

Vol.5 2002.1

[Topics]

杭の応答変位法プログラム k-PILE 免震告示対応構造計算システム ournal of

[Technical Reports]

非線形有限要素法による プレストレストコンクリート橋脚の解析 桁間ジョイントダンパーによる連続橋梁 の地震応答低減効果

有効応力解析手法による地盤 - 杭 - 建物連成系の動的相互作用解析





【巻頭言】

時代の変化に柔軟に対応した業務展開

解析技術本部 営業部長 外川 寿治

21世紀の幕開けの2001年もあっという間に過ぎ去り、2002年を新たに迎えました。新年を迎 え、夢と希望を持って業務に取り組んで行きたい思います。

おかげ様を持ちまして、解析雑誌も2000年9月の創刊号から足かけ3年を経て、今回の解析雑誌5 号を発刊する運びとなりました。この間、皆様からの多くのお褒めお言葉、励ましのお言葉を頂き厚く御 礼申し上げます。

さて、我々を取り巻く建設市場においては、小泉内閣の行政改革の一環として、公共事業の設備投資予 算の削減や特殊法人の民営化・廃止等々厳しい環境になっています。

このような状況下において、業界内でもIT化のさらなる進展により、BPRやEPRといった業務の 進め方などで大きな変化が見られるようになってきました。

さらに、建設会社と銀行が業務提携をして新しいプロジェクトを進めるといったように新たな事業形態 が進行しつつあり、今までのように、業界内部だけを眺めていればいいという時代は終わりつつあります。

このような大きな変化の中で、時代の変化に柔軟に対応した業務展開が必要になってきました。弊社に おきましても、社内での部門間の連携はもとより、他社とのパートナー関係の構築を推進しています。こ れら社内外との連携をさらに深めていくことでシナジー効果を発揮し、新しいテーマへの展開や業務の幅 を拡大することで、皆様のニーズに幅広くお応えする所存であります。

この一つとして、弊社ではここ数年来環境ビジネスに取り組む等新しいビジネスにチャレンジしていま す。昨年は従来の耐震セミナーとは別に、環境をテーマしたセミナーを新たに開催しご多数のご参加を頂 き好評を得ました。今後も引き続き新しいテーマでのセミナーを企画して行きたいと思っています。

こういった中で、弊社からの情報発信の一つの場として、解析雑誌を活用して行き、皆様のお役に立て ればと考えています。今後とも、一層のご支援とご鞭撻のほど宜しくお願い申し上げます。

解析雜誌 Vol.5 2002.1 目次

【巻頭言】 時代の変化に柔軟に対応した業務展開 外川 寿治	02
<i>Topic 1</i> 杭の応答変位法プログラム k-PILE	05
<i>Topic 2</i> 免震告示対応構造計算システム	08
<i>Technical Report 1</i> 非線形有限要素法によるプレストレストコンクリート橋脚の解析 川上誠・伊藤忠彦	13
<i>Technical Report 2</i> 桁間ジョイントダンパーによる連続橋梁の地震応答低減効果 佐藤壮・庄司学	19
<i>Technical Report 3</i> 有効応力解析手法による地盤 - 杭 - 建物連成系の動的相互作用解析 _{大波正行}	25
解析雑誌 読者アンケートのお願い	33
個人情報の保護について	34
お問い合わせはこちらへ	35

本誌内ではこれ以後、弊社(株)構造計画研究所をKKEと呼称します。



【お知らせ】

_{新ソフトリリース} 杭の応答変位法プログラム k-PILE

本誌2号で企画をご紹介した「杭基礎構造物の設計用耐震解析システム」がいよいよ新プログラム 'k - PILE'としてリリース間近です(2月予定)。建築・土木構造物の応答変位法対応ソフトです。

杭基礎の応答変位法

地震時に、構造物を支持する杭には構造物の慣性 力のほかに地盤の変位が外力として作用します。特に、 軟弱地盤や液状化の恐れのある地盤、また剛性が急変 する地盤ではその影響が大きく、たとえば硬質地盤間 に軟弱地盤層が存在する場合はその層境界では杭頭 と同等の応力が発生することもあります。これらの地盤 条件において杭を設計する場合、地盤変位の影響をど のように取り入れるかが重要です。

近年では、建築構造物、土木構造物の杭基礎設計 において、簡便かつ合理的な手法の一つである応答変 位法による検討が多く行われるようになってきました。

このような背景から、弊社では構造設計者が手軽に 用いることができる設計者のための杭の応答変位法プ ログラムとして *k-PILE*を開発しました。



周辺地盤の応答変位



応答変位法の概念図

機能概要

鋼管コンクリート杭、コンクリート杭が適用でき、断面 性能を自動計算

k-SHAKE+の入力データファイルより地盤情報をイ ンポート可能

- 地盤ばねの計算
 - 建築基礎構造設計指針 2001 改定に準拠した
 水平地盤反力係数から計算
 - 道路橋示方書・同解説 平成8年に準拠した
 水平地盤反力係数から計算

地盤変位を外部ファイルから読み込み可能

k-SHAKE+で作成した変位分布を CSV ファイ ルとして読み込み可能(k-SHAKE+では最大 相対変位分布、任意時刻の相対変位分布が 出力可能)

杭頭、杭先端の条件を固定、自由、回転ばね入力 から選択可能

最大モーメント図、最大せん断力図を出力可能

運用環境

対応OS	Windows95/98/NT4.0/2000/Xp
必要メモリ	64MB 以上

運用手順·画面

次ページより、*k-PILE*の運用の流れを主な画面イメ ージでご紹介します。





結果出力画面

- ・杭曲げモーメント図
- ・杭せん断力図
- ・図中のフォントサイズ
 や色は変更可能

設計用入力地震動作成システム

地震荷重設定システム Sel	eS	for Windows
模擬地震波作成プログラム	TEQ	for Windows
成層地盤地震応答解析プログラム k-SHA	KE-	for Windows
波形処理プログラムk-W	AVE	for Windows

設計用入力地震動作成システムは、 免震構造物の設計には欠かせない 模擬地震波や構造物の建設地域の 地盤特性を考慮した入力地震動を 手軽に作成できる Windows 対応の 設計者のためのソフトウェアです。 ユーザは、過去の被害地震や活断層 から建設地点での地震動強さを評価し、 表層地盤の増幅特性を考慮した、 設計用入力地震動を簡易に作成する ことが可能です。



【お知らせ】

インターネット上の新サービス

免震告示対応構造計算システム

OSS (Oiles menshin Sekkei System)

従来、免震建物を建築するには個々の物件ごとに大臣の認定が必要でした。しかし、2000 年より告示 (平成12年建設省告示第2009号)に示された計算方法を適用することで、確認申請のみで免震建物が可 能となりました。オイレス工業(株)および KKE は、この告示に対応した免震構造計算システムを開発 し、インターネット上でどなたでも無償でご利用いただけるサービスを開始しました。人命、資産の耐震 安全性を高める免震構造建築を実現するために役立てていただきたいツールです。

<u>用意するもの</u>

本プログラムをご使用するにあたり必要なものは、Internet Explorer 5.01 以上がセットアップされたパソコンと、インター ネットへの接続環境、email アドレスだけです。他のプログラ ム等いっさい必要ありません。インストール作業も不要です。 インターネットに接続さえできれば、どこにいても、どのマシ ンからでもご利用いただけます。プログラム購入費、使用料、 保守費等もかかりませんので、インターネット接続用をのぞ けば費用を用意する必要もありません。

プログラムの起動

THE REPORT OF A PARTY OF

インターネットに接続し、オイレス工業免制震カンパニー のページ(http://www.oiles.co.jp/2/)にアクセスします。 「OSS」のアイコンをクリックすれば本プログラムの開始です。 初めてご利用されるときのみユーザ登録をします。email アド レスその他を画面より登録してください。パスワードが発行さ れ利用可能となります。



オイレス工業免制震カンパニーのページ

<u>建物データ入力</u>

建物データとして用意するものは階高、階重量、スパン長、 免震装置に作用する軸力等です。入力操作は画面の空欄 を埋めていくだけです。入力途中のデータはサーバに保存 することができます。ご使用のマシンのディスク容量を気に することなく利用できます。

<u> 地盤データ入力</u>

表層地盤の増幅率 Gs を算出するために地盤データを入 力します。Gs の計算方法は下の3種類から選択します。 (1)N 値から太田式によりせん断波速度 Vs を算出し精算 (2)せん断波速度を直接入力し精算 (3)地盤種別から略算的に算出

TO: 100/10000	B. A. G. U.Y. M. G		1 200 100 -	
		LBHRAR SAISCHERTS AD-ARHAR	- 21 - 21	
		nan.		
BH1007.1		army main (2 int mann	14.[⁻²⁻ w	
214. I		10 01 11 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12	and the state	地盤データ入力
CVATATA C	Non-activitie Non-activitie Non-activitie Non-activitie Non-activitie Non-activitie	NX Description AVI NY Description AVI NY Description AVI NY Description AVI NY AVI AVI	ANDARE 3-AD-ADE ADDARE 3-ADE ADDARE ADDARE 3-ADE ADDARE 3-ADE ADDARE	3 year 10 6000000 47 1000000 0000000 - 72 1000000000000000000000000000000000000
重物デーク	夕入力	=	*2017A88.5	and out and an area.

装置データ入力

免震装置の特性データはデータベースとしてサーバに 置かれています。建築材料として大臣認定をされたオイレス 工業社製の装置すべてが最新の情報で登録されています。 装置を配置する位置を指定し、装置の型番を選択すること で入力となります。装置の選定画面では、指定された配置 場所の長期軸力をもとに配置可能な装置が自動的に検索表 示され、選択候補となります。装置を配置し終わった時点で、 免震層の偏心率チェックおよび、地震時の免震装置軸力の チェックが行えます。応答計算を行う前にこれら確認するこ とで作業の手戻りが少なくなります。

装置の配置データは、一つの建物データに対して複数 パターン持つことができます。装置の種類や配置方法によ る応答の違いが容易に比較検討できます。

-	GRARETISSIES SHARE	Barris and the second state of the		
			L-DANA	
	NAME AND SEED.	5岁禄入别届瑞士公会部1	1962	5
	·····································	帯利率200mmシリーズ		1 t-
	ALC: NO			
Ħ	*****	SA SHE	数:355月 (an)	AMENAN AN
5	LRB-S-4000118290	101	110	1806
1	1.58-5-4080128280	101	t20.	1806
	(FB-5-4080128280 (FB-5-4080128280	605 848	120	1826
	1,FB-5-4080128280 1,FB-5-4080128280 1,FB-5-4080128280	600 800 800	100 130 130	1836 1879 3428
000	178-5-4000128280 178-5-4000128280 179-5-4000128280 179-5-4000128280 179-1-4000128280	000 Alter alter alter alter	120 138 139 149	1896 1829 2428 2413
	178-5-400010200 178-5-400010000 178-5-400010000 178-5-400010000 178-5-4000140000 178-5-400010000	020 8.00 8.00 6.00 6.00	100 138 139 140 180	1896 1879 3478 2478 2978
	(FB-5-400010200) (FB-5-400010200) (FB-5-400010200) (FB-5-400014200) (FB-5-400014200) (FB-5-400014200)	000 840 840 650 730	100 100 100 140 140 140	1806 1879 2428 2473 2909 2809
	188-5-400000000 188-5-400000000 188-5-400000000 188-5-400004000 188-5-400008000 188-5-400008000 188-5-400008000	200 8.00 9.00 9.00 9.00 7.00 7.00 7.00 7.00	100 130 130 140 140 140 160	188 187 283 287 287 287 287 287 287 287 287 287 287
	(FB-5-400010200) (FB-5-400010200) (FB-5-400010200) (FB-5-400014200) (FB-5-40001620) (FB-5-40001620) (FB-5-40001620) (FB-5-40001620)	000 8.00 8.00 6.00 7.00 7.00 7.00 7.00	100 138 138 149 140 140 140 150 150	1886 1829 2828 2819 2819 2819 2819 2819 2829 282
	(FB-5-400010200) (FB-5-400010200) (FB-5-400010200) (FB-5-400014200) (FB-5-400014200) (FB-5-400014200) (FB-5-400018200) (FB-5-400018200)	000 0.000 0.000 0.000 7.0000 7.00000 7.00000 7.0000000 7.00000000	100 1380 1380 1487 1487 1487 1487 1487 1487 1487 1487	1896 1879 2428 2473 2999 0852 2999 2852 2999 2852 2999 2852 2979

装置データ選定





weet En

THREASTS - November

			種力計算結果		
86	SCHITCHIEFE INFECTION	高利用[] ×13+×255 元用和544	1.10012-12+1753	AMMETICO-SCITU	AMMETINE PARTY
11+00	1045.45	047819-04	504639 DK	181547 OK	10625-04
10-11	1045.45	1678.42 04	4967.82-08	18/7100 OK	KOROD OK
编-11	7085.85	1005.00 04	AUSE TO DR	1 R02 12 Cm	\$90.42 CH
38-11	1045-45	3607.33 18	10270183-08	18851708	10627-08
0.0	6006.93	INCOMENT OF	101 BE TT OF	1989/00/00	29408 CK
總-位	6009.20	2999.7E C4	4571.85 OK	191525 OK	4005 OK
11-12	414103	SEDERIC CR.	10254.84 Http	1 (BSCride) (CBC)	2056 CK
11-17	404468	3029.21 04	45HR.TT 08	F MODIFIED CON	14600 01
地-10	4044/08	259481.04	ANTITI OR	TIFI259 OK	14029 OK
地位	404408	34073H C4	522T.84 Here	1804/55-OK	1079 OK
12-14	3906.08	003.81 CK	563.91 18	1072-09 CBL	35749.010
14-14	2098.28	TIME OF	138910-04	THE ! CH.	URL OF
			IRCS.		

免震装置軸力チェック

計算結果表示

計算結果はまず主要な数値が表形式で画面に表示され ます。計算経過は計算書形式で画面に表示することもでき、 印刷すればほぼそのままで申請用書類として使用できます。 さらに MS-Word ファイルとして読み込み、編集、整形出力も 可能です。



主要計算結果表示

計算機能

計算機能としては、他にも以下のような特長があります。

- 温度による装置特性の変化を考慮。最低気温、最高
 気温は設計者が設定可能。
- ・ 装置特性の経年変化、製造ばらつきを考慮可能。

その他の機能

ほかにも設計者の方々に便利な機能を備えています。

- · 利用マニュアルはオンラインで閲覧可能。
- · 装置選定のガイドラインを解説画面として用意。
- 装置情報のダウンロード、印刷が可能。装置情報は
 常に最新。

サポート

本プログラムは装置メーカであり、免震建築の設計実績 豊富なオイレス工業がユーザサポートを行います。

お問い合わせ先 e-mail アドレス: <u>dic.g2@oiles.co.jp</u>

	Adved Sien nei Head, gear d' (1911) Fridelouxy (1911) Friedox active - Weakert Deved Califie - 🚛 🕅
294240- 88	I ATAN MAR BOO THO THE THERE BOD ARCANN ACTI
0	13 9 4 9 % W 4 9 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
18 10	
HES 4 U	194.55 11 11 11 日本文·辛辛辛苦 江田住住 4
* 1000000	
	THE OPERATION OF THE AND THE ADDRESS OF THE ADDRESS
	Carl and a state of a state of the
÷	100 (a) 2 + D(+ 2) 2 5 + D + D(-
1 I I I	
	2 100 TO
-	
ā	
	121 112
E 1	
÷ .	SEW- 100 - 100
1	
-	DIRDRINGTING CHE
	2+112+21112+22+23+44136-
-	IC-BRIESOME-
	1/決測率(4)400-
	D)Box
E : E	Z_=1d1164.12_++3+641
	Dece
9	2, * 1, C 1, BL, Z, * 400 (BL)
and the second	P.M.M.
and the second second	

MS-Word による計算書の編集

オイレス工業(株)ホームページ http://www.oiles.cp.jp/

福析推訪 バックナンバー配信中

今回はじめて「解析雑誌」をご覧になった方、あるいは「以前読んだのをもう一度読もうと思ったら、 なくなっていた」という方にいいお知らせです。解析雑誌のバックナンバーを KKE 解析技術本部の ホームページから気軽にダウンロード (PDF ファイル) できるようにしました。

sta http://www4.kke.co.jp ~

TOP ページから「発行図書」のページに入っていただくと、解析雑誌バックナンバー各号の概要を ご覧いただけます。内容を確認の上、各号紹介枠内の「ダウンロード」を押してください。 冊子はモノクロ印刷ですが、PDF ファイルでは記事・論文中の図表や写真などをオリジナルのカラーで ご覧いただけます。

最新号は冊子の形でのみお配りしています。次号発行までダウンロードはできませんのでご了承ください。 冊子は初回印刷分がなくなっても増刷いたしませんが、各号ともまだ残りがあります。冊子ご希望の方はご連 絡ください(巻末記載の連絡先まで)



非線形有限要素法による プレストレストコンクリート橋脚の解析

川上誠¹⁾ ・ 伊藤忠彦²⁾

1) 株式会社構造計画研究所 解析技術本部

2) (財) 国土技術研究センター 調査第二部

1.はじめに

コンクリート橋脚にプレストレストコンクリート(以下P C)構造を採用することは、曲げ変形に関する耐力や変 形復元性の優れた特性を利用できることから、きわめて 合理的な構造といえる¹⁾。このようなPC橋脚の耐震性能 を把握するための実験的な研究が行われてきているが、 破壊までを考慮した解析的な研究はまだ少ないようで ある。本報告は、既往のPC橋脚載荷実験²⁾における破 壊挙動を対象として非線形の有限要素法解析を実施し、 実験結果との比較考察を行った内容について報告する ものである。

2.実験概要

解析の対象とした供試体を図1に示す。柱の断面寸 法は30cmx30cm、載荷位置は柱基部から100cmである。 柱の主鉄筋は D10x12 本(鉄筋比 0.95%)で、帯鉄筋は D6 を 10cm 間隔(0.21%)、柱基部では 7.5cm 間隔 (0.28%)である。PC鋼棒は 17x2 本で、アンボンド方 式により1本当たり 154.kN の緊張力(柱断面軸応力 3.4MPa 相当)を与えた。柱頂部に柱断面軸応力 1.0MPa 相当の一定軸力を負荷した状態で、変位制御 による静的正負交番載荷を行った。表1に材料試験か ら得た材料物性値を示す。

3.解析方法

解析には非線形の有限要素法を適用し、計算プログ ラムとしてADINA³⁾を使用した。

3.1 有限要素モデル

有限要素モデルは、図2に示すように柱部分のみを 対象とする2次元モデルである。コンクリ - ト部分は2次 元平面応力要素でモデル化し、その要素厚さは柱奥行 き幅と同じ 30cm とした。主鉄筋と帯鉄筋はトラス要素で モデル化し、その節点はコンクリート要素と共有させた (完全付着モデル)。鉄筋トラス要素の断面積は柱奥行 き方向に配筋されている鉄筋本数分の合計断面積を設



図1 供試体の諸元

表 1 材料物性値 (MPa)										
種類	規	格 等	降伏	引張	弾性係数					
鉄筋	D6	SD345	347	550	1.88×10^5					
鉄筋	D10 SD345		401	578	$1.84 \text{x} 10^5$					
PC 鋼棒	17 C種1号		1225	1284	1.96×10^5					
コンクリート	試験	材令 63 日	34.9	2.71	2.64×10^4					
			(圧縮)							



Kozo Keikaku Engineering, Inc. 2002.1

定した。境界条件としてコンクリート部と鉄筋部共に柱基 部を完全固定した。また1本のPC鋼棒は1本のトラス要 素でモデル化し、その下端節点を固定した。PC鋼棒ト ラス要素の上端節点は柱頂部のコンクリート要素節点に のみ結合し、これ以外のコンクリート節点とは共有節点 を持たせていない(アンボンドモデル)。このモデル化に よりPC鋼棒トラス要素の緊張力はコンクリート要素の柱 頂部からのみ柱に伝達されることとなる。荷重は柱頂部 に一定の軸方向分布力を負荷した状態で、載荷点に水 平方向の強制変位を負荷した。実験では正負交番載 荷であるが、解析では柱の部材角が約1/150まで一方 向に載荷し、その後、反力が零になるまで除荷した。解 法は微少変形仮定の静的解析で、非線形の平衡方程 式には平衡反復計算なしの単純増分法(増分変位 = 0.01mm)を適用した。

3.2 材料モデル

コンクリ-ト材料には非線形性を有するコンクリ-トモ デル⁴⁾を適用した。図3に1軸の応力-ひずみ関係を示 す。圧縮領域では、使用した ADINA プログラムの曲線 が「道路橋示方書 耐震設計編」で推奨している応力-ひずみ曲線に近似するように設定した(圧縮強度が表1



図4 コンクリートの応力破壊曲面4)

の圧縮強度より大きいのは帯鉄筋によるコンクリート拘 束効果のため)。引張領域のひび割れ発生後は付着に よる引張剛性の効果を考慮した。破壊判定には図4に 示すような主応力に関する2軸の応力破壊曲面を考慮 した。ひび割れ発生後は低減されたヤング係数とせん 断弾性係数を適用した直交異方性材料モデルが仮定 され、応力-ひずみ計算が行われる。ポアソン比は 0.167 で一定とした。本計算法では分布ひび割れモデ ルを適用しており、応力-ひずみ計算や破壊判定は各 有限要素内の応力計算点(要素積分点)において行わ れる。鉄筋の材料モデルはフォンミーゼス降伏条件によ るバイリニア型応力-ひずみ関係の弾塑性モデルを適 用した。PC鋼棒は実験と解析で降伏しないため線形弾 性とした。PC鋼棒の緊張力は下式で表現されるように、 初期ひずみにより考慮した。

 $_{i} = N_{i} / (EA), = E(- _{i})$

上式はPC鋼棒トラス要素に関してのみ設定され、は 初期ひずみ、Nは緊張軸力、Eはヤング係数、Aは断面 積、は軸方向応力、は変形に対応する全ひずみで ある。本式によれば、変形()が増大するとPC鋼棒の 軸応力()も増大する現象が計算できる。

- 4.解析結果
- 4.1 荷重と変位の関係

図5に荷重と載荷点変位との関係を示す。解析では 柱基部を完全固定として計算したが、実験では柱基部 (基礎天端)の回転変位が測定された。そこでこの回転 による付加的な載荷点変位を除去した実験の補正曲線 を求め、これを解析結果と比較した。剛性が徐々に低 減する荷重-変位関係では、1)変位1mmで柱基部の引 張側コンクリートにひび割れが発生、2)変位3mmで引 張鉄筋が降伏し、その直後に柱基部の圧縮側コンクリ ートの圧縮破壊が開始、3)変位6.5mmで圧縮鉄筋がほ ぼ降伏に達する。



これらの破壊順序やその荷重,変位のレベルは、解 析結果は実験結果とよく一致している。また除荷剛性が 初期剛性に比較して小さく、荷重-変位関係の原点を指 向するというPC部材の一般的特性(変形の復元性)を、 本解析結果でも捉えることができている。

4.2 コンクリ-トのひび割れと圧縮破壊

解析におけるひび割れと圧縮破壊の分布を図6に示 す。各種の破壊状態を表す記号(=,#,*)が有限要 素内の応力計算点において表示されている。 変位 1mm において柱基部の引張側にひび割れが水平方向に発 生し始める。荷重の増加に伴いひび割れ発生領域が柱 船 上部方向に拡大し、柱基部の引張側鉄筋が降伏する 3mm 変位時では柱高さの約 40%の位置まで達する。そ のひび割れ発生領域は変位 6.5mm では高さ方向には 拡大しないが、柱幅方向の曲げ中立軸位置付近まで斜 め方向ひび割れとして拡大する。この時、柱基部の圧 縮側コンクリートに圧縮破壊が発生しており、その直上 部には軸方向圧縮応力により引き起こされる縦方向の 割裂ひび割れが発生している。除荷後は 2mm の変位 が残留し、ひび割れは閉じている。一方、実験で観察さ れたひび割れとコンクリート剥落の状況を図7に示す。 解析の一方向載荷とは異なり、実験では交番載荷であ るため、ひび割れは左右対称的に発生している。 図8は 図6と図7の最大破壊時の状況を比較したものである。 ひび割れ発生範囲やひび割れ進展方向は、解析結果 は実験結果とよく対応している。実験におけるコンクリー ト剥落が、解析における柱基部の圧縮側コンクリートの 割裂ひび割れに起因するものと解釈すれば、両者の発 生範囲はよく対応している。

4.3 鋼材のひずみ

図9に荷重と柱基部の引張鉄筋ひずみとの関係を、 図10に荷重と柱基部の圧縮鉄筋ひずみとの関係を示 す。解析値と実験値とは大きな塑性ひずみ領域で定量 的な差異を示すものの、全体的にはよく近似した傾向を 示している。図11と図12に、荷重と引張側・圧縮側PC 鋼棒ひずみとの関係を示す。ひずみは初期ひずみ値 から増減するが、いずれも弾性範囲内である。解析値よ りも実験値のほうが大きなひずみ値を示すのは、実験で はPC鋼棒の変位による幾何学的非線形の効果が含ま れていないためと考えられるが、両者は定性的には近 似した傾向を示している。図13に荷重と柱基部の帯鉄 筋ひずみとの関係を示す。解析結果は実験結果ルー プの包絡線を形成する傾向にあり、圧縮ひずみから引 張ひずみに逆転する現象などの特徴をよく捉えている。



図8 コンクリート破壊の実験と解析の比較

Kozo Keikaku Engineering, Inc. 2002.1







図11 荷重と引張側PC鋼棒ひずみの関係

5.まとめ

コンクリートのひび割れや圧縮破壊、鉄筋の降伏など の非線形挙動を考慮した有限要素法を適用して、PC 橋脚の載荷実験を解析した。解析結果によれば、荷重 -変位関係、ひび割れ方向とその発生範囲、圧縮破壊 の位置、鉄筋の降伏位置と荷重-ひずみ関係、などの 観点において、PC橋脚の力学的挙動に関する実験結 果を解析的によく表現できることがわかった。

謝辞

本報告の解析は既往研究¹⁾の一環として行ったもの であり、研究のご指導を賜った池田尚治 横浜国立大 学教授に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 池田尚治:耐震技術の今後の展望,橋梁と基礎, 1996.8
- 2) 伊藤忠彦・山口隆裕・池田尚治:軸方向プレストレ スを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学 年次論文報告集, Vol.19-2, 1997.6



図10 荷重と圧縮鉄筋ひずみの関係



図12 荷重と圧縮側PC鋼棒ひずみの関係



- ADINA R&D,Inc.: ADINA Theory and Modeling Guide, Report ARD97-7, 1997
- K.J.Bathe et al.: Nonlinear Analysis of Concrete Structures, Computers & Structures, Vol.32, No.3/4, 1989





m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 設 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 説 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 説 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 説 計 編 に 生 拠 !
 m 侯 説 計
 m 侯 説 計
 m 侯 説 計
 m 侯 説 計
 m 侯 説 計
 m 侯 説 計
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が は
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が は
 m 校 は
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が は
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が は
 m 侯 説 計
 m 氏 ヴ 内
 m
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が
 m
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が
 m
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が
 m
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が
 m
 m 侯 説 計
 m 伝 説 が
 m
 m 伝 説 が
 m
 m 伝 説 が
 m
 m 伝 説 が
 m
 m 伝 説 が
 m
 m 伝 説 が
 m
 m 伝 説 が
 m
 m 伝 説 が
 m
 m 伝 説 が
 m
 m
 m 伝 説 が
 m
 m
 m 伝 説 が
 m
 m
 m
 m 伝 説 が
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m
 m

桁間ジョイントダンパーによる連続橋梁の地震応答低減効果

佐藤 壮¹⁾・庄司 学²⁾

1) 構造計画研究所 土木構造G 2) 筑波大学機能工学系

1. はじめに

1994 年のノースリッジ地震や 1995 年の兵庫県南部地 震を契機に、建築の分野では既設構造物の耐震補強 や新設構造物の耐震性能の向上を目的として、粘性ダ ンパーや粘弾性ダンパーが多数適用されてきている¹⁾. これらのダンパーは速度に抵抗する力学的機構を有し、 得られる減衰力は速度依存性を伴うものである、ダンパ ーに用いる粘性材料を変化させたり、オリフィスを設ける など構造的に工夫することによって,粘性特性をコントロ ールすることができ,様々な減衰力-相対速度関係を得 ることが可能となる.このため,構造物の動特性や想定 する地震外乱の周波数特性に合わせて,ダンパーの粘 性特性をチューニングし, 地震応答を効率的に低減す ることができる、したがって、特に、スペースなどの設置 条件の制約が厳しい既設構造物の耐震補強にこのよう なダンパーを設置することは有効であり、そのためには 多種多様な粘性特性を有するダンパーを設置した場合 の地震応答低減効果について明らかにしておくことが重 要である.

一方で,動特性の異なる隣接構造物間にこれらのダン パーを設置し、パッシブあるいはアクティブに減衰を付 与することによって,両構造物の地震応答を低減すると いう考え方が提案されている^{2),3),4)}. 同様に,橋梁構造 物に対しても、上部構造の応答や隣接する上部構造間 の衝突を緩和するために、様々なタイプのダンパーを隣 接上部構造間に設置することが提案されている 5,6,7,. これらの研究では,ダンパーによる地震応答低減効果 について解析的・実験的な検討が行われているが、ダン パーの粘性特性が特化したケースを扱っている場合が ほとんどであり,粘性モデルの違いが地震応答低減効 果に与える影響について十分に検討されたものとはなっ ていない.また,ダンパーが作動するまでの遊間量に関 しては、地震応答に対して感度の高いパラメータである にも関わらず、ダンパーの粘性特性と絡めて検討された 例は少ない.

以上より,本研究では,隣接する多径間連続橋梁間, あるいは連続橋梁-橋台間に様々な粘性特性を有する ダンパーを設置した場合の地震応答低減効果について 数値解析的に検討することとする.なお,本稿では粘性 モデルの違いが地震応答に与える影響について報告する.

2. 解析対象橋および解析モデル

2.1 解析対象橋

ここでは, 典型的な都市高架タイプの多径間連続橋 梁を対象として,2連の連続橋梁間にダンパーを設置し た場合の地震応答低減効果について検討する.対象と する橋梁を図-1に示す.これらの2連の橋梁は参考文 献8)に基づいたもので,ともに5径間の地震時水平力 分散橋梁である.

2.2 解析モデル

図-1 に示した対象橋梁を図-2 に示す平面骨組モデ ルによってモデル化した.本解析では,応答の卓越する 橋軸方向を対象としている.桁間に設置する粘性ダンパ ーとしては,図-2 および表-1 に示すように,速度比例型, 速度比例バイリニア型,速度比例完全弾塑性型の3タイ プのモデルを想定した.

桁 1 と桁 2 が閉じる方向には衝突が生じ,これらが開きすぎた場合には桁間連結装置が作動すると仮定し, 衝突現象は衝突ばねでモデル化した⁹⁾.また,桁どうし が閉じる方向の遊間 u_c は u_c =0.2m と仮定した.一方, 桁間連結装置が作動するまでの距離 u_{rest} は u_{rest} =0.2m とし,桁間に 6 本の PC ケーブルを設置するものとした. PC ケーブル 6 本分の降伏耐力は 5MN とし,完全弾塑 性型の履歴を与えた.また,桁 2 を支持する支承の剛性 は,桁 1 を支持する支承の剛性の 2 倍に設定し,桁1と 桁 2 の固有周期がそれぞれ 1.13 秒と0.88 秒に異なる ようにした.入力地震動としては,道路橋示方書で規定 されているタイプIIのII種地盤用標準波形を用いた¹⁰⁾. また,運動方程式の減衰マトリックスには,解析で主要な 振動モードに着目できるように,Rayleigh 減衰を仮定し た.

表-1 粘性モデル

解析 ケース	粘性モデル	減衰係数 (MN·s/m)	リリーフ 速度(m/s)	低減 係数
1	速度比例型	50.0	-	-
2	速度比例バイリニア型	50.0	0.05	0.3
3	速度比例完全弹塑性型	50.0	0.05	0.0

Kozo Keikaku Engineering, Inc. 2002.1



図-1 解析対象橋



図-2 解析モデル



図-3 応答加速度および応答変位の時刻歴 (左段:ダンパーを設置しない場合,右段:速度比例バイリニア型ダンパーを設置した場合)



図-4 桁間衝突,桁間連結装置およびジョイントダンパーの応答 (桁1-桁2間の遊間,桁間連結装置の作動距離はともに0.2m) (左段:ダンパーを設置しない場合,右段:速度比例バイリニア型ダンパーを設置した場合)



図-5 モーメント - 曲率の履歴曲線 (左段:ダンパーを設置しない場合,右段:速度比例バイリニア型ダンパーを設置した場合)

ダンパーの	桁1		桁 2		桁 1-桁 2 間衝突		桁間連結装置		橋脚基部曲率	
種類	加速度	変位	加速度	変位	相対変位	衝突力	相対変位	作用力	橋脚 4	橋脚8
	(m/s^2)	(m)	(m/s^2)	(m)	(m)	(MN)	(m)	(MN)	(1/m)	(1/m)
ダンパーなし	35.30	-0.381	-23.71	0.296	-0.204	-22.41	0.240	5.00	0.088	-0.109
速度比例型	9.73	-0.309	9.56	0.292	-0.030	0	0.015	0	-0.046	-0.100
速度比例バイリニア型	9.75	-0.310	9.39	0.292	-0.041	0	0.030	0	0.048	-0.101
速度比例完全弹塑性型	-11.21	-0.332	-10.10	-0.292	-0.163	0	0.151	0	0.061	0.091

表-2 ダンパーの履歴曲線の相違による応答の相違

3. ジョイントダンパーによる応答低減効果

図-2 および表-1 に示したダンパーの中より速度比例 バイリニア型のジョイントダンパーを桁1-桁2間に付与し た場合の地震応答性状を図-3 ~ 図-5 に示す.これらで はいずれも,桁間にジョイントダンパーを付与しなかった 場合の応答と比較している.

また,ダンパーを設置しない場合と各タイプのダンパーを設置した場合の最大応答をまとめた結果を表-2 に示す.

図-4 より,ダンパーを設置しない場合に見られた 桁間の衝突と桁間連結装置の塑性化が,ダンパーを 設置した場合に回避されているのが分かる.また, ダンパーを設置した場合には,桁の最大応答加速度 がダンパーを設置しない場合の30%程度に低下して いるが,これは桁間の衝突,連結装置の作動が回避 された結果である.

表-2より,リリース速度や2次勾配の低減率が応 答に影響を与えることが分かる.桁間の相対変位に 関しては,速度比例型のダンパーを設置した場合が 最も大きく低減している.また,橋脚基部の塑性化 に関しては,速度比例完全弾塑性型のダンパーを設 置した場合が最も橋脚の塑性化を平均的に小さくし ている.

4. 今後の方針

以上,桁間ジョイントダンパーの粘性モデルの違い が連続橋梁の地震応答低減効果に与える影響につい て1次的な検討を行った.今後は以下の点に着目し て研究を進めていくつもりである.

- ジョイントダンパーのオイル部分の剛性も考慮し、 Maxwell モデルに精緻化.
- 2)ダンパーの減衰力 相対速度関係の相違,リリー ス速度,2次勾配の低減率の影響について再検討.
- 3)速度比例型ダンパーを設置した場合に対して複素 固有値解析を行い,減衰係数の最適値を検討.

参考文献

- Kasai, K., Fu, Y. and Watanabe, A.: Passive Control Systems for Seismic Damage Mitigation, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol.124, No.5, pp.501-512, 1998.
- Luco, J. E. and De Barros, F. C. P.: Optimal Damping between Two Adjacent Elastic Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, pp.649-659, 1998.
- Iemura, H., Igarashi, A. and Inoue, Y.: Dynamic Response Control of Real Size Structural Systems with Active Mass and Joint Dampers, Proc. of the 2nd World Conference on Structural Control, Vol.2, pp.1493-1500, 1998.
- Zhang, W. S. and Xu, Y. L.: Dynamic Characteristics and Seismic Response of Adjacent Buildings Linked by Discrete Dampers, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, pp.1163-1185, 1999.
- 5) 古明地正典, 三木千壽, 笠井和彦, 市川篤司: 多径間橋梁 の耐震性能評価とその向上に関する研究, 土木学会第54 回年次学術講演会講演概要集, 第1部(B), pp.334-335, 1999.9.
- 6) 植原健治,川島一彦,庄司学:ゴム製緩衝装置とダンパー による桁間衝突の低減効果,第4回地震時保有耐力法に 基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会,pp.505-512,2000.12.
- 7) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K.: Experimental Study on Semi-Active Control of Bridges with Use of Magnetorheological Damper, Journal of Structural Engineering, Japan Society of Civil Engineers, Vol.47A, pp.639-650, 2001.3.
- 8)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料,1997.
- 9) Kawashima,K.and Penzien,J:Correlative investigation on theoretical dynamic behavior of a model bridge structure ,Report No. EERC 76-26, Earthquake Engineering Reserch Center, University of California, Berkeley,1976.
- 10)日本道路協会:道路橋示方書·同解説 V 耐震設計編,

1996.

有効応力解析手法による 地盤 - 杭 - 建物連成系の動的相互作用解析

大波正行¹⁾

1) 株式会社構造計画研究所 解析技術本部

1.はじめに

本解析は、神戸ポートアイランドのほぼ中央に立地す る神戸市中央市民病院を対象として有効応力解析手 法による地盤 - 杭 - 建物連成系の動的相互作用解析 を実施し、敷地地盤のかなり深部(GL.-60m 以深)に存 在する比較的軟質な洪積粘土層の影響について検討 したものである。

建物は、昭和50年代の半ばに建設された地上12階, 地下1階の高層建物である(図1)。地上階は、鉄骨造、 地下階は鉄骨鉄筋コンクリート造である。基礎は、鋼管 杭(660)を用いている。

敷地地盤は、地表面下約 20m が埋立層で、埋立土 砂は主として六甲山系のマサ土(礫混り砂)が使用され ている。埋立層以深は、沖積粘性土層,上部礫混り砂 質土層および中間礫混じり砂質土層で構成されており、 中間礫混じり砂質土層が支持層である。支持層以深に は、さらに層厚が約 20m の洪積粘性土層とS波速度 Vs が 400m/sec 以上の砂礫層が存在する。



図1 建物および地盤の断面図

設計当時の地盤調査結果によれば、洪積粘土層のS 波速度 Vs は 140m/sec となっているのに対して、最近の ポートアイランドでの地盤調査結果では洪積粘性土層 のS波速度 Vs は 220~300m/sec であることが報告され ている。この差異は、圧密の進行によるものと考えられる。 本解析では、この洪積粘性土層のS波速度 Vs の経年 変化による建物の応答性状に及ぼす影響について検 討した。

2.解析手法および解析モデル

解析手法としては、建物および地盤の非線形性を考 慮できる有効応力法に基づいた非線形地震応答解析 手法を採用した。

建物は、表2.1 に示すように13 質点のモデルに置換し、 曲げ変形を無視した等価せん断モデルである。非線形 性については、トリリニア型(Normal)の復元力特性を採 用した。なお、杭については、弾性挙動をするものと仮 定した。

表 2.1 建物の振動モデル

Rite	る	重量	せん	新ばね K(t	f/cm)	弾性限界	保有耐力
PE	h(m)	W(tf)	K1	K2	K3	Qy(tf)	Qu(tf)
R	56.05	1105.	900.	450.	4.50	2625.	5300.
12	51.42	4648.	2860.	1430.	14.30	6688.	12500.
11	47.50	3248.	3530.	1765.	17.70	7338.	11500.
10	43.70	3067.	3740.	1870.	18.70	8313.	11900.
9	39.90	3079.	3940.	1970.	19.70	9125.	12200.
8	36.10	3090.	4220.	2110.	21.10	9688.	12500.
7	32.30	3090.	4670.	2335.	23.40	10000.	13740.
6	28.50	3678.	4650.	2325.	23.30	10500.	16600.
5	23.75	5958.	4250.	2125.	21.30	13500.	18200.
4	17.10	4096.	5620.	2810.	28.10	12750.	18400.
3	12.35	5743.	4670.	2335.	23.40	15438.	20100.
2	5.70	4363.	6770.	3385.	33.90	16000.	20200.
1	0.00	13260.	17940.				
基礎	-10.08	45925.					





Kozo Keikaku Engineering, Inc. 2002.1

地盤モデルは、敷地でのPS検層によるデータに基づ いて、表 2.2 に示すような成層地盤と仮定した。構成則 としては、砂質土層については西モデル(ダイレタンシ ーによる体積変化を考慮した弾塑性モデル)を、粘性土 層については R-O モデルを採用した。構成則のパラメ ータについては、神戸市が実施したポートアイランドで の地盤調査結果(室内試験結果)を参考にして、表 2.3 ~2.4 に示す通りとした。なお、西モデルのパラメータに ついては、要素シミュレーションにより室内試験による液 状化強度をフィティングすることにより設定した。

解析モデル側面の境界条件としては、粘性境界を採 用し、地盤の側方への連続性を考慮した。なお、間隙 水については、解析モデルの側面および底面を不透水 境界とした。図2に解析モデルを示す。なお、建物およ び杭の質量と剛性は、建物の奥行で除し、単位厚さ当 たりの値とした。

土質	深度 (m)	m* (cm²/kg)		1	${{G_{0i}}^{st}} \ {{G_{0t}}^{st}}$	f (度)	m (度)
	0.0~ 3.5	0.10	0.0003	120 60	19000 50	38	30
盛土層	3.5 ~ 5.5	0.10	0.00095	270 40	18900 50	38	30
	5.5 ~ 10.0	0.02	0.0014	240 40	15000 50	38	30
	10.0 ~ 15.0	0.02	0.0020	180 40	12500 50	38	30
上部 礫混じり 砂質土層	26.0 ~ 32.5	0.04	0.0052	70 70	5300 50	38	30

表 2.3 弾塑性モデルのパラメータ

注1) , _f, _mは、それぞれ膨潤指数,破壊時の内部摩擦角および
 変相角を示す。

注2)m^{*}, , 1,G₀^{*},G₀^{*}は、西モデル固有のパラメータである。

表 2.2 地盤モデル

土質	深度 (m)	密度 t (tf/m ³)	S波速度 Vs (m/sec)	せん断 剛性 G ₀ (kg/cm ²)	間隙比 e	透水係数 k (cm/s)
盛土層	3.5	1.7	220.	840.	0.5	
	5.5	1.7	220.	840.	0.5	10-5
	15.0	1.8	210.	810.	0.5	10-5
上部粘性 土層	26.0	1.6	130.	276.	1.5	10-7
上部礫混じ り砂質土層	32.5	1.8	180.	595.	0.5	10-2
中間礫混じ り砂質土層	57.0	1.8	240.	1058.	0.5	10-2
中間粘性 土層	77.0	1.7	140.	340.	1.2	10-7
下部礫混じ り砂質土層	84.9	1.9	370.	2654.		10 ⁻²

注1)地下水位:GL.-3.5m

注2)初期応力解析時のポアソン比 は 0.33 とした。

表 2.4 R - O モデルのパラメータ

土質	深度 (m)	r (x10 ⁻³)	hmax		
上部 粘性土層	15.0~ 26.0	1.3	0.25	2.46	1.30
中間 礫混じり 砂質土層	32.5 ~ 57.0	1.0	0.25	2.46	1.30
中間 粘性土層	57.0 ~ 77.0	1.5	0.25	2.46	1.30
下部 礫混じり 砂質土層	77.0~ 84.9	1.0	0.25	2.46	1.30

注),は基準ひずみ,hmax はせん断ひずみ無限大時の減衰定数 を示す。



3.入力地震動および解析ケース

入力地震動としては、敷地から700mの地点で観測された地中(GL.-84.9m)の記録を採用し、解析モデル底面での地震動と仮定した。なお、この記録については反時計回りに約22°ずれているとの報告があることから、 22°の方向補正を施したN-S成分を用いるものとした。 図3に補正前と補正後の加速度波形および加速度応答スペクトルを示した。

中間粘性土層(Ma12,洪積粘性土層)のS波速度 Vs は 140m/sec となっているのに対して、最近のポートアイ ランドでの地盤調査結果では洪積粘性土層のS波速度 Vs は 220 ~ 300m/sec であることが報告されている。この 差異は、圧密の進行によるものと考えられるが、建物の 地震時挙動に対する影響は小さくない。そこで、本解析 では、中間粘性土層(Ma12)のS波速度 Vs をパラメータ とした4ケースとした。





図3 入力地震動

- 4.解析結果
- (1)地盤の応答

図4.1~4.3に自由地盤,建物近傍地盤および基礎直 下地盤の最大応答の深度分布を示す。

加速度およびせん断応力に着目すると、中間粘土層の せん断波速度 Vs の増大とともに大きくなっている。また、 表層付近のせん断ひずみおよび過剰間隙水圧比につ いても同様の傾向が見られる。この傾向は、自由地盤, 建物近傍地盤および基礎直下地盤のいずれにおいて も共通である。

(2)建物の最大応答と塑性率

図 4.4 に加速度,相対変位、せん断力の最大値、および塑性率の最大値を示す。最大応答および塑性率ともに、前述の地盤の応答と同様に中間粘土層のせん断波速度 Vs の増大とともに大きくなる傾向が見られる。

建物頂部の最大加速度は、350~700gal とかなりばら ついているものの、建物基礎に対する頂部の応答倍率 で比較すると 2.5~3.3 と最大加速度ほどのばらつきは 見られない。

塑性率に着目すると、CASE-1 では 1.0 を越える部位 が見当たらず弾性範囲内であるものの、CASE-2~4 で は 8 階以下の層で塑性変形が生じている。いずれのケ ースでも3層目の塑性率が最も大きく、CASE-2で約1.5、 CASE-3 で約 1.8、CASE-4 で約 2.3 となっている。

(3)建物の基礎位置の応答

図 4.5 は、建物基礎中心と自由地盤表面の加速度応 答スペクトルを示したものである。

スペクトルの特性は、ケースによってかなり異なったものとなっており、中間粘土層のせん断波速度 Vs の増大とともに 0.5 秒以上の長周期成分の応答が大きくなる傾向が見られる。特に 1.0 秒付近の建物基礎位置での応答に着目すると、CASE-4(Vs=300m/sec)は CASE-1(Vs=140m/sec)の2 倍以上の応答となっている。これは、建物の最大応答に見られる差とほぼ等しい。

建物基礎の応答と自由地盤表面の応答を比較してみると、約 0.4 秒以下の短周期成分ではいずれのケースでも建物基礎の応答が小さくなっており、いわゆる入力損失の効果が現れている。

一方、建物の主要な周期帯である 1.0 秒付近(基礎 固定とした場合の弾性域での1次の固有周期は約 1.3 秒)に着目すると、建物基礎の応答が自由地盤の応答 を上回る結果となっている。これは、地盤 - 杭 - 建物系 の連成解析が必ずしも建物への入力を低減することに は繋がらないことを示している。

 CASE-1 (Vs=140m/sec)

 ---- CASE-2 (Vs=200m/sec)

 ---- CASE-3 (Vs=240m/sec)

 ---- CASE-4 (Vs=300m/sec)





図 4.2 地盤の最大応答深度分布(建物近傍地盤)





図 4.5 建物の最大応答分布

(4)杭の応答

図4.6~4.8 は、杭1本当たりのモーメント, せん断力 および軸力の最大値を示したものである。応力の大小 関係は、部位によりばらつきは見られるものの、概ね地 盤および建物の最大応答と同様である。また、モーメン ト, せん断力および軸力のいずれについても建物中心 から外側に向かうにつれて大きくなっている。 モーメントおよびせん断力に着目すると、深度 26m 付 近と 32m 付近で大きくなる傾向が見られ、杭頭での値と 大差の無い結果となっている。これは、深度 26~32.5m に存在する砂質土層の過剰間隙水圧の上昇(図4.1 ~3参照)に伴う剛性低下の影響が大きく、直下の中間 礫混じり砂質土層との剛性の差が大きくなることによるも のと考えられる。



図 4.6 杭の最大モーメント分布



図 4.7 杭の最大せん断力分布



図 4.8 杭の最大せん断力分布

5.まとめ

本解析では、中間粘性土層のS波速度をパラメーとし て神戸市中央市民病院の建物の応答性状について検 討した。この結果、以下のような知見が得られた。

(1) 深部に軟弱な層が存在する場合は、震動中の剛 性低下と履歴減衰の増大によって表層地盤の応答が 相対的小さくなることがある。

(2) 粘性土層の物性は、圧密の進行とともに変化する ため大規模な埋め立て地盤等では、物性の評価に注 意が必要である。地盤の物性の評価によって、建物の 応答が大きく異なることも予想される。 (3) 地盤 - 杭 - 建物系の地震時挙動においては、一般には短周期領域での入力損失の効果が期待できる。 一方、主要な周期帯が 1.0 秒を越える高層建物等の場合は、建物への入力が自由地盤表面の応答に比較して大きくなる場合も考えられる。

(4) 強震時の杭の応力は、地盤の変形による影響が 強いことから、地盤の剛性が急変する箇所で大きくなり 易い。したがって、地盤の変形特性を精度良く評価する ことが非常に重要である。

地盤と構造物の動的相互作用解析プログラム **SuperFLUSH/2D for Windows**



Kozo Keikaku Engineering, Inc. 2002.1

街を流れる風を 知りたいなら・・・

Wind-design for Windows



地図情報(bmpファイル)の読み込み可能

2D or 3Dによる確認表示

自動メッシュ分割機能

GUI操作によるメッシュ範囲分割や追加・

削除が可能

簡単な計算条件設定および出力指定

風環境評価機能による客観的評価が可能





AutoCADをカスタマイズした容易な形状

定義機能

自動メッシュ分割機能

高性能熱流体ソルバの搭載。流れと熱の

連成計算や濃度拡散解析が可能

豊富な可視化機能。ベクトル・コンタ

等値面・マーカ粒子追跡・

ストリームライン表示・

アニメーション表示



水、空気、ガス拡散、地下浸透流・・・ 流体解析コンサルもお任せ下さい

解析雑誌 Vol.5 読者アンケートのお願い

解析雑誌は「お客様に直接お手渡しする」ことを基本 にしてきましたが、この度バックナンバーについてはホ ームページ(アドレスは35ページ)からのダウンロードサ ービスを開始しました。是非ご利用ください。最新号に つきましては今後も「冊子をお手渡し」を続けていく所存 です。もっとも、そんなに固い決まりにしてはおりません ので、実際には様々な形でお配りしているのですが。 今後の本誌が皆様にとって有益なものとなりますよう、 是非とも本ページ下のフォームにご意見・ご要望をご記 入の上、下記番号まで FAX にてお送りください。e メー ルにて同内容をお送りいただいても結構です。ご協力 をお願いします。

尚、本誌および弊社へのお問い合わせは 35 ページ に記載の TEL、FAX、Eメールで承っております。

お名前		
会社名		
電話番号	FAX 番号	
E メール		

本誌の内容について全般的なご 感想をお聞かせください	業務上参考になった 業務とは直結しないが興味深かった あまり面白くなかった 主旨が理解できない そのほか:	
特に興味深かった記事・報文が あればお書きください		
今後の刊行についてご意見をお 聞かせください	次号があるならまた読みたい 次号はもっと高度な内容を 次号はもっと入門的な内容を 次号以降には期待できない 定期刊行をのぞむ(年回程度) そのほか:	
次号以降の内容に関してのご要 望があればお聞かせください	分野: 建築 橋梁 地盤 地下構造 上下水道 河川 港湾 環境 地震防災 そのほか() テーマ:	
本誌と関連の深い KK解析ホームページについて お聞きします	前から見ていた 本誌で知ってアクセスした まだ見ていない ホームページのご感想を一言:	
そのほか本誌あるいは業務内容 などに関して、ご意見・ご要望・ お問い合わせなどありましたら お書きください		

FAX 03-5342-1236 構造計画研究所「解析雑誌」編集担当行

個人情報の保護について

本誌アンケートや、解析雑誌バックナンバーダウンロードサービスをご利用いただく際などに、お客様の個人情 報のご記入をお願いしております。KKE はご提供いただいた個人情報の取り扱いについて下記のような方針を掲 げ、2001 年 11 月に財団法人日本情報処理開発協会より、個人情報の適切な取り扱いを行う企業に付与されるプ ライバシーマークの付与認定を受けています。

	株式会社 構造計画研究所 個人情報保護方針			
株式会社構造計画研究所では、個人情報の重要性と情報サービス産業に携わるもの としての社会性を認識し、個人情報の適正な取り扱いに努めるため、次の通り「個人情 報保護方針」を制定します。				
(1)	当社事業に関連して、個人情報の収集、利用及び提供を行う場合、社内 規程に照らし適正に行います。			
(2)	個人情報への不正アクセス、個人情報の紛失、破壊、改ざん及び漏えい などの予防並びに是正に関し、適切な措置を講じます。			
(3)	個人情報に関する法令及びその他の規範を遵守します。			
(4)	個人情報保護に関する「実践・遵守プログラム(コンプライアンス・プログラ ム)」の遵守と継続的な改善活動を行います。			
10	2001年8月1日			
C	株式会社 構 造 計 画 研 究 所			
88201	代表取締役社長 富野 秀			

お客様が当社に提供された氏名、年齢、住所、電話番号等の個人情報は、当社が新製品に関するご案内等 の目的で使用することがあります。あらかじめご了承ください。

お客様が、ご自身の個人情報の内容について照会または変更することをご希望される場合、あるいは当社 による個人情報の利用の中止をご希望される場合には、下記宛てにご連絡ください。

> お客様の個人情報の照会、変更、削除に関するお問合せ先 〒164-0012 東京都中野区本町4丁目 38 番 13 号 日本ホルスタイン会館内 株式会社構造計画研究所 総務部内 お客様相談係 TEL:5342 1144 FAX:5342 1244 e-mail:p-cc@kke.co.jp

お問い合わせはこちらへ

本誌あるいは弊社の解析サービス・解析ソフトに関してのお問い合わせは下記までお願いいたします。

(株)構造計画研究所 解析技術本部

〒164-0011 中野区中央4-5-3

TEL 03 - 5342 - 1136 FAX 03 - 5342 - 1236

 $E \times - \mathcal{W}$: <u>kaiseki@kke.co.jp</u>

また、本誌と連携して情報発信を行っております、構造計画研究所解析技術本部のホームページにも是非お立寄りください。

URL: http://www4.kke.co.jp

尚、構造計画研究所全社の URL は <u>http://www.kke.co.jp</u> です。

各地の支社、営業所でもお問い合わせを承っております。

大阪支社 06-6243-4500 北海道支所 011-261-0671 福岡営業所 092-482-8821 名古屋営業所 052-222-8461

解析 想 Journal of Analytical Engineering Vol.5 2002.1

(株)構造計画研究所 解析技術本部 編集・発行

本誌は非売品です。本誌掲載記事・広告の無断転載を禁じます。

Windows は米国マイクロソフト社の登録商標です。

Journal of Analytical Engineering, Vol.5, 2002.1 Kozo Keikaka Engineering, Inc.