

ISSN 0386-4995

土 木 研 究 所 報 告

第 162 号

くい基礎自動設計の合理化に関する研究 池村 雅司
久吉哲太郎
工藤真之助
村椿 良範

昭和 59 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright ©1984 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承認を得ずしてこれを行ってはならない。

くい基礎自動設計の合理化に関する研究

池村 雅司* 久吉 哲太郎**
工藤 真之助*** 村椿 良範****

Study on Rationalization of design of Pile Foundation

by Masashi Ikemura, Tetsutaro Kuyoshi
Sinnosuke Kudou, Yoshinori Muratsubaki

要 旨 :

本研究は、構造物設計を電子計算機により自動的に行おうとする場合に必要となる設計アルゴリズムと最適設計の考え方について、くい基礎を対象としてまとめたものである。

設計アルゴリズムについては、これまでの設計を電算化する場合に、その設計手順をどのように明確化したかについて述べている。

また最適設計の考え方については、この種のプログラムでは従来未開発の分野であり、さまざまな検討を行っている。

キーワード：くい基礎，自動設計，最適設計

Synopsis :

This report is result of study related to the standardization of design algorithm and the optimumization in case computerization on the design of pile foundation.

At the standardization, We have stated a procedure aims at clarification in case computerization on personal experience and actual result of pile foundation so far.

At the optimumization, we have developed various technical skill on the analysis for the new subject which is uncultivated field of research.

Key Words : Pile Foundation, Automatic Design, Optimum Design

* システム課長(現 磐城国道工事事務所) ** システム課建設専門官(現 日本道路公団東京第二管理局補修第一課長代理)

*** システム課技術基準係長(現 システム課建設専門官) **** システム課(現 富山工事事務所)

目 次

1. まえがき	3	(2) 直接工事費として考慮すべき要素	29
2. 設計アルゴリズム	3	(3) 経済性に関する評価基準の作成	31
〔1〕 設計の流れと技術基準との整合	3	(4) 第1評価基準で最適設計の候補として 残す範囲	36
〔2〕 橋台の構造諸元決定アルゴリズム	3	〔3〕 力学的安全性に関する評価の検討	36
〔3〕 橋脚の構造諸元決定アルゴリズム	10	(1) 安全性を評価する要素の特性	36
(1) 橋脚の形状設定について	10	(2) 安全性の評価方法	40
(2) フーチングの剛性	12	(3) 安全性に関する評価基準の作成	44
〔4〕 くい構造諸元決定アルゴリズム	15	〔4〕 最適設計を求めるための最終的な調整	51
(1) 対象とするくい種、くい径等の選定	15	5. 自動設計プログラムの内容	52
(2) くい設計における基準面の位置	15	〔1〕 プログラムの構成と規模	52
(3) 許容支持力	17	〔2〕 プログラムの適用範囲	53
(4) くい配置	17	〔3〕 プログラムの機能と特徴	53
(5) くい本体の設計	21	6. 自動設計プログラムによる成果と既往設計 との比較	54
(6) 既製ぐいの単管長の決め方	21	〔1〕 比較設計例その1	54
(7) 場所打ちぐいの配筋	21	〔2〕 比較設計例その2	54
(8) 継手部の考え方	25	〔3〕 比較設計例その3	60
(9) 特殊な条件に対する対応	25	〔4〕 比較設計例その4	61
3. 設計可能となる形状群の求め方	25	〔5〕 比較設計例その5	61
〔1〕 設計計算の進め方	25	〔6〕 比較設計例その6	63
〔2〕 橋脚のフーチング平面寸法の検索手順	26	〔7〕 比較設計例その7	64
〔3〕 橋台のフーチング平面寸法の検索手順	28	7. まとめ	65
4. 最適設計の選定	28	8. あとがき	65
〔1〕 評価基準の設定	28	参考文献	65
〔2〕 経済性に関する評価の検討	29		
(1) 経済性を評価する尺度の選定	29		

1. まえがき

建設省では、土木構造物の設計の合理化を図るため標準設計図集の制定と設計の自動化を進めている。

このうち設計の自動化は、離散表示とならざるを得ない標準設計を補い、その中間の設計条件となる場合に用いたり、設計条件が複雑で標準設計図集として集録することが困難な構造物を対象に、コンピュータを利用して設計から図化まで自動的に行うものである。

これまでに開発した自動設計プログラムは、土構造物としてボックスカルバート（一連・二連構造）と擁壁（重力式、逆T式、控え壁式）、橋梁下部工として橋台（重力式、逆T式、控え壁式）と橋脚（張出し式及び壁式（小判、円形、矩形柱）・ラーメン式）、基礎工としてケーソン（ニューマチック、オープン、ピヤケーソン）とく（既製ぐい、場所打ちぐい）、上部工としてPC橋（ポストテンション方式及びプレテンション方式の各形式）と鋼橋（合成及び非合成形式のIげた、Hげた橋）、河川構造物としての樋門・樋管があるが、これらは一部を除き、(財)国土開発技術研究センターの管理のもと既に一般に公開され、設計業務の合理化に寄与しているところである。

本報告は、これらのうちくい基礎自動設計プログラムの開発に際して検討した内容について述べたものであり、従来の設計を電子計算機を利用した設計へ移しかえる場合の考え方、最適設計の考え方及び既往設計と比較しての自動設計の妥当性について記述している。

2. 設計アルゴリズム

我々が手計算で設計を行う場合は、その時々に応じて判断を加えることができる。しかしながら、設計を電子計算機によって行う場合は、人間の持つひらめきや総合的判断を随時加えることができないので、設計の考え方、手順等についての設計アルゴリズムを明確にしておく必要がある。

本章ではくい基礎自動設計プログラムの開発に際して検討を行った設計アルゴリズムについて述べることにする。

〔1〕 設計の流れと技術基準との整合

くい基礎の設計には、「道路橋示方書IV下部構造編」を骨子として多くの検討項目があるが、橋台及び橋脚についてく体及びく部までの一連の設計の流れを示

すと、図-2・1及び図-2・2のとおりとなる。

また、これらの設計をコンピュータを用いて処理する場合の問題点をプログラム上でいかに処理するかについてまとめたのが表-2・1及び表-2・2である。

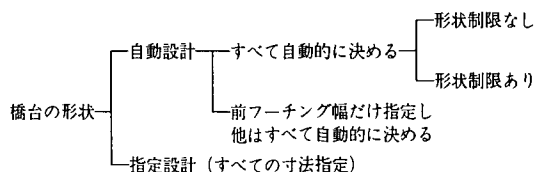
〔2〕 橋台の構造諸元決定アルゴリズム

橋台形状を特に制限しないで設計すると、理論的には背面土による水平力が小さくなるような形状となるというく基礎の設計の特性からフーチング幅が小さくなる。また、前フーチング幅は大きく、後フーチング幅は小さくなる傾向が強く、直接基礎の場合とはかなり異なった形状となる。そこで既往設計ではどのような形状となっているか調査した結果が図-2・3～図-2・4である。これによると、

- ① フーチング幅は $0.6H \sim 0.8H$ (H は橋台高)の範囲が多い。ただし、 $0.8H$ を超えて直接基礎の範囲に入る形状比のものもある。
- ② 前フーチング幅とフーチング全幅の比は、逆T式橋台においては、 $0.15 \sim 0.4$ の範囲に分布しており、そのうち 0.25 付近が一番多い。控え壁式橋台では $0.15 \sim 0.25$ に集中しているが、 0.5 となる場合もかなり多い。
- ③ 逆T式橋台において縦壁寸法を除いた前フーチング幅と後フーチング幅の比は、 0.5 付近と 1.0 の2通りの流れがある。すなわち、直接基礎に準じた考え方とく基礎の特性に準じた考え方である。

などが推察できる。しかしながら、これらは地盤条件だけでなく、その他いろいろな要素が考慮された結果であり、自動設計にそのまま取り入れて形状決定するには問題が多い。また、側方流動等現時点では計算に組み込むことができない要素を考慮して形状を決めなくてはならないこともある。

従って、本プログラムでは、橋台高に対するフーチング幅比の範囲、フーチング幅と前フーチング幅の比の最大値などの制限を与えて設計することもできるように配慮した。これら手順の組み合わせを示せば次のとおりであり、このうちのいずれかを選定できる。また、プログラム利用マニュアルにこれらの調査結果を示し、設計データ作成の際の参考となるようにした。



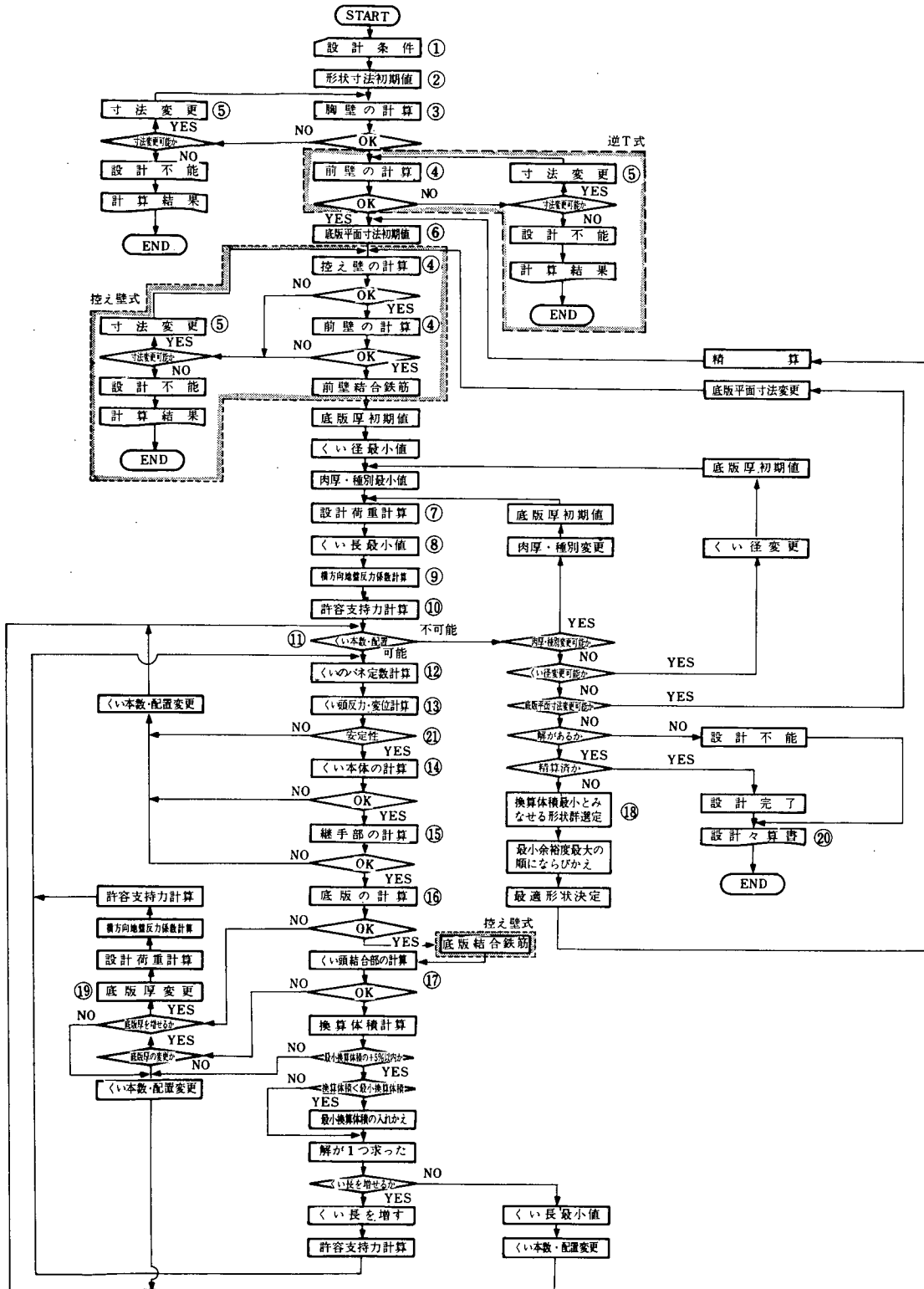


図-2・1 自動設計プログラム・概略フローチャート（橋台用）

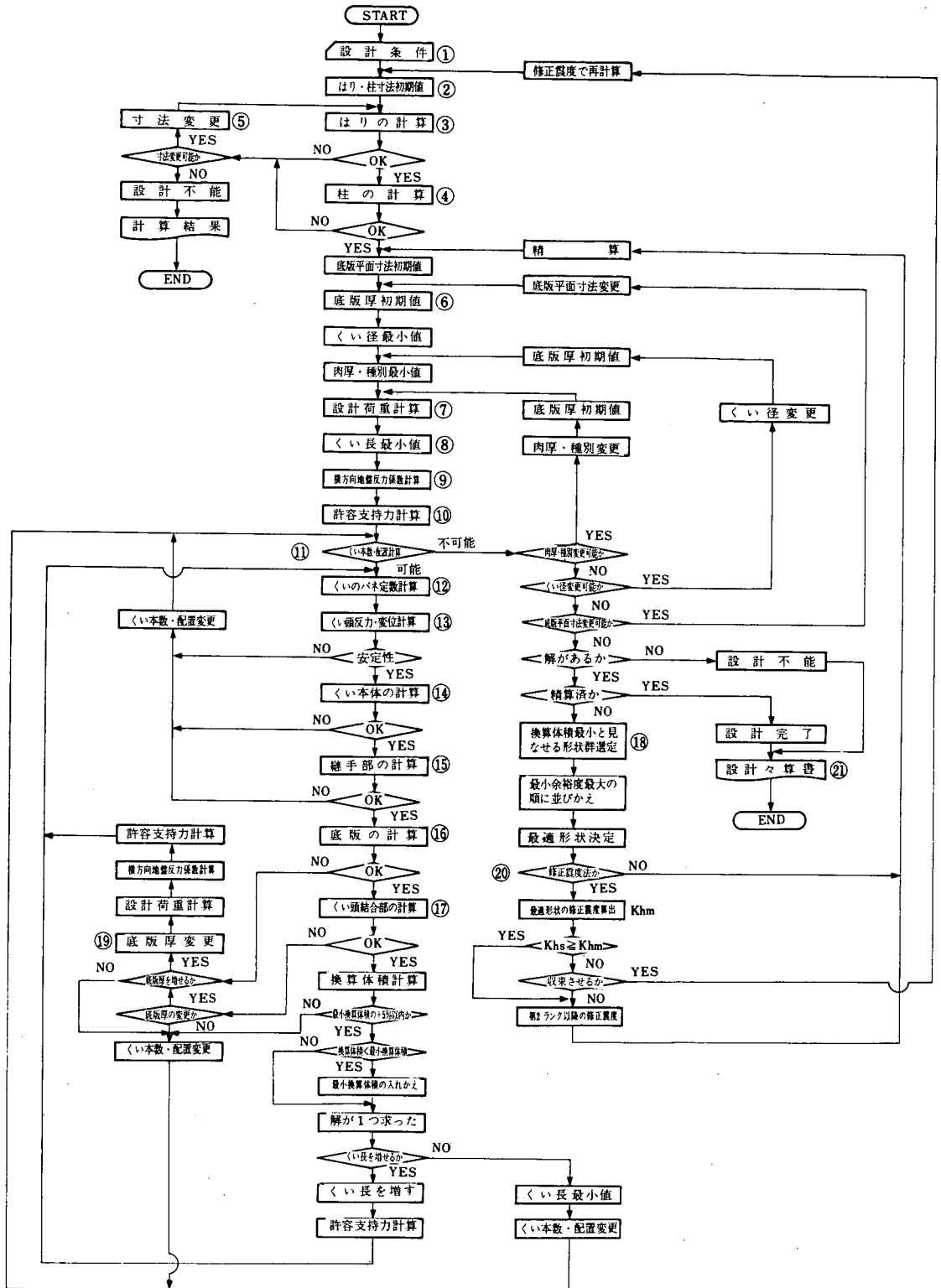


図-2.2 自動設計プログラム・概略フローチャート（橋脚用）

表-2・1 示方書による取決めと自動設計プログラムでの処理との比較（橋台）

項 目	フローチャートの 関連番号	道路橋示方書・同解説 I, IV, Vによる取決め	問 題 点	自動設計プログラムでの処理
く体形状寸法の 決め方	1, 2, 5		許容支持力が大きく算定される場合フーチング幅が極端に小さくなり、前フーチングの位置が後方になるほど既往の形状とかなり異なることがある。	橋台高とフーチング幅及びフーチング幅と前フーチング長のバランスをとるため制限比を入力できるようにした。制限比は既往・設計例をもとに設計者が設定する。
地震時変形性能 の照査	4	高さが比較的低く、固有周期の短い橋台では、ぜい性的な破壊を起しやすいため、地震時の変形性能を照査する(V-2.1)。		設計曲げモーメント分布を、天端で零となる直線分布にし、安全側の仮定とすることから省略している。
耐震設計地盤面	1, 7	耐震計算上支持力を無視する土層については土質定数を零とする。無視土層の質量はそれ以下の地盤に負荷荷重として働らく(V-3.7, 3.8)。		示方書の規定に従い、設計者が判断した地盤高を入力する。
フーチング厚の 増加方法	6, 19		くい基礎では直接基礎と異なり底面での支持力をとっていないので、下面位置を特に規定する必要がある。必要土被厚などから上面を固定するのが一般である。	フーチング上面を基準面（固定）として設計者が入力し、フーチング厚を増す場合は下面位置を下げる。なお、最大フーチング厚は設計者が入力する。
剛体として取扱 えるフーチング 厚	6	壁式フーチングでは $\frac{B-b}{5}$ 以上としている(IV-4.5.2)。ただし、控え壁式のフーチングは含まない。	控え壁式の場合におけるフーチングの目安がない。	控え壁間隔SLをとり $\frac{S_L}{5}$ 以上としている(示方書改訂の動きあり。改訂後はそれに従う)。
安定計算におけ る地震力の考慮	7	前フーチングの上載土には考慮しなくてもよいが、後フーチングでは考慮しなくてはならない。		示方書に準じている。
浮力に対する考 え方	7	浮力又は揚圧力が作用する場合にはその影響を考慮しなければならない(IV-4.7.5)。	経時的な水位面変化までは一般に考えてない。	安全側の配慮から浮力を無視した場合と考慮した場合を計算している。
地震時慣性力の 作用範囲	7	耐震設計上の地盤面より下方の構造部分・土及び水に対しては設計震度は考慮しないものとする(V-4.2)。	耐震地盤面がフーチング下面以下である場合でも一般には、くい体突出部分に慣性力は作用させていない。	耐震設計地盤面がフーチング上面より上ならばフーチングには作用させず、フーチング上面より下ならばフーチングまで作用させている。また、突出部分のくい体及びフーチング直上土砂には作用させていない。
くいの支持力機 構	10	摩擦くい……くい先端が良質な支持層に達していないくい(IV-1.2)。支持くい……くい先端が良質な支持層に根入されているくい。	支持くいと摩擦くいを明確に区分することは困難な面もあるが、構造物の機能・重要度・地盤等を総合的に勘案して判別する必要がある。	設計者が支持層面とくい先端位置の範囲を入力する。くい先端が支持層面より上であれば摩擦くいとし、以下であれば支持くいとしている。
斜くいの使用	1, 13		著しい圧密沈下を起すような地盤での使用には問題があるとともに、斜くい自体が特殊な使い方である。	設計者が指定した場合についてのみ計算できるが、直ぐいのみ使用した場合と斜くい併用との比較は行っていない。
くいの根入れ長 さ	1, 8	くい基礎は上部構造の形式と機能、くいの支持力機構、施工性を考慮して適切な根入れ深さを決めなければならない(IV-5.4)。		土質柱状図などから設計者が支持層を決め、くい先端範囲を入力する。くい長はこの範囲内でラウンドとなるように決める。
支持層への換算 根入れ長さ	10	(a)支持層が明確と見なせる場合、(b)中間層と支持層が明確でない場合の2通りの方法がある(IV-8.4.1)。	明確であるか否かについては設計者の判断にゆだねているが、一般に目安がない。(b)をとった場合N値の分布状態によっては換算根入れ長さが非常に大きくなることもある。	(a)支持層が明確と見なせる場合のみを採用している。
許容支持力の算 定	10	軸方向押込み、引抜きはN値による支持力公式として、軸直角方向はk値による算定式として与えている(IV-8.4)。	設計者のN値に対する評価がさまざまであり、その差が許容値に及ぼす影響が大きい。	N値を入力し、プログラム内で許容支持力を算出する場合と、設計者が認定した許容値を直接入力する場合に対処可能。
横方向地盤反力 係数	1, 9	(1)ボーリング孔内地盤変形係数 (2)圧縮試験から求めた変形係数 (3)N値より $E_0=28N$ の3通りで算出する(IV-8.4.8)。		示方書に示す方法の他に、設計者が総合的に判断したk値を直接入力できる。
くい軸方向バネ 定数	1, 12	(1)すべり係数による (2)くいの根入れ比の2通りで算出する(IV-8.4.1)。	すべり係数 C_s の評価が定まっていない。根入れ比は、 $l/D \geq 10$ 。	示方書での方法の他に K_v を直接入力できる。
負の周面摩擦力 に対する検討	10	圧密沈下を生じるおそれのある場合には、くいの損傷を防ぎ構造物の機能を確保するために、負の周面摩擦力に対する検討を行わなければならない(IV-8.4.4)。	特殊な検討であり、検討方法自体が今後更にチェックされる必要がある。	プログラムでは検討を行っていない。設計者が必要に応じて、別途検討する。

表-2・1 示方書による取決めと自動設計プログラムでの処理との比較（橋台）つづき

項 目	フローチャートの関連番号	道路橋示方書・同解説 I, IV, Vによる取決め	問 題 点	自動設計プログラムでの処理
群ぐいの考慮	10	軸方向押込みに対しては、仮想ケーソンを想定し、直角方向に対してはくい中心間隔に応じて影響を考慮しなければならない。	特殊な検討であり、検討方法自体が今後更にチェックされる必要がある。	プログラムでは検討を行っていない。設計者が必要に応じて、別途検討する。
くい配置方法	11	くいは原則として長期の持続荷重に対して均等に荷重を受けるように配列するものとする(IV-8.3.1)。	千鳥配置は橋脚の場合では、経済性、安定性の面から有効でない。	格子配置のみ採用している。ただし、柱体直下のくい配置に対しても配慮している。
特殊な条件におけるくいの設計	12, 13, 14	特殊な条件における設計は、地盤性状、荷重条件、くい基礎全体の安定性などを総合的に検討しなければならない(IV-8.5.2)。	自動設計はあくまでも標準的なものを対象としている。	短い（有限長）については計算可能としているが、その他については対象としていない。 $\beta \cdot l < 3$ を有限長としている。
有限長の場合の先端条件	12, 13, 14	一般には良質な支持層にくい径程度の根入れが確保できれば、ヒンジと考えてよい(IV-8.5.2)。	具体的な分類方法が示されていない。	支持層への慣入状態、先端位置での $\beta \cdot l$ によって判別している。(1)自由慣入量零 (2)ヒンジ $\beta \cdot l < 3$ (3)固定 $\beta \cdot l \geq 3$
くい体設計用曲げモーメント	14	くい頭部、中間部ともにくい頭固定とヒンジのうち大きい方の値とする(IV-8.6.1)。		示方書に従っている。
上ぐい長さの決め方	14		上ぐいの長さの決定が一般に重要となっている。	既製ぐいでは上ぐい長を地中部最大曲げモーメントの点となる深さ l m以上としている。場所打ちぐいでは l m+40 ϕ 以上としている。
既製ぐい継手部の設計	15	継手にはくい本体の全長の75%以上の強度をもたせるのがよい(IV-8.6.2)。	PC, RCぐいではメーカーにより全独として設計されているので一般に省略している。	鋼管ぐいのみ継手部断面力で、応力度照査（許容値を75%に低減）している。
フーチングせん断応力度の計算	16	各くい列外径位置より $h_z/2$ 離れた部材断面について照査する(IV-4.5.4)。	照査位置が柱・壁内部に入った場合のチェック方法が不明。	示方書に従っている。ただし、柱・壁内部に入った場合は基部で照査する。
くい頭結合方式	12, 13, 17	原則として剛結方式とする(IV-8.6.3)。		示方書に従っているがヒンジ方式の設計も可能としている。
許容押抜きせん断応力度	17	コンクリートの許容せん断応力度(IV-8.6.3)	押抜きせん断に対する許容値を与えていない。	土木学会コンクリート標準示方書によるスラブの場合の値としている。
PC, RCぐいでのカットオフ	17		カットオフをするか否かについては施工状態で異なる。	カットオフをすることを前提として、これに適応した設計をしている。
配 筋	3, 4, 14, 16, 17		施工上鉄筋径、ピッチが制限されることがある。	最大D32までとし最大ピッチは300。最小は胸壁、前壁、底板では125控壁では100としている。また控壁では2段を可能としている。くいに関しては橋脚と同じ。
背面方向の計算	21	地震力が背面方向に作用する場合、背面上の受働土圧が有効に働かないことがある。	通常の形状では特に問題とならないことが多いが、後列のくい本数が少ない場合には、安定しない場合もある。	応力的には問題ないのでも背面方向の安定計算のみできるルーチンを設けた。ただし底板については配筋上安全となるようにする。
スターラップ	3, 16	コンクリートの平均せん断応力度が許容せん断応力度 τ_{ao} を超える場合は斜め引張鉄筋を配置しなければならない(IV-4.2.7)。		示方書に従って、スターラップでとらせるものとしている。
修正震度法の適用	1	耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15mを超える場合に適用する(IV-4.1)。		橋台では適用しない。
控え壁式橋台後趾の計算	16		くい基礎の場合計算方法が統一されていない。	現行の設計方法に合わせ、くい反力を分布荷重に変換し直接基礎と同じ方法で計算する。
最適評価基準	18		くい種は設計者が指定するが、くい径、本数、配置等はプログラム内で選定する。この場合の判断基準が定まっている。	フーチングとくいの材料、施工費の経済性に着目した第1評価基準と、安定計算での余裕度に着目した第2評価基準の2つの判断基準から最適と見なせる形状を選定している。
設計々算結果に対する判断材料	20		設定した判断基準でランクをつけ最適と見なせるものを1つ詳細にアウトプットしているが、それが設計者の判断と異なることもある。	設計可能形状のうち、第1評価基準に入ったものはすべて形状のみをアウトプットし、設計者の比較材料としている。

表-2-2 示方書による取決めと自動設計プログラムでの処理との比較（橋脚）

項 目	フローチャートの 関連番号	道路橋示方書・同解説 I, IV, Vによる取決め	問 題 点	自動設計プログラムでの処理
く体形状寸法の 決め方	1, 2, 5		可動橋脚などで、構造計算以外の条件から形状が決まってしまう場合には、極端に柱体がしぼられる場合がある。	既往設計例をもとにして各部材寸法の分布を調べ、最小値と最大値を設定し、それぞれ初期値、上限値としてプログラム内に組込である。ただし、梁高、柱体平面図寸法については入力により制限ができる。
地震時変形性能 の照査	4	高さが比較的低く、固有周期の短い橋脚では、ぜい性的な破壊を起しやすいため、地震時の変形性能を照査する（V-2.1）。		設計曲げモーメント分布を、天端で零となる直線分布にし、安全側の仮定としていることから省略している。
耐震設計地盤面	1, 7	耐震計算上支持力を無視する土層については土質定数を零とする。無視土層の重量はそれ以下の地盤に負荷荷重として働らく（V-3.7, 3.8）。		示方書の規定に従い、設計者が判断した地盤高を入力する。
フーチング厚の 増加方法	6:19		くい基礎では直接基礎と異なり底面での支持力をとっていないので、下面位置を特に規定する必要がある。必要土被厚などから上面を固定するのが一般である。	フーチング上面を基準面（固定）として設計者が入力し、フーチング厚を増す場合は下面位置を下げる。なお、最大フーチング厚は設計者が入力する。
剛体として取扱 えるフーチング 厚	6	単独フーチングでは、平均厚で $\frac{B}{5}$ 以上、壁式フーチングでは $\frac{B-b}{5}$ 以上としている。（IV-4.5.2） 判定式 $\mu = \frac{6E_1}{Kv \cdot L} > \frac{n}{g}$ の場合は剛体と見なせる。（IV-8.5.3）	小判柱などでは単独か、壁式かで判断に迷うが、示方書ではその判別方法を明記していない。判定式は特定の構造系から導かれたものであるため、条件によっては過大な厚さが必要となる場合がある。	既往設計形状との整合性を計るため、柱体の偏平度によって単独式（ $\lambda < 2.0$ ）と壁式（ $\lambda \geq 2.0$ ）に判別している。判定式では判定はしていない。（示方書改訂の動きあり。改訂されればそれに従う）
浮力に対する考 え方	7	浮力又は揚圧力が作用する場合にはその影響を考慮しなければならない（IV-4.7.5）。	経時的な水位変化までは一般に考えていない。	安全側の配慮から浮力を無視した場合と考慮した場合を計算している。
地震時慣性力の 作用範囲	7	耐震設計上の地盤面より下方の構造部分、土及び水に対しては設計震度は考慮しないものとする（V-4.2）。	耐震地盤面がフーチング下面以下である場合でも、一般にはくい体突出部分に慣性力は作用させていない。	耐震設計地盤面がフーチング上面より上ならばフーチングには作用させずフーチング上面より下ならばフーチングまで作用させている。また、突出部分のくい体及びフーチング直上土砂には作用させていない。
くいの支持力機 構	10	摩擦ぐい……くい先端が良質な支持層に達していないくい（IV-1.2）。支持ぐい……くい先端が良質な支持層に根入されているくい。	支持ぐいと摩擦ぐいを明確に区分することは困難な面もあるが構造物の機能、重要度、地盤等を総合的に勘案して判別する必要がある。	設計者が支持層面とくい先端位置の範囲を入力する。くい先端が支持層面より上であれば摩擦ぐいとし、以下であれば支持ぐいとしている。
斜ぐいの使用	1, 13		著しい圧密沈下を起すような地盤での使用には問題があると共に、斜ぐい自体が特殊な使い方である。	設計者が指定した場合についてのみ計算できるが、直ぐいのみ使用した場合と斜ぐい併用の比較は行っていない。
くいの根入れ長 さ	1, 8	くい基礎は上部構造の形式と機能、くいの支持力機構、施工性を考慮して適切な根入れ深さを決めなければならない（IV-5.4）。		土質柱状図などから設計者が支持層を決め、くい先端範囲を入力する。くい長はこの範囲内でラウンドとなるように決める。
支持層への換算 根入れ長さ	10	(a)支持層が明確と見なせる場合 (b)中間層と支持層が明確でない場合の2通りの方法がある（IV-8.4.1）。	明確であるか否かについては設計者の判断にゆだねているが、一般に目安がない。（b）をとった場合N値の分布状態によっては換算根入り長さが非常に大きくなる場合がある。	(a)支持層が明確と見なせる場合のみを採用している。
許容支持力の算 定	10	軸方向押込み、引抜きはN値による支持力公式として、軸直角方向はk値による算定式として与えている（IV-8.4）。	設計者のN値に対する評価がさまざまであり、その差が許容値に及ぼす影響が大きい。	N値を入力し、プログラム内で許容支持力を算出する場合と、設計者が設定した許容値を直接入力する場合に処理可能。
横方向地盤反力 係数	1, 9	(1)ボーリング孔内地盤変形係数 (2)圧縮試験から求めた変形係数 (3)N値より $E_0=28N$ の3通りで算出する（IV-8.4.3）。		示方書に示す方法の他に、設計者が総合的に判断したk値を直接入力できる。
くい軸方向バネ 定数	1, 12	(1)すべり係数による (2)くいの根入れ比の2通りで算出する（IV-8.4.1）。	すべり係数 C_s の評価が定まっていない。根入れ比は $L/D \geq 10$ 。	示方書での方法の他に K_v を直接入力できる。
負の周面摩擦力 に対する検討	10	圧密沈下を生じるおそれのある場合には、くい体の損傷を防ぎ、構造物の機能を確保するために、負の周面摩擦力に対する検討を行なわなければならない（IV-8.4.4）。	特殊な検討であり、検討方法自体が今後更にチェックされる必要がある。	プログラムでは検討を行っていない。設計者が必要に応じて、別途検討する。

表-2.2 示方書による取決めと自動設計プログラムでの処理との比較（橋脚）つづき

項 目	フローチャートの 関連番号	道路橋示方書・同解説 I, IV, Vによる取決め	問 題 点	自動設計プログラムでの処理)
群ぐいの考慮	10	軸方向押込みに対しては、仮想ケーソンを想定し、直角方向に対してはくい中心間隔に応じて影響を考慮しなければならない(IV-8.4.5)。	特殊な検討であり、検討方法自体が今後更にチェックされる必要がある。	プログラムでは検討を行っていない。設計者が必要に応じて、別途検討する。
くい配置方法	11	くいは原則として長期の持続荷重に対して均等に荷重を受けるように配列するものとする(IV-8.3.1)。	千鳥配置は橋脚の場合では、経済性、安定性の面から有効でない。	格子配置のみ採用している。ただし、柱体直下のくい配置に対しても配慮している。
特殊な条件におけるくいの設計	12, 13, 14	特殊な条件における設計は、地盤性状、荷重条件、くい基礎全体の安定性などを総合的に検討しなければならない(IV-8.5.2)。	自動設計はあくまでも標準的なものを対象としている。	短い(有限長)については計算可能としているが、その他については対象としていない。 $\beta \cdot l < 3$ 有限長としている。
有限長の場合の先端条件	12, 13, 14	一般には良質な支持層にくい径程度の根入れが確保されれば、ヒンジと考えてよい(IV-8.5.2)。	具体的な分類方法が示されていない。	支持層への慣入状態、先端位置での $\beta \cdot l$ によって判別している。 (1)自由慣入量零 (2)ヒンジ $\beta \cdot l < 3$ (3)固定 $\beta \cdot l \geq 3$
くい体設計用曲げモーメント	14	くい頭部・中間部共にくい頭固定とヒンジのうち大きい方の値とする(IV-8.6.1)。		示方書に従っている。
上ぐい長さの決め方	14		上ぐいの長さの決定が一般に重要となっている。	既製ぐいでは上ぐい長を地中部最大曲げモーメントの $l/2$ となる深さ l m以上としている。場所打ちぐいでは l m+40 ϕ 以上としている。
既製ぐいの継手部の設計	15	継手にはくい本体の全長の75%以上の強度をもたせるのがよい(IV-8.6.2)。	PC, RCぐいではメーカーにより全強として設計されているので一般に省略している。	鋼管ぐいのみ継手部断面力で、応力度照査(許容値を75%に低減)している。
フーチングせん断応力度の計算	16	各くい列外径位置より $h_s/2$ 離れた部材断面について照査する(IV-4.5.4)。	照査位置が柱・壁内部に入った場合のチェックの方法が不明。	示方書に従っている。ただし、柱・壁内部に入った場合は基部で照査する。
くい頭結合方式	12, 13, 17	原則として剛結方式とする(IV-8.6.3)。		示方書に従っているがヒンジ方式の設計も可能としている。
許容押抜きせん断応力度	17	コンクリートの許容せん断応力度(IV-8.6.3)	押抜きせん断に対する許容値を与えていない。	土木学会コンクリート標準示方書によるスラブの場合の値としている。
PC, RCぐいでのカットオフ	17		カットオフをするか否かについては施工状態で異なる。	カットオフをすることを前提として、これに適応した設計をしている。
配 筋	3, 4, 14, 16, 17		施工上鉄筋径、ピッチが制限されることがある。	最大径D32までとし、最大ピッチは300、最小ピッチは梁・柱・フーチング部では125、くい体は100としている。また梁、柱部は2段まで可能としている。なお、柱部とフーチング部では基本ピッチを同じにして配管の整合性をとっている。くい体上ロッドは偶数本として、本数を $1/2$ にして減少させることも可能としている。
柱体最小鉄筋量	4	0.0015A (A:柱の全断面積)(IV-4.3.3)	設計的に不要な場合でも下限値として制約され、既往設計結果と比較してもかなり大きくなる。	コンクリート標準示方書に規定する最小値0.0005Aとしている。(道路橋に関する地区講習会議事要旨より)
スターラップ	3.16	コンクリートの平均せん断応力度が許容せん断応力度 τ_{a1} を超える場合は斜め引張鉄筋を配置しなければならない(IV-4.2.7)。		示方書に従って、梁・柱ではスターラップでとらせるものとしている。
修正震度法の適用	1, 20	耐震設計上の地盤面より下部構造先端までの高さが15mを超える場合に適用する(IV-4.1)。		基本的には示方書に従っている。ただし、適用に際しては設計者がそのつど判断して採用するか否かを入力する。
修正震度算出における基礎地盤変形の有無	1, 20		判断基準が明確に示されていない。	設計者がどちらで設計するかを決めて入力する。
最適評価基準	18		くい種は設計者が指定するが、くい径、本数、配置等はプログラム内で選定する。この場合の判断基準が定まっていない。	フーチングとくいの材料・施工費の経済性に着目した第1評価基準と、安定計算での余裕度に着目した第2評価基準の2つの判断基準から、最適と見なせる形状を選定している。
設計計算結果に対する判断材料	21		設定した判断基準でランクをつけ最適と見なせるものを1つ詳細にアウトプットしているが、それが、設計者の判断と異なることもある。	設計可能形状のうち、第1評価基準に入ったものはすべて形状のみをアウトプットし、設計者の比較材料としている。

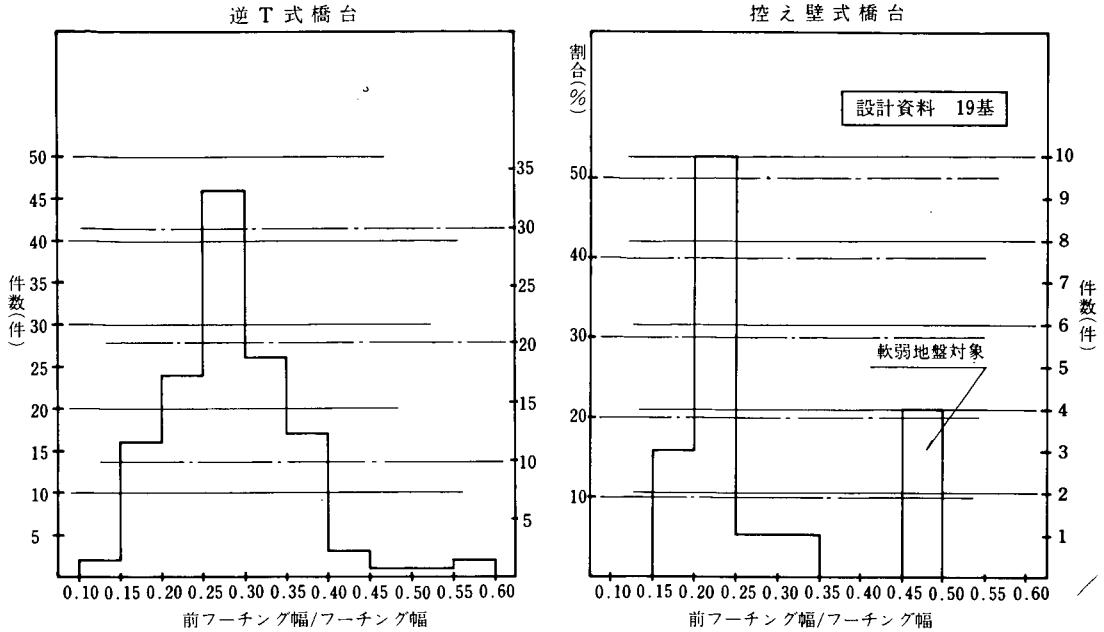


図-2・3 前フーチング長とフーチング幅の割合

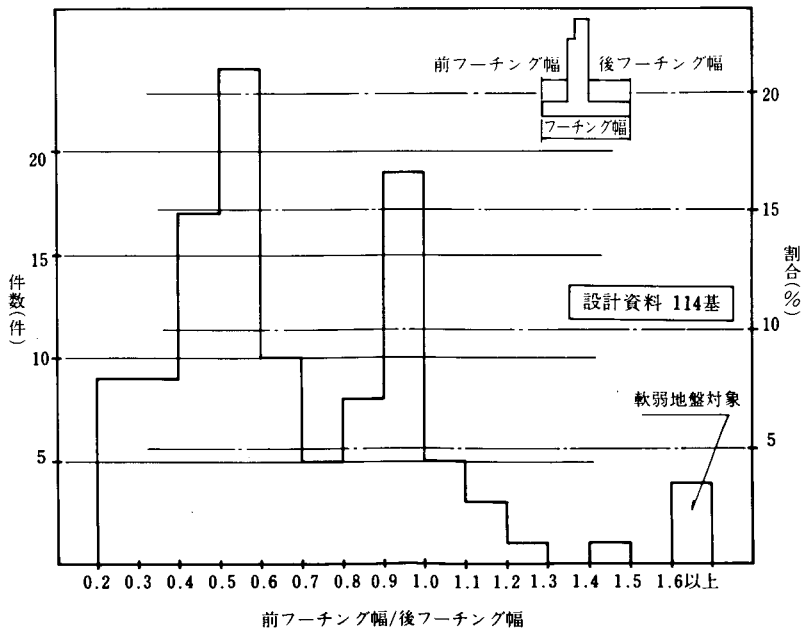


図-2・4 逆T式橋台の前フーチング長と後フーチング長の割合

なお、計算するに当たってのく体部分に対する初期値と計算ピッチ、形状の制限値等は、既往設計の調査から図-2・5表-2・3及び図-2・6表-2・4のように設定することとした。

[3] 橋脚の構造諸元決定アルゴリズム

(1) 橋脚の形状設定について

表-2・5は、いくつかの既往設計例についてそれぞれ設計可能となる複数の形状を選び出し、その体積と柱体下端（フーチングとの付根）の外力の関係を調査したものである。形状の変更は表中の備考欄に示すように柱体の橋軸方向、同直角方向について行った。

表-2・3 逆T式橋台の構造寸法〔m〕

記号	最小	最 大	ピッチ	備 考	記号	最小	最 大	ピッチ	備 考
B 1	0.4	1.0	0.1		H 3	0.2	1.0	0.1	$H3=B5 \times 0.1$
B 2			任意	INPUT	H 4	0.8	4.0	0.1	$H3+H4 \geq 0.8 \times B5$
B 3	0.3	$B2+B1-B5$	0.1	$B3 < 0.3$ では ②又は④の形状	H 5	1.0		固定	②、④では $H5=0.0$
B 4	1.0	2.5	0.5		H 6	0.3	$B2+B1-B5$	0.1	$H6=B3$ ②、④では $H6=0.0$
B 5	0.8	5.0	0.1		ho	2.0		0.1	$ho < 2.0$ では ②又は④の形状
B 6	0.5		0.1	$B6 < 3.0$ では ③又は④の形状	B T	$B4+B2+B1$	INPUT	0.5	
H 1			任意	INPUT	T L		30.0	任意	INPUT
H 2			任意	$H2=H10-H1$	H 10			任意	INPUT

表-2・4 控え壁式橋台の構造寸法〔m〕

記号	最小	最 大	ピッチ	備 考	記号	最 小	最 大	ピッチ	備 考
B 1	0.4	1.0	0.1		H 5	0.3	0.5	0.2	$H10 > 10.0$ のとき $H5=0.5$
B 2			任意	INPUT	H 6	0.8	3.0	0.1	Tと同程度
B 3			任意	$B3=B1+B2-B6$	T	0.6	2.0	0.1	
B 4	0.3	0.5	0.1	$B4=H5$	L 1			任意	INPUT
B 5	1.0	2.5	0.5		L 2			任意	INPUT
B 6	0.6	1.0	0.1		B T	$B1+B2+B5$	INPUT	0.5	
B 7	0.5		0.1	$B7=BT-B5-B6$	T L		30.0	任意	INPUT
H 1			任意	INPUT	H 10			任意	INPUT
H 2	1.0		固定						
H 3			任意	$H3=B3$	n	2 枚	6 枚	1 枚	控え壁枚数 INPUT
H 4			任意	$H4=H10-H1-H2-H3$	o	60°	90°	任意	斜角 INPUT

適用形状

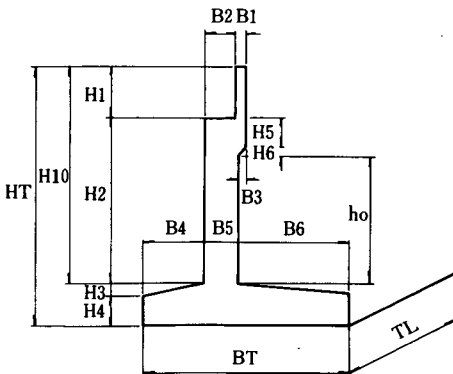
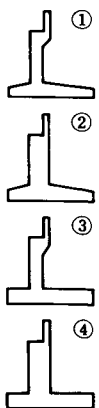
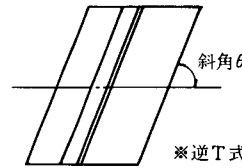


図-2・5 逆T式橋台の形状



※逆T式橋台も同じ

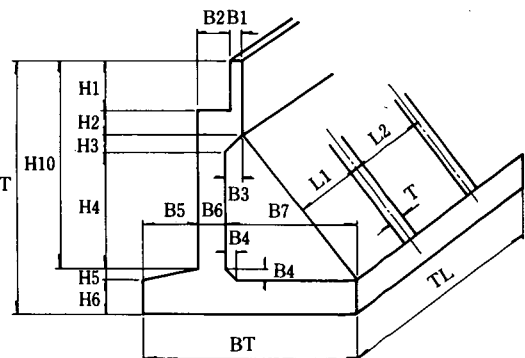


図-2・6 控え壁式橋台の形状

表-2.5 コンクリート体積と設計荷重

		自動設計	①	②	③	④	備 考
A 橋	コンクリート体積	1.0	1.049	1.127	1.162	1.324	橋軸方向寸法を変化させた場合 ①～③は10cmづつ増加した場合 ④はさらに30cm増加した場合
	鉛 直 力	1.0	1.015	1.040	1.051	1.102	
	水 平 力	1.0	1.019	1.049	1.062	1.124	
	モーメント	1.0	1.009	1.023	1.029	1.059	
B 橋	コンクリート体積	1.0	1.037	1.074	1.122	1.242	A橋と同じ。
	鉛 直 力	1.0	1.010	1.019	1.031	1.062	
	水 平 力	1.0	1.010	1.019	1.031	1.062	
	モーメント	1.0	1.005	1.009	1.014	1.029	
D 橋	コンクリート体積	1.0	1.034	1.059			橋軸直角方向寸法を変化させた場合 ①～②とも30cmづつ増加した場合
	鉛 直 力	1.0	1.016	1.028			
	水 平 力	1.0	1.007	1.014			
	モーメント	1.0	1.004	1.006			
F 橋	コンクリート体積	1.0	1.043	1.094	1.133		橋軸方向寸法を変化させた場合 ①～③とも10cmづつ増加した場合
	鉛 直 力	1.0	1.016	1.034	1.049		
	水 平 力	1.0	1.015	1.033	1.047		
	モーメント	1.0	1.007	1.016	1.022		
G 橋	コンクリート体積	1.0	1.047	1.085			F橋と同じ。
	鉛 直 力	1.0	1.019	1.038			
	水 平 力	1.0	1.024	1.048			
	モーメント	1.0	1.013	1.026			
B 橋	コンクリート体積	1.0	1.007	1.025	1.053		B橋について橋軸直角方向寸法を変化させた場合 ①～③とも50cmづつ増加した場合
	鉛 直 力	1.0	1.002	1.007	1.014		
	水 平 力	1.0	1.002	1.007	1.013		
	モーメント	1.0	0.998	0.998	0.999		

自動設計の値に対する比で示している。

この結果から次のようなことが推察できる。

① 自動設計で設定されるく体形状に対して図-2.7のように橋軸方向幅を増しても橋軸直角方向幅、はり高の減少には影響せず、体積、設計外力が増加するだけで有利さはない。

② 自動設計で設計されるく体形状に対して図-2.8のように橋軸直角方向幅を増すとはり高が減少し、設計外力のうちモーメントが減少するがその量はわずかである。

このため、本プログラムにおける橋脚のく体形状は最初に設計可能として求められたもの1つに限定し、それについて最適な基礎形状を求めることとした。

また、フーチングの平面寸法を決める際には、図-2.9に示すように柱体幅に対して余裕をとることが多く、基礎全体の設計を考慮すると柱体の橋軸直角方向幅は小さい方が好ましいこと、河川管理面からは計画高水位によってはり高が、また河積阻害率によって柱体橋

軸方向幅が制約を受けること、及び図-2.10のような多径間の橋脚では、景観等の配慮から柱体幅を揃えることが多いことなどから、橋脚く体各部寸法についても、別途形状制限値を与えることができるように配慮した。なお、本自動設計プログラムで対象とする橋脚形式は、張出し式(小判柱、円形柱、矩形柱)、壁式(小判、矩形断面)、ラーメン式(一層一連)であるが、本節ではこれらのうちの張出し式について各部寸法の初期値、計算ピッチ、形状寸法の制限値等を図-2.11及び表-2.6に示すこととする。

(2) フーチングの剛性

フーチングの厚さは、示方書では剛体と見なせる厚さ以上とすることが原則となっており、フーチング幅を基本として設定することとなっている。すなわち、図-2.12(a)のように単独フーチング及び連続フーチングの場合は、フーチングの平均厚さがフーチング長辺の $\frac{1}{2}$ 程度以上、同(b)のように壁フーチングの場合は、

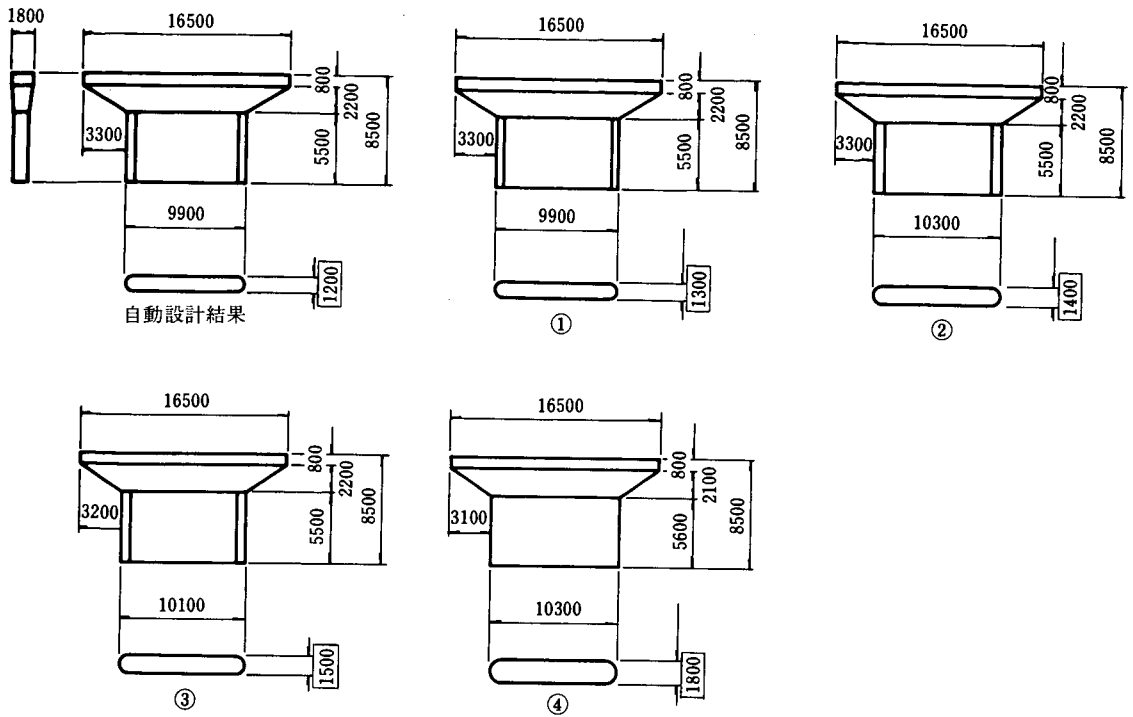


図-2・7 柱体厚の変化に対する橋脚く体形状 (A橋の場合)

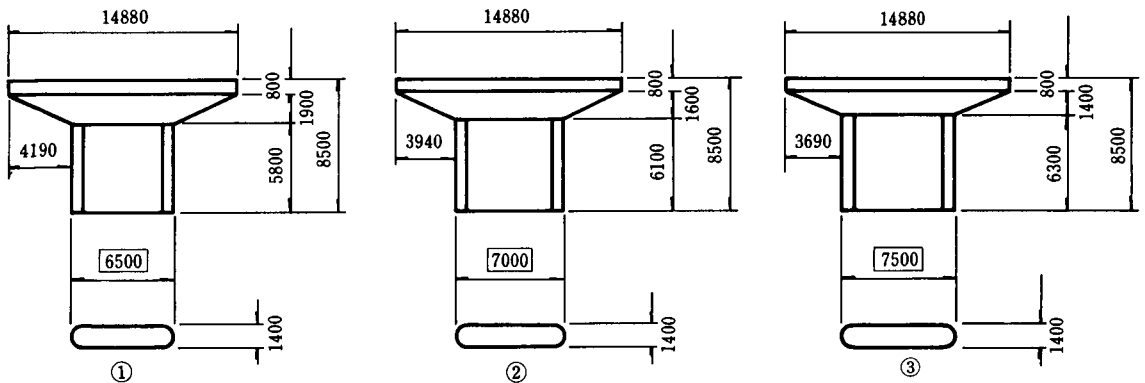


図-2・8 柱体幅の変化による橋脚く体形状 (B' 橋の場合)

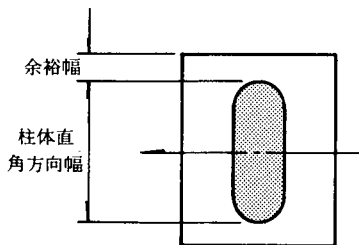


図-2・9 フーチングの余裕

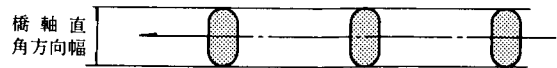
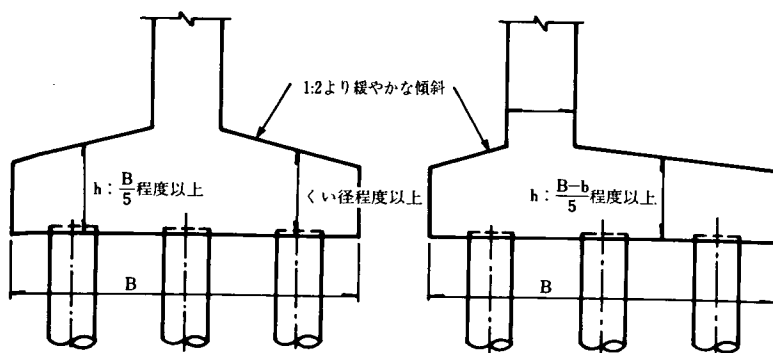


図-2・10 連続した橋脚の形状の統一

表-2.6 張出し式橋脚の構造寸法〔m〕

記号	最 小	最 大	ビッ チ	備 考	記号	最 小	最 大	ビッ チ	備 考
HL 1			任意	INPUT	BB1	小判矩形1.5 円形 2.0	3.5	0.1	BB2=BB1 HL3=BB1
HL 2		20.0	任意	INPUT	BL1	小判矩形 2.0		0.1	BL3=BL1 円形→BL1=0.0
HL 3	小判矩形1.5 円形 2.0	3.5	0.1	壁式→ HL3=HL1	BL2	小判0.75 円形 1.0	1.75	0.05	BL4=BL2 矩形→BL2=0.0
HL 4	HL2・10.0	HL2・1.0	0.1	壁式→ HL4=HL2	HAL		5.0	任意	
HL 6			0.1	HL7=HL6 HL6=HL2/2	FH1	FH1 + FH2=	FH1 + FH2	0.1	FTD=
HH 1	0.8	HH1 + HH2	0.1	壁式→	FH2	$\max \begin{cases} 0.8BB1 \\ 1.1 \end{cases}$	= 5.0	0.1	FH1+FH2 の最大を INPUT
HH 2	0.3	= 3.0	0.1	HH1=0.0 HH2=0.0	FBJ	小判矩形 BB1+1.0 HL4+1.0 円形 BB1+1.0	50.0	0.5	最大を INPUT
HH 3			任意		FBC		50.0	0.5	最大を INPUT
HH10			任意	INPUT					
HT	3.0	20.0	任意						



(b) 壁フーチングの場合

図-2・12 フーチングの厚さ

フーチングの平均厚さが橋軸方向のフーチング幅から壁厚を差引いた値の $\frac{1}{5}$ 程度以上あれば剛体として取扱うことができる。

しかしながら、単独フーチング又は壁フーチングと容易に見なせる円形柱橋脚や逆T式橋台の場合は問題はないが、小判柱橋脚は柱体の形状が様々であり、その形状によってどちらとして取扱うかが問題となる。これらについて種々の検討を行った結果、図-2・13に示すように橋脚柱体部の橋軸方向寸法（柱体厚： a ）と直角方向寸法（柱体幅： b ）の比 $\lambda = a/b = 2$ を境として、以下のように設定すれば、従来のフーチング厚と同程度で、単独フーチングから壁フーチングへの厚さの設定が連続的に移行することがわかった。なお、従来の標準化においても、フーチング厚の初期値は、柱体厚とのバランス及び施工性から、柱体厚の80%を設定しており、今回もこれとの整合を図った。

(a) $\lambda(a/b) \geq 2$ の場合、フーチング厚の満足すべき条件

- ① くい頭上においてくい径以上の厚さを有すること。
- ② 平均厚 $ho \geq (B-b)/5$
- ③ $h \geq 0.8b$ 及び $h \geq 1.1m$

(b) $\lambda(a/b) < 2$ の場合、フーチング厚の満足すべき条件

- ① くい頭上においてくい径以上の厚さを有すること。
- ② 平均厚 $ho \geq B/5$
- ③ $h \geq 0.8b$ 及び $h \geq 1.1m$

なお、この規定については近々見直しが行われることとなっており、改訂後はそれに移行する予定である。

〔4〕 くいの構造諸元決定アルゴリズム

（1）対象とするくい種、くい径等の選定

くい基礎自動設計プログラムで対象とするくい種は、昭和50年度の開発初期においては既製くいだけを対象としていた。しかしながら、近年、施工環境は増々厳しくなってきたり、既製くいだけではその目的を十分に果せないこと、また、くいの施工法の発達に伴い、場所打ちくいの施工実績が急伸していることなどから、昭和54年度からの第二次開発では場所打ちくいを含めて作業を行った。

また、対象とするくい種、くい径等については、最新のくい基礎の設計・施工例約200例について調査を行い設計範囲を設定している。設計範囲については、第5章に示してあるのでここでは触れないこととし、以

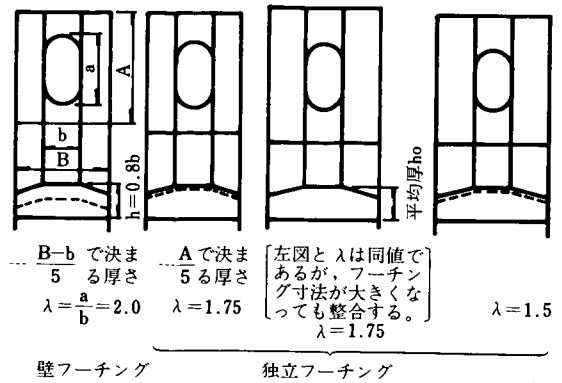


図-2・13 フーチング厚の設定

下に調査事項を示し今後の設計の参考に資したい。

昭和53年度に建設省各地方建設局で設計された資料をもとに、くい種とくい径の関係、くい列数とくい本数の関係をまとめると図-2・14及び図-2・15のとおりである。

また、統計資料によると昭和53年度におけるくい種別の出荷状況は図-2・16に示すとおりである。

なお、場所打ちくいのうちアースドリルについては、施工実績は少ないが、設計方法は他の場所打ちくいと同様であることから、設計計算だけは行えるようにしておくこととした。

（2）くいの設計における基準面の位置

くい基礎の設計では、フーチングとくいは一連の流れとして処理する必要があるが、フーチング厚が不足した場合にその設計上の基準面をどこに設定するかによって、フィードバックの手順が異なってくる。

基準面の位置としては、

(a) 図-2・17(a)に示すようにフーチングの下面に置く方法

(b) 図-2・17(b)に示すようにくい体基部に置く方法の2通りが考えられるが、それぞれの得失を示せば次のようになる。

(a)の方法の場合

長所

- ① フーチング厚の変更は上方に行うので、くい長が変らず許容支持力も変化しない。
- ② くい長をまるめた値として調整しやすい。
- ③ 床堀り体積の増加がない。

短所

- ① フーチング厚の変更ごとにくい体部の高さが変化し、くい体部の断面設計の再計算が必要となり、フィードバックが全体に及ぶ。

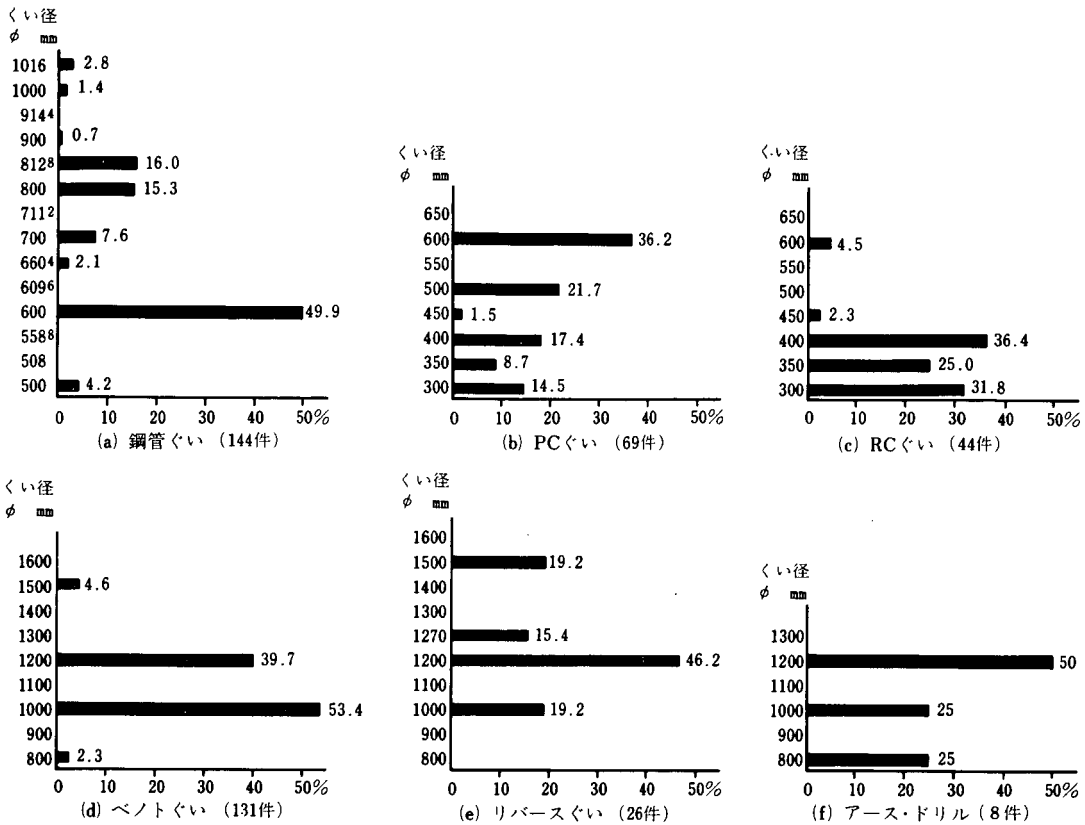


図-2-14 S53年度設計実績によるくい種, くい径

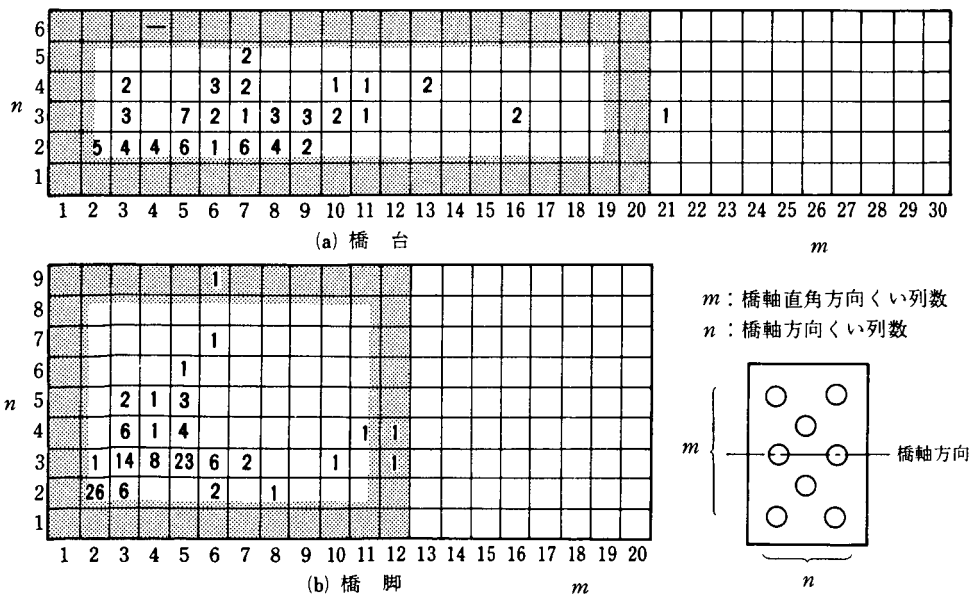


図-2-15 くい列数の設計実績

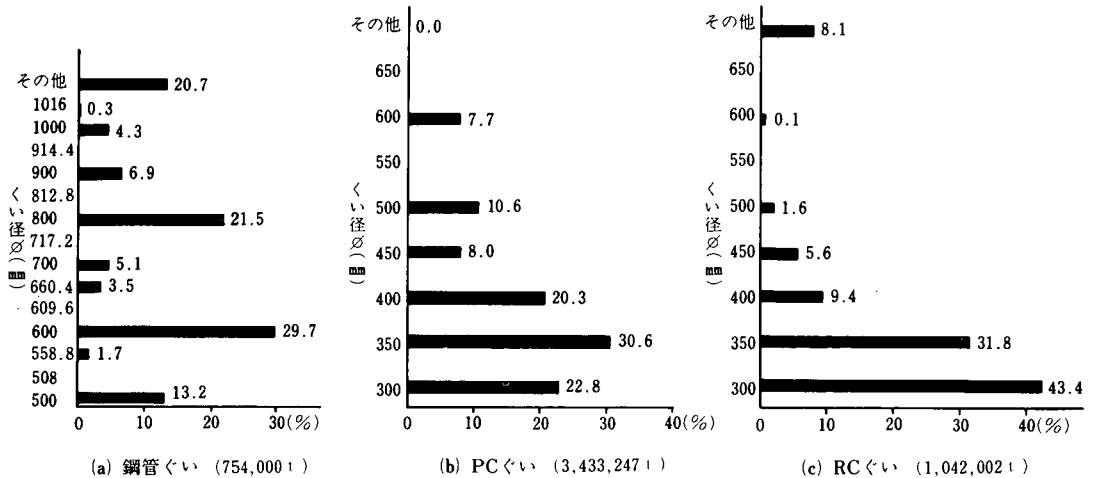
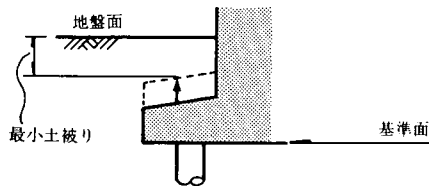
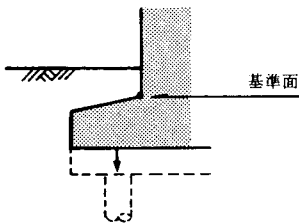


図-2・16 昭和53年くい種別の出荷状況

(鋼管ぐい：鋼管ぐい協会統計による)
(PCぐい、RCぐい：コンクリートポールバイル協会統計による)



(a) フーチング下面の場合



(b) く体とフーチングのつけ根の場合

図-2・17 設計計算上の基準面

- ② フーチングの上面から地盤面までの土かぶり不足の状態が生ずる場合がある。

(b)の方法の場合

長所

- ① フーチング厚の変更は下方に行うので、く体部には関係せずく体部の形状設定がしやすい。
- ② フーチングの上面から地盤面までの土かぶりは、設定値を常に確保することができる。

短所

- ① フーチング厚の変更によって、くい長が変化し、まとめた値がとれなくなる場合が生ずる。
- ② くい長が短くなるので、許容支持力が減少する。

- ③ くい頭反力の増加割合は、(1)の場合よりも大きい。

- ④ 床掘り体積が増加する。

以上のような得失を検討した結果、前記(a)の方法とすることとした。

(3) 許容支持力

くい基礎の設計の流れにおいて重要な項目の1つに、許容支持力の推定がある。しかしながら、この許容支持力の推定には、近年の土質工学、基礎工学の進歩によってかなり明らかになってきてはいるものの、まだ不確定な要素が多く残されている。

従って、プログラム開発に際しては、できるだけ技術者が判断を下せる余地を残すように努力した。

すなわち、一般にはくい基礎の設計は、「道路橋示方書・IV」に準拠して計算を行い、これらの結果に地盤条件を加味して修正を加えたり、地盤種別に応じて設定された許容支持力を直接用いて設計を進めることが多い(載荷試験を実施し、その結果を設計に用いるのが最も良い方法であるが、一般的規模のくい基礎では実施することは少ない)。このような点を考慮し本自動設計プログラムではプログラム内の計算式によるか、許容値を直接与えるかいずれかを設計者が選択するようにした。

(4) くい配置

くい基礎の設計に関するプログラムは、これまでも各組織で開発されているが、くい配置まで自動的に行うプログラムはまだ報告されていない。

本自動設計プログラムでは、くい配置に関して次のような検討を行いアルゴリズムを定め、くい配置まで自動的に行う機能(くいの配置を指定して設計を行う

こともできる)を組み込むこととした。

(i) 既往設計例におけるくい配置の実績

くい配置に関する既往設計例の調査結果は、図-2・18のとおりである。これによると橋台では格子配置が多く、橋脚では比較的千鳥配置が多くなっている。しかし、橋脚の場合、くい列数の少ない場合には柱体下にくいを配置するという考え方から千鳥配置となっているのが大部分であり、基本的には格子配置に近い。

(ii) 橋脚における格子配置と千鳥配置の比較

前項のように橋脚では千鳥配置が多いものの、これらのうちの大部分は特別な条件下における配置である。従って、一般的な条件に対しても千鳥配置を考慮すべきかについて以下の検討を行った。

表-2・7及び図-2・19は、図-2・20に示すような千鳥配置と格子配置を考えた場合の経済性と安定性の比較結

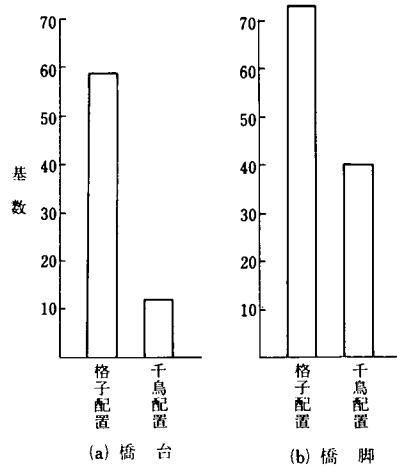


図-2・18 くい配置の実績 (S53年)

表-2・7 くい配置の変化に対する工事費比較

		A1~B1		A2~B2		A3~B3		A4~B4		A5~B5		A6~B5	
		A1	B1	A2	B2	A3	B3	A4	B4	A5	B5	A6	B5
くい本数	n	8	8	12	12	23	23	24	24	32	32	32	32
くい工事費	K ₁ 万円	310	310	466	466	894	894	933	933	1244	1244	1244	1244
フーチング底面積	m ²	12.94	14.06	22.15	25.00	35.31	39.06	37.18	39.06	51.75	56.25	54.00	56.25
底面積比	A/B	0.92		0.91		0.90		0.95		0.92		0.96	
フーチング厚	m	2.0	2.0	2.5	2.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
コンクリート体積	m ³	25.88	28.12	56.88	62.50	105.93	117.18	111.54	112.18	155.25	168.75	162.00	168.75
フーチング工事費	K ₂ 万円	113	123	128	141	239	264	252	264	350	380	365	380
K ₁ +K ₂	万円	423	433	594	607	1133	1158	1185	1197	1594	1624	1609	1624
工事費比	A/B	0.98		0.98		0.98		0.99		0.98		0.99	

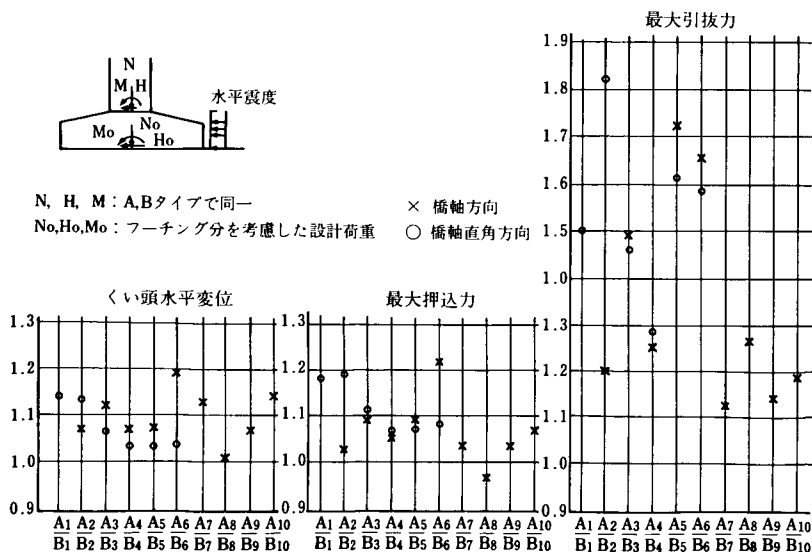


図-2・19 安定性の比較

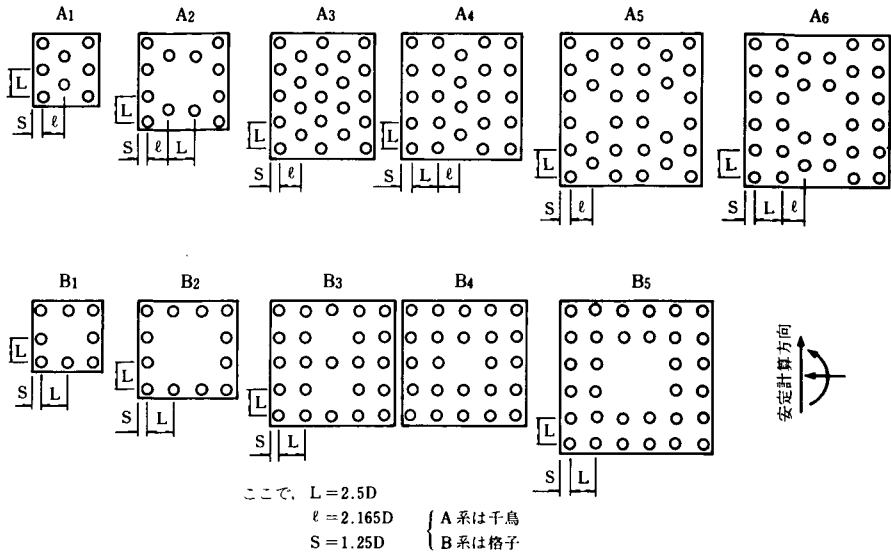


図-2・20 くいの配置例

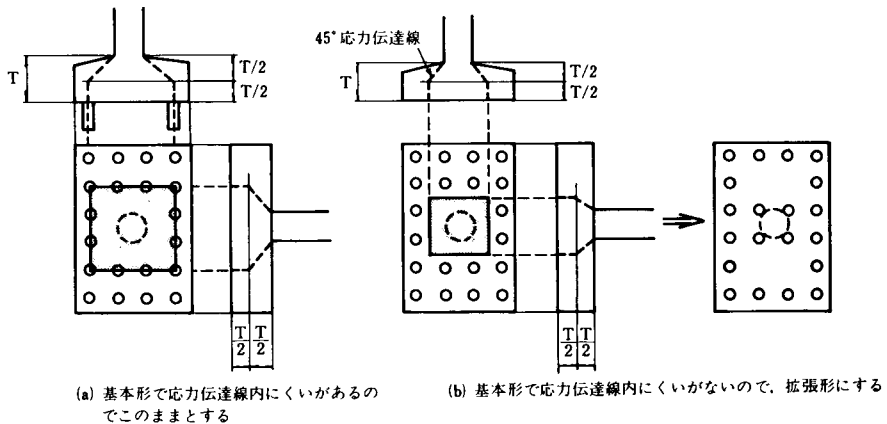


図-2・21 柱体下付近のくいの配置の判断

果を示すものである。千鳥配置の場合、当然のことながらフーチング寸法を小さくすることができるので、フーチング底面積としては4～10%程度小さくなる。しかし、経済性から見ると2%程度の差でしかなく、ほぼ同程度と見なせる。この試算例はくい長20mの鋼管くいの場合であるが、くい長が増すとこの差はさらに小さくなり、経済性から千鳥配置とすることのメリットは小さい。

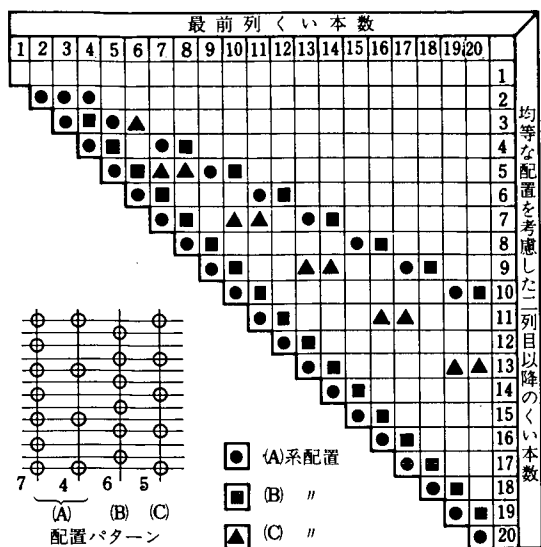
一方、橋軸方向、橋軸直角方向の安定性は、同一くい本数の場合外側にくいを配置する方が良好となり、図-2・19からも格子配置の有利性がうかがえる。

このような点から、橋脚については格子配置に限定しても問題は少ない。

(iii) 橋脚柱体下へのくいの配置

橋脚におけるくいの配置は、一般に第2列より内側はくい本数を減少させる。このため柱体部の形状が小さい場合には、荷重の集中する柱体下付近にくいが配置されない状態となることが考えられる。このような状態においてくい径が大きく（従ってくい間隔が大きい）、フーチング厚が薄くなる場合には、通常の設計計算では予期できないフーチングの変形が生ずることも考えられる。

このような問題点に対処するため、本自動設計プログラムでは次のような手順によることとした。まず図-2・21(a)に示すように45°の応力伝達線を考え、この範囲内にくいが配置されているか判断する。そして次項



- 2列目以降の各列のくい本数は、最前列のその50%以上を可能とする。
- くい頭とフーチングの連結部の処理方法が「方法A」の場合には配置(A)のみを考える。

図-2-22 橋台・擁壁のくい配列

に示す基本配置パターンでくいが配置されない場合は、図-2-21(b)のように処理することとした。

(iv) くい配置の基本パターン

以上のような検討から、対象とする構造物のくい配置を次のように設定する。

橋台・擁壁

格子配置・千鳥配置のいずれかとするが、別途指定することもできる。なお、くい頭の結合の方法が「道路橋示方書・IV」に示された「方法A」すなわち、フーチングの中にくいをくい径長さだけ埋め込み、埋め込んだ部分によってくい頭抱束曲げモーメントに抵抗する方法の場合は、フーチング下面鉄筋が切断される状態となるので、千鳥配置は行わない。

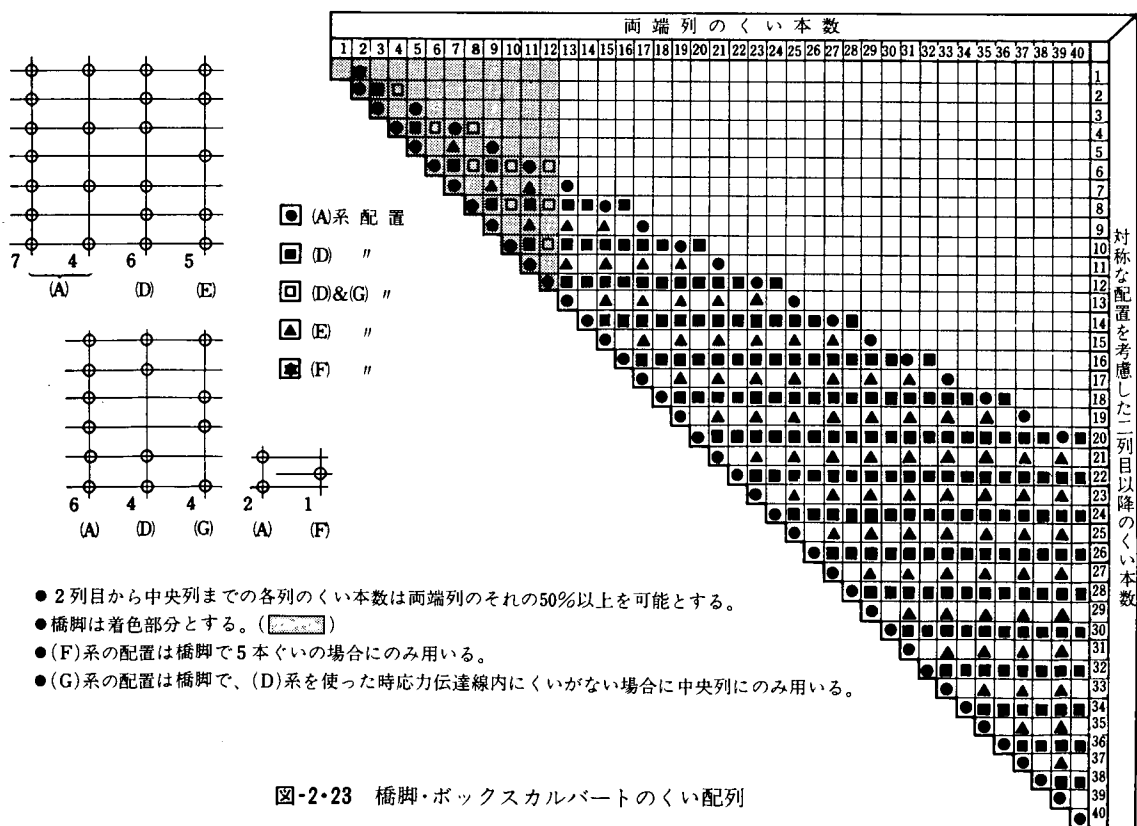
橋脚・カルバート・樋門

格子配置に限定する。ただし、前項(iii)の処理を行う。

また、格子配置、千鳥配置を行う場合のくい本数に対する基本配置パターンは、図-2-22～図-2-23のように標準化した。

(v) 斜ぐいの取扱い

斜ぐいは、設計当初からその使用を考えることは少なく、鉛直ぐいで検討した結果、設計条件をどうして



- 2列目から中央列までの各列のくい本数は両端列のその50%以上を可能とする。
- 橋脚は着色部分とする。(図中の斜線部分)
- (F)系の配置は橋脚で5本ぐいの場合にのみ用いる。
- (G)系の配置は橋脚で、(D)系を使った時応力伝達線内にくいが無い場合に中央列にのみ用いる。

図-2-23 橋脚・ボックスカルバートのくい配列

も満足し得る形状が求まらない場合に、初めてその使用を検討することが多い。

斜ぐいの使用は、設計計算上の判断のみならず施工上の要素も大きなウェイトを占めるので、十分な配慮が必要である。また、地盤沈下が生じた場合には、くい体に過大な曲げモーメントが発生するので、斜ぐいは常にその使用が好ましいとは限らない。

さらに、斜ぐいの使用を自動的に判断させるとすれば、設計が水平変位量で決まる場合には、計算上は斜ぐいが必ず有利となるので、常に斜ぐいを使用した結果しか出力しなくなる。

従って、本自動設計プログラムでは、斜ぐいに対しては通常の選定ルーチンでは取扱わず、設計者が必要と認めた場合に、別途指定することによって設計できるようにした。

なお、既往設計例における鉛直ぐい、斜ぐいの設計実績は、図-2・24のとおりである。

(5) くい本体の設計

くい本体の設計は、現状では許容応力度法によることが原則であり、これには次の2通りの考え方がある。

- ① ぐいに作用する断面力に対して実応力度を計算し、それが許容応力度以下となるように設計する方法
- ② くい断面とそれを構成する材料の許容応力度か

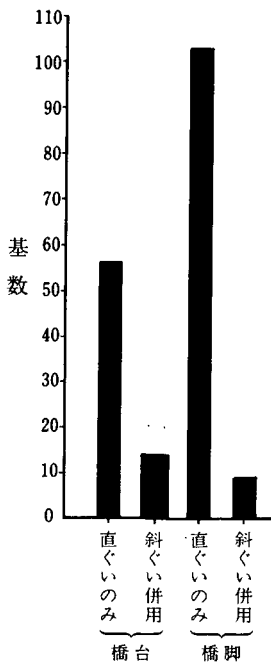


図-2・24 ぐいの設計状態 (S53年)

ら許容耐力を計算し、それがぐいに作用する断面力以上となるように設計する方法

②の方法は、既製ぐいを利用する場合に従来用いられていた方法で、いわゆるインタラクションカーブ(許容耐力曲線)を用いる方法であり、昭和50年度の既製ぐいを対象としたアプローチでは、この方法も考慮していた。

しかしながら、①の方法の方がプログラムとして対応しやすく、また、将来のプログラムメンテナンスも行いやすい等の理由から、①の方法に統一することとした。

また、くいの構造設計は既製ぐいの場合は各単管ごとに、場所打ちぐいの場合は各ロットごとに行い、深さ方向の設計断面力は図-2・25のように考えた。なお、くい頭剛結として設計を行う場合でも、くいの実際の挙動が不明であることから、くい頭をヒンジ結合と想定した場合の断面力に対しても照査する。さらに、上ぐい(図-2・25に示す断面1)の設計曲げモーメントが、地中部最大曲げモーメント以下となる場合は、地中部最大曲げモーメントをその設計曲げモーメントとし、常に上ぐいは最大曲げモーメントで設計されるよう安全性を配慮した。

(6) 既製ぐいの単管長の決め方

既製ぐいの場合、支持層が深くくい長が長くなると、適当な位置で継手を設け継ぎぐいとして設計しなければならない。その場合継手間を単管と称するが、その長さ(単管長)は、既製ぐいの製作長さやぐいに作用する曲げモーメントなどを基に定めなければならない。

従って、本自動設計プログラムでは、くいの単管長を次の条件により定めるようにした。

- ① 単管長はプログラム内で自動的に決定する。
- ② 上ぐいの長さ l_1 は、地中部最大曲げモーメントの $\frac{1}{2}$ が生じる深さ(x m)とフーチングへのくい頭貫入量(Δl)を加算した値以上とする(図-2・26参照)。
- ③ 下ぐいの単管長は、複数となる場合はそれぞれが同一長さとなるように決める(図-2・27)。
- ④ くいの継手をできるだけ少なくするために、単管長は可能な限り長くする。
- ⑤ 単管長決定のフローは、図-2・28のとおりとする。

なお、図-2・28に示すフローに従った場合の試算例を示せば図-2・29のようになる。

(7) 場所打ちぐいの配筋

場所打ちぐいにおいても、支持層が深い場合につい

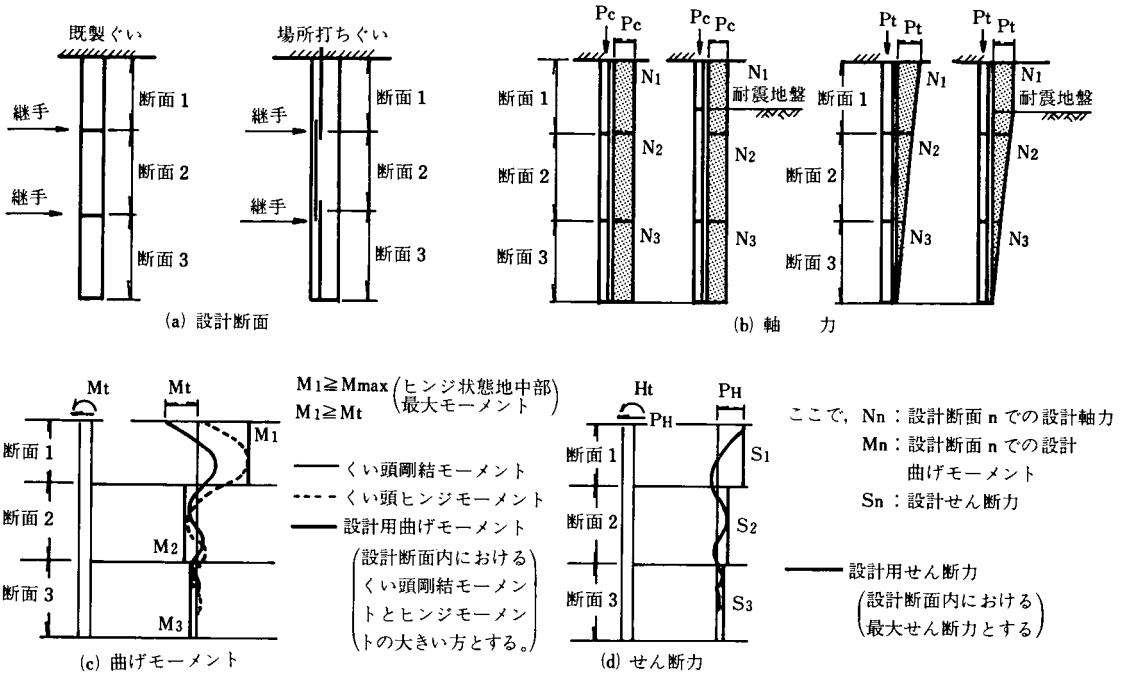
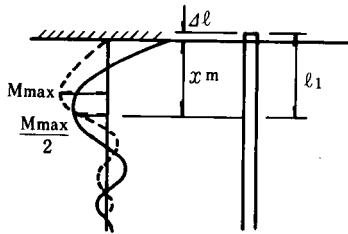


図-2-25 くい体設計断面力



$$l_1 \geq xm + \Delta l$$

M_{max} ：地中部最大曲げモーメント
 （くい頭固定とくい頭ヒンジのうち大きい方とする）

図-2-26 上ぐいの長さ

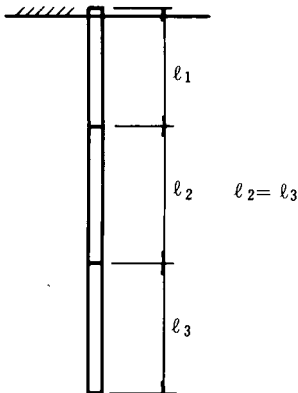


図-2-27 下ぐいの長さの決定

ては鉄筋の継手位置を定めなければならない。この継手間をロッドと称するが、各ロッドごとの配筋方法については、細部まで「道路橋示方書・Ⅳ」に規定されていないので、次のように設定することとした。

(i) 各ロッド長の決定

各ロッドごとの設計断面力を算出するため図-2-30に示す要領で鉄筋継手位置を求め、各ロッド長として設定する。

ただし、この時点では使用鉄筋が求まっていないので、鉄筋長は決定することができない。従って、鉄筋長は使用鉄筋量決定後に求める手順とした。

(a) 1本物となる場合

くい長 $L \leq 10.5m$ の場合は1本物として継手を設けない。

(b) 2本継ぎ以上となる場合

くい長 $L > 10.5m$ の時は、鉄筋を継ぎものとする。

その手順を図-2-30の場合を例にとって説明するとまず地中部最大曲げモーメントの1/2となる位置までの深さ xm を求め、これを第1ロッド長（図-2-30中の①）とする。ただし、 $xm < 7.5m$ であれば①=7.5mとし、 $xm > 7.5m$ であれば端数を切り上げて0.5m単位とする。これに仮定値としてのフーチング中への貫入量1.0mを加算する。

次に、鉄筋の定尺長（ l ：入力）を基準として第2、

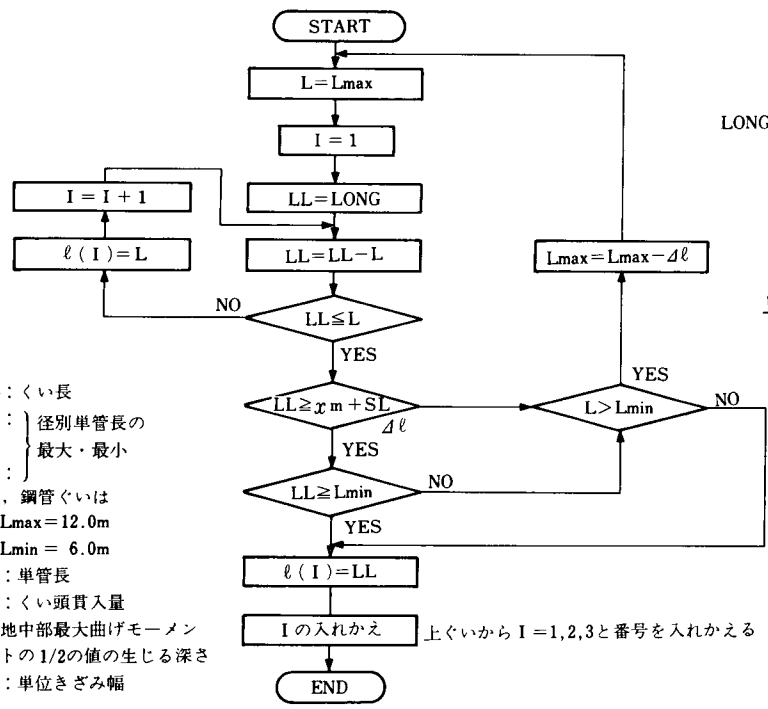


図-2-28 くい単管長決定フローチャート

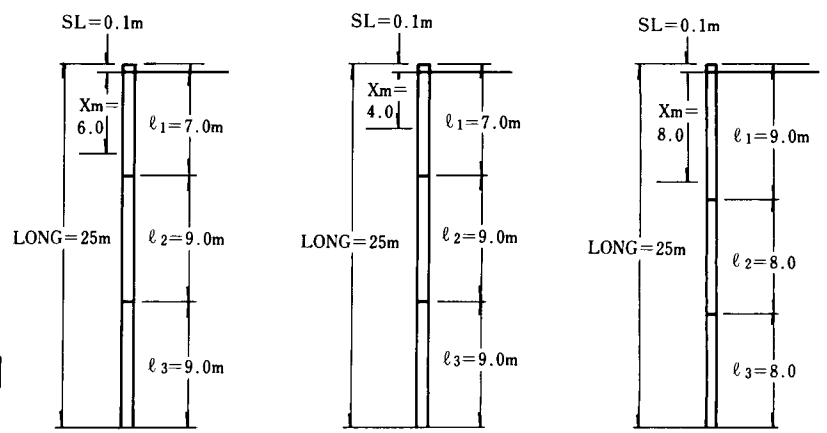
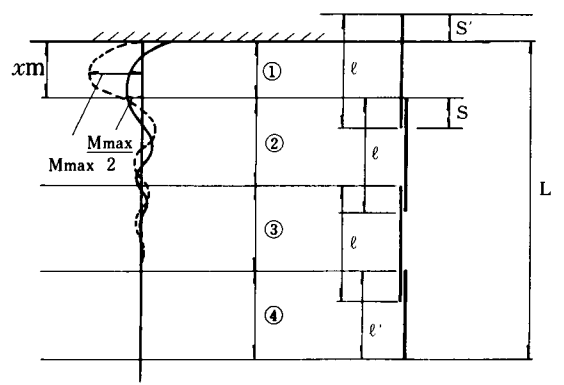


図-2-29 単管長の試算例 (Lmax=12m, Lmin=6.0m, Δℓ=1.0m)



Mmax: 最大曲げモーメント
: (くい頭固定とヒンジのうち) 大きい方とする。
ℓ1ℓ': 鉄筋長 ≤ 12.0m
S': フーチング内埋込長 (35φ + 0.1)m
S: 継手長 (40φ)m
xm: $\frac{M_{max}}{2}$ となる深さ

図-2-30 各ロッド長

第3ロッドの長さを $l-40\phi$ と決める。

最下段ロッド長(図-2・30中の④)は、 $④=L-(①+②+③)$ となるが、この場合、 $④<3.5\text{m}$ となる場合には、その上のロッド③を0.5m単位で短くして $④\geq 3.5\text{m}$ となるように調整する。なお、2本継ぎの場合には下段ロッドが3.5m未満となっても調整はしない。

(iii) 主鉄筋

主鉄筋の使用範囲は示方書の規定を基に表-2・8のように設定する。この範囲内において各ロッドごとの主鉄筋を決める流れは、図-2・31に示すとおりであり、図中※印のついた部分の設計手順は次のとおりである。

(a) 必要鉄筋量

必要鉄筋量の計算は、最小鉄筋量から微少量ずつ増加させて行き、断面応力度が許容値以内となる鉄筋量をもって必要鉄筋量とする。この場合の最小及び最大鉄筋量は、示方書の規定及び前記設定範囲(表-2・8)により次のように与える。

全ロッドとも、最小鉄筋量 As_{min} は As_1 、 As_2 のうち大きい方、最大鉄筋量 As_{max} は第1ロッドについては $As_{max}=As_1'$ 、 As_2' のうち小さい方とする。

ただし

As_1 : 最小鉄筋比0.4%による鉄筋量

As_2 : 最大間隔から決まる最小本数と最小鉄筋径の組合せによる鉄筋量

As_1' : 最大鉄筋比6%による鉄筋量

As_2' : 最小間隔から決まる最大本数と最大鉄筋径による鉄筋量

第2ロッド以降については As_{max} は直上ロッドの使用鉄筋量とする。

なお、最大鉄筋量として計算しても断面応力度が許容値以下にならない場合は、くい径を大きくして同じ要領で計算を行う。

(b) 使用鉄筋量の決定

与えられたくい径に対して、配筋可能な鉄筋径、間隔、本数の組合せの中から As -必要鉄筋量 ≥ 0 で最小の As を選出し、それを使用鉄筋量とする。この場合、第1ロッドの本数は偶数本とし、第2ロッド以降で $\frac{1}{2}$ にできるようにしておく。ただし、本数の減少は1回だけとし、その以後は鉄筋径で調整するものとする。

(c) 鉄筋長の決定

使用鉄筋が求まれば埋込長、継手長も求まるので、(i)項で設定した各ロッド長にこれらを考え合わせて鉄筋長を決定する。図-2・32に示す各鉄筋長は次のとおりである。

表-2・8 主鉄筋の配筋要領

	最 小	最 大
鉄 筋 量 (%)	0.4	6.0
鉄 筋 径 (mm)	22	32
ピ ッ チ (mm)	100	300
本 数	6	46
配 列	—	1 重

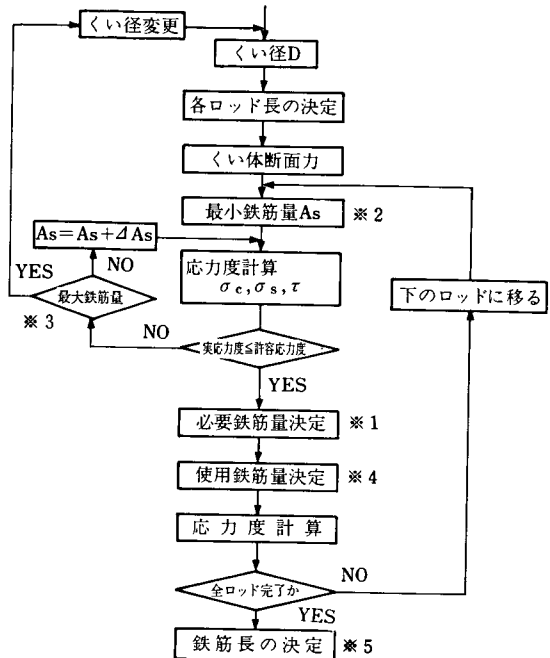


図-2・31 主鉄筋決定手順

① 1本物の場合

$$l_1 = L + 35\phi + 0.1\text{m}$$

② 2本継ぎの場合

$l_1 = ① + 35\phi + 0.1 + 40\phi$ を0.5m単位に切り上げる。

$$l_2 = ②$$

③ 3本継ぎ以上の場合

$l_1 = ① + 35\phi + 0.1 + 40\phi$ を0.5m単位に切り上げる

$$l_m = \textcircled{m} + 40\phi \text{ を0.5m単位に切り上げる (} m = 2 \sim n-1 \text{)}$$

$$l_n = \textcircled{n}$$

なお、 ϕ は継手部の大きい方の鉄筋径とする。

(iii) 帯鉄筋

(a) 使用鉄筋の範囲

帯鉄筋は、表-2・9に示す範囲で決定する。

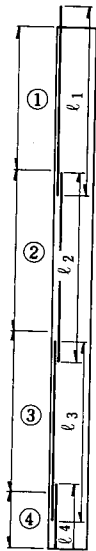
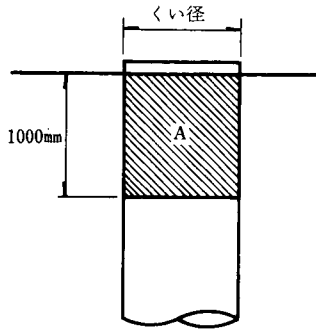


図-2・32 各鉄筋長



$$reqAs = 0.002A$$

reqAs : 帯鉄筋必要量 (cm²)

A : 斜線部面積 (cm²)

図-2・33 帯鉄筋必要量

表-2・9 帯鉄筋の配筋要領

	最 小	最 大
鉄 筋 径 mm	13	25
ピ ッ チ mm	150, 300, 500	500

(b) 配筋範囲

くい頭部では、図-2・33に示すようにくいの長さ方向1 m当たりの投影面積に対して0.2%以上配筋する。この場合の間隔は150mmとし、フーチング下面からくい径の2倍までの範囲まで配筋する。また、これ以降1/βまでは間隔300mmとし、それ以降は500mmとする。これらの関係は図-2・34に示す。

(8) 継手部の考え方

PC, RCくいにおける継手部は、通常継手金物によって接合されるが、これらはくい本体と同時に製作されてくる部分である。従って、くい継手部は製作メーカーにおいて十分に試験され、全強として設計し、それに見合った構造を採用しているので、一般には継手部について、新たに検討を加える必要はないと思われる。溶接部についてもあらかじめメーカー側で、のど厚、応力度を検討の上製造しているので、これについても検討の必要はない。

さらに、本自動設計では継手位置は地中部最大曲げモーメントの1/2の値が生じる位置以下となるようにしている。

これらの理由から、PC, RCくいについては継手部の設計を省略することとした。しかしながら、鋼管くいについては、既往設計例での検討実績がわずかながら

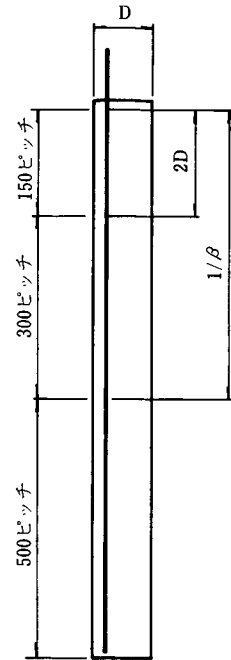


図-2・34 帯鉄筋の配筋範囲

あることから、継手位置の断面力に対してくい本体の全強の75%で照査することとした。

(9) 特殊な条件に対する対応

くい基礎の設計では、次のような特殊なケースがあるが、これらについて既往設計例を調査してみたところ、③を除いてほとんど検討された事例がなかった。

- ① ネガティブフリクションに対する検討
- ② 群くい効果に対する検討
- ③ 短いくい (有限長のくい) の計算
- ④ フーチング根入れ部の水平抵抗を考えた計算
- ⑤ くい体に水平荷重を受ける計算
- ⑥ 同一フーチングに長さの異なったくいを有する場合の計算
- ⑦ 斜面上のくい基礎

従って、本プログラムでは有限長のくいについては設計可能とし、その他については考慮しないものとした。

3. 設計可能となる形状群の求め方

〔1〕 設計計算の進め方

くい基礎の設計計算においては、くい長、くい径、くい本数、くいの配置、フーチングの形状等変数の数

が多いことから、設計条件に対して総当たりする方法では演算時間が長くなり、経費の増加という実用上の問題が出てくる。しかしながら、上記の変数のうちの1つだけを変えることによって設計可能となる場合もあるので、何らかの総当たりの手法を取らざるを得ない。そこで、計算の進め方としては、まずフーチングの平面寸法を仮定する。そして安定性に対する影響が最も大きいくいの本数、くいの配置を決め、次にくい長、くい径の順序で変更することとした。

〔2〕 橋脚のフーチング平面寸法の検索手順

ところが橋脚については、仮定したフーチング平面寸法では設計不可能となった場合は、橋軸直角方向幅(B_1)と橋軸方向幅(B_2)の2次元的な変更が必要となる。この場合、どのような変更手順とすれば最も有効であるか定めなければならない。後述の評価基準設定における試算によれば、くい基礎の設計領域は、図-3・1に示すように形状が小さすぎて支持力的に設計不可能となる領域、フーチング形状が大きくなりすぎてフーチング厚が過大となるため設計不可能な領域、設計可能な領域に分かれるが、設計可能な領域は飛び地として存在することはなく、連続性があり、 $B_1:B_2=1:1$ の軸に対してほぼ対称となっている。

従って、橋脚のフーチング平面寸法の検索を次のように行うこととした。

〔第1段階〕

平面寸法 B_1, B_2 に対する最大、最小の値を定める(図-3・2)。

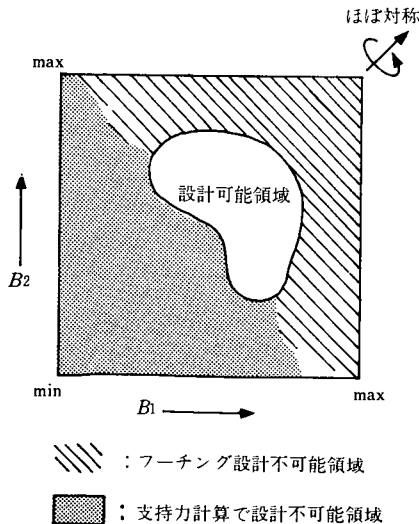


図-3・1 設計可能領域

$B_1 min, B_2 min$: 橋脚の柱寸法からプログラム内でセットする。

$B_1 max, B_2 max$: 用地、幅員等の制限から定められる値を入力する。ただし、 $B_1 max, B_2 max \leq 50m$ とした。

〔第2段階〕

荷重条件をもとに他の橋脚の実例から B_1, B_2 の一般的なバランスが求められるので、 B_1 及び B_2 に対する形状比の制限を入力する。

1 : $n \cdots \cdots B_2$ に対する B_1 寸法の制限

1 : $m \cdots \cdots B_1$ に対する B_2 寸法の制限

なお、ここで $m max = 1$ としてプログラム内にセットしておく。従って、設計範囲は図-3・3に示す階段状で囲まれた部分となる。

〔第3段階〕

$B_1 min, B_2 min$ の最小形状から1 : m の階段に沿って(図-3・4中の1~7の順)設計を進めて行く。この

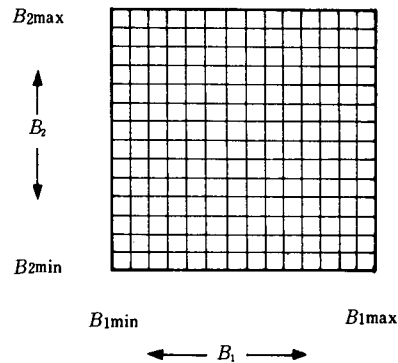


図-3・2 設計範囲の設定（その1）

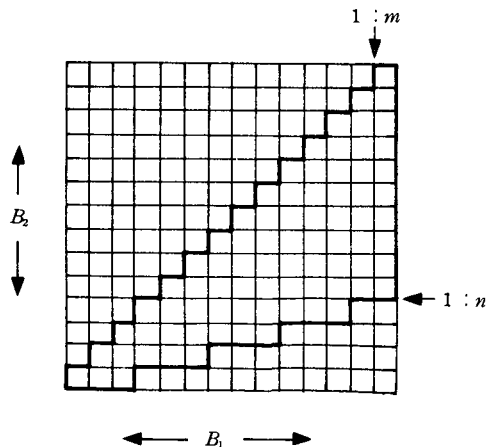


図-3・3 設計範囲の設定（その2）

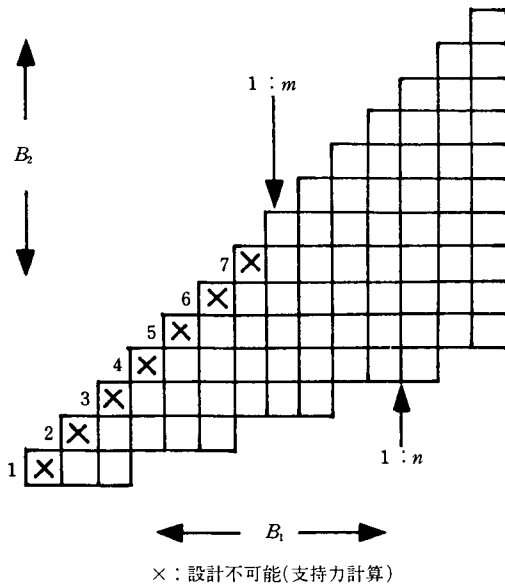


図-3-4 設計可能解の検索 (第3段階)

場合、計算時間を短くするため、各々のフーチング形状に対してくい間隔を2.5D (くい径) とすることによって求められる最大くい本数と最大くい長及び最小フーチング厚を使い、浮力を考慮した状態で概査する。すなわち支持力が最大で荷重が最小の条件で概査する。

〔第4段階〕

図-3-5中の1～14番の階段に沿って支持力を満足する形状が求まるまで計算するが、 $B_1 \max$ まで達しても支持力を満足する形状が求まなければ、($B_2 \min$, $B_1 \min + \Delta B$) に戻り、階段をずらして計算を継続する (図-3-5中の15からの階段)。この要領で全領域を検索しても、設計可能な解が求まらない場合は、「設計不能」と出力し計算を終了する。

〔第5段階〕

支持力を満足する形状が求まったならば、第3段階で設けた条件をはずし、最小くい本数、最小くい径等の最小仮定条件から検討を進め、構造計算も同時に進行させる。支持力、構造計算ともに満足しない場合は階段を再びずらす。この場合は前の段階で支持力を満足する形状となっている最小の B_2 の下 (図-3-6中の22番) から計算を始める。図-3-6中の24番に示すように設計可能解が求まったとすれば、これを仮の換算体積 (後述4-(2)-(3)参照) 最小の形状とする。

〔第6段階〕

設計可能な解が求まったのと、同一 B_2 列以上について計算を継続する (図-3-7中の24～31番の順)。

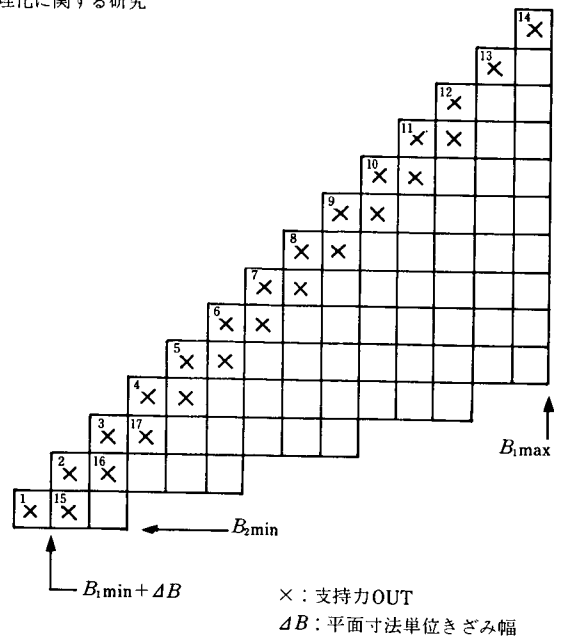


図-3-5 設計可能の検索 (第4段階)

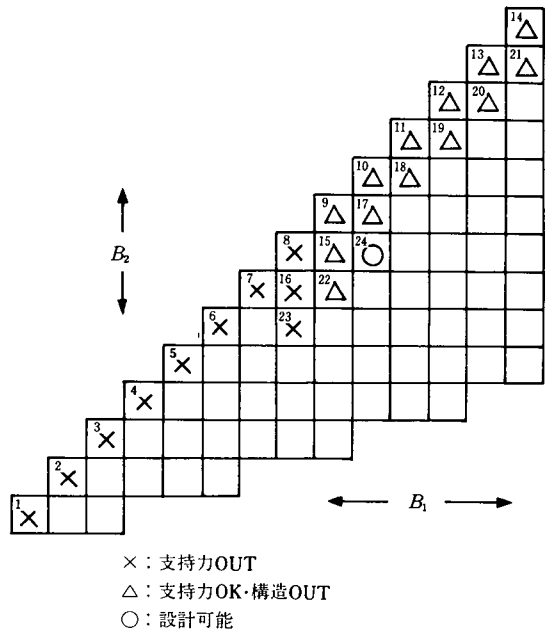
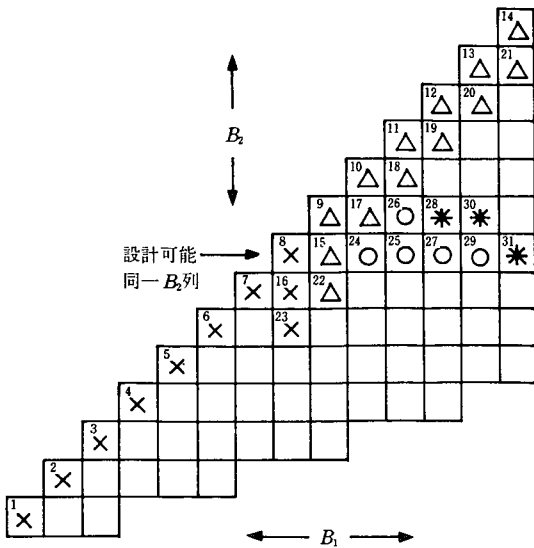


図-3-6 設計可能解の検索 (第5段階)

〔第7段階〕

次に第6段階の手順を下方に押し、設計可能な解をすべて検索すると後述の第2評価基準による選定へと移る (図-3-8参照)。



※：支持力もしくは構造OUT
(設計不可能)

図-3・7 設計可能解の検索 (第6段階)

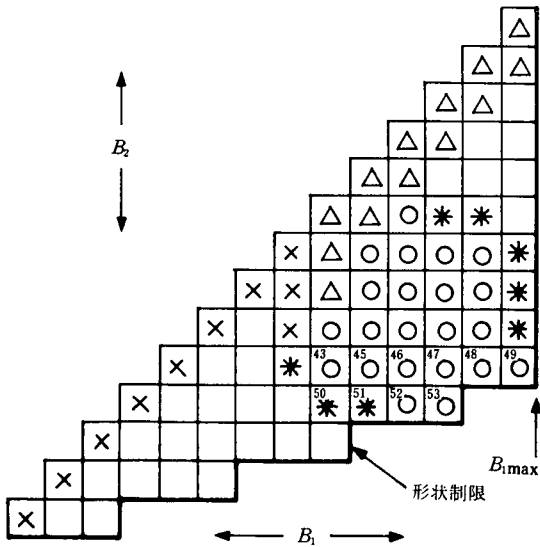


図-3・8 設計可能解の検索 (第7段階)

〔3〕 橋台のフーチング平面寸法の検索手順

橋台の場合は、橋軸直角方向幅 (B_1) は固定して取扱えるので、橋軸方向幅 (B_2) だけを変化させることとなる。すなわち、図-3・9に示すように一方向だけの変更であるので、 B_{2min} から B_{2max} になるまで指定されたきざみ幅で増加させて検討を行う。

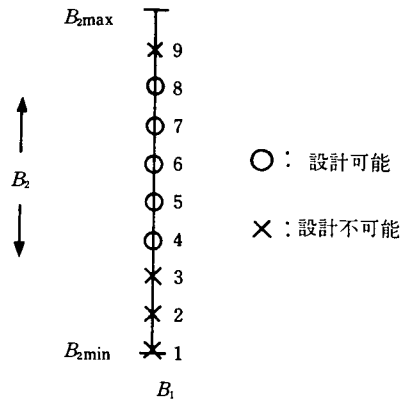


図-3・9 橋台の設計可能解の検索

4. 最適設計の選定

くい基礎の設計に当たっては、その施工場所の地盤条件、施工条件、環境条件等から、まず既製ぐいとするか、場所打ちぐいとするかなどくい種の選定が行われるのが一般的である。

くい種が選定されるとフーチング寸法、くい径、くい本数、くい配置等を変化させ設計計算を行うことにより、設計条件を満たす形状が多数求められる。このため、それらの中から最適なもの1つを選び出し、最終設計成果とするためには、最適性を表す何らかの評価基準を設定する必要がある。

以下第4章は、この点についての検討結果について述べる。

〔1〕 評価基準の設定

構造物設計の一般的な評価基準としては、安全性、経済性、現場条件・環境条件に対する適合性が考えられる。安全性と経済性には図-4・1のような関係があり、安全性の高い形状を選ぶほど工事費が高くなる。

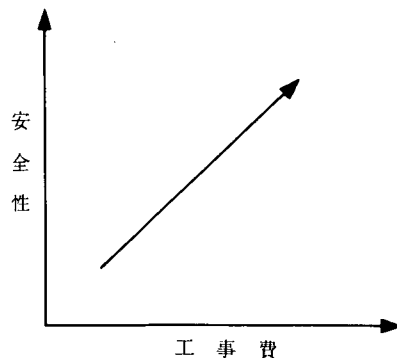


図-4・1 工事費と安全性の関係

しかしながら、安全性に対する上限値を定めるのは一般的に難しく、安全性と経済性を共に配慮した評価基準の設定が必要となる。くい基礎の形状（フーチングより下を考える）は、安定計算で決まることが多いことに着目し、安全性の評価としては安定性の余裕度（許容値／計算値）を用いることとした。

以上のような点を考慮し、図-4・2の模式図に示す最適評価基準を設定することとした。

なお、プログラムにおける評価の順序としては、設計可能となる形状、すなわち、力学的安全性が確保されているもののうちから経済的なものをまず選定し、その中で安全性が最も高い形状を選ぶこととした。

以下の記述も上記と同様の流れに従っている。

〔2〕 経済性に関する評価の検討

（1）経済性を評価する尺度の選定

くい基礎がしばしば使われる橋梁下部工、擁壁、樋門・樋管等の工事費は、これら工事目的物を構築するのに直接必要となる直接的費用（標準歩掛りの区分と異なるが、本文では以下直接工事費と呼ぶこととする）と、工事用道路、切り替え水路、締切工、安全施設、仮設備等に必要間接的費用（同様に以下、間接工事費と呼ぶこととする）に大別される。このうち後者は、施工現場の状況によって大きく左右される。このため、間接工事費を含めた経済的評価を自動設計プログラムの中で行おうとすると、いろいろな現場条件を想定し、それに応じた判断基準を用意しておかなければならない。これは判断基準の設定が難しいばかりでなく、プログラムも複雑となり得策とは言えない。

また、本自動設計プログラムは施工場所を設定した上で使用することを前提としており、くい種が同一であれば、上記間接工事費にはくい種が異なる時ほどの

差は生じず、直接工事費の大小にかかわらず一定であるか、若干増減する程度である。従って、直接工事費を最小にした時は全体工事費もほぼ最小となっていると考えられ、経済性を評価する尺度としては直接工事費を用いることとした。

一方、くい種の異なるものを比較する場合は、次のような問題点が生ずる。

① くい種の選定は、単に経済性の観点からだけでなく、施工時の騒音や振動、油の飛散や泥水による環境問題等、直接金銭に換算しにくいものにも配慮しなければならない、設計計算を行う以前に決められることが多い。

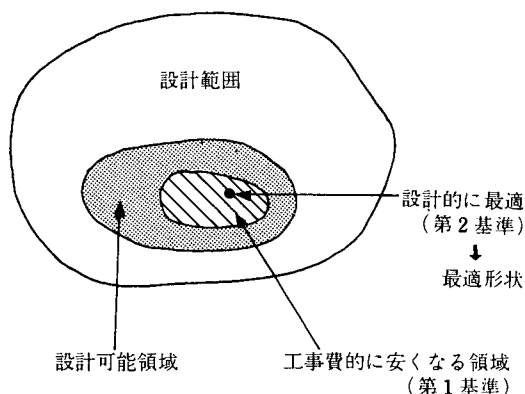
② くい種を自動選定させた場合、現状では橋台や橋脚1基ごとに設計をせざるを得ないことから、1基ごとに異なるくい種となることも起きてくる。しかしながら、これは、1橋あるいは1発注当たりの材料費や施工費を考えると必ずしも経済的とは言えず、施工性もよくない。

③ 直接工事費の中で材料費と施工費の占める割合を調べてみると、ベントぐい $\phi 1000\text{mm}$ ではほぼ5：5であり、鋼管ぐいではくい径にかかわらず8：2となっている。このように材料費、施工費の直接工事費に占める割合が大幅に異なるものの経済比較を、直接プログラムの中で行おうとすると、材料費、労務費、機械損料のいずれかが他に比べて著しく変動した時に、評価基準と実勢とのかけ離れは無視できない程になる恐れがある。

以上のような理由から、本自動設計プログラムではくい種の選定は行わず、くい種は指定するものとし、それについて設計することとした。

（2）直接工事費として考慮すべき要素

従来の手計算では、単に設計面での安定性や安全性



第1評価基準	経済性
設計可能な形状群の中から、工事費的に安くなると考えられる形状群を選び出す	
第2評価基準	安定性
第1評価基準で選び出された形状群の中から、設計的に最も良い形状を選び出す	

図-4・2 最適評価基準

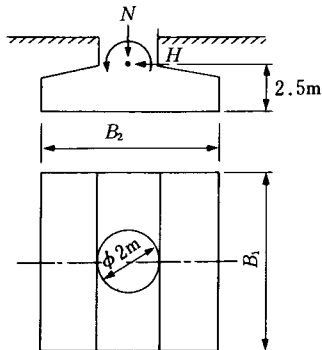
表-4・1 く い径変化に対する設計諸値

(1) 荷重条件

	常 時		地 震 時	
	軸方向	直角方向	軸方向	直角方向
鉛 直 力 N	t 900	t 900	t 840	t 840
水 平 力 H	0	0	t 210	t 210
曲げモー メント M	0	0	t・m 1,800	t・m 2,000

(2) 地盤条件

○砂質地盤
(平均N値 20)
(先端N値)
○く い長 20m



くい種,くい径		B_1	B_2	n	V_P	V_F	C
鋼管 ぐい	φ 406.4	$\overset{m}{6.5}$	$\overset{m}{6.5}$	24	2.457	98.3	416.3
	φ 700	8.0	6.0	12	4.977	112.0	425.3
	φ 812.8	8.0	6.0	10	6.594	112.0	444.2
P C ぐい	φ 350	6.0	5.5	46	3.020	77.3	279.7
	φ 400	7.0	6.0	34	3.980	98.0	293.7
ベ ノ ト	φ 800	6.0	6.0	8	10.053	82.0	299.5
	φ 1,200	8.5	5.5	6	22.619	106.1	357.7

n : く い本数

V_P : く い設計数量 (t/本, m³/本)

V_F : フーチング体積

C : 工事費を変換した換算体積 (後述) でく い材料費+く い施工費+フーチング材料費としたもの

○ P C く い { φ350 ④本……5%程度安い
φ400 ③本
○べノトく い { φ800 ⑧本……20%程度安い
φ1200 ⑥本

すなわち、く い径の大きいものを用いく い本数を減らすことが必ずしも経済的となるとは言えない一例である。

⑤ く い施工費を考慮する必要がある。

図-4・3は、各く い種ごとの材料費と施工費の関係を示したものであるが、これらによれば、く い長が短い程、またく い径が小さい程施工費の占める割合が大きいうことがわかる。

このことから経済性を比較する場合には、施工費も加味しなければならないと言える。

⑥ く い本体だけでなくフーチングも検討の対象とする必要がある。

前項の試算例で鋼管く いφ406.4に対して、設計可能である形状寸法の中から2例を取り出し、経済比較を行うと表-4・2のようになる。

すなわち、く い材料だけで経済性を評価した場合①の方が9%程度高くなるが、工事費の合計としては逆に④の方が6%安くなる。

従って、経済性の評価を直接工事費で表す場合、それを〔く い材料費+く い施工費+フーチングの材料費及び施工費〕として設定する必要がある。

だけでなく、経験的な判断によってある程度の経済性を念頭において基礎の形状を決めている。

この場合の判断方法としては、一般に

- ① く い本数を最小とする。
- ② く い材料を最小とする。

などの手法が取られている。そこで、本自動設計プログラムにおいても、これらだけで経済性を評価することが可能かどうか検討するために種々の試算を行ってみたが、次のような問題があることがわかった。

⑦ く い本数を最少とすることは、必ずしも経済的とはならない。

表-4・1はく い本数の減少による経済比較を検討するため設計条件を同一とし、各く い種のく い径を変化させた場合の試算結果から、工事費が最小となるものを取り出したものである。この結果から経済性(換算体積を用いているがこれについては次項で詳述している)を比較してみると次のようになる。

○鋼管く い { φ406.4 ②本……7%程度安い
φ812.8 ⑩本

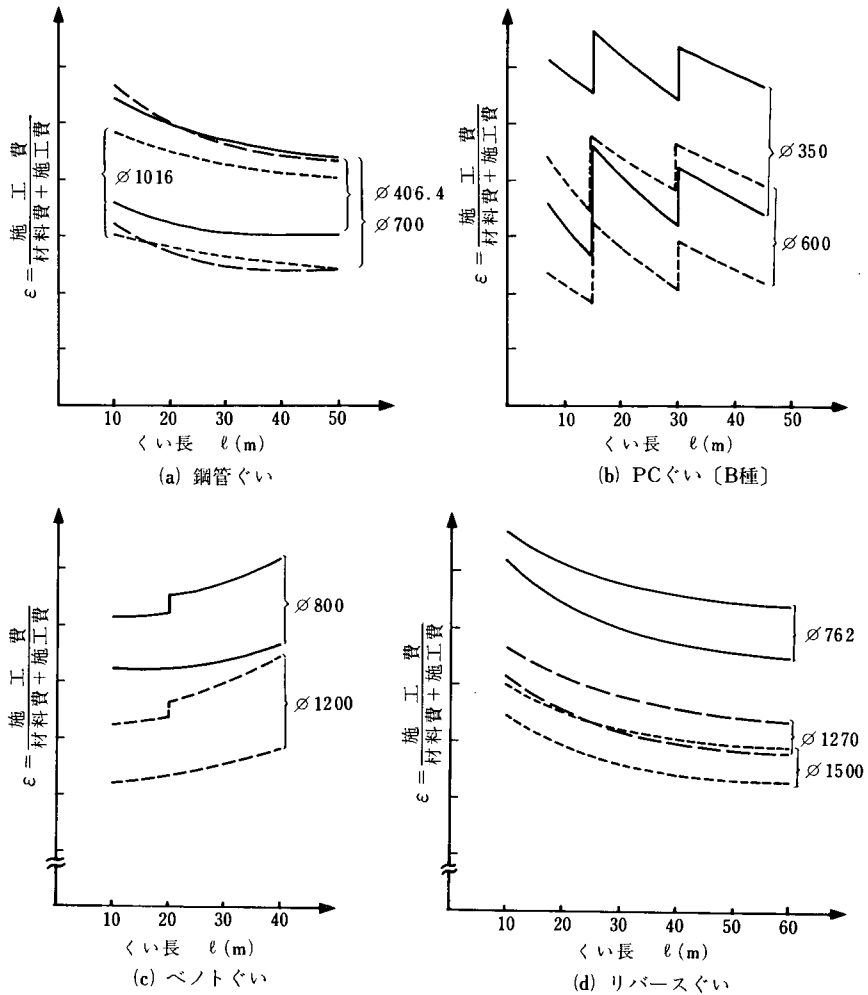


図-4.3 くい種別のくい材料費と施工費の割合

表-4.2 鋼管くいを例とした経済比較

フーチング 平面寸法	くい本数	工事費の割合 (%)			
		くい材料費	くい施工費	フーチング の材料費	合計
④6.5×6.5m	24本	62	14	24	100
⑤8.0×8.0m	22本	57	13	36	106

(3) 経済性に関する評価基準の作成

施工実績を調査してみると、フーチングの単位体積当たり使用鉄筋量はほぼ70kg/m³と一定している。そこで、コンクリートに鉄筋の材料費及び加工組立費を含めて取扱うことにすれば、くいとフーチングに要する直接工事費は次式で表すことができる。

Q = くい材料費 + くい施工費 + フーチングの材料費及び施工費

$$= n \cdot V_p \cdot C_p + n \cdot T \cdot F + V_F \cdot C_F \quad (4.1)$$

ここに

Q : くい及びフーチングの直接工事費 (円)

n : くい本数

V_p : 1本のくいの体積又は重量 (m³/本, t/本)

C_p : くいの単価 (円/t, 円/m³, 場所打ちぐいの場合コンクリート打設, 鉄筋加工組立に要する費用も含める)。

T : くい1本当たりの施工時間 (hr/本)

F : 単位時間当たり施工費 (円/hr)

V_F : フーチング体積 (m^3)

C_F : フーチングの単価 (円/ m^3 , コンクリート, 鉄筋の材料費及び加工組立費を含め, 型わくについては無視する)

ここで

α : くい材料費の体積換算係数 (C_P/C_F)

β : くい施工費の体積換算係数 ($T \cdot F/C_F$)

式 (4.2) による換算体積を最小とすれば, 施工を踏まえた経済的形状を求めることが可能となる。

なお, 式 (4.2) に示す各変数は, 次の操作により求められる。

(n, V_P, V_F)

自動設計プログラム内の計算ルーチンにより求める。

(C_P, C_F, α)

簡単な積算と“物価資料”等をもとに長期的な物価変動を調査することにより定数化できる。

(T, F, β)

“積算基準及び標準歩掛り”の分析により求められる。

ただ, 本自動設計プログラムは積算までを目的とするものではなく, 経済性の相対的な比較ができればよいので, 式 (4.1) のように工事費を必ずしも表す必要はない。

そこで以下の取り扱いが便利のように式 (4.1) を C_F で除し (m^3) の次元に変換した関係式で表すことにする。以下 $C = Q/C_F$ を換算体積と定義づける。

$$C = \frac{Q}{C_F} = \frac{C_P}{C_F} n \cdot V_P + \frac{T \cdot F}{C_F} n + V_F$$

$$= \alpha \cdot n \cdot V_P + \beta \cdot n + V_F \dots \dots \dots (4.2)$$

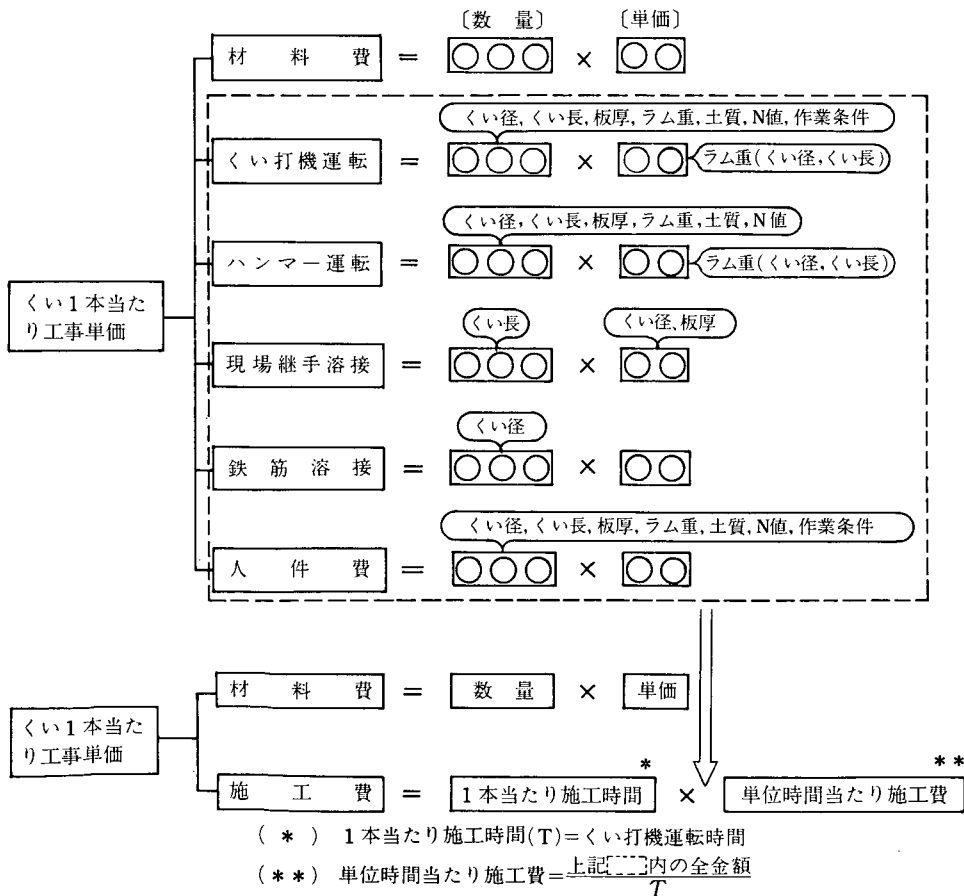


図-4.4 くい1本当たり工事単価の積算手順 (鋼管くいの場合)

ここで上記変数 T , F , β の求め方について概説する。図-4・4は、鋼管ぐいを例としてくい1本当たりの工事費の積算手順を示したものである。上段は積算に必要な項目とそれに関係する要素を分析したものであり、下段はそれを評価基準設定のために置換えを行った手順である。

このように T (1本当たり施工時間), F (単位時間当たり施工費), β (くい施工費の体積換算係数) は、くい長, くい径, くい板厚, 土質条件, N 値, 施工機種, 作業条件の関数となる。

そこで, “積算基準及び標準歩掛り”に従って作成したくい種ごとの積算プログラムを用いて, 標準的な施工条件を想定しデータを発生させた。そしてそれらのデータを用いて, 上記要素を説明変数とした重回帰分析を行い, 各くい種に対する F (単位時間当たり施工費) の回帰式を説定することとした。

それぞれの回帰式の詳細については, 積算基準の取扱い上省略せざるを得ないが, 各くい種がどのような要素で構成されるか示すと次のとおりである。

[鋼管ぐい, くい長15m~50mの場合]

$$F = a_1 \cdot D + a_2 \cdot \ell + a_3 \cdot N + b$$

$$a_3 = \begin{cases} S = 1 \cdots \cdots 21.4 \\ S = 2, 3 \cdots \cdots 18.0 \\ S = 4 \cdots \cdots 19.4 \end{cases}$$

$$b = \begin{cases} K = 2.5 \cdots \cdots 31,000 \\ K = 3.5 \cdots \cdots 32,700 \\ K = 4.5 \cdots \cdots 36,000 \end{cases} \quad \cdots \cdots (4.3)$$

ここで

D : くい径 (400~1000mm)

ℓ : くい長 (15m~50m)

N : N 値

S : 土質 $S = 1 \cdots \cdots$ 粘土

$S = 2 \cdots \cdots$ ローム・シルト

$S = 3 \cdots \cdots$ 砂 $S = 4 \cdots \cdots$ 砂礫

K : 打設機種のラム重 (t)

$a_1 \sim a_3$, b : 回帰係数で符号を持つ

[PCぐい, RCぐいの場合]

$$F = a_1 \cdot \ell + a_2 \cdot D \cdot Ig + a_3 \cdot N + b$$

$$a_3 = \begin{cases} S = 1 \cdots \cdots 8.548 \\ S = 2 \cdots \cdots 6.669 \end{cases}$$

$$b = \begin{cases} K = 1.3 \cdots \cdots 22,288 \\ K = 2.5 \cdots \cdots 26,304 \\ K = 3.5 \cdots \cdots 27,856 \\ K = 4.5 \cdots \cdots 30,560 \end{cases} \quad \cdots \cdots (4.4)$$

ここで

ℓ : くい長

D : くい径

Ig : 継手数

N : N 値

S : 土質 $S = 1 \cdots \cdots$ シルト・ローム, 粘土

$S = 2 \cdots \cdots$ 砂, 砂礫

K : 打設機種のラム重 (t)

$a_1 \sim a_3$, b : 回帰係数で符号を持つ

[ベノトぐい, くい長20~40mの場合]

$$F = a_1 \cdot D + a_2 \cdot \ell + b$$

$$b = \begin{cases} K = 1.0 \cdots \cdots 30,880 \\ K = 1.3 \cdots \cdots 36,600 \\ K = 1.5 \cdots \cdots 41,920 \end{cases} \quad \cdots \cdots (4.5)$$

ここで

D , ℓ : 前項と同じ

K : 堀削機種 1.0m級, 1.3m級, 1.5m級

$a_1 \sim a_2$, b : 回帰係数で符号を持つ

[リバースぐい, くい径 $D = 762 \sim 1500$ mmの場合]

$$F = a_1 \cdot D + a_2 \cdot \ell + b$$

$$b = \begin{cases} N < 10 \cdots \cdots 34,540 \\ 10 \leq N \leq 15 \cdots \cdots 34,760 \\ 15 \leq N < 30 \cdots \cdots 35,170 \end{cases} \quad \cdots \cdots (4.6)$$

ただし, 記号は前出と同じ

また, 同様にして各くい種ごとにくい径, くい長, 地盤条件等を想定すれば, T を計算することができる。

このようにしてくい施工費 ($T \cdot F$) を把握した結果が図-4・5~図-4・8である。 N 値等によって変化する要素があることからそれぞれに幅を持っているが, これらの平均値 (図-4・5~図-4・8中の太線) をくい施工費の推定式としても図に示すとおりかなり高い精度を持っている。

しかしながら, 積算基準に忠実に推定式を設定したため, 適用条件が細分化しすぎているという欠点があり, より一般性を高めるため, さらに次のような検討を進めた。

ここでは, くい材料費とくい施工費の関係がほぼ一定のルールで決まることに着目し, 施工費を材料費の中に組み込むことを考え, 式 (4.2) をさらに簡略化することにした。

$$C = \alpha \cdot n \cdot V_P + \delta \cdot \alpha \cdot n \cdot V_P + V_F$$

$$= \alpha \cdot n \cdot V_P (1 + \delta) + V_F$$

$$= \gamma \cdot n \cdot V_P + V_F \quad \cdots \cdots (4.7)$$

(万円)

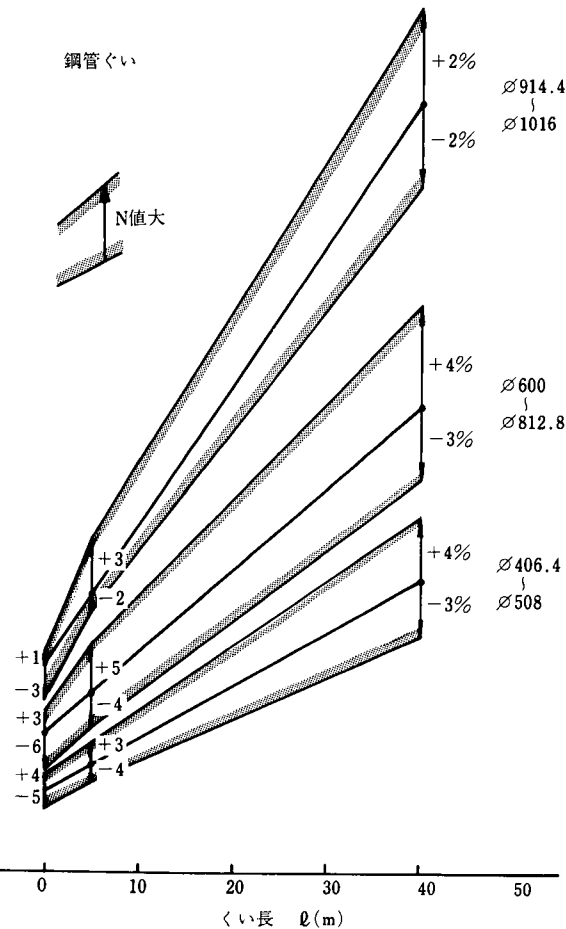
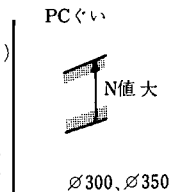
くい施工費の標尺
TF

図-4-5 くい施工費推定式の精度 ($\pm 6.0\%$)
(くい材料費+くい施工費に対して)

(万円)

くい施工費の標尺
TF

∅300, ∅350

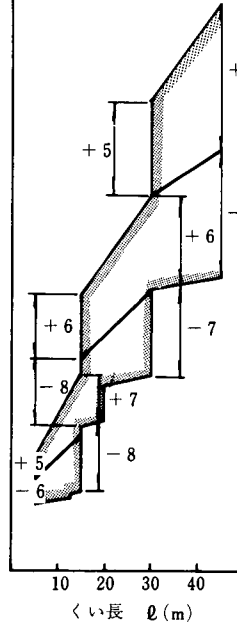
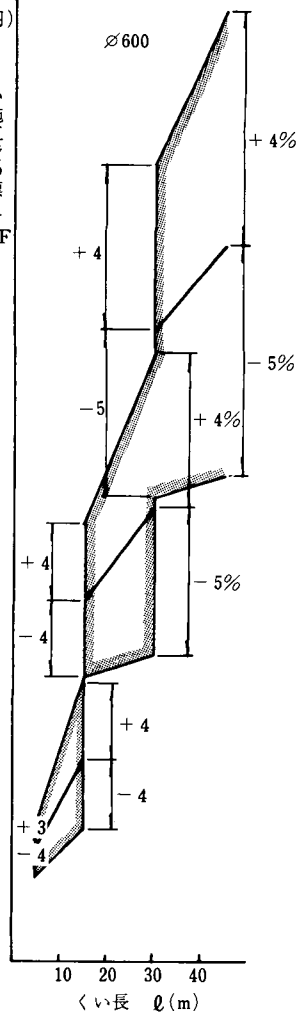


図-4-6 くい施工費推定式の精度 ($\pm 8.0\%$)
(くい材料費+くい施工費に対して)

(万円)

くい施工費の標尺
TF

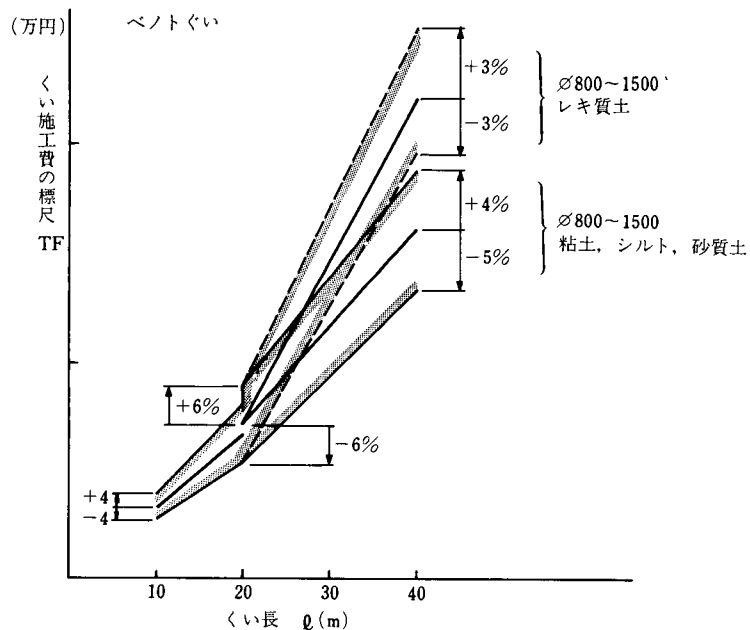


図-4・7 くい施工費推定式の精度 ($\pm 6.0\%$)
(くい材料費+くい施工費に対して)

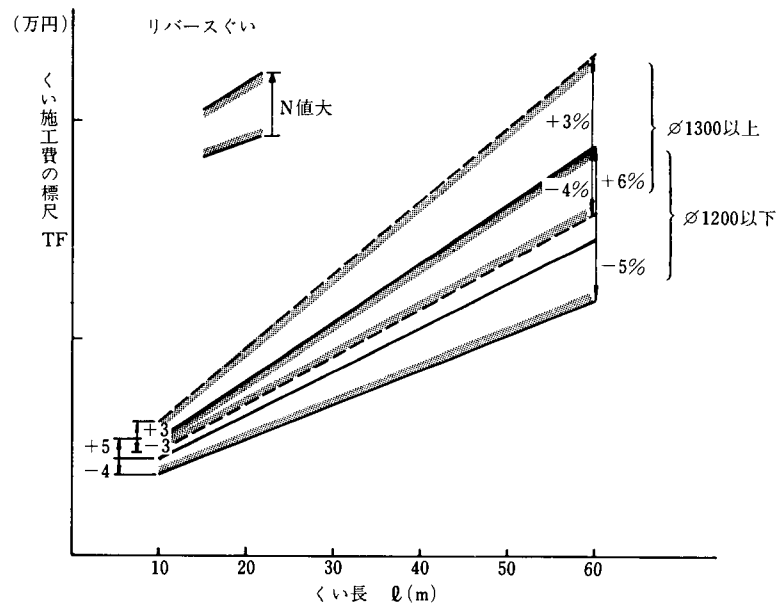


図-4・8 くい施工費推定式の精度 ($\pm 6.0\%$)
(くい材料費+くい施工費に対して)

ここで

δ : くい材料費に対する施工費の割合

$$\left(= \frac{\beta}{\alpha \cdot V_p} = \frac{T \cdot F}{C_p \cdot V_p} \right)$$

γ : くい施工費を含めた材料費の体積換算係数

いま、各くい種とくい径別の材料費と施工費の関係を調べると図-4.9～図-4.11のようになる。上記 δ はこれらの図からわかるように、それぞれ土質条件、作業条件等により、10%前後の変動幅がある。しかし、実際にくい径、くい本数、くい長を検討する時は、土質条件も作業条件も同じ条件下での比較であり、上限値と下限値を同時に使うことはないので、図-4.12に示すように一つのくい径に対する δ を破線で示す平均値で推定しても誤差は小さい。

さらにこれらをくい種ごとにまとめると図-4.13のようになり、鋼管ぐいではくい径に無関係に設定できるし、PCぐいの場合はいく規格に対応するだけで、くい径の影響は無視でき、ベント、リバースぐいでは、くい径による補正を必要とすることがわかる。

なお、図-4.13は

$$\frac{\text{くい施工費}(C_2)}{\text{くい材料費}(C_1) + \text{くい施工費}(C_2)} = \epsilon\%$$

の関係を示しており、くい材料費 C_1 に対するくい施工費 C_2 の割合は次のようにして求める。

$$C_2 = \frac{\epsilon}{100} C_1 + \frac{\epsilon}{100} C_2$$

$$C_2 = \frac{\epsilon}{100 - \epsilon} C_1$$

$$\therefore \delta = \frac{\epsilon}{100 - \epsilon} \dots\dots\dots (4.8)$$

また、 $\gamma = \alpha (1 + \delta)$ における α は、図-4.14のように鋼管ぐいでは時期によって4.5～6の変動があるので、平均値をとって $\alpha = 5.2$ とした。ベント、リバースぐいでは、現在の単価を使って $\alpha = 1.0$ を求めた。なお、PCぐいは現時点において図-4.15のような変動があるので、くい規格、くい長に対して破線のように設定した。

以上から γ の値をくい種ごとに整理することによって式(4.7)を簡単でしかも精度のバランスのとれた評価式とすることができた。

(4) 第1評価基準で最適設計の候補として残す範囲

自動設計プログラムでは、入力されるフーチングの形状制限範囲内でフーチング寸法を種々変化させて設

計を行うことから、設計可能な形状が多数求められる。そこで、これらに対して前述のように換算体積を算出し、その最小のものを最適な形状とすることにしたが、単純にその最小化を図るだけでは構造的に最良のものを選定しえないことも考えられる。しかしながら、最小換算体積として扱うことができる範囲を設定し、その中に含まれるものから第2の評価基準を使って選定するようにすると、構造的にもより良いものが選定可能となる。

最小換算体積として扱うことができる範囲を決める手段としては、

① 換算体積を算出する式の持つ精度から範囲を設定する方法

② 計算によって求められた最小換算体積に対して、一定の幅を設定する方法（範囲内の個数は、設計条件によって変化する）

③ 第2評価基準で最終的な判断を下すのに必要な個数をあらかじめ決めておく方法（②に対して同じ個数の中から選定しようとする考え方）

などが考えられるが、①は各組織で積算基準が異なるので妥当性は薄い。従って、②及び③を合わせた形で検討を行った。

まず、第1評価基準で求まる最小換算体積に対して、換算体積が $\oplus 2.5\%$ 、 $\oplus 5\%$ 、 $\oplus 10\%$ の範囲にあるものを抽出することを考え、これを既往設計例に適用して試算したものが図-4.16～4.18である。

これによると、換算体積が $\oplus 10\%$ の範囲に含まれるものを抽出するとした場合では、設計可能領域の大半を占めてしまうことになり、やや広範囲になりすぎる。

逆に、換算体積 $\oplus 2.5\%$ の範囲に含まれるものを抽出するとした場合は、比較検討するための個数が少ない場合があり、第2評価基準で最終決定する以前に形状が定まることも考えられる。

従って、第1評価基準で求められる最小換算体積とそれが同程度として扱うことができる範囲としては $\oplus 5\%$ の範囲を設定するのが妥当と判断した。

なお、これらの検討に用いた設計条件は、後述の表-4.3～表-4.4に示すとおりである。

[3] 力学的安全性に関する評価の検討

(1) 安全性を評価する要素の特性

本自動設計プログラムにおける力学的安全性に関する評価基準は、本章[1]で述べたように安定性に対する余裕度（許容値／計算値）を尺度として用いることとしたが、くい基礎では、通常次の3項目について安

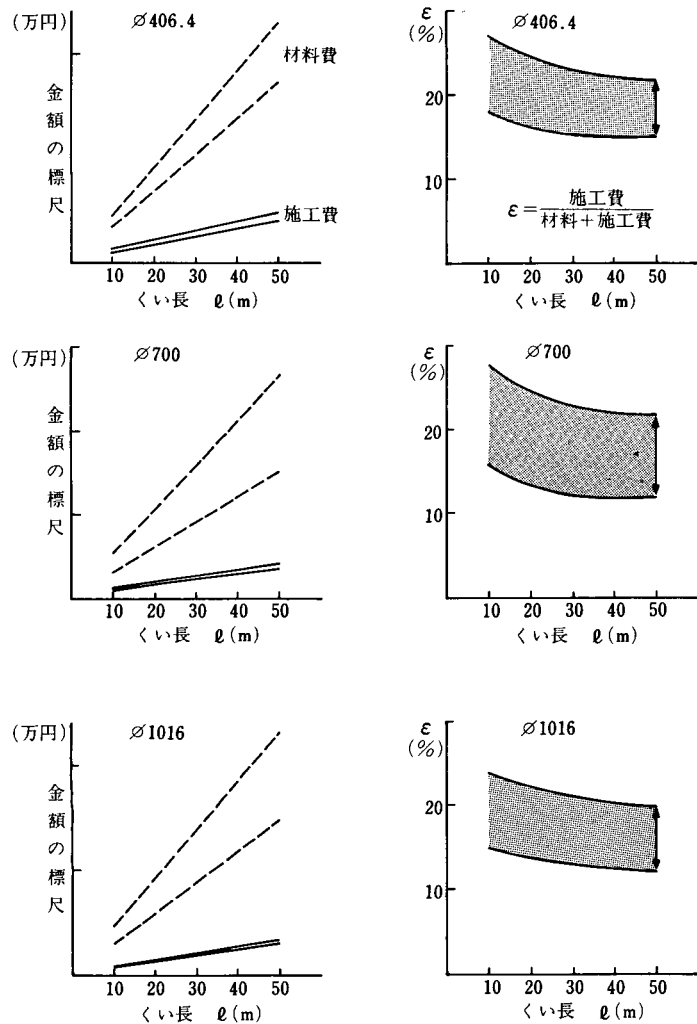


図-4-9 材料費と施工費の比較 (鋼管くい)

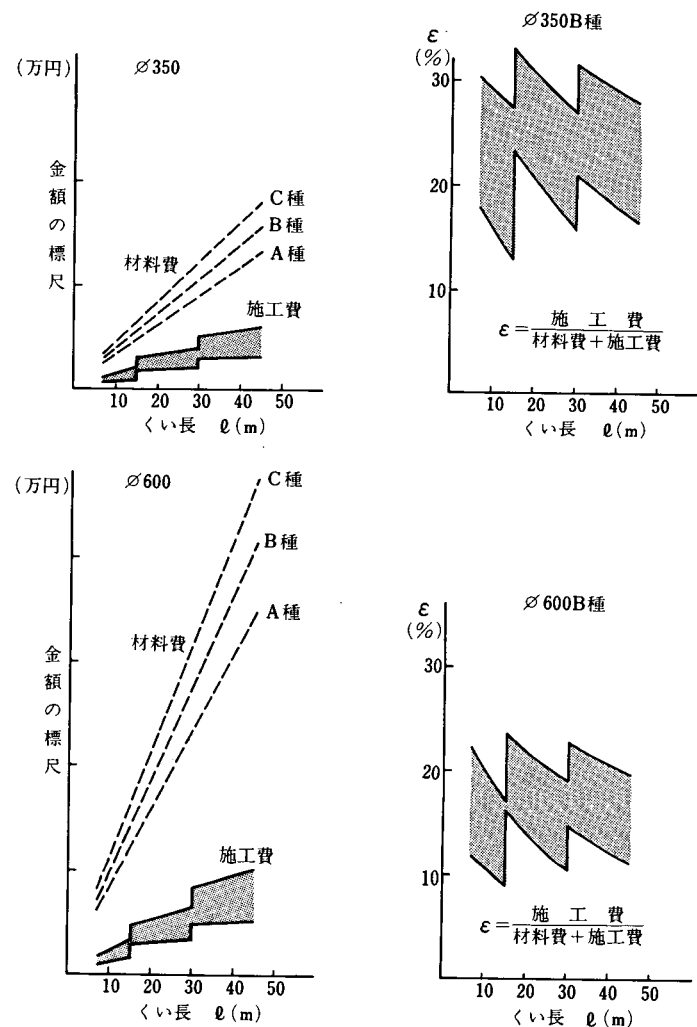


図-4-10 材料費と施工費の比較 (PCくい)

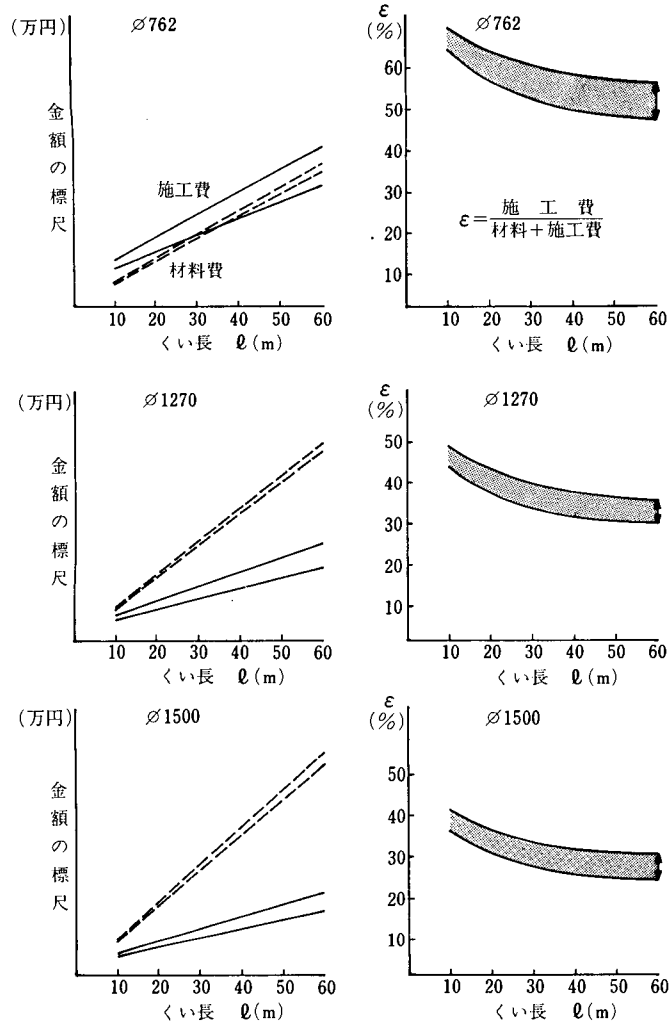


図-4・11 材料費と施工費の比較 (リバースぐい)

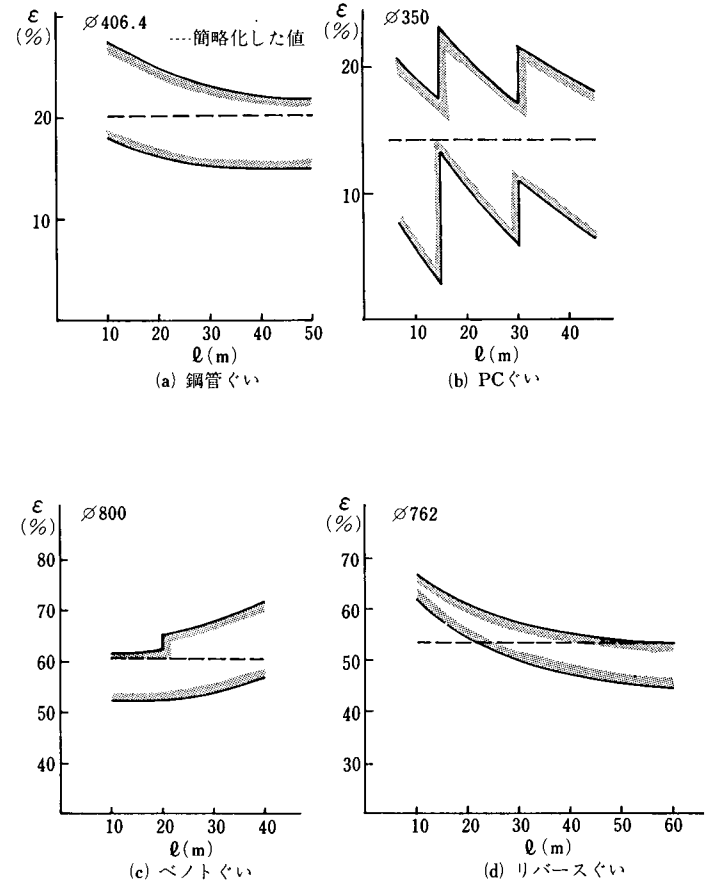


図-4・12 $\frac{\text{くい施工費}}{\text{くい材料費} + \text{くい施工費}} = \epsilon$ の簡略化

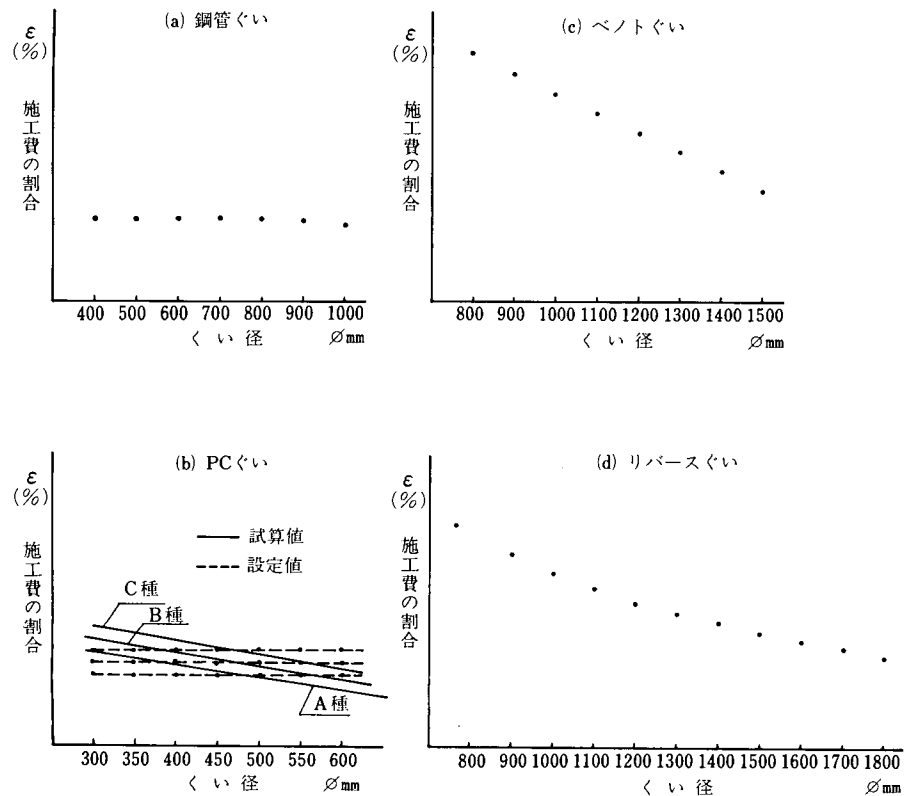


図-4-13 くい径ごとの施工費の割合の傾向

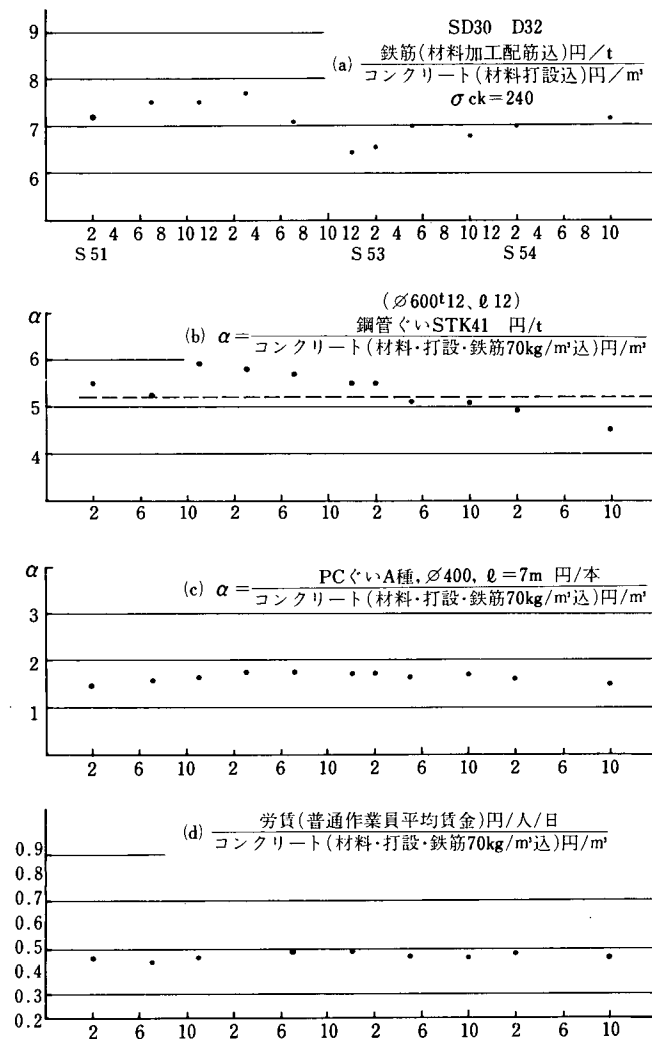


図-4-14 材料費及び労賃の変動(建設物価より)

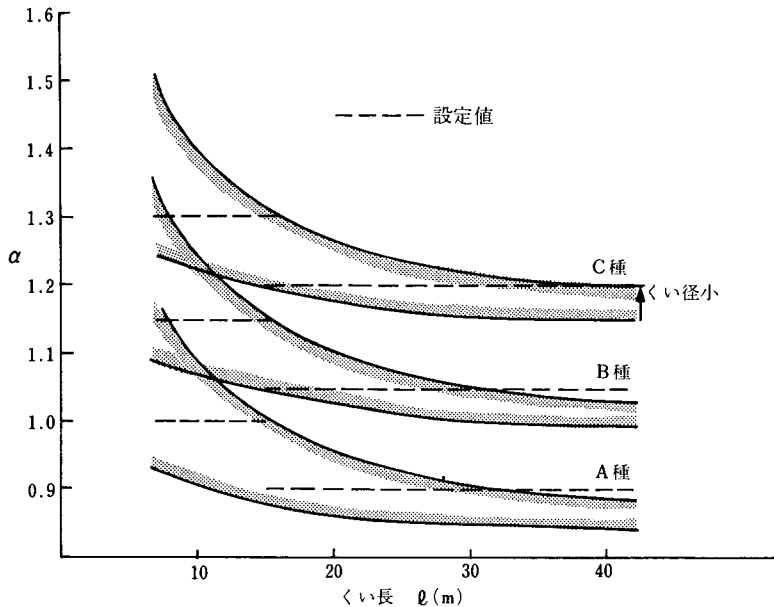


図-4-15 PCぐいの換算係数 α の傾向と基準値の設定

定性の検討が行われる。

- ① くい軸方向押込力 $\leq$ くい軸方向押込許容支持力
- ② くい軸方向引抜力 $\leq$ くい軸方向引抜許容支持力
- ③ くい頭水平変位量 $\leq$ くい頭許容水平変位量

しかしながら、次の2項目についても検討を加える場合があり、プログラムの汎用性を持たせる意味から考慮することとした。

- ④ くい軸直角方向力 $\leq$ くい軸直角方向許容支持力
- ⑤ 橋座位置水平変位量 $\leq$ 橋座位置許容水平変位量

いま、①～⑤に対して余裕度 f_i =各許容値/各計算値とすれば、これらについて比較評価すればよいことになる。しかしながら、これら各要素には次のような特性があり、その取扱いに注意する必要がある。

すなわち、既往設計例における各余裕度を調査してみると、押込力又はくい頭水平変位で決まっているケースが多く、一般的なくい基礎では、押込力又はくい頭水平変位が主な要素となっている。

この押込力、くい頭水平変位のどちらでくい径、くい本数等の形状が決まるかについては、地盤の影響が大きく、比較的良好な地盤では押込力で決まり、くい頭付近が軟弱な地盤では、水平変位で決まる傾向が見られる。

また、引抜力及びくい軸直角方向力については、一般に余裕度が大きく取られている。これは今後解明しなければならない問題が多く、これらによって決まるような形状を現在のところ選定していないことによる

ものである。

さらに、構造物によっては、検討すべき方向が変化（橋台では橋軸方向だけ、橋脚では橋軸方向と、同直角方向を考える）すること、常時と地震時では検討すべき項目が異なってくることがあげられる。

(2) 安全性の評価方法

従って、前述の5つの要素について安全性の検討を行い、それらを総合的に評価する必要がある。ここでは、以下に示す3通りの評価方法を考え、既往設計例に適用し検討を行った。

(i) 余裕度の分散を最小にする考え方

各余裕度がほぼ同程度の値となっているものを最適とする方法である。すなわち、平均値を、

$$\bar{f} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_i \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

とすると分散は、

$$\sigma^2 = \frac{1}{n} \left\{ \sum_{i=1}^n (f_i - \bar{f})^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

であるから、 σ^2 が最小となるくい基礎形状を最適とする考え方である。

ただし、分散(σ^2)及び平均値($\bar{f}$)の検討においては、前項に述べたような極端に余裕度の高い要素を含めては意味のないこと、また、引抜力のように生じたり生じなかったりする場合があるものを含めると要素数が変化し、同様に意味がなくなることから、軸方向押込力とくい頭水平変位量だけが検討の対象となる。

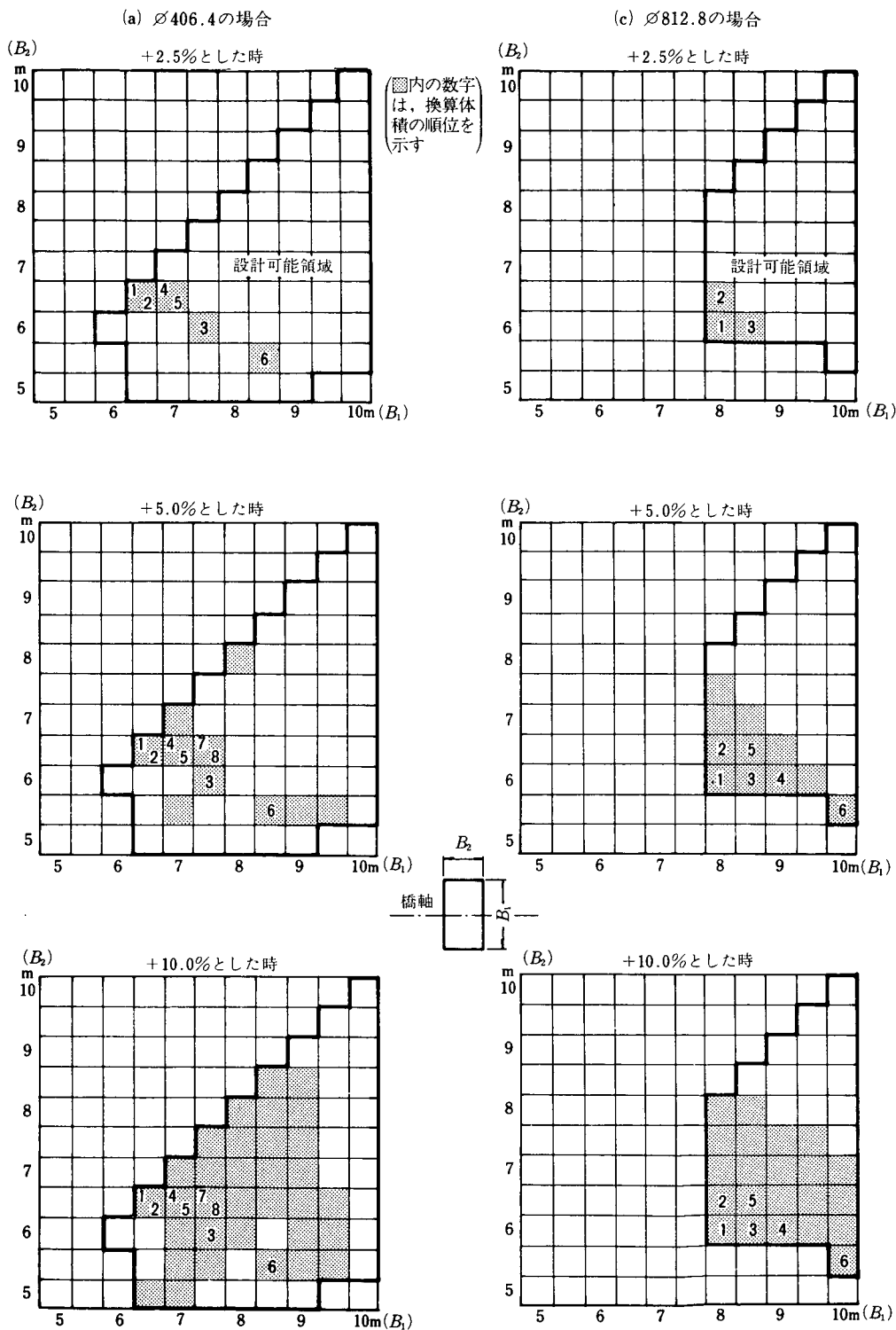
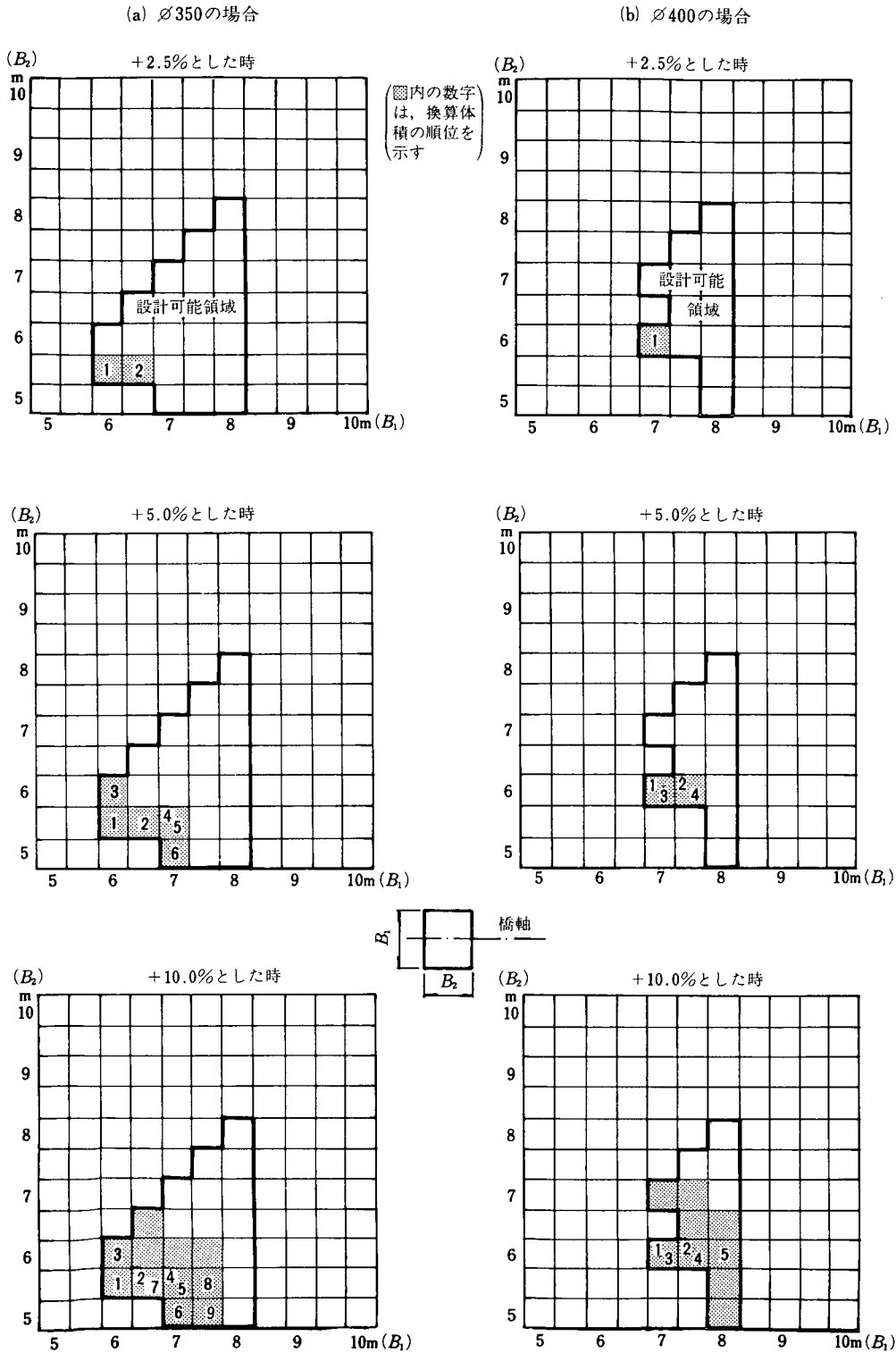


図-4.16 最小換算体積に対して同程度と見なせる範囲（鋼管ぐいの場合）



(ii) 余裕度の平均値を最大にする考え方

各余裕度に重みづけすることは困難であるので、すべてを同等に取扱うものとし、検討する必要がある余裕度（5より少ない場合もある）についての平均値が最大となるくい基礎形状を最適とする方法である。

(iii) 各余裕度中の最小値を最大にする考え方

各々のくい基礎における余裕度の中で最小のものに注目し、これが最大となるくい基礎形状を最適とする方法である。この場合、各余裕度を押込力 (f_1)、引抜力 (f_2)、軸直角方向力 (f_3)、くい頭変位 (f_4)、橋座変位 (f_5) とし、ある基礎形状の各余裕度を $F_i = (f_1^i, f_2^i, \dots, f_5^i)$ と表すものとする、例えば、ある2組のくい基礎に対して F_i が

$$F_1 = (1,297, 9,994, 5,099, 1,304, 3,605)$$

$$F_2 = (1,056, 13,289, 4,955, 1,714, 3,085)$$

であったとすれば、 $\min F_1 = 1,297 > \min F_2 = 1,056$ であるから、評価のランクは F_1 を上位におくという考

え方である。

(3) 安全性に関する評価基準の作成

前述の3通りの評価方法について、橋台及び橋脚の既往設計例を利用して試算を行っているが、ここでは橋脚の場合について説明することとする。なお、試算は、くい種による変化も把握できるように設計外力、くい長、土質条件は同一とし、くい径だけを変化させて行った。設計条件と試算結果は次のとおりである。

(設計条件)

(試算結果)

鋼管ぐいの場合	表-4・3	図-4・19、表-4・5及び表-4・6
PCぐいの場合	表-4・4	図-4・20、表-4・7及び表-4・8
ペノトぐいの場合	表-4・4	図-4・21、表-4・9及び表-4・10

これらの試算結果より次のようなことが推察できる。

表-4・3 試算に用いた設計条件と結果 (その1)

基 本 的 条 件

(1) くい長、N値

(2) 外力

設計荷重	常 時		地 震 時	
	軸 方 向	直角方向	軸 方 向	直角方向
鉛 直 力 $N(t)$	900	900	840	840
水 平 力 $H(t)$	0	0	210	210
曲げモーメント $M(t-m)$	0	0	1800	2000

くい種 くい径 許 容 支 持 力

①

(1) くい種 鋼管ぐい
(2) くい径 $\phi 406.4$
($t=12\text{mm}$)

(3) 許容支持力

許 容 値	常 時	地 震 時
軸 方 向 押 込 力 (t)	79	119
" 引 抜 力 (t)	21	39
軸 直 角 方 向 力 (t)	45	68
くい頭水平変位 (cm)	1.0	1.5

試 算 結 果 ×：設計不能 ○：設計可能 ○の中の数字は設計可能解の数を示す。

②

(1) くい種 鋼管ぐい
(2) くい径 $\phi 812.8$
($t=16\text{mm}$)

(3) 許容支持力

許 容 値	常 時	地 震 時
軸 方 向 押 込 力 (t)	188	285
" 引 抜 力 (t)	48	84
軸 直 角 方 向 力 (t)	96	145
くい頭水平変位 (cm)	1.0	1.5

表-4・4 試算に用いた設計条件と結果 (その2)

基 本 的 条 件

(1) くい長, N値

くい長 $l = 20\text{m}$

平均N値 = 20

先端N値 = 50

砂質土

(2) 外力

設計荷重	常 時		地 震 時	
	軸 方 向	直 角 方 向	軸 方 向	直 角 方 向
鉛 直 力 $N(t)$	900	900	840	840
水 平 力 $H(t)$	0	0	210	210
曲げモーメント $M(t \cdot m)$	0	0	1800	2000

橋軸方向

B_1

B_2

くい種 くい径
許 容 支 持 力

③

(1) くい種 PCくい
(2) くい径 $\phi 350$
(3) 許容支持力

許 容 値	常 時	地 震 時
軸 方 向 押 込 力 (t)	65.0	97.0
" 引 抜 力 (t)	16.0	31.0
軸 直 角 方 向 力 (t)	37.0	56.0
くい頭水平変位 (cm)	1.0	1.5

④

(1) くい種 PCくい
(2) くい径 $\phi 400$
(3) 許容支持力

許 容 値	常 時	地 震 時
軸 方 向 押 込 力 (t)	79.0	119.0
" 引 抜 力 (t)	18.0	36.0
軸 直 角 方 向 力 (t)	44.0	66.0
くい頭水平変位 (cm)	1.0	1.5

⑤

(1) くい種 ベノトくい
(2) くい径 $\phi 1200$
(3) 許容支持力

許 容 値	常 時	地 震 時
軸 方 向 押 込 力 (t)	215	326
" 引 抜 力 (t)	102	189
軸 直 角 方 向 力 (t)	95	142
くい頭水平変位 (cm)	1.0	1.5

⑥

(1) くい種 ベノトくい
(2) くい径 $\phi 1200$
(3) 許容支持力

許 容 値	常 時	地 震 時
軸 方 向 押 込 力 (t)	353	538
" 引 抜 力 (t)	164	295
軸 直 角 方 向 力 (t)	153	230
くい頭水平変位 (cm)	1.0	1.5

試 算 結 果
×: 設計不能
○: 設計可能
○の中の数字は設計可能解の数を示す。

(B₁)

5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5 8.0 (B₁)

(B₂)

5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5 8.0 (B₂)

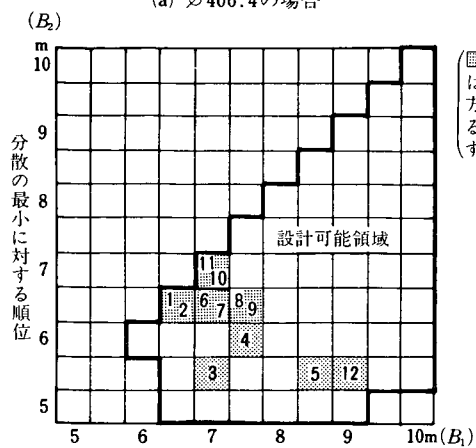
B₂ m

5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5 8.0 8.5 9.0 9.5 10.0 B₁

B₂ m

5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5 8.0 8.5 9.0 9.5 10.0 B₁

(a) $\varnothing 406.4$ の場合



(■内の数字)
は、各評価
方法に対す
る順位を示
す

(b) $\phi 812.8$ の場合

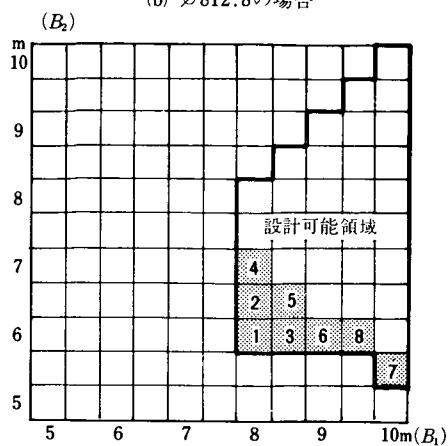
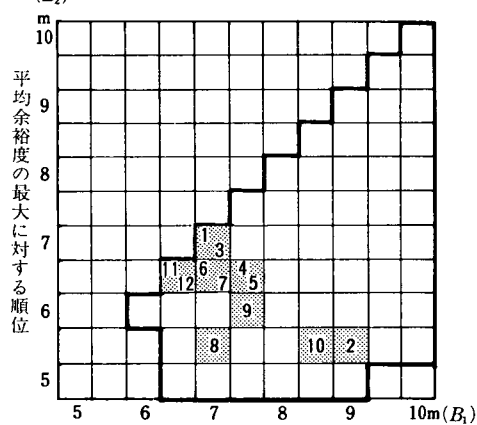
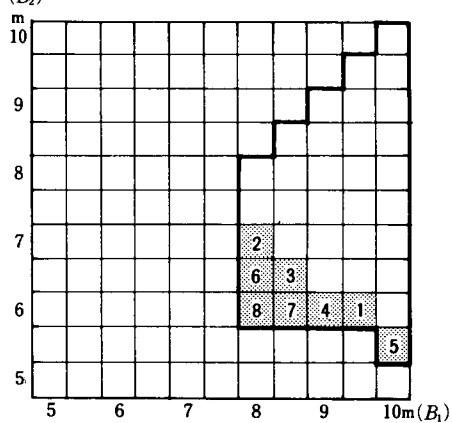
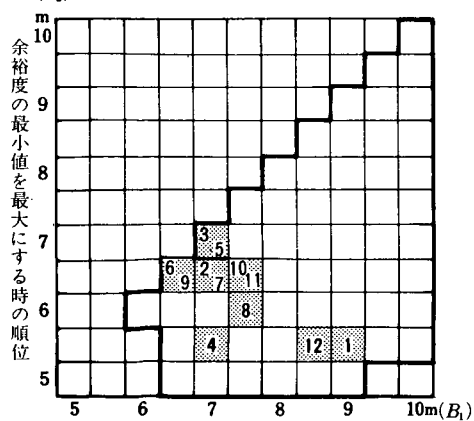
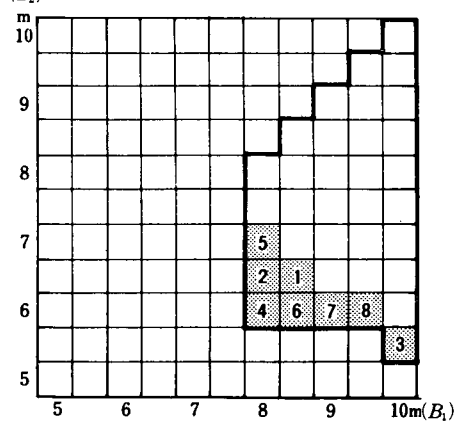

$$(B_2)$$

$$(B_2)$$

$$(B_2)$$
 (B_2) 

図-4・19 余裕度の評価方法に対する比較（鋼管ぐいの場合）

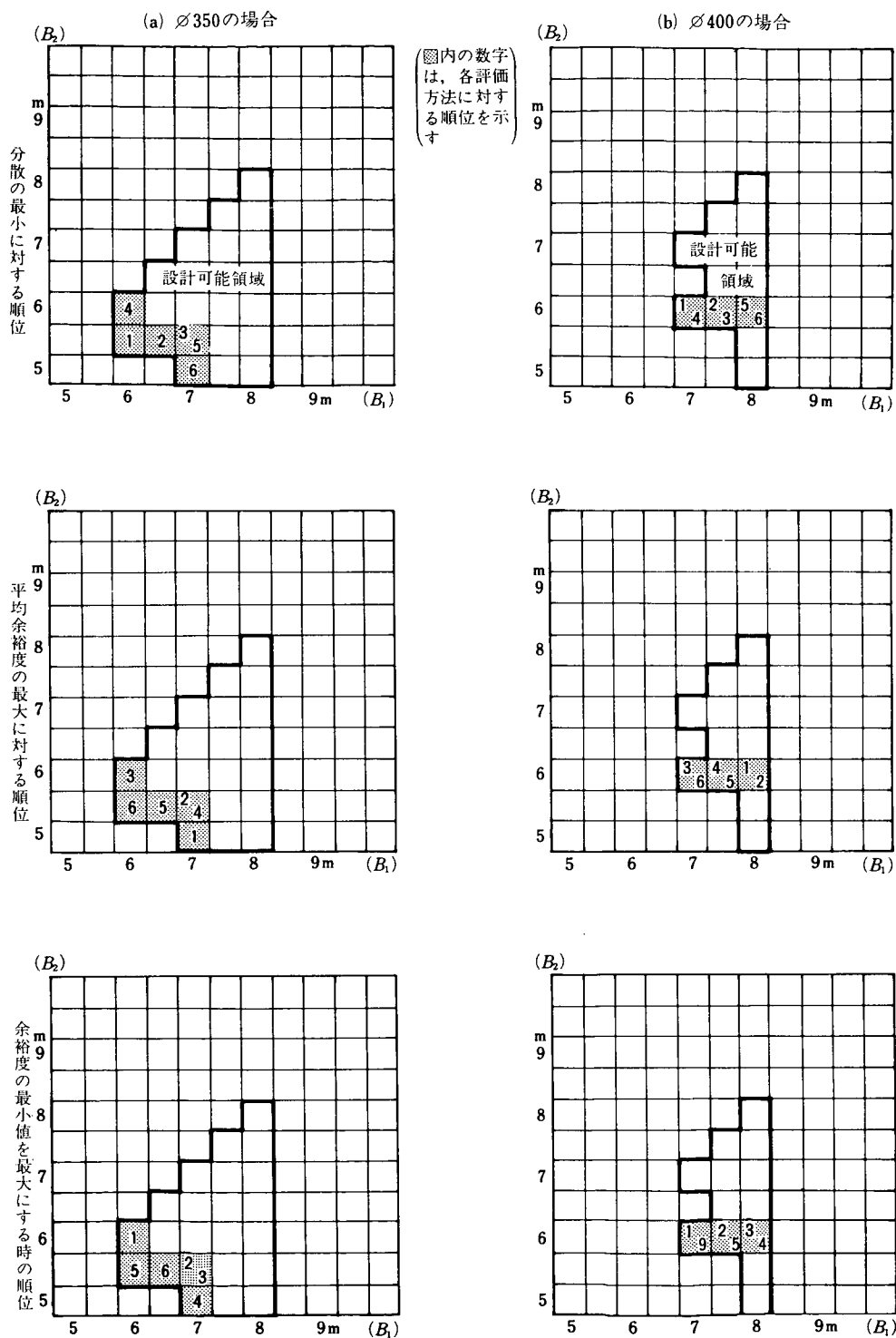


図-4・20 余裕度の評価方法に対する比較（PCぐいの場合）

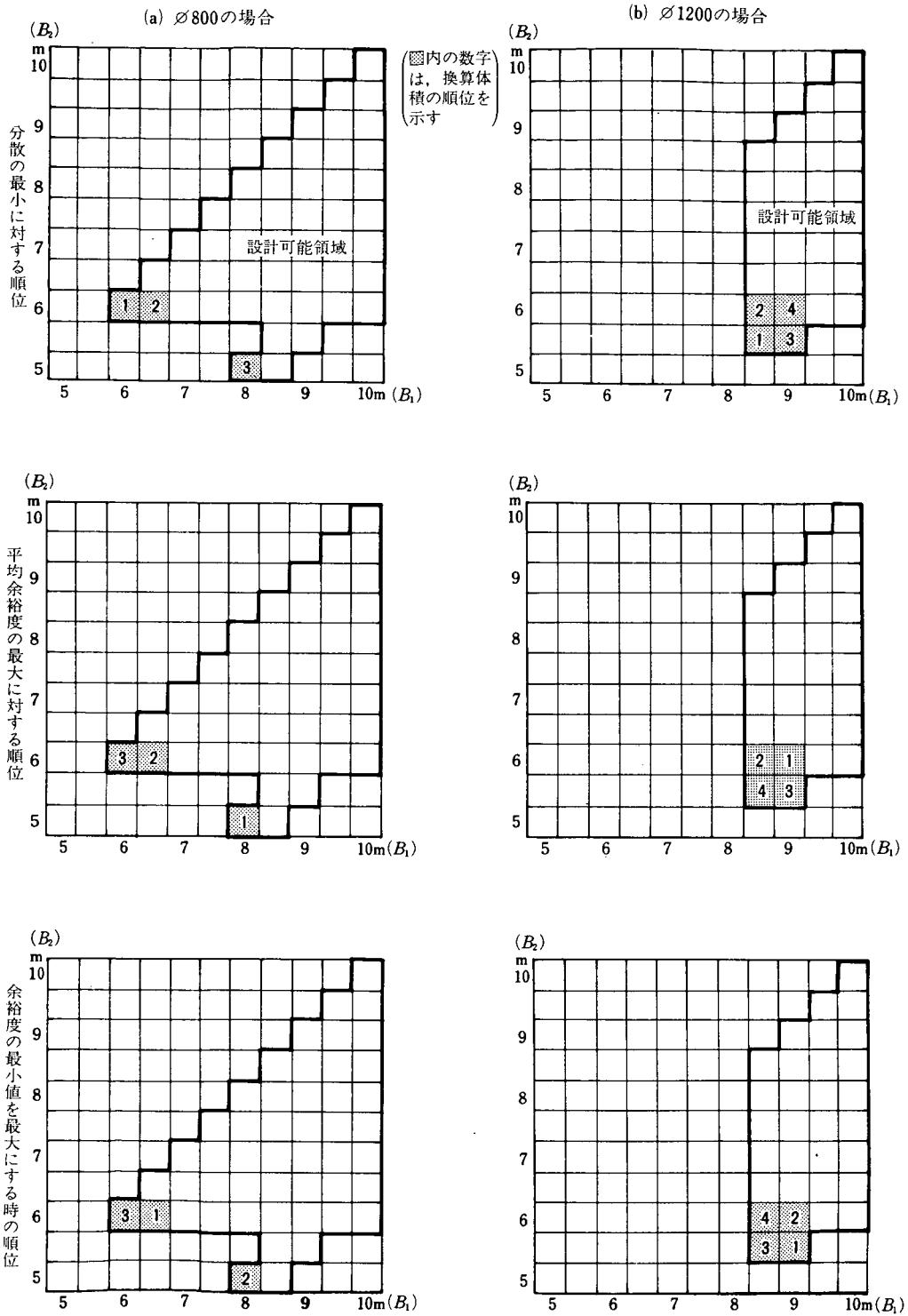


図-4・21 余裕度の評価方法に対する比較（べノトぐいの場合）

表-4・5 最小換算体積に対して+5%に入る形状の余裕度（鋼管くい $\phi 406.4$ ）

No.	B_1	B_2	n	地震時橋軸方向				地震時橋軸直角方向				$\bar{f}$	σ^2
				$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)	$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)		
1	6.5	6.5	24	111.4 1.074	13.9 2.821	8.8 7.885	0.283 5.300	117.6 1.018	20.1 1.956	8.8 7.885	0.292 5.135	3.132	4.354
2	"	"	"	115.4 1.036	17.9 2.185	8.8 7.885	0.289 5.190	116.4 1.028	18.9 2.074	8.8 7.885	0.290 5.165	3.105	4.296
3	7.0	5.5	26	112.7 1.062	24.9 1.574	8.1 8.542	0.300 5.000	113.6 1.053	25.9 1.519	8.1 8.542	0.270 5.550	3.166	4.483
4	"	6.5	24	112.5 1.064	12.9 3.056	8.8 7.885	0.283 5.300	113.2 1.057	13.6 2.883	8.8 7.885	0.276 5.429	3.212	4.634
5	"	"	"	116.5 1.027	16.9 2.324	8.8 7.885	0.289 5.190	112.2 1.066	12.585 3.126	8.8 7.885	0.275 5.457	3.185	4.582
6	"	7.0	"	108.7 1.101	6.8 5.776	8.8 7.885	0.269 5.584	114.4 1.046	12.5 3.148	8.8 7.885	0.276 5.428	3.290	4.917
7	"	"	"	112.5 1.064	10.6 3.723	8.8 7.885	0.274 5.480	113.3 1.056	11.4 3.439	8.8 7.885	0.275 5.956	3.264	4.860
8	7.5	6.0	"	113.3 1.056	13.9 2.811	8.8 7.885	0.294 5.104	116.9 1.024	17.6 2.239	8.8 7.885	0.274 5.466	3.162	4.521
9	"	6.5	"	109.1 1.097	7.3 5.357	8.8 7.885	0.276 5.426	118.1 1.013	16.3 2.407	8.8 7.885	0.274 5.466	3.250	4.821
10	"	"	"	117.6 1.017	15.9 2.482	8.8 7.885	0.289 5.190	108.7 1.101	7.0 5.656	8.8 7.885	0.263 5.711	3.255	4.856
11	8.5	5.5	"	116.6 1.026	16.1 2.442	8.8 7.885	0.310 4.835	118.4 1.010	17.9 2.189	8.8 7.885	0.264 5.675	3.137	4.576
12	9.0	"	"	110.4 1.084	8.115 4.848	8.8 7.885	0.297 5.043	112.5 1.063	10.3 3.835	8.8 7.885	0.253 5.936	3.281	4.975

上段：実反力・実変位量

下段：余裕度

表-4・6 最小換算体積に対して+5%に入る形状の余裕度（鋼管くい $\phi 812.8$ ）

No.	B_1	B_2	n	地震時橋軸方向				地震時橋軸直角方向				$\bar{f}$	σ^2
				$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)	$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)		
1	8.0	6.0	10	258.8 1.101	15.8 5.319	21.0 6.913	0.526 2.853	253.5 1.124	10.5 8.027	21.0 6.913	0.415 3.615	2.173	1.198
2	"	6.5	"	251.1 1.135	1.7 48.400	21.0 6.913	0.470 3.194	256.6 1.110	7.3 11.483	21.0 6.913	0.415 3.615	2.264	1.324
3	"	7.0	"	244.5 1.165		21.0 6.913	0.427 3.513	259.8 1.097	4.167 20.165	21.0 6.913	0.415 3.615	2.348	1.482
4	8.5	6.0	"	261.2 1.091	13.4 6.263	21.0 6.913	0.526 2.853	247.5 1.151		21.0 6.913	0.388 3.864	2.240	1.380
5	"	6.5	"	253.6 1.124		21.0 6.913	0.470 3.193	250.9 1.136		21.0 6.913	0.388 3.864	2.329	1.495
6	9.0	6.0	"	263.6 1.081	11.0 7.614	21.0 6.913	0.526 2.853	242.4 1.176		21.0 6.913	0.366 4.095	2.301	1.569
7	9.5	"	"	266.0 1.072	8.655 9.708	21.0 6.913	0.526 2.853	238.1 1.197		21.0 6.913	0.348 4.307	2.357	1.762
8	10.0	5.5	"	251.7 1.132		21.0 6.913	0.537 2.792	258.2 1.104	4.0 20.988	21.0 6.913	0.364 4.116	2.286	1.583

上段：実反力・実変位量

下段：余裕度

表-4・7 最小換算体積に対して+5%に入る形状の余裕度 (PCぐい ϕ 350)

No.	B_1	B_2	n	地震時橋軸方向				地震時橋軸直角方向				$\bar{f}$	σ^2
				$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)	$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)		
1	6.0	5.5	46	68.6 1.421	20.9 1.512	4.6 12.373	0.175 8.552	65.7 1.483	18.0 1.751	4.6 12.373	0.167 8.978	5.109	13.393
2	"	6.0	"	65.0 1.500	16.3 1.940	4.6 12.373	0.166 9.052	66.1 1.471	17.5 1.802	4.6 12.373	0.167 8.978	5.250	14.174
3	6.5	5.5	"	69.0 1.411	20.4 1.547	4.6 12.373	0.175 8.552	62.7 1.554	14.1 2.244	4.6 12.373	0.160 9.397	5.229	14.124
4	7.0	5.0	48	68.3 1.426	21.9 1.438	4.4 12.911	0.177 8.464	62.3 1.565	15.9 1.985	4.4 12.911	0.152 9.859	5.328	14.938
5	"	5.5	45	66.9 1.456	16.2 1.945	4.7 12.104	0.174 8.607	64.5 1.511	13.8 2.289	4.7 12.104	0.160 9.379	5.239	14.173
6	"	"	46	65.6 1.486	16.0 1.971	4.6 12.373	0.171 8.792	66.8 1.459	17.2 1.834	4.6 12.373	0.160 9.383	5.280	14.541

上段：実反力・実変位量

下段：余裕度

表-4・8 最小換算体積に対して+5%に入る形状の余裕度 (PCぐい ϕ 400)

No.	B_1	B_2	n	地震時橋軸方向				地震時橋軸直角方向				$\bar{f}$	σ^2
				$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)	$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)		
1	7.0	6.0	34	86.3 1.382	17.6 2.065	6.2 10.728	0.200 7.508	86.3 1.381	17.6 2.063	6.2 10.728	0.190 7.903	4.544	10.018
2	"	"	36	89.7 1.328	24.9 1.458	5.8 11.359	0.198 7.566	84.6 1.409	19.7 1.842	5.8 11.359	0.182 8.231	4.634	10.717
3	7.5	"	34	87.0 1.371	16.9 2.150	6.2 10.728	0.200 7.508	83.1 1.433	13.1 2.778	6.2 10.728	0.183 8.216	4.632	10.496
4	"	"	35	89.2 1.336	21.1 1.719	6.0 11.043	0.200 7.518	86.1 1.383	18.1 2.008	6.0 11.043	0.182 8.235	4.618	10.682
5	8.0	"	34	87.7 1.360	16.2 2.243	6.2 10.728	0.200 7.508	80.5 1.480	9.1 4.008	6.2 10.728	0.177 8.484	4.708	10.933
6	"	"	"	87.7 1.360	16.2 2.243	6.2 10.728	0.200 7.508	80.5 1.480	9.1 4.008	6.2 10.728	0.177 8.484	"	"

上段：実反力・実変位量

下段：余裕度

表-4・9 最小換算体積に対して+5%に入る形状の余裕度 (ペントぐい ϕ 800)

No.	B_1	B_2	n	地震時橋軸方向				地震時橋軸直角方向				$\bar{f}$	σ^2
				$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)	$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)		
1	6.0	6.0	8	311.9 1.047	31.9 5.937	26.3 5.431	0.604 2.484	325.0 1.005	45.0 4.209	26.3 5.431	0.629 2.386	1.730	0.498
2	6.5	"	8	314.9 1.037	28.9 6.547	26.3 5.431	0.604 2.484	313.6 1.041	27.6 6.860	26.3 5.431	0.568 2.640	1.801	0.583
3	8.5	5.0	8	307.8 1.061	14.8 12.806	26.3 5.431	0.674 2.226	316.1 1.033	23.1 8.208	26.3 5.431	0.482 3.110	1.857	0.755

上段：実反力・実変位量

下段：余裕度

表-4・10 最小換算体積に対して+5%に入る形状の余裕度 (ペントぐい ϕ 1200)

No.	B_1	B_2	n	地震時橋軸方向				地震時橋軸直角方向				$\bar{f}$	σ^2
				$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)	$Q_1(t)$	$Q_2(t)$	$H(t)$	δ (cm)		
1	8.5	5.5	6	389.7 1.381		35.0 6.593	0.752 1.994	399.5 1.347		35.0 6.593	0.508 2.951	1.918	0.422
2	"	6.0	6	385.9 1.394		35.0 6.593	0.657 2.283	405.1 1.328		35.0 6.593	0.508 2.951	1.989	0.451
3	9.0	5.5	6	393.3 1.368		35.0 6.593	0.752 1.994	393.1 1.369		35.0 6.593	0.474 3.166	1.974	0.539
4	"	6.0	6	389.9 1.380		35.0 6.593	0.657 2.283	399.0 1.349		35.0 6.593	0.474 3.167	2.044	0.560

上段：実反力・実変位量

下段：余裕度

- ① 余裕度の分散を最小にする考え方に基づく順位は、換算体積を最小とする場合の順位と同じ傾向を示す（独立性が薄い）。
 - ② 余裕度の平均値を最大にする方法による順位と、分散を最小にする考え方に基づく順位は逆の傾向を示す。
 - ③ 各余裕度中の最小値を最大にする方法による順位と、換算体積を最小とする場合の順位とは関係がない（独立性が高い）。
- 従って、本自動設計では、
- ④ 第1評価基準で換算体積が最小の形状を選び出せば同時に分散の小さいもの、言い換えればバランスの良いものを選んでいることになる。
 - ⑤ 余裕度の平均値を最大にする方法では、ある要素の余裕度が極端に小さい形状を選ぶ可能性がある。
 - ⑥ 経済性が同程度であるならば、なるべく余裕度の高い形状が好ましい。

との理由から、換算体積を最小とする第1評価基準で選定された複数の形状の中から、最小余裕度最大のものを最適とする第2の評価基準を設けることにした。この場合すべての余裕度を対象とすることとしており、変位を規制しないで、くい軸直角方向で決まる設計の場合などにも対処できる。

なお、構造物によって余裕度を計算する条件が異なるので、次のような配慮をした。

＜橋台、擁壁＞

橋台では、通常橋軸直角方向の計算は行っていないので、橋軸方向だけの安全性で形状を評価する。擁壁も同様の方向しか考えない。

＜橋脚＞

橋軸方向、橋軸直角方向とも計算を行うが、地震時だけの安全性、形状を評価する。

＜ボックスカルバート＞

地中構造物であることから一般に地震の影響は考えない。従って、常時の鉛直荷重に対する安全性で形状を評価する。

〔4〕 最適設計を求めるための最終的な調整

本自動設計では、最適設計を求める手順として設計可能な解に対して、まず第1評価基準（経済性）で複数のものを選び出し、第2評価基準（安全性）でそれらについてランクづけを行うこととしている。そして最上位にランクづけされるくい基礎形状を、与えられた設計条件に対する最適設計とし、これに続いてラン

クづけされる形状を複数出力する方法をとっている。

これは最適解に近い形状群を含めて、もう一度技術者が判断できる機会を設けたものである。

このような手順によって出力される形状数を、既往8基の橋脚について試算してみると、次のような傾向のあることがわかった。

- ① A橋（表-4・11）27基、B橋3基、C橋96基、D橋32基、E橋18基、F橋14基、G橋35基、H橋20基となり第1評価基準で選定される形状の数に大

表-4・11 A橋の場合の評価基準によって選定される形状群とそのランクづけの調整例

新ラ た ン ク	ラ ン ク	換 算 体 積	最 小 余 裕 度	フーチング 寸法 m	フーチング厚 m	くい長 m
1	1	509.7	1.043	10.5×5.0	1.4	27.5
2	2	506.5	1.037	10.5×5.5	1.2	27.5
	3	515.0	1.034	10.5×5.0	1.5	27.5
3	4	512.9	1.032	11.0×5.0	1.4	27.5
	5	510.3	1.029	10.5×5.5	1.3	27.5
	6	520.2	1.026	10.5×5.0	1.6	27.5
	7	512.2	1.026	10.5×5.0	1.6	27.0
	8	518.4	1.023	11.0×5.0	1.5	27.5
4	9	516.1	1.021	11.5×5.0	1.4	27.5
5	10	501.0	1.020	10.5×5.0	1.2	27.5
	11	516.0	1.020	10.5×5.5	1.4	27.5
	12	515.7	1.019	10.5×5.0	1.7	27.0
6	13	512.0	1.016	10.5×6.0	1.2	27.5
	14	523.0	1.015	11.0×5.0	1.6	27.5
	15	515.8	1.015	11.0×5.0	1.6	27.0
	16	521.8	1.012	11.5×5.0	1.5	27.5
	17	521.8	1.011	10.5×5.5	1.5	27.5
	18	520.9	1.011	10.5×5.0	1.8	27.0
7	19	519.2	1.010	12.0×5.0	1.4	27.5
	20	504.5	1.010	10.5×5.0	1.3	27.5
8	21	516.2	1.009	12.5×5.0	1.3	27.5
9	22	519.5	1.008	11.0×5.5	1.4	27.5
	23	516.0	1.007	10.5×6.0	1.3	27.5
	24	519.5	1.007	11.0×5.0	1.7	27.0
	25	519.5	1.003	11.5×5.0	1.6	27.0
	26	519.5	1.002	10.5×5.5	1.6	27.0
	27	525.2	1.001	12.0×5.0	1.5	27.5

（注1）

（注2）
（注3）

（注1） 経済的に最小となる形状（換算体積最小）

（注2） 最小換算体積×1.05=526.0として設定した範囲に入るものに対して、第2評価基準でランクづけした順位

（注3） 同一平面寸法でフーチング厚最小のものを取り出しランクづけしなおした順位

きなバラツキがある。

② 表-4・11のように出力される形状が多い場合は、フーチング平面寸法、くい本数、くい径及びくい配置が同じでフーチング厚だけが異なる形状が多い。

③ その上、フーチング厚だけ異なる場合、フーチング厚が大きい程安定性の余裕は小さくなっている。

従って、フーチングが同一平面寸法であるならば、最小フーチング厚のものを設計対象と考えればよく、表-4・11中の(注3)に示すように新たにランクづけをしない、それらについて出力することとした。

5. 自動設計プログラムの内容

[1] プログラムの構成と規模

本自動設計プログラムの構成は、図-5・1に示すとおりであり、対象構造物ごとの8組の流れと、構造物を限定しないくい基礎部分だけの汎用型の流れの9組から成っている。このうち、汎用型の流れは、構造物く体部の設計が既に完了しており、くい部分の設計だけを行う必要がある場合や、横断歩道橋をくい基礎として設計する場合のように他の構造物に利用する場合や、くい種の比較設計に利用する場合を考え、特に分離独立させたものである。

これらプログラムの流れ別のステップ数、入力データ数、設計図書の出力数等は表-5・1に示すとおりであ

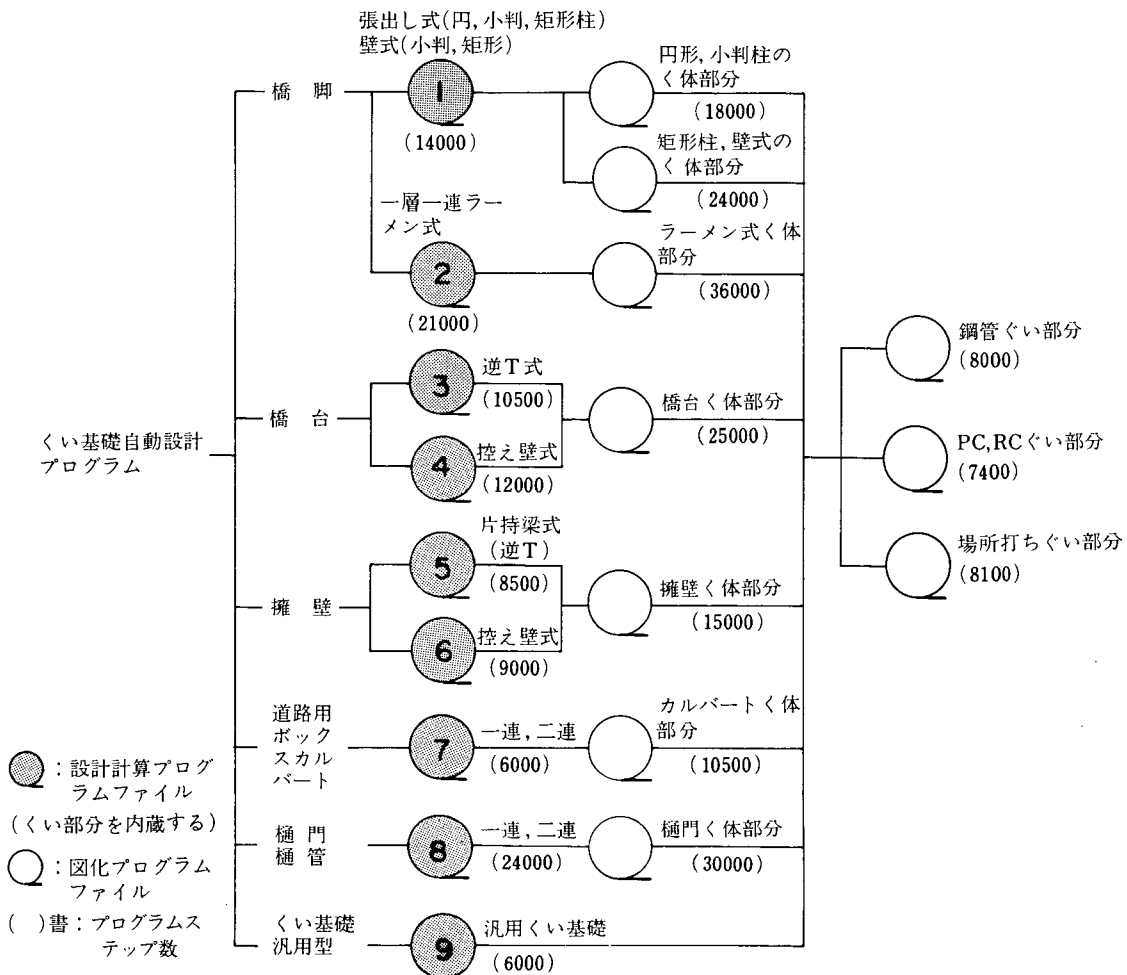


図-5・1 くい基礎自動設計プログラムの構成

る。

なお、プログラム言語は、他の電子計算機との連係を考えフォートランを使用している。

表-5・1 プログラムのステップ、入力データ、出力関係

プログラムの対象工種	プログラムステップ		入力データ数(個)	出力	
	設計計算	図化		設計計算書	図面
橋脚	張出し式(円,小判,矩形柱)	14000	(円形,小判柱) 18000*	110~140	(ページ) 40~100枚
	壁式(小判,矩形)		(矩形柱,壁式) 24000*		4~5
	ラーメン式	21000	36000*	150~350	130~150
	逆T式	10500	25000*	80~100	40~70
橋台	控え壁式	12000		80~100	40~70
	片持梁式	8500	15000	70~80	30~40
擁壁	控え壁式	9000		70~80	40~50
	道路用ボックスカルバート	6000	"	80~90	15~20
樋門・樋管	鋼管ぐい	24000	30000	50~70	30~50
	PC,RCぐい	6000	8000	15~20	1
くい汎用型	場所打ちぐい		7400		
			8100		

*印：くい部分は含まず

また、演算時間は設計条件によって変化するが、自動設計の場合 5~10分/基、指定設計の場合 1~2分/基(共に FACOM-M150S 使用)、プロッターによる図化時間は10~20分/枚である。代表的な図化結果を、自動設計図例その1~その4として末尾に付した。

〔2〕 プログラムの適用範囲

本自動設計プログラムの適用範囲の主な事項を示せば表-5・2のとおりであり、一般的な構造物のくい基礎としておおむね利用できるものである。

〔3〕 プログラムの機能と特徴

本自動設計プログラムで対象とする構造物のうち、橋台及び橋脚に対する機能と入力条件をまとめれば、図-5・2~図-5・3のとおりである。以下に主な特徴を列挙する。

- ① 設計計算から図化までが一連の流れとして処理することができる。

表-5・2 くい基礎自動設計プログラムの適用範囲

対象構造物	橋梁下部工		橋台		橋脚		土構造物		擁壁		片持梁式		連		二		連		河川構造物		樋門・樋管	
既製ぐい	* 打込みぐい	鋼管ぐい (JIS A 5525)	406.4 609.6 812.8	500 700 914.4	600 711.2 1016	7.0~50.0 (0.5)	0~4	逆T式 控え壁式	擁壁	片持梁式 控え壁式	連	二	連	ボックスカルバート	二	連	二	連	河川構造物	樋門・樋管	樋門・樋管	樋門・樋管
		P C ぐい (JIS A 5335)	300 450	350 500	400 600	6.0~40.0 (1.0)	0~2	張出し式(円形,小判形,矩形) 壁式(小判形,矩形) ラーメン式(一層一連)	擁壁	片持梁式 控え壁式	連	二	連	ボックスカルバート	二	連	二	連	河川構造物	樋門・樋管	樋門・樋管	樋門・樋管
	中掘りぐい	鋼管ぐい	500 600	600 700	700 800	7.0~50.0 (0.5)	0~4	逆T式 控え壁式	擁壁	片持梁式 控え壁式	連	二	連	ボックスカルバート	二	連	二	連	河川構造物	樋門・樋管	樋門・樋管	樋門・樋管
		P C ぐい	600 700	700 800	800 800	6.0~40.0 (1.0)	0~2	張出し式(円形,小判形,矩形) 壁式(小判形,矩形) ラーメン式(一層一連)	擁壁	片持梁式 控え壁式	連	二	連	ボックスカルバート	二	連	二	連	河川構造物	樋門・樋管	樋門・樋管	樋門・樋管
場所打ちぐい	ベノト	800 1200	900 1300	1000 1400	1100 1500	7.0~40.0 (0.5)	0~4	逆T式 控え壁式	擁壁	片持梁式 控え壁式	連	二	連	ボックスカルバート	二	連	二	連	河川構造物	樋門・樋管	樋門・樋管	樋門・樋管
	リバー	800 1100	900 1200	1000 1300	1100 1400	7.0~50.0 (0.5)	0~4	張出し式(円形,小判形,矩形) 壁式(小判形,矩形) ラーメン式(一層一連)	擁壁	片持梁式 控え壁式	連	二	連	ボックスカルバート	二	連	二	連	河川構造物	樋門・樋管	樋門・樋管	樋門・樋管
	アースドリル	800 1200	900 1200	1000 1200	1100 1200	7.0~27.0 (0.5)	0~2	逆T式 控え壁式	擁壁	片持梁式 控え壁式	連	二	連	ボックスカルバート	二	連	二	連	河川構造物	樋門・樋管	樋門・樋管	樋門・樋管

(注) *: JIS規格品を標準としているが、指定する場合は表以外のくい径も使用可能である。

② 利用形態は、設計計算だけの利用、図化だけの利用、計算から図化までの利用の3通りを考慮している。従って、地盤条件を多少変化させて比較設計を行う場合や、くい種の比較設計を行う場合や、同一橋梁で複数基のくい基礎があり、く体部を含めた形状寸法の調整を行う場合などは、設計計算だけの利用を主とした比較設計で全体を把握し、選定された設計に対して図化を行う手順とすれば、効果的な利用法となる。

③ 自動設計の機能と指定設計を持っており、次のような組み合わせにも対応できる。

(a) く体部、くい部とも自動設計

(b) く体部指定、くい部自動設計

(この場合、フーチングはくいと連動させる必要があるので指定せず、自動設計で求める)

(c) く体部、くい部とも指定設計。

なお、指定設計を行う場合、指定された構造部分は、3章及び4章で述べた最適化ルーチンを通らない。

④ 自動設計の場合は、力学的安全性及び経済性を評価基準とする最適設計を行う。

この場合、評価基準によって最上位にランクづけされ形状1基のほかに、それに続いてランクづけされるくい基礎形状が複数出力される。さらに、くい配置は見やすいようにプロッターで出力されるので、現場条件、施工条件を加味した最終的な判断を、設計者が行うことができる。

⑤ 設計諸定数は指定することができる。

許容応力度や設計諸定数など一般的に用いられる値は、プログラム内にセットされているが、これらはデータを入力することによって変更することもできる。

ただし、許容支持力や地盤反力係数、バネ定数など技術者が判断して定めるべきパラメータについては、直接値を入力するか、それらの値を求める計算方法(示方書による)を指定しなければならない。

6. 自動設計プログラムによる成果と既往設計との比較

自動設計プログラムの開発に当たって、その成果と既往設計結果との比較及び、いろいろな条件で試算を行っておくことは、プログラムの妥当性を検証する上からも重要な作業である。そのため収集した既往設計例の多くについて比較検討を行ったが、ここでは橋脚

3例、橋台4例を取り上げてその結果を示すこととする。

これらの設計条件の概要は表-6・1のとおりであり、設計外力の大小、くい種とくい径、くい長、土質条件等変化に富んだ場合を選んでみる。

なお、それぞれの比較例に対する結果を示す図表は、論文の構成上ひとまとめとした方がよいので、本章の末尾に一括して掲載することとした。

〔1〕 比較設計例その1

(1) 設計条件

既往設計における設計条件は、次のとおりである。

(a) 小判柱式橋脚 (2径間連続げた、可動支承)

(b) くい種、鋼管ぐい(打ち込み工法)

(c) 設計水平震度 $k_H=0.17$

(d) 上部工反力(表-6・2)

(e) 土質条件(図-6・1)

(2) 比較検討条件

本例における比較検討条件は表-6・3のとおりとし、くい本数の変化及び新旧示方書によるく体形状の変化についても検討した。

(3) 結果とその考察

本例における設計結果は、図-6・9及び表-6・16のようになり、これらから次のことが推察できる。

① 新旧示方書によるく体形状の変化は見られない。これは後述の比較例でも同様であり、設計法及び許容応力度等の変更がなされたが、形状変化をもたらすことはないようである。

② 換算体積から見た経済性は、自動設計の方が約15%程度小さく、またくい本数も3本少ない。

③ 既往設計の梁、柱の応力度、くい部の安定計算、構造計算ともに余裕があり、それ以外の要因で形状が決められているのではないと思われる。

④ 自動設計結果は、比較的バランス良く設計されていると思われる。

〔2〕 比較設計例その2

(i) 設計条件

既往設計における設計条件は、次のとおりである。

(a) 小判柱式橋脚 (3径間連続、可動支承)

(b) くい種、鋼管ぐい(打込み工法)

(c) 設計水平震度、 $k_H=0.24$

(d) 上部工反力(表-6・4)

(e) 土質条件(図-6・2)

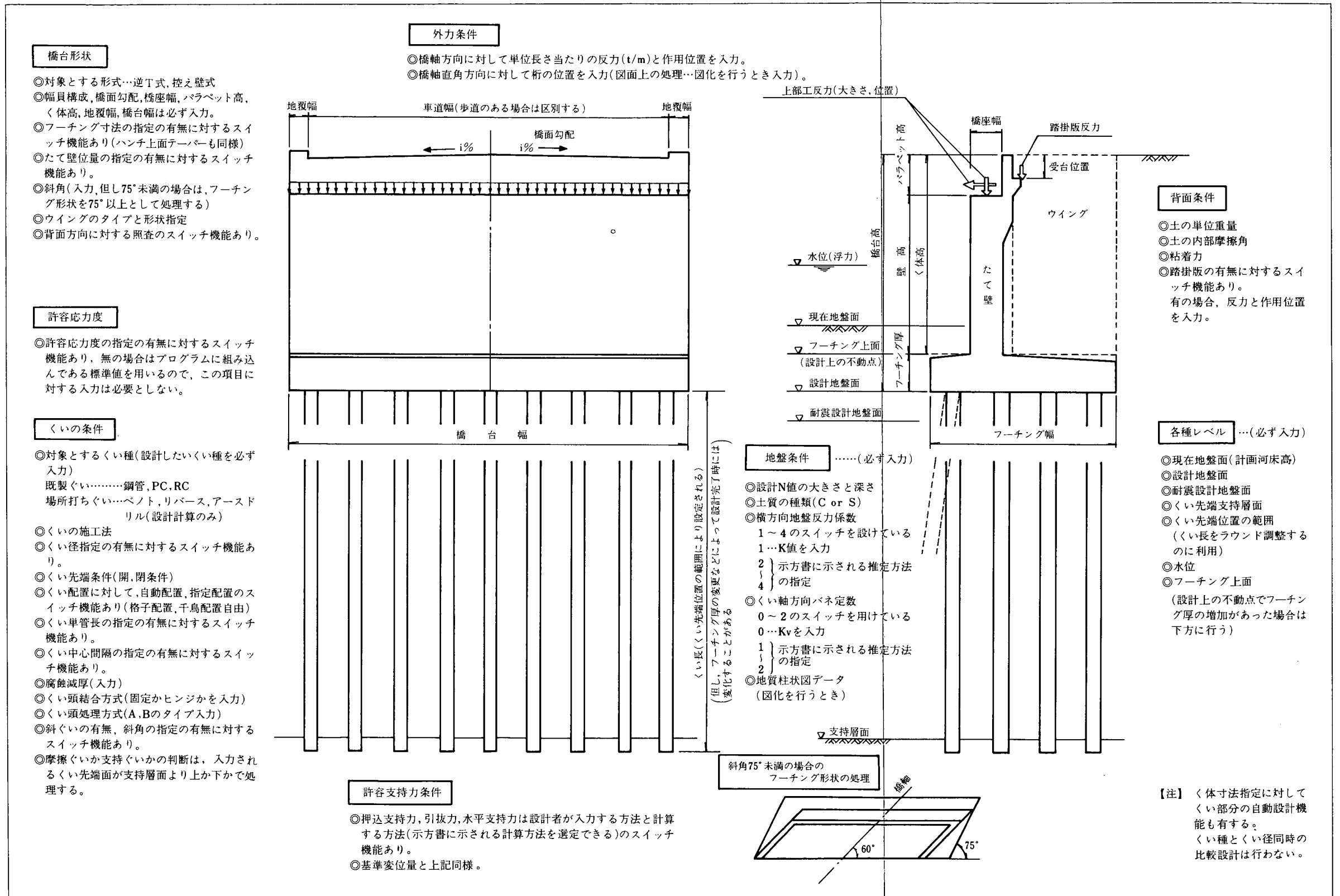


図-5.2 橋台に対するくい基礎自動設計プログラムの機能と入力条件

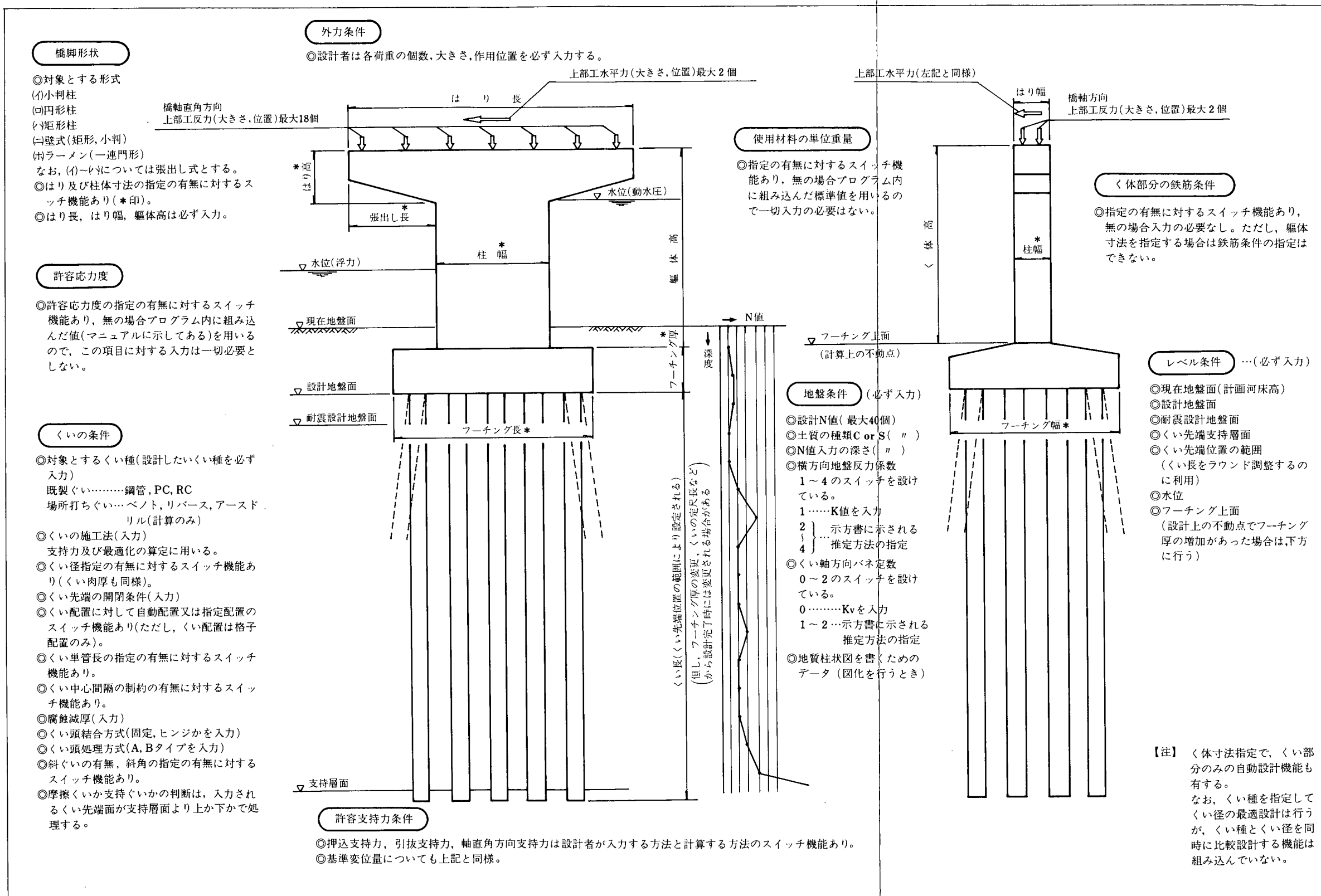


図-5.3 橋脚に対するくい基礎自動設計プログラムの機能と入力条件

表-6・1 比較設計例の設計条件の概要

比較例	工 種	外 力 関 係	く い 関 係	土 質 関 係
その 1	小判柱橋脚 H=8.5m	・ 2 径間連続げた ・ 可動支承 ・ プレートガーダー 4 本主げた ・ 設計水平震度 kH=0.17	・ 鋼管ぐい (打込み工法) ・ $\phi 600\text{mm}$ ・ くい長 $\ell = 28\text{m}$	中間にN値の小 さい層が存在す る。
その 2	小判柱橋脚 H=10m	・ 3 径間連続げた ・ 可動支承 ・ プレートガーダー 8 本主げた ・ kH=0.24	・ 鋼管ぐい (打込み工法) ・ $\phi 812.8\text{mm}$ ・ くい長 $\ell = 48\text{m}$	深さに応じてN値 が大きくなる。
その 3	小判柱橋脚 H=14.9m	・ 3 径間連続げた ・ 固定支承 ・ ボックスげた ・ kH=0.19	・ ベノトぐい ・ $\phi 1500\text{mm}$ ・ くい長 $\ell = 23\text{m}$	N値の大、小の 層が互層となっ ている。
その 4	逆丁式橋台 H=8m	・ 単純げた ・ 固定支承 ・ kH=0.2	・ 鋼管ぐい ・ $\phi 800\text{mm}$ ・ くい長 $\ell = 23\text{m}$	上部に薄い砂層 が存在する。
その 5	逆丁式橋台 H=4.0m	・ 3 径間連続げた ・ 固定支承 ・ kH=0.17	・ 鋼管ぐい ・ $\phi 600\text{mm}$ ・ くい長 $\ell = 31\text{m}$	深さに応じてN 値が大きくなる 軟弱な地盤。
その 6	控え壁式橋台 H=8.8m	・ 単純げた ・ 固定支承 ・ kH=0.24	・ リバースぐい ・ $\phi 1270\text{mm}$ ・ くい長 $\ell = 45\text{m}$	N値の大、小の 層が互層となっ ている。
その 7	控え壁式橋台 H=8.9m	・ 単純げた ・ 可動支承 ・ kH=0.19	・ ベノトぐい ・ $\phi 1000\text{mm}$ ・ くい長 $\ell = 10\text{m}$	深さに応じてN 値が大きくなる。

表-6・2 上部工反力 (その 1)

作用位置	上 部 工 鉛 直 力			
	橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向	
	死荷重Rd	活荷重Rl	死荷重Rd	活荷重Rl
1	721.245	215.471	183.195	97.173
2			177.427	10.562
3			177.427	10.562
4			183.195	97.173
上 部 工 水 平 力				
	橋軸方向		直角方向	
	89.68		89.68	

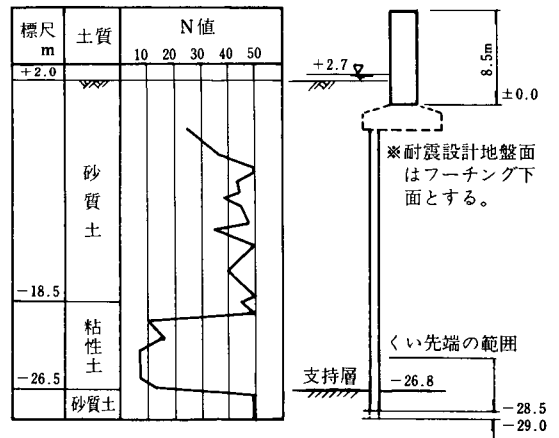


図-6・1 土質条件

表-6.3 比較検討条件（その1）

	形 状 制 限	許 容 支 持 力	く 体 設 計 法
ケース 1	プログラム組込値	既往設計での値と 同一値	旧 指 針
ケース 2	"	"	新 示 方 書
ケース 3	柱体直角方向幅を 既往設計と同一	"	"

表-6.4 上部工反力（その2）

作用位置	上 部 工 鉛 直 力			
	橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向	
	死荷重Rd	活荷重Rl	死荷重Rd	活荷重Rl
1	481.5	186.0	132.175	51.6
2	354.2	88.2	95.225	28.5
3			"	"
4			"	"
5			"	"
6			"	"
7			"	"
8			132.175	51.6
計	835.7	274.2		

上 部 工 水 平 力	
橋軸方向	直角方向
120.7	193.1

(ii) 比較検討条件

本例における比較検討条件は表-6.5のとおりとした。

(iii) 結果とその考察

本例における設計結果は、図-6.10及び表-6.17のようになり、これから次のことが推察できる。

- ① く体形状を特に限定せず形状のバランスを図るため、プログラム内にセットした制限値の範囲内で自動的に設計させた場合では、既往設計に比べて換算体積で約23%程度軽減できるし、形状バランスも特に問題はないと思われる。また、くい本数も6本減らすことができる。
- ② 柱体幅を既往設計に合わせた場合でも、上記同様約20%軽減できる。またくい本数も5本減らすことができる。

〔3〕 比較設計例その3

(i) 設計条件

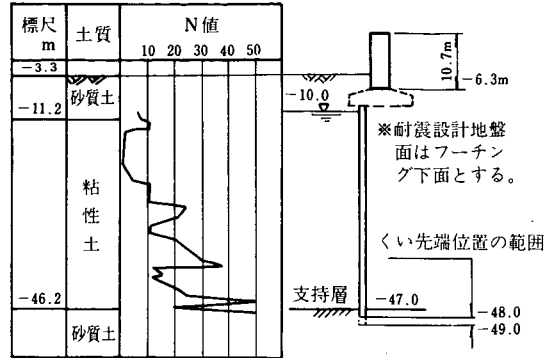


図-6.2 土質条件

表-6.5 比較検討条件（その2）

	形 状 制 限	許 容 支 持 力	く 体 設 計 法
ケース 1	プログラム内組込値	既往設計での値と 同一	新 示 方 書
ケース 2	柱体直角方向幅を 既往設計と同一	"	"

表-6.6 上部工反力（その3）

作用位置	上 部 工 鉛 直 力			
	橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向	
	死荷重Rd	活荷重Rl	死荷重Rd	活荷重Rl
1	1195.40	413.2	597.70	206.60
2			597.70	206.60

上 部 工 水 平 力	
橋軸方向	直角方向
619.4	227.1

既往設計における設計条件は、次のとおりである。

- (a) 小判柱式橋脚（3径間連続固定支承）
- (b) くい種、ベントぐい
- (c) 設計水平震度、 $k_H=0.19$
- (d) 上部工反力（表-6.6）
- (e) 土質条件（図-6.3）

(ii) 比較検討条件

本例における比較検討条件は表-6.7のとおりとし、示方書上では震度法の適用範囲であるが、修正震度法による検討も合わせて行った。

(iii) 結果とその考察

本例における設計結果は、図-6.11及び表-6.18のようになり、これから次のことが推察できる。

- ① 自動設計プログラムでは、橋脚のフーチング形状については橋軸方向幅が直角方向幅に比べて大きくなり過ぎることのないように設定されてお

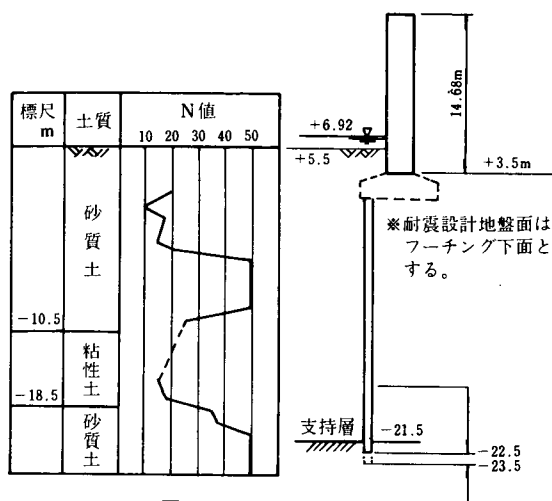


図-6-3 土質条件

り、既往設計のフーチング形状とは異なっているが、換算体積は大差なく設計されている。

- ② ケース 1 は、許容支持力を N 値から推定する手順に従った結果である。くい径としては既往設計に比べて小さくなっているが、許容支持力が約 20 % 程度大きくなることからくい本数としては同数となっている。
- ③ ケース 2 及びケース 3 の結果はまったく同じであった。すなわち、震度法による場合と地盤変形を無視した修正震度法による場合とでは設計結果に差が出ない。
- ④ ケース 4 の地盤変形を考慮した修正震度法による場合は、図-6-4 に示すような手順によって計算され、柱形状が大きくなる。
- ⑤ 既往設計は、D35 の利用、フーチング下面の 2 段配筋などの設計に無理をしている点が見受けられ、自動設計の方が構造的にバランスが良いと思われる。

〔4〕 比較設計例その 4

(i) 設計条件

既往設計における設計条件は、次のとおりである。

- (a) 逆 T 式橋台（単純げた、固定支承）
- (b) くい種、鋼管くい（打込み工法）
- (c) 上部工反力（表-6-8）
- (d) 設計水平震度 $k_H=0.2$
- (e) 斜角 79°
- (f) 土質条件（図-6-5）

(ii) 比較検討条件

表-6-7 比較検討条件（その 3）

	形状制限	震 度	許容支持力	く体設計法
ケース 1	プログラム 内組込値	震 度 法	N 値からプログラム 内で計算	旧 指 針
ケース 2	"	"	既往設計と 同一値	新示方書
ケース 3	"	修正震度法 (地盤変形無視)	"	"
ケース 4	"	修正震度法 (地盤変形考慮)	"	"

本例における比較検討条件は表-6-9 のとおりとし、許容支持力の考え方による違い、形状制限の考え方による違い、新旧示方書によるく体形状の違いなどを橋台について検討した。

(iii) 結果とその考察

本例における設計結果は、図-6-12 及び表-6-19 のようになり、これから次のことが推察できる。

- ① ケース 1 は、すべて自動設計による場合であり、既往設計に比べてく体形状並びにくい本数が半減している。これは、許容支持力を単純に計算式に従って計算した場合の例示であり、その値は表-6-19 に示すように既往設計値に比べて数倍大きくなり、その影響が設計を大きく左右することがわかる。

ケース 2 は、これに対して許容支持力を既往設計値と合わせた場合であり、く体形状、くい本数とも既往設計に近づく。このことはくい基礎の設計において、許容支持力の決定に最も留意しなければならないことを示している。

また、本例のように斜角のつく橋台でくい基礎とするような場合は、偏土圧による橋台の回転の恐れがあり、フーチング幅の決定にも充分留意する必要がある。既往設計ではこの点が配慮されて形状寸法の決定を行っているものと思われる。

- ② ケース 3 とケース 5 は、新旧の基準によるく体部の変化を調べたものであるが、特に差は生じなかった。
- ③ 許容支持力を既往設計と合わせた場合は、全体的にはほぼ同一の形状となる。

〔5〕 比較設計例その 5

(i) 設計条件

- (a) 逆 T 式橋台（3 径間連続げた、固定支承）

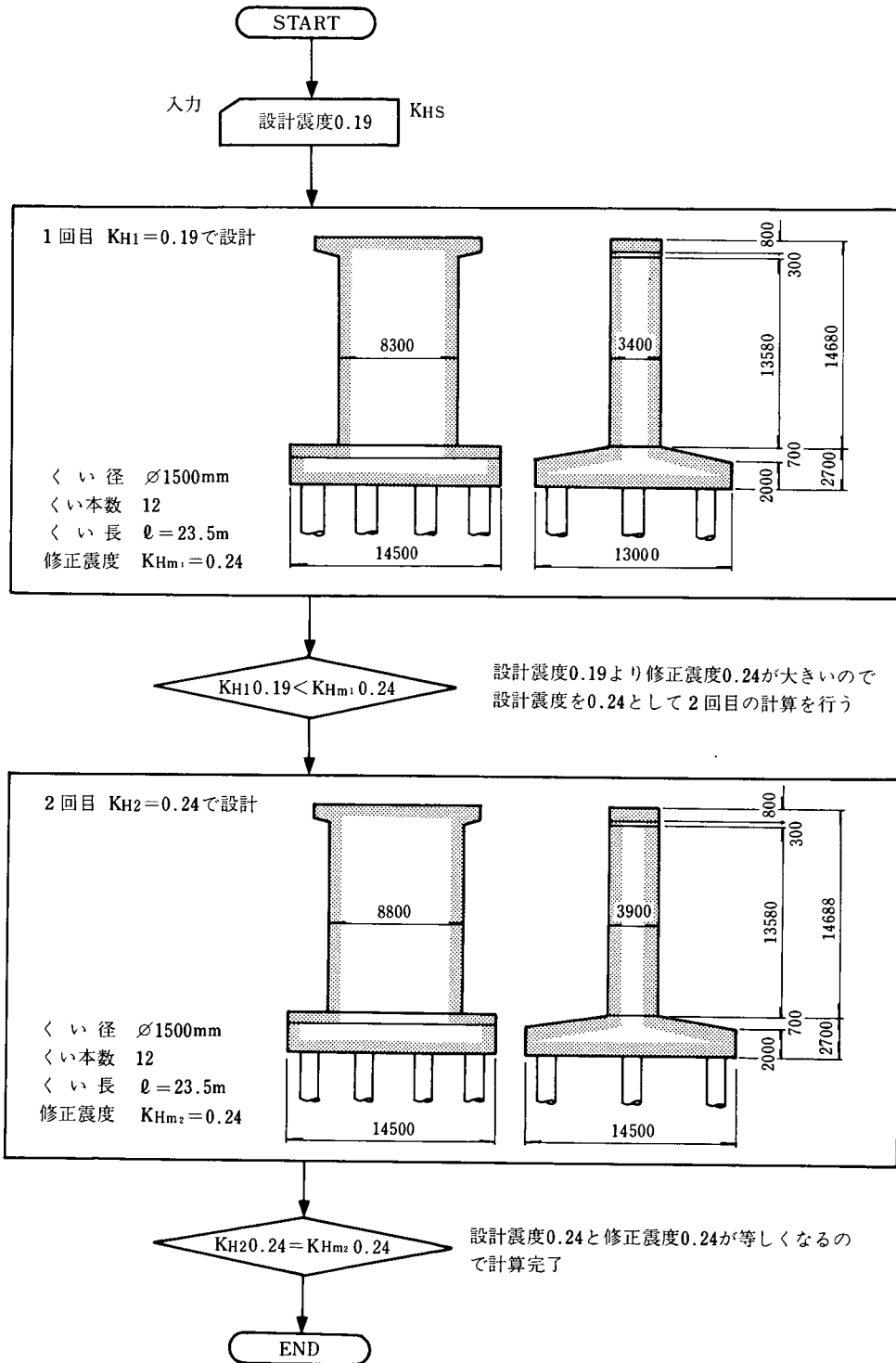


図-6・4 修正震度法適用による形状の変化

表-6・8 上部工反力（その4）

上部工鉛直力		上部工水平力
死荷重 Rd	活荷重 Rl	Rh
356.31	102.94	139.95

表-6・9 比較検討条件（その4）

	形状制限	許容支持力	く体設計方法
ケース1	なし	N値からプログラム内で計算	旧指針
ケース2	なし	既往設計での値と同一値	"
ケース3	前フーチング長さ固定	"	"
ケース4	フーチング幅/高さ ≥ 0.6 前フーチング長さ/フーチング幅 ≤ 0.35	"	新示方書
ケース5	前フーチング長さ固定	"	"

表-6・10 上部工反力（その5）

上部工鉛直力		上部工水平力
死荷重 Rd	活荷重 Rl	Rh
162.54	31.78	222.55

表-6・11 比較検討条件（その5）

	形状制限	許容支持力	く体設計方法
ケース1	なし	N値からプログラム内で計算	旧指針
ケース2	なし	既往設計での値と同一値	"
ケース3	前フーチング長さ固定	"	"
ケース4	フーチング幅/高さ ≥ 0.6 前フーチング長さ/フーチング幅 ≤ 0.35	"	新示方書
ケース5	前フーチング長さ固定 前フーチング長さ/フーチング幅 ≤ 0.35	"	"

(b) くい種、鋼管くい（打込み工法）

(c) 上部工反力（表-6・10）

(d) 設計水平震度 $k_H=0.17$

(e) 土質条件（図-6・6）

(ii) 比較検討条件

本例における比較検討条件は表-6・11のとおりとし、

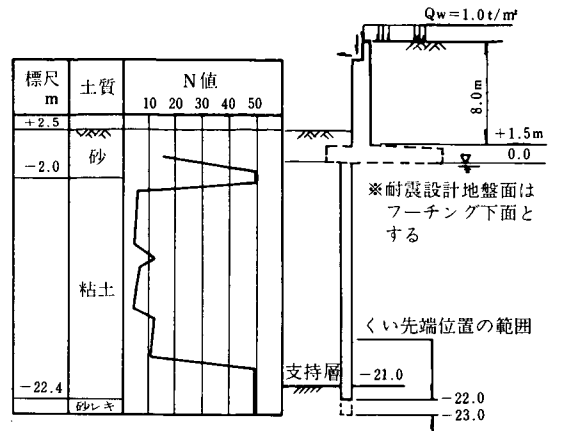


図-6・5 土質条件

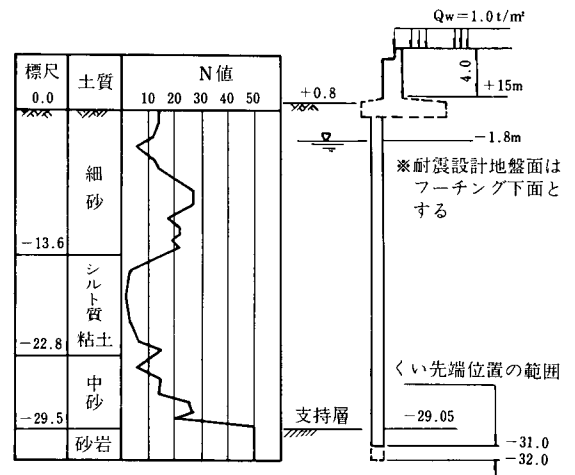


図-6・6 土質条件

前例に比べて高さの低い橋台（設計実績も多い）について検討した。

(iii) 結果とその考察

本例における設計結果は、図-6・13及び表-6・20になる。

結果は前例と同様の傾向にあるが、換算体積から見ると既往設計に比べて経済的になっていると思われる。

〔6〕 比較設計例その6

(i) 設計条件

(a) 控え壁式橋台（単純げた、固定支承）

(b) くい種、リバーసుくい

(c) 上部工反力（表-6・12）

(d) 設計水平震度 $k_H=0.24$

(e) 土質条件（図-6・7）

表-6.12 上部工反力(その6)

上部工鉛直力		上部工水平力
死荷重 Rd	活荷重 Rl	Rh
207.48	112.44	99.59

表-6.13 比較検討条件(その6)

	形状制限	許容支持力	く体設計法
ケース1	なし	既往設計での値と同一値	旧指針
ケース2	前フーチング長さ固定	"	"
ケース3	フーチング幅/高さ ≥ 0.6 前フーチング長/フーチング幅 ≤ 0.3	"	新示方書
ケース4	前フーチング長さ固定 前フーチング/高さ ≥ 0.6	"	"

表-6.14 上部工反力(その7)

上部工鉛直力		上部工水平力
死荷重 Rd	活荷重 Rl	Rh
450.44	289.28	67.44

(ii) 比較検討条件

本例における比較検討条件は表-6.13のとおりとし、許容支持力は既往設計にすべて合わせ、形状制限に対する違い、新旧示方書によるく体形状の違いなどを検討した。

(iii) 結果とその考察

本例における設計結果は、図-6.14及び表-6.21のとおりであり、これから次のことが推察できる。

- ① ケース1の形状制限をしない場合は、くい基礎設計手順の特性からフーチング幅が小さくなる。同時にくい本数も減少し、換算体積は35%程度軽減できる。
- ② ケース2及びケース4の前フーチング長さを既往設計に合わせた場合では、フーチング寸法は既往設計と同じとなった。なお、この場合新旧示方書による形状の変化も検討したが、その差は生じなかった。
- ③ くい間隔が1.8Dとなっており、本来群ぐいとしての検討を加えるべきと思われるが、本プログラムでは、群ぐいの検討は行うことができない。また、既往設計でもその検討は行われておらず、こ

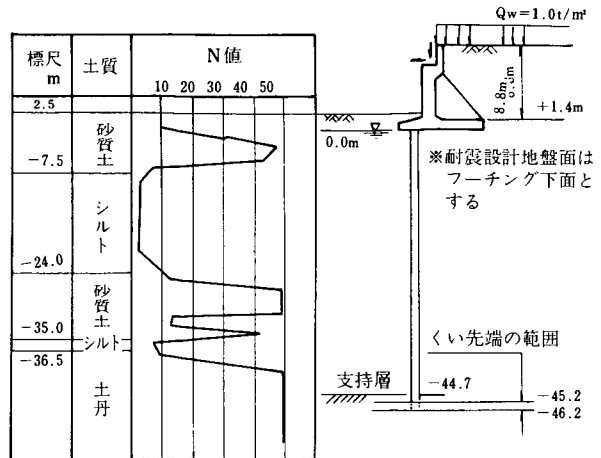


図-6.7 土質条件

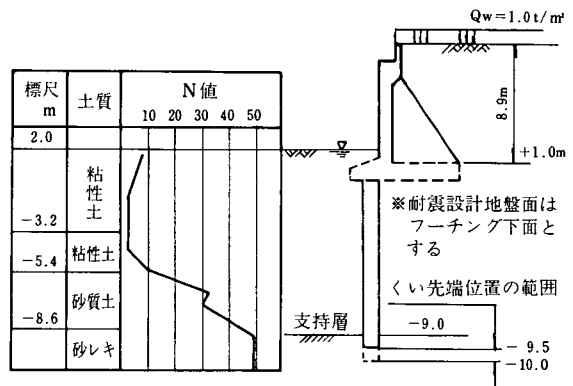


図-6.8 土質条件

こでは既往設計との単なる比較として扱っている。

〔7〕 比較設計例その7

(i) 設計条件

- (a) 控え壁式橋台(単純げた、可動支承)
- (b) くい種、ベノトぐい
- (c) 上部工反力(表-6.14)
- (d) 設計水平震度 $k_H=0.19$
- (e) 土質条件(図-6.8)

(ii) 比較検討条件

本例における比較検討条件は表-6.15のとおりとし、すべて自動設計とした場合、許容支持力を既往設計に合わせた場合について検討した。

(iii) 結果とその考察

本例における設計結果は、図-6.15及び表-6.22のようになり、これから次のことが推察できる。

表-6・15 比較検討条件 (その7)

	形 状 制 限	許 容 支 持 力	く 体 設 計 法
ケース 1	な し	N値からプログラ ム内で計算	旧 指 針
ケース 2	フーチング幅/高 さ ≥ 0.6 前フーチング長/フ ーチング幅 ≤ 0.35	既往設計の値と同 一	新示方書

① ケース 1 の場合は、比較設計例その 4 で述べたと同様の傾向を示し、くい設計手順の特性及び許容支持力が既往設計より 15% 程度大きく設定されることから、く体形状はかなり小さくなり、くい本数も減ってくる。

② 許容支持力を既往設計に合わせたケース 2 では、く体形状は既往設計に近づくがくい本数はかなり減少している。つまり既往設計は、かなり安全な設計を行っていると思われるが、くい軸直角方向力は許容値に近く、計算過程に問題があると思われる。

なお、本例の場合もくい間隔が 2 D であり、群ぐいとして検討する必要があるが、ここでは前例と同様に扱っている。

7. ま と め

建設事業の遂行に対する合理化は時代の要請であり、その一つの対応策として、また新たな技術の有効利用という面から電子計算機の利用が盛んとなってきている。現在では、電子計算機の利用を抜きにして構造物設計は考えられないほどに普及しており、建設省では、土木構造物設計の合理化の一環として、設計の自動化を進めている。

本研究は、くい基礎設計の自動化について報告したものであり、電算化する場合に要求される論理性や、今まであいまいであったところの設計過程における評価要素の明確化など、従来からの考え方を整理する上からも有意な資料を得ることができた。

それらの主な点を列挙すると次のとおりである。

- ① 従来設計者個人の経験や勘に依存してきた設計プロセスに対して、既往実績を調査検討することによって、その設計アルゴリズムを確立することができた。
- ② 最適設計を求めるための評価方式を、経済性及び安全性の 2 つの要因で定式化できた。
- ③ ぐいの自動配置についても検討し、②を含めて

従来手掛けられていなかった分野のプログラム開発を行った。

④ 自動設計プログラムによる設計結果と既往設計結果との比較を行った結果、くい基礎の規模として 2 割程度軽減できるものもあり、自動設計によって経済性の向上を図れることが判明した。

⑤ 上記①～④等に対する検討において、技術基準の問題点の抽出を行うことができ、また、その解釈について方向づけをすることができた。

さらに、開発されたプログラムは、次のような拡張及び利用の足掛りとなる。

- ① これまでに開発された各種上部工設計プログラムと連係させれば、橋梁設計を総合的に行うことのできるシステムへの拡張が進められる。
- ② 開発されたプログラムによって、各種の条件に対するデータを発生させ、これら进行处理することによって新しい設計体系を確立することができる。すなわち、現在実施中の設計照査システムとして、さらには概略設計システムとして有効な手段となる。

8. あとがき

くい基礎の設計は、現場条件を設計モデルに置きかえるために多くの経験を必要とする。従って、くい基礎自動設計プログラムの開発に当たっては、従来の設計施工例を調査、分析すると共に各機関の経験豊富な方々からなる「くい基礎自動設計委員会」(委員長: 浅間達雄氏、委員は建設本省、関東地方建設局、土木研究所、東京都、日本道路公団、首都高速道路公団、国鉄構造物設計事務所、大学の関係者で構成)を設け、設計アルゴリズムについて検討を行ったが、参加戴いた委員諸氏には貴重な御意見、御指導を賜った。

また、プログラム開発については、(株)第一復建(昭和 50 年度)、(株)白石基礎工事(昭和 54～56 年度)の協力を得た。

ここに記し厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省制定土木構造物標準設計第 6～12 巻(建設省)
- 2) 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編(昭和 55 年 4 月 日本道路協会)
- 3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編(同上)
- 4) コンクリート標準示方書(昭和 54 年、土木学会)

- 5) JIS A5525, JIS A5310, JIS A5535 (日本規格協会)
- 6) 土木製図基準 (1972年版, 土木学会)
- 7) 基礎設計・施工ハンドブック (建設産業調査会)
- 8) くい基礎構造物の計算法と計算例 (横山幸雄著 山海堂)

昭和56年9月3日原稿受理

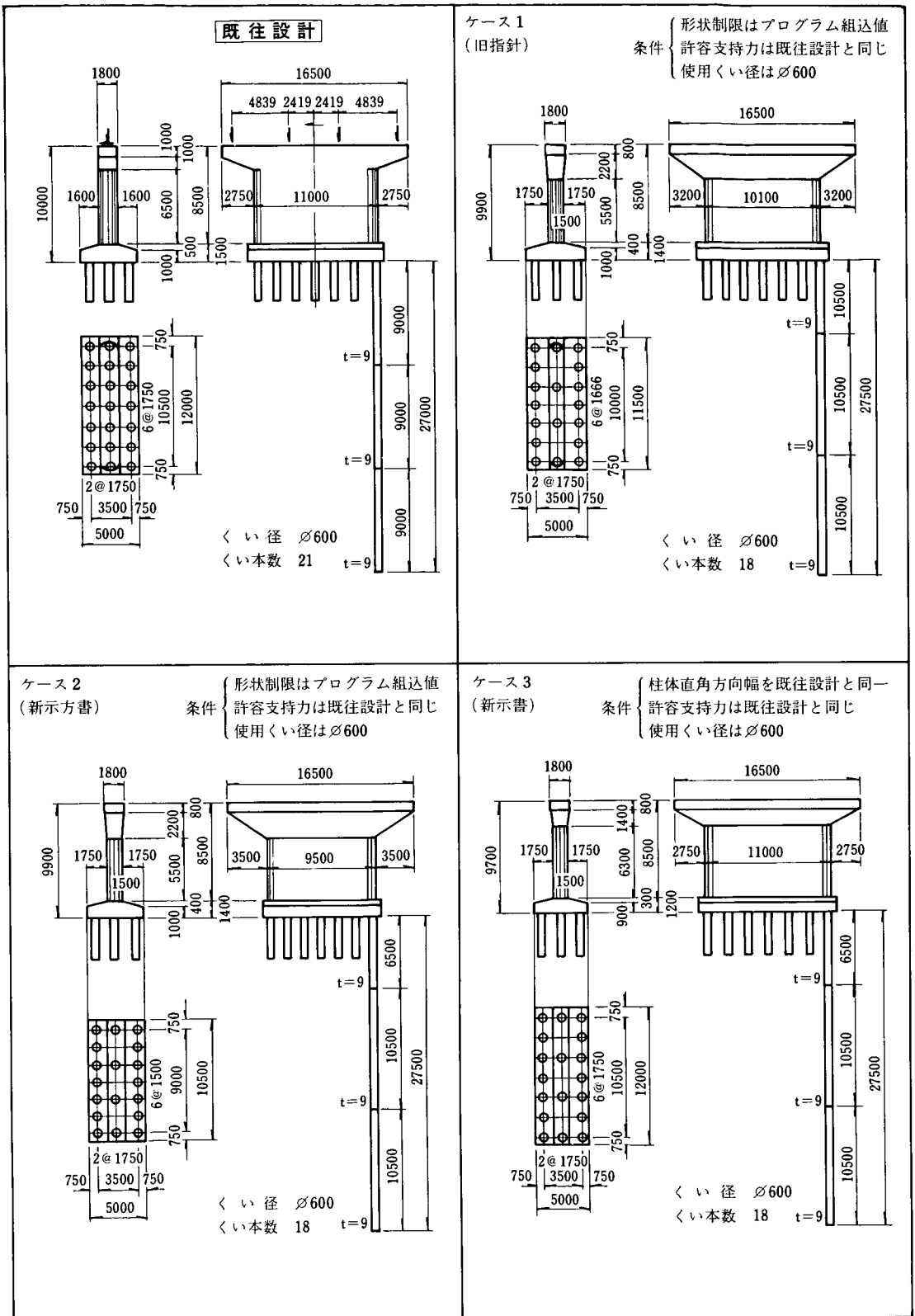
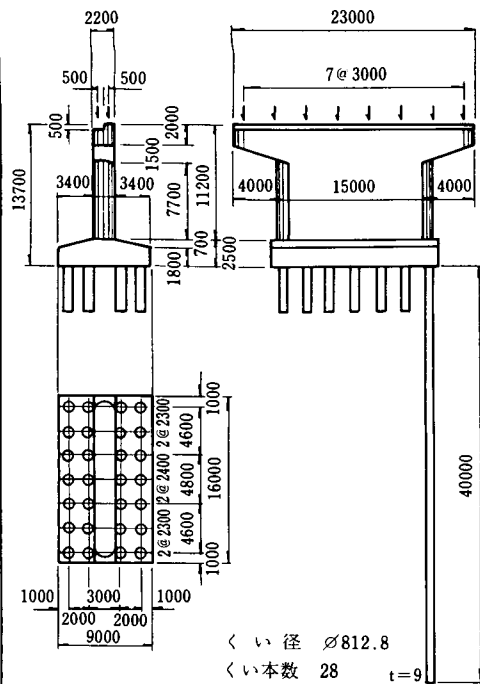


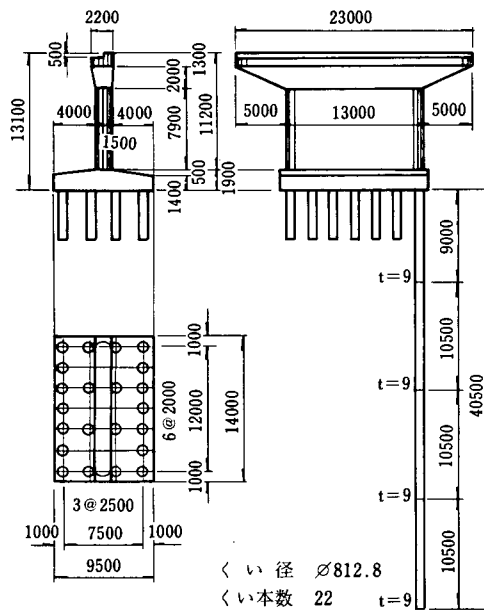
図-6・9 設計結果の比較 (比較設計例 その1)

既往設計



ケース 1
(新示方書) 条件

形状制限はプログラム内組込値
許容支持力は既往設計と同一
使用くい径は $\phi 812.8$



ケース 2
(新示方書) 条件

柱体直角方向幅は既往設計と同一
許容支持力は既往設計と同一
使用くい径は $\phi 812.8$

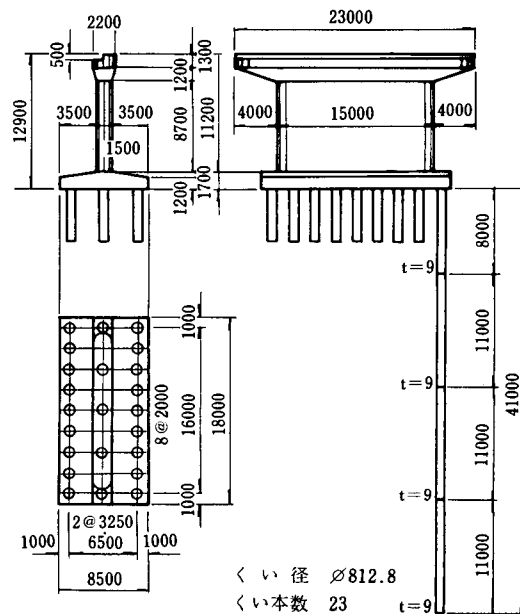


図-6・10 設計結果の比較 (比較設計例 その2)

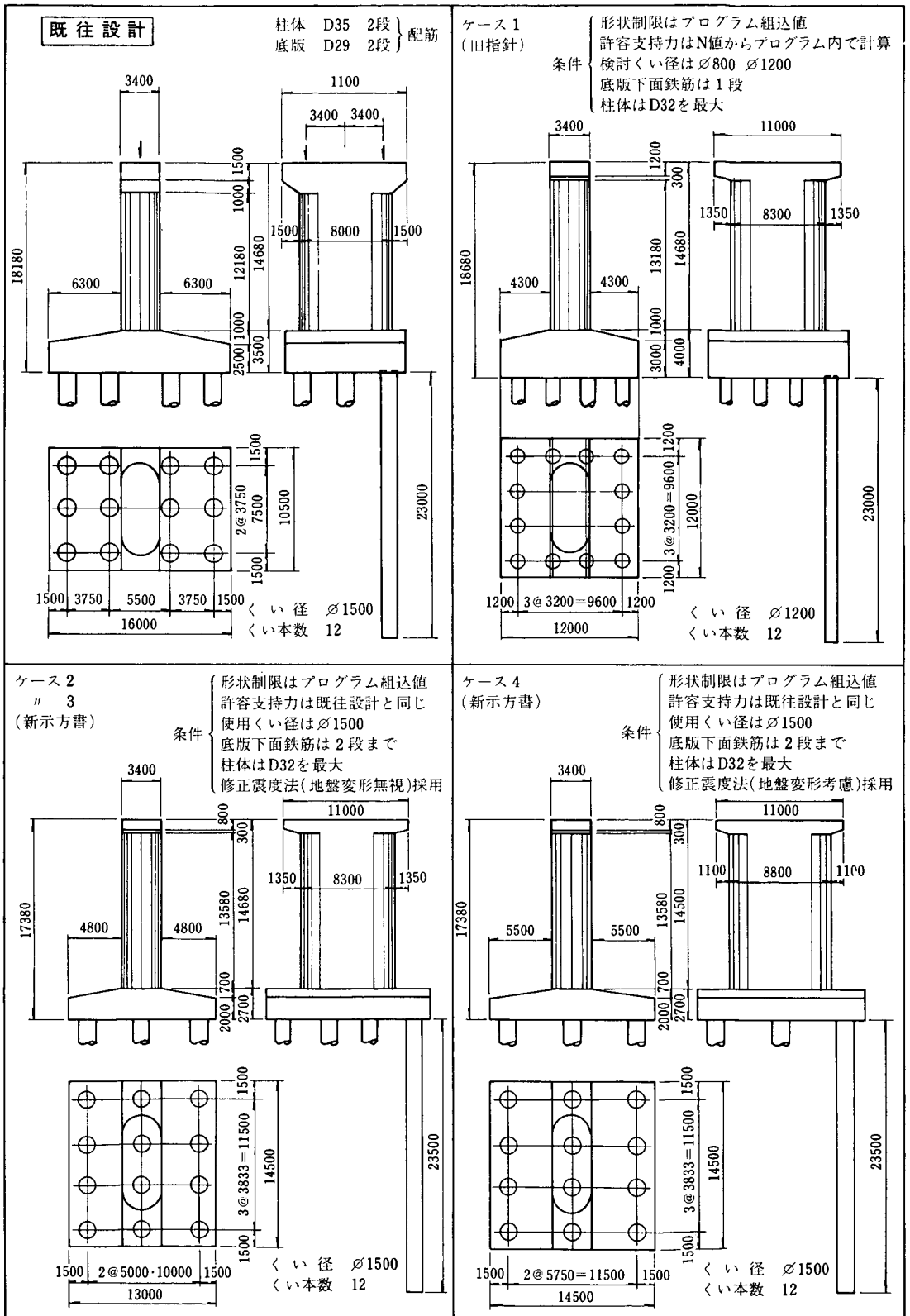


図-6・11 設計結果の比較 (比較設計例 その3)

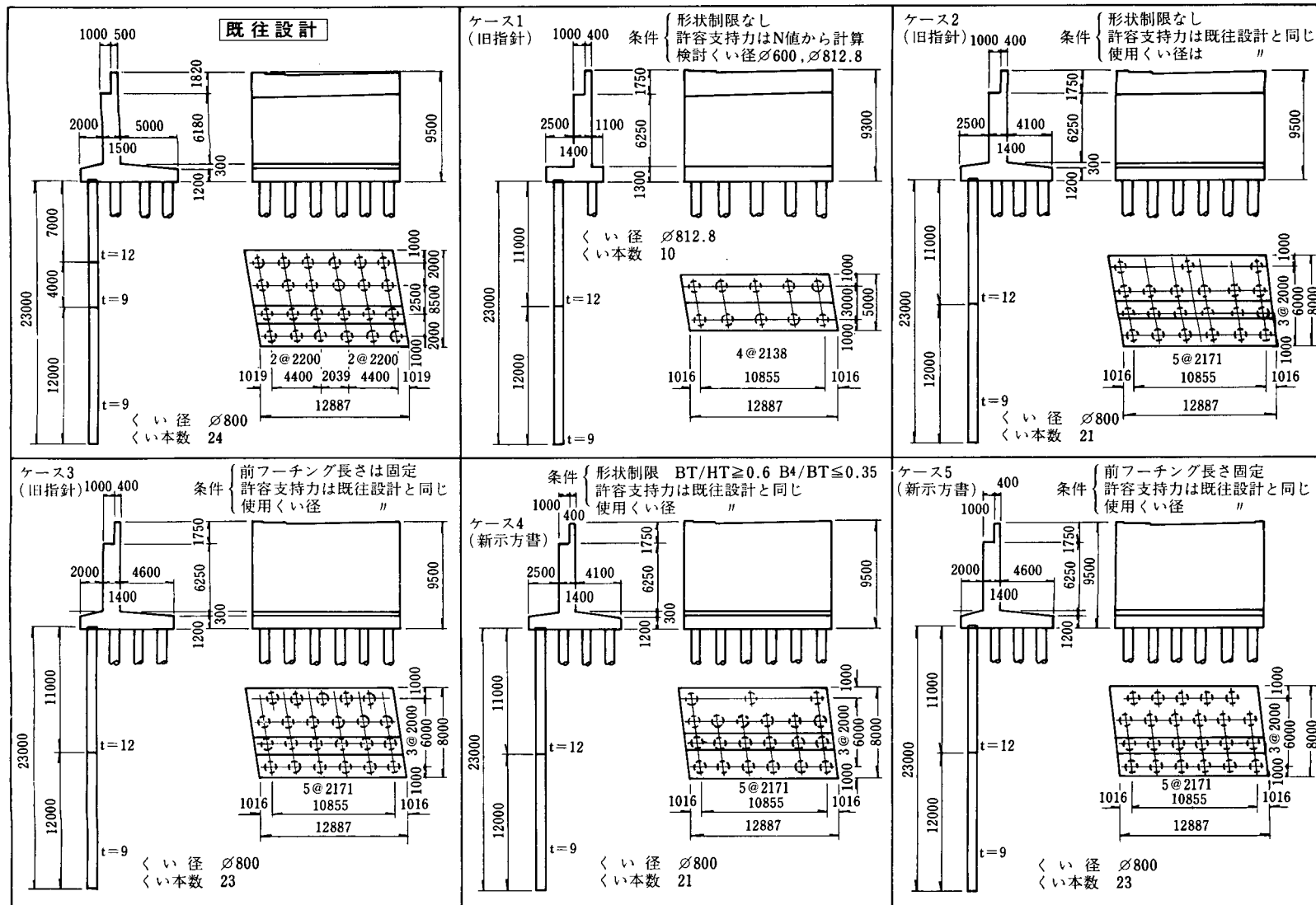


図-6・12 設計結果の比較 (比較設計例 その4)

既往設計

ケース 1
(旧指針)

条件 { 形状制限なし
許容支持力はN値から計算
検討くい径 φ600 φ812.8

ケース 2
(旧指針)

条件 { 形状制限なし
許容支持力は既往設計と同じ
使用くい径はφ600で指定

ケース 3
(旧指針)

条件 { 前フーチング長さ固定
許容支持力は既往設計と同じ
使用くい径はφ600で指定

ケース 4
(新示方書)

条件 { 形状制限 BT/HT≧0.6
B₄/BT≦0.35
許容支持力は既往設計と同じ
使用くい径はφ600

ケース 5
(新示方書)

条件 { 形状制限 前フーチング長さ固定
B₄/BT≦0.35
許容支持力は既往設計と同じ
使用くい径はφ600

(27)

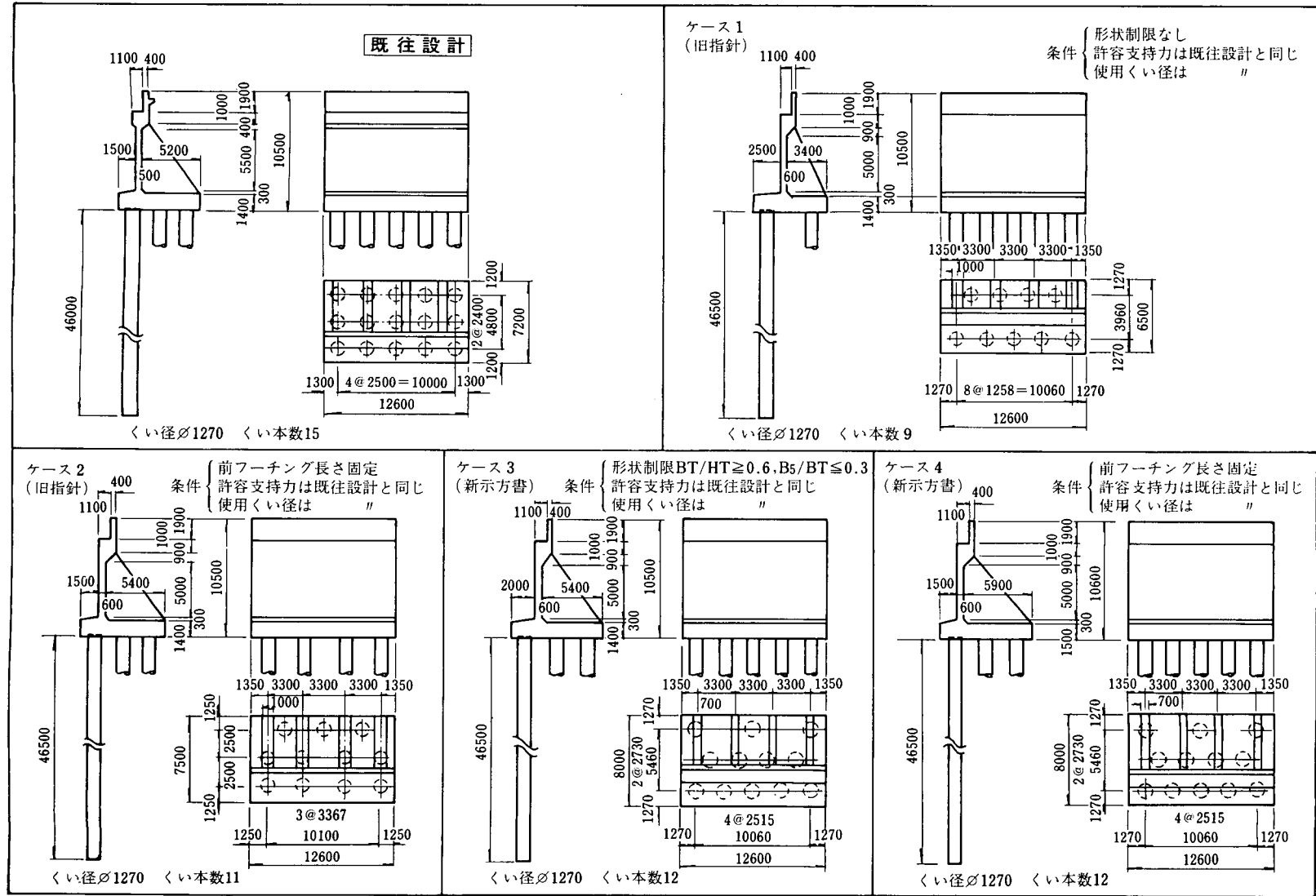


図-6・14 設計結果の比較 (比較設計例 その6)

Technical drawing of a bridge structure showing a cross-section and a plan view.

Cross-section (Left):

- Top width: 1100
- Stem width: 400
- Stem height: 2390
- Stem base width: 600
- Deck width at top: 2500
- Deck width at stem: 4000
- Stem base offset: 900
- Base width: 1000
- Base height: 600
- Base offset: 3660
- Base width: 600
- Base height: 1000
- Base offset: 10000
- Base width: 5320
- Base height: 1120
- Base width: 7000

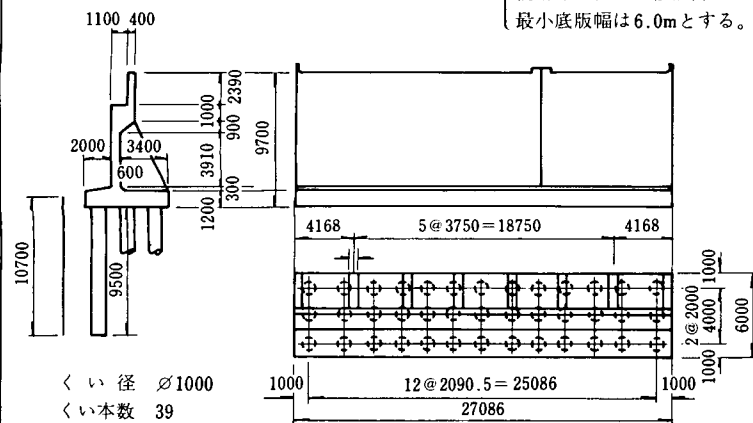
Plan view (Right):

- Deck width: 10000
- Deck length: 27086
- Deck width at ends: 4168
- Deck width at piers: 800
- Deck width at piers: 5 @ 3750
- Deck width at piers: 18750
- Deck width at piers: 4168
- Deck width at piers: 3 @ 2000
- Deck width at piers: 1000
- Deck width at piers: 6000
- Deck width at piers: 8000
- Deck width at piers: 1000
- Deck width at piers: 2543
- Deck width at piers: 10 @ 2000 = 20000
- Deck width at piers: 2543
- Deck width at piers: 1000

く い 径 $\varnothing 1000$
く い 本数 52

ケース 1 (旧指針)

条件 { 形状制限なし
許容支持力はN値から計算
使用くい径は既往設計と同じ
最小底版幅は6.0mとする。



ケース 2
(新示方書)

条件

{	形状制限 $BT/HT \geq 0.6$, $B_5/BT \leq 0.35$
	許容支持力は既往設計と同じ
	使用くい径 "

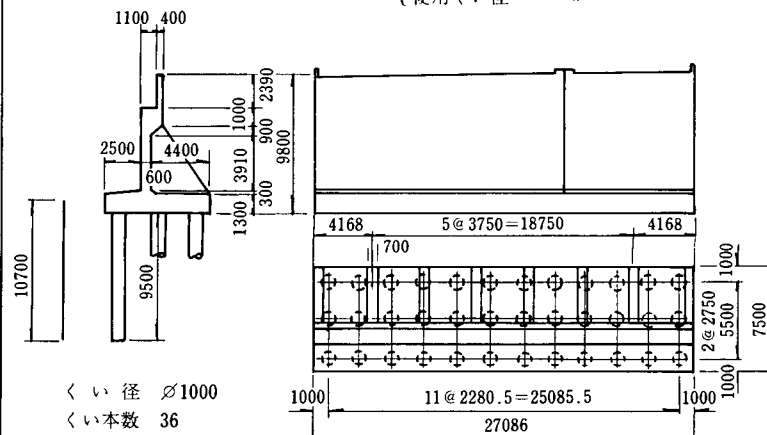


図-6・15 設計結果の比較（比較設計例 その7）

表-6・16 主 な 計 算 結 果 の 比 較 (比較設計例 その1)

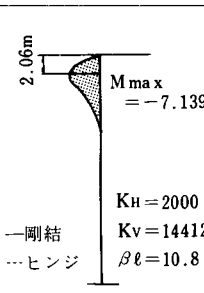
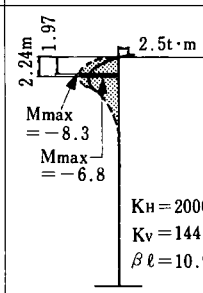
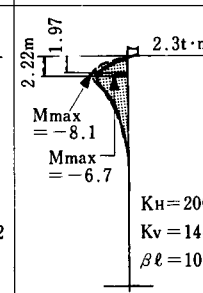
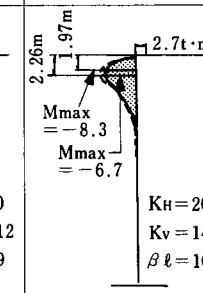
		既 往 設 計		自動設計 ケース 1		自動設計 ケース 2		自動設計 ケース 3	
安 定 計 算	く 体 積 (自動設計) (既往設計)	178.6 (—)		153.06 (0.86)		145.07 (0.81)		174.6 (0.98)	
	く 体 重 (自動設計) (既往設計)	74.3 (—)		64.93 (0.87)		64.93 (0.87)		64.93 (0.87)	
	地 震 時	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
	く い 軸 方 向 押 込 力 (許容値) t	118.2 (141.0)	()	136.6 (141.0)	121.4 (141.0)	133.3 (141.0)	122.5 (141.0)	134.9 (141.0)	118.3 (141.0)
	く い 軸 方 向 引 抜 力 (許容値) t	0.4 (84.2)	()	(84.2)	(84.2)	(84.2)	(84.2)	(84.2)	(84.2)
	く い 軸 直 角 方 向 力 (許容値) t	9.5 (45.0)	()	10.3 (45.0)	10.3 (45.0)	10.0 (45.0)	10.0 (45.0)	10.2 (45.0)	10.2 (45.0)
	く い 頭 水 平 変 位 量 (許容値) cm	0.613 ()	()	0.623 (1.5)	0.416 (1.5)	0.609 (1.5)	0.421 (1.5)	0.614 (1.5)	0.405 (1.5)
	橋 座 位 置 水 平 変 位 量 (許容値) cm	3.271 ()	()	3.161 (NO CHECK)	0.988 (NO CHECK)	3.139 (3.5)	1.115 (3.5)	3.028 (3.5)	0.903 (3.5)
	く い 頭 回 転 角 rad	0.002351		0.0022142	0.0005639	0.0021851	0.0006832	0.0021611	0.0005015
構 造 計 算	梁 主 筋	(2 段) As=206.5 D32ctc150		(2 段) As=174.7 D32ctc150		(2 段) As=174.7 D32ctc150		(2 段) As=174.7 D32ctc150	
	" スターラップ	As= 14.3 D19ctc200		As= 23.2 D22ctc150		As= 23.2 D22ctc150		As= 23.2 D22ctc150	
	柱 体	0.08% As=158.9 D16ctc300		0.23% As=333.6 D16ctc125		0.23% As=317.8 D16ctc125		0.25% As=365.4 D16ctc125	
	フーチング上面	As= 4.2 D13ctc300		As= 11.5 D19ctc250		As= 11.5 D19ctc250		As= 11.5 D19ctc250	
	" 下面	スターラップなし 0.14% As= 19.1 D19ctc150		スターラップなし 0.25% As= 31.0 D22ctc125		スターラップなし 0.25% As= 31.0 D22ctc125		スターラップなし 0.30% As= 31.0 D22ctc125	
	く い 体	—		—		—		—	
構 造 計 算	く い 体 断 面 力								
	換 算 体 積	5 8 7 . 5		5 1 5 . 6		5 0 9 . 7		5 0 9 . 2	

表-6・17 主 な 計 算 結 果 の 比 較 (比較設計例 その2)

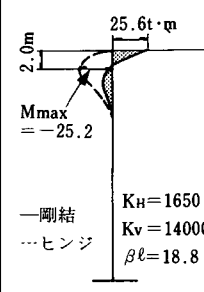
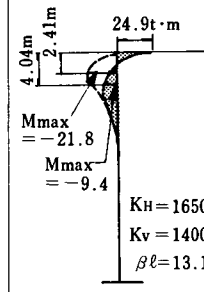
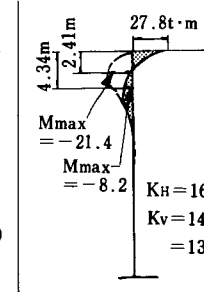
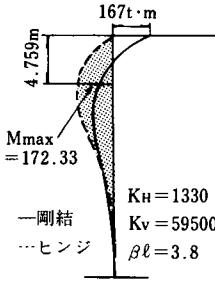
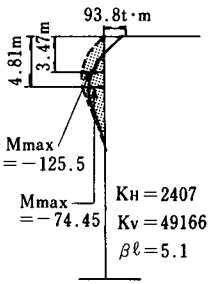
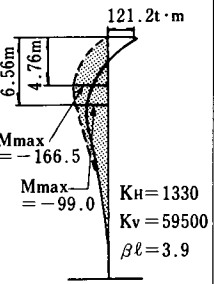
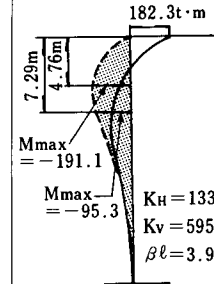
		既 往 設 計		自動設計 ケース 1		自動設計 ケース 2	
安 定 計 算	くい体積(自動設計) (既往設計)	410.0 (——)		283.8 (0.69)		300.1 (0.73)	
	くい体重(自動設計) (既往設計)	199.4 (——)		159.0 (0.80)		168.2 (0.84)	
	地 震 時	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
	くい軸方向押込力 (許容値) t	211.8 (225)	186.2 (225)	183.3 (225)	199.9 (225)	180.9 (225)	186.2 (225)
	くい軸方向引抜力 (許容値) t	(68.0)	(68.0)	(68.0)	(68.0)	(68.0)	(68.0)
	くい軸直角方向力 (許容値) t	19.7 (42.7)	22.2 (42.7)	18.7 (42.7)	22.0 (42.7)	18.4 (42.7)	21.6 (42.7)
	くい頭水平変位量 (許容値) cm	0.803 (1.5)	0.696 (1.5)	0.632 (1.5)	0.676 (1.5)	0.640 (1.5)	0.610 (1.5)
	橋座位置水平変位量 (許容値) cm	1.776 ()	()	2.881 (3.0)	1.854 (3.0)	2.890 (3.0)	1.313 (3.0)
	くい頭回転角 rad	0.000710		0.0011452	0.0009127	0.0012432	0.0005524
	梁 主 筋	(2段) As=166.8 D32etc125		28本(2段) As=222.4 D32etc150		28本(2段) As=222.4 D32etc150	
構 造 計 算	" スターラップ	As=11.92 D16ct c150		As=23.2 D22etc250		As=23.2 D22etc250	
	柱 体	0.15% As=492.5 D16etc125		0.57% As=1094.5 D25etc125		0.44% As=960.0 D22etc125	
	フーチング上面	As=7.9 D16etc250		As=25.7 D29etc250		As=25.7 D29etc250	
	" 下面	スターラップなし 0.13% As=30.9 D22etc125		スターラップなし 0.36% As=63.5 D32etc125		スターラップなし 0.41% As=63.5 D32etc125	
	く い 体	——		——		——	
計 算	く い 体 断 面 力						
	換 算 体 積	1682.8		1310.3		1377.7	

表-6・18 主 な 計 算 結 果 の 比 較 (比較設計例 その3)

		既 往 設 計		自動設計 ケース 1		自動設計 ケース 2		自動設計 ケース 3		自動設計 ケース 4			
安 定 計 算	く 体 積 (自動設計) 既往設計	389.5 (——)		394.0 (1.01)		389.3 (1.0)		()		412.6 (1.06)		()	
	く い 体 重 量 (自動設計) 既往設計	487.7 (——)		312.1 (0.64)		498.3 (1.02)		()		498.3 (1.02)		()	
	地 震 時	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向		
	く い 軸 方 向 押 込 力 (許容値) t	613.1 (734.9)	526.8 (734.9)	722.6 (880.7)	547.5 (880.7)	700.9 (734.9)	543.8 (734.9)	()	()	707.6 (734.9)	594.8 (734.9)	()	()
	く い 軸 方 向 引 抜 力 (許容値) t	()	()	51.9 (531.9)	(531.9)	35.3 (400.0)	(400.0)	()	()	(400.0)	(400.0)	()	()
	く い 軸 直 角 方 向 力 (許容値) t	88.2 (181.4)	55.1 (181.4)	88.3 (191.4)	55.6 (191.4)	85.3 (181.4)	52.6 (181.4)	()	()	97.9 (181.4)	65.2 (181.4)	()	()
	く い 頭 水 平 変 位 量 (許容値) cm	1.000 (1.5)	0.815 (1.5)	1.053 (1.5)	0.634 (1.5)	1.081 (1.5)	0.622 (1.5)	()	()	1.122 (1.5)	0.751 (1.5)	()	()
	橋 座 位 置 水 平 変 位 量 (許容値) cm	5.572 ()	()	6.683 (NO CHECK)	()	4.596 (6.0)	1.864 (6.0)	()	()	4.223 (6.0)	2.114 (6.0)	()	()
	く い 頭 回 転 角 rad	0.00118		0.0016419	0.0008974	0.0012373	0.0006168	()	()	0.0010292	0.0006997	()	()
	梁 鉛 直	(2 段) As=172.3 D25ctc200		As=141.3 D29ctc157		As= 63.0 D19ctc152				As= 63.0 D19ctc152			
構 造 計 算	" スターラップ			As= 54.2 D22ctc150		As= 7.94 D16ctc300				As= 7.94 D16ctc300			
	柱 体	1.11% (2 段) As=2755.0 D35ctc125		0.96% (2 段) As=2477.9 D32ctc125		0.96% (2 段) As=2477.9 D32ctc125				0.95% (2 段) As=2605.0 D32ctc125			
	フ ー チング 上面	As= 31.0 D22ctc125		As= 31.8 D32ctc250		As= 40.5 D25ctc250				As= 51.4 D29ctc250			
	" 下面	0.31% (2 段) As=102.8 D29ctc125		スターラップなし 0.17% As= 63.5 D32ctc125		スターラップなし 0.40%(2段) As=102.8 D29ctc125				0.50% (2 段) As=127.1 D32ctc125		→ スターラップ As=11.6cm ² D22	
	く い 体	As=238.3 D32ctc125		As=222.4 D32ctc101		As=218.4 D29ctc111				As=238.3 D32ctc126			
計 算	く い 体 断 面 力							ケース 3 は ケース 2 と 同じ					
	換 算 体 積	1 1 8 7 . 6		1 0 8 1 . 5		1 1 4 1 . 5				1 1 9 2 . 6			

(76)

表-6.19 主 な 計 算 結 果 の 比 較 (比較設計例 その4)

		既 往 設 計		自動設計 ケース 1		自動設計 ケース 2		自動設計 ケース 3		自動設計 ケース 4		自動設計 ケース 5	
	く 体 体 積 (自動設計) (既往設計)	281.9	(——)	205.6	(0.73)	263.7	(0.94)	263.7	(0.94)	263.7	(0.94)	263.7	(0.94)
	く い 体 重 量 (自動設計) (既往設計)	106.73	(——)	47.43	(0.44)	98.18	(0.92)	107.53	(1.01)	98.18	(0.92)	107.53	(1.01)
安 定 計 算		常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時
	く い 軸 方 向 押 込 力 (許容値) t	115.4 (150.0)	191.9 (200.0)	143.4 (283.3)	260.0 (424.9)	132.8 (150.0)	179.8 (200.0)	104.2 (150.0)	192.1 (200.0)	132.8 (150.0)	179.8 (200.0)	104.2 (150.0)	192.1 (200.0)
	く い 軸 方 向 引 抜 力 (許容値) t	(30.0)	5.5 (60.0)	(98.2)	10.2 (196.5)	(30.0)	19.8 (60.0)	(30.0)	22.2 (60.0)	(30.0)	19.8 (60.0)	(30.0)	22.6 (60.0)
	く い 軸 直 角 方 向 力 (許容値) t	13.0 (35.8)	39.6 (53.7)	28.9 (164.1)	72.2 (246.1)	14.3 (35.8)	42.1 (53.7)	13.0 (35.8)	39.3 (53.7)	14.3 (35.8)	42.1 (53.7)	13.0 (35.8)	39.3 (53.7)
	く い 頭 水 平 変 位 量 (許容値) cm	0.397 (1.0)	1.370 (1.5)	0.180 (1.0)	0.881 (1.5)	0.335 (1.0)	1.448 (1.5)	0.381 (1.0)	1.388 (1.5)	0.335 (1.0)	1.448 (1.0)	0.381 (1.0)	1.388 (1.5)
	橋 座 位 置 水 平 変 位 量 (許容値) cm	()	2.395 ()	0.209 (NO CHECK)	3.946 (NO CHECK)	0.045 (NO CHECK)	2.615 (NO CHECK)	0.443 (NO CHECK)	2.641 (NO CHECK)	0.045 (2.0)	2.615 (3.0)	0.443 (2.0)	2.641 (3.0)
	く い 頭 回 転 角 rad		0.0013343	0.0000391	0.0040599	-0.0003749	0.0015057	0.0000801	0.0016162	-0.0003749	0.0015057	0.0000801	0.0016162
構 造 計 算	胸 壁	As=13.25 D16ctc150		As=15.90 D16ctc125		As=15.90 D16ctc125		As=15.9 D16ctc125		As=15.90 D16ctc125		As=15.9 D16ctc125	
	前 壁	As=42.85 D29ctc150		As=51.40 D29ctc125		As=51.40 D29ctc125		As=51.4 D29ctc125		As=51.40 D16ctc125		As=51.4 D16ctc125	
	前 フ ー チ ン グ	スターラップなし 0.19% As=25.82 D22ctc150		スターラップなし 0.45% As=51.40 D29ctc125		スターラップなし 0.30% As=40.50 D25ctc125		スターラップなし 0.22% As=30.97 D22ctc125		スターラップなし 0.30% As=40.50 D25ctc125		スターラップなし 0.23% As=30.97 D22ctc125	
	後 フ ー チ ン グ	0.38% As=52.97 D32ctc150		0.13% As=15.90 D16ctc125		0.37% As=51.40 D29ctc125		0.45% As=63.54 D32ctc125		0.37% As=51.40 D29ctc125		0.45% As=63.54 D32ctc125	
	控 え 壁	——		——		——		——		——		——	
	く い 体	——		——		——		——		——		——	
く い 体 断 面 力													
	換 算 体 積	8 7 9 . 2 0		4 0 7 . 4 6		8 1 1 . 4 9		8 7 5 . 2 6		8 1 1 . 4 9		8 7 5 . 2 6	

表-6・20 主 な 計 算 結 果 の 比 較 (比較設計例 その5)

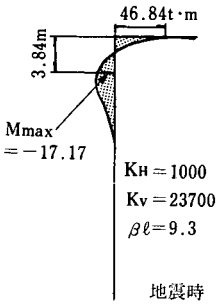
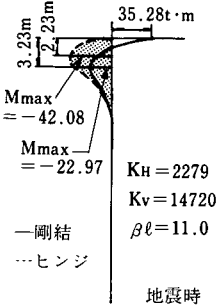
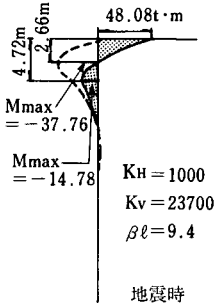
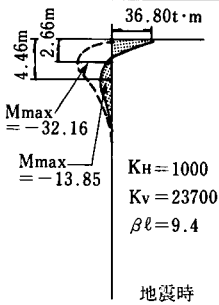
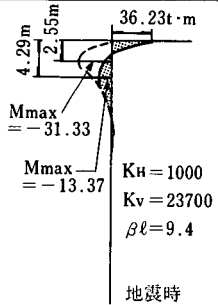
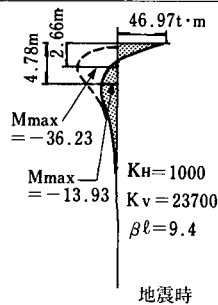
		既 往 設 計		自動設計 ケース 1		自動設計 ケース 2		自動設計 ケース 3		自動設計 ケース 4		自動設計 ケース 5	
安 定 計 算	く 体 体 積 (自動設計) (既往設計)	140.65 (——)		116.80 (0.83)		116.80 (0.83)		116.80 (0.83)		116.80 (0.83)		123.50 (0.88)	
	く い 体 重 量 (自動設計) (既往設計)	107.85 (——)		50.46 (0.47)		77.57 (0.72)		89.08 (0.83)		63.50 (0.59)		61.97 (0.57)	
		常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時
	く い 軸 方 向 押 込 力 (許容値) t	70.7 (105.0)	124.1 (131.0)	99.7 (234.2)	134.1 (351.3)	89.6 (105.0)	123.1 (131.0)	72.6 (105.0)	116.3 (131.0)	69.3 (105.0)	124.8 (131.0)	86.2 (105.0)	126.5 (131.0)
	く い 軸 方 向 引 抜 力 (許容値) t	(0.0)	9.1 (121.2)	(64.7)	13.1 (129.4)	(0.0)	48.7 (121.2)	(0.0)	70.2 (121.2)	(0.0)	75.9 (121.2)	(0.0)	42.7 (121.2)
	く い 軸 直 角 方 向 力 (許容値) t	14.7 (40.6)	31.3 (60.9)	10.7 (104.5)	46.0 (156.8)	8.0 (40.6)	34.5 (60.9)	6.9 (40.6)	29.4 (60.9)	6.9 (40.6)	29.9 (60.9)	7.4 (40.6)	33.1 (60.9)
	く い 頭 水 平 変 位 量 (許容値) cm	0.330 (2.0)	1.750 (3.0)	0.098 (2.0)	1.286 (3.0)	0.303 (2.0)	2.016 (3.0)	0.262 (2.0)	1.836 (3.0)	0.302 (2.0)	1.938 (3.0)	0.302 (2.0)	1.908 (3.0)
	橋 座 位 置 水 平 変 位 量 (許容値) cm	()	()	-0.241 (NO CHECK)	2.540 (NO CHECK)	0.052 (NO CHECK)	2.822 (NO CHECK)	0.054 (NO CHECK)	3.374 (NO CHECK)	0.153 (3.0)	3.022 (5.0)	0.127 (3.0)	2.630 (5.0)
	く い 頭 回 転 角 rad			-0.000757	0.0028562	-0.0005593	0.0018126	-0.0004654	0.002248	-0.0003336	0.0024197	-0.0003848	0.0015869
	胸 壁	As=8.45 D13ctc150		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125	
	前 壁	As=25.81 D22ctc150		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125	
	前 フ ー チ ン グ	スターラップなし 0.19% As=25.81 D22ctc150		スターラップなし 0.39% As=40.5 D25ctc125		スターラップなし 0.39% As=40.5 D25ctc125		スターラップなし 0.29% As=30.9 D22ctc125		スターラップなし 0.22% As=22.9 D19ctc125		スターラップなし 0.29% As=31.0 D22ctc125	
	後 フ ー チ ン グ	As=19.10 D19ctc150		As=15.9 D16ctc125		As=15.9 D16ctc125		As=15.9 D16ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=31.0 D22ctc125	
構 造 計 算	控 え 壁	——		——		——		——		——		——	
	く い 体	——		——		——		——		——		——	
	く い 体 断 面 力												
換 算 体 積 m³		8 2 5 . 9 1		4 1 0 . 4 1		5 9 6 . 2 5		6 6 8 . 9 6		4 9 3 . 8 3		4 9 4 . 9	

表-6-21 主 な 計 算 結 果 の 比 較 (比較設計例 その6)

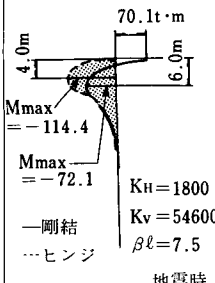
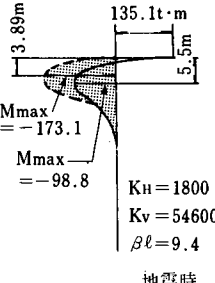
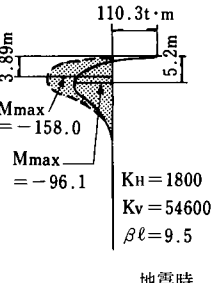
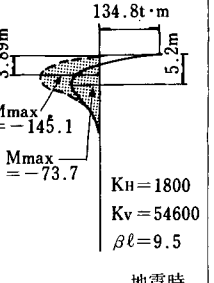
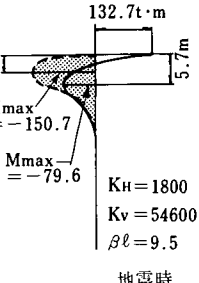
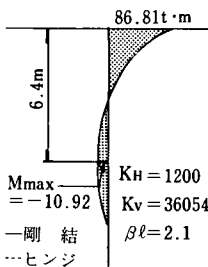
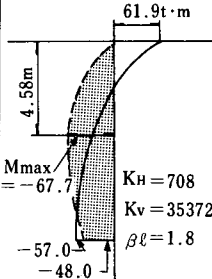
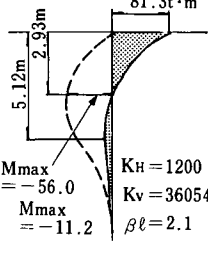
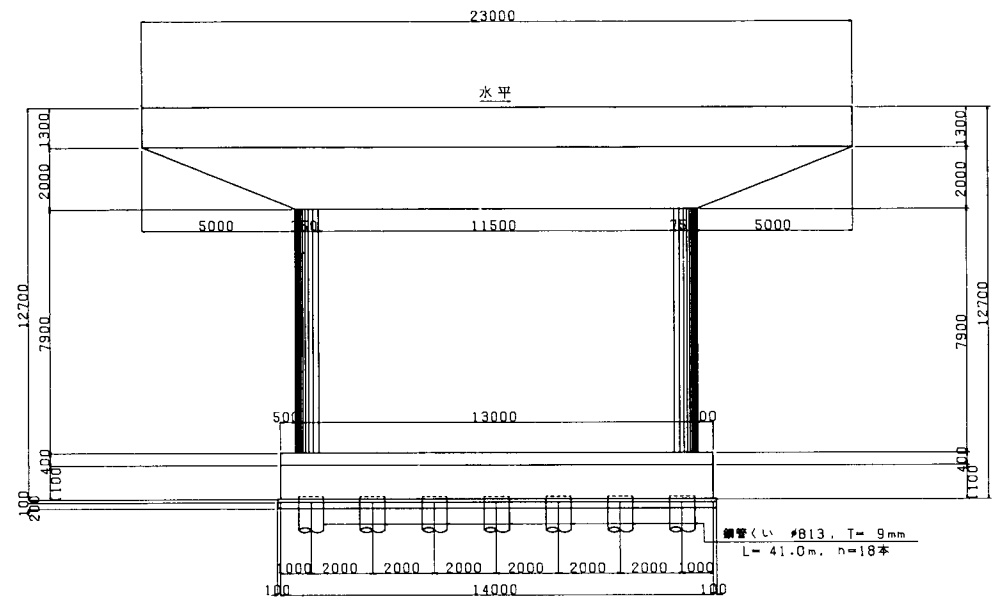
		既 往 設 計		自動設計 ケース 1		自動設計 ケース 2		自動設計 ケース 3		自動設計 ケース 4	
安 定 計 算	く 体積 (自動設計) (既往設計)	269.4	(———)	251.9	(0.94)	292.5	(1.09)	279.3	(1.04)	292.8	(1.09)
	く い (自動設計) 体重量 (既往設計)	874	(———)	530.1	(0.61)	824.7	(0.94)	706.9	(0.81)	706.9	(0.81)
		常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時
	く い軸方向押込力 (許容値) t	187.8 (310)	336.4 (465)	201.7 (310)	358.9 (465)	225.0 (310)	422.6 (465)	208.0 (310)	331.2 (465)	202.6 (310)	361.2 (465)
	く い軸方向引抜力 (許容値) t	(0)	78.5 (200)	(0)	55.4 (200)	(0)	101.6 (200)	(0)	55.0 (200)	(0)	72.0 (200)
	く い軸直角方向力 (許容値) t	23.7 (113.0)	71.7 (169.0)	39.5 (113.0)	108.3 (169.0)	32.3 (113.0)	98.9 (169.0)	29.7 (113.0)	90.8 (169.0)	30.2 (113.0)	94.3 (169.0)
	く い頭水平変位量 (許容値) cm	0.288 (1.0)	1.015 (1.5)	0.363 (1.0)	1.431 (1.5)	0.327 (1.0)	1.352 (1.5)	0.234 (1.0)	1.122 (1.5)	0.262 (1.0)	1.193 (1.5)
	橋座位置水平変位量 (許容値) cm	()	2.305 ()	0.410 (NO CHECK)	3.079 (NO CHECK)	0.471 (NO CHECK)	3.017 (NO CHECK)	0.138 (2.0)	2.237 (3.0)	0.247 (2.0)	2.457 (3.0)
	く い頭回転角 rad		0.0015	0.0000547	0.0019160	0.0001679	0.0019359	-0.0001114	0.0012956	-0.0000174	0.0014528
	構 造 計 算	胸 壁	As=20.1 D19ctc150		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125
前 壁		As= 9.9 D16ctc200		As=10.1 D16ctc125		As=10.1 D16ctc125		As=10.1 D16ctc125		As=10.1 D16ctc125	
前 フ ー ティング		スターラップなし 0.13% As=20.1 D19ctc150		スターラップなし 0.33% As=51.4 D29ctc125		スターラップなし 0.08% As=11.5 D19ctc250		スターラップなし 0.26% As=40.5 D25ctc125		スターラップなし 0.25% As=40.5 D25ctc125	
後 フ ー ティング		0.08% As= 9.9 D16ctc200		0.31% As=40.5 D25ctc125		0.24% As=31.0 D22ctc125		0.24% As=31.0 D22ctc125		0.22% As=31.0 D22ctc125	
控 え 壁		(2 段) As=71.5 D32ctc125		(2 段) As=70.9 D25ctc130		(2 段) As=54.2 D22ctc130		(2 段) As=64.2 D29ctc120		(2 段) As=50.7 D25ctc120	
く い 体				As=238.3 D32ctc102		As=238.3 D32ctc102		As=206.5 D32ctc117		As=222.4 D32ctc109	
構 造 計 算	く い 体 断 面 力										
	換 算 体 積	1 5 0 3.7		9 4 9.6		1 4 3 1.1		1 2 5 4.4		1 2 6 4.5	

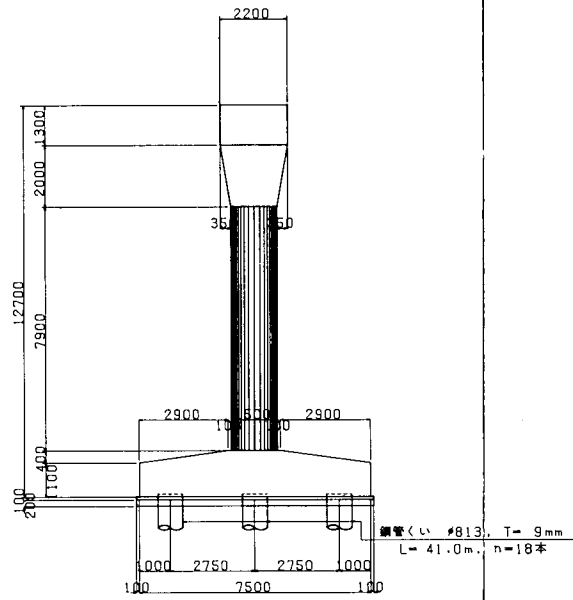
表-6-22 主 な 計 算 結 果 の 比 較 (比較設計例 その7)

		既 往 設 計		自動設計 ケース 1		自動設計 ケース 2	
安 定 計 算	く 体積 (自動設計 既往設計)	540.1	(———)	449.2	(0.83)	509.3	(0.94)
	く い (自動設計 体体積既往設計)	407.4	(———)	305.4	(0.75)	281.9	(0.69)
		常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時
	く い軸方向押込力 (許容値) t	108.0 (200.0)	124.3 (300.0)	105.8 (225.9)	181.2 (341.4)	119.5 (200.0)	191.3 (300.0)
	く い軸方向引抜力 (許容値) t	(0)	(11.8)	(88.3)	44.0 (165.5)	(0)	(11.8)
	く い軸直角方向力 (許容値) t	15.4 (24.8)	36.6 (37.2)	16.9 (38.4)	37.6 (57.6)	18.6 (30.0)	44.4 (45.0)
	く い頭水平変位量 (許容値) cm	(1.0)	0.722 (1.5)	0.485 (1.0)	1.317 (1.5)	0.376 (1.0)	1.090 (1.5)
	橋座位置水平変位量 (許容値) cm	()	()	0.748 (NO CHECK)	2.486 (NO CHECK)	0.412 (1.0)	1.768 (2.5)
	く い頭回転角 rad			0.0003287	0.0015719	0.0000476	0.0009159
	構 造 計 算	胸 壁	As=13.9 D16ctc150		As=22.9 D19ctc125		As=22.9 D19ctc125
前 壁		As=28.7 D19ctc200		As=10.1 D13ctc125		As=10.1 D13ctc125	
前 フ ー チ ン グ		スターラップなし 0.24% As=35.5 D25ctc150		スターラップなし 0.22% As=31.0 D22ctc125		スターラップなし 0.28% As=40.5 D25ctc125	
後 フ ー チ ン グ		0.19% As=17.2 D16ctc200		0.37% As=40.5 D25ctc125		0.20% As=22.9 D19ctc125	
控 え 壁		(2 段) As=89.9 D29ctc100		(2 段) As=50.7 D25ctc120		(2 段) As=50.7 D25ctc120	
く い 体		As=142.9 D32ctc147		As=127.1 D32ctc137		As=143.0 D32ctc122	
算	く い 体 断 面 力						
	換 算 体 積	1 0 7 4 . 3		8 0 6 . 1		8 2 8 . 1	

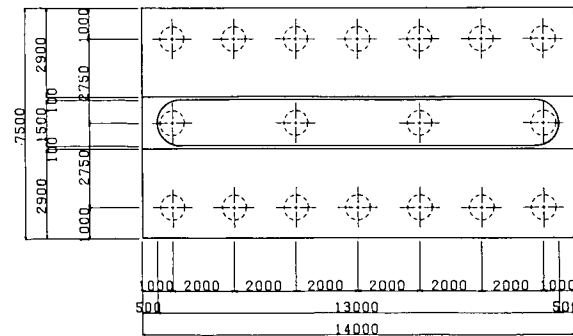
正面図



側面図



平面図



設計条件

橋脚高	m	12.7
天端長	m	23.0
天端幅	m	2.2
死荷重反力	t	835.7
活荷重反力	t	274.2
設計震度	軸	0.24
	直	0.24

許容支持力・許容変位

項目	単位	常時	地震時
くい軸方向押込許容支持力	t/本	529.1	778.2
くい軸方向引抜許容支持力	t/本	231.1	455.8
くい軸直角方向許容支持力	t/本	41.2	61.9
くい頭許容変位量	mm	20.0	30.0

材料強度

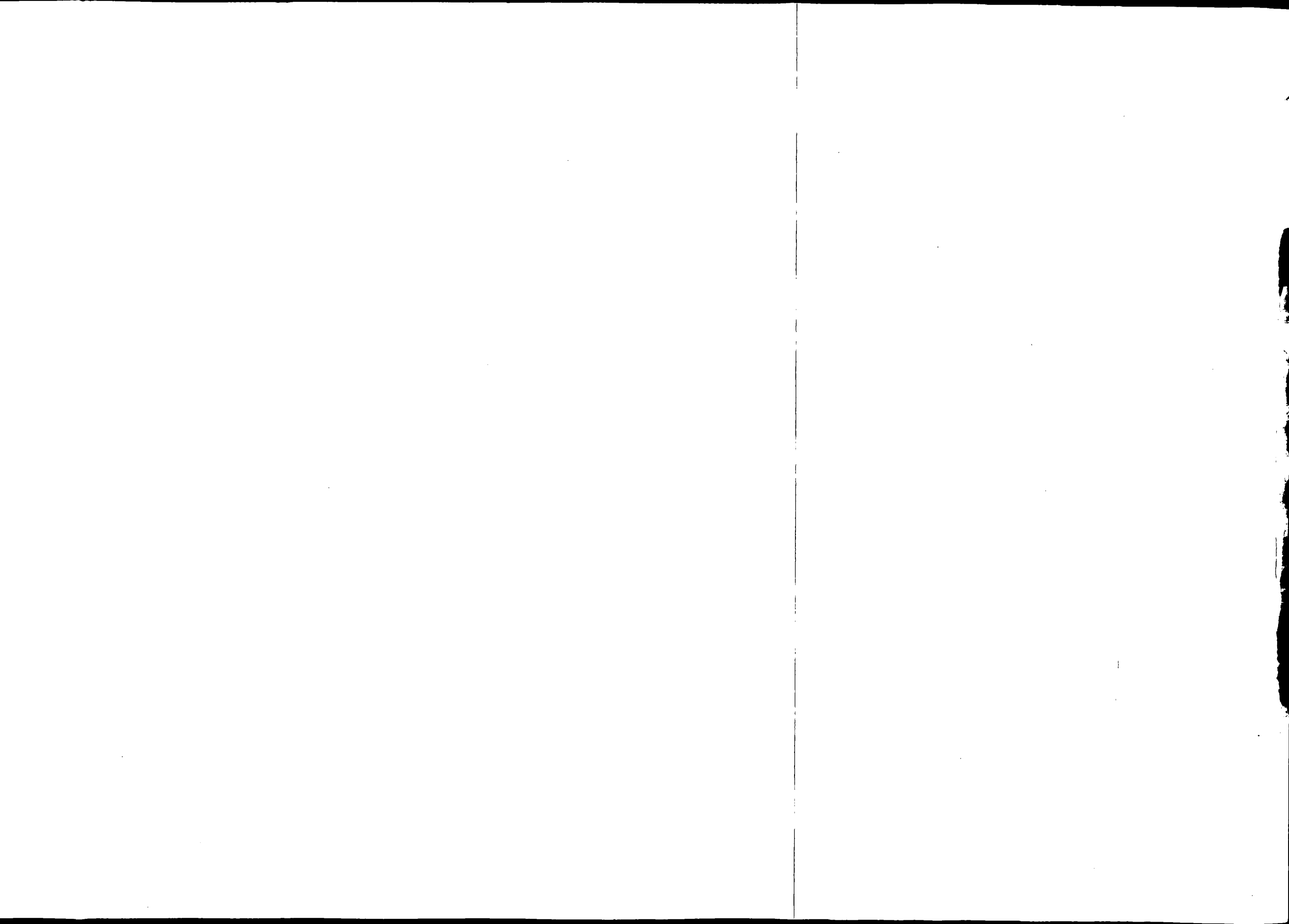
項目	単位	常時	地震時
コンクリート設計基準強度	kg/cm ²	210.0	
コンクリート圧縮応力度	kg/cm ²	70.0	105.0
コンクリート σ_{a1}	kg/cm ²	3.6	5.4
せん断応力度 σ_{a2}	kg/cm ²	16.0	24.0
コンクリート支圧応力度	kg/cm ²	63.0	94.5
コンクリート付着応力度	kg/cm ²	14.0	21.0
鉄筋引張応力度	大気中 kg/cm ²	1800.0	2700.0
(S030) 水中 kg/cm ²		1600.0	2700.0
基準値	kg/cm ²	1800.0	2700.0
鋼材引張応力度 (STK41)	kg/cm ²	1400.0	2100.0
鉄筋すみ肉溶接応力度	kg/cm ²	720.0	1080.0

単位重量

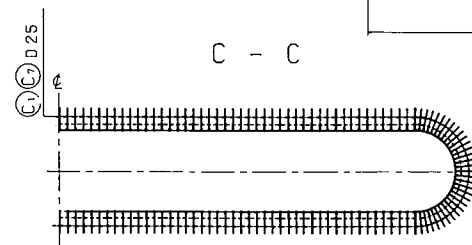
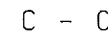
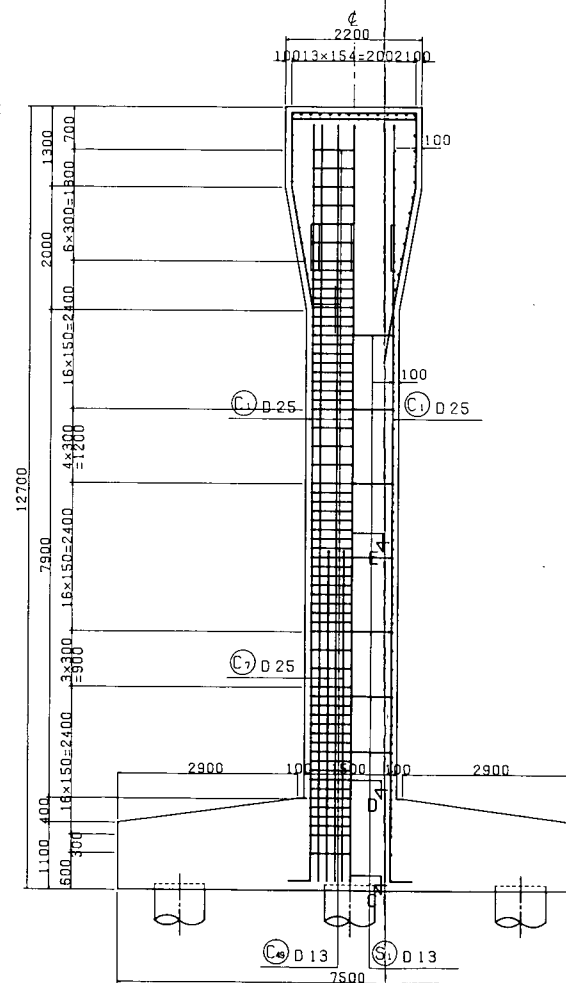
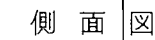
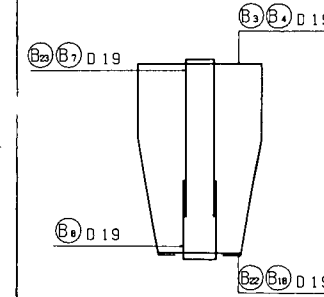
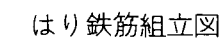
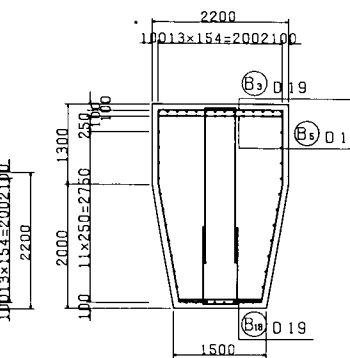
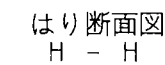
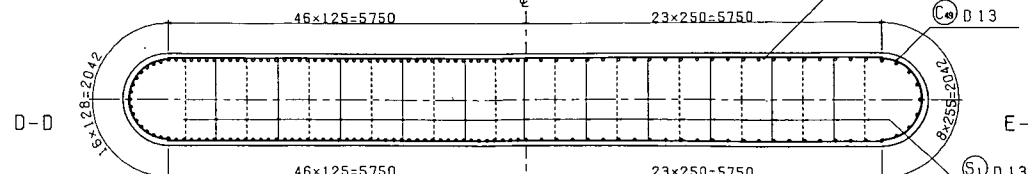
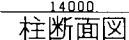
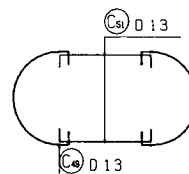
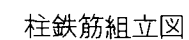
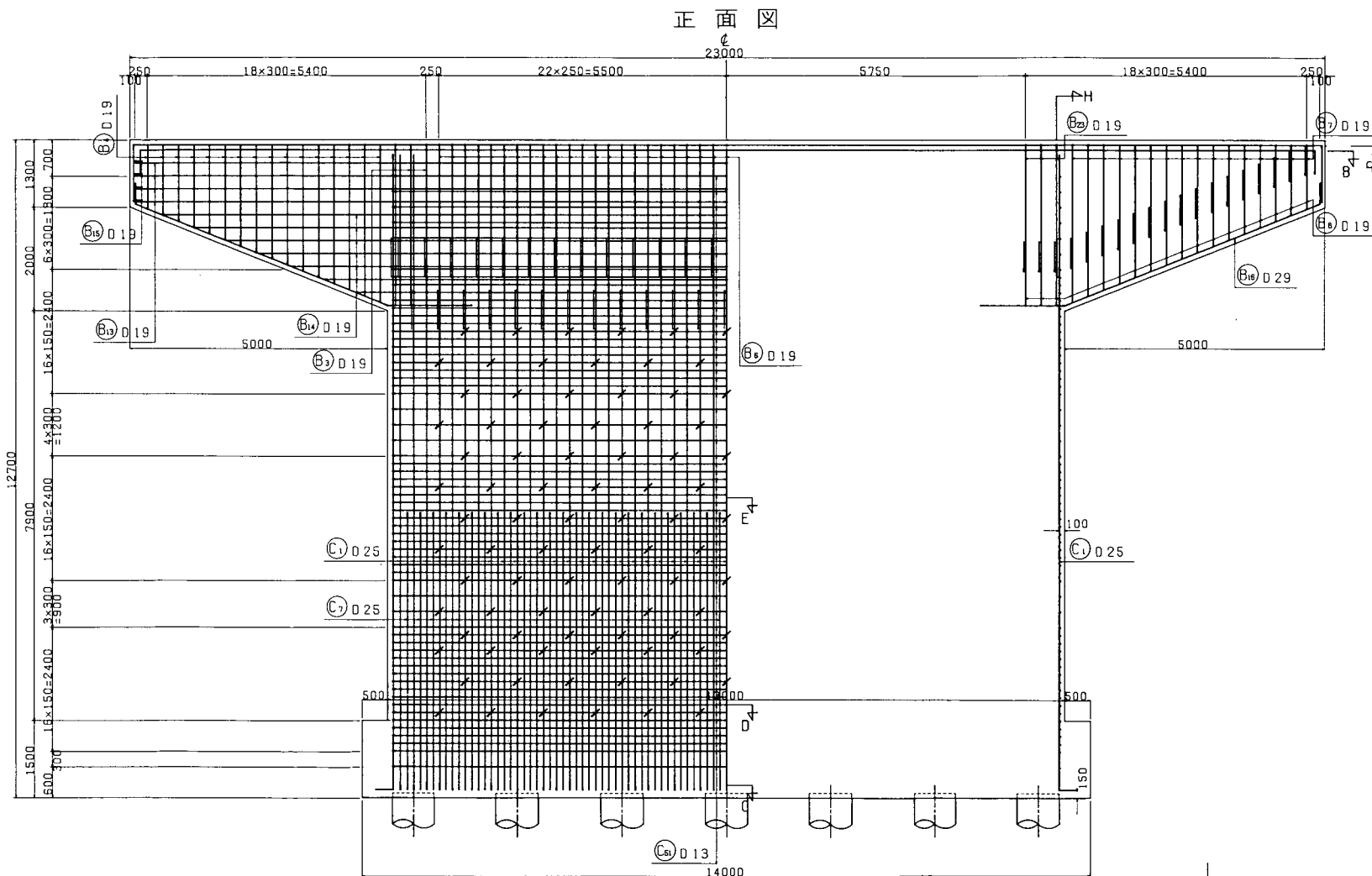
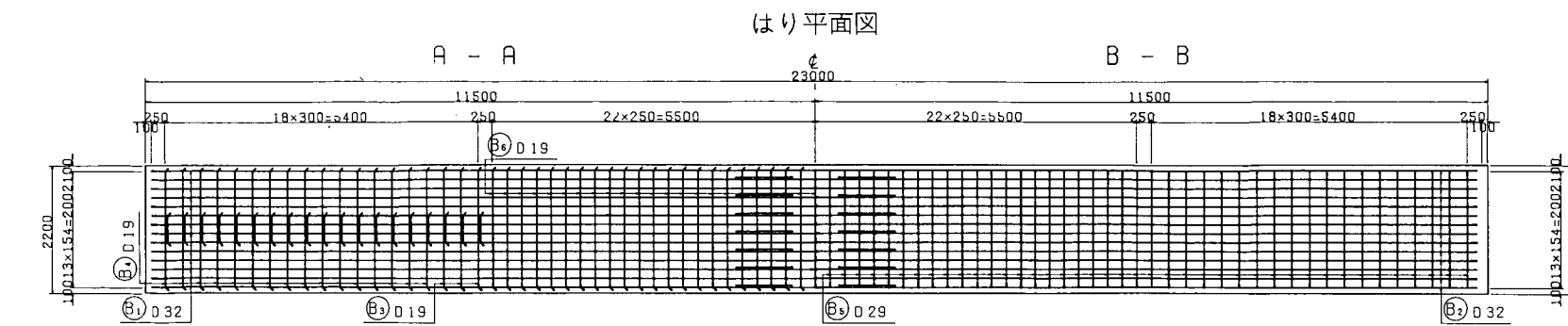
鉄筋コンクリート	t/m ³	2.5
土 砂	t/m ³	1.8

材料表

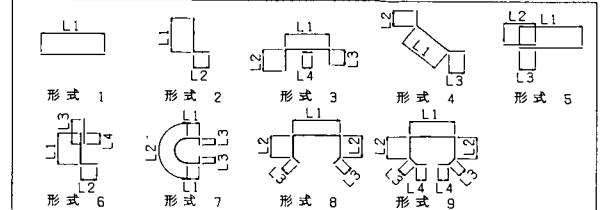
種別	単位	数量	摘要
コンクリート	はり m ³	133.5	
	柱 m ³	150.2	
	底版 m ³	140.3	
	計 m ³	424.1	
型わく	はり m ²	162.2	
	柱 m ²	218.9	
	底版 m ²	51.0	
	計 m ²	432.1	
基礎材	m ³	10.0	
	m ³	20.0	



橋脚配筋図縮尺 1:50



鉄筋加工図



種別	形式	径	本数	長さ (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)
B 1	3	D32	14	26150	22800	1100	1100	1120
B 2	3	D32	14	24650	22600	444	444	1120
B 3	9	D19	6	8850	2051	1191	1937	270
B 4	9	D19	32	6950	2051	1191	1937 ₀	270
B 5	1	D19	83	2050	2032			
B 6	8	D19	45	9500	2064	1191	2507	
B 7	3	D19	32	3750	513	2557 ₈₈₅	2557 ₈₈₅	
B 8	3	D19	38	3000	513	1240	1240	
B13	5	D19	8	13150	11000	2130	665	
B14	5	D19	14	18650	11000	11378 ₃₈₇₈	665	
B15	3	D19	8	2600	2051	270	270	
B16	4	D29	20	7450	5280	400	1765	
B18	1	D19	38	1300	1300			
B23	3	D19	6	5650	513	2557	2557	
C 1	6	D25	108	13500	10648	352	2477	875
C 7	2	D25	108	5750	5350	352		
C49	7	D13	126	3400	455	2101	188	
C51	3	D13	126	11900	11500	188	188	
S 1	3	D13	161	1600	1351	100	100	

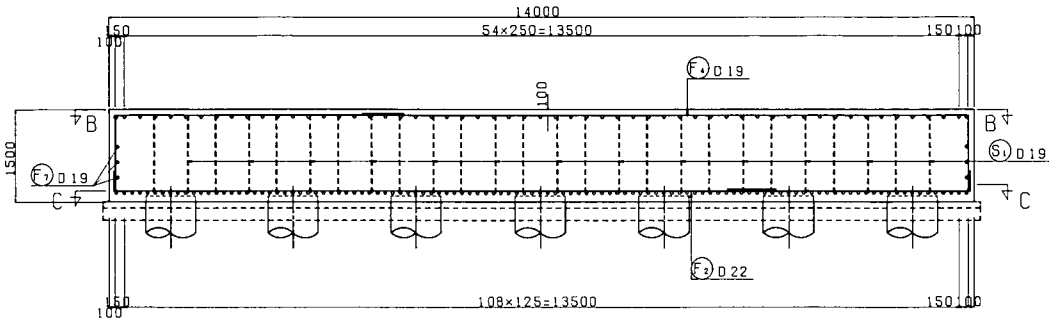
鉄筋重量表									
-------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

[illegible]

底版配筋図 縮尺 1:50

断面図

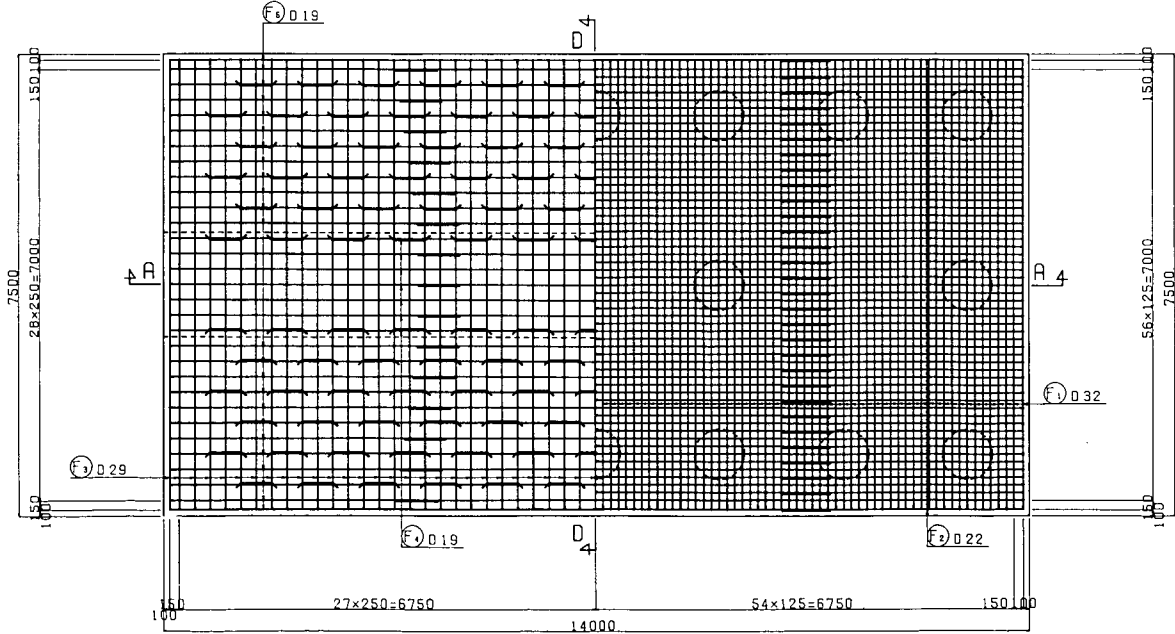
A - A



平面図

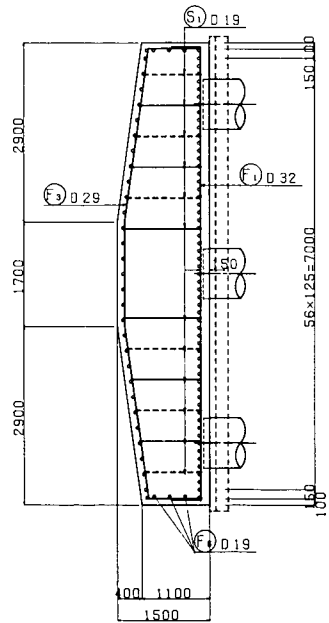
R - B

C - C



断面図

D - D

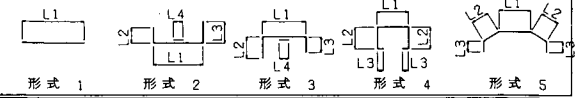


鉄筋加工・継手寸法表

径	a	b	R	継手 1ヶ所当り	
				L	重量(kg)
D10	55	125	180	30	0.168
D13	74	156	230	40	0.388
D16	75	195	270	40	0.749
D19	94	236	330	50	1.283
D22	112	268	380	60	2.006
D25	130	300	430	70	2.985
D29	149	351	500	80	4.385
D32	151	389	540	80	5.981

鉄筋表

鉄筋加工図



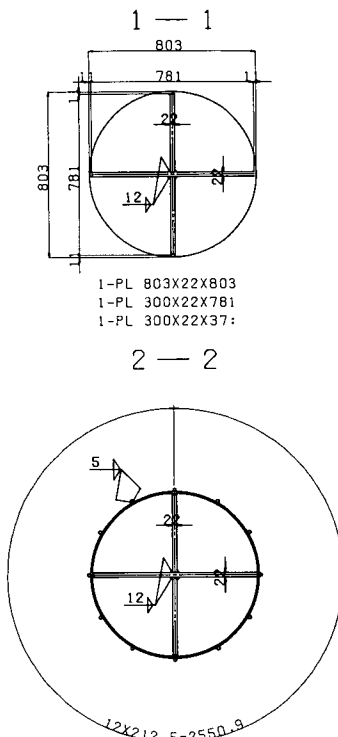
種別	形式	径	本数	長さ (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)
F 1	2	D32	111	8250	7300	460	460	
F 2	2	D22	59	15250	13800	320	320	770
F 3	5	D29	57	9100	1700	2826	850	
F 4	3	D19	7	17000	13800	1250	1250	665
F 5	3	D19	24	16550	13800	1229	1229	665
F 6	2	D19	6	15050	13800	280	280	665
F 7	1	D19	6	7300	7300			
S 1	4	D19	150	3000	551	1275	100	

鉄筋重量表

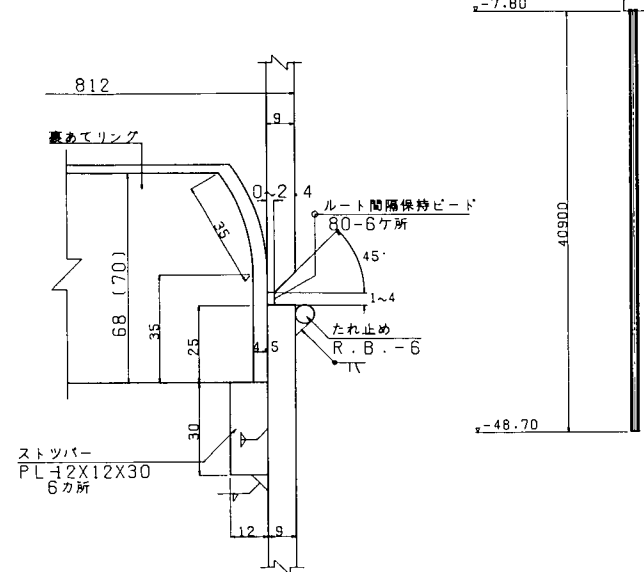
種別	径	長さ (mm)	本数	単位重量 (kg/m)	一本当り重量 (kg)	重量 (kg)	摘要
F 1	D32	8250	111	6.23	51.398	5705.175	
F 2	D22	15250	59	3.04	46.360	2735.240	
F 3	D29	9100	57	5.04	45.864	2614.248	
F 4	D19	17000	7	2.25	38.250	267.750	
F 5	D19	16550	24	2.25	37.237	893.688	
F 6	D19	15050	6	2.25	33.862	203.172	
F 7	D19	7300	6	2.25	16.425	98.550	
S 1	D19	3000	150	2.25	6.750	1012.500	
				D19	2475.7 kg		
				D22	2735.2 kg		
				D29	2614.2 kg		
				D32	5705.2 kg		
				合計	13530.3 kg		

鋼管くい詳細図 縮尺 1:30

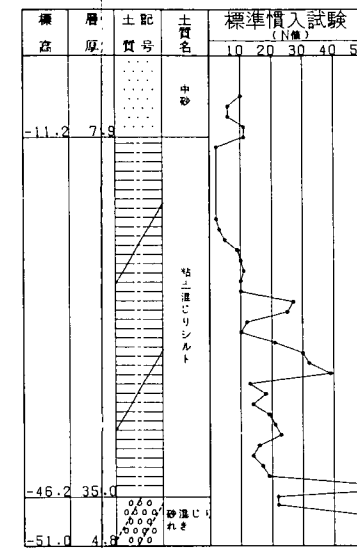
く い 頭 詳 細 図 縮 尺 1:15



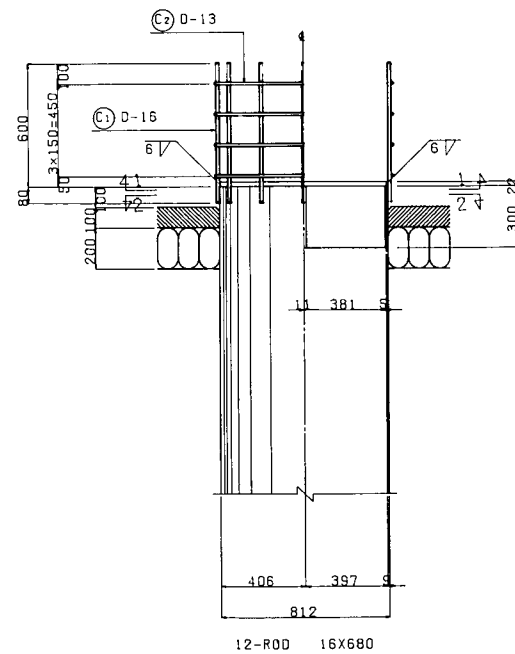
現場継手詳細図 縮尺 1:1



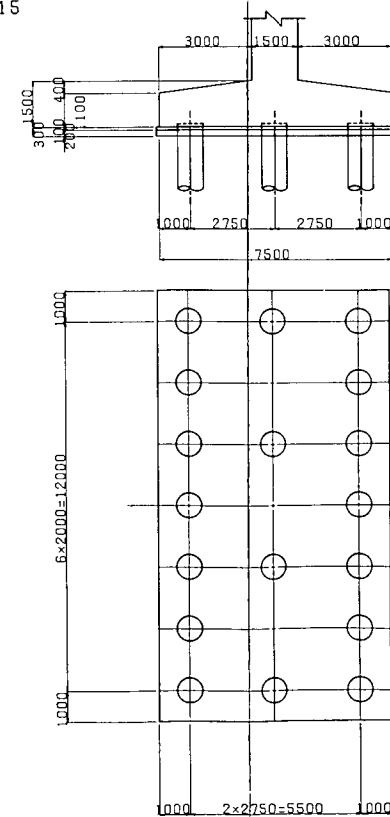
土質柱狀圖 縮尺 1:300



く い 先端 詳細 図 縮尺 1:15



くい配置図 縮尺 1:100

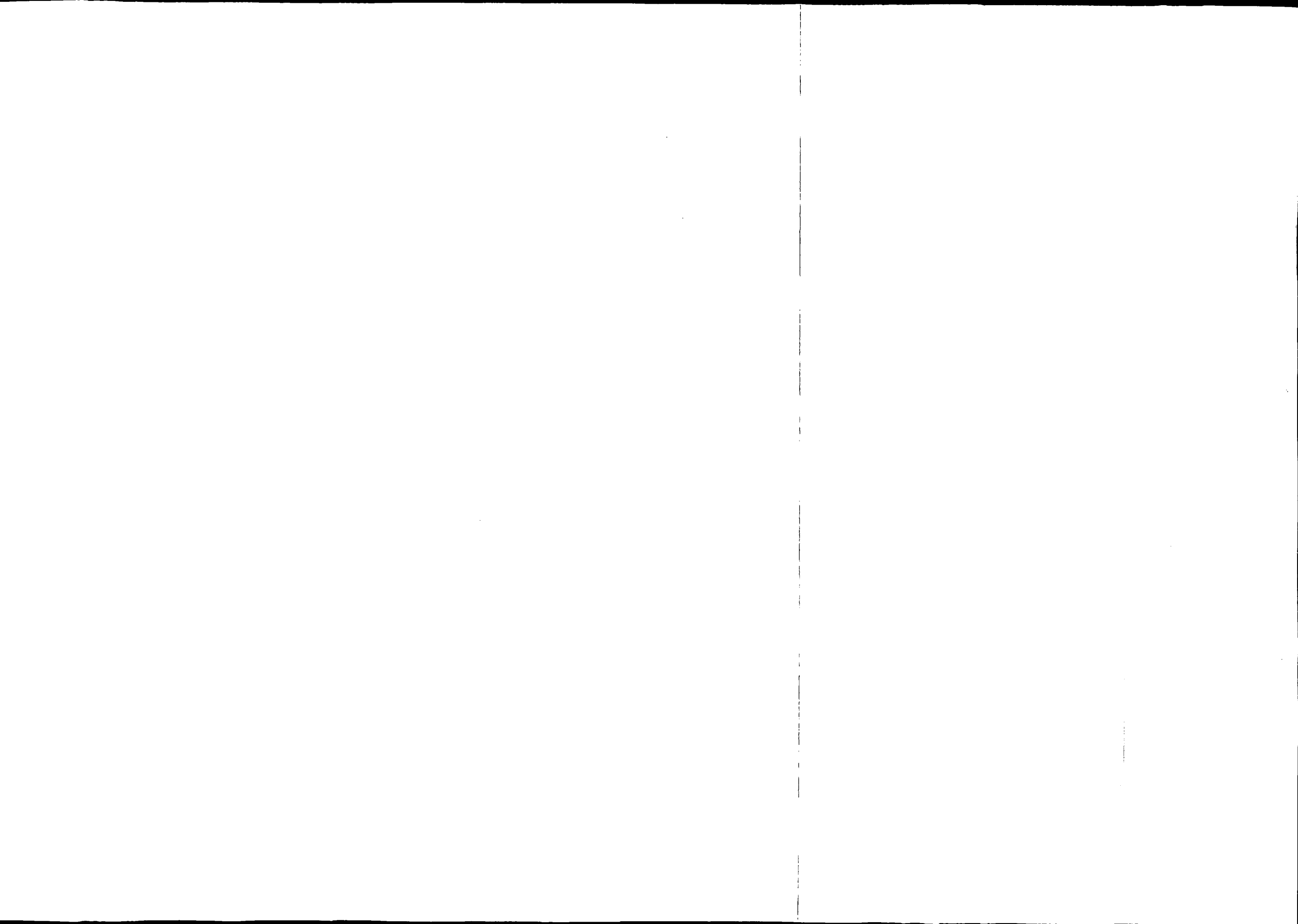


材料表 (くい1本当り)

材 種	断 面 寸 法 (mm)	長 さ (mm)	本 数 (本)	単 位 重 量 (kg)	一 本 当 り 重 量 (kg)	重 量 (kg)	材 質
クイ本体重量							
PILE	φ812 X 9	8000	1	178.000	1424.00	1424	STK41
PILE	φ812 X 9	11000	1	178.000	1958.00	1958	STK41
PILE	φ812 X 9	11000	1	178.000	1958.00	1958	STK41
PILE	φ812 X 9	11000	1	178.000	1958.00	1958	STK41
						7298 kg	
くい頭, くい先端補強重量							
P L	φ803 X 22	803	1	138.678	111.36	111	SS41
P L	300 X 22	781	1	51.810	40.46	40	SS41
P L	300 X 22	381	2	51.810	19.74	39	SS41
P L	300 X 9	2608	1	21.195	55.28	55	SS41
						245 kg	
鉄 筋	D 16	680	12	1.560	1.06	13	SD30
鉄 筋	D 13	3082	4	0.995	3.07	12	SD30
						25 kg	
現場継手重量							
P L	70 X 4.5	2522	3	2.473	6.24	19	SS41
P L	12 X 12	30	18	1.130	0.03	1	SS41
鉄 筋	φ 6	2569	3	0.222	0.57	2	SR24
						22 kg	
PILE				7298 kg			
PL				265 kg			
鉄 筋(SD30)				25 kg			
鉄 筋(SR24)				2 kg			
合 計				7590 kg			

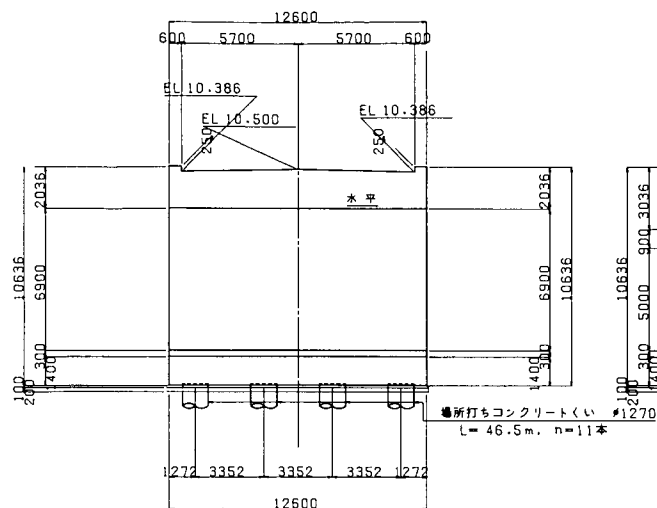
材料集計表

		P1橋脚
くい本数		18
PILE	STK41	131364
PL	SS41	4770
鉄筋	S030	450
	SR24	36
合 計		135620kg

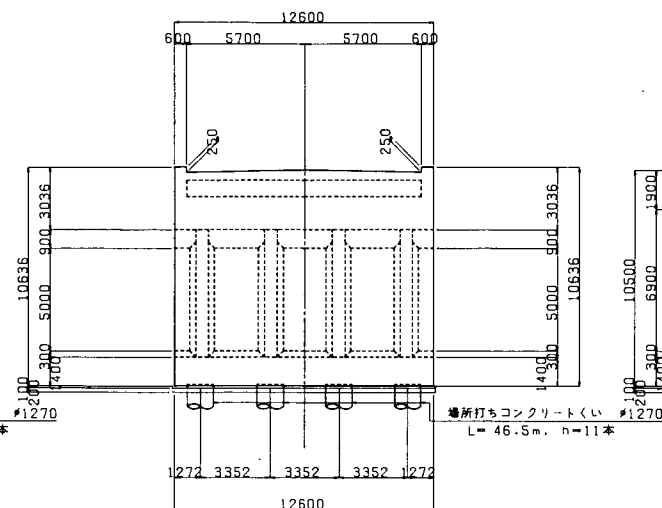


一般図 縮尺 = 1 : 150

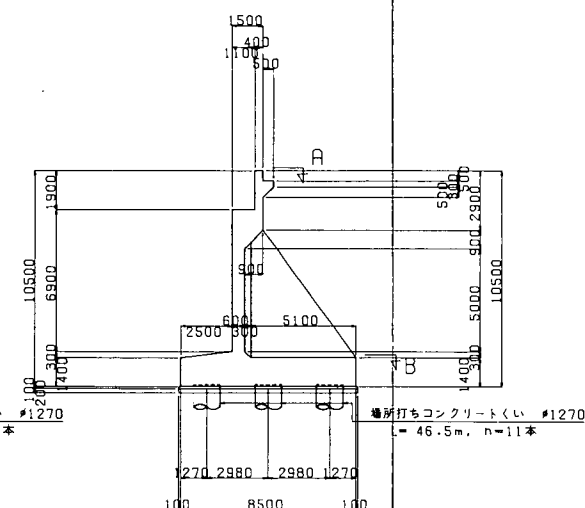
正面図 (前面)



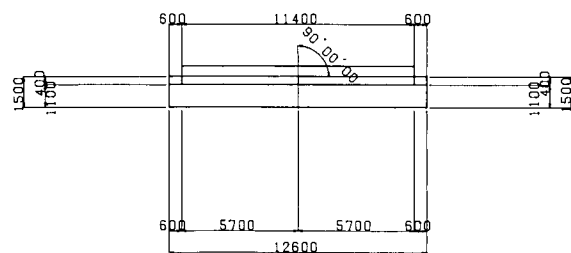
正面図 (背面)



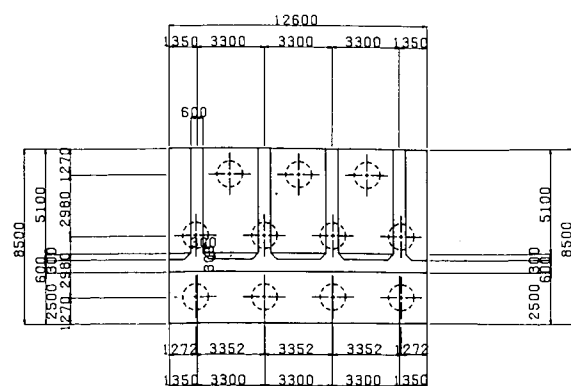
側面図



A - A



B - B



設計条件

支 承 条 件	
橋 台 高	m 10.500
胸 壁 高	m 1.900
車道横断勾配	% 左 2.00 右 2.00
歩道横断勾配	%
設 計 震 度	0.24
死荷重反力	t 207.5
活荷重反力	t 112.4

許容支持力・許容変位

項 目	単 位	常 時	地 震 時
く い軸方向押し許容支持力	t/本	310.0	465.0
く い軸方向引抜許容支持力	t/本	0.0	200.0
く い軸直角方向許容支持力	t/本	113.0	169.0
く い 頭 許 容 変 位 量	mm	10.0	15.0

材料強度

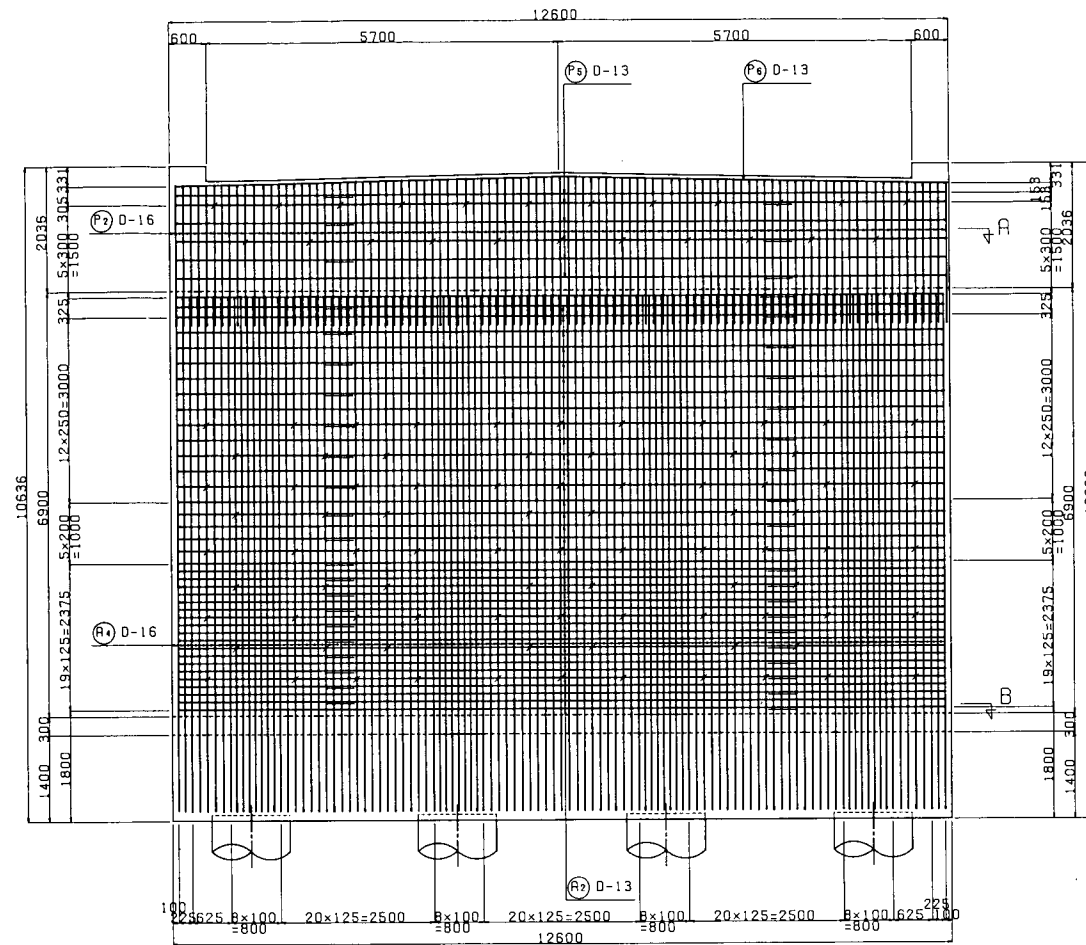
項 目	単 位	常 時	地 震 時
く コンクリート設計基準強度	kN/cm ²	210.0	
く コンクリート圧縮応力度	kN/cm ²	70.0	105.0
コンクリート	σ _{a1}	3.5	5.4
せん断応力度	σ _{a2}	16.0	24.0
コンクリート支圧応力度	kN/cm ²	63.0	94.5
コンクリート付着応力度	kN/cm ²	14.0	21.0
鉄筋引張応力度	大気中 kN/cm ²	1800.0	2700.0
(S D 3 0)	水 中 kN/cm ²	1600.0	2700.0
	基準値 kN/cm ²	1600.0	2700.0
く コンクリート設計基準強度	kN/cm ²	240.0	
く コンクリート圧縮応力度	kN/cm ²	80.0	120.0
鉄筋引張応力度	kN/cm ²	1600.0	2700.0
(S D 3 0)			

単位重量

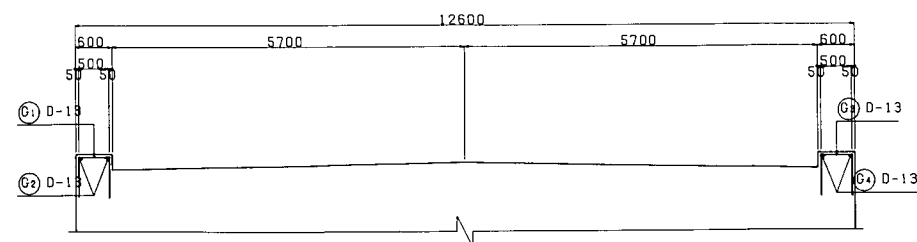
鉄 筋 コ ン ク リ ー ト	t/m ³	2.5
土 砂	t/m ³	1.8

配筋図 縮尺 = 1 : 50

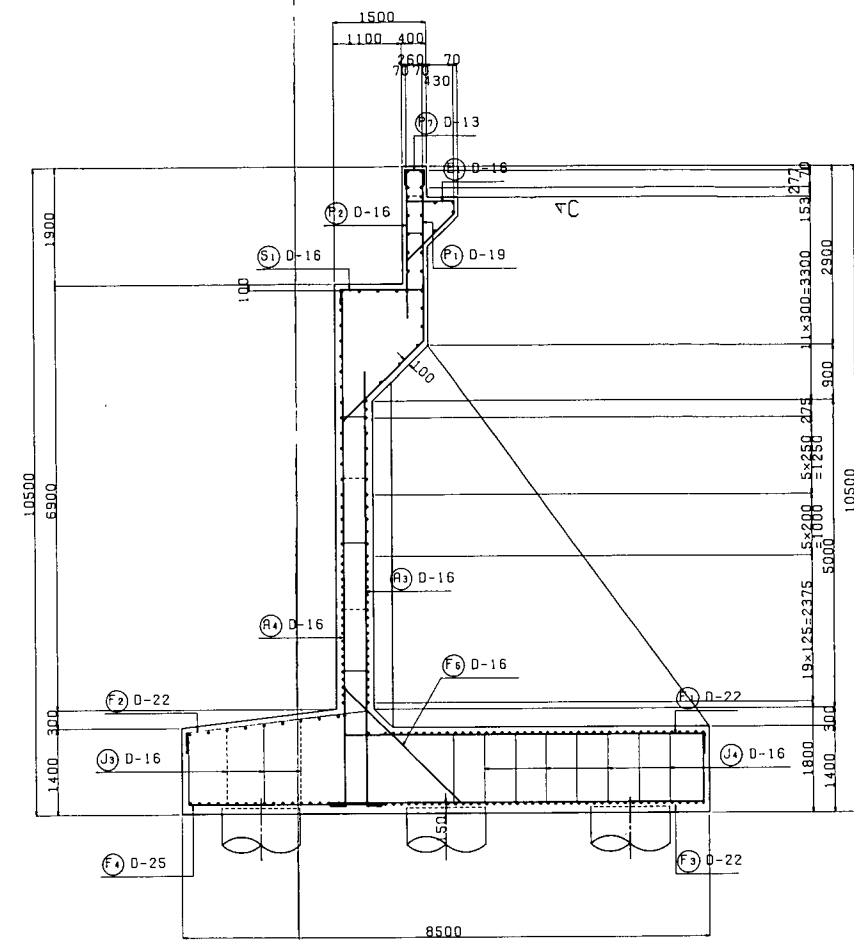
正面配筋图(表)



地覆部配筋図

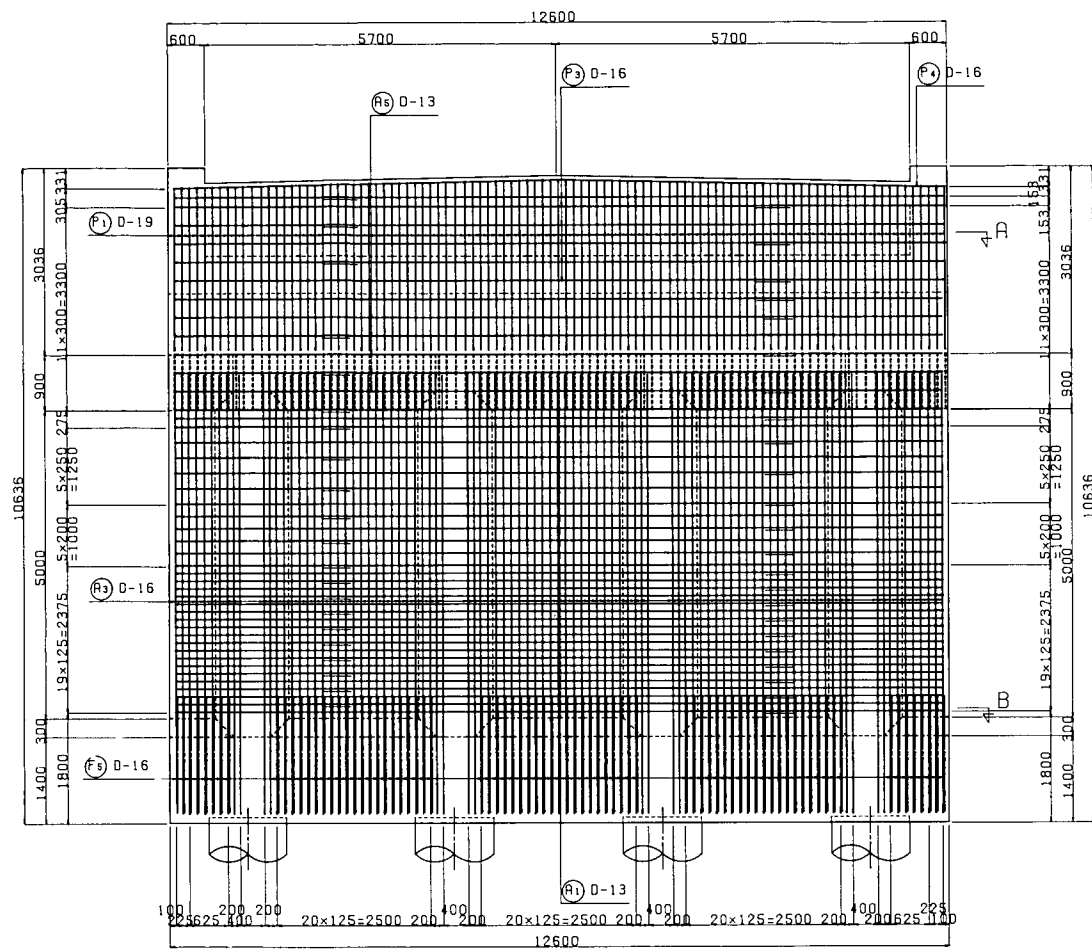


側面配筋図

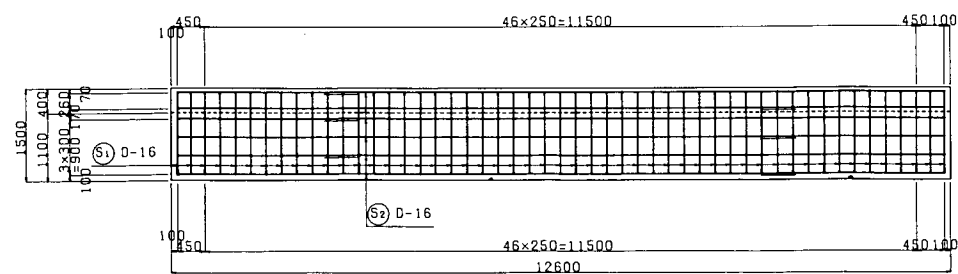


配筋図 縮尺 = 1 : 50

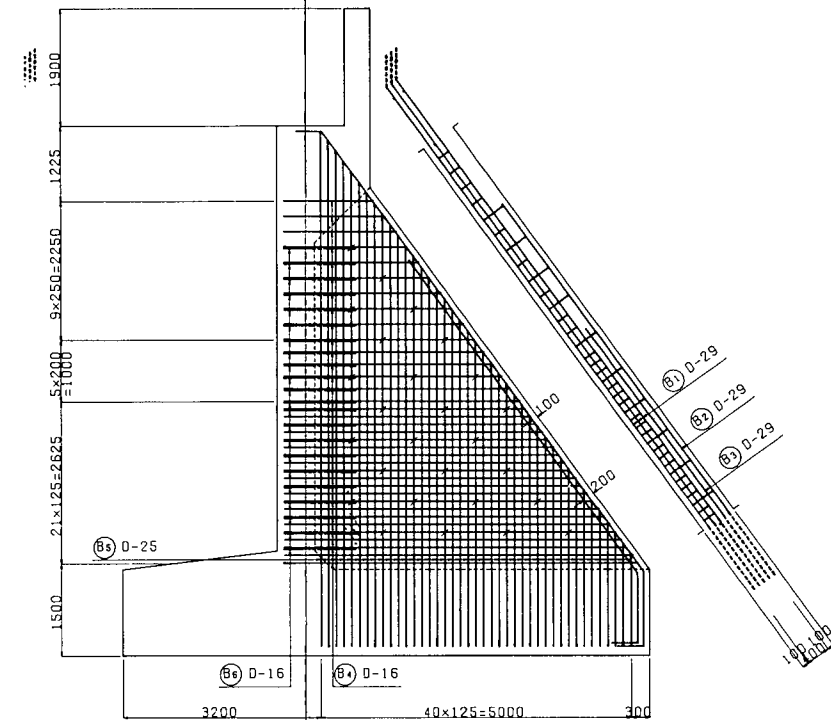
正面配筋図 (裏)



けた受部配筋図

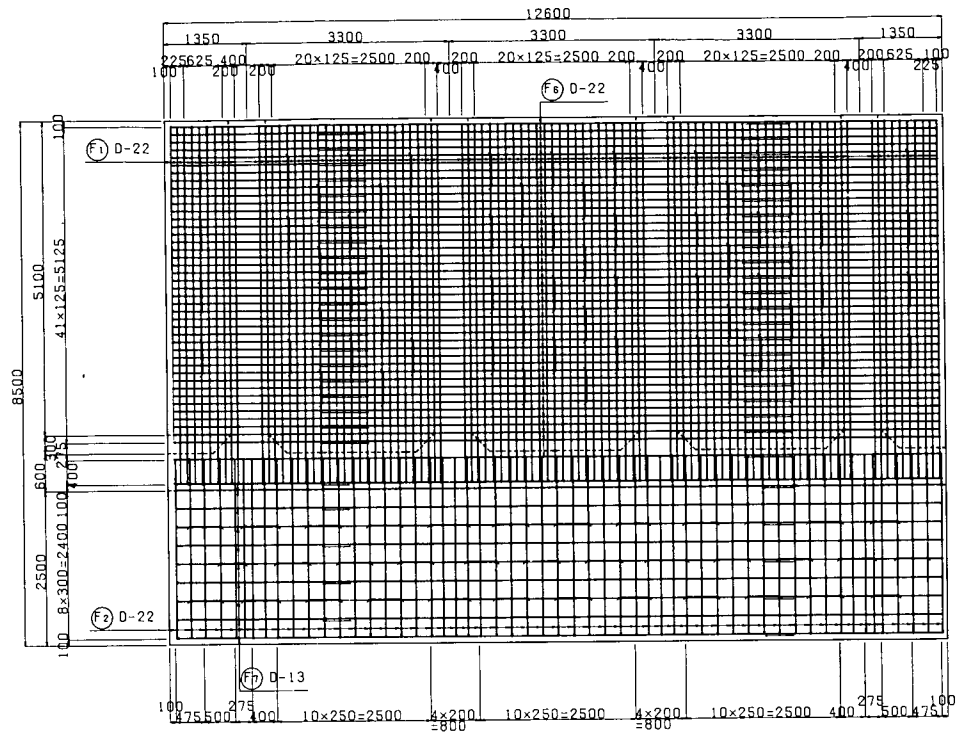


控え壁配筋図

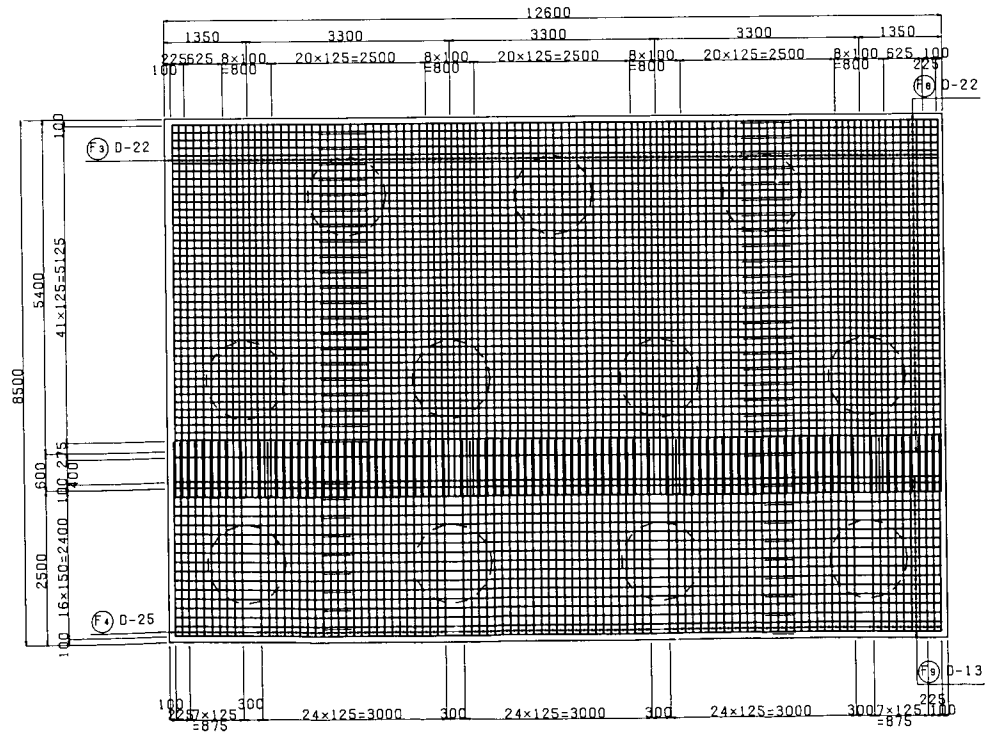


配筋図 縮尺 = 1 : 50

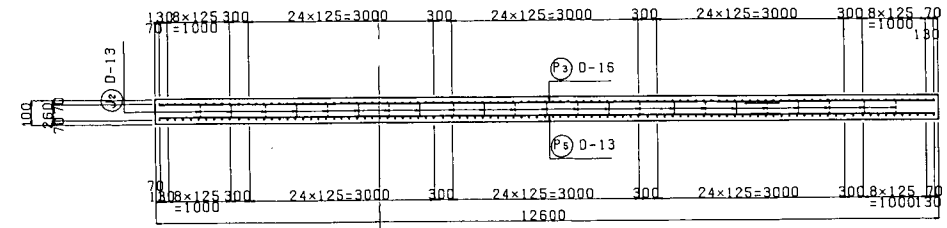
底版配筋图(上面)



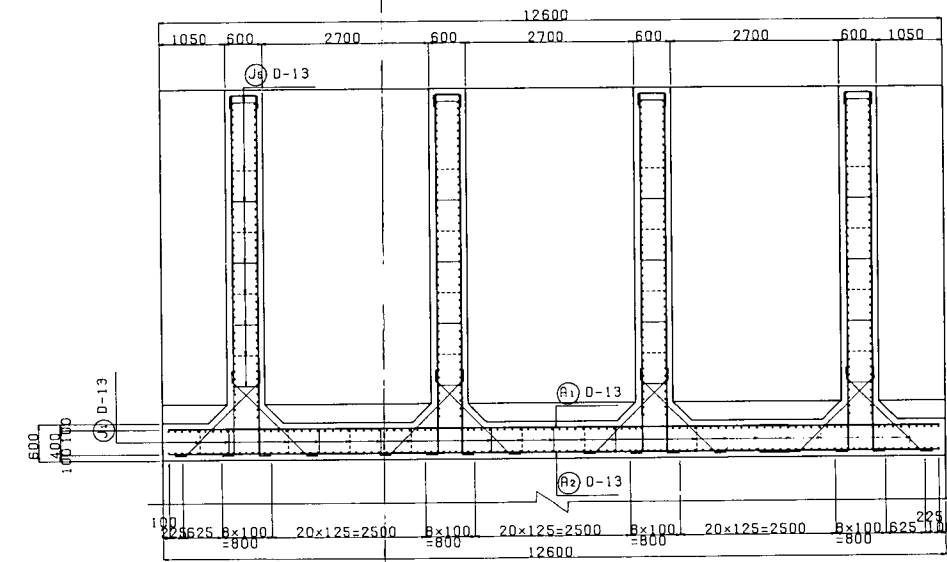
底版配筋图(下面)



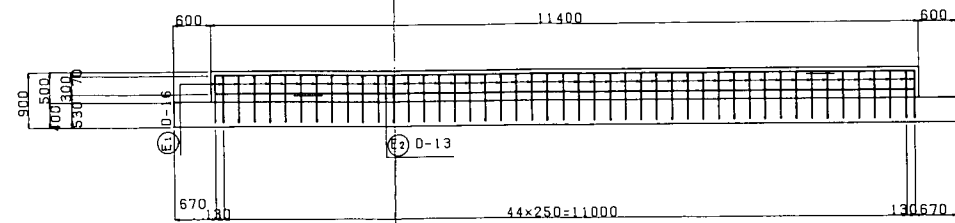
A - A



B - B

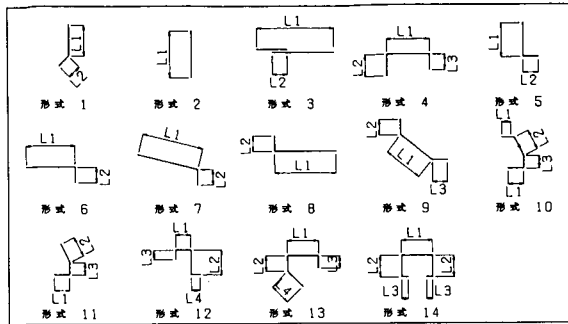


C - C



材料表

鉄筋加工図



種別	形式	径	本数	長さ (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)
P 1	1	019	99	4600	2759	1880		
P 2	2	016	99	2350	2838			
P 3	3	016	6	13050	12460	560		
P 4	3	016	1	13050	12462	560		
P 5	3	013	6	12950	12460	455		
P 6	3	013	1	12950	12462	455		
P 7	4	013	99	700	290	190	190	

R 1	3	013	32	12900	12400	455		
R 2	3	013	38	12900	12400	455		
R 3	5	016	95	7350	7110	230		
R 4	5	016	107	8600	8350	230		
R 5	3	013	5	12900	12400	455		

S 1	4	016	51	1800	1330	230	230	
S 2	3	016	6	13000	12400	560		

F 1	6	022	95	6150	5800	320		
F 2	7	022	55	3250	2921	320		
F 3	8	022	107	7200	6038	1150		
F 4	8	025	95	4300	3137	1150		
F 5	9	016	79	3100	2628	230	230	
F 6	3	022	43	13200	12400	770		
F 7	3	013	10	12900	12400	455		
F 8	3	022	43	13200	12400	770		
F 9	3	013	18	12900	12400	455		

B 1	10	029	20	10900	420	8813	1217	
B 2	11	029	12	7750	420	6181	1135	
B 3	11	029	8	5350	420	3753	1135	
B 4	12	016	288	4650	400	5704	100	230
B 5	5	025	328	5300	8350	360		
B 6	9	016	176	2100	1638	230	230	

G 1	4	013	2	1850	500	655	655	
-----	---	-----	---	------	-----	-----	-----	--

種別	形式	径	本数	長さ (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)
G 2	4	013	2	1600	260	655	655	
G 3	4	013	2	1850	500	655	655	
G 4	4	013	2	1600	260	655	655	

E 1	13	016	47	2300	760	201	230	1074
E 2	3	013	4	11750	11260	455		

J 1	4	013	87	650	426	100	100	
J 2	4	013	23	500	290	100	100	
J 3	14	016	36	3450	541	1217	100	
J 4	14	016	68	3150	538	1188	100	
J 5	4	013	144	700	458	100	100	

鉄筋加工・継手寸法表

径	a	b	R	継手(1ヶ所当たり)	
				L	重量(kg)
010	55	125	180	30	0.168
013	74	156	230	40	0.388
016	75	195	270	40	0.749
019	94	236	330	50	1.283
022	112	268	380	60	2.006
025	130	300	430	70	2.985
029	149	351	500	80	4.385
032	151	389	540	80	5.981

鉄筋重量表

種別	径	長さ (mm)	本数	単位重量 (kg/m)	一本当り重量 (kg)	重量 (kg)	摘要
P 1	019	4600	99	2.25	10.350	1024.70	
P 2	016	2350	99	1.56	3.664	362.98	
P 3	016	13050	6	1.56	20.358	122.15	
P 4	016	13050	1	1.56	20.358	20.36	
P 5	013	12950	6	0.995	12.886	77.31	
P 6	013	12950	1	0.995	12.886	12.89	
P 7	013	700	99	0.995	0.697	69.00	

R 1	013	12900	32	0.995	12.836	410.75	
R 2	013	12900	38	0.995	12.836	487.77	
R 3	016	7350	95	1.56	11.466	1089.32	
R 4	016	8600	107	1.56	13.416	1435.57	
R 5	013	12900	5	0.995	12.836	64.18	

S 1	016	1800	51	1.56	2.809	143.23	
S 2	016	13000	6	1.56	20.280	121.68	

F 1	022	6150	95	3.04	18.696	1776.17	
F 2	022	3250	55	3.04	9.880	543.43	
F 3	022	7200	107	3.04	21.888	2342.07	
F 4	025	4300	95	3.98	17.114	1625.88	
F 5	016	3100	79	1.56	4.836	382.08	
F 6	022	13200	43	3.04	40.128	1725.52	
F 7	013	12900	10	0.995	12.836	128.36	
F 8	022	13200	43	3.04	40.128	1725.52	
F 9	013	12900	18	0.995	12.836	231.05	

B 1	029	10900	20	5.04	54.936	1098.73	(20)
B 2	029	7750	12	5.04	39.060	468.73	
B 3	029	5350	8	5.04	26.964	215.72	
B 4	016	4650	288	1.56	7.254	2089.30	
B 5	025	5300	328	3.98	21.094	6918.99	
B 6	016	2100	176	1.56	3.276	576.66	

G 1	013	1850	2	0.995	1.841	3.68	
G 2	013	1600	2	0.995	1.592	3.18	
G 3	013	1850	2	0.995	1.841	3.68	
G 4	013	1600	2	0.995	1.592	3.18	

E 1	016	2300	47	1.56	3.588	168.66	
E 2	013	11750	4	0.995	11.692	46.77	

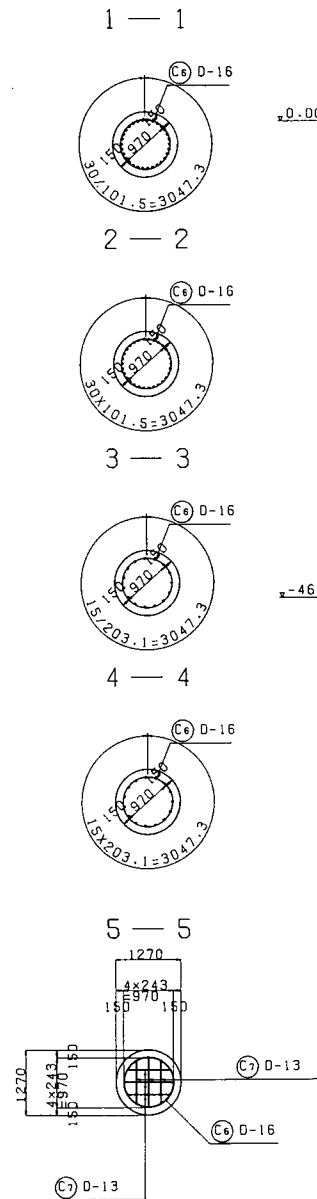
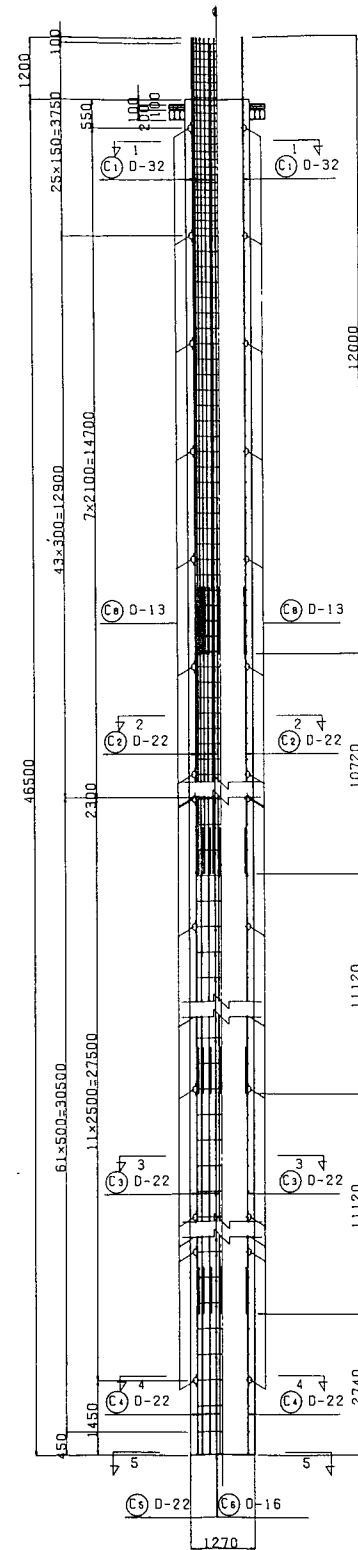
種別	径	長さ (mm)	本数	単位重量 (kg/m)	一本当り重量 (kg)	重量 (kg)	摘要
J 1	013	650	87	0.995	0.647	56.31	
J 2	013	500	23	0.995	0.498	11.45	
J 3	016	3450	36	1.56	5.382	193.77	
J 4	016	3150	68	1.56	4.914	334.19	
J 5	013	700	144	0.995	0.697	100.37	

013	1709.9 kg
016	7039.9 kg
019	1024.7 kg
022	8112.7 kg
025	8544.9 kg
029	1783.2 kg
合計	28215.3 kg

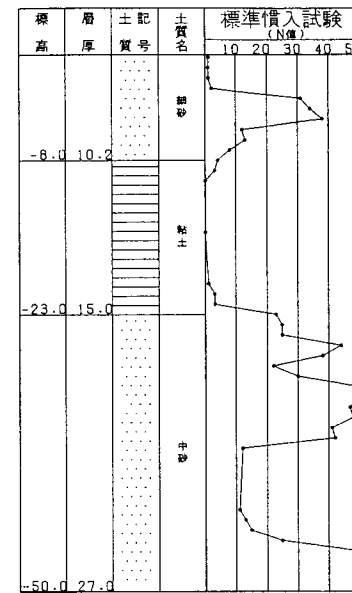
材料表

種別	別	単位	1ヶ所当り数量
コンクリート	壁	m³	84.258
	底版	m³	156.106
	控え壁	m³	47.700
	計	m³	288.065
型わく	壁	m²	201.370
	底版	m²	39.607
	型わく	m²	37.519
	控え壁	m²	176.295
基礎材	計	m²	454.791
		m³	8.349
		m³	16.698

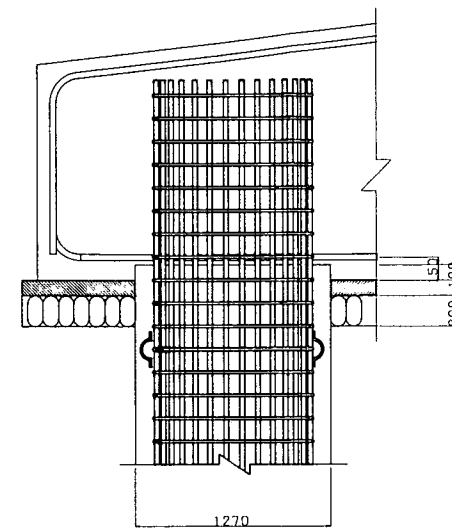
場所打ちコンクリートぐい詳細図 縮尺 1:60



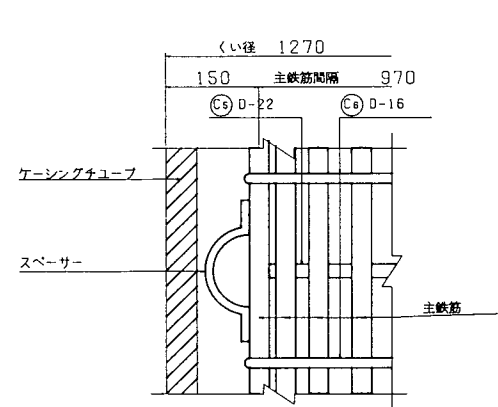
土質柱状図 縮尺 1:300



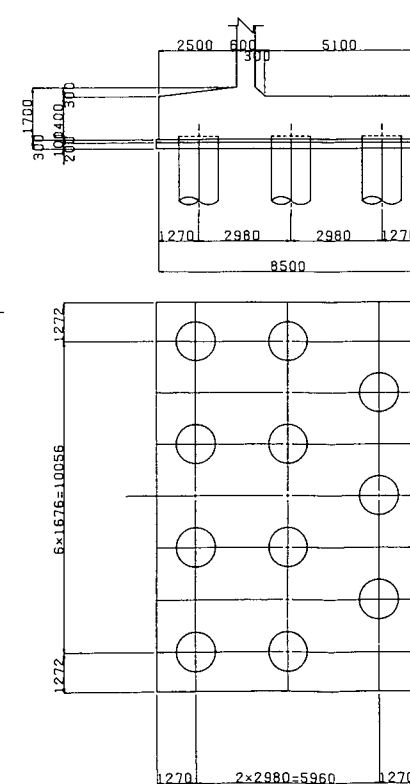
ぐい頭詳細図 縮尺 1:20



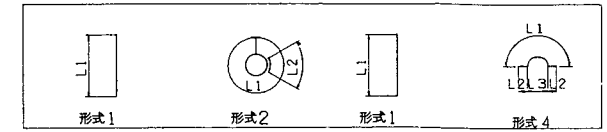
スベラー詳細図 縮尺 1:5



ぐい配置図 縮尺 1:100



鉄筋加工図



種別	形式	径	本数	長さ (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₃ (mm)	L ₄ (mm)
C1	1	D32	30	12000	12000			
C2	1	D22	30	12000	12000			
C3	1	D22	15	12000	12000			
C4	1	D22	15	3620	3620			
C5	2	D22	20	3020	2909	110		
C6	2	D16	110	3280	3198	80		
C7	3	D16	6	1520	848	300	300	
C8	4	D13	80	390	204	50	130	

鉄筋重量表

種別	径 (mm)	長さ (mm)	本数 (本)	単位重量 (kg)	一本当り重量 (kg)	重量 (kg)	概要
C1	D32	12000	30	6.23	74.760	2242.80	I
C2	D22	12000	30	3.04	36.480	1094.40	I
C3	D22	12000	15	3.04	36.480	547.20	I
C4	D22	3620	15	3.04	11.005	165.08	I
C5	D22	3020	20	3.04	9.181	183.62	OK
C6	D16	3280	110	1.56	5.117	562.87	OK
C7	D16	1520	6	1.56	2.372	14.24	I
C8	D13	390	80	0.995	0.388	31.04	I
合計						4841.24	
コンクリート体積						58.90	m³

鉄筋集計表

ぐい本数	P1表脚
D32	24670
D29	—
D25	—
D22	21893
D19	—
D16	6348
D13	341
合計	53252
コンクリート体積	647

注) フープ筋については、54巻成
重ね合せて両面隅肉を削る。

くい基礎自動設計の合理化に関する研究

土木研究所報告

第162号 1984年3月

池村雅司 久吉哲太郎

工藤真之助 村椿良範

要 旨：

本研究は、構造物設計を電子計算機により自動的に行おうとする場合に必要となる設計アルゴリズムと最適設計の考え方について、くい基礎を対象としてまとめたものである。

設計アルゴリズムについては、これまでの設計を電算化する場合に、その設計手順をどのように明確化したかについて述べている。

また最適設計の考え方については、この種のプログラムでは従来未開発の分野であり、さまざまな検討を行っている。

キーワード：くい基礎，自動設計，最適設計

Report of PWRI Vol. 162, March 1984

**Study on Rationalization of design
of Pile Foundation**

by Masashi Ikemura, Tetsutaro Kuyoshi
Sinnosuke kudou, Yoshinori Muratsubaki

Synopsis :

This report is result of study related to the standardization of design algorithm and the optimumization in case computerization on the design of pile foundation.

At the standardization, We have stated a procedure aims at clarification in case computerization on personal experience and actual result of pile foundation so far.

At the optimumization, we have developed various technical skill on the analysis for the new subject which is uncultivated field of research.

Key Words : Pile Foundation, Automatic Design, Optimum Design

土木研究所報告第162号

昭和59年3月30日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 フクダ工芸株式会社
東京都中央区新川1-3-3
電話 (03) 551-5187

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ、許可を
得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 162 March 1984

CONTENTS

Study on Rationalization of design	Masashi Ikemura
of Pile Foundation	Tetsutaro Kuyoshi
	Sinnosuke Kudou
	Yoshinori Muratsubaki
