

マイクロフィルム用資料

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3627号

土木研究所資料

直接基礎の大地震時の挙動に関する検討

平成11年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright©(1999) 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 General 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、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

直接基礎の大地震時の挙動に関する検討

構造橋梁部 基礎研究室 室 長 福 井 次 郎
主任研究員 木 村 嘉 富^{*1}
研 究 員 石 田 雅 博
貴 志 友 基

要 旨

平成8年12月の道路橋示方書Ⅳ下部構造編の改訂において、直接基礎の地震時安定計算においては、震度法により設計し、地震時保有水平耐力の照査を行わなくてもよいこととした。一方、フーチングの設計においては従来の設計方法に加えて、地盤反力を基礎端部付近に集中して作用させて設計する方法を追加した。

本研究では、震度法で設計された直接基礎は、兵庫県南部地震クラスの地震に対しても、安定計算上問題ないことを試算により確認した。また、フーチングの設計について、基礎の地震時保有水平耐力法に用いる地震力が作用したときの地盤反力度を試算し、新たな設計方法を提案した。

キーワード：応答変位，震度法，地震時保有水平耐力法，転倒，滑動，非線形応答，
地盤反力分布

*1 (現・国土庁 計画・調整局 総合交通課 専門調査官)

目 次

1. はじめに	1
2. 直接基礎の応答変位の推定方法.....	2
2. 1 既往の研究	2
2. 2 応答変位の試算結果	7
3. 直接基礎の転倒および滑動	11
3. 1 転倒に関する照査方法	11
3. 2 滑動に関する照査方法	16
3. 3 試算結果	17
4. フーチングの設計方法	18
4. 1 地盤反力の合力の作用位置	18
4. 2 試算結果	19
5. おわりに	21

【参考文献】

【参考資料】

1. はじめに

直接基礎は、①支持力、②転倒、③滑動に対して安定でなければならない。道路橋示方書における耐震設計では従来から震度法により荷重を作用させ、次に示すように設計されてきた。

- ① 支持力に対しては、荷重の偏心・傾斜を考慮した極限支持力について安全率2を確保する。
- ② 転倒に対しては、荷重の合力の作用位置が底面中心から底面幅の1/3以内とする。
- ③ 滑動に対しては、基礎底面におけるせん断地盤反力が、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力を超えない。

平成8年12月の道路橋示方書の改訂において、基礎についても地震時保有水平耐力法により設計することとされた。しかし、直接基礎の安定計算については、従来どおり震度法により設計し、地震時保有水平耐力の照査は行わなくてよいこととした。これは、直接基礎は一般に良好な支持層に支持されていることから、地盤の支持力に対する余裕があるため、基礎の浮き上がりによるエネルギー吸収が期待でき、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても、地盤には過度の損傷を生じないと考えられるためである。また、兵庫県南部地震においても、直接基礎の被害は特に報告されていない。

しかし、道路橋示方書IV下部構造編（平成8年12月）（以下道示下部構造編）の参考資料-4に示されているように、直接基礎の大変形時の挙動を推定し、これに対してエネルギー一定則を適用して基礎による変位量を推定する方法や、地震時の物体の転倒速度を推定する方法が提案されている。本研究では、これらの手法による試算を行い、従来どおり震度法により設計された直接基礎について、兵庫県南部地震クラスの地震に対しても、安定計算上問題ないことを確認した。

一方、フーチングの設計においては、従来の設計方法に加えて、地盤反力を基礎端部付近に集中して作用させて設計する方法を追加した。これは、橋の供用期間中に発生する確率は低いが、大きな強度をもつ地震動（地震時保有水平耐力時）が作用した場合には基礎に浮き上がりが生じ、地盤反力がフーチング端部付近に集中するためである。本研究では、道示下部構造編の参考資料-4に示す方法により地盤反力分布を試算し、新しい設計方法を提案した。

2. 直接基礎の応答変位の推定方法

2.1 既往の研究

直接基礎の転倒モーメントに対する安定性について、道路橋示方書では荷重の合力の作用位置で照査するものとしている。直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の $1/6$ 以内、地震時（震度法）には底面幅の $1/3$ 以内であるように規定している。これは、常時においては、基礎底面が支持地盤面に密着し、地盤反力度の分布が台形となるように荷重の合力の作用位置を規定したものである。地震時（震度法）においては、設計計算に震度法を採用したときのことを考えると、地震力は短期間ののちに反対方向の力となり、また位相のずれなども考えられることから、ここに規定する程度まで偏心を許すこととしている。

つぎに、直接基礎の安定問題に関する既往の研究事例について整理する。まず、直接基礎の転倒問題に関連する研究事例としては、過去の地震における墓石の転倒現象を剛体の転倒問題としてとらえた研究が古くから行われており、1920 年代の物部の研究がその代表例である。その後、剛体の転倒現象をエネルギー論としてとらえ、転倒に必要な振動速度を「転倒速度」とし、家具や剛体一般に対する解析的、実験的な研究が進められ、1982 年の石山の研究がその基礎としてまとめられており、比較的近年の設計基準類に反映されている。

一方、直接基礎底面におけるモーメント M と回転角 θ の関係について、いわゆる「浮上り」に伴う $M \sim \theta$ の関係式が、1987 年の原子力発電所耐震設計技術指針に規定され、その後の研究の基礎となっている。比較的近年では、「浮上り」に加え、地盤の支持力度との関係を含む $M \sim \theta$ 関係式が、設計基準類にも取り入れられつつある。

上記の研究経緯をまとめると、次のとおりである。

既往の研究経緯

【直接基礎の転倒問題】

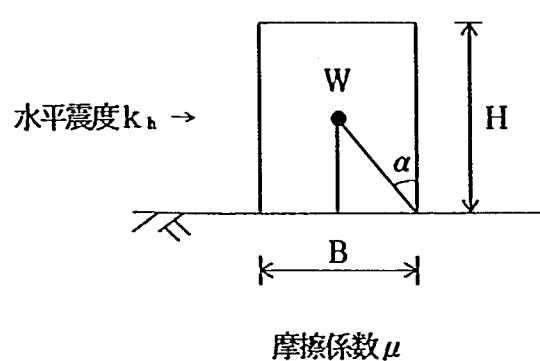
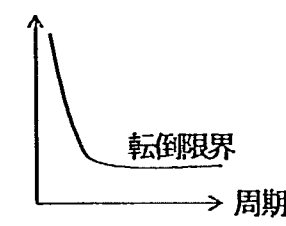
- 1) 1924年10月 物部の研究-----物部の転倒条件に関する解析的な研究
- 2) 1950年9月 小林の研究-----単体の転倒に関する実験
- 3) 1950年10月 岡本舜三：柱体の転倒に関する実験-----周期、寸法と転倒の関係
- 4) 堀越の研究-----家具の転倒に関する解析的な研究
- 5) 1961年 大築の研究-----転倒、衝突、摩擦などの解析的な研究
- 6) 1976年10月 望月・小林の研究-----スリップ、ジャンプを含む解析的な研究
- 7) 1978年9月 石山らの研究-----家具の転倒に関する実験
- 8) 1982年 石山の研究-----転倒限界の定義・提案（上記1）～7）の証明）
- 9) 1986年3月 国鉄設計標準-----8）を踏まえた転倒照査式（フーチング幅）
- 10) 1986年8月 （雑誌「橋梁」）-----（上記9）の説明）
- 11) 1988年3月 建設省土木研究所-----明石転倒速度式に関する数値解析
- 12) 1988年3月 明石海峡大橋-----8）を踏まえた転倒照査式（転倒速度）の規定
- 13) 1988年3月 明石海峡大橋-----上記12）の定式化および計算例
- 14) 1989年3月 建設省土木研究所-----明石転倒速度式に関する振動実験

【直接基礎の $M \sim \theta$ 曲線の問題】

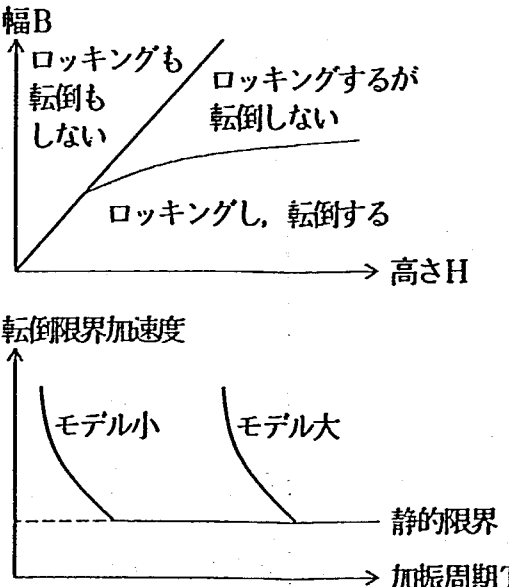
- 15) 1987年 原子力発電所設計指針-----建屋の浮上りを考慮した $M \sim \theta$ 曲線と支持力の関係式
- 16) 1990年3月 来島大橋----- $M \sim \theta$ 曲線を用いたモーメントの補正式の規定
- 17) 1992年9月 土木学会耐震工学委員会----- $M \sim \theta$ 曲線と支持力の関係式
- 18) 1992年 鉄道橋基礎の限界状態設計法----- $M \sim \theta$ 曲線と支持力の関係式
- 19) 1992年 （雑誌「土と基礎」）-----（上記12）、16）の紹介）
- 20) 1995年5月 土質工学会シンポジウム-----鉄道橋基礎 $M \sim \theta$ 曲線の実験と計算法

また、次ページ以降に個別の研究の一覧表を示す。

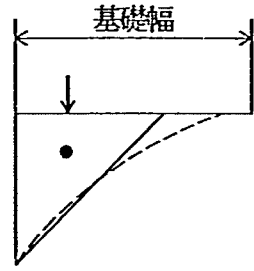
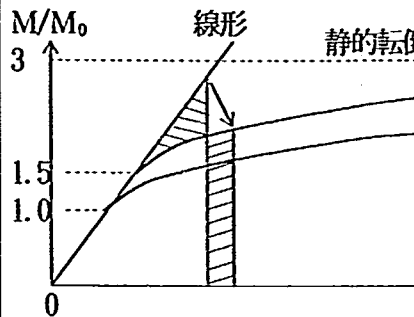
直接基礎の安定問題に関連する既往の研究事例

No.	年 月	機関名・著者名	分野・対象構造物	テーマ	研究 内 容	成 果 の 概 要	備 考
					【静的な転倒・滑動条件】 転倒 $k_h \cdot W \cdot \frac{H}{2} > W \cdot \frac{B}{2}$ $\therefore k_h > \frac{B}{H}$ (1) 滑動 $k_h \cdot W > W \cdot \mu$ $\therefore k_h > \mu$ (2)	 水平震度 $k_h \rightarrow$ 摩擦係数 μ	
1	1924年10月	物部長穂	(剛体一般)	物体の転倒条件に関する解析的研究	動力学上は、上記の(1)式は物体が転倒するための十分条件ではなく、物体が転倒するためには、これより大きな地震力の作用が必要であることを指摘しており、この点について解析的な検討を実施。		
2	1950年9月	小林啓美	(建築 剛体一般)	単体の転倒に関する振動実験	墓石等の単体の転倒現象から地震動を推定することを目的として、モルタルブロックを用いた振動実験を実施。	- ある一定の加振周期では転倒に要する加速度は、概ね H/B 加速度に比例する。 - ある1つの単体では、加振周期の大きな方が転倒しやすく、ある範囲より小さな周期では非常に転倒しにくくなる。 - 形が相似でも、大きなものほど転倒しにくい。  → 周期T	
3	1950年10月	東大 岡本舜三	(剛体一般)	剛体の転倒、滑動に関する振動台実験	角柱(幅4~12cm、高さ8~40cm、重量0.2~13.2kg)および壁体(幅7.5~12.5cm、重量11.2~17.1kg)のモルタルブロックに対し、支持条件や加振周期などを変化させた振動実験。	- 短周期の振動では転倒しにくい(転倒した墓石の「底幅/高さ」のみから震度は推定できない)。 - 形が相似でも大きな物体は転倒しにくい。 - 砂地盤上の転倒では地盤破壊による傾斜の影響が大きい。 - 転倒に対する根入れ効果は大きい。 - 堅い地盤上では滑動、弱い地盤上では地盤破壊による転倒が問題となる。	
4		堀越清視	(剛体一般)	家具の転倒に関する解析的研究	家具などの細長い剛体の転倒および滑動に関する解析的な検討を実施。	- 運動方程式などは物部の研究と同様で、試算結果より、ロッキング、転倒などが生じる振動数領域の存在を指摘。 - 低振動数では、剛体と床は同位相で振動し、高振動数では逆位相で振動する。	
5	1961年	大築志夫	(剛体一般)	転倒、衝突、摩擦などの解析的研究	単体のロッキング、転倒、衝突、摩擦などに関する解析的な検討を実施し、転倒に必要な条件として速度を用いた説明を行ったもの。	- 転倒限界速度 $V_0 = \sqrt{B \cdot f(B, H)}$ - 反発係数、摩擦係数を用い、衝突前後の速度の関係式などを定式化。	

直接基礎の安定問題に関連する既往の研究事例

No.	年 月	機関名・著者名	分野・対象構造物	テーマ	研究 内 容	成 果 の 概 要	備 考
6	1976年10月	望月利男, 小林計夫	(建築, 剛体一般)	墓石等の転倒に関する解析的研究	墓石等の単体の転倒現象から地震動を推定することを目 的として, 解析的な検討を実施。 大築による解析手法をもとに, スリップ, ロッキング, ロッキング+スリップ, ジャンプなどの現象を加味した関 係式を定式化。	- 正弦波加速度の場合, ある加振周期(臨界周期)より長 周期では, ほぼ一定の加速度で転倒するが, それより短周 期では, 転倒に要する加速度は急激に大きくなる。 - 摩擦係数の変動は, 臨界周期より長周期側では転倒加速 度にはほとんど影響を与えないが, 短周期側では, 「ロッキ ング+スリップ」の現象などを生じさせる。 - 地震波入力の場合, 正弦波入力ほど明確には説明されな い。	
7	1978年9月	建設省建築研究所 石山ら	家具	家具の転倒に関する振 動試験	幅26~80cm, 高さ94~182cm, 重量79~350kg のモデル に対する振動試験。	- モデルの幅, 高さ, 速度の関係について考察。 - 転倒有無の判定式 (B: 幅 H: 高さ, cm) $B/\sqrt{H} < 4$ V=100 cm/secのとき	
8	1982年	建設省建築研究所 石山祐二	(剛体一般)	剛体の転倒に関する振 動試験	幅5~10cm, 高さ15~40cm, 重量3~16kgのモデルに対 する振動試験。	- 転倒限界加速度a_0, 転倒限界速度V_0を定義。 $a_0 = \frac{B}{H} \cdot g$ $V_0 = 0.4 \sqrt{\frac{2g(i^2 + r^2)}{r} \cdot \frac{(1 - \cos \alpha)}{\cos^2 \alpha}}$ - 両者を同時に越えなければ転倒しない。 a_0 越えてもV_0 以下ではロッキングのみ生じる。	
9	1986年3月	土木学会, 国鉄設計標準	鉄道橋基礎	直接基礎の転倒照査式 の規定	文献No.10の考え方にもとづき, 必要なフーチング幅を規 定したもの。	$B_{ca} \geq 4 K_h \sqrt{h_c}$ B_{ca} : 合力作用点からフーチング端部までの幅 (m) K_h : 設計震度 h_c : 重心高 (m)	
10	1986年8月	国鉄構造物設計事務所 梅原, 西村	鉄道橋基礎	上記標準を解説したも の。	$V_0 = 10 \frac{B}{\sqrt{H}}$ (cm/sec) 近似式 中規模地震 ($k_h = 0.2$) で $V = 67$ cm/s, 安全率1.5 大規模地震 $V = 100$ cm/s, 安全率1.1 以上の条件で, 必要なフーチング幅を規定。	(上記文献No.9の解説)	
11	1988年3月	建設省土木研究所 耐震研究室	明石海峡大橋基礎	剛床上の剛体挙動の 数値解析	剛床上の剛体の動的なスリップ, ロッキング, ジャン プ, 衝突現象を理論的に数式化し, プログラムDSRJを 作成。 このプログラムにより数値解析を実施。	文献No.8の成果を解析的に証明 	

直接基礎の安定問題に関連する既往の研究事例

No.	年 月	機関名・著者名	分野・対象構造物	テーマ	研究 内 容	成 果 の 概 要	備 考
12	1988年3月	本州四国連絡橋公団 耐震・基礎委員会 (委員長：久保慶三郎)	明石海峡大橋基礎	転倒照査式の規定	文献No.11の成果などを反映した照査式を規定。 アンカレイジなどにより静的な外力が作用している場合にも適用しうる定式化を行ったもの。	$V_0 = \frac{1}{\mu_1 \mu_2 \mu_3} \sqrt{\frac{2g(i^2 + r^2)}{r \cdot \cos^2 \alpha}} (1 - \cos \alpha - \frac{M_A \cdot \alpha}{m g r})$ μ_1, μ_2, μ_3 : 補正係数 M_A : 基礎端まわりの静的モーメント	M_A の取扱いに問題あり。 滑動照査法も新たに規定。 土木学会委員会関連
13	1988年3月	本州四国連絡橋公団 耐震・基礎委員会 (委員長：久保慶三郎)	明石海峡大橋基礎	剛体基礎の動的照査 (転倒、滑動)	—————	転倒照査式および滑動照査式の定式化と試算(文献No.12関連)。	土木学会委員会関連
14	1989年3月	建設省土木研究所 耐震研究室	明石海峡大橋基礎	剛床および弾性床 上の剛体挙動の振動実験	幅15~50cm, 高さ60~150cm, 重量82~1452kgのコンクリートブロックに対し、剛床および弾性床(ゴムマット)上の振動実験を実施。 プログラムDSRJを弾性床上に拡張、解析を実施。	・ 実験の浮上りは、計算値より低い加速度(0.8倍)で生ずる。 ・ 浮上り後の挙動は、実験と計算で同様の傾向。 (幅Bと高さHの関係 加振周期T, モデル寸法、転倒限界の関係、など)	
15	1987年	日本電気協会 電気技術基準調査委員会	原子力発電所建屋	建屋の浮上りを考慮したM~ θ 曲線の規定	—————	建屋底面の浮上り特性を評価したM~ θ 曲線を規定し、この曲線を適用した試算例を示している。ただし、浮上りの程度はごくわずかで、接地率96%程度の計算結果が示されている。	
16	1990年3月	本州四国連絡橋公団 海洋架橋調査会 委員会関連 (委員長：岩崎敏男)	来島大橋基礎	岩盤上直接基礎の底面 モーメント評価式の規定	基礎~地盤間の接触非線形性をモデル化した非線形FEMと、線形FEMの両者を種々の条件に対して実施し、線形モーメントから非線形モーメントに変換する方法を規定したもの。  地盤反力を直線分布と仮定した式(右図の下の曲線)に比べ地盤反力が放物線に近いことを想定(右図の上の曲線=岩盤を想定したもの)として、やや安全側のモーメントを与える。	 ・ 地盤反力を直線分布と仮定した曲線より安全側(地盤反力が放物線分布に近い状態を想定) ・ 等価エネルギー法(面積一定)による変換	
17	1992年9月	土木学会耐震工学委員会	直接基礎一般	直接基礎のM~ θ 曲線 と支持力をリンクさせた照査法	—————	地盤反力を直線分布と仮定したM~ θ 曲線式を拡張し、地盤反力度の制限(支持力度)がある場合の曲線を定式化。この曲線と、偏心・傾斜を考慮した支持力度に関するくり返し計算により、底面モーメントMと回転角 θ を求める計算式を規定。	
18	1992年	鉄道総合技術研究所	直接基礎一般	直接基礎のM~ θ 曲線 と支持力をリンクさせた照査法	—————	(文献No.16と同様)	
19	1992年10月	建設省土木研究所 川島一彦	直接基礎一般	大型剛体基礎の動的安定照査	—————	(文献No.12, No.16の内容を紹介)	
20	1995年5月	土質工学 (鉄道総合技術研究所)	鉄道橋基礎	M~ θ 曲線に関する実験と、支持力度とリンクさせた照査法	幅60~90cm模型に対する静的、および動的載荷実験によりM~ θ 曲線を表し、この結果をもとに支持力度とリンクさせた照査式を提案。	M~ θ 曲線について、浮上り基本式に加えて地盤の支持力度の上限値を考慮した計算式を用い、作用モーメントと支持力度をくり返し計算により解く方法を表したもの(文献No.18と同様)。	

2.2 応答変位の試算結果

2.2.1 応答変位の推定方法

直接基礎に水平力が作用したときのモーメント～回転角関係、およびそのときの地盤反力度分布を図-2.2.1 に示す。水平力が小さい段階では、地盤反力度分布は台形分布になり、作用するモーメントが基礎の浮上がり限界モーメントを超えると基礎と地盤間には引張り力が作用しないことから、地盤反力度分布は三角形分布となる。基礎の浮上がり限界モーメント、およびその時の浮上がり限界回転角は次式のとおりとなる。

$$M_0 = \frac{BV}{6} \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

$$\alpha_0 = \frac{12M_0}{B^3 \cdot D \cdot k_v} \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

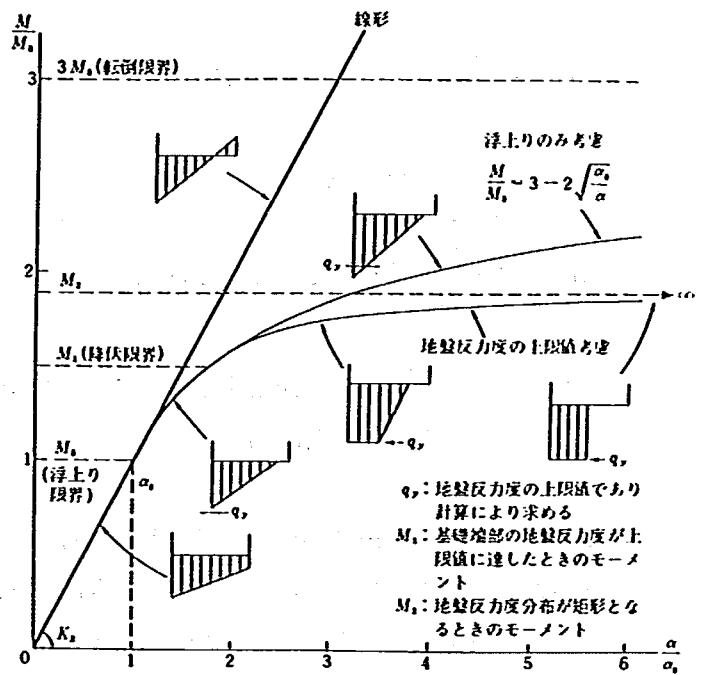


図-2.2.1 直接基礎のモーメントと回転角の関係

ここに、 M_0 : 浮上がり限界モーメント(kN・m)

α_0 : 浮上がり限界回転角(rad)

B : 水平荷重作用方向の基礎長さ(m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

D : 水平荷重作用方向に直交する基礎長さ(m)

k_v : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

次に、基礎端部の地盤反力度が上限値に達すると、地盤反力度分布は再び台形分布となると考えられる。しかし、図-2.2.2 に示す試算結果のように、地盤反力度の上限値を考慮した場合と、これを考慮せずに浮上りのみを考慮した場合の $M \sim \alpha$ 曲線について、それぞれにより求まる応答回転角は大差なかった。実際の挙動は、地盤反力度の上限値を考慮したモーメント～回転角曲線で表され、このときの作用力は極限支持力に達していないため、支持力の照査は行わなくてよいこととなる。なお、以降の試算においては、計算の簡略化のために地盤反力度の上限値を考慮しないこととした。浮上りを考慮した場合のモーメントと基礎の回転角の関係は、道示下部構造編 8.5.2 の規定を整理して次のように算出される。

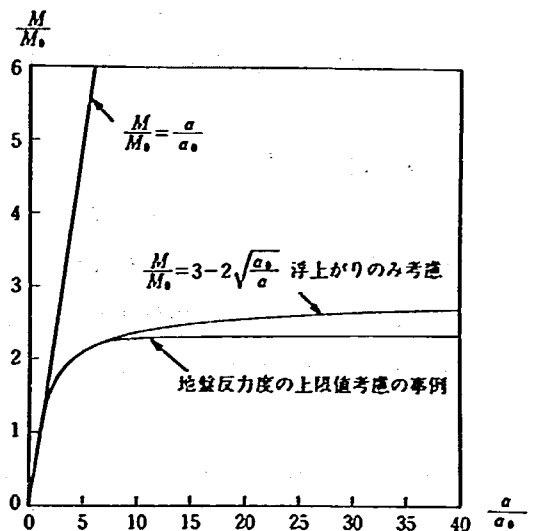


図-2.2.2 $M \sim \alpha$ 曲線の比較

(1) 浮上がり以前 ($0 \leq M \leq M_0$)

$$M = M_0 \frac{\alpha}{\alpha_0} \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

(2) 浮上がり後 ($M_0 \leq M$)

$$M = \left[3 - 2 \sqrt{\frac{\alpha_0}{\alpha}} \right] M_0 \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

ここに、 M : 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

α : 応答回転角(rad)

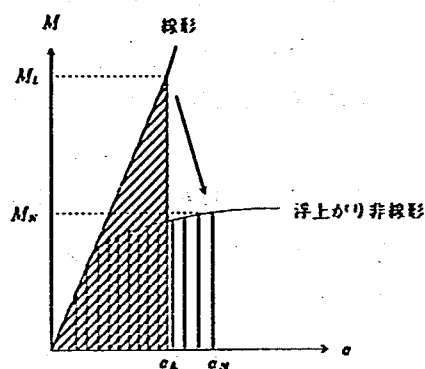


図-2.2.3 エネルギー一定則

非線形応答時の直接基礎の挙動は、基礎の浮上がりによる履歴減衰により、エネルギー吸収が考えられることから、基礎の回転角はエネルギー一定則を適用し、図-2.2.3 に示す斜線部の面積と、縦線部の面積が等しいとして求めることとする。このとき、線形応答は基礎が浮上がりはじめるときのモーメント M_0 、回転角 α_0 の点で線形化し、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編式(11.4.3)に示す基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度を作用させて求めた。その結果、基礎の非線形応答回転角は式(2.5)のようになる。

$$\alpha_N = \left[\frac{4 + \sqrt{6 \left(\frac{M_L}{M_0} \right)^2 - 2}}{6} \right]^2 \alpha_0 \quad \dots \dots \dots (2.5)$$

ここに、 α_N : 基礎の非線形応答回転角(rad)

M_L : 設計に用いる線形応答モーメント(kN・m)

2.2.2 試算結果

実在する道路橋の直接基礎の対して、式(2.5)により応答変位を試算した結果を図-2.2.4 および表-2.2.1 に示す。また、試算モデルの構造諸元については巻末の参考資料に示す。

試算結果によると、橋脚天端に生じる応答変位 δ_N は、大きくても 50 ～ 60cm 程度であり、ケーソン基礎や杭基礎等の地震時保有水平耐力法により求められる応答変位と比較しても大きくはない。したがって、従来の設計法で設計されている直接基礎は、応答変位上は問題ないと考えられることから、地震時保有水平耐力法による変位の照査は一般には行わなくてよいものと考えられる。

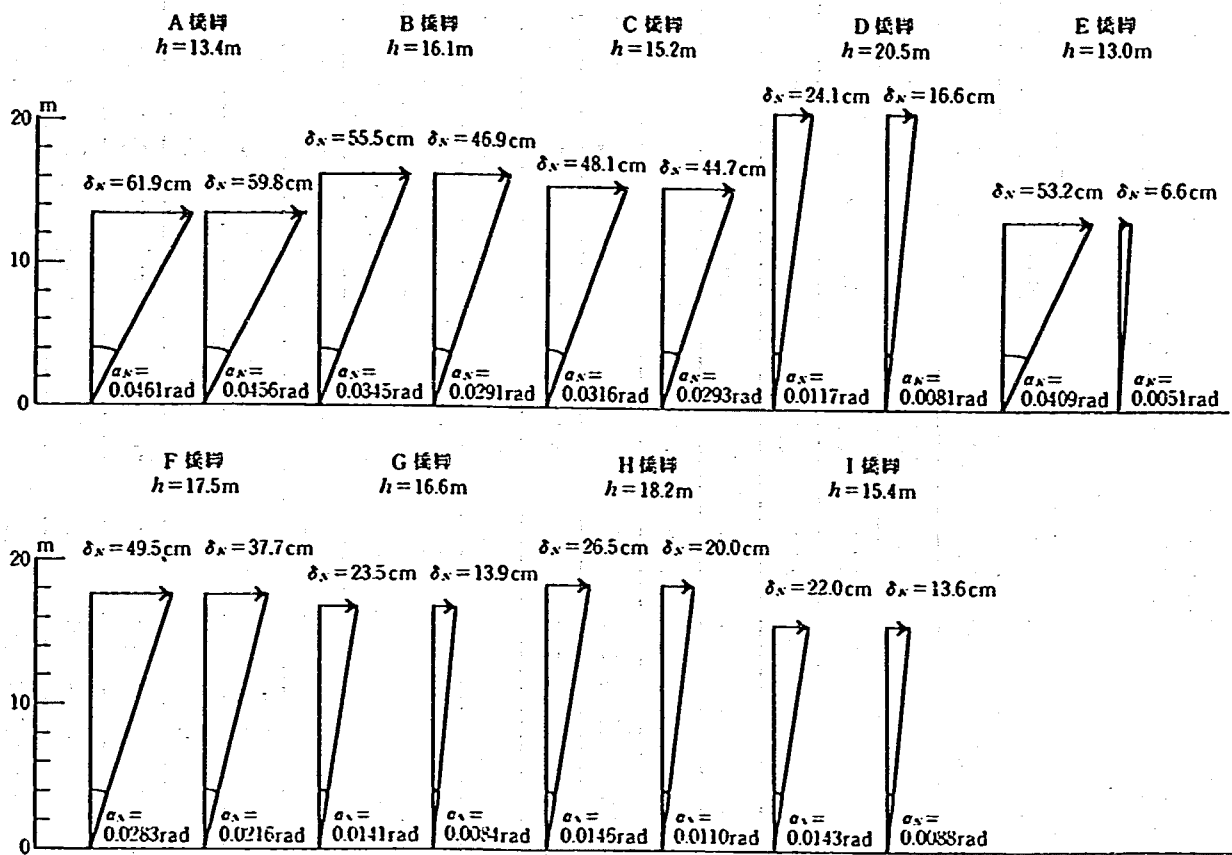


図-2.2.4 直接基礎の回転角 α_N による橋脚天端変位 (δ_N)
(左: 橋軸、右: 橋軸直角)

表-2.2.1 試算結果総括表

		橋脚諸元			浮上がり時				応答変位					転倒			滑動		備考
		高 さ	重心高さ	ワーキング長	震度	モーメント	回転角	変位	モーメント	回転角	α_N/α_0	変位置	照査	Bcri	B	照査	安全率	照査	
		h (m)	h _G (m)	B (m)		M ₀ (kN・m)	α_0 (rad)	δ_0 (cm)	M _N (kN・m)	α_N (rad)		δ_N (cm)		(m)	Bcri				
A橋脚	橋軸	13.42	9.47	7.0	0.07	11,827	6.85 E-4	0.92	32,608	4.61 E-2	67.3	61.9		5.59	1.25	○	2.50	○	
	直角	13.42	10.19	7.0	0.07	11,827	6.85 E-4	0.92	32,559	4.56 E-2	65.1	59.8		5.80	1.21	○	2.79	○	
B橋脚	橋軸	16.11	11.06	8.0	0.09	12,269	7.88 E-4	1.27	56,900	3.45 E-2	43.8	55.5		6.04	1.32	○	2.69	○	
	直角	16.11	11.81	8.0	0.10	12,269	7.88 E-4	1.27	56,331	2.91 E-2	36.9	46.9		6.24	1.28	○	2.97	○	
C橋脚	橋軸	15.23	10.39	8.0	0.09	18,594	6.94 E-4	1.06	50,261	3.16 E-2	45.4	48.1		5.86	1.37	○	2.54	○	
	直角	15.23	11.04	8.0	0.09	18,594	6.94 E-4	1.06	50,065	2.93 E-2	42.3	44.7		6.04	1.32	○	2.88	○	
D橋脚	橋軸	20.50	13.93	18.5	0.12	127,824	4.12 E-4	0.84	335,615	1.17 E-2	28.5	24.1		6.78	2.73	○	1.03	○	
	直角	20.50	8.99	12.0	0.19	82,918	6.35 E-4	1.30	202,269	8.08 E-3	12.7	16.6		5.45	2.20	○	1.18	○	
E橋脚	橋軸	13.00	9.92	6.5	0.11	25,567	1.24 E-3	1.61	67,825	4.09 E-2	33.1	53.2		5.72	1.14	○	2.22	○	
	直角	13.00	10.11	12.8	0.25	50,516	6.30 E-4	0.82	115,987	5.08 E-3	8.1	6.6		5.78	2.21	○	1.39	○	
F橋脚	橋軸	17.50	12.03	9.0	0.09	22,909	6.11 E-4	1.07	61,990	2.83 E-2	46.3	49.5		6.30	1.43	○	1.71	○	
	直角	17.50	11.67	8.5	0.11	21,634	6.47 E-4	1.13	57,400	2.16 E-2	33.3	37.7		6.21	1.37	○	1.77	○	
G橋脚	橋軸	16.60	12.41	7.5	0.08	10,248	2.23 E-4	0.37	28,166	1.41 E-2	63.3	23.5		6.40	1.17	○	1.68	○	
	直角	16.60	12.01	7.0	0.10	9,562	2.39 E-4	0.40	25,469	8.40 E-3	35.1	13.9		6.30	1.11	○	1.80	○	
H橋脚	橋軸	18.20	13.00	7.0	0.08	10,680	2.79 E-4	0.51	29,068	1.46 E-2	52.1	26.5		6.55	1.07	○	1.91	○	
	直角	18.20	13.42	7.0	0.10	10,680	2.79 E-4	0.51	28,627	1.10 E-2	39.4	20.0		6.65	1.05	○	2.00	○	
I橋脚	橋軸	15.40	11.39	6.5	0.09	9,464	3.01 E-4	0.46	25,655	1.44 E-2	47.6	22.1		6.13	1.06	○	1.81	○	
	直角	15.40	12.05	7.0	0.11	10,199	2.80 E-4	0.43	26,959	8.84 E-3	31.6	13.6		6.31	1.11	○	1.82	○	

減衰定数20%, 応答変位置:剛体仮定, 転倒照査:係数 0.3→Bcri = $\sqrt{3.3h_G}$, 滑動照査:水平力低減1乗則

3. 直接基礎の転倒および滑動

3.1 転倒に関する照査方法

3.1.1 転倒限界速度の推定

基礎の非線形応答回転角の算定は、基礎が転倒しないことを前提条件としている。剛体が転倒するときの条件については、次式が提案されている。

$$\text{限界加速度 } A_0 = \frac{b}{h} g \quad \dots \dots (3.1)$$

$$\text{限界速度 } V_0 = \mu \sqrt{\frac{2g(i^2 + r^2)}{r} \cdot \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha}} \quad \dots \dots (3.2)$$

- ここで、 g : 重力加速度 = $9.8 \text{ (m/s}^2\text{)}$
 i : 回転 2 次半径 = $\sqrt{I_G/m} \text{ (m}^2\text{)}$
 I_G : 重心点まわりの回転慣性 ($\text{kN} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}$)
 m : 質量 ($\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$)
 μ : 補正係数 (石山は係数 0.4 を提案している)

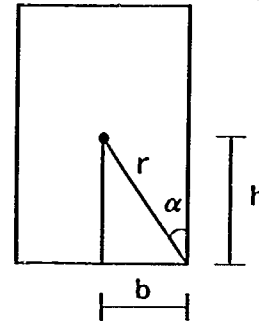


図-3.1.1 剛体の転倒

上記式(3.1)は、静的な力のつり合いから定まる関係式で、式(3.2)は石山¹²⁾による提案式で、上記 2 式の限界を同時に超える地震力が作用した場合に転倒することになる。

ここで、転倒限界速度について式(3.2)式を変形すると次のとおりとなる。まず、回転 2 次半径 i は次式のように表される。

$$\begin{aligned} i^2 = \frac{I_G}{m} &= \frac{m}{12} (B^2 + H^2) \cdot \frac{1}{m} = \frac{1}{12} (B^2 + H^2) = \frac{1}{12} (4b^2 + 4h^2) \quad (\text{ここで、} B = 2b, H = 2h) \\ &= \frac{1}{3} (b^2 + h^2) = \frac{r^2}{3} \quad \dots \dots (3.3) \end{aligned}$$

次に、式(3.3)を式(3.2)に代入すると、転倒限界速度の提案式は次式のとおりとなる。

$$V_0 = \mu \sqrt{\frac{2g(r^2/3 + r^2)}{r} \cdot \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha}} = \mu \sqrt{\frac{8}{3} \cdot g \cdot \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} \cdot r} \quad \dots \dots (3.4)$$

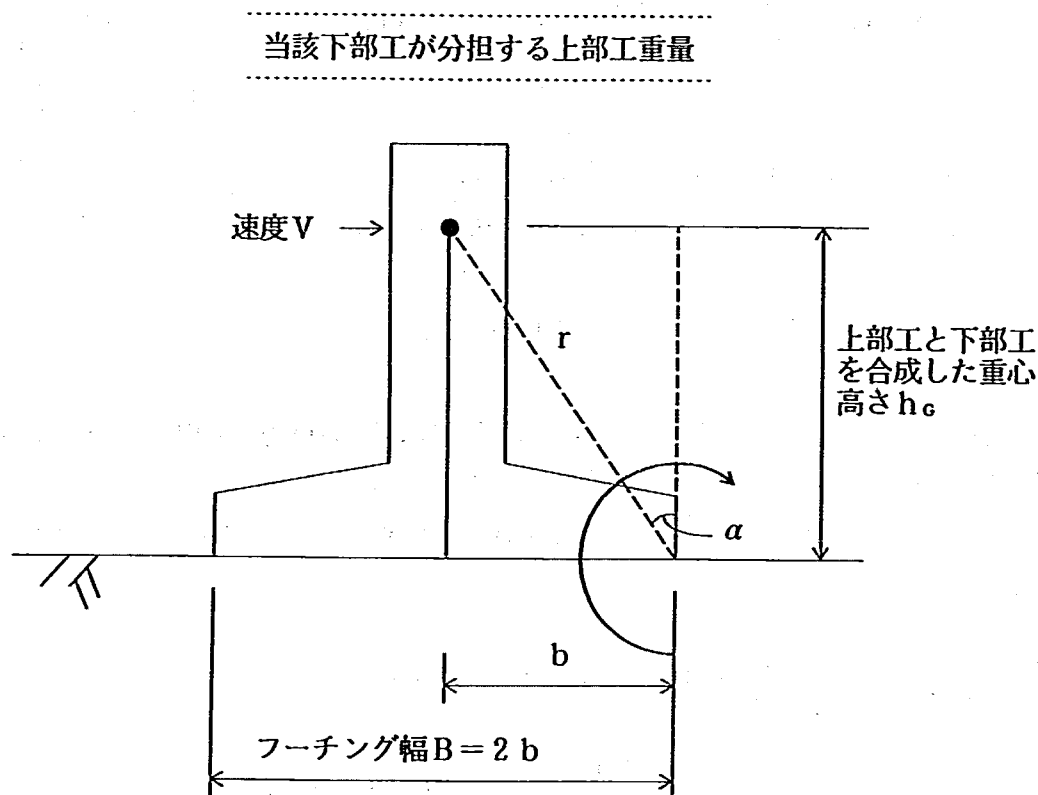
ここに、 V_{crit} : 転倒限界速度(cm/s)

- μ : 補正係数
 r : 剛体重心点から回転中心までの距離(cm)
 g : 重力加速度(cm/s^2)
 α : 剛体重心点と回転中心を結ぶ線が垂直線となす角(rad)

式(3.4)は、物体の形状が相似（ α が一定）ならば、物体の大きさ r に応じて転倒限界速度 V_0 が変化する
ことを表すものである。すなわち、 V_0 は寸法依存性を有し、物体の大きさ r の平方根に比例する。

3.1.2 転倒限界速度と必要フーチング幅の関係

橋脚を剛体と仮定し、図-3.1.2 の b 、 $h_G (=h)$ を変化させたときの重心位置における転倒限界速度 V_0 を求める。



$$V_0 = 0.4 \sqrt{\frac{8}{3} \cdot g \cdot \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} \cdot r} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

(前出式(3.4)の補正係数 μ を 0.4 とする。)

$$r = \sqrt{h_G^2 + b^2}$$

$$\cos \alpha = h_G / r$$

図-3.1.2 に、重心高 h_G 、フーチング幅 B 、転倒限界速度 V_0 の関係を示す。この関係をもとにすれば、ある応答速度 V に対する転倒限界必要幅 B_{req} を得ることになる。図-3.1.3 は、重心高 h_G 、応答速度 V 、転倒限界必要幅 B_{req} の関係を示したものである。

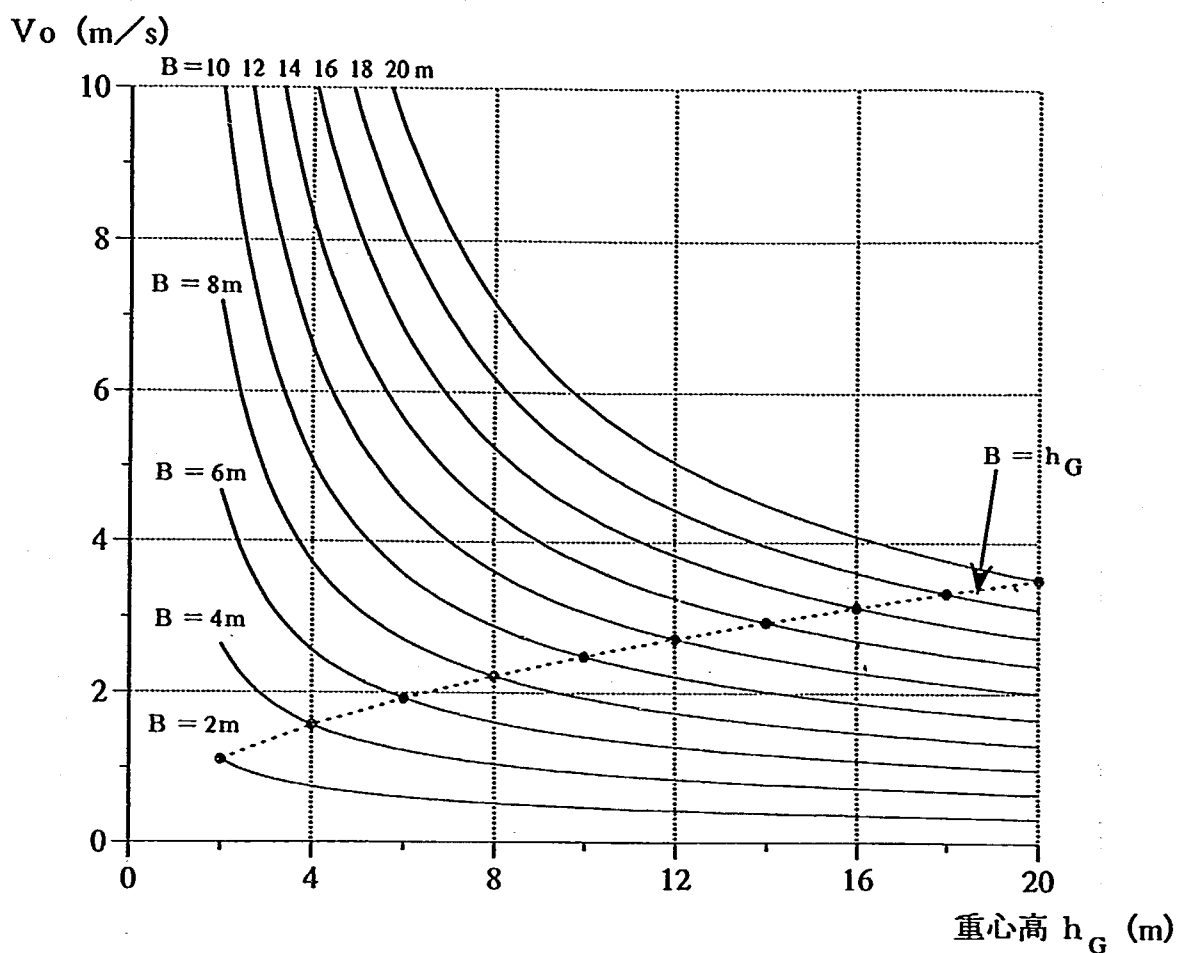


図-3.1.2 重心高 h_G ，フーチング幅 B ，転倒限界速度 V_o の関係(係数0.4)

表-3.1.1 転倒限界速度 V_o (係数0.4)

単位：m/s

h_G B	2m	4m	6m	8m	10m	12m	14m	16m	18m	20m
2m	1.1108	0.7395	0.5964	0.5142	0.4589	0.4185	0.3872	0.3620	0.3412	0.3236
4m	2.6321	1.5709	1.2280	1.0459	0.9280	0.8434	0.7787	0.7272	0.6848	0.6490
6m	4.6710	2.5560	1.9239	1.6108	1.4166	1.2809	1.1790	1.0986	1.0330	0.9781
8m	7.1892	3.7223	2.7046	2.2216	1.9330	1.7366	1.5918	1.4791	1.3880	1.3124
10m	10.1302	5.0743	3.5813	2.8876	2.4838	2.2152	2.0207	1.8714	1.7520	1.6537
12m	13.4471	6.6058	4.5589	3.6148	3.0742	2.7209	2.4689	2.2780	2.1269	2.0034
14m	17.1036	8.3069	5.6378	4.4065	3.7077	3.2566	2.9389	2.7008	2.5142	2.3630
16m	21.0712	10.1670	6.8161	5.2642	4.3867	3.8248	3.4328	3.1418	2.9156	2.7336
18m	25.3275	12.1764	8.0904	6.1877	5.1125	4.4272	3.9522	3.6023	3.3324	3.1165
20m	29.8538	14.3262	9.4571	7.1762	5.8855	5.0647	4.4985	4.0837	3.7655	3.5126

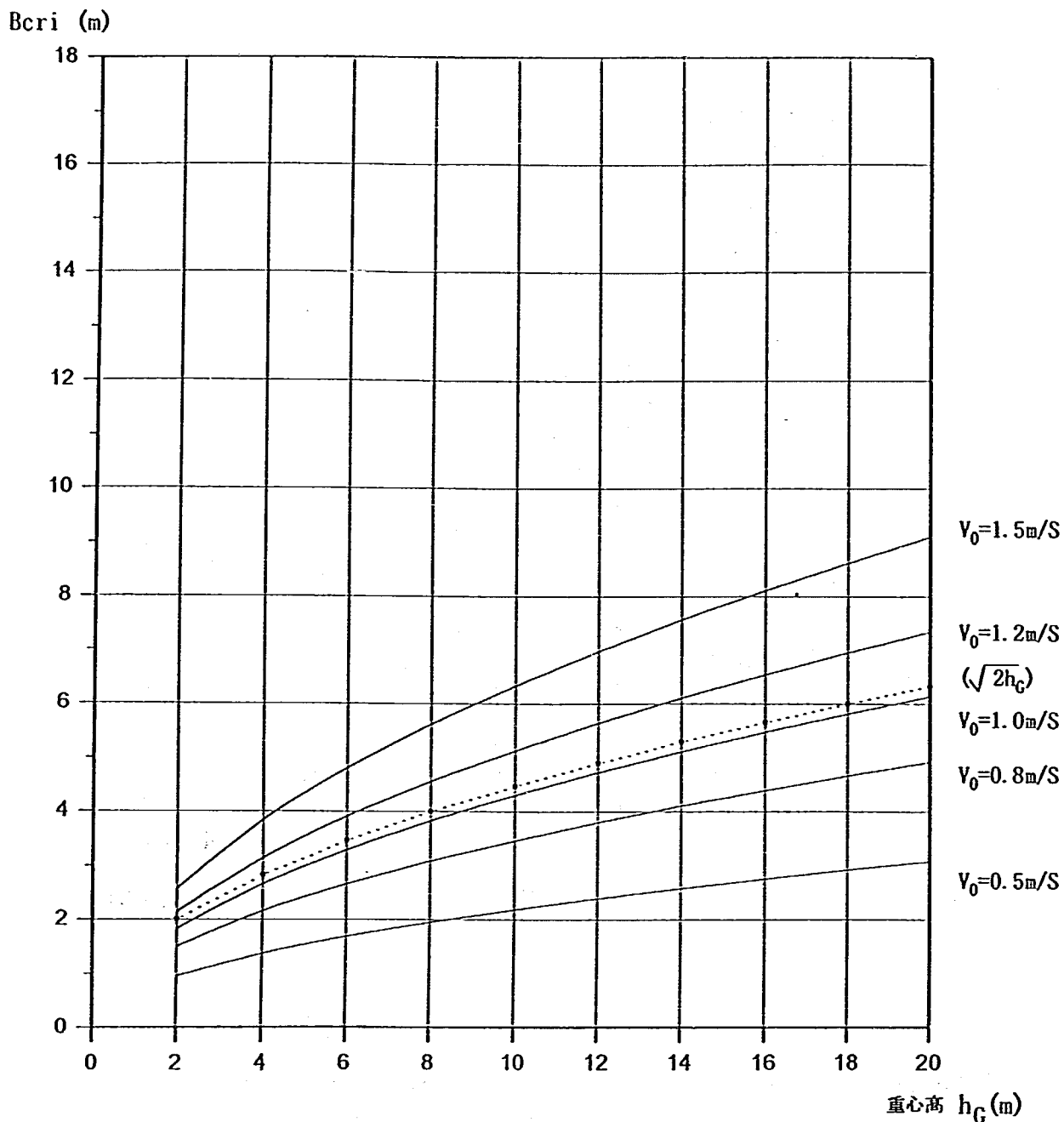


図-3.1.3 重心高 h_G ，応答速度 V ，転倒限界必要幅 B_{cri} の関係 (係数 0.4)

表-3.1.2 転倒限界必要幅 B_{cri} (係数 0.4)

単位: m

$V \backslash h_G$	2m	4m	6m	8m	10m	12m	14m	16m	18m	20m
0.5m/s	0.958	1.368	1.682	1.945	2.177	2.387	2.580	2.759	2.927	3.086
0.8m/s	1.491	2.156	2.662	3.087	3.461	3.798	4.107	4.395	4.666	4.921
1.0m/s	1.823	2.660	3.297	3.832	4.301	4.724	5.112	5.473	5.812	6.132
1.2m/s	2.138	3.146	3.915	4.560	5.126	5.636	6.104	6.539	6.946	7.332
1.5m/s	2.580	3.842	4.808	5.619	6.331	6.973	7.562	8.108	8.621	9.105
$\sqrt{2h_G}$	2.000	2.828	3.464	4.000	4.472	4.899	5.292	5.657	6.000	6.325

図-3.1.3によれば、転倒限界必要幅 B_{crit} は、近似的に次式で表される。

$$B_{crit} \approx V \cdot \sqrt{2h_G} \quad \cdots \cdots (3.6)$$

ここで、 V : 構造物重心点の水平方向応答速度(m/s)

h_G : 構造物重心点の高さ(m)

ところで、単体が転倒するためには、限界加速度 A_o と限界速度 V_o を同時に越える地震力の作用が必要であり、前記の転倒速度式のみに着目して照査を行うことは、必ずしも十分ではない場合もある。例えば、重心高 h_G が比較的小さい場合には、式(3.6)で求まる B_{crit} よりも、限界加速度 A_o から定まる必要幅の方が小さい場合も生じる。

図-3.1.4は、このような関係を模式的に示したものであり、同図は、 $A_o = 0.5 \text{ g} (= 490 \text{ gal})$ 、 $V_o = \sqrt{2h_G}$ ($\approx 100 \text{ kine}$)を仮定した場合の例であり、このとき、重心高 h_G が2m以下では、加速度から定まる必要幅の方が小さいことがわかる。

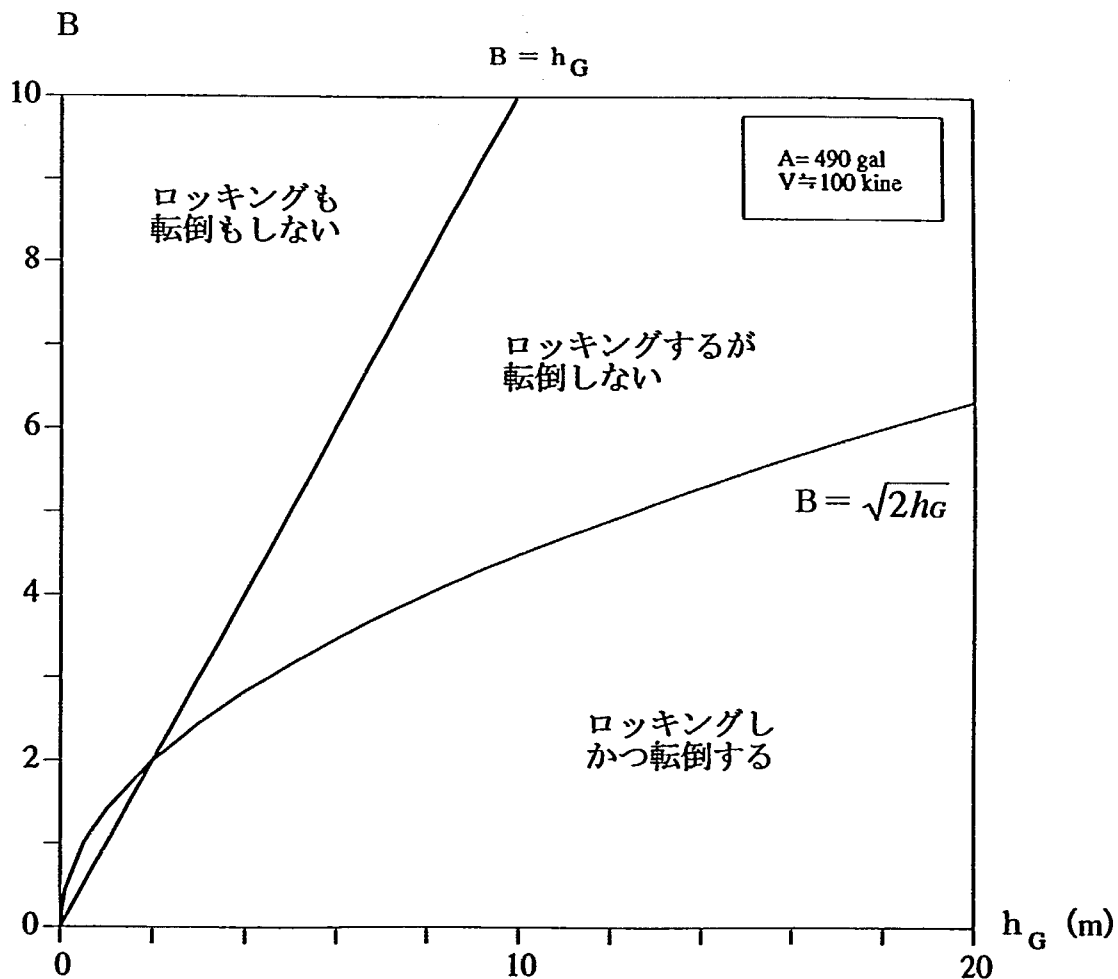


図-3.1.4 重心高 h_G 、フーチング幅 B と振動性状の関係の例

3.2 滑動に関する照査方法

基礎底面に作用する水平力は、基礎の非線形回転挙動に伴う履歴減衰により慣性力が低減されることを考慮して、次式によって求められる。

$$H_N = H_L \times \left| \frac{M_N}{M_L} \right|^k \dots \dots \dots (3.7)$$

ここに、 H_N : 非線形応答の水平力(kN)

H_L : 線形応答の水平力(kN)

M_N : 非線形応答の作用モーメント(kN・m)

M_L : 線形応答の作用モーメント(kN・m)

k : 補正係数

補正係数 k は、橋脚の変形が基礎底面を中心とする1次モードが卓越する場合には1.0と考えてよい。しかし、動的解析の結果によると、安全側を考慮して0.5とするのがよいという提案¹⁹⁾もある。

なお、橋脚の直接基礎は、一般に大きな偏心力が作用しないことから、残留変位が一方向に累積する可能性は小さいと考えられ、平成8年12月の道路橋示方書の改訂においては、地震時保有水平耐力法による滑動の照査は行わなくてよいこととした。

3.3 試算結果

式(3.4)の転倒限界速度を 100cm/s とし、橋脚の重心高さと転倒しないために必要な基礎幅の関係を図-3.3.1 に示す。補正係数 μ としては、これまでの実験および解析の結果から 0.4 が提案されているが、地盤が剛床ではないことなどを考慮して、安全側の値として 0.3 を用いた場合も示した。

また、基礎諸元を調査した結果²⁴⁾ を基に、既存の直接基礎の重心高さと基礎幅を図-3.3.1 に一緒に示す。図-3.3.1 において $\mu = 0.4$ とした場合でも、実際の基礎幅が転倒しないために必要な基礎幅を下回ることはほとんどないことから、従来の道路橋示方書に従って設計された直接基礎は、兵庫県南部地震レベルの地震動によって転倒することはないと考えられる。したがって、平成 8 年 12 月の道路橋示方書の改訂においては地震時保有水平耐力法による転倒の照査は行わなくてよいこととした。

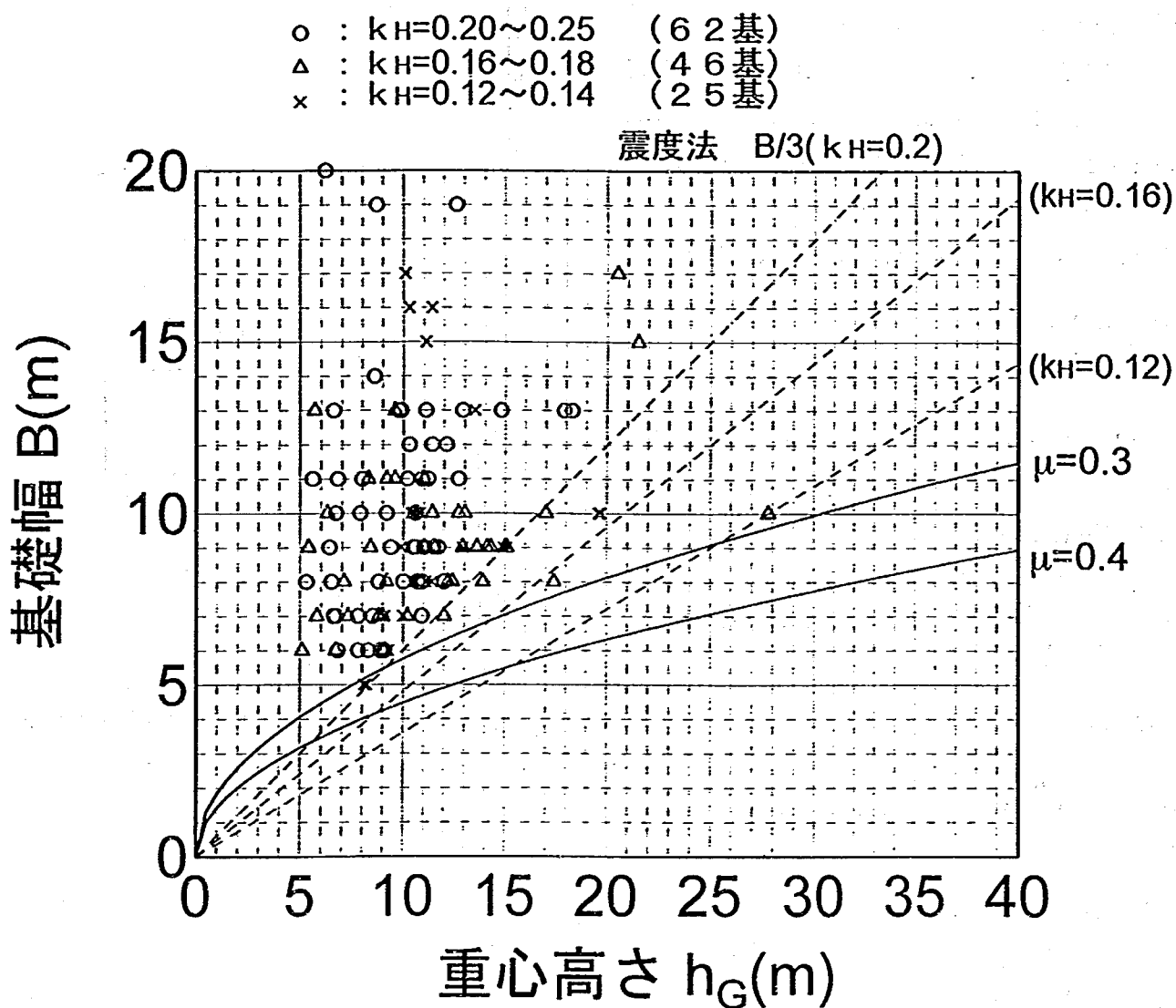


図-3.3.1 橋脚の重心高さと基礎幅の関係

4. フーチングの設計方法

4.1 地盤反力の合力の作用位置

直接基礎の安定照査においては、従来どおりの設計で問題ないと考えられる。しかし、大きな水平力が作用した場合には、基礎端部に地盤反力が集中し、震度法で設計した以上の断面力がフーチングに発生する。そこで基礎の地震時保有水平耐力法に用いる地震力が作用したときの地盤反力分布を試算し、平成8年12月の道路橋示方書の改訂において新たに設計法を規定することとした。

図-4.1.1 に線形応答と非線形応答の関係を示す。この図の下側には、式(2.5) による線形応答モーメント M_L と、非線形応答回転角 α_N の関係を示している。まず、震度法による設計において、偏心量を基礎幅 B の $1/3$ として設計した場合には式(4.1)が成り立つ。

$$2M_0 = k_h W h \quad \dots \dots \dots (4.1)$$

また、図-4.1.1 における M_L/M_0 は式(4.2)となる。

$$\frac{M_L}{M_0} = \frac{k_{hcf} W h}{k_h W h} = 2 \frac{k_{hcf}}{k_h} \quad \dots \dots \dots (4.2)$$

ただし、フーチングの慣性力が基礎底面に作用するモーメントに与える影響は小さいことから、これを無視している。

ここで、式(2.4)から

$$\frac{M_N}{M_0} = 3 - 2 \sqrt{\frac{\alpha_0}{\alpha_N}} \quad \dots \dots \dots (4.3)$$

式(2.5)から

$$\frac{\alpha_N}{\alpha_0} = \frac{4 + \sqrt{6 \left(\frac{M_L}{M_0} \right)^2 - 2}}{6} \quad \dots \dots \dots (4.4)$$

これに式(4.2)を代入すると

$$\frac{\alpha_N}{\alpha_0} = \frac{4 + \sqrt{6 \left(2 \frac{k_{hcf}}{k_h} \right)^2 - 2}}{6} \quad \dots \dots \dots (4.5)$$

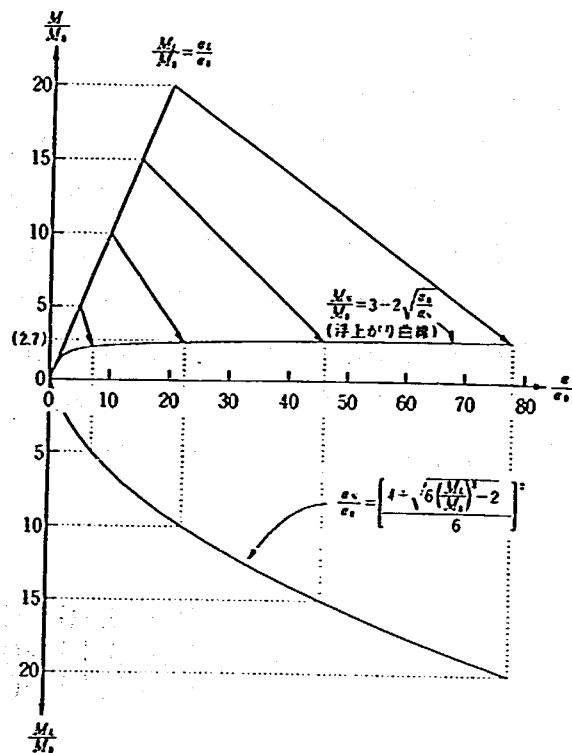


図-4.1.1 線形応答から非線形応答への変換

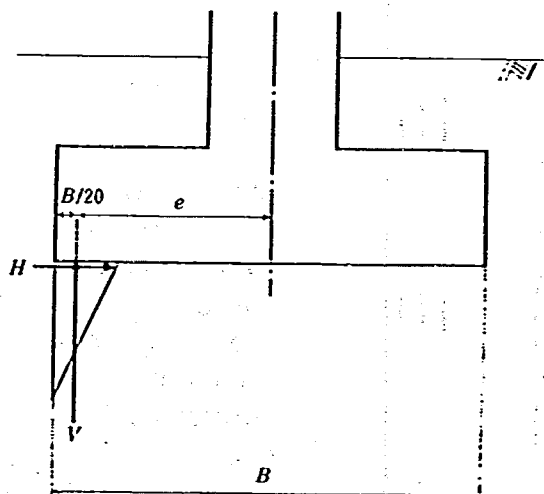


図-4.1.2 地震時保有水平耐力法時の地盤反力の合力の作用位置

これを式(4.3)に代入すると

$$\frac{M_N}{M_0} = \left| 3 - 2 \frac{6}{4 + \sqrt{24 \left| \frac{k_{hF}}{k_h} \right|^2 - 2}} \right| \dots\dots\dots (4.6)$$

I 種地盤の場合、震度法に用いる設計水平震度 k_h は 0.2 であり、基礎の地震時保有水平耐力に用いる設計水平震度 k_{hF} は、減衰定数別補正係数 c_0 を 2/3 とすると 1.33 となる。これを式(4.2)に代入すると M_L/M_0 は 13.3 となる。

これを式(4.6)に代入すると

$$\frac{M_N}{M_0} = \left| 3 - 2 \frac{6}{4 + \sqrt{24 \left| \frac{1.33}{0.2} \right|^2 - 2}} \right| = 2.67 \approx 2.7$$

図-4.1.2 に示すように、基礎中心から地盤反力の合力の作用位置までの距離を e とすると、このときの基礎底面に作用するモーメント M_N は式(4.7)で表される。

$$M_N = e \cdot V \dots\dots\dots (4.7)$$

式(2.1)および式(4.7)から、偏心量 e を M_N/M_0 で表すと式(4.8)となる。

$$e = \frac{BM_N}{6M_0} \dots\dots\dots (4.8)$$

$M_N/M_0 = 2.7$ を式(4.8)に代入すると $e = 0.45 B$ となり、これは基礎端部から $B/20$ だけ内側の位置を示す。また、図-4.1.1 に示すように、この付近では α_N/α_0 の曲線の勾配が小さいことから、上記の M_L/M_0 が変動しても、地盤反力の合力の作用位置に与える影響は小さい。

以上の検討結果および実橋梁に対する試算結果により、基礎端部から基礎幅の 1/20 内側に地盤反力の合力を作用させれば、ほぼ妥当な設計が可能となると考えられることから、今回の改訂においてこのように規定した。

4.2 試算結果

既設の直接基礎フーチングについて、従来の示方書に従って設計した場合と、新しい示方書に従って設計した場合の比較を表-4.2.1 に示す。

試算結果によると、曲げ鉄筋は従来に比べて 1～2 ランク程度増加させる必要がある場合が多い。また、せん断力に対しては、許容応力度法によりコンクリートのみでせん断力を負担できるフーチング厚さを確保したうえで、地震時保有水平耐力法の設計により必要なせん断補強鉄筋を配置するのがよいと考えられる。

表-4.2.1 フーチング照査結果

		橋脚高 形 式	基礎幅 (m)	曲げ鉄筋		せん断補強 鉄 筋
				旧示方書	新示方書	新示方書
A橋脚	橋軸 直 角	13.4m	7.0	35-D32 @200	同左	——
		RC 円柱	7.0	35-D32 @200	35-D35 @200	——
B橋脚	橋軸 直 角	16.1m	8.0	41-D29 @200	53-D32 @150	D16-5 組 @300
		RC 円柱	8.0	41-D29 @200	53-D32 @150	D16-5 組 @300
C橋脚	橋軸 直 角	15.2m	8.0	39-D32 @200	39-D35 @200	——
		RC 円柱	8.0	39-D32 @200	39-D35 @200	——
D橋脚	橋軸 直 角	20.5m	18.5	79-D32 @150 2 段	同左	D22-10 組 @300
		RC 壁式	12.0	53-D25 @300 2 段	同左	——
E橋脚	橋軸 直 角	13.0m	6.5	85-D29 @150	同左	D16-4 組 @300
		RC 壁式	12.8	43-D22 @150	同左	——
F橋脚	橋軸 直 角	17.5m	9.0	55-D32 @150	同左	D16-3 組 @300
		RC 円柱	8.5	59-D29 @150	同左	——
G橋脚	橋軸 直 角	16.6m	7.5	53-D29 @125	53-D35 @125	D16-6 組 @250
		RC 壁式	7.0	24-D25 @250	24-D29 @250	——
H橋脚	橋軸 直 角	18.2m	7.0	55-D29 @125	55-D35 @125	D16-6 組 @250
		RC 壁式	7.0	24-D25 @250	24-D32 @250	——
I 橋脚	橋軸 直 角	15.4m	7.0	55-D25 @125	55-D32 @125	D16-4 組 @250
		RC 壁式	7.0	24-D25 @250	24-D32 @250	——

せん断補強筋について、旧示方書ではいずれも計算上不要となる。

5. おわりに

本研究は、直接基礎の大地震時の挙動に関し、地震時の安定計算ならびにフーチングの設計方法について検討したものである。その結果、直接基礎の安定計算については、従来どおり震度法により設計し、地震時保有水平耐力の照査を行わなくてもよいことが確認できた。この検討結果を簡単にまとめると次のようになる。

- (1) 従来の震度法で設計されている直接基礎について、地震時保有水平耐力法により応答変位を試算した結果、橋脚天端に生じる応答変位は、大きくても 50 ～ 60cm 程度であった。したがって、ケーソン基礎や杭基礎等の他の形式の基礎の変位と比較しても小さくなく、応答変位上は問題ないと考えられる。よって直接基礎については、地震時保有水平耐力法による変位の照査は行わなくてよいと考えられる。
- (2) 直接基礎の転倒に関して、転倒限界速度を 100cm/s とし、橋脚の重心高さと転倒しないために必要な基礎幅の関係を試算し、既存の直接基礎に照らし合わせた。その結果、実際の基礎幅が転倒しないために必要な基礎幅を下回ることがほとんどないことから、従来の震度法で設計された直接基礎は、兵庫県南部地震レベルの地震動によって転倒することがないと考えられる。したがって、直接基礎の地震時保有水平耐力法による転倒の照査は、行わなくてよいと考えられる。
- (3) 橋脚の直接基礎については、一般に大きな偏心力が作用しないことから、残留変位が一方向に累積する可能性は小さいと考えられるため、地震時保有水平耐力法による滑動の照査は行わなくてよいと考えられる。

一方、フーチングの設計については、従来の設計方法に加えて、地盤反力を基礎端部付近に集中して作用させて設計する方法を追加した。この検討結果を簡単にまとめると次のようになる。

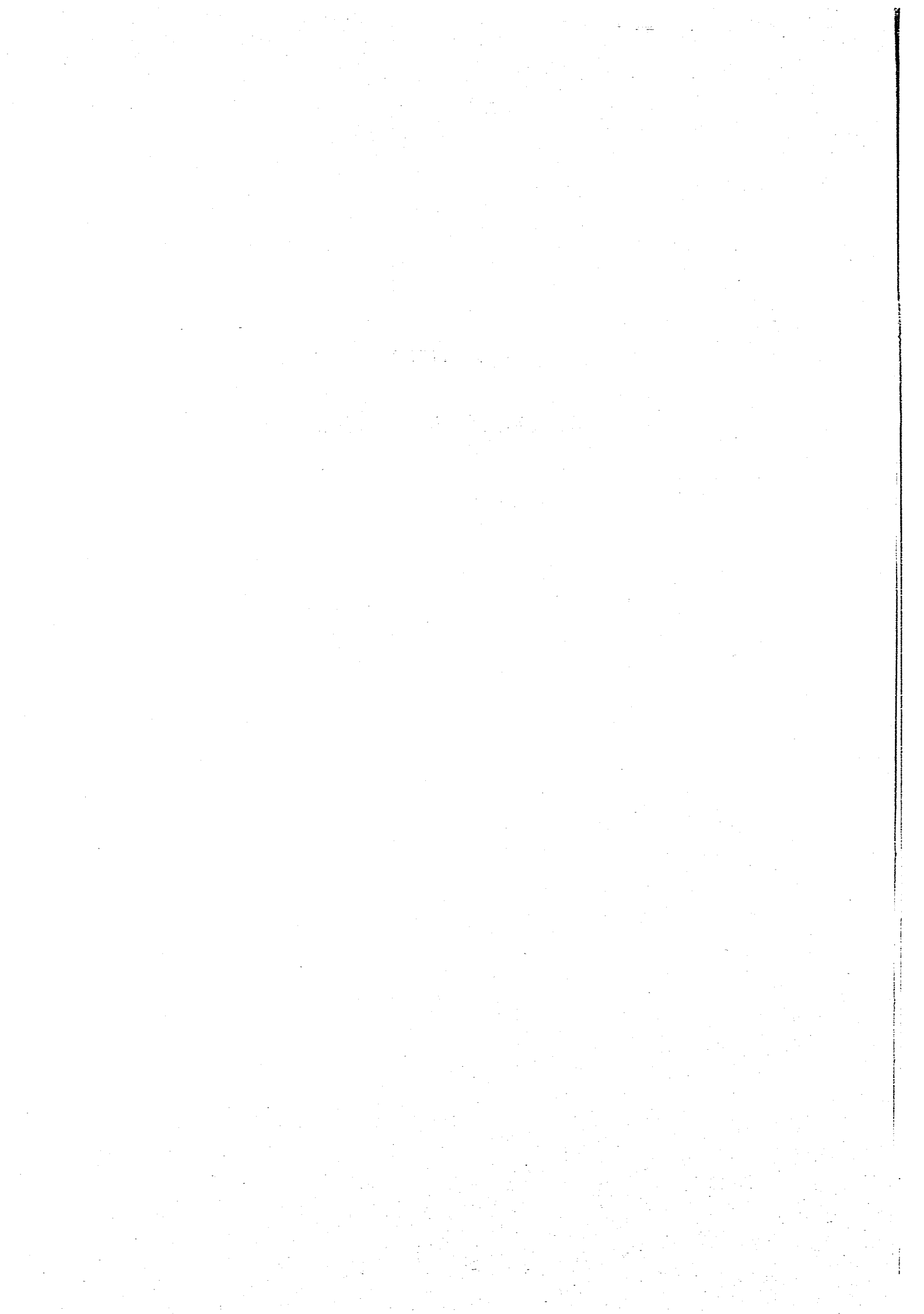
- (1) 橋の供用期間中に発生する確率は低いが、大きな強度をもつ地震動（地震時保有水平耐力時）が作用した場合には基礎に浮上りが生じ、地盤反力がフーチング端部付近に集中する。
- (2) 非線形応答を考慮した直接基礎底面の地盤反力度分布を試算した結果、地盤反力を基礎端部から基礎幅の 1/20 だけ内側の位置に作用させて設計することとした。

【参考文献】

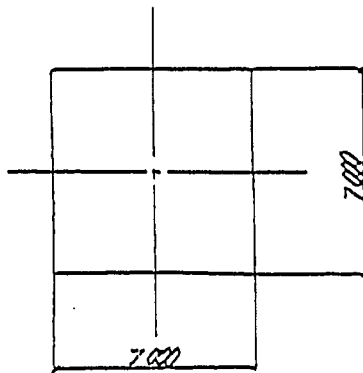
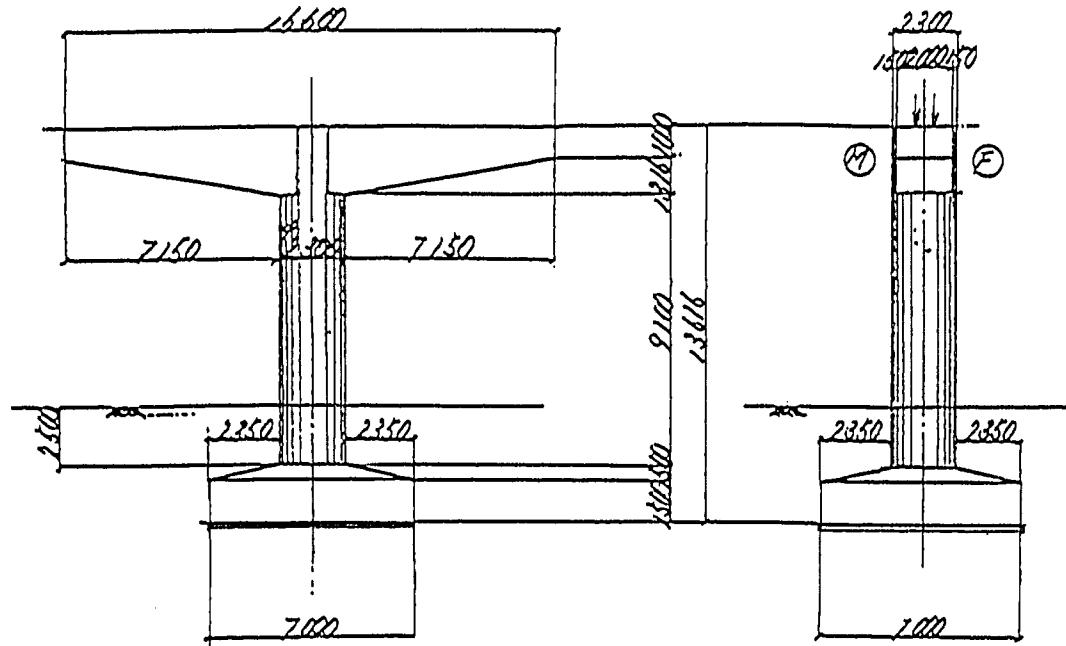
- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，平成8年12月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，平成8年12月
- 3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，平成7年12月
- 4) (社) 土木学会：基礎—地盤—構造物系の動的相互作用，平成4年9月
- 5) 物部長徳：地震上下動に関する考察並に振動雑論，土木学会誌，第10巻5号，大正13年10月
- 6) 小林啓美：単体の転倒と震度，日本建築学会研究報告No. 8 1950年9月
- 7) 岡本舜三：柱体の転倒に関する実験，土木技術，第5巻10号，昭和25年10月
- 8) 堀越清視：構造物の地震応答解析，b i t, V o l. 15, N o. 8
- 9) 大築志夫：耐震設計，建築構造講座第12巻，コロナ社，1961年
- 10) 望月利男，小林計夫：単体の運動から地震加速度を推定するための研究——単体の動的挙動の解析——日本建築学会論文報告集第248号，昭和51年10月
- 11) 石山祐二，松島豊，山崎裕，中田慎介：地震時における家具などの転倒に関する振動試験とその理論的考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和53年9月
- 12) YUJI ISHIYAMA : MOTIONS OF RIGID BODIES AND CRITERIA FOR OVERTURNING BY EARTHQUAKE EXCITATIONS, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 10, 1982.
- 13) (社) 土木学会：国鉄設計標準，昭和61年3月
- 14) 梅原俊夫，西村昭彦：国鉄の新しい基礎標準について，橋梁，1986年8月
- 15) 建設省土木研究所：本州四国連絡橋の設計施工に関する調査研究報告，土木研究所資料，第2620号，昭和63年3月
- 16) 本州連絡橋公団：明石海峡大橋下部構造安定計算要領（案）．同解説，昭和63年3月
- 17) (社) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震．基礎に関する調査研究報告書，昭和63年3月
- 18) (社) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，1987年
- 19) 本州四国連絡橋公団：来島大橋剛体基礎耐震計算法（案），平成2年3月
- 20) (社) 土木学会：基礎—地盤—構造物系の動的相互作用，平成4年9月
- 21) 西村昭彦，羽矢洋：塑性域を考慮した直接基礎の設計法の研究，鉄道総研報告，1992年3月
- 22) 川島一彦：地盤と構造物の動的相互作用の解析法 6. 2橋梁，土と基礎，1992年10月
- 23) (社) 土質工学会：基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表論文集，平成7年5月
- 24) 建設省土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，第3500号，平成9年1月

【参考資料】

応答変位の試算モデルの構造諸元



A橋脚形状図



単位: mm

A橋脚構造一般図

上部工形式: 単純合成版桁橋

1. 使用材料

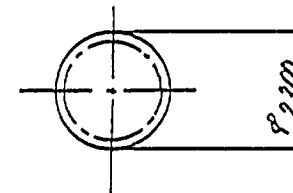
	梁	柱	フーチング
コンクリート (ock)	350 ^{mm} /m ³	250 ^{mm} /m ³	250 ^{mm} /m ³
鉄筋	S295	S295	S295

2. 土盛り高 $h = 7.5$ m (フーチング下面より) $r = 1.8$ t/m³

水位高 $h = 2.0$ m (フーチング下面より) $r = 0.9$ t/m³

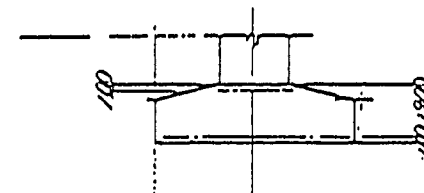
3. 柱、フーチング、鉄筋量

柱



AS1 = 235-60本 (1段)
AS2 = 235-57本 (2段)
AS3 = — (3段)

フーチング



橋軸方向	上側	222-41x400	(1段)
	下側	222-41x200	(1段)
直角方向	上側	222-41x200	(1段)
	下側	222-41x200	(1段)

B橋脚 形状図

上部工形式：単軌合成板桁橋

1. 使用材料

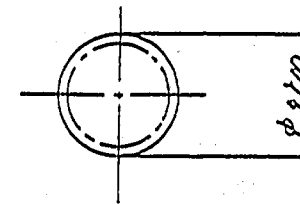
	梁	柱	フーチング
コンクリート (cck)	350 ^{kg} /m ³	270 ^{kg} /m ³	240 ^{kg} /m ³
鉄筋	S0295	S0295	S0295

2. 土盛り高 $h = 6.0$ m (フーチング下面より) $r = 1.8$ t/m³

水位高 $h = 2.5$ m (フーチング下面より) $r = 0.9$ t/m³

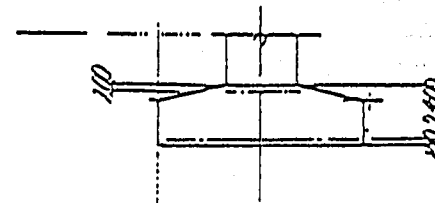
3. 柱、フーチング、鉄筋量

柱

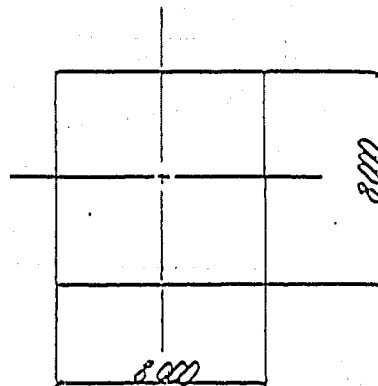
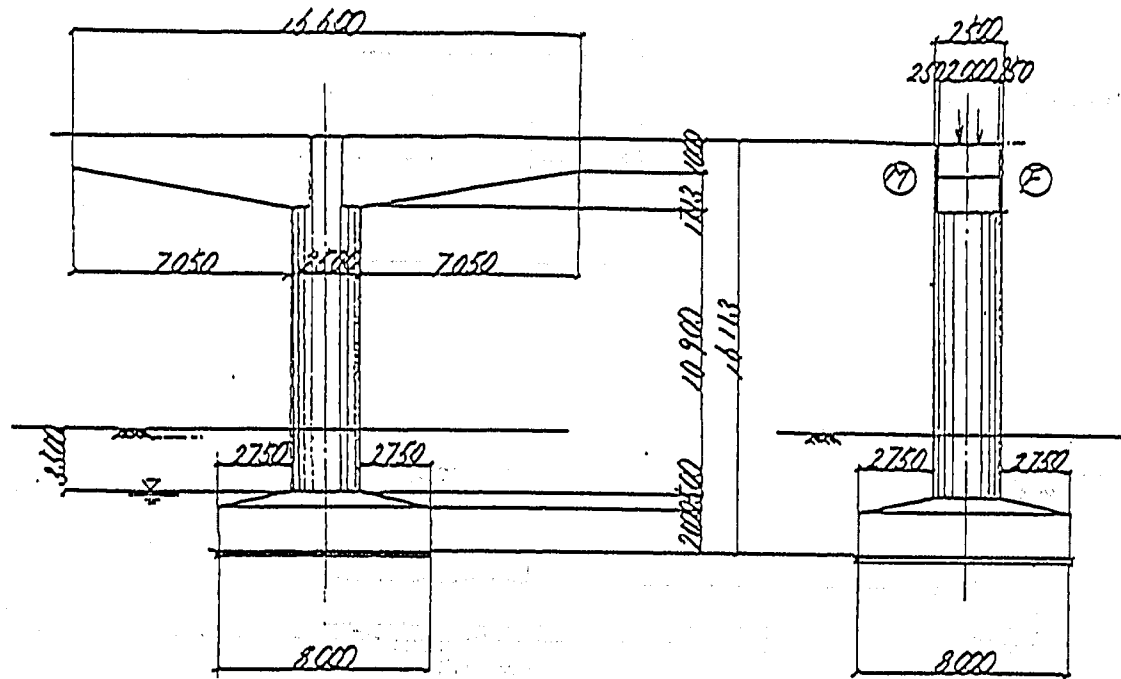


AS1 = S22-68 ϕ (1段)
AS2 = S22-62 ϕ (2段)
AS3 = S22-56 ϕ (3段)

フーチング



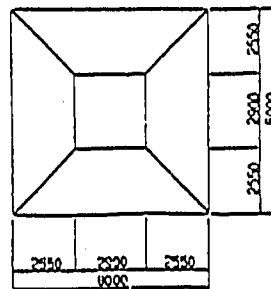
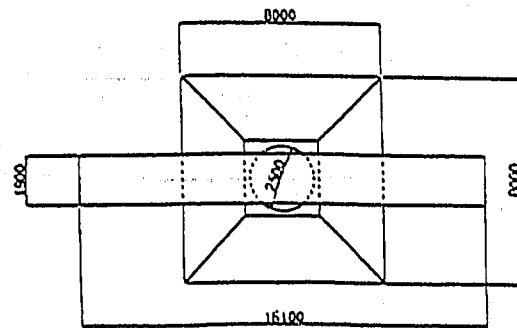
橋軸方向 | 上側 S22-68 ϕ 100 (1段)
 | 下側 S22-62 ϕ 100 (1段)
直角方向 | 上側 S22-68 ϕ 100 (1段)
 | 下側 S22-62 ϕ 100 (1段)



単位：mm

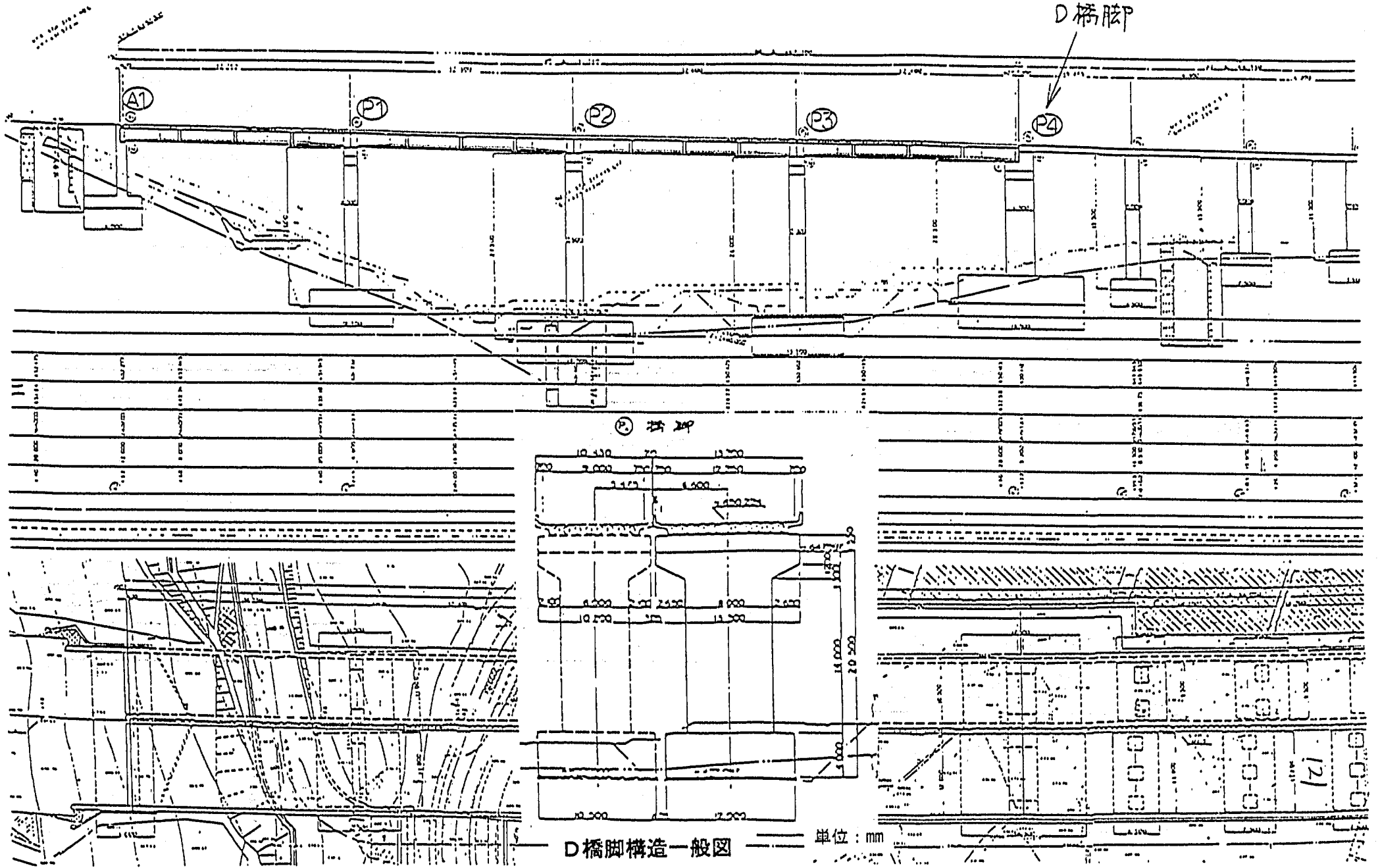
B橋脚構造一般図

— 27 —



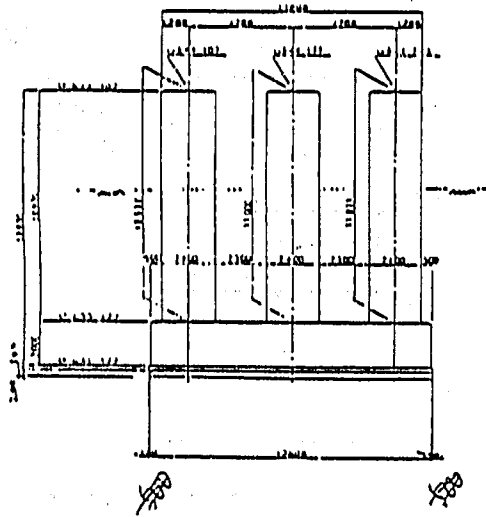
C橋脚構造一般図

下 18.1 | 0.32 CTC 200 (15%)

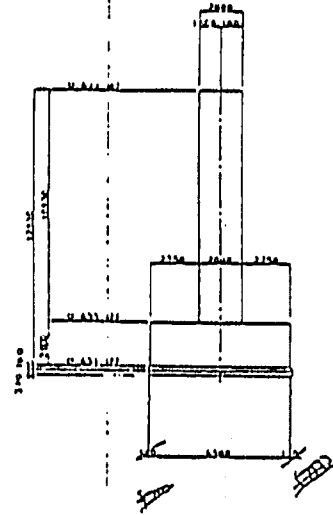


E 橋脚

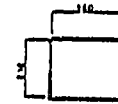
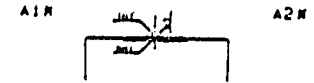
正面図



側面図

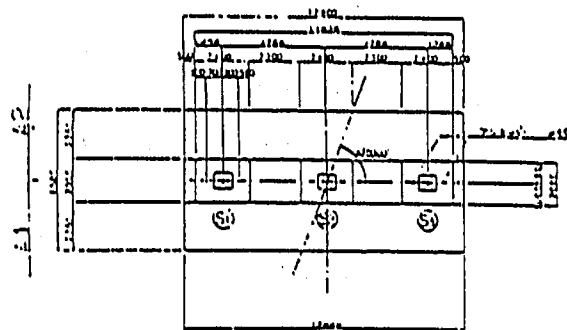


E 橋脚 断面図 1/100

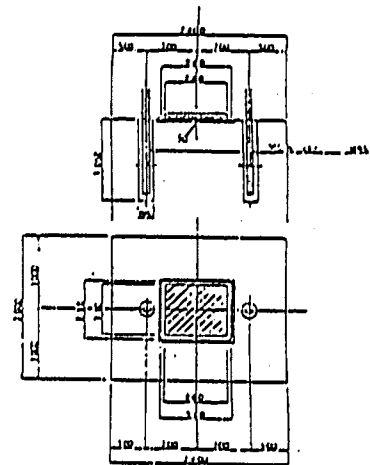


材料 (P.1)	①	②	③
鉄筋	φ10, 1000	φ10, 1000	φ10, 1000
コンクリート	200	200	200
その他			

平面図



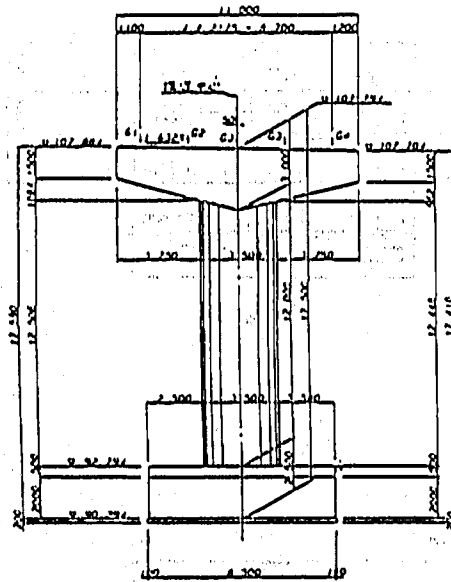
単位 : mm



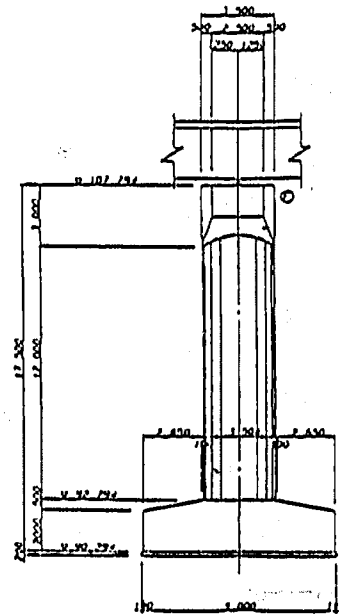
E 橋脚構造一般図

F 橋脚

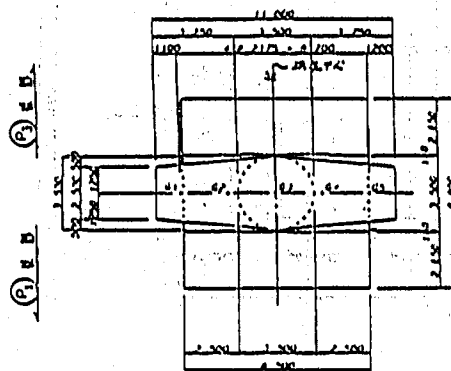
正面図



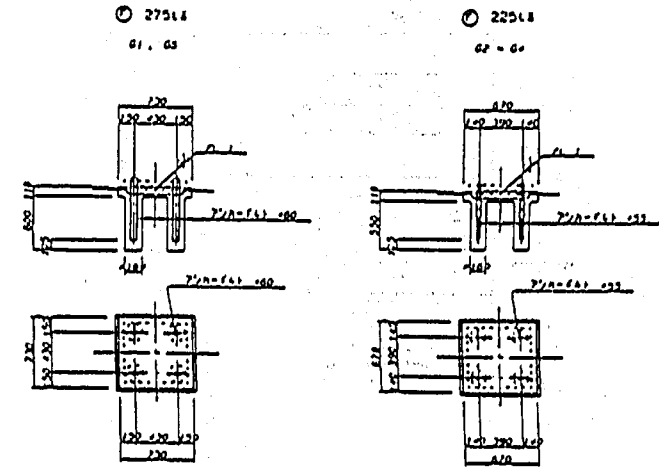
側面図



平面図



断面及U形断面詳細図 縮尺 1:20

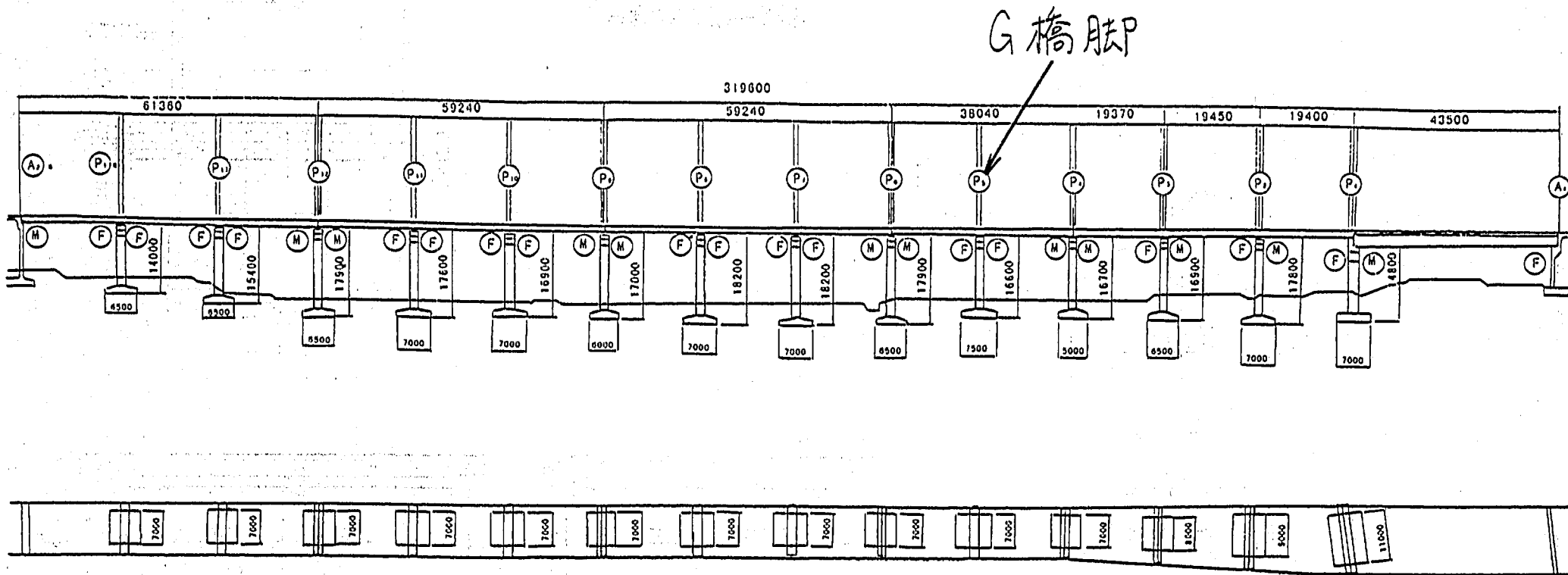


寸法表

寸法	単位
01	102, 888
02	102, 821
03	102, 794
04	102, 760
05	102, 724

単位 : mm

F 橋脚構造一般図

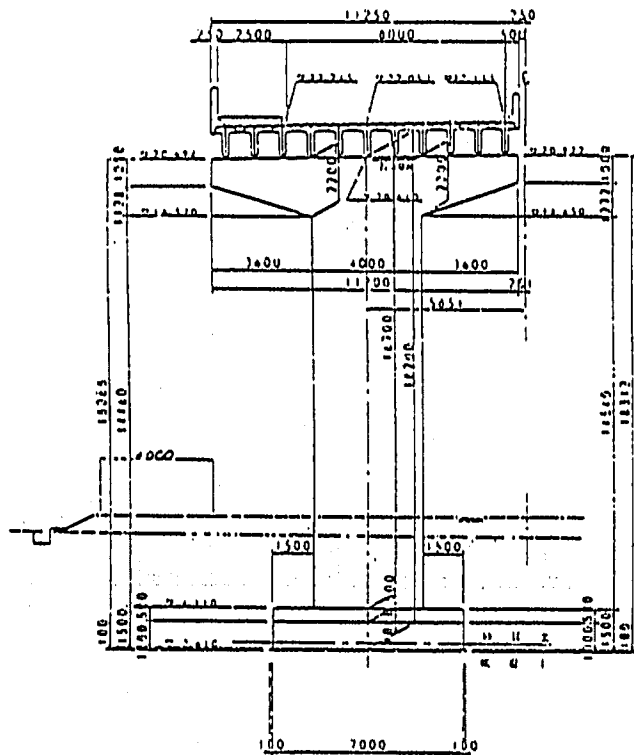


單位：mm

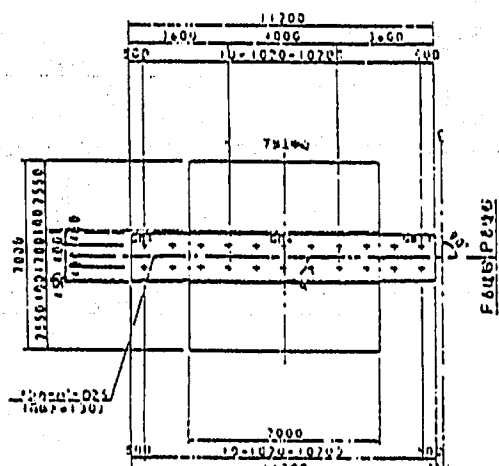
G橋脚構造一般図

H 橋脚

正面図

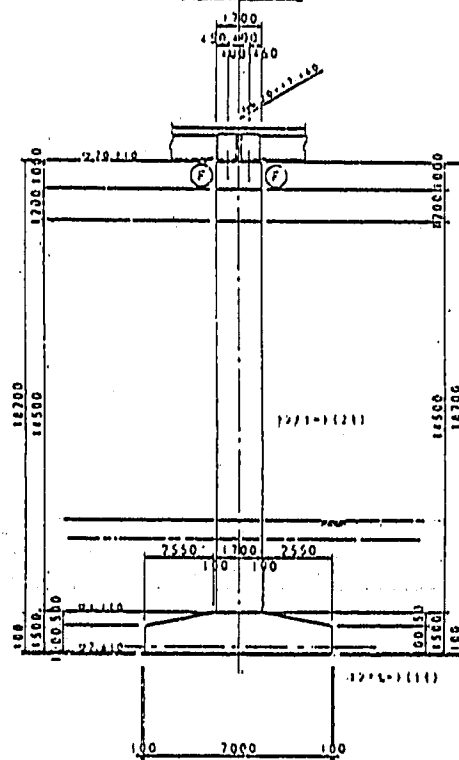


平面図

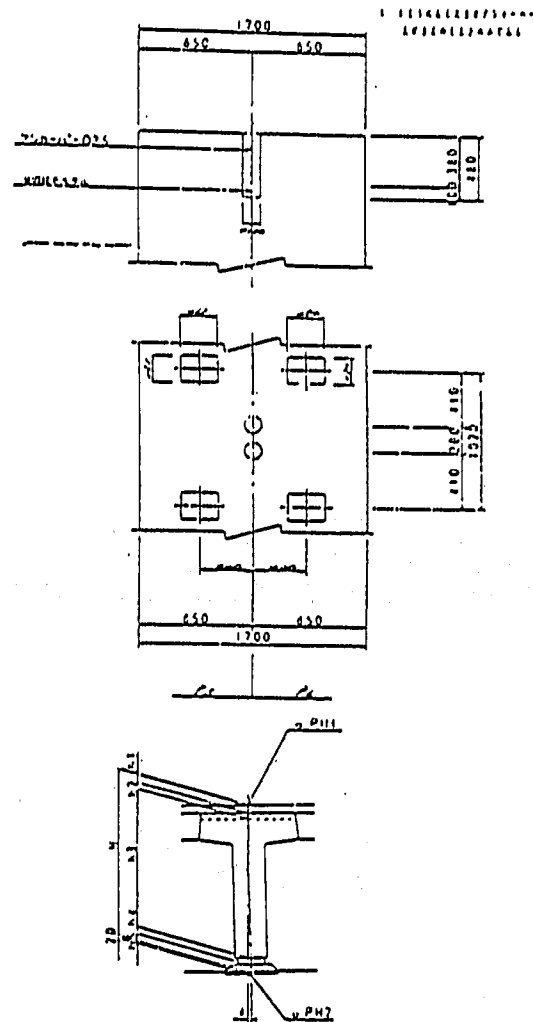


側面図

PLAN PLAN

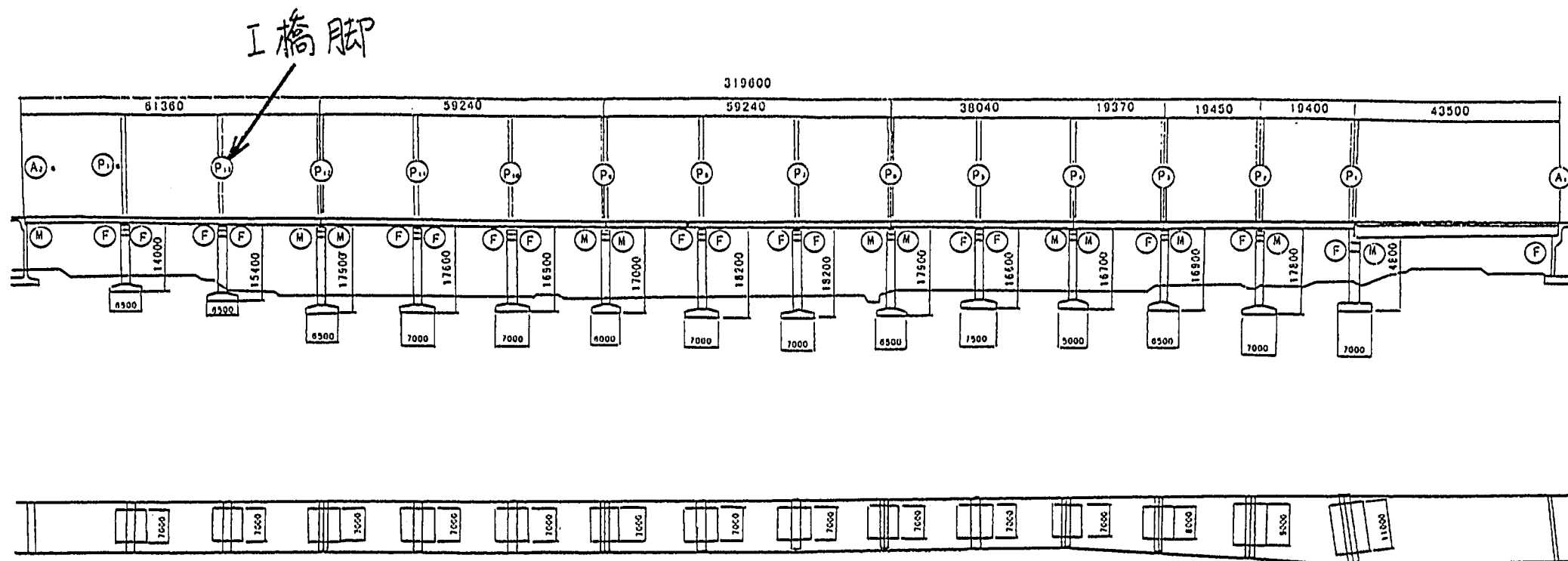


アンカーボルト固定詳細図 5-1/20



単位 : mm

H 橋脚構造一般図



單位：mm

I 橋脚構造一般図

直接基礎の大地震時の挙動に
関する検討

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3627号
平成11年3月(1999)

要 旨

福井次郎、木村嘉富^{※1}、石田雅博、貴志友基

平成8年12月の道路橋示方書Ⅳ下部構造編の改訂において、直接基礎の地震時安定計算においては、震度法により設計し、地震時保有水平耐力の照査を行わなくてもよいこととした。一方、フーチングの設計においては従来の設計方法に加えて、地盤反力を基礎端部付近に集中して作用させて設計する方法を追加した。本研究では、震度法で設計された直接基礎は、兵庫県南部地震クラスの地震に対しても、安定計算上問題ないことを試算により確認した。また、フーチングの設計について、基礎の地震時保有水平耐力法に用いる地震力が作用したときの地盤反力度を試算し、新たな設計方法を提案した。

キーワード：応答変位、震度法、地震時保有水平耐力法、転倒、滑動、非線形応答、地盤反力分布

※1 (現・国土庁 計画・調整局 総合交通課 専門調査官)

郵便はがき

3050804

郵便切手を
はって下さ
い。

建設省土木研究所

構造橋梁部 基礎研究室 行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

○

配布先住所

土木研究所資料第 3627 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印