

超長大橋梁の基礎に求められる耐震構造

山縣 守¹・田中 努²

¹正会員 本州四国連絡橋公団第一建設局建設部 (〒651 神戸市中央区浜辺通り 5-1-14)

²正会員 工修 ㈱オリエンタルコンサルタンツ総合技術部 (〒213 川崎市高津区久本 3-5-7)

第二国土軸に計画される海峡横断橋は、いずれも明石海峡大橋を超えるスパンを有し、かつ大水深・大深度に基礎を必要とするものばかりになるであろう。本論文は、耐震安定性が基礎の諸元決定に大きな影響を与えるため、耐震対策の基本的な考え方を整理し、耐震上望まれる基礎構造のコンセプトを導いたものである。その結果、大水深下の基礎として、躯体重量が従来の半分程度になる新しい基礎構造を考案でき、「プラットフォーム基礎」と名付けた。これは、明石海峡大橋を実現させた調査・設計・施工の各技術とその延長上の数年の技術開発により、実現可能と考えられる構造の基礎である。

Key Words: long span bridge, aseismicity of foundation, deep formation level of foundation

1. はじめに

第二国土軸に計画される長大橋梁は、いずれも大水深・大深度に基礎を必要とし、またスパンの拡大に伴う上部構造反力の増大という厳しい条件下にある。

このような長大橋梁の基礎(吊橋では下部構造と同意)は、現在施工中の明石海峡大橋と同形式の延長上で設計・施工することも可能であるが、単位長さ当たりの工事費が大幅に増加することは明らかである。この工事費の増大は、社会資本としての投資効果や利用者の負担を考えた場合に事業の成立をも左右することになる。したがって、筆者らの一人が提案^{1),2)}しているような橋梁の機能のハイブリッド化による付加価値の増大と、建設技術のハイブリッド化による技術の集約とローコスト化というコンセプトが必要になる。

本論文では、技術面にしぼって話を進めたい。さて、海峡部の橋梁の単位長さ当たりの工事費を明石海峡大橋や東京港のレインボーブリッジと同程度にするためには、材料を明石海峡大橋の構造の延長線上で想定される量の半分にする必要があるだろう³⁾。これは、世界一の中央支間を有する明石海峡大橋を実現するために、これまで調査・研究・施工した経験を踏まえてこそできる次のステップへの挑戦である。したがって、今最も重要なのは、従来基礎の改良案の検討ではなく、材料を半減できるような新しい基礎構造のコンセプト創りである。

そこで筆者らは、基礎構造の形式および寸法諸元を決定する上で、大きな影響を持つ耐震性に着目して、新しい基礎構造のコンセプトを研究した。そのコンセプトは、あと何年かの技術開発により実現可能と考えられるもの

である。本論文は、その新しい基礎構造の提案とそこに行きつく過程の考え方を述べるものである。なお、大水深・大深度の基礎は図-1のような3タイプに整理できるが、具体的な構造イメージを築き上げるために、次の条件の基礎を対象にした。

- ・吊橋の主塔基礎
- ・大深度に支持層がある場合(タイプ1)と大水深で支持層が露出する場合(タイプ3)

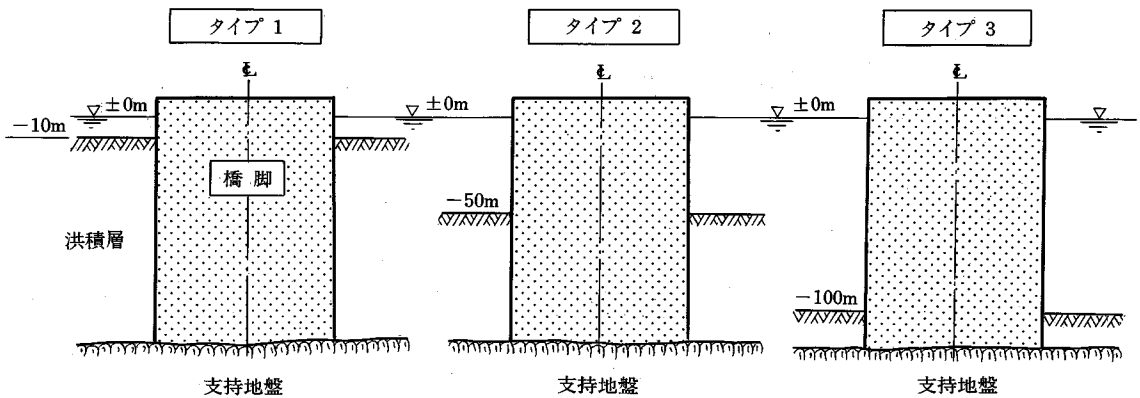
この条件は、第二国土軸上の海上横断の手段として超長大橋の構想がある紀淡海峡・東京湾口・伊勢湾口の3橋に共通すると考えられる条件でもある。

2. 大型基礎構造のコンセプトを決める要因

基礎に作用する力は、上部構造反力と基礎の自重に基づく鉛直力であり、地震時にはこれらの質量に起因する慣性力が水平力や曲げモーメントとして加わる。基礎の平面形状・寸法は、底部はこれらの力によって生じる地盤反力が許容支持力以下になるように設定され、頂部は主塔との結合機能から設定される。これまでの事例からは、底部の必要面積の方が大きいのが普通である。基礎の鉛直断面寸法(高さ)は、海峡横断橋の場合は、主塔の結合を水面より上で行うことが求められるため、水深と支持層の深さで決まる。

今、明石海峡大橋の主塔基礎(2P:直径80m×高さ70mの円柱)を例に橋軸直角方向の作用力の概要をまとめると、表-1のようになる³⁾。

表-1より、基礎底面に作用する地震時荷重に占める上部構造反力の割合は小さく、慣性力の大半は基礎自身

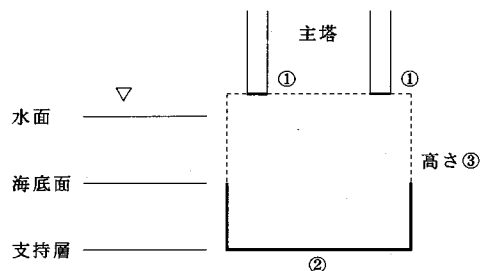


図一 大水深・大深度の基礎の基本条件

表一 主塔基礎に作用する橋軸直角方向の荷重

		上部構分	基礎分	合計
常時	鉛直力 (tf)	125,000	837,800	962,800
	水平力 (tf)	0	0	0
	モーメント (tfm)	0	0	0
地震時	鉛直力 (tf)	119,900	837,800	957,700
	水平力 (tf)	4,010	143,590	147,600
	モーメント (tfm)	27,800	7,907,200	7,935,000

注) 地震時の荷重の組合せは、
死荷重+活荷重+地震+温度+塔変形+施工等誤差



図二 基礎の構造形式を支配する要因

によるものであることがわかる。また、明石海峡大橋の場合の振動特性を見てみると、上部構造の固有周期は10秒前後⁴⁾であるのに対し、基礎の固有周期は1秒程度以下⁵⁾とかけ離れており、上・下部構造の連成振動は生じないと考えられる。

したがって、明石海峡大橋規模の海峡を横断する長大吊り橋の基礎の寸法は、次の要因により決定されるものと考えられる。

- ① 頂部の平面寸法は主塔の結合
- ② 底部の平面寸法は基礎自体の耐震安定性
- ③ 高さは水深と支持層の深さ

これらを概念図で示すと図-2のようになり、上記の①～③で決まるものが図中の太い実線部分である。一方、決定要因とならないものが破線部分で、この範囲は任意の形状を採用し得る。

長大橋梁の構造計画の流れはおおよそ次のようになる。まず、いくつかの架橋ルートとスパン割の案の中から、基礎の水深と支持層の深さが浅く、かつ取付け道路を含めた橋梁全体の周辺環境に与える影響が小さなものを選び、上記の③が決まる。次に、上部構造の桁とケーブル計画から、主塔の高さと基本断面寸法が決まり、①が決まる。最後に、基礎の形状寸法と安定性確保を試行錯誤し、その結果、基本構造形式が選定され、②と形状が決

まることになる。つまり、基礎の構造形式は耐震安定性をどう確保するかによって決まると言える。

3. 耐震対策の基本的な考え方

本章では、耐震設計の基礎に立ちもどり、耐震対策の基本的な考え方を整理して、それらの対策の位置づけやねらいを明らかにすることを試みた。

まず、構造物の耐震設計における地震時挙動を模式化すると次のように表わせる。

$$\text{入力} \Rightarrow [\text{構造系}] \Rightarrow \text{応答} < \text{耐力} \quad (1)$$

つまり、耐震設計は、設計入力地震動が、例えば地盤・基礎・主塔・上部構造からなる構造系に作用したときの応力や変形の応答値が、構成材料の許容値や地耐力以下になるようにすることである。一般の耐震設計では、式(1)の右端の許容値を高めたり、部材寸法を大きくして応力度や地盤反力度を下げる対策が講じられる。しかし式(1)の関係からわかるように、入力を小さくすること、構造系の応答を小さくすることも、同じように耐震対策であることは明らかである。最近実用化されてきた「免震化」は、前者の入力を小さくする方法の1つであり、アクティブダンパー等による「制震化」は後者の応答を小さくする方法の1つである。また、明石海峡大橋のア

アンカレッジ基礎の耐震設計で考慮された根入れの深い剛な基礎への入力損失効果は、結果的に、前者の入力を小さくする方法の1つになっていると考えられる。

ここで、構造系の応答を小さくすることの意味を、次のような1自由度系の運動方程式を基に考えてみる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F \quad (2)$$

ここに、 M は質量、 C は粘性減衰係数、 K はばね定数、 F は外力、 \ddot{x} 、 \dot{x} 、 x は質点の加速度、速度、変位である。

式(2)の左辺の第1項は、質量に応答加速度を乗じた慣性力を表わし、第2項は、粘性減衰係数と応答速度を乗じた減衰力を、第3項は剛性から定まるばね定数と応答変位を乗じた復元力を表わす。地震時の場合には、外力 F として地震による地盤の加速度 \ddot{z} による力 $M\ddot{z}$ が働き、式(2)を次のように書くことができる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{z} \\ \therefore M(\ddot{x} + \ddot{z}) = -C\dot{x} - Kx \quad (3)$$

式(3)では、左辺が構造物の応答を増加させる力であり、右辺が、応答を小さくしようとする復元力である。つまり左辺の減少、右辺の増加が耐震設計として望まれることであり、質量を小さく、減衰と剛性を大きくするのが耐震対策の基本となる。しかし、実際には質量 M や剛性 K の変化により構造物の固有値が変化し、応答値 \ddot{x} 、 \dot{x} 、 x が変わるため、両者のバランスを考慮しなければ耐震対策の適切な方針を示せない。そこで、振動論の知見を加えて式(3)を次のように変形する。

$$\ddot{x} + \ddot{z} = -C/M \cdot \dot{x} - K/M \cdot x \\ = -2\omega h \dot{x} - \omega^2 x \\ = -(4\pi/T)h \dot{x} - (2\pi/T)^2 x \quad (4)$$

ここで、 h は減衰定数、 ω は固有円振動数、 T は固有周期である。

式(4)の左辺の $(\ddot{x} + \ddot{z})$ は、構造物に生じる加速度で、一般に設計地震力の強さを表す応答加速度スペクトルの縦軸に示されるものである。この左辺の加速度と減衰定数と固有周期の一般的な関係は、図-3(a)のような設計スペクトルで見ることができる。

図-3(a)より、縦軸の値として示される構造系に生じる加速度は、ある周期以上では、周期に反比例して小さくなること、減衰定数が大きいほど小さいことがわかる。また、横軸の固有周期は、式(4)に示したように、

$$T = 2\pi(M/K)^{1/2} \quad (5)$$

の関係があるので、質量 M が大きいほど、剛性 K が小さいほど、大きくなる。図-3(a)の加速度応答スペクトルに対応した変位応答スペクトルを図-3(b)に示したが、変位は周期が大きいほど大きくなることがわかる。

これらの関係より、構造系の応答を小さくするための耐震対策の基本方針を、振動論の知見を含めながらまとめると、次のようになる。

①固有周期が加速度応答スペクトルのフラットな範囲にある場合は、質量 M を小さくして慣性力を軽減し、剛性 K を大きくして、応答変位を小さくする。

②固有周期が加速度応答スペクトルの低下が生じる範囲にある場合は、質量 M を大きくし、剛性 K を小さくして周期を長くし、加速度を小さくする。ただし、「質量×加速度」が減少するようにコントロールしなければならない。

③構造系の固有値に大きな影響をおよぼさない減衰を大きくする。

しかし、長大橋の基礎の代表である明石海峡大橋の主塔基礎を見ると、直径 80 m×高さ 70 m の巨大なコンクリート塊であるために、表-1のように自重による大きな慣性力に悩まされるが、剛性は極めて高く基礎構造自体の変形は問題にならない状況にある。したがって、長大橋梁の基礎に対しては、固有周期が加速度応答スペクトルの低下が生じる範囲にあっても、質量を小さくして慣性力を軽減することを第1とし、次に剛性を小さくして固有周期が短くならないことをねらうべきである。

4. 既往の長大橋における耐震上の工夫

筆者らは、大水深または大深度の基礎を有する長大橋で、これまで、どのような耐震上の工夫がなされているかを調べた。耐震性を考慮して構造が決定されていることを前提とするため、表-2に示す国内の橋梁に限った。

これらの橋梁は、当然、いずれも耐震設計が行われているが、基礎の構造形式が耐震性から決定されたか否かは、文献からは不明であるものが多い。したがって、耐震上有利と考えられる構造になっている箇所を抽出して整理した。その結果、現在行われている基礎の耐震対策は、次の3点にまとめられるようである。

①基礎の重量を減少させ、地震時の慣性力を低下させる方法/外形寸法を小さくすることは、経済性からも求められるため比較的多く見られる。基礎内部をコンクリートで詰めに、土砂や水で満たして重量を軽くした橋梁として、白鳥大橋(3P)、レインボーブリッジ(各基礎)、名港中央大橋(主塔基礎)などがある。

②基礎の重量を減少させ、常時の地盤反力(初期値)を軽減させる方法/該当橋梁は、上記①と同じになる。

③根入れの大きい剛体基礎により、地震動の入力損失を増大させる方法/該当橋梁には、明石海峡大橋のアンカレッジ基礎や来島大橋主塔基礎などがある。

上記の①の対策は、前章で述べた式(3)の左辺の「構造物に生じる慣性力」を小さくしようとするものであり、

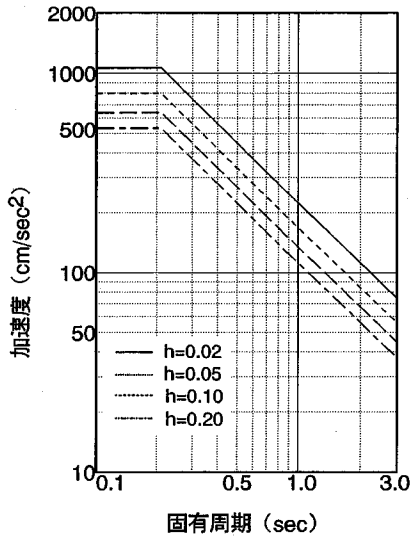


図-3(a) 加速度応答スペクトルの例

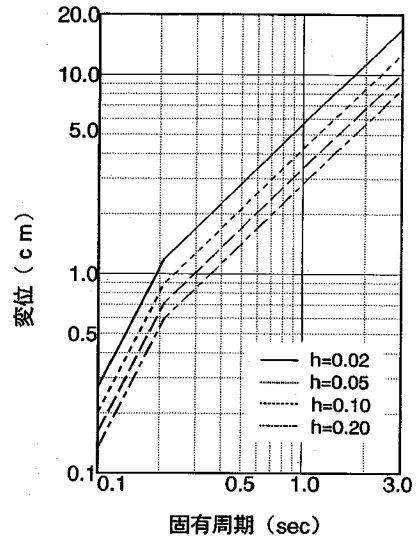


図-3(b) 変位応答スペクトルの例

表-2 わが国の大水深または大深度の基礎を有する主な長大橋

タイプ	橋梁名	完成年	上部構造		基礎構造				文献番号
			形式	最大支間(m)	種別	水深(m)	深度(m)	構造形式	
大水深	明石海峡大橋	建設中	吊橋	1990	主塔3P	-47	-60	鋼設置ケーソン	5)
	南備讃瀬戸大橋	1988	吊橋	1100	主塔6P	-32	-50	鋼設置ケーソン	6)
	櫃石島橋	1988	斜張橋	420	主塔3P	-25	-36	脚付鋼設置ケーソン	7)
	岩黒島橋	1988	斜張橋	420	主塔3P	-21	-24	鋼設置ケーソン	8)
	来島大橋	建設中	吊橋	1030	主塔3P	-20	-40	鋼設置ケーソン	9)
大深度	横浜ベイブリッジ	1989	斜張橋	460	主塔	-13	-77	PCハーフ式多柱	10)
	白鳥大橋	建設中	吊橋	720	主塔	-13	-73	築島連壁剛体	11)
	明石海峡大橋	建設中	吊橋	1990	アンカレッジ	-8	-62	築島連壁剛体	12)
	生口橋	1991	斜張橋	490	主塔3P	-2	-60	築島場所打ち杭	13)
	レインボーブリッジ	1993	吊橋	570	アンカレッジ	-11	-47	支持枠Pケーソン	14)
	名港中央大橋	建設中	斜張橋	590	主塔	-14	-38	鋼製Pケーソン	15)
	神戸港大橋	1974	トラス	510	中間橋脚	-4	-35	Pケーソン	16)
	鶴見航路橋	1995	斜張橋	510	主塔	-12	-33	支持枠Pケーソン	17)
	東神戸大橋	1993	斜張橋	485	主塔	-8	-29	鋼製Pケーソン	18)
	大鳴門橋	1985	吊橋	876	主塔	-5	-27	多柱基礎	19)

注1)基礎構造形式の「Pケーソン」は「ニューマチックケーソン」の略。

2)水深20m以上を「大水深」、水深が浅く施工深度20m以上を「大深度」として分類した。

②の対策は、式(1)の「耐力」を大きくしようとするものである。また、最後の③の対策は、式(1)の「入力」が小さくなることを有効に利用しようとするものである。

これらは、もちろん、前述の耐震対策の基本的な考え方に合致しているが、これらの対策が最良で、これ以外の方法は考えられないのであろうか？ 筆者らは、このような疑問を解くために次章に述べる検討を行った。

5. 超長大橋基礎に望まれる耐震構造

3章で述べた耐震対策の基本的な考え方に従って、対策の具体化の方法を図-4にまとめた。まず対策法を式(1)の入力・応答・耐力とその他で4分類し、「応答の低減」については、式(2)の運動方程式の各係数 $M \cdot K \cdot C \cdot F$ との関係に着目して、各項目に対応する耐震対策の考え方を抽出した。図-4は、3章の最後にまとめた

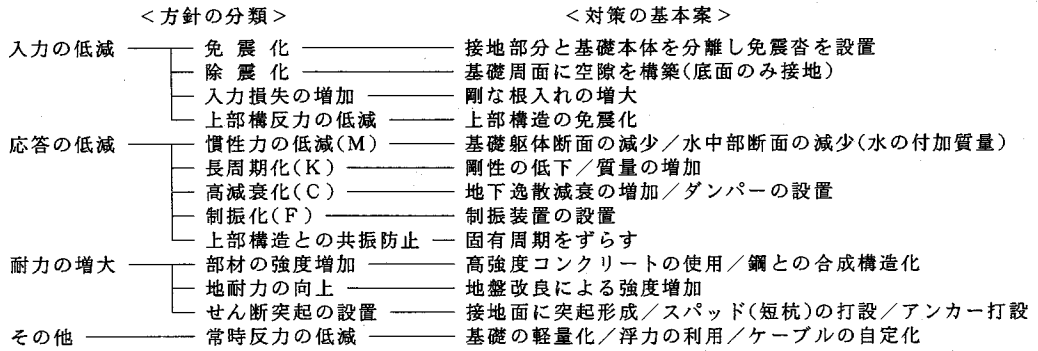


図-4 基礎の耐震対策方法の考え方

表-3 基礎の耐震対策方法の考え方と有力案の抽出のための評価

対策の分類	具体策の基本案	効果		適用性		実績	問題	評価	
		大きさ	確実性	技術面	工費面				
入力 の 低 減	基礎の免震化	△	○	○	△	△	免震沓のメンテナンスが困難 常時の偏心荷重が問題	△	
	一部除震化	△	△	×	△	×	深い空隙の確保が困難	×	
	入力損失の増加	○	△	○	×	△	硬質地盤では剛性の確保に工夫が必要	△	
	上部構反力の低減	△	○	○	○	△	基礎に与える効果は小さい	△	
応答 の 低 減	慣性力の低減	基礎躯体の断面の減少(基礎の軽量化)	○	○	○	○	○	耐久性や応力面の注意が必要	○
		水中部の断面の減少(水の付加質量の軽減)	○	○	○	○	○	同上	○
	長周期化	剛性の低下	△	○	○	○	○	長周期化の幅が小さい	○
		質量の増加	△	○	○	×	×	慣性力の増加となる	×
	高減衰化	地盤へのエネルギー逸散による減衰の増加	△	×	×	△	×	減衰のコントロール技術がない	×
		減衰定数の高い材料の採用(中詰め砂の減衰を利用)	△	○	○	○	△	同上	△
		ダンパーの設置	△	△	×	×	×	大能力ダンパーの製作困難	×
制振化	制振装置の設置	△	○	×	×	×	大質量のアクティブダンパーの使用困難	×	
共振防止	上部構造と地盤の固有周期をずらす	○	○	○	○	○	長大橋では問題ないが、一般には必須条件	○	
耐力 の 増 大	地耐力の向上	○	△	○	△	○	一般に高価	△	
	せん断抵抗力の増加	底面または側面形状の工夫	○	○	○	○	○	形状の複雑化	○
		短杭(スパッド)の打設	○	○	○	△	○	大深度大水深施工困難	○
		アースナール打設	○	○	△	×	△	同上	△
	部材の強度増加	高強度コンクリートの使用	○	○	○	○	△	耐久性の実証が不足	○
鋼との合成構造化		○	○	○	○	○	一体化のためのジベル施工性や防食の信頼性に課題がある	○	
その他	常時反力の低減(地震時荷重の余裕量の増加)	基礎の軽量化	○	○	○	△	○	水平せん断抵抗力の確保に工夫	○
		浮力の利用	○	○	○	△	○	水密にする場合はトナリと同様の維持管理が必要	○
		ケーブルの自定化	○	○	△	△	○	大スパンのため困難	△

注1) 入力→[構造系]→応答<耐力

表-4 主塔基礎への耐震対策の具体化

対策の分類		対策の基本案	大水深基礎の構造案 (支持層が露出する場合)	大深度基礎の構造案 (陸上で表層が厚い場合)
応答の 低減	慣性力の 低減	①基礎躯体断面の減少 (基礎の軽量化)	応力上不要な部分を削減するさらに、高強度コンクリートや鋼材の使用により部材厚を薄くする	同 左
		②水中部の断面の減少 (水の付加質量軽減)	水中部の断面の減少と円形化を行なう	—
	長周期化	③剛性の低下	コンクリート断面積を減少させる	—
耐力の 増大	部材の 強度増加	④高強度コンクリートの利用 ・合成構造化	①と同じ	同 左
	せん断抵抗 力の増加	⑤底面または側面形状 の工夫	底面に突起を設ける	同左、他に側面を拡幅したり突起を設ける
		⑥短杭(スパッド)の打設	底面の内部または周囲に短杭を打設する	同 左
その他	常時反力 の低減	⑦基礎の軽量化	①と同じ	同 左
		⑧浮力の利用	水位下に中空部を設ける	同 左

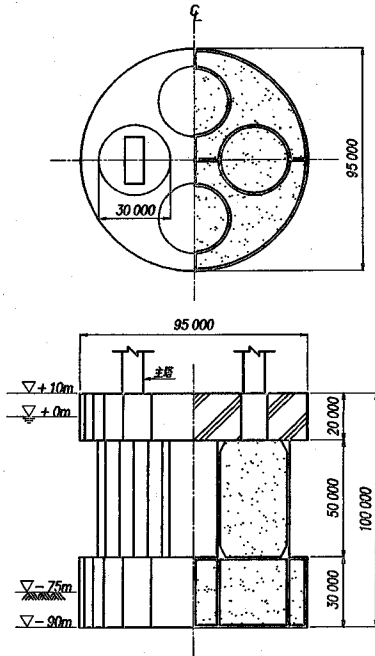


図-5 プラットフォーム基礎 (大水深の基礎)

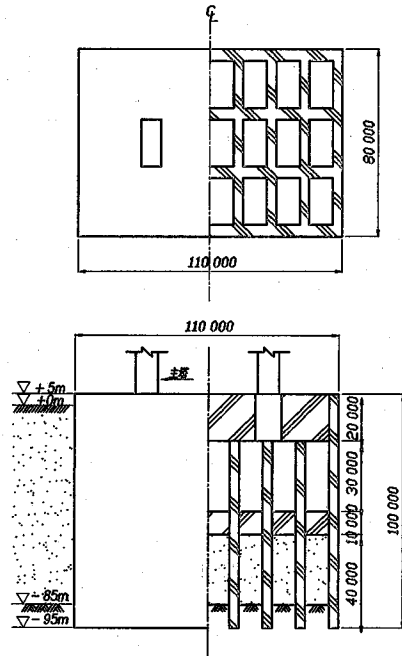


図-6 連壁剛体基礎 (大深度の基礎)

基本方針に基づいて、長大橋梁の基礎の耐震対策の基本案として可能性のあるものを全て抽出していると考えられるが、中小橋を含めた一般論としては他の方法も考えられるかも知れない。

これらの方法は、すべて理にかなっているものの、実現性はまちまちであるため、対策効果の大きさと確実性・技術面と工費面での適用性・実績・主な問題点を比較し、実現性の評価を行った。その結果を表-3に示す。まず「入力低減」対策では、剛な基礎の根入れによる入力損失の増加と上部構造反力の低減の実現性が高いと

考えられる。しかし、2章で述べたように上部構造反力の基礎に与える影響はあまり大きくない。「応答低減」対策では、基礎断面積の減少による慣性力の低減、剛性低下による長周期化の実現性があると考えられる。共振防止は、一般論としては必須条件であるが、長大橋の場合は自ずと固有周期が大きく離れ、問題になることはない。高減衰化は、地下逸散減衰をコントロールしたり基礎本体の材料に高減衰材料を用いる技術は、現在のところ研究途上にあるため、これを前提とした基礎は、ここでは取り扱わないこととした。しかし、筆者らの一人が、

別途、建設省土木研究所・土木研究センターとの共同研究において、高減衰材料を用いた基礎の免震化に関する研究を進めており、この種の手法に可能性のあることを明らかにしている^{20),21)}。「耐力の増大」対策は、地盤改良による強度増加や基礎底面の凹凸や短杭の打設によるせん断抵抗力の増加が現実的である。また、その他の対策として、掘削部を埋め戻さずに空間を作り浮力を利用したり、構造部材の強度増加を図り基礎の部材を薄くしたりして、基礎の軽量化により常時反力の低減を行い、地震時の余裕を確保する方法も考えられる。

以上述べた表一3の評価で実現性の高いと考えられた耐震対策案を抽出して具体化案をまとめると、表一4のようになる。さらにそれらをイメージにすると、例として図一5、6のような形式が浮かび上がった。図一5は大水深の基礎で、筆者らはこの基礎形式が海底油田の重力式掘削架台に似ていることから、「プラットフォーム基礎」と名付けた。図一6は大深度の基礎で、白鳥大橋の主塔基礎に似た内部に空間を有する連壁剛体基礎である。

6. プラットフォーム基礎の耐震性

本章では、新しい「プラットフォーム基礎」について、その基本構造の考え方と耐震性を概説する。

(1) 基本構造の考え方

プラットフォーム基礎は、頂版・柱・底版から成る。柱の採用がプラットフォーム基礎の要である。柱にして基礎断面積を応力伝達上必要な最小断面に減少させたことにより、表一4に示した躯体慣性力の軽減・水の付加質量の軽減・剛性低下による長周期化・常時反力の軽減が図れている。柱の径と本数は、柱間隔と水の付加質量の関係、潮流力の影響・施工性・経済性等を勘案して定める。橋軸方向と橋軸直角方向への抵抗モーメントを考えると、図一5のような4本柱が合理的と考えられる。さらに水深が大きく基礎の背が高くなる場合は、柱を斜めにして基礎全体を円錐台状か四角錐台状にすれば、柱の径を小さく抑えられる。

図一5は高強度コンクリートを用いたプレストレスト鉄筋コンクリート構造の外殻をドックで作成して、曳航し、注水して沈設した後、コンクリートより軽く安価な砂を充填することを考えたものである。このような構造にすることにより、大プレキャストブロックの一括施工が可能になり、海象条件の厳しい現場での不安定な施工時間を短くできる。

頂版は、主塔と柱を結合する部材で、柱の径と配置は主塔に関係なく自由に決めることができる。また設置誤差の吸収や、作業ヤードとしても利用できるなど施工上

のメリットも大きい。頂版下面の高さを荒天時のうねりの谷より下にすれば、危険な揚力を受けずに浮力を利用することができる。

底版は、上部構造と基礎からの荷重を地盤に分散させるものであるが、表一1に示した基礎分の荷重が半減することから、底面積の縮小や強度のあまり高くない地盤への適用の可能性が高い。なお、基礎重量の軽減により滑動抵抗力が不足する場合は、底面に凹凸を付けたり単杭を打設して、基礎底面のせん断抵抗力を地盤の強度まで高める方法がある。

(2) プラットフォーム基礎の固有値と応答

プラットフォーム基礎(図一5)の耐震上の優位性を確認するために、中実ケーソン基礎(図一7)と中空ケーソン基礎(図一8)の3形式の主な固有値と応答値の比較を行った。比較を簡単にするために、基礎底面の寸法形状と高さは同一とした。支持地盤は、紀淡海峡部に現れる和泉層を想定し、地盤ばねは、基礎～地盤の動的相互作用を考慮した振動数に依存しないばね²²⁾とした。プラットフォーム基礎の水の付加質量は、柱の純間隔を径の1/2以上にして、1本柱の値を用いた²³⁾。固有値および応答値の算定方法は、両ケーソンは来島大橋耐震設計基準(案)²⁴⁾に基づき、プラットフォーム基礎はフレームモデルによる固有値解析とCQC法による応答スペクトル解析とした。地震入力は、紀淡海峡に近い明石海峡大橋での設計スペクトル²⁵⁾とした。

それぞれの基礎の諸元と固有値・応答値を表一5に示した。ケーソン基礎に対し、プラットフォーム基礎がどのような状態にあるかをまとめると、次のようになる。

- ①躯体重量は、ケーソン内部に中空部を設けて水しか入らない構造にしても90%程度にしかならないが、プラットフォーム基礎では、躯体および水の付加重量とも60%程度に削減できている。これは慣性力の軽減に直接効果を現す。
- ②基礎底面の形状寸法を同一と仮定したため、地盤ばねは同一なので、水の付加重量を含めた全重量が小さいほど、固有周期は短くなる。しかし、プラットフォーム基礎は、柱の曲げ変形のモードが現れ、固有周期は短くならない。
- ③プラットフォーム基礎の固有周期は、ケーソン基礎と同程度であるが、基礎天端で、加速度が55%に、変位が237%に増減している。表一5に示した応答スペクトル値と応答加速度を比較すると、プラットフォーム基礎の応答加速度が小さいのではなく、両ケーソン基礎の天端の加速度が大きいことがわかる。つまり、ケーソン基礎の天端の加速度には、2次モードの影響が強く現れているものと考えられる。また、プラットフォーム基礎の変位

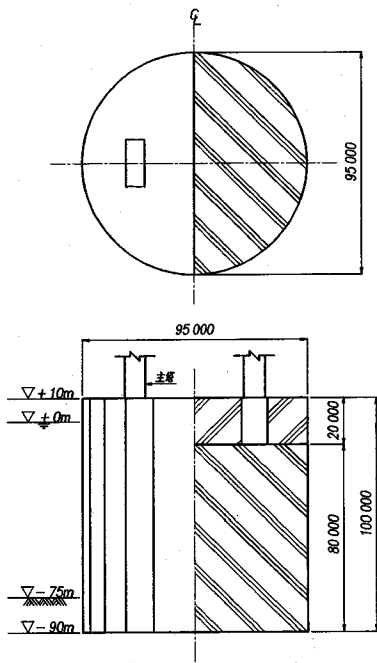


図-7 中実ケーソン基礎

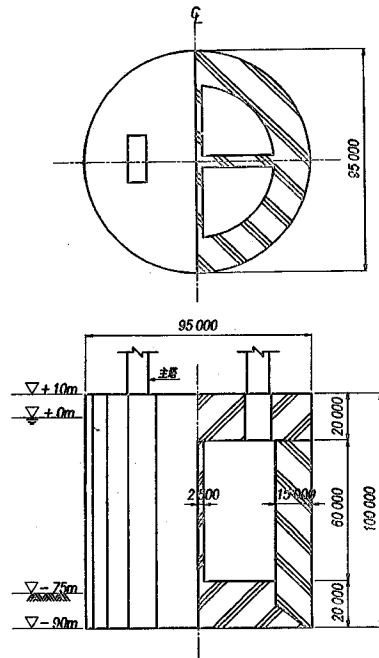


図-8 中空ケーソン基礎

表-5 基礎の諸元と固有値・応答値の比較

項目		中実ケーソン	中空ケーソン	プラットフォーム	
基礎諸元	底版径 (m)	95.0	同左	同左	
	柱径 (m)	—	—	30.0	
	全高 (m)	100.0	同左	同左	
	躯体重量 (tf)	1,700,000 (100)	1,530,000 (90)	986,000 (58)	
	[浮力を考慮した有効重量(tf)]	[1,060,000]	[892,000]	[561,000]	
	水の付加重量 (tf)	272,000 (100)	272,000 (100)	143,000 (53)	
地盤	重心高さ (m)	47.5	46.8	50.0	
	弾性係数 (tf/cm ²)	1,000,000	同左	同左	
	せん断波速度 (m/s)	1210	同左	同左	
	ばね定数				
固有周期	水平 (tf/m)	8.63×10^7	同左	同左	
	回転 (tfm/rad)	1.55×10^{11}	同左	同左	
応答入 [°] クル (h=10%)	1次 (sec)	0.93 (100)	0.89 (96)	0.88 (95)	
	2次 (sec)	0.28	0.27	0.28	
最大応答値	1次 (gal)	145 (100)	151 (104)	152 (105)	
	2次 (gal)	478	498	478	
	加速度	天端 (gal)	328 (100)	342 (104)	182 (55)
		底面 (gal)	472	493	471
	変位	天端水平変位 (cm)	1.21 (100)	1.16 (96)	2.87 (237)
		底面水平変位 (cm)	0.94 (100)	0.90 (96)	0.31 (33)
底面回転角 (rad)		1.02×10^{-4} (100)	9.69×10^{-5} (95)	4.32×10^{-5} (42)	
地盤反力	水平 (tf)	809,000 (100)	775,000 (96)	268,000 (33)	
	回転 (tfm)	15,800,000 (100)	15,000,000 (95)	6,700,000 (42)	

注) 数値欄の () は、中実ケーソンに対する比率(%)

が大きいのは、柱の曲げ変形による増加のためである。
④プラットフォーム基礎の底面の加速度は、ケーソン基礎と同様であるが、変位は並進・回転とも40%程度に減少しており、地盤反力がこれに対応している。基礎底面の変位が躯体重量比より小さくなっている理由は、マッシュパナ頂版の慣性力に対し、柱の変形により底面の変形が軽減されるためと考えられる。

⑤最大地盤反力度 q を、次式で表せると仮定する。

$$q = N/A + M/I \cdot R \quad (6)$$

ここで、 N は常時の鉛直反力、 M は地震による回転反力、 A は底面積で 7080 m^2 、 I は底面の断面二次モーメントで $4.0 \times 10^6 \text{ m}^4$ 、 R は底面半径で 47.5 m である。表-5の値に基づいて式(6)の q を求めると、中実ケーソンで 337 tf/m^2 、プラットフォーム基礎で 159 tf/m^2 となり、中実ケーソンの約半分に低減されることになる。

⑥基礎と地盤の間のせん断抵抗力が摩擦力のみで決まると仮定した場合、表-5の水平地盤反力を、浮力を考慮した基礎の有効重量で除した値が、滑動しないための必要摩擦係数になる。同表の値で計算すると、中実ケーソン基礎が0.76、中空ケーソン基礎が0.87、プラットフォーム基礎が0.48となる。水の付加質量は外形寸法で決まるため、ケーソン基礎の中空化は大水深の基礎として得策ではなく、プラットフォーム基礎のような外形寸法の小さい構造が良い。

以上より、プラットフォーム基礎は、柱構造としたことにより、躯体重量と水の付加重量をともに60%程度に減少させることが可能となり、慣性力を大幅に減じ、地盤反力を半減させることができた。したがって、プラットフォーム基礎の地震時安定性は非常に高く、基礎底版規模の縮小や強度の小さい地盤への適用などの可能性を有していることがわかる。また、柱の変形に関しては、天端変位が数 cm と小さく、中詰め砂の減衰効果を期待できる可能性もあり、とくに問題にならない。

7. 結 論

大水深・大深度下に建設されるであろう超長大橋梁の主塔基礎を対象に、材料を半減するような新しい基礎構造のコンセプトを耐震面から研究した結果、以下のことが明らかになった。

(1) 明石海峡大橋の海中主塔基礎の設計事例から、長大橋梁の基礎に作用する荷重の大半は、基礎の自重に起因する地震時慣性力であり、躯体の軽量化と水の付加質量の軽減が基礎の小型化に直結する。

(2) 耐震対策の基本を地震時の力の釣合い関係から見直すと、従来の①耐力を向上させる対策の他に、②免震化などの入力減じる対策、③制振化などの応答減じる

対策に分類整理できる。また、応答減じるためには、設計スペクトルと固有周期の関係を考慮して、質量を小さくして慣性力を減じたり、剛性を高めて変位を減じたり、逆に剛性を低下させて固有周期を長くして応答加速度を減じる対策がある。ただし、長大橋梁の基礎の場合は、質量を小さくして慣性力を減じる方法が有効である。

(3) 耐震対策の基本的な考え方にもとづいて、具体案を洗い出し、各々の効果・適用性・実績・問題を整理することができた。その結果、①高強度コンクリートや鋼材を使用して躯体断面を縮小し軽量化することが、慣性力の低減・水の付加質量の減少・剛性の低下・部材強度の増加・常時反力の低減等、多面的な効果が期待でき、最も有効であることがわかった。これを具現化した例として、大水深の基礎として「プラットフォーム基礎」が、大深度の基礎として「連壁剛体基礎」が得られた。

(4) プラットフォーム基礎の耐震性を、中実ケーソン基礎と中空ケーソン基礎と、スペクトル応答解析により比較した。その結果、固有周期に大きな差は現れないが、プラットフォーム基礎は、天端加速度が小さく、特に底版の変位と地盤反力は半減できることがわかり、上記(3)で期待された耐震対策効果が確認できた。

8. おわりに

明石海峡大橋が完成すると世界一の超長大橋となり、超長大橋の基礎形式として中実ケーソン基礎が確固たる実績を持つことになる。明石海峡大橋は、地震国日本で人跡未踏の長大橋を安全確実に建設するために選択された最良案の1つである。しかし、社会資本のあり方が問われ、建設コストや地球資源の問題に重点が置かれるようになると、さらに1歩踏み込んだ挑戦が求められてくる。筆者らは、これに応えるために、吊橋の主塔基礎という限定されたものではあるが、大水深・大深度基礎の新しいコンセプトを提示できたと思う。これからの超長大橋の実現に向けて、挑戦するための1つのアプローチとして、役立つことを願う。

本論文で提示した「プラットフォーム基礎」を実現するためには、いくつかの課題を克服しなければならない。それには、最近の大型海上石油掘削リグの建設技術や高強度コンクリートの研究開発など、多方面の技術を取り込みハイブリッド化し、さらに発展させ、試験施工を重ねていく必要はあるが、何年かの内に実現できるようなと思う。

プラットフォーム基礎は、使用材料を大幅に削減することができたが、図-9のように柱の数を2本にして、主塔を直接柱に固定できれば頂版が不要となり、さらに軽量化が図れる。施工時に作業ヤードを別途必要とするデメリットはあるが、基礎上部の慣性力の減少は地震時

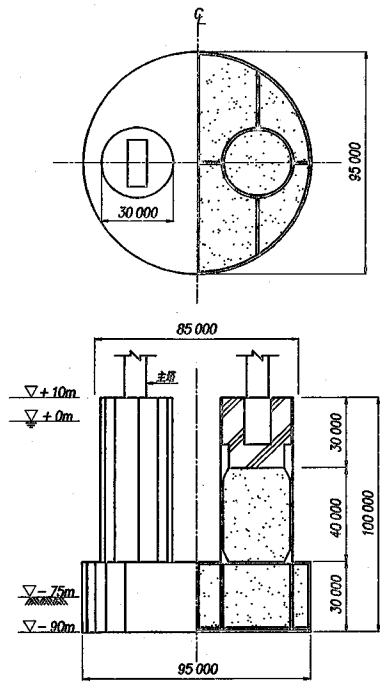


図-9 ツインタワー基礎の概念図

の安定性に与える効果大きい。筆者らは、これを「ツインタワー基礎」と名付けた。さらにツインタワー基礎は、柱と主塔が連続するため、その境界を上を持っていき、桁位置までコンクリート構造とすることも、香港のツインマ大橋のように主塔をすべてコンクリート構造にすることも自然にできる。

謝辞：本研究は、筆者らのひとりの呼びかけで実施した超長大橋の新しい姿についての研究会の成果が中心になっている。基礎構造については㈱大林組の増井氏・小林氏および㈱オリエンタルコンサルタンツの佐藤氏・今野氏・杉本氏とも議論を重ね、有益な提案を頂いた。ここに記して感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 山縣守：ハイブリッド橋梁の提案，橋梁，pp.74-78，1944.1.
- 2) 山縣守：ハイブリッド橋梁の提案（その2），橋梁，pp.58-62，1944.3.
- 3) 保田雅彦，鈴木幹啓，樋口康三：明石海峡大橋主塔基礎の設計（第一報），本四技報，pp.7-16.

- 4) 吉田好孝：明石海峡大橋の設計概要，橋梁，pp.10-17，1990.11.
- 5) 鈴木幹啓，佐々木雅俊，鳥海隆一，土谷政治：明石海峡大橋2P・3Pケーソン設計・製作，本四技報，Vol.13，No.51，pp.11-20，1989.7.
- 6) 木浩：南北備讃瀬戸大橋の船舶衝突に対する緩衝工，建設の機械化，pp.26-32，1989.2.
- 7) 金沢克義：脚付ケーソン工法（櫃石島橋3P），基礎工，pp.21-28，1987.1.
- 8) 櫃石島橋，岩黒島橋：橋梁と基礎，pp.28-33，1988.8.
- 9) 杉本誠四郎：RC設置ケーソンの設計，オリエンタルコンサルタンツ技術報，No.60，pp.123-132，1992.9.
- 10) 大塚昭夫，松本修一：横浜港横断橋PCバージの設計・施工，プレストレストコンクリート，Vol.26，No.4，pp.43-52，1984.6.
- 11) 野坂隆一，佐藤謙二：北海道の主要プロジェクトに関する土質・基礎の話題「白鳥大橋（下部工について）」，橋梁と基礎，37-9，pp.110-114，1989.
- 12) 加島聡，佐野幸洋：明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎の設計・施工（その1），本四技報，Vol.15，No.59，pp.15-30，1991.7.
- 13) 岡田凌太，仁木清貴：生口橋下部工の設計，基礎工，pp.88-96，1988.1.
- 14) 山崎和夫，鯨井裕4嗣，佐藤栄作，富永博夫，並川賢治：首都高速12号線吊橋下部工の設計・施工，橋梁と基礎，pp.9-17，92-7，pp.33-41，92-9.
- 15) 村里正彦，井ヶ瀬良則：伊勢湾岸道路/名港中央大橋の設計概要，橋梁，pp.2-7，1990.6.
- 16) 設楽正次：大型基礎の施工例；神戸港大橋，橋梁と基礎，p.134，80-8.
- 17) 山寺徳明，伊東昇，森河久：鶴見航路橋の設計概要（上），橋梁と基礎，pp.15-24，1993.1.
- 18) 高田哲治，佐野謙：東神戸大橋下部工の概要，建設の機械化，pp.7-14，1987.10.
- 19) 上田浩司，奥田基：大鳴門橋の設計概要，橋梁，pp.8-25，1981.9.
- 20) 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その1），建設省土木研究所・（財）土木研究センター・他民間19社，pp.150-161，1994.3.
- 21) 橋義規，田中努：長大橋下部構造の高減衰化の試み，土木学会第49回年次学術講演会，pp.1288-1289，1994.9.
- 22) 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用，土木学会，pp.II-36-42，1992.9.
- 23) 小坪清真，高西照彦：多柱基礎の水の附加質量について，土木学会論文報告集，No.248，pp.1-10，1976.4.
- 24) 来島大橋剛体基礎耐震計算法（案），本州四国連絡橋公団，pp.13-27，1990.3.
- 25) 明石海峡大橋耐震設計要領（案）・同解説，本州四国連絡橋公団，pp.12-16，1988.3.

(1994.11.28 受付)

ASEISMIC STRUCTURE OF THE FOUNDATIONS OF SUPER LONG SPAN BRIDGES

Mamoru YAMAGATA and Tsutomu TANAKA

The bridges that are planned across the straits on the second national expressway all have longer spans than the Akashi Kaikyo Bridge and will require foundations on the deep sea bottom or on the bedrock overlaid with deep sediments. Aseismic stability greatly influences the specifications of the foundations. This paper presents the concept of an aseismic structure for the foundations of super long span bridges based on the principle of earthquake countermeasures. In particular, we have devised a new type of foundation for the deep sea, named as a "platform", with a weight about half that of conventional rigid caisson. The feasibility of this new foundation rests on the surveying, designing and construction technologies acquired from the Akashi Kaikyo Bridge project and on subsequent years of research and development.