

福岡県西方沖地震の特徴と免震ビルの応答特性

02A3704 池原 喜也
02A3714 河野 大輔
担当教員 烏野 清

1. はじめに

2005年3月20日午前10時53分頃、福岡県西方沖深さ9kmを震源とする地震が発生した。地震の規模はマグニチュード7.0と推定されており、海底の断層が横ずれしたことによる内陸直下型地震である。この地震により、福岡県福岡市(中央区、東区)、前原市、佐賀県みやき町では震度6弱を観測した。今回の地震は本震—余震型であり、最大余震は福岡市西区(玄海島)などで震度4を観測し、合計195回にもなった。

本研究は防災科学研究所が設置運営しているK-NET(強震ネットワーク)およびKiK-net(基盤強震ネットワーク)の震度観測点データの中から地震波をダウンロードし、本震の地震波特性について解析したものである。次に、(株)建設技術研究所福岡支社(CTIビル)で観測された地震波形から免震ビルの応答特性を検討した。

2. 地震の特性

図-1 は福岡県西方沖地震の本震における各地の最大加速度(gal)を示したものである。震源に近い佐賀県、福岡県の北部沿岸が大きく振動していることから、福岡地域の最大加速度と警固断層の位置を下段に示した。最大加速度が各地でかなり異なっているが、これは地質や岩盤上にある表層の厚さによる影響と考えられる。

福岡 IC 付近では 510gal および警固断層上の近くに建設されている CTI ビルの基礎天端部における最大加速度は 489gal となっている。このビルは免震ビルとなっており、屋上の加速度は 234gal と免震効果が十分に現れていた。また、このビル付近では、比較的新しい墓石が転倒していたことから、400gal 以上の加速度が発生していたものと推定される。福岡ヤフードーム付近の埋立地でも約 400gal 程度の加速度により液状化現象が見られ、港湾施設においても須崎埠頭や中央埠頭の一部で大規模な被災を受けている。

図-2 は最大加速度と加速度波形を積分(解析プログラム K-WAVE、ゼロ点補正 Trifunac 法、バンドパスフィルター 0.1 ~ 10Hz) で算出した最大速度および最大変位を距離減衰で示した

深さ(m)	土質区分	Vs(m/s)
0	砂	188
-16.6	粘土	229
-25.5	砂	461
-40.2	砂	499
-51.2	砂礫	1000
-65		

図-3 地盤モデル

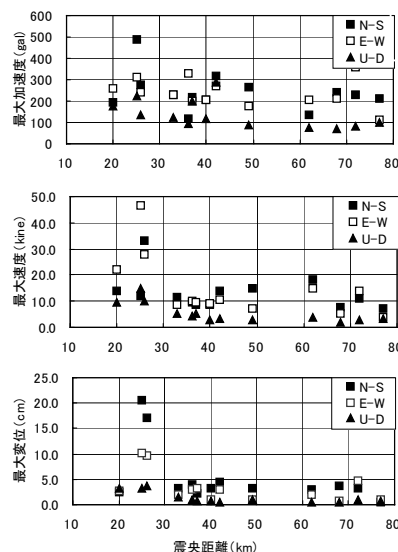


図-2 最大値の距離減衰

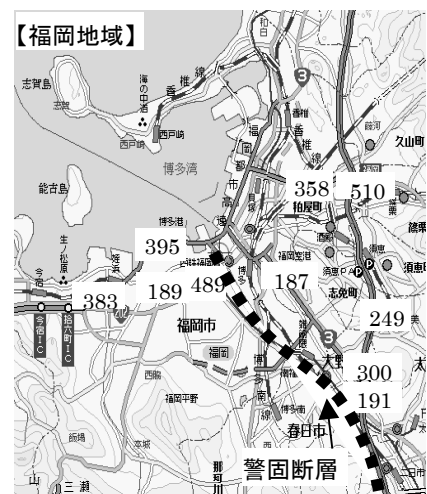
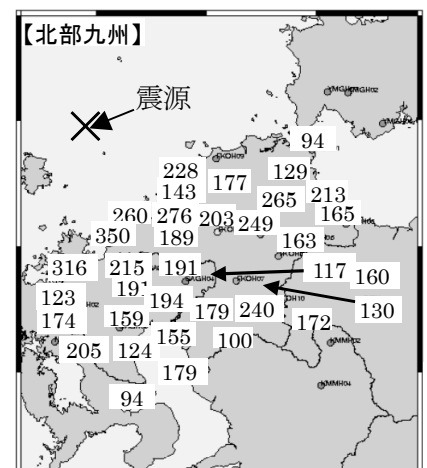


図-1 各地の最大加速度(gal)

ものである。
地盤特性等の
影響が大きい
ためか、明確
な距離減衰は
見られない。
ただ、警固断
層上の値が大
きくなってい
る。玄海島は
震源に近いた

め、図-2 の最大加
速度より大きいと予
想されるが、傾斜地
盤崩壊による住宅の
倒壊、液状化および
側方流動により港
湾施設に被害が多
く集中していた。

3. 地盤の応答

CTI ビルでは基盤

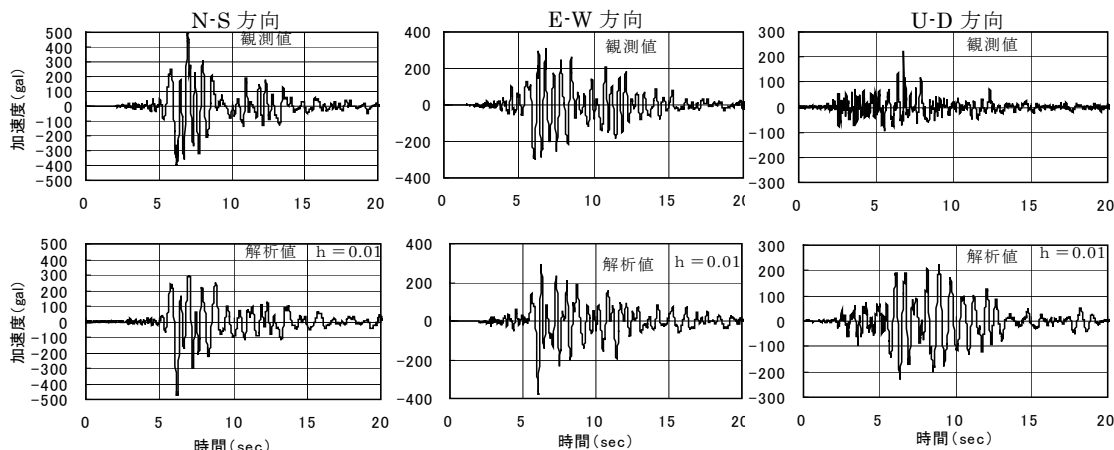


図-4 CTI ビル地盤応答解析



図-6 市民会館
地盤モデル

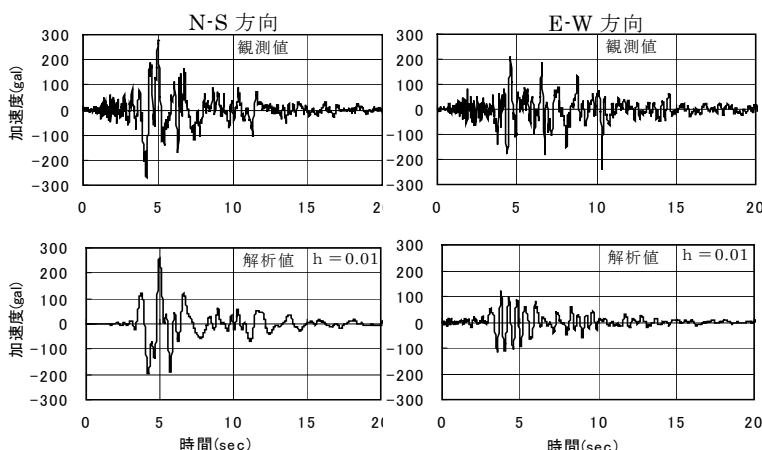


図-5 福岡市民会館の地盤応答解析

(地下 63m) とビル基礎上で加速度が観

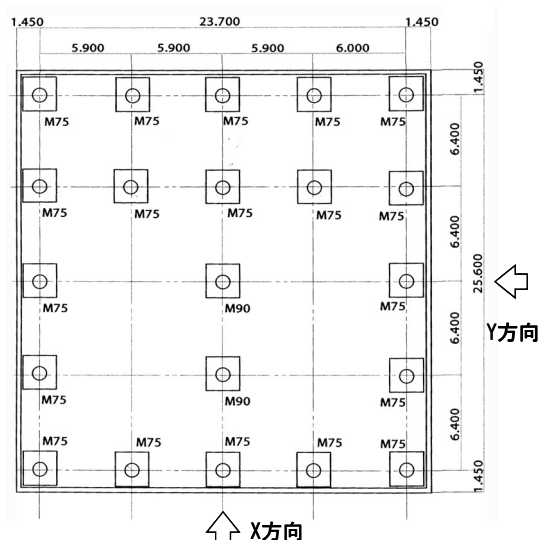
測されたことから、基盤の加速度を入力とし、重複反射理論 (プログラム: Ark Quake) を用いて地表上の応答加速度を求めた。図-2 はこの地盤をモデル化したもので、S 波速度(Vs)では N 値より、次式を用いて求めた。

$$V_s = 100N^{1/3} \text{ (粘性土層)}, V_s = 80N^{1/3} \text{ (砂質土層)}$$

図-4 は地盤の減衰定数 $h=0.01$ とした場合の解析値と観測値を比較たもので、水平 2 方向は比較的良く一致しているが、上下方向は解析値が大きい。福岡市民会館付近の K-NET の観測点では基盤の加速度が得られていないことから、CTI ビルの基盤地震波を入力として応答解析を行った。図-6 は K-NET とり得られた柱状図より作成した地盤モデルで Vs の値は示されていた。図-5 にその応答解析結果を解析値と観測値を比較して示す。N-S 方向は比較的良く対応しているが、E-W 方向は主要動で解析値が小さく、波形も多少異なっている。この理由として、E-W 方向は警固断層に対して直角方向となることから、反射等による影響が現れているのではないかと考えられる。

4. 免震ビルの応答

CTI ビルは高さほぼ 30m の直方体に近い 7 階建て、図-7 に免震支承の配置を示す。ビルの X 方向 (ほぼ N-S 方向) は耐震壁付きラーメン構造、Y 方向 (ほぼ E-W 方向)



※注 M75: HM075 (750φ), M90: HM090 (900φ)

図-7 免震支承の配置

外壁は純ラーメン構造の鉄筋コンクリート造りで、3面スリットとなっていることから水平剛性がこの2方向で多少異なっている。

図-8は1階と基礎の水平振動軌跡を示したもので両者の振動はかなり異なっており、しかも1階の振動が基礎より非常に小さくなっていることから免震支承が有効に働いていることがわかる。また、基礎の振動においてはN-S方向が卓越しているが1階部分ではそれほど明確ではない。E-W方向の基礎の最大加速度は310gal、1階では139galでN-S方向と同様の免震効果が現れている。

図-9は7階および基礎で観測された加速度波形を比較したものである。ビルに対して入力となる基礎部分の最大加速度は半分以下になっており、振幅数成分もかなり異なっていることから、ビルが独自に振動していることを示している。1階と7階の加速度波形をE-W方向で比較して見ると、基礎の主要動がビルに作用した時大きく振動し、次に、3秒間程度1次と2次の振動が混在し、その後は1次の減衰自由振動がとなっている。特に、2次振動は1階と7階で逆位相とな

っていることがわかる。E-W方向に比べビルの水平剛性の高いN-S方向では2次振動成分が減少し、1次振動がより卓越した振動となっている。

図-10は図-9に示す加速度のフーリエ・スペクトルを示したものである。基礎は0.5～2.2Hzが卓越しているのに対し、ビルは主として1次振動していることがわかる。

図-9に示

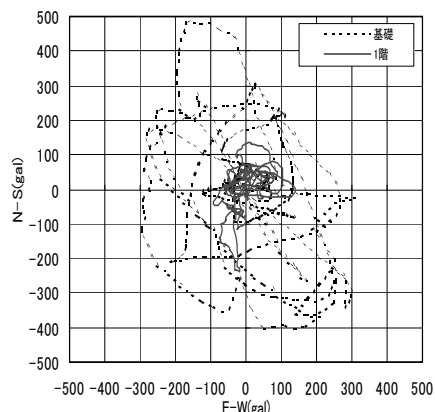


図-8 1階と基礎の水平振動

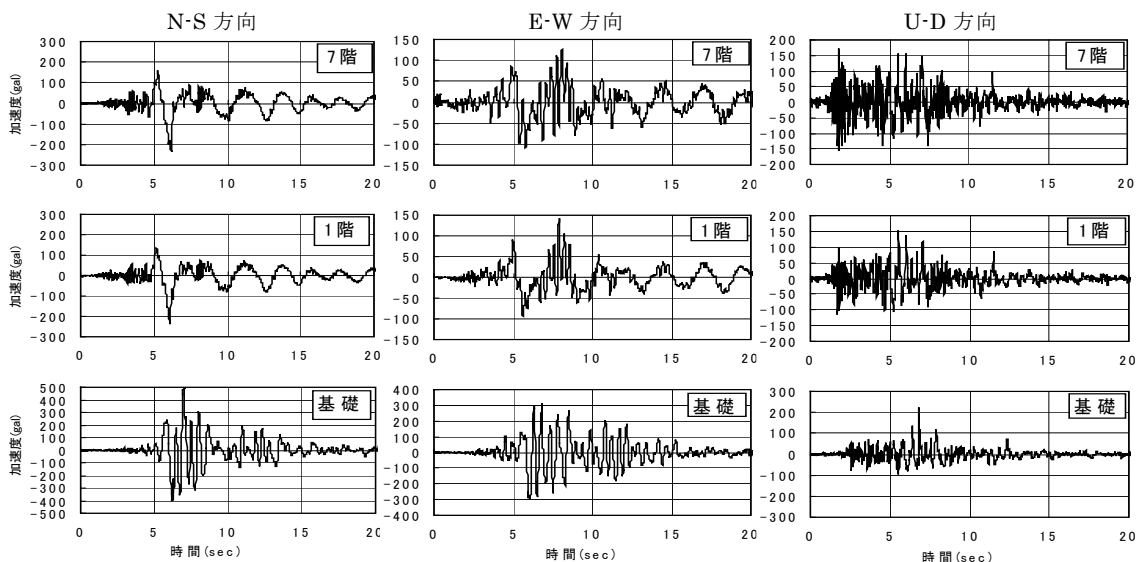


図-9 加速度波形

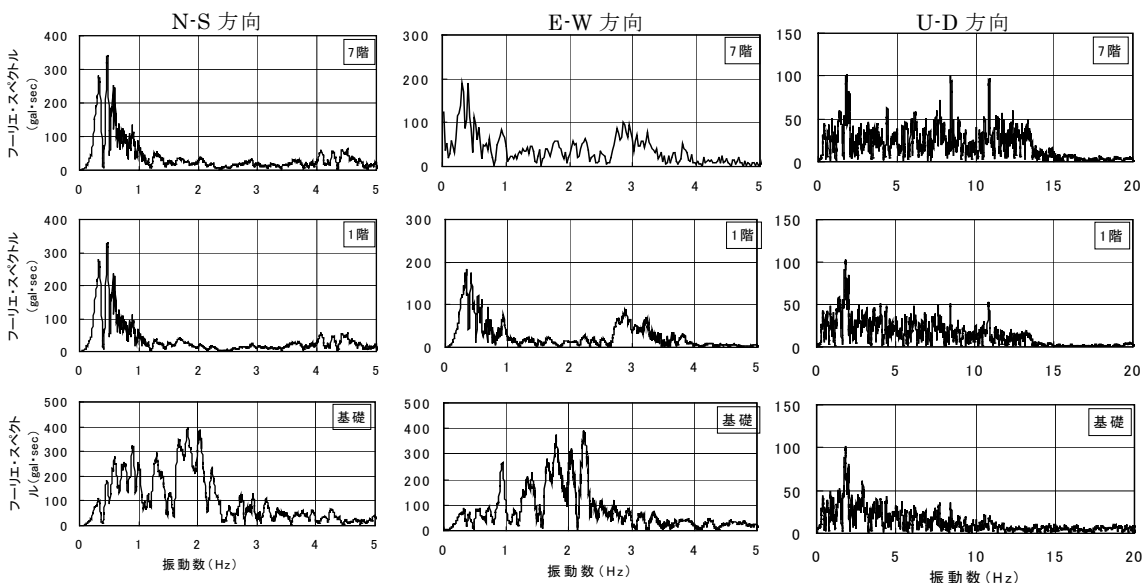


図-10 フーリエ・スペクトル

す15秒以後の減衰自由振動のフーリエ・スペクトルから算出した1次の固有振動数はN－S方向で0.49Hz、E－W方向で0.39Hzであった。ビル本体は免震支承上にあるため、図－8に示すように水平方面上を自由に振動することから、各方向に両方向の1次固有振動数が現われている。図－10から得られた2次の水平方向固有振動数はN－S方向で4.07Hz、E－W方向2.86Hzであった。また、基礎部分にもビルの地震時の慣性力による影響と思われる1次の固有振動数成分が多少見られる。上下方向の1次の固有振動数は10.9Hzと推定される。

ビル1階と7階のフーリエ・スペクトルを比較すると、両方向ともそれぞれの形状がほとんど一致しており、1階と7階が全く同じ振動をしていることを示している。

図－9および図－10の結果から判断して、ビル本体はほぼ剛体振動をしており、図－11に示すように1次モードは並進振動、2次モードは振幅が同じで逆位相となっていることから、ビルの重心位置を中心とするロッキング振動に近いと考えられる。また、7階建程度の直方体に近いビルでは3次以上の振動成分がほとんど現れていない。

加速度波形から積分して求めた1階および基礎の最大変位はN－S方向で25.4cm、E－W方向9.9cmであった。図－11は1階の変位から基礎の変位を差し引いて求めた免震支承の相対変位である。両者の変位には位相差があることから、免震支承の変形量はN-S方向で23.0cm、E－W方向で16.4cmとかなり大きなものであった。

表－1は福岡県西方沖地震観測から得られた固有振動数と設計時において免震支承のせん断ひずみ

(γ)を100、150%と想定して算出された固有振動数とを比較したものである。地震時のN－S方向はせん断ひずみは設計値の150%、E－W方向は100%にほぼ対応している。地震波形から得られた固有振動数は設計値に比べ大きくなっている。免震支承の水平方向剛性は2方向とも同じであると考ええると、ビル本体の水平方向剛性の違いによる影響が現れている。特に、2次の固有振動数は2方向でかなり異なっており、図－12に示すモードに比べビル本体の変形が生じているものと考えられる。

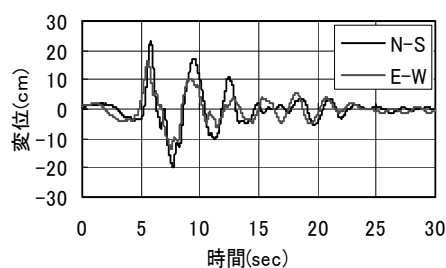
免震支承の剛性は初期と変形経験後とはかなり異なることから、確定することは難しい。そこで、地震波形から得られた上下、水平2方向の1次の固有振動数から、ビルが剛体振動しているものとして免震支承のばね定数を次式で算出した。

$$K = (2\pi f)^2 \times W / g, \quad W = 6800 \text{tf}, \quad g = 980 \text{cm/s}, \quad f: \text{固有振動数}$$

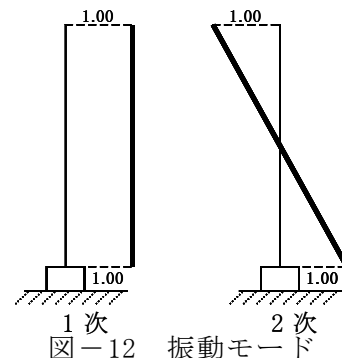
表－2にその結果を示す。免震支承変形の大きいN－S方向のばね定数が大きくなっているが、ビル本体の水平剛性の違いによる影響と考えられる。また、上下方向の逆算値は設計値より小さくなっているが、ビルのロッキング等による振動の影響があるものと思われる。

5. まとめ

以上の結果から、本ビルの免震支承は所定の機能を十分に果たしていたことがわかる。今後、免震支承上のビルの地震応答解析を行う予定である。



図－11 免震支承の相対変位



図－12 振動モード

表－1 固有振動数(Hz)

	X方向(N-S)			Y方向(E-W)		
	観測値	設計値		観測値	設計値	
γ (%)	1.43	100	150	102	100	150
ΔI (cm)	23.0	16.1	24.0	16.4	16.1	24.0
1次	0.49	0.386	0.355	0.39	0.37	0.34
2次	4.06	3.5	3.5	2.90	2.4	2.39
3次	—	6.71	6.71	—	4.79	4.79

γ : 免震支承のせん断ひずみ(%) ΔI : 免震支承のせん断変形(cm)

表－2 免震支承の剛性

方向	変位(cm)	設計値(tf/cm)	固有値より逆算値(tf/cm)
水平	10	48.75	41.66(E-W方向)
	20	33.03	65.77(N-S方向)
上下		2570	1550