

(24) 衝撃的地震動によるRC構造物の引張破壊現象の可能性

竹宮宏和<sup>\*</sup>、堀内深<sup>\*\*</sup>

Hirokazu TAKEMIYA and Shin HORIUCHI

<sup>\*</sup> 工博 岡山大学教授 環境理工学部環境デザイン学科(〒700 岡山市津島中3丁目)

<sup>\*\*</sup> 工修 (株)マエダ(〒565 大阪府吹田市垂水町2丁目)

キーワード：衝撃的地震動、引張破壊現象、RC構造物、波動伝播

1. はじめに

兵庫県南部地震は直下型で、体感的には衝撃的地震動と呼ばれ、これまでの地震とは異なった地震動を引き起こした。そして、神戸の建物、橋梁などの構造物に甚大な被害が生じた。それらの多くは構造力学的に曲げ、せん断破壊として破壊メカニズムが説明された。しかし、RC橋脚、煙突において、引張破壊現象以外では説明が難しい破壊の痕跡もかなり見られた。それらの報告、解明への努力がなされている。<sup>1-3)</sup> 本研究は、これらの構造物を対象に、想定した衝撃的入力の下で引張破壊が発生する可能性をコンピュータシミュレーションにより検討したものである。解析には、地盤を境界要素法(BEM)、構造物を有限要素法(FEM)でモデル化した離散化手法のハイブリッド法をとった。

2. 定式化<sup>4, 5)</sup>

半無限一様弾性体の衝撃载荷によるグリーン関数を、構造物とのインターフェイス面、载荷面および地表面に関して離散化し、初期境値問題の時間領域 BEM に導入した。時間  $t_m = m \Delta t$  における BEM 領域内の変位は、変位影響マトリックスと载荷力の合積の離散化表現によって次のように与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{u}_p \\ \mathbf{u}_f \end{Bmatrix}^m = \sum_{j=0}^m \begin{bmatrix} \mathbf{F}_{bb} & \mathbf{F}_{bp} & \mathbf{F}_{bf} \\ \mathbf{F}_{pb} & \mathbf{F}_{pp} & \mathbf{F}_{pf} \\ \mathbf{F}_{fb} & \mathbf{F}_{fp} & \mathbf{F}_{ff} \end{bmatrix}^j \begin{Bmatrix} \mathbf{T}_b \\ \mathbf{T}_p \\ \mathbf{T}_f \end{Bmatrix}^{m-j} \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{u}$ : 境界上の変位、 $\mathbf{T}$ : 境界表面力、 $\mathbf{F}$ : 変位影響マトリックスであり、添字 b, p, f はそれぞれ構造物とのインターフェイス面、力の载荷面および自由地表面を表す。

一方、構造物の運動方程式は有限要素法により、

$$[\mathbf{M}] \{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}] \{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}] \{\mathbf{u}\} = \hat{\mathbf{f}}(t) + \hat{\mathbf{T}}(t) \quad (2)$$

ただし、 $[\mathbf{M}]$ 、 $[\mathbf{C}]$ 、 $[\mathbf{K}]$  はそれぞれ質量、減衰および剛性マトリックスを、 $\hat{\mathbf{f}}(t)$  は構造物に作用する外力、 $\hat{\mathbf{T}}(t)$  は地盤からの相互作用力を示す。

BEMとFEMのハイブリッド法では、インターフェイス上での変位の適合条件と力のつり合い条件を適用し、全体系に対する支配方程式を導く。FEMは時刻歴解析を実行するために、ここでは、Newmark-β法を採用した。時刻の各ステップごとで積分を遂行するアルゴリズムとすると、構造物の運動方程式は次式で表せる。

$$[\mathbf{K}] \{\mathbf{u}\}^m = \hat{\mathbf{T}}^m + \hat{\mathbf{q}}^m \Delta t \quad (3)$$

ここで、右辺第2項は、

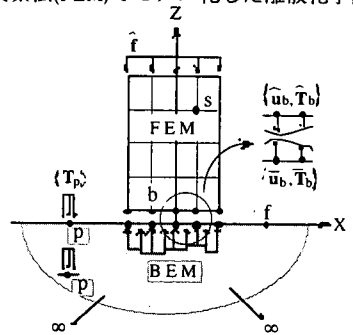


図-1 境界要素法と有限要素法のハイブリッド解析モデル

$$\hat{\mathbf{q}}^m \Delta t = \hat{\mathbf{f}}^m + [\mathbf{M}] \left\{ \frac{1}{\delta \Delta t^2} \langle \hat{\mathbf{u}} \rangle^{m-1} + \frac{1}{\delta \Delta t} \langle \dot{\hat{\mathbf{u}}} \rangle^{m-1} + \left( \frac{1}{2\delta} - 1 \right) \langle \ddot{\hat{\mathbf{u}}} \rangle^{m-1} \right\} + [\mathbf{C}] \left\{ \frac{\gamma}{\delta \Delta t} \langle \hat{\mathbf{u}} \rangle^{m-1} + \left( \frac{\gamma}{2\delta} - 1 \right) \langle \dot{\hat{\mathbf{u}}} \rangle^{m-1} + \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\gamma}{\delta} - 2 \right) \langle \ddot{\hat{\mathbf{u}}} \rangle^{m-1} \right\} \quad (4)$$

ただし、 $[\mathbf{K}]$  は実行剛性マトリックスで、

$$[\bar{\mathbf{K}}] = [\mathbf{K}] + \frac{1}{\delta \Delta t^2} [\mathbf{M}] + \frac{\gamma}{\delta \Delta t} [\mathbf{C}] \quad (5)$$

パラメータは  $\gamma=0.6, \delta=0.4$  とする。式(1)より求めた境界要素法におけるインターフェイス上での変位と表面力を、各有限要素節点での変位と力にそれぞれ、適合できるように変換マトリックス  $\mathbf{D}$  を介して変換する。インターフェイスでの変位の適合条件及び力のつり合い条件を考慮し、式(2)に代入すると、地盤-構造物系の支配方程式は、次式に示される。

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}_{ss} & \bar{\mathbf{K}}_{sb} \\ \bar{\mathbf{K}}_{bs} & \bar{\mathbf{K}}_{bb} + \mathbf{D}^T [\mathbf{F}_b^0]^{-1} \mathbf{D} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{u}}_s \\ \hat{\mathbf{u}}_b \end{bmatrix}^m = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{D}^T [\mathbf{F}_b^0]^{-1} \mathbf{D} \left( \sum_{j=1}^m \mathbf{F}_{bb}^j \mathbf{T}_b^{m-j} + \sum_{j=0}^m \mathbf{F}_{bp}^j \mathbf{T}_p^{m-j} \right) \right\} + \hat{\mathbf{q}}^m \Delta t \quad (6)$$

ここで  $\hat{\mathbf{u}}_s$  は構造物のインターフェイス以外の節点変位、 $\hat{\mathbf{u}}_b$  はインターフェイス上の節点変位である。

構造物内の応力は、FEM の剛性マトリックスを作成する際に用いる変位-応力変換マトリックスにより求められる。

### 3. 衝撃的地震の単純化

衝撃的地震動を以下のように仮定する。

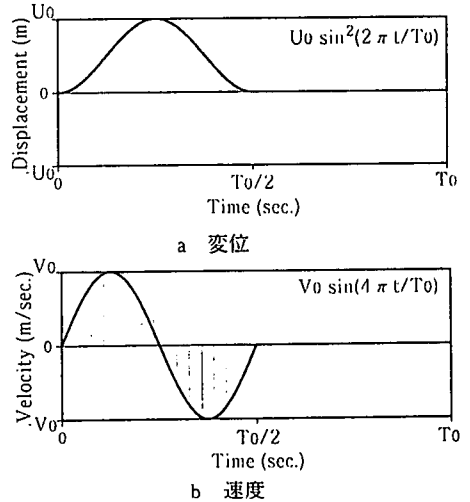
$$\text{変位} \quad U(t) = U_0 \sin^2 \left( \frac{2\pi}{T_0} t \right) \left[ H(t) - H \left( t - \frac{T_0}{2} \right) \right] \quad (7.a)$$

$$\text{速度} \quad V(t) = V_0 \sin \left( \frac{4\pi}{T_0} t \right) \left[ H(t) - H \left( t - \frac{T_0}{2} \right) \right] \quad (7.b)$$

ここに  $U_0, V_0$  は最大速度である。  $H(t)$  はヘヴィサイド関数を定義する。弾性体の衝突理論により求めた地震波速度  $V(t)$  と構造物への地震力  $F(t)$  の関係は、

$$F(t) = - \frac{2G}{c(1-\nu)} V(t) \quad (8)$$

ここで、 $G$ : 構造物のせん断弾性剛性、 $c$ : 構造物の波動伝播速度、 $\nu$ : ポアソン比である。



図一 衝撃的地震動図

## 4. 地盤-構造物系の応答シミュレーション

### 4.1 解析モデル

#### (1) 地盤-構造物系モデル

解析対象モデルの煙突モデルを図3、T型橋脚モデルを図4に示す。構造物、地盤の物性値は表1に示す値を用いる。橋脚モデルについては、それが受け持つ桁の重量を考慮するため、桁の載っている部分に同質量を付加している。その際橋脚の柱部分の鉛直方向に約  $20 \text{ kgf/cm}^2$  の静的応力が発生するよう考慮している。また、地の物性値は地中に埋設されている基礎部を考慮し、実際の地盤より堅いものとなる値を与えている。

表1 地盤・構造物物性表

	構造物の物性値		地盤の物性値
$E_c$	$2.94 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$	$E_g$	$1.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
$\rho_c$	$2.5 \text{ t/m}^3$	$\rho_g$	$2.0 \text{ t/m}^3$
$\nu_c$	0.2	$\nu_g$	0.33
$V_p$	3615 m/sec.	$V_p$	3767 m/sec.
$V_s$	2214 m/sec.	$V_s$	1897 m/sec.
$V_R$	2017 m/sec.	$V_R$	1768 m/sec.

表2 想定した衝撃的地震動の周期

	モデル1	モデル2
$T_0$	$8.0 \times 10^{-3} \text{ sec.}$	$3.0 \times 10^{-3} \text{ sec.}$

## (2) 地震力モデル

式(7)で示した地震力をFEM構造物の底面に外力として作用させる。最大速度 $V_0$ は100 kine とすると、地震力の強度は $F=8000\text{kN/m}^2$ となる。各モデルに用いた地震力の周期は便宜上、反射波と直達波が重なり最も引張応力が発生するように決定している。解析モデル別の入射波の周期は表 2 に掲げる。解析の時間ステップ刻みは $\Delta t=0.0002\text{sec}$ である。また、実際の観測地震波型程度の入力 ( $T_0=0.6\text{ sec}$ 、 $V_0=100\text{kine}$ ) と、入力地震波の速度を20~100 kine とした場合の各モデルの中立軸における最大引張・圧縮力の分布を示し、引張破壊を起こす入力地震波の限界速度の検討をする。

## 4.2 考察

図5、6はそれぞれ煙突構造物の代表的な中心軸上の節点の変位と応力の時刻歴を示したものである。応力は各要素の積分点において評価してある。図6はそのうちの最大引張応力と最大圧縮応力の大きさに応じたサイズで表したものである。時刻歴応答図より構造物の下端から上向に向かってまず最初に圧縮応力波が伝わり、引き続いて引張応力波が上端に向かって進む。前者の圧縮波は上端の自由境界条件の下で反射された後、引張応力となって下方に向かうが、後続の引張応力波と重なってさらに大きな引張応力となる。最大応力を示す図7からは大きな最大引張応力が対象構造物の上端部の(1/3-1/4)高さの範囲で発生しているのが見られる。

図8、9はT型橋脚の代表的な中心軸上の節点の変位と応力の時刻歴を描いたものである。同橋脚の場合、天端付近では重い橋桁の慣性力により拘束され、そのため変位は同部分では小さくなるが、応力は橋脚下端と同程度の強度で発生している。最大応力図10からは大きな引張応力が橋脚天端から下方へ向かって橋脚高さの1/4程度の範囲で見られる。

図11には、入射波の強度をパラメータにした最大圧縮、引張応力のプロファイルを示す。同図には静的応力を破線で示し、コンクリート引張限界強度を $3000\text{ kN/m}^2$ と定め\*印つきの実線で示している。これから引張破壊を発生する断面の範囲が入射波の強度に応じて一目瞭然に特定できる。

図12には、実際の観測地震波程度の入力 ( $T_0=0.6\text{sec}$ 、 $V_0=100\text{kine}$ ) によるものを示す。図11との差は入力 が衝撃的でなく、それを反映して引張応力はコンクリート破壊の限界強度以下に留まっている。

## 5. 結論

本研究では、衝撃的地震動を想定して、RC構造物が引張破壊を起こす過程を調べた。その結果、

- (1) 現在の観測地震波の周期成分では発生しない引張応力が、衝撃的地震波入力により発生したことで、兵庫県南部地震の際のRC構造物の引張破壊の原因が衝撃的地震波であることが推論される。
- (2) コンクリート構造物に引張破壊を引き起こす衝撃地震動は、振動数で50~200Hz、最大入射速度で40~60kine 程度以上である。
- (3) 煙突などの柱状構造物の引張破壊現象は応力波の伝播特性の影響が支配的で、引張破壊が起り得る場所は、高さに対して上端部の(1/3-1/4)高さの範囲である。
- (4) 高架橋などのトップ・ヘヴーな構造物の引張破壊現象は、応力波の伝播特性のみならず、上端部の慣性力による効果が大きく、質量が大きくなるにつれそれが支配的になる。引張破壊が起り得る場所は、天端との結合部分付近と底面付近である。

## 参考文献

- 1) Sonoda, K. and Kobayashi, T.(1996), On the Impulsive failure of bridge piers by Hanshin-Awaji Earthquake (Kobe, 1995), Proc. Asia-Pacific Conf. on Shock and Impact Loads on Structures, Singapore, 429-436.
- 2) (株)鴻池組：平成7年度 技術研究発表会報告書
- 3) Takemiya, H, Goda, K. and Horiuchi, S.(1996), Transient response of structures and ground due to impulsive seismic loading, Proc. Asia-Pacific Conf. on Shock and Impact Loads on Structures, Singapore, 445-452.
- 4) Takemiya, H and Guan, F. and Sukeyasu, Y. (1994), 2-D transient soil-surface foundation interaction and wave propagation by time domain BEM, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, pp.931-945
- 5) 竹宮、佐藤：衝撃載荷下の地盤-構造物系の遷移応答、土木学会第49回年次学術講演会概要、第I部門

モデル 1

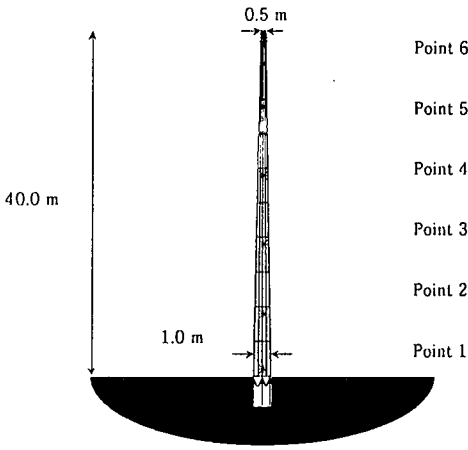


図-3 煙突モデル (モデル 1)

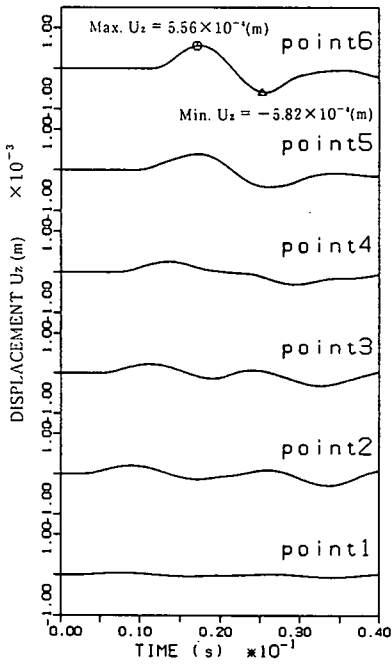


図-5 モデル 1 の時刻歴鉛直変位応答図

モデル 2

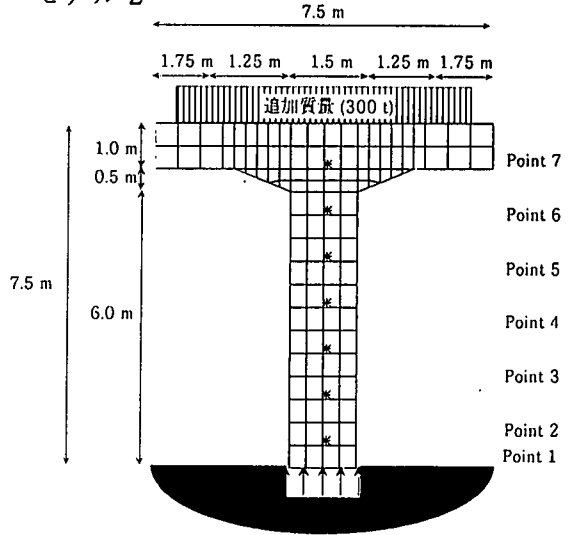


図-4 T型橋脚モデル (モデル 2)

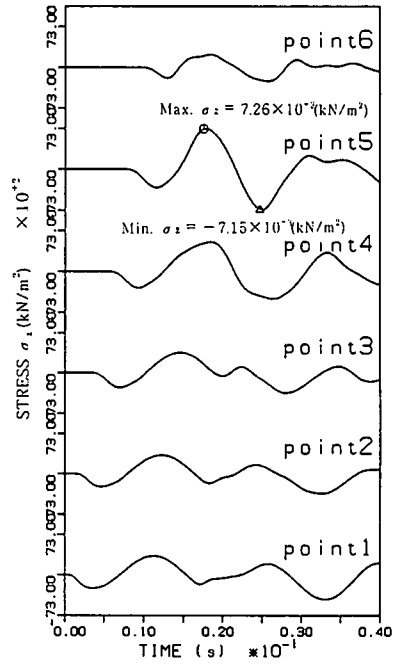


図-6 モデル 1 の時刻歴鉛直応力応答図

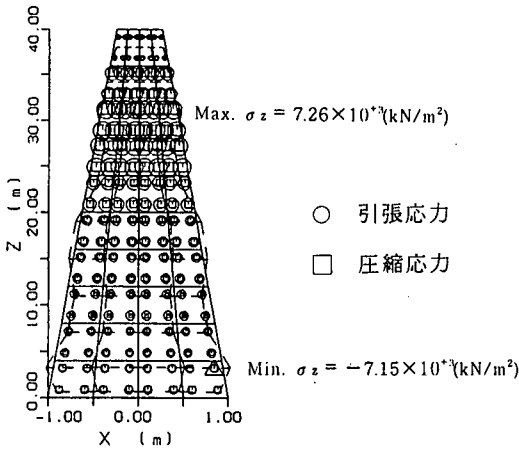


図-7 モデル1の最大応力図

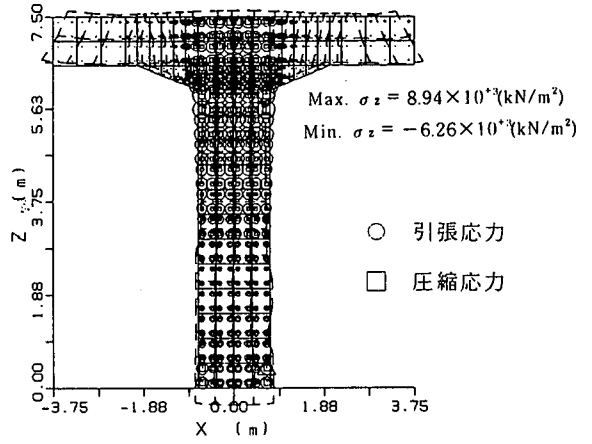


図-10 モデル2の最大応力図

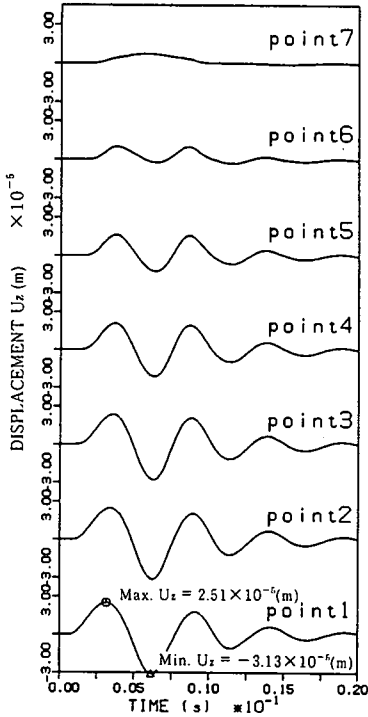


図-8 モデル2の時刻歴鉛直変位応答図

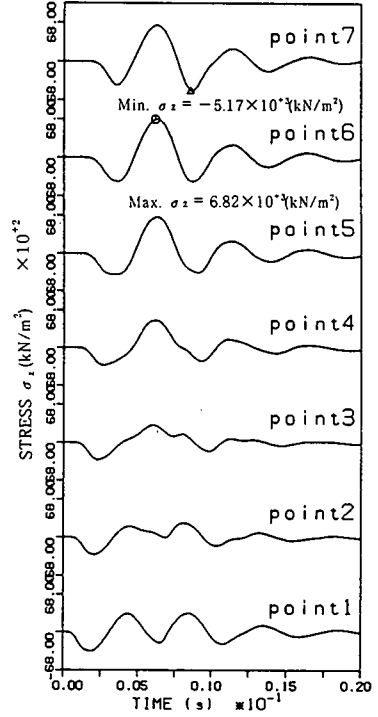


図-9 モデル2の時刻歴鉛直応力応答図

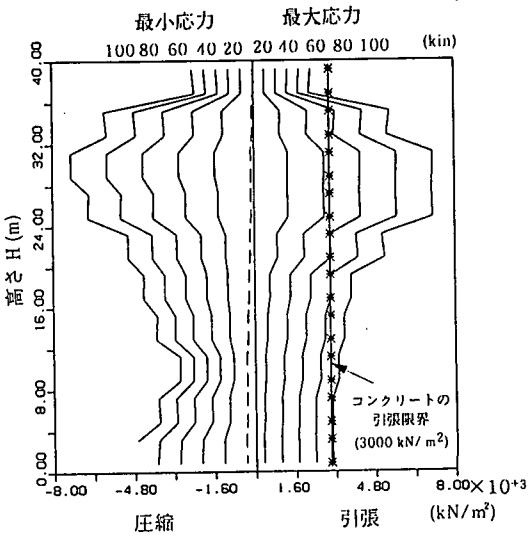


図-1 1 a モデル 1

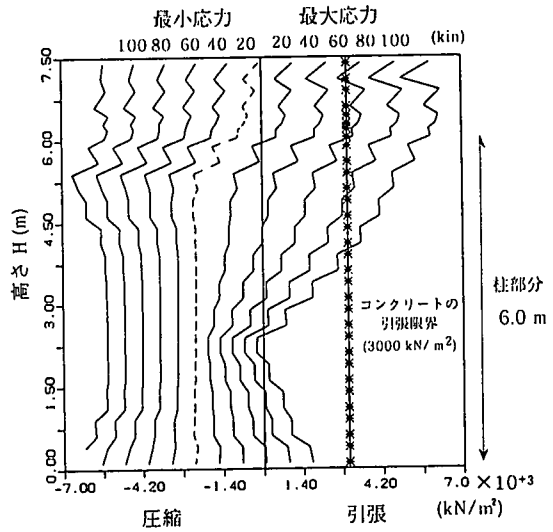


図-1 1 b モデル 2

図-1 1 任意の速度入力による応力分布図

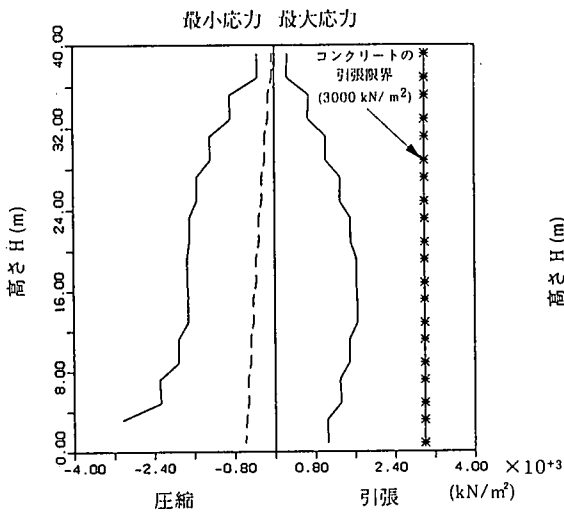


図-1 2 a モデル 1

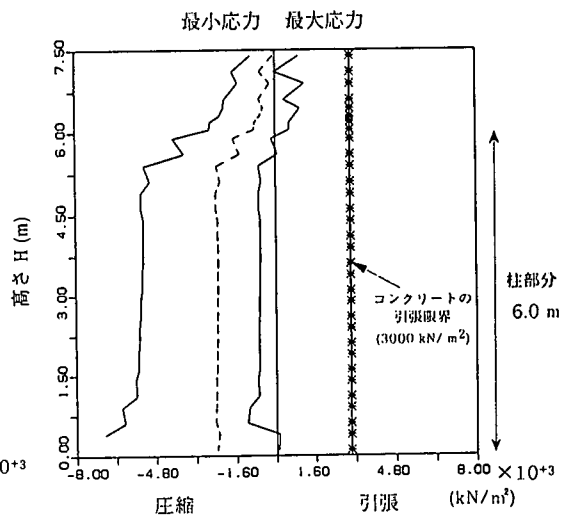


図-1 2 b モデル 2

図-1 2 観測地震波入力による応力分布図