

1995年兵庫県南部地震記録にもとづく 神戸港新港第八突堤の動的挙動の一考案

田子島充¹・宮島信雄²・及川 研³・松永康男⁴

¹ 日本シビックコンサルタント (株) 技術第一部 (〒116東京都荒川区西日暮里二丁目26-2)

² 正会員 日本シビックコンサルタント (株) (〒116東京都荒川区西日暮里二丁目26-2)

³ 正会員 (前)運輸省第3港湾建設局 震災復興建設部 (〒651神戸市中央区小野浜町7-30)

⁴ 正会員 (前)運輸省第3港湾建築局 震災復興建設部 (〒651神戸市中央区小野浜町7-30)

「昭和24年(1949年)」に竣工した神戸港新港第7,8突堤は1995年の「兵庫県南部地震」により少なからず被害を受け、この上部に建築されていた上屋倉庫は崩壊した。この時の栈橋1FL, 神戸市, 運輸省神戸港工事事務所, 神戸海洋気象台の強震記録を基に本突堤への入力地震動を設定し、地盤, ニューマチックケーソン, 上屋倉庫の総合的なモデルで三次元時刻歴応答解析を実施し、その挙動をシミュレートした。その結果、栈橋1FLでの強震の再現, ニューマチックケーソンに生じていたひびわれ, 栈橋床版の挙動, 上屋倉庫の崩壊の推定など、実際の挙動からみて、ほぼ妥当な解析結果を得た。

*Key Words :three dimensional dynamic respons analysis
pneumatic caisson type pier*

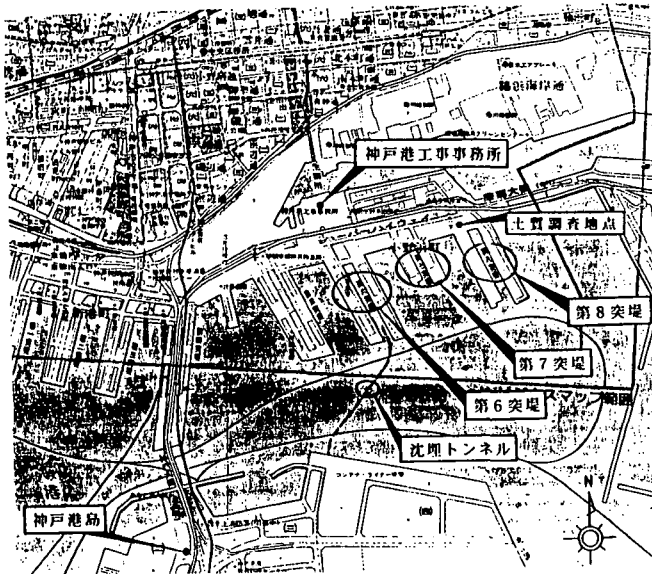


図-1 位置図

1. はじめに

昭和24年(1949年)新港第7,8突堤は、この新設計画にあたり、基礎地盤と栈橋を含めた一体構造物として耐震設計がなされるなど、当時としては新しい設計法により設計された構造物である。

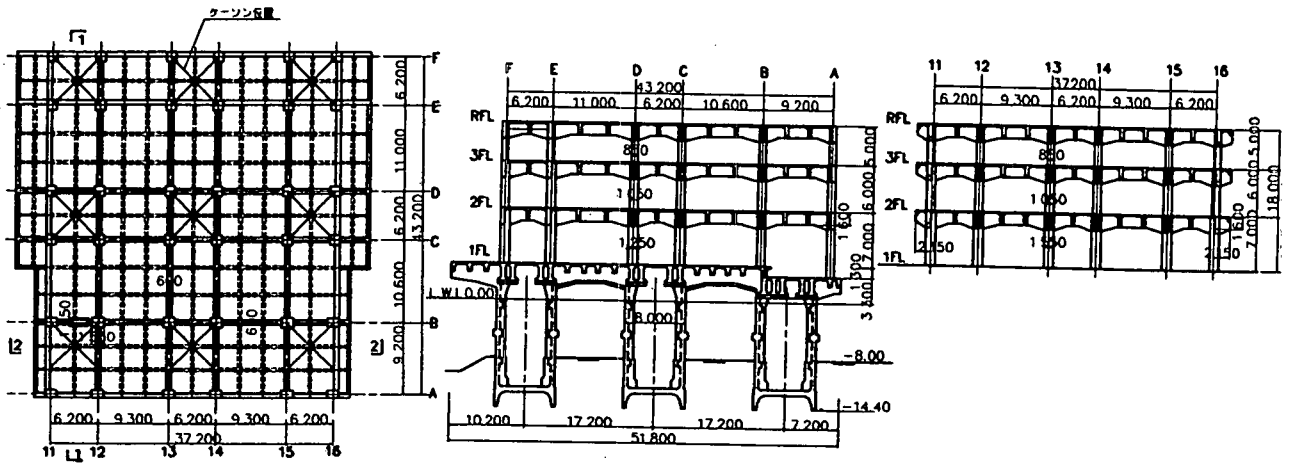
当時の耐震設計を運研報告¹⁾からふり返ると、神

戸海洋気象台の地震観測記録を基準資料とし、この適用にあたっては、両地点の工学的な地震基盤深度や地動の増幅度を定めるため、弾性波探査や地震動の比較観測がなされた。この結果、南海地震(昭和21年)観測最大加速度を基準に、設計震度は0.17と定められた。さらに、第7突堤竣工時には、構造物の振動特性の把握のために、人工地震、振動試験を実施している。また、神戸工事事務所構内地表面と新港第8突堤No.5ブロックの1FLに強震計を設置し、2点観測を実施し現在に至っている。

1995年、本突堤竣工後、約40年を経て「兵庫県南部地震」が発生し、本突堤は床版目地の50mm程度の目開きや、ニューマチックケーソンのコンクリート打設継目から進展したひびわれなど、少なからず被害を受け、突堤上に建築されていた上屋倉庫は柱のつけ根から崩れるように崩壊した。

本報告は、この「兵庫県南部地震」時の上記2地点の地震加速度記録と神戸市港島で取得された地中アレー4点観測地震加速度記録、ならびに、神戸海洋気象台の強震記録から、本突堤への入力地震動を推定把握し、周辺地盤, ニューマチックケーソン, 上屋倉庫の総合的な三次元時刻歴応答解析結果について述べるものである。

図-1に位置図、ならびに、土質調査地点, 地震観測地点などを示す。



(a) 2 F L 梁状図

(b) 1 - 1 横断面図

(c) 2 - 2 横断面図

図-2 ケーソン, 上屋倉庫概況図

2. 突堤, 上屋倉庫の概況

新港第8突堤は、8m×8m×15m（高さ）のニューマチックケーソン脚柱付栈橋で、1ブロックあたり、脚柱3×3、合計8ブロックにより構成され、全長約370m、幅約52mの規模である。これらのケーソンの上端を桁高2.5mの大梁で連結し、この上部にt=250mの床版が打設されたものである。

一方、上屋倉庫は、上記各ブロック毎に同様の規模で建築されており、37m（突堤法線方向5スパン）×43m（法線直角方向5スパン）の3層（高さ18m）のRC柱梁構造である。

本報告は、標準的な1ブロックを対象として、栈橋法線方向に加震した場合の解析結果である。

図-2に、概況図を示す。

3. 解析手法の概要

(1) 入力地震動

入力地震動は、神戸港島GL-83mの観測記録を基本とし、図-3に示すフローに従い、当該地盤の基盤面入力地震動を（最大384gal）決定した。

図-4に本解析に用いる入力地震動を示す。なお、図-3にある主軸波の合成は川島等²⁾が用いた手法である。

(2) FEM三次元動的解析モデル

a) 地盤

地盤は三次元ソリッド要素とし、材料定数については、表-1に示すように、「SHAKE」により求めた、地盤の最大応答ひずみレベルに応じた、せん断剛性Gとνを有する等価線形材料とした。

b) ニューマチックケーソン, 栈橋, 上屋倉庫

ニューマチックケーソンは、シェル要素とし、そ

表-1 地盤の解析用定数

層厚 (m)	せん断剛性係数G (tf/m ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (tf/m ³)
6.1	5959	0.495	1.90
9.5	5654	0.492	1.80
9.5	5357	0.487	1.90
16.0	8375	0.492	1.85
19.4	13370	0.483	1.80
24.5	4060	0.475	1.90
110.0	55561	0.450	2.10

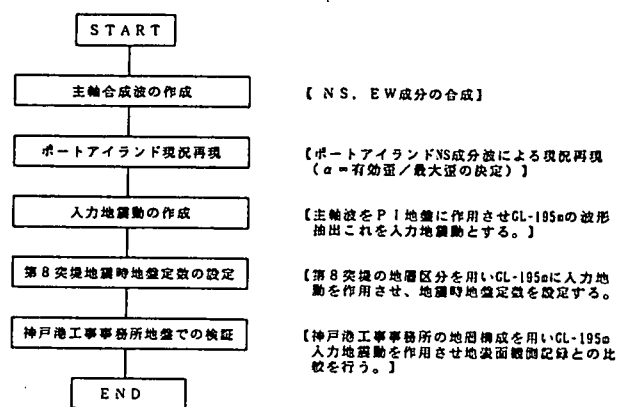


図-3 入力地震動設定フロー

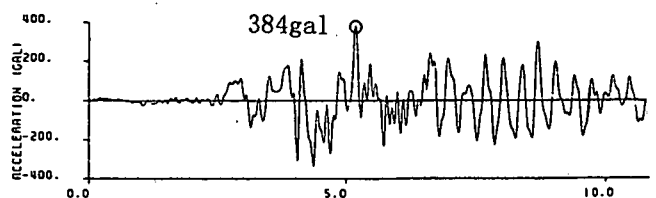


図-4 基盤面入力地震動

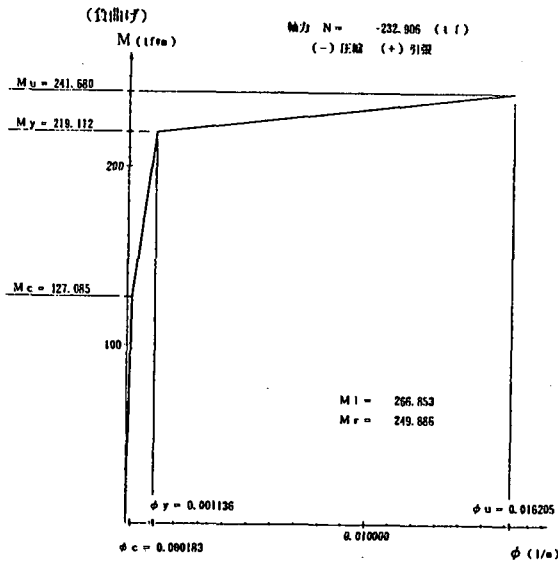


図-5 柱部材の非線形M-φ特性図

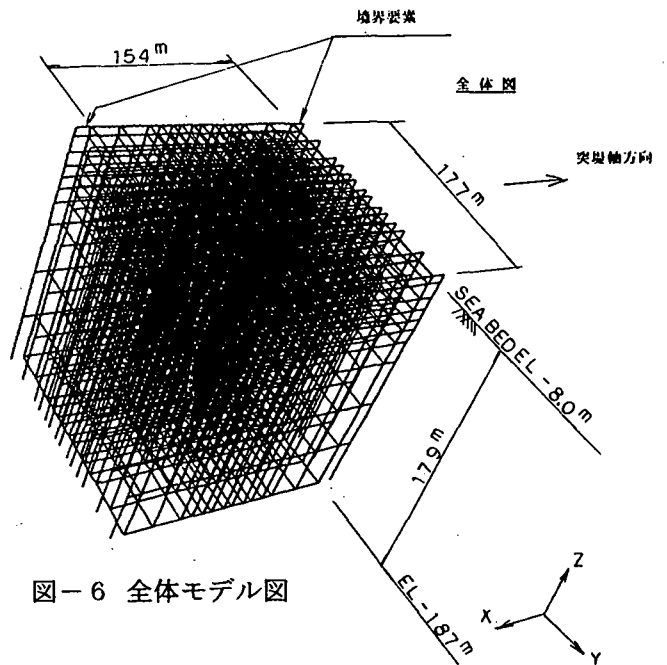


図-6 全体モデル図

の上部を連絡する大梁は梁材としてモデル化した。
 また、上屋倉庫は、RC断面の柱、梁材とし、「道路橋示方書V耐震編H8」³⁾（「道示」）に準拠し、図-5に示すような軸力依存型の非線形M-φ特性を有する非線形材料としてモデル化した。

c) 全体モデル

全体モデルの概要図を図-6に示す。

なお、側方は解析上無限とみなせる境界要素を導入した。

d) 解析プログラム

「TDAPⅢ」日本電子計算株式会社

4. 解析結果

図-7に、1FL, RFLでの加速度応答図を示し、あわせて、1FLでの観測加速度記録を示す。

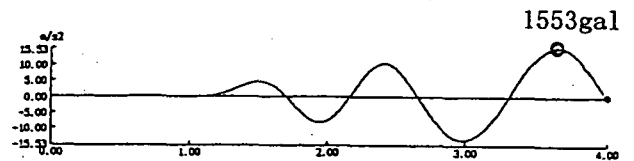
また、図-8に変位応答図、図-9にニューマチックケーソンのせん断力応答図、図-10に上屋倉庫の塑性ヒンジ形成過程図を示す。

5. 考察

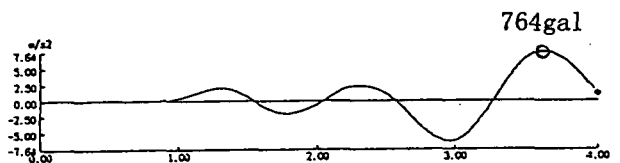
(1) 加速度応答、変位応答

図-7に示すように、突堤上の地震観測記録の最大値は627gal、解析結果においては764galとなっており、約20%程度の誤差があるが、加速度応答波形の一致性などを考慮すると、地盤モデル、入力地震動の設定手法は、ほぼ妥当なものと思われる。

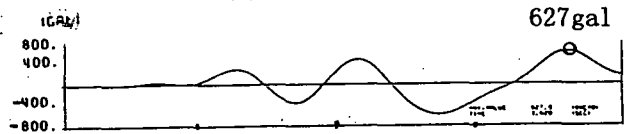
また、図-8に示す栈橋の最大応答変位は567mmであり、上屋倉庫は既に崩壊していたと考えられるが（図-11参照）、倉庫RFLでのその最大応答変位は940mmとなっている。



(c) RFL加速度応答図

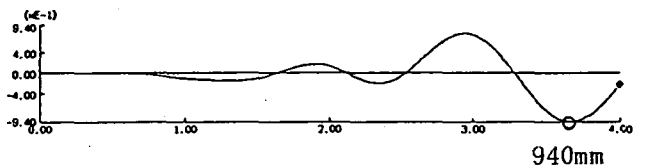


(b) 1FL加速度応答図

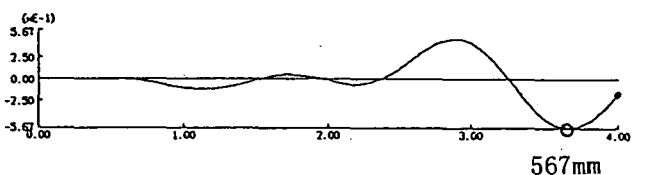


(a) 1FL観測加速度記録図

図-7 加速度応答図



(b) RFL変位応答図



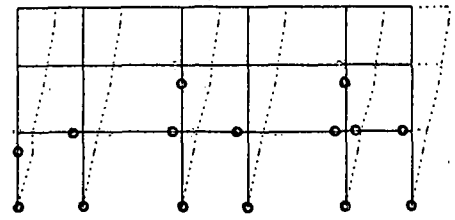
(a) 1FL変位応答図

図-8 変位応答図

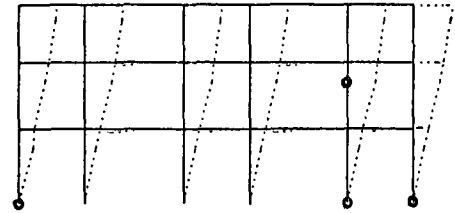
表-2 柱せん断耐力照査表

		柱 11通り	柱 12通り	柱 13通り	柱 14通り	柱 15通り	柱 16通り
		1101	1102	1103	1104	1105	1106
断面力	曲げ破壊時 2FL kh	0.31					
	N (tf)	213.3	864.2	652.9	810.8	622.3	777.7
	Q (tf)	84.8	203.4	189.6	191.4	205.7	166.6
	M (tf-a)	266.9	827.9	695.6	788.8	704.4	681.1
ジョイント	断面 b×D (cm)	100×155					
	有効高 d (cm)	149					
	$\rho=7/8 \cdot d$ (cm)	82.3					
鉄筋	断面積 A _s (cm ²)	35.5	95.8	83.4	83.4	83.4	36.3
	鉄筋比 $\rho=A_s/(b \cdot d)$ (%)	0.238	0.643	0.560	0.560	0.560	0.246
帯鉄筋	径元	134×2本					
	断面積 a _s (cm ²)	2.564					
	ピッチ S (cm)	30					
	帯鉄筋比 $\rho_s=a_s/(b \cdot d)$	0.00095					
材料	ジョイント F _c (kgf/cm ²)	180					
	帯鉄筋 σ _y	2400					
計算	F _{14+0.23}	0.719	0.903	0.875	0.875	0.875	0.724
	$\alpha=0.0520 \cdot F_{14+0.23}^{0.14}$ (F _c ・180)	13.719	17.229	16.695	16.695	16.695	13.814
	$\alpha=M/(\rho \cdot d)$ (1.5 ≤ α ≤ 3)	2.112	2.732	2.452	2.766	2.298	2.744
	b = α + 0.12	2.232	2.852	2.572	2.886	2.418	2.864
	① = a/b (kgf/cm ²)	6.147	6.041	6.466	5.785	6.904	4.823
	② = 2.7 (ρ _s · σ _y) ^{0.2} (kgf/cm ²)	3.935	3.935	3.935	3.935	3.935	3.935
	③ = 0.19V/(b·d) (kgf/cm ²)	1.505	5.575	4.212	5.231	4.015	5.917
	α = ① + ② + ③ (kgf/cm ²)	11587	15.551	14.613	14.951	14.854	13.775
	Q _{su} = α · b (tf)	95.4	128.0	120.3	123.0	122.2	111.4
	判定	○	×	×	×	×	×

○ 曲げ破壊先行
× せん断破壊先行



(b) 2 F L kh=0.31



(a) 2 F L kh=0.29

図-10 塑性ヒンジ形成過程図

(2) ニューマチックケーソンの応力度応答

ニューマチックケーソンの応力度応答は、垂直応力度に比較し、せん断応力度が卓越しており、その最大値は図-9に示すようにケーソン中央部で $\tau = 125 \text{ kgf/cm}^2$ である。

このせん断応力度がケーソンに生じているひびわれの主要因であると考えられる。

(3) 上屋倉庫の塑性ヒンジ形成過程

本解析においては「道示」に準拠し、各柱梁に軸力依存型の非線形M-φ特性を材料特性として適用している。この特性により、コンクリートの圧壊モーメントMuが明らかになるが、このMuに達した時点で柱、梁が曲げ破壊を起し、塑性ヒンジが形成される。図-10によれば、まず、構面両端の1FL柱のつけ根で塑性ヒンジが形成され、順次、梁、2FL柱などにヒンジ形成が広まり、2FL震度、kh=0.31で1FL柱つけ根が全てがヒンジ化し、曲げ破壊に至っている。

(4) 上屋倉庫の柱のせん断破壊

柱のつけ根全てが塑性ヒンジ化した時点曲げ破壊とし、この時の発生せん断力と、各柱のせん断耐力との比較を行い、曲げ破壊先行型、せん断破壊先行型の検討を、下式⁴⁾により表-2のように行った。

$$Q_{su} = \left[\frac{0.053 p_i^{0.23} (F_c + 180)}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_w} + 0.1 \sigma_s \right] b j$$

この表によれば、柱11通りを除き、他の柱は曲げ破壊時点で全てせん断破壊がおきて、かつ、柱の発生せん断力とせん断耐力の比をみると、2FL震度kh=0.31以前に既にせん断破壊が生じていることが考えられる。

また、図-11の柱のせん断力応答とせん断耐力Qu

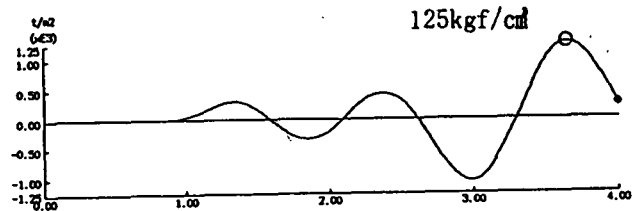


図-9 ニューマチックケーソン中央部せん断応力度応答図

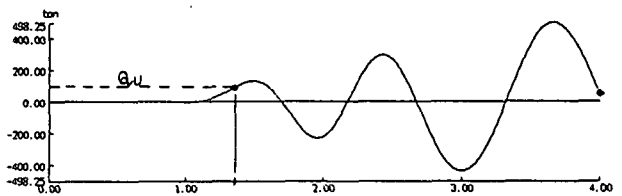


図-11 柱のせん断力応答とQu図

図からも分かるように、上屋倉庫は、地震の主要動に至る前の第一波で柱のせん断破壊により崩壊したことが推定される。

参考文献

- 1) 運輸技術研究所報告 第1巻 第11,12号
- 2) 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 最大地震動および応答スペクトル推定式に及ぼす強震記録の水平2成分の影響, 1983年1月, 土木学会論文集, 第329号
- 3) 「道路橋示方書・同解説」平成8年(社)日本道路協会
- 4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会