

第 2 編 設 計

1. はじめに

建設会社の設計部門が、地下鉄の本体構造物の設計に携わることは極めてまれである。しかも今回は、震災復旧工事ということで、短期間で完成させなければならないという特殊な状況であった。

設計業務の遂行において留意した点は、以下のとおりである。

<土木設計>

通常の設計と大きく異なる点として、次の事項があげられる。

- ・埋設物などの事前調査が行われていない。また、震災直後の混乱期で、情報収集がスムーズにできなかった。
- ・既設構造物の損傷度が十分に調査・把握できない段階で、掘削床付けレベル（解体範囲）を想定して仮設構造物の設計を行う必要があった。
- ・復旧構造物に対する耐震設計基準が出来上がっていない。

これらのことから、

- ①. 仮設設計については、種々のケースに対応できる設計を行い、整合性がとれるように努めた。
- ②. 本体設計については、運輸省の鉄道施設耐震構造検討委員会の答申を待って行うこととなった。そのため、事前解析を数多く行い、工事が遅延することなくすすめられるように対応した。

<建築設計>

- ①. 必要な許認可・申請の種類と手順、および現行法規との適合性について
- ②. 原形復旧の枠の中で、以前より良い駅とする工夫
- ③. 短期間で仕事をするため、先行する土木部門および建築部門とのすり合わせ調整の仕方

このような中で、日本鉄道建設公団、およびパシフィックコンサルタンツ（株）の方々の御指導・御協力をいただき、大過なく業務を終えることができ、深く感謝致します。

2. 土木設計

2. 1 本体設計

2.1.1 復旧基本方針

復旧は被害の大きさに鑑み、まず運輸省に復旧工事計画書が提出され、鉄道施設耐震構造検討委員会（松本嘉司委員長）で検討がなされ、問題のないことが確認された後、作業に入るという手順で進められた。

大開駅の復旧工事計画書は、被災直後は設計方針が、まだ固まっていなかったことから、段階的な復旧方法をとることになった。

第一次復旧工事計画書（平成7年2月28日）で土留、掘削、上床版および側壁等の取りこわしを、第二次復旧工事計画書（平成7年5月31日）で再構築が確認された。

2.1.2 復旧方法

大開駅の復旧は、駅部および駅接合部において次の方法に分けられる。

- (1) 駅部本体・駅接合部取りこわし再構築
- (2) 駅接合部の側壁・中柱クラック補修
- (3) 駅接合部の側壁H型钢補強

図 2.1.2-1 にそれぞれの復旧範囲を示す

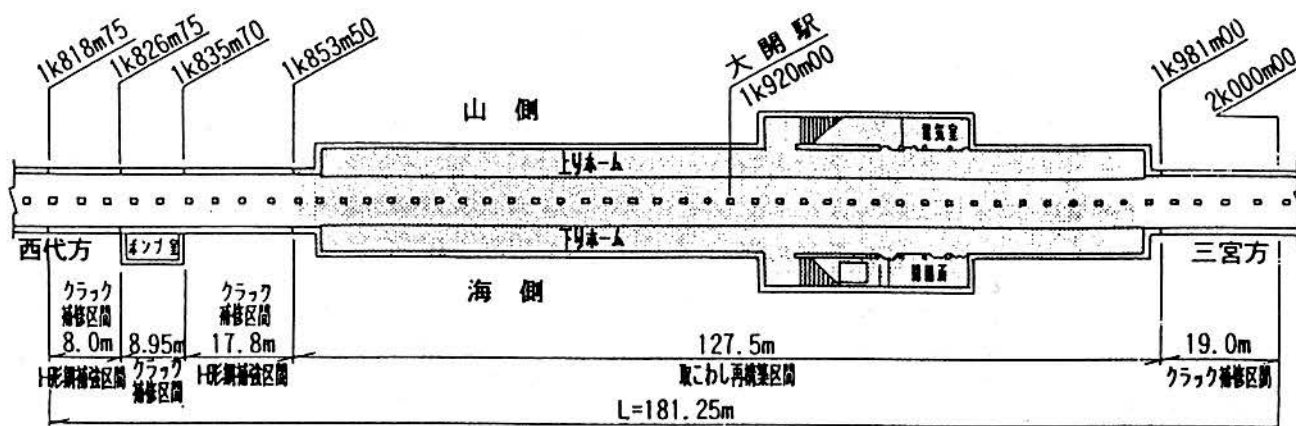


図 2.1.2-1 大開駅復旧範囲

(1) 駅部本体・駅接合部取りこわし再構築区間

i) 躯体取り壊しおよび再構築範囲

躯体の取りこわし範囲は、軌道階の下床版と側壁下部ハンチ付近にはほとんど被害がなかったことからこれらを残し、中柱、側壁、上床版、ホーム等はすべて撤去し再構築することとなった。

図 2.1.2-2 に一層部再構築範囲を示す。

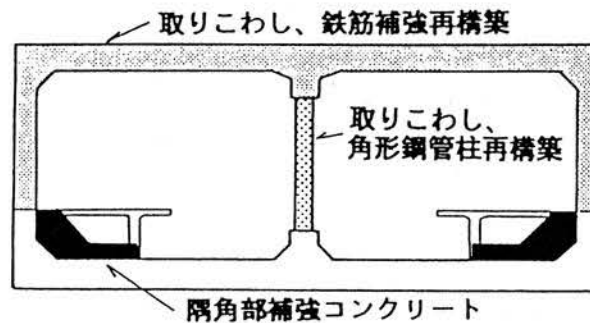


図 2.1.2-2 一層部再構築範囲

ii) 復旧設計

再構築の設計は、平成7年4月に鉄道施設耐震構造検討委員会がとりまとめた「阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様」に基づいて行われた。「特別仕様」に基づく再構築の耐震設計の考え方は以下のとおりである。

ア. 耐震設計の目標

今回程度の地震に十分耐えられる構造とすることを目標とし、耐震設計においては、構造が設計想定地震に対して必要な安全性を確保するよう設計する。

イ. 設計想定震度

兵庫県南部地震で観測された最大地震動を用いる。具体的には、神戸ポートアイランド地下8.3mで観測された地震とする。

ウ. 耐震設計法

構造物の部材等の検討は、限界状態設計法によるものとする。また耐震性能の検討にあたっては、十分なじん性を有し、せん断破壊が曲げ降伏に対して先行しないようにする。さらに今回の被災の状況は、中柱が破壊したことにより大きな被害が生じていることから、中柱については適切な配慮をする。

2.1.3 復旧設計の体制及び流れ

復旧工事を早急かつ円滑に進めるために、復旧設計の体制をどうするかが大きなポイントであり、当初から設計・施工の一体化が望ましいとの考え方が主流であった。

震災直後からの設計の流れをまとめると以下の通りである。

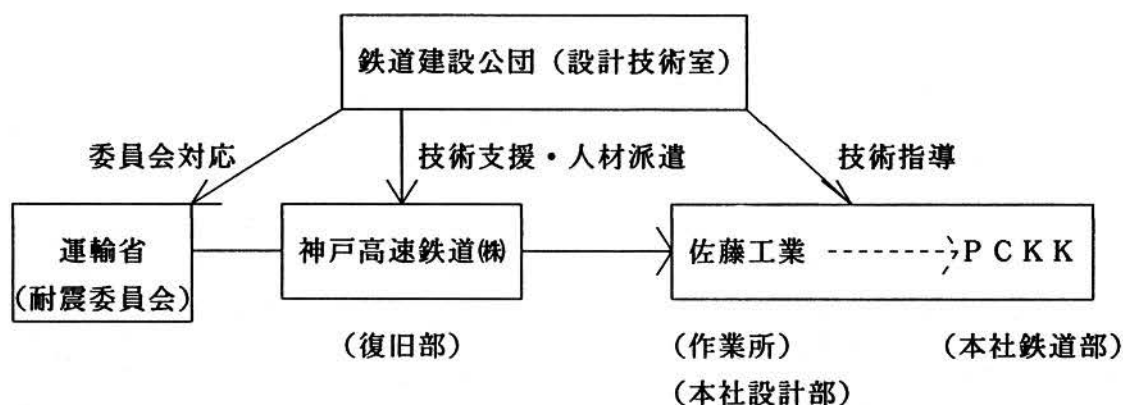
平成7年2月 2日 神戸高速鉄道本社打合；神戸高速鉄道、鉄建公団（本社設計技術室）佐藤工業（本社、大阪支店） 出席。

『鉄建公団より、早期復旧のためには、設計施工一貫体制が望ましいとの指摘を受ける』

平成7年2月22日 神戸高速鉄道、鉄建公団から、『本体構造物の設計をパシフィックコンサルタンツ（以下、P C K K）に委託する方向で打ち合わせするよう』要請を受ける。

平成7年2月28日 鉄建公団本社設計技術室打合；鉄建公団（設計技術室）、P C K K（本社）、佐藤工業（本社） 出席。

以下の体制で行うことに決定



平成7年3月初旬 神戸高速鉄道から、追加施設（二方向避難用出口、身障者用昇降設備、空調設備）の検討依頼を受け、P C K Kに依頼。

平成7年3月31日 鉄建公団本社設計技術室打合；鉄建公団（設計技術室）、P C K K（本社鉄道部）、佐藤工業（本社設計部） 出席。

・設計方針決定	地震時の設計…応答変位法、設計入力地震波決定
	中柱…角型鋼管を採用
	追加施設…現状復旧として進める

平成7年4月19日 第一回現地全体打合；神戸高速鉄道、 鉄建公団（設計技術室）、
P C K K（本社鉄道部）、佐藤工業（本社設計部）、佐藤工業作業所 出席。

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none">・一層駅部設計決定…側壁下ハンチまで残して解体、中柱に角型鋼管(450mm) 使用など・ “ 細部決定…エンクローズ溶接の採用など |
|--|

平成7年5月24日 第二回現地全体打合；神戸高速鉄道、 鉄建公団（設計技術室）、
P C K K（本社鉄道部）、佐藤工業（本社設計部）、佐藤工業作業所 出席。

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none">・二層部設計決定…壁・スラブ構造→ 梁・スラブ構造・一般線路部補強方針決定 |
|--|

2.1.4 駅部の設計

(1) 設計の基本的考え方

開削トンネル等の地中構造物の耐震設計は、地震時の地盤変位を考慮する応答変位法が一般的であるが、構造部材の弾塑性挙動を考慮しても地下構造物のようにエネルギー吸収能（例えば、Newmarkのエネルギー一定則の適用）で対応できないことなどが最大の相違点である。このため、降伏耐力を越えた終局耐力を考えるならば、解析手法は部材の非線形特性を考慮したものでなければならない。しかし、復旧設計に当たっては、復旧工事の工程を滞らせることのないよう、迅速に設計成果が得られなければならない。このため、解析が容易であること、設計方法の細部が確定されていないことを考慮して線形解析によることとなった。なお、事前の線形解析による概略検討によって、部材断面を殆ど変更なく設計できることが予想された。

構造物は、特に被害が見られない下床版と側壁下端を存置し、それ以外は全て取壊して再構築することとしたため、新・旧混在の構造で設計することになった。

(2) 設計条件

既存構造物の設計は、神戸高速鉄道東西線構造物設計示方書および設計基準により昭和37年に実施されている。今回の復旧設計における適用基準は、常時は、神戸高速鉄道東西線土木構造物設計基準（昭和58年）を用い、耐震設計は、特別仕様を基本に、建造物設計標準（基礎構造物、抗土圧構造物）（昭和61年）（以下基礎標準と呼ぶ）と鉄道構造物設計標準（コンクリート構造物）（平成4年）を、細部については「基礎・抗土圧構造物設計標準に関する委員会」資料を用いた。大開駅の新・旧設計条件の比較を表2.1.4-1に、また「破壊のメカニズムの概念」を下に示す。

今回の復旧設計では、高架橋の柱の耐震補強が鋼板巻きRC柱としていることや高軸力部材の設計法が示されていないこともあり、圧壊した中柱は角形鋼管補強RC柱とした。また、地中構造物の今回の被害では主鉄筋の曲げ始点付近でコンクリートのひび割れが顕著なことおよび施工性を考慮して躯体の主鉄筋は、直筋主体の配筋とした。

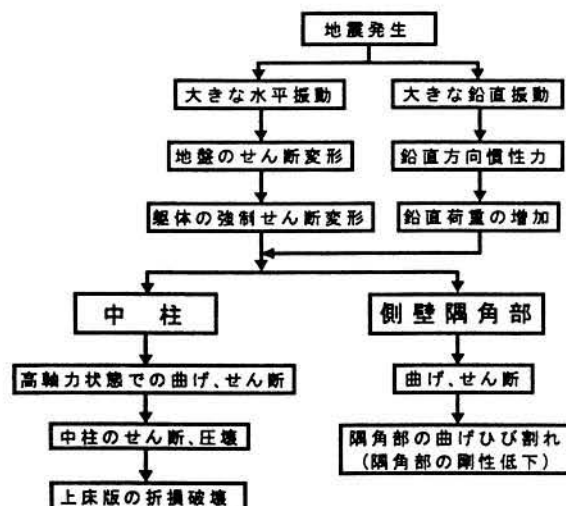


図 2.1.4-1 破壊メカニズムの概念

表 2.1.4-1 設計条件の比較（1）

項目	原 設 計	復 旧 設 計
準拠基準	『神戸高速鉄道東西線構造物設計示方書及計算基準』 1962年 設計時の基準	『神戸高速鉄道東西線（西代～高速長田間連続立体交差化工事区間）土木構造物設計基準（改定案）』 昭和58年7月：現在使われている基準 『阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様』 ① 耐震設計においては、今回程度の地震に十分耐えられる構造とすることを目標に、今回の兵庫県南部地震で観測された最大地震動に耐えられる構造物を設計する。 ② 開削トンネルの耐震設計は、今回の最大地震動をもとに<u>応答変位法</u>による。 ③ 構造物の部材及び基礎の安定に関する検討は、<u>限界状態設計法</u>による。 ④ 開削トンネルの耐震設計の際の地震時の地盤変位は、表層地盤の特性及び基盤の応答速度の基準値により求めるのとし、応答速度の基準値には、神戸ポートアイランドの地下83mで観測された波形に基づく応答スペクトルを用いる。 また、耐震設計の際には、鉛直地震動について考慮する。 ⑤ 開削トンネルの中柱は、崩壊を防ぐよう配慮する。 運輸省の鉄道施設耐震構造検討委員会 (松本嘉司委員長)

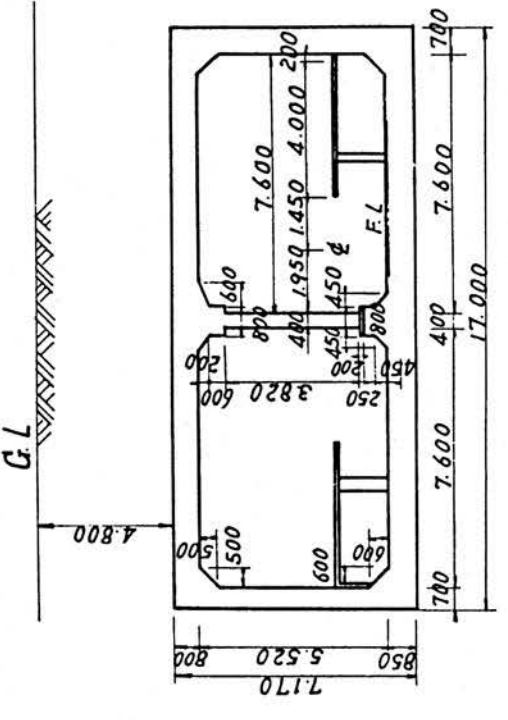
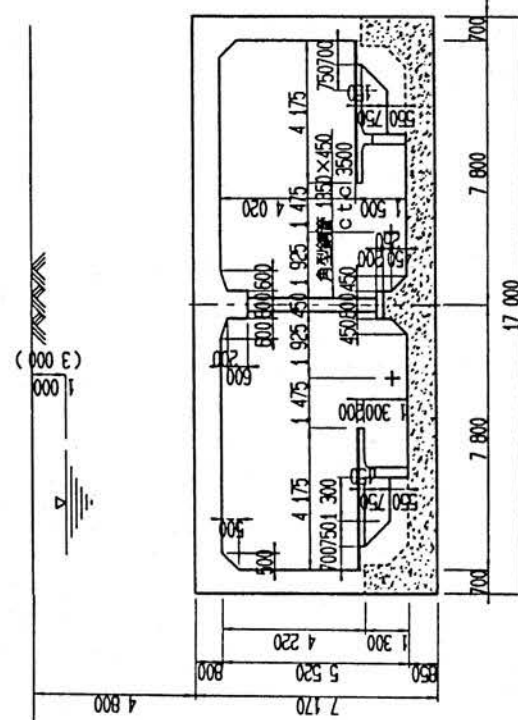
表 2.1.4-1 設計条件の比較 (2)

項目	原 設 計	復 旧 設 計
計算 ケー ス	常時 : 許容応力度法 地震時 : 計算しない	常時 : 許容応力度法 地震時 : 限界状態設計法
荷重	常時 : 土圧、水圧、地盤反力、活荷重 及び自重 土圧は R a n k i n e の土圧係数 $K = \tan^2 (45 - \phi/2)$ $= 0.333 (\phi = 30^\circ \text{ で})$ 土の単位体積重量 (土水一体) γ - 地下水位以上 1.60t/m³ - 地下水位以下 2.00t/m³ 地下水位 - GL - 1.00m 路面活荷重 - L = 1.10 t/m²	常時 : 土圧、水圧、揚圧力、活荷重 及び自重 土圧は静止土圧係数 $K_o = 0.5$ 土の単位体積重量 (土水一体) γ - 地下水位以上 1.60t/m³ - 地下水位以下 2.00t/m³ 地下水位 - GL - 1.00m 路面活荷重 - L = 1.10 t/m² 地震時 : 路面活荷重を除いた土圧、水 圧、揚圧力、自重、地盤変位 と上床面剪断力及び鉛直慣性 力 但し、地下水位 - GL - 3.00m 表層地盤の固有周期 $T_g = 0.67\text{sec}$ 設計応答速度 $S_v = 60\text{cm/sec}$ 地盤面の水平変位量 $A_g = 8.08\text{cm}$ 相対変位量 $\delta = 3.10\text{cm}$ 上床面剪断力 $\tau = \delta \cdot K_{sv}\text{kgf/cm}^2$ 鉛直慣性力 $K_v = \pm 0.35$

表 2.1.4-1 設計条件の比較 (3)

項目	原 設 計	復 旧 設 計																																																
構造 モデル	・解析モデルは、部材軸芯の骨組みモデルとした変形法（たわみ角法）による解析とする。 ・骨組みは部材の軸芯とし、剛域は考慮しない。常時の応力度計算は許容応力度法で行う。	・解析モデルは、<u>地盤バネ支持モデル</u>とし変形法による解析とする。地盤バネの算出は「国鉄建造物設計標準」による。 ・骨組みは部材の軸芯とし、剛域は考慮しない。常時の応力度計算は許容応力度法で行い、応力度の不足する場合はハンチ形状を変えて対処する。 ・地震時においては、降伏耐力で照査する。るこの場合の安全度は、1.0以下とする。 ・中柱のモデルは、剛結とし、角型鋼管を併用するが応力計算には剛性を考慮しない。又、取合い部にはアンカー、補強型鋼等は考えない。																																																
使用 材料 許容 応力 度	コンクリート許容応力度 単位 kgf/cm² <table border="1"> <tr> <td>設計基準強度</td> <td>σ_{ck}</td> <td>210</td> </tr> <tr> <td>曲げ圧縮応力度</td> <td></td> <td>70</td> </tr> <tr> <td>せん断応力度</td> <td> 斜引張鉄筋の計算は をしない場合 </td> <td> はり 版 </td> </tr> <tr> <td></td> <td>上記の計算をする場合</td> <td>18</td> </tr> <tr> <td>付着応力度</td> <td> 丸 鋼 異径棒鋼 </td> <td> 7 — </td> </tr> <tr> <td>支圧応力度</td> <td></td> <td>60</td> </tr> </table> 但し停車場柱は $\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 鉄筋の許容応力度 単位 kgf/cm² <table border="1"> <tr> <td>引張応力度</td> <td>S R 2 4</td> <td>1400</td> </tr> <tr> <td></td> <td>S D 3 0</td> <td>—</td> </tr> </table>	設計基準強度	σ_{ck}	210	曲げ圧縮応力度		70	せん断応力度	斜引張鉄筋の計算は をしない場合	はり 版		上記の計算をする場合	18	付着応力度	丸 鋼 異径棒鋼	7 —	支圧応力度		60	引張応力度	S R 2 4	1400		S D 3 0	—	コンクリート許容応力度 単位 kgf/cm² <table border="1"> <tr> <td>設計基準強度</td> <td>σ_{ck}</td> <td>240</td> </tr> <tr> <td>曲げ圧縮応力度</td> <td></td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>せん断応力度</td> <td> 斜引張鉄筋の計算は をしない場合 </td> <td> はり 版 </td> </tr> <tr> <td></td> <td>上記の計算をする場合</td> <td>18.5</td> </tr> <tr> <td>付着応力度</td> <td> 丸 鋼 異径棒鋼 </td> <td> 8.5 17.0 </td> </tr> <tr> <td>支圧応力度</td> <td></td> <td>72</td> </tr> </table> 但し中柱は $\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ 鉄筋の許容応力度 単位 kgf/cm² <table border="1"> <tr> <td>引張応力度</td> <td>S R 2 4</td> <td>1400</td> </tr> <tr> <td></td> <td>S D 3 0</td> <td>1800</td> </tr> </table>	設計基準強度	σ_{ck}	240	曲げ圧縮応力度		80	せん断応力度	斜引張鉄筋の計算は をしない場合	はり 版		上記の計算をする場合	18.5	付着応力度	丸 鋼 異径棒鋼	8.5 17.0	支圧応力度		72	引張応力度	S R 2 4	1400		S D 3 0	1800
設計基準強度	σ_{ck}	210																																																
曲げ圧縮応力度		70																																																
せん断応力度	斜引張鉄筋の計算は をしない場合	はり 版																																																
	上記の計算をする場合	18																																																
付着応力度	丸 鋼 異径棒鋼	7 —																																																
支圧応力度		60																																																
引張応力度	S R 2 4	1400																																																
	S D 3 0	—																																																
設計基準強度	σ_{ck}	240																																																
曲げ圧縮応力度		80																																																
せん断応力度	斜引張鉄筋の計算は をしない場合	はり 版																																																
	上記の計算をする場合	18.5																																																
付着応力度	丸 鋼 異径棒鋼	8.5 17.0																																																
支圧応力度		72																																																
引張応力度	S R 2 4	1400																																																
	S D 3 0	1800																																																

表 2.1.4-1 設計条件の比較 (4)

項目	原 設 計	復 旧 設 計
限界 状態 特性	なし	<u>強度の特性値</u> 底版 $f'_{ck}=210 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{syk}=2400\text{kgf/cm}^2$ 底版以外 $f'_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$ (新設部) $f_{syk}=3000\text{kgf/cm}^2$ <u>材料係数</u> コンクリート $\gamma_c = 1.30$ 鉄 筋 $\gamma_s = 1.00$ <u>部材係数</u> [曲げ耐力] $\gamma_b = 1.00$ [剪断耐力] コンクリート $\gamma_b = 1.15$ 鉄 筋 $\gamma_b = 1.00$ <u>構造物係数</u> $\gamma_i = 1.00$ 安全性の照査 $\gamma_i \times M_d/M_{yd} < 1.0$ $\gamma_i \times V_d/V_{yd} < 1.0$ $\gamma_i \times V_d/V_{wcd} < 1.0$
構造 概要	I 型断面図 	I 型断面図 

(3) 設計結果

i) 地盤変位量

地盤条件と神戸ポートアイランドの地下83mの地震波から求めた図 2.1.4-1 に示す速度応答スペクトルから計算した地盤変位量を図 2.1.4-2 に示す。地表面の変位量 a_g が8.1 cm に対して上・下床版間の相対変位量 δ は3.1cm である。

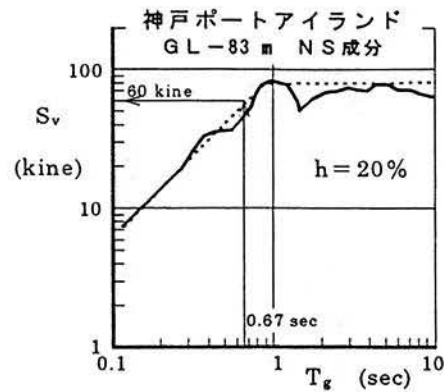


図 2.1.4-1 速度応答スペクトル

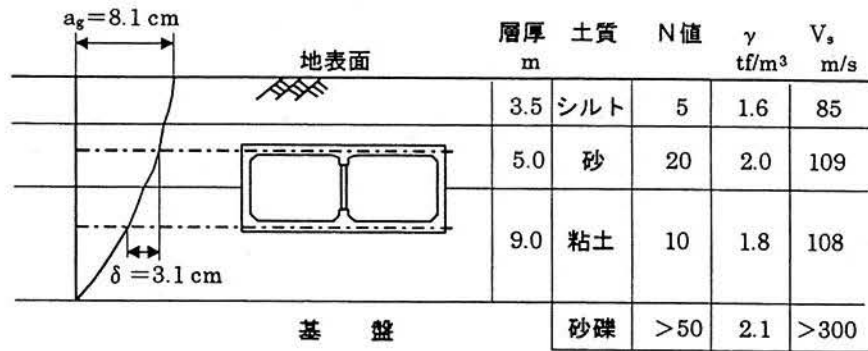


図 2.1.4-2 地盤定数と地震時地盤変位量

ii) 荷重および解析モデル

地震時の荷重および解析モデルを図 2.1.4-3 に示す。鉛直震度は、水平震度の1/2、 $K_v=0.35$ とした。

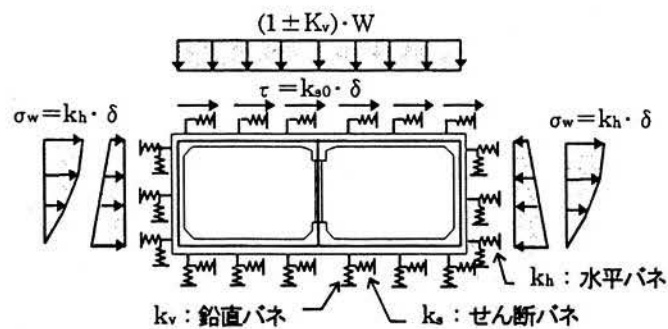


図 2.1.4-3 地震時の構造解析モデルと荷重

iii) 断面力

地震時の曲げモーメントおよびせん断力を図 2.1.4-4 に示す。地震時の曲げモーメントは、側壁上・下端隅角部が常時に比べはるかに大きく、耐力の向上を要することから再構築する上床版および側壁は必要鉄筋量を配置し、側壁下端隅角部は鉄筋コンクリートの増打ちで耐力増加を図った。

図 2.1.4-5 に配筋概要図を示す。せん断耐力向上のための帯鉄筋の増加も含め、鉄筋量の増加率は、側壁で2.5 倍、上床版で1.3 倍、全体で1.5 倍である。中柱の断面力は、3.5 m 間隔であるので、1 柱当たり曲げモーメント $M_d = 125.0 \text{ tf} \cdot \text{m}$ 、せん断力 $V_d = 62.0 \text{ tf}$ である。旧断面 $0.4 \times 1.0 \text{ m}$ に対して、新設計では、図 2.1.4-6 に示すように、 0.45×0.45 の角形鋼管（厚さ12mm）を3 本組合わせて耐力向上を図った結果、鋼管を帯鉄筋とみなした帯鉄筋比 p_w は5.3%で、せん断に対する安全率に対する安全性は問題ないものとなった。新・旧設計結果の比較を表 2.1.4-2 に示す。

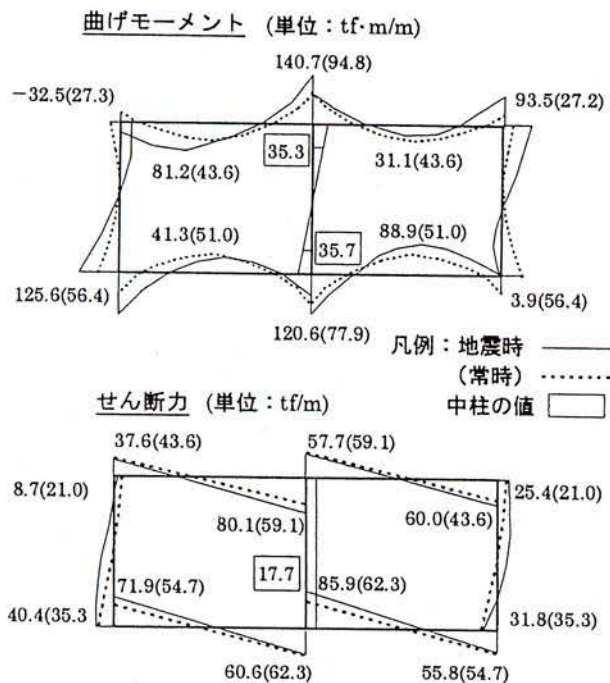


図 2.1.4-4 断面力分布

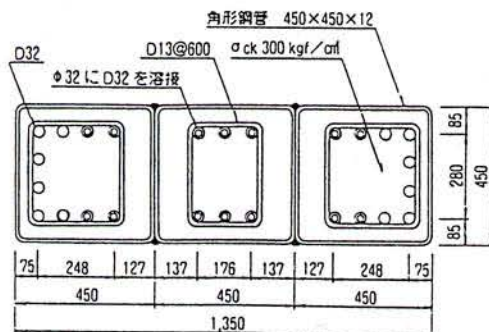
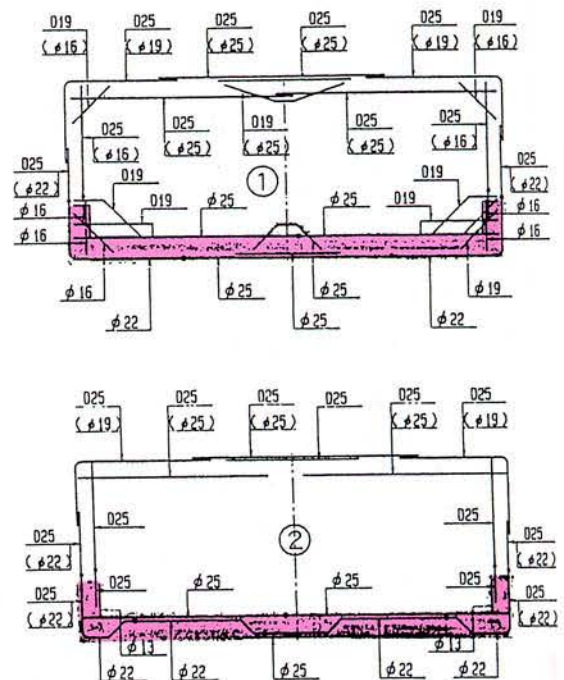


図 2.1.4-6 中柱構造図 (角型鋼管補強)



- ・下床版等で $\phi \bigcirc \bigcirc$ と記してある鉄筋は、既設部材をそのまま利用するものである。
 - ・上床版、側壁等で $(\phi \bigcirc \bigcirc)$ と記してある寸法は、撤去した既設構造物に配置してあった鉄筋の径である。
 - ・鉄筋間隔: 125 mm c.t.c.
- は既設コンクリート部分

図 2.1.4-5 配筋概要図

表 2.1.4-2 設計結果の比較 (1)

項 目	原 設 計	復 旧 設 計																				
詳 細 構 造	鉄筋量 (コンクリート 1 m ³ 当り) (1 層部)	*新設計の中間柱鉄筋量が減った原因は、柱断面が大きくなったことに加え、コラムは配置の関係で主筋を 4 本減じたこと、及び稲妻筋の廃止と帯筋の本数が少ない為である。 <table border="1"> <thead> <tr> <th>位 置</th><th>旧 設 計</th><th>新 設 計</th><th>増加率</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>中間柱</td><td>0.480 t/m³</td><td>0.279 t/m³ (角形鋼管含 1.078t/m³)</td><td>0.58</td></tr> <tr> <td>側 壁</td><td>0.062 t/m³</td><td>0.153 t/m³</td><td>2.46</td></tr> <tr> <td>上床版</td><td>0.127 t/m³</td><td>0.166 t/m³</td><td>1.31</td></tr> <tr> <td>全 体</td><td>0.115 t/m³</td><td>0.166 t/m³ (角形鋼管含 0.191t/m³)</td><td>1.44</td></tr> </tbody> </table>	位 置	旧 設 計	新 設 計	増加率	中間柱	0.480 t/m ³	0.279 t/m ³ (角形鋼管含 1.078t/m ³)	0.58	側 壁	0.062 t/m ³	0.153 t/m ³	2.46	上床版	0.127 t/m ³	0.166 t/m ³	1.31	全 体	0.115 t/m ³	0.166 t/m ³ (角形鋼管含 0.191t/m ³)	1.44
	位 置	旧 設 計	新 設 計	増加率																		
	中間柱	0.480 t/m ³	0.279 t/m ³ (角形鋼管含 1.078t/m ³)	0.58																		
	側 壁	0.062 t/m ³	0.153 t/m ³	2.46																		
	上床版	0.127 t/m ³	0.166 t/m ³	1.31																		
	全 体	0.115 t/m ³	0.166 t/m ³ (角形鋼管含 0.191t/m ³)	1.44																		
中柱の構造 (一層部)																						

表 2.1.4-2 設計結果の比較 (2)

項目	原設計	復旧設計
配筋細		

2. 1. 5 一般線路部補強

一般線路部の補強については、大開駅西（一般線路部）の『H鋼復旧部耐力検討報告書』に準じている。

設計荷重としては、地震荷重を想定し、発生断面力に対して、その部材の断面耐力が上回るようにしている。

地震時の断面力は水平震度 $KH = 0.7$ 、鉛直震度 $KV = 0.35$ とし、応答変位法により算出している。

補強方法として、柱部材は6mmの鋼板で柱周囲を補強し、側壁部材はH-150×150×7×10を2本/m配置した。

なお、側壁補強部はH鋼材と9mmの鋼板、中埋めコンクリートによる合成構造となっている。しかし、H鋼継手構造は下図のようにH鋼とプレートが一体化できないため、H鋼のウェブと軌道側フランジ部の溶接のみを考慮し、設計上軌道側フランジは有効、側壁側は無視した。

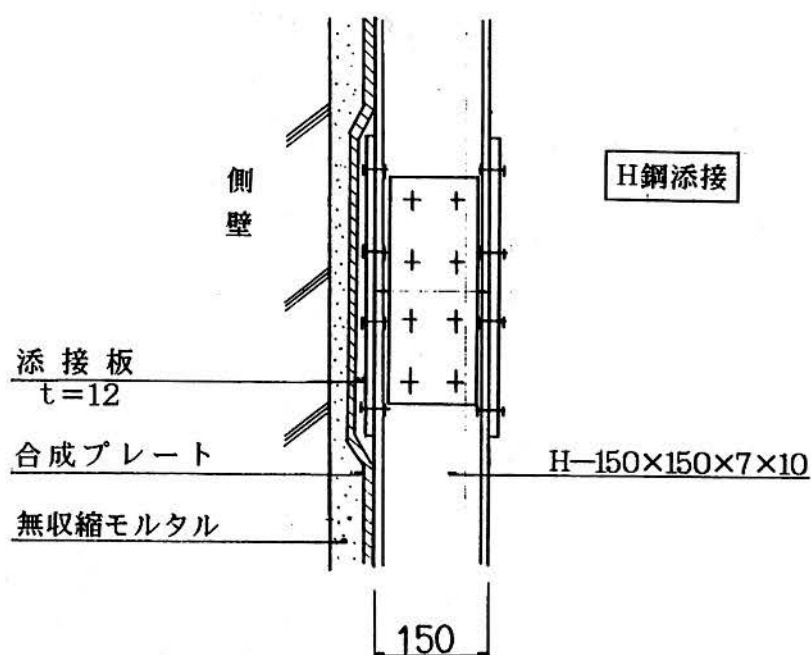
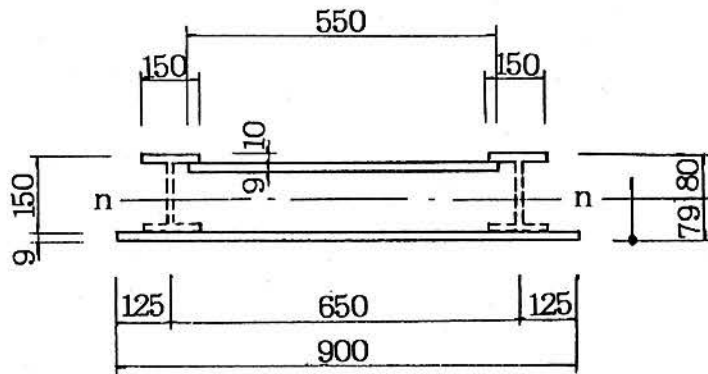


図 2.1.5-1 側壁補強部継手構造図

継手部耐力の検討

軌道側フランジは有効、側壁側は無視する。



断面積

$$A = 15 \times 1 \times 2 + (90 + 55) \times 0.9 + (50 \times 15 + 7.15 \times 13 \times 2) \times \frac{2.55 \times 10^5}{2.10 \times 10^6} = 274.1 \text{ cm}^2$$

断面諸元

	$a \text{ cm}^2$	$\chi \text{ cm}$	$a \cdot \chi \text{ cm}^2$
PL-9	$90 \times 0.9 = 81.0$	0.45	36.5
PL-9	$55 \times 0.9 = 49.5$	4.45	715.3
HFL	$15 \times 1.0 \times 2 = 30.0$	15.45	463.5
コン	$63.6 \times 15 \times \frac{2.55}{21} = 115.8$	8.4	972.7
	276.3		2188.0

$$\chi_o = \frac{2188.0}{276.3} = 7.9 \text{ cm}$$

$$I = 81.0 \times (7.9 - 0.45)^2 + 49.5 \times (8.0 - 1.45)^2 + 30.0 \times (8.5 - 0.5)^2 + \frac{1}{12} \times 65 \times 15^3 \times \frac{2.55 \times 10^5}{2.10 \times 10^6} = 10334 \text{ cm}^4$$

$$Z_1 = 10334 / 7.9 = 1308 \text{ cm}^3 \text{ (外側)}$$

$$Z_2 = 10334 / 8.0 = 1292 \text{ cm}^3 \text{ (内側)}$$

耐力検討表

作用断面力は発生最大断面力とする。

表 2. 1. 5—1 耐力検討表

諸 元	下 側	上 側
M (tfm)	18.10	25.97
N (tf)	18.79	33.00
断面積 A (㎢)	274	274
引張側断面係数 (Zuc㎢)	1308	1308
圧縮側断面係数 (ZLc㎢)	1292	1292
N/A (kgf/㎢)	69	120
M/Z u (kgf/㎢)	1384	1985
M/Z l (kgf/㎢)	1401	2010
$\sigma_t = N/A - M/Zu$	-1315	-1865
$\sigma_c = N/A + M/Zl$	1470	2130
M a (tfm)	30.12	29.46
F = M/M a	0.60	0.88
ケース	E	E

＊)

$$M a = (\sigma_{sy} - N/A) \times Z l \times 10^{-5}$$

$$\sigma_{sy} = 2400 \text{ kgf/㎢}$$

＊) 『神戸高速鉄道大開駅西（一般線路部）H鋼復旧部耐力検討報告書』

26頁より

2. 1. 6 プラットホームの設計

プラットホームの構築は大開駅を通過駅として列車の運転が再開された後、営業線近接作業として実施することとなった。特に、プラットホーム先端部は夜間列車が運行しない約4時間（0:00～4:00）の作業時間帯の中で構築する必要が生じた。

そのため、できるだけ短期間に構築でき、現地での作業を最小限にできるプレキャスト部材を用いる工法とした。

震災前のプラットホームはすべて鉄筋コンクリート造であったが、今回は、プラットホーム床はプレキャストPC床板（スパンクリート）を、プラットホームを支持する柱は亜鉛メッキを施したH形鋼を使用した。（下図参照）

設計荷重としては、次の荷重を考慮している。

積載荷重	500 kg/m ²
仕上げ荷重	200 kg/m ²
自重（t = 100mm）	173 kg/m ²
計	873 kg/m ²

また、短期荷重として設備搬入時荷重（1,000kg：集中荷重）を考慮している。

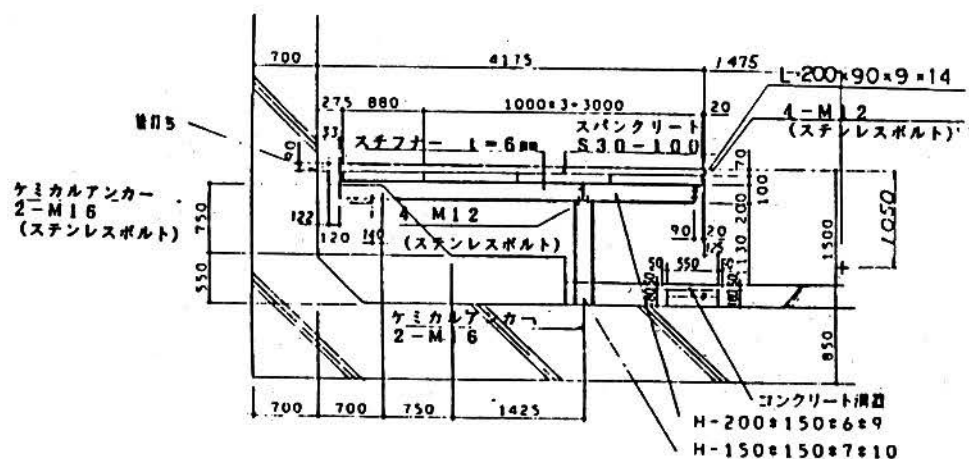
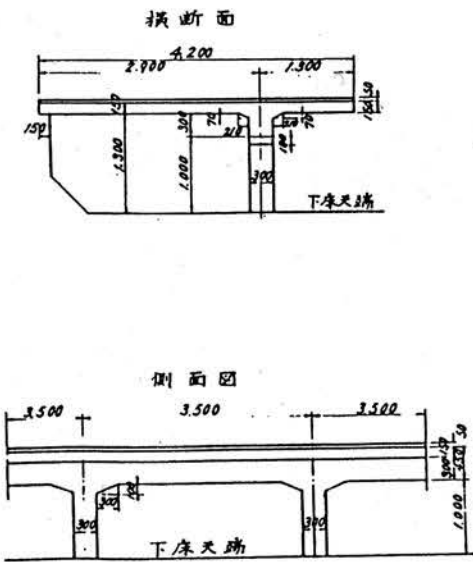
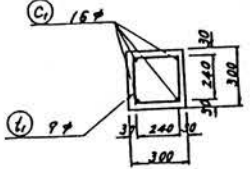
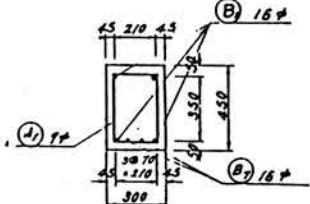
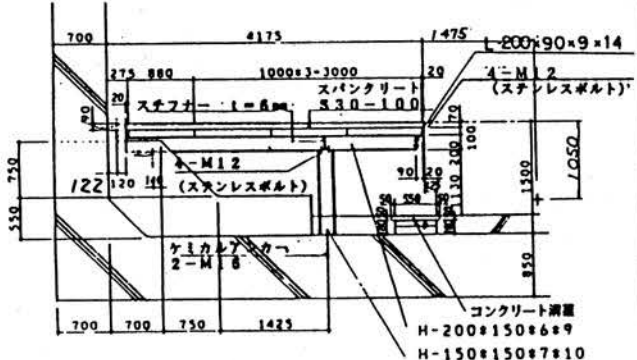
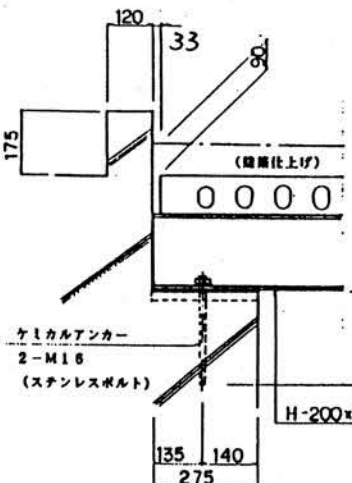
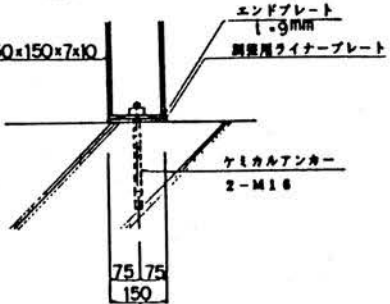


図 2.1.6-1 プラットホーム構造図

鋼材は溶融亜鉛めっき
H 250 (JIS S550) とする

表 2. 1. 6-1 設計比較

項目	原設計	復旧設計
プラットホーム	鉄筋コンクリート  柱 □ 300 × 300  梁 □ b 300 × h 450 	鋼製梁・柱＋穴あきPC板  I・V型鋼筋 S=1/50 鋼材は防錆処理済み HIDZ50 (JIS50641)  柱 H-150×150×7×10 梁 H-200×150×6×9  梁 H-200×150×6×9 4-M12 (ステンレスボルト) L-200×90×9×14

2.1.7 設計計算概要（標準部；一層駅部）

（１）大開駅復旧設計条件

i) 常 時

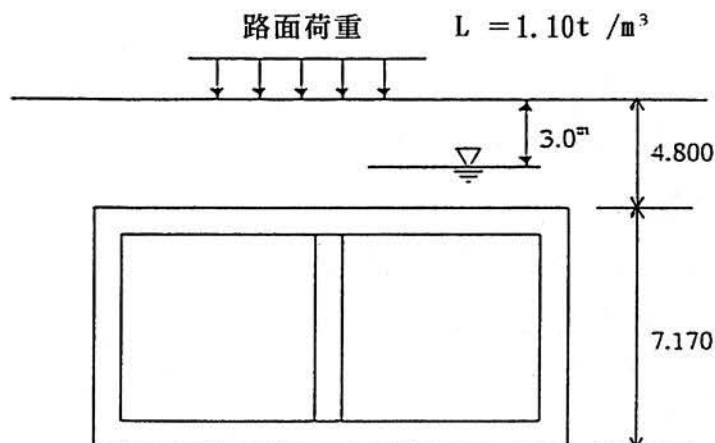
ア) 荷 重

常時では土圧、水圧および自重を考える。土圧は静止土圧を考え、土の単位単位体積重量は

- 地下水位以上 $1.60\text{t} / \text{m}^3$
- 地下水位以下 $2.00\text{t} / \text{m}^3$
- 地下水位以下 $\text{GL}-1.00\text{m}$ （地震時 $\text{GL}-3.00\text{m}$ ）
- 土圧係数は $K_0 = 0.5$ とし、土水圧一体出計算する。

側圧 q は

$$q = K_0 (L + \gamma h)$$

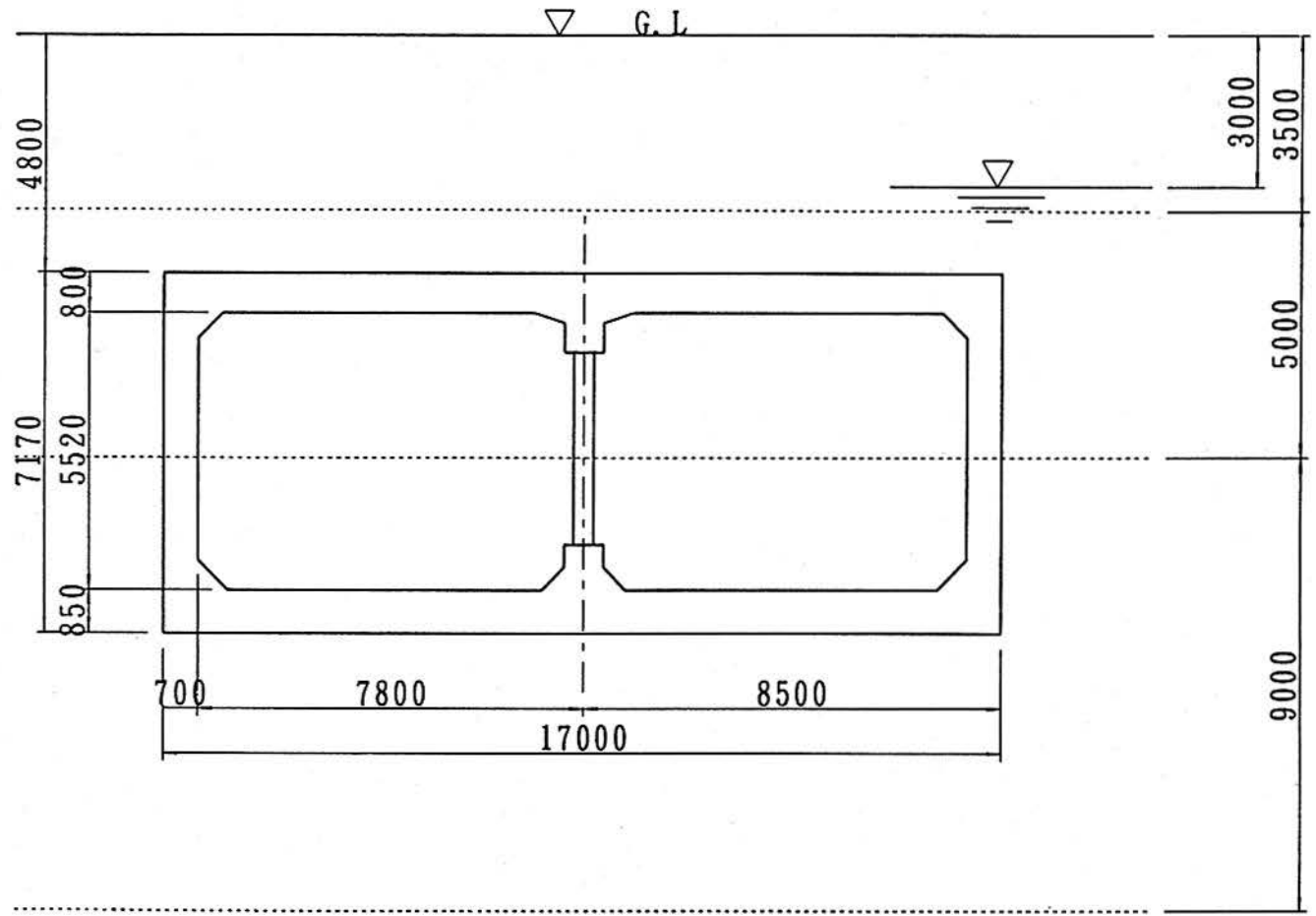


イ) 構造モデル

骨組は部材の軸心とし、剛域は考慮しない。常時の応力度計算は許容応力度法で行い、応力度の不足する場合はハンチ形状を変えて対処する。地震時には終局耐力で照査する。この場合の安全度は1.0 以下とする。

中柱のモデルは剛結とし、角形鋼管を併用するが応力計算には剛性を考慮しない。また、取合い部にはアンカー、補強型鋼等は考えない。

解析モデルは、地盤バネ支持モデルとし変形法による解析とする。地盤バネの算出は基礎標準による。



シルト
砂質土
粘性土
基盤層

事業・工事名

シートNo.

ボーリング名	No. B - 3		調査位置	神戸市長田区水木通7丁目7				北緯	
発注機関					調査期間	平成 7年 2月18日～ 7年 2月23日		東 経	
調査業者名			主任技師			現 場 代 理 人	コ ア 鑑 定 者	ボーリング 責任者	前 田 敏
孔口標高		角 度		方 向		地盤 鑑 定 者	水平 角		使用 機 種
総掘進長	30.30m					試錐機	カンノーボーリング KR-50	ハンマー 落下用具	コーンフリー法
						エンジン	ヤンマー F-8	ポンプ	ポンプV-5 50 l / min

ii) 地震時

ア) 応答計算に用いる土質定数

層 厚	土 質	計算N値
0.0～3.5	シルト	5
3.5～8.5	砂質土	20
8.5～17.5	粘性土	10

イ) 地盤バネの算出

- ・下床板の鉛直地盤反力係数： K_v (kgf/cm^3)

$$K_v = 1.2 \alpha E_o \cdot B_v^{-1} \text{ (粘性土)}$$

ここに、 α : 補正係数 常時 $\alpha = 1, N=10$

地震時 $\alpha = 2, N=10$

E_o : 地盤の変形係数 $E_o = 25N$ より求める

B_v : 底面の換算幅 $B_v = 1700\text{mm}$

せん断バネ： K_{s1} (kgf/cm^3)

$$K_{s1} = \frac{K_v}{3}$$

- ・上床板の鉛直地盤反力係数： K_v (kgf/cm^3)

$$K_v = 0.2 \alpha E_o \cdot B_v^{-1/2} \text{ (埋戻し土)}$$

ここに、 α : 補正係数 地震時 $\alpha = 2, N=10$

E_o : 地盤の変形係数 $E_o = 25N$ より求める

B_v : 底面の換算幅 $B_v = 1700\text{mm}$

せん断バネ： K_{s2} (kgf/cm^3)

$$K_{s2} = \frac{K_v}{3}$$

側面の水平地盤反力係数： K_h (kgf/cm^3)

$$K_h = 0.5 \alpha_s \alpha E_o \cdot B_h^{-3/4} \text{ (埋戻し土)}$$

ここに、 α_s : 側面に対する補正係数 $\alpha_s = 1$

α : 補正係数 地震時 $\alpha = 2, N=10$
 E_o : 地盤の変形係数 $E_o = 25N$ より求める
 B_h : 底面の換算幅 $B_h = 717\text{mm}$

せん断バネ : K_{s2} (kgf/cm³)

$$K_{s3} = \frac{K_h}{3}$$

ウ) 水平地盤変位 (地盤面変位量 : A_g)

水平地盤変位は、基礎構造物の地震時の地盤変位量を用いる。

$$A_g = 0.2 \cdot T_g \cdot S_v$$

表層地盤 (S A地盤) の固有周期 : T_g (sec)

$$T_g = 4 \frac{H}{V_s}$$

H : 表層地盤の厚さ (m)

V_s : せん断弾性波速度

粘性土 $V_{si} = 100N^{1/3} / 2$

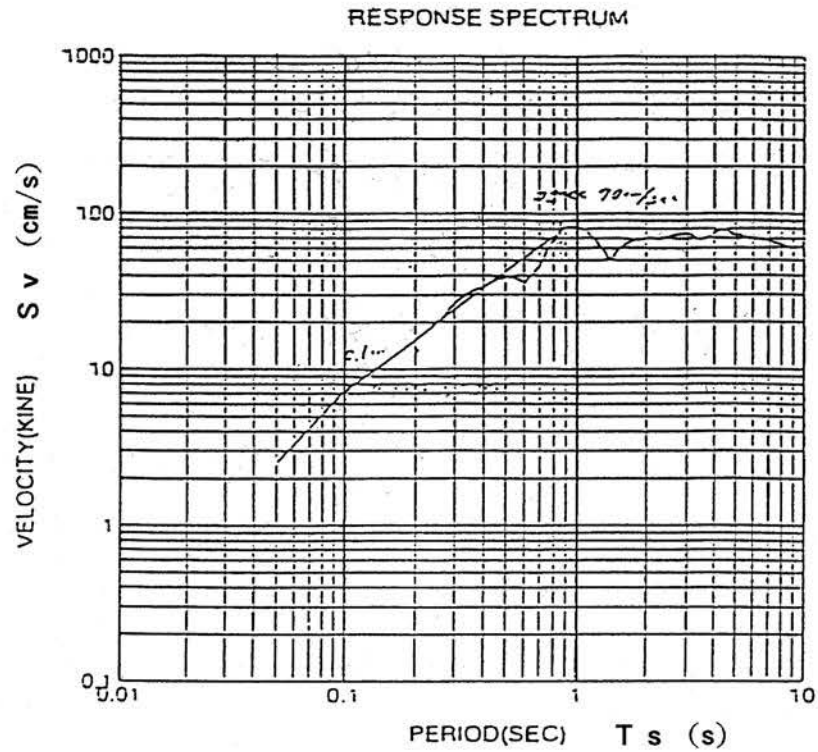
砂質土 $V_{si} = 80N^{1/3} / 2$

地盤の平均せん断弾性波速度 : V_s (m/sec)

$$V_s = \frac{\sum V_{si} \cdot H_i}{H}$$

応答速度の基準値 : S_v (cm/sec)

神戸ポートアイランドの地下83mで観測された波形 (最大加速度678gal) に基づき次表より求める。

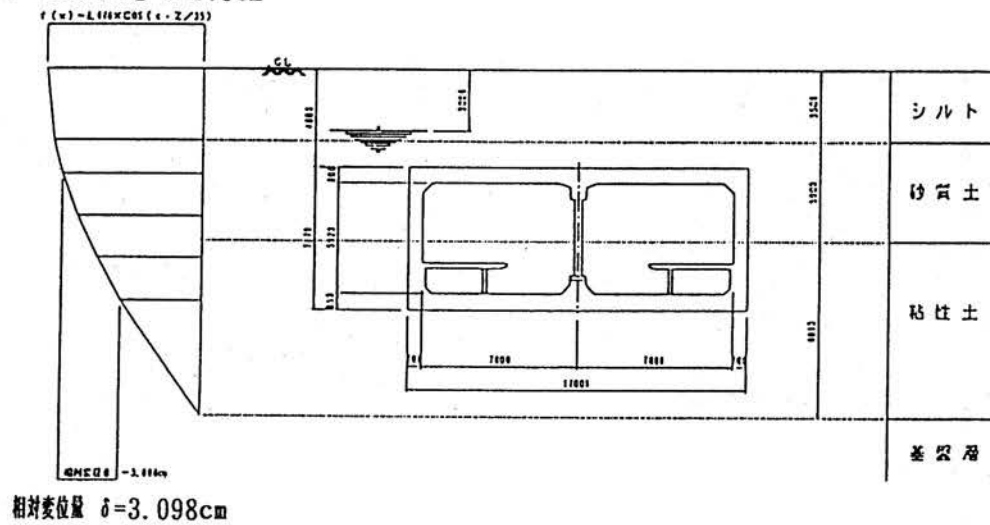


応答速度の基準値

このグラフより、固有周期 $T_g = 0.67$ の時の設計応答速度の基準値は、 $S_v = 60\text{m/sec}$ を用いる。また、地盤変位の鉛直方向分布 $f(z)$ は以下の式より求める。

$$f(z) = A_g * \cos(\pi * z / 2H)$$

地盤面の水平変位量 $A_g = 8.076\text{cm}$



地盤変位図

エ) 上床面のせん断力

周面のせん断力は、上床面のみ考慮して埋戻し土を対象とする。

埋戻し土のN値 $N = 10$ (N値10程度の締固めとする。)

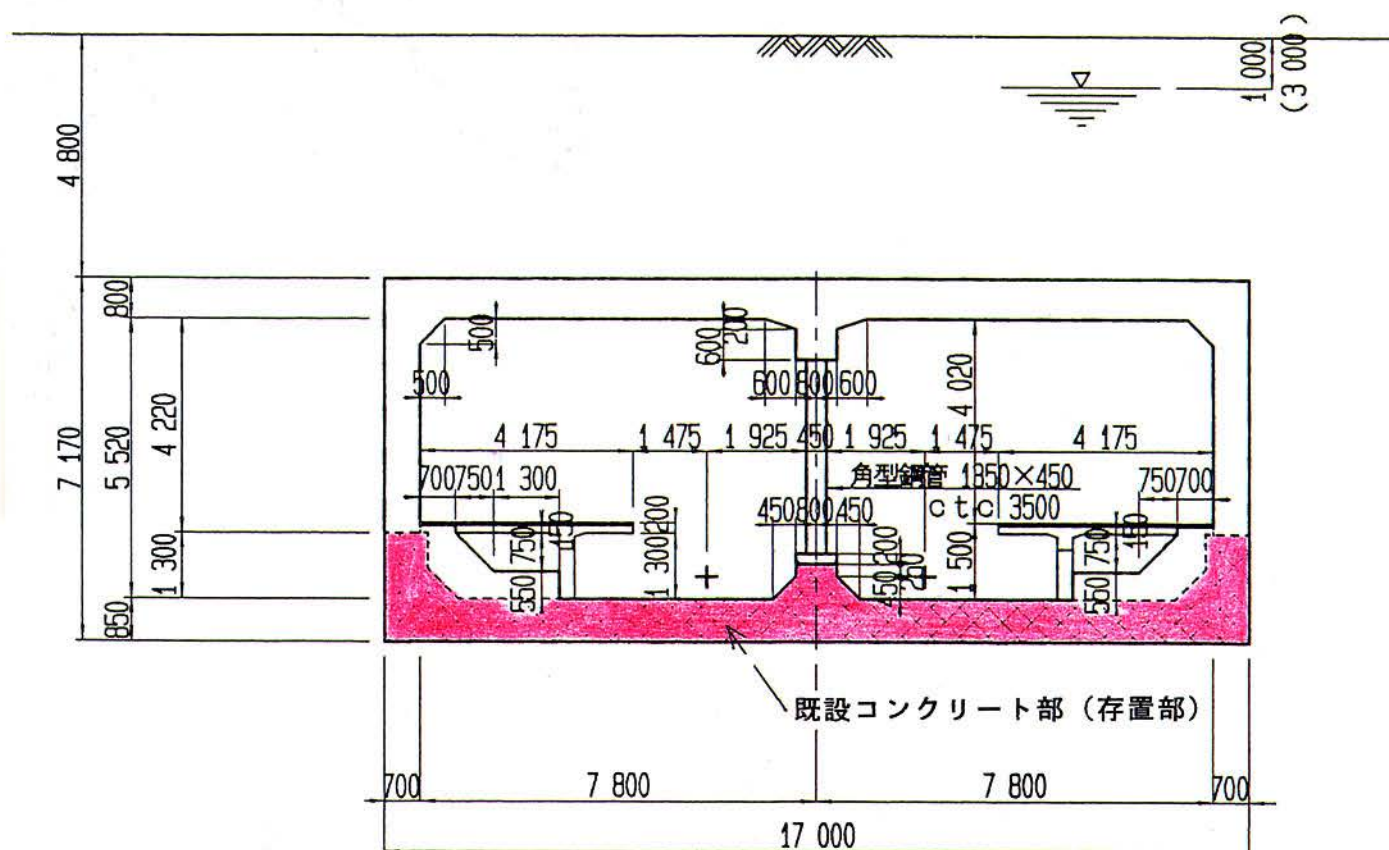
せん断力 τ は

$$\tau = \delta k_{s2} \quad (\text{kg f/cm}^2)$$

オ) 鉛直慣性力

鉛直慣性力は、自重と鉛直土圧に鉛直震度 ($K_v = K_H \times 1/2 = \pm 0.35$) を乗じた値とする。

(2) 一般形状寸法



(3) ラーメン骨組

i) 骨線計算

側壁図心

$$x = \frac{t_i}{2} = \frac{0.700}{2}, \frac{0.700}{2} = 0.35, 0.35$$

ここで x ; 側壁の図心 (m)

t_i ; 各々の壁厚 (m)

よって、

$$\ell = 7.800 + 0.350 = 8.150 \text{ (m)}$$

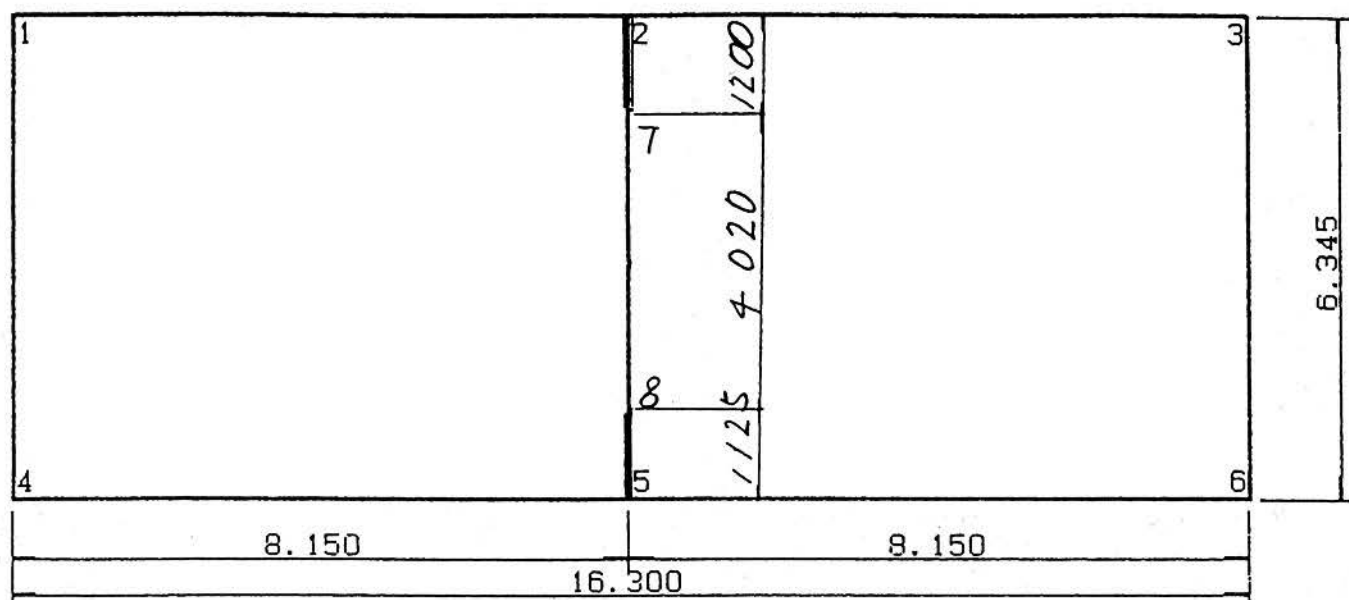
$$h = 5.52 + \frac{0.80 + 0.85}{2} = 6.345 \text{ (m)}$$

$$h_1 = \frac{0.80}{2} + 0.80 = 1.20 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{0.85}{2} + 0.70 = 1.125 \text{ m}$$

$$h_3 = 6.345 - 1.20 - 1.125 = 4.020 \text{ m}$$

ii) ラーメン骨組図



iii) 弾性係数

$E = 2.55 \times 10^6$ (t/m²) ; 4~5~6, 5~8 部材 (存置部)

$E = 2.70 \times 10^6$ (t/m²) ; 上記以外の部材 (撤去・新設部)

iV) 各部材の断面積、および断面二次モーメント

$$A = b \cdot t, \quad I = \frac{b \cdot t^3}{12}$$

部 材	b (m)	t (m)	A (m ²)	I (m ⁴)
2~7, 8~5				
2~7, 2~3	1.000	0.800	0.800	0.04267
4~5, 5~6	1.000	0.850	0.850	0.05118
1~4, 3~6	1.000	0.700	0.700	0.02858
7~8	1.350	(3.500) 0.450	0.174	0.00293

() 内の数値は柱間隔を示す。

応力着目点

部材								
1~2	0.35	0.50	0.833	0.85	7.15	7.25	7.55	7.75
2~3	0.40	0.60	0.90	1.00	7.30	7.317	7.65	7.80
4~5	0.75	1.05	1.60	1.80	7.25	7.30	7.70	7.75
5~6	0.40	0.45	0.85	0.90	6.35	6.55	7.10	7.40
1~4			4.47					
3~6	0.40	0.50	0.833	0.90	4.62	4.895	5.37	5.595

(4) 地盤反力係数

i) 鉛直地盤反力係数 K_v

$$K_v = 1.2 \cdot \alpha E_o \cdot B_v^{-1} \dots \dots \dots \text{基礎基準 (43-3) 式}$$

$$\text{変形係数 } E_o = 250 \text{ (kgf /cm}^2 \text{)}$$

$$\alpha = 1 \text{ (常時)}, 2 \text{ (地震時)}$$

基礎幅 $B_v = 1700 \text{ (cm)}$ として K_v を算定する。

ア) 常時地盤反力係数 K_v (case 1, 2)

$$K_v = 1.2 \times 1 \times 250 \times 1700^{-1} = 0.18 \text{ (Kgf /cm}^3 \text{)} = 180 \text{ (tf /m}^3 \text{)}$$

イ) 地震時地盤反力係数 K_v (case 3, 4, 5)

$$K_v = 1.2 \times 2 \times 250 \times 1700^{-1} = 0.35 \text{ (Kgf /cm}^3 \text{)} = 350 \text{ (tf /m}^3 \text{)}$$

ii) せん断地盤反力係数 K_{sv}

$$K_{sv} = \lambda \cdot K_v \dots \dots \dots \text{基礎基準 (43-5) 式}$$

$$\lambda = 1/3 \text{ (換算係数)}$$

ア) 常時せん断地盤反力係数 K_{sv} (case 1, 2)

$$K_{sv} = 1/3 \times 180 = 60 \text{ (tf /m}^3 \text{)}$$

イ) 地震時せん断地盤反力係数 K_{sv} (case 3, 4, 5)

$$K_{sv} = 1/3 \times 350 = 120 \text{ (tf /m}^3 \text{)}$$

iii) 水平地盤反力係数 K_h

$$K_h = 0.5 \alpha \cdot E_o \cdot B_h^{-3/4} \dots \dots \dots \text{基礎基準 (43-4) 式}$$

ここに、 $\alpha = 1$ (常時) 2 (地震時)

変形係数 $E_o = 25N$ 、 N 値 (N 値 10 の埋め戻し度とする)

変形係数 $E_o = 25 \times 10 = 250 \text{ (Kgf/cm}^2 \text{)}$

$B_h = 717 \text{ (cm)}$

ア) 地震時地盤反力係数 K_v (case 3)

$$K_h = 0.5 \times 2.0 \times 250 \times 717^{-3/4} = 1.80 \text{ (Kgf/cm}^3 \text{)} = 1800 \text{ (tf/m}^3 \text{)}$$

iv) 水平せん断地震時地盤反力係数 K_{sh}

$$K_{sh} = \lambda \cdot K_h$$

$$\lambda = 1/3 \text{ (換算係数)}$$

ア) 地震時地盤反力係数 K_{sh} (case 3)

$$K_{sh} = 1/3 \times 1800 = 600 \text{ (tf/m}^3 \text{)}$$

v) 上床版埋め戻し土

ア) 地震時地盤反力係数 K_v

$$K_v = 0.2 \cdot \alpha \cdot E_o \cdot B_v^{-1/2}$$

$$K_v = 0.2 \times 2 \times 250 \times 1700^{-1/2} = 2.42 \text{ (Kgf/cm}^3 \text{)} = 2420 \text{ (tf/m}^3 \text{)}$$

vi) せん断地盤反力係数 K_{sv}

$$K_{sv} = \lambda \cdot K_v \dots \dots \dots \text{基礎基準 (45-5) 式}$$

$$\lambda = 1/3 \text{ (換算係数)}$$

ア) 地震時せん断地盤反力係数 K_{sv} (case 3)

$$K_{sv} = 1/3 \times 2420 = 800 \text{ (tf/m}^3 \text{)}$$

(5) 地盤変位

「国鉄建造物設計標準」 基礎標準 33より

当該地盤は、A地盤により地盤の固有周期を次式でもとめる。

$$T = 4 \cdot \frac{H}{V_s}$$

ここに、 T ; 表層地盤の固有周期 (sec)

H ; 表層地盤の厚さ (m)

V_s ; 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/sec)

粘性土 $V_s = 100 N^{1/3} / 2$

砂 土 $V_s = 80 N^{1/3} / 2$

	層厚	N 値	V_s	平均波速度 (m/sec)
シルト	3.50	5	85	$V_s = \frac{85 \times 3.5 + 109 \times 5.0 + 108 \times 9.0}{3.5 + 5.0 + 9.0}$ $= 104$
砂 層	5.00	20	109	
粘性土	9.00	10	108	

$$T = 4 \times \frac{17.5}{104} = 0.673$$

地盤面の変位量

$$A_g = 0.2 \cdot T \cdot S_v$$

ここに、 A_g ; 地盤面の水平変位量 (cm)

T ; 表層地盤の固有周期 (sec)

S_v ; 応答速度の基準値 =60 (cm/sec)

$$A_g = 0.2 \times 0.673 \times 60 = 8.076$$

地盤変位の鉛直方向分布は、次式による。

$$f_{AZ} = A_g \cdot \cos(\pi \cdot Z / 2H) \\ = 8.076 \times \cos(\pi \cdot Z / 2 \times 17.50)$$

深さ (m)	f AZ	K h	f AZ-fA	K h × f
0.00	8.076	1800		
3.50	7.681			
5.20	7.212		3.098	55.76
7.30	6.403		2.289	52.02
9.40	5.368		1.254	22.57
11.545	4.114		0.000	0.00
17.500	0.000			

$$K_h = 0.5 \cdot \alpha \cdot \alpha_o \cdot E_o \cdot B h^{-3/4}$$

$$\text{ここに、} \alpha = 2.0 \quad \alpha_o = 1.0$$

$$E_o = 25N = 25 \times 10 = 250$$

$$B h = 717$$

$$K_h = 0.5 \cdot \alpha \cdot E_o \cdot B h^{-3/4}$$

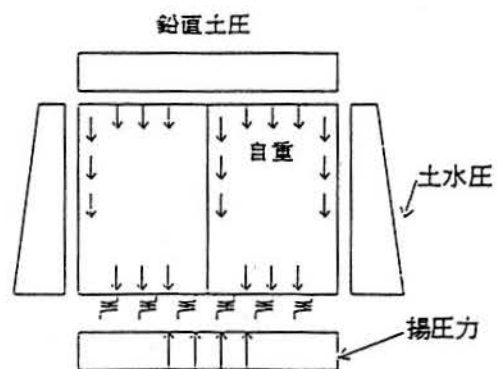
$$= 0.5 \times 2 \times 1 \times 250 \times 717^{-3/4} = 1800 (\text{tf} / \text{m}^3)$$

$$\text{上床版のせん断力} \quad \tau = 800 \times 3.098 = 24.78 (\text{tf} / \text{m}^2)$$

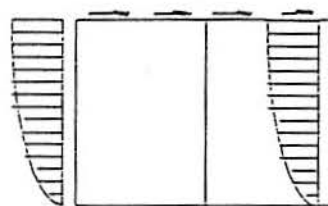
(6) 荷重ケース

Case-1 死荷重 + 活荷重

Case-2 死荷重

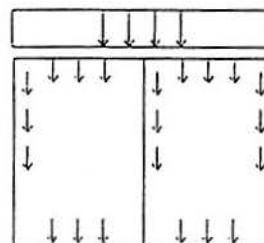


Case-3 地盤変位 + せん断力

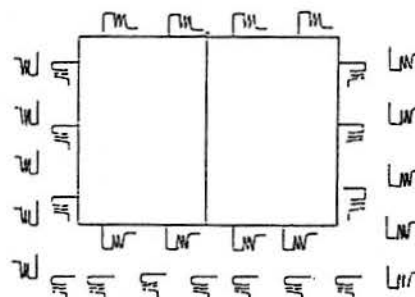


Case-4, 5 鉛直慣性力

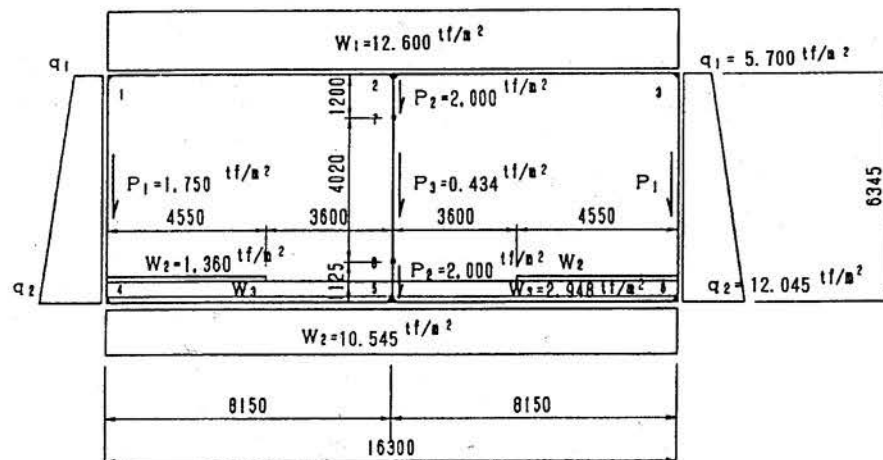
$$K_v = K_H / 2 = \pm 0.35$$



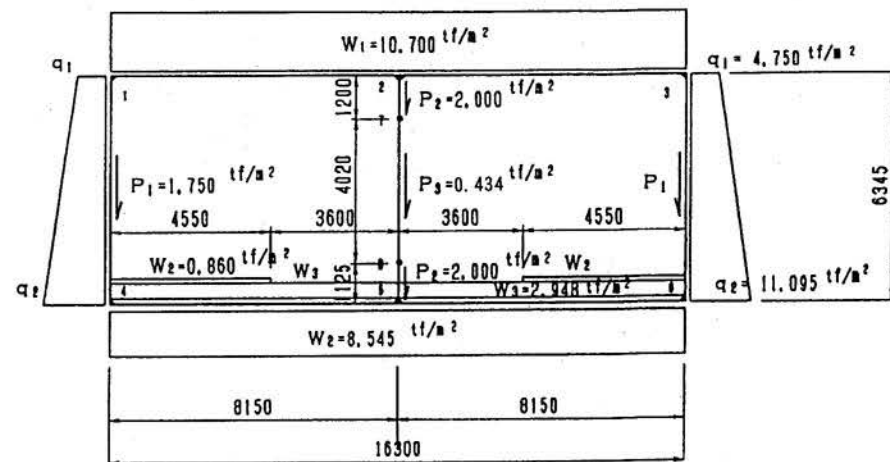
• 地盤バネ状態



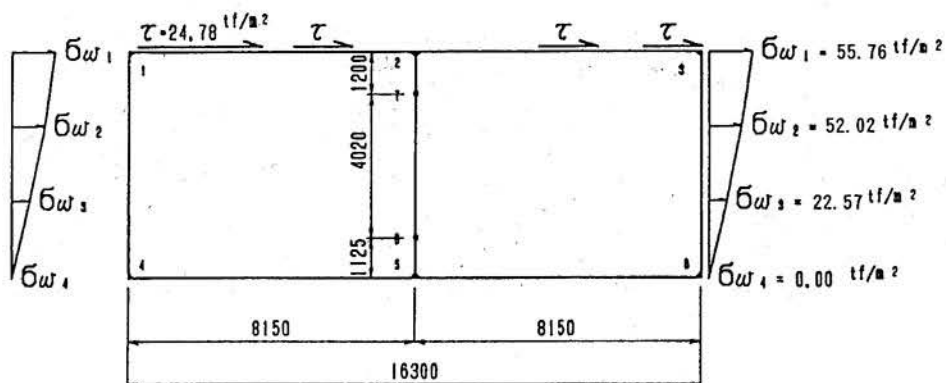
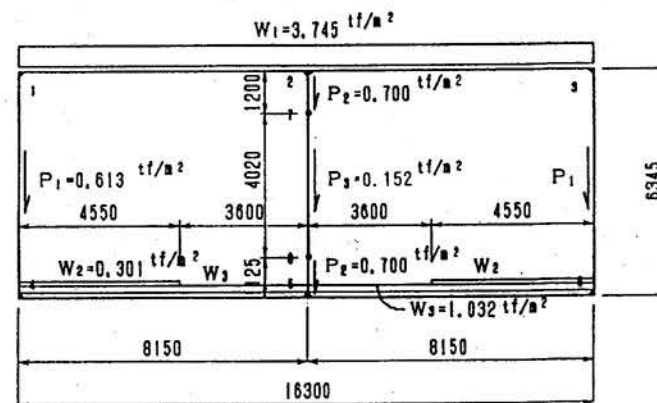
荷重状態図 CASE 1 (死+活)



荷重状態図 CASE 2 (死荷重)



荷重状態図 CASE 3 (地盤変位とせん断力荷重)

荷重状態図 CASE 4 (鉛直死荷重 $\times K_v = 0.35$)荷重状態図 CASE 5 (鉛直死荷重 $\times K_v = -0.35$)

(7) 荷重組合せ

i) 常時

C a s e - 1	死荷重+活荷重
C a s e - 2	死荷重

ii) 地震時

C a s e - 3	地盤変位+上床面せん断力
C a s e - 4	鉛直慣性力 + 0. 3 5
C a s e - 5	鉛直慣性力 - 0. 3 5

iii) 荷重組合せ

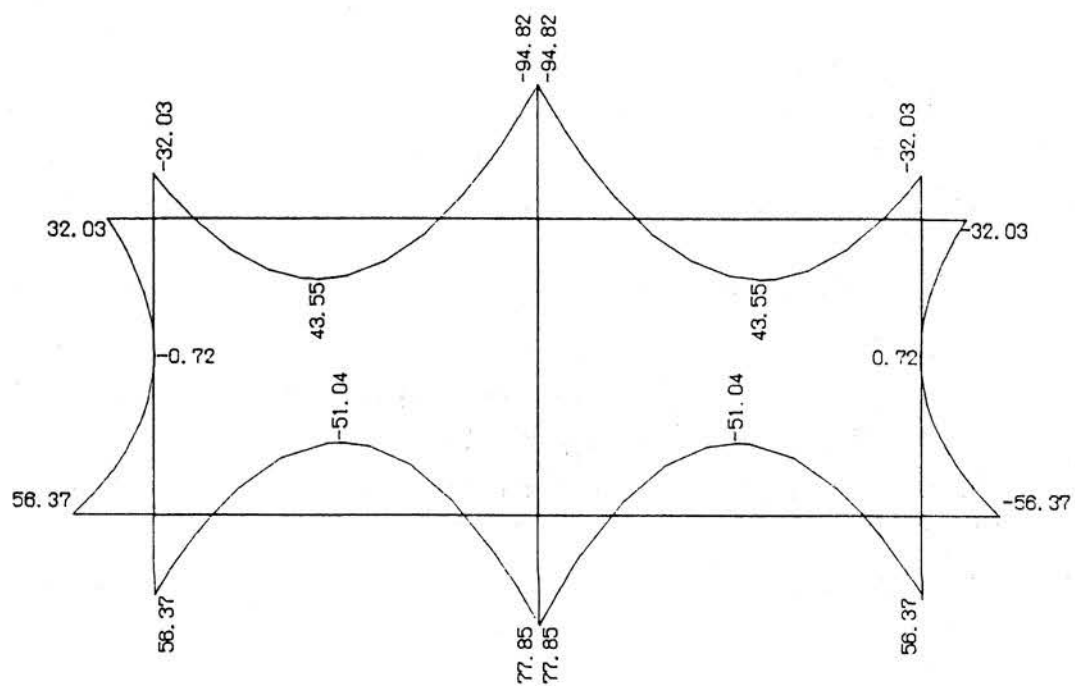
• 常時 C a s e - 1

• 地震時

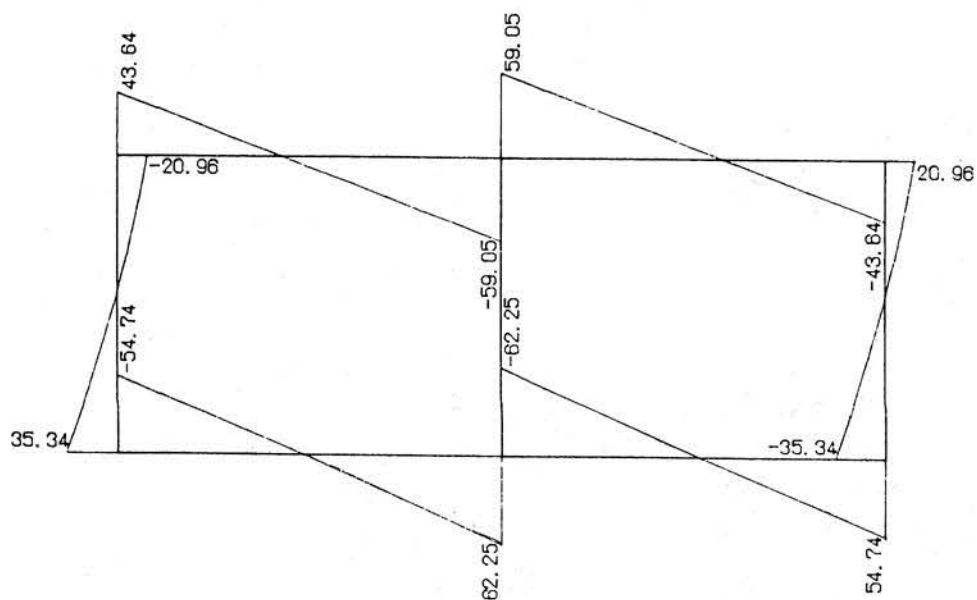
合成ケース 1 ; C a s e - 2 + C a s e - 3 + C a s e - 4
合成ケース 2 ; C a s e - 2 + C a s e - 3 + C a s e - 5

iv) 断面力図

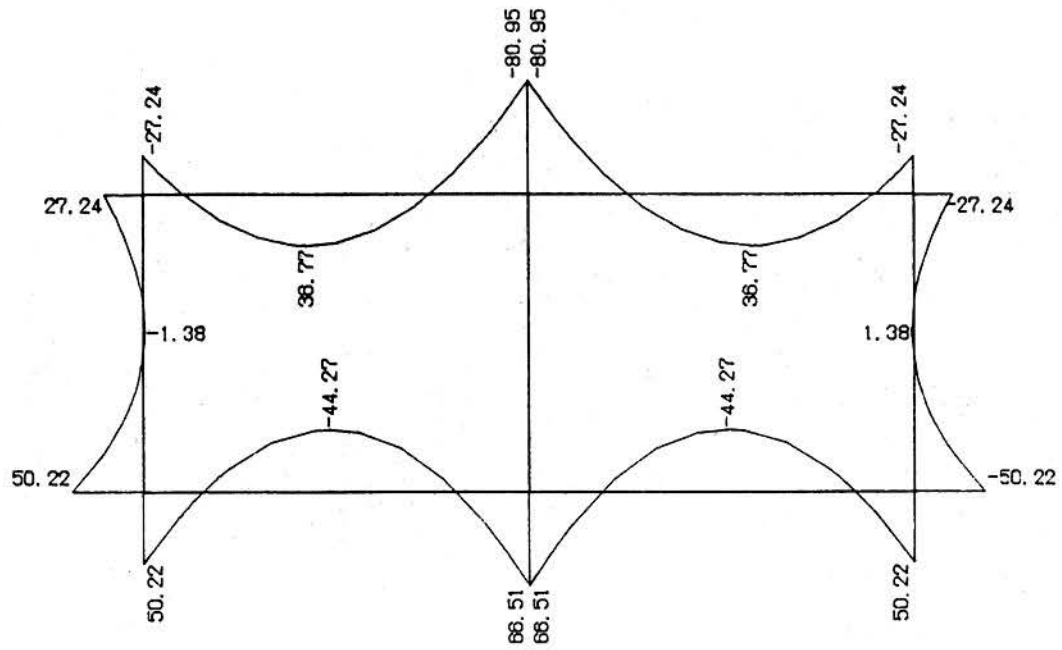
C a s e - 1 ; 曲げモーメント図



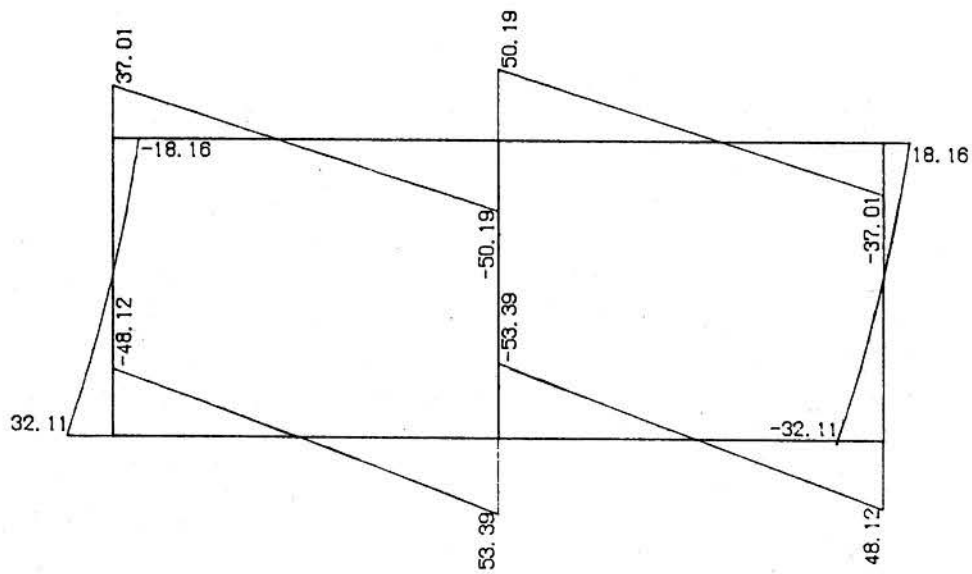
C a s e - 1 ; せん断力図



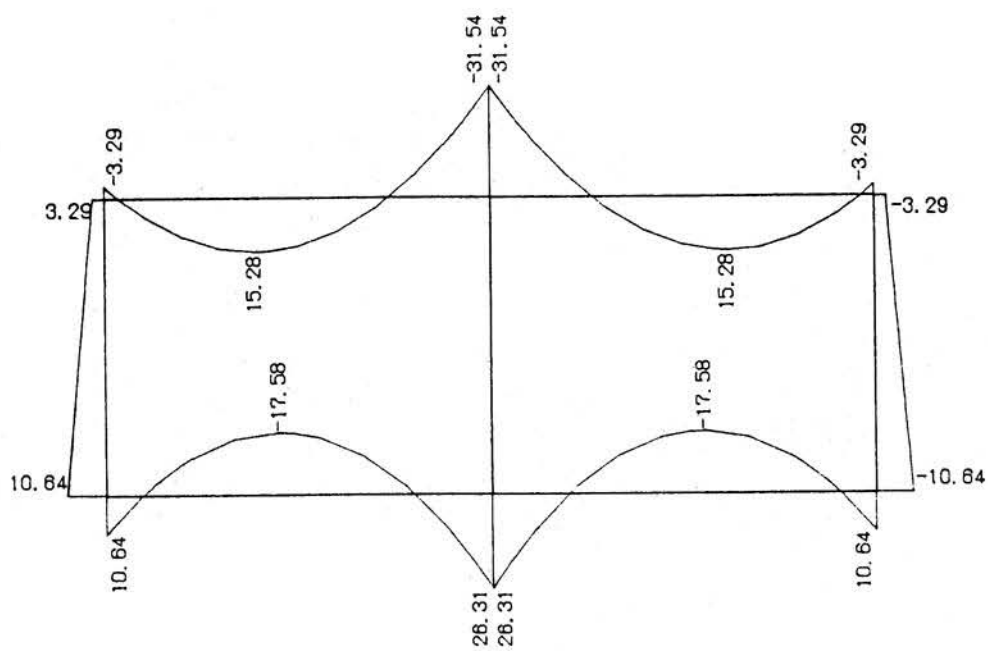
C a s e - 2 ; 曲げモーメント図



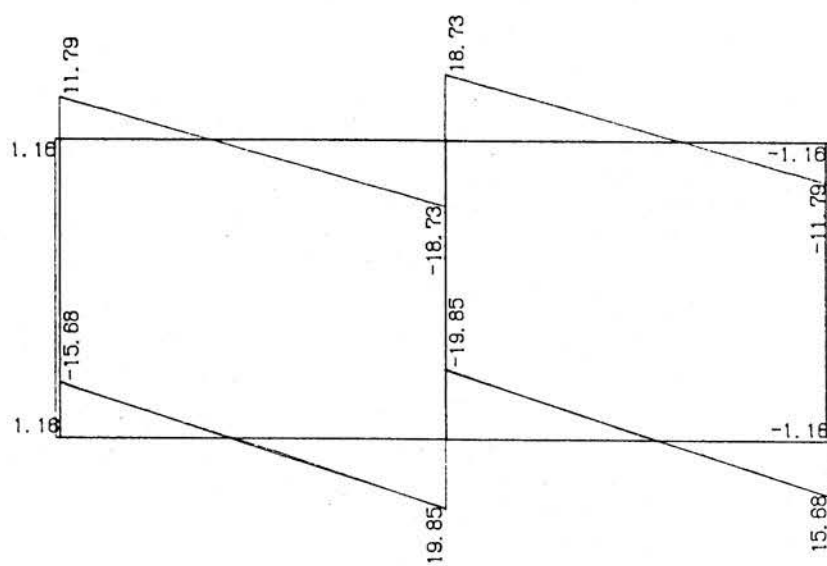
C a s e - 2 ; せん断力図



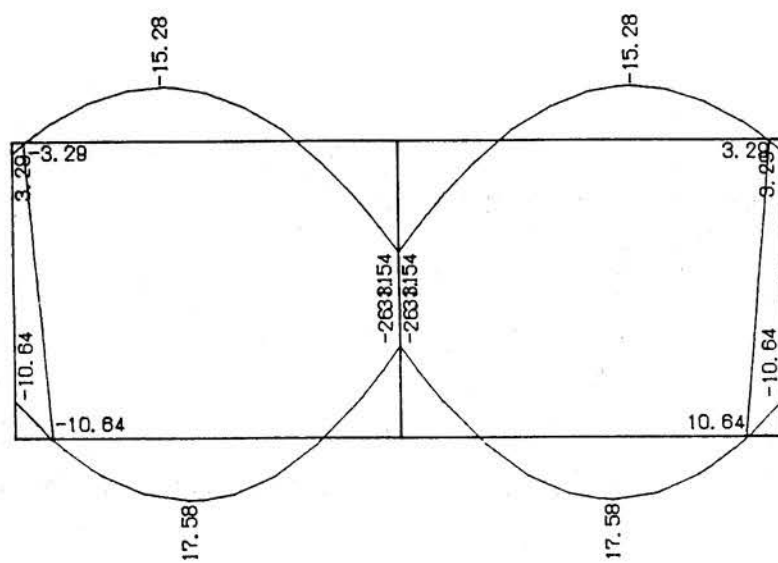
C a s e - 4 ; 曲げモーメント図



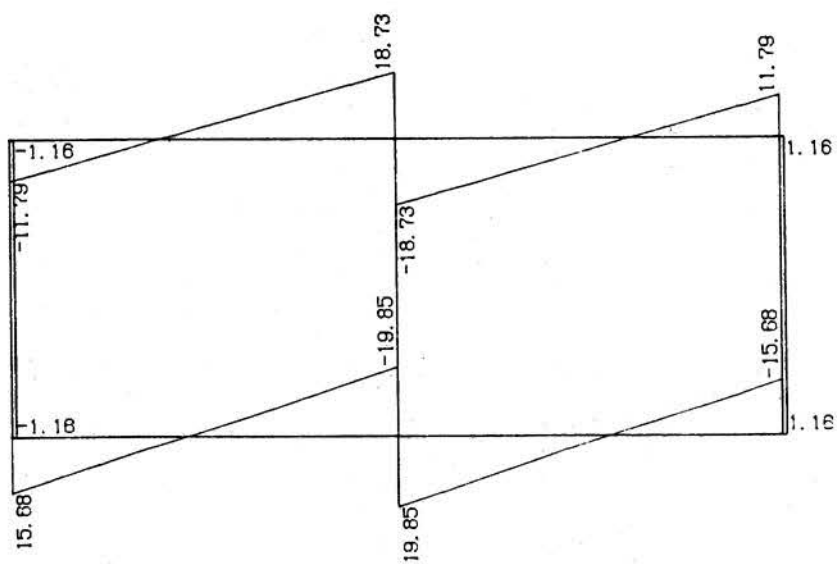
C a s e - 4 ; せん断力図



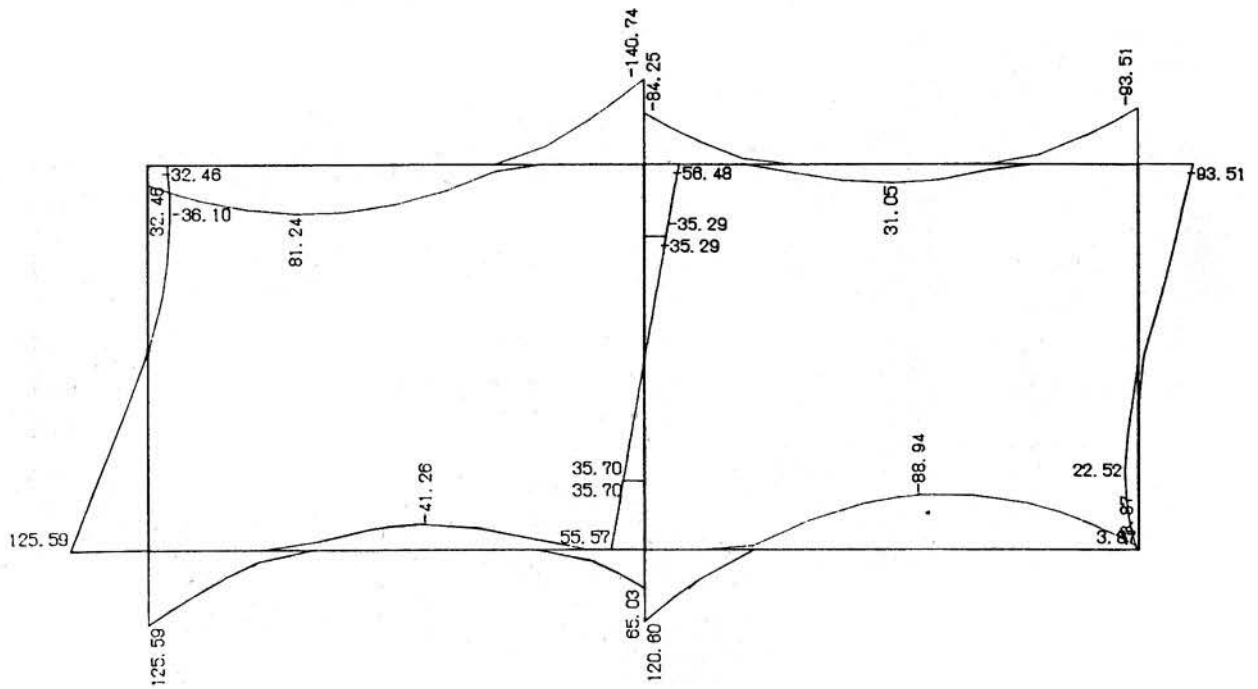
Case-5 ; 曲げモーメント図



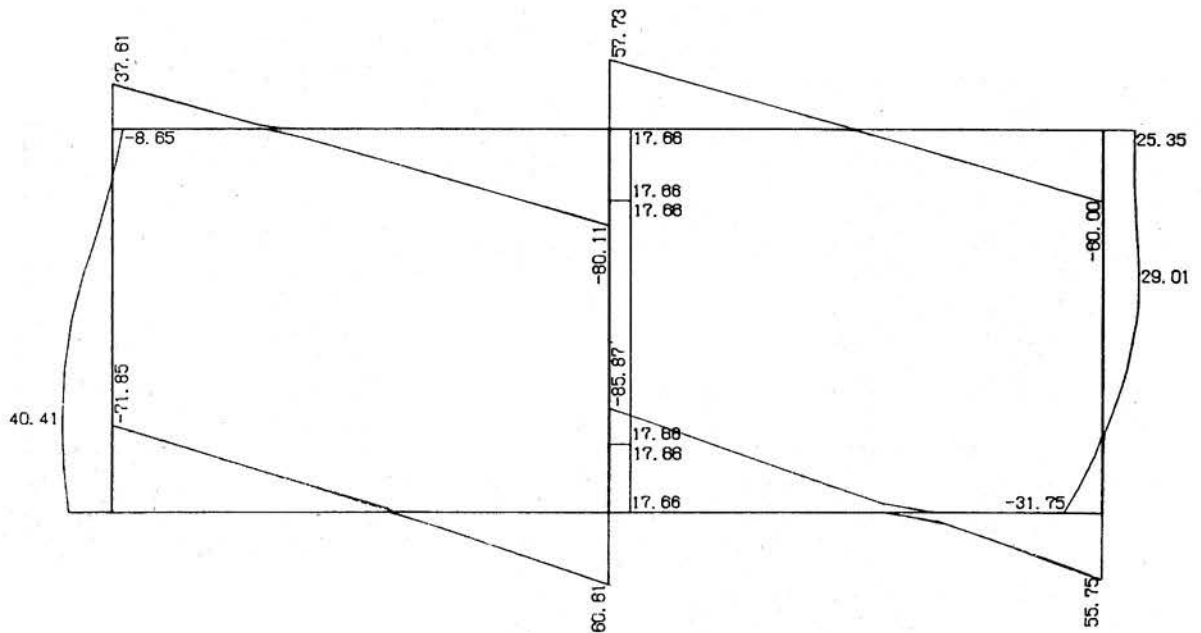
Case-5 ; せん断力図



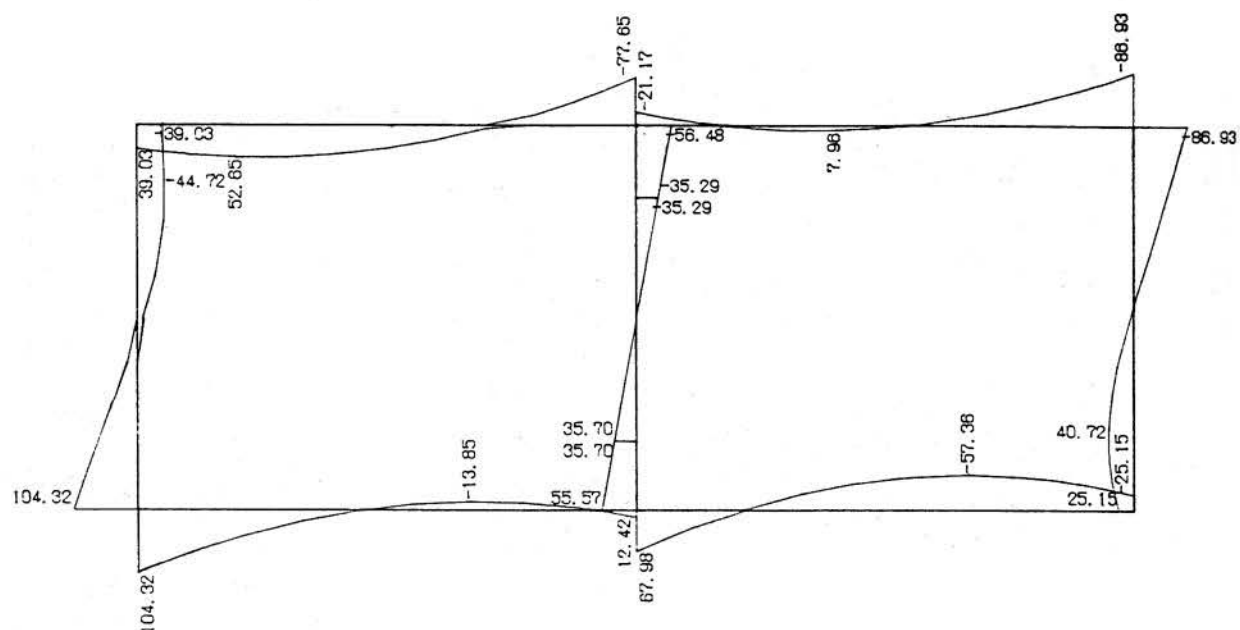
合成ケース－１；曲げモーメント図



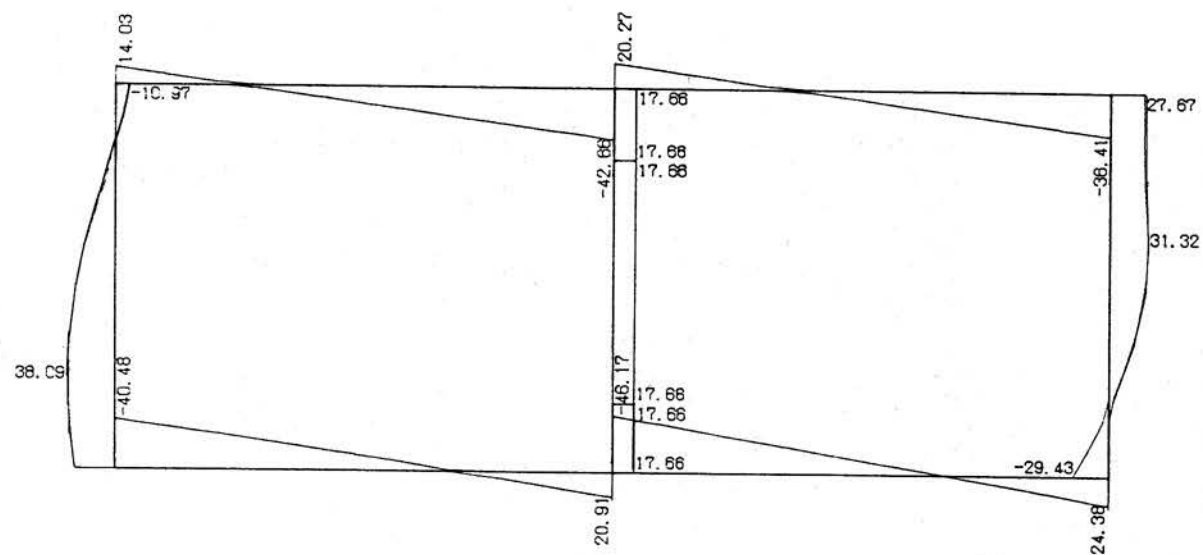
合成ケース－１；せん断力図



合成ケース－２；曲げモーメント図

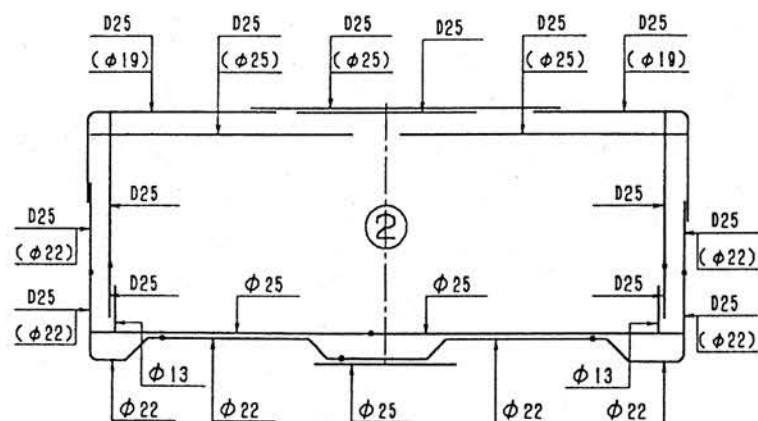
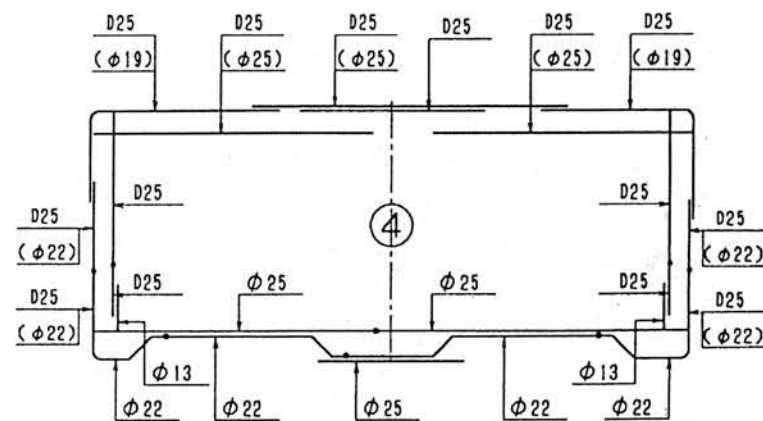
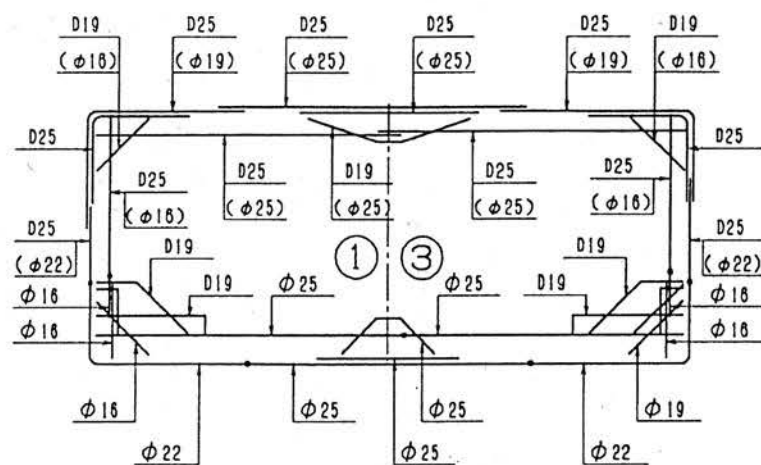


合成ケース－２；せん断力図



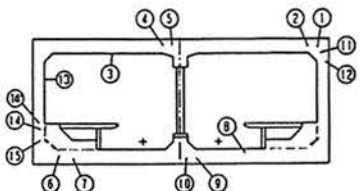
耐震設計法 鉄筋組合せ図

ctc125



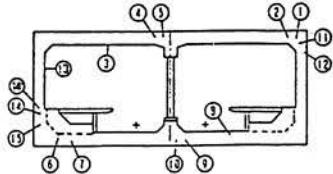
() は原設計の鉄筋を示す。

許容応力度法計算結果総括表（常時）

1. 断面計算点 	断面の名称	1	断面の名称	2	断面の名称	3
	断面の形状	b = 100 h = 96.7	断面の形状	b = 100 h = 80	断面の形状	b = 100 h = 80
	鉄筋量面力	As = D25- 8 As' = 0	鉄筋量面力	As = D25- 8 As' = D25-8	鉄筋量面力	As = D25- 8 As' = D25-8
	発生応力	M = 32.03 tf・m N = 20.96 tf	発生応力	M = 11.78 tf・m N = 20.96 tf	発生応力	M = 43.55 tf・m N = 20.96 tf
	発生応力度	$\sigma_c = 30.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 763 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 13.3 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 219 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 45.9 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 1375 \text{ kg/cm}^2$
	断面の名称	4	断面の名称	5	断面の名称	6
	断面の形状	b = 100 h = 80	断面の形状	b = 100 h = 100	断面の形状	b = 100 h = 165
	鉄筋量面力	As = D25-12 As' = D25-4	鉄筋量面力	As = D25-16 As' = 0	鉄筋量面力	As = $\phi 22$ -8 As' = 0
	発生応力	M = 61.66 tf・m N = 20.96 tf	発生応力	M = 94.82 tf・m N = 20.96 tf	発生応力	M = 56.37 tf・m N = 35.34 tf
	発生応力度	$\sigma_c = 68.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 1507 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 70.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 1407 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 23.8 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 774 \text{ kg/cm}^2$
	断面の名称	7	断面の名称	8	断面の名称	9
	断面の形状	b = 100 h = 140	断面の形状	b = 100 h = 85	断面の形状	b = 100 h = 85
	鉄筋量面力	As = $\phi 22$ -6 As' = $\phi 19$ -4	鉄筋量面力	As = $\phi 25$ -8 $\phi 22$ -4 As' = $\phi 22$ -4	鉄筋量面力	As = $\phi 25$ -12 $\phi 22$ -2 As' = $\phi 25$ -8
	発生応力	M = 12.82 tf・m N = 35.33 tf	発生応力	M = 51.04 tf・m N = 35.32 tf	発生応力	M = 51.37 tf・m N = 35.31 tf
	発生応力度	$\sigma_c = 6.5 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 22 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 54.1 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 1112 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 46.8 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 927 \text{ kg/cm}^2$
2. 許容応力度 ・上床／側壁 $\sigma_{ca} = 80 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$ ・下床 $\sigma_{ca} = 70 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kgf/cm}^2$	断面の名称	10	断面の名称	11	断面の名称	12
	断面の形状	b = 100 h = 100	断面の形状	b = 100 h = 86.7	断面の形状	b = 100 h = 70
	鉄筋量面力	As = $\phi 25$ -12 $\phi 22$ -4 As' = 0	鉄筋量面力	As = D25- 8 As' = 0	鉄筋量面力	As = D25- 8 As' = D25-8
	発生応力	M = 77.85 tf・m N = 35.31 tf	発生応力	M = 32.03 tf・m N = 44.34 tf	発生応力	M = 22.28 tf・m N = 45.22 tf
	発生応力度	$\sigma_c = 61.2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 1153 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 39.2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 676 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 32.3 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 496 \text{ kg/cm}^2$
	断面の名称	13	断面の名称	14	断面の名称	15
	断面の形状	b = 100 h = 70	断面の形状	b = 100 h = 140	断面の形状	b = 100 h = 165
	鉄筋量面力	As = D25- 8 As' = D25-8	鉄筋量面力	As = $\phi 22$ -8 As' = 0	鉄筋量面力	As = $\phi 22$ -8 As' = 0
	発生応力	M = 0.72 tf・m N = 48.76 tf	発生応力	M = 33.18 tf・m N = 51.73 tf	発生応力	M = 56.37 tf・m N = 53.04 tf
	発生応力度	$\sigma_c = 6.5 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 17.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 257 \text{ kg/cm}^2$	発生応力度	$\sigma_c = 23.2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 559 \text{ kg/cm}^2$

曲げ耐力計算結果総括表

① 断面計算点



② 強度の特性

・ 上床版／側壁

$f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$

$f_{syk} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$

・ 下床版

$f_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$

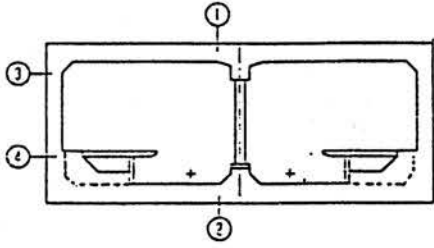
$f_{syk} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

③ 断面の名称の * 番号は合成ケース
2 で定まるもの。

断面の名称	1	断面の名称	2	断面の名称	3
鉄筋量	Ast = D25-8 Asc = 0	鉄筋量	Ast = D25-8 Asc = D25-8	鉄筋量	Ast = D25-8 Asc = D25-8
設計断面力	Md = 93.51 tf・m N'd = 24.61 tf	設計断面力	Md = 65.31 tf・m N'd = 23.55 tf	設計断面力	Md = 81.24 tf・m N'd = 13.92 tf
設計断面耐力	Myd = 106.01 tf・m $\epsilon'c = 0.0007$	設計断面耐力	Myd = 87.56 tf・m $\epsilon'c = 0.0007$	設計断面耐力	Myd = 85.37 tf・m $\epsilon'c = 0.0006$
安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.882 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.746 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.952 < 1.0$
断面の名称	4	断面の名称	5	断面の名称	6
鉄筋量	Ast = D25-12 Asc = D25-4	鉄筋量	Ast = D25-16 Asc = 0	鉄筋量	Ast = ϕ 22-8 Asc = 0
設計断面力	Md = 95.27 tf・m N'd = 23.72 tf	設計断面力	Md = 140.74 tf・m N'd = 24.98 tf	設計断面力	Md = 125.59 tf・m N'd = 33.45 tf
設計断面耐力	Myd = 116.63 tf・m $\epsilon'c = 0.0010$	設計断面耐力	Myd = 192.71 tf・m $\epsilon'c = 0.0011$	設計断面耐力	Myd = 127.27 tf・m $\epsilon'c = 0.0004$
安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.817 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.730 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.987 < 1.0$
断面の名称	* 7	断面の名称	8	断面の名称	9
鉄筋量	Ast = ϕ 22-6 Asc = D19-4	鉄筋量	Ast = ϕ 25-8 ϕ 22-4 Asc = ϕ 22-4	鉄筋量	Ast = ϕ 25-12 ϕ 22-2 Asc = ϕ 25-8
設計断面力	Md = 76.00 tf・m N'd = 32.50 tf	設計断面力	Md = 88.94 tf・m N'd = 36.37 tf	設計断面力	Md = 83.73 tf・m N'd = 40.99 tf
設計断面耐力	Myd = 85.66 tf・m $\epsilon'c = 0.0004$	設計断面耐力	Myd = 96.11 tf・m $\epsilon'c = 0.0008$	設計断面耐力	Myd = 116.77 tf・m $\epsilon'c = 0.0008$
安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.887 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.925 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.717 < 1.0$
断面の名称	10	断面の名称	11	断面の名称	12
鉄筋量	Ast = ϕ 25-12 ϕ 22-4 Asc = 0	鉄筋量	Ast = D25-8 Asc = 0	鉄筋量	Ast = D25-8 Asc = D25-8
設計断面力	Md = 120.60 tf・m N'd = 41.56 tf	設計断面力	Md = 93.51 tf・m N'd = 59.73 tf	設計断面力	Md = 82.82 tf・m N'd = 59.39 tf
設計断面耐力	Myd = 148.31 tf・m $\epsilon'c = 0.0009$	設計断面耐力	Myd = 102.48 tf・m $\epsilon'c = 0.0009$	設計断面耐力	Myd = 82.85 tf・m $\epsilon'c = 0.0008$
安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.813 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.912 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.975 < 1.0$
断面の名称	* 13	断面の名称	14	断面の名称	15
鉄筋量	Ast = D25-8 Asc = D25-8	鉄筋量	Ast = ϕ 22-8 Asc = 0	鉄筋量	Ast = ϕ 22-8 Asc = 0
設計断面力	Md = 36.10 tf・m N'd = 41.93 tf	設計断面力	Md = 97.69 tf・m N'd = 62.54 tf	設計断面力	Md = 125.59 tf・m N'd = 66.59 tf
設計断面耐力	Myd = 79.65 tf・m $\epsilon'c = 0.0008$	設計断面耐力	Myd = 120.91 tf・m $\epsilon'c = 0.0005$	設計断面耐力	Myd = 147.46 tf・m $\epsilon'c = 0.0005$
安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.435 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.808 < 1.0$	安全性の照査	$\gamma_i * M_d / M_{y d} = 0.852 < 1.0$

ii) 地震時：限界状態設計法（降伏耐力）… 曲げ耐力

せん断耐力計算結果総括表

①断面計算点  ②強度の特性 - 上床版／側壁 $f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{syk} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ - 下床版 $f_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{syk} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$	断面の名称	1	
	鉄筋量	Ast = D25-16	Asc = D25-4
	設計断面力	Md = 95.27 tf・m	N'd = 23.72 tf
		Vd = 66.11 tf・m	
	設計せん断耐力	Vyd = 90.59 tf・m	
	安全性の照査	$\gamma_i * V_d / V_{yd} = 0.741 < 1.0$	
	断面の名称	2	
	鉄筋量	Ast = $\phi 25-12$ $\phi 22-2$	Asc = $\phi 25-8$
	設計断面力	Md = 53.31 tf・m	N'd = 26.03 tf
		Vd = 36.40 tf・m	
	設計せん断耐力	Vyd = 91.62 tf・m	
	安全性の照査	$\gamma_i * V_d / V_{yd} = 0.397 < 1.0$	
	断面の名称	3	
	鉄筋量	Ast = D25-12	Asc = D25-8
	設計断面力	Md = 80.82 tf・m	N'd = 59.39 tf
		Vd = 25.63 tf・m	
	設計せん断耐力	Vyd = 80.70 tf・m	
	安全性の照査	$\gamma_i * V_d / V_{yd} = 0.318 < 1.0$	
	断面の名称	4	
	鉄筋量	Ast = $\phi 22-8$	Asc = 0
	設計断面力	Md = 97.69 tf・m	N'd = 62.54 tf
		Vd = 40.41 tf・m	
	設計せん断耐力	Vyd = 51.58 tf・m	
	安全性の照査	$\gamma_i * V_d / V_{yd} = 0.783 < 1.0$	

2. 2 仮設設計

2. 2. 1 はじめに

阪神大震災により大開駅が崩壊し、国道28号線が最大2.5mも陥没し、交通・通信網をはじめとするライフラインが壊滅状態のなか、資材準備や仮設の段取りを進めながら、仮設設計についても緊急に検討に入った。

仮設工法を適切に選択し、適切な復旧計画を立案することは本工事の中にあっても重要な項目の1つであった。

ここでは、仮設土留の選定をはじめとし列車通過後の仮設計画に至る下記の各項目について順次、設計の考えの概要を述べる。

- | | | |
|-----------------------------|---------|----|
| (1) 仮設土留め | 2. 2. 2 | 参照 |
| (2) 地下水位低下工 | 2. 2. 3 | 参照 |
| (3) 路面覆工 | 2. 2. 4 | 参照 |
| (4) 通過駅として使用している期間の検討 | 2. 2. 5 | 参照 |

なお、仮設設計にあたって下記の図書を準拠基準とした。

- | | |
|--------------------------------|--|
| (1) 『神戸高速鉄道東西線 仮設構造物設計指針（案）』 | |
| (神戸高速鉄道) | |
| (2) 『鉄道建築物設計標準（案）』 | |
| (鉄道総合技術研究所：昭和63年) | |
| (3) 『トンネル標準示方書（開削編）・同解説』 | |
| (土木学会：昭和61年) | |
| (4) 『グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説』 | |
| (土質工学会：平成2年) | |
| (5) 『薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針』 | |
| (建設省：昭和49年) | |

2. 2. 2 仮設土留め

(1) 工法選定

本工事は天災によって生じた緊急な復旧工事であったため、その設計・施工法・資材・機械などはまったく準備されていなかった。

発注者との協議により「被災した大開構造物を掘り出し取り壊して再構築する」ことを基本的な考えにした土留め設計を開始した。

大開駅を下床版まですべて撤去する場合を考え、掘削深さはGL-12mを土留めの設計条件とし、資材準備と並行して設計を進めた。

土留め工法には一般に次のような工法が考えられる。

- ① 親杭横矢板工法
- ② 鋼矢板工法
- ③ 柱列式地下連続壁工法（SMW工法）
- ④ 泥水固化式地下連続壁工法
- ⑤ 鉄筋コンクリート地下連続壁工法
- ⑥ 鋼製地下連続壁工法
- ⑦ 鋼管矢板工法

掘削深さをGL-12mと考えると①～③の工法が一般的に採用される場合が多い。

（表2.2.2-1 参照）

今回の工事では、震災直後すみやかに工事を進めるため、発注してから納期まで時間のかかる鋼材については、メーカーのロール時期にあわせて発注しなければならず、仮設設計が確定する前に注文する必要がある、H-350をまず発注した。

大開駅建設当時（昭和37年ごろ）には土留め工法は親杭横矢板工法で施工されていたこと、H-350を発注済みであったことから、親杭横矢板工法かSMW工法のいずれかで施工するについて検討した結果、震災後の状況等を踏まえ、SMW工法を採用した。

（表2.2.2-2 参照）

表2.2.2-1 土留め工法選定表

工法	大分類	低剛性		中剛性		高剛性			
	小分類	親杭横矢板	鋼矢板	柱列式地下連続壁	泥水固化式地下連続壁	鉄筋コンクリート地下連続壁	鋼地下連続壁	鋼管矢板	
断面形状		#1	H-200 ～H-400	SP-II ～SP-V	φ450～600 #3	t=400 ～800	t=600 ～1800	t=600 ～1500	φ800 ～1500
軟弱地盤	軟 0～10	△	◎	○	△	×	×	△	
	弱 10～20	×	○	◎	○	△	△	○	
	地 20～30	×	×	×	△	◎	○	○	
	盤 30～	×	×	×	×	○	◎	△	
	件 0～	○	◎	○	△	×	×	△	
普通地盤	通 10～20	△	○	◎	○	△	△	○	
	地 20～30	×	△	△	○	○	○	○	
	盤 30～	×	×	×	△	◎	◎	△	
	剛 0～10	◎	○	△	△	×	×	×	
	硬 10～20	×	△	○	○	△	△	○	
深度m	地 20～30	×	×	△	○	○	○	△	
	盤 30～	×	×	×	△	◎	◎	×	
	施工速度	◎	◎	○	△	×	△	○	
透水性		×	△	○	○	◎	◎	○	
振動・騒音		#2	#2	○	○	○	○	#2	
周辺地盤沈下		△	△	○	○	◎	◎	◎	
備 考		凡例 ◎：施工実績が多い（又は有利） ○：施工実績がある（又はやや有利） △：施工実績が少ない（又はやや不利） ×：施工実績がほとんどない（又は不利） #1：一般に使用される範囲 #3：最近では、高剛性の柱列式土留めとしてφ850 程度のものも使用されてきている。 #2：工法により							

表 2. 2. 2-2 工法比較表

	親杭横矢板工法	S MW壁工法
工法 概要	H型鋼などの親杭を1～2 mの間隔で削孔して建込み、掘削に伴って横矢板を挿入して山留壁を構築する。	H型鋼を芯材としてソイルセメントで壁体を構築する。
特 徴	良質地盤における標準工法として広く用いられているが、遮水性が良くないこと、根入れ部の連続性が保てないこと等、地下水位の高い地盤、軟弱な地盤では補助工法が必要となる。	遮水性が良く、壁の剛性が見込めるため、都市部での掘削に用いられることが多い。 施工機械が大型となるため、地盤の補強が必要となる場合がある。
止水性	止水性を期待できないため、地下水位を低下させるか、地盤改良等による遮水が必要となる。	止水性は良い。
壁の 剛性	比較的小さいため、変形量が大きくなる可能性もある。	剛性が大きいため、山留壁の変形を抑制できる。
周辺地 盤への 影響	漏水の発生の恐れ、壁体の剛性を考慮すると近接の構造物・道路・埋設物等に影響を与える可能性がある。	周辺地盤へ与える影響は小さい。
工 程	杭打設は早いが、掘削時の横矢板挿入が手作業となり施工性は劣る。	杭打設は遅いが、掘削に伴うトラブルが少なく掘削時の施工工程は早い。
総合 評価	△	○

(2) 設計条件

仮設構造物の設計は神戸高速鉄道『仮設構造物設計指針（案）』に準拠して行うものとし、設計の基本となる各項目については以下のように設定した。

i) 許容応力度

鋼材（SS400）

許容曲げ応力度 $\sigma_{\text{b.a}} = 2100 \text{ kgf/cm}^2$

許容せん断応力度 $\tau_{\text{a}} = 1200 \text{ kgf/cm}^2$

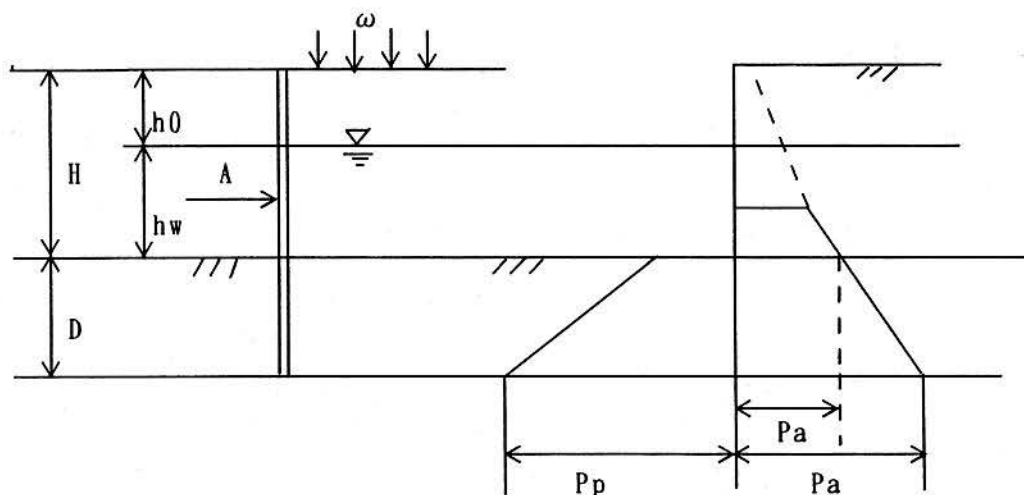
ii) 土圧

ア) 土留杭根入れ長算定土圧

土留杭根入れ部に作用する土圧、水圧の算定は次式による。

$$P_a = K_a \{ \gamma h_0 + (\gamma' + 1)(h_w + D) + \omega \} - 2c\sqrt{ka}$$

$$P_p = K_p (\gamma' + 1)D + 2c\sqrt{Kp}$$



ここに、

P_a : 主動土圧 P_p : 受動土圧

K_a : 主動土圧係数 $= \tan^2(45^\circ - \phi/2)$

K_p : 受動土圧係数 $= \tan^2(45^\circ + \phi/2)$

γ : 土の単位体積重量 (t/m^3)

γ' : 土の水中単位体積重量 (t/m^3)

ω : 上載荷重 C : 粘着力

H : 掘削深さ

h_w : 地下水位より掘削底面までの深さ

h_0 : $h_0 = H - h_w$ D : 杭の根入れ長

図 2. 2. 2-1 土圧・水圧算定モデル図

イ) 断面算定用土圧

土質調査結果より「砂質土」と考え、以下の土圧算定式を用いる。

表 2. 2. 2-3

	ゆるい砂質土
N 値	0 ~ 10
γ	1.6
γ'	1.0
K	0.25

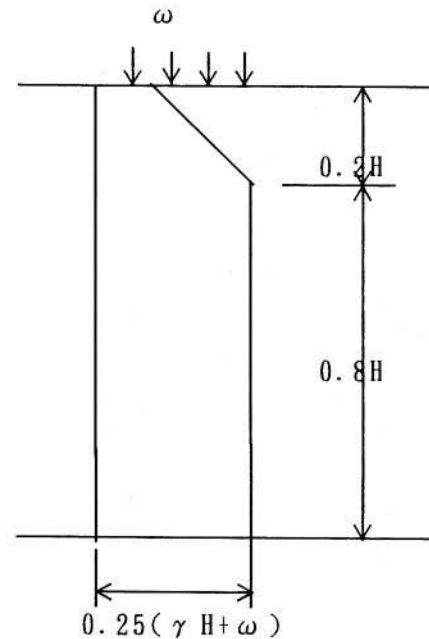


図 2. 2. 2-2

iii) 水 圧

土留壁に作用する水圧は、地下水位低下工法によりGL-8.0m 付近の粘土層まで低下させる。

iv) その他の荷重

7) 上載荷重

上載荷重として土留壁背面に、 $q=1.0\text{t/m}^2$ を考慮する。

1) 覆工荷重

土留壁の断面算定時には、覆工反力として $N=10\text{t/m}$ を考慮する。

v) 土留壁の支持力

$N \geq 50$ の砂礫層が杭先端の支持層とする。

vi) 掘削深さ

掘削深さは、下床版下 (GL-12.0m) までとする。

(3) 土留め支保工

開削工事における土留め支保工には、一般に次の方式が採用されている。

- ① 切梁・腹起し形式
- ② アースアンカー形式

本工事では、次の理由により、②アースアンカー形式（図2.2.2-3,4 参照）を採用することを基本とした。

- (1) 工期短縮が最優先であること
- (2) 取り壊し時の作業空間を十分に確保したいこと
- (3) 中間杭の施工が困難なこと 等

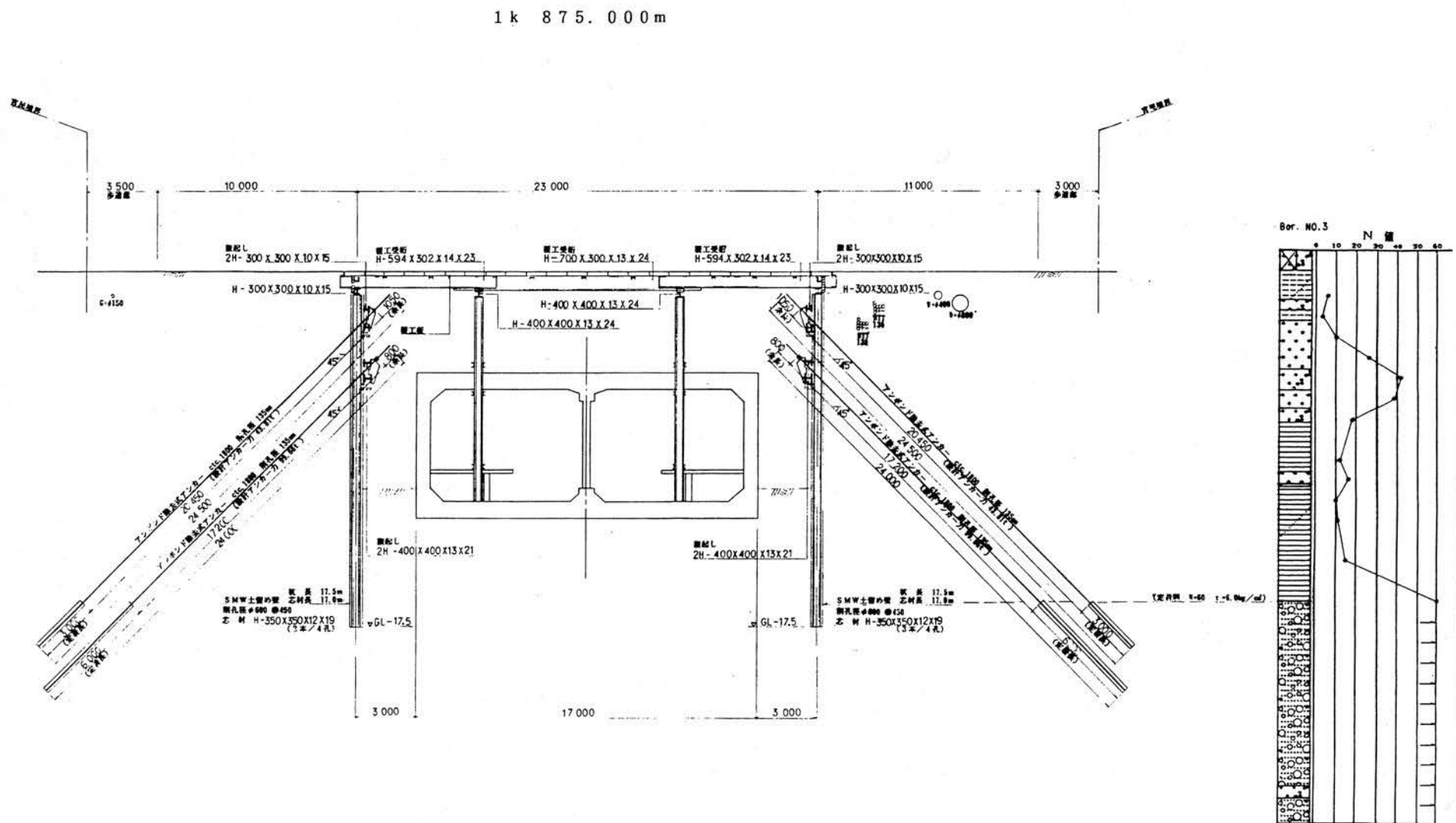
しかし、南北道路交差点付近前後の区間は埋設物が支障し1段目アースアンカーが施工できないことから、1段目を切梁腹起し形式とし2段目をアースアンカー形式とした。

（図2.2.2-3,5 参照）

アースアンカーは、アンカー傾角を 45° の急傾角で施工しても民地内に支障することから除去式アースアンカーとした。

掘削深さが12mであることを考えると、支保工段数は一般的には3～4段必要と考えられる。しかし、躯体の取り壊し途中で支保工を施工するのは時間的なロスが大きいことから、補助工法として、ウエルポイントを採用し、土留背面の地下水位を5m低下させ、側圧を低減することにより2段支保工での施工を可能にした。

图 2.2.2-3 施工区分图



年度	番号		
工事名	大園駅改良補修工事		
図名			
作成日	7年 月	図尺	1/200
設計			
監理	監理	係長	係員

神戸高速鉄道株式会社

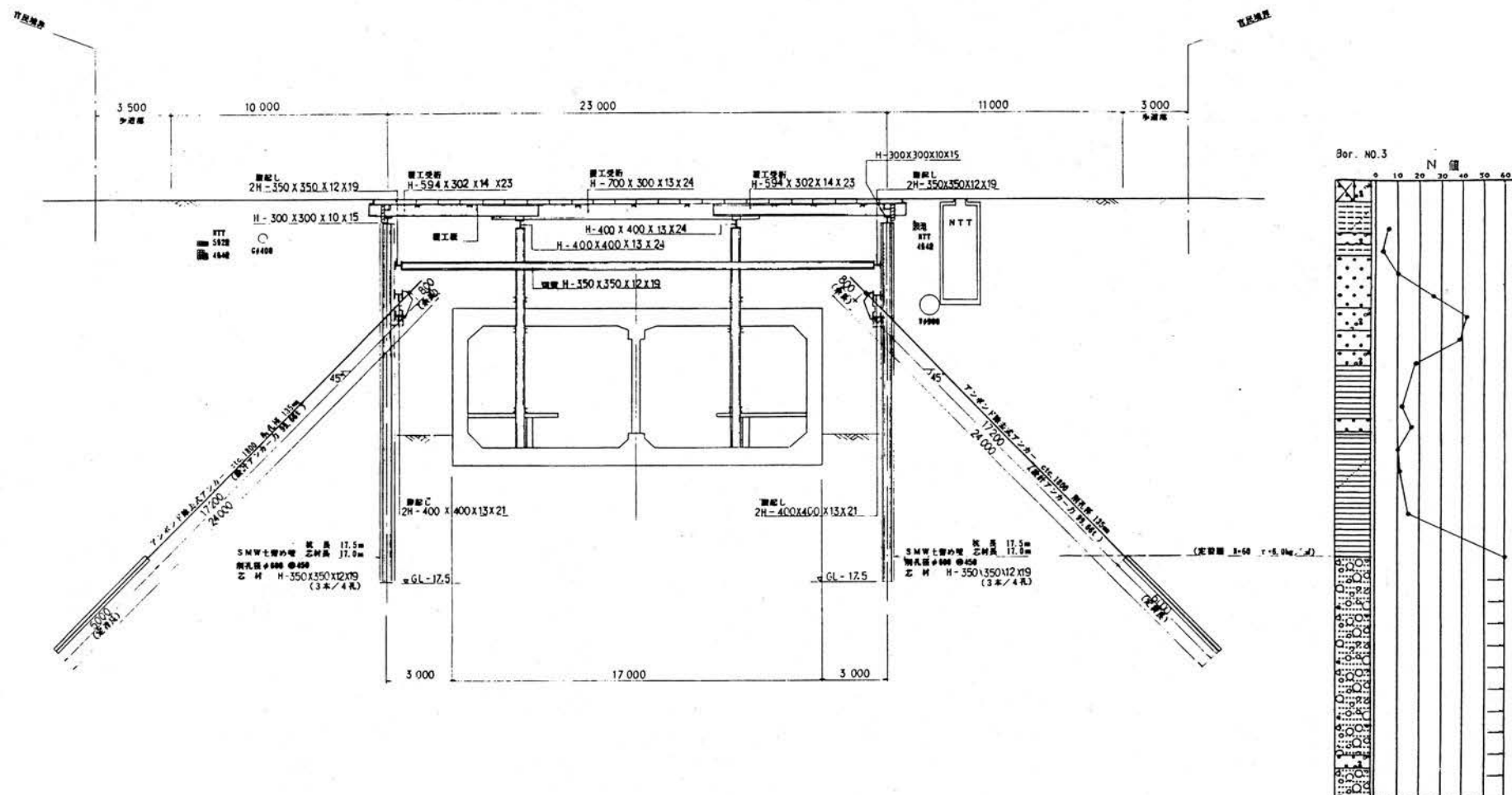


图 2.2.2—5

切梁腹起し・アースアンカー併用区間標準図

年度		番 号	
工 号 名	大 崎 駅 至 青 森 間 工 事		
商 標 名			
作 成 日	7 年 月	建 尺	1/200
開 闢 圖			
原 長	縮 長	保 長	保 尺

神 戸 高 速 鉄 道 株 式 会 社

(4) 欠損防護

S MW工法による土留め壁工事において、地下埋設物・既設構築との取り合いで生じる土留欠損部には欠損防護が必要となる。

土留欠損部は親杭横矢板工法で施工するものとし（図2.2.2-6 参照）、補助工法として止水工法を検討した。

当工事においては、土質条件、施工条件および施工目的から以下の条件を満足する欠損防護工法の採用が必要であった。

- ① 現場はJ R兵庫駅の北側約500m、山側から浜側への傾斜地にあたる。
- ② 土質は震災後に実施した調査結果から、GL～GL-9m付近までは「ゆるい～中位」の砂質土を主体とし、それ以深には洪積粘土・砂礫土が堆積する。
- ③ 地下水位は最大GL-3mを示し、山側から浜側への地下水の流動が予想される。
- ④ 現場には大きな道路占用、プラントヤードの確保は困難である。

したがって、上記条件により、横矢板方式でGL-12mまで掘削するにあたり

(1) 地下水位面までの砂質土における止水

(2) 掘削時の背面地山の強化

を図る必要があった。

以上の条件について当工事での適応性について各工法を比較検討し、「薬液注入工法」を選定した。（表2.2.2-3 参照）なお、地盤条件、効果の確実性等から「薬液注入工法」のうち「ダブルパッカー工法」を、注入材は水ガラス系で溶液型を採用した。

表2.2.2-3 防護工法比較検討表

	薬液注入工法	CCP工法	JSG工法	CJG工法
土質適性	○	×	△ 砂礫層での杭径が小さい（φ1.0m程度）	○
目的効果	○	×	△	◎
設備、機械 （占用、プラント）	○ （約50～80㎡）	○ （約50～80㎡）	△ （約150㎡）	△ （約200㎡）
経済性	◎	○	△	△
総合評価	○ 適性工法，材料の選定により目的効果は得られる。 又、設備、機械が比較的コンパクトで作業性も良い。	×	×	△ 効果面からは最も優れるが、施工条件からプラント用地，占用確保が難しい。

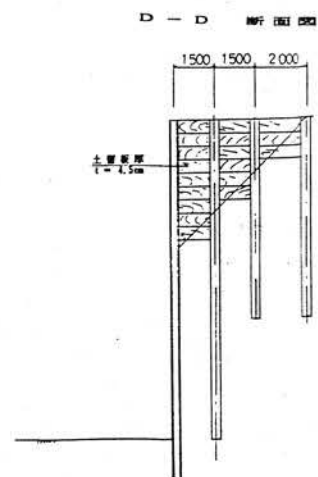
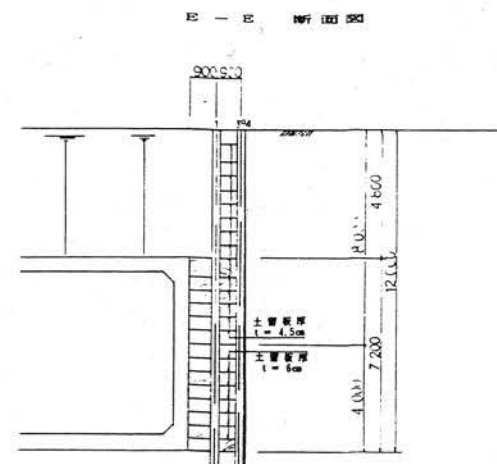
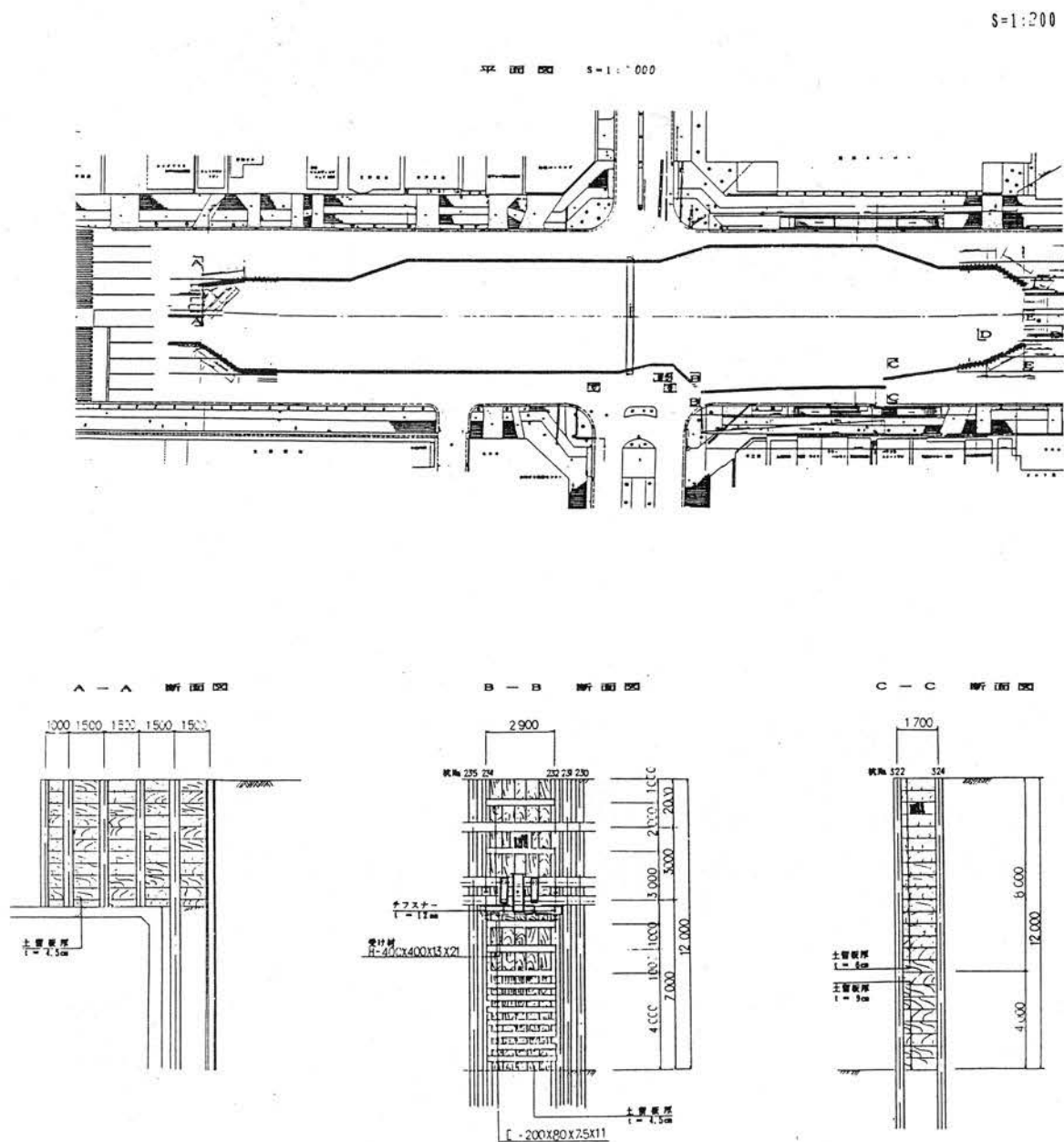
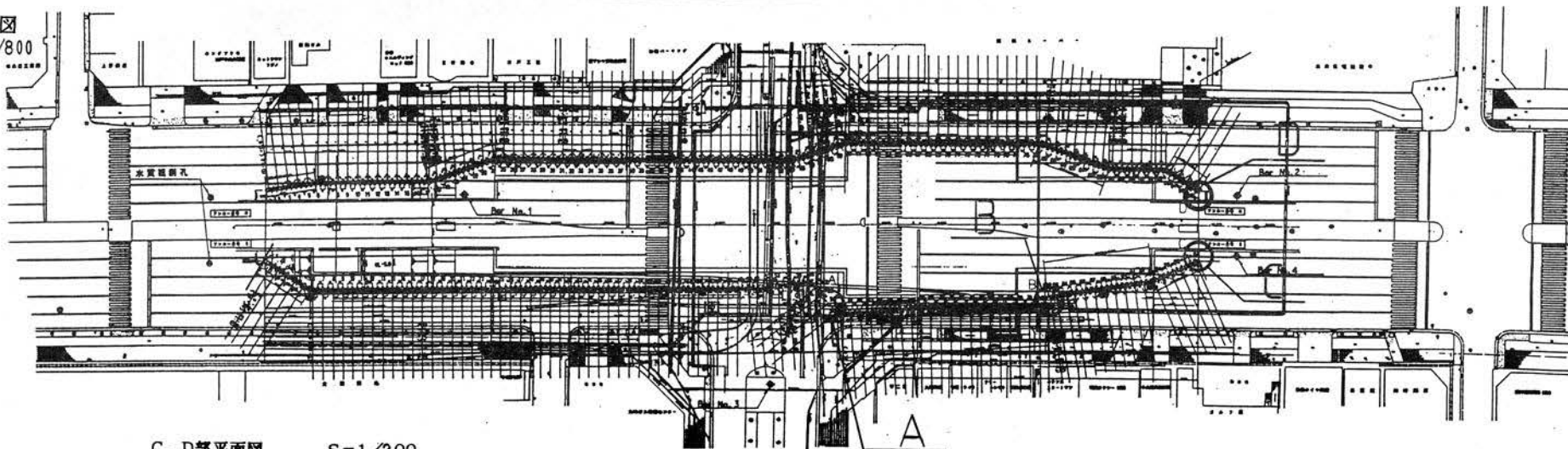


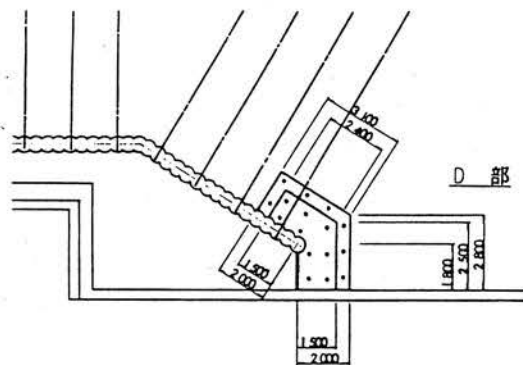
図 2. 2. 2-6 土留欠損部横矢板図

年度	番号
工事名	大岡駅改良復旧工事
図面名	
作成日	平成7年 月 日
図尺	1/200
製図	
部長	課長
係長	係員

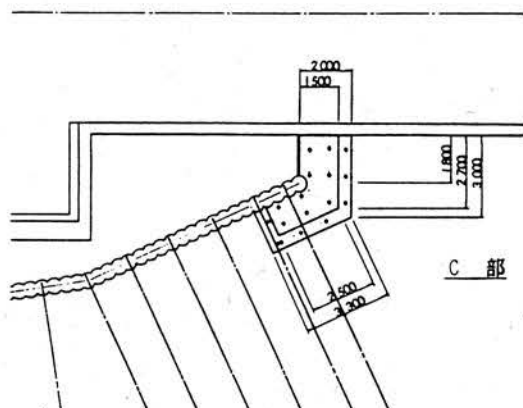
神戸高速鉄道株式会社



C, D部平面图 S=1/200



D 部

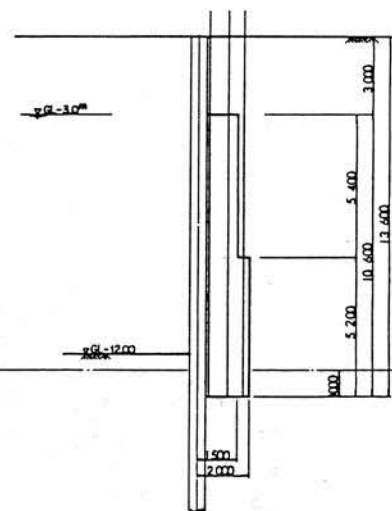
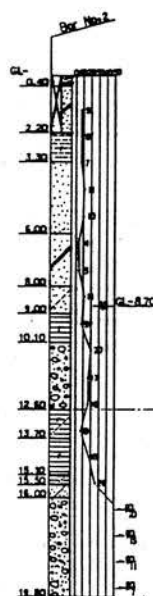


C 部

D部断面图

$$S = 1/200$$

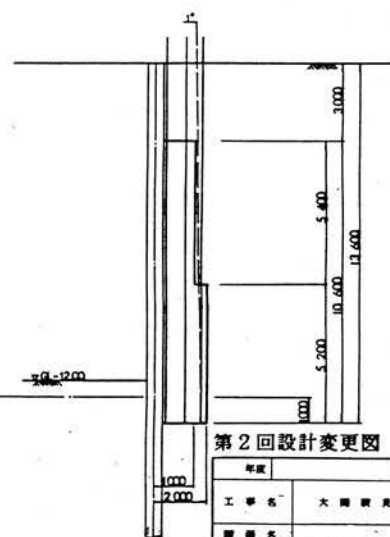
D 部



C部断面図

$$S=1/200$$

C 部



第 2 回設計變更圖

年度		番 号	
工 事 名	大 岡 沢 農 業 振 興 工 事		
国 画 名			
作 成 日	7 年 月	番 尺	
国 画 番 号			
部 長	課 長	係 長	係 長

神戸高速鉄道株式会社

図 2. 2. 2—7 注入工標準図

2. 2. 3 地下水位低下工

(1) 工法選定

本工事では、次の対策を目的として地下水位低下工法が必要であった。

- ① 土留設計上必要となる自由水の水位低下
- ② 盤ぶくれ対策上必要となる被圧滞水層の水位低下

次項以降に示す比較検討の結果、①の対策としてはウエルポイント工法、②の対策工法としてはディープウエル工法を最適とした。

(2) ウエルポイント工法

土留設計上必要となる自由水の水位低下工法として選定したウエルポイント工法の設計にあたっては、次の考え方によった。

- ・自由水の自然水位 $= GL - 3.0 \text{ m}$
- ・必要低下水位 $= 5.0 \text{ m}$ ($GL - 8.0 \text{ m}$ まで低下)
- ・対象地盤の透水係数 $K = 2.0 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$

計算の結果、 $L = 6.3 \text{ m}$ のウエルポイントが168本必要となった。

なお、ウエルポイントの平面配置ピッチはアースアンカーのピッチに合わせ1.8 mとした。

この時の計画揚水量は $Q = 1.06 \text{ m}^3/\text{min}$ となった。

(3) ディープウエル工法

盤ぶくれ対策上必要となる被圧滞水層の水位低下として選定したディープウエル工法の設計にあたっては、一般的に用いられている土留壁と地盤との摩擦を無視した重量バランス法によった。水位等の条件は次のように設定した。

- ・被圧水の被圧水頭 $= GL - 4.51 \text{ m}$
- ・盤ぶくれ安全率 $F = 1.1$
→必要低下水位 $= 3.15 \text{ m}$ ($GL - 7.66 \text{ m}$)

計算の結果、 $L = 25 \text{ m}$ のディープウエルが7本必要となった。

この時の計画揚水量は $Q = 2.24 \text{ m}^3/\text{min}$ となった。

なお、対象となる被圧水には、水質分析の結果、溶解性鉄が 90 mg/l 程度（神戸市環境局要望事項では 10 mg/l 以下）含まれており、鉄分処理プラントで対応することとした。

表 2. 2. 3-1 自由水低下工法比較表

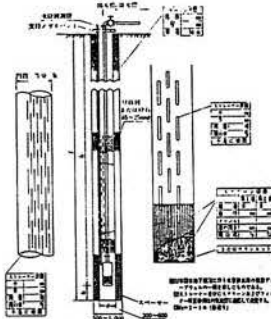
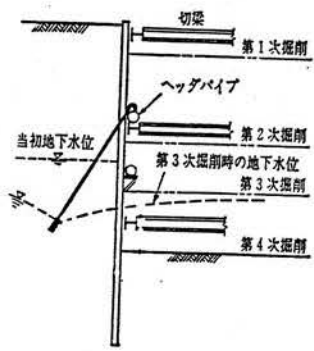
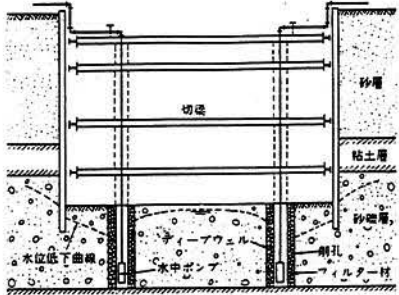
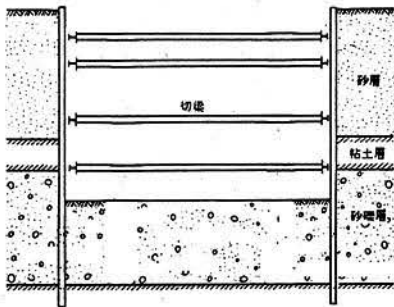
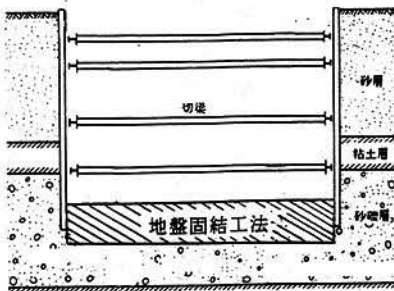
	ディープウェル工法	ウェルポイント工法
概 要 図		
特 徴	ディープウェル工法とは、大口径（$\phi 1000$ mm程度）掘削した後、ストレーナ管を挿入して井戸をつくり、排水ポンプで揚水することにより地下水位の低下を図る工法である。ストレーナ管と地山との間には、土砂の吸い込みを防止するためフィルタ材が充填される。 排水ポンプは通常水中ポンプを用いることが多い。	ウェルポイント工法とは、掘削面の周囲にウェルポイントと称する集水管を多数打設し、これに真空度をかけて地下水を吸み上げることにより、地下水位の低下を図る工法である。 この工法の利点は広い範囲の地盤に適用できることである。 ディープウェル工法と並んで最も多く使用されている。
問 題 点	・水質によっては排水処理を行う必要がある。 ・打設場所が路上あるいは歩道上となる。 ・井戸の掘削にはベント掘削機等の大型機械が道路を広く占有する必要がある。 ・背面沈下の恐れが大きい。 ・井戸から排水先までのパイプの手当（埋設等）が必要である。 ・全域を所要の低下水位（GL-8.0m）とすることは計算上不可能である。	・水質によっては排水処理を行う必要がある。 ・アースアンカーとの競合作業となる。 ・背面沈下の恐れがある。 （ただし、ディープウェルよりは影響範囲は極めて小さい。）
経 済 性	・一般的にウェルポイントより高価である。	・一般的に、ディープウェルより安価である。
総 合 評 価	×	○

表 2. 2. 3-2 盤ぶくれ対策工法比較表

	ディープウェル工法	遮水工法	
		土留めによる遮水	地盤固結工法
概要図			
特徴	ディープウェル工法とは、大口径(φ1000 mm程度)掘削した後ストレーナ管を挿入して井戸をつくり、排水ポンプで揚水することにより地下水位の低下を図る工法である。 ストレーナ管と地山との間には、土砂の吸い込みを防止するためフィルタ材が充填される。 排水ポンプは通常水中ポンプを用いることが多い。	SMW壁は遮水性があるので、掘削面内への地下水の流入を減少させ、水替排水を小規模の設備で実施することが可能となる。 また、逆に工事現場の周辺では地下水位の低下が少なく、地盤沈下の防止をはじめとする環境保全面で有利である。	地盤固結工法には、薬液注入工法と凍結工法とがある。本来、これらの工法は地山の強度を増すことにより地盤の安定を図り、工事の安全確保と構造物等の防護を主目的に使用されることが多い。ただし、地盤の透水性を著しく低下させることができるため、地下水の流入を遮断する止水工法としても利用される。
問題点	・水質によっては排水処理を行う必要がある。	・被圧滞水層の下層に明確な遮水層が確認できていないので、現在のままでは、杭長を延ばしても対応は不可能である。 (最深30.3mのBr3でも砂礫層が続く)	・既設底版は存置する予定であるので、底版への削孔は好ましくない。 ・改良幅が大きいため、かなり高価となる。
経済性	・1本500万円程度である。(ただし、処理費は含まない)	—	・相当高価となる。
総合評価	○	×	×

2. 2. 4 路面覆工

(1) 設計条件

片側5車線を有していた国道28号線（大開通り）を仮復旧し、片側2車線を確保すること。大開通8丁目交差点の路面陥没のため通行不可能となった南北道路が通行できること。また、工事のヤードとして利用することを目的として、路面覆工を計画した。

荷重としては次の項目を考慮した。

① T-20 荷重

② 40 t クローラクレーン（吊り荷重10 t）

なお、道路内の埋設物として、雨水幹線、汚水幹線、NTT、関西電力ケーブルがあり、これらの機能を維持しながらの施工となった。防護工の強度計算後、各埋設物の受防護・吊り防護工を実施した。

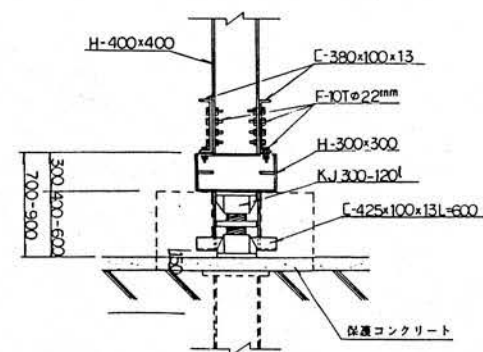
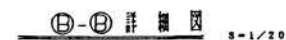
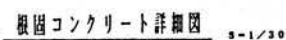
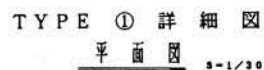
(2) 施工時の躯体への影響検討

大開駅構築に伴い、路面覆工の一部である中間杭を躯体上床スラブへ受け替える場合について、平面骨組解析モデルにより躯体の強度の検討を行った。

躯体断面はⅠ～Ⅵに分けられ、Ⅰ～Ⅳ断面は上床スラブ厚さが800mmであるのに対し、Ⅴ・Ⅵ断面では350mmしかないため中間杭を直接スラブに受け替えができないという計算結果となった。

そこで、次々頁に示すTYPE②のように直接スラブに荷重が伝達するのを避けるため受け桁をスラブ上部に設置し、荷重が柱及び側壁に伝達できる構造とした。

2-2-64



年度	第 号		
工 事 名	大 国 鉄 員 青 屋 駐 工 事		
調 査 名	中 国 鉄 新 受 調 (1)		
作 成 日	平成7年2月	備 注	調 査 所
調 査 所			
調 査 員	調 査 員	保 査 員	保 査 員

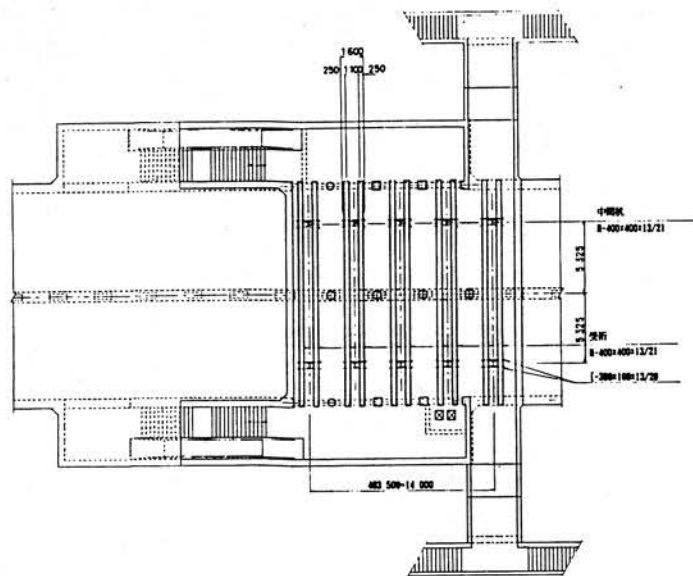
神 戸 高 速 鉄 道 株 式 会 社

中間杭仮受図(2)

TYPE ② 詳細図

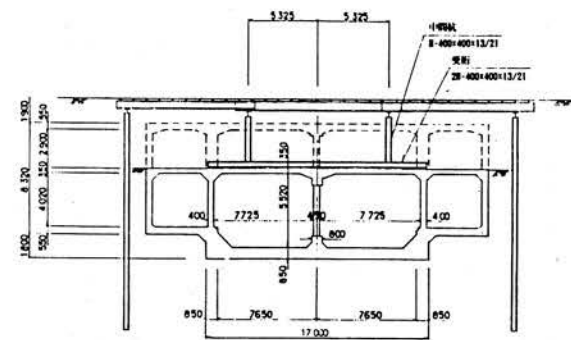
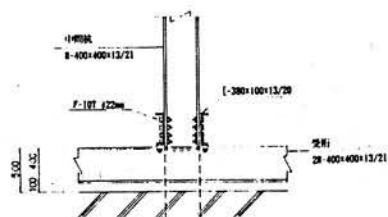
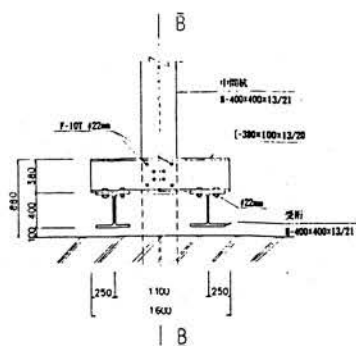
断面图 (V 型断面) (S=1/200)

平面图 (S=1/200)

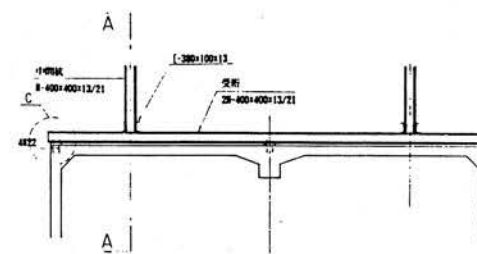


A-A 断面图 (S=1/30)

B-B 断面图 (S:1/30)



断面詳細図 (S=1/100)



C 部 詳 細 図 (S-1/20)

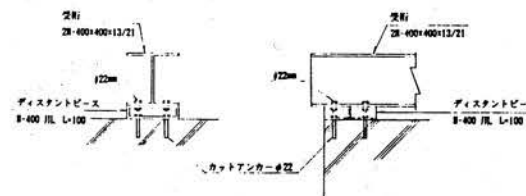


圖 2. 2. 4—2 中間杭仮受図(2)

年度		番号	
工事名	大園駅改良計画第Ⅰ工事		
図面名	中国民院受電(2)		
作成日	平成7年3月	圖尺	圖示
図樣 表示			
原尺	圖尺	原尺	圖尺

神戸高速鉄道株式会社

(1) 躯体の検討

そこで、部分的な構造形で列車荷重が作用した場合の躯体の強度検討を実施した。荷重としては、列車荷重の他に躯体自重及び中間杭反力を考慮した。

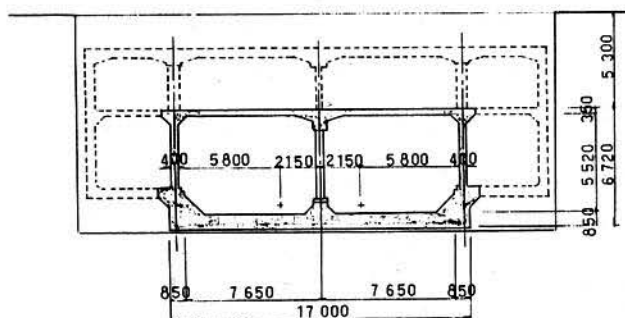


图 2.2.5-1 断面图

(2) 雨水対策

そこで、開口部に鋼材で止水壁を設置した。

設計荷重は地表面まで水位が上昇した場合の水圧を考慮した。

(3) 營業線近接防護

線路防護網の設計にあたっては『鉄道建築物設計標準（案）』（鉄道総合技術研究所：昭和63年）に示されている列車風圧 P を荷重として考慮した。

$$P = \pm 150 \times \left(\frac{V}{260} \right)^2 \times \frac{A_0}{A}$$

ここで、 P : 列車風圧 (kg/m^2)

V : 列車速度 (= 65 km/h とした)

A₀ : レールレベル以上の基準内空断面積 75 m²とする。

A : レールレベル以上の内空断面積 (m²)

また、構造物内ですれ違いを考慮する場合は、 $2 \times P$ とする。