析のみを用いていた。

そこで今回は、地盤種別を I 種・II 種・III 種の全種別に広げ、橋脚の断面寸法と配筋方法を規則化し、橋脚高 (H=20m・50m) の違いによる RC 橋脚の諸元および経済性に着目した両橋梁形式の優位性について比較検討を行った。

検討するにあたり、柱単体のみの照査だけではなく、基礎も含めた安定計算からレベル 1 地震時の断面計算、レベル 2 地震時の非線形動的解析まで一連の照査を行った。さらに、性能照査（限界状態設計法）の考え方を取り入れて設計を行った。前回の報告と今回の検討内容のポイントを表 1-1-1 としてまとめている。

表 1-1-1 今回検討と前回報告の相違点

	今回検討	前回報告(H21.7) ¹⁾
地盤種別	I 種, II 種, III 種	I 種
橋脚高	20m, 50m ^{※1}	20m, 30m, 40m, 50m
設計方法	基礎を含む 下部工の照査 (限界状態設計法)	柱単体の照査
Lv2 地震動解析方法	非線形動的解析	プッシュオーバー解析

※1：橋脚高については、地盤種別による影響の顕著な違いを求めるために、前回報告¹⁾の最大高さと最小高さについて検討を行う。

§ 2. 設計方針

2-1. 設計フローチャート

本検討では、複合ラーメン橋および免震橋の各々のケースについて非線形動的解析による試設計を行う。設計の流れを図 1-2-1 に示す。

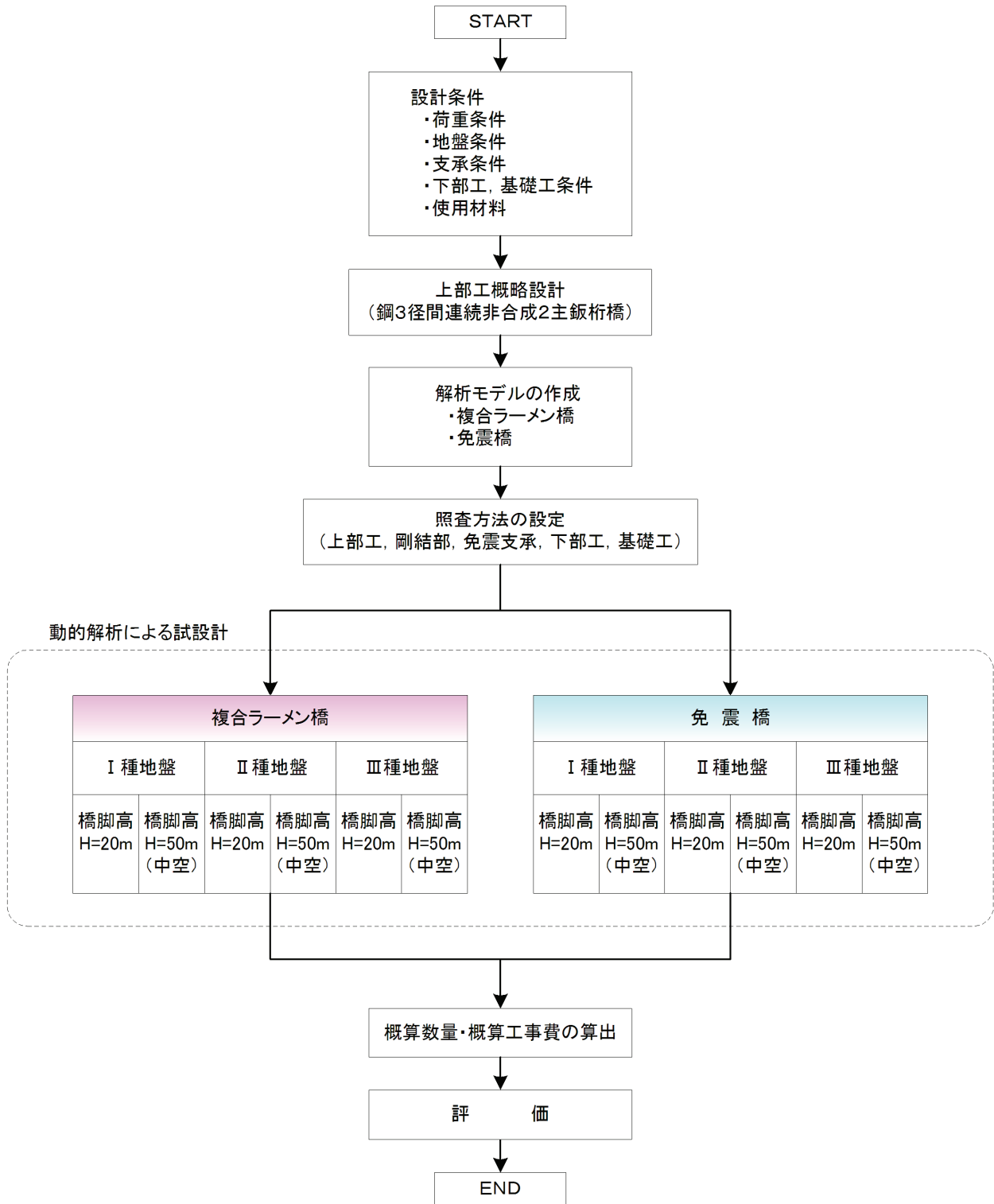


図 1-2-1 設計フローチャート

2-2. 用語の定義

本検討に関連する用語を、参考文献より引用し以下に説明する（§7. 参考文献参照）。

- (1) **限界状態設計法**：照査すべき限界状態を明確にした設計法。照査フォーマットとして信頼性理論のレベルⅠにあたる部分係数法（Partial Factor Design）を採用することが現時点ではほとんどである²⁾。（本検討も、部分係数法を用いるものとする。）
- (2) **部分係数法**：構造物に作用する各種の作用、地盤パラメータ、構造物寸法、設計計算モデルの精度、限界状態を設計計算で照査するための基準値などの不確実性に対して、構造物が所定の限界状態を適当な確立で満足するための余裕を、部分係数により考慮する設計法²⁾。
- (3) **部分係数**：設計の不確実性を考慮して各設計変数に割り当てられた係数。荷重係数（作用係数）、材料係数、構造解析係数、部材係数、および構造物係数の5つの係数²⁾。
- (4) **要求性能**：構造物がその目的を達成するために保有すべき性能²⁾。
- (5) **限界状態**：構造物が要求性能を満足しなくなる限界の状態³⁾。
- (6) **耐久性**：想定される作用のもとで、構造物中の材料の劣化により生じる性能の経時的な低下に対して構造物が有する抵抗性³⁾。
- (7) **安全性**：構造物が使用者や周辺の人々の生命や財産を脅かさないための性能³⁾。
- (8) **使用性**：構造物の使用者が快適に構造物を使用する、もしくは周辺の人々が構造物によって不快となることのないようにするための性能、および構造物に要求されるそれ以外の諸機能を適切に確保するための性能³⁾。
- (9) **耐震性**：地震時の安全性と地震後の使用性や復旧性を総合的に考慮するための性能。構造物が保有すべき耐震性能は以下の3つとしてよい³⁾。
- (10) **耐震性能1**：レベル1地震動において橋としての健全度を損なわない性能⁴⁾。
- (11) **耐震性能2**：レベル2地震動による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能。重要度区分がB種の橋（重要度が高い）に適用⁴⁾。
- (12) **耐震性能3**：レベル2地震動による損傷が橋として致命的とならない性能。重要度区分がA種の橋（重要度が普通）に適用⁴⁾。
- (13) **レベル1地震動**：橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動⁴⁾。
- (14) **レベル2地震動**：橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動。プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動、及び内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の2種類を考慮する⁴⁾。
- (15) **主たる塑性化（主たる非線形性）**：部材の塑性化（非線形性）により確実にエネルギー吸収を図ることができる部材に考慮する。一般的には複数の部材に主たる塑性化は考慮せず、他の塑性化部材は副次的な塑性化として扱う⁴⁾。
- (16) **副次的な塑性化**：エネルギー吸収はあくまでも主たる塑性化を考慮する部材で図るが、地震による応答が部分的に塑性域にまで達することを想定すること⁴⁾。
- (17) **非線形動的解析**：構造物や地盤等の動的応答を求める解析法。レベル2地震動に対する耐震性の照査に用いる動的解析法としては、橋脚等の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んで解析する方法である「非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法」を用いるのが一般的である⁴⁾。

§ 3. 設計条件

3-1. 解析モデル諸元

検討橋梁モデルは、前回報告（鋼コンクリート複合構造研究部会）¹⁾にて検討を行ったものと同じ諸元のモデルとし、検討橋梁の諸元を図 1-3-1～図 1-3-4 に示す。各検討橋梁の支承条件は、RC 橋脚の諸元に顕著な差異を得るために、端支点はともに可動とする。また、解析時における平面骨組みモデル図を図 1-3-5～図 1-3-6 に示す。ただし、静的解析時には塑性ヒンジを無視した弾性体モデルとする。

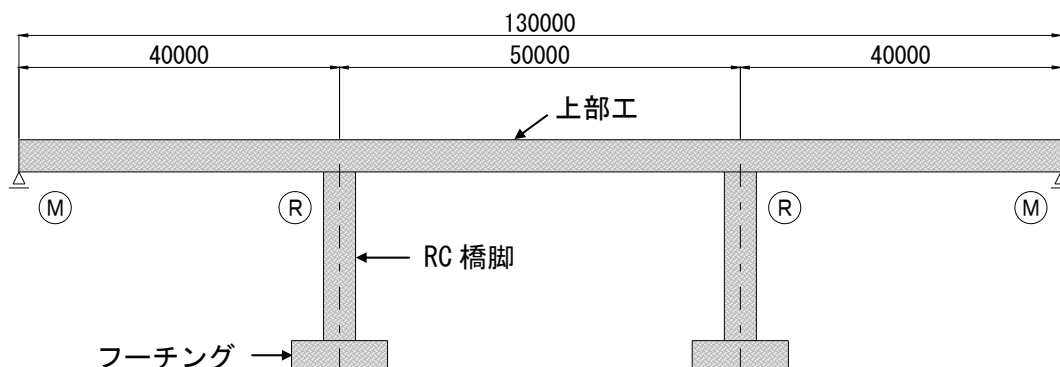


図 1-3-1 検討橋梁①（複合ラーメン橋）

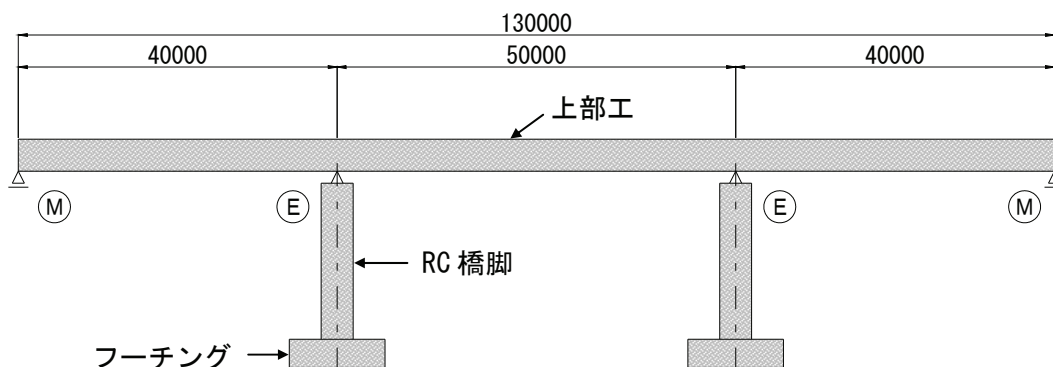


図 1-3-2 検討橋梁②（免震橋）

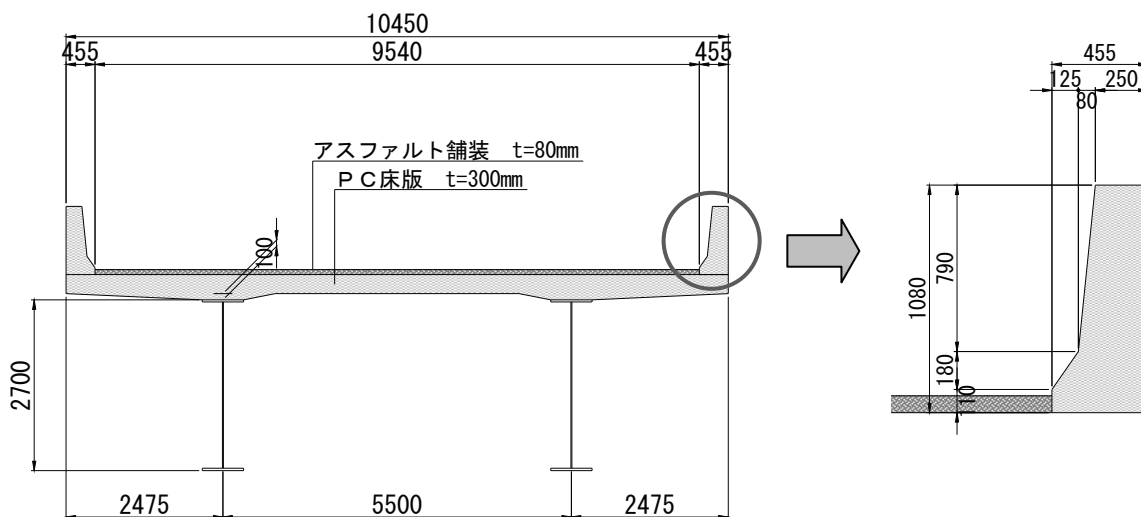


図 1-3-3 検討橋梁 上部工断面図

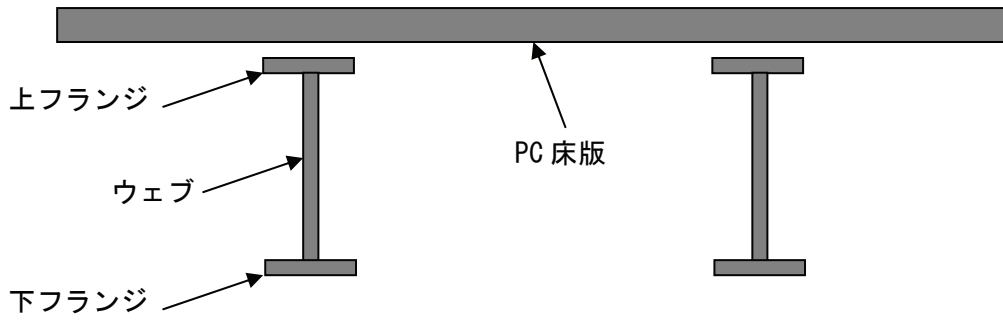


図 1-3-4 上部工断面

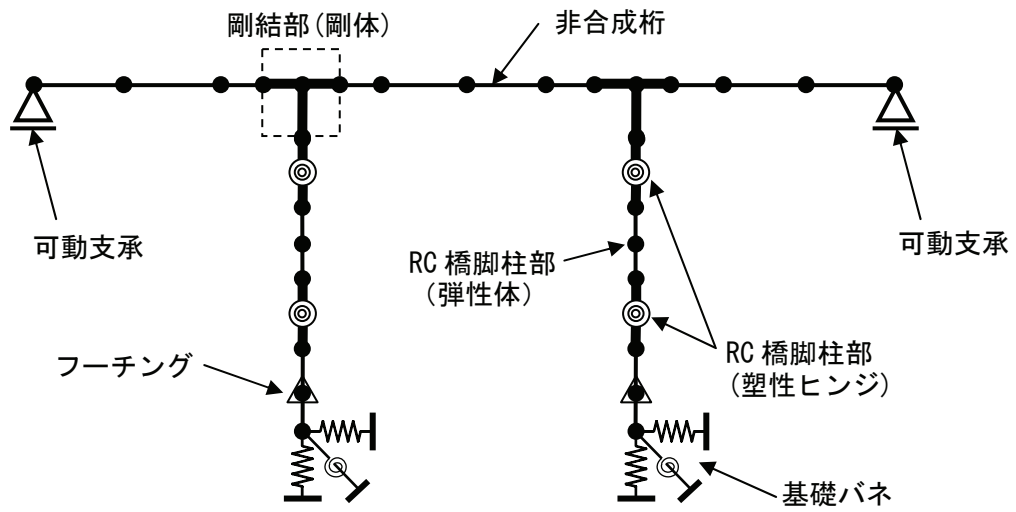


図 1-3-5 複合ラーメン橋の平面骨組みモデル

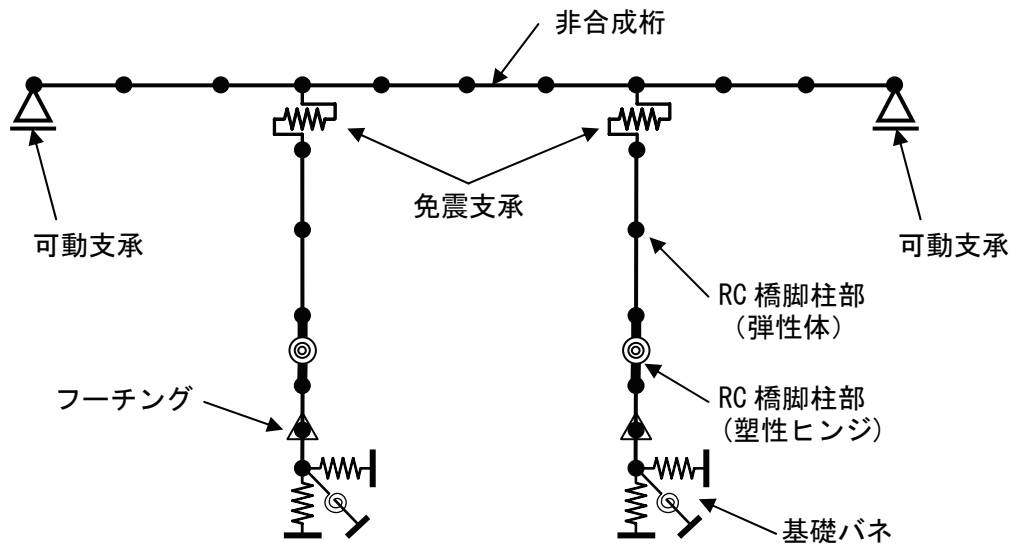


図 1-3-6 免震橋の平面骨組みモデル

3-2. 検討ケースの整理

検討ケースについては、地盤種別、橋脚高さ毎に表 1-3-1 に示す組合せとする。複合ラーメン橋と免震橋のそれぞれにおいて各検討ケースの設計を行う。

また、検討においての照査方向（加震方向）は、橋軸方向のみとし橋軸直角方向の照査は省略するものとする（橋軸直角方向の支承条件は、複合ラーメン橋および免震橋ともに一般的な固定条件としているため、両案の顕著な差異が出ないと想定される）。

表 1-3-1 検討ケース

検討ケース	地盤種別	橋脚高 (m)	基礎形式
Case I -1	I 種地盤	20	直接基礎
Case I -2		50	
Case II -1	II 種地盤	20	杭基礎 (場所打ち杭 φ1200mm)
Case II -2		50	
Case III -1	III 種地盤	20	杭基礎 (場所打ち杭 φ1200mm)
Case III -2		50	

本検討における基礎形式については、I 種地盤は直接基礎、II 種およびIII 種地盤は基礎形式の中で一般的に用いられている形式である場所打ち杭 φ1200mm として検討を行うものとする。

3-3. 設計条件

本検討にあたっての設計条件を以下に設定する。

- 上部工形式 : ①鋼3径間連続非合成2主鈹桁橋 (複合ラーメン橋)
②鋼3径間連続非合成2主鈹桁橋 (免震橋)
- 支間長 : 40.000 + 50.000 + 40.000 m
- 平面線形 : $R = \infty$
- 幅員構成 : 10.450 m (総幅員)
- 舗装 : アスファルト舗装 $t=80\text{mm}$
- 床版 : PC床版 $t=300\text{mm}$
- 設計荷重 : B活荷重
- 遮音壁 : 荷重のみ考慮 ($H=3.0\text{m}$, $w=1.45\text{kN/m}$)
- 耐震設計区分 : B種の橋
- 耐震性能 : レベル1地震動 : 耐震性能1
レベル2地震動 : 耐震性能2
- 地盤種別 : I種地盤, II種地盤, III種地盤の3ケース
- 地域区分 : A地域 $C_z=1.0$
- 設計水平震度 : 各モデルの固有周期より算出
- 温度変化 : 上部工 (普通の地方 $-10^\circ\text{C}\sim+50^\circ\text{C}$, 基準温度 $+20^\circ\text{C}$)
支 承 (普通の地方 $-10^\circ\text{C}\sim+40^\circ\text{C}$, 基準温度 $+15^\circ\text{C}$)
- 支 承 構 造 : ①複合ラーメン橋
橋軸方向 A 1, A 2 : 可動 (M)
P 1, P 2 : 剛結 (R)
橋軸直角方向 固定 (F)
②免震橋
橋軸方向 A 1, A 2 : 可動 (M)
P 1, P 2 : 免震支承 [鉛プラグ入り積層ゴム支承] (E)
(鉛プラグの面積比は8%以内)
橋軸直角方向 固定 (F)
- 下部工形式 : A 1, A 2 (支承条件を可動としているため橋台はモデル化しない)
P 1, P 2 (柱式橋脚 $H=20\text{m}$, 50m の2ケース)
- 基礎形式 : 直接基礎 (I種地盤の場合)
場所打ち杭 $\phi 1200$ (II種, III種地盤の場合)

3-4. 使用材料

本検討における使用材料は以下のとおりとする。

鋼材 : SM400, SM490, SM490Y, SM570 (-H 材使用)

鉄筋 : SD345 ($f_{yk}=345 \text{ N/mm}^2$)

ここに, f_{yk} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

コンクリート : PC 床版 $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$

橋脚柱 $f'_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$

フーチング $f'_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$

基礎工 (場所打ち杭) $f'_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$

ここに, f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

ヤング係数 : 構造用鋼材 $E_s=200 \text{ kN/mm}^2$

コンクリート $E_c=31 \text{ kN/mm}^2$ ($f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)

$E_c=25 \text{ kN/mm}^2$ ($f'_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)

ポアソン比 : 構造用鋼材 $\mu=0.3$

熱膨張係数 : 構造用鋼材 $12 \times 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

コンクリート構造物における鋼材及びコンクリート

$10 \times 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

鋼材の引張降伏強度の特性値 :

表 1-3-2 鋼材の引張降伏強度の特性値 (N/mm^2)

鋼種	SS400, SM400	SM490	SM490Y	SM570	適用範囲
強度	245	325	365	460	厚さ 16mm 以下
	235	315	355	450	厚さ 16mm を超え 40mm 以下
	215	295	335	430	厚さ 40mm を超えるもの

単位体積重量 :

表 1-3-3 材料の単位重量

材料	単位重量 (kN/m^3)	材料	単位重量 (kN/m^3)
鋼・铸鋼・鍛鉄	77.0	コンクリート	23.0
鉄筋コンクリート	24.5	アスファルト舗装	22.5
プレストレストコンクリート	24.5	—	—

3-5. 地盤条件

地盤条件は、フーチング厚や土被り等を考慮し、各地盤種別に応じて以下のとおり想定する。

ここに、
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)
 γ : 土の単位重量 (kN/m³)
 E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)
 V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)
 H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

【 I 種想定地盤 】

深度	土質	層厚 (m)	平均N値	c (kN/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	E_0 (kN/m ²)	V_{si} (m/s)	H_i/V_{si} (m/s)	
1	砂	5.0	15	0	35	20	42000	197.1	0.025	▽地表面
2										
3										
4										
5										
6	軟岩	5.0	>50	100	25	22	100000		▽耐震設計上の基盤面 (支持層)	
7										
8										
9										
10										
Σ									0.025	

$T_g = 4 \Sigma (H_i/V_{si})$ 0.101 sec → **I 種地盤**

【 II 種想定地盤 】

深度	土質	層厚 (m)	平均N値	c (N/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	E_0 (kN/m ²)	V_{si} (m/s)	H_i/V_{si} (m/s)	
1	粘土	5.0	5	15	15	16	14000	170.9	0.029	▽地表面
2										
3										
4										
5										
6	砂	5.0	5	0	30	18	14000	136.7	0.037	
7										
8										
9										
10										
11	砂	5.0	10	0	35	20	28000	172.2	0.029	
12										
13										
14										
15										
16	砂礫	5.0	15	0	35	19	42000	197.1	0.025	
17										
18										
19										
20										
21	軟岩	5.0	>50	100	25	22	100000		▽耐震設計上の基盤面 (支持層)	
22										
23										
24										
25										
Σ									0.120	

$T_g = 4 \Sigma (H_i/V_{si})$ 0.481 sec → **II 種地盤**

【 III 種想定地盤 】

深度	土質	層厚 (m)	平均N値	c (N/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	E_0 (kN/m ²)	V_{si} (m/s)	H_i/V_{si} (m/s)	
1	粘土	5.0	1	5	10	14	2800	100.0	0.050	▽地表面
2										
3										
4										
5										
6	砂	5.0	3	0	30	18	8400	115.3	0.043	
7										
8										
9										
10										
11	粘土	5.0	5	15	15	16	14000	170.9	0.029	
12										
13										
14										
15										
16	砂	5.0	10	0	30	20	28000	172.2	0.029	
17										
18										
19										
20										
21	砂礫	5.0	15	0	35	20	42000	197.1	0.025	
22										
23										
24										
25										
26	砂礫	5.0	20	0	40	21	56000	216.9	0.023	
27										
28										
29										
30										
31	軟岩	5.0	>50	100	25	22	100000		▽耐震設計上の基盤面 (支持層)	
32										
33										
34										
35										
Σ									0.200	

$T_g = 4 \Sigma (H_i/V_{si})$ 0.800 sec → **III 種地盤**

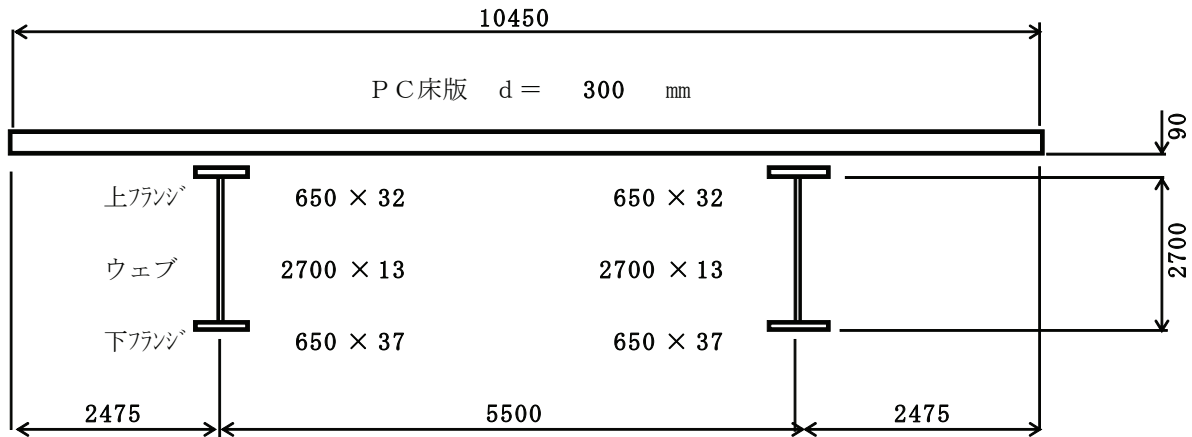
3-6. 上部構造断面定数の設定

上部工の概略設計結果に基づき、動的解析用に設定した各部材寸法および断面定数を以下に示す。なお、上部工の概略設計計算書は「付録資料」に添付するものとする。

上部工断面定数

■ 上部構造（一般部）

B活荷重に対して許容応力度法による概略設計を実施して主桁断面を決定した。動的解析用の断面定数としては、床版と鋼桁の合成断面とした下記の値を用いる。



ヤング係数 PC床版: $E_c = 3.1E+04$ N/mm² ($\because f'_{ck} = 40$ N/mm²)
 鋼桁: $E_s = 2.0E+05$ N/mm²
 ヤング係数比 $n = E_s/E_c = 6.452 \rightarrow n = 6$ として設計する。

□ 中立軸回りの鋼換算断面2次モーメント

橋軸方向

		A (m ²)	y (m)	A·y (m ²)	A·y ² (m ⁴)	I _o (m ⁴)
1/ 6	-床版: 10.450 × 0.300	0.523	1.622	0.847	1.375	0.004
外桁	2-U. Flg: 0.650 × 0.032	0.042	1.366	0.057	0.078	0.000
	2- Web: 0.013 × 2.700	0.070	-	-	-	0.043
	2-L. Flg: 0.650 × 0.037	0.048	-1.369	-0.066	0.090	0.000
$\Sigma =$		0.682	1.229	0.838	1.542	0.047

$$I_{G(y)} = \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma I_o - A \cdot y^2 = 1.542 + 0.047 - 0.682 \times 1.229^2 = 0.559 \text{ m}^4$$

橋軸直角方向

		A (m ²)	y (m)	A·y (m ²)	A·y ² (m ⁴)	I _o (m ⁴)
1/ 6	-床版: 10.450 × 0.300	0.523	-	-	-	4.755
外桁	2-U. Flg: 0.650 × 0.032	0.042	2.750	-	0.315	0.001
	2- Web: 0.013 × 2.700	0.070	2.750	-	0.531	0.000
	2-L. Flg: 0.650 × 0.037	0.048	2.750	-	0.364	0.002
$\Sigma =$		0.682	0.000	0.000	1.209	4.758

$$I_{G(z)} = \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma I_o - A \cdot y^2 = 1.209 + 4.758 - 0.682 \times 0.000^2 = 5.967 \text{ m}^4$$

□ ねじり定数

$$\begin{aligned} \text{床版部の鋼換算ねじり定数 } J_{SC} &= 1/3 \times 10.450 \times 0.300^3 \times 1/6 = 1.568E-02 \text{ m}^4 \\ \text{主桁部のねじり定数 } J_G &= (0.650 \times 0.032^3 + 2.700 \times 0.013^3 \\ &\quad + 0.650 \times 0.037^3) \times 1/3 \times 2 = 4.010E-05 \text{ m}^4 \\ \hline J &= J_{SC} + J_G = 0.0157 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

3-7. 要求性能の設定

本検討では、常時（温度時）荷重の要求性能を満足させるために使用性の照査を行うものとする。また、地震時の要求性能として耐震性の照査を行うものとし、レベル1地震時は耐震性能1、レベル2地震時は耐震性能2の照査を行うものとする。（安全性・耐久性に対する性能は本検討では無視するものとする。）

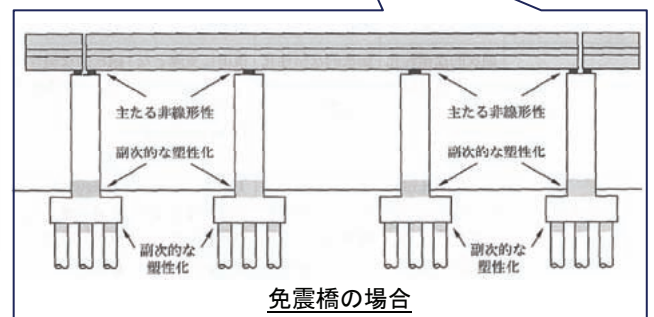
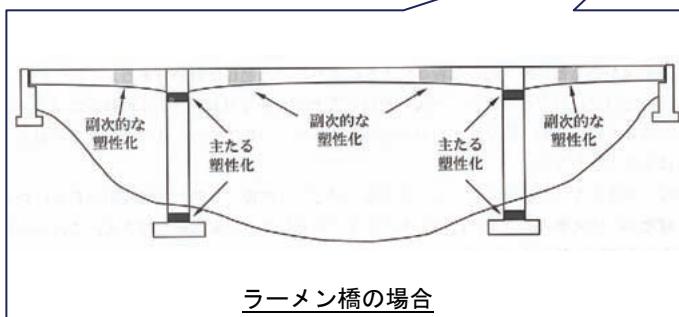
ここで、橋梁の耐震性能2の照査では、橋の限界状態に基づき、塑性化を考慮する部材や部位を選定するとともに、橋を構成する個々の部材の限界状態を適切に設定することが必要である。

表 1-3-4 に、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾より、耐震性能2における塑性化を考慮する部材の組合せの例と各部材の限界状態について示す。

表 1-3-4 塑性化を考慮する部材の組合せの例と各部材の限界状態（耐震性能2）

（出典：道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾）

塑性化(非線形性)を考慮する部材 各部材の限界状態	橋 脚	橋 脚 と 上 部 構 造	基 礎	免震支承と橋脚
橋 脚	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態
橋 台	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
支 承 部	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	免震支承によるエネルギー吸収が確保できる限界の状態
上 部 構 造	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
基 礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態
フーチング	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
適用する橋の例	免震橋以外の一般的なけた橋等	ラーメン橋	橋脚躯体が十分大きな耐力を有している場合や液状化の影響のあるようなやむを得ない場合	免震橋



前述の項目を参考にし、表 1-3-5 および表 1-3-6 に複合ラーメン橋の場合と免震橋の場合における、設計荷重ケース毎の要求性能と各部材の限界状態について整理する。

ここで、免震支承の許容せん断ひずみについては、道路橋支承便覧⁵⁾より設計荷重ケース毎の許容値を引用した。

表 1-3-5 複合ラーメン橋における要求性能と各部材の限界状態

	常時（温度時）	Lv1 地震時	Lv2 地震時
	使用性	耐震性能 1	耐震性能 2
上部工	使用性の制限値内	弾性域内	弾性域内 ^{※1}
剛結部	使用性の制限値内	弾性域内	弾性域内
橋脚	使用性の制限値内	弾性域内	主たる塑性化を考慮し、塑性変形が損傷の修復を容易に行い得る範囲内に収まる限界の状態
基礎工	使用性の制限値内	弾性域内	副次的な塑性化（水平変位が急増し始める状態）にとどまる限界の状態

※1：前ページの表では副次的な塑性化にとどめるとあるが、複合ラーメン橋の場合は上部構造部材が鋼製であり非線形の設定が煩雑になることから一般的に弾性域での設計としている。

表 1-3-6 免震橋における要求性能と各部材の限界状態

	常時（温度時）	Lv1 地震時	Lv2 地震時
	使用性	耐震性能 1	耐震性能 2
上部工	使用性の制限値内	弾性域内	弾性域内
免震支承	鉛直支持、回転機能、疲労耐久性、変位追従（許容せん断ひずみ 70% ⁵⁾ ）を満足できる限界の状態	エネルギー吸収が確保できる限界の状態（許容せん断ひずみ 150% ⁵⁾ ）	主たる非線形性を考慮しエネルギー吸収が確保できる限界の状態（許容せん断ひずみ 250% ⁵⁾ ）
橋脚	使用性の制限値内	弾性域内	副次的な塑性化にとどまる限界の状態（橋脚に過度の変形が集中しない状態）
基礎工	使用性の制限値内	弾性域内	副次的な塑性化（水平変位が急増し始める状態）にとどまる限界の状態

3-8. 設計荷重の組合せ

設計荷重は、コンクリート標準示方書[設計編]³⁾より、表 1-3-7 の組合せにて行う。前述したとおり、本検討での要求性能は使用性、耐震性とする。

表 1-3-7 設計荷重の組合せ

要求性能	限界状態	考慮すべき組合せ
耐久性	すべての限界状態	永久荷重+変動荷重
安全性	断面破壊等	永久荷重+主たる変動荷重+従たる変動荷重
		永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重
	疲労	永久荷重+変動荷重
使用性	すべての限界状態	永久荷重+変動荷重
耐震性	すべての限界状態	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重

上表の設計荷重の種類のうち、今回の検討に用いる荷重を以下の一般的な荷重の種類の中から選択する。

一般的な荷重の種類（コンクリート標準示方書[設計編]³⁾より）

- ・死荷重 ・活荷重 ・~~土圧~~ ・~~水圧~~ ・~~流体力~~ ・~~波力~~ ・~~プレストレス力~~ ・~~風荷重~~
- ・~~雪荷重~~ ・~~コンクリートの収縮及びクリープによる影響~~ ・~~温度の影響~~ ・~~地震の影響~~
- ・~~施工時荷重~~ ・~~その他~~

今回の検討に用いる設計荷重に対応する荷重の種類について、それぞれの組合せを以下に示す。

永久荷重 : 死荷重

変動荷重 : 活荷重（上部工設計時に考慮）

温度の影響（上部工設計時および下部工設計時に考慮）

（活荷重と温度荷重の組合せケースは本検討において影響が小さいため無視する）

偶発荷重 : 地震の影響

従たる変動荷重 : 主たる変動荷重や偶発荷重と組み合わせて付加的に考慮すべき変動荷重²⁾ のことであり、本検討では考慮しない

3-9. 安全係数

性能照査における安全係数について、複合構造標準示方書[共通編]⁶⁾より図 1-3-7 に示す。ここで、一部の表記をコンクリート標準示方書[設計編]³⁾に合わせた表記とした(例：作用⇒荷重)。

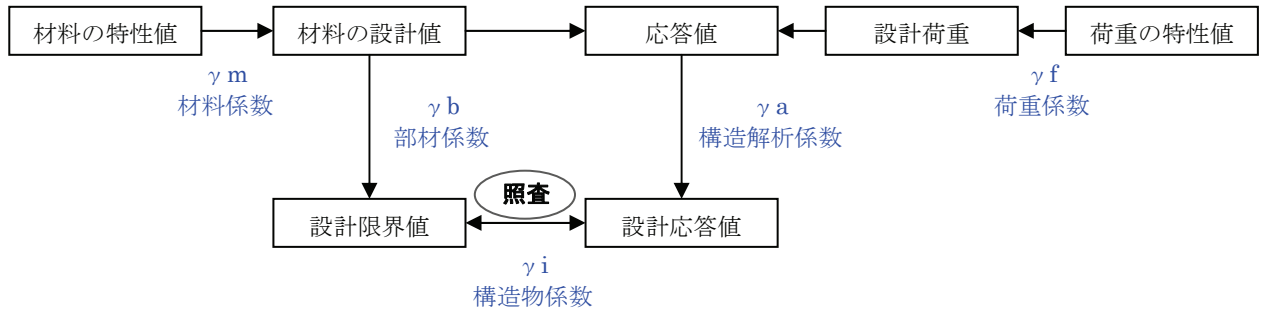


図 1-3-7 性能照査における安全係数

設計に使用する安全係数は、複合構造標準示方書[共通編]⁶⁾を参考に表 1-3-8 のとおりに設定する。カッコ内の値は同書の記載値であり、使用する値はこの範囲から設定した。ここに、太字は本検討に該当する箇所を示す。

表 1-3-8 安全係数

安全性		材料係数 γ_m			部材係数 γ_b	構造解析 係数 γ_a	荷重係数 γ_f	構造物係 数 γ_i
		コンクリート γ_c	鉄筋 γ_s	構造用鋼材 γ_s				
要求性能(限界状態)								
安全性(断面破壊) *1		1.3	1.0	1.05	1.1 (1.1~1.3)	1.0	1.0 (1.0~1.2)	1.0 (1.0~1.2)
安全性 *2 (断面破壊・崩壊) 耐震性能 2・3 *2	応答値	1.0	1.0	1.0	—	1.0 (1.0~1.2)	1.0 (1.0~1.2)	1.0 (1.0~1.2)
	限界値	1.3	1.0	1.05	1.0 (1.0, 1.1~1.3)	—	—	
安全性(疲労破壊) *1		1.3	1.05	適切に 定める	1.0 (1.0~1.2)	1.0	1.0	1.0 (1.0~1.1)
使用性 *1 耐震性能 1 *1		1.0	1.0	1.05	1.0	1.0	1.0	1.0

注) *1：線形解析を用いる場合 *2：非線形解析を行う場合。

§ 4. 照査方法の設定

4-1. 上部工の照査方法

本検討では、RC 橋脚に着目した比較検討であるため上部工は便宜的な設計に留めることとする。すなわち、従来の許容応力度設計法によって断面を決定し、限界状態設計法は適用しない。

(1) 常時（温度時）の照査

複合ラーメン橋の場合、上部工断面には温度による軸力が作用する。これについては、別途ラーメンモデルによる平面骨組み解析を行い、温度軸力による発生応力度を試算する。上部工の断面を決定する際、死荷重と活荷重の組合せによる発生応力度に温度軸力による発生応力度を足し合わせた値が、許容応力度以内となるように断面を決定することとする。

(2) レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査

動的解析においては、上記によって決定した上部工断面を使用することとする（床版の断面についても考慮する）。また、便宜上、複合ラーメン橋、免震橋のどちらの解析においても共通の断面を使用することとする。

4-2. 剛結部の照査方法

複合ラーメン橋の剛結部については、図 1-4-1 のようにコンクリート部材との境界までを剛体として設定し解析を行う。

一般的には、レベル 2 地震動による発生断面力に対して、床版及び鋼断面が降伏せず、弾性域に収まるように断面を決定するが、本検討は RC 橋脚に着目した比較検討であるため、発生した断面力に対して剛結部および上部工の照査は行わないものとする。

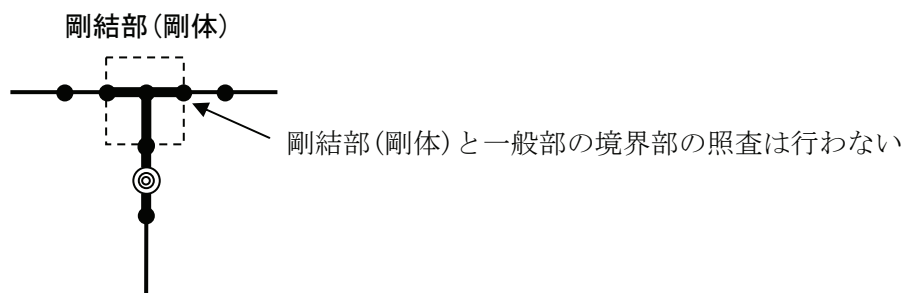


図 1-4-1 複合ラーメン橋の剛結部照査

4-3. 免震支承の照査方法

免震橋のゴム支承については、限界状態設計法としての設計はまだ研究途上であり限界値等の設定が困難であるため、従来どおり道路橋支承便覧⁵⁾に基づいて照査を行う。

ゴム支承の設計フローを図1-4-2に示す。

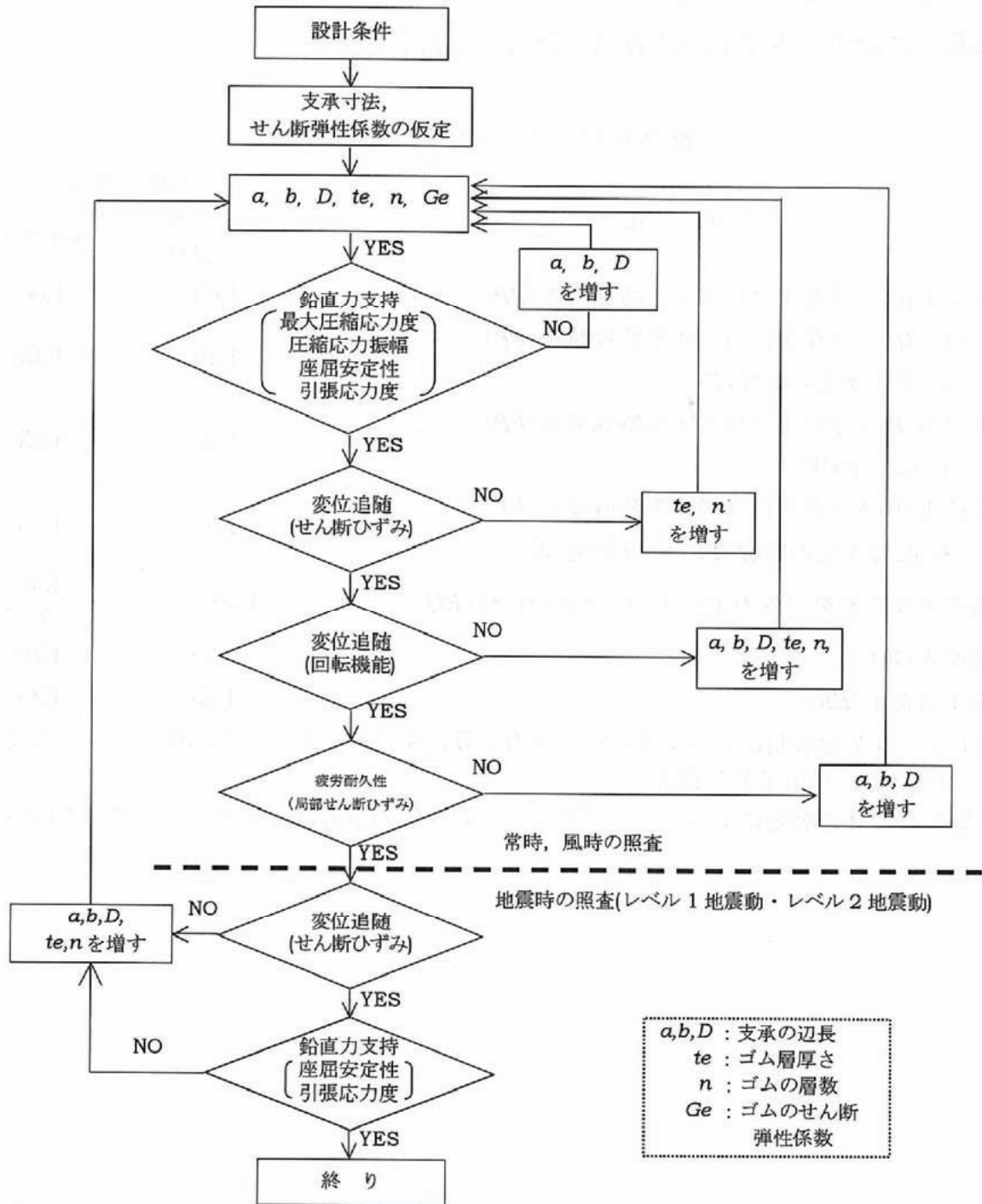


図1-4-2 ゴム支承の設計手順 (出典：道路橋支承便覧⁵⁾)

ゴム支承の設計における許容値を表 1-4-1 に示す。

表 1-4-1 ゴム支承設計の許容値（出典：道路橋支承便覧⁵⁾）

項 目		許容値	
圧縮 応力度	最大圧縮応力度	$S_1 < 8$	$\sigma_{max} = 8.0$ N/mm ²
		$8 \leq S_1 < 12$	$\sigma_{max} = S_1$ N/mm ²
		$12 \leq S_1$	$\sigma_{max} = 12.0$ N/mm ²
	最小圧縮応力度		$\sigma_{min} = 1.5$ N/mm ²
	応力振幅	$S_1 \leq 8.0$	$\Delta \sigma_a = 5.0$ N/mm ²
$S_1 > 8.0$		$\Delta \sigma_a = 5.0 + 0.375(S_1 - 8.0)$ ただし最大 6.5 N/mm ²	
せん断 ひずみ	常 時		$\gamma_{sa} = 70 \%$
	風 時		$\gamma_{ra} = 150 \%$
	地 震 時	レベル 1 地震動	$\gamma_{ea} = 150 \%$
		レベル 2 地震動	$\gamma_{ea} = 250 \%$
局部 せん断 ひずみ	常時の局部せん断ひずみ		$\gamma_{la} = \gamma_u / f_a$ $f_a = 1.5$ γ_u : 破断伸びで、表-2.9.4 による
引張 応力度	常 時		$\sigma_{ta} = 0.0$ N/mm ²
	風 時	G6	$\sigma_{ta} = 0.9$ N/mm ²
		G8	$\sigma_{ta} = 1.2$ N/mm ²
		G10 以上	$\sigma_{ta} = 1.5$ N/mm ²
	地震時	G6	$\sigma_{ta} = 1.2$ N/mm ²
		G8	$\sigma_{ta} = 1.6$ N/mm ²
G10 以上		$\sigma_{ta} = 2.0$ N/mm ²	

注) S_1 : 一次形状係数, G : ゴム材料の呼び (せん断弾性係数)

4-4. 下部工の照査方法

橋台は支承条件が可動であり、各案で差が生じないため照査を省略する。

橋脚に対する照査方法は、コンクリート標準示方書[設計編]³⁾の限界状態設計法の考え方をを用いて設計を行う。各荷重ケースにおける照査方法を以下に設定する。

(1) 常時（温度時）の照査

使用性の照査を行うにあたり、図 1-4-3 に示すコンクリート標準示方書[設計編]³⁾の線形解析を用いる場合の考え方を参考に、安全係数を乗除して照査を行うものとする。

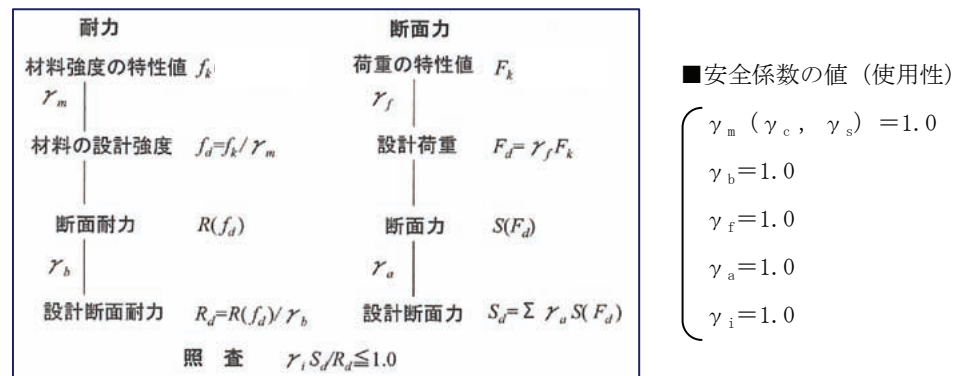


図 1-4-3 線形解析を用いる場合の安全係数

使用性の照査として、断面に作用する発生曲げ応力度が、応力度の制限を超えないことを確認する。

- 応力度の制限 (σ_a)

応力度の制限 σ_a (N/mm²) は以下とし、材料係数 γ_m (γ_c, γ_s) および部材係数 γ_b で除する。

$$\text{コンクリート} \quad 0.4 f'_{ck} / \gamma_c / \gamma_b \Rightarrow 0.4 \times 24 \text{N/mm}^2 / 1.0 / 1.0 = \underline{9.6 \text{N/mm}^2}$$

$$\text{鉄筋} \quad f_{yk} / \gamma_s / \gamma_b \Rightarrow 345 \text{N/mm}^2 / 1.0 / 1.0 = \underline{345 \text{N/mm}^2}$$

ここに、 f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

f_{yk} ：鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

- 断面に作用する発生曲げ応力度 (σ_d)

断面に作用する発生曲げ応力度 σ_d (N/mm²) は、作用する断面力からコンクリートおよび鉄筋の発生曲げ応力度 σ (N/mm²) を算出し、荷重係数 γ_f および構造解析係数 γ_a を乗じる。

$$\sigma_d = \sigma \cdot \gamma_f \cdot \gamma_a \Rightarrow \underline{\sigma \cdot 1.0 \cdot 1.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}}$$

- 照査

コンクリートおよび鉄筋の応力度において、構造物係数 γ_i を考慮した以下の照査式を確認する。

$$\gamma_i \sigma_d / \sigma_a \leq 1.0 \Rightarrow \underline{1.0 \cdot \sigma_d / \sigma_a \leq 1.0}$$

(2) レベル1地震動に対する耐震性能の照査

レベル1地震動に対する耐震性の照査を行うにあたり、図1-4-4に示すコンクリート標準示方書[設計編]³⁾の線形解析を用いる場合の考え方を参考に、安全係数を乗除して照査を行うものとする。

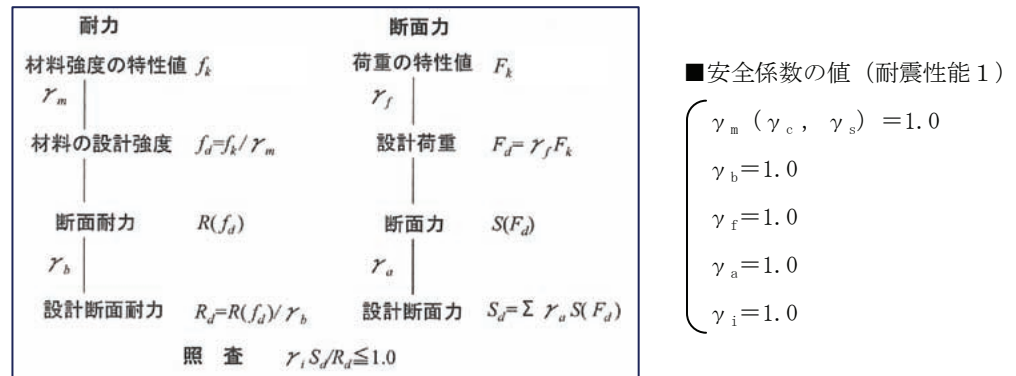


図1-4-4 線形解析を用いる場合の安全係数

レベル1地震動に対する耐震性の照査は、耐震性能1を満足することを照査する。耐震性能1の規定は「地震時に機能を保持し、地震後にも機能が健全で補修をしないで使用が可能である」のため、静的解析（平面骨組み解析）により得られる橋脚の応力が断面の制限値を超えないことを確認する。

- ・ 応力度の制限 (σ_a)

応力度の制限 σ_a (N/mm²) は以下とし、材料係数 γ_m (γ_c , γ_s) および部材係数 γ_b で除する。

$$\text{コンクリート} \quad f'_{ck} / \gamma_c / \gamma_b \Rightarrow 24\text{N/mm}^2 / 1.0 / 1.0 = \underline{24\text{N/mm}^2}$$

$$\text{鉄筋} \quad f_{yk} / \gamma_s / \gamma_b \Rightarrow 345\text{N/mm}^2 / 1.0 / 1.0 = \underline{345\text{N/mm}^2}$$

ここに、 f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

f_{yk} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

- ・ 断面に作用する発生曲げ応力度 (σ_d)

断面に作用する発生曲げ応力度 σ_d (N/mm²) は、作用する断面力からコンクリートおよび鉄筋の発生曲げ応力度 σ (N/mm²) を算出し、荷重係数 γ_f および構造解析係数 γ_a を乗じる。

$$\sigma_d = \sigma \cdot \gamma_f \cdot \gamma_a \Rightarrow \underline{\sigma \cdot 1.0 \cdot 1.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}}$$

- ・ 照査

コンクリートおよび鉄筋の応力度において、構造物係数 γ_i を考慮した以下の照査式を確認する。

$$\gamma_i \sigma_d / \sigma_a \leq 1.0 \Rightarrow \underline{1.0 \cdot \sigma_d / \sigma_a \leq 1.0}$$

(3) レベル2地震動に対する耐震性能の照査

レベル2地震動に対する耐震性の照査を行うにあたり、図1-4-5に示すコンクリート標準示方書[設計編]³⁾の非線形解析を用いる場合の考え方を参考に、安全係数を乗除して照査を行うものとする。

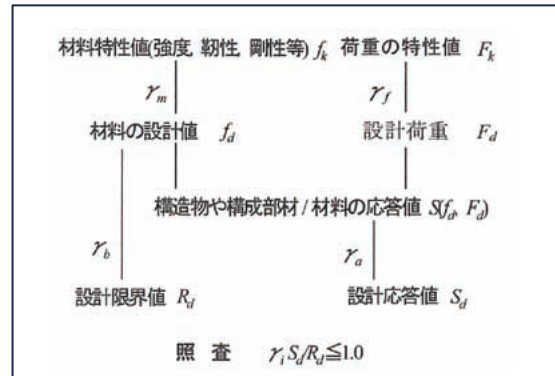


図1-4-5 非線形解析を用いる場合の安全係数

■安全係数の値（耐震性能2）

- ・限界値
 - $\gamma_m (\gamma_c) = 1.3$
 - $\gamma_m (\gamma_s) = 1.0$
 - $\gamma_b = 1.0$
- ・応答値
 - $\gamma_m (\gamma_c) = 1.0$
 - $\gamma_m (\gamma_s) = 1.0$
 - $\gamma_f = 1.0$
 - $\gamma_a = 1.0$
- ・照査
 - $\gamma_i = 1.0$

レベル2地震動に対する耐震性の照査は、重要度区分がB種の橋のため、耐震性能2を満足することを照査する。耐震性能2の規定は、「地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない」と規定されており、地震後に構造物の耐荷力が低下しない状態とする性能である。そこで、動的解析を行い以下の2項目について照査を行う。下記の照査方法はコンクリート標準示方書[設計編]³⁾に準じるが、応答値を求める際の動的解析方法については、後述する「4-6. 動的解析」の解析方法とし、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾に準じた解析モデルとする。

①変形性能の照査

レベル2地震動による設計応答回転角が終局回転角の限界値を上回らないことを確認する。

- ・ 終局回転角の限界値 (θ_{nd})

コンクリートおよび鉄筋の材料強度を、限界値の材料係数 $\gamma_m (\gamma_c, \gamma_s)$ で除した以下の強度を用い、終局回転角 θ_n (rad) を算出する。

$$\text{コンクリート材料強度} \quad f'_{ck} / \gamma_c \quad \Rightarrow \quad 24\text{N/mm}^2 / 1.3 \div \underline{18\text{N/mm}^2}$$

$$\text{鉄筋材料強度} \quad f_{yk} / \gamma_s \quad \Rightarrow \quad 345\text{N/mm}^2 / 1.0 = \underline{345\text{N/mm}^2}$$

ここに、 f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

f_{yk} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

終局回転角の限界値 θ_{nd} (rad) は、終局回転角 θ_n (rad) を部材係数 γ_b で除して求める。

$$\theta_{nd} = \theta_n / \gamma_b \quad \Rightarrow \quad \underline{\theta_n / 1.0 \text{ (rad)}}$$

(※ 終局回転角の限界値は、降伏点の部材角 θ_y から終局変位に相当する点の部材角 θ_n までの値で設定が可能であるが、ここでは、終局変位に相当する点の部材角 θ_n を限界値として設定した。)

- レベル2地震動による設計応答回転角 (θ_d)

コンクリートおよび鉄筋の材料強度を、応答値の材料係数 γ_m (γ_c, γ_s) で除した以下の強度を用い、応答回転角 θ_{\max} (rad) を算出する。

$$\text{コンクリート材料強度} \quad f'_{ck} / \gamma_c \quad \Rightarrow \quad 24\text{N/mm}^2 / 1.0 \doteq \underline{24\text{N/mm}^2}$$

$$\text{鉄筋材料強度} \quad f_{yk} / \gamma_s \quad \Rightarrow \quad 345\text{N/mm}^2 / 1.0 = \underline{345\text{N/mm}^2}$$

レベル2地震動による設計応答回転角 θ_d (rad) は、応答回転角 θ_{\max} (rad) に荷重係数 γ_f および構造解析係数 γ_a を乗じて求める。

$$\theta_d = \theta_{\max} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_a \Rightarrow \underline{\theta_{\max} \cdot 1.0 \cdot 1.0 \text{ (rad)}}$$

- 照査

回転角について、構造物係数 γ_i を考慮した以下の照査式を確認する。

$$\gamma_i \theta_d / \theta_{nd} \leq 1.0 \quad \Rightarrow \quad \underline{1.0 \cdot \theta_d / \theta_{nd} \leq 1.0}$$

②せん断力の照査

レベル2地震動による設計せん断力がせん断耐力の限界値を上回らないことを確認する。

- せん断力の照査

せん断力については、設計せん断力 (V_d) とせん断耐力の限界値 (V_{yd}) に構造物係数 γ_i を考慮した以下の照査式を確認する。

$$\gamma_i V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad \Rightarrow \quad \underline{1.0 \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0}$$

ここに、 V_d : レベル2地震動による設計せん断力 (kN)

V_{yd} : せん断耐力の限界値 (kN)

ただし本検討では、せん断耐力に余裕があり断面決定要因とならないため、せん断力の照査は省略するものとする。

4-5. 基礎工の照査方法

基礎の安定に対する照査方法は、限界状態設計法での照査法が明確でないため、従来どおり道路橋示方書・同解説IV下部構造編⁷⁾に準じて以下のように照査を行うものとする。

(1) 直接基礎

常時及びレベル1地震時について以下の照査を行う。(レベル2地震時の断面照査については、基礎寸法に与える影響が小さいため今回は省略する。)

- ・ 滑動

基礎底面におけるせん断地盤反力は、安全率を考慮した許容せん断抵抗力以下とする。

$$H_u/H \geq 1.5 (\text{常時}), 1.2 (\text{L1 地震時}) \quad \text{ここに, } H_u: \text{せん断抵抗力 (kN)}$$

$$H: \text{せん断地盤反力 (kN)}$$

- ・ 転倒

荷重の合力の作用位置は、底面の中心より底面幅の1/6以内(常時)及び1/3以内(レベル1地震時)とする。

$$e \leq B/6 (\text{常時}), B/3 (\text{L1 地震時}) \quad \text{ここに, } e: \text{底版中心から荷重合力の作用位置 (m)}$$

$$B: \text{フーチング底面幅 (m)}$$

- ・ 最大地盤反力度

底版に作用する最大地盤反力度は許容地盤反力度以下とする。

$$q_{\max} \leq q_a \quad \text{ここに, } q_{\max}: \text{最大地盤反力度 (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_a: \text{許容地盤反力度 (kN/m}^2\text{)}$$

(※軟岩の場合、常時 600, L1 地震時 900)

- ・ 鉛直支持力

基礎底面における鉛直地盤反力は許容鉛直支持力以下とする。

$$V \leq Q_a \quad \text{ここに, } V: \text{鉛直地盤反力 (kN)}$$

$$Q_a: \text{許容鉛直支持力 (kN)}$$

(2) 杭基礎

常時及びレベル1地震時について以下の照査を行う。(レベル2地震時の照査については、杭本数の決定に対する影響が小さいため今回は省略する。)

- ・ 鉛直支持力

杭頭部の軸方向反力は、許容支持力以下とする。

$$R_{\max}, R_{\min} \leq R_a \quad \text{ここに, } R_{\max}, R_{\min}: \text{軸方向反力 (kN)}$$

$$R_a: \text{許容支持力 (kN)}$$

- ・ 変位

設計地盤面における杭の水平変位は、許容変位以下とする。

$$D_x \leq D_a \quad \text{ここに, } D_x: \text{水平変位 (mm)}$$

$$D_a: \text{許容変位 (mm)}$$

4-6. 動的解析

4-4. (3) で前述したように、レベル2地震動に対する耐震性の照査は、重要度区分がB種の橋のため、耐震性能2を満足することを照査する。照査においては、非線形動的解析を行い、その応答値が限界値を上回らないことを確認する。

ここでは、レベル2地震時の設計に用いる動的解析について、その解析方法を示す。

(1) 解析概要

動的解析のモデルは、図 1-3-5、図 1-3-6 の平面骨組みモデル図に示すように、複数の下部工が支持する上部構造部分と、下部工毎のゴム支承または剛結部～橋脚～フーチング～地盤バネからなる橋梁全体系のモデルで解析を行う。また、橋脚についてはその柱基部（複合ラーメン橋の場合は柱上端部も含む）に確実に主たる塑性ヒンジが生じるものとして、塑性ヒンジ区間に曲げの非線形モデル（M- θ モデル）を設定する。

解析モデル及び設計条件をもとに、固有値解析により各次数モードを算出し、その固有モードをもとに減衰マトリックス（Rayleigh 減衰曲線）を設定する。本検討では、Rayleigh 減衰曲線を作成するためのモード選択において、橋軸方向の刺激係数が大きい2点を選択することとした。

以上の条件より、各地盤種別に対応した標準波形3波（タイプⅠおよびタイプⅡ）の入力地震動を用いて、時刻歴応答解析による非線形動的解析を行い、3波の応答値を平均した値を用いて各照査を行う。

ここで、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾の（解7.4.1）によれば、動的解析を行った場合でも地震時保有水平耐力が下限値震度0.4を満足するよう推奨している。ただし、これを適用すると各ケースがこの下限値で決定することになり、断面諸元に顕著な差がみられなくなることから、本検討では下限値震度の照査は行わないこととする。

(2) 解析条件

- ・ 解析手法：非線形時刻歴応答解析（直接積分法）
- ・ 積分手法：Newmark β 法
- ・ 減 衰：Rayleigh 減衰マトリックス
- ・ 部材の等価減衰定数：道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾を参考に表 1-4-2 に示す

表 1-4-2 等価減衰定数の設定

構造部材	等価減衰定数	
	弾性域	非線形域
上部構造 (鋼構造)	0.02 (0.02~0.03)	—
免震支承	—	履歴曲線より算出
RC 橋脚	0.05 (0.05~0.1)	0.02
基礎	0.2 (0.1~0.3)	—

(3) 入力地震波形

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁴⁾の参考資料より、各地盤種別の加速度波形 3 波を示す。レベル 2 地震動の波形には、タイプ I 地震動（プレート境界型の地震を想定）とタイプ II 地震動（内陸直下型地震を想定）の 2 種類がある。

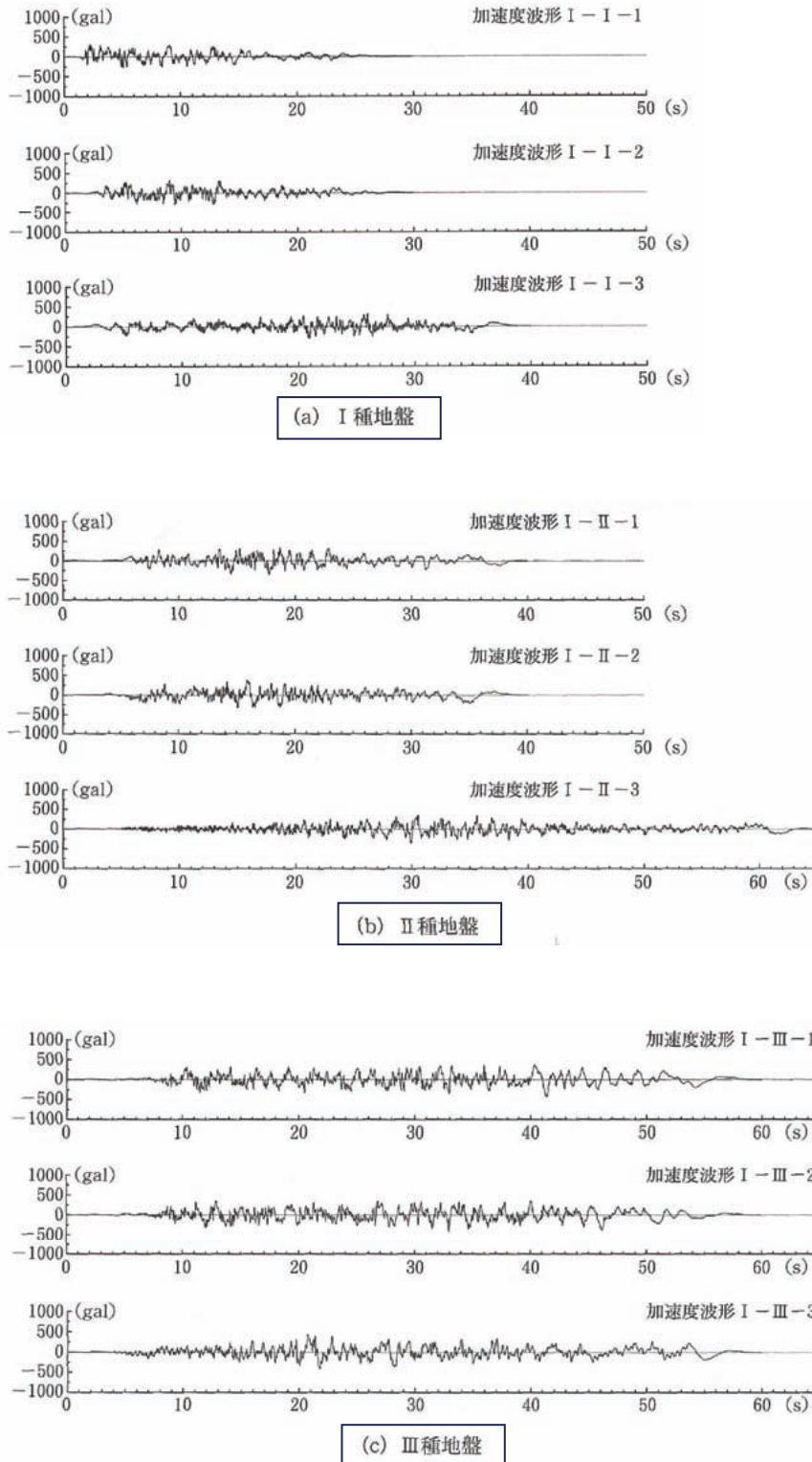


図 1-4-6 タイプ I 地震動の波形 3 波

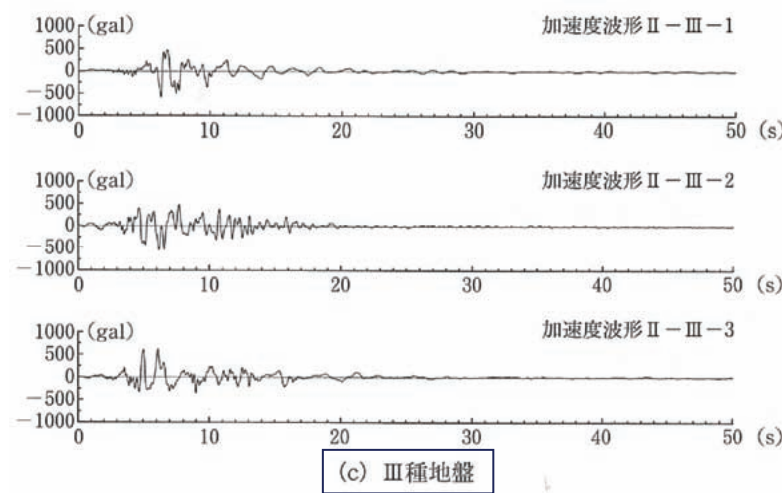
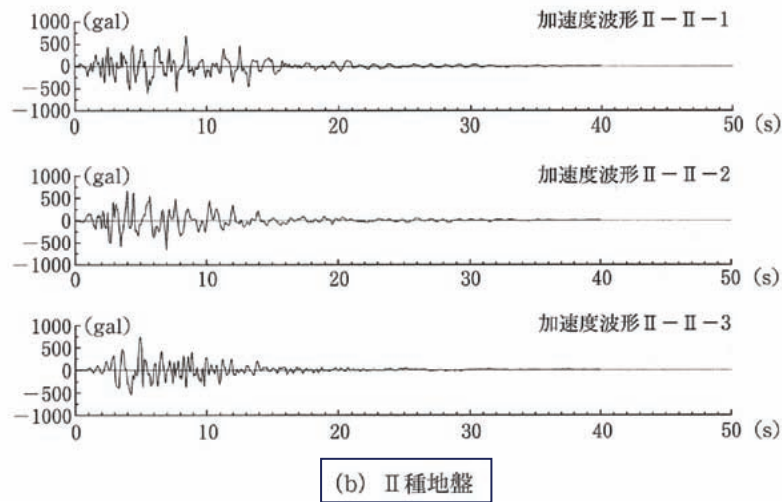
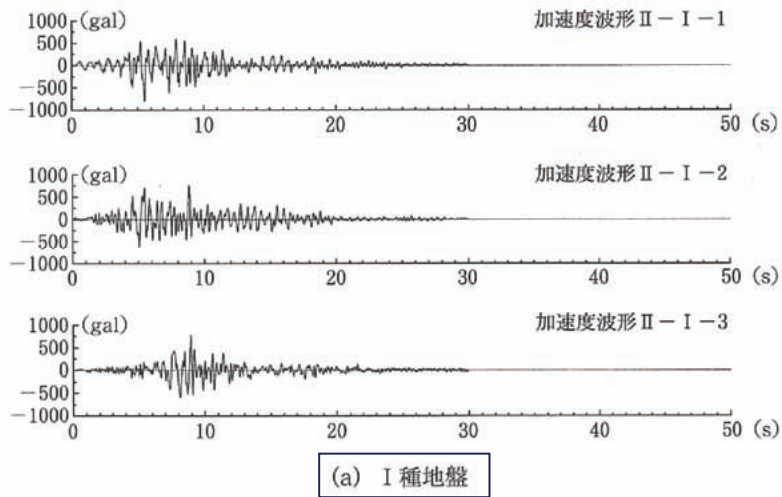


図 1-4-7 タイプ II 地震動の波形 3 波

(4) 橋脚の非線形モデル

RC 橋脚の動的解析モデルについては、塑性ヒンジ区間を剛体と非線形回転バネ (M- θ モデル)、それ以外の区間を線形はり要素で表したモデルを用いる。塑性ヒンジ区間の復元力モデルは、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁴⁾ の参考資料より、実務で一般的に用いられている Takeda モデル (図 1-4-8 参照) とする。

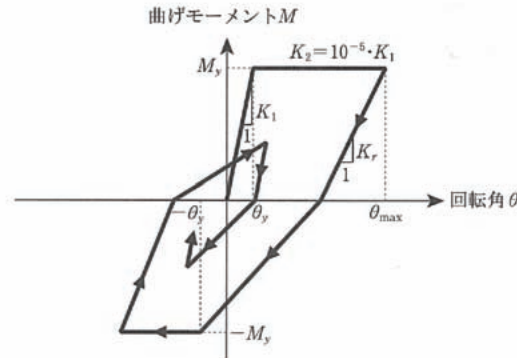


図 1-4-8 塑性ヒンジ区間の復元力モデル (Takeda モデル)

(5) 免震支承の非線形モデル

免震支承の非線形モデルについては、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁴⁾ より、一次剛性と二次剛性をバイリニアで表した非線形履歴モデル (図 1-4-9 参照) を用いる。

免震支承をバイリニア型にモデル化した場合の一次剛性 K_1 および二次剛性 K_2 、降伏せん断力 Q_d 、等価剛性 K_B は以下の式を用いて求められる。

$$K_1 = 6.5 K_2$$

$$K_2 = (F - Q_d) / u_{Be}$$

$$Q_d = A_p q_0$$

$$K_B = F / u_{Be}$$

ここに、 F : 有効せん断ひずみにおける水平力 (N)

u_{Be} : 有効設計変位 (mm)

A_p : 鉛プラグの面積 (mm^2)

q_0 : 降伏荷重の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度 (N/mm^2)

支承形状を確定するにあたっては、支承の設計変位と応答変位の差が $\pm 10\%$ 以下になるよう解析を繰り返すものとする。

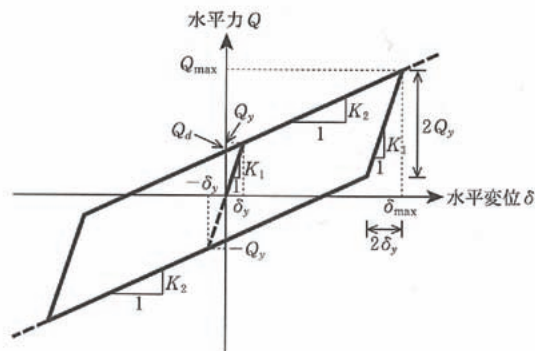


図 1-4-9 免震支承の復元力モデル (バイリニアモデル)

(6) 基礎バネの設定

動的解析に用いる基礎バネは、想定したN値から求まる各地層の平均せん断弾性波速度より地盤の動的変形係数(=E_D)を求め、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾式(解6.2.1)および式(解6.2.2)により地盤反力係数の基準値を算定する。これをもとに、直接基礎の場合は式(解6.2.13)、杭基礎の場合は式(解6.2.14)を用いて基礎の動的バネ定数の算出を行う。これより、基礎バネは線形バネ扱いとし、基礎の副次的な塑性化の影響は無視することとする。

■基礎の動的バネ定数 (道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾より抜粋)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \dots\dots\dots (解 6.2.1)$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} E_D \dots\dots\dots (解 6.2.2)$$

① 直接基礎

$$\left. \begin{array}{l} A_{ss} = k_{SB} A_B \\ A_{sr} = A_{rs} = 0 \\ A_{rr} = k_V I_B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (解 6.2.13)$$

ここに、

k_{SB} : 底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_V : 底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

A_B : 底面の面積 (m²)

I_B : 底面の断面2次モーメント (m⁴)

② 杭配置が対称で鉛直杭のみの杭基礎

$$\left. \begin{array}{l} A_{ss} = nK_1 \\ A_{sr} = A_{rs} = -nK_2 \\ A_{rr} = nK_4 + K_{VP} \sum_{i=1}^n y_i^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (解 6.2.14)$$

ここに、

A_{ss} , A_{sr} , A_{rs} , A_{rr} : 基礎の抵抗を表わすバネ定数 (kN/m, kN/rad, kN・m/m, kN・m/rad)

n : 杭の総本数 (本)

y_i : i 番目の杭の杭頭の y 座標 (m)

K_1 , K_2 , K_3 , K_4 : 下部構造編の表-解12.6.1に示す杭頭剛結合の場合の杭の軸直角方向バネ定数 (kN/m, kN/rad, kN・m/m, kN・m/rad)

k_{VP} : 杭の軸方向バネ係数 (kN/m)

§ 5. 解析結果一覧

試設計の結果として、橋種（複合ラーメン橋，免震橋），地盤種別（Ⅰ種地盤，Ⅱ種地盤，Ⅲ種地盤），橋脚高さ（ $H=20\text{m}$ ， $H=50\text{m}$ ）毎に，橋脚断面寸法，主鉄筋配置，ゴム支承寸法，フーチング寸法，杭配置，固有周期，設計水平震度，上部工応答変位，照査結果（柱，基礎），概算数量，参考工費について設計結果一覧表（表 1-5-2）にまとめる。なお，試設計による下部工および基礎工の設計計算書は「付録資料」に添付するものとする。

ここで，橋脚断面寸法および主鉄筋配置の決定方法は以下の条件および手順とし，断面決定に用いる標準断面図を図 1-5-1 に示す。

- ①橋脚断面の橋軸直角方向幅は 7.0m とする。
- ②断面形状は，橋脚高 $H=20\text{m}$ の場合は矩形断面とし，最小橋軸方向幅は 2.0m とする。
 $H=50\text{m}$ の場合は中空断面とし，最小橋軸方向幅は 4.0m （壁厚 1.0m ）とする。
- ③配筋は，かぶりを 150mm ，ピッチを 150mm 程度とし，最大径は $D51-2$ 段までとする。
 ただし，1 段配筋から始めて $D51-1$ 段で満足しない場合に 2 段配筋に切り替えるものとする。
 $D51-2$ 段で満足しない場合は，柱幅（橋軸）を 0.5m ずつ増加させ，以上の手順を繰り返す。

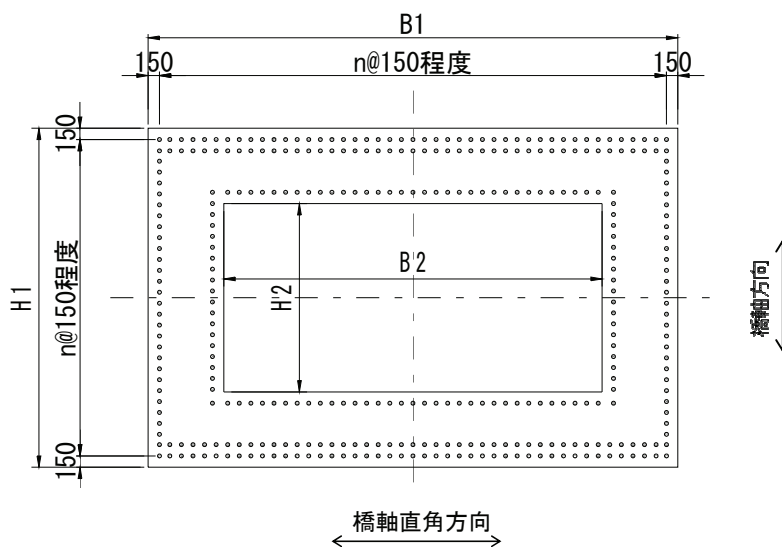


図 1-5-1 橋脚断面（配筋）の標準断面図

また、工費算出において設定した概略単価を下表に示す。各単価は、国土交通省土木工事標準積算基準書⁸⁾をもとに算出し、諸経費（共通仮設費、現場管理費、一般管理費、消費税等）を加味した単価を設定した。ただし、剛結部の工費は仮支承・横梁（横桁）・スタッド等の鋼材部についてであり、過去の実績より単価を設定した。剛結部のコンクリートおよび鉄筋は柱の数量に含めてある。また、免震支承の工費においては過去のメーカー見積り実績を参考に単価を設定した。

表 1-5-1 諸経費込み単価一覧

工 費 項 目	単 位	単 価 (千円) ※諸経費込み
コンクリート（柱主鉄筋以外の鉄筋として鉄筋50kg/m ³ を見込む）	1m ³ 当り	50
柱主鉄筋	1t当り	200
杭基礎 （場所打ち杭φ1200）	杭1m当り	90
剛結部 （仮支承、鋼材等）	橋脚1基当り	7,000
免震支承	ゴム1cm ³ 当り	0.05

橋脚断面 (配筋) の決定方法

- ① 橋脚断面の橋脚直方向幅は7.0mとする。
- ② 断面形状は、橋脚高H=20mの場合は矩形断面とし、最小橋脚方向幅は2.0mとする。
H=50mの場合は中空断面とし、最小橋脚方向幅は4.0m(壁厚1.0m)とする。
- ③ 配筋は、かぶりを150mm、ピッチを150mm程度とし、最大径はD51-2段までとする。
ただし、1段配筋から始めてD51-1段で満足しない場合は2段配筋に切り替えるものとする。
D51-2段で満足しない場合は、柱幅(橋脚)を0.5mづつ増加させ、以上の手順を繰り返す。

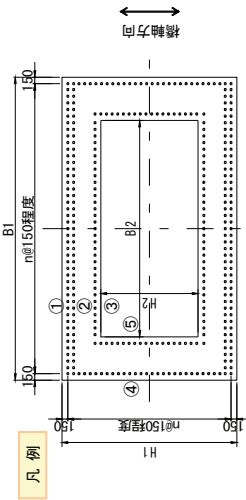


表1-5-2 複合ラーメン橋と免震橋の設計結果一覧表

橋種	複合ラーメン橋					免震橋					
	I種地盤	II種地盤	III種地盤	I種地盤	II種地盤	I種地盤	II種地盤	III種地盤	I種地盤	II種地盤	III種地盤
橋脚高さ	H = 20 m	H = 50 m (中空)	H = 20 m	H = 50 m (中空)	H = 20 m	H = 50 m (中空)	H = 20 m	H = 50 m (中空)	H = 20 m	H = 50 m (中空)	H = 50 m (中空)
高さ H1	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.5	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0
幅 B1	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内空高 H2	-	2.0	-	2.0	-	2.5	-	2.0	-	2.0	-
内空幅 B2	-	5.0	-	5.0	-	5.0	-	5.0	-	5.0	-
主鉄筋配筋 (片側)	①径-本数	D38 - 45本	D38 - 45本	D41 - 45本	D41 - 45本	D51 - 45本	D38 - 45本	D51 - 45本	D38 - 45本	D51 - 45本	D51 - 45本
	②径-本数	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	③径-本数	-	D38 - 36本	-	D41 - 36本	-	D51 - 36本	-	D51 - 36本	-	D51 - 36本
	④径-本数	D32 - 10本	D38 - 23本	D38 - 10本	D41 - 23本	D38 - 10本	D51 - 23本	D38 - 8本	D51 - 23本	D38 - 8本	D51 - 8本
	⑤径-本数	D38 - 14本	D38 - 14本	D41 - 14本	D41 - 14本	D51 - 14本	D51 - 14本	D38 - 14本	D51 - 14本	D38 - 14本	D51 - 14本
ゴム支承寸法	橋脚×直角	mm	-	-	-	-	800 × 800	850 × 850	800 × 800	950 × 950	1000 × 1000
	総厚さ	mm	-	-	-	-	100	126	120	216	174
フナギ寸法 (橋脚×直角×厚)	鉛プラグ	mm	-	-	-	-	φ120 × 4本	φ130 × 4本	φ120 × 4本	φ145 × 4本	φ130 × 4本
	杭配置 (橋脚×直角)	m	7.5 × 9.0 × 2.0	13.5 × 13.5 × 3.0	8.4 × 11.4 × 2.0	14.4 × 17.4 × 3.0	11.4 × 11.4 × 2.0	14.4 × 17.4 × 3.5	8.0 × 9.0 × 2.0	13.5 × 15.0 × 3.0	11.4 × 14.4 × 3.0
Lvl地震固有周期	杭配置 (橋脚×直角)	本	3 × 4	5 × 6	4 × 4	5 × 6	4 × 4	5 × 6	4 × 4	6 × 6	4 × 5
	Lvl地震設計水平震度	s	0.710	1.315	0.869	1.453	0.784	0.930	1.149	1.642	1.175
上部工応答変位	Lvl地震設計水平震度	m	0.20	0.18	0.25	0.23	0.30	0.30	0.19	0.15	0.20
	変位 (A1, A2)	m	0.290	0.534	0.407	0.672	0.388	0.388	0.383	0.580	0.859
橋脚柱断面照査	常時 (温度時)	σc	2.3 < 9.6	1.6 < 9.6	2.1 < 9.6	1.8 < 9.6	1.9 < 9.6	1.6 < 9.6	-	-	-
	基部応力度	σs	5 < 345	0 < 345	1 < 345	0 < 345	1 < 345	0 < 345	-	-	-
	Lvl 基部応力度	σc	10.6 < 24	10.6 < 24	10.5 < 24	12.4 < 24	13.3 < 24	11.3 < 24	9.8 < 24	13.7 < 24	13.7 < 24
	応力度	σs	341 < 345	316 < 345	308 < 345	328 < 345	341 < 345	308 < 345	238 < 345	325 < 345	287 < 345
	Lv2 基部塑性ヒンジ回転角	rad	0.900 < 1.0	0.272 < 1.0	0.252 < 1.0	0.270 < 1.0	0.417 < 1.0	0.554 < 1.0	0.080 < 1.0	0.135 < 1.0	0.046 < 1.0
基礎安定計算 (Lvl地震時)	決定ケース	Lvl 基部応力度	3.70 > 1.2	4.29 > 1.2	-	-	3.41 > 1.2	4.50 > 1.2	-	-	-
	滑動安全率	μN/m ²	756 < 900	649 < 900	-	-	844 < 900	649 < 900	-	-	-
	地盤反力	kN	18014 < 39118	50006 < 51388	3661 < 4346	4200 < 4335	18316 < 34740	52405 < 53670	3959 < 4330	3566 < 5777	4880 < 6158
	鉛直支持力	m3	3178	948.6	317.8	948.6	2800	2800	9000	2800	2800
	コナート柱	m3	1350	546.8	191.5	751.7	1440	607.5	1059.7	482.5	1059.7
概算数量 (複合ラーメン橋は橋脚部の柱筋を含む数量)	フナギ	t	111.3	22.3	130.6	26.2	187.6	35.1	187.6	62.3	278.3
	柱主鉄筋	m	-	228.0	304.0	540.0	-	304.0	630.0	560.0	990.0
参考工費 (橋脚1基当り) ※ 査、簡略計算のみ、簡略算のみ	工費	万円	3.3	10.4	5.7	16.7	3.2	12.1	7.0	21.2	11.9
	比率		(1.04)	(1.00)	(1.00)	(1.00)	(1.00)	(1.16)	(1.23)	(1.27)	(1.74)

工費算出の結果は、前頁の結果一覧表に示したとおりであるが、地盤種別毎に経済性と橋脚高の関係をグラフにしたものを図 1-5-2 に示す。工費は橋脚 1 基当り（剛結部，支承を含む）を示す。

また、今回の橋脚高のサンプル数が 2 種類と少ないためグラフが直線になっているが、仮にこれらが比例の関係にあるとした場合の推定延長線を破線にて図中に示した。

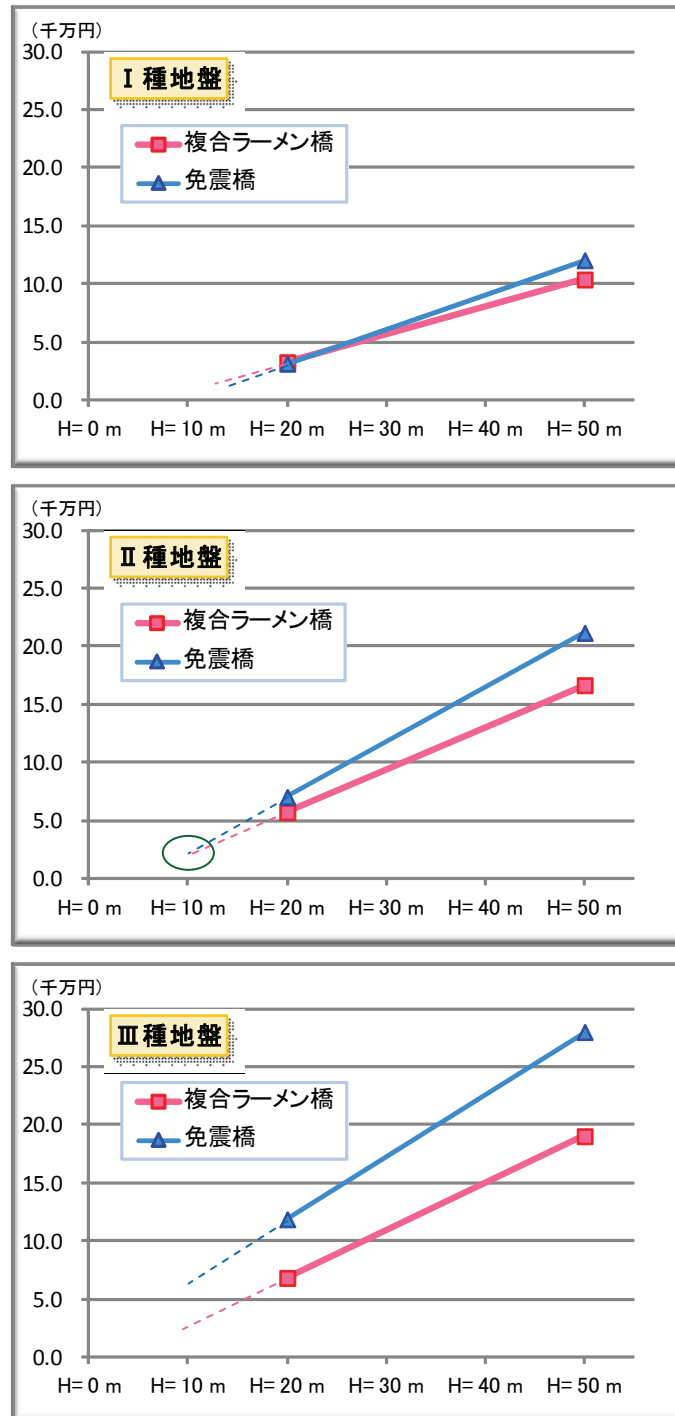


図 1-5-2 工費-橋脚高関係 (橋脚 1 基当り)

§ 6. 考察

6-1. 結果のまとめと考察

本報告では、同じ上部構造諸元をもつ「複合ラーメン橋」と「免震橋」を対象に、地盤種別と橋脚高のパラメータを変え、RC 橋脚の諸元および経済性に着目してどちらの橋梁形式が有利であるかについての比較検討を行った。

設計結果一覧表および工費-橋脚高関係のグラフより、以下の興味深い点が確認できたため、考察を加えて以下に述べる。

- ①柱の断面寸法は、〔Ⅲ種地盤・H=50m〕のケースを除き、すべて最小橋軸寸法幅で決定した。ただし、同じ断面寸法であっても鉄筋量に違いがあるため、次の②の項で考察を述べる。また、〔Ⅲ種地盤・H=50m〕のケースでは「複合ラーメン橋」の方が0.5m小さい寸法となった。
- ②柱の主鉄筋量は、両橋梁形式を比べた場合、全てのケースにおいて「複合ラーメン橋」の方が少なくなる傾向となった。上で述べた断面寸法も考慮して総括すると、「複合ラーメン橋」の方が断面寸法および主鉄筋量が小さくなり、全てのケースで優位となる結果となった。本来「免震橋」は地震時水平力の低減により柱への作用力が低減されるものであるが、今回の結果から推察すると、下図に示すように「複合ラーメン橋」の場合は柱に作用する曲げモーメントが上下端に分担され、「免震橋」は柱下端のみに集中するといった構造特性の違いにより、「免震橋」の地震時水平力低減効果よりも「複合ラーメン橋」の曲げモーメント低減効果の方が勝ったものだと考えられる。

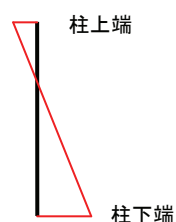


図 1-6-1 柱の曲げモーメント(複合ラーメン橋)

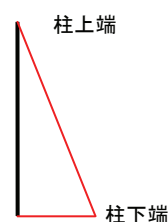


図 1-6-2 柱の曲げモーメント(免震橋)

地盤種別の観点からみると、地盤が軟弱なほど鉄筋量が多くなる傾向となり、単純に地震時水平力の増加にともなった鉄筋量の増加であると考えられる。

- ③ゴム支承寸法は、地盤が軟弱なほど形状が大きくなる傾向となった。これは、地震時水平力の増加にともなってゴムの変形量が大きくなり、必要なゴム厚さと平面積が大きくなったことが考えられる。
- ④フーチング寸法および杭配置についても全てのケースにおいて「複合ラーメン橋」の方が小さくなった。この結果についても、②の項で述べたことと同様に「複合ラーメン橋」の場合に柱下端のモーメントが小さくなるのが起因しているものと考えられる。
- ⑤レベル1地震時の固有周期については、全てのケースにおいて「複合ラーメン橋」の方が小さくなった。「免震橋」は固有周期を長くして地震時水平力を低減させる構造特性のため、これは当然の結果といえる。

ただし、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤を比べた場合、Ⅲ種地盤の方が固有周期が短くなるという結果となった。この原因としては、H=20mのケースでは、Ⅲ種地盤の方が杭本数が多くなったため基礎バネが大きくなり、固有周期が小さくなったものと考えられる。また、H=50mのケースでは、Ⅲ種

地盤の方が柱断面寸法が大きくなったため柱の曲げ剛性が高くなり、固有周期が小さくなったものと考えられる。

- ⑥レベル1地震時の設計水平震度については、〔Ⅱ種地盤・H=20m〕、〔Ⅲ種地盤・H=20m〕、〔Ⅲ種地盤・H=50m〕のケースで同じ値となったものの、それ以外のケースでは「免震橋」の方が小さくなった。これは図1-6-3（道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編⁴より抜粋）に示すように、設計水平震度は固有周期によって決定し、ある程度長い固有周期であれば長くなるにしたがって設計水平震度が小さくなるものであるため、⑤の項で述べた傾向と同様となり当然の結果といえる。

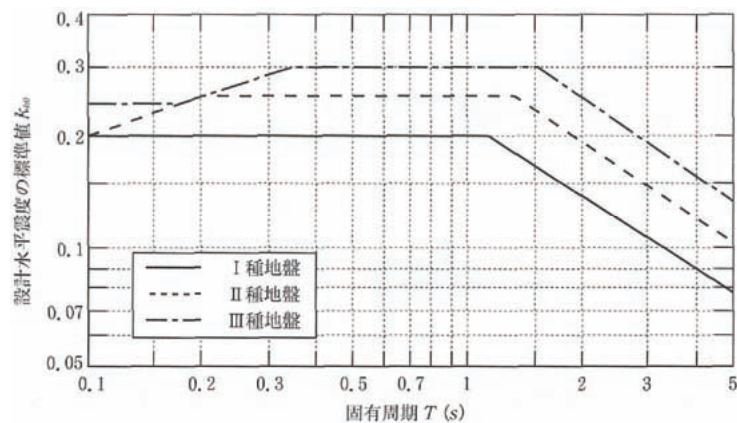


図1-6-3 レベル1地震動の設計水平震度の標準値

- ⑦上部工変位については、全てのケースにおいて「複合ラーメン橋」の方が小さくなった。⑤の項で述べたことと同様に「免震橋」は固有周期を長くして地震時水平力を低減させる構造特性のため、必然的に上部工変位も大きくなる。

ただし、⑤の項で述べたのと同様に、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤を比べた場合、Ⅲ種地盤の方が上部工変位が小さくなるケースがあるという結果となった。この原因についても⑤の項で述べたことと同様であると思われる、水平力の増加による影響と柱の曲げ剛性または基礎バネの増加による影響のどちらがより強く影響するかによって変位量が変わってくるものと推察される。

また、今回は伸縮装置を経済比較には含めていないが、この金額を考慮した場合には変位量の少ない「複合ラーメン橋」の方が経済的優位性が大きくなる。

- ⑧橋脚断面の決定ケースは、今回の限界状態設計法を用いた試算では、全てにおいて〔レベル1地震時〕であり、〔温度時〕や〔レベル2地震時〕は決定ケースとならなかった。その要因としては、当モデルの橋脚高がある程度高く温度の影響が小さかったこと、および、レベル2地震時の終局回転角の限界値を終局変位に相当する部材角に設定したことが考えられる。

（終局回転角の限界値は、降伏点の部材角 θ_y から終局変位に相当する部材角 θ_n までの間で設定が可能であるため、限界値をもう少しきびしい値に設定することも可能であった。）

- ⑨参考工費において、〔Ⅰ種地盤・H=20m〕のケースでは「免震橋」が若干優位になったものの、それ以外の全てのケースで「複合ラーメン橋」が優位となる結果となった。また、工費-橋脚高関係のグラフから分かるように、「複合ラーメン橋」の優位性は、地盤が軟弱なほど顕著となり、同様に橋脚高が高い方が顕著となる傾向となった。つまり、下部構造全体の曲げ剛性に関連する地盤種別と橋脚高が、工費と高い相関関係にあることが確認できた。

今回は橋脚高のサンプルが少ないが、工費がグラフ通り比例関係にあると仮定すれば、Ⅰ種地盤ではH=20m程度、Ⅱ種地盤ではH=10m程度が経済性の境界となると考えられる。

6-2. 今後の課題

本報告では、地盤が軟弱になるほど、橋脚高が高くなるほど「複合ラーメン橋」が経済的に優位となるという傾向がつかめ、Ⅰ種地盤の場合はH=20m程度が「複合ラーメン橋」と「免震橋」の経済性の境界であるという結果が得られた。しかし、Ⅱ種およびⅢ種地盤においては「複合ラーメン橋」が優位となる結果しか得られず、「免震橋」との経済的境界となる橋脚高がどの程度なのかが曖昧な結果となった。

本検討の橋脚高については、前回報告（H21.7）¹⁾を参考に最小橋脚高であるH=20mと最大橋脚高であるH=50mを用いて比較を行ったものであるが、実際の道路橋ではH=10m程度の橋脚が多くを占めているのが実状と思われるため、H=10mのケースも含めた比較を行った方が「免震橋」との経済的境界がより明確になったのではと考える。また、今回の工費-橋脚高関係のグラフには2点の直線でしか示せなかったが、H=10mのケースを追加することで二次曲線での相関がみえてくる可能性がある。

さらに、今回は地盤種別という点に着目したが、今後は径間数のパラメータも加え、温度変化時で決定する条件も取り入れて検討していくことが課題である。

§7. 参考文献

- 1) 鋼橋技術研究会鋼コンクリート複合構造研究部会
：鋼橋技術研究会鋼コンクリート複合構造研究部会報告書，2009.7
- 2) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編]，2008.2
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，2007.3
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3
- 5) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4
- 6) 土木学会：複合構造標準示方書 [設計編]，2009.12
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2002.3
- 8) 建設物価調査会：国土交通省土木工事標準積算基準書，2011.7