

RC 単柱橋脚の耐震設計

(株) エイト日本技術開発／東京都市大学 吉川研究室

橋脚は材料や構造形式によって種々のものがある。立地条件や形状に制約をうける都市部の橋脚や、流水に配慮が必要な河川内の橋脚、あるいは山岳地における橋脚など、架設する地形の条件や環境の条件によって、適切な構造形式と形状が決定されるものである。

本論では図-1.1 に示すような、一般的な道路橋の橋脚に着目し、各種構造形式を紹介するとともに、耐震設計の概要を述べ、RC 単柱橋脚を対象とした耐震設計事例（静的照査法）を示すものである。

目 次

1.橋脚の特徴と形式	
1.1 橋脚の役割	1
1.2 橋脚形式	1
2.RC 単柱橋脚の地震時挙動	
2.1 橋脚の地震時における揺れ方	5
2.2 RC 橋脚特有の破壊モードと履歴特性	6
2.3 RC 橋脚の地震被害の特徴	9
3.耐震設計法	
3.1 耐震設計の手順	11
3.2 レベル 2 地震動に対する耐震設計	12
3.3 耐震性能	14
3.4 耐震性能照査法	15
4.設計事例	
4.1 設計の流れ	16
4.2 設計条件	17
4.3 レベル 1 地震動に対する照査	18
4.4 レベル 2 地震動に対する照査	23
参考文献	27

1. 橋脚の特徴と形式

1.1 橋脚の役割

橋脚は橋の上部構造を支え、荷重を地盤に安全に伝える役割をもつ。

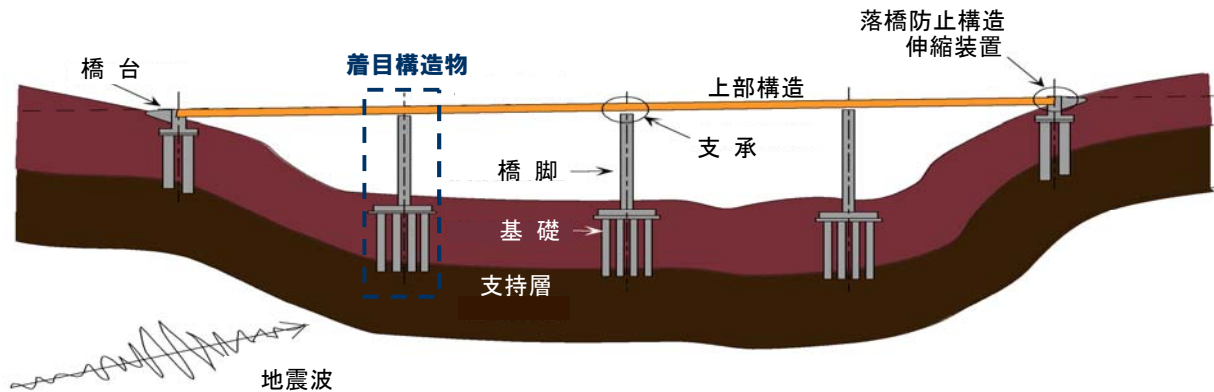


図-1.1 着目構造物

橋脚を設計する際、考慮しなければならない荷重は上部構造から伝達される荷重だけではなく、橋脚全体の荷重と流水に対する流圧、風圧、地震に耐えられる設計でなければならない。

そのため橋脚の計画に際しては、架橋地点における環境や地盤の特性を十分に調査し、上部構造および下部構造の両面から安全性、耐久性、機能性、環境適合性、経済性などから総合的に検討がなされ、材料、形状などが決定される。

1.2 橋脚形式

道路橋の橋脚の材質は主に鋼鉄製、鉄筋コンクリート製、および鋼コンクリートの複合材料によるものに分類できる。

(1) 鋼製橋脚

設計の自由度が高く、様々な形状が可能である。また、自重がコンクリート製より軽量であり、現場での施工期間が短く、外観的にスレンダーな構造となる利点をもつことから種々制約の多い都市部の高架橋などで鋼製橋脚が多く採用されている。



写真-1.1 鋼製橋脚（ラーメン式）



写真-1.2 鋼製橋脚（単柱式）

(2) 鉄筋コンクリート (RC) 橋脚

材料費が鋼製橋脚に比べて安価であり、道路橋の橋脚では最も一般的に使用される形式である。構造形式には壁式橋脚、張出式(方持式)橋脚、パイルベント式(多柱式基礎)橋脚、ラーメン式(π 型)橋脚があり、柱の断面形状は外観形状として矩形、円形、楕円(小判)形などがあり、断面内部として充実断面と中空断面がある。

1) 壁式橋脚

一般的な構造形式で、躯体が直接上部構造から伝達される荷重を支持し、フーチングを介して地盤に荷重が伝達される。なお、河川などでは断面形状に楕円(小判)形断面などが採用される。

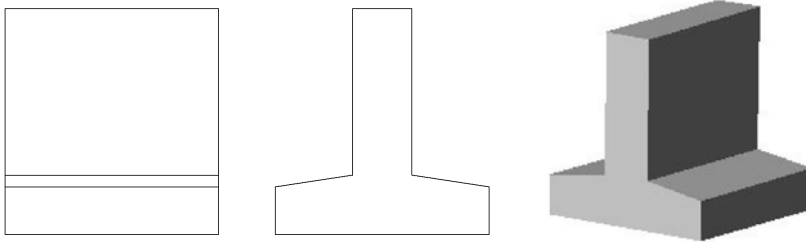


図-1.2 壁式橋脚(矩形断面)



写真-1.3 壁式橋脚(矩形断面)

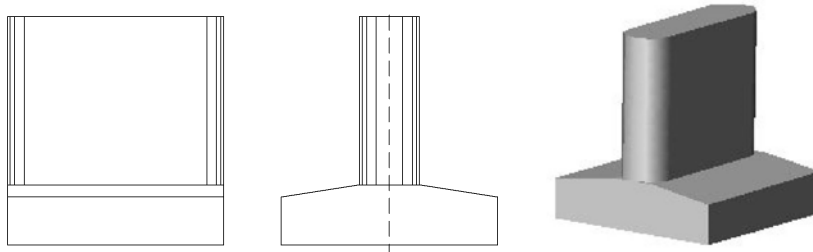


図-1.3 壁式橋脚(小判型断面)



写真-1.4 壁式橋脚(小判型断面)

2) 張出式(片持式)橋脚

一般的な構造形式で、上部構造から伝達される荷重を梁部で支持し、柱(壁)部、フーチングを介して地盤に荷重が伝達される。なお、曲線橋など水平力として主方向を持たない構造の場合には円形断面が採用される。

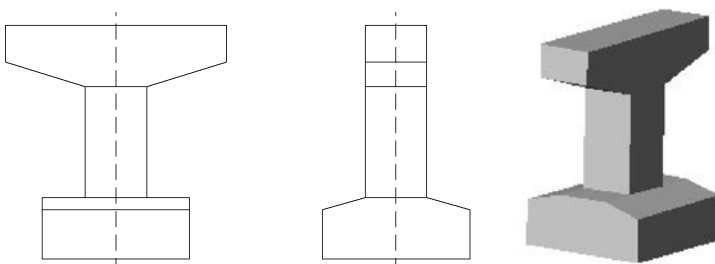


図-1.4 張出式橋脚(矩形断面)



写真-1.5 張出式橋脚(矩形断面)

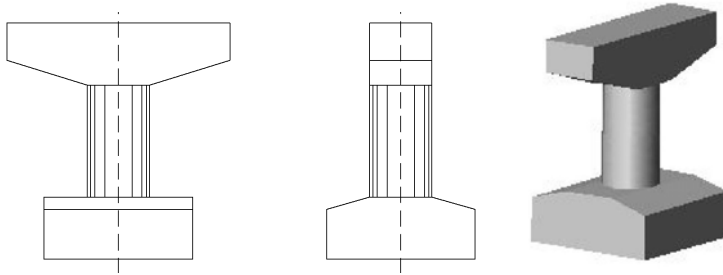


図-1.5 張出式橋脚(円形断面)



写真-1.6 張出式橋脚(円形断面)

3) パイルベント式(多柱式基礎)橋脚

杭基礎頂部を横梁で結合したラーメン構造であり、河川や海岸地域、急峻な山岳部などの基礎や橋脚施工において大きな制約（周辺環境を大きく改変する必要がある場合や仮設が大規模になるなど）をうける箇所で採用される構造形式である。

上部構造から伝達される荷重を梁部で支持し、多柱を介して地盤に荷重が伝達される。

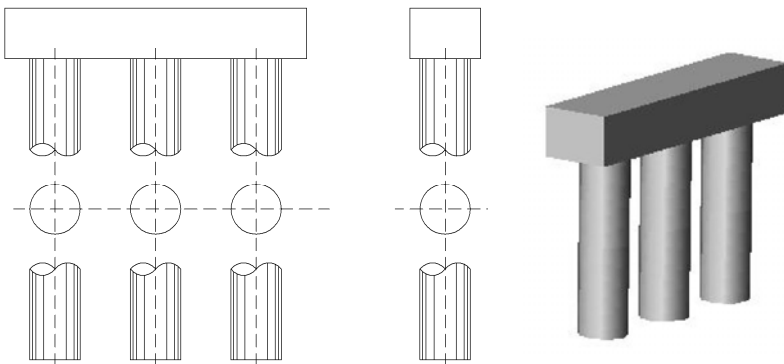


図-1.6 パイルベント式橋脚



写真-1.7 パイルベント式橋脚

4) ラーメン式(π 型)橋脚

上部構造幅が比較的大きい場合（目安として 15m 以上）に採用される構造形式である。

上部構造から伝達される荷重を梁部で支持し、柱、フーチングを介して地盤に荷重が伝達される。

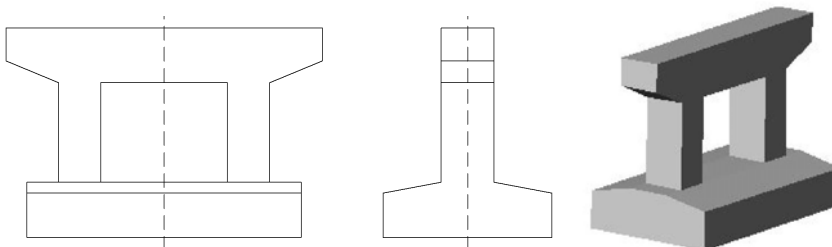


図-1.7 ラーメン式橋脚



写真-1.8 ラーメン式橋脚

(3) 鋼コンクリート複合橋脚

鋼とコンクリートの複合構造は、形状に自由度の高い鋼鉄と、安価で圧縮力に強い RC 部材を組み合わせた構造形式である。事例としては、鋼製梁と RC 柱を組み合わせた複合橋脚や RC 柱に鋼管を埋め込んだ鋼管コンクリート複合橋脚などがある。

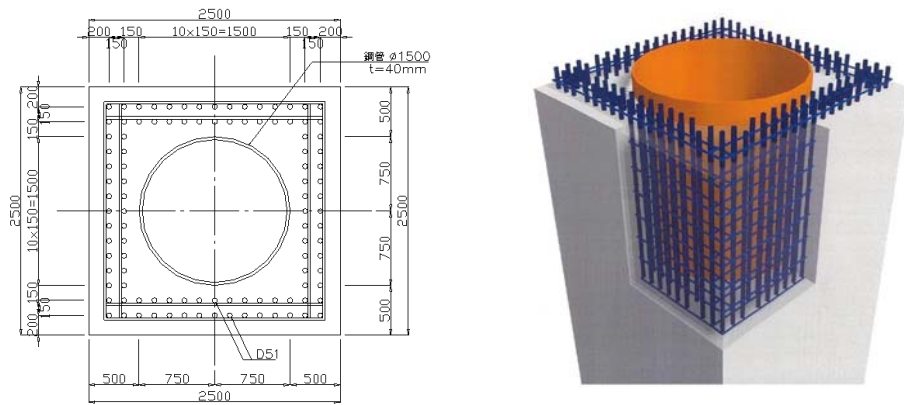


図-1.8 鋼コンクリート複合橋脚

2. RC 単柱橋脚の地震時挙動

地震時の橋梁の振動特性は、固有振動特性および減衰特性に代表される。レベル 2 地震動のような大規模な地震に対しては、これ以外に地盤や構造物の非線形特性、履歴減衰特性が重要となる。

橋梁構造物が要求されている耐震性能を満足するためには、地震入力エネルギーを橋梁全体系または一部で吸収しなければならない。このエネルギー吸収能力が地震入力エネルギーを下回った場合、落橋等の最悪の事態になることもある。橋梁全体系のエネルギー吸収能力は、地盤、基礎、地盤・基礎間、橋脚、橋脚・上部構造間の部位の能力に依存する。どの部位にどの程度のエネルギーを吸収させるかが橋梁構造物の応答を左右する。塑性領域の応答を前提とした場合、エネルギー吸収のほとんどが履歴減衰によるものとなる。

そこで、ここでは RC 単柱橋脚の地震時挙動に着目し、塑性領域での一般的な挙動、履歴減衰特性（エネルギー吸収能力）を示す。

2.1 橋脚の地震時における揺れ方

ここでは上部構造を、支承構造を介して支持する RC 橋脚の地震時挙動について述べる。

構造物の振動は、構造物自体の剛性（硬さ）と質量（重さ）によって、地震時に揺れやすい周期（固有周期）と支配的となる揺れの形状（固有振動モード）が決まる。図-2.1 に固有周期と固有振動モードの模式図を示す。

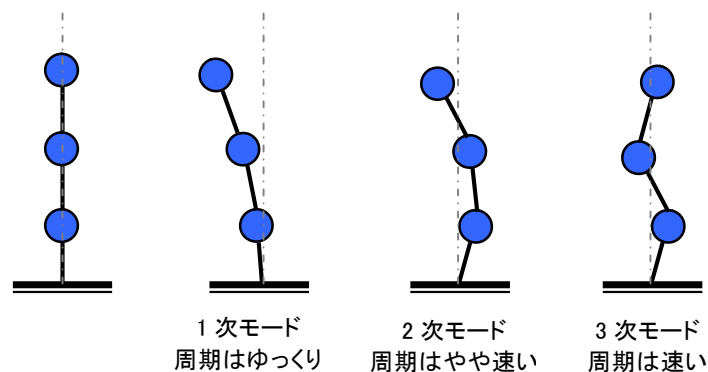


図-2.1 固有周期と固有振動モード

設計地震動の強さは、周期によって変化するため、構造物の揺れやすい振動（周期帯）を把握した上で設計地震動を決定する必要がある。これらの構造物特有の固有振動特性を固有値といい、固有値解析で求めることができる。

以下に、橋梁各部位の固有周期の事例を示す。

- ・ 一般的な高架橋の下部構造 0.5～1.0 秒
- ・ ゴム系支承 1.0～1.5 秒
- ・ 杭基礎 ～0.3 秒

ここで取り上げる一般的な桁橋を支持する RC 橋脚の固有振動モードは、上部構造の慣性力による 1 次モードの揺れが支配的となる（図-2.2）ことから、橋脚の応答加速度は一自由度系のそれとほぼ等しくなることから、震度法（レベル 1）やエネルギー一定則に基づく地震時保有水平耐力法（レベル 2）のような静的解析法が適用可能である。

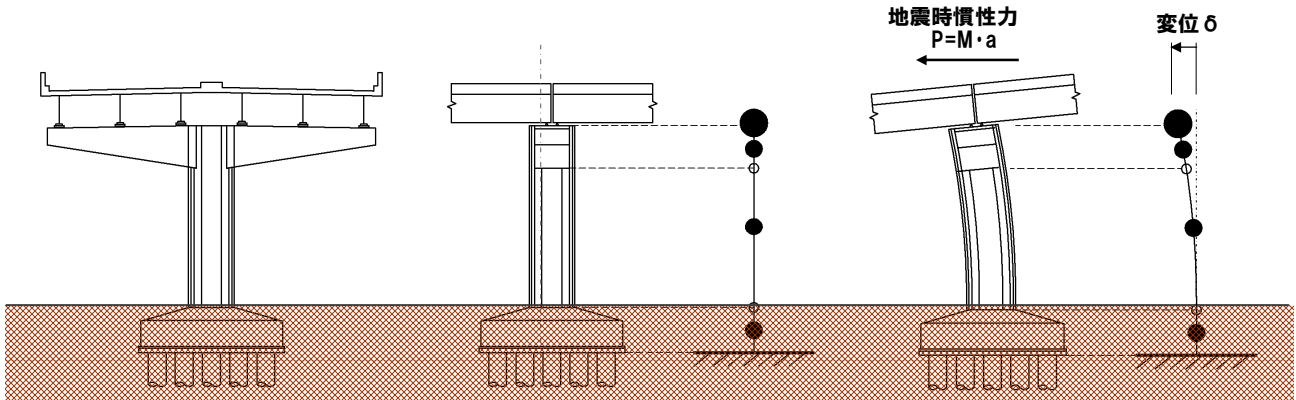


図-2.2 一般的な RC 橋脚の固有振動モードと変形

ただし、橋脚高の大きな高橋脚（写真-2.1）は、1 次モードのみならず、2 次、3 次といった高次モードの影響を受けることから、橋脚に発生する応答加速度は複雑な形となる。このような複雑な振動系を有する構造物の耐震設計は動的解析によるのが合理的である。



写真-2.1 高橋脚

2.2 RC 橋脚特有の破壊モードと履歴特性

図-2.2 に示すような一般的な RC 橋脚において、上部工慣性力作用位置に荷重をかけた時の水平荷重-水平変位曲線は図-2.3 のとおりとなる。橋脚基部（曲げモーメント最大）において、①コンクリートのひびわれ ②鉄筋降伏 ③かぶりコンクリートの剥落 ④鉄筋はらみだし座屈・破断（終局）と断面損傷が進行する。地震力のように繰り返し荷重を受けると、剛性低下を伴いつつ図-2.4 のような履歴を描く。

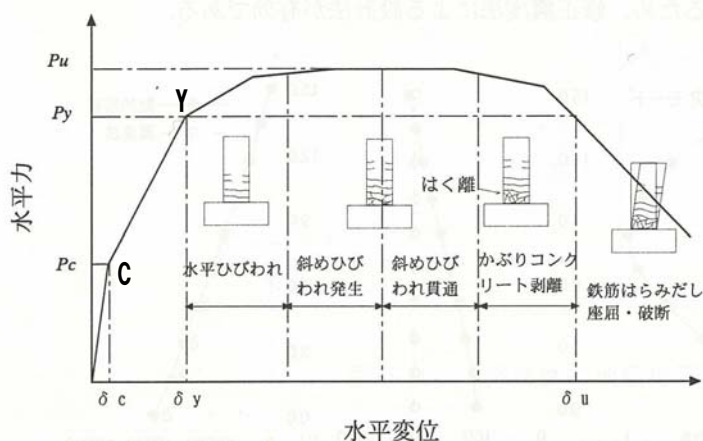


図-2.3 RC 橋脚の損傷プロセス

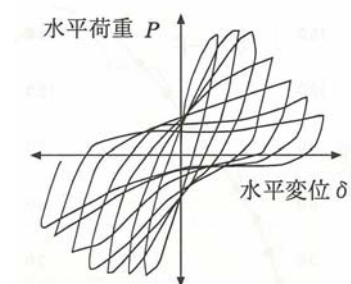


図-2.4 RC 橋脚の履歴特性

RC 橋脚において、断面の引張側にひびわれが発生し（図-2.3 点 C）、その後鉄筋が降伏し（図-2.3 点 Y）、終局に至る過程で断面剛性は低下するため、RC 橋脚は非線形な挙動を示す。適切に設計された RC 橋脚であれば、耐力を保ったままで降伏変位 δ_y の数倍もの大きな塑性変形に耐えることが可能である。すなわち、RC 橋脚は鉄筋の降伏以降、大きな塑性変形挙動の中で大きなエネルギー吸収能力を発揮する特徴がある。

圧縮鉄筋と引張鉄筋が等しく配置された断面をもつ RC 部材が純曲げモーメントを受けた場合、理屈上は鉄筋の座屈や伸びの限界に達するまで塑性変形することができる。また、コンクリートは三軸圧縮状態ではコンクリートの終局耐力およびひずみが増加することが分かっている。RC 橋脚にはこのような優れた特性がある一方で、せん断耐力が不足していたり、軸方向鉄筋が不用意に定着されていたり、帯鉄筋による内部拘束（主鉄筋を含めた内部コンクリートの拘束）が不十分であると、降伏耐力に達する前、あるいは降伏耐力に達しても、塑性変形が大きくなる前に耐力が低下し、脆性的な挙動を示すことになる。

地震時の RC 橋脚の破壊形態は以下の 4 パターンに集約できる。

- ① 曲げモーメントにより鉄筋が降伏し、その後コンクリートが圧縮破壊するパターン
(曲げ圧縮破壊)
- ② 曲げモーメントにより鉄筋が降伏し、その後コンクリートが圧縮破壊する前に鉄筋が破断するパターン
(曲げ引張破壊)
- ③ 曲げモーメントにより鉄筋が降伏し、その後断面性能の低下によりせん断耐力が減少し、せん断破壊するパターン
(曲げせん断破壊)
- ④ 鉄筋の降伏以前にせん断破壊するパターン
(せん断破壊)



写真-2.2 曲げ破壊

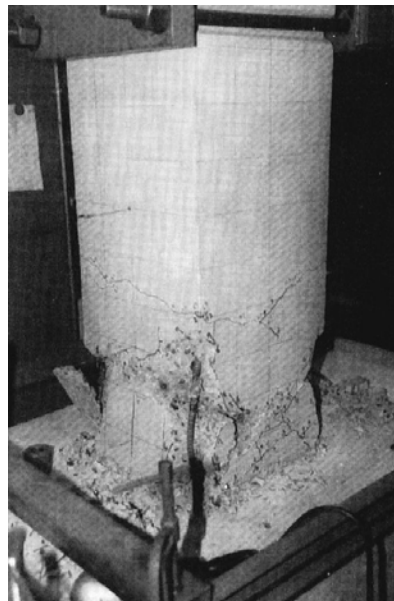


写真-2.3 曲げせん断破壊



写真-2.4 せん断破壊

上記の破壊形態は、軸方向鉄筋量、帯鉄筋量、せん断スパン比、軸圧縮力、荷重の繰り返し回数などに支配される。すなわちこれらによって算定される曲げ耐力 P_u （終局水平耐力）とせん断耐力 P_s との大小で破壊形態が決定される。ここに、破壊形態の判定基準を示す

$$\begin{array}{ll}
 P_u < P_s & \dots\dots\dots \text{曲げ破壊} \\
 P_s < P_u < P_{s0} & \dots\dots\dots \text{曲げ破壊からせん断破壊移行(曲げせん断破壊)} \\
 P_{s0} < P_u & \dots\dots\dots \text{せん断破壊}
 \end{array}$$

P_{s0} : 正負交番繰り返し作用の影響に関する補正係数を
1.0として算出される RC 橋脚のせん断耐力

地震荷重を受けた RC 橋脚において、軸方向鉄筋が降伏した後の変形性能に期待し、安定した耐力を発揮する（曲げ破壊型）ためには、内部コンクリートを適切に拘束し、鉄筋の座屈を防ぐことが重要となる。このため帯鉄筋の適切な配置ならびに構造細目に対する配慮が重要となる。

2.3 RC 橋脚の地震被害の特徴

ここでは、平成 8 年、14 年と「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」の改定のきっかけとなった兵庫県南部地震（1995 年 $M=7.2$ ）の被害を紹介する。

震源地は明石海峡、震源深さは 14km。神戸市を中心に甚大な被害を与えた。

【被害の特徴】

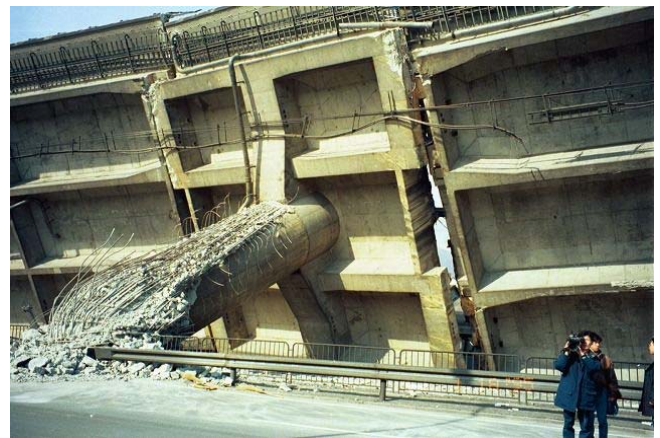
- ・ RC 橋脚の脆性的な破壊、倒壊（せん断破壊）
- ・ RC 橋梁の段落し部の損傷
- ・ 鋼製橋脚の座屈
- ・ ゲルバー桁、曲線桁の落橋

【被害写真】



☞ 円形断面の柱を有する張出式橋脚で、橋軸方向の地震力によってせん断破壊に至った事例である。段落とし位置付近から斜めひび割れが進展し、拡大したものと推察される。

写真-2.5 RC 橋脚 せん断破壊状況



☞ 上部構造と橋脚が一体構造のピルツ橋脚で、当形式 17 基がすべて一体となって倒壊に至った事例である（左）。橋軸直角方向の地震力によって、段落とし位置付近から斜めひび割れが進展し拡大、その後 P- δ 効果（自重が一方方向に载荷し続ける）により崩壊に至ったと推察される。

写真-2.6 ピルツ式橋脚 倒壊状況



☞ 円形断面の柱を有する張出式橋脚で、橋軸方向の地震によって柱基部で曲げ破壊に至った事例である。地震による繰り返し荷重により、かぶりコンクリートは剥落し、主鉄筋ははらみだし、さらに鉄筋内部のコアコンクリートの破壊に至ったと推察される。

写真-2.7 RC 橋脚 曲げ破壊状況



☞ 円形断面の柱を有する張出式橋脚で、地震によって段落とし部の全周に渡ってかぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋のはらみ出しが発生している。帯鉄筋はフックのない重ね継手であったため、鉄筋内部のコンクリートの拘束効果はなく、一部帯鉄筋が落下している（左）。

写真-2.8 RC 橋脚 段落とし部破壊状況

3.耐震設計法

ここでは、「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」（平成14年3月日本道路協会）に示される耐震設計法について述べる。

3.1 耐震設計の手順

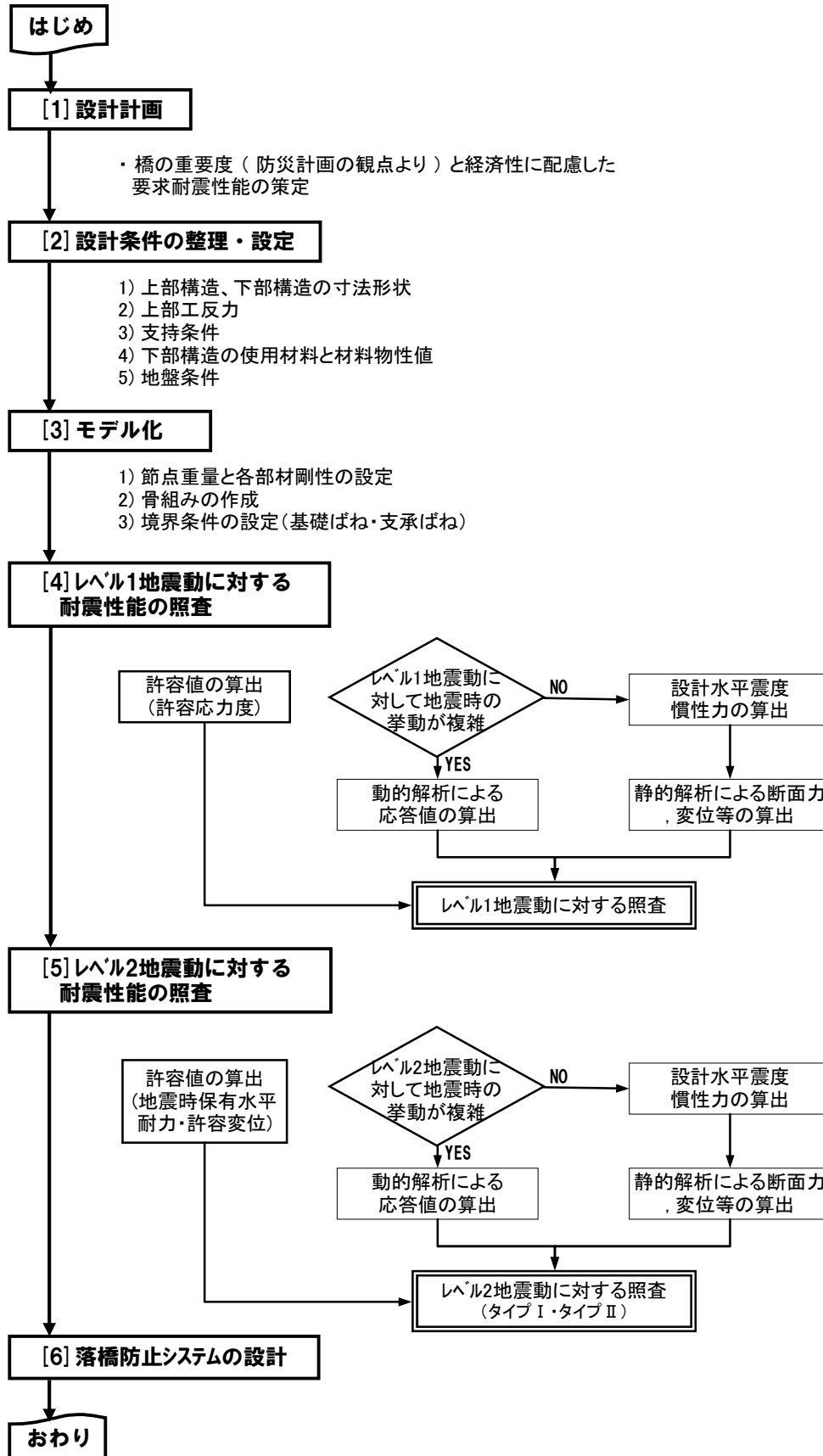


図-3.1 耐震設計の標準的な手順

3.2 レベル2 地震動に対する耐震設計

道路橋の耐震設計法は、過去の地震を教訓に改定を重ねてきた。特に 1995 年に発生した兵庫県南部地震による落橋、橋脚の倒壊などの甚大な被害を受け、それまでの耐震設計法から大きく改定された。兵庫県南部地震から得た教訓は以下の 2 点である。

- ① 内陸直下型の地震による非常に強い地震動が存在すること
- ② 構造物が地震時にどのように挙動するか把握した上で、耐震設計を行う必要があること
 - ☞ 損傷部位（塑性ヒンジ）、破壊モードの推定
 - ☞ 弾性挙動を超える非線形挙動を考慮した耐震設計法

これらの教訓を元に、従来の耐震設計法（「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」平成 2 年 2 月）から大きく改定された点を以下に示す。

- ① レベル 2 地震として 海洋型地震（タイプⅠ）・内陸型地震（タイプⅡ）の 2 タイプを考慮するようになった。図-3.2 にタイプⅠ、タイプⅡの標準加速度応答スペクトルを示す。また、表-1 にタイプⅠおよびタイプⅡの地震動の特性を整理したものを示す。

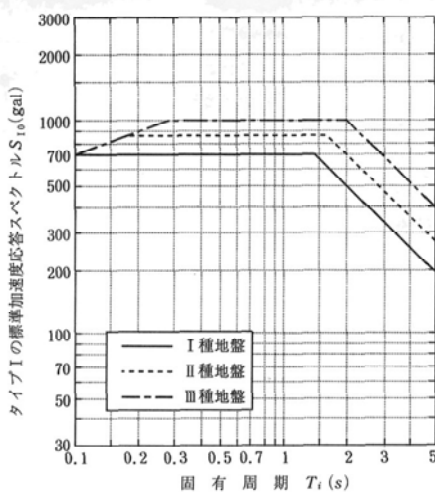


図-3.2(1) タイプⅠの標準加速度応答スペクトル

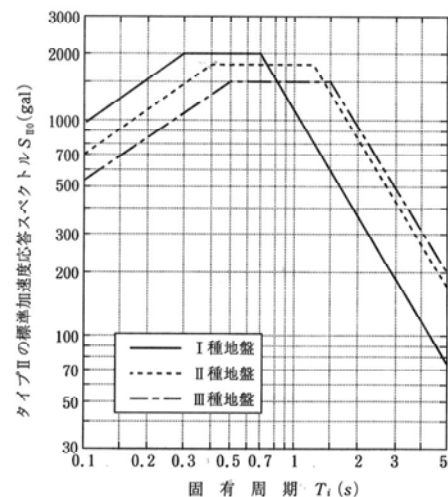


図-3.2(2) タイプⅡの標準加速度応答スペクトル

表-3.1 静的照査法と動的照査法の概要

設計地震動	タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
想定地震	海洋性巨大地震(プレート境界型)	内陸直下型地震(起震断層タイプ)
地震の発生頻度	100～150 年程度	数百年～数千年程度
地震動の特性	主要動の繰り返しが多い	主要動の繰り返しが少ない
地震動の大きさ	地表面加速度 0.3G～0.5G 応答スペクトル 0.7G～1G	地表面加速度 0.6G～0.8G 応答スペクトル 1.5G～2G
想定挙動と設計方針	繰り返し損傷が進展するため、変形性能を重視	繰り返し損傷はあまり進展しないため、変形性能よりは耐力を重視

- ② レベル 2 地震動においては、一部破壊を許容するが、構造物の安全性を確保する設計法を適用するようになった。

→ 地震時保有水平耐力法が耐震設計上の静的照査法として RC 橋脚、鋼製橋脚、支承、基礎などに適用され、さらには複雑な挙動が予測される橋梁においては非線形動的解析法が耐震設計上の動的照査法として適用されるようになった。表-3.2 に耐震設計上の静的照査法と動的照査法の概要を整理したものを示す。また図-3.3 に橋の動的特性に応じた照査法の選定図を示す。

表-3.2 静的照査法と動的照査法の概要

照査方法	静的照査法	動的照査法
モデル	1 質点系モデル（橋脚単体）	多質点系モデル（振動系全体）
地震動	設計震度	時刻歴波形（設計スペクトルに適合）
非線形部材	橋脚基部など特定位置に設定	非線形性の発生が予測される箇所
減衰の評価	設計震度の中で考慮	減衰力としてモデル化
性能照査	最大応答値が許容値以内であることを照査	

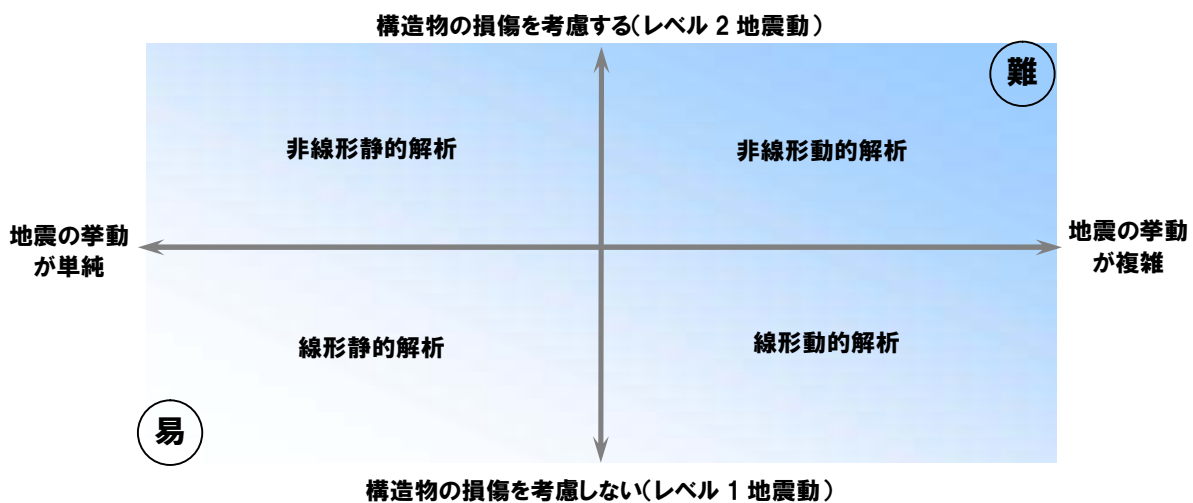


図-3.3 照査法の選定の考え方

3.3 耐震性能

現行の道路橋の耐震設計基準では、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル 1 地震動）と、橋の供用期間中発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル 2 地震動）の 2 段階のレベルの設計地震動を考慮することになっている。この設計地震動に対して定められている耐震性能は表-3.3 のとおりである。

表-3.3 設計地震動と耐震性能の定義

設計地震動	耐震性能の定義
レベル 1 地震動 比較的生じる可能性の高い中規模地震	耐震性能 1 健全性を損なわない
レベル 2 地震動 発生頻度が低い大規模地震 タイプⅠ：プレート境界型 タイプⅡ：内陸直下型	耐震性能 2 橋としての機能の回復を速やかに行うために限定された損傷に留める
	耐震性能 3 致命的な被害を防止する

上記に定義された耐震性能の内容を具体的に定めたものが表-3.4 である。

表-3.4 耐震性能と照査項目

設計 地震動	耐震 性能	橋梁の 重要度	耐震設計上 の安全性	耐震設計上 の供用性	短期的 修復性	長期的 修復性	照査項目 (橋脚に着目)
レベル 1 地震動	1	A 種 B 種	落橋に対する 安全性確保	地震前と同じ 機能を確保	必要としない	必要としない	応力度＜許容応力度
レベル 2 地震動	2	B 種		地震後、速やか に機能回復	応急修復で 対応可能	比較的容易 に恒久復旧 が可能	慣性力＜地震時保有水平耐力 残留変位＜許容残留変位
	3	A 種		—	—	—	慣性力＜地震時保有水平耐力
[備 考] 重要度 A 種の橋 :B 種以外 重要度 B 種の橋 :高速道路や自動車専用道路などの高規格道路、一般国道の橋、さらには都道府県道 や市町村道において、跨線橋、跨道橋および防災計画、特に重要な橋							

表-3.5 に耐震性能とその照査方法の選定表を示す。

表-3.5 橋梁種別と耐震性能照査方法の関係

地震動レベル		レベル 1 地震動	レベル 2 地震動	
耐震性能		1	2	3
耐震設計照査法	地震時挙動が複雑ではない	静的照査法 (震度法)	静的照査法 (保有水平耐力法)	静的照査法 (保有水平耐力法)
	分散橋、免震橋、ラーメン橋、塑性化する鋼製橋脚	静的照査法 (震度法)	非線形動的照査法	非線形動的照査法
	固有周期が長い橋、橋脚高が高い橋、斜張橋、吊橋、曲線橋	線形動的照査法	非線形動的照査法	非線形動的照査法

※動的照査法は静的照査法の範囲に対しても適用が可能である。

3.4 耐震性能照査法

(1) 静的照査法(耐震性能 1)

各構造特有の振動特性（固有値）に応じて応答スペクトル（レベル 1）から決定する設計水平震度に、構造物各部（上部構造、下部構造など）の重量を乗じて得られる地震荷重（慣性力）を、構造物に静的に作用させ、各部位の断面力を算定し、許容応力度法で断面照査を行うものである。

☞ 許容応力度による照査

地震荷重によって部材に発生する応力が許容値内に収まっていることを確認する方法である。弾性挙動を前提として算定した断面力を用いることから、構造物をがっちりとする（剛性を確保する）ことにより地震に耐える考え方といえ、耐震設計の当初から用いられている設計方法である。

(2) 静的照査法(耐震性能 2・3)

各構造特有の振動特性（固有値）に応じて応答スペクトル（レベル 2）から決定する地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に、地域別補正係数および橋脚の許容塑性率 μ_a からレベル 2 地震動（タイプ I・タイプ II）の等価水平震度 k_{he} を算出し、橋脚の地震時保有水平耐力以下となることを確認する設計方法である。

☞ 地震時保有水平耐力法による照査

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$$

$$k_{hc} = c_z \cdot k_{hc0}$$

ここに

k_{hc} : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

k_{hc0} : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値

c_z : 地域別補正係数

μ_a : 橋脚の許容塑性率

照査式は下式による

$$P_a \geq k_{ke} \cdot W$$

P_a : 橋脚の地震時保有水平耐力

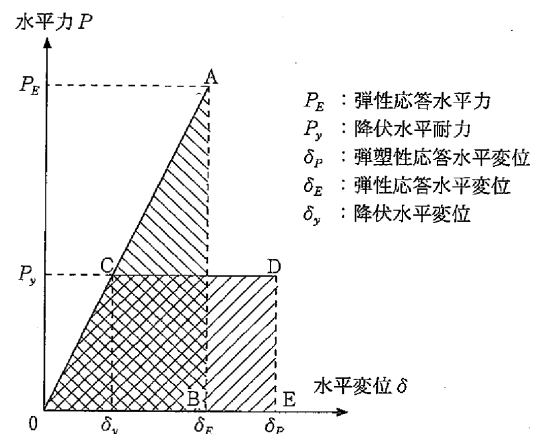


図-3.4 橋脚の弾塑性応答変位図

(3) 動的照査法

構造物の振動を複数のモードの重ね合わせで計算する応答スペクトル法と、入力地震動の時間的変化から、時間を追って逐一構造物の揺れ方を計算する（運動方程式の計算）時刻歴応答解析法がある。前節で示したとおり、動的照査法には線形解析によるものと、非線形解析によるものに分類でき、線形解析には応答スペクトル法が、非線形解析には時刻歴応答解析法が一般的に適用される。

4. 設計事例

4.1 設計の流れ

図-4.1 に支承構造を有する一般的な高架橋（レベル2地震動に対して地震時の挙動が複雑ではない）の設計の流れを示す。この章では、主に橋脚躯体の耐震設計の事例を示す。

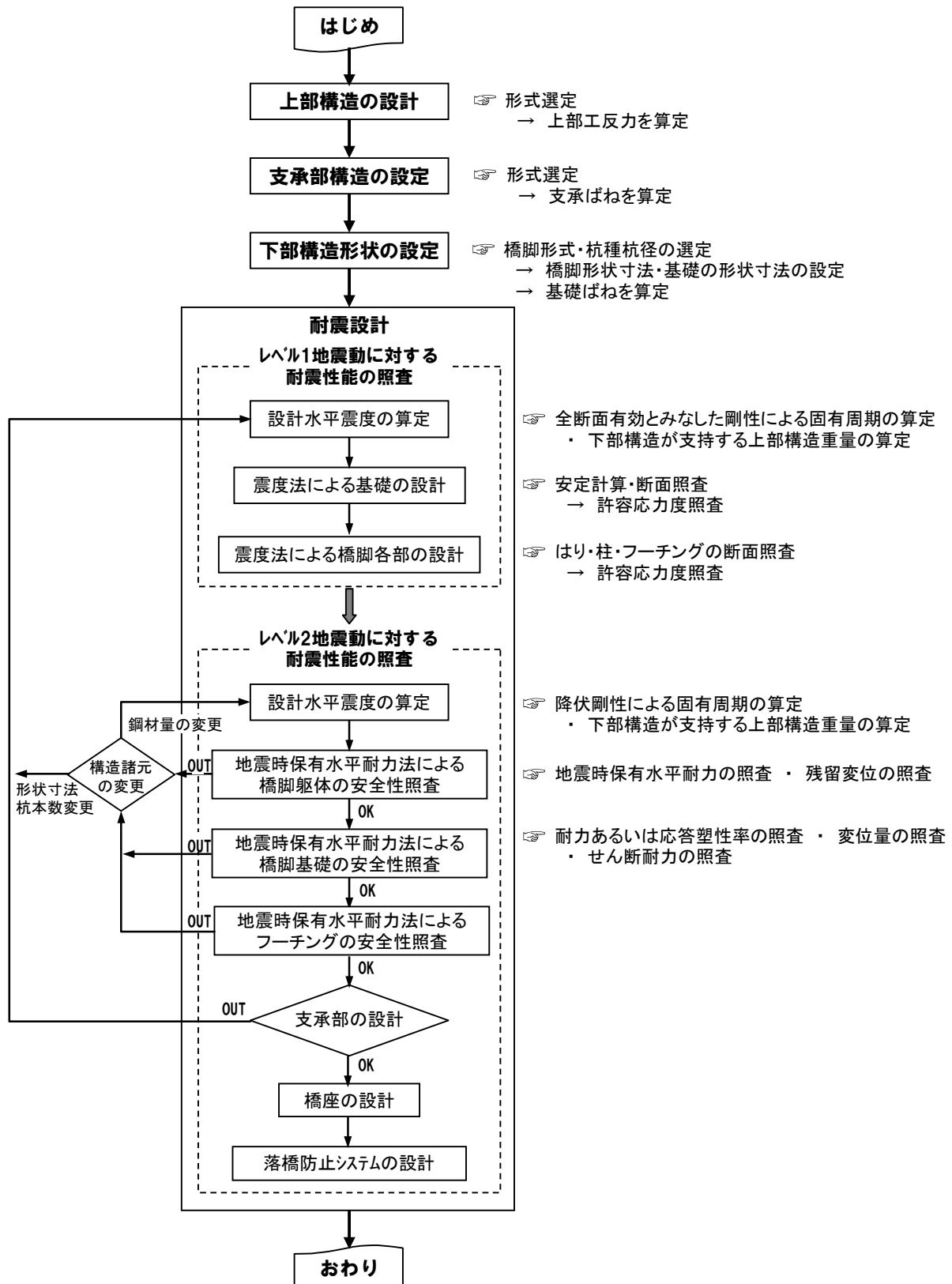


図-4.1 設計の流れ

4.2 設計条件

(1) 上部構造

- 形式 : 5 径間連続鋼 I 桁橋
- 支間割 : 40m × 5 径間
- 幅員 : 全幅員 12.000m
- 活荷重 : B 活荷重
- 支持条件 : 表-4.1
- 支承の種類 : ゴム支承 (タイプ B)

表-4.1 支持条件

	A1, A2橋台	P1~P4橋脚
橋軸方向	弾性支持	弾性支持
橋軸直角方向	固定	弾性支持

(2) 下部構造

- 橋脚形式 : 張出式橋脚
- 基礎形式 : 場所打ち杭
- 使用材料 : 表-4.2

表-4.2 使用材料

	コンクリート	鉄筋
橋脚	$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$	SD345
フーチング	$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$	SD345
杭	$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$	SD345

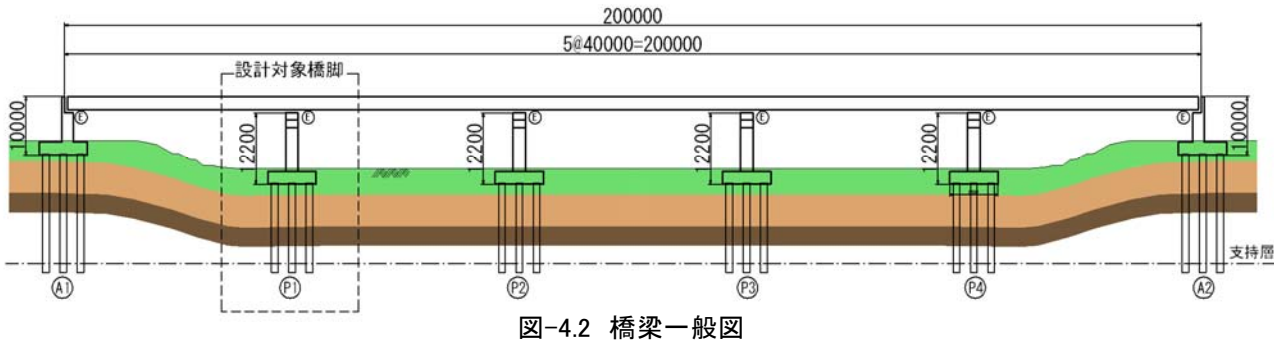
(3) 上部工反力

上部構造から各下部構造に作用する鉛直荷重は表-4.3 に示す。

表-4.3 上部工反力

	死荷重 R_D (kN)	活荷重 R_L (kN)
A1、A2橋台	2450	1372
P1、P4橋脚	6958	2548
P2、P3橋脚	5978	2450

(4) 橋梁一般図・構造図



【対象橋脚:P1】

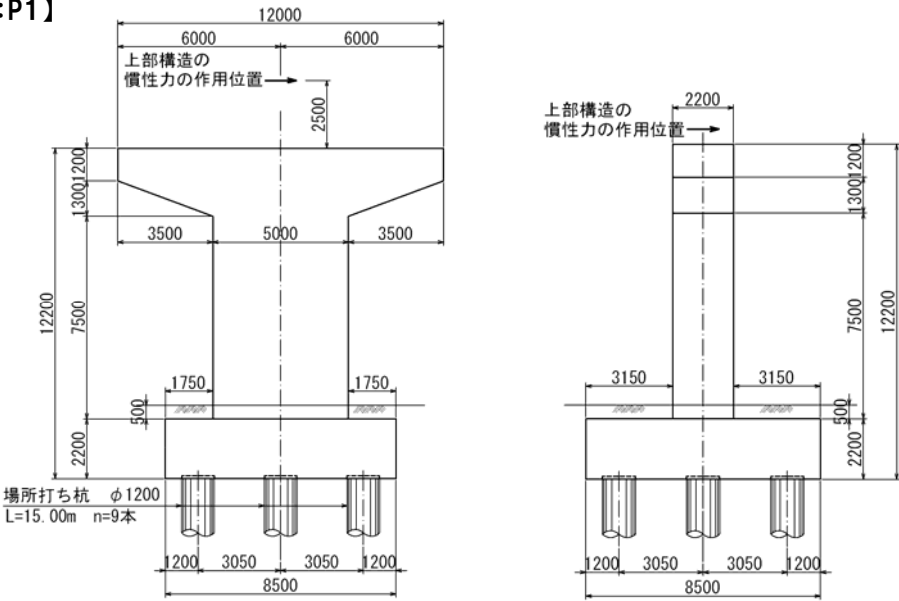


図-4.3 P1 橋脚構造図

(5) 重要度区分および地域区分

重要度区分 ： B 種の橋
地域区分 ： A 地域

(6) 地盤条件

表-4.4 地盤定数

層 No	層種	層厚(m)		平均 N 値	$\alpha \cdot E_0$ (kN/m ²)		γ (kN/m ³)		f (kN/m ²)		DE
		常 時	地震時		常 時	地震時	γ	γ'	f	f _n	
*	——	2.700	2.700	——	——	——	——	——	——	——	——
1	粘性土	2.500	2.500	5.0	14000	28000	17.00	8.20	50.0	50.0	1.000
2	砂質土	4.000	4.000	10.0	28000	56000	17.00	8.20	50.0	50.0	1.000
3	粘性土	3.500	3.500	5.0	14000	28000	17.00	8.20	50.0	50.0	1.000
4	砂質土	2.200	2.200	15.0	42000	84000	19.00	10.20	75.0	75.0	1.000

*は突出部を表します。

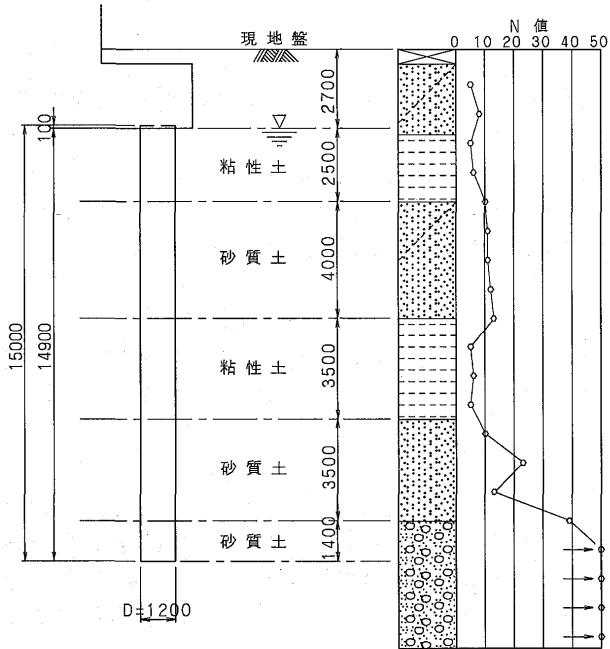


図-4.4 柱状図

4.3 レベル 1 地震動に対する照査（静的照査：震度法）

(1) 設計振動単位

設計対象橋梁は、橋軸方向にはすべての橋台および橋脚において弾性支持される地震時水平力分散構造である。橋軸直角方向には橋脚において弾性支持、橋台においては固定構造としている。したがって、設計振動単位は橋軸方向、橋軸直角方向ともに道路橋示方書 V に示される耐震設計上複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるとみなす場合に相当する。

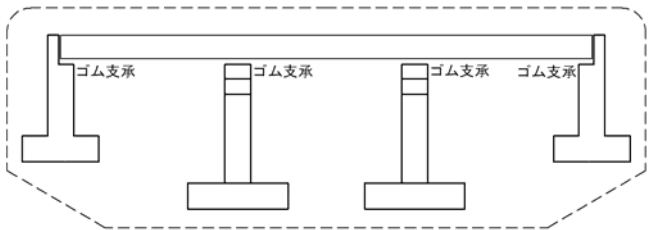


図-4.5 振動単位

(2) モデル化

1) 骨組み構造モデルと節点重量および各部材剛性

骨組み構造モデル図を図-4.6 に示す。また、骨組み構造モデルの各節点の重量および各部材の剛性を表-4.5 に示す。橋脚躯体の曲げ剛性は、全断面を有効とみなして算出した値である。

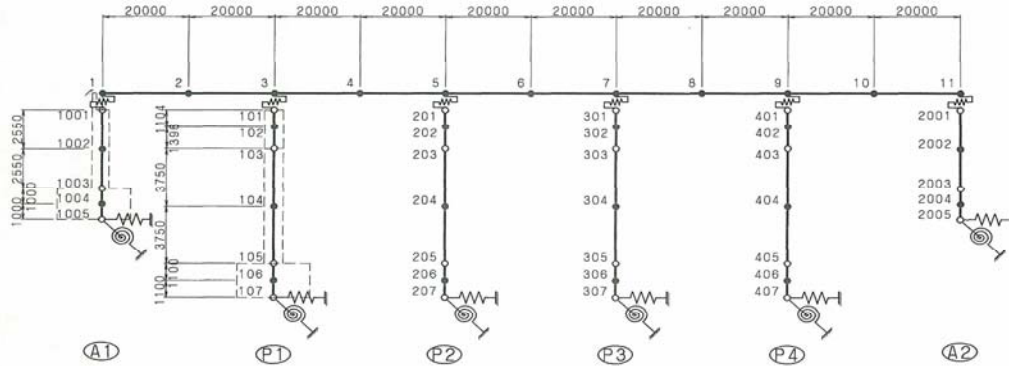


図-4.6 全体系骨組み

表-4.5 節点重量と断面剛性

接点番号	座 標		重量	部材端節点	EA	EI
No.	X(m)	Z(m)	Wf(kN)		($\times 10^6$ kN)	($\times 10^6$ kN・mf)
1	0.00	0.00	1539.0	—	—	—
2	20.00	0.00	3077.0	1～2	121.62	—
3	40.00	0.00	3077.0	2～3	121.62	—
4	60.00	0.00	3077.0	3～4	121.62	—
5	80.00	0.00	3077.0	4～5	121.62	—
6	100.00	0.00	3077.0	5～6	121.62	—
7	120.00	0.00	3077.0	6～7	121.62	—
8	140.00	0.00	3077.0	7～8	121.62	—
9	160.00	0.00	3077.0	8～9	121.62	—
10	180.00	0.00	3077.0	9～10	121.62	—
11	200.00	0.00	1539.0	10～11	121.62	—
1001	0.00	0.00	0.0	—	—	—
1002	0.00	-2.55	3425.0	1001～1002	—	184.24
1003	0.00	-5.10	0.0	1002～1003	—	184.24
1004	0.00	-6.10	4998.0	1003～1004	—	∞
1005	0.00	-7.10	0.0	1004～1005	—	∞
101	40.00	0.00	0.0	—	—	—
102	40.00	-1.10	1372.0	101～102	—	∞
103	40.00	-2.50	0.0	102～103	—	∞
104	40.00	-6.25	2022.0	103～104	—	102.21
105	40.00	-10.00	0.0	104～105	—	102.21
106	40.00	-11.10	3895.0	105～106	—	∞
107	40.00	-12.20	0.0	106～107	—	∞
201	80.00	0.00	0.0	—	—	—
202	80.00	-1.10	1372.0	201～202	—	∞
203	80.00	-2.50	0.0	202～203	—	∞
204	80.00	-6.25	2022.0	203～204	—	102.21
205	80.00	-10.00	0.0	204～205	—	102.21
206	80.00	-11.10	3895.0	205～206	—	∞
207	80.00	-12.20	0.0	206～207	—	∞
301	120.00	0.00	0.0	—	—	—
302	120.00	-1.10	1372.0	301～302	—	∞
303	120.00	-2.50	0.0	302～303	—	∞
304	120.00	-6.25	2022.0	303～304	—	102.21
305	120.00	-10.00	0.0	304～305	—	102.21
306	120.00	-11.10	3895.0	305～306	—	∞
307	120.00	-12.20	0.0	306～307	—	∞
401	160.00	0.00	0.0	—	—	—
402	160.00	-1.10	1372.0	401～402	—	∞
403	160.00	-2.50	0.0	402～403	—	∞
404	160.00	-6.25	2022.0	403～404	—	102.21
405	160.00	-10.00	0.0	404～405	—	102.21
406	160.00	-11.10	3895.0	405～406	—	∞
407	200.00	-12.20	0.0	406～407	—	∞
2001	200.00	0.00	0.0	—	—	—
2002	200.00	-2.55	3425.0	2001～2002	—	184.24
2003	200.00	-5.10	0.0	2002～2003	—	184.24
2004	200.00	-6.10	4998.0	2003～2004	—	∞
2005	200.00	-7.10	0.0	2004～2005	—	∞

2) 支承のばね定数

ゴム支承のバネ定数は、ゴム支承の形状寸法より算出する。表-4.6 に下部工 1 基あたりの支承のバネ定数を示している。なお、支承部構造の設計は繰返し計算によって最適なゴム支承の形状寸法が決定されるので、その都度ゴム支承のバネ定数を算出する必要がある。

表-4.6 支承バネ定数

部 材 端 節 点				A1, A2橋台	P1~P4橋脚
				1~1001, 11~2001	3~101, 5~201, 7~301, 9~401
支承のバネ定数	橋軸方向	K_B	kN/m	8.19×10^3	2.36×10^4
	橋軸直角方向	K_B	kN/m	—	2.36×10^4

3) 基礎のばね定数

基礎の地盤バネ定数は、道路橋示方書IV下部構造編に従って算出される。表-4.7 に基礎の地盤バネ定数を示す。

i) 水平方向地盤反力係数

$$\begin{aligned}
 \text{杭外径} & D = 1.2000 \quad (\text{m}) \\
 \text{杭体ヤング係数} & E = 2.50 \times 10^7 \quad (\text{kN/m}^2) \\
 \text{杭体断面二次モーメント} & I = 0.101787619 \quad (\text{m}^4) \\
 \text{杭の特性値(換算載荷幅算出)} & \beta = 0.311256 \quad (\text{m}^{-1}) \\
 \text{水平抵抗に関する地盤の深さ} & 1/\beta = 3.2128 \quad (\text{m})
 \end{aligned}$$

$$\frac{1}{\beta} \text{ の範囲の平均 } ED = \frac{\sum (ED_i \cdot L_i)}{1/\beta} = 97732.6 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.9635 \quad (\text{m})$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 325775.2 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.311256 \quad (\text{m}^{-1})$$

ここに、 kHo : 直径0.3(m)の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する

水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

BH : 基礎前面の換算載荷幅 (m)

kH : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

層No	土質	層厚 (m)	N値	V_{si} (m/s)	動的変形係数 ED (kN/m^2)	動的ポアソン比 ν	kH (kN/m^3)
突出部	——	2.700	——	——	——	——	——
1	粘性土	2.500	5.0	171.00	97390	0.50	79334
2	砂質土	4.000	10.0	172.35	98934	0.50	80592
3	粘性土	3.500	5.0	171.00	97390	0.50	79334
4	砂質土	2.200	15.0	197.30	144905	0.50	118040

ii) 基礎バネ

表-4.7 基礎バネ定数

基礎バネ定数	水平方向	kN/m	111696
	鉛直方向	kN/m	382785
	回 転	kN.m/rad	1408228
	連 成	kN/rad	330538

(3) 固有周期、設計水平震度

上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合に各節点に生じる変位から算定した固有周期の値は

【橋軸方向】

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.15s$$

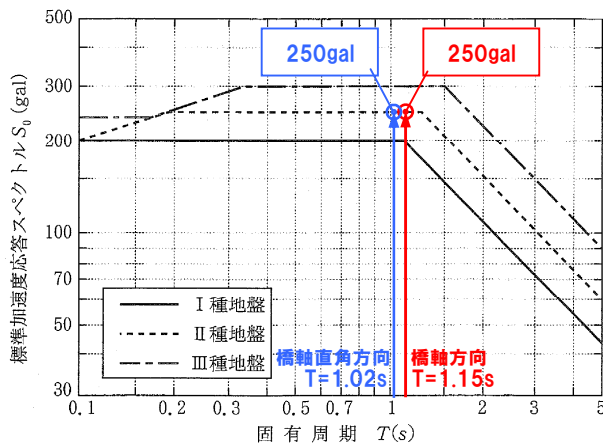
$$\delta = \frac{\sum(W_i U_i^2)}{\sum(W_i U_i)} = 0.325m$$

【橋軸直角方向】

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.02s$$

$$\delta = \frac{\sum(W_i U_i^2)}{\sum(W_i U_i)} = 0.260m$$

である。図-4.7 より、震度法に用いる設計水平震度の標準値 k_{h0} は、橋軸方向、橋軸直角方向いずれも $k_{h0} = 0.25$ であることから、震度法に用いる設計水平震度 k_h は以下のとおりである。



【橋軸方向】

$$k_h = C_z \cdot k_{h0} = 1.0 \times 0.25 = 0.25$$

【橋軸直角方向】

$$k_h = C_z \cdot k_{h0} = 1.0 \times 0.25 = 0.25$$

図-4.7 レベル 1 標準加速度応答スペクトル

(4) 断面照査（許容応力度照査）

以下、橋軸方向に対する耐震性能の照査結果を示す。

1) 震度法によって決定した柱基部の断面

断面幅 $B = 5.000$ (m) 断面高さ $H = 2.200$ (m)

主鉄筋(位置は背面側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	120	D29	39	25053.6
2	2080	D29	39	25053.6
鉄筋量合計 $\Sigma A_s =$				50107.2

τ a1算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

背面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D29	7.5	4818.0
	2	D29	7.5	4818.0
鉄筋量合計 $\Sigma A_{ss} =$				9636.0

前面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D29	7.5	4818.0
	2	D29	7.5	4818.0
鉄筋量合計 $\Sigma A_{ss} =$				9636.0

全鉄筋量 $A_s = 69379.2$ (mm²)

- ・最小鉄筋量「全鉄筋量 $A_s \geq m$ あたり500mm²の鉄筋量(7200.0mm²)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量 $A_s \leq$ 断面積の6%となる鉄筋量(660000.0mm²)」 OK

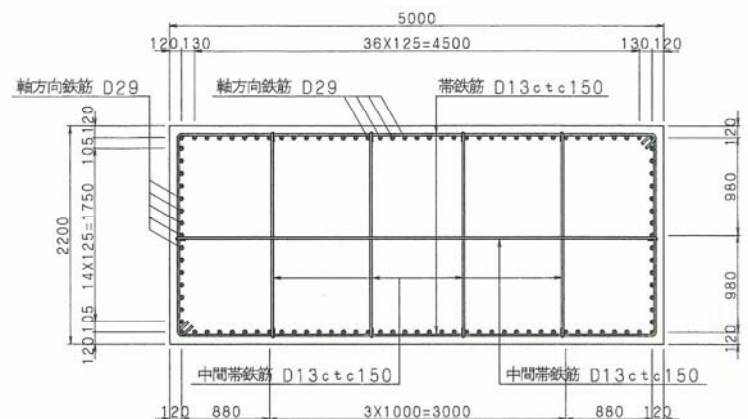


図-4.8 橋脚躯体基部断面図

2) 断面照査

曲げモーメントおよびせん断力に対する照査を以下に示す。

			横軸方向
軸力	N'	kN	10351
曲げモーメント	M	kN.m	20734
せん断力	S	kN	2427
部材断面幅	B	mm	5000
断面高	H	mm	2200
有効高	d	mm	2080
圧縮縁～中立軸	x	mm	
曲げモーメント に対する照査	圧縮応力度 σ_c	N/mm^2	8.14
	引張応力度 σ_s	N/mm^2	246.9
	許容圧縮応力度 σ_{ca} の基準値	N/mm^2	8.0
	許容引張応力度 σ_{sa} の基準値	N/mm^2	200
	許容応力度の割増し係数 α	-	1.5
	許容圧縮応力度 σ_{ca}	N/mm^2	12.00
	許容引張応力度 σ_{sa}	N/mm^2	300.00
	判定		$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$ OK $\sigma_s \leq \sigma_{sa}$ OK
せん断力 に対する照査	平均せん断応力度 $\tau_m = S/(B \cdot d)$	N/mm^2	0.233
	許容せん断応力度 τ_{a1} の基準値	N/mm^2	0.23
	許容せん断応力度 τ_{a2} の基準値	N/mm^2	1.700
	許容せん断応力度の補正係数 c_e	-	0.838
	c_{pt}	-	1.034
	c_N	-	1.183
	許容応力度の割増し係数 α	-	1.5
	許容せん断応力度 τ_{a1}	N/mm^2	0.359
	許容せん断応力度 τ_{a2}	N/mm^2	2.550
	判定		$\tau_m \leq \tau_{a1}$ OK

※ 許容せん断応力度 $\tau_{a1} = \alpha \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_{a1}$ [基準値]
 許容せん断応力度 $\tau_{a2} = \alpha \cdot \tau_{a2}$ [基準値]

4.4 レベル2 地震動に対する照査（静的照査：地震時保有水平耐力法）

(1) 設計振動単位

4.3 (1) と同じである。

(2) モデル化

1) 骨組み構造モデルと節点重量および各部材剛性

骨組み構造モデルは 4.3 (2) 1) と同じである

また、各節点の重量および各部材の剛性を表-4.8 に示す。地震時保有水平耐力法による耐震設計では、橋脚躯体の降伏剛性を用いる。この降伏剛性は、橋脚躯体の断面寸法や鉄筋量が変更されると変わってくるので、その都度算出しなければならない。

※ ここでは、最終的に設計された橋脚躯体の断面の場合を表-4.8 に示す。

表-4.8 節点重量と断面剛性

接点番号	座標		重量	部材端節点	EA	EI
No.	X(m)	Z(m)	Wf(kN)		($\times 10^6 \text{kN}$)	($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)
1	0.00	0.00	1539.0	—	—	—
2	20.00	0.00	3077.0	1～2	121.62	—
3	40.00	0.00	3077.0	2～3	121.62	—
4	60.00	0.00	3077.0	3～4	121.62	—
5	80.00	0.00	3077.0	4～5	121.62	—
6	100.00	0.00	3077.0	5～6	121.62	—
7	120.00	0.00	3077.0	6～7	121.62	—
8	140.00	0.00	3077.0	7～8	121.62	—
9	160.00	0.00	3077.0	8～9	121.62	—
10	180.00	0.00	3077.0	9～10	121.62	—
11	200.00	0.00	1539.0	10～11	121.62	—
1001	0.00	0.00	0.0	—	—	—
1002	0.00	-2.55	3425.0	1001～1002	—	184.24
1003	0.00	-5.10	0.0	1002～1003	—	184.24
1004	0.00	-6.10	4998.0	1003～1004	—	∞
1005	0.00	-7.10	0.0	1004～1005	—	∞
101	40.00	0.00	0.0	—	—	—
102	40.00	-1.10	1372.0	101～102	—	∞
103	40.00	-2.50	0.0	102～103	—	∞
104	40.00	-6.25	2022.0	103～104	—	45.67
105	40.00	-10.00	0.0	104～105	—	45.67
106	40.00	-11.10	3895.0	105～106	—	∞
107	40.00	-12.20	0.0	106～107	—	∞
201	80.00	0.00	0.0	—	—	—
202	80.00	-1.10	1372.0	201～202	—	∞
203	80.00	-2.50	0.0	202～203	—	∞
204	80.00	-6.25	2022.0	203～204	—	45.67
205	80.00	-10.00	0.0	204～205	—	45.67
206	80.00	-11.10	3895.0	205～206	—	∞
207	80.00	-12.20	0.0	206～207	—	∞
301	120.00	0.00	0.0	—	—	—
302	120.00	-1.10	1372.0	301～302	—	∞
303	120.00	-2.50	0.0	302～303	—	∞
304	120.00	-6.25	2022.0	303～304	—	45.67
305	120.00	-10.00	0.0	304～305	—	45.67
306	120.00	-11.10	3895.0	305～306	—	∞
307	120.00	-12.20	0.0	306～307	—	∞
401	160.00	0.00	0.0	—	—	—
402	160.00	-1.10	1372.0	401～402	—	∞
403	160.00	-2.50	0.0	402～403	—	∞
404	160.00	-6.25	2022.0	403～404	—	45.67
405	160.00	-10.00	0.0	404～405	—	45.67
406	160.00	-11.10	3895.0	405～406	—	∞
407	160.00	-12.20	0.0	406～407	—	∞
2001	200.00	0.00	0.0	—	—	—
2002	200.00	-2.55	3425.0	2001～2002	—	184.24
2003	200.00	-5.10	0.0	2002～2003	—	184.24
2004	200.00	-6.10	4998.0	2003～2004	—	∞
2005	200.00	-7.10	0.0	2004～2005	—	∞

2) 支承のばね定数

各下部構造 1 基あたりの支承のバネ定数を表-4.6 に示す。

3) 基礎のばね定数

各下部構造 1 基あたりの基礎のバネ定数を表-4.7 に示す。

(3) 固有周期、設計水平震度及び橋脚が支持する上部構造の重量

上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合に各節点に生じる変位から算定した固有周期の値は

【橋軸方向】

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.18s$$

$$\delta = \frac{\sum(W_i U_i^2)}{\sum(W_i U_i)} = 0.347m$$

である。

【橋軸直角方向】

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.04s$$

$$\delta = \frac{\sum(W_i U_i^2)}{\sum(W_i U_i)} = 0.270m$$

図-4.9 より地震時保有水平耐力法に用いるタイプ I の設計水平震度の標準値 k_{hc0} は橋軸方向、橋軸直角方向いずれも $k_{hc0} = 0.85$ であることから、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc} は以下のとおりである。

【橋軸方向】

$$k_{hc} = C_z \cdot k_{hc0} = 1.0 \times 0.85 = 0.85$$

【橋軸直角方向】

$$k_{hc} = C_z \cdot k_{hc0} = 1.0 \times 0.85 = 0.85$$

また、図-4.10 より地震時保有水平耐力法に用いるタイプ II の設計水平震度の標準値 k_{hc0} は橋軸方向、橋軸直角方向いずれも、 $k_{hc0} = 1.75$ であることから、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc} は以下のとおりである。

【橋軸方向】

$$k_{hc} = C_z \cdot k_{hc0} = 1.0 \times 1.75 = 1.75$$

【橋軸直角方向】

$$k_{hc} = C_z \cdot k_{hc0} = 1.0 \times 1.75 = 1.75$$

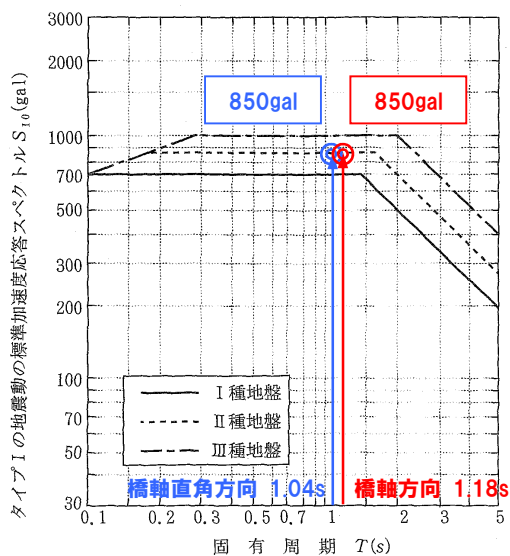


図-4.9 レベル 2 タイプ I
標準加速度応答スペクトル

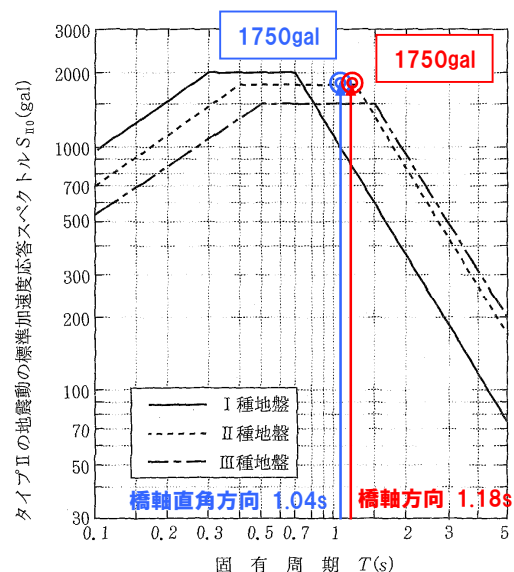


図-4.10 レベル 2 タイプ II
標準加速度応答スペクトル

(4) P1 橋脚が支持する上部構造部分の重量
骨組み解析より P1 橋脚が支持する上部構造部分の重量を算定した結果を表-4. 11 に示す。

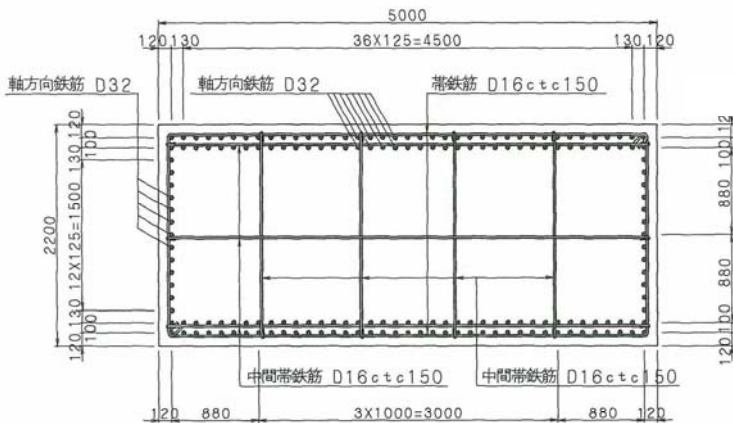
表-4.11 P1 橋脚の上部構造分担重量(橋軸方向)

	タイプIの設計震度, 分担重量				タイプIIの設計震度, 分担重量			
	Czkhco	khg	khemin	Wu (kN)	Czkhco	khg	khemin	Wu (kN)
正方向	0. 8500	0. 35	0. 00	6301. 00	1. 7500	0. 70	0. 00	6301. 00

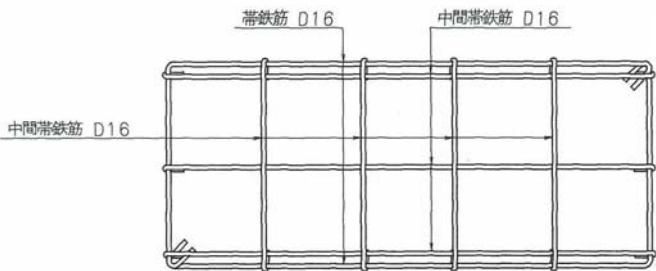
なお、橋軸直角方向におけるP1橋脚が支持する上部構造部分の重量の算定結果は3860kNとなった。

(5) 耐力の照査
以下、橋軸方向に対する耐震性能の照査結果を示す。

1) 保耐法によって決定した柱基部の断面



(a) 橋脚躯体基部の断面



(b) 帯鉄筋の組立図

表-4.12 主鉄筋配置

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ²)
1	直鉄筋	120. 0	D32	39	30973. 8
2	直鉄筋	220. 0	D32	39	30973. 8
3	直鉄筋	1980. 0	D32	39	30973. 8
4	直鉄筋	2080. 0	D32	39	30973. 8
5	直鉄筋	350. 0 ~ 1850. 0	D32	26	20649. 2

※ 鉄筋位置は、背面側からの距離。

表-4.13 せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (m)	高さ間隔 s (mm)	横拘束筋の断面積 Ah (mm ²)	横拘束筋の有効長d (mm)	
				橋軸検討用	直角検討用
1	0. 000	150	198. 60	952. 0	880. 0

2) 照査結果

表-4.14 レベル2 地震時の照査結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプ I	レベル2 タイプ II
耐震性の判定	OK	OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平体力 P_a (MN)	5545.9	5552.9
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 P_u (MN)	5545.900	5552.900
せん断耐力 P_{s0} (MN)	8824.400	8824.400
せん断耐力 P_s (MN)	7229.800	8027.100
$k_{hc} \cdot W$ (MN)	3758.830	5.538
設計水平震度 k_{hc}	0.47	0.68
構造物特性補正係数 c_s	0.549	0.390
許容塑性率 μ_a	2.161	3.793
$c_z \cdot k_{hc0}$	0.85	1.75
等価重量 W (MN)	7997.500	8.115
等価重量算出係数 c_p	0.5	0.5
$P_a / k_{hc} \cdot W$	1.475	1006.288
水平耐力に対する判定	$P_a > k_{hc} \cdot W$ OK	$P_a > k_{hc} \cdot W$ OK
許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	100.00	100.00
慣性力作用位置 h (m)	10.000	10.000
残留変位 δ_R (mm)	6.14	65.51
残留変位補正係数 c_R	0.6	0.6
最大応答塑性率 μ_r	1.251	3.676
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0
降伏変位 δ_y (mm)	40.74	40.80
残留変位に対する判定	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

【参考文献】

- [1] 「PC 道路橋計画マニュアル」(平成 19 年 10 月[改訂版] PC 建設業協会)
- [2] 「道路構造物の耐震設計入門」(平成 13 年 8 月 土木学会地震工学委員会)
- [3] 「実務者のための耐震設計入門別冊」(平成 13 年 10 月 土木学会地震工学委員会)
- [4] 「道路橋の耐震設計に関する資料」(平成 9 年 3 月 (社) 日本道路協会)
- [5] 「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」(平成 14 年 3 月 (社) 日本道路協会)
- [6] 「鉄筋コンクリート構造物の耐震設計と地震リスク解析」(平成 20 年 2 月 丸善 吉川弘道 著)