

ISSN 0386—5875

土木研究所資料 第2162号

土木研究所資料

設計水平震度が橋梁建設費に及ぼす影響

昭和60年1月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright ©1985 by P. W. R. I.

All rights reserved, No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

設計水平震度が橋梁建設費に及ぼす影響

耐震研究室長 川 島 一 彦

日本道路公団八代工事事務所長
荒 川 直 士*

要 旨

道路橋の設計では、上部構造の構造、寸法が耐震上の配慮から定められることは稀であるが、橋脚および基礎の寸法、諸元は大部分耐震設計によって決められている。本報告は、現行の道路橋の設計体系の中で、設計震度が変わるとどの程度の影響が生じるかを、橋梁の建設費の面から検討した結果をとりまとめたものである。検討対象は、比較的建設頻度の高いスパン 30 m の 3 径間連続橋（2 車線）とし、上部工種別（鋼鈑桁、P C 桁）、橋脚高さ（10 m、20 m）、支持層深さ（10 m、20 m、40 m）、地盤のかたさ（4 通り）、設計水平震度（0.1、0.2、0.3、0.4、0.5）等を変化させて建設費を算出した。この結果、直接基礎では、設計震度が大きくなっても建設費の増加割合は比較的小さいこと、杭基礎およびケーソン基礎の場合には、設計水平震度の増加に伴う建設費の増加割合は地盤条件により大きく変化すること等がわかった。これらの検討結果に基づき、数量化 I 理論を用いて、ケーソン基礎および杭基礎を用いた場合につき、設計水平震度の増加に伴う建設費の増加割合の推定法を提案した。

キーワード 耐震設計，道路橋，設計水平震度影響係数

* 前 振動研究室長

目 次

1. 概 説	1
2. 検討対象とした道路橋	2
3. 設計条件	3
3-1 上部工	3
3-1-1 鋼鈑桁	3
3-1-2 P C 桁	5
3-2 橋 台	6
3-2-1 直接基礎橋台	6
3-2-2 くい基礎橋台	7
3-3 橋 脚	8
3-3-1 固 定 橋 脚 (鋼鈑桁, $H = 10\text{ m}$ の場合)	8
3-3-2 固 定 橋 脚 (P C 桁, $H = 10\text{ m}$ の場合)	9
3-3-3 固 定 橋 脚 (鋼鈑桁, $H = 20\text{ m}$ の場合)	11
3-3-4 固 定 橋 脚 (P C 桁, $H = 20\text{ m}$ の場合)	12
3-3-5 可 動 橋 脚 (鋼鈑桁, $H = 10\text{ m}$ の場合)	14
3-3-6 可 動 橋 脚 (P C 桁, $H = 10\text{ m}$ の場合)	15
3-3-7 可 動 橋 脚 (鋼鈑桁, $H = 20\text{ m}$ の場合)	17
3-3-8 可 動 橋 脚 (P C 桁, $H = 20\text{ m}$ の場合)	18
3-3-9 かけ違い橋脚 (鋼鈑桁, $H = 10\text{ m}$ の場合)	19
3-3-10 かけ違い橋脚 (P C 桁, $H = 10\text{ m}$ の場合)	21
3-3-11 かけ違い橋脚 (鋼鈑桁, $H = 20\text{ m}$ の場合)	22
3-3-12 かけ違い橋脚 (P C 桁, $H = 20\text{ m}$ の場合)	23
3-4 基礎工	25
3-4-1 直接基礎	25
3-4-2 くい基礎	25
3-4-3 ケーソン基礎	25
3-5 端部条件	32
3-6 工事費の算出	32

4. 下部工の設計の決定因子	34
5. 橋梁建設費に及ぼす設計水平震度の影響	45
5 - 1 設計水平震度影響係数の定数	45
5 - 2 設計水平震度影響係数の検討	67
5 - 3 数量化 I 理論を用いた設計水平震度影響係数の検討	78
6. 結 論	84

1. 概 説

我が国は世界第1級の地震国であり、地震災害の軽減を図るために各種公共土木施設に対しては、事前対策の一環として耐震性の向上を目的とした設計上の配慮が加えられてきている。道路橋は道路を構成する主要な構造物の1つであり、また、地震により一度被災した場合の復旧が容易ではないことを考慮して、古くから耐震設計が行われてきた。現在では、橋長200 m以下の道路橋の耐震設計は道路橋示方書V編耐震設計編によって行われている。

道路橋の設計では、上部工の構造、寸法が耐震上の配慮から定められることは稀であるが、橋脚および基礎の寸法、諸元は大部分が耐震設計により定められているといっても過言ではない。このような観点から、設計地震力を適切に見込むことは下部構造の耐震設計上非常に重要である。

道路橋に対する設計地震力は、従来から経験的に、標準設計震度を0.2とし、これに地盤種別、地域、構造特性、重要度による補正を加えることにより求められてきた。地震時に道路橋に生じる振動応答は、地震の規模、震央からの距離、建設地点の地盤条件、橋の構造特性等によって複雑に変化するが、こうした点については最近の研究成果により、かなり具体的な把握が可能となりつつある。このような研究成果を取り入れ、また、耐震設計上想定する地震の明確化を図るとともに、極めてまれに起こる大地震に対する耐震性の具体的な評価法を導入することを中心として、今後、合理的な設計震度の算定方式の開発が必要とされている。

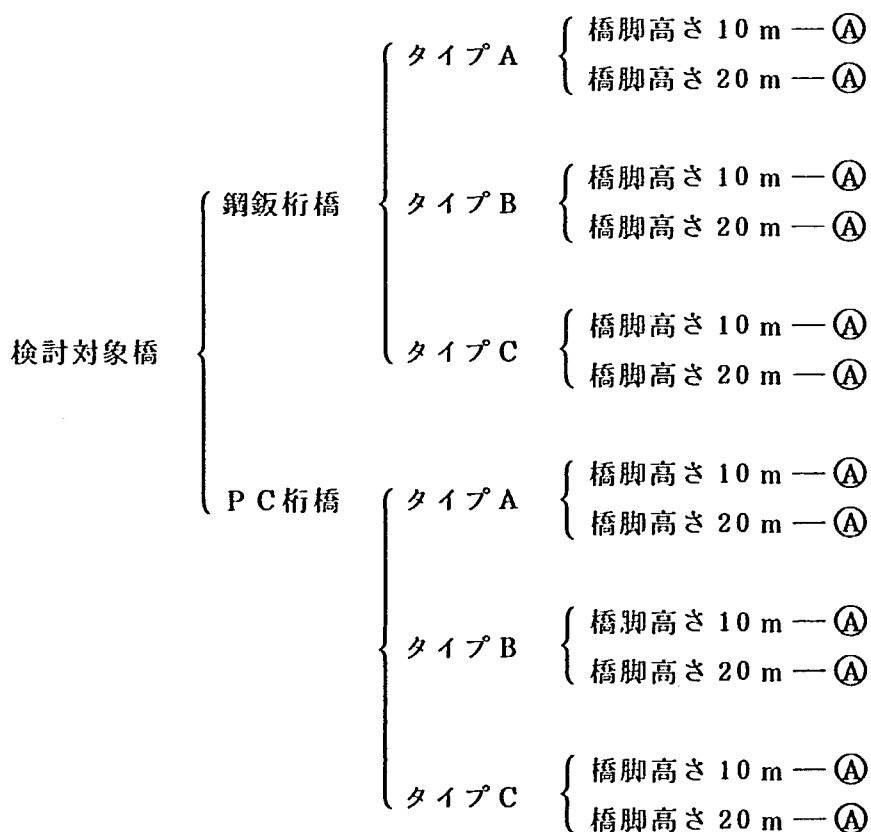
本調査は、上記の観点から現行の道路橋の耐震設計の中で、設計震度だけを変化させることによって、設計された道路橋にどの程度の違いが生じるかを主として建設費（工事費）の面から検討するために実施したものである。検討対象としては一般の道路橋を想定し、現在我が国において比較的建設頻度の高いスパン30 mの3径間連続橋（2車線）とした。

2. 検討対象とした道路橋

検討対象橋梁としては、できるだけ標準的な橋梁形式を対象するという観点から、以下の条件を選定した。

- 1) 支間長 30 m の 3 径間連続橋とする。
- 2) 上部工種別は、鋼鈑桁および P C 桁の 2 ケースとする。
- 3) 有効幅員は、9.75 m とする。
- 4) 橋台の高さは、10 m とする。
- 5) 橋脚の高さは、10 m、20 m の 2 ケースとする。
- 6) 基礎形式は、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎の 3 ケースとする。ただし、橋台は直接基礎もしくは杭基礎を用いることとし、ケーソン基礎を用いた橋台は、ここでは想定しない。
- 7) 橋脚の設計では、支持地盤の深さは 10 m、20 m、40 m の 3 ケースとする。
- 8) 地盤の支持力は、3 種類（直接基礎の場合）～4 種類（杭基礎、ケーソン基礎の場合）を想定する。
- 9) 端部条件としては、両端とも橋台（タイプ A）、橋台～かけ違い（タイプ B）、両端ともかけ違い（タイプ C）の 3 ケースとする。

以上より、検討対象橋梁は以下のようにまとめられる。



①	直接基礎		地震時地耐力	$q_a = 30 \text{ t/m}^2$
			"	$q_a = 45 \text{ t/m}^2$
			"	$q_a = 90 \text{ t/m}^2$
	杭基礎	支持地盤深さ 10 m	横方向地盤反力係数	$k = 0.2 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.6 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 1 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 3 \text{ kg/cm}^3$
		支持地盤深さ 20 m	横方向地盤反力係数	$k = 0.2 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.6 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 1 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 3 \text{ kg/cm}^3$
		支持地盤深さ 40 m	横方向地盤反力係数	$k = 0.2 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.6 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 1 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 3 \text{ kg/cm}^3$
	ケーソン基礎	支持地盤深さ 10 m	横方向ばね係数	$k = 0.14 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.40 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.67 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 2.01 \text{ kg/cm}^3$
		支持地盤深さ 20 m	横方向ばね係数	$k = 0.11 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.31 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.52 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 1.6 \text{ kg/cm}^3$
		支持地盤深さ 40 m	横方向ばね係数	$k = 0.09 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.27 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 0.44 \text{ kg/cm}^3$
			"	$k = 1.33 \text{ kg/cm}^3$

以上より、検討対象橋は合計 $12 \times 27 = 324$ ケースとなる。なお、試設計は、全て現行の道路橋示方書に従うものとし、その適用に際して判断を加えた事項については、次章以後に個々に示すこととする。また、工事費の積算は主要な積算項目についてだけ行うこととし、おおよその値をおさえることを目標とした。

3. 設 計 条 件

3 - 1 上部工

3 - 1 - 1 鋼鈑桁

検討の対象としたのは図 3 - 1 に示すように，有効幅員 9.75 m の鋼鈑桁で，3 主桁とした。
単位長さ当りの重量は以下の通りとなる。

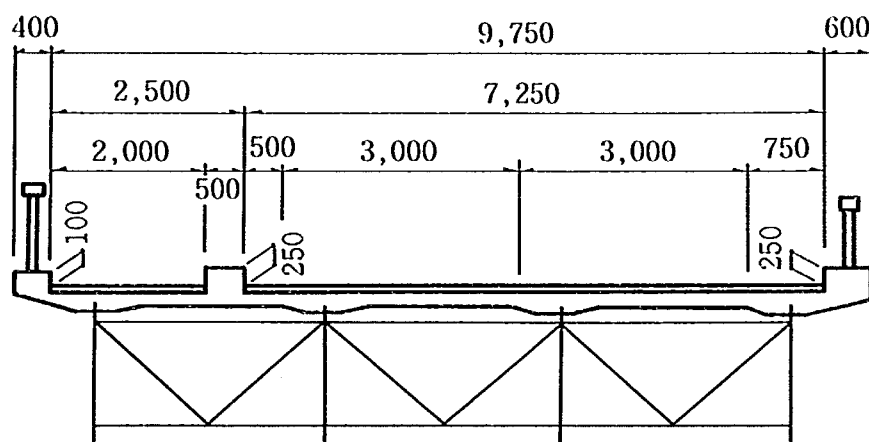


図 3 - 1 検討対象とした鋼鈑桁の断面形状

舗 装	$0.08 \times (2.00 + 7.50)$	$\times 2.3 = 1.748 \text{ t/m}$
床 版	0.21×10.00	$\times 2.5 = 5.250 \text{ t/m}$
地 覆 (1)	0.39×0.40	$\times 2.5 = 0.390 \text{ t/m}$
地 覆 (2)	0.54×0.60	$\times 2.5 = 0.810 \text{ t/m}$
歩車分離	0.33×0.50	$\times 2.5 = 0.413 \text{ t/m}$
ハンチ(1)	$1/2 \times (1.20 + 0.60) \times 0.10 \times 2.5$	$= 0.225 \text{ t/m}$
ハンチ(2)	$1/2 \times (1.90 + 0.60) \times 0.10 \times 2.5$	$= 0.313 \text{ t/m}$
高 欄	2×0.05	$= 0.100 \text{ t/m}$
仮定鋼重	10.00×0.160	$= 1.600 \text{ t/m}$
		$\Sigma w_{di} = 10.849 \text{ t/m}$

これより，死荷重強度を $w = 10.849 \text{ t/m}$ と見込み，図 3 - 2 の支持条件で下部工設計用の上部工反力を求めた。この結果を表 3 - 1 に示す。

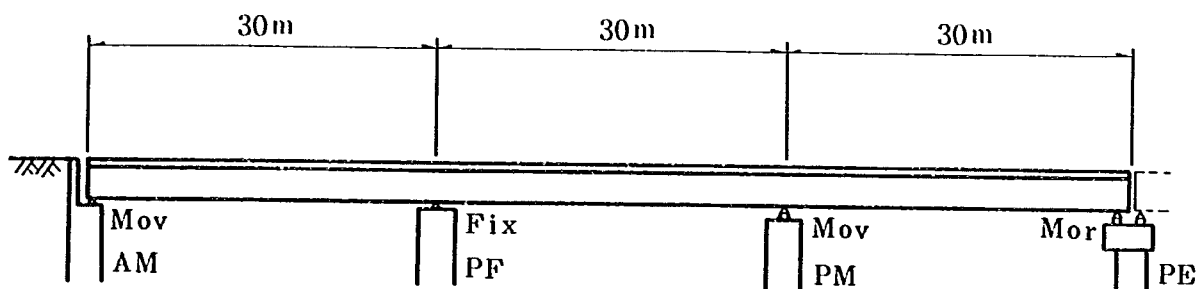


図 3 - 2 下部工設計用上部工反力の計算に用いた支持条件

表 3 - 1 下部工設計用上部工反力 (鋼鈑桁)

記 号	方 向	鉛直反力 R_v	水 平 反 力				
			$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
AM	橋 軸	130.2	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5
	直 角	—	—	—	—	—	—
PF	橋 軸	358.0	97.6	195.3	292.9	390.6	488.2
	直 角	358.0	35.8	71.6	107.4	143.2	179.0
PM	橋 軸	358.0	53.7	53.7	53.7	53.7	53.7
	直 角	358.0	35.8	71.6	107.4	143.2	179.0
PE	橋 軸	260.4	39.1	39.1	39.1	39.1	39.1
	直 角	260.4	26.0	52.1	78.1	104.2	130.2

注) 可動支承 (Mov) として BP 沓を使用することと、摩擦係数として $\mu = 0.15$ を見込む。

3 - 1 - 2 P C 桁

上部工は建設省制定標準設計によるものとし、P C ポストテンション T 桁橋とする。支間、幅員をそれぞれ約 30 m、約 10 m と想定すると、図 3 - 3 がこれに該当する。死荷重強度は表 3 - 2 から $253.5 \times 2/30 = 16.9 \text{ t/m}$ と見込む。これより、図 3 - 2 に示した支持条件で、下部工設計用の上部工反力を求めると表 3 - 3 のようになる。

表 3 - 2 P C ポステン桁の荷重

		Ⓔ1 (t)	Ⓔ2 (t)	Ⓔ3 (t)	Ⓔ4 (t)	Ⓔ5 (t)	Ⓔ6 (t)	—	全体反力 (t)	幅 当 り (t/m)
死 荷 重		47.1	43.6	42.1	41.1	39.1	40.4	—	253.5	23.6
活荷重	線荷重	2.9	4.2	10.6	10.7	10.7	7.5	—	32.3	3.0
	等分布	3.6	5.2	7.8	8.9	10.3	10.4	—	34.4	3.2
群 集 荷 重		6.7	5.0	2.2	1.0	0.1	0.0	—	13.5	1.3
合 計		60.3	58.0	62.7	61.7	60.2	58.3	—	333.7	31.1

地域区分 ---- 橋梁部 (2車線)

C, D

幅員番号 ---- ⑥

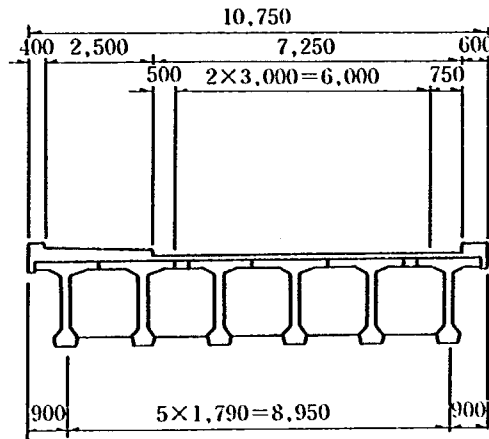


図 3 - 3 PCポステン桁

表 3 - 3 下部工設計用上部工反力 (PCT桁)

記号	方向	鉛直反力 R_v	水平反力				
			$k_H=0.1$	$k_H=0.2$	$k_H=0.3$	$k_H=0.4$	$k_H=0.5$
AM	橋軸	253.5	38.0	38.0	38.0	38.0	38.0
PF	橋軸	557.7	152.1	304.2	456.3	608.4	160.5
	直角	557.7	55.8	111.5	167.3	223.1	278.9
PM	橋軸	557.7	83.7	83.7	83.7	83.7	83.7
	直角	557.7	55.8	111.5	167.3	223.1	278.9
PE	橋軸	405.6	60.8	60.8	60.8	60.8	60.8
	直角	405.6	40.6	81.1	121.7	162.2	202.8

3 - 2 橋台

3 - 2 - 1 直接基礎を用いた橋台

1) 逆T式橋台

設計水平震度 k_H が 0.1 ~ 0.2 と比較的小さい場合、もしくは、地耐力が小さい場合には、図 3 - 4 に示すように逆 T 式橋台を用いるものとし、i) 地盤支持力度の検討、ii) 転倒に対する検討、iii) 滑動に対する検討、の三者から断面寸法を定めるものとする。なお、計算では初期のフーチング幅 B_0 を 3 m とし、これにより上記条件を満たさない場合には、順次 $\Delta B = 1$ m ずつフーチング幅を増加させることとした。ただし、前趾長 B_1 は 0.5 m, 1 m, 1.5 m, 2.0 m の 4 種類とし、最大値を 2 m に限定した。これは、橋台前面の土地利用上、一般にあまり大きなフーチングを作れないことが多いことを考慮したものである。

2) 箱式橋台

設計水平震度 k_H がある程度以上大きくなると、図 3 - 4 のような逆 T 型橋台では、フーチング幅の増大により後趾上の土の質量に伴う慣性力が増大するため、前趾長 B_1 を 2 m に限

定するとトータルのフーチング寸法が非常に大きくなる。このため、設計水平震度 $k_H \geq 0.3$ の場合には、図 3-5 に示すような箱式橋台を用いることとした。

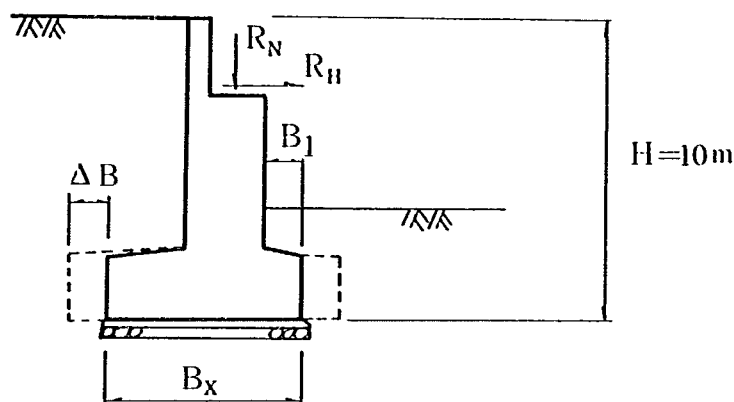


図 3-4 逆 T 式橋台

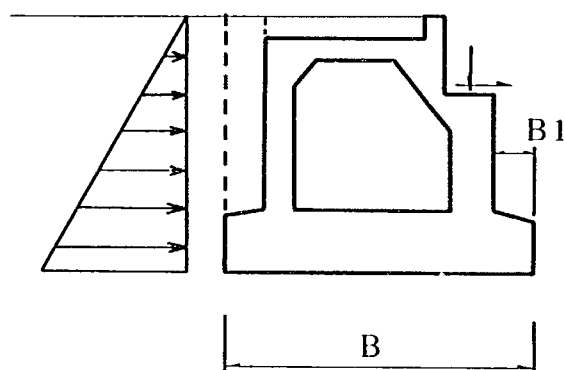


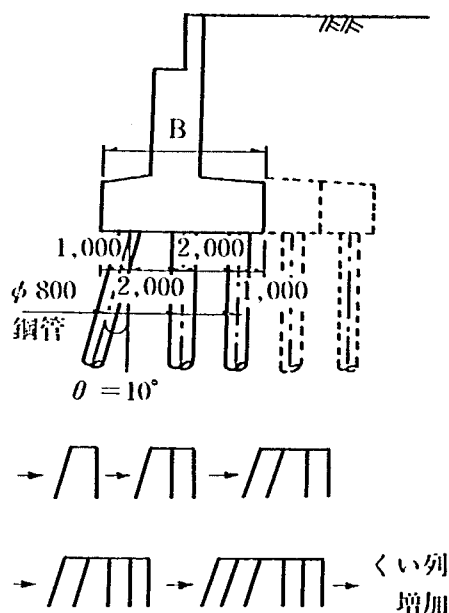
図 3-5 箱式橋台

3-2-2 くい基礎を用いた橋台

くい基礎橋台においても直接基礎橋台の場合と同様に、設計水平震度が大きくなると、図 3-6 のような形式では、現実的な規模では設計が決まらない場合が多い。そこで、このような場合には、図 3-7 のように箱式橋台を用いることとした。

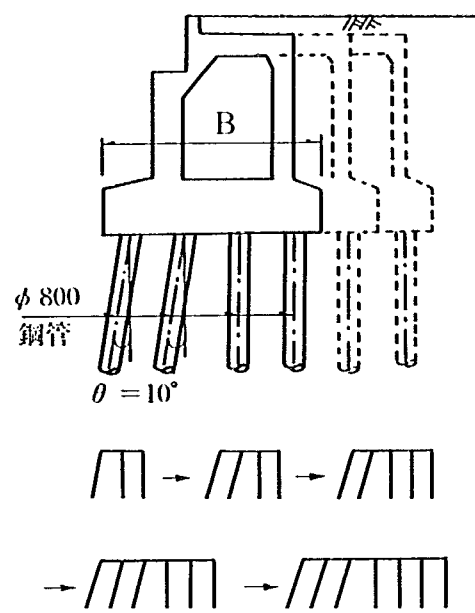
また、橋台のように常時の土圧による水平力を受ける構造物においては、斜杭が有利なため、斜角 10 度の斜杭を用いるものとした。ただし、斜杭の列数は総列数の半数以下とし、図 3-6、図 3-7 に示したようにくい列を増加させることとした。なお、くいとしては $\phi 800 \text{ mm}$ 、板厚 $t = 9 \sim 16 \text{ mm}$ の鋼管杭を用いることとし、この範囲でなお断面が不足する場合には、 $\phi 1000 \text{ mm}$ とした。

安定の照査は、ⅰ) 押込み支持力、ⅱ) 引抜き支持力、ⅲ) 水平支持力の 3 者により行った。



フーチング巾Bの変化は
4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 20 m

図 3 - 6 くい基礎橋台



フーチング巾Bの変化は
6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20 m

図 3 - 7 くい基礎橋台 (箱式)

3 - 3 橋脚

3 - 3 - 1 固定橋脚 (鋼鈹桁, H = 10 m の場合)

仮定した橋脚躯体部の断面寸法は図 3 - 8 の通りであり, 曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 4 のようになる。これより概略の数量を求めると表 3 - 5 のようになる。なお, 図 3 - 9 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

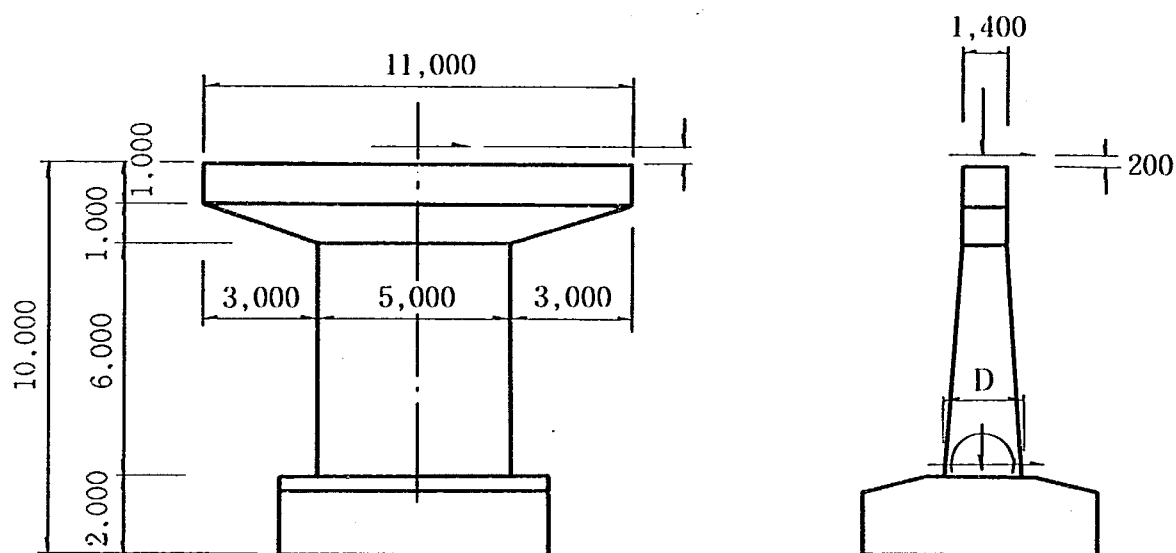


図 3 - 8 固定橋脚 (鋼鈹桁, H = 10 m)

表 3 - 4 曲げモーメント (tm) および柱付根寸法 (cm)

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲 げ モー メント (tm)	上部工反力による(8.2)	800.3	1601.5	2401.8	3202.9	4003.2
	躯体 ①による(7.5)	31.6	63.1	94.7	126.3	157.9
	躯体 ②による(6.7)	18.8	37.5	56.3	75.0	93.8
	躯体 ③による(3.0)	31.5	63.0	94.5	126.0	157.5
	合 計	882.2	1765.1	2647.3	3530.2	4412.4
	単位幅当たり M_0	176.4	353.0	529	706	882
柱付根寸法 D (cm)(充実)		100	130	160	190	220

表 3 - 5 概略数量

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 (m ³)	56.6	65.6	78.4	84.1	102.9
型 枠 面 積 C_1 (m ²)	110.7	114.3	123.4	135.3	142.3
鉄 筋 量 C_2 (t)	3.68	4.59	5.88	6.73	8.75

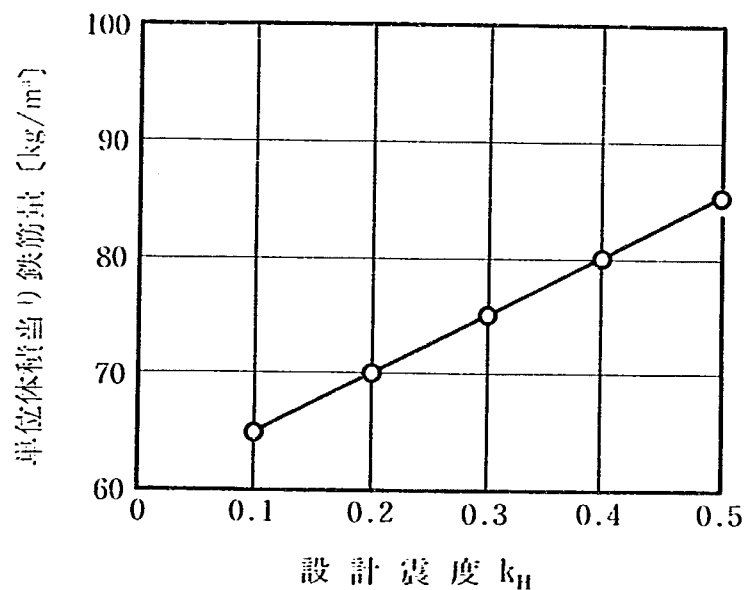


図 3 - 9 仮定した単位コンクリート体積当りの鉄筋量

3 - 3 - 2 固定橋脚 (P C桁, H = 10 m の場合)

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 10 の通りであり、曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 6 のようになる。ただし、 $k_H \geq 0.4$ の場合には中空とする。これより、概略の数量を求めると表 3 - 7 のようになる。図 3 - 11 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

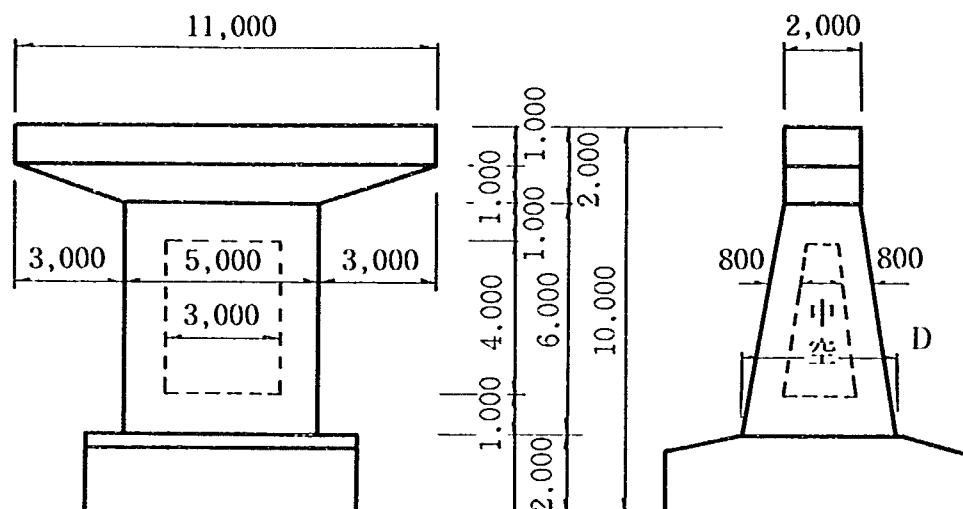


図 3 - 10 固定橋脚 (P C 桁, H = 10 m)

表 3 - 6 曲げモーメントおよび柱付根寸法

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント ($t\cdot m$)	上部工反力による(8.2)	1247 $t\cdot m$	2494	3742	4981	6236
	単位幅当たり M_0	249	499	748	996	1247
柱付根寸法 D (cm) (充実)		120 (充実)	150 (充実)	210 (充実)	320 (中空)	350 (中空)

表 3 - 7 概略数量

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 (m^3)	60.6	74.3	99.5	105.2	106.4
型枠面積 C_1 (m^2)	112.4	119.5	139.2	178.8	181.1
鉄筋量 C_2 (t)	3.94	5.20	7.46	9.99	10.64

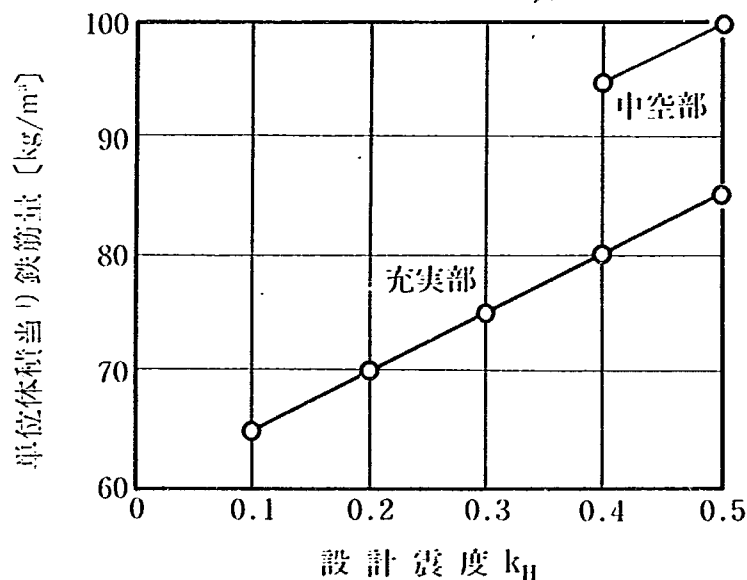


図 3 - 11 仮定した単位コンクリート体積当りの鉄筋量

3-3-3 固定橋脚（鋼鈹桁， $H = 20\text{ m}$ の場合）

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図3-12の通りであり，曲げモーメントおよび柱付根寸法は表3-8のようになる。ただし， $k_H \geq 0.2$ の場合には中空とする。これより，概略の数量を求めると表3-9のようになる。図3-13は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

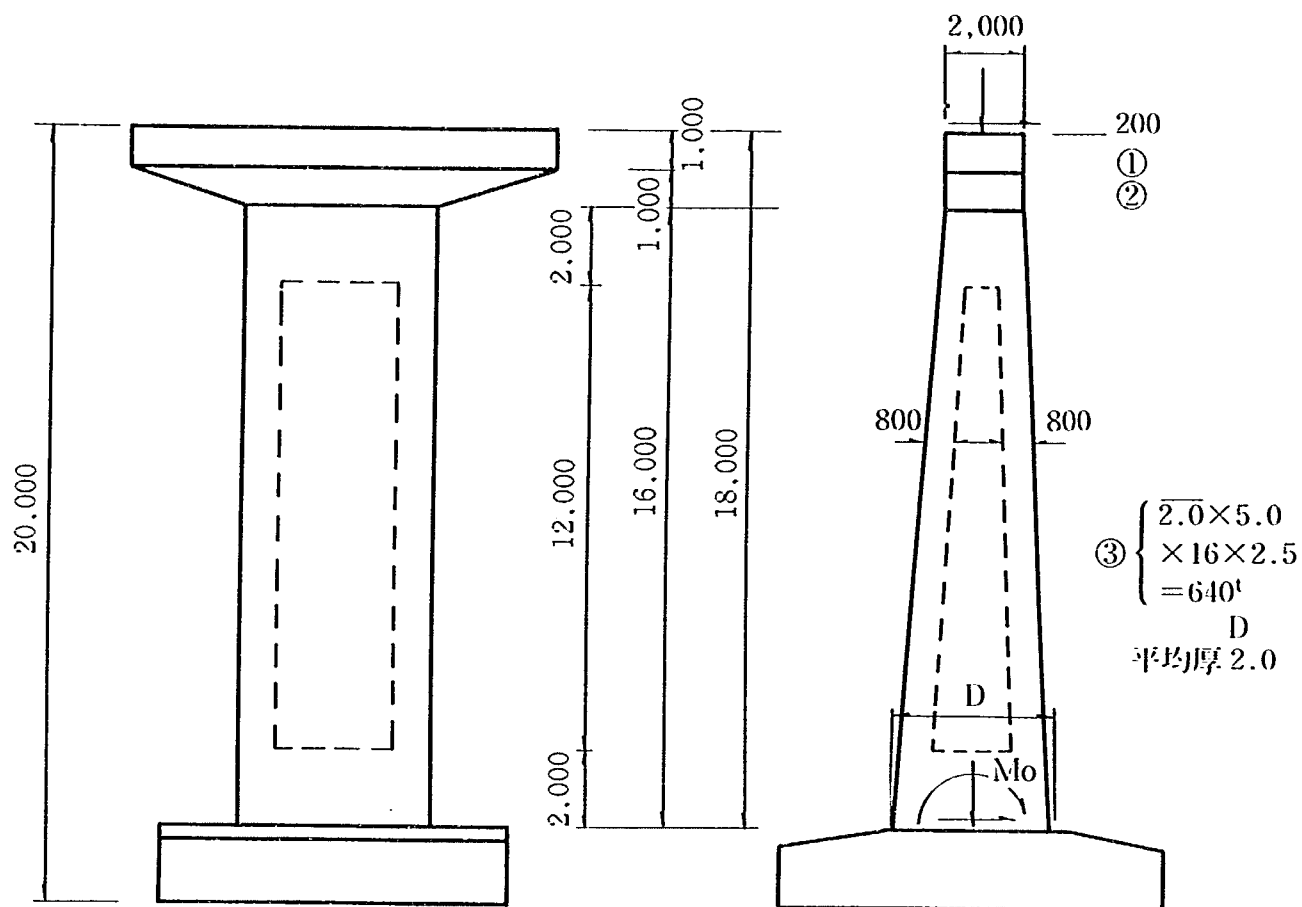


図3-12 固定橋脚（鋼鈹桁， $H = 20\text{ m}$ ）

表3-8 曲げモーメントおよび柱付根寸法（鋼鈹桁， $H = 20\text{ m}$ ）

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント (tm)	上部工反力による(18.2)	1776	3554	5331	7109	8885
	躯体 ①による(17.5)	96	193	289	385	481
	躯体 ②による(16.7)	67	134	200	267	334
	躯体 ③による(8.0)	512	1024	1536	2048	2560
	合 計	2451	4905	7356	9809	12260
	単位幅当たり M_0	490	981	1471	1962	2452
柱付根寸法 D (cm) (充実)		150 (充実)	320 (中空)	350 (中空)	370 (中空)	400 (中空)

表 3 - 9 概略数量 (鋼鈹桁, $H = 20 \text{ m}$)

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 $C_0 (\text{m}^3)$	148.6	213.6	220.2	224.6	231.2
型 枠 面 積 $C_1 (\text{m}^2)$	258.5	396.8	405.6	412.3	421.6
鉄 筋 量 $C_2 (\text{t})$	11.89	18.16	19.82	21.34	23.12

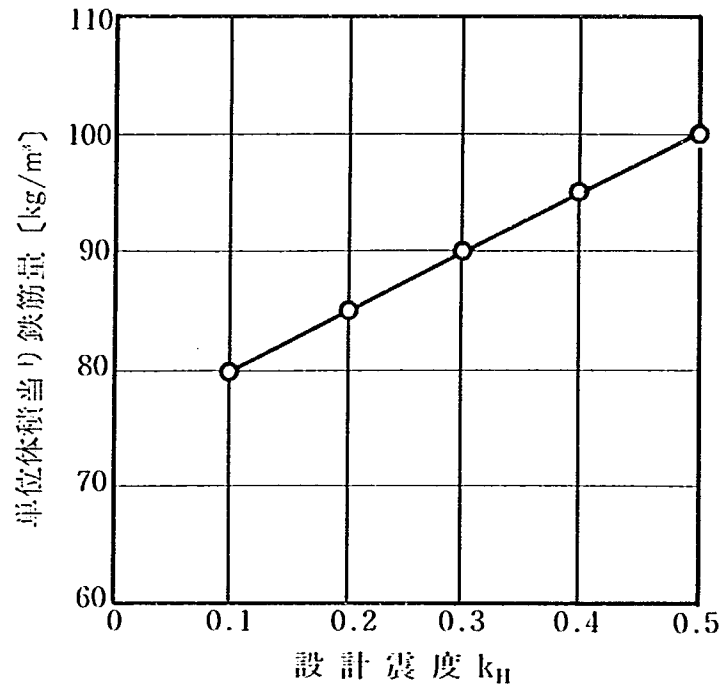


図 3 - 13 仮定した単位コンクリート体積当りの鉄筋量 (鋼鈹桁, $H = 20 \text{ m}$)

3 - 3 - 4 固定橋脚 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$ の場合)

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 14 の通りであり, 曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 10 のようになる。ただし, $k_H \geq 0.2$ の場合には中空とする。これより, 概略の数量を求めると表 3 - 11 のようになる。図 3 - 15 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

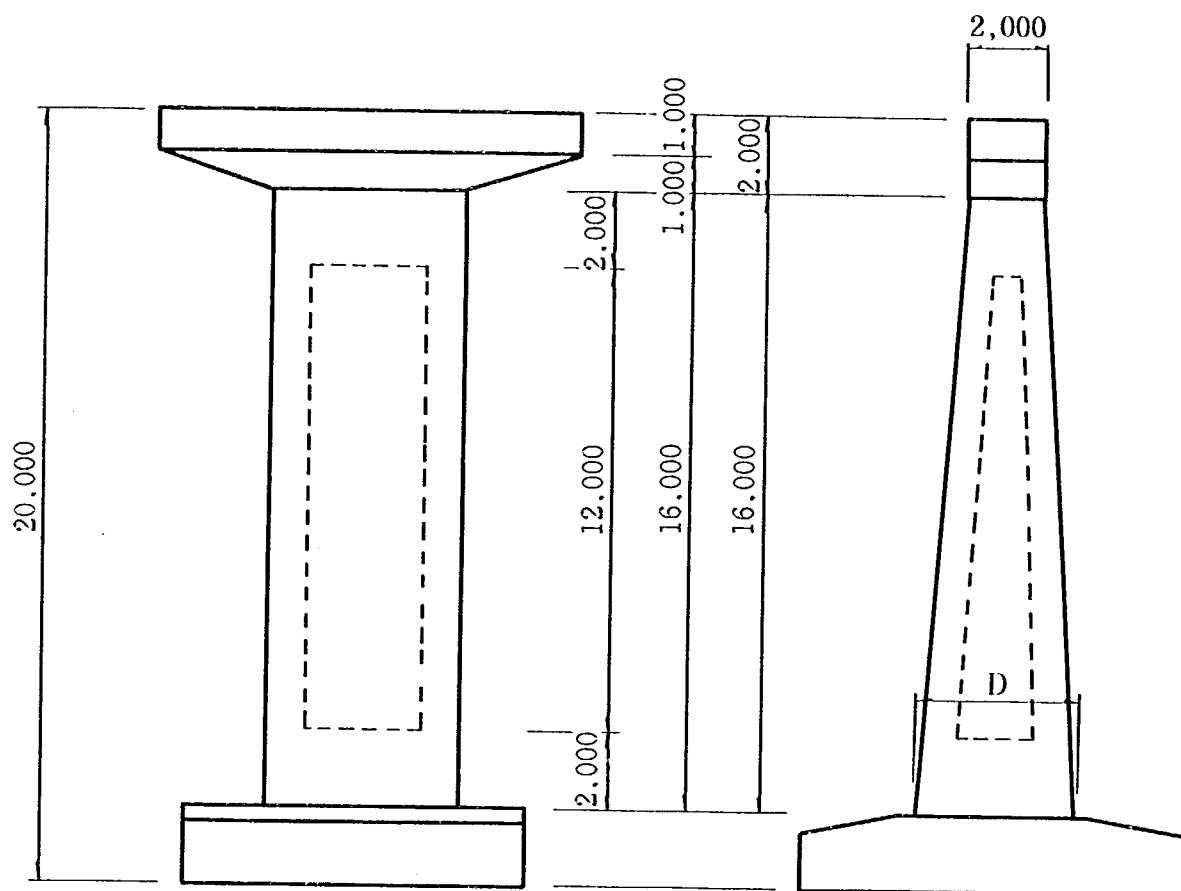


図 3 - 14 固定橋脚 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$)

表 3 - 10 曲げモーメントおよび柱付根寸法 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$)

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント (tm)	上部工反力による (18.2)	2768	5536	8305	11073	13841
	躯体 ①による (17.5)	96	193	289	385	481
	躯体 ②による (16.7)	67	134	200	267	334
	躯体 ③による (8.0)	512	1024	1536	2048	2560
	合 計	3443	6887	10330	13773	17216
	単位幅当たり M_0	689	1377	2066	2755	3443
柱付根寸法 D (cm) (充実)		180 (充実)	340 (中空)	380 (中空)	420 (中空)	470 (中空)

表 3 - 11 概略数量 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$)

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 (m ³)	178.3	218.0	226.8	235.6	246.6
型 枠 面 積 C_1 (m ²)	270.6	403.0	415.4	427.8	443.3
鉄 筋 量 C_2 (t)	14.26	18.53	20.41	22.38	24.66

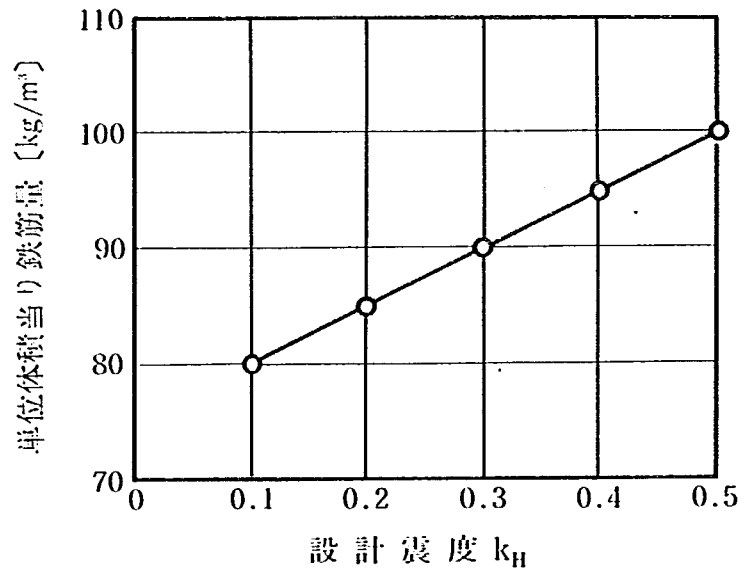


図 3 - 15 仮定した単位コンクリート体積当りの鉄筋量 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$)

3 - 3 - 5 可動橋脚 (鋼鈑桁, $H = 10 \text{ m}$ の場合)

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 16 の通りであり、曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 12 のようになる。これより、概略の数量を求めると表 3 - 13 のようになる。図 3 - 17 は、単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

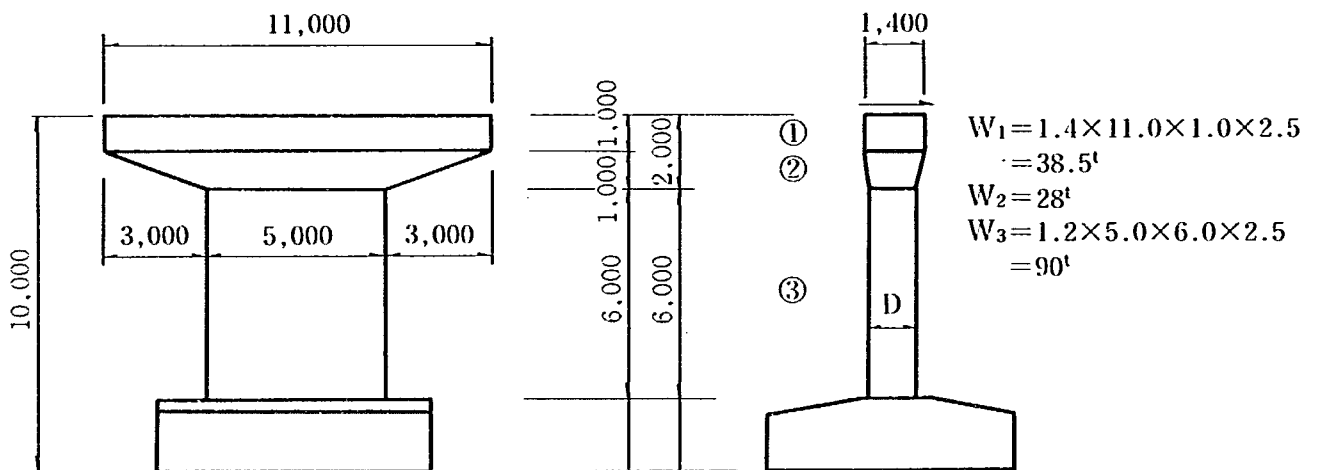


図 3 - 16 可動橋脚 (鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$)

表 3 - 12 曲げモーメントおよび柱付根寸法 (鋼鈹桁, $H = 10 \text{ m}$)

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント (tm)	上部工反力による (8.2)	440.3	440.3	440.3	440.3	440.3
	躯体 ① による (7.5)	28.9	57.8	86.6	115.5	144.4
	躯体 ② による (6.7)	18.8	37.5	56.3	75.0	93.8
	躯体 ③ による (3.0)	27.0	54.0	81.0	108.0	135.0
	合 計	515	590	664	739	814
	単位幅 当たり M_o	103	118	133	148	163
柱付根寸法 D (cm) (充実)		100	100	100	100	100

表 3 - 13 概略数量 (鋼鈹桁, $H = 10 \text{ m}$)

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート 体積 C_o (m^3)	56.6	56.6	56.6	56.6	56.6
型 枠 面 積 C_1 (m^2)	110.7	110.7	110.7	110.7	110.7
鉄 筋 量 (t)	3.11	3.40	3.67	3.96	4.25

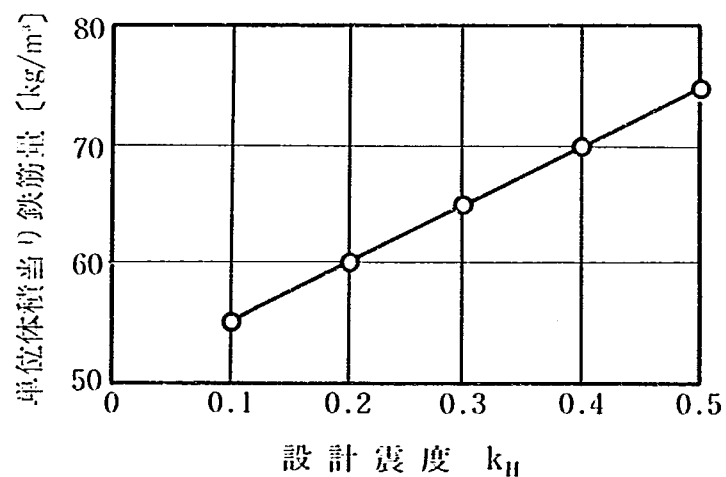


図 3 - 17 仮定した単位コンクリート体積当りの鉄筋量 (鋼鈹桁, $H = 10 \text{ m}$)

3 - 3 - 6 可動橋脚 (P C 桁, $H = 10 \text{ m}$ の場合)

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 18 の通りであり, 曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 14 のようになる。これより, 概略の数量を求めると表 3 - 15 のようになる。図 3 - 19 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

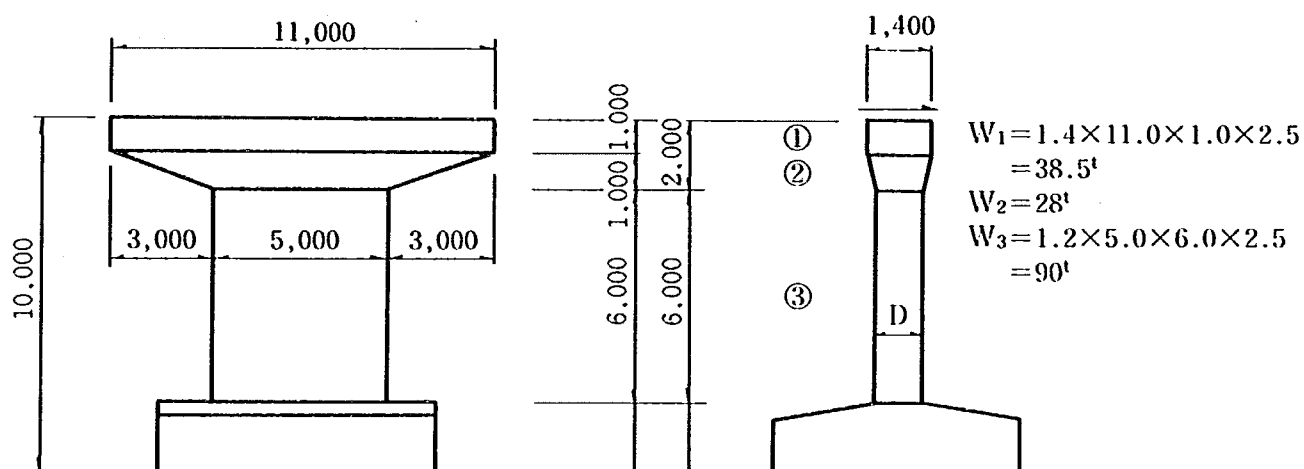


図 3 - 18 可動橋脚 (P C 桁, H = 10 m)

表 3 - 14 曲げモーメントおよび柱付根寸法 (P C 桁, H = 10 m)

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント (t m)	上部工反力による (8.2)	686.3	686.3	686.3	686.3	686.3
	躯体 ① による (7.5)	28.9	57.8	86.6	115.5	144.4
	躯体 ② による (6.7)	18.8	37.5	56.3	75.0	93.8
	躯体 ③ による (3.0)	27.0	54.0	81.0	108.0	135.0
	合 計	761	836	910	985	1060
	単位幅当たり M_0	152	167	182	197	212
柱付根寸法 D (cm)(充実)		110	110	110	110	110

表 3 - 15 概略数量 (P C 桁, H = 10 m)

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 (m ³)	59.6	59.6	59.6	59.6	59.6
型 枠 面 積 C_1 (m ²)	122.8	122.8	122.8	122.8	122.8
鉄 筋 量 C_2 (t)	3.28	3.58	3.87	4.17	4.47

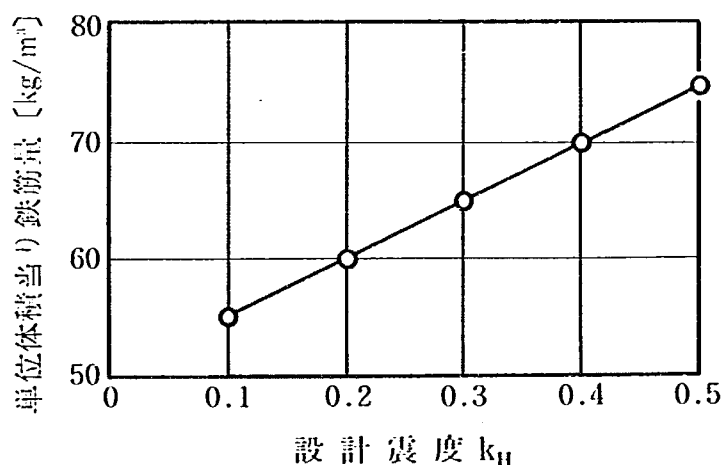


図 3 - 19 仮定した単位鉄筋コンクリート体積当りの鉄筋量 (P C 桁, H = 10 m)

3-3-7 可動橋脚（鋼鈹桁，H = 20 m）

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図3-20の通りであり，曲げモーメントおよび柱付根寸法は表3-16のようになる。これより，概略の寸法を求めると表3-17のようになる。図3-21は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

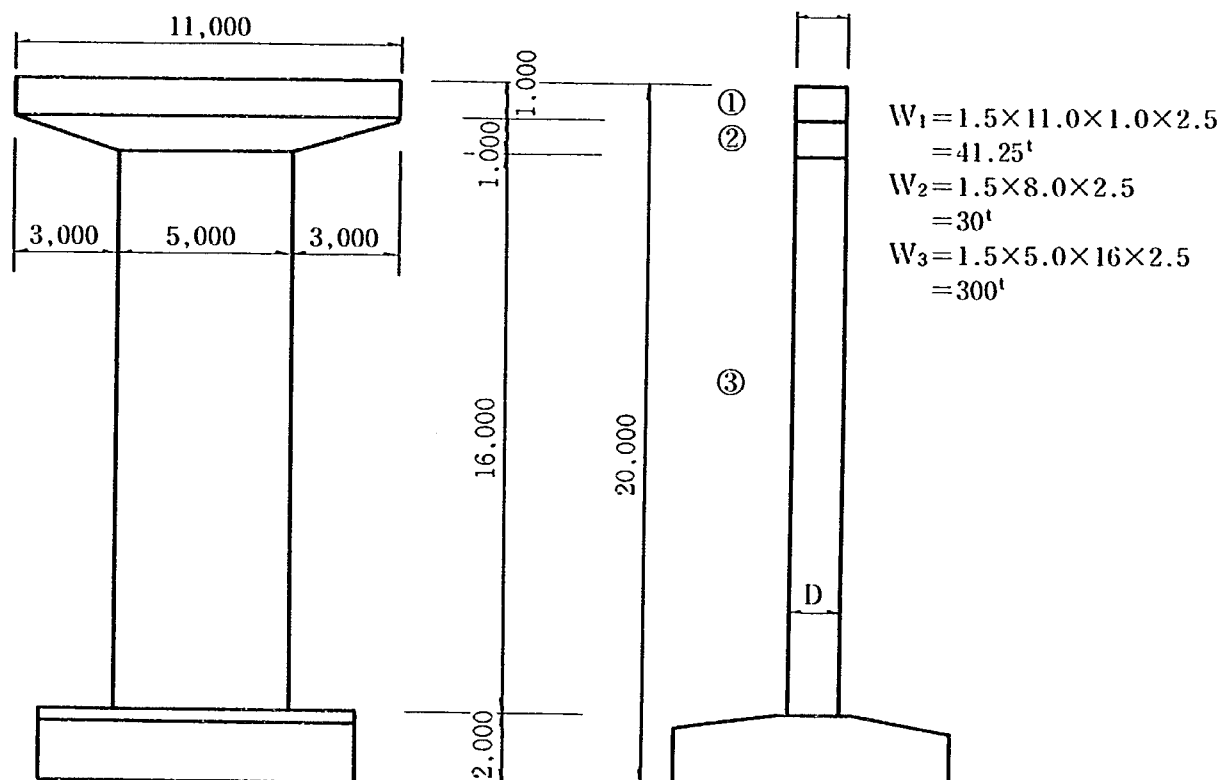


図3-20 可動橋脚（鋼鈹桁，H = 20 m）

表3-16 曲げモーメントおよび柱付根寸法（鋼鈹桁，H = 20 m）

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント 〔tm〕	上部工反力による(18.2)	977.3	977.3	977.3	977.3	977.3
	躯体 ①による(17.5)	71.2	142	213	285	356
	躯体 ②による(16.7)	50.1	100	150	200	250
	躯体 ③による(8.0)	240	480	720	960	1200
	合 計	1339	1699	2060	2422	2783
	単位幅当たり M_0	268	340	412	484	557
柱付根寸法 D 〔cm〕(充実)		120	130	140	150	160

表3-17 概略数量（鋼鈹桁，H = 20 m）

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 〔m ³ 〕	118.8	128.7	138.6	148.5	158.4
型 枠 面 積 C_1 〔m ² 〕	246.4	250.4	254.4	258.5	262.5
鉄 筋 量 C_2 〔t〕	8.32	9.65	11.09	12.62	14.26

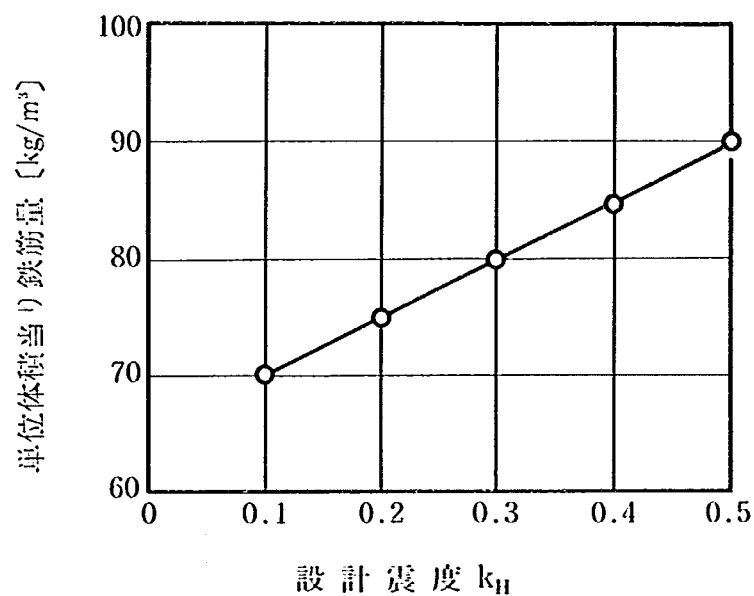


図 3 - 21 仮定した単位鉄筋コンクリート体積当りの鉄筋量（鋼鉄桁， $H = 20$ m）

3 - 3 - 8 可動橋脚（P C 桁， $H = 20$ m）

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 22 の通りであり，曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 18 のようになる。これより，概略の寸法を求めると表 3 - 19 のようになる。図 3 - 23 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

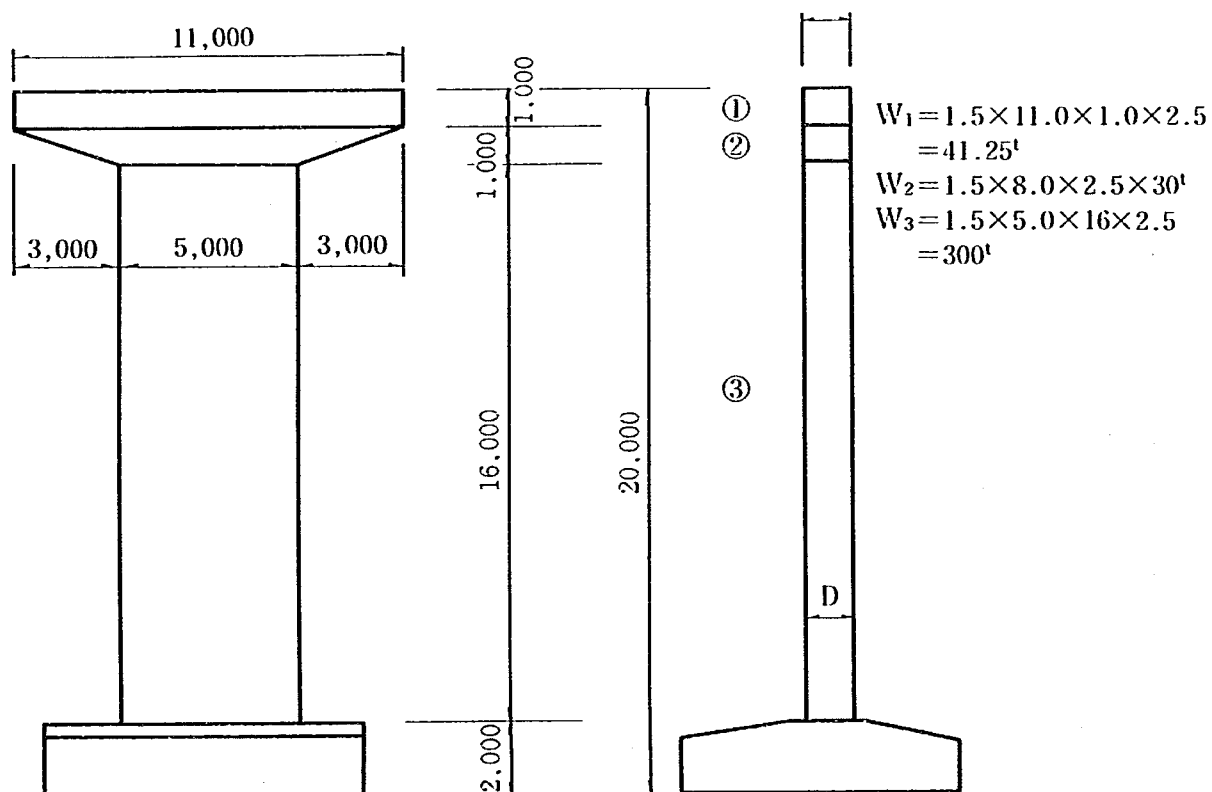


図 3 - 22 可動橋脚（P C 桁， $H = 20$ m）

表 3 - 18 曲げモーメントおよび柱付根寸法 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$)

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント 〔t m〕	上部工反力による (18.2)	1523.3	1523.3	1523.3	1523.3	1523.3
	躯体 ①による (17.5)	71.2	142	213	285	356
	躯体 ②による (16.7)	50.1	100	150	200	250
	躯体 ③による (8.0)	240	480	720	960	1200
	合 計	1885	2245	2606	2968	3329
	単位幅当たり M_0	377	449	521	594	666
柱付根寸法 D 〔cm〕(充実)		130	140	150	160	170

表 3 - 19 概略数量 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$)

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 〔 m^3 〕	128.7	138.6	148.5	158.4	168.3
型 枠 面 積 C_1 〔 m^2 〕	250.4	254.4	258.5	262.5	266.5
鉄 筋 量 C_2 〔t〕	9.01	10.40	11.88	13.46	15.15

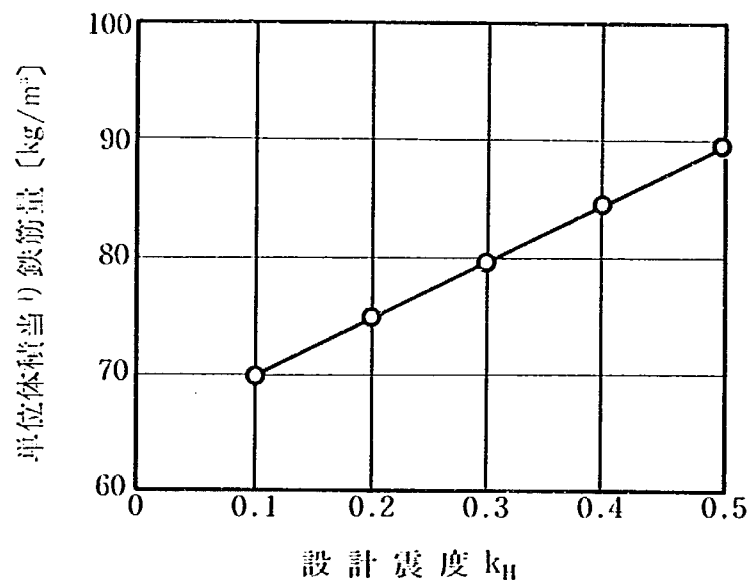


図 3 - 23 仮定した単位鉄筋コンクリート当りの鉄筋量 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$)

3 - 3 - 9 かけ違い橋脚 (鋼鈑桁, $H = 10 \text{ m}$)

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 24 の通りであり, 曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 20 のようになる。これより, 概略の寸法を求めると表 3 - 21 のようになる。図 3 - 25 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

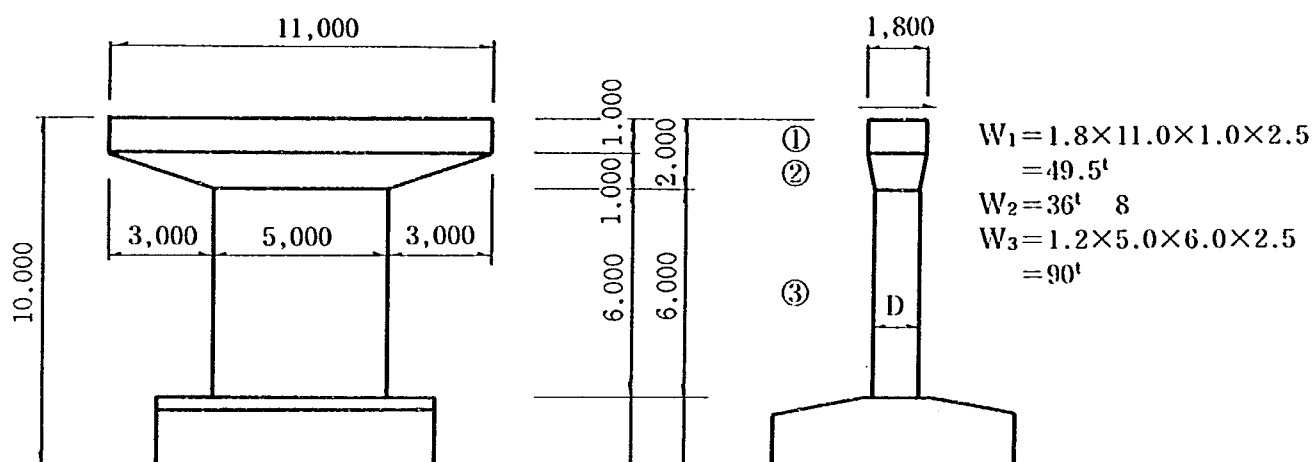


図 3 - 24 かけ違い橋脚（鋼鈑桁，H = 10 m）

表 3 - 20 曲げモーメントおよび柱付根寸法（鋼鈑桁，H = 10 m）

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント 〔tm〕	上部工反力による (8.2)	321	321	321	321	321
	躯体 ①による (7.5)	37	74	111	149	186
	躯体 ②による (6.7)	24	48	72	96	121
	躯体 ③による (3.0)	27	54	81	108	135
	合 計	409	497	585	674	763
	単位幅当たり M_0	82	99	117	135	153
柱付根寸法 D〔cm〕(充実)		100	100	100	100	100

表 3 - 21 概略数量（鋼鈑桁，H = 10 m）

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 〔m ³ 〕	64.2	64.2	64.2	64.2	64.2
型 枠 面 積 C_1 〔m ² 〕	125.0	125.0	125.0	125.0	125.0
鉄 筋 量 C_2 〔t〕	3.53	3.85	4.17	4.49	4.82

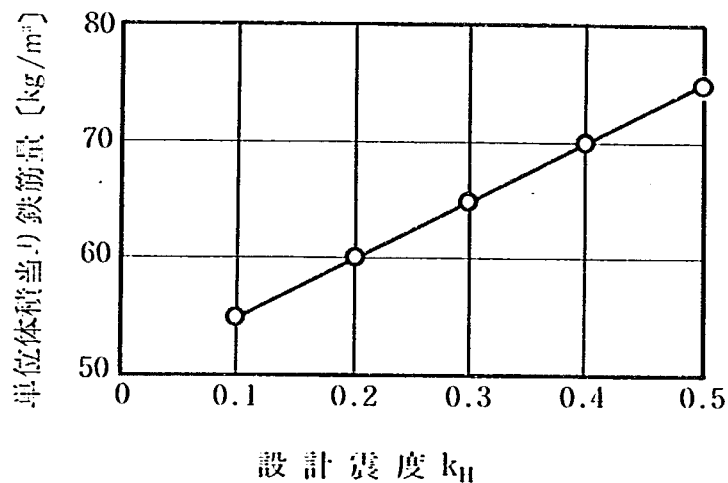


図 3 - 25 仮定した単位鉄筋コンクリート当りの鉄筋量 (鋼鉄桁, $H = 10$ m)

3 - 3 - 10 かけ違い橋脚 (P C 桁, $H = 10$ m)

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 26 の通りであり, 曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 22 のようになる。これより, 概略の寸法を求めると表 3 - 23 のようになる。図 3 - 27 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

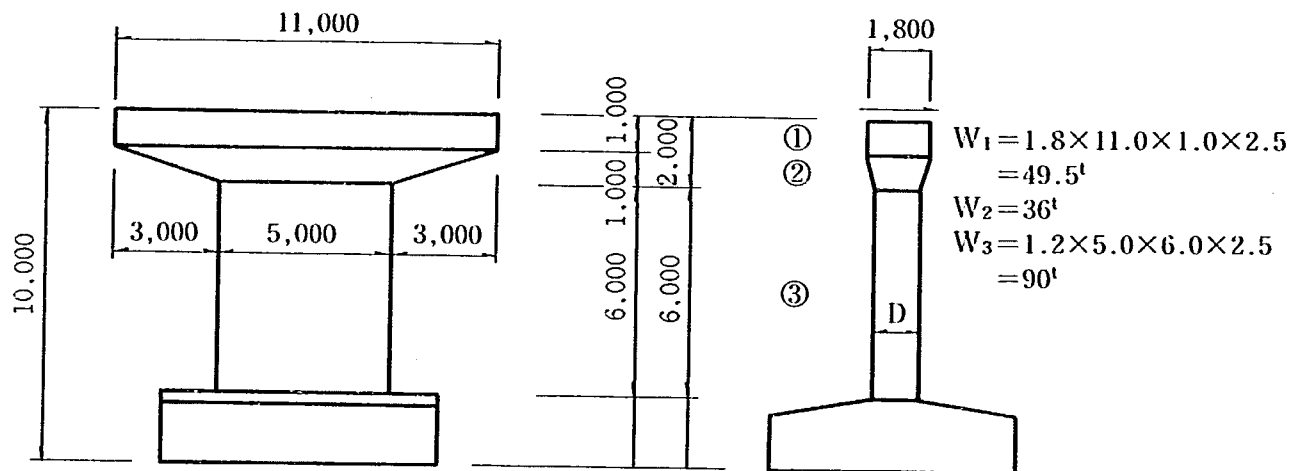


図 3 - 26 かけ違い橋脚 (P C 桁, $H = 10$ m)

表 3 - 22 曲げモーメントおよび柱付根寸法 (P C 桁, $H = 10$ m)

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント (tm)	上部工反力による (8.2)	499	499	499	499	499
	躯体 ①による (7.5)	37	74	111	149	186
	躯体 ②による (6.7)	24	48	72	96	121
	躯体 ③による (3.0)	27	54	81	108	135
	合 計	587	675	763	852	941
	単位幅当たり M_0	117	135	153	170	188
柱付根断面 D (cm) (充実)		100	100	100	100	100

表 3 - 23 概略数量 (P C 桁, H = 10 m)

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 (m ³)	64.2	64.2	64.2	64.2	64.2
型 枠 面 積 C_1 (m ²)	125.0	125.0	125.0	125.0	125.0
鉄 筋 量 C_2 (t)	3.53	3.85	4.17	4.49	4.82

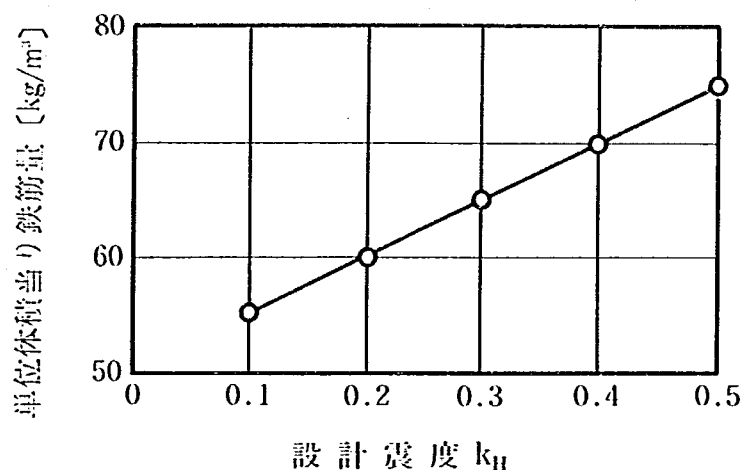


図 3 - 27 仮定した単位コンクリート当りの鉄筋量 (P C 桁, H = 10 m)

3 - 3 - 11 かけ違い橋脚 (鋼鈑桁, H = 20 m)

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 28 の通りであり, 曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 24 のようになる。これより, 概略の寸法を求めると表 3 - 25 のようになる。図 3 - 29 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

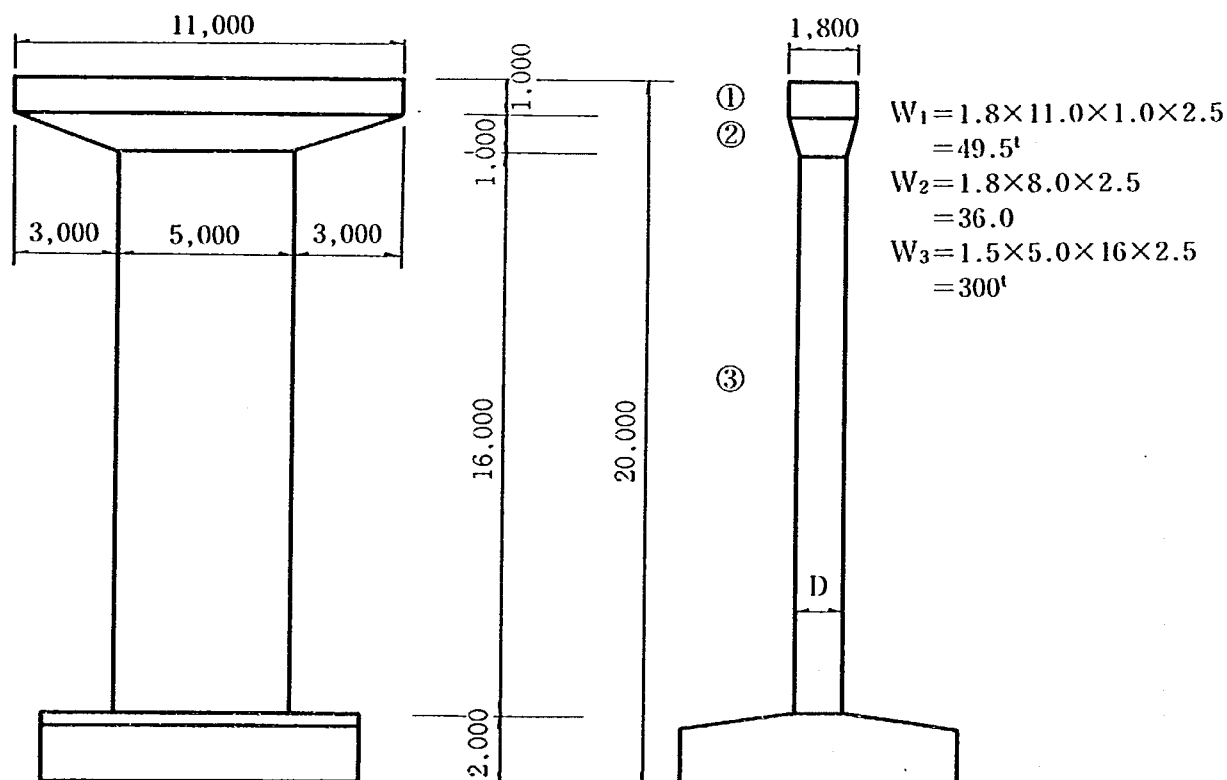


図 3 - 28 かけ違い橋脚 (鋼鈑桁, H = 20 m)

表 3 - 24 曲げモーメントおよび柱付根寸法 (鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$)

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント (tm)	上部工反力による (18.2)	712	712	712	712	712
	躯体 ①による (17.5)	87	173	260	347	433
	躯体 ②による (16.7)	60	120	180	240	300
	躯体 ③による (8.0)	240	480	720	960	1200
	合 計	1099	1486	1873	2260	2647
	単位幅当たり M_0	220	297	375	452	529
柱付根寸法 D (cm)(充実)		110	120	130	140	150

表 3 - 25 概略数量 (鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$)

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C (m^3)	122.0	130.2	138.2	146.2	154.2
型 枠 面 積 C_1 (m^2)	242.3	246.4	250.4	254.4	258.5
鉄 筋 量 C_2 (t)	8.55	9.77	11.06	12.43	13.88

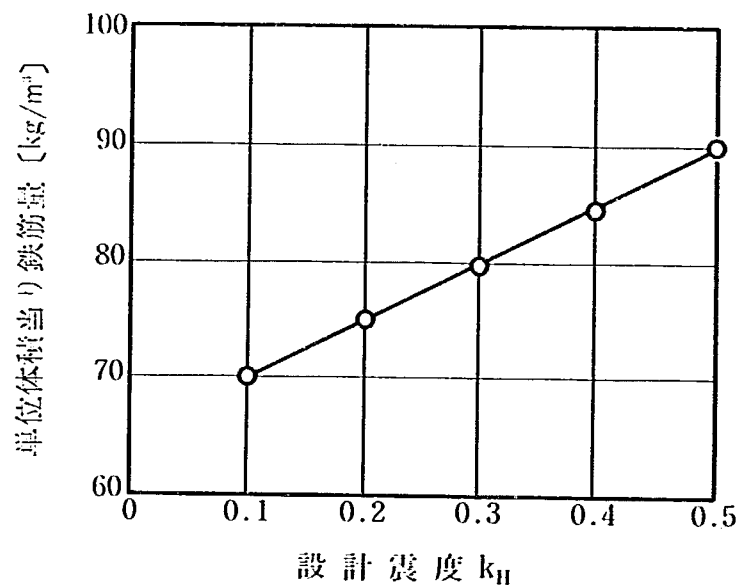


図 3 - 29 仮定した単位コンクリート当りの鉄筋量 (鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$)

3 - 3 - 12 かけ違い橋脚 (PC桁, $H = 20 \text{ m}$)

仮定した橋脚躯体の断面寸法は図 3 - 30 の通りであり, 曲げモーメントおよび柱付根寸法は表 3 - 26 のようになる。これより, 概略の寸法を求めると表 3 - 27 のようになる。図 3 - 31 は単位体積当りの鉄筋量を示したものである。

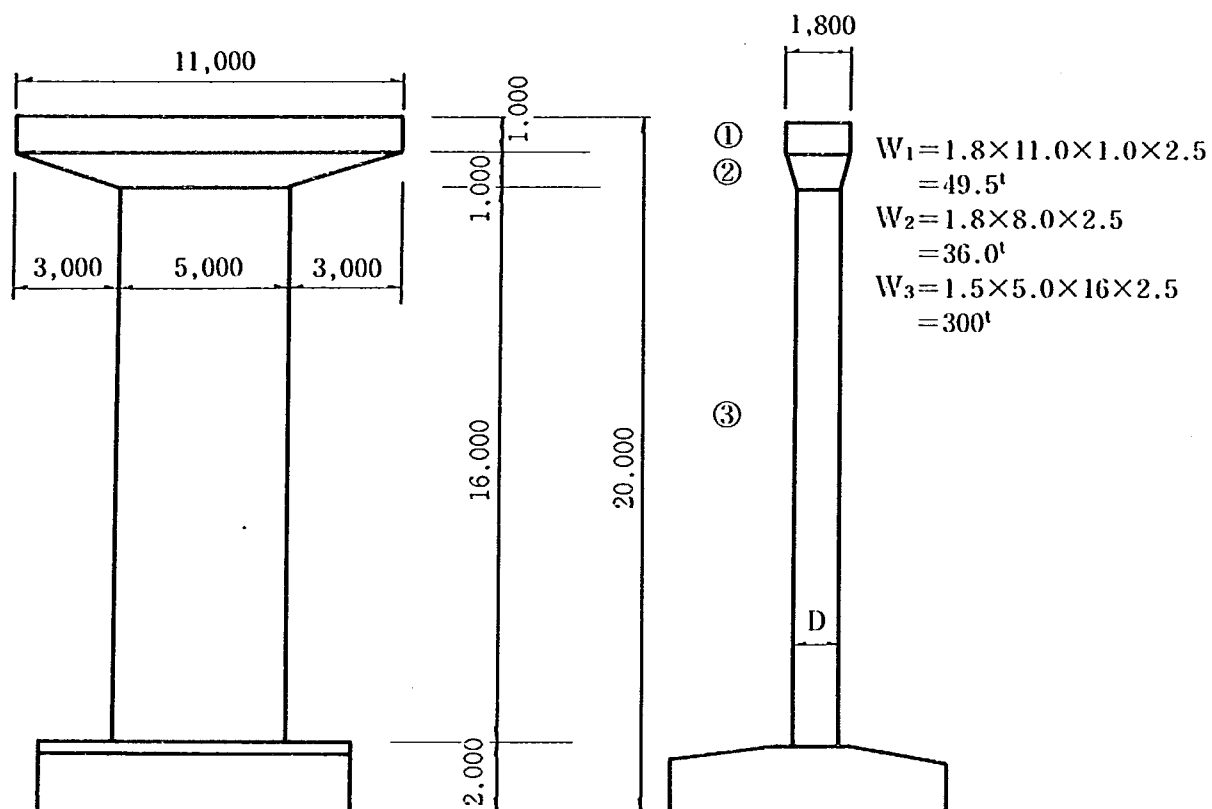


図 3 - 30 かけ違い橋脚 (P C 桁, H = 20 m)

表 3 - 26 曲げモーメントおよび柱付根寸法 (P C 桁, H = 20 m)

		$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
曲げモーメント [t m]	上部工反力による (18.2)	1107	1107	1107	1107	1107
	躯体 ①による (17.5)	87	173	260	347	433
	躯体 ②による (16.7)	60	120	180	240	300
	躯体 ③による (8.0)	240	480	720	960	1200
	合 計	1494	1881	2268	2655	3042
	単位幅当たり M_0	299	376	434	531	608
柱付根寸法 D [cm] (充実)		120	130	140	150	160

表 3 - 27 概略数量 (P C 桁, H = 20 m)

	$k_H = 0.1$	$k_H = 0.2$	$k_H = 0.3$	$k_H = 0.4$	$k_H = 0.5$
コンクリート体積 C_0 [m^3]	130.2	138.2	146.2	154.2	165.2
型 枠 面 積 C_1 [m^2]	246.4	250.4	254.4	258.5	262.5
鉄 筋 量 C_2 [t]	9.11	10.37	11.70	13.11	14.60

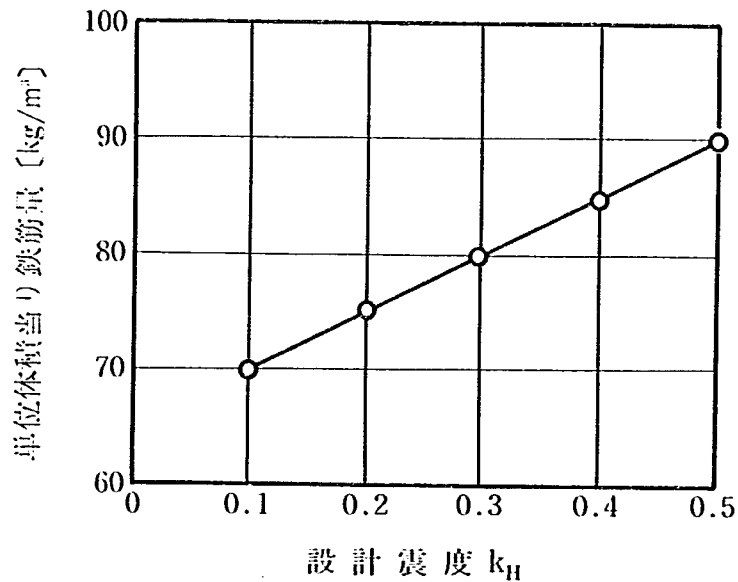


図 3 - 31 仮定した単位コンクリート当りの鉄筋量 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$)

3 - 4 基礎工

3 - 4 - 1 直接基礎

直接基礎が採用されるのは、一般に地盤条件が比較的良好な場合である。ここでは、表 3 - 28 に示すような地盤を想定し、3 種類の地盤条件を設定した。安定計算は、図 3 - 32 に示すように鉛直支持力、滑動に対する抵抗、転倒に対する安定の 3 者に対して行った。ただし、滑動に対する抵抗の検討は、設計水平震度 k_H が大きくなり、摩擦係数を上廻ると計算が成立しなくなるため、このような場合には、フーチング底面に突起を設けて対処することとした。

3 - 4 - 2 杭基礎

杭基礎の設計に想定したのは表 3 - 29 に示すような地盤条件であり、表層の厚さ H を 10 m, 20 m, 40 m の 3 通りに変化させるとともに、地盤のかたさをそれぞれ極軟弱、軟弱、普通、ややかたいの 4 種類に変化させた。杭は直径 80 cm, 肉厚 9 mm の鋼管で、くい先端には良好な支持層があることを前提とし、支持層中に 3 m (4 D に相当) 貫入させるものとした。また、支持層の許容支持力は表 3 - 30 の通りとした。ただし、常時には杭に引拔力が作用しないものとした。

横方向水平支持力 H_a は次式により求めた。

$$H_a = \frac{kD}{\beta} \delta_a \quad (3 - 1)$$

ここで、 δ_a としては、常時 10 mm, 地震時 15 mm を用いることとした。

3 - 4 - 3 ケーソン基礎

ケーソン基礎の設計に想定した地盤条件は、杭基礎の場合と同一であり、表 3 - 29 に示した

通りである。表層の厚さに応じ、ケーソン基礎の長さを 10 m, 20 m, 40 m とするが、図 3 - 33 に示すようにケーソン上部に横抵抗を考慮しない部分を 4 m 程度見込み、全長を 13 m, 23 m, 43 m とした。

ばね定数の算定には $A = 10 \text{ m} \times 10 \text{ m} = 100 \text{ m}^2$, $\rho = \sqrt{100 \text{ m}^2} = 10 \text{ m}$ を基本寸法長とする寸法補正を加えた。

底面基礎ばねは、支持層の N 値を 50 程度と見込み、以下のように求めた。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = \frac{1}{30} \times 2 \times 28 \text{ N} = 93 \text{ kg/cm}^3 \quad (3-2)$$

Bv の基本寸法としては 10 m を採り、鉛直ばね k_v は以下ようになる。

$$k_v = 12.8 \times 93 \times 1000^{-\frac{3}{4}} = 67 \text{ kg/cm}^3 = 6700 \text{ t/m}^3 \quad (3-3)$$

また、せん断ばね k_s は k_v より以下のように求めた。

$$k_s \div \frac{1}{3.5} k_v = 1900 \text{ t/m}^3 \quad (3-4)$$

以上より、ケーソンの設計に必要な諸定数は図 3 - 34 のようになる。

表 3 - 28 直接基礎の設計に想定した地盤条件

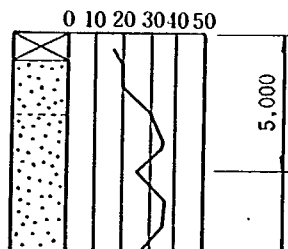
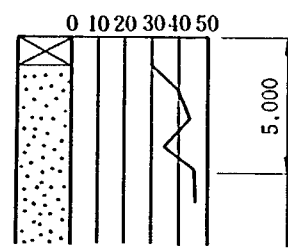
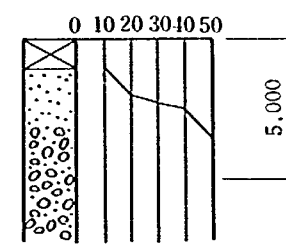
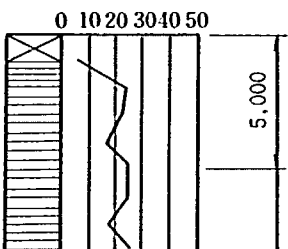
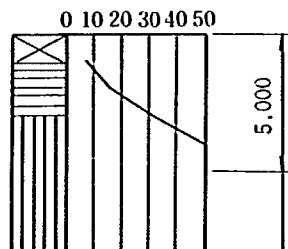
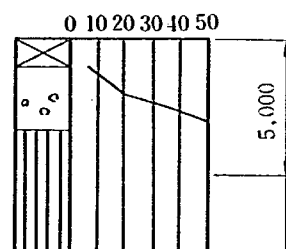
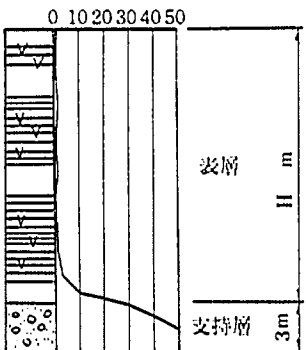
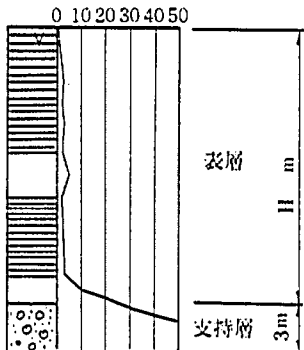
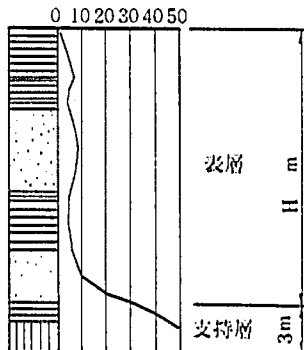
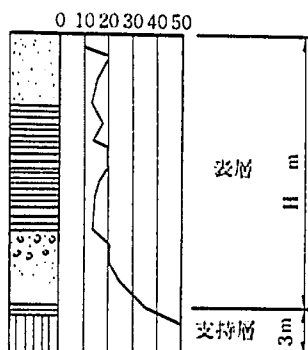
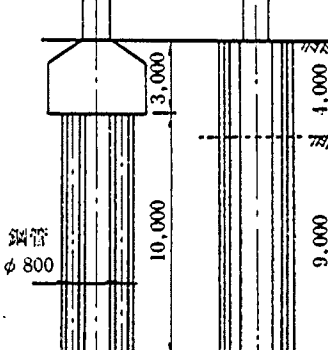
種 別	地盤条件 1 (G1)	地盤条件 2 (G2)	地盤条件 3 (G3)
地耐力 (地震時)	$q_a = 20 \text{ t/m}^2$ (30 t/m^2)	$q_a = 30 \text{ t/m}^2$ (45 t/m^2)	$q_a = 60 \text{ t/m}^2$ (90 t/m^2)
想定地盤柱状図	砂質系 (中位なもの) $\bar{N} = 30$ 	砂礫 (密実でないもの) 砂層 (密なもの) $\bar{N} = 30 \sim 50$  岩の風化性を含む (れき層では, れき当り $N = 50$)	れき層 (密実なもの) れき当り $N = 50$ で密実 
	粘性土系 (非常に固いもの) $\bar{N} = 20 \sim$ 	軟岩土丹 $q_a = 10 \text{ t/m}^2$ 以上 	岩 盤 (亀裂の多い硬岩) 
変形係数 鉛直バネ係数	$E_s = 500 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{E} = 750 \text{ kg/cm}^2$ 鉛直バネ k_v $k'_v = 12.8 \times \frac{1}{30} \times 2 \times 750$ $= 640 \text{ kg/cm}^3$ $k_v = k'_v \times B_v^{-\frac{3}{4}} = 3.6 \text{ kg/cm}^3$	$E_s = 1000 \sim 5000 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{E} = 3000 \text{ kg/cm}^2$ 鉛直バネ k_v $k'_v = 12.8 \times \frac{1}{30} \times 2 \times 3000$ $= 2560 \text{ kg/cm}^3$ $k_v = k'_v \times B_v^{-\frac{3}{4}} = 14.4 \text{ kg/cm}^3$	$E_s = 5000 \sim 20000 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{E} = 10000 \text{ kg/cm}^2$ 鉛直バネ k_v $k'_v = 12.8 \times \frac{1}{30} \times 2 \times 10000$ $= 8533 \text{ kg/cm}^3$ $k_v = k'_v \times B_v^{-\frac{3}{4}} = 48.0 \text{ kg/cm}^3$

表 3 - 29 杭基礎およびケーソン基礎の設計に想定した地盤条件

種 別	地盤条件 1 (G1)			地盤条件 2 (G2)			地盤条件 3 (G3)			地盤条件 4 (G4)			備 考
平均 N 値	$\bar{N} = 1$ (極軟弱地盤)			$\bar{N} = 2$ (軟 弱 地 盤)			$\bar{N} = 5$ (普 通)			$\bar{N} = 15$ (やや堅い地盤)			
想定地盤柱状図													
	表層厚Hmの下部に支持層がある。表層は、一般に腐植土を含むような極軟弱であり、ボーリング調査などでもモンケン自沈してしまうような地盤を想定する。 おぼれ谷や後背湿地などに見られる。 沖積層でももっとも弱い地盤層を想定する。 N値 = 0 ~ 1			表層厚Hm。表層は腐植土は余り含まず、陸成・海成の粘土・シルトと砂層の互層である。沖積平野に広がる一般的な軟弱地盤である。 中間に支持層と見なせない砂層を挟むことも多く、また、砂系の多い場合には、液状化判定が必要となるような地盤を想定した。 N値 = 3 (2 ~ 5)			表層厚Hm。表層はシルト、砂層の互層で、海成の土層が主で、粘性系では過圧密を受け$\bar{N} = 5$程度、砂系でも10以下であるが、G1 ~ G2より締っており液状化判定ではこの程度の砂層が液状化しない下限となるような地盤を想定する。 貝がら層のない内陸にもこの様な地盤がある。 N値 = 5 (3 ~ 10)			表層厚Hm。比較的締った砂層が支配的で平均的なN値は15程度である。山岳地の盆地などによく見受けられ、支持層とできない層が互層となっている。河川のはんらんのくり返しなどで厚く堆積することがある。礫を含む場合は、礫間のN値をとる。洪積地盤を含む。 N値 = 15 (10 ~ 30)			
地 盤 の 特 性 値	H=10m	H=20m	H=40m	H=10m	H=20m	H=40m	H=10m	H=20m	H=40m	H=10m	H=20m	H=40m	$T_G = \frac{4H}{V_s}$ $V_s = \begin{cases} 50\text{m/sec} - G1 \\ 100\text{m/sec} - G2, 3, 4 \end{cases}$ $E_s = 28\bar{N}$ $\bar{\gamma} = \begin{cases} 1.4 - G1 \\ 1.5 - G2 \\ 1.8 - G3, 4 \end{cases}$ 杭径 $\phi 80\text{ cm}$ ケーソン 寸法 $\begin{cases} 10\text{m} \times 10\text{m} - H=10\text{m} \\ 10\text{m} \times 20\text{m} - H=20\text{m} \\ 10\text{m} \times 40\text{m} - H=40\text{m} \end{cases}$
T_G [秒]	0.8秒	1.6秒	3.2秒	0.4秒	0.8秒	1.6秒	0.27秒	0.53秒	1.07秒	0.18秒	0.36秒	0.73秒	
E_s [kg/cm ²]	30			84			140			420			
G [kg/cm ²]	36			153			413			890			
横方向バネk (kg/cm ³)	0.2			0.6			1			3			
横 方 向 バ ネ k ケーソン [kg/cm ³]	H=10m	H=20m	H=40m	H=10m	H=20m	H=40m	H=10m	H=20m	H=40m	H=10m	H=20m	H=40m	
	0.14	0.11	0.09	0.40	0.31	0.27	0.67	0.52	0.44	2.01	1.6	1.33	

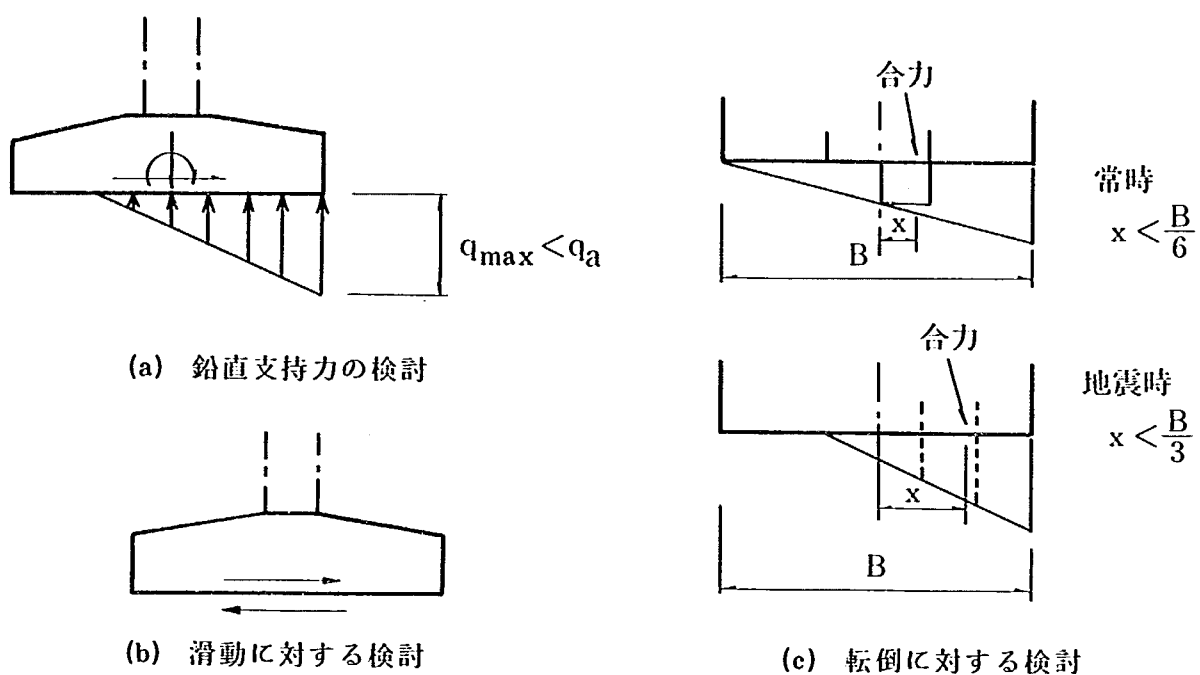


図 3 - 32 直接基礎の安定計算

表 3 - 30 支持層の許容支持力 (杭基礎)

			地・盤 種 別	G 1	G 2	G 3	G 4
			横 方 向 k 値	0.2 kg/cm ³	0.6 kg/cm ³	1.0 kg/cm ³	3.0 kg/cm ³
L1 く い 長 20 m	押込み	常		100	110	120	150
		地		150	165	180	225
	引抜き	常		—	—	—	—
		地		- 10	- 20	- 30	- 50
L2 く い 長 20 m	押込み	常		120	130	140	180
		地		180	195	210	270
	引抜き	常		—	—	—	—
		地		- 20	- 40	- 70	-100
L3 く い 長 40 m	押込み	常		130	140	160	220
		地		195	210	240	330
	引抜き	常		—	—	—	—
		地		- 30	- 60	- 90	-130

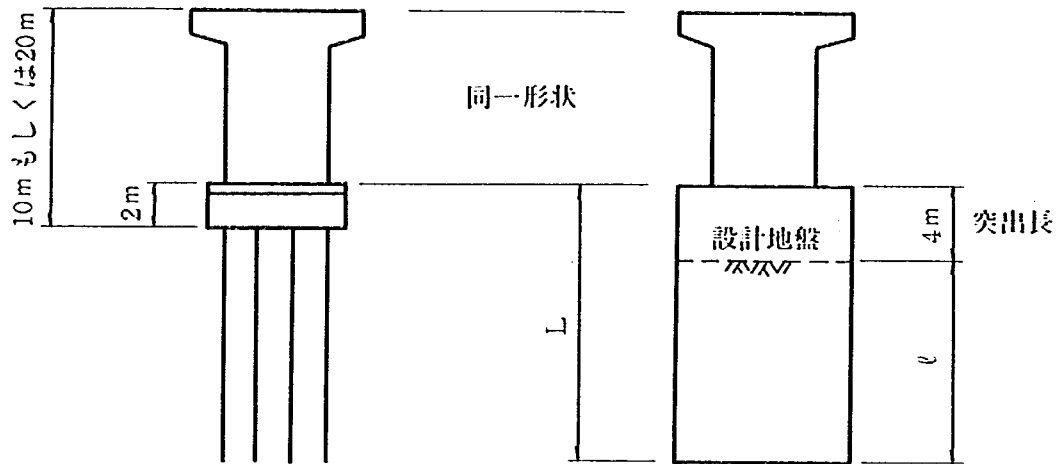
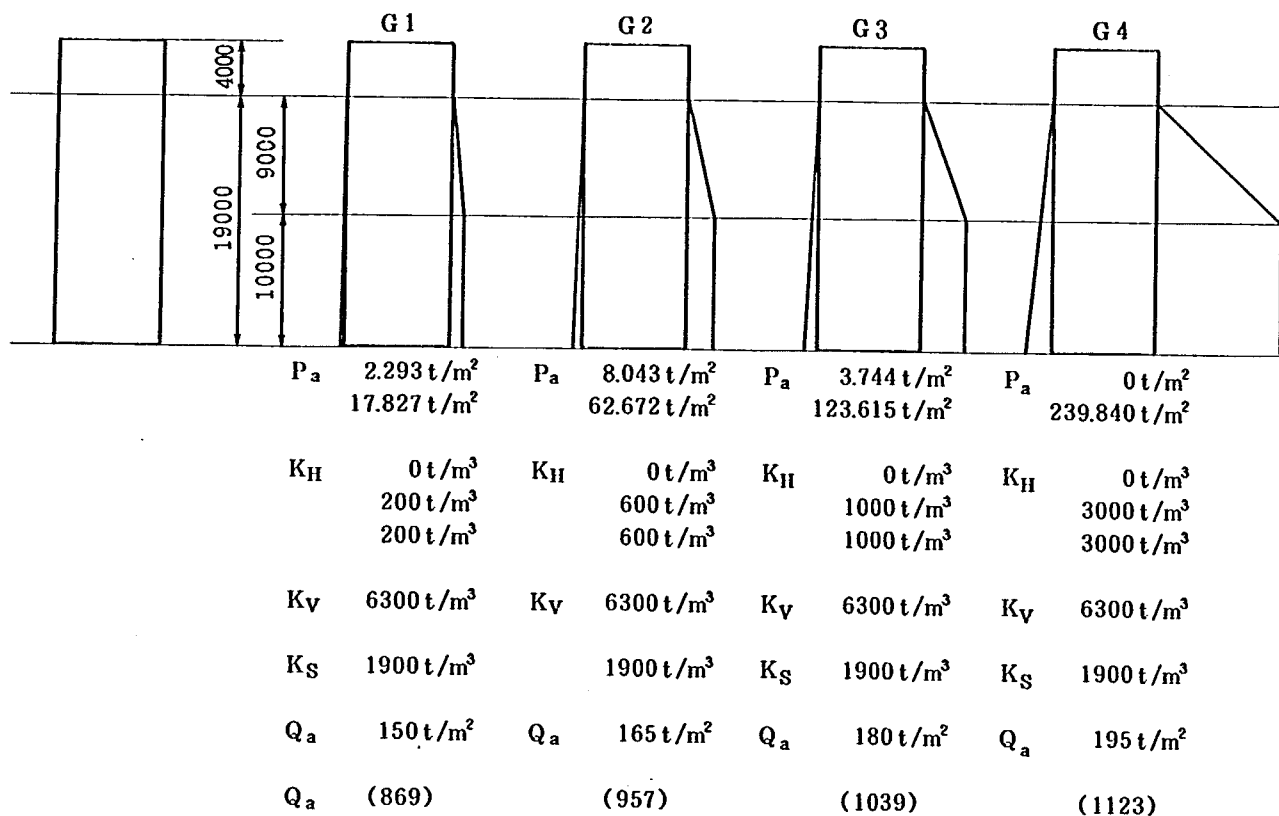


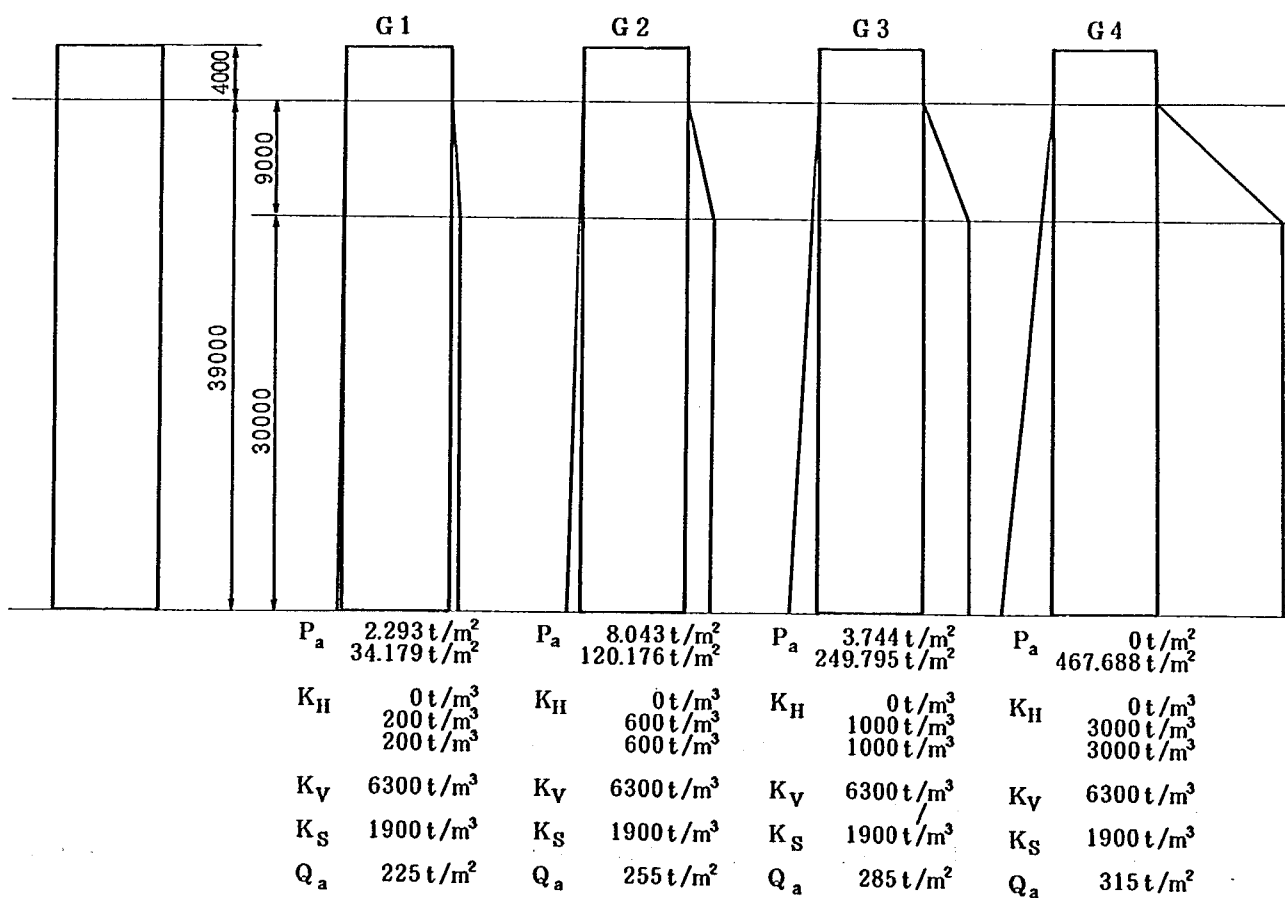
図 3 - 33 ケーソン基礎の突出長

	G 1	G 2	G 3	G 4
P_a	2.293 t/m ² 9.651 t/m ²	8.043 t/m ² 33.920 t/m ²	3.744 t/m ² 60.525 t/m ²	0 t/m ² 107.928 t/m ²
K_H	0 t/m ³ 200 t/m ³	0 t/m ³ 600 t/m ³	0 t/m ³ 1000 t/m ³	0 t/m ³ 3000 t/m ³
K_V	6300 t/m ³	6300 t/m ³	6300 t/m ³	6300 t/m ³
K_S	1900 t/m ³	1900 t/m ³	1900 t/m ³	1900 t/m ³
Q_a	75 t/m ³	90 t/m ²	105 t/m ³	120 t/m ³
$Q_{a'}$	(557)	(598)	(638)	(678)
r	1.4 t/m ³	1.6 t/m ³	1.8 t/m ³	2.0 t/m ³
ϕ	10°	15°	30°	40°
C	1.5 t/m ²	3.0 t/m ²	1.0 t/m ²	0

(1) H = 10 m の場合 (L = 13 m)



(2) $H = 20 \text{ m}$ の場合 ($L = 23 \text{ m}$)



(3) $H = 40 \text{ m}$ の場合 ($L = 43 \text{ m}$)

図3-34 ケーソンの設計

3-5 端部条件

端部条件は図3-35に示すように、橋台-橋台タイプ、橋台-かけ違い橋脚タイプ、かけ違い橋脚-かけ違い橋脚タイプの3種類を想定した。以下、これらを、それぞれ、Aタイプ、Bタイプ、Cタイプと呼ぶ。

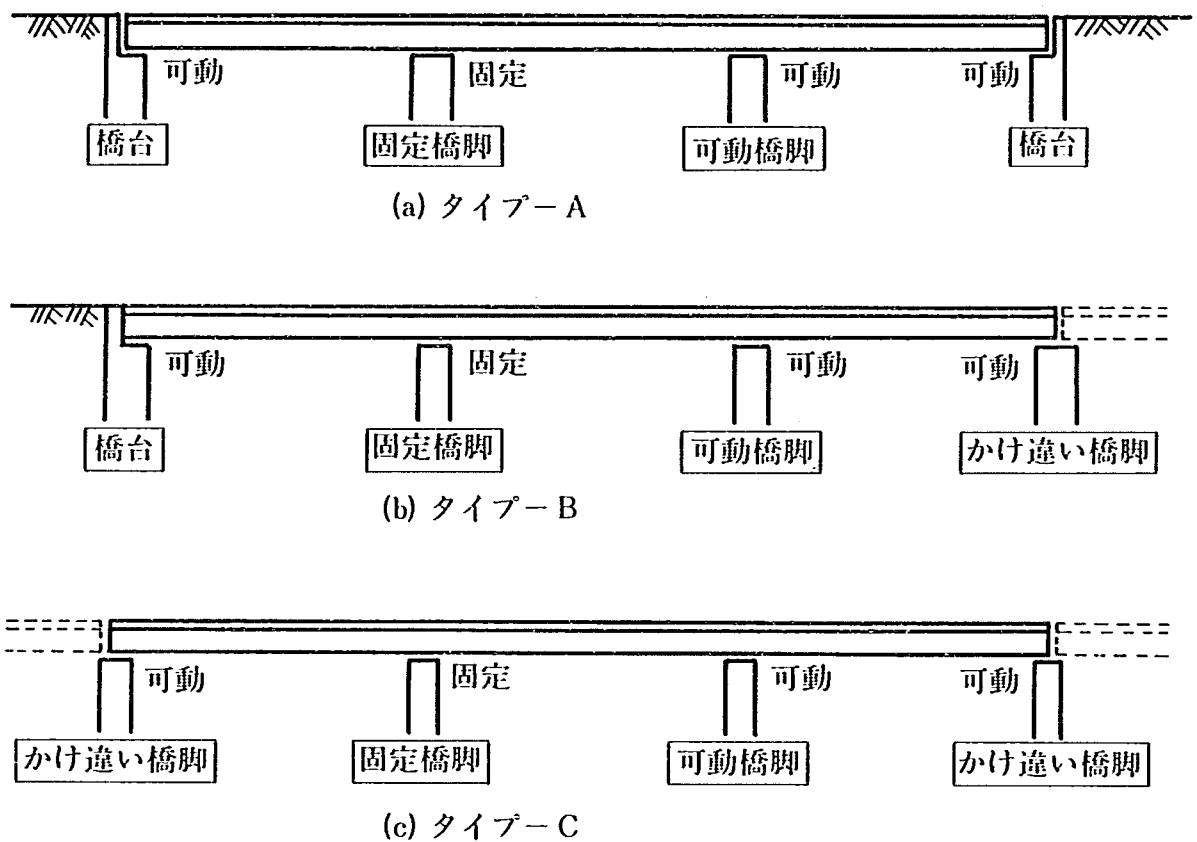


図3-35 端部条件

3-6 建設費の算出

建設費は概算で把握するものとし、物価版等から下部工の純工事費としては、以下の額を見込むこととした（昭和58年度単価）。

a) コンクリート	m ³	18,000 円	($\sigma_{CK} = 210 \text{ kg/cm}^2$)
b) 型	枠 m ²	4,700 円	
c) 鉄筋	ton	145,000 円	(SD30)
d) 掘削	m ³	1,800 円	(普通土砂)
e) くい基礎	m	42,000 円	(4800)
f) ケーソン基礎	m ³	30,000 円	(掘削m ³ 当たりオープンケーソン)

なお、上記は純工事費であり、これに25%の諸経費を見込むこととする。また、上部については、単位面積当りの上部工工事費（諸経費込み）を鋼鈑桁については165千円/m²、PC桁については130千円/m²とそれぞれ見込むこととした。

これより、図3-35に示した端部条件ごとに建設費を以下のように求めた。

$$\text{建設費 } C = \begin{cases} C_S + 2 \times C_A + C_{PF} + C_{PM} & \dots\dots\dots \text{タイプ - A} \\ C_S + C_A + C_{PF} + C_{PM} + C_{PP} & \dots\dots\dots \text{タイプ - B} \\ C_S + C_{PF} + C_{PM} + 2 \times C_{PP} & \dots\dots\dots \text{タイプ - C} \end{cases} \quad (3-5)$$

ここで、

C_S : 上部工工事費

鋼鉄桁 $165 \times 877.5 \text{ m}^2 = 144,787.5 \text{ 千円}$

P C 桁 $130 \times 877.5 \text{ m}^2 = 114,075 \text{ 千円}$

(橋面積 = $9.75 \times 90 = 877.5 \text{ m}^2$)

C_A : 橋台工事費

C_{PF} : 固定橋脚工事費

C_{PM} : 可動橋脚工事費

C_{PP} : かけ違い橋脚工事費

4. 下部工の設計の決定要因

下部工の設計がどのような設計条件で決められているかを検討するために、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎ごとに安定計算における下部工の寸法の決定要因を次のように分類した。

直 接 基 礎	{ ① 鉛直支持力 ② 転 倒
杭 基 礎	{ ① 押込み支持力 ② 引抜き支持力 ③ 水平支持力 ④ く い 応 力 度
ケーソン基礎	{ ① 鉛直底面支持力 ② 水平側面支持力 ③ 底 面 滑 動 ④ 初 期 寸 法

橋脚および橋台ごとに、下部工の寸法が上記のいずれによって決められているかを示した結果が図4-1～図4-9である。これより、下部工の寸法の決定要因に関して、以下の事項が指摘される。

- 1) 直接基礎の寸法は、地盤が軟弱な場合には大部分が、①鉛直支持力によって決定される。また、地盤が良好になるに従い、決定要因は②転倒に変わってくる。
- 2) 杭基礎の場合の杭本数は、地盤が軟弱な場合には、①押込み支持力、②引抜き支持力、③水平支持力によって決定されるが、地盤が良好となるに従い、④杭体の応力度で決まるものが出てくる。また、設計水平震度 k_H が 0.1 の場合には大部分が①押込み支持力によって決まっているが、設計水平震度が大きくなるに従い、全体として、②引抜き支持力、③水平支持力によって決まるものが増える。
- 3) ケーソン基礎の寸法の決定要因としては、地盤条件および震度よりも長さが大きな影響を持っており、長さが 13m の場合は大部分が、①鉛直底面支持力によって決まるものに対し、長さが長くなると②水平側面支持力 → ④初期最大寸法と変化してくる（図4-10参照）。

安定計算における寸法等の決定要因

安定計算による 規模決定要因		(地盤強度)			
		G1	G2	G3	G4
①鉛直 ②転倒	直接基礎	①①①①①	①①①①②	②②②②②	②②②②②
①押込み支持力	くい $\ell=10\text{m}$	①②②③③	①②②②②	①③③③③	①①③③③
②引抜き支持力	くい $\ell=20\text{m}$	①②③③③	①①③③③	①②②②②	①①②②②
③水平支持力	くい $\ell=40\text{m}$	①③③③③	①②②②③	①③③③③	①④④④④
④くい応力度	ケーソン $\ell=13\text{m}$	①①①①①	①①①①①	①①①①①	①①①①①
①鉛直・底面支持力	ケーソン $\ell=23\text{m}$	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②
②水平・側面支持力	ケーソン $\ell=43\text{m}$	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②
③底面滑動					
○初期値					

注) 内は左から順に, $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。

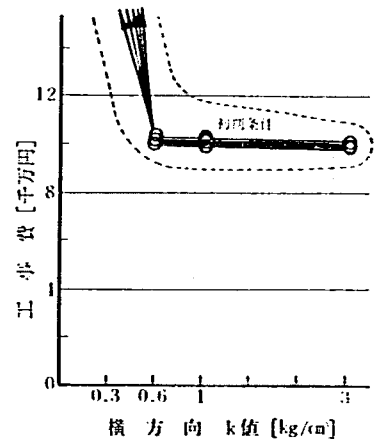
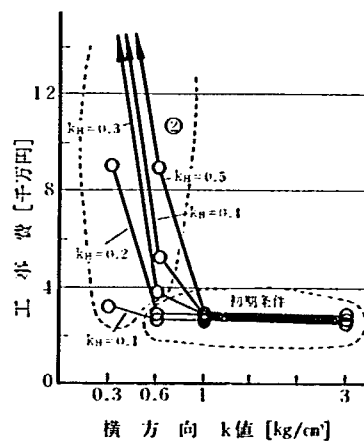
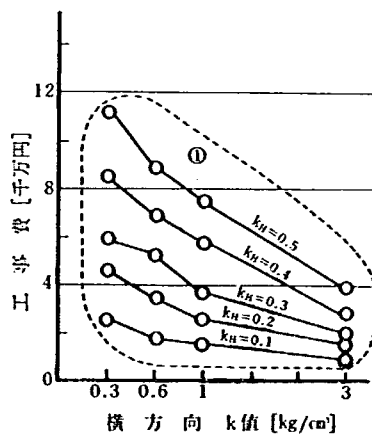
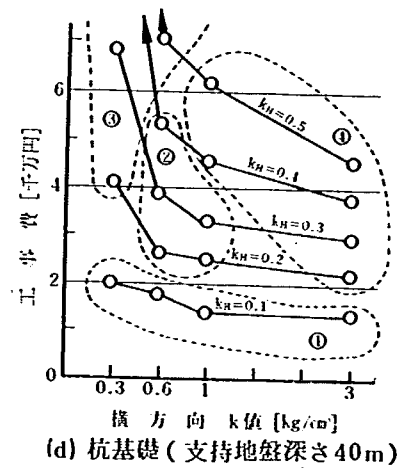
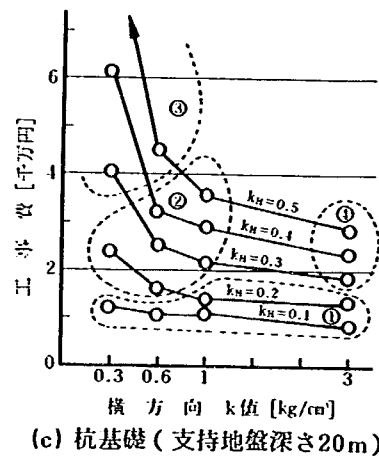
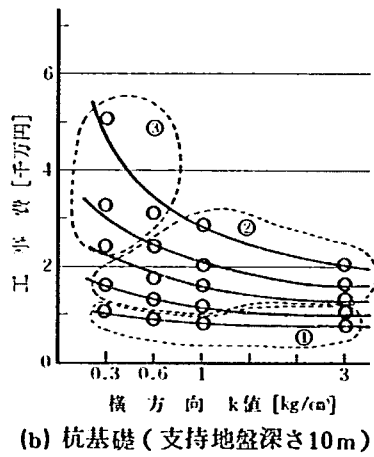
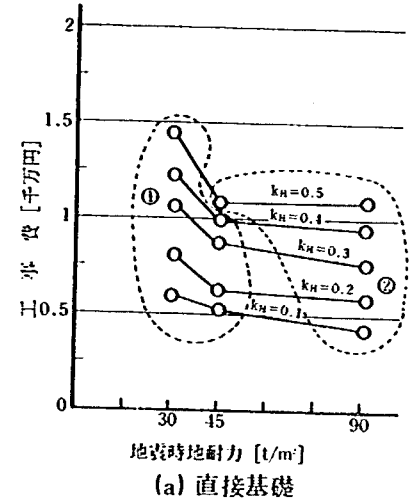
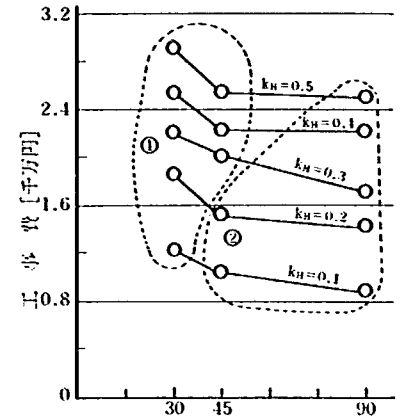


図4-1 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響
(鋼鈑桁, $H=10\text{m}$, 固定橋脚)

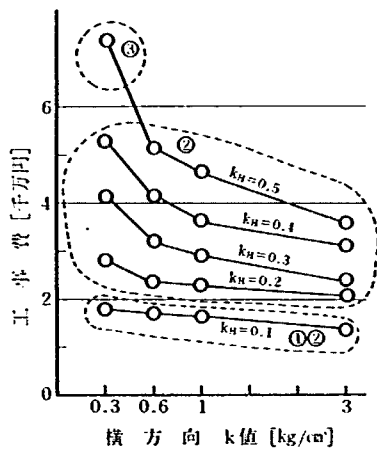
安定計算における寸法等の決定要因

安定計算による 規模決定要因		(地盤強度)			
		G1	G2	G3	G4
①鉛直 ②転倒	直接基礎	①①①①①	①①①②②	②②②②②	
①押込み支持力	くい $\ell=10\text{m}$	②②②②③	②③③③③	②③③③③	②③③③③
②引抜き支持力	くい $\ell=20\text{m}$	②②②③③	①①②②②	①①①②②	①①②②②
③水平支持力	くい $\ell=40\text{m}$	①②②③③	①②②②②	①②②②②	①②④④④
④くい応力度	ケーソン $\ell=13\text{m}$	①①①①①	①①①①①	①①①①①	①①①①①
①鉛直・底面支持力	ケーソン $\ell=23\text{m}$	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②
②水平・側面支持力	ケーソン $\ell=43\text{m}$	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②
③底面滑動	初期値	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②

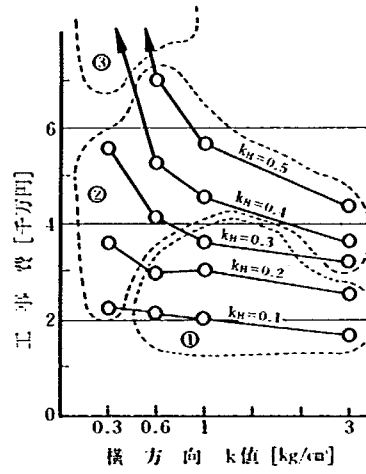
注) 内は左から順に、 $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。



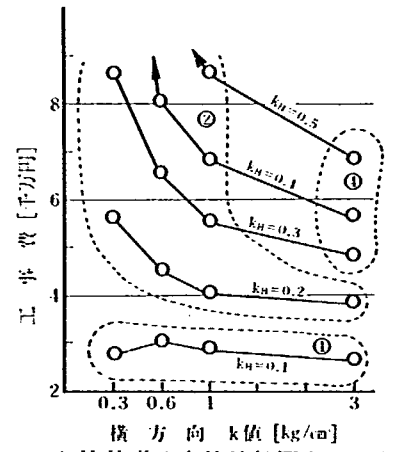
(a) 直接基礎



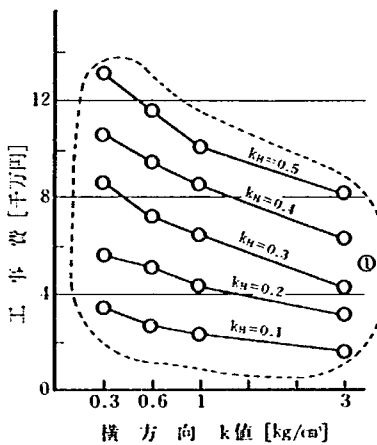
(b) 杭基礎 (支持地盤深さ10m)



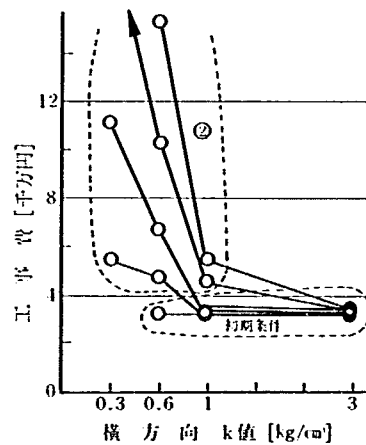
(c) 杭基礎 (支持地盤深さ20m)



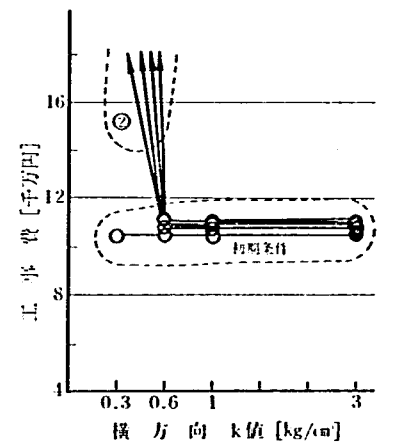
(d) 杭基礎 (支持地盤深さ40m)



(e) ケーソン基礎 (支持地盤深さ10m)



(f) ケーソン基礎 (支持地盤深さ20m)



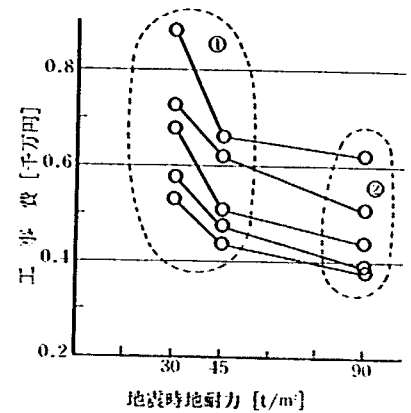
(g) ケーソン基礎 (支持地盤深さ40m)

図4-2 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響
(鋼鈑桁, $H=20\text{m}$, 固定橋脚)

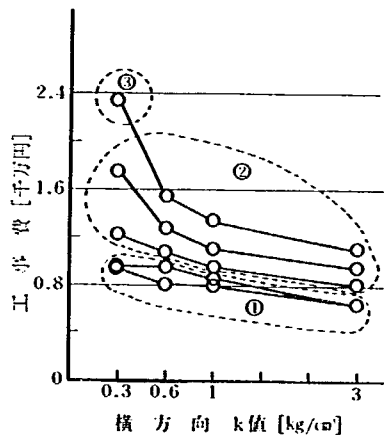
安定計算における寸法等の決定要因

安定計算による 規模決定要因		(地盤強度)			
		G1	G2	G3	G4
①鉛直 ②転倒	直接基礎	①①①①①	①①①①①	②②②②②	
①押込み支持力	くい $\ell=10\text{m}$	①①②②③	①①②②②	①①②②④	①①②②④
②引抜き支持力	くい $\ell=20\text{m}$	①①③③③	①①①①②	①①①①②	①①①①④
③水平支持力	くい $\ell=40\text{m}$	①①③③③	①①①①②	①①①④④	①①①④④
④くい応力度	ケ-ソン $\ell=13\text{m}$	①①①①①	①①①①①	①①①①①	①①①①①
①鉛直・底面支持力	ケ-ソン $\ell=23\text{m}$	①②②②②	①①①①①	①①①①①	①①①①①
②水平・側面支持力	ケ-ソン $\ell=43\text{m}$	②②②②②	①①①①①	①①①①①	①①①①①
③底面滑動					
○初期値					

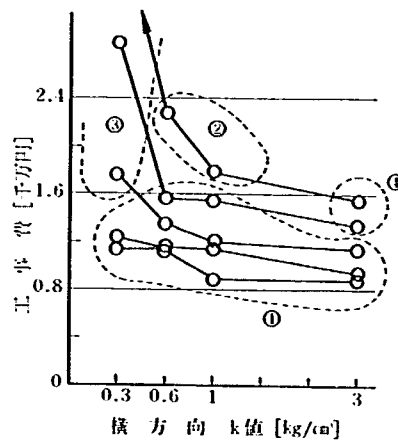
注) 内は左から順に, $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。



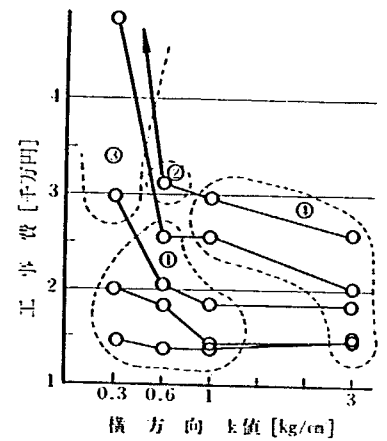
(a) 直接基礎



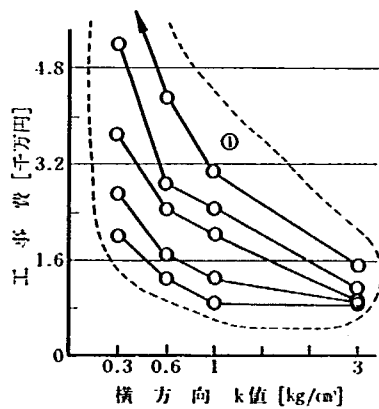
(b) 杭基礎 (支持地盤深さ10m)



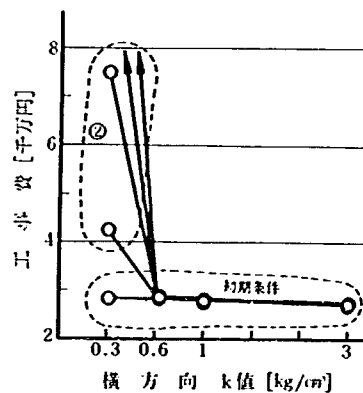
(c) 杭基礎 (支持地盤深さ20m)



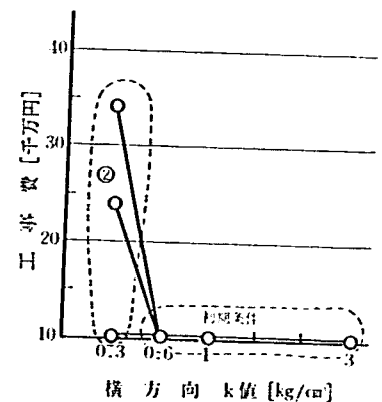
(d) 杭基礎 (支持地盤深さ40m)



(e) ケ-ソン基礎 (支持地盤深さ10m)



(f) ケ-ソン基礎 (支持地盤深さ20m)



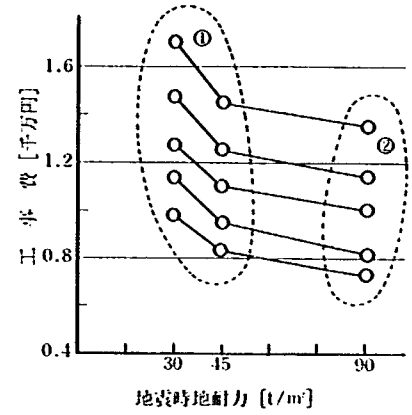
(g) ケ-ソン基礎 (支持地盤深さ40m)

図4-3 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響
(鋼鈑桁, $H=10\text{m}$, 可動橋脚)

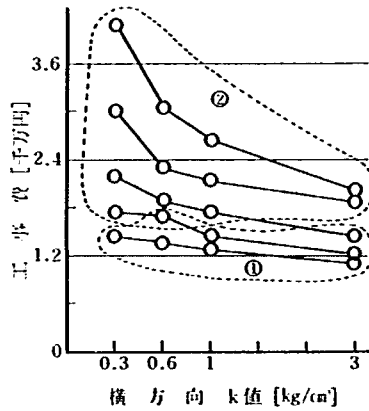
安定計算における寸法等の決定要因

安定計算による 規模決定要因		(地盤強度)			
		G1	G2	G3	G4
①鉛直 ②転倒	直接基礎	①①①①①	①①①①①	②②②②②	
①押込み支持力	くい $\ell=10\text{m}$	①②②②②	①②②②②	①①②②②	①①①②②
②引抜き支持力	くい $\ell=20\text{m}$	①②②②③	①①②②②	①①①②②	④④④④④
③水平支持力	くい $\ell=40\text{m}$	①①②③③	①①②②②	①①②②②	④④④④④
④くい応力度	ケーソン $\ell=13\text{m}$	①①①①①	①①①①①	①①①①①	①①①①①
①鉛直・底面支持力	ケーソン $\ell=23\text{m}$	②②②②②	③③③②②	③③③③③	③③③③③
②水平・側面支持力	ケーソン $\ell=43\text{m}$	②②②②②	③③③③③	③③③③③	③③③③③
③底面滑動					
○初期値					

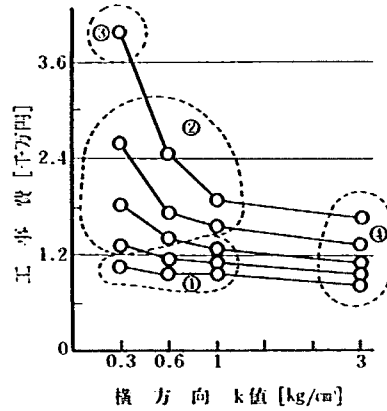
注) 内は左から順に, $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。



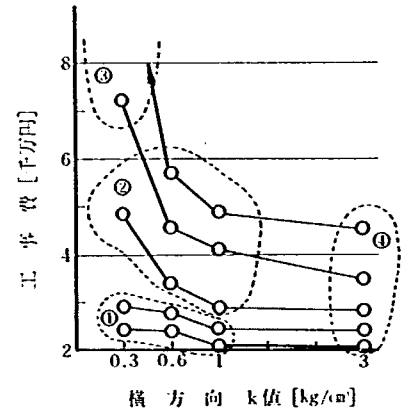
(a) 直接基礎



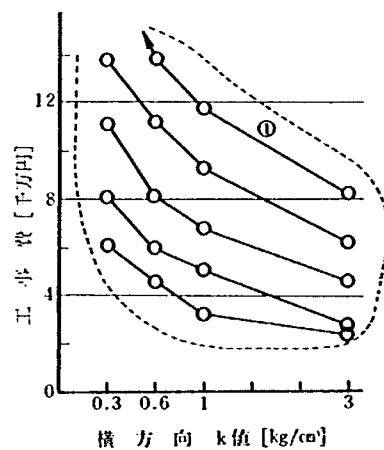
(b) 杭基礎 (支持地盤深さ10m)



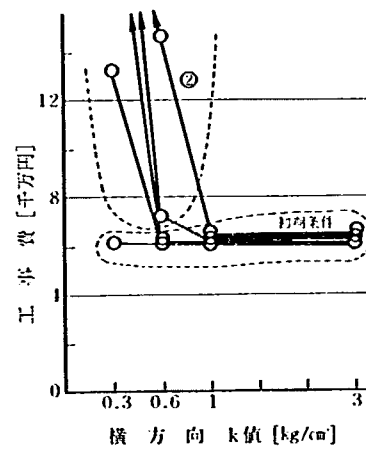
(c) 杭基礎 (支持地盤深さ20m)



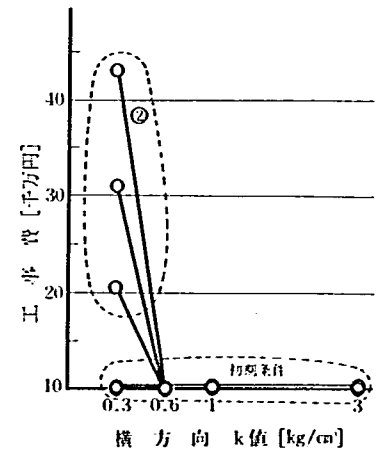
(d) 杭基礎 (支持地盤深さ40m)



(e) ケーソン基礎 (支持地盤深さ10m)



(f) ケーソン基礎 (支持地盤深さ20m)



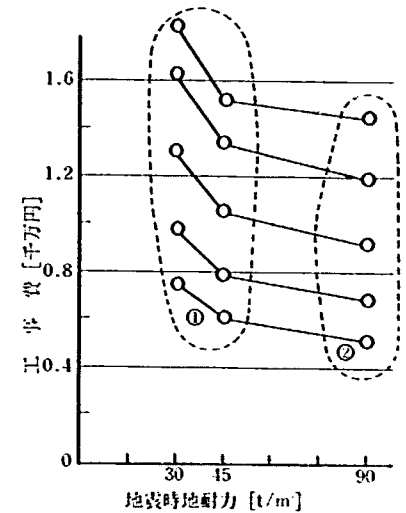
(g) ケーソン基礎 (支持地盤深さ40m)

図4-4 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響
(鋼鈑桁, $H=20\text{m}$, 可動橋脚)

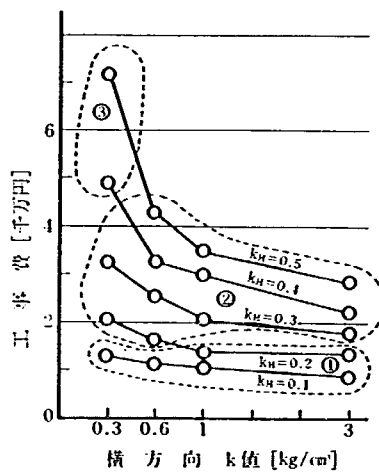
安定計算における寸法等の決定要因

安定計算による 規模決定要因		(地盤強度)			
		G1	G2	G3	G4
①鉛直 ②転倒	直接基礎	①①①①①	①①①①①	②②②②②	
①押込み支持力	くい $\ell=10\text{m}$	①②②③③	①②②②②	①③②②②	①①②②②
②引抜き支持力	くい $\ell=20\text{m}$	①③③③③	①②③③③	①①②②②	①①④④④
③水平支持力	くい $\ell=40\text{m}$	①③③③③	①①②③③	①①②②②	①④④④④
④くい応力度					
①鉛直・底面支持力	ケーソン $\ell=13\text{m}$	①①①①①	①①①①①	①①①①①	①①①①①
②水平・側面支持力	ケーソン $\ell=23\text{m}$	②②②②②	〇〇②②②	〇〇〇②②	〇〇〇〇〇
③底面滑動					
〇初期値	ケーソン $\ell=43\text{m}$	②②②②②	〇〇〇〇〇	〇〇〇〇〇	〇〇〇〇〇

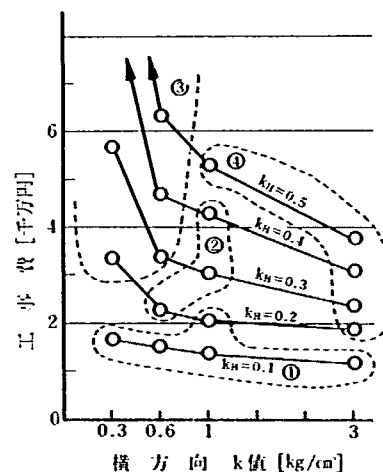
注) 内は左から順に, $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。



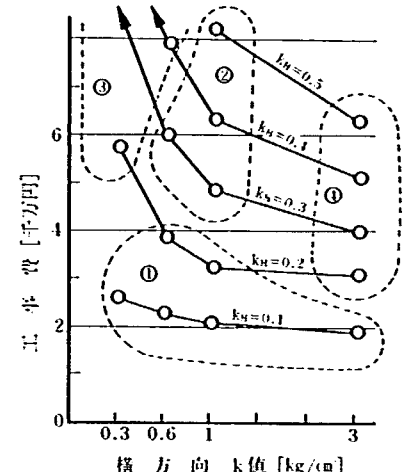
(a) 直接基礎



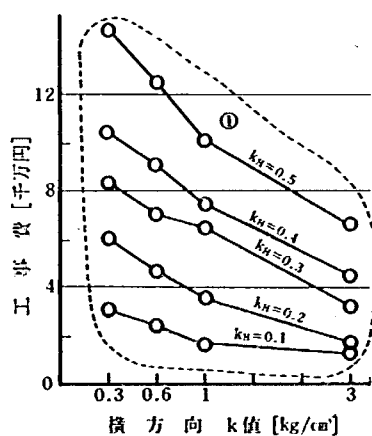
(b) 杭基礎 (支持地盤深さ10m)



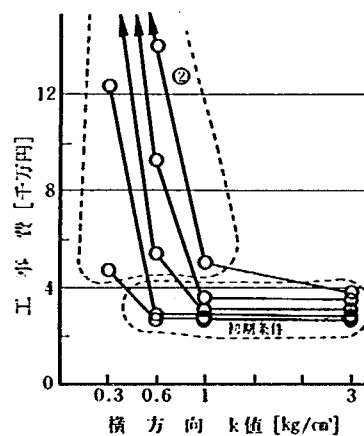
(c) 杭基礎 (支持地盤深さ20m)



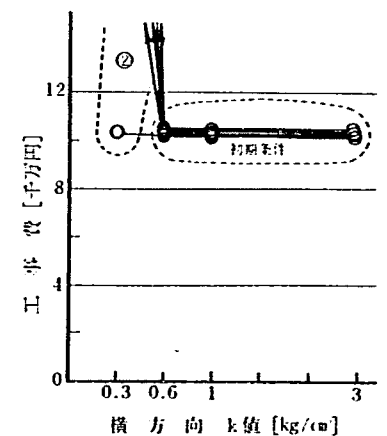
(d) 杭基礎 (支持地盤深さ40m)



(e) ケーソン基礎 (支持地盤深さ10m)



(f) ケーソン基礎 (支持地盤深さ20m)



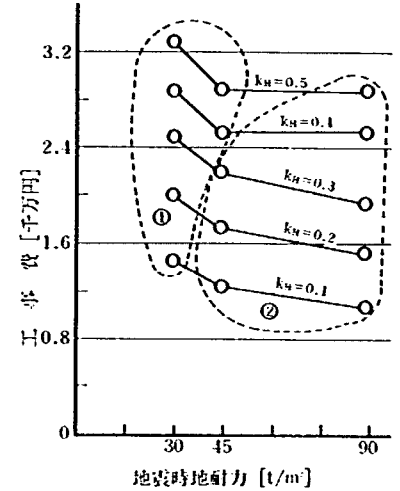
(g) ケーソン基礎 (支持地盤深さ40m)

図4-5 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響
(PC桁, $H=10\text{m}$, 固定橋脚)

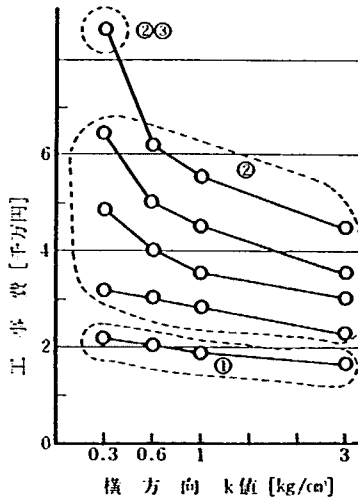
安定計算における寸法等の決定要因

安定計算による 規模決定要因		(地盤強度)			
		G1	G2	G3	G4
①鉛直 ②転倒	直接基礎	①①①①①	①①①②②	②②②②②	
①押込み支持力	くい $\ell=10\text{m}$	①②②②③	①②②③②	①②②③②	①②②③②
②引抜き支持力	くい $\ell=20\text{m}$	②②②③③	①①②③②	①②②③②	①②②③②
③水平支持力	くい $\ell=40\text{m}$	①②③③③	①①②③②	①②②④④	①②④④④
④くい応力度	ケーソン $\ell=13\text{m}$	①①①①①	①①①①①	①①①①①	①①①①①
①鉛直・底面支持力	ケーソン $\ell=23\text{m}$	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②
②水平・側面支持力	ケーソン $\ell=43\text{m}$	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②
③底面滑動					
○初期値					

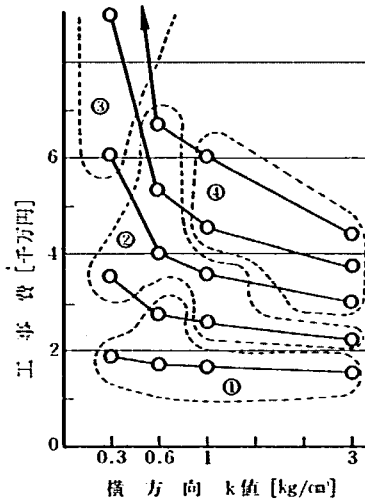
注) 内は左から順に, $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。



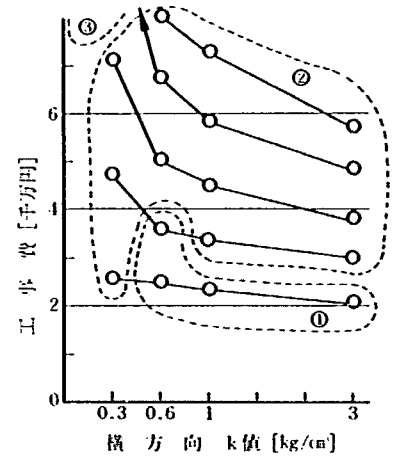
(a) 直接基礎



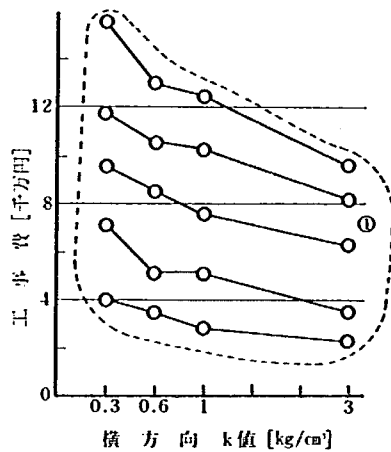
(b) 杭基礎 (支持地盤深さ10m)



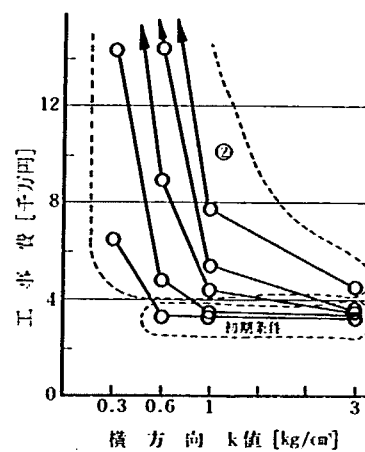
(c) 杭基礎 (支持地盤深さ20m)



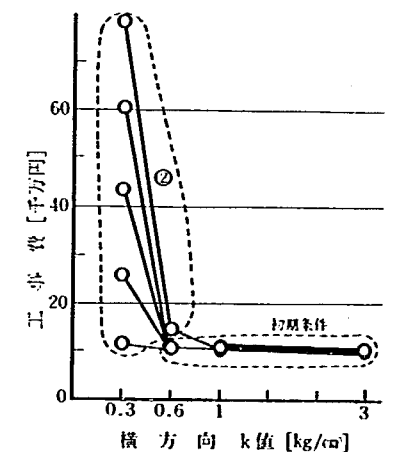
(d) 杭基礎 (支持地盤深さ40m)



(e) ケーソン基礎 (支持地盤深さ10m)



(f) ケーソン基礎 (支持地盤深さ20m)



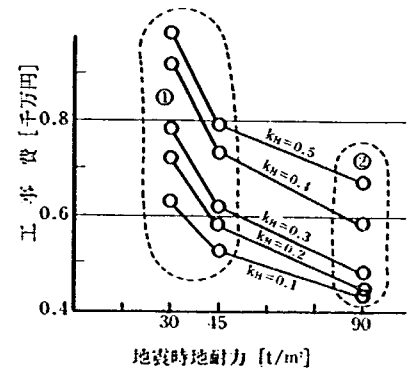
(g) ケーソン基礎 (支持地盤深さ40m)

図4-6 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響
(PC桁, $H=20\text{m}$, 固定橋脚)

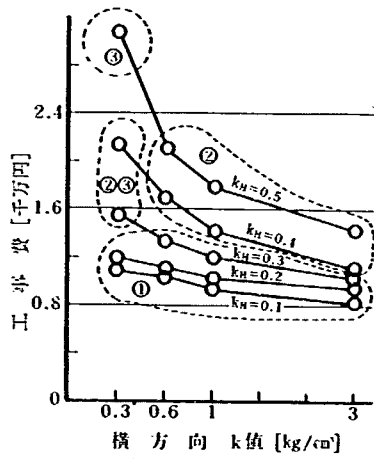
安定計算における寸法等の決定要因

安定計算による 規模決定要因		(地盤強度)			
		G1	G2	G3	G4
①鉛直 ②転倒	直接基礎	①①①①①	①①①①①	②②②②②	
①押込み支持力	くい $\ell=10\text{m}$	①①③③③	①①①②②	①①①②②	①①①②②
②引抜き支持力	くい $\ell=20\text{m}$	①①③③③	①①①③③	①①①③③	④④④④④
③水平支持力	くい $\ell=40\text{m}$	①①③③③	①①①②②	①①①③③	④④④④④
④くい応力度					
①鉛直・底面支持力	ケーソン $\ell=13\text{m}$	①①①①①	①①①①①	①①①①①	①①①①①
②水平・側面支持力	ケーソン $\ell=23\text{m}$	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②
③底面滑動	ケーソン $\ell=43\text{m}$	②②②②②	②②②②②	②②②②②	②②②②②
○初期値					

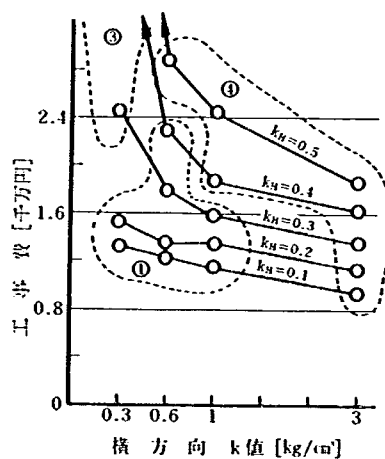
注) 内は左から順に, $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。



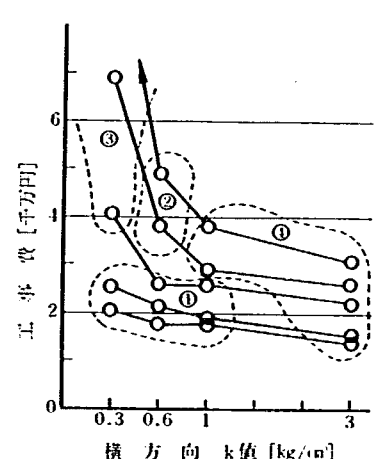
(a) 直接基礎



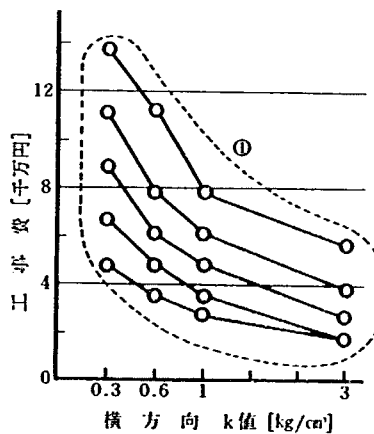
(b) 杭基礎 (支持地盤深さ10m)



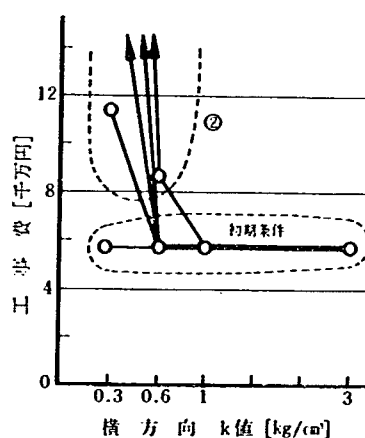
(c) 杭基礎 (支持地盤深さ20m)



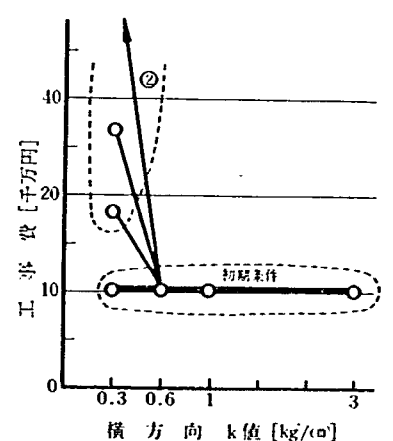
(d) 杭基礎 (支持地盤深さ40m)



(e) ケーソン基礎 (支持地盤深さ10m)



(f) ケーソン基礎 (支持地盤深さ20m)



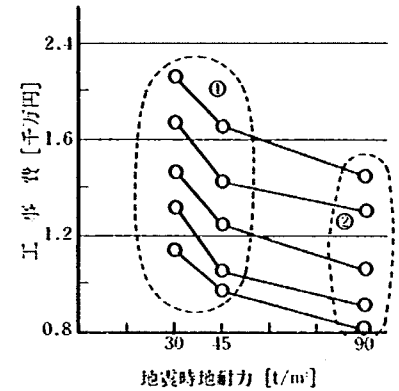
(g) ケーソン基礎 (支持地盤深さ40m)

図4-7 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響
(PC桁, $H=10\text{m}$, 可動橋脚)

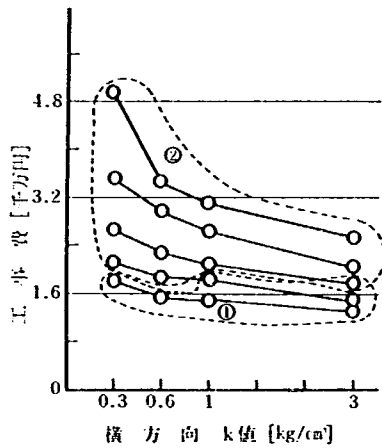
安定計算における寸法等の決定要因

安定計算による 規模決定要因		(地盤強度)			
		G1	G2	G3	G4
①鉛直 ②転倒	直接基礎	①①①①①	①①①①①	②②②②②	
①押込み支持力	くい $\ell=10\text{m}$	①②②②②	①②②②②	①①②②②	①①②②②
②引抜き支持力	くい $\ell=20\text{m}$	①①②③③	①①①②②	①①②②②	④④④④④
③水平支持力	くい $\ell=40\text{m}$	①①②②③	①①②②②	①①②②②	④④④④④
④くい応力度					
①鉛直・底面支持力	ケーソン $\ell=13\text{m}$	①①①①①	①①①①①	①①①①①	①①①①①
②水平・側面支持力	ケーソン $\ell=23\text{m}$	②②②②②	①①②②②	①①①①①	①①①①①
③底面滑動	ケーソン $\ell=43\text{m}$	②②②②②	①①①①①	①①①①①	①①①①①
○初期値					

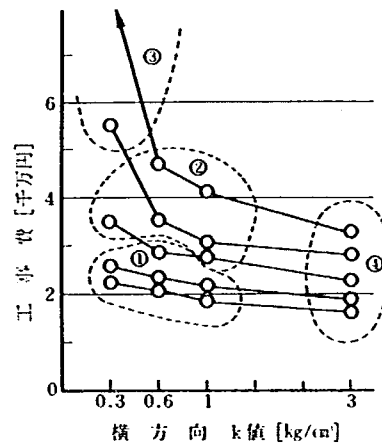
注) 内は左から順に、 $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。



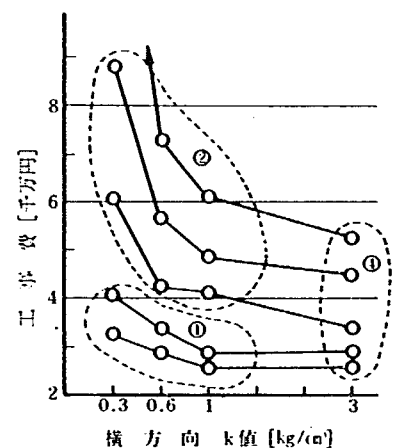
(a) 直接基礎



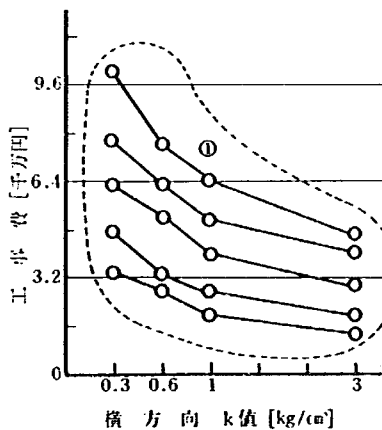
(b) 杭基礎 (支持地盤深さ10m)



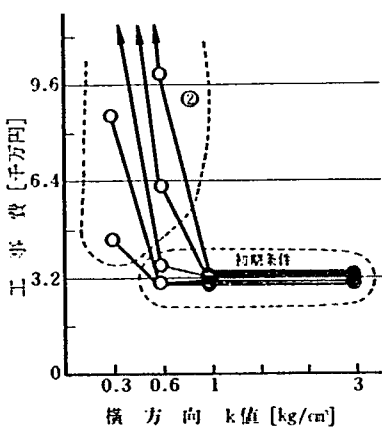
(c) 杭基礎 (支持地盤深さ20m)



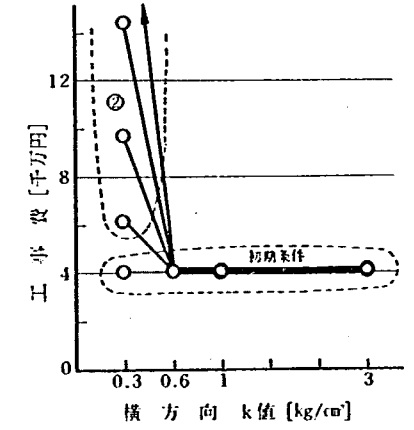
(d) 杭基礎 (支持地盤深さ40m)



(e) ケーソン基礎 (支持地盤深さ10m)



(f) ケーソン基礎 (支持地盤深さ20m)



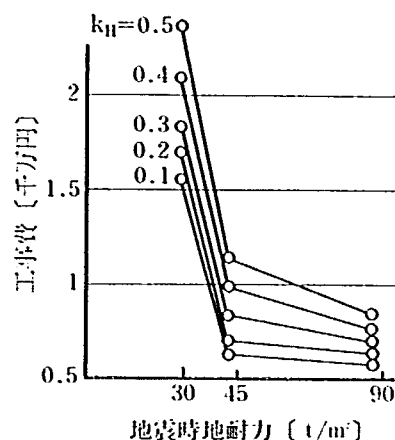
(g) ケーソン基礎 (支持地盤深さ40m)

図 4-8 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響
(PC桁, $H=20\text{m}$, 可動橋脚)

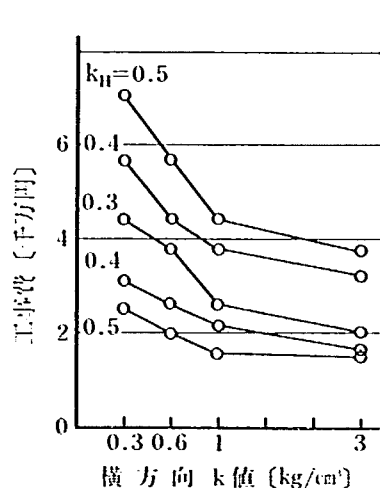
安定計算における寸法等の決定要因

	(地盤強度)			
	G_1	G_2	G_3	G_4
直接基礎	0.95	1.60	0.96	$\times$
くい $l=10\text{m}$	2.86	2.92	2.56	2.03
くい $l=20\text{m}$	3.54	3.31	3.20	3.05
くい $l=40\text{m}$	3.76	3.43	2.72	2.54
ケーソン $l=13\text{m}$	$\times$	$\times$	$\times$	$\times$
ケーソン $l=23\text{m}$	$\times$	$\times$	$\times$	$\times$
ケーソン $l=43\text{m}$	$\times$	$\times$	$\times$	$\times$

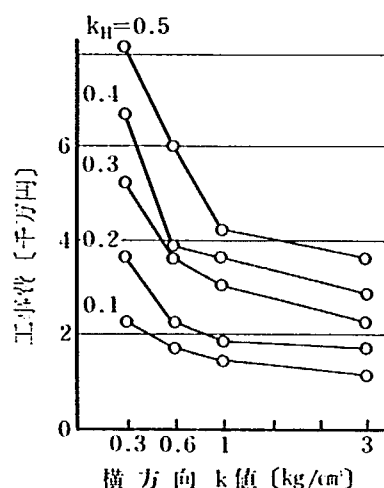
注) $\square$ 内は左から順に, $k_H=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ に対する決定要因を示す。



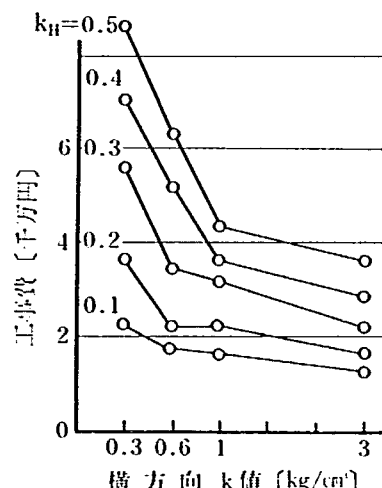
(a) 直接基礎



(b) 杭基礎 (支持地盤深さ10m)



(c) 杭基礎 (支持地盤深さ20m)



(d) 杭基礎 (支持地盤深さ40m)

図4-9 下部工単独工事費に及ぼす設計水平震度および地盤条件の影響 (橋台)

なお、長さが13mの場合には、大部分が①鉛直底面支持力が決定要因となるため、設計水平震度が大きくなるとともに建設費も増大する。これに対して、③水平側面支持力が優勢な決定要因となる長さ23m, 43mのケーソン基礎では、 G_1 地盤の場合には地盤のC, ϕ で規模が決まるため設計水平震度が大きくなるとともに建設費も増大する。しかしながら、 $G_2 \sim G_4$ 地盤の場合にはC, ϕ に余裕が出てくるため、ケーソン寸法は安定計算では決まらず、施工条件等から与えられる初期条件で決まることが多くなる。このため、このような条件のケーソン基礎は、設計水平震度が大きくなっても建設費は変化しない。

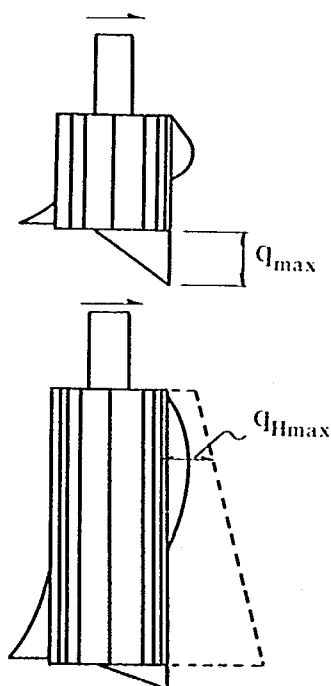


図4-10 ケーソン基礎の寸法の決定要因

5. 橋梁建設費に及ぼす設計水平震度の影響

5-1 設計水平震度影響係数の定義

前章までの条件から求めた上下部工建設費を表5-1～表5-4に示す。表5-1～表5-4には、設計水平震度 $k_H = 0.2$ の場合の建設費（単位橋面積当りの建設費）およびこれを基準とした他の設計水平震度の建設費（価格比）を示している。図5-1～図5-12は、これらを図示したもので、 $k_H = 0.2$ を基準とした価格比と設計水平震度の k_H の関係を示したものである。これによれば、ケーソン基礎を比較的地盤条件の良い箇所で採用した場合等一部の条件を除けば、全体としては、設計水平震度 k_H の増加につれ、価格比は単調に増大することがわかる。設計水平震度 k_H の増加に伴ないどのように価格比が変化するかを表わすために、いま、橋梁の建設費 C を設計水平震度 k_H の関数として次式で表わす（図5-13参照）。

$$C = C_1 e^{ak_H} \quad (5-1)$$

ここで、

C : 橋梁の建設費

k_H : 設計水平震度

C_1, a : 未定係数

式(5-1)の関数形は図5-1～図5-12の関係を最も良く近似するように定めたものである。いま、ある設計水平震度 k_{H0} を用いた際の橋梁建設費を C_0 とすれば、式(5-1)より

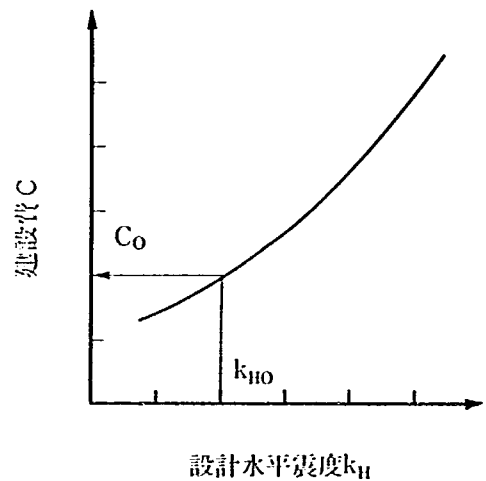


図5-13 建設費 C ～設計水平震度 k_H の関係

$$C_0 = C_1 e^{ak_{H0}} \quad (5-2)$$

となる。これにより、 $C_1 = C_0 e^{-ak_{H0}}$ となり、これを式(5-1)に代入すると次式となる。

$$C = C_0 e^{a(k_H - k_{H0})} \quad (5-3)$$

ここで、

k_{H0} : 基準とする設計水平震度（= 0.2）

C_0 : 基準とする設計水平震度を用いた場合の建設費

したがって、 k_{H0} を用いた場合の建設費 C_0 を基準として任意の設計水平震度 k_H を用いた場合の建設費（価格比） α を定義すると、価格比 α は次式となる。

$$\alpha = \frac{C}{C_0} = e^{a(k_H - k_{H0})} \quad (5-4)$$

係数 a は、設計水平震度 k_H が大きくなった場合の価格比 α の増加割合を表わしたもので、係数 a が大きくなる程設計水平震度 k_H の増加に伴う価格比の増加の割合が大きくなることを表わしている。また、係数 a が 0 ということは、設計水平震度 k_H の増加に伴い建設費が全く増加しないことを示している。ただし、係数 a は一般にマイナスとはならない。このような観点から、ここでは係数 a を設計水平震度影響係数と定義することとする。また、以下では、基準とする設計水平震度 k_{H0} として 0.2 を用いることとする。設計水平震度 k_H は 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 と変化させて試算を行っているため、基準の設計水平震度 0.2 を基本として、 $k_H = 0.1, 0.3, 0.4, 0.5$ $[k_{Hi} (i = 1, 2, 3, 4)]$ に対する価格比 $\alpha_i (i = 1, 2, 3, 4)$ から設計水平震度影響係数 a_i は次のように求めることができる。

$$a_i = \frac{\ln \alpha_i}{k_i - k_{H0}} \quad (5-5)$$

このようにして求めた $a_i (i = 1, 2, 3, 4)$ を平均した値をここでは設計水平震度影響係数とすることとする。すなわち、

$$a = \frac{\sum_{i=1}^4 a_i}{4} \quad (5-6)$$

設計水平震度影響係数 a の値については次節に示すが、代表的な設計水平震度影響係数 a に対して価格比 α と設計水平震度 k_H の関係を式 (5-4) により求めると図 5-14 のようになる。

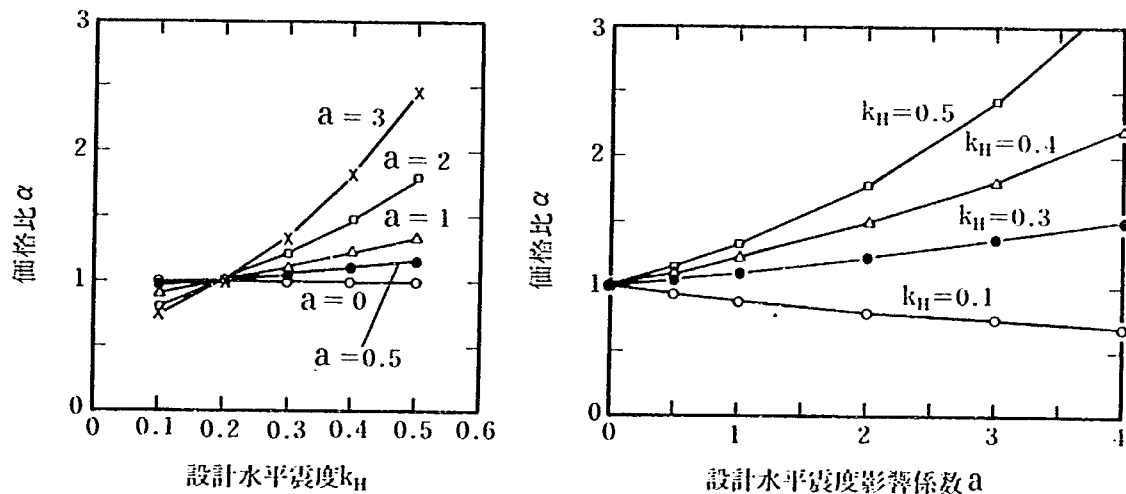


図 5-14 代表的な設計水平震度影響係数 a に対する価格比 α ～設計水平震度 k_H の関係

表 5 - 1 (1) $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費 (鋼鈑桁, $H = 10\text{ m}$)

	地盤条件	端部条件 タイプ	設 計 水 平 震 度 k_H					$k_H=0.2$ の場合の 建設費(千円/㎡)
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
直接基礎	G 1	A	0.97	1.00	1.04	1.09	1.14	233.9
		B	0.97	1.00	1.04	1.07	1.12	217.5
		C	0.98	1.00	1.04	1.06	1.10	201.1
	G 2	A	0.98	1.00	1.04	1.08	1.11	201.0
		B	0.98	1.00	1.03	1.07	1.09	197.8
		C	0.98	1.00	1.02	1.06	1.08	194.6
	G 3	A	0.98	1.00	1.03	1.05	1.08	197.8
		B	0.98	1.00	1.02	1.05	1.08	194.6
		C	0.99	1.00	1.02	1.05	1.08	191.4
杭 基 礎 ($L=10\text{m}$)	G 1	A	0.93	1.00	1.18	1.39	1.63	290.5
		B	0.94	1.00	1.14	1.33	1.56	259.0
		C	0.96	1.00	1.10	1.25	1.48	227.5
	G 2	A	0.91	1.00	1.16	1.26	1.45	273.3
		B	0.93	1.00	1.11	1.21	1.36	247.6
		C	0.96	1.00	1.05	1.14	1.24	222.0
	G 3	A	0.91	1.00	1.08	1.25	1.37	257.4
		B	0.93	1.00	1.06	1.18	1.29	238.4
		C	0.95	1.00	1.04	1.09	1.19	219.3
	G 4	A	0.97	1.00	1.06	1.24	1.34	238.6
		B	0.97	1.00	1.06	1.17	1.25	223.8
		C	0.98	1.00	1.04	1.09	1.15	209.0
杭 基 礎 ($L=20\text{m}$)	G 1	A	0.80	1.00	1.28	1.56	1.91	350.5
		B	0.84	1.00	1.24	1.52	1.89	300.9
		C	0.90	1.00	1.17	1.46	1.85	251.3
	G 2	A	0.91	1.00	1.24	1.34	1.71	286.5
		B	0.94	1.00	1.18	1.27	1.55	259.1
		C	0.97	1.00	1.10	1.19	1.36	231.7
	G 3	A	0.91	1.00	1.17	1.27	1.41	284.1
		B	0.93	1.00	1.13	1.22	1.34	256.7
		C	0.96	1.00	1.08	1.16	1.26	229.3
	G 4	A	0.92	1.00	1.10	1.24	1.38	262.2
		B	0.94	1.00	1.08	1.19	1.29	243.5
		C	0.97	1.00	1.05	1.12	1.19	224.8
杭 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 1	A	0.75	1.00	1.32	1.68	2.11	459.4
		B	0.78	1.00	1.29	1.67	2.16	382.3
		C	0.84	1.00	1.24	1.66	2.23	305.1
	G 2	A	0.87	1.00	1.27	1.40	1.82	358.3
		B	0.90	1.00	1.20	1.34	1.67	314.1
		C	0.93	1.00	1.12	1.27	1.47	269.9
	G 3	A	0.88	1.00	1.24	1.43	1.62	331.6
		B	0.90	1.00	1.19	1.35	1.53	297.0
		C	0.94	1.00	1.11	1.24	1.41	262.4

表 5 - 1 (2) $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費 (鋼鈑桁, $H = 10 \text{ m}$)

	地盤条件	端部条件 タイプ	設 計 水 平 震 度 k_H					$k_H=0.2$ の場合の 建設費(千円/㎡)
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
杭 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 4	A	0.85	1.00	1.15	1.31	1.50	317.2
		B	0.90	1.00	1.11	1.25	1.40	287.8
		C	0.96	1.00	1.07	1.17	1.29	258.3
ケーソン 基 礎 ($L=10\text{m}$)	G 1	A	0.85	1.00	1.19	1.46	1.72	357.0
		B	0.84	1.00	1.19	1.46	1.72	345.3
		C	0.82	1.00	1.19	1.46	1.73	333.5
	G 2	A	0.89	1.00	1.22	1.37	1.64	313.9
		B	0.85	1.00	1.21	1.38	1.64	301.5
		C	0.84	1.00	1.19	1.39	1.63	289.2
	G 3	A	0.86	1.00	1.14	1.39	1.57	282.2
		B	0.88	1.00	1.14	1.39	1.58	268.1
		C	0.89	1.00	1.29	1.39	1.58	254.0
	G 4	A	0.96	1.00	1.06	1.28	1.43	247.4
		B	0.97	1.00	1.04	1.21	1.34	237.2
		C	0.97	1.00	1.03	1.13	1.26	227.0
ケーソン 基 礎 ($L=20\text{m}$)	G 1	A	0.69	1.00	1.46	1.89	2.50	487.6
		B	0.71	1.00	1.51	2.09	2.82	469.3
		C	0.74	1.00	1.58	2.31	3.17	451.0
	G 2	A	0.95	1.00	1.20	1.31	1.72	328.2
		B	0.97	1.00	1.12	1.21	1.50	328.8
		C	1.00	1.00	1.04	1.11	1.28	329.3
	G 3	A	0.95	1.00	1.12	1.16	1.24	328.2
		B	0.97	1.00	1.06	1.08	1.12	328.8
		C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	329.3
	G 4	A	0.95	1.00	1.06	1.14	1.23	310.7
		B	0.98	1.00	1.03	1.07	1.12	320.0
		C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	329.3
ケーソン 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 1	A	0.78	1.00	1.38	1.96	2.66	758.6
		B	0.84	1.00	1.35	2.04	2.83	802.7
		C	0.89	1.00	1.32	2.11	2.98	846.8
	G 2	A	0.95	1.00	1.13	1.16	1.36	588.9
		B	0.98	1.00	1.06	1.07	1.16	671.9
		C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	754.9
	G 3	A	0.96	1.00	1.11	1.17	1.24	569.7
		B	0.98	1.00	1.05	1.08	1.10	662.3
		C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	754.9
	G 4	A	0.93	1.00	1.05	1.12	1.20	559.4
		B	0.97	1.00	1.02	1.05	1.09	657.2
		C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	754.9

表 5 - 2 (1) $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費 (鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$)

	地盤条件	端部条件 タイプ	設 計 水 平 震 度 k_H					$k_H=0.2$ の場合の 建設費(千円/㎡)
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
直接基礎	G 1	A	0.94	1.00	1.04	1.10	1.16	256.8
		B	0.94	1.00	1.05	1.10	1.16	247.2
		C	0.94	1.00	1.05	1.10	1.16	237.6
	G 2	A	0.94	1.00	1.05	1.10	1.15	220.8
		B	0.94	1.00	1.05	1.10	1.16	224.1
		C	0.94	1.00	1.05	1.10	1.16	227.4
	G 3	A	0.95	1.00	1.04	1.09	1.14	215.4
		B	0.95	1.00	1.05	1.11	1.16	217.3
		C	0.95	1.00	1.06	1.12	1.18	219.2
杭 基 礎 ($L=10\text{m}$)	G 1	A	0.90	1.00	1.20	1.40	1.66	318.8
		B	0.90	1.00	1.16	1.35	1.61	298.9
		C	0.90	1.00	1.11	1.29	1.55	279.0
	G 2	A	0.89	1.00	1.16	1.28	1.49	299.3
		B	0.90	1.00	1.13	1.24	1.42	282.8
		C	0.91	1.00	1.09	1.20	1.35	266.4
	G 3	A	0.90	1.00	1.09	1.27	1.41	281.4
		B	0.91	1.00	1.08	1.22	1.35	270.4
		C	0.93	1.00	1.08	1.17	1.29	259.3
	G 4	A	0.95	1.00	1.07	1.27	1.35	260.6
		B	0.94	1.00	1.06	1.21	1.29	253.9
		C	0.94	1.00	1.06	1.15	1.21	247.1
杭 基 礎 ($L=20\text{m}$)	G 1	A	0.80	1.00	1.29	1.58	1.93	380.6
		B	0.84	1.00	1.26	1.57	1.95	341.5
		C	0.89	1.00	1.22	1.55	1.97	302.3
	G 2	A	0.89	1.00	1.24	1.36	1.74	316.1
		B	0.91	1.00	1.19	1.32	1.62	299.1
		C	0.92	1.00	1.14	1.28	1.49	282.1
	G 3	A	0.89	1.00	1.16	1.27	1.43	315.7
		B	0.90	1.00	1.13	1.23	1.38	298.8
		C	0.92	1.00	1.09	1.20	1.34	281.8
	G 4	A	0.90	1.00	1.10	1.24	1.39	288.7
		B	0.91	1.00	1.09	1.19	1.33	278.1
		C	0.92	1.00	1.07	1.14	1.27	267.5
杭 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 1	A	0.75	1.00	1.33	1.73	2.17	493.6
		B	0.77	1.00	1.31	1.74	2.27	431.7
		C	0.81	1.00	1.28	1.77	2.39	369.8
	G 2	A	0.86	1.00	1.29	1.42	1.86	398.7
		B	0.87	1.00	1.24	1.38	1.74	369.7
		C	0.89	1.00	1.18	1.33	1.59	340.8
	G 3	A	0.87	1.00	1.24	1.43	1.63	368.4
		B	0.89	1.00	1.18	1.36	1.56	349.0
		C	0.90	1.00	1.12	1.28	1.48	329.7

表 5 - 2 (2) $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費 (鋼鈑桁, $H = 20\text{ m}$)

	地盤条件	端部条件 タイプ	設 計 水 平 震 度					$k_H=0.2$ の場合の 建設費(千円/㎡)
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
杭 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 4	A	0.83	1.00	1.13	1.30	1.50	356.5
		B	0.86	1.00	1.11	1.25	1.44	337.5
		C	0.89	1.00	1.09	1.20	1.37	318.6
ケーソン 基 礎 ($L=10\text{m}$)	G 1	A	0.85	1.00	1.25	1.47	1.74	392.8
		B	0.82	1.00	1.25	1.48	1.77	400.9
		C	0.80	1.00	1.25	1.49	1.80	409.1
	G 2	A	0.83	1.00	1.24	1.42	1.67	356.4
		B	0.82	1.00	1.24	1.44	1.71	358.2
		C	0.82	1.00	1.24	1.47	1.74	360.0
	G 3	A	0.82	1.00	1.18	1.42	1.61	325.4
		B	0.83	1.00	1.20	1.44	1.64	323.4
		C	0.83	1.00	1.23	1.46	1.66	321.4
	G 4	A	0.91	1.00	1.14	1.41	1.61	278.7
		B	0.91	1.00	1.17	1.42	1.63	272.2
		C	0.91	1.00	1.20	1.43	1.65	265.7
ケーソン 基 礎 ($L=20\text{m}$)	G 1	A	0.67	1.00	1.45	2.00	2.49	552.7
		B	0.65	1.00	1.51	2.13	2.77	573.6
		C	0.64	1.00	1.57	2.25	3.02	594.5
	G 2	A	0.90	1.00	1.23	1.44	2.02	354.5
		B	0.92	1.00	1.15	1.39	1.93	358.8
		C	0.95	1.00	1.08	1.33	1.84	363.1
	G 3	A	0.94	1.00	1.11	1.20	1.32	340.8
		B	0.96	1.00	1.06	1.12	1.21	345.0
		C	0.98	1.00	1.01	1.05	1.10	349.3
	G 4	A	0.94	1.00	1.06	1.14	1.22	323.3
		B	0.96	1.00	1.03	1.07	1.12	336.3
		C	0.98	1.00	1.01	1.01	1.02	349.3
ケーソン 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 1	A	0.74	1.00	1.55	2.24	2.84	810.6
		B	0.80	1.00	1.65	2.41	3.20	858.5
		C	0.85	1.00	1.73	2.56	3.51	906.3
	G 2	A	0.94	1.00	1.13	1.16	1.36	601.4
		B	0.97	1.00	1.06	1.07	1.16	688.2
		C	0.99	1.00	1.00	1.01	1.01	775.0
	G 3	A	0.95	1.00	1.11	1.17	1.23	582.3
		B	0.97	1.00	1.05	1.08	1.10	678.6
		C	0.99	1.00	1.00	1.01	1.01	775.0
	G 4	A	0.93	1.00	1.05	1.12	1.19	572.0
		B	0.97	1.00	1.02	1.06	1.09	673.5
		C	0.99	1.00	1.00	1.01	1.01	775.0

表 5 - 3 (1) $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費 (鋼鈑桁, $H = 10 \text{ m}$)

	地盤条件	端部条件 タイプ	設 計 水 平 震 度 k_H					$k_H=0.2$ の場合の 建設費(千円/㎡)
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
直接基礎	G 1	A	0.96	1.00	1.05	1.12	1.17	203.0
		B	0.96	1.00	1.05	1.11	1.15	188.1
		C	0.96	1.00	1.05	1.10	1.13	173.1
	G 2	A	0.97	1.00	1.05	1.11	1.16	169.2
		B	0.97	1.00	1.05	1.10	1.13	166.7
		C	0.98	1.00	1.04	1.08	1.11	164.2
	G 3	A	0.97	1.00	1.03	1.08	1.12	164.7
		B	0.98	1.00	1.03	1.08	1.12	161.5
		C	0.98	1.00	1.03	1.08	1.13	158.3
杭 基 礎 ($L=10\text{m}$)	G 1	A	0.91	1.00	1.23	1.49	1.81	264.7
		B	0.92	1.00	1.19	1.44	1.77	235.6
		C	0.93	1.00	1.14	1.37	1.73	206.4
	G 2	A	0.89	1.00	1.20	1.33	1.56	246.7
		B	0.91	1.00	1.15	1.28	1.48	223.0
		C	0.94	1.00	1.10	1.22	1.39	199.3
	G 3	A	0.90	1.00	1.11	1.33	1.46	228.0
		B	0.92	1.00	1.09	1.26	1.38	210.9
		C	0.94	1.00	1.07	1.18	1.30	193.8
	G 4	A	0.95	1.00	1.07	1.28	1.41	212.4
		B	0.94	1.00	1.06	1.20	1.31	199.9
		C	0.94	1.00	1.05	1.10	1.20	187.5
杭 基 礎 ($L=20\text{m}$)	G 1	A	0.76	1.00	1.34	1.70	2.13	332.9
		B	0.81	1.00	1.32	1.69	2.20	284.7
		C	0.87	1.00	1.29	1.68	2.30	236.4
	G 2	A	0.89	1.00	1.28	1.43	1.84	263.9
		B	0.90	1.00	1.21	1.37	1.71	240.0
		C	0.91	1.00	1.13	1.30	1.54	216.2
	G 3	A	0.88	1.00	1.21	1.35	1.53	260.0
		B	0.89	1.00	1.16	1.30	1.47	236.1
		C	0.91	1.00	1.10	1.24	1.38	212.2
	G 4	A	0.88	1.00	1.12	1.29	1.43	236.9
		B	0.91	1.00	1.10	1.24	1.35	218.9
		C	0.94	1.00	1.08	1.18	1.25	200.9
杭 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 1	A	0.72	1.00	1.38	1.82	2.34	454.9
		B	0.75	1.00	1.37	1.85	2.49	383.4
		C	0.80	1.00	1.36	1.90	2.70	311.8
	G 2	A	0.83	1.00	1.33	1.50	2.00	345.3
		B	0.85	1.00	1.26	1.46	1.87	307.2
		C	0.86	1.00	1.18	1.42	1.71	269.2
	G 3	A	0.86	1.00	1.29	1.49	1.73	314.7
		B	0.87	1.00	1.22	1.41	1.63	286.1
		C	0.88	1.00	1.13	1.30	1.50	257.4

表 5 - 3 (2) $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費 (鋼鈑桁, $H = 10 \text{ m}$)

	地盤条件	端部条件 タイプ	設 計 水 平 震 度 k_H					$k_H=0.2$ の場合の 建設費(千円/㎡)
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
杭 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 4	A	0.82	1.00	1.18	1.38	1.60	294.5
		B	0.86	1.00	1.16	1.34	1.53	265.8
		C	0.92	1.00	1.14	1.28	1.43	237.0
ケーソン 基 礎 ($L=10\text{m}$)	G 1	A	0.81	1.00	1.24	1.49	1.82	352.8
		B	0.79	1.00	1.23	1.48	1.82	348.8
		C	0.77	1.00	1.22	1.48	1.82	344.9
	G 2	A	0.80	1.00	1.24	1.43	1.79	309.8
		B	0.79	1.00	1.23	1.41	1.77	301.2
		C	0.79	1.00	1.22	1.38	1.76	292.5
	G 3	A	0.81	1.00	1.23	1.45	1.69	271.0
		B	0.82	1.00	1.25	1.46	1.71	262.3
		C	0.82	1.00	1.28	1.47	1.73	253.7
	G 4	A	0.94	1.00	1.23	1.45	1.71	218.5
		B	0.95	1.00	1.16	1.39	1.64	208.3
		C	0.95	1.00	1.16	1.33	1.57	198.1
ケーソン 基 礎 ($L=20\text{m}$)	G 1	A	0.62	1.00	1.43	2.00	2.50	518.8
		B	0.62	1.00	1.46	2.15	2.79	521.1
		C	0.61	1.00	1.48	2.30	3.08	523.4
	G 2	A	0.94	1.00	1.30	1.53	2.10	293.7
		B	0.97	1.00	1.21	1.42	1.88	294.3
		C	1.00	1.00	1.12	1.31	1.66	294.8
	G 3	A	0.94	1.00	1.13	1.21	1.36	293.7
		B	0.97	1.00	1.07	1.12	1.23	294.3
		C	1.00	1.00	1.00	1.03	1.10	294.8
	G 4	A	0.94	1.00	1.07	1.17	1.26	276.2
		B	0.97	1.00	1.04	1.09	1.13	285.5
		C	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	294.8
ケーソン 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 1	A	0.69	1.00	1.48	2.14	2.73	806.0
		B	0.75	1.00	1.47	2.27	2.99	850.1
		C	0.80	1.00	1.45	2.38	3.23	894.3
	G 2	A	0.95	1.00	1.14	1.17	1.39	554.4
		B	0.98	1.00	1.06	1.08	1.17	637.4
		C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	720.5
	G 3	A	0.95	1.00	1.12	1.19	1.25	535.3
		B	0.98	1.00	1.05	1.08	1.11	627.9
		C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	720.5
	G 4	A	0.93	1.00	1.06	1.13	1.21	525.0
		B	0.97	1.00	1.06	1.06	1.09	622.7
		C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	720.5

表 5 - 4 (1) $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費 (鋼鈑桁, $H = 20\text{ m}$)

	地盤条件	端部条件 タイプ	設 計 水 平 震 度 k_H					$k_H=0.2$ の場合の 建設費(千円/㎡)
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
直接基礎	G 1	A	0.93	1.00	1.06	1.13	1.20	227.0
		B	0.93	1.00	1.06	1.12	1.19	219.6
		C	0.93	1.00	1.06	1.12	1.19	212.3
	G 2	A	0.94	1.00	1.07	1.13	1.20	190.1
		B	0.93	1.00	1.07	1.12	1.19	195.1
		C	0.93	1.00	1.06	1.12	1.19	200.0
	G 3	A	0.95	1.00	1.05	1.13	1.18	183.4
		B	0.95	1.00	1.06	1.15	1.20	186.2
		C	0.95	1.00	1.07	1.16	1.23	189.1
杭 基 礎 ($L=10\text{m}$)	G 1	A	0.89	1.00	1.24	1.49	1.78	293.9
		B	0.90	1.00	1.21	1.45	1.75	275.6
		C	0.90	1.00	1.17	1.42	1.72	257.2
	G 2	A	0.87	1.00	1.20	1.35	1.57	274.4
		B	0.88	1.00	1.16	1.31	1.50	262.6
		C	0.90	1.00	1.11	1.27	1.42	250.9
	G 3	A	0.87	1.00	1.11	1.33	1.48	258.0
		B	0.89	1.00	1.10	1.28	1.42	250.5
		C	0.90	1.00	1.09	1.23	1.37	243.0
	G 4	A	0.94	1.00	1.10	1.29	1.44	234.2
		B	0.94	1.00	1.10	1.24	1.39	228.9
		C	0.93	1.00	1.11	1.18	1.32	223.7
杭 基 礎 ($L=20\text{m}$)	G 1	A	0.76	1.00	1.32	1.67	2.15	367.7
		B	0.80	1.00	1.29	1.66	2.19	335.6
		C	0.84	1.00	1.25	1.65	2.24	303.6
	G 2	A	0.87	1.00	1.27	1.43	1.82	297.2
		B	0.88	1.00	1.20	1.38	1.69	286.9
		C	0.89	1.00	1.14	1.33	1.59	276.7
	G 3	A	0.87	1.00	1.21	1.34	1.55	291.7
		B	0.88	1.00	1.17	1.31	1.52	278.6
		C	0.90	1.00	1.13	1.28	1.49	265.6
	G 4	A	0.88	1.00	1.13	1.31	1.48	264.3
		B	0.89	1.00	1.11	1.28	1.43	256.4
		C	0.91	1.00	1.10	1.25	1.38	248.5
杭 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 1	A	0.72	1.00	1.39	1.80	2.41	497.4
		B	0.76	1.00	1.38	1.84	2.56	441.0
		C	0.81	1.00	1.38	1.88	2.76	384.7
	G 2	A	0.83	1.00	1.32	1.51	1.98	388.1
		B	0.84	1.00	1.27	1.50	1.87	365.5
		C	0.85	1.00	1.20	1.48	1.75	342.9
	G 3	A	0.85	1.00	1.30	1.51	1.77	355.9
		B	0.85	1.00	1.24	1.46	1.72	341.7
		C	0.85	1.00	1.18	1.40	1.65	327.5

表 5 - 4 (2) $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費 (鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$)

	地盤条件	端部条件 タイプ	設 計 水 平 震 度 k_H					$k_H=0.2$ の場合の 建設費(千円/㎡)
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
杭 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 4	A	0.81	1.00	1.17	1.40	1.61	336.4
		B	0.85	1.00	1.17	1.37	1.56	322.6
		C	0.88	1.00	1.17	1.33	1.51	308.7
ケーソン 基 礎 ($L=10\text{m}$)	G 1	A	0.80	1.00	1.25	1.48	1.67	387.7
		B	0.77	1.00	1.24	1.49	1.67	406.2
		C	0.74	1.00	1.24	1.49	1.68	424.7
	G 2	A	0.85	1.00	1.35	1.53	1.82	326.0
		B	0.84	1.00	1.33	1.53	1.83	337.0
		C	0.84	1.00	1.31	1.53	1.84	348.0
	G 3	A	0.81	1.00	1.22	1.51	1.73	304.3
		B	0.80	1.00	1.22	1.51	1.75	313.0
		C	0.79	1.00	1.22	1.50	1.77	321.8
	G 4	A	0.88	1.00	1.22	1.53	1.71	259.4
		B	0.86	1.00	1.26	1.55	1.75	258.8
		C	0.84	1.00	1.29	1.57	1.80	258.2
ケーソン 基 礎 ($L=20\text{m}$)	G 1	A	0.63	1.00	1.46	1.92	2.51	592.1
		B	0.62	1.00	1.49	2.03	2.71	631.0
		C	0.61	1.00	1.52	2.12	2.89	670.0
	G 2	A	0.87	1.00	1.36	1.75	2.35	327.1
		B	0.90	1.00	1.28	1.72	2.33	331.7
		C	0.93	1.00	1.20	1.69	2.30	336.3
	G 3	A	0.93	1.00	1.17	1.27	1.46	306.4
		B	0.96	1.00	1.11	1.18	1.33	311.1
		C	0.99	1.00	1.05	1.10	1.21	315.7
	G 4	A	0.94	1.00	1.06	1.16	1.30	289.0
		B	0.96	1.00	1.04	1.08	1.18	302.3
		C	0.99	1.00	1.01	1.01	1.07	315.7
ケーソン 基 礎 ($L=40\text{m}$)	G 1	A	0.62	1.00	1.50	2.02	2.71	937.5
		B	0.68	1.00	1.60	2.24	3.05	985.7
		C	0.73	1.00	1.70	2.43	3.35	1033.9
	G 2	A	0.94	1.00	1.14	1.17	1.48	567.1
		B	0.97	1.00	1.06	1.08	1.25	654.2
		C	0.99	1.00	1.00	1.01	1.08	741.3
	G 3	A	0.95	1.00	1.12	1.18	1.25	548.0
		B	0.97	1.00	1.05	1.08	1.11	644.7
		C	0.99	1.00	1.00	1.01	1.01	741.3
	G 4	A	0.93	1.00	1.06	1.13	1.21	537.7
		B	0.97	1.00	1.03	1.06	1.09	639.5
		C	0.99	1.00	1.00	1.01	1.01	741.3

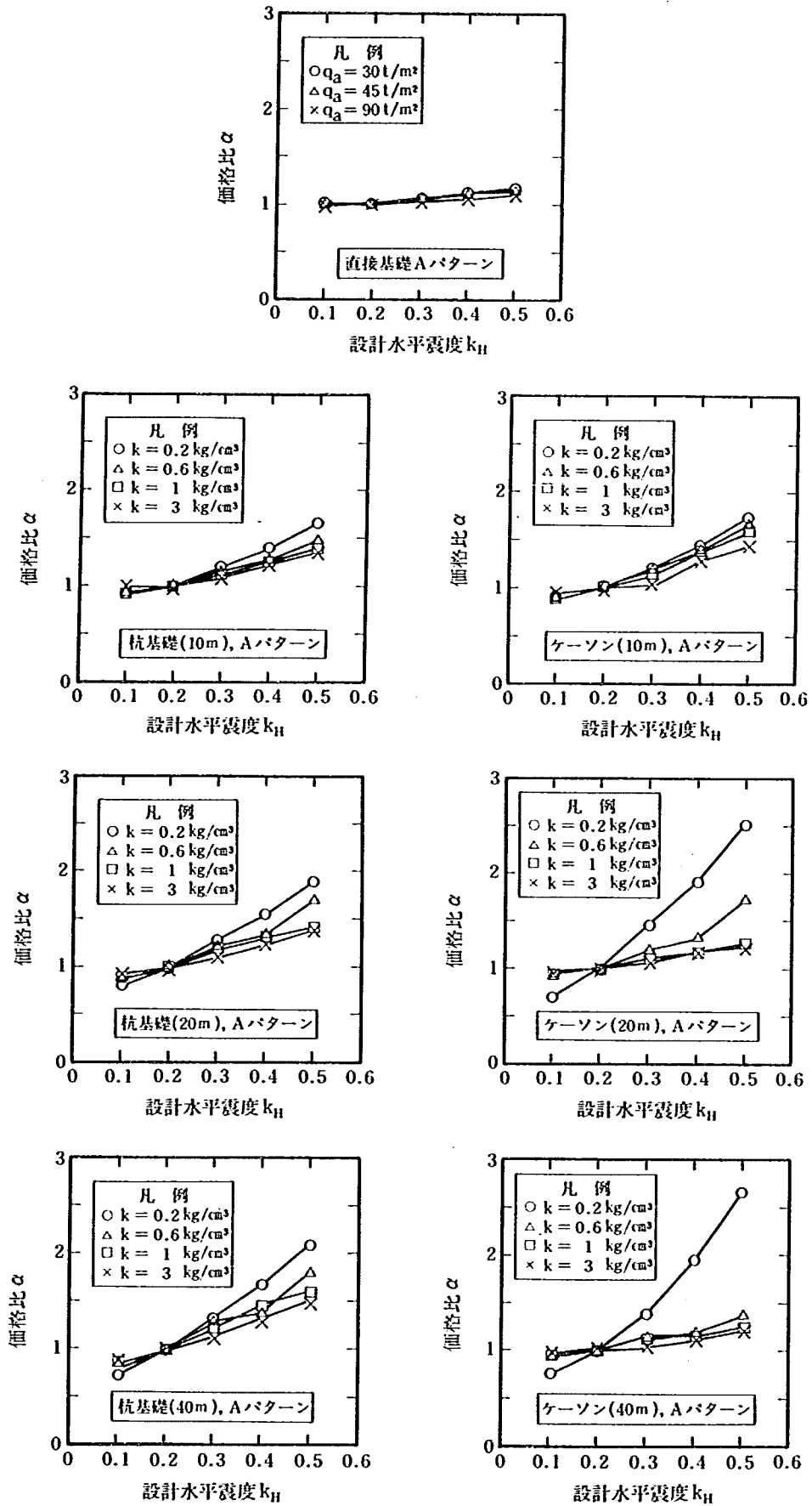


図 5 - 1 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (鋼鈑桁, $H = 10 \text{ m}$, A パターン)

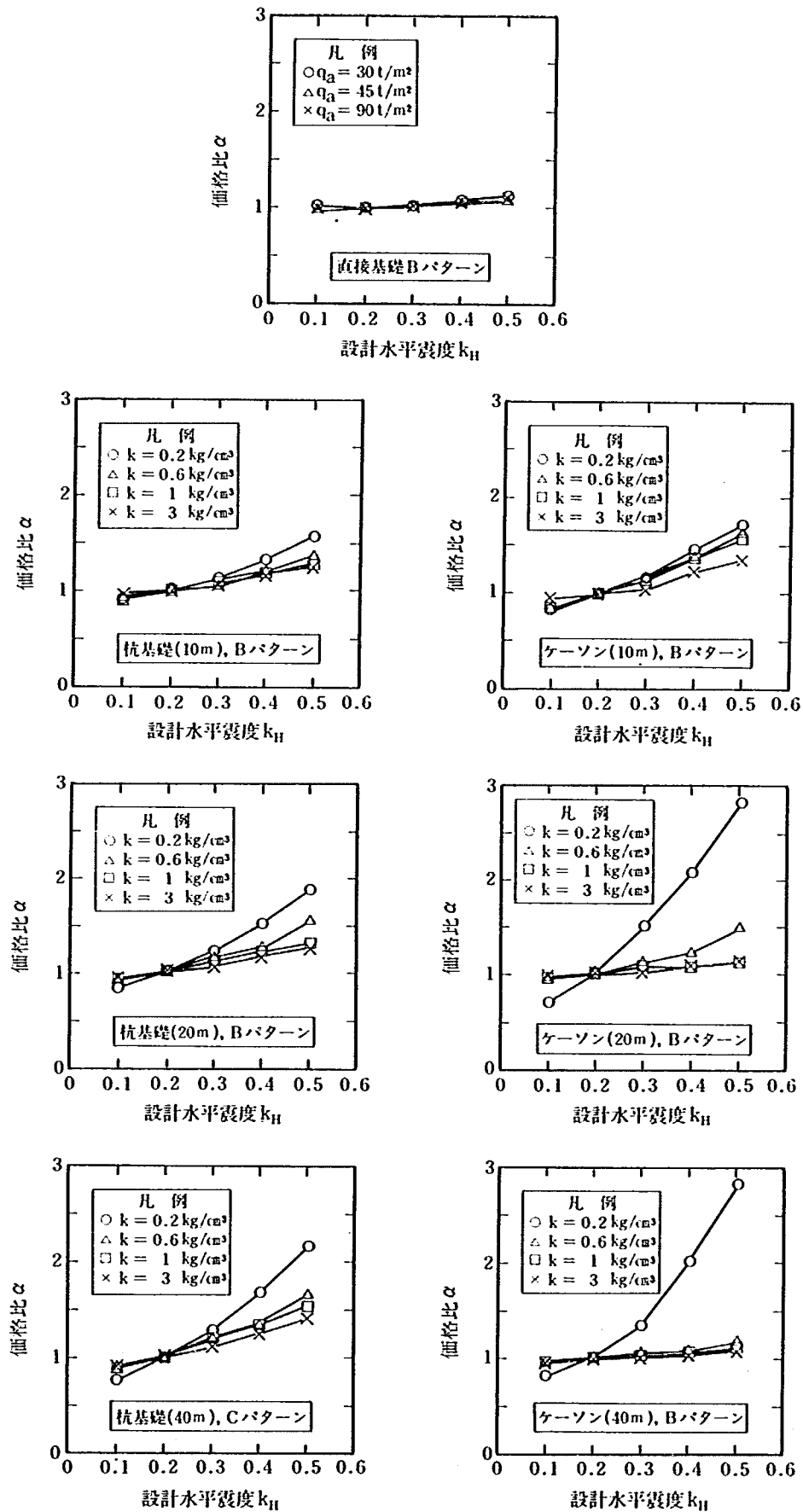


図 5 - 2 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (鋼鈑桁, $H = 10 \text{ m}$, Bパターン)

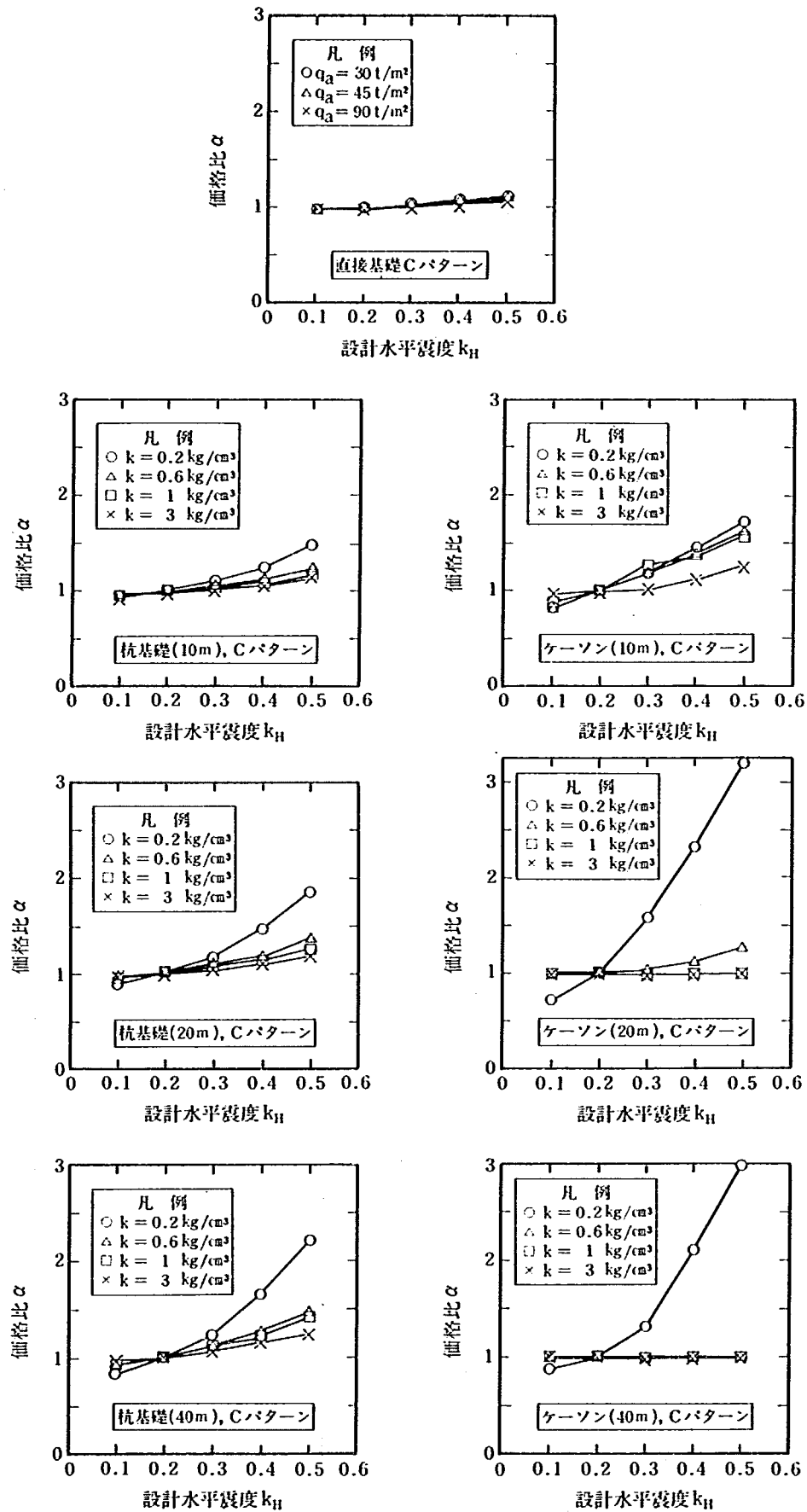


図 5 - 3 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (鋼鈑桁, $H = 10 \text{ m}$, Cパターン)

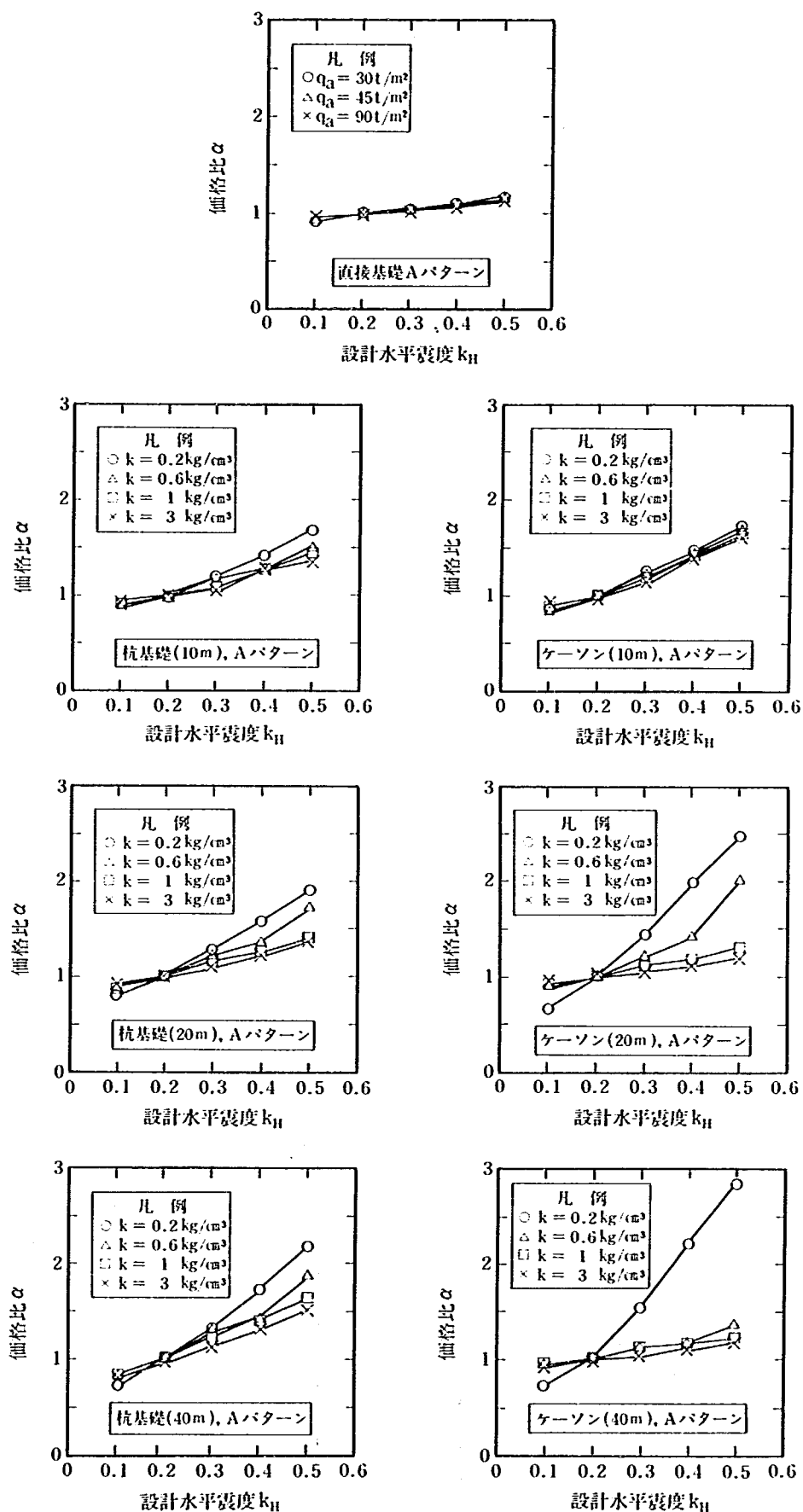


図 5 - 4 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響
(鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$, Aパターン)

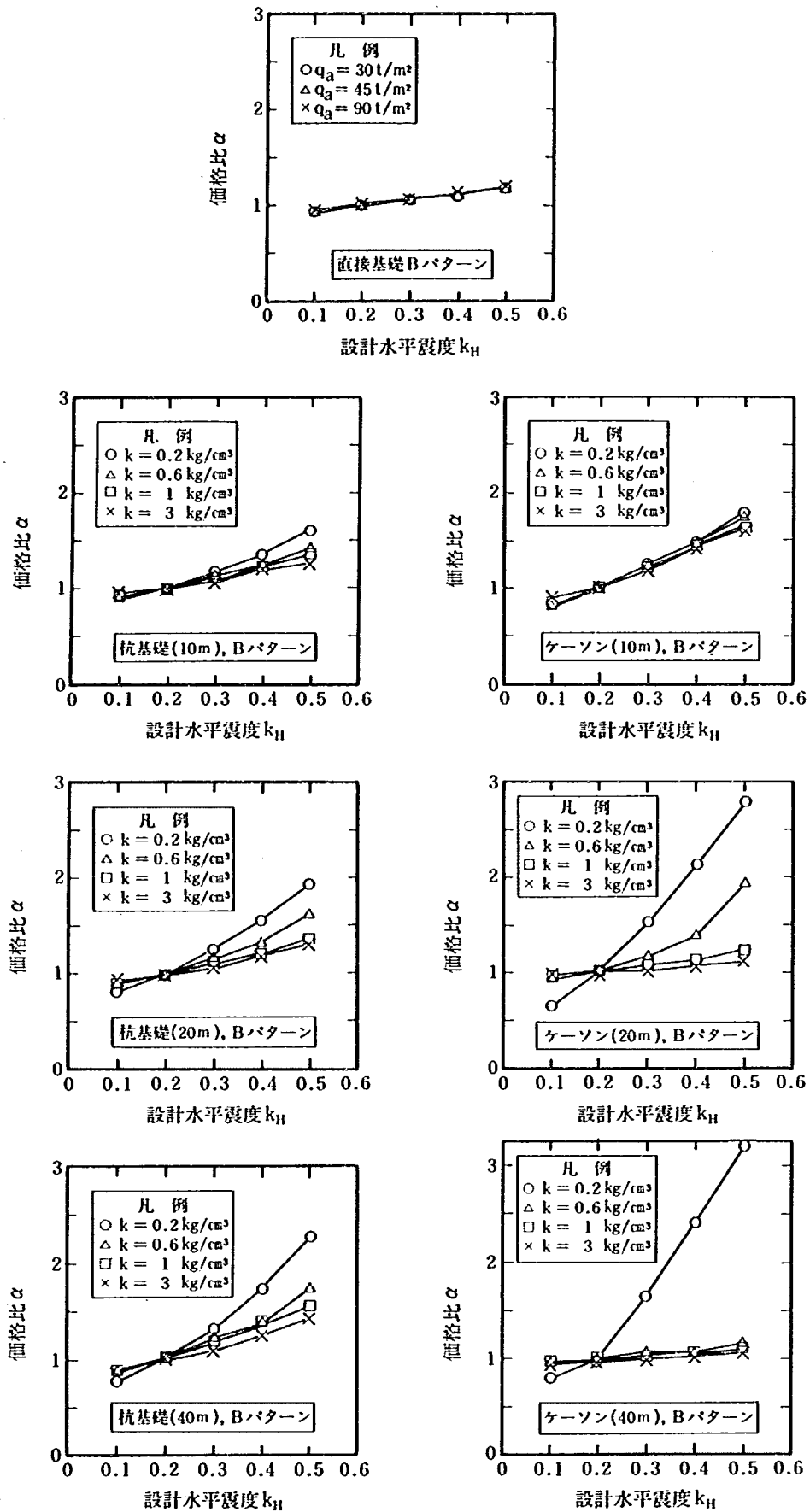


図 5-5 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$, Bパターン)

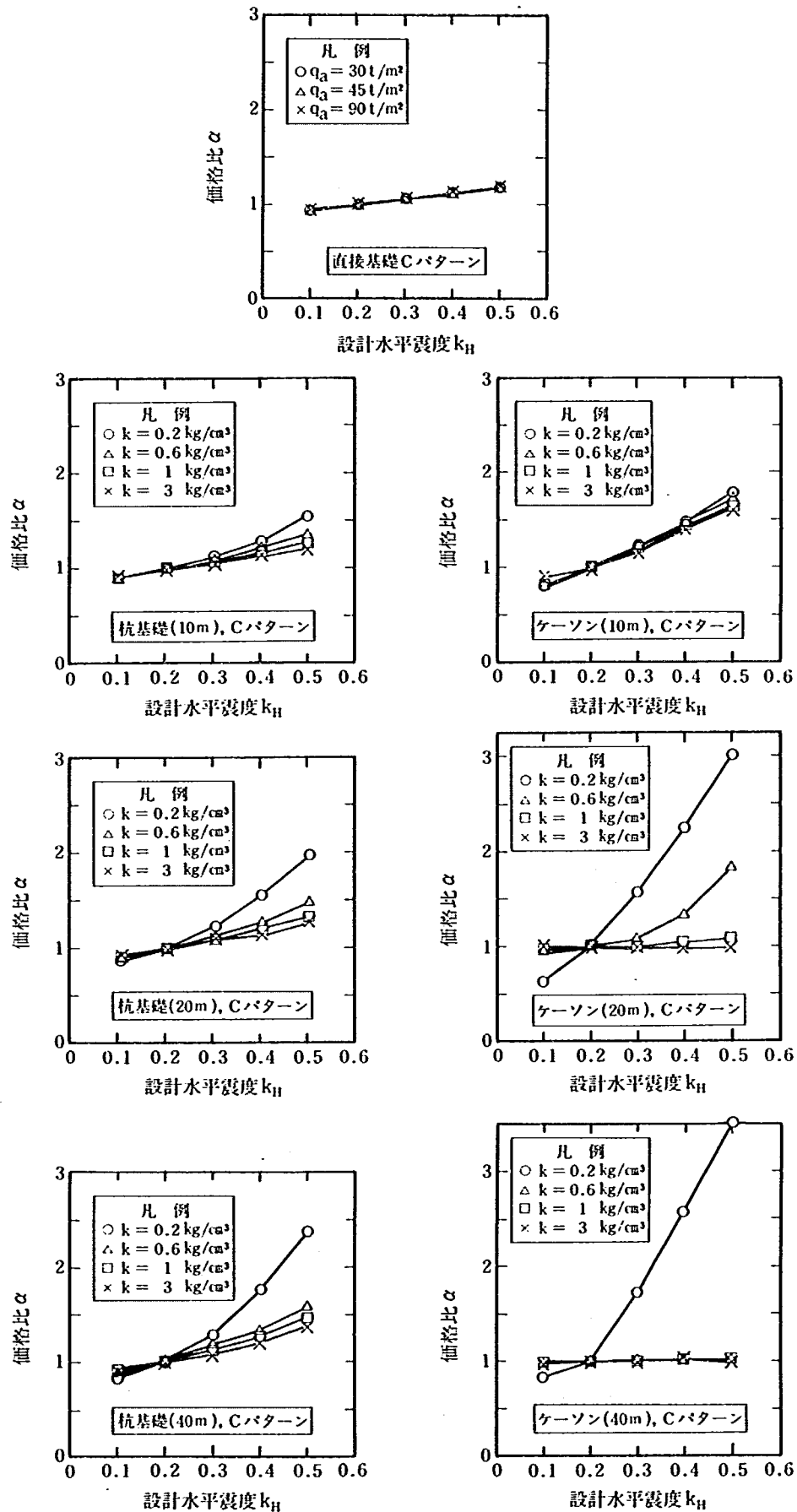


図 5 - 6 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (鋼鈑桁, $H = 20 \text{ m}$, Cパターン)

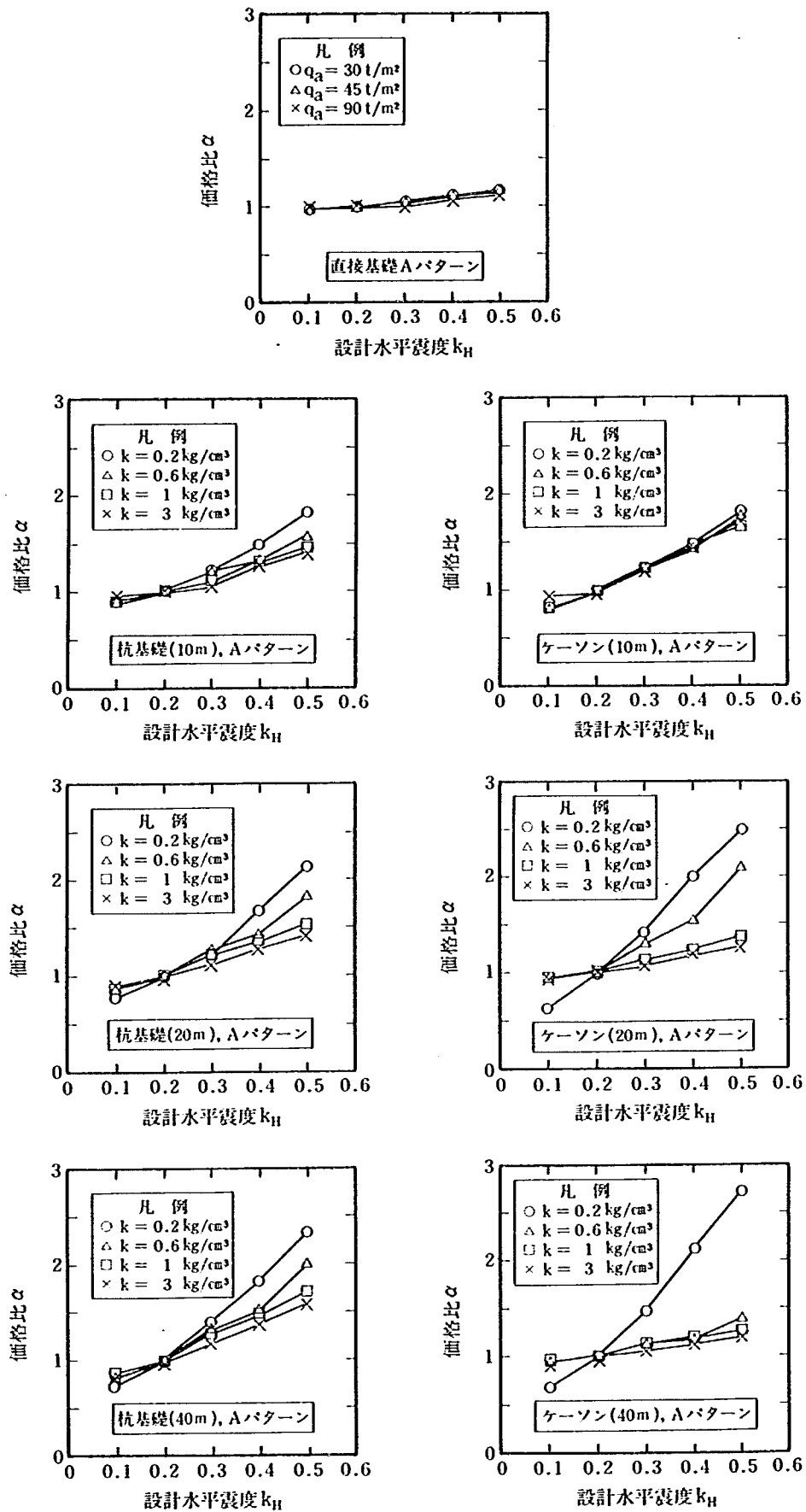


図 5 - 7 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (PC 桁, $H = 10 \text{ m}$, A パターン)

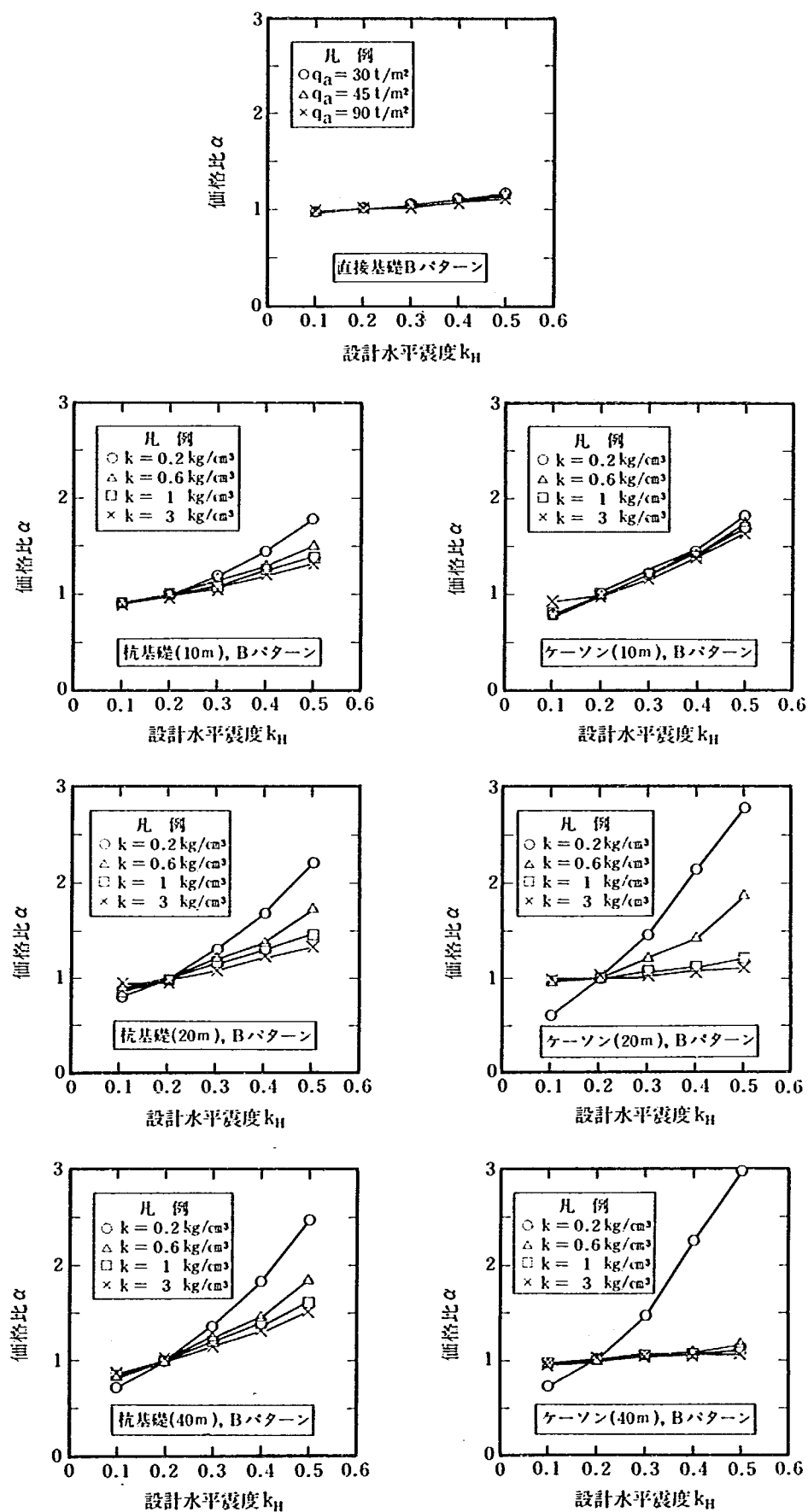


図 5 - 8 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (P C 桁, $H = 10 \text{ m}$, Bパターン)

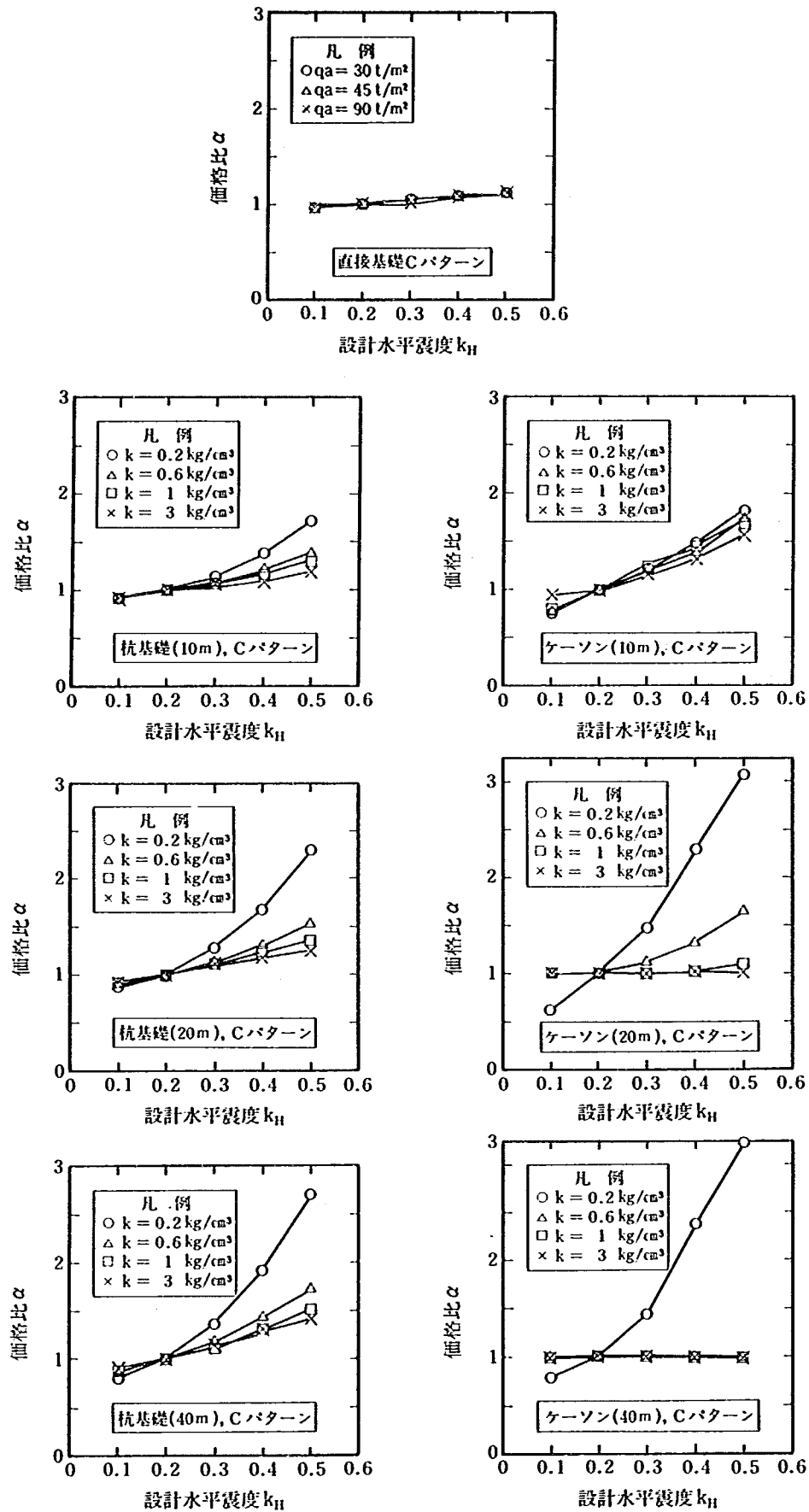


図 5 - 9 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (P C 桁, $H = 10 \text{ m}$, C パターン)

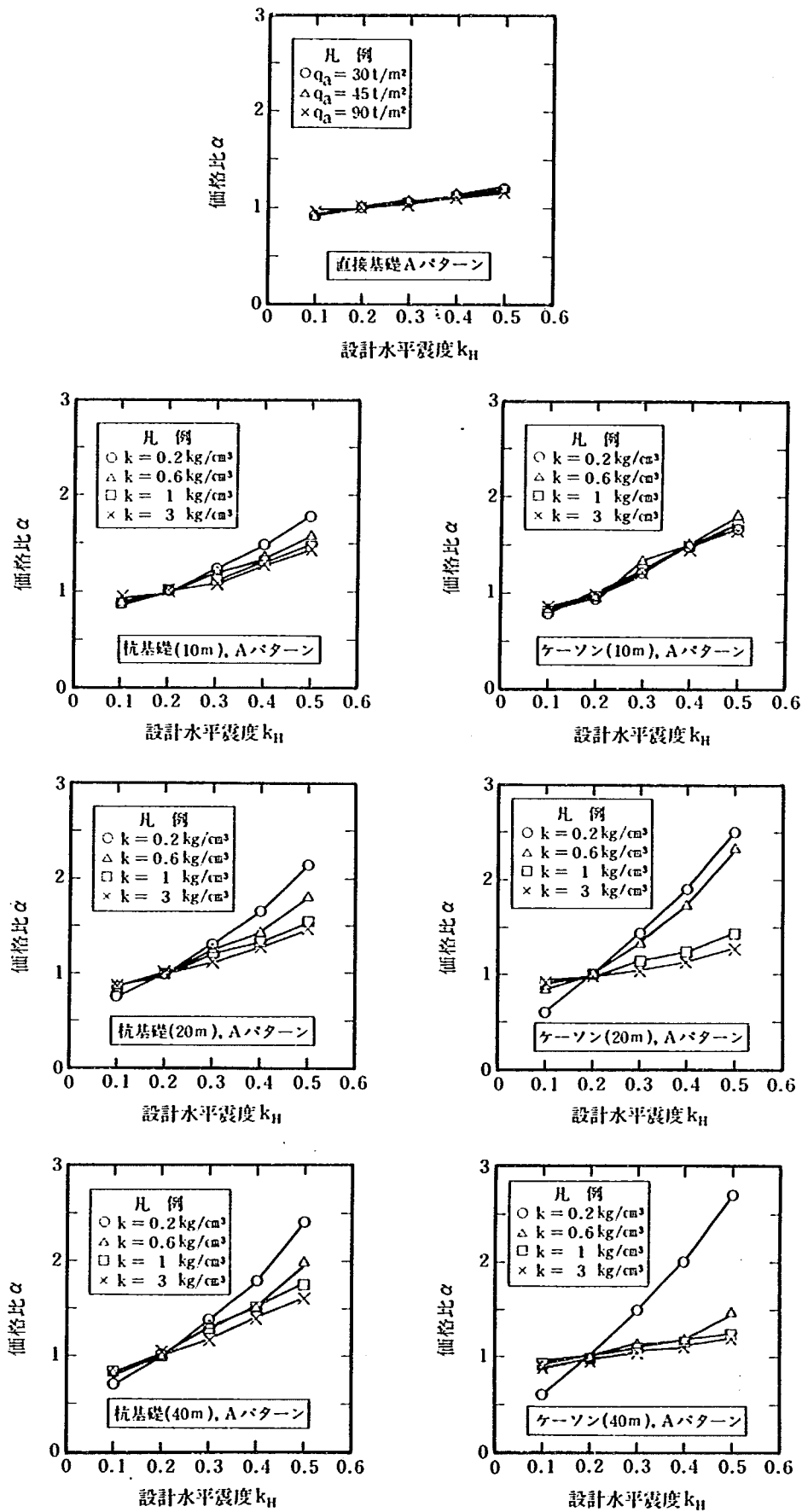


図 5-10 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$, A パターン)

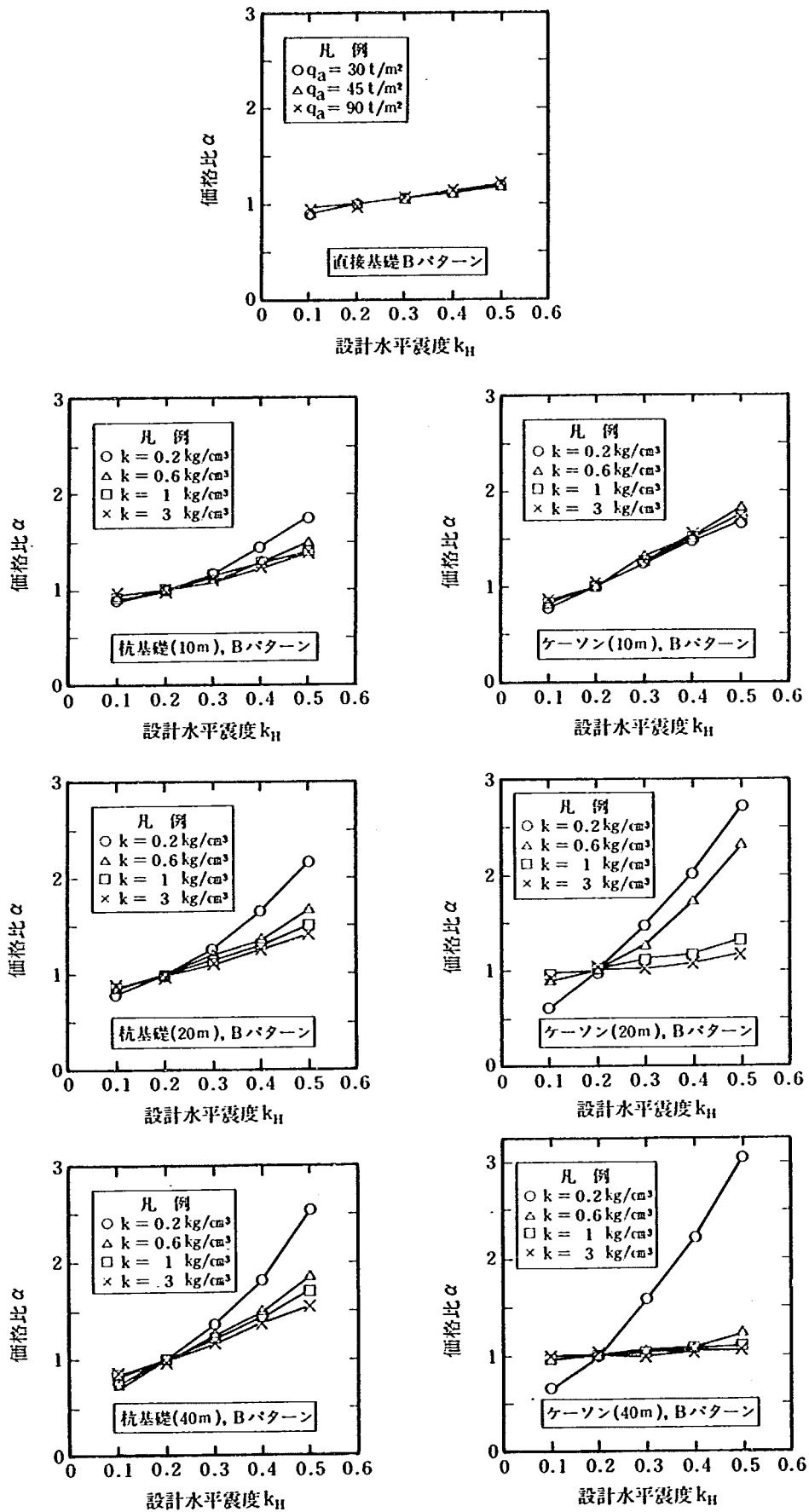


図 5-11 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (P C 桁, $H = 20 \text{ m}$, B パターン)

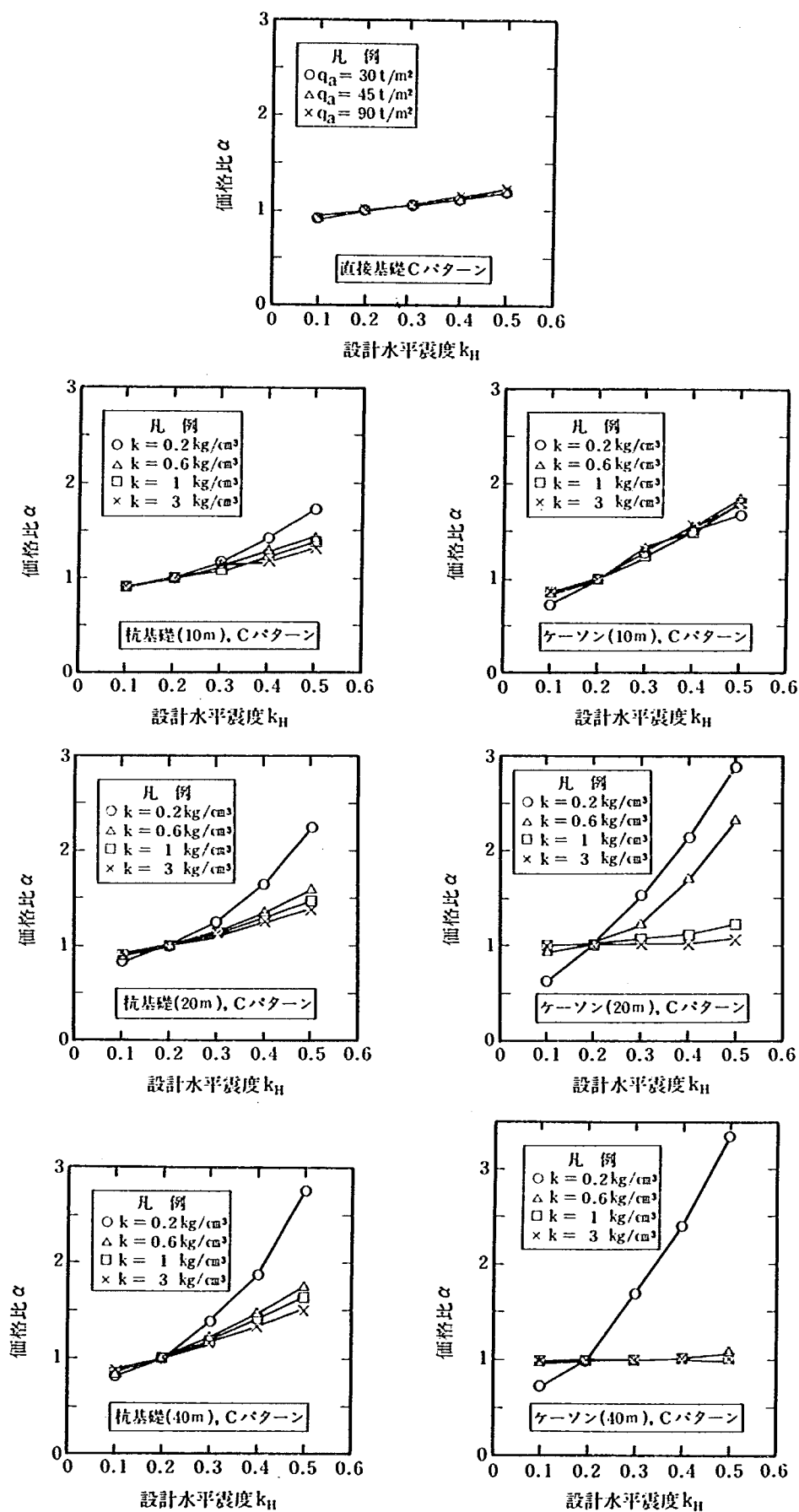


図 5-12 $k_H = 0.2$ の場合を基準とした橋梁の建設費に及ぼす設計水平震度 k_H の影響 (PC 桁, $H = 20 \text{ m}$, C パターン)

5-2 設計水平震度影響係数の検討

設計水平震度影響係数 a を各種条件について求めると表 5-5 のようになる。図 5-15～図 5-17, 図 5-18～図 5-20, 図 5-21～図 5-23 は, それぞれ, これらを上部工種別の影響, 橋脚高さの影響, 支持層までの深さの影響に重点を置いてプロットしたものである。これより, 設計水平震度影響係数 a に関して, 以下の事項が指摘される。

- 1) 端部条件(タイプ A, B, C)の影響としては, 橋台の個数が多くなる程, すなわち, タイプ C → タイプ B → タイプ A となる程, 係数 a は大きくなる。
- 2) P C 桁の係数 a は鋼鈑桁の係数 a よりも一般に大きい。この理由は P C 桁の方が鋼鈑桁よりも上部工重量が大きく慣性力の影響が支配的であること, および上部工の工事費は P C 桁の方が鋼鈑桁よりも一般に低いため工事費全体に占める下部工の工事費が P C 桁では相対的に大きいと考えられる。
- 3) 一般に, 地盤条件が軟質になる程, 係数 a は大きくなる。ただし, 前述したように, 長さが 20 m および 40 m のケーソン基礎を比較的地盤条件の良好な箇所に建設する場合には, ケーソンの寸法が施工等の最小寸法から決まるため, 係数 a は 0 になることがある。
- 4) 橋脚高さが 20 m の場合の方が 10 m の場合よりも一般に係数 a は大きい。これは, 橋脚高さが大きい程, 慣性力, すなわち, 設計水平震度の影響がより大きくなるためである。
- 5) 直接基礎を用いた場合には, 係数 a は 0.2 ～ 0.6 程度の値となり小さい。したがって, 直接基礎を用いた場合の橋梁建設費は設計水平震度の影響をあまり受けない。
- 6) 杭基礎を用いた場合には, 係数 a は 0.7 ～ 3 の範囲で変化する。
- 7) ケーソン基礎を用いた場合には, 係数 a は 0 ～ 4 の範囲で変化する。ただし, k 値が 0.3kg/cm^3 と低い軟弱地盤の場合を除けば, 係数 a は一般に 2 程度以下となる。また, 上記 3) に示したように, 支持地盤深さが 20 m 以上と深く, かつ, 比較的地盤条件が良好な場合には, 係数 a は非常に小さい。

表 5 - 5 各種条件に対する設計水平震度影響係数 a

上部工 形 式	基 礎 形 式	支持地 盤深さ	地盤 条件	タ イ プ A		タ イ プ B		タ イ プ C	
鋼鉄桁	直 接 基 礎	10 m	G 1	0.39	0.50	0.35	0.51	0.31	0.52
			G 2	0.33	0.51	0.28	0.52	0.23	0.52
			G 3	0.25	0.45	0.23	0.50	0.21	0.55
	杭 基 礎	10 m	G 1	1.42	1.56	1.21	1.41	0.94	1.23
			G 2	1.21	1.32	0.93	1.14	0.56	0.93
			G 3	0.96	1.07	0.75	0.92	0.49	0.77
			G 4	0.76	0.84	0.59	0.74	0.40	0.63
		20 m	G 1	2.28	2.31	2.01	2.13	1.63	1.91
			G 2	1.57	1.66	1.24	1.43	0.83	1.17
			G 3	1.22	1.26	0.98	1.09	0.66	0.90
			G 4	1.01	1.05	0.78	0.90	0.50	0.73
		40 m	G 1	2.68	2.77	2.53	2.69	2.30	2.58
			G 2	1.87	1.97	1.54	1.73	1.07	1.44
			G 3	1.72	1.74	1.40	1.48	0.99	1.17
			G 4	1.42	1.45	1.10	1.24	0.69	1.01
	ケーソン基礎	10 m	G 1	1.77	1.92	1.81	2.02	1.86	2.10
			G 2	1.72	1.86	1.71	1.92	1.70	1.98
			G 3	1.48	1.73	1.46	1.80	1.43	1.87
			G 4	0.84	1.40	0.67	1.48	0.49	1.56
		20 m	G 1	3.44	3.55	3.67	3.89	3.89	4.19
			G 2	1.38	1.82	0.93	1.51	0.45	1.20
			G 3	0.78	0.89	0.41	0.54	0.02	0.19
			G 4	0.61	0.63	0.32	0.35	0.02	0.08
		30 m	G 1	3.10	3.75	2.96	3.88	2.83	4.00
			G 2	0.88	0.89	0.41	0.43	0.01	0.04
			G 3	0.75	0.76	0.34	0.36	0.01	0.04
			G 4	0.60	0.61	0.26	0.28	0.01	0.04
P C 桁	直 接 基 礎	10 m	G 1	0.49	0.60	0.47	0.62	0.45	0.63
			G 2	0.45	0.63	0.41	0.62	0.35	0.62
			G 3	0.34	0.56	0.33	0.61	0.33	0.66
	杭 基 礎	10 m	G 1	1.76	1.79	1.58	1.67	1.36	1.54
			G 2	1.47	1.55	1.22	1.35	0.90	1.12
			G 3	1.19	1.27	0.99	1.14	0.74	0.99
			G 4	0.91	1.02	0.74	0.95	0.55	0.86
		20 m	G 1	2.70	2.64	2.54	2.48	2.31	2.30
			G 2	1.87	1.88	1.59	1.62	1.23	1.33
			G 3	1.51	1.54	1.29	1.39	1.01	1.22
			G 4	1.21	1.29	1.01	1.16	0.77	1.02
		40 m	G 1	3.09	3.09	3.03	3.03	2.95	2.96
			G 2	2.25	2.25	2.00	2.05	1.66	1.82
			G 3	1.97	2.08	1.67	1.89	1.29	1.67
			G 4	1.71	1.73	1.45	1.57	1.13	1.40
	ケーソン基礎	10 m	G 1	2.08	2.03	2.11	2.13	2.13	2.22
			G 2	2.03	2.18	2.00	2.17	2.00	2.15
			G 3	1.94	1.99	1.99	2.04	2.04	2.09
			G 4	1.42	1.81	1.33	1.96	1.22	2.12
		20 m	G 1	3.72	3.69	3.96	3.92	4.19	4.12
			G 2	1.97	2.52	1.53	2.25	1.06	1.99
			G 3	0.96	1.18	0.56	0.81	0.14	0.44
			G 4	0.70	0.73	0.36	0.42	0.04	0.12
		40 m	G 1	3.71	3.92	3.61	4.09	3.54	4.24
			G 2	0.94	0.99	0.44	0.50	0.02	0.10
			G 3	0.80	0.80	0.36	0.37	0.02	0.04
			G 4	0.64	0.64	0.28	0.30	0.02	0.04

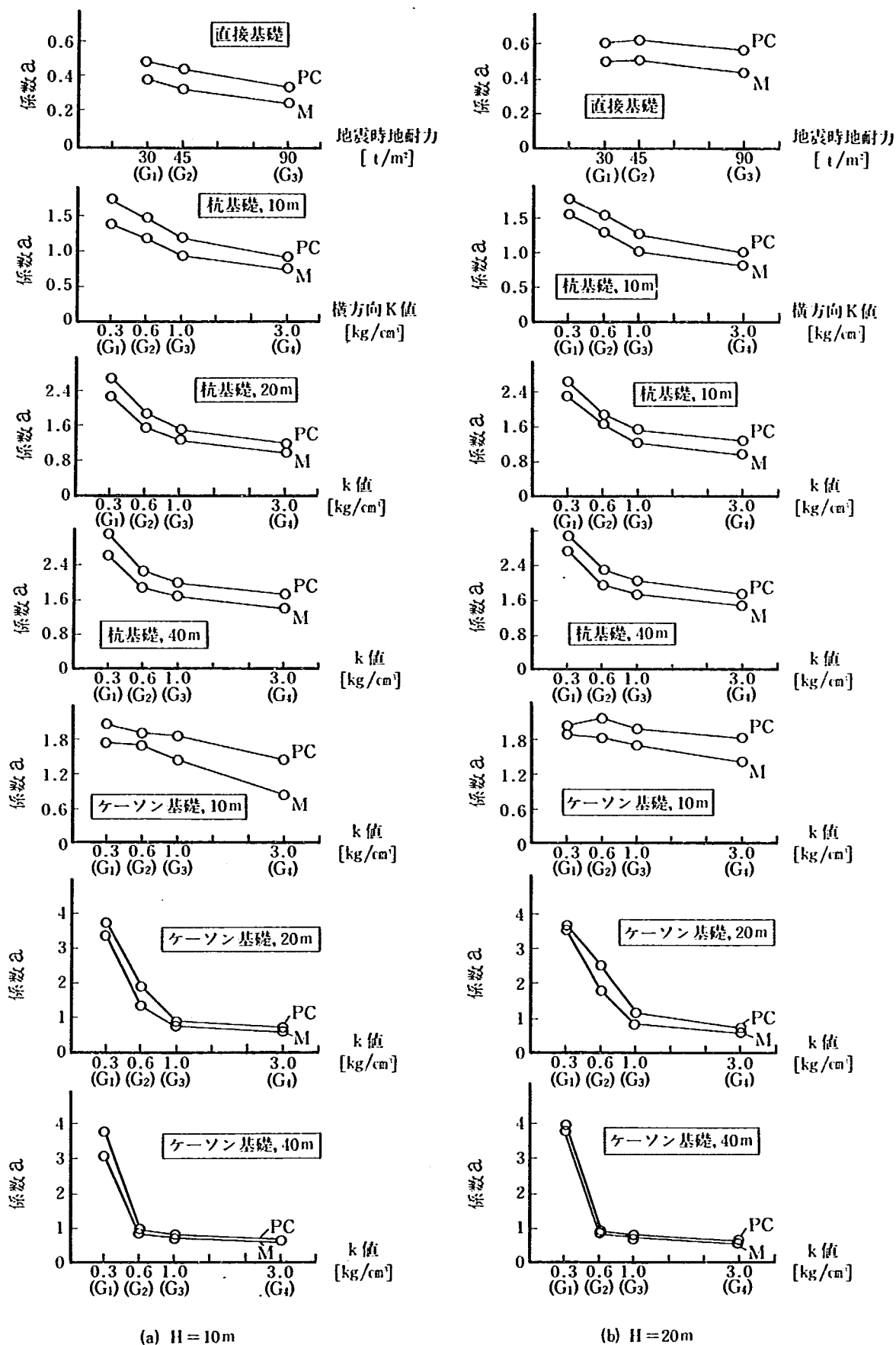


図 5-15 設計水平震度影響係数 a に及ぼす上部工種別の影響 (タイプ A)

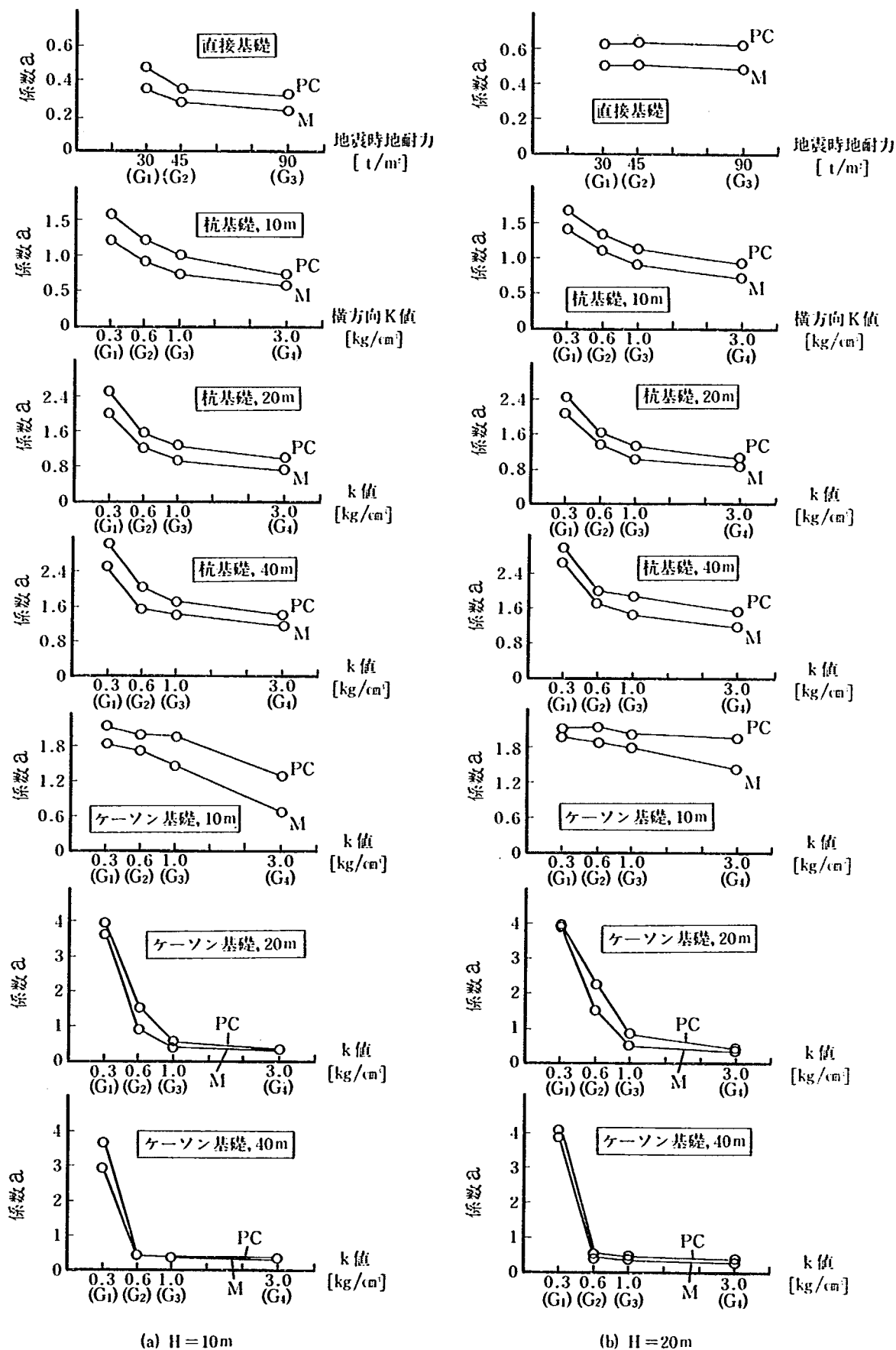


図5-16 設計水平震度影響係数 a に及ぼす上部工種別の影響 (Bタイプ)

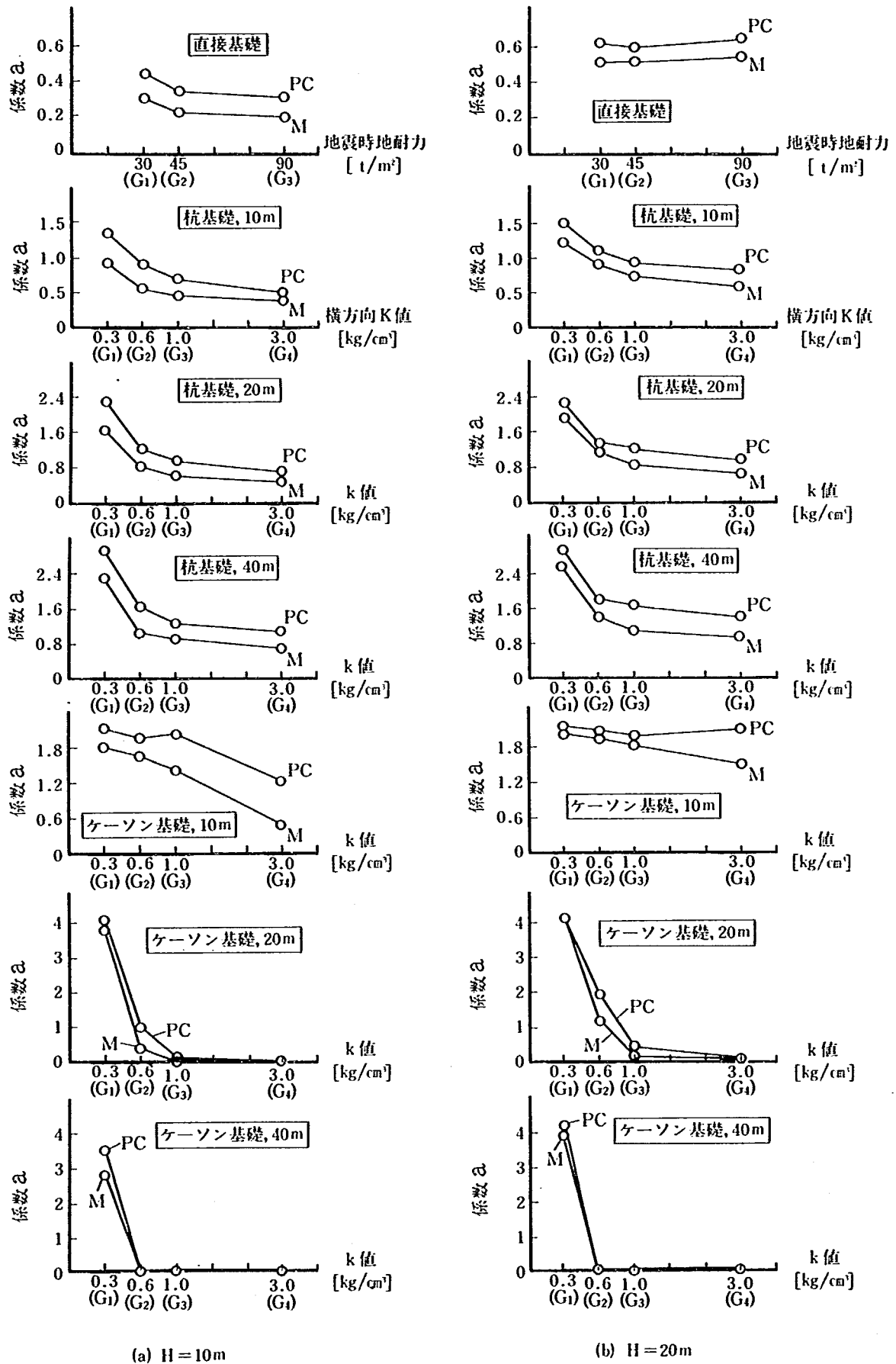


図 5-17 設計水平震度影響係数 a に及ぼす上部工種別の影響 (C タイプ)

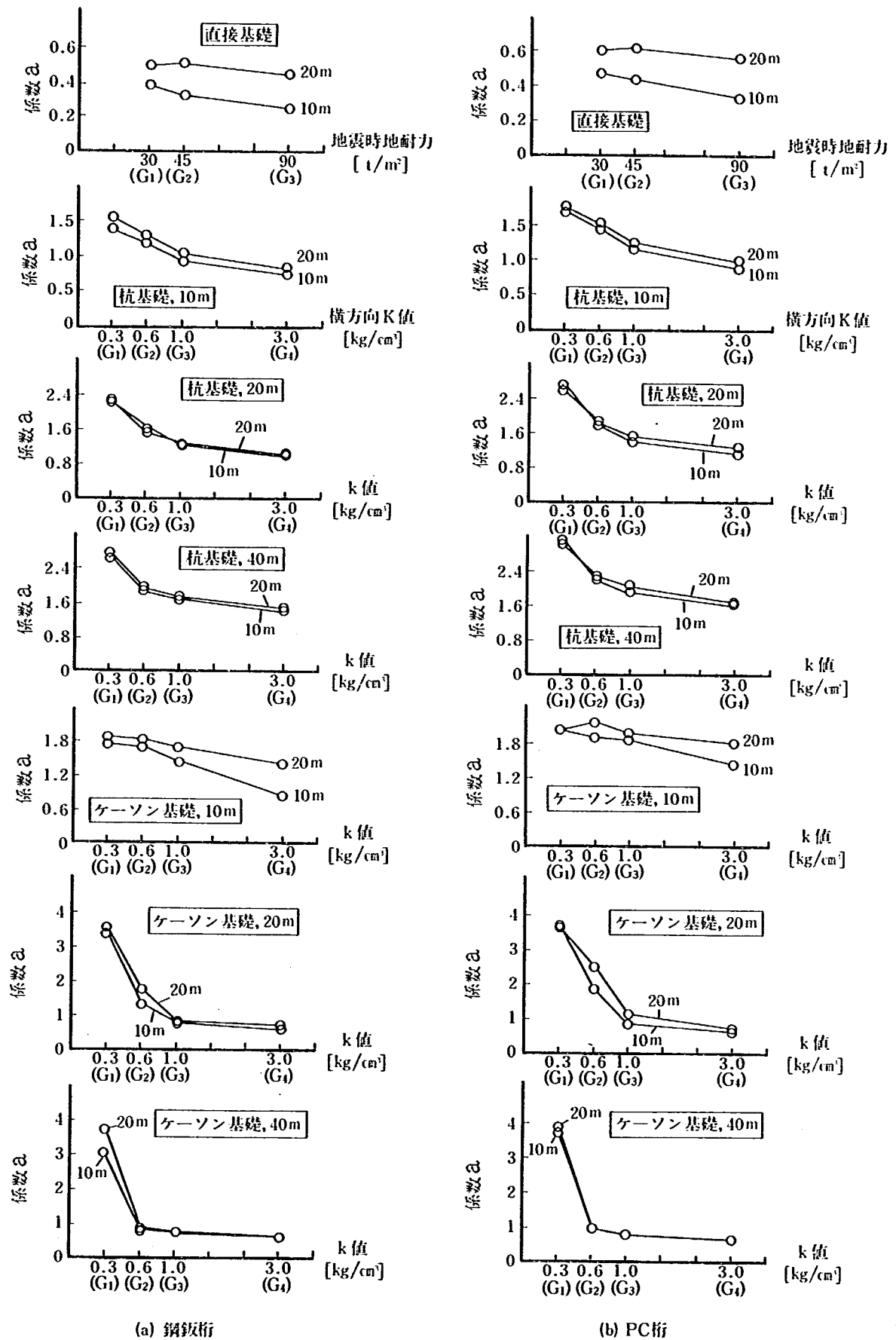


図5-18 設計水平震度影響係数 a に及ぼす橋脚高さ H の影響 (Aタイプ)

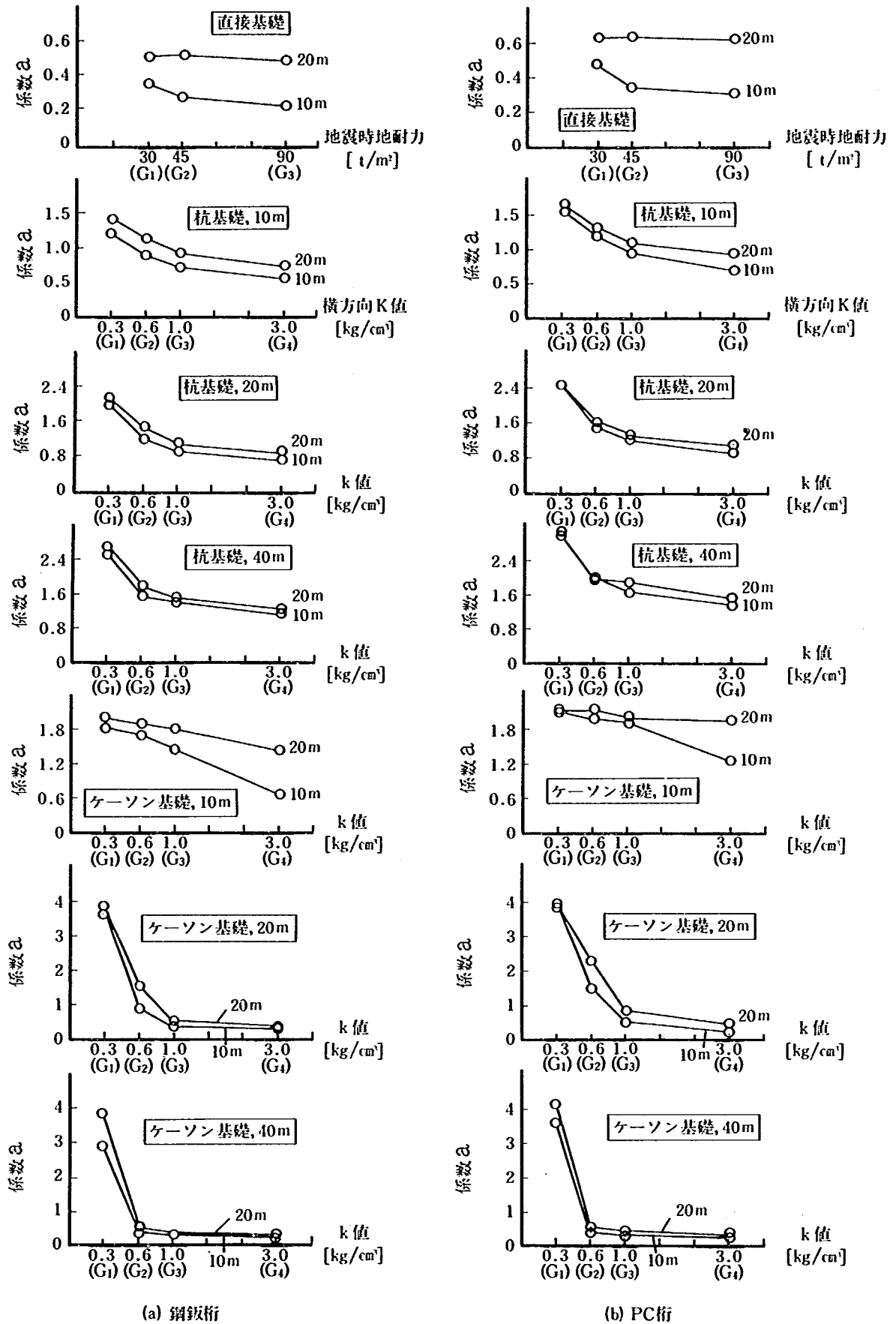


図5-19 設計水平震度影響係数 a に及ぼす橋脚高さ H の影響 (Bタイプ)

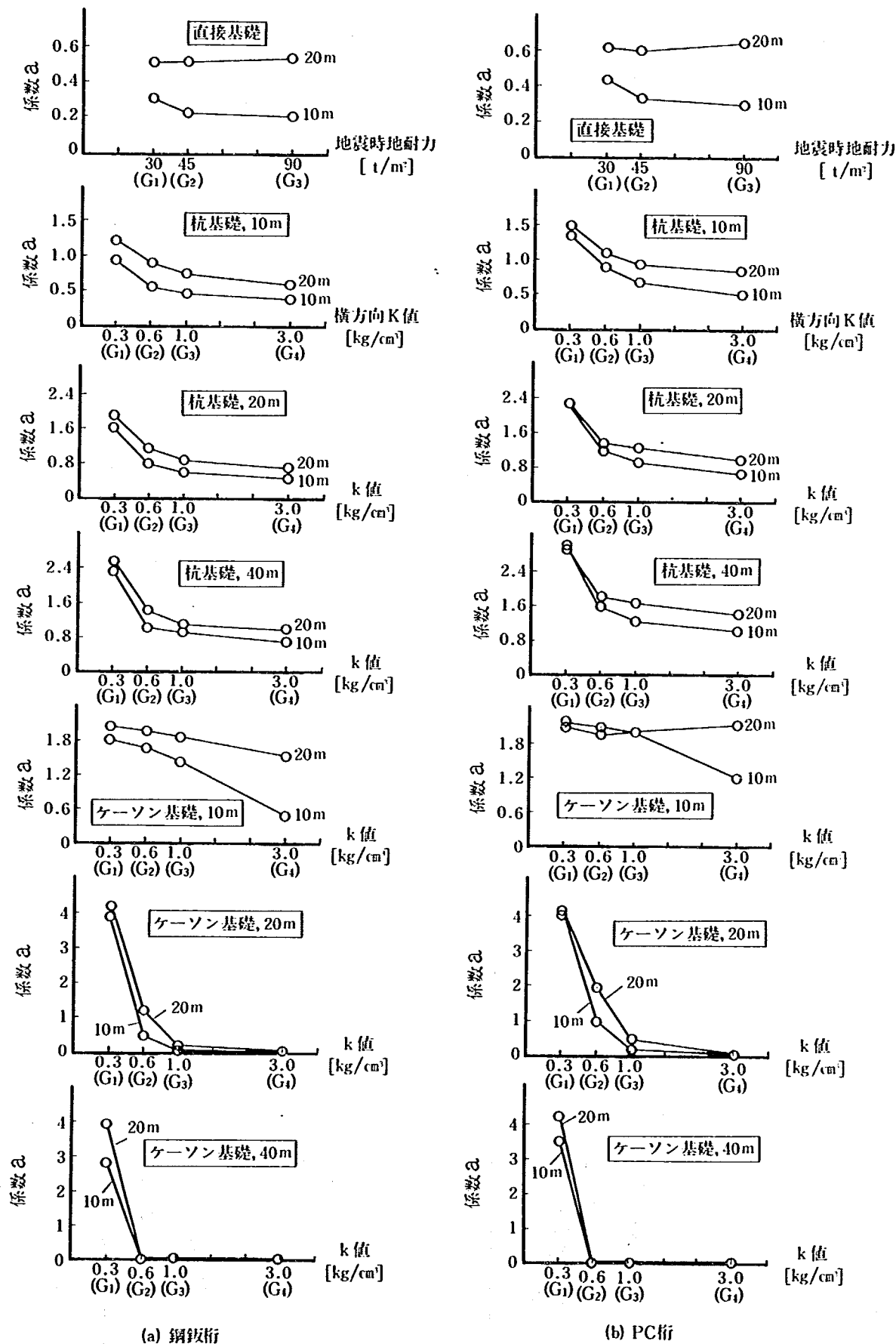


図5-20 設計水平震度影響係数 a に及ぼす橋脚高さ H の影響 (Cタイプ)

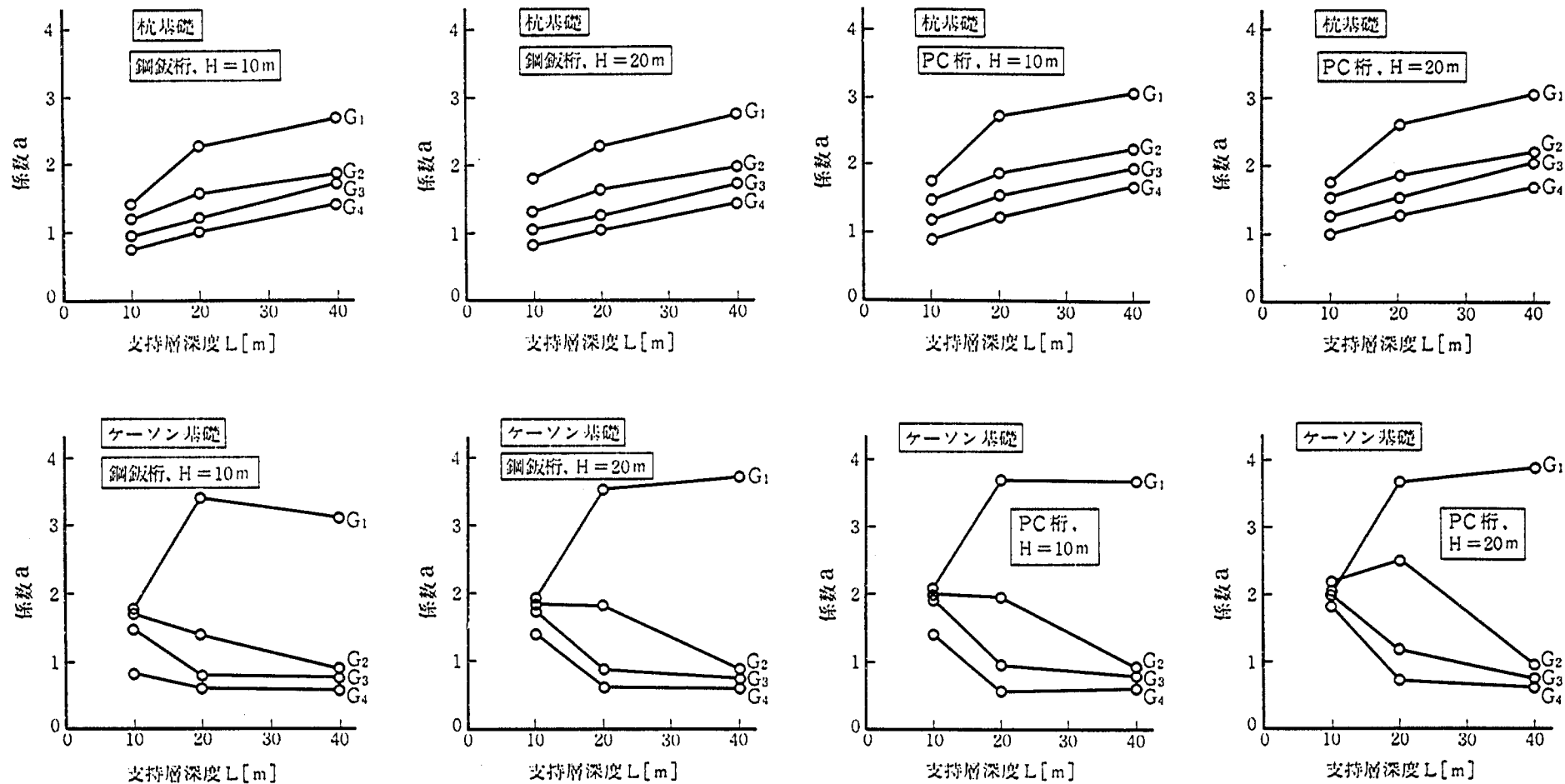


図5-21 設計水平震度影響係数 a に及ぼす支持層深さ L の影響 (タイプ A)

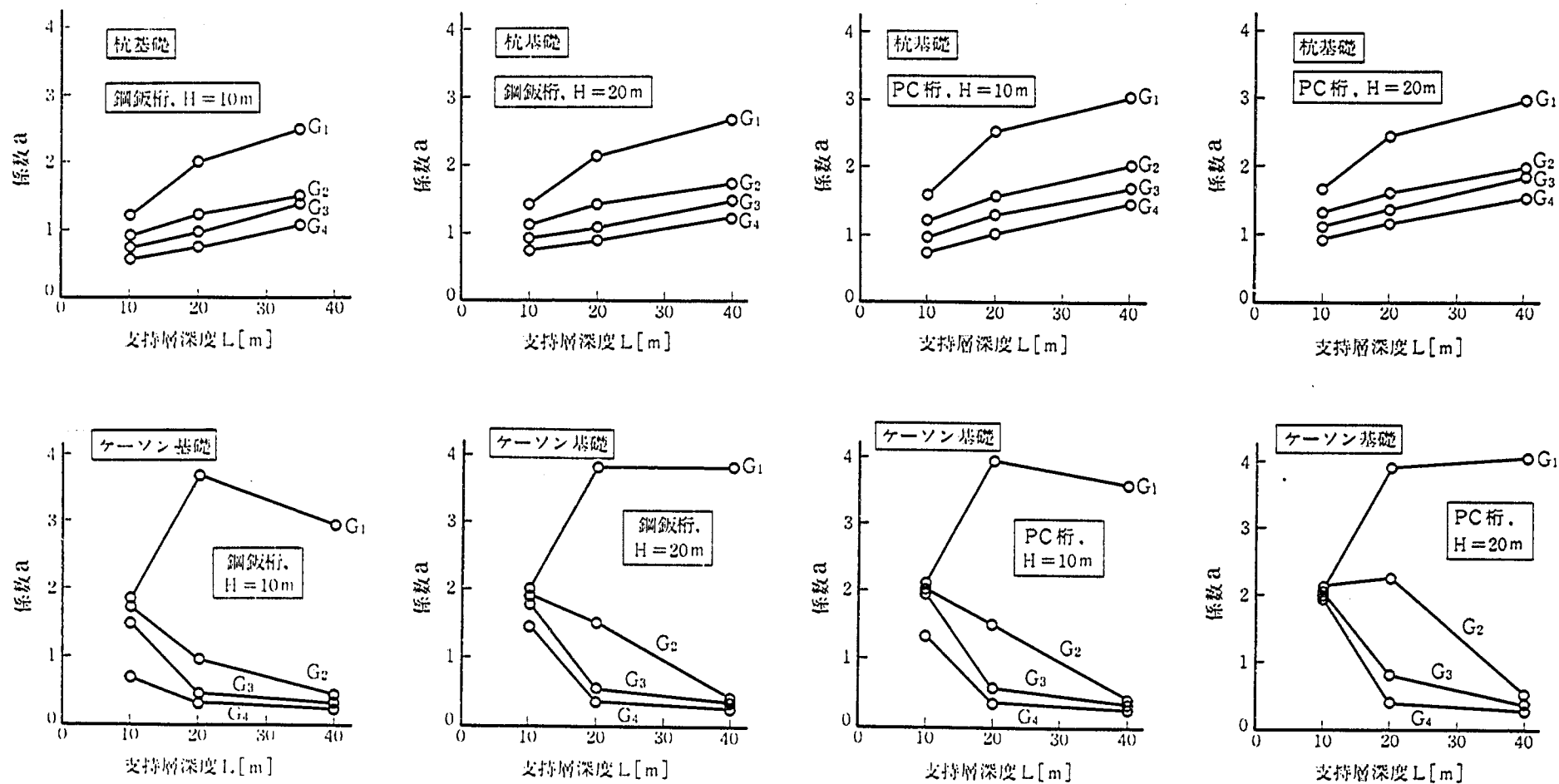


図5-22 設計水平震度影響係数 a に及ぼす支持層深さ L の影響 (タイプ B)

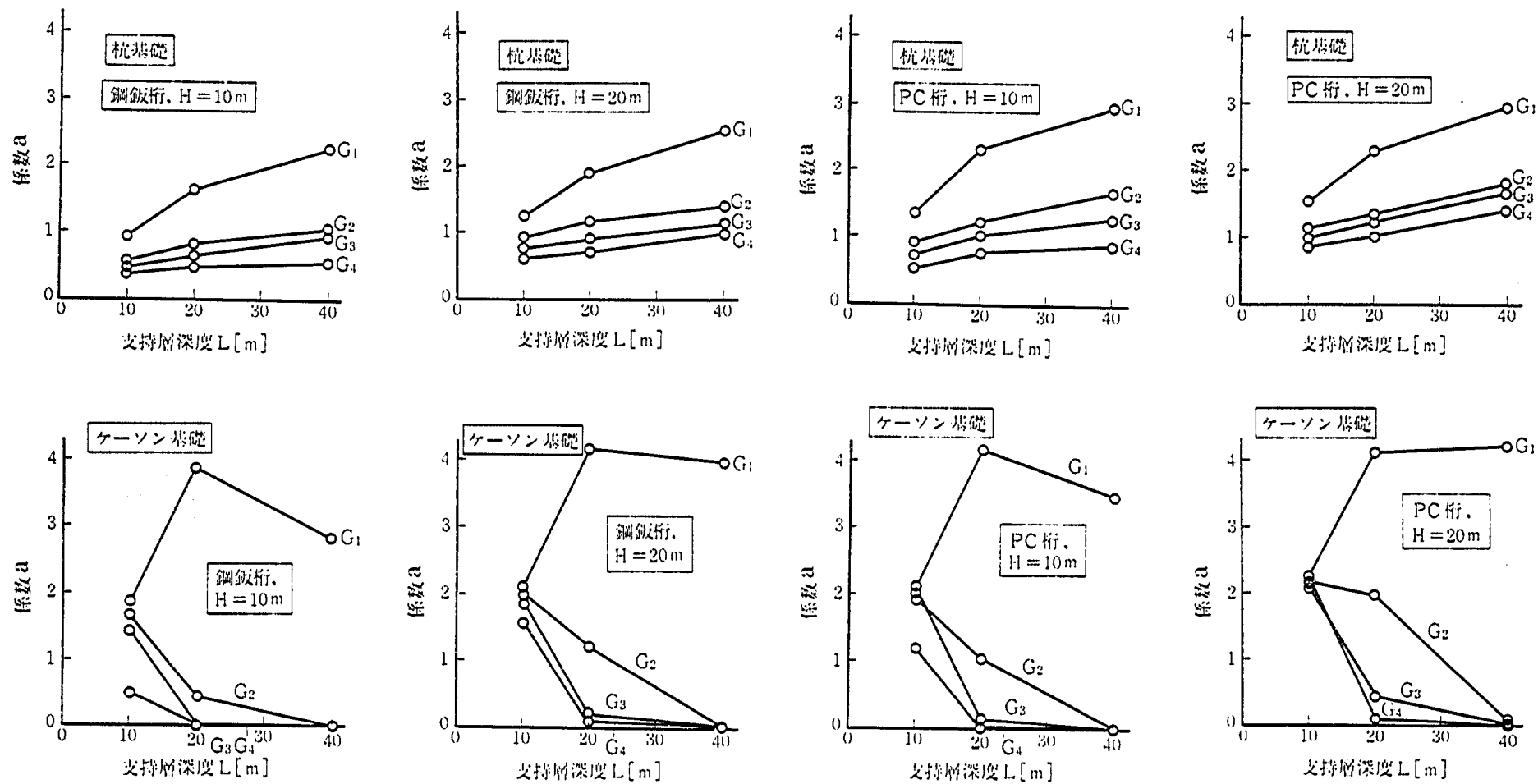


図 5-23 設計水平震度影響係数 a に及ぼす支持層深さ L の影響 (タイプ C)

5-3 数量化 I 理論による設計水平震度影響係数の検討

直接基礎を用いた場合には，設計水平震度影響係数 a は非常に小さいため，ここでは杭基礎およびケーソン基礎を対象として，数量化 I 理論を用いて，端部条件，上部工形式，橋脚高さ，下部工形式，地盤条件，支持地盤深さの諸条件が設計水平震度影響係数 a に与える影響を検討する。杭基礎およびケーソン基礎を用いた場合の試算ケースは合計 288 ケースであるが，これを数量化 I 理論に従って項目（アイテム）および範ちゅう（カテゴリー）に分類した結果が表 5-6 である。

表 5-6 項目（アイテム）および範ちゅう（カテゴリー）の設定

ア イ テ ム	カ テ ゴ リ ー	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
端 部 条 件	タ イ プ A	1	96														
	タ イ プ B	2	0	96													
	タ イ プ C	3	0	0	96												
上 部 工 形 式	鋼 板 桁	4	48	48	48	144											
	P C 桁	5	48	48	48	0	144										
橋 脚 高 さ	1 0 m	6	48	48	48	72	72	144									
	2 0 m	7	48	48	48	72	72	0	144								
支 持 地 盤 深 さ	1 0 m	8	32	32	32	48	48	48	48	96							
	2 0 m	9	32	32	32	48	48	48	48	0	96						
	4 0 m	10	32	32	32	48	48	48	48	0	0	96					
基 礎 工 形 式	杭 基 礎	11	48	48	48	72	72	72	72	48	48	48	144				
	ケ ー ソ ン 基 礎	12	48	48	48	72	72	72	72	48	48	48	0	144			
地 盤 条 件	G1 ($k=0.2 \text{ kg/cm}^3$)	13	24	24	24	36	36	36	36	24	24	24	36	36	72		
	G2 ($k=0.6 \text{ kg/cm}^3$)	14	24	24	24	36	36	36	36	24	24	24	36	36	0	72	
	G3 ($k=1 \text{ kg/cm}^3$)	15	24	24	24	36	36	36	36	24	24	24	36	36	0	0	72
	G4 ($k=3 \text{ kg/cm}^3$)	16	24	24	24	36	36	36	36	24	24	24	36	36	0	0	72

数量化 I 理論の適用にあたっては，設計水平震度影響係数 a の予測値を次のように与えた。

$$a = a_{\text{END}} + a_{\text{UP}} + a_{\text{H}} + a_{\text{D}} + a_{\text{FD}} + a_{\text{GR}} \quad (5-7)$$

ここで

a : 設計水平震度影響係数の予測値

a_{END} : 端部条件の重み係数

a_{UP} : 上部工形式の重み係数

a_{H} : 橋脚高さの重み係数

a_{D} : 支持地盤深さの重み係数

a_{FD} : 基礎工形式の重み係数

a_{GR} : 地盤条件の重み係数

式(5-7)を用いて数量化解析から求めた重み係数 a_{END} , a_{UP} , a_H , a_D , a_{FD} , a_{GR} を示すと表5-7のようになる。表5-7の結果を用いれば、例えば、端部条件Bタイプ、鋼板桁、橋脚高さ10m、支持地盤深さ20m、杭基礎、地盤条件G3の場合の係数 a の値は次のように推定することができる。

$$a = 2.306 + 0 + 0 + 0.100 + 0 - 1.236 = 1.070 \quad (5-8)$$

表5-7 a 値に対する重み係数(杭基礎およびケーソン基礎)

ア イ テ ム	カ テ ゴ リ ー	重 み 係 数	基準化した重み係数
端 部 条 件	タ イ プ A	2.527	0.203
	タ イ プ B	2.306	-0.018
	タ イ プ C	2.139	-0.185
	レ ン ジ R_T	0.388	0.388
上 部 工 形 式	鋼 板 桁	0	-0.150
	P C 桁	0.299	0.150
	レ ン ジ	0.299	0.299
橋 脚 高 さ	10 m	0	-0.087
	20 m	0.173	0.087
	レ ン ジ	0.173	0.173
支 持 地 盤 深 さ	10 m	0	-0.055
	20 m	0.100	0.045
	40 m	0.065	0.010
	レ ン ジ	0.100	0.100
基 礎 工 形 式	杭 基 礎	0	-0.016
	ケ ー ソ ン 基 礎	0.032	0.016
	レ ン ジ	0.032	0.032
地 盤 条 件	G1 ($k = 0.2 \text{ kg/cm}^3$)	0	1.147
	G2 ($k = 0.6 \text{ kg/cm}^3$)	-1.236	-0.089
	G3 ($k = 1 \text{ kg/cm}^3$)	-1.550	-0.403
	G4 ($k = 3 \text{ kg/cm}^3$)	-1.802	-0.655
	レ ン ジ	1.802	1.802
重 相 関 係 数		0.76	

図5-24 は基準化した重み係数(各アイテム内においてカテゴリーごとの重み係数の平均値を

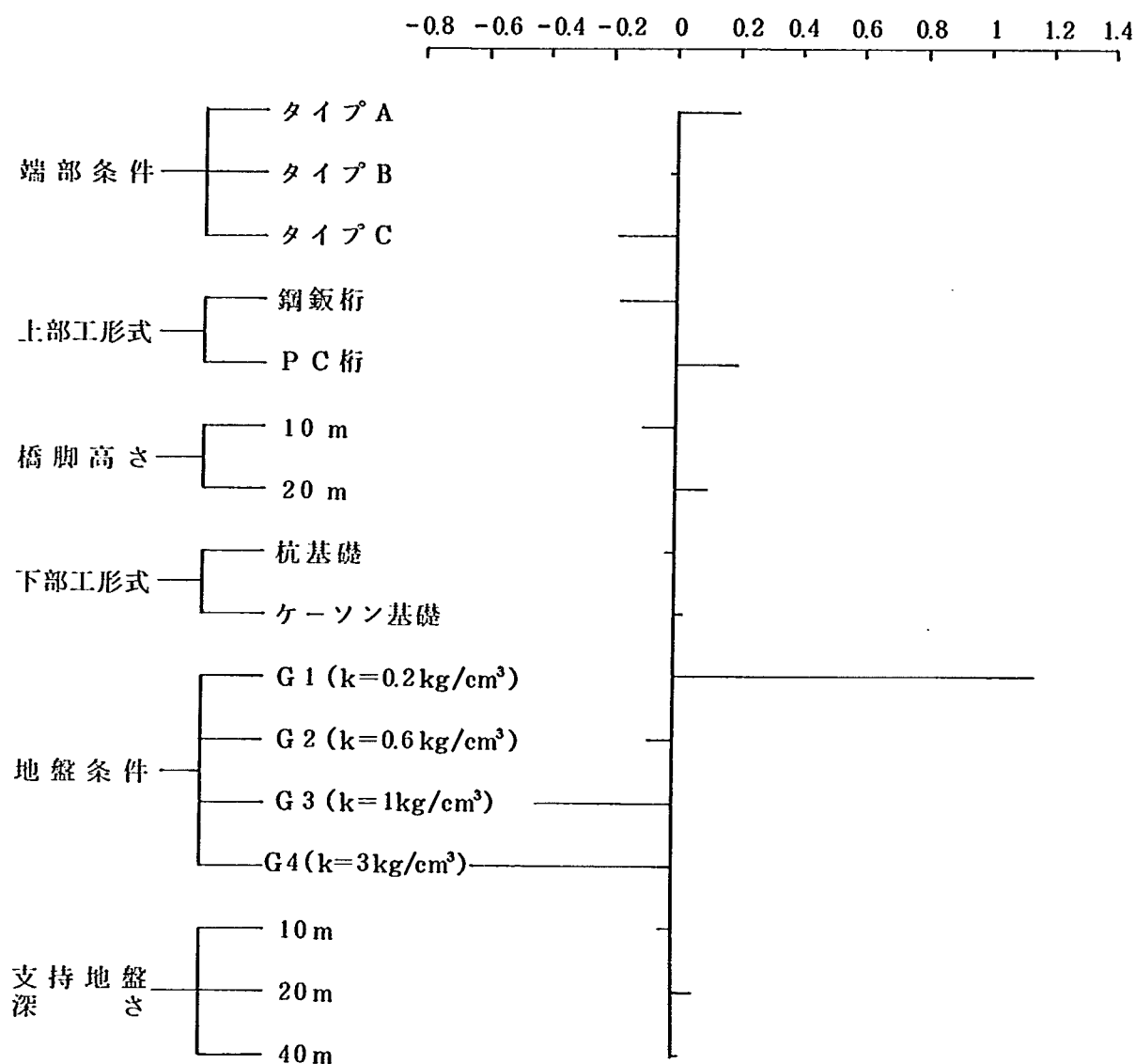


図 5 - 24 外的基準による偏差グラフ

基準とした重み係数)を示したものである。これより、係数 a の重み係数に関して以下の事項が指摘される。

- 1) 端部条件はタイプ C → タイプ B → タイプ A となる程係数 a は大きくなる。レンジは 0.388 である。
- 2) 上部工形式としては、P C 桁の方が鋼板桁よりも係数 a は大きい。レンジは 0.299 である。
- 3) 橋脚高さは、20 m の場合の方が 10 m の場合よりも係数 a は大きい。レンジは 0.173 である。
- 4) 支持地盤深さは、20 m の場合の方が 10 m の場合よりも係数 a は大きい。ただし、支持地盤深さが 40 m の場合には 20 m の場合よりも係数 a は小さく求められている。これは、一見すると常識とは合わないように思われるが、この原因は前述したように支持地盤深さが深くなった場合のケーソン基礎の係数 a の値による。すなわち、ケーソン基礎の場合には、支持地盤深さ

が 20 m 以上となり、また、地盤条件が良好な場合には、ケーソンの寸法が設計水平震度 k_H とは関係なく最小寸法で決まるため、係数 a は 0 に近い非常に小さい値となる。したがって、全体としてみると、支持地盤深さが 40 m の場合の係数 a の方が支持地盤深さ 20 m の場合の係数 a よりも小さくなっており、このために上記のような結果となったものである。なお、支持地盤深さのレンジは 0.1 である。

- 5) 基礎工形式としては、ケーソン基礎の方が杭基礎よりも係数 a が大きい。ただし、レンジは 0.032 と大きなものではない。
- 6) 地盤条件は、軟質になる程係数 a は大きくなる。特に、地盤条件 G 1 (地盤反力係数 $k = 0.2 \text{ kg/cm}^3$) の場合には、係数 a は非常に大きくなり、このような場合には、設計水平震度 k_H の増加に伴う橋梁建設費の増加割合が非常に大きいことを表わしている。ただし、地盤条件 G 2 (地盤反力係数 $k = 0.6 \text{ kg/cm}^3$)、地盤条件 G 3 (地盤反力係数 $k = 1 \text{ kg/cm}^3$)、地盤条件 G 4 ($k = 3 \text{ kg/cm}^3$) となるにつれて、係数 a は急速に小さくなっていく。このような傾向は、地盤条件全体のレンジは 1.802 と他のアイテムに比較して非常に大きいのに対して、地盤条件 G 1 を除いた地盤条件 G 2 ~ G 4 間のレンジは、0.566 とかなり小さくなることから理解される。

なお、式 (5 - 7) を杭基礎およびケーソン基礎に分けて係数 a を次式で表わすと、

$$a = a_{ENb} + a_{UP} + a_H + a_D + a_{GK} \quad (5 - 8)$$

杭基礎およびケーソン基礎に対する係数 a_{ENb} 、 a_{UP} 、 a_H 、 a_D 、 a_{GK} は、それぞれ、表 5 - 8、表 5 - 9 のようになる。

以上より、数量化 I 理論による解析結果は、5 - 2 に示した結果とよく整合しているといえることができる。

表 5 - 8 a 値に対する重み係数 (杭基礎)

ア イ テ ム	カ テ ゴ リ ー	重 み 係 数	基 準 化 し た 重 み 係 数
端 部 条 件	タ イ プ A	1.802	0.228
	タ イ プ B	1.593	0.019
	タ イ プ C	1.328	-0.246
	レ ン ジ 1	0.474	0.474
上 部 I 形 式	鋼 鉄 桁	0	-0.147
	P C 桁	0.294	0.147
	レ ン ジ 1	0.294	0.294
橋 脚 高 さ	1 0 m	0	-0.074
	2 0 m	0.148	0.074
	レ ン ジ	0.148	0.148
支 持 地 盤 深 さ	1 0 m	0	-0.396
	2 0 m	0.400	0.004
	4 0 m	0.789	0.392
	レ ン ジ	0.789	0.789
地 盤 条 件	G 1 ($k = 0.2 \text{ kg/cm}^3$)	0	0.724
	G 2 ($k = 0.6 \text{ kg/cm}^3$)	-0.726	-0.002
	G 3 ($k = 1 \text{ kg/cm}^3$)	-0.958	-0.234
	G 4 ($k = 3 \text{ kg/cm}^3$)	-1.211	-0.488
	レ ン ジ	1.211	1.211
重 相 関 係 数 R		0.95	

表 5 - 9 a 値に対する重み係数 (ケーソン基礎)

ア イ テ ム	カ テ ゴ リ ー	重 み 係 数	基 準 化 し た 重 み 係 数
端 部 条 件	タ イ プ A	3.284	0.178
	タ イ プ B	3.051	-0.054
	タ イ プ C	2.983	-0.123
	レ ン ジ 1	0.301	0.301
上 部 I 形 式	鋼 鈑 桁	0	-0.152
	P C 桁	0.304	-0.152
	レ ン ジ 1	0.304	0.304
橋 脚 高 さ	1 0 m	0	-0.099
	2 0 m	0.199	0.099
	レ ン ジ	0.199	0.199
支 持 地 盤 深 さ	1 0 m	0	0.286
	2 0 m	-0.200	0.086
	4 0 m	-0.658	-0.372
	レ ン ジ	0.658	0.658
地 盤 条 件	G 1 ($k = 0.2 \text{ kg/cm}^3$)	0	1.570
	G 2 ($k = 0.6 \text{ kg/cm}^3$)	-1.746	-0.176
	G 3 ($k = 1 \text{ kg/cm}^3$)	-2.142	-0.572
	G 4 ($k = 3 \text{ kg/cm}^3$)	-2.393	-0.823
	レ ン ジ	2.393	2.393
重 相 関 係 数 R		0.83	

6. 結 論

現行の道路橋の耐震設計の中で、設計水平震度だけを変化させることにより、設計された道路橋にどの程度の違いが生じるかを建設費（工事費）の面から検討した。検討対象としたのは、現在我が国において比較的建設頻度の高いスパン 30 m の 3 径間連続橋（2 車線）であり、上部工種別（鋼鈑桁、PC 桁）、橋脚高さ（10 m, 20 m）、支持地盤の深さ（10 m, 20 m, 40 m）、地盤条件（4 通り）、端部条件（橋台－橋台、橋台－かけ違い、かけ違い－かけ違い）をそれぞれ変化させ、5 種類の設計水平震度（0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5）に対して試算を行った。本解析結果から得られた結論をまとめると以下の通りである。

- 1) 設計水平震度が大きくなるとともに一般に建設費も増大するが、この関係は式（5－1）のように設計水平震度 k_H をべき乗項とする指数関数によりよく近似することができる。
- 2) 設計水平震度 k_H が大きくなることによる建設費の増大の割合は、式（5－4）のように設計水平震度影響係数 a （以下、係数 a と呼ぶ）によりうまく表わすことができる。ここで、本報告では、係数 a を定義するに当り基準の震度を 0.2 とした。係数 a （ $a \geq 0$ ）は、その定義から大きな値となる程震度の増加に伴う建設費の増加割合が大きいことを表わしている。
- 3) 係数 a は、一般に PC 桁の方が鋼鈑桁よりも、橋脚高さの高い方が低い方よりも、支持地盤深さの深い方が浅い方よりも、地盤の軟質な場合の方が硬い場合よりも、橋台により支持された場合の方がかけ違い橋脚により支持された場合よりも、ケーソン基礎の方が杭基礎、直接基礎よりも、それぞれ、大きくなる。杭基礎およびケーソン基礎に対する係数 a の具体的な推定は、式（5－7）により行なうことができる。

設計水平震度が橋梁建設費
に及ぼす影響

ISSN0386-5878
土木研究所資料第2162号
昭和60年1月(1985)
建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室
川島一彦, 荒川直士

キーワード 耐震設計, 道路橋, 設計水平震度影響係数

要旨

本報告は、現行の道路橋の設計体系の中で、設計震度が変わるとどの程度の影響が生じるかを、橋梁の建設費の面から検討した結果をとりまとめたものである。検討対象は、比較的建設頻度の高いスパン30mの3径間連続橋(2車線)とし、上部工種別(鋼鈑桁, PC桁), 橋脚高さ(10m, 20m), 支持層深さ(10m, 20m, 40m), 地盤のかたさ(4通り), 設計水平震度(0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5)等を変化させて建設費を検討した。



郵便はがき

305-□□

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所
耐震研究室
御中

43

No. _____

43

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2162号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

