

1 2.1 はじめに

本稿は、未完成の本体構造物や本体築造のための仮設構造物（例えば開削工事における土留め工など）といった施工中の構造物の被害状況について述べたものである。調査は以下のメンバーが中心となり実施した。

委 員 名		所 属	職 名
主査	小野紘一	(株) 鴻池組 本社土木本部第一技術部	部長
	三浦昭爾	(株) 大林組 本店土木営業部	部長
	表 源太郎	(株) 奥村組 本社土木設計部	次長
	金氏 眞	鹿島建設(株) 土木技術本部技術部技術課	課長
	斉藤勲雄	鹿島建設(株) 関西支店土木部設計課	課長代理
	中岡史男	(株) 熊谷組 神戸支店土木部	課長
	中川裕康	清水建設(株) 神戸支店土木技術部	部長
	辻上修士	清水建設(株) 神戸支店土木技術部	主任
	廣部康治	佐藤工業(株) 大阪支店土木部土木技術部	課長
	石倉 修	(株) 錢高組 大阪支社土木支店土木部	次長
	中村卓二	(株) 錢高組 技術研究所大阪研究室主査	主査
	工藤博正	大成建設(株) 大阪支店土木部工事計画室	室長
	吉岡祐仁	大成建設(株) 大阪支店土木部設計室	係長
	丸岡正夫	(株) 竹中工務店 技術研究所生産研究開発部	主任研究員
本部幹事	木村 亮	京都大学工学部交通土木工学教室	助教授
事務局	濱野隆司	(株) 鴻池組 本社土木本部第一技術部	主任

1 2.2 調査

1 2.2.1 調査方針

阪神大震災地区で施工中の構造物の被害調査を実施し、被害を受けた要因を明らかにするとともに対策についても調査する。また、被害を受けなかったり、軽微であったものも併せ調査・分析し、施工中の構造物の耐震性向上のための方法の提案を行う。構造物には本体構造物の他、仮設構造物や造成中の地盤など多方面の構造物のデータを入れる。

1 2.2.2 調査内容

調査内容は以下のとおりである。

- (1) 被害があった施工中の構造物
 - ①地盤状況および構造物と施工段階
 - ②施工位置および震度
 - ③被害の状況と地震前後の変動の計測データ
 - ④地震力が多大であったことの他に被害の想定される要因
 - ⑤現場で取られた対策
 - ⑥今後への提案
- (2) 被害が無いか軽微であった施工中の構造物
 - ①地盤状況および構造物と施工段階
 - ②施工位置および震度
 - ③被害の状況と地震前後の変動の計測データ
 - ④被害を免れた原因

1 2 . 3 調査結果

1 2 . 3 . 1 震度および構造物別の被害のまとめ

表－3. 1. 1は今回調査した137件の施工中の構造物について、震度（4以上）および構造物別に被害件数をまとめたものである。被害の程度は大、中、小および無の4段階（判定は調査者の判断に委ねた）に分類した。今回の調査より判明した諸点は以下の通りである。

（1）震度別

震度7以上のものは10件中6件が、震度6以上のものも34件中17件が被害を受けたのに対して、それ以下の震度のものの被害は、93件中7件とかなり少なかった。

（2）施工法別

- ①開削用土留め工（仮設構造物）は54件中13件が被害を受けた。特に震度6以上のものについては被害を受けた10件中5件が大～中の被害であり、構造物の中で唯一大被害を受けている。
- ②シールドトンネルおよび山岳トンネルの被害数は各2件ずつであったが、すべて小被害であった。
- ③切土斜面は11件すべてに被害はなかった。
- ④橋脚は19件中8件が被害を受けたが、その被害は1件が中被害、残り7件が小被害であった。
- ⑤その他の構造物のうち中被害を受けた3件は、鉄道プラットフォーム、樋井堰、造成宅地である。

以上のように、施工中の本体構造物はほとんど大きな被害を受けていない。一方、仮設構造物である土留め工は地震を考慮せずに設計されることが多いにもかかわらず、自立式二重締切りが2件大被害を受けた程度であり、通常の土留め工はほとんど大きな被害を受けていない。

表－3. 1. 1 施工中の構造物の被害調査結果 凡例：被害にあった件数/調査件数
(大被害件数, 中被害件数, 小被害件数)

震 度	開 削 用 土留め工	シールド トンネル	山 岳 トンネル	沈 埋 トンネル	切 土 斜 面	橋 脚	その他	合 計
7以上	2/6 (小2)					3/3 (小2)	1/1 (中1)	6/10 (中1, 小5)
6以上	8/16 (大2, 中3, 小3)	1/2 (小1)	1/1 (小1)		0/1	4/7 (中1, 小3)	3/7 (中1, 小2)	17/34 (大2, 中5, 小10)
5以上		0/6	1/1 (小1)		0/2		1/4 (中1)	2/20 (中1, 小1)
4以上	3/25 (小3)	1/11 (小1)	0/4		0/8	1/9 (小1)	0/16	5/73 (小5)
合 計	13/54 (大2, 中3, 小8)	2/19 (小2)	2/6 (小2)		0/11	8/19 (中1, 小7)	5/28 (中3, 小2)	30/137 (大2, 中7, 小21)

1 2 . 3 . 2 報告事例

以下には前節の調査結果のうち、表－3. 2. 1に示す構造物の被害状況について報告する。各構造物のうち①～⑤の施工位置を表層地盤および地震の最大加速度との関係で図－3. 2. 1に示す。

表－3. 2. 1 今回報告する施工中の構造物一覧表

施工中の構造物名	施工位置	震度
①明石海峡大橋ほか	神戸市垂水区～津名郡津名町(淡路島)	7
②舞子トンネル	神戸市垂水区	6
③臨海道路ポートアイランド線	神戸市中央区	6以上
④片福連絡線	大阪市都島区～尼崎市	4～6
⑤大阪南港トンネル	大阪市港区～住之江区	4
⑥建物基礎（4構造物）	神戸市中央区、東灘区、灘区	6～7
⑦その他の構造物（9構造物）	神戸市（5）、西宮市（1）、尼崎市（1） 大阪市（1）、高石市（1）	4～7

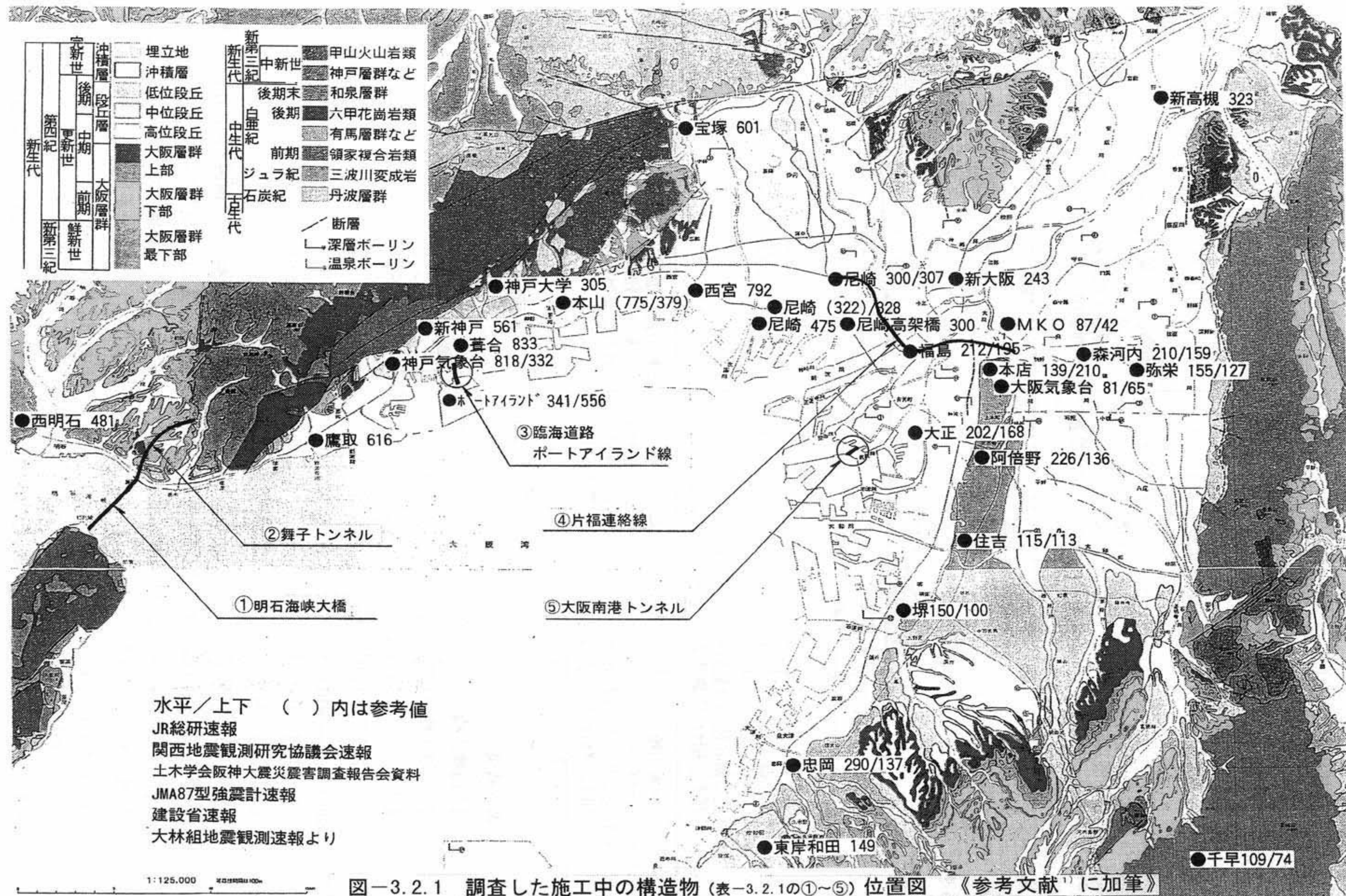
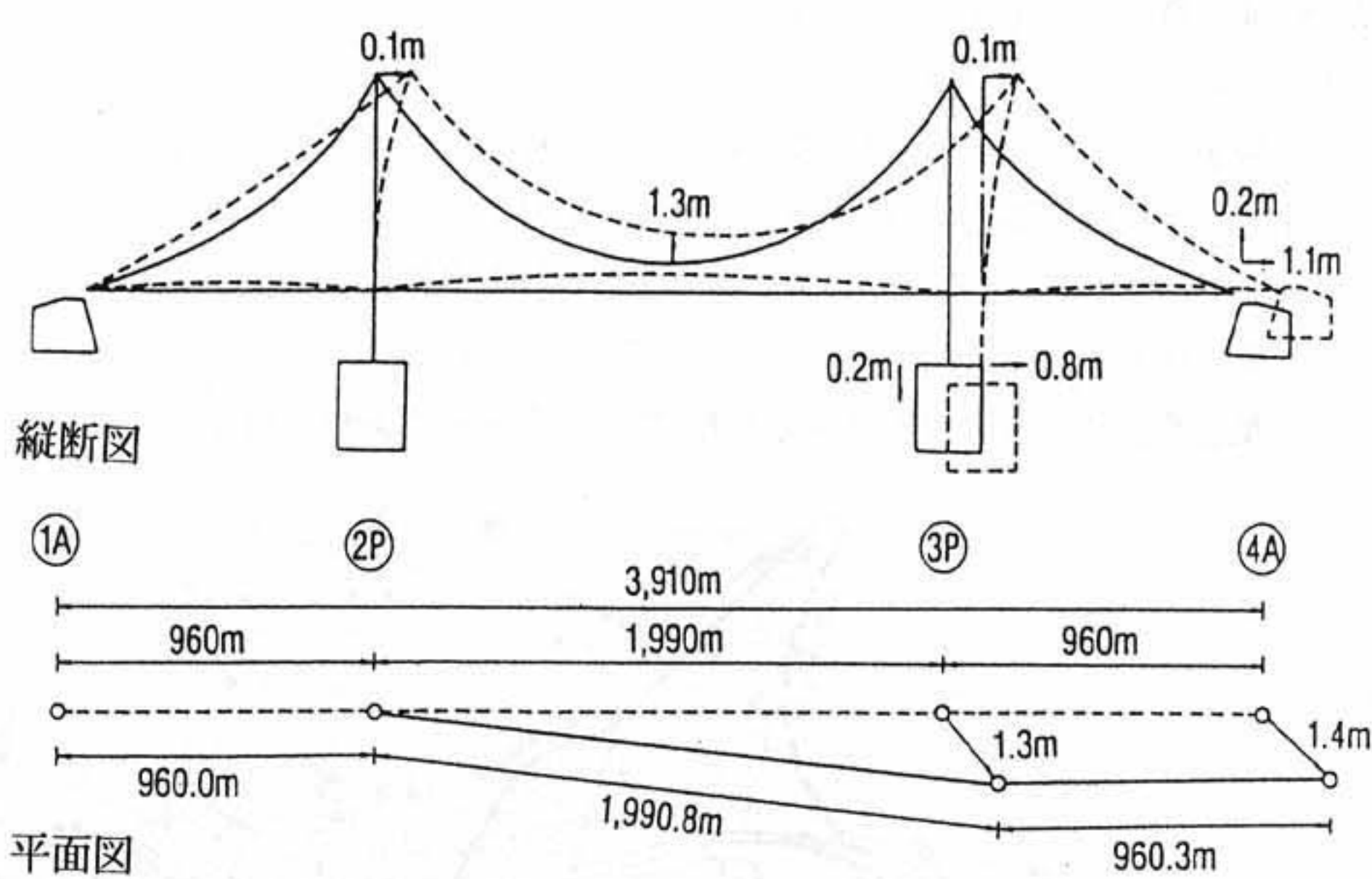


図-3.2.1 調査した施工中の構造物 (表-3.2.1の①~⑤) 位置図 《参考文献¹⁾に加筆》

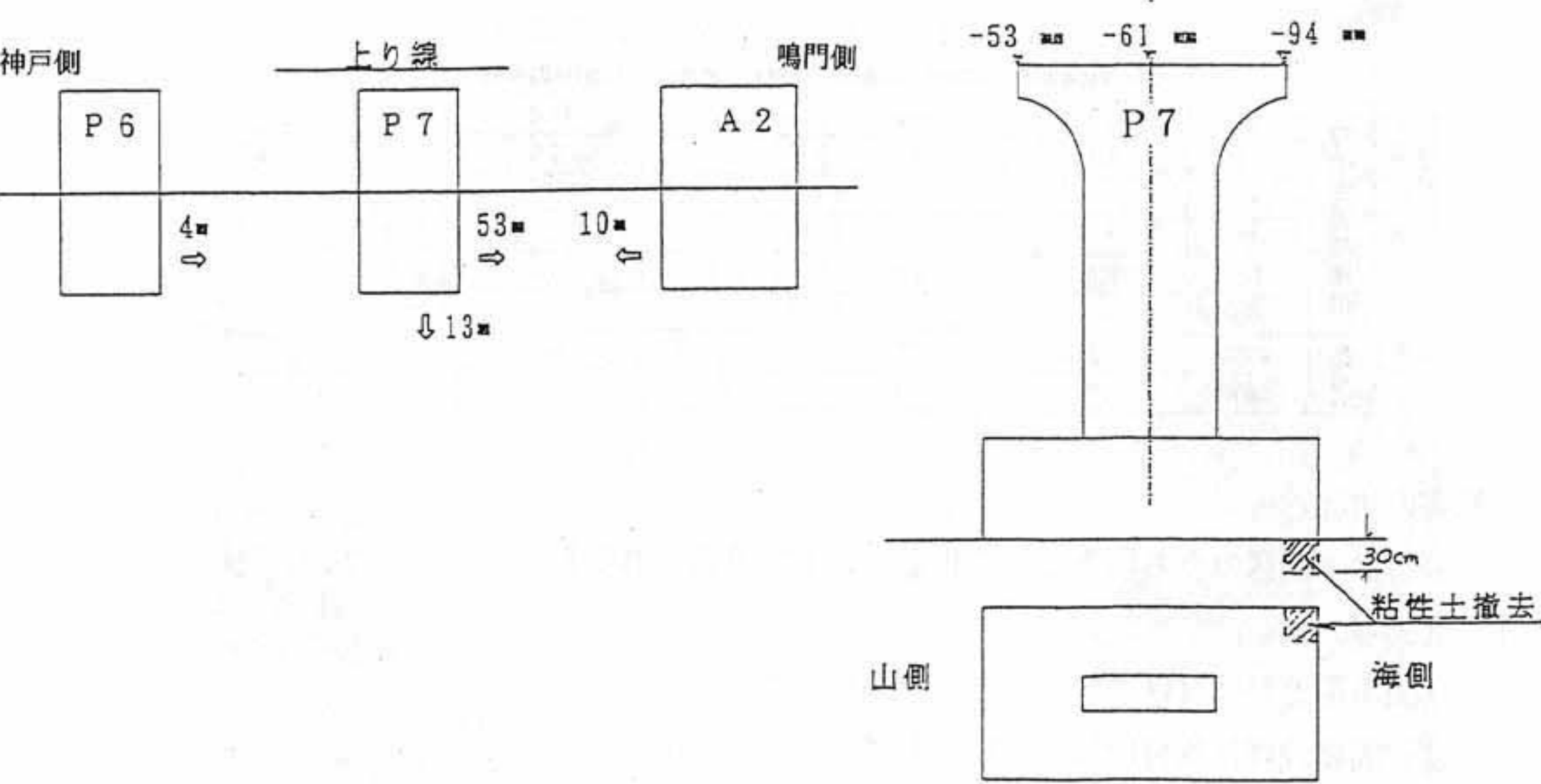
伴う基礎の相対変位が生じたため、詳細な測量調査と解析の結果、補剛桁の長さの変更等の対応は必要となったが、橋梁の安全性および機能性は確保されている事が確認できた。



図－3. 3. 3 明石海峡大橋下部工の相対的な変位

2) 小川高架橋

小川高架橋の支持地盤は、大阪層群の砂質シルトである。
 地震後の測量の結果、出来高測量との比較で、支間長では下り線側A 1～A 2間、上り線側A 1～P 6間で約±10～25mmと若干の変動があり、上り線側P 6～A 2間が図－3. 3. 4に示すように、約＋40mm～－70mmと高架橋の中でも変動が大きかった。しかしながら、橋長からみると、上下線で－18mm～－36mmと特に大きな変化はしていない。一方、高さでは下り線側で－20mm～－30mm全体に沈下し、上り線では－20mm～－100mm沈下している。なかでもP 7が－50mm～－100mmと沈下が大きい。
 P 7の対策としては、橋脚が傾斜した方向の一部に残っていた粘性土（30cm×30cm×30cm）を撤去している。今後、トランシットにより変位の状態を観測する他、上部工の詳細設計においてP 7への水平力の低減等を検討する。



図－3. 3. 4 小川高架橋（P 6～A 2）の被害状況

3) 楠本川橋

楠本川橋については、P C上部工張出し架設用トラベークレーンが若干傾斜したが、本体構造物には被害は発生しなかった。

12.3.4 舞子トンネル

(1) トンネルおよび地盤概要

舞子トンネルは図-3.4.1に示すように、神戸市垂水区の名谷町と舞子台を結ぶ2本の平行したトンネル（延長は片側約3.3kmずつ）で、NATMで施工されている。トンネル断面の主要諸元は表-3.4.1に示すとおりである。トンネル施工地盤は、六甲花崗岩および大阪層群である。施工は全体を4工区（北、中北、中南、南）に分けて行っている。

地震発生時の施工段階は図-3.4.2に示すとおりであり、震度は6であった。

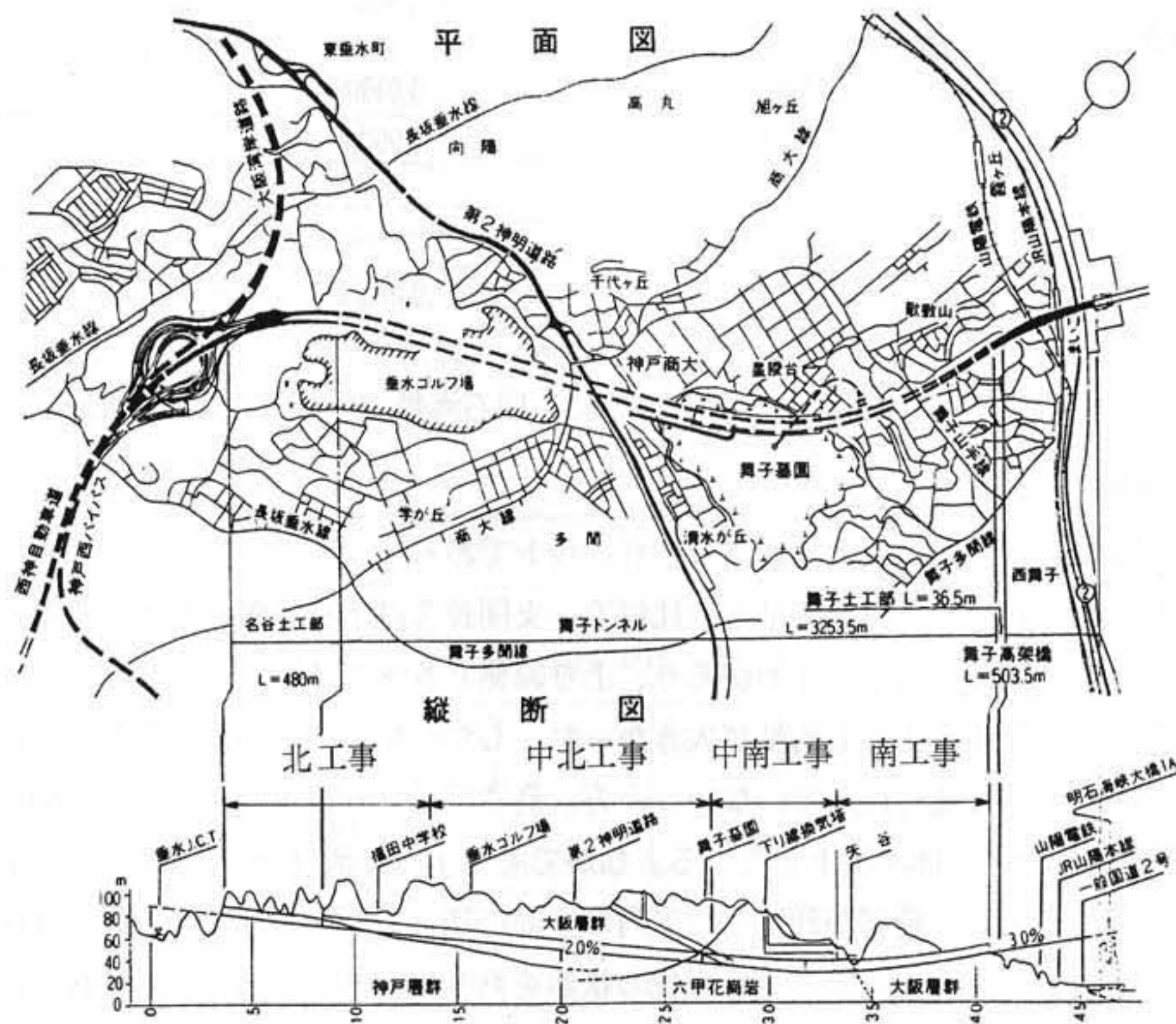


図-3.4.1 舞子トンネル一般図

表-3.4.1 トンネル断面の主要諸元

		六甲花崗岩標準部	六甲花崗岩非常駐車帯部	大阪層群標準部	大阪層群非常駐車帯部
内空主要寸法(m)	B	14.7	17.0	14.7	17.0
	H	7.7	8.3	7.7	8.3
	h	1.4			
	e	2.145			
	R1	8.0	9.4	8.0	9.4
	R2	5.3			
断面積(m ²)	内空	100	130	120	140
	掘削	120	140	150	190

(2) 被害の状況

被害は4工区のうち以下に示す北工事および中北工事において発生した。

1) 北工事

- ① 工事用道路吹付けコンクリートにクラック発生
- ② 仮調整池堤体吹付けコンクリートにクラック発生
- ③ 仮インバート部の吹付けコンクリートにクラック発生（写真-3.4.1参照）

2) 中北工事

- ① 水プラントの排水管等が破損
- ② 吹付けコンクリートプラント機材が一部損傷

いずれも小被害であり、それぞれに対策を実施して施工を進めている。

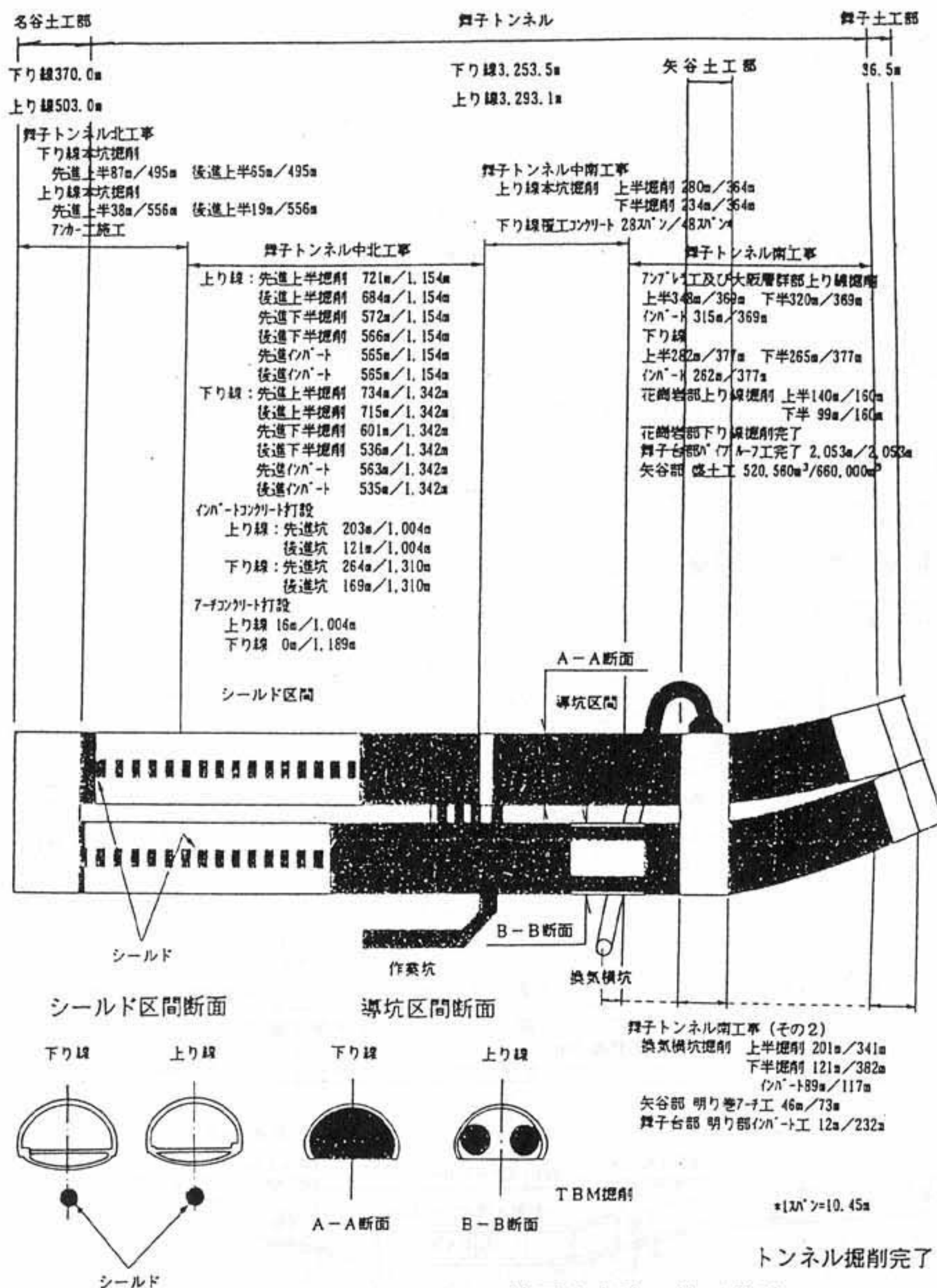


図-3.4.2 地震発生時の施工段階

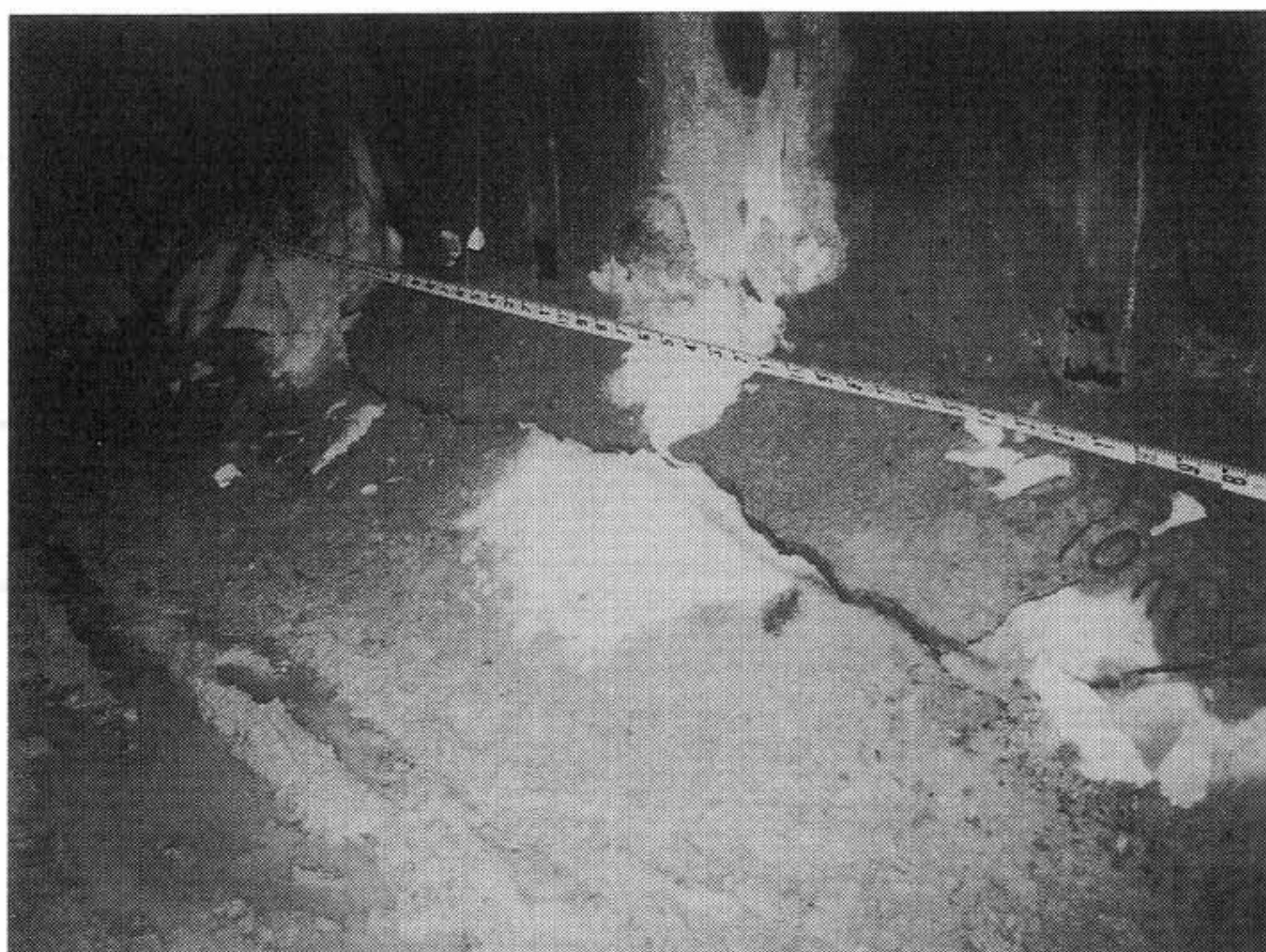


写真-3.4.1 仮インバート部の吹付けコンクリートのクラック

1 2 . 3 . 5 臨海道路ポ-トアイランド連絡線

(1) 工事概要

臨海道路ポ-トアイランド連絡線は、神戸市街とポ-トアイランドを結ぶ道路用海底トンネルであり図-3.5.1に示すように、沈埋トンネル部（沈埋工法）、陸上トンネル部（開削工法）、および両者の接合部（鋼殻ケーソンを据え付ける設置ケーソン工法）から成り立っている。地震発生時は新港側およびポ-トアイランド側の陸上トンネル部の施工を行っていた。以下に両施工位置での被害状況を示す。

(2) 新港側陸上トンネル部

1) 構造物と施工段階

地震発生時における本体構造物および仮設構造物の平面図および縦断図を図-3.5.2に示す。地震発生時の施工状況は以下の通りである。

- ① 締切り内の掘削は完了していた。
- ② 本体構造物は斜線の部分まで構築されていた。
- ③ 切梁は1～6段設置されていた。

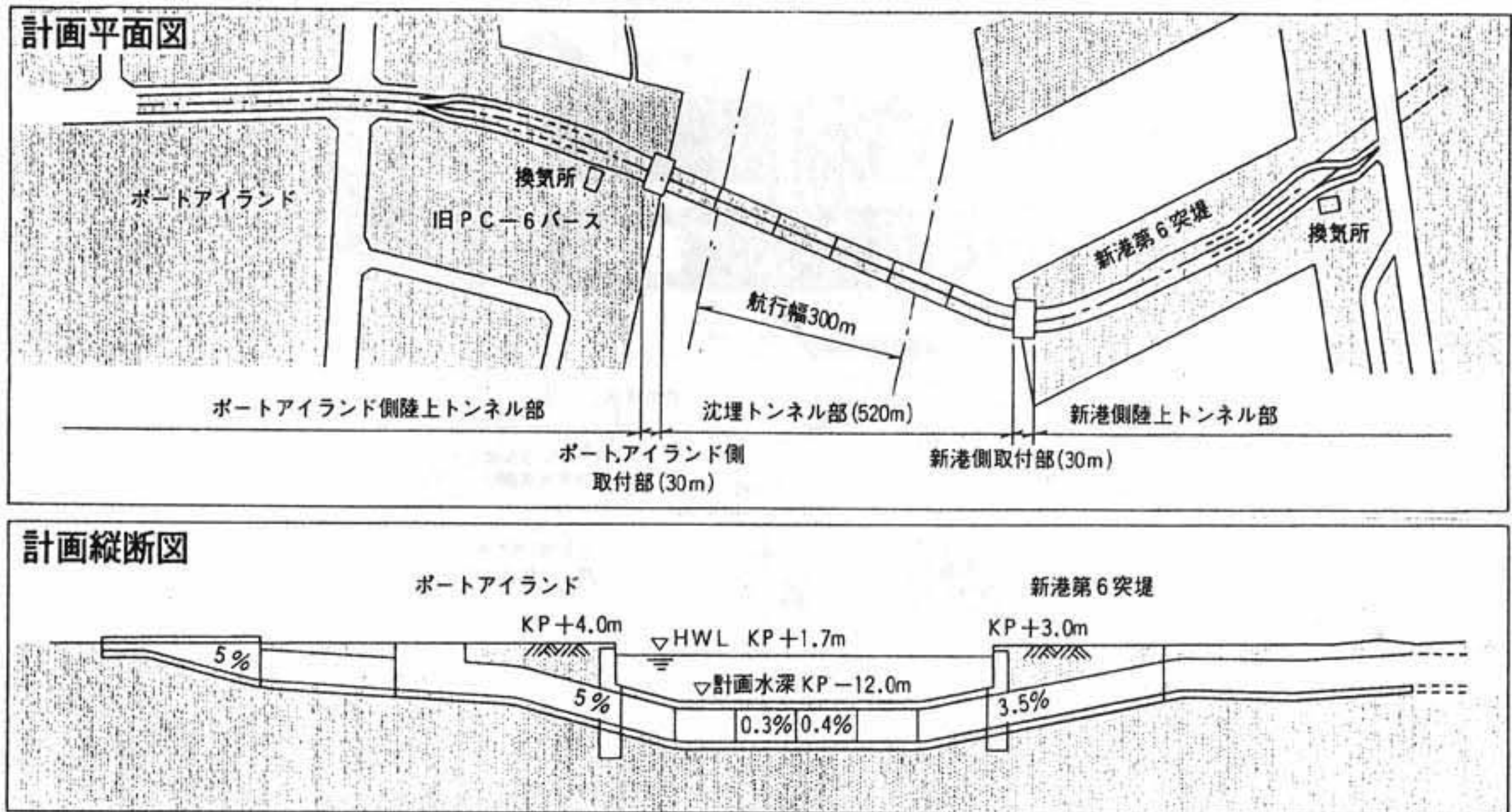


図-3.5.1 平面図および縦断図

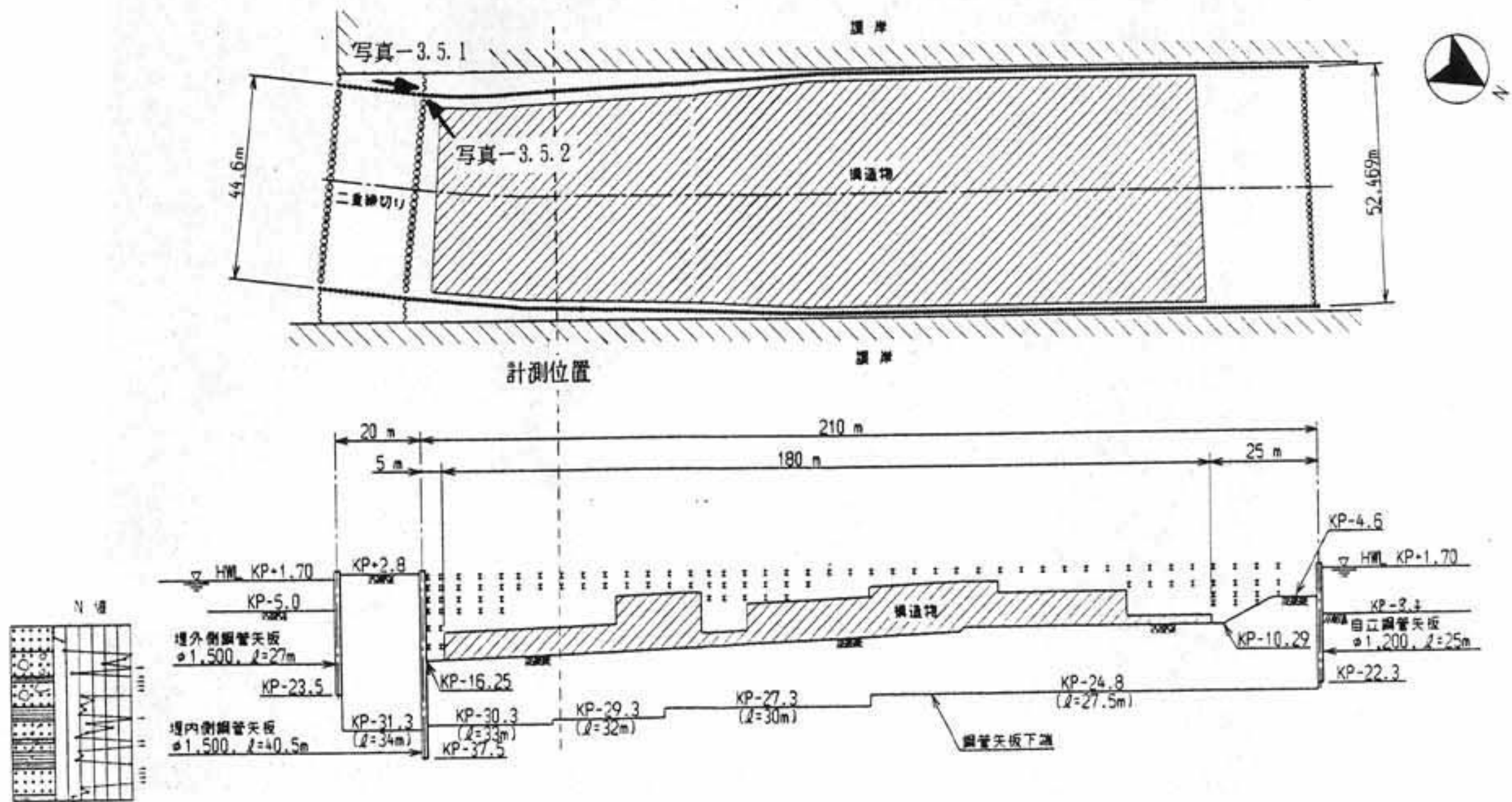


図-3.5.2 地震発生時の施工状況

①神戸市中央区小野浜町
②震度6以上

被害の主なものを以下に示す。

-

Figure 1 is a cross-sectional diagram of a bridge deck and pier. The diagram shows the bridge structure from a side view, with the pier in the center and the deck on either side. The pier is labeled with 'KP-6.9m' and 'PKP-12.9m'. The deck is labeled with 'KP-2.7m', 'KP-8.4m', 'KP-15.3m', 'KP-29.3m', 'KP-5.2m', 'KP-8.8m', and 'KP-12.3m'. The diagram also shows the '地震前' (Before earthquake) and '地震後' (After earthquake) states. The '地震後' state shows a significant lateral displacement of the deck and pier. The diagram is labeled with '西面' (West side) and '東面' (East side). The pier width is 8.2m. The deck width is 46.8m. The deck thickness is 1.4m. The pier height is 12.9m. The diagram also shows the '地震後切ばり軸力測定不能' (After earthquake, shear force measurement not possible) area. The diagram is labeled with 'H.W.L KP-1.7m' (High Water Level KP-1.7m). The diagram is labeled with '地震前 (H7.1.6)' (Before earthquake (H7.1.6)) and '地震後 (H7.1.30)' (After earthquake (H7.1.30)).

— 483 —

4) 地震力が多大であったことの他に想定される要因（二重締切り部）

二重締め切りは、水平作用外力に対して中詰め土砂のせん断抵抗力と根入れ鋼管矢板の横抵抗力により抵抗するものである。この二重締切り部の鋼管矢板の水平変位が一重締切り部に比べ大きくなった要因としては、

①一重締切りに比べ自重が大きいため地震時には大きな慣性力が作用したこと、

②地震動により水面下の中詰め土砂内に間隙水圧が発生して中詰め土砂のせん断抵抗力が低下した

（中詰め土砂の地表面が40～50cm沈下していることから内部が液状化した可能性がある）こと、により鋼管矢板の負担が過大になったためと考えられる。なお、鋼管矢板根入れ部地盤の水平抵抗力も上記②の要因で低下した可能性がある。

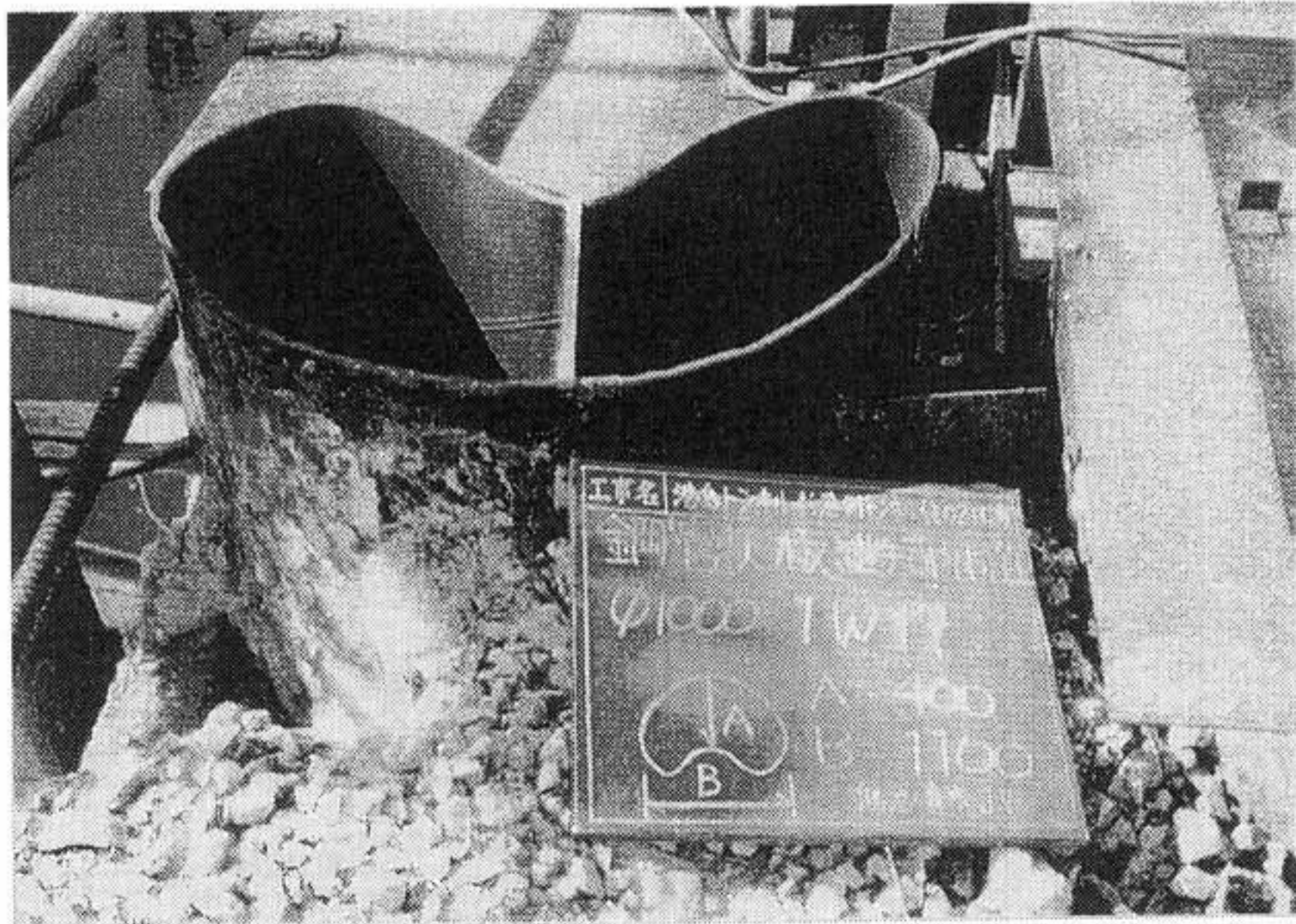


写真-3.5.1 二重締切り部の鋼管矢板の変形状況 (写真-3.5.2のポンチ絵参照)

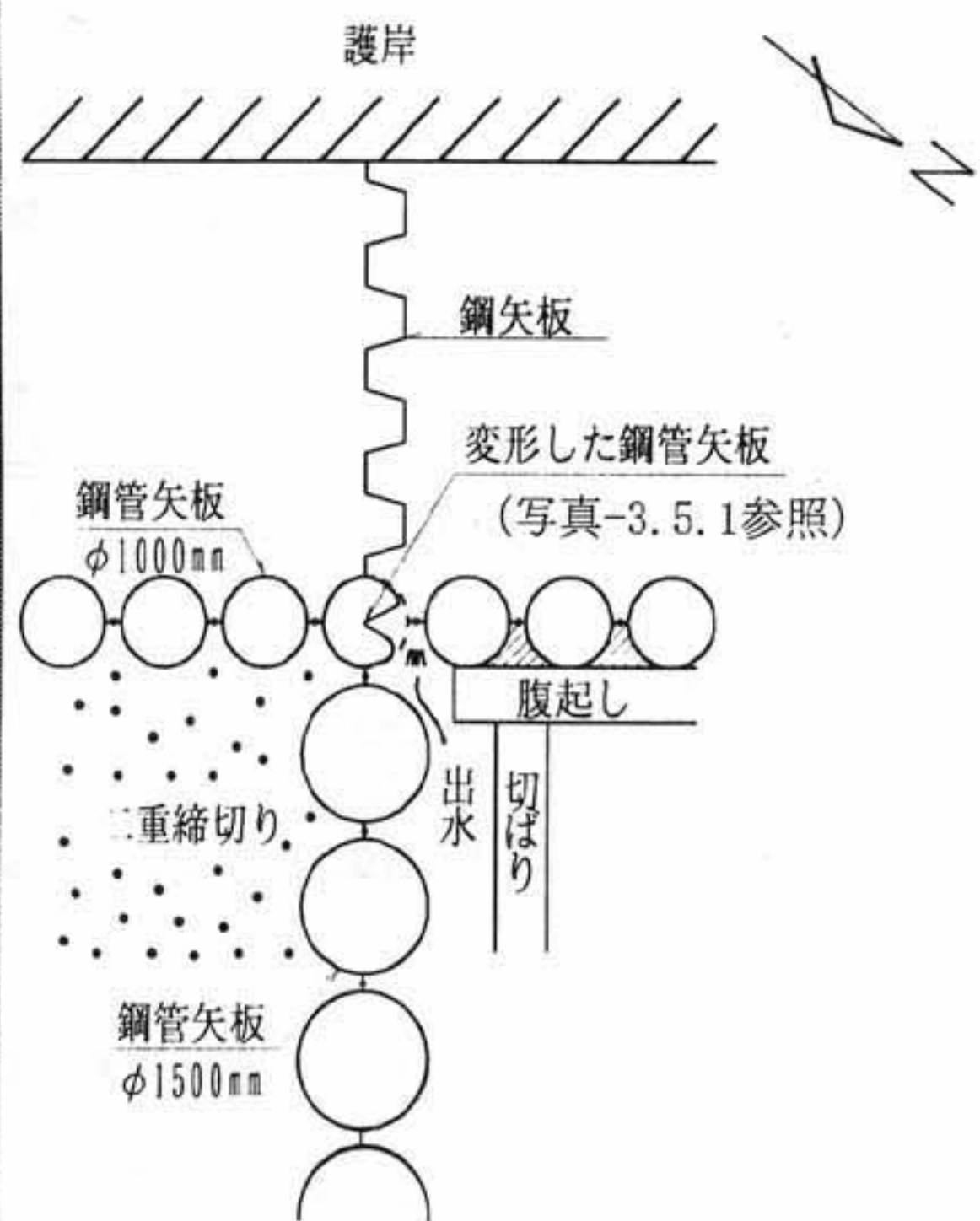


写真-3.5.2 コーナ一部における出水状況

(3) ポートアイランド側陸上部

1) 構造物と施工段階

地震発生時における本体構造物および仮設構造物の平面図および縦断図を図-3.5.5に示す。地震発生時の施工状況は以下の通りである。

- ① 締切り内の掘削は完了していた。
- ② 本体構造物は斜線の部分まで構築されていた。
- ③ 切梁は2～5段設置されていた。

2) 施工位置および震度

- ① 施工位置は神戸市中央区港島
- ② 震度7

3) 被害の状況

主な被害を以下に示す。

- ① 図-3.5.6に示すように、二重締切り部の鋼管矢板の天端が堤外は最大55cm、堤内は最大50cm堤内側に水平変位し、応力度が降伏点を超えた。
- ② 図-3.5.7に示すように、土留め部の鋼管矢板の天端は東西とも西側に水平変位（西側18.5cm、東側16.1cm）した。
- ③ 写真-3.5.3～写真-3.5.5に示すように、二重締切り対面の法面部において切梁、腹起しの変形、脱落が生じ当該部分の支保機能は喪失し、鋼管矢板土留め壁が一部倒壊した。

4) 地震力が多大であったことの他に想定される原因

- ① 二重締切り部の変形が大きくなったのは新港側と同様、地震時に大きな慣性力が作用するとともに、中詰め土砂のせん断抵抗力が低下したためと考えられる。ただし、ポートアイランド側にはアースアンカーが1段設置されていたため、変形量は新港側に比べ小さくなったと考えられる。
- ② 土留め部が西側に大きく変位したのは、東側土留め壁から約50m離れた位置に高さ15m、底面幅100mの盛土があったこともあるが、西側土留め壁から約60m離れた位置の護岸が沈下や傾斜を起こしていることや、南北に走る高速道路、新交通軌道が全て西側に変位していることを考えると、西側への地震動が強かったのも原因と推察される。

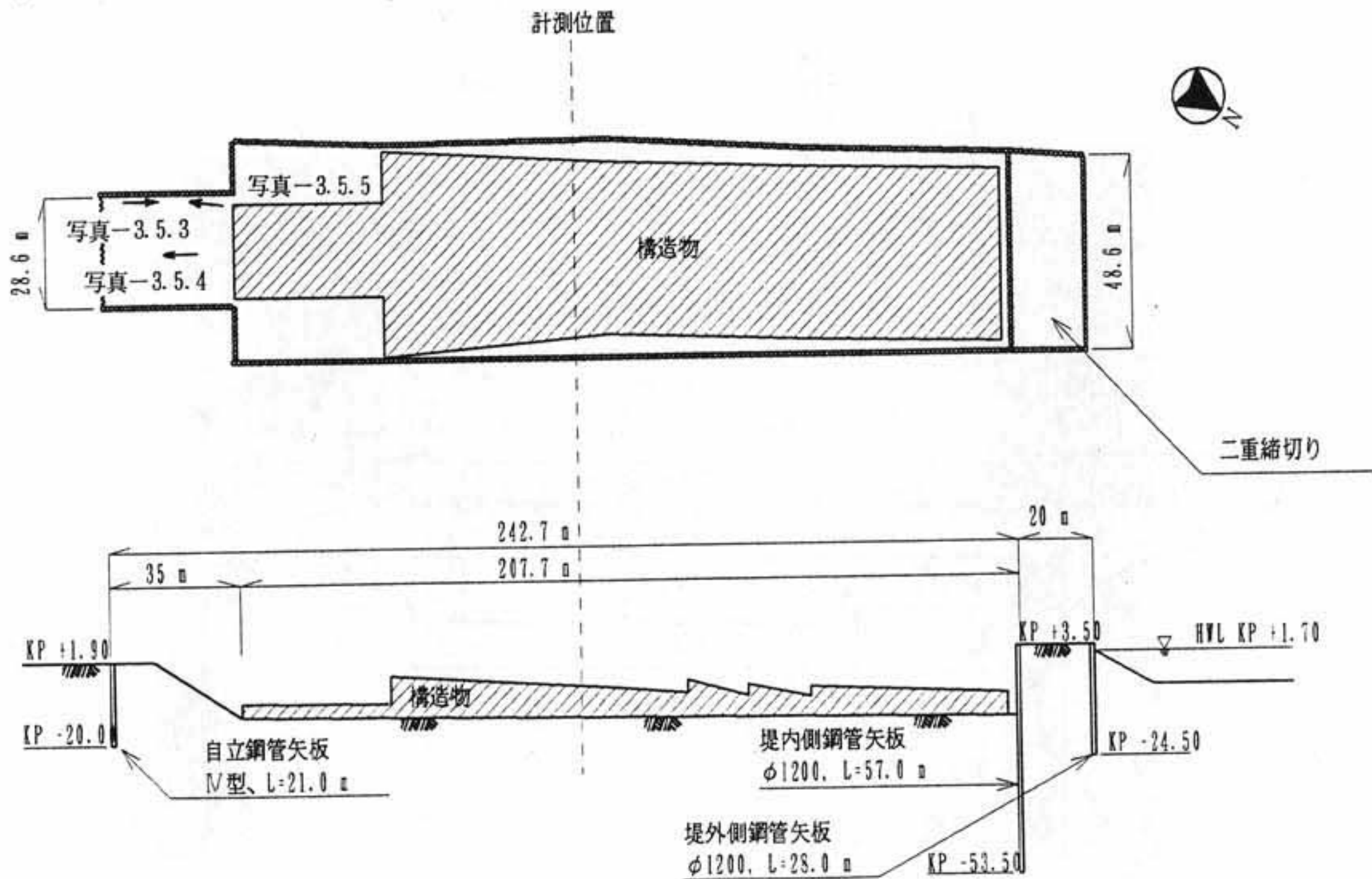


図-3.5.5 地震発生時の施工状況

(4) 今後への提案

-

図-3.5.7 土留め部の鋼管矢板の地震前後の水平変位（東西面）

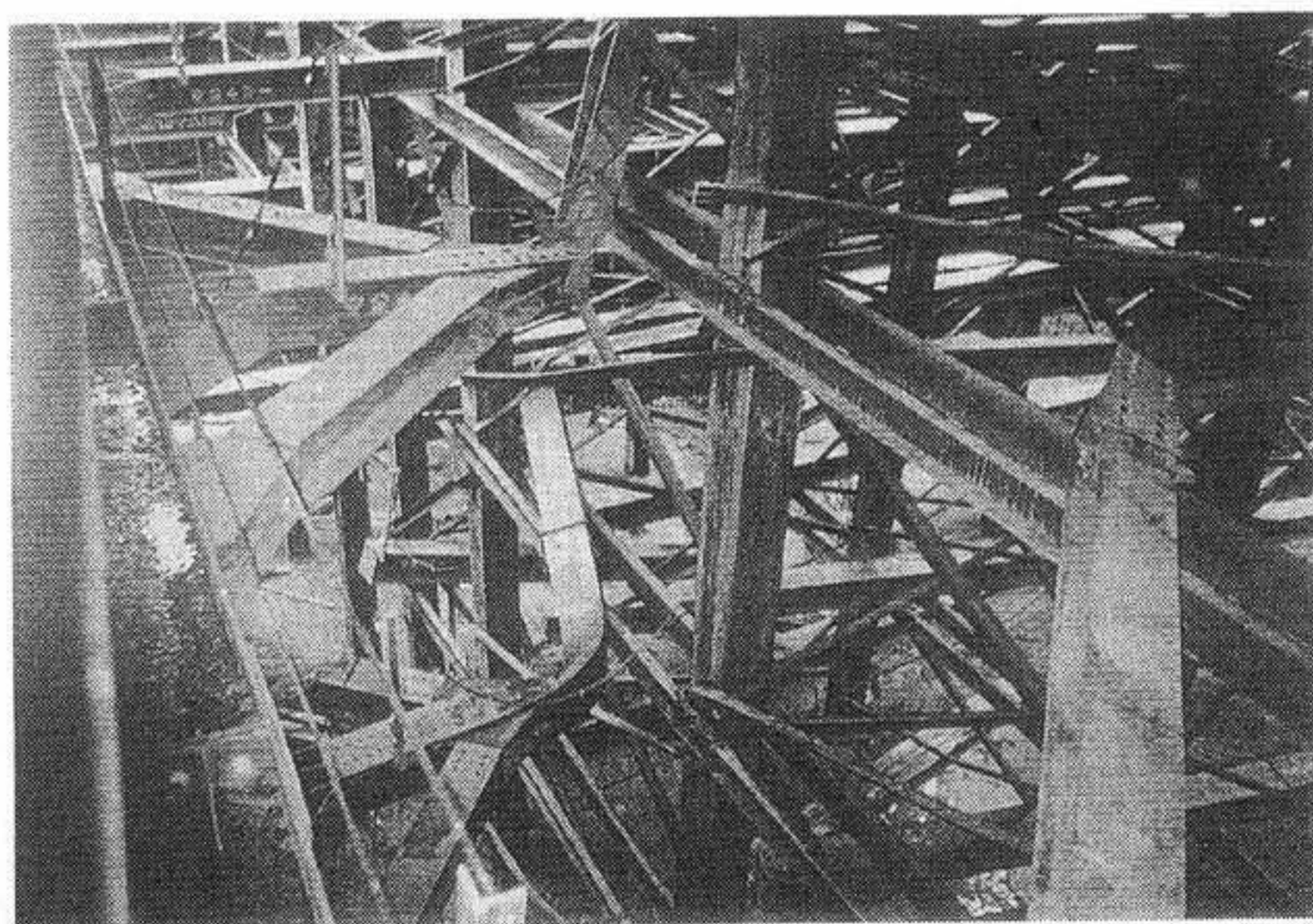


写真-3.5.3 法面部の切梁の崩壊状況（その1）

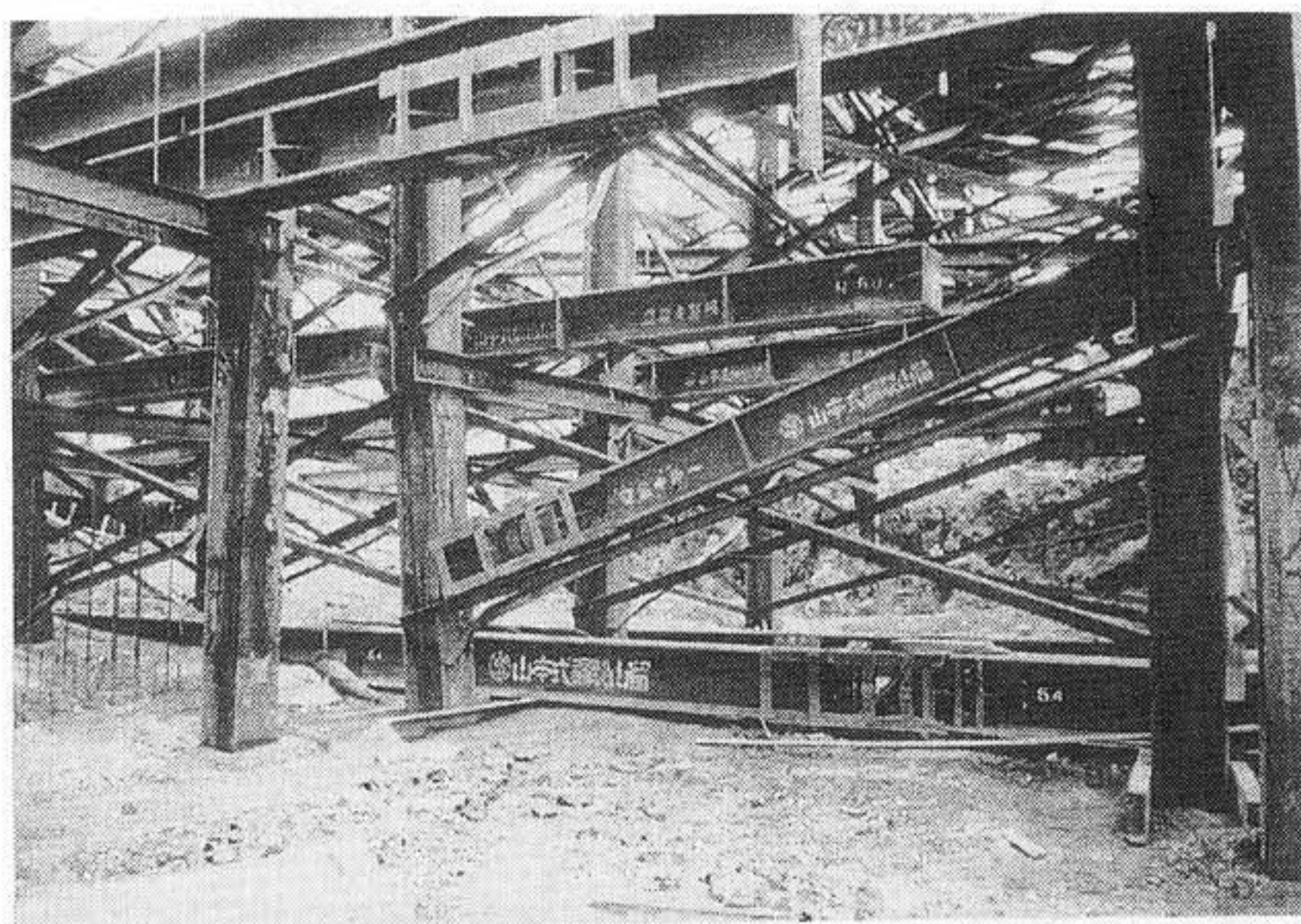


写真-3.5.4 法面部の切梁の崩壊状況（その2）

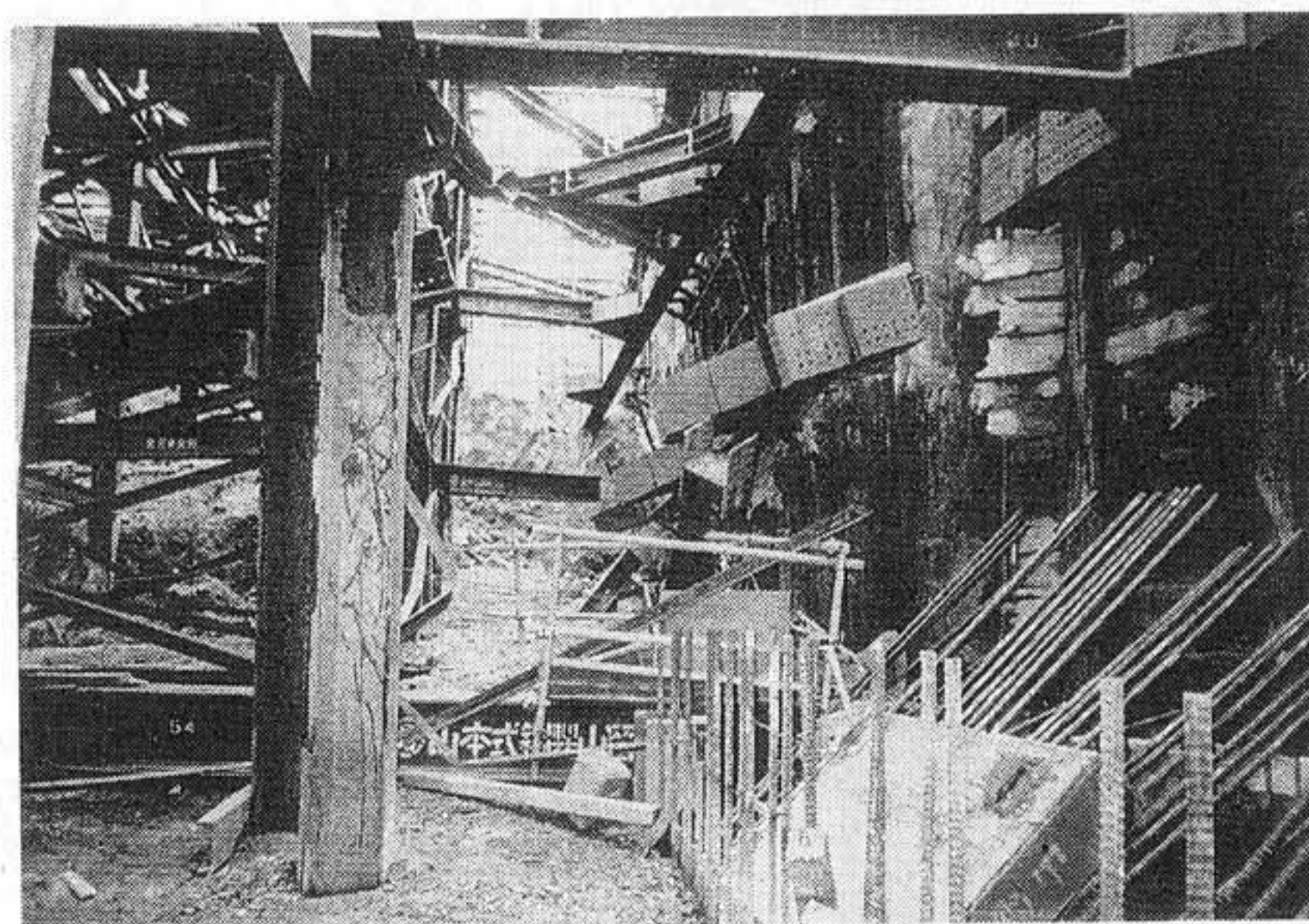


写真-3.5.5 法面部の腹起しの崩壊状況

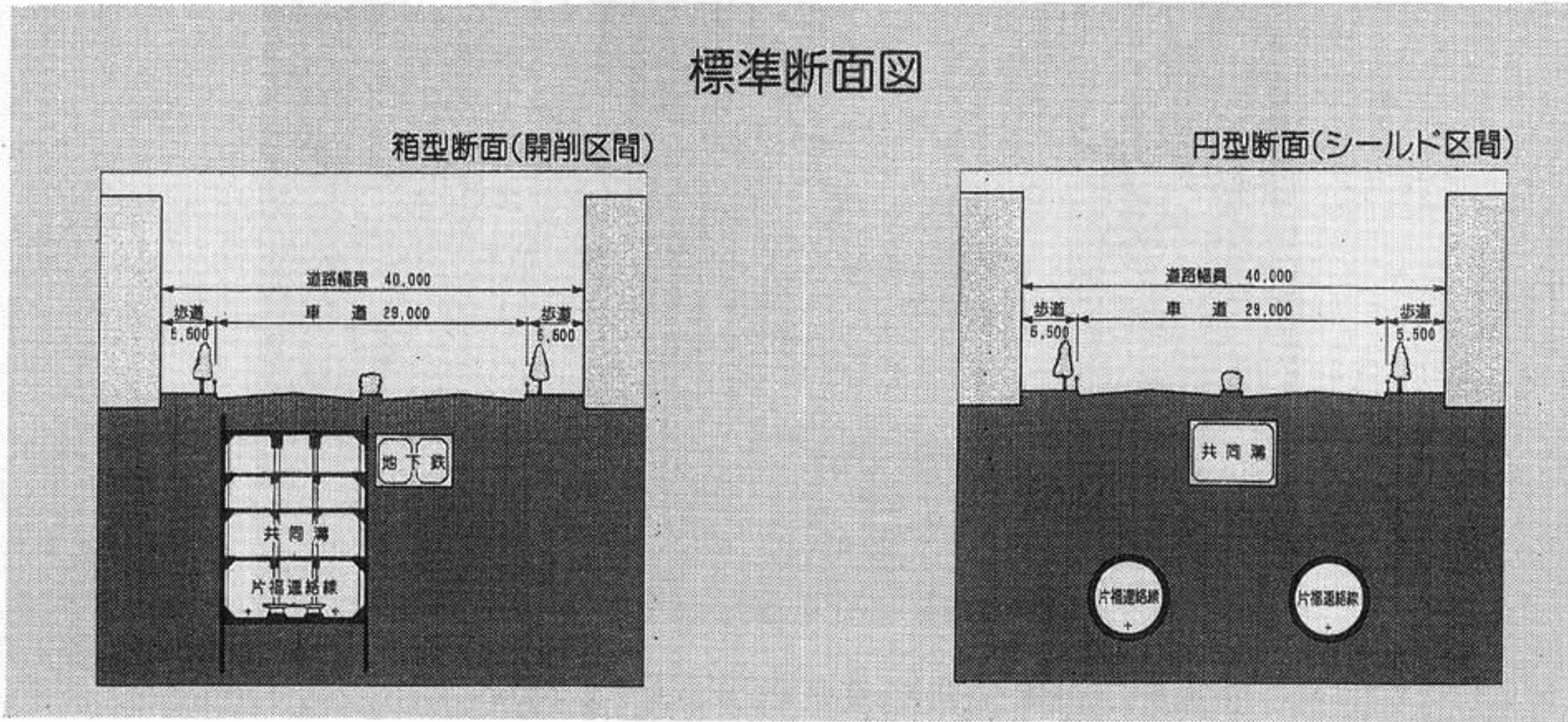
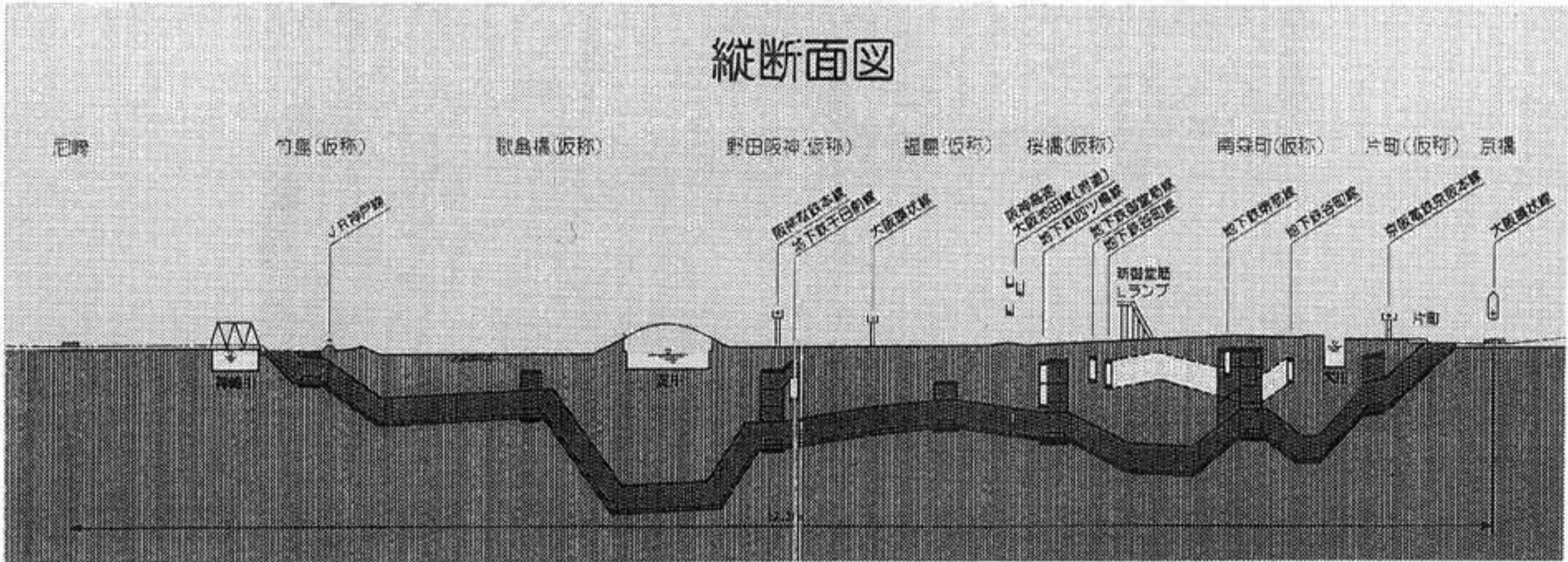
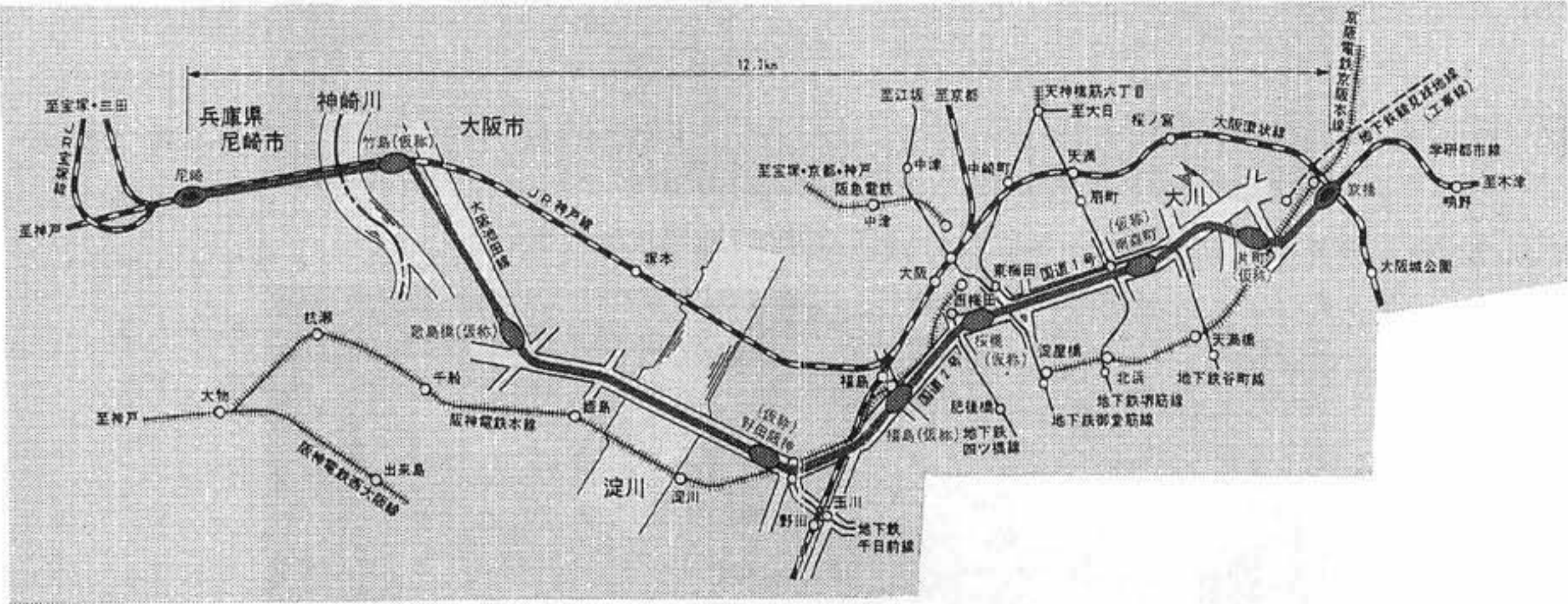
1 2 . 3 . 6 片福連絡線

(1)片福連絡線の概要

片福連絡線は次図に示すように、学研都市線京橋駅とＪＲ宝塚線尼崎駅の12.3kmを結ぶ路線である。
今回報告するのは地震発生時に施工中であった京橋駅端部の「片町工区」から「竹島工区」までの24工区である。片福連絡線の震度は4～6であったと想定される。

(2)調査結果

片福連絡線は震度が比較的小さかった事もあり、いずれの工区においても被害は発生しなかったが、いくつかの工区で計測を実施しており地震の前後で変化が生じた。主なものを表-3.6.1に示す。



表－ 3. 6. 1 各工区の地震前後の挙動

工 区 名	地 震 前 後 の 挙 動 計 測 デ ー タ 他
1 片町	計測データ無し。
2 新片町新設2	①南北の土留め壁頭部が両方とも北側へ1～4 mm水平変位した。 ②土留め壁背面の地表面が南北とも4～8 mm沈下した。
3 京阪交差部	京阪電車の高架橋が1mm程度隆起した。
4 新片町新設1	計測データの変動無し。
5 大川T立坑他	S MW壁の縁切れによると思われる湧水(GL-4. 0m付近で1箇所:湧水量5 リットル/分)が発生した。
6 大川T他	ダクト受けコンクリート(無筋)にひびわれが発生した。
7 南森町駅 (1工区その2)	北側の土留め壁が南側(掘削側)へ1 mm程度水平変位した。
8 南森町駅 (2工区その5)	①北側の土留め壁が北側(背面側)へ1 mm程度水平変位した。 ②北側土留め壁背面の地表面が10mm程度沈下した。
9 桜橋シールドT	①北側の土留め壁が北側(背面側)へ1 mm程度水平変位した。 ②シールドトンネルに作用する土圧が上下部で0. 2kgf/cm ² 程度、側部で最大0. 1kgf/cm ² 程度増加した。
1 0 桜橋S T (その2)	計測データ無し。
1 1 桜橋駅他(3工区その2)	南北の土留め壁が両方とも掘削側へ水平変位(掘削側で1mm程度)した。
1 2 出入橋シールドT	土留め壁背面の地表面が2 mm程度沈下した。
1 3 福島東開削T	計測データ無し。
1 4 福島S T	計測データ無し。
1 5 福島シールドT	計測データ無し。
1 6 野田阪神駅東(4工区)	南北の土留め壁が両方とも背面側へ4～10mm程度水平変位した。
1 7 阪神交差部	①野田陸橋の中央橋脚部が最大1. 6mm隆起した。 ②周辺地盤の地表面が15mm程度沈下した。
1 8 野田阪神S T	周辺地盤の地表面が16mm程度沈下した。
1 9 野田阪神S t (西) 他	計測データ無し。
2 0 淀川T他	淀川右岸付近の地表面で地震1日後で最大41mm程度沈下。トンネルへの被害は、漏水もなく皆無であった。 当該トンネルでは、地震発生時にトンネル内にJ V職員が入っており震災体験記として地震発生時のトンネルの挙動について下記のようにコメントしている。 「波が押し寄せるかのようにトンネルが左右に激しく動いていました。・・・中略・・・揺れがおさまり、トンネルの蛇のような挙動がうそのように、トンネルの線形は戻っていました。」
2 1 歌島橋駐輪場他3	計測データ無し。
2 2 御幣島T他	計測データ無し。
2 3 御幣島T J R	計測データ無し。
2 4 竹島	①地下水位が1～2m上昇した。 ②切梁軸が3～16tf増加した。

1 2. 3. 7 大阪南港トンネル

(1) 工事場所：

大阪市港区海岸通りおよび住之江区南港

(2) 発注者：

大阪市港湾局

(3) 構造物と施工段階：

大阪南港トンネルは大阪港と南港を結ぶ海底トンネルでトンネル断面の中央部を鉄道が、その両側を道路が通るものである。大阪市港湾局から発注された工事は陸上部のボックスカルバートおよびU型擁壁部で、開削工法により1～3次掘削まで進められていたが、今回の地震で土留め構造物およびその周辺に影響が出た。なお、運輸省第三港湾建設局から発注された海底トンネル部（沈埋工法）では殆ど影響が無かった模様で調査結果は公表されていない。

地層図を図-3.7.2に示す。

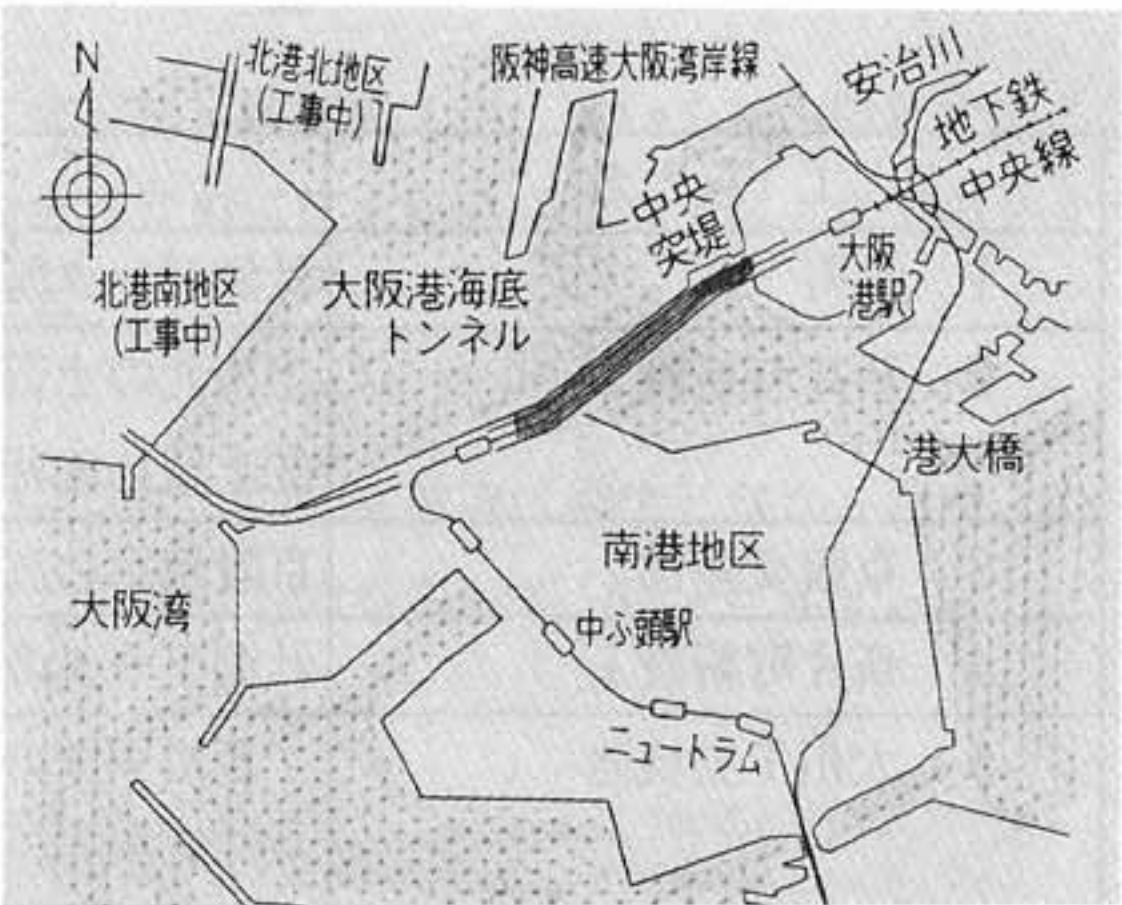


図-3.7.1 位置図

(4) 震度：

地震震度は推定で震度4であった。

(5) 被害の状況：

港区側では現場周辺の道路でアスファルト舗装の亀裂や砂の噴出があり、一部土留め背面の陥没が認められた。また、土留壁の変形や切梁軸力の増加があったが工事に支障をきたすようなものではなかった。

住之江区側では護岸に平行なクラックが発生したが土留壁には顕著な変化は見られなかった。

(6) 計測結果：

港区側で計測された地震前後のデータを図-3.7.3～3.7.4に示す。

陸上部構造物は旧海底より20m近く存在する軟弱粘土層の上に盛土により築堤された地盤に構築されている。港区側の盛土地盤は圧密沈下防止のため旧海底に松杭を打設し、その上にコンクリート板が設置されているため、軟弱地盤は未圧密のままで、地震振動に敏感であったことから、住之江区側より影響が顕著であったものと考えられる。

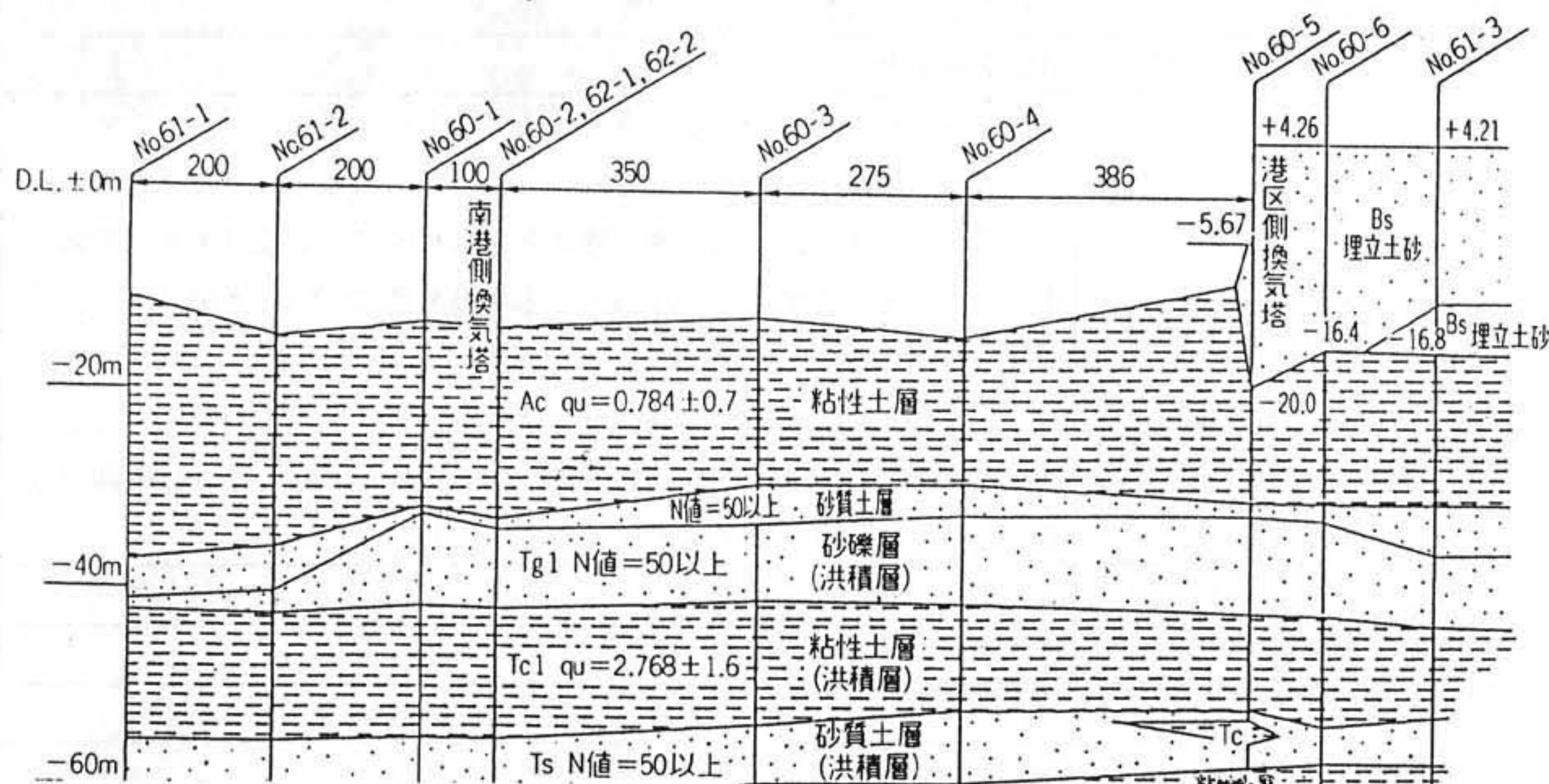


図-3.7.2 地層図

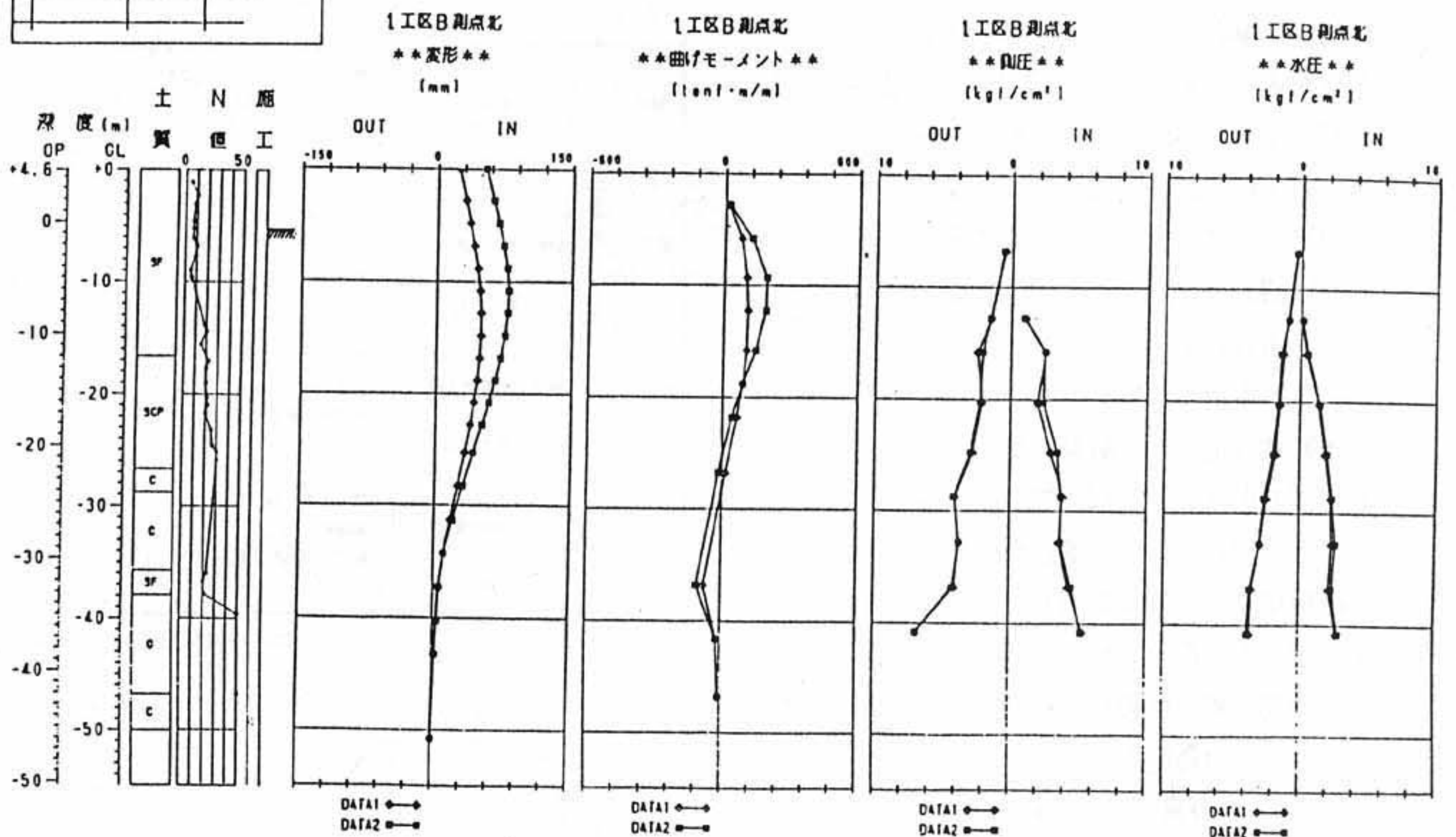
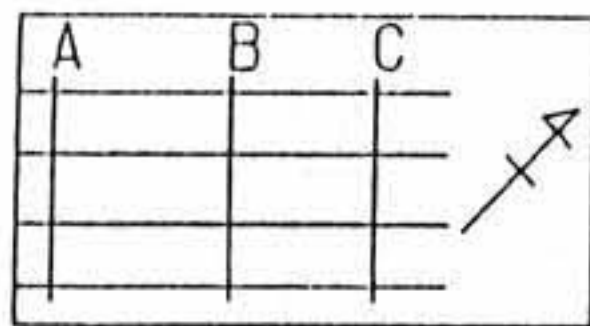
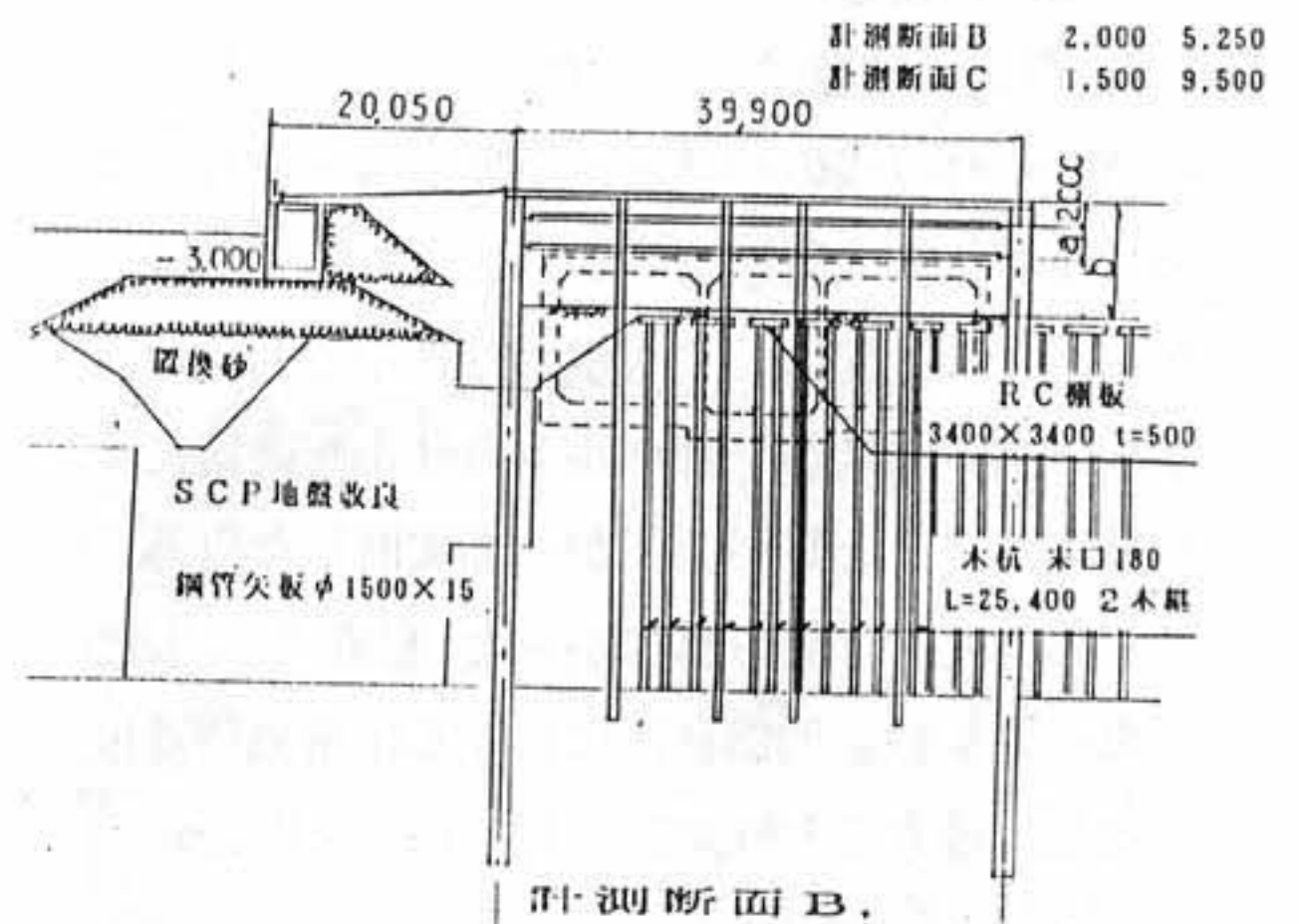


図-3.7.3 1工区土留壁計測結果

◆ DATA1 '95/01/17 04:00
 ■ DATA2 '95/01/17 06:00



-◇- K1-1

-□- K1-2

-△- K1-3

切梁軸力

-□- K2-1 100

-○- K2-2

-△- K2-3

軸力 (TON)

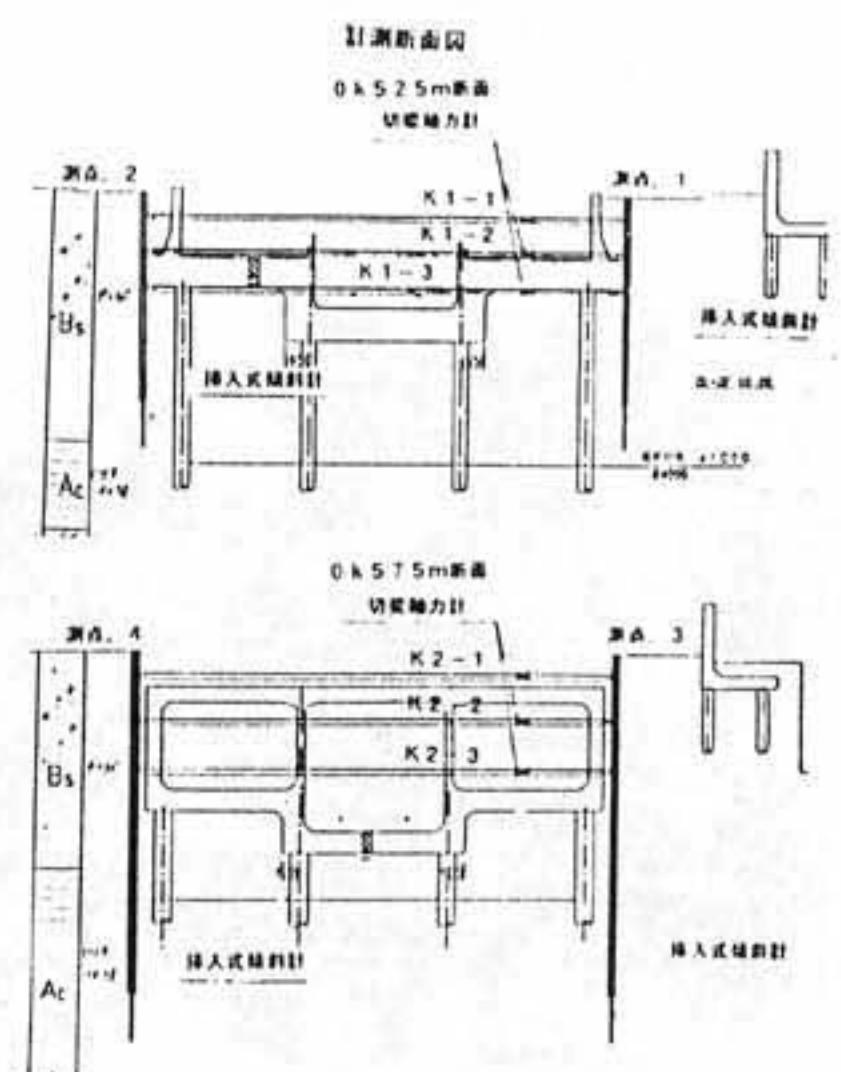
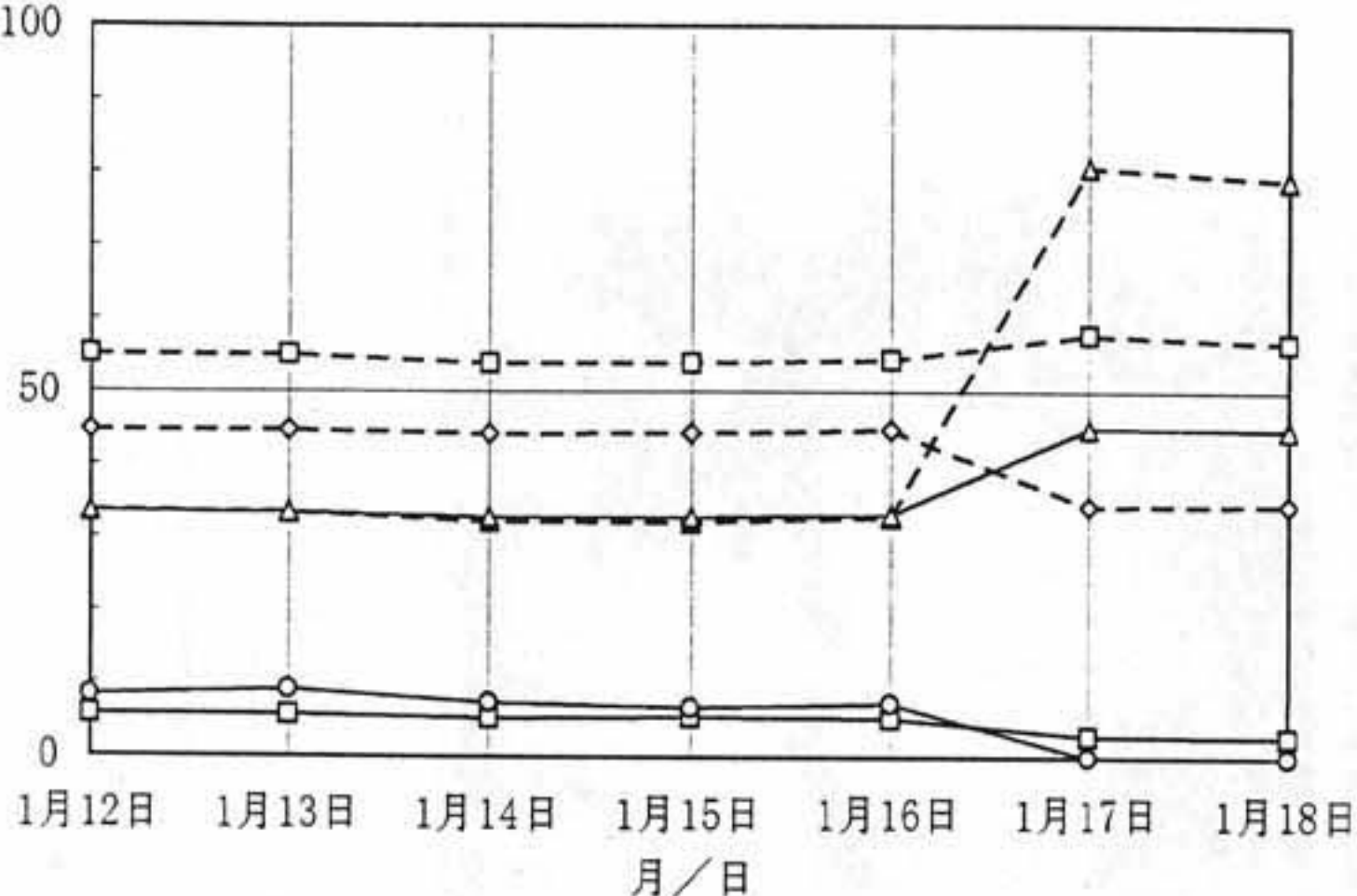


図-3.7.4 3工区切梁支保工計測結果

1 2. 3. 8 建物基礎

(1) 調査工事の概要

調査工事の場所と付近の状況を表-3.8.1に、建物と工事の概要ならびに地震発生当日の工事状況を表-3.8.2に示す。調査工事を支保工で分類すると、切梁2件、地盤アンカー1件、補強土が1件である。ただし、地震発生当日の施工段階として1段切梁架設中のものが1件あり、自立山留めの状態と見ることができる。

(2) 調査結果

1) 自立山留め (No.S1030)

本敷地の地盤は、層厚が約10mの沖積砂層とそれ以深の洪積層からなっており、敷地内で地層に大きな傾斜はない。地震発生当日の状況は、1次根切り (GL-4.0m掘削) が完了し、1段切梁を架設中であった (写真-3.8.1)。地震前後の山留め壁頭部の変化は約12cm程度であり、山留め壁背面にはその為に生じたと思われるひび割れが生じていた (写真-3.8.2、図-3.8.1)。

2) 切梁山留め (No.S1033)

本敷地の地盤は、沼を埋め立てた地盤で、GL-8m~10m以浅の沖積層及び埋土層とそれ以深の洪積層、(大阪層群) から成っている。地震発生当日の状況は、2次根切り途中であった。切梁のブレースが一部ボルトのせん断破壊によりはずれたことUバンドが一部破断した以外、切梁には異常は見られなかった (写真-3.8.3、写真-3.8.4)。地震前後における山留め壁変位の増加は最大で4.9mmであった (図-3.8.2)。

表-3.8.1 調査場所の工事と地盤種別

建物 No.	地 盤 種 別 (場 所)	付近の状況
建物 No. S1030	沖積砂層 (神戸市中央区)	・震 度: VII ・前面道路の阪神高速の桁落下
建物 No. S1033	洪積台地旧沼埋立地 (豊中市)	・震 度: VI ・地震動: 豊中市 (NS, EW, UD: 30.6, 12.5, 8.3kine) *1
建物 No. S1035	花崗岩の風化土層 (マサ土) (神戸市東灘区)	・震 度: VII ・大学内建物被害なし ・摂津本山駅前は、崩壊建物多数
建物 No. S1036	風化花崗岩層 (神戸市灘区)	・震 度: VII ・地震動: 神戸大学 (NS, EW, UD: 55.1, 31.0, 33.2kine) **

*1: 「関西地震観測研究協議会」観測点

表-3.8.2 山留め工事の概要

建物 No.	工事概要 a)構造 b)階数 c)延床面積	山 留 め 概 要 (地震時/最終段階)	地震発生当日の 施 工 段 階
建物 No. S1030	a)SRC, S b)B1, F12, P1 c)16, 876	掘削深さ: GL-4.0m/GL-8.0m 山留め壁: ヴィンセント柱列 H-450×200 Ø450 切 梁: 鋼製切梁 (1段目 架設中/1段)	・1次根切り完了, 1段切梁架設中
建物 No. S1033	a)SRC b)B3, F8, P2 c)67, 035㎡	掘削深さ: GL-8.5m/GL-16.1m 山留め壁: ヴィンセント柱列 H-450×200 Ø475 支 保 工: 鋼製切梁 (1段, 一部2段/3段)	・2次根切り中, 一部2次根切り完了
建物 No. S1035	a)SRC b)B1, F6, P1 c)6, 613㎡	掘削深さ: GL-13.2m/GL-13.2m 山留め壁: 親杭横矢板 H-500×200 Ø1,000 支 保 工: 地盤77k (3段/3段)	・根切り完了, 地下躯体施工中
建物 No. S1036	a)RC b)B1, F5, P0 c)1, 667	掘削深さ: 埋め戻し中/GL-15.4m 山留め支保工: 補強土工法 法面勾配 73度	・根切り完了, GL-8m 以深をコンクリートによる 埋め戻し完了

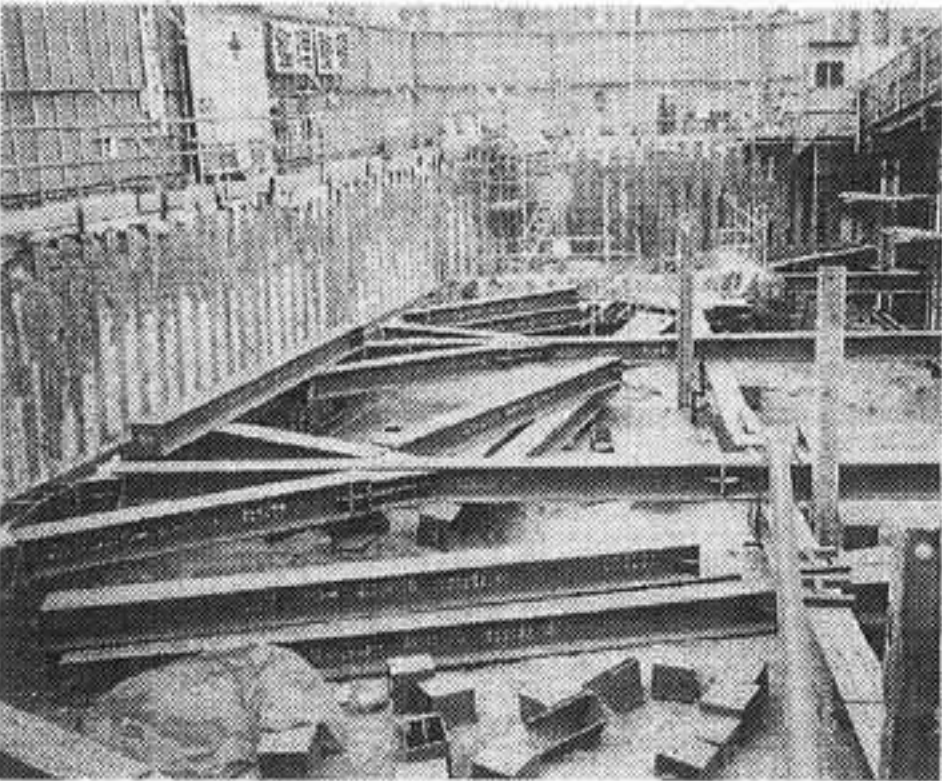


写真-3.8.1 一段切梁架設中

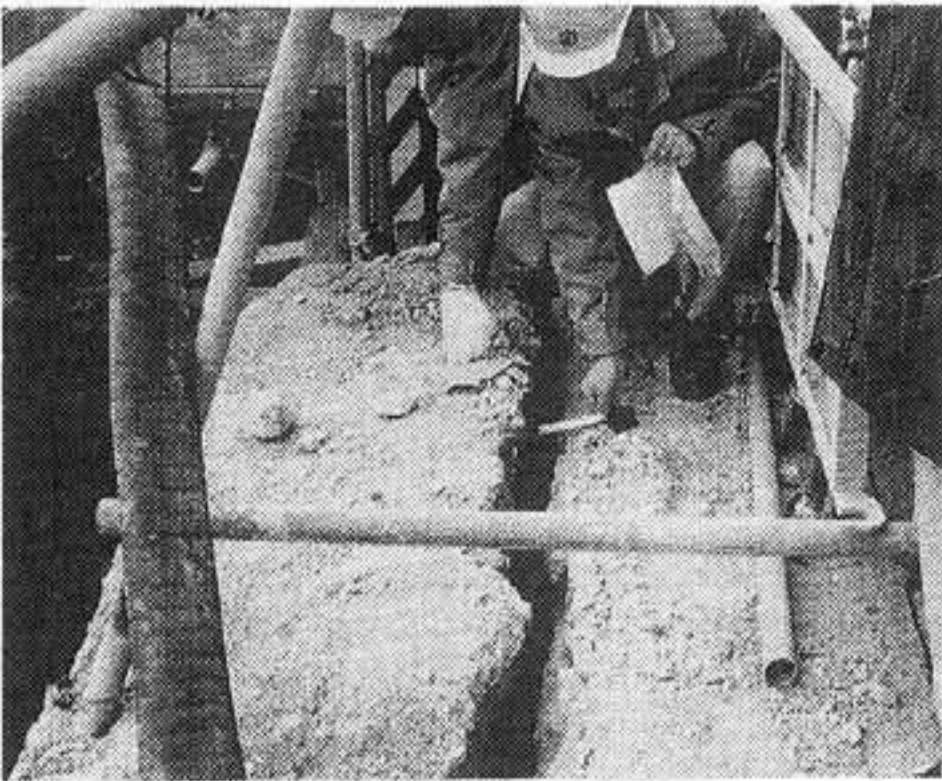


写真-3.8.2 山留め壁背面のひび割れ

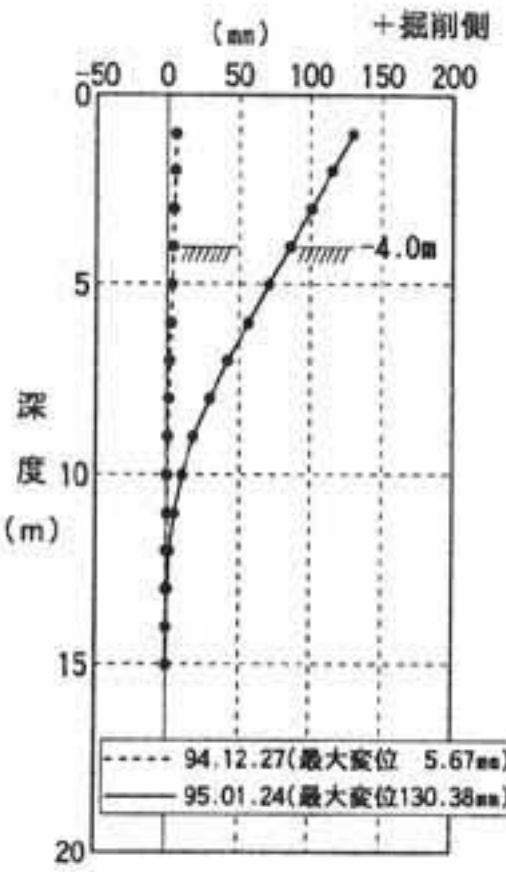


図-3.8.1 山留め壁変位

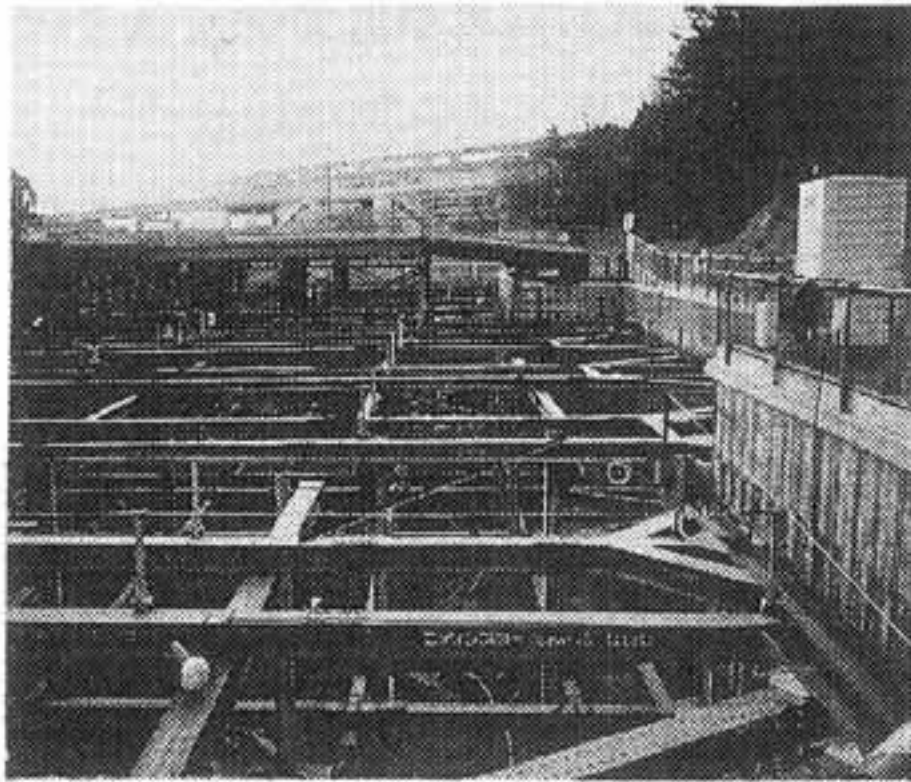


写真-3.8.3 山留め架構の状況

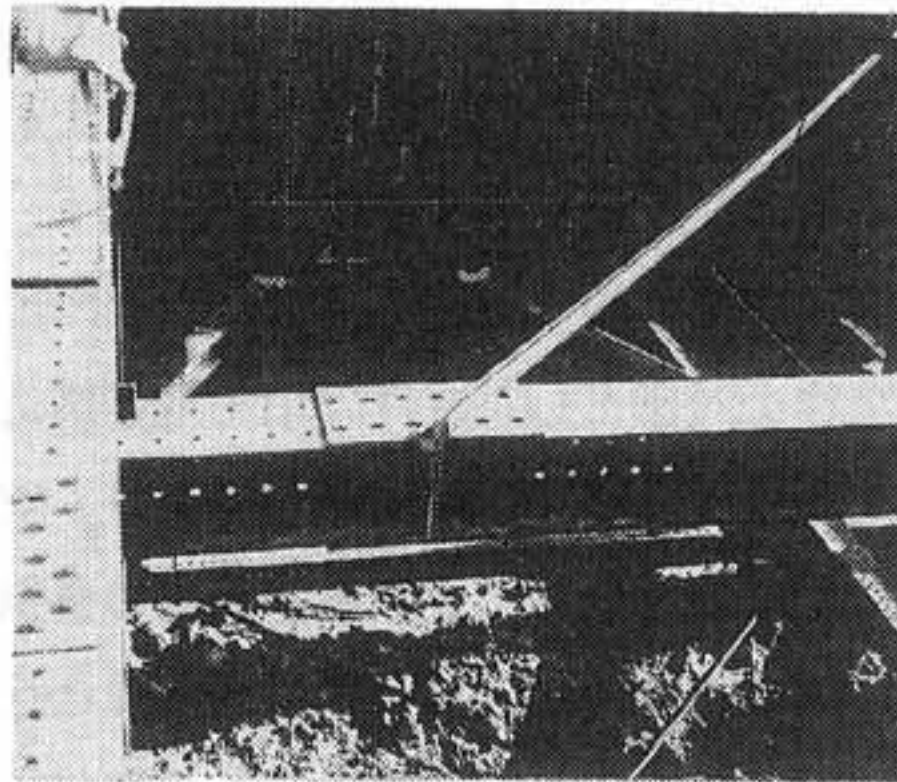


写真-3.8.4 水平ブレースの破断

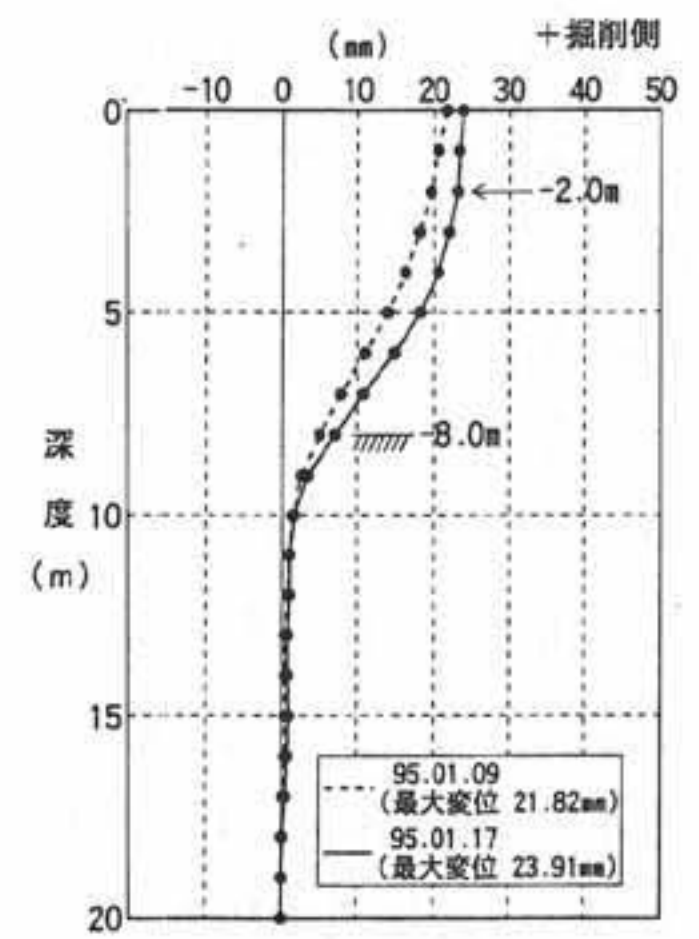


図-3.8.2 山留め壁変位

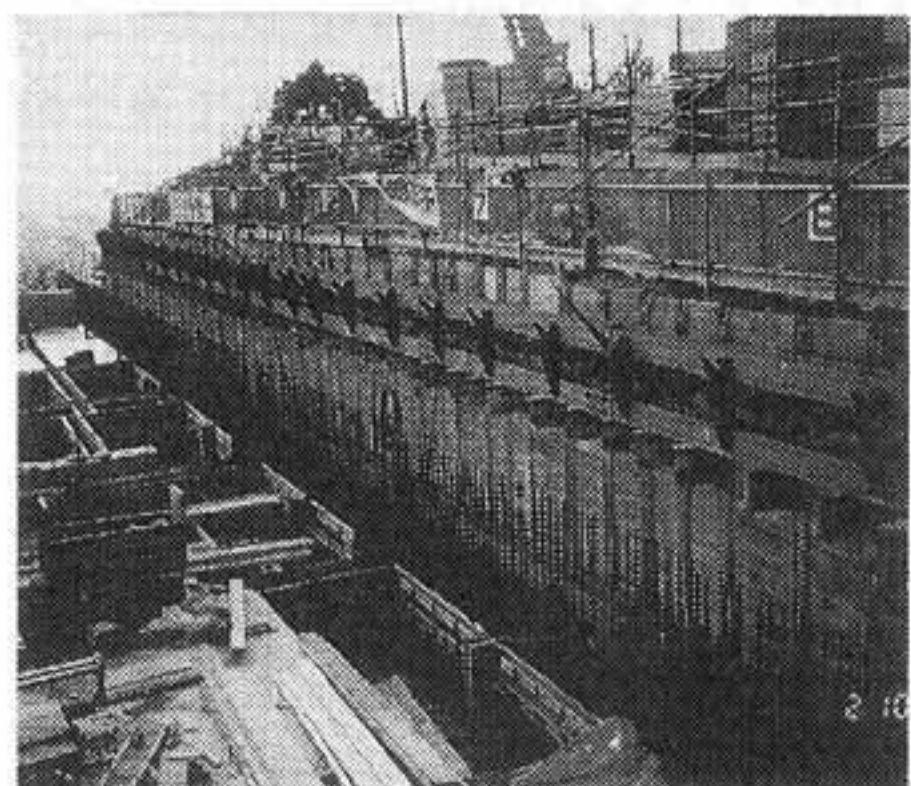


写真-3.8.5 西面(山側)の状況

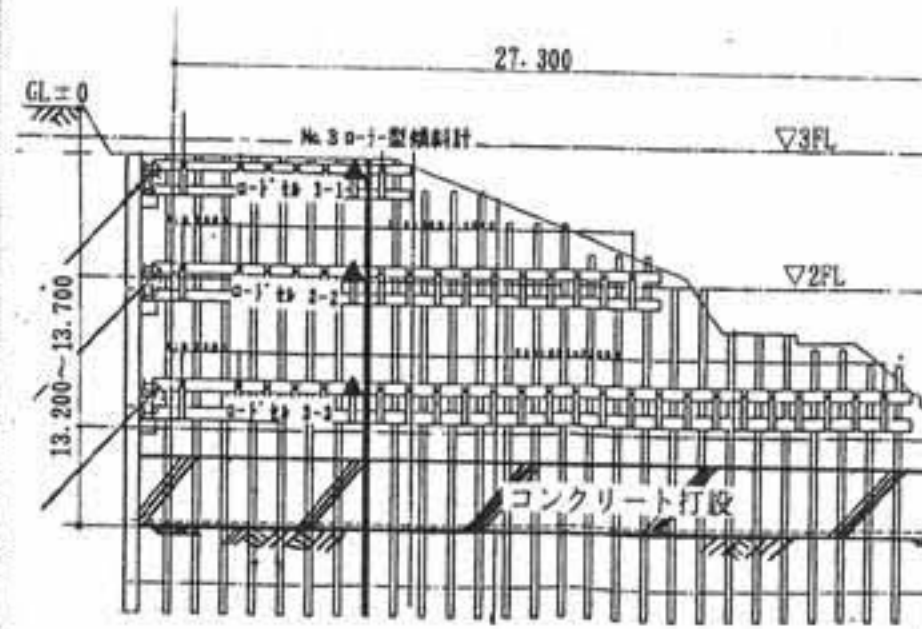


図-3.8.3 地震発生時の施工状況

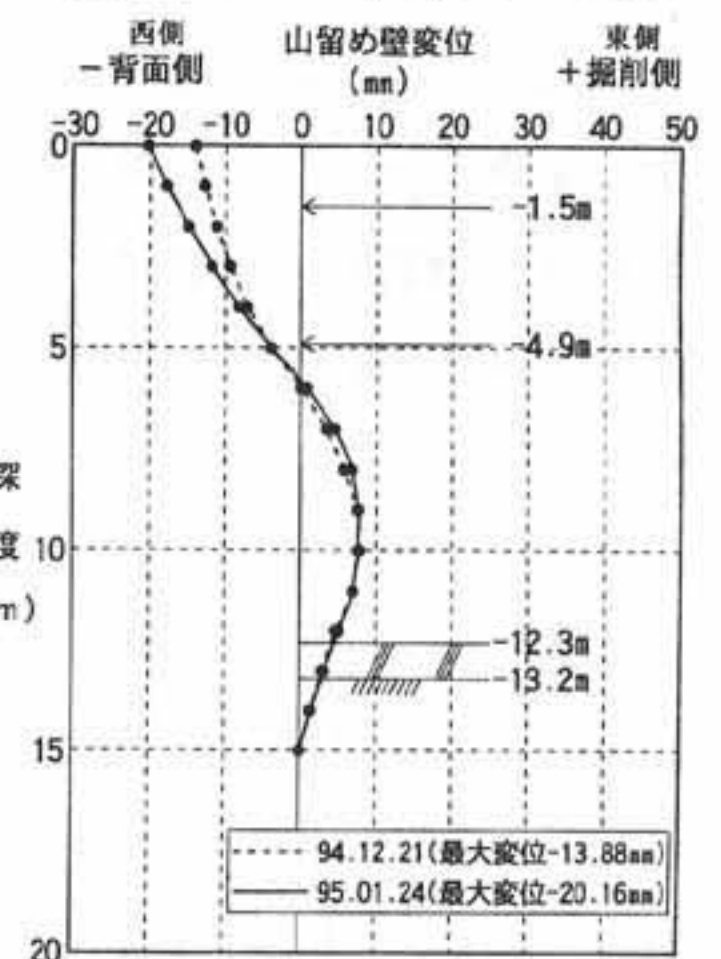


図-3.8.4 山留め壁変位

3) アンカー山留め (No.S1035)

本敷地は六甲山系の山裾部に位置し、急激な傾斜をしている。地盤は、上部の沖積層とそれ以深の花崗岩層から成っている。地震発生当日の状況は、図-3.8.3に示すように地下1階スラブのコンクリートが打設され、地下1階の壁筋の配筋中であった。地下躯体及び山留め架構には特に異常は見られなかった。地震前後の山留め変位の増加は山側に最大6mm程度、谷側に最大3mm程度であった(図-3.8.4)。

4) 補強土工法 (No.S1036)

本敷地の地盤は風化花崗岩層から成っており、鉄筋補強により法面勾配73度でGL-15.4mまで掘削した。地震発生当日の状況はGL-8mまでコンクリートによる埋戻しが行われていた。表面の吹き付けモルタル(t=100)や地表面にもひび割れがなく、異常は認められていない(写真-3.8.6、写真-3.8.6)。

(3) まとめ

調査した範囲の山留め構造物にはいずれも特別の異常はみられず、山留め架構としての機能を維持していたことが確認された。

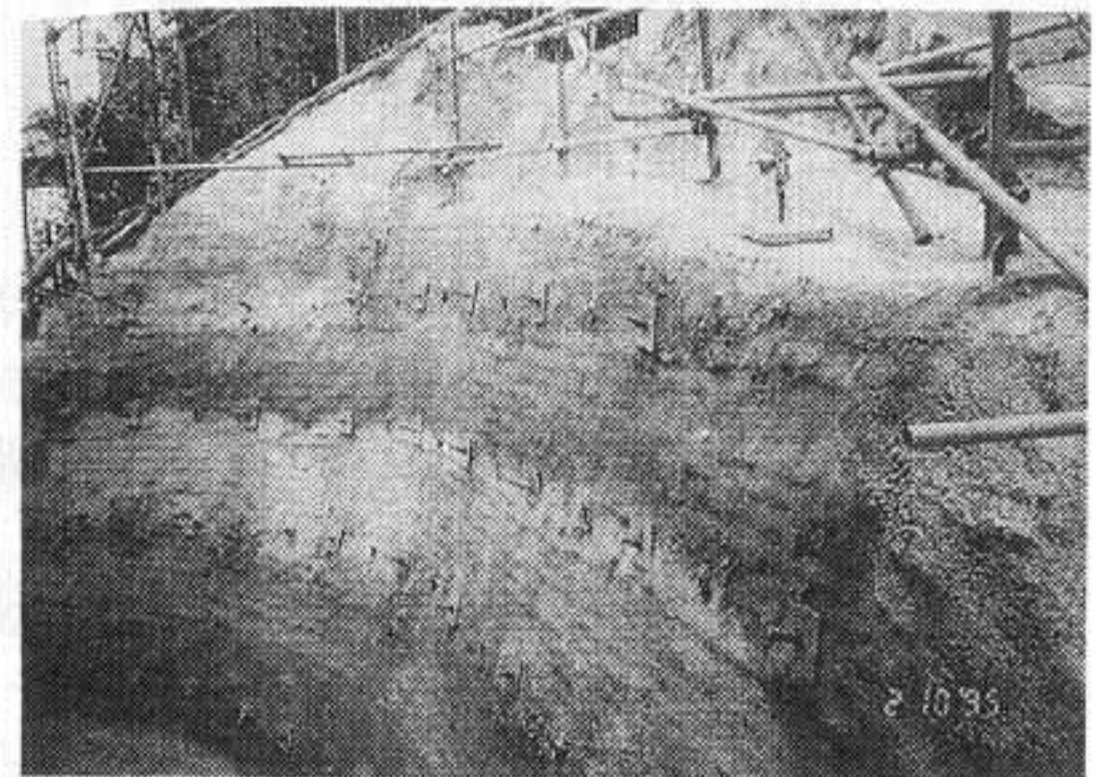


写真-3.8.6 補強斜面の状況

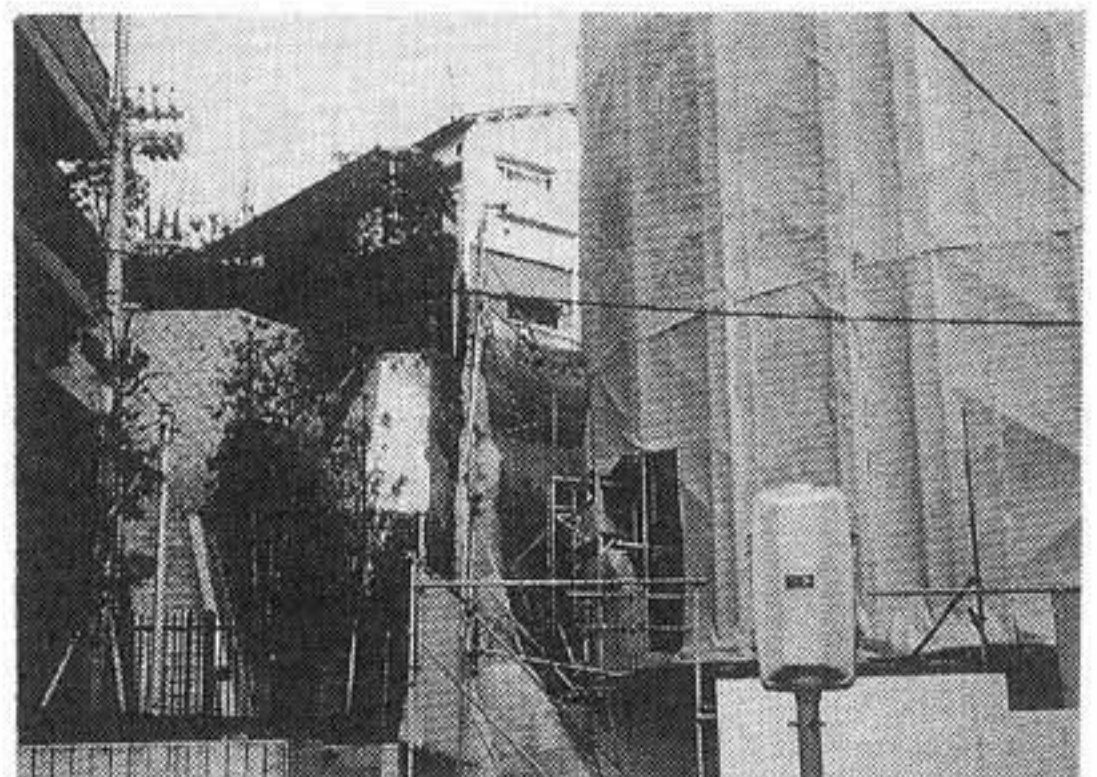


写真-3.8.7 周辺の状況

12.3.9 その他の構造物

ここでは、前項までに取り上げた工事とは別に、震災域で施工途中であった特徴的な工事について被害状況をとりまとめた。

調査項目は本体構造物に関するものが、盛り土構造物、閉塞地下、シールドトンネルの3件、仮設構造物として山留めや二重締め切りが施工中を含めて6件であった。表-3.9.1に調査した項目の一覧を示す。

被災状況については、本体構造物を対象とした3件の中で地下構造物2件については被害はなかった。その理由としてはこれらのものは施工段階としてほぼ完成しており、安定した状態であったことがあげられる。特徴的なものとして激震地三宮地区でのシールドトンネル工事の事例は、シールドトンネルは地震時に周辺地盤と同様に動くので地震に強い構造物であると言われてきたことを証明するもので興味深い。

次に仮設構造物における被害状況についても特に大きなものは見あたらなかった。当初は仮設構造物は地震を考慮せずに設計されることが多いため、このような震災ではかなりの被害があったのではないかと予想されたが、幸いにも被害が少なかった。ただ一部の事例では切梁、腹起こしの変形、または脱落等がみられた。工事全体としての被害は軽微であったが場合によっては大きな被害になることも予想され、仮設構造物における地震時の挙動について今後調査・研究が必要であると考えられる。また特徴的な事例として連壁築造中に地震があったにもかかわらず、溝壁の安定が保たれたことを計測結果とともに紹介している。

表-3.9.1 調査項目一覧

	工事	構造物	場所	震度	被害の有無
1	地下駐車場工事	仮設土留め	神戸市長田区	6	無し
2	鉄道高架工事	盛土構造物	西宮市	7	軽微
3	地下駐車場工事	閉塞地下	神戸市中央区	7	無し
4	電力洞道工事	シールドトンネル	神戸市中央区	7	無し
5	河川改修呑口工事	仮設土留め	神戸市須磨区	7	無し
6	地下駐車場工事	仮設土留め	尼崎市	5以上	軽微
7	鉄道高架橋工事	二重締め切り	大阪市淀川区	4	軽微
8	シールド発進立抗工事	RC連壁	大阪府高石市	5	無し
9	処理場帯水池築造工事	仮設土留め	神戸市東灘区	7	軽微

12.4 まとめ

阪神大震災地区で施工中の構造物（本体構造物および仮設構造物）の被害調査を実施し、被害を受けた要因を明らかにするとともに、施工中の構造物の耐震性向上のための方法の提案を行った。調査結果のまとめを以下に示す。

（1）震度および構造物別の被害のまとめ

137件の施工中の構造物について、震度（4以上）および構造物（開削用土留め工（54件）、シールドトンネル（19件）、山岳トンネル（6件）、切土斜面（11件）、橋脚（19件）、その他（28件））別に被害の程度（大、中、小、無）をまとめた結果を以下に示す。

- ①全体でみると、137件中2件が大被害を、7件が中被害を、21件が小被害を受けている。
- ②震度別にみると、震度6以上のものは44件中23件が何らかの被害（大被害2件、中被害6件、小被害15件）を受けたのに対して、震度5以下では93件中7件（大被害なし、中被害1件、小被害6件）と少なかった。
- ③構造物（その他を除く5構造物）別にみると、大被害を受けたものは開削用土留め工（仮設構造物）だけ（2件）である。中被害は土留め工（3件）および橋脚（1件）が、また小被害は切土斜面以外の土留め工（8件）、シールドトンネル（2件）、山岳トンネル（2件）、および橋脚（7件）が受けている。

以上のように、施工中の本体構造物はほとんど大きな被害を受けていない。一方、仮設構造物である土留め工は地震を考慮せずに設計されることが多いため、今回のような震災ではかなりの被害があったのではないかと予想されたが、自立式二重締切りが2件大被害を受けた程度であり、通常の土留め工はほとんど大きな被害を受けていない。

（2）耐震性向上のための方法の提案

今回の調査結果では、本体構造物はほとんど大きな被害を受けておらず、耐震性向上のための方法を提案するに至っていないが、土留め工についてはいくつか抽出できたので以下に示す。

- ①二重締切りは、水平作成外力に対して中詰め土砂のせん断抵抗力和根入れ矢板の横抵抗力により抵抗するものであるが、これに大きな地震力が作用すると、中詰め土砂のせん断抵抗力や根入れ地盤の水平抵抗力が低下して変形が大きくなる場合があることから、地震時にも二重締切りが安定していることが必要な場合（例えば、重要構造物に近接する場合）には、設計時に地震力による中詰め土砂や根入れ地盤の抵抗力の低下を考慮した全体的な安定計算が必要と考えられる。対策工としては、締切り部材の剛性アップやアースアンカーの設置が考えられる。
- ②二重締切りと一重締切りの直交部の継手には地震時に大きな力が作用することから、継手部の補強が必要と考えられる。
- ③斜面に設置する土留め工については、地震時に法面が崩壊するとそれに伴い中間杭および切梁が損傷を受け、土留め壁が倒壊する場合があることから、土留め工の重要性を考慮して算定した地震力により法面の安定計算を行うことが必要と考えられる。

最後に本調査を推進するに当たり貴重な資料を提供していただいた各位に深謝する。

参考文献

- 1) 株式会社大林組技術研究所：平成7年（1995年）兵庫県南部地震被害調査報告書, p. 15, 1995. 3.
- 2) 小野紘一ほか：大深度土留め構造物の耐震計算手法の検討, (社)土質工学会・山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム発表論文集, pp. 165～172, 1992. 5.