

一般社団法人日本免震構造協会

第6回技術報告会梗概集

2012年5月16日

一般社団法人日本免震構造協会 技術委員会

JSSI

The Japan Society of Seismic Isolation

一般社団法人日本免震構造協会

第6回技術報告会梗概集

2012年5月16日

一般社団法人日本免震構造協会 技術委員会

JSSI

The Japan Society of Seismic Isolation

目 次

プログラム	i
技術委員会 委員名簿	ii
はじめに	1
1. 免震設計部会 設計小委員会	3
2. 免震設計部会 入力地震動小委員会	27
3. 免震設計部会 設計支援ソフト小委員会	87
4. 耐風設計部会	107
5. 施工部会	141
6. 防耐火部会	149
7. 免震部材部会 アイソレータ小委員会	153
8. 免震部材部会 ダンパー小委員会	161
9. 応答制御部会 パッシブ制振評価小委員会	193
10. 応答制御部会 制振部材品質基準小委員会	207

プログラム

日 時 : 2012年 5月 16日 (水) 13時～17時40分 (終了後、意見交換会)

会 場 : 東京理科大学 神楽坂校舎 1号館 17階 記念講堂

住 所 : 東京都新宿区神楽坂 1-3

プログラム :

時間割	内容・講師	
13:00～13:05 (5分)	開会の辞	技術委員会 委員長 東京理科大学 北村 春幸
13:05～13:30 (25分)	設計小委員会	松田平田設計 藤森 智
13:30～13:55 (25分)	入力地震動小委員会	工学院大学 久田 嘉章
13:55～14:10 (15分)	設計支援ソフト小委員会	大建設計 酒井 直己
14:10～14:50 (40分)	耐風設計部会	神奈川大学 大熊 武司
14:50～15:05 (15分)	休憩	
15:05～15:20 (15分)	施工部会	アルテス 原田 直哉
15:20～15:45 (25分)	防耐火部会	東京理科大学 池田 憲一
15:45～16:10 (25分)	アイソレータ小委員会	竹中工務店 山本 雅史
16:10～16:35 (25分)	ダンパー小委員会	熊谷組 荻野 伸行
16:35～16:50 (15分)	休憩	
16:50～17:15 (25分)	パッシブ制振評価小委員会、 制振部材品質基準小委員会	東京工業大学 笠井 和彦
		日本建築センター 木林 長仁
17:15～17:40 (25分)	総合討論	
17:45～19:15	意見交換会	

技術委員会 委員名簿

(2012年4月30日現在)

◎委員長 ○副委員長 □幹事 △主査 ∴協力 ・事務局

技術委員会

◎北村 春幸 東京理科大学

運営幹事会

◎北村 春幸 東京理科大学

□可児 長英 東京理科大学

池田 憲一 東京理科大学

大熊 武司 神奈川大学

萩野 伸行 熊谷組

笠井 和彦 東京工業大学

木林 長仁 日本建築センター

公塚 正行 i2S2

酒井 直己 大建設計

高山 峯夫 福岡大学

辻 泰一 鹿島建設

竹中 康雄 鹿島建設

中澤 俊幸 東京建築研究所

中村 敏治 篠塚研究所

西谷 章 早稲田大学

長谷川 豊 オイル工業

原田 直哉 アルテス

久田 嘉章 工学院大学

藤波 健剛 前田建設工業

藤森 智 松田平田設計

吉江 慶祐 日建設計

芳澤 利和 プリヂェストン

龍神 弘明 前田建設工業

免震設計部会

◎公塚 正行 i2S2

設計小委員会

◎藤森 智 松田平田設計

市川 一美 東急建設

公塚 正行 i2S2

佐藤 正浩 東京建築研究所

高原 伸一 熊谷組

竹内 章博 西松建設

中川 理 構建設計研究所

中島 徹 大成建設

中村 淳一 佐藤総合計画

平間 光 長谷工コーポレーション

古橋 剛 日本大学

丸山 東 鹿島建設

谷地敏和夫 戸田建設

山崎 達司 前田建設工業

設計支援ソフト小委員会

◎酒井 直己 大建設計

□中村 敏治 篠塚研究所

石鍋雄一郎 日本大学

今井 究 構造ソフト

國松 要介 構造計画研究所

佐々木頼孝 東洋ゴム工業

山崎 久雄 エコシステム

米川 隆志 共立建設

渡邊 信也 NTTフジリーゼイス 総合研究所

入力地震動小委員会

◎久田 嘉章 工学院大学

□長谷川 豊

□藤波 健剛

井川 望

萩野 伸行

神永 敏幸

栗山 利男

境 茂樹

柴田 昭彦

鈴木 光雄

竹中 宏明

中澤 俊幸

仲林 健

人見 泰義

樋渡 健

山崎 久雄

吉井 靖典

耐風設計部会

◎大熊 武司 神奈川大学

□竹中 康雄 鹿島建設

□吉江 慶祐 日建設計

北村 春幸 東京理科大学

田村 和夫 千葉工業大学

松井 正宏 東京工芸大学

安井 八紀 泉創建エンジニアリング

風応答評価法 WG

△吉江 慶祐 日建設計

大熊 武司 神奈川大学

竹中 康雄 鹿島建設

松井 正宏 東京工芸大学

安井 八紀 泉創建エンジニアリング

免震部材 WG

△竹中 康雄 鹿島建設

猪口 敏一 カヤハシステムマシナリー

上田 栄 日本ビラー工業

大家 貴徳 バコボレーション

菊地 隆志 プリヂェストン

北村 春幸 東京理科大学

熊谷 洋一 東京ファブリック工業

河内山 修 オイル工業

佐々木頼孝 東洋ゴム工業

讃井 洋一 日立オートモティブシステムズ

田村 和夫 千葉工業大学

朴 紀行 免制震デバイス

安井 八紀 泉創建エンジニアリング

安永 亮 住友金属鉱山シボレックス

山添 秀敏 昭和電線デバイステクノロジー

吉江 慶祐 日建設計

吉川 秀章 新日鉄エンジニアリング

渡邊 義仁 THK

積層ゴム SWG

△菊地 隆志

北村 春幸

河内山 修

佐々木頼孝

朴 紀行

安井 八紀

オイル工業

前田建設工業

鴻池組

熊谷組

安藤建設

構造計画研究所

間組

梓設計

山下設計

東急建設

東京建築研究所

ビュース三菱

日本設計

東亜建設工業

エコシステム

フジタ

山添 秀敏

昭和電線デバイステクノロジー

すべり・転がり支承 SWG

△上田 栄

日本ビラー工業

熊谷 洋一

東京ファブリック工業

佐藤 新治

オイル工業

田村 和夫

千葉工業大学

朴 紀行

免制震デバイス

山添 秀敏

昭和電線デバイステクノロジー

渡邊 義仁

THK

弾塑性ダンパー SWG

△吉川 秀章

新日鉄エンジニアリング

大家 貴徳

バコボレーション

安永 亮

住友金属鉱山シボレックス

吉江 慶祐

日建設計

流体系ダンパー SWG

△露木 保男

カヤハシステムマシナリー

讃井 洋一

日立オートモティブシステムズ

竹中 康雄

鹿島建設

朴 紀行

免制震デバイス

渡邊 義仁

THK

施工部会

◎原田 直哉

アルテス

□中澤 俊幸

東京建築研究所

石田 俊久

大成建設

海老原和夫

大林組

小倉 裕

免制震デバイス

門 隆司

オイル工業

河井 慶太

三井住友建設

小塚 裕一

竹中工務店

清水 玄宏

ニチアス

館野 孝信

戸田建設

谷川 友秀

昭和電線デバイステクノロジー

鶴谷 巖

夢構造コンサルト

戸沢 康弘

前田建設工業

淵本 正樹

清水建設

免震部材部会

◎高山 峯夫

福岡大学

アイソレータ小委員会

◎高山 峯夫

福岡大学

青木 研

鴻池組

浅野多計昌

倉敷化工

稲井 慎介

戸田建設

上田 栄

日本ビラー工業

金子 修平

オイル工業

久次米 薫

日建設計

高坂 隆一

梓設計

佐々木頼孝

東洋ゴム工業

清水 秀哲

安藤建設

高岡 栄治

鹿島建設

中村 佳也

フジタ

濱崎 宏典

プリヂェストン

柳 勝幸

昭和電線デバイステクノロジー

吉仲 篤広

THK

エネルギー吸収性能評価小委員会

- ◎高山 峯夫 福岡大学
- 高坂 隆一 梓設計
- 荻野 伸行 熊谷組
- 嶺脇 重雄 竹中工務店
- ・可児 長英
- ・永井 潔

ダンパー小委員会

- ◎荻野 伸行 熊谷組
- 猪口 敏一 カヤハシステム マシナー
- 稲井 慎介 戸田建設
- 大家 貴徳 バコポレーション
- 亀井 俊明 カヤハシステム マシナー
- 北村 佳久 清水建設
- 関 清豪 大成建設
- 高岡 栄治 鹿島建設
- 中村 嶽 大林組
- 野中 康友 安藤建設
- 馮 徳民 高環境エンジニアリング
- 嶺脇 重雄 竹中工務店
- 安永 亮 住友金属鉱山シボレックス
- 山本 裕 日建設計
- 吉川 秀章 新日鉄エンジニアリング
- ・米田 春美 竹中工務店

「水平二方向加力時の免震部材の特性と検証法」WG

- △高山 峯夫 福岡大学
- 飯場 正紀 建築研究所
- 荻野 伸行 熊谷組
- 菊地 優 北海道大学大学院
- 北村 春幸 東京理科大学
- 木林 長仁 日本建築センター
- 猿田 正明 清水建設
- 鈴木 重信 プリチストーン
- 竹中 康雄 鹿島建設
- 東野 雅彦 竹中工務店
- 嶺脇 重雄 竹中工務店
- 室田 伸夫 プリチストーン
- 山本 雅史 竹中工務店
- 芳澤 利和 プリチストーン
- 和田 章 東京工業大学
- ・可児 長英

「高減衰ゴム系積層ゴム支承」SWG

- △北村 春幸 東京理科大学
- 飯場 正紀 建築研究所
- 加藤 秀章 プリチストーン
- 菊地 優 北海道大学大学院
- 木林 長仁 日本建築センター
- 木場 英治 東洋ゴム化工品販売
- 佐々木 頼孝 東洋ゴム工業
- 猿田 正明 清水建設
- 鈴木 重信 プリチストーン
- 竹内 貞光 プリチストーン
- 竹中 康雄 鹿島建設
- 中村 貴 東洋ゴム化工品販売
- 嶺脇 重雄 竹中工務店
- 室田 伸夫 プリチストーン
- 山本 雅史 竹中工務店
- 芳澤 利和 プリチストーン
- 米田 春美 竹中工務店
- ・下沖 航 東京理科大学
- ・下藪 真志 東京理科大学
- ・可児 長英

応答制御部会

- ◎笠井 和彦 東京工業大学

パッシブ制振評価小委員会

- ◎笠井 和彦 東京工業大学
- 龍神 弘明 前田建設工業
- 石井 正人 日建設計
- 大木 洋司 三菱重工鉄構エンジニアリング
- 大原 和之 建築構造研究所
- 佐藤 篤司 名古屋工業大学大学院
- 関谷 英一 鴻池組
- 高橋 治 構造計画研究所
- 竹内 徹 東京工業大学
- 田中 智 安井建築設計事務所
- 中島 秀雄 清水建設
- 原 博 東亜建設工業
- 細川 慎也 久米設計
- 吉江 慶祐 日建設計

「制振設計」WG

- △笠井 和彦 東京工業大学
- 石井 正人 日建設計
- 伊藤 浩資 東京工業大学
- 関谷 英一 鴻池組
- 田中 智 安井建築設計事務所
- 原 博 東亜建設工業
- 龍神 弘明 前田建設工業

「制振構造解析」WG

- △大木 洋司 三菱重工鉄構エンジニアリング
- 大原 和之 建築構造研究所
- 國松 要介 構造計画研究所
- 佐藤 大樹 東京理科大学
- 龍神 弘明 前田建設工業

「制振実験」WG

- △龍神 弘明 前田建設工業
- 大木 洋司 三菱重工鉄構エンジニアリング
- 西本 晃治 新日鉄エンジニアリング
- 吉江 慶祐 日建設計

「基準対応」WG

- △竹内 徹 東京工業大学
- 市川 康 新日鉄エンジニアリング
- 北嶋 圭二 日本大学
- 中島 秀雄 清水建設

「制振普及」WG

- △龍神 弘明 前田建設工業
- 大熊 潔 住友スリーエム
- 大原 和之 建築構造研究所
- 笠井 和彦 東京工業大学
- 北嶋 圭二 日本大学
- 関谷 英一 鴻池組
- 田中 智 安井建築設計事務所
- 馬場 勇輝 安井建築設計事務所
- 原 博 東亜建設工業
- 村田 鉄雄 東亜建設工業

制振部材品質基準小委員会

- ◎木林 長仁 日本建築センター
- 辻 泰一 鹿島建設
- 猪口 敏一 カヤハシステム マシナー
- 大畑 勝人 竹中工務店
- 亀井 俊明 カヤハシステム マシナー
- 菊池 正彦 大林組
- 北嶋 圭二 日本大学

- 木村 雄一 大成建設
- 小林 利和 日建設計
- 澤田 毅 オイス工業
- 田中 久也 免制震デバイス
- 對比地健一 東京建築研究所
- 所 健 住友スリーエム
- 中島 秀雄 清水建設
- 西本 晃治 新日鉄エンジニアリング
- 三須 基規 昭和電線デバイステクノロジー

「オイルダンパー」WG

- △亀井 俊明 カヤハシステム マシナー
- 猪口 敏一 カヤハシステム マシナー
- 小竹 祐治 日立機材
- 讃井 洋一 日立オートモティブシステムズ
- 袖山 博 三和テック

「粘性ダンパー」WG

- △田中 久也 免制震デバイス
- 石橋 恵 オイス工業
- 加藤 秀章 プリチストーン
- 鷲山 友二 明友エマテック

「粘弾性」WG

- △所 健 住友スリーエム
- 大熊 潔 住友スリーエム
- 加藤 秀章 プリチストーン
- 三須 基規 昭和電線デバイステクノロジー

「鋼材」WG

- △西本 晃治 新日鉄エンジニアリング
- 西川 宏之 住金関西工業株式会社
- 廣田 実 JFE スチール

「摩擦ダンパー」WG

- △澤田 毅 オイス工業
- 石橋 恵 オイス工業
- 大家 貴徳 バコポレーション
- 北嶋 圭二 日本大学
- 佐野 剛志 大林組
- 田阪 良治 三菱重工鉄構エンジニアリング
- 長瀬 忠広 大同精密工業
- 中村 健 日立オートモティブシステムズ
- 濱田 由記 川金コアテック
- 平井 潤 三菱重工業

アクティブ制振評価小委員会

- ◎西谷 章 早稲田大学
- 小竹 祐治 日立機材
- 露木 保男 カヤハシステム マシナー
- 長島 一郎 大成建設
- ・可児 長英

防耐火部会

- ◎池田 憲一 東京理科大学
- 芳澤 利和 プリチストーン
- 可児 長英
- 浅野多計昌 倉敷化工
- 東 勝広 免制震デバイス
- 猪口 敏一 カヤハシステム マシナー
- 井出 義人 清水建設
- 上田 栄 日本ヒート工業
- 岡崎 智仁 竹中工務店
- 荻野 伸行 熊谷組
- 小倉 敏裕 日本インシュレーション
- 開発 美雪 昭和電線デバイステクノロジー

加奈森 聡 高環境エンジニアリング
 金子 修平 オイル工業
 熊谷 洋一 東京フアブリック工業
 倉本 真介 大成建設
 佐々木頼孝 東洋コム工業
 清水 玄宏 ニチアス
 下埜 雅裕 サス・サンワ
 染谷 朝幸 日建設計
 丹羽 博則 大林組
 濱田 由記 川金コアテック
 藤 雅史 エアントエー工事
 藤田 啓史 松田平田設計
 増田 直巳 三菱地所設計
 神船 行生 ニッタ
 宮崎 光生 ダイヤモンドサイン
 宮本 圭一 鹿島建設

「標準試験体」WG

△倉本 真介 大成建設
 東 勝広 免制震デバイス
 開発 美雪 昭和電線デバイステクノロジー
 金子 修平 オイル工業
 佐々木頼孝 東洋コム工業
 染谷 朝幸 日建設計
 藤田 啓史 松田平田設計
 増田 直巳 三菱地所設計

「物性試験」WG

△芳澤 利和 ブリヂストーン
 岡崎 智仁 竹中工務店
 加奈森 聡 高環境エンジニアリング
 熊谷 洋一 東京フアブリック工業

「転がり支承」WG

△東 勝広 免制震デバイス
 宮本 圭一 鹿島建設

「耐火試験」WG

△藤 雅史 エアントエー工事
 小倉 敏裕 日本インシュレーション
 開発 美雪 昭和電線デバイステクノロジー
 加奈森 聡 高環境エンジニアリング
 熊谷 洋一 東京フアブリック工業
 倉本 真介 大成建設
 佐々木頼孝 東洋コム工業
 清水 玄宏 ニチアス
 下埜 雅裕 サス・サンワ

「認定」WG

△清水 玄宏 ニチアス
 小倉 敏裕 日本インシュレーション
 開発 美雪 昭和電線デバイステクノロジー
 熊谷 洋一 東京フアブリック工業
 倉本 真介 大成建設
 佐々木頼孝 東洋コム工業
 下埜 雅裕 サス・サンワ
 藤 雅史 エアントエー工事

「オイルダンパー耐火性能」WG

△荻野 伸行 熊谷組
 猪口 敏一 カヤハシステムマシナリー
 池田 憲一 東京理科大学
 岡崎 智仁 竹中工務店
 加奈森 聡 高環境エンジニアリング
 小竹 祐治 日立機材
 讚井 洋一 日立オートモティブシステムズ
 袖山 博 三和テッキ

藤 雅史 エアントエー工事
 藤田 啓史 松田平田設計
 増田 直巳 三菱地所設計
 山本 康裕 カヤハシステムマシナリー
 可児 長英

「耐火設計ガイドブック」WG

△増田 直巳 三菱地所設計
 井出 義人 清水建設
 倉本 真介 大成建設
 宮本 圭一 鹿島建設

「認定試験体」WG

△小倉 敏裕 日本インシュレーション
 開発 美雪 昭和電線デバイステクノロジー
 加奈森 聡 高環境エンジニアリング
 熊谷 洋一 東京フアブリック工業
 倉本 真介 大成建設
 佐々木頼孝 東洋コム工業
 清水 玄宏 ニチアス
 下埜 雅裕 サス・サンワ
 丹羽 博則 大林組
 濱田 由記 川金コアテック
 藤 雅史 エアントエー工事
 芳澤 利和 ブリヂストーン

はじめに

前回の2009年4月23日に開催された第5回技術報告会から3年間が経過しましたが、その間の2011年3月11日には東日本大震災が起きました。未曾有の津波被害と原発事故に見舞われ、いまだ復興の途上にあります。今回の大震災の教訓を生かし、次に想定される東海・東南海・南海地震などの巨大地震に備えなければなりません。

今回の大震災では、免震建物はその効果を発揮して高い評価を得ました。震災後、耐震建物が免震構造に変更されるなど、その高い耐震性能が社会に再認識され、支持されています。制振建物もゆれの継続時間が大幅に減少するなど制振効果が確認され、建物の制振化は長周期地震動への対応策として期待されています。

東北地方太平洋沖地震は大振幅のゆれが10分間も続く、長時間・長周期地震動を宮城県から首都圏の広い範囲にもたらしました。その後もマグニチュード7級の余震が続き、本震で損傷を受けた建物が余震で倒壊するなど、損傷の累積に対する検討が必要なることが明らかになりました。免震構造のダンパーや制振構造の制振部材についても、地震による建物への入力エネルギーを構造骨組に代わって吸収する部材であることから、累積損傷の評価が早急に対応すべき課題となりました。

免震構造と制振構造は、大地震への対応策の切り札として採用される構造形式であり、いつ何時起きるかもしれない大地震に対して、その性能を発揮できることが必須条件となっています。そのためには設計性能を損なうことなく維持できるように管理して点検することが重要になります。また、設計で用いてきた標準波・告示波の何倍も多いエネルギーが建物に入力し、ダンパーや制振部材には当初想定していた何倍もの大振幅多数回繰返し加力が加わることが明らかになりました。当初、信頼を高めるために想定したダンパーの交換が現実的なものになってきました。大地震後、直ちに構造骨組やダンパーの累積損傷を評価して対策を講ずることが必要になってきました。

免震構造や制振構造により、居住者・利用者の安全・安心を守り大地震後も使用可能な建物を社会に提供するためには、今回の大震災の教訓を生かして、信頼を高めるためのシステムの構築や問題点・課題の解決に向けた努力を続けなければなりません。

安心・安全な建物を社会に提供する免震・制振構造に向けて、技術委員会を構成する部会、小委員会、WGの活動が期待されます。

2012年5月16日

技術委員会 委員長

北村 春幸

1. 免震設計部会 設計小委員会

免震部材の接合部・取付け躯体の設計指針

2012 改定案

2012 年 5 月



社団法人日本免震構造協会

はじめに

1. 基本方針

2. 使用材料と強度

3. 各種アンカーボルト

3.1 各種アンカーボルトの接合方法に関する構造規定

3.2 各種アンカーボルトの耐力

(1) スタッドボルトの許容耐力及び計算例

(2) アンカーボルトの許容耐力

(1) 突起付き袋ナット，長ナット+突起付きボルトの許容耐力

4. 接合部の設計

4.1 アイソレータ

(1) 接合部の設計

(2) 積層ゴムアイソレータ接合部の設計

(3) 天然ゴム系積層ゴムアイソレータ接合部の設計例

4.2 ダンパー

(1) 接合部の設計

(2) ダンパー接合部の設計例

4.3 各種免震部材の接合部の設計例

(1) 履歴ダンパー付き積層ゴムアイソレータ接合部の設計

(2) 鉛プラグ入り積層ゴムアイソレータ接合部の設計

5. 取付け躯体の設計

5.1 アイソレータ

(1) 取付け躯体の設計

(2) 標準ディテール

5.2 ダンパー

(1) 取付け躯体の設計

(2) 取付け躯体の設計例

(3) 標準ディテールと設計留意事項

6. 参考資料

6.1 平 12 建告第 2009 号による免震建築物の設計に用いる

免震部材の接合ボルトについて

6.2 積層ゴムアイソレータの取付けボルトに作用する引張軸力

(1) 高山らの研究による最大ボルト軸力の予測式

(2) 平面保持による方法と高山らの研究による

最大ボルト軸力予測式との比較

(3) 平成 22 年 3 月開催講習会における質疑回答

改訂にあたって

「免震部材の接合部・取り付け躯体の設計指針」(以下、本指針と称す)は、2009年7月に初版が発行され、約2年半が経過しました。その間、読者からの指摘や委員会内での議論を踏まえ誤記や表現の修正及び、他の免震部材の設計事例の追加などを行ってきました。さらに、本指針の準拠基準であります「各種合成構造設計指針・同解説(日本建築学会)」(以下各種合成指針と称す)が2010年秋に大幅に改訂されたことを機に、本指針の改訂版を発行することとなりました。

改訂各種合成指針の中で本指針が準拠しているのは、第4編の各種アンカーボルト設計指針であり、その改訂内容は主にアンカーボルトの耐力評価式です。その変更内容と本指針において適用した事項を、次ページにまとめて示しています。この変更内容に基づき、本指針の本文や接合部の設計例の修正を行っています。

また接合部の設計事例として、天然ゴム系積層ゴムアイソレータ、履歴ダンパー付き積層ゴムアイソレータ、及び鉛プラグ入り積層ゴムアイソレータを加えています。

2012年5月

一般社団法人 日本免震構造協会
技術委員会免震設計部会設計小委員会

3. 各種アンカーボルト

3.1 各種アンカーボルトの接合方法に関する構造規定

- ・ 免震部材に引張力が作用する場合は、原則としてアンカーボルトを設ける。
- ・ 各種アンカーボルトの埋め込み深さは、アンカー頭部が横筋より十分深くなるように設定する。
- ・ 各種アンカーボルトのコーン状破壊耐力算定時の投影面積は横筋位置（内面）とすることが望ましい。また、水平投影面積は、アンカーボルト間距離や接合部躯体側面のへりあき寸法を考慮した有効面積とする。
- ・ 突起付き袋ナット、突起付きボルト先端の突起形状は、引抜耐力確保のため十分な大きさのものとする。
- ・ ベースプレートは応力伝達上十分な厚さがあるものとする。
- ・ ベースプレートとの取り付け部（袋ナット、ボルト、溶接等）がアンカーボルトの許容耐力以上であることを確認する。
- ・ アンカーボルトとスタッドボルトを併用した場合、引張力をアンカーボルト、せん断をスタッドボルトで負担させる設計方法もある。ただし、併用しない場合は、引張とせん断の組み合わせ応力により、各種アンカーボルトの検討を行う。

【各種合成指針 2010 年の改訂に伴う本指針の改訂概要】

本指針のアンカーボルト耐力評価式は、(1) スタッドボルト、(3) 突起付き袋ナットおよび突起付きボルトは、各種合成指針『4.2 頭付きアンカーボルトの設計』、(2)アンカーボルトは、各種合成指針『4.4 基礎アンカーボルトの設計』に準拠している。原則として各種合成指針の改訂内容を反映している。ただし、各種合成指針の適用範囲は、コンクリート強度は RC 規準に準じ F_{c48} まで、アンカーボルト径は 9mm 以上 25mm 以下と本指針の適用範囲の拡大までは至っていないため、一部、検討項目の追加や旧評価式の採用を行ない、適用範囲外のボルトを採用する場合について、軸部、頭部の形状についての規定を追記した。

耐力評価式に使用される係数では、コンクリート支圧強度の低減係数 ϕ_2 について長期荷重用 0.4 から 1/3 (0.33) 短期荷重用 0.6 から 2/3 (0.66) とし、許容応力度設計法に対応させている。コンクリートの支圧強度 (f_n) の上限値は $5F_c$ (旧合成指針は $10F_c$) から $6F_c$ と改訂した。

引張耐力算定方法では、軸部の鋼材とコーン状破壊の最小値を採用し、頭部のコンクリート支圧強度は採用値を満足することを条件とする式に改訂された。ただし、突起付き袋ナットおよび突起付きボルトについては、頭部形状など規定範囲外であることから、従来通りの支圧強度耐力も採用することとした。せん断耐力算定方法では、コンクリート支圧強度および、コンクリート側面コーン状破壊、鋼材のせん断強度の最小値を採用する。その他、各種合成指針の改訂では、定着長さが足りない場合に生ずるコンクリートの破壊（プライアウト）防止として、せん断耐力を保障する有効埋め込み長さの確認が新たに追加されている。本指針では、ベースプレートが破壊モードを拘束できる十分に剛強な場合であれば、破壊モードを防止できることから検討を省略できることを追記している。

表 3.1.1(a)各種アンカーボルトの耐力算定の改訂事項概要一覧表

(1) スタッドボルトの許容耐力：各種合成指針各種アンカーボルト設計指針・解説の頭付きアンカーボルトの設計に準拠

項目	本指針 改訂前			【 】：符号変更		本指針 改訂後	
	合成指針に準拠した耐力算定式内容					追加改訂及び補足	
共通	低減係数	ϕ_2 (短期 1.0)	$[\phi_2 \rightarrow \phi_1]$	同	低減係数	ϕ_1 (短期 1.0)	—
		ϕ_1, ϕ_{s1} (短期 0.6)	$[\phi_1, \phi_{s1} \rightarrow \phi_2]$	変更		ϕ_2 (短期 2/3)	
		ϕ_3 (短期 2/3)		削除		—	
	コンクリート支圧強度 $f_n \leq 5F_c$ (旧合成指針 10F _c)			変更	コンクリート支圧強度 $f_n \leq 6F_c$		—
許容引張力 P_a	$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3})$			変更	$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$		—
	スタッドボルトの降伏により決まる場合 $P_{a2} = \phi_2 \times s\sigma_{pa} \times sc a$ $[P_{a2} \rightarrow P_{a1}]$ $s\sigma_{pa}$: スタッドボルトの規格降伏点強度(N/mm ²) $sc a$: スタッドボルト軸断面積(mm ²)			同	スタッドボルトの降伏により決まる場合 $P_{a1} = \phi_1 \times s\sigma_{pa} \times sc a$ $s\sigma_{pa}$: 同左、 $sc a$: 同左		—
	躯体のコーン状破壊により決まる場合 $P_{a1} = \phi_1 \times 0.31\sqrt{F_c} \times Ac$ $[P_{a1} \rightarrow P_{a2}]$ σ_t : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 $\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ (N/mm ²) F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm ²) Ac : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm ²)			同	躯体のコーン状破壊により決まる場合 $P_{a2} = \phi_2 \times 0.31\sqrt{F_c} \times Ac$ σ_t : 同左、 F_c : 同左、 Ac : 同左		改定前同様、 Ac 算定には、有効埋め込み長さ Le は、頭部から接合部横筋までの長さを使用
	頭部のコンクリートの支圧により決まる場合 $P_{a3} = \phi_3 \times f_n \times A_0$ A_0 : スタッドボルト頭部の支圧面積(mm ²)			変更	$P_a/A_0 \leq f_n$ コンクリートの支圧強度の確認 A_0 : 同左、 f_n : コンクリート支圧強度(N/mm ²)		単独のコーン状破壊耐力で支圧強度の確認
許容せん断力 q_a	q_a : コンクリート躯体の支圧強度で決まる場合			変更	$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$		—
	—			追加	スタッドボルトのせん断強度により決まる場合 $q_{a1} = \phi_1 \times 0.7 \times s\sigma_y \times sc a$ $sc a$: 前出、 $s\sigma_y$: ボルトの規格降伏点強度(N/mm ²)		—
	コンクリートの支圧強度により決まる場合 $q_a = \phi_{s1} \times 0.5\sqrt{F_c} \times E_c \times sc a$ ($5000 \leq \sqrt{F_c} \times E_c \leq 9000$) F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm ²) E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm ²)			変更	コンクリートの支圧強度により決まる場合 $q_{a2} = \phi_2 \times 0.5\sqrt{F_c} \times E_c \times sc a$ ($\sqrt{F_c} \times E_c$ 制限なし) F_c : 同左、 E_c : 同左		—
	—			追加	側面コーン状破壊により決まる場合 $q_{a3} = \phi_2 \times 0.31\sqrt{F_c} \times A_{qc}$ A_{qc} : 側面コーン状破壊面の有効投影面積(mm ²)		—
	—			追加	有効埋め込み長さ Le の規定 $s\sigma_{pa} \times sc a \leq \sigma_t \times A_c$ $s\sigma_{pa}$: 前出、 $sc a$: 前出、 σ_t : 前出、 A_0 : 前出		ベースプレートが拘束効果のある十分に剛強な場合であれば省略可能

表 3.1.1(b)各種アンカーボルトの耐力算定の改訂事項概要一覧表

(2) アンカーボルトの許容耐力：各種合成指針各種アンカーボルト設計指針・解説の基礎アンカーボルトの設計に準拠

項目	本指針 改訂前		本指針 改訂後	
		【 】：符号変更	合成指針に準拠した耐力算定式内容	追加改訂及び補足
共通	低減係数、コンクリート支圧強度は表(a)と共通	—	低減係数、コンクリート支圧強度は表(a)と共通	アンカーボルトの有効長さが十分確保できている場合の算定式
許容引張力 P_a	$P_a = \min (P_{a1}, P_{a2}, P_{a3})$	同	$P_a = \min (P_{a1}, P_{a2}, P_{a3})$	—
	アンカーボルトの降伏により決まる場合 $P_{a2} = \phi_2 \times s_{pa} \times \sigma_{pa} \times s_{ca}$ s_{pa} : アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm ²) s_{ca} : アンカーボルト軸断面積(mm ²)	【 $P_{a2} \rightarrow P_{a1}$ 】 同	アンカーボルトの降伏で決まる場合 $P_{a1} = \phi_1 \times s_{pa} \times \sigma_{pa} \times s_{ca}$ s_{pa} : 同左、 s_{ca} : 同左	長ナット部の軸耐力が、アンカーボルトの軸耐力以上であることを確認
	躯体のコーン状破壊により決まる場合 $P_{a1} = \phi_1 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c$ $c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 $c\sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$ (N/mm ²) F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm ²) A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm ²)	【 $P_{a1} \rightarrow P_{a2}$ 】 同	躯体のコーン状破壊で決まる場合 $P_{a2} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c$ $c\sigma_t$: 同左、 F_c : 同左、 A_c : 同左	改訂前同様、Ac算定には、有効埋め込み長さ L_e は、頭部から接合部横筋までの長さを使用
	定着板（鋼材）の支圧により決まる場合 $P_{a3} = \phi_1 \times \alpha \times A_o \times s_{\sigma_y}$ α : 形状係数、 A_o : 定着板の有効面積(mm ²) s_{σ_y} : アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm ²)	同	定着板（鋼材）の支圧で決まる場合 $P_{a3} = \phi_1 \times \alpha \times A_o \times s_{\sigma_y}$ α : 同左、 A_o : 同左、 s_{σ_y} : 同左	—
	—	追加	$P_a/A_o \leq f_n$ コンクリートの支圧強度の確認 A_o : アンカーボルト頭部の支圧面積(mm ²) f_n : コンクリート支圧強度(N/mm ²)	単独のコーン状破壊耐力で支圧強度の確認
	—	変更	$q_a = \min (q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$	—
許容せん断力 q_a	q_a : アンカーボルトのせん断強度 アンカーボルトのせん断強度 $q_a = \phi_{s1} \times 0.7 \times s_{ca} \times s_{\sigma_y}$ ($\phi_{s1} = 1.0$) s_{ca} : アンカーボルトとねじ部の最小断面積 (mm ²) s_{σ_y} : アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm ²)	同	アンカーボルトのせん断強度で決まる場合 $q_{a1} = \phi_1 \times 0.7 \times s_{\sigma_y} \times s_{ca}$ s_{ca} : 同左、 s_{σ_y} : 同左	長ナット部の軸耐力が、アンカーボルトの軸耐力以上であることを確認
	—	追加	コンクリートの支圧強度で決まる場合 $q_{a2} = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{F_c} \times E_c \times s_{ca} \times a$ ($\sqrt{F_c} \times E_c$ 制限なし) F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm ²) E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm ²)、 s_{ca} : 前出	—
	—	追加	側面コーン状破壊で決まる場合 $q_{a3} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_{qc}$ F_c : 前出、 A_{qc} : 側面コーン状破壊面の有効投影面積(mm ²)	—
	—	追加	—	—

表 3.1.1(c)各種アンカーボルトの耐力算定の改訂事項概要一覧表

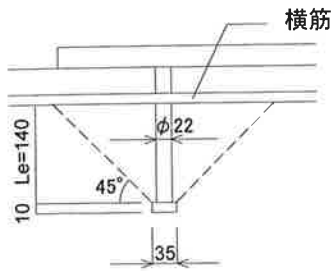
(3) 突起付き袋ナット, 長ナット+突起付きボルトの許容耐力: 各種合成指針各種アンカーボルト設計指針・解説の頭付きアンカーボルトの設計を準用

項目	本指針 改訂前		本指針 改訂後	
	【 】: 符号変更		合成指針に準用した耐力算定式内容	追加改訂及び補足
共通	低減係数、コンクリート指圧強度は表(a)と共通		低減係数、コンクリート指圧強度は表(a)と共通	各種合成指針の適用範囲外の場合は注意
	形状	ボルト頭部径を軸径より十分な大きさ確保 応力伝達可能なディテールとした場合	追加 突起付きボルトの頭部径 D_n を軸部径 d より十分大きくする ($D_n \geq 2.5d$) 追加 長ナットの首下長さ h は頭径部出寸法 a の 8 倍以上	— —
許容引張力 P_a	$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3}, P_{a4})$		変更 $P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3}, P_{a4}, P_{a5})$	—
	—		追加 軸部の降伏で決まる場合 $P_{a1} = \phi_1 \times s_{pa} \times s_c a$ s_{pa} : アンカーの規格降伏点強度(N/mm ²) $s_c a$: 軸部の有効断面積(mm ²)	長ナットと突起付きボルトの材質が異なる場合は、それぞれの軸部の降伏耐力 P_a を算定し最小値を採用
	躯体のコーン状破壊により決まる場合 $P_{a1} = \phi_1 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c$ 【 $P_{a1} \rightarrow P_{a2}$ 】 s_{c1} : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 $s_{c1} = 0.31 \sqrt{F_c}$ (N/mm ²) F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm ²) A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm ²)		同 躯体のコーン状破壊で決まる場合 $P_{a2} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c$ s_{c1} : 同左、 F_c : 同左、 A_c : 同左	改定前同様、 A_c 算定には、有効埋め込み長さ L_e は、頭部から接合部横筋までの長さを使用
	頭部での支圧により決まる場合 $P_{a4} = \phi_4 \times \alpha \times A_o \times s_{\sigma y}$ (ϕ_4 : 短期荷重用 1.0) 【 $P_{a4} \rightarrow P_{a3}$ 】 α : 形状係数、 A_o : 突起部の有効面積(mm ²) $s_{\sigma y}$: ナット及びボルトの規格降伏点強度(N/mm ²)		同 頭部での支圧で決まる場合 $P_{a3} = \phi_1 \times \alpha \times A_o \times s_{\sigma y}$ α : 同左、 A_o : 同左、 $s_{\sigma y}$: 同左	—
	頭部のコンクリート支圧により決まる場合 $P_{a3} = \phi_3 \times f_n \times A_n$ 【 $P_{a3} \rightarrow P_{a4}$ 】 f_n : コンクリート支圧強度(N/mm ²) A_n : 突出部の有効水平投影面積(mm ²)		同 頭部のコンクリート支圧で決まる場合 $P_{a4} = \phi_2 \times f_n \times A_n$ f_n : 同左、 A_n : 同左	—
袋ナット頭部の溶接強度により決まる場合 $P_{a2} = \phi_2 \times f_t \times A_w$ (ϕ_2 : 短期荷重用 1.0) 【 $P_{a2} \rightarrow P_{a5}$ 】 A_w : 溶接部の有効面積 (mm ²)、 t_w : 溶接の脚長(mm) f_t : 溶接部の許容引張応力度 (N/mm ²)		同 袋ナット頭部の溶接強度で決まる場合 $P_{a5} = \phi_1 \times f_t \times A_w$ A_w : 同左、 t_w : 同左、 f_t : 同左 $A_w = \pi \times d_n \times t_w$ 、 d_n : 軸部径	隅肉溶接の場合を追加 溶接部の許容応力度 $f_t / \sqrt{3}$ 、溶接の脚長 $0.7 \times t_w$	
許容せん断力 q_a	q_a : コンクリート躯体の支圧強度により決まる場合		変更 $q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$	—
	—		追加 突起付き袋ナット, 長ナットのせん断強度で決まる場合 $q_{a1} = \phi_1 \times 0.7 \times s_{\sigma y} \times s_c a$ $s_c a$: 前出、 $s_{\sigma y}$: 前出	—
	コンクリートの支圧強度により決まる場合 $q_a = \phi_{s2} \times 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} \times s_c a$ ($5000 \leq \sqrt{F_c \times E_c} \leq 9000$) F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm ²) E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm ²)、 $s_c a$: 前出		変更 コンクリートの支圧強度で決まる場合 $q_{a2} = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} \times s_c a$ ($\sqrt{F_c \times E_c}$ は制限なし) F_c : 同左、 E_c : 同左、 $s_c a$: 同左	—
	—		追加 側面コーン状破壊により決まる場合 $q_{a3} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_{qc}$ F_c : 前出、 A_{qc} : 側面コーン状破壊面の有効投影面積(mm ²)	—

3.2 各種アンカーボルトの耐力

免震部材の接合部の各種アンカーボルトの許容耐力は、原則として「各種合成指針」により算定する。

(1) スタッドボルトの許容耐力及び計算例



スタッドボルト φ22、頭部径 35 mm

$${}_{sc}a = 380\text{mm}^2 \text{ (軸部断面積)}$$

$${}_s\sigma_y = 235\text{N/mm}^2 \text{ (400級)}$$

$$F_c = 27\text{N/mm}^2$$

$$E_c = 23,577\text{N/mm}^2$$

図 3.2.1 スタッドボルト詳細図

1) 短期許容引張耐力 P_a の算定

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

P_{a1} : スタッドボルトの降伏により決まる場合の短期許容引張耐力

$$P_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{pa} \times {}_{sc}a = \phi_1 \times 235 \times 380$$

$$\left\{ \begin{array}{l} {}_s\sigma_{pa} : \text{スタッドボルトの引張強度で、} {}_s\sigma_{pa} = {}_s\sigma_y (\text{N/mm}^2) \text{ とする。} \\ {}_s\sigma_y : \text{スタッドボルトの規格降伏点強度 (N/mm}^2) \\ {}_{sc}a : \text{スタッドボルトの軸断面積 (mm}^2) \end{array} \right.$$

短期荷重用: $\phi_1 = 1.0 \rightarrow P_{a1} = 89.3\text{kN/本}$

P_{a2} : コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の短期許容引張力

$$P_{a2} = \phi_2 \times {}_t\sigma_c \times Ac = \phi_2 \times 0.31\sqrt{27} \times 76,387$$

短期荷重用: $\phi_2 = 2/3 \rightarrow P_{a2} = 82.0\text{kN/本}$

${}_t\sigma_c$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で

$${}_t\sigma_c = 0.31\sqrt{F_c} (\text{N/mm}^2) \text{ とする。}$$

$$Ac = \pi L_e(L_e + D) - A_o - S = \pi \times 140 \times 175 - 582 - 0 = 76,387\text{mm}^2$$

(ここでは、スタッドボルト間隔、接合部躯体との寸法に余裕があり投影面の重なりがない場合として算定)

Ac : コーン状破壊面の有効水平投影面積

L_e : スタッドボルトの有効長さ(mm)
(頭部から接合部横筋までの長さ)

D : 頭部直径(mm)

d : 頭付きアンカーボルトの軸部の直径(mm)

S : 投影面の重なり面積(mm²) $S = r_n^2 \times (\theta - \sin \theta)$

$r_n = Le + D/2 \quad \theta = 2\cos^{-1}(d_{min}/2/r_n)$

A_o : スタッドボルトの頭部の支圧面積(mm²)

$$A_o = \pi / 4 (D^2 - d^2)$$

$$A_o = \pi / 4 (35^2 - 22^2) = 582\text{mm}^2$$

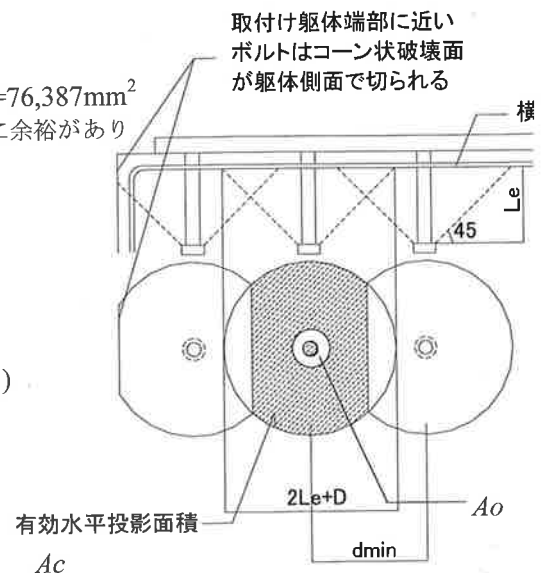


図 3.2.2 有効水平投影面積 Ac

以上より、最小値（コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合）をとり、 $P_a = \min(89.3, 82.0)$
 $P_a = 82.0 \text{ kN/本}$ を採用する。

スタッドボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度に対して、コンクリートの支圧強度 f_n 以下であることを確認する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}^*) = \min(89.3, 82.0) = 82.0 \text{ kN}$$

$$P_a / A_o = 82.0 \times 1000 / 582 = 140.9 \text{ N/mm}^2 < 162.0 = f_n \quad \text{OK}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_o = \pi / 4 (35^2 - 22^2) = 582 \text{ mm}^2 \\ f_n : \text{コンクリートの支圧強度で、} f_n = \sqrt{A_c / A_o} \times F_c \text{ とする。} \\ \text{ただし、} \sqrt{A_c / A_o} \text{ が 6 を超える場合は 6 とする。} \\ \sqrt{A_c / A_o} = 11.5 > 6 \text{ より、} f_n = 6 \times F_c = 6 \times 27 = 162 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

*「各種合成指針」では、コーン状破壊による耐力 P_{a2} を複数本の低減を考慮した値を用いているが、安全側の検討として低減のない引張耐力により確認することとした。

2) 短期許容せん断耐力 q_a の算定

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

q_{a1} : スタッドボルトのせん断降伏強度により決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a = \phi_1 \times 0.7 \times_s \sigma_y \times_{sc} a = \phi_1 \times 0.7 \times 235 \times 380$$

${}_s \sigma_{qa}$: スタッドボルトのせん断強度で、 ${}_s \sigma_{qa} = 0.7 \times_s \sigma_y$ (N/mm²) とする。

$$\text{短期荷重用 : } \phi_1 = 1.0 \rightarrow q_{a1} = \underline{62.5 \text{ kN/本}}$$

q_{a2} : コンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a2} = \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} \times_{sc} a = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{27 \times 23577} \times 380$$

${}_c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 ${}_c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c}$ (N/mm²) とする。

$$\text{短期荷重用 : } \phi_2 = 2/3 \rightarrow q_{a2} = \underline{101.1 \text{ kN/本}}$$

q_{a3} : コンクリート躯体の側面コーン状破壊により決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a3} = \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_{qc} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{27} \times 62,800 = \phi_2 \times 101.2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} {}_c \sigma_t : \text{コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度} \\ {}_c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c} \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ とする。} \\ A_{qc} : \text{せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積で} \\ A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ とする。 [図 3.2.3 参照]} \\ = 0.5 \pi \times 200^2 = 62,800 \text{ mm}^2 \\ c : \text{へりあき寸法 (mm)} \end{array} \right.$$

へりあき寸法(c)を 200mm として算定する。配筋およびスタッド等の干渉などを考慮し、最低へりあき寸法として設定した。

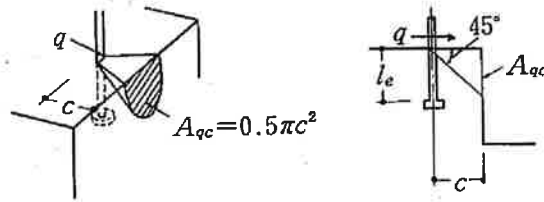


図 3.2.3 側面の有効投影面積(A_{qc})

短期荷重用： $\phi_2=2/3 \rightarrow q_{a3}=\underline{67.5\text{kN/本}}$

以上より、 $q_a=\min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$

$$=\min(62.5, 101.1, 67.5)$$

スタッドボルトのせん断降伏強度で決まる場合をとり、

$q_a=62.5\text{kN/本}$ を採用する。

有効埋め込み長さの検討は、埋め込み長さが浅い場合の破壊形式（プライアウト）の確認として行う。破壊形式モードとしては、取り付けプレート（ベースプレート）の回転変形と共に発生するため、ベースプレートが十分に剛強で回転拘束効果がある場合は、他の破壊形式（鋼材破壊、コンクリート破壊）となる。よって、ベースプレート中央部や、せん断負担時に軸力がある場合など十分に押さえ効果が見込まれる場合には、プライアウトの検討を省略してもよいこととした。ただし、ベースプレート全面に引張が働く場合や、プレート端のスタッドなど、押さえ効果が期待できない場合は本検討を行う。参考として算定式を示す。

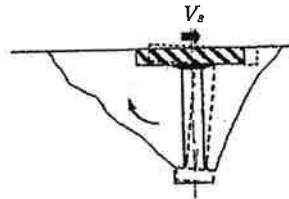


図 3.2.4 埋込み深さが浅い場合の破壊形式（プライアウト）

短期許容せん断力を確保するためのスタッドの有効埋め込み長さ l_e の確認として、コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる引張力 (${}_s\sigma_{pa} \times {}_sc a$) がスタッドボルトの許容引張力 (${}_c\sigma_t \times A_c$) 以上であることを確認する。

$${}_s\sigma_{pa} \times {}_sc a \leq {}_c\sigma_t \times A_c$$

スタッドボルトの許容引張力の算定

$${}_s\sigma_{pa} \times {}_sc a = 235 \times 380 = 89.3\text{kN}$$

コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる引張力の算定

$${}_c\sigma_t \times A_c^* = 0.31\sqrt{27} \times 76,387 = 123\text{kN}$$

※ A_c は複数本の影響を考慮する。

よって、 ${}_s\sigma_{pa} \times {}_sc a = 89.3 \leq 123 = {}_c\sigma_t \times A_c$ OK

3) スタッドボルトの許容耐力一覧

スタッドボルトは、コンクリート強度の違いにより許容耐力が異なるので注意する。参考にスタッドボルト径22mmの1本あたりの許容耐力をコンクリート強度別(Fc24~Fc36)に示す。

表 3.2.1 低減係数

	φ 1	φ 2
長期荷重用	2/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3

①許容引張耐力の算定表

図 3.2.5 にスタッドボルト(φ22)1本あたりの許容引張力とコンクリート強度の関係図を示す。縦軸にスタッドボルトの許容引張力を横軸にコンクリート強度を示す。スタッドボルトの降伏により定まる場合の許容引張力 (P_{a1}) および、コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容引張力 (P_{a2}) を示す。旧合成指針で算定された P_{a2} を参考として図示した。コンクリート強度 Fc30 以下の場合 (複数本の影響がない場合) は、 $P_{a1} > P_{a2}$ となり、コーン状破壊により決まる場合の許容引張力となる。改定前 (旧合成指針) と比較すると、今回の改訂で P_{a2} は高い値となっている。複数本のスタッドボルトを近接して設ける場合は、複数本数の影響を考慮する必要がある。

許容引張力 P_a の算定 $P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$

P_{a1} : スタッドボルトの降伏により定まる場合の許容引張力 (kN/本)

P_{a2} : コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容引張力 (kN/本)

$P_d/A_o \leq f_n$: 許容引張力時の頭部支圧応力度とコンクリートの支圧強度の確認

<算定条件> スタッドボルト φ22、有効長さ $L_e = 140\text{mm}$ 、コンクリート強度 $F_c = 24 \sim 36\text{N/mm}^2$

スタッドボルトの軸部断面積 $s_c a = 380\text{mm}^2$

スタッドボルトの規格降伏点強度 $s \sigma_y = 235\text{N/mm}^2$

コーン状破壊面の有効水平投影面積 $A_c = 76,387\text{mm}^2$

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)

f_n : コンクリートの支圧強度 (N/mm²)

表 3.2.2 許容引張耐力算定表 (φ22)

コンクリート強度: $F_c(\text{N/mm}^2)$	24	27	30	33	36
$P_{a1} = \phi_1 \times s \sigma_{pa} \times s_c a$	89.3				
$P_{a2} = \phi_2 \times c \sigma_t \times A_c$	77.3	82.0	86.5	90.7	94.7
$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$	1.52	1.61	1.70	1.78	1.86
P_d/A_o	133	141	149	153	153
$f_n = \min(P_d/A_o, 6) \times F_c$	144	162	180	198	216
$P_d/A_o \leq f_n$	OK	OK	OK	OK	OK
改訂前: $P_{a2} = \phi_3 \cdot f_n \times A_o$ ※1	46.6	52.4	58.2	64.0	69.8

※1 : JSSI の推奨値 $f_n = \min(P_d/A_o, 5) \times F_c$ を採用

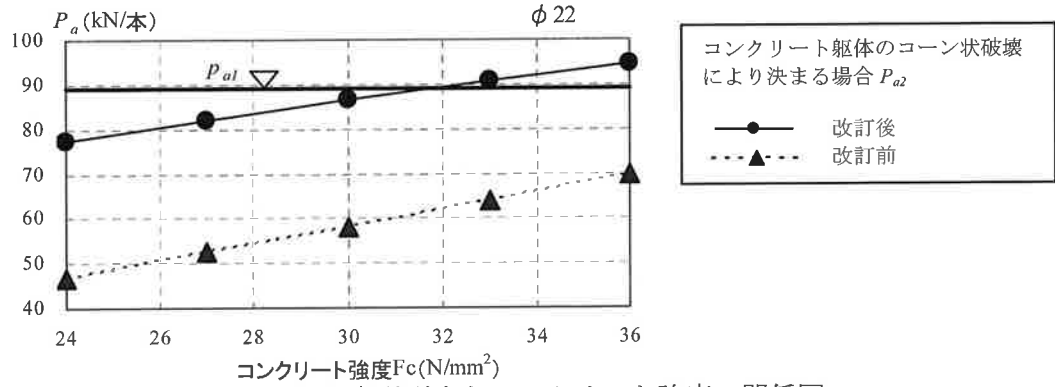


図 3.2.5 許容引張力とコンクリート強度の関係図

②許容せん断力の算定表

図 3.2.6 にスタッド(φ22)1 本当たりの許容せん断力とコンクリート強度の関係図を示す。縦軸にスタッドボルトの許容せん断力を横軸にコンクリート強度を示す。図中の各線は、鋼材の許容せん断力 (q_{a1})、コンクリートの支圧耐力 (q_{a2})、側面コーン状破壊耐力 (q_{a3}) を示す。改定前(旧合成指針)で算定されたコンクリートの支圧耐力 (q_{a2}) を参考として図示した。スタッドボルトの許容せん断力は、鋼材の許容せん断力 (q_{a1}) となった。旧合成指針で算定された許容せん断力 (q_{a2}) に比べ、今回の改訂で許容せん断力は低く評価される結果となった。側面コーン状破壊耐力のパラメータであるへりあき(スタッドと躯体のへりあき距離 c) については、配筋とスタッド等の干渉などを考慮するとベースプレート端から 150mm 以上躯体を確保することから、200mm と設定した。

許容せん断力 q_a の算定 $q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$

q_{a1} : アンカーボルトのせん断降伏強度により決まる場合の許容せん断力 (kN/本)

q_{a2} : コンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 (kN/本)

q_{a3} : コンクリート躯体の側面コーン状破壊で決まる場合の許容せん断力 (kN/本)

<算定条件>スタッドボルト φ22、コンクリート強度 $F_c = 24 \sim 36 \text{ N/mm}^2$

スタッドボルトの軸部断面積 $s_c a = 380 \text{ mm}^2$

スタッドボルトの規格降伏点強度 $s \sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$

スタッドボルトのせん断強度 $s \sigma_{qa} = 0.7 \times s \sigma_y = 165 \text{ N/mm}^2$

へりあき寸法 $c = 200 \text{ mm}$ $A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2 = 76,387 \text{ mm}^2$

$E_c = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma / 24)^2 \times (F_c / 60)^{1/3} \text{ (N/mm}^2)$

($F_c \leq 36$: $\gamma = 24 \text{ (kN/m}^3)$ $36 < F_c \leq 48$: $\gamma = 24.5 \text{ (kN/m}^3)$)

表 3.2.3 許容せん断力算定表(φ22)

コンクリート強度: $F_c \text{ (N/mm}^2)$	24	27	30	33	36	
コンクリートのヤング係数: $E_c \text{ (N/mm}^2)$	22,700	23,600	24,500	26,400	27,100	
$\sqrt{F_c \times E_c}$	改訂後の採用値	738	798	856	932	988
	改訂前採用値	738	798	856	900	900
$q_{a1} = \phi_1 \times s \sigma_{qa} \times s_c a$	62.5	62.5	62.5	62.5	62.5	
$q_{a2} = \phi_2 \times c \times \sigma_{qa} \times s_c a = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} \times s_c a$	93.5	101.1	108.6	118.2	125.1	
$q_{a3} = \phi_2 \times c \times \sigma_1 \times A_{qc} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_{qc}$	63.6	67.5	71.1	74.6	77.9	
改訂前 $q_a = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} \times s_c a$	84.1	91.0	97.6	102.6	102.6	

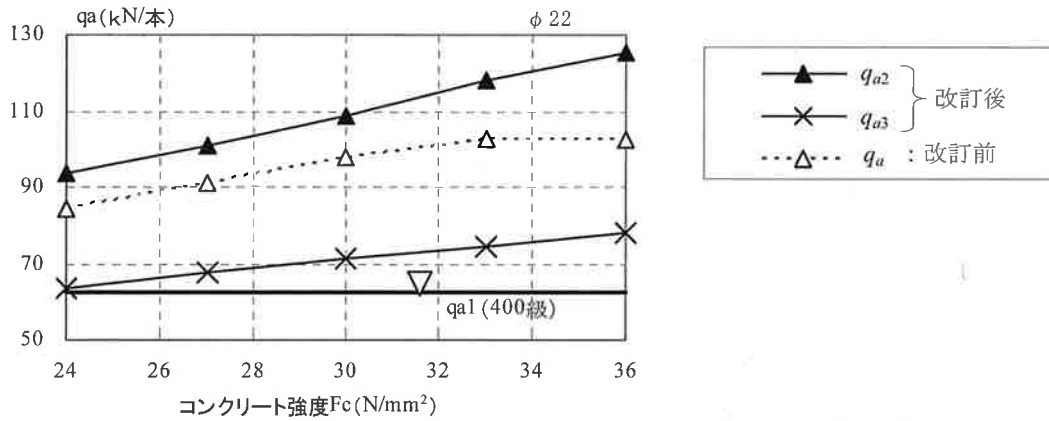


図 3.2.6 許容せん断力とコンクリート強度の関係図

(2)アンカーボルトの許容耐力

アンカーボルトの有効長さが十分確保できている場合の算定式である。有効長さが確保できない場合は、(3) 突起付き袋ナット，長ナット+突起付きボルトの許容耐力により確認すること。

1) 短期許容引張耐力 P_a の算定

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3})$$

P_{a1} : アンカーボルトの軸部の降伏により決まる場合の短期許容引張耐力

$$P_{a1} = \phi_1 \times s \sigma_y \times s c a$$

- ϕ_1 : 短期荷重用 1.0
- $s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
- $s c a$: アンカーボルト公称断面積とねじ部有効断面積の小さい値の軸断面積 (mm²)
- 長ナット部の軸耐力が、アンカーボルトの軸耐力以上であることを確認する。
- $P_{a1} < \phi_1 \times \sigma_y \times a_n$
- σ_y : 長ナットの規格降伏点強度 (N/mm²)
- a_n : 長ナットの有効断面積 (mm²)

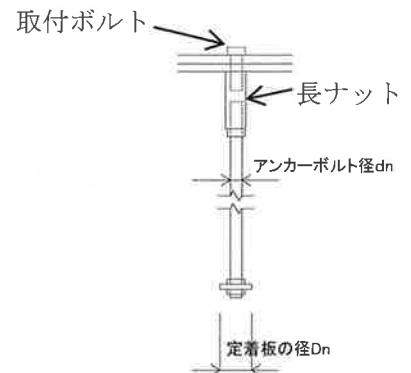


図 3.2.7 アンカーボルト

P_{a2} : コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の短期許容引張耐力

$$P_{a2} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c$$

- ϕ_2 : 短期荷重用 2/3
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)
- $A_c = \pi L_e (L_e + D_n) - S - A_o$
- S : 投影面の重なり面積 (mm²)
- $S = r_n^2 \times (\theta - \sin \theta)$
- $r_n = L_e + D_n / 2$ $\theta = 2 \cos^{-1} (d_{min} / 2 / r_n)$
- L_e : アンカーボルトの有効長さ (mm)
(定着板から接合部横筋までの長さ)
- D_n : 定着板の径 (mm) d_{min} : アンカーボルト間距離 (mm)

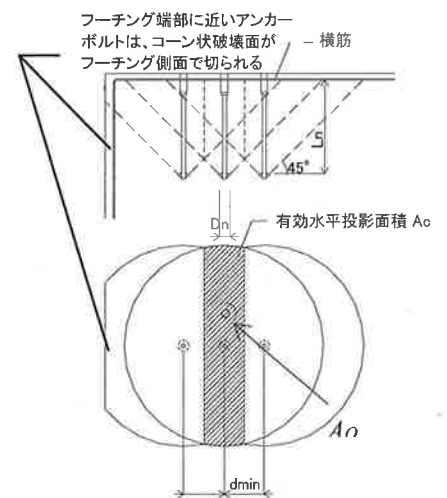


図 3.2.8 コーン状破壊模式図

P_{a3} : 定着板での支圧により決まる場合の短期許容引張耐力

$$P_{a3} = \phi_1 \times \alpha \times A_o \times \sigma_y$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_1 : \text{短期荷重用 } 1.0 \\ \alpha : = t_f^2 / [(2D_n / d_n + 1) \times (D_n - d_n)^2 / 4] \\ A_o : \text{定着板の有効面積 (mm}^2\text{)} \quad A_o = (D_n^2 - d_n^2) \pi / 4 \\ t_f : \text{定着板の厚さ (mm)} \\ d_n : \text{アンカーボルト径 (mm)} \\ \sigma_y : \text{定着版の規格降伏点強度 (N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

・アンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度に対して、コンクリートの支圧強度 f_n 以下であることを確認する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}^*, P_{a3})$$

$$P_a / A_o \leq f_n$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_o = (D_n^2 - d_n^2) \pi / 4 \end{array} \right.$$

f_n : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{A_c / A_o} \times F_c$ (N/mm²) とする。

ただし、 $\sqrt{A_c / A_o}$ が 6 を超える場合は 6 とする。

*「各種合成指針」では、コーン状破壊による耐力 P_{a2} を複数本の低減を考慮した値を用いているが、安全側の検討として低減のない引張耐力により確認することとした。

2) 短期許容せん断耐力 q_a の算定

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

q_{a1} : アンカーボルトのせん断降伏強度で決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_1 : \text{短期荷重用 } 1.0 \end{array} \right.$$

$_{sc} a$: アンカーボルト公称断面積とねじ部有効断面積の小さい値(mm²)

$_s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度で、 $_s \sigma_{qa} = 0.7 \times_s \sigma_y$ とする。

$_s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

・長ナット部の軸耐力が、アンカーボルトの軸耐力以上であることを確認する。

$$q_{a1} < \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times a_n$$

$_s \sigma_{qa}$: 長ナットのせん断強度で、 $_s \sigma_{qa} = 0.7 \times_s \sigma_y$ とする。

$_s \sigma_y$: 長ナットの規格降伏点強度(N/mm²)

a_n : 長ナットの有効断面積(mm²)

q_{a2} : コンクリート躯体の支圧強度で決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a2} = \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} \times_{sc} a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_2 : \text{短期荷重用 } 2/3 \end{array} \right.$$

$_{sc} a$: アンカーボルト公称断面積とねじ部有効断面積の小さい値(mm²)

$_c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 $_c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c}$ (N/mm²) とする。

q_{a3} : コンクリート躯体の側面コーン状破壊で決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a3} = \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} = \phi_2 \times 0.31\sqrt{F_c} \times A_{qc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_2 : \text{短期荷重用 } 2/3 \\ \sigma_t : \text{コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度} \\ \quad \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c} \text{ (N/mm}^2\text{) とする。} \\ A_{qc} : \text{せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積で} \\ \quad A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2 \text{ (mm}^2\text{) とする。 [図 3.2.3 参照]} \\ c : \text{へりあき寸法 (mm)} \end{array} \right.$$

(3) 突起付き袋ナット，長ナット+突起付きボルトの許容耐力

「各種合成指針」では頭付きアンカーボルトの呼び径を 9 mm 以上 25 mm 以下としているが、突起付き袋ナットの軸径がこれを上回るものがほとんどである。また、突起付き袋ナットの許容耐力は研究等資料が少なく明らかな事が多い。これらのことより、突起付き袋ナットのみ耐力に期待して接合部を設計することは好ましくなく、原則スタッドボルト等と併用することを推奨する。

ここでは、突起付き袋ナット，突起付きボルトの頭部の径(D_n)を軸部径(d)より十分な大きさを確保 ($D_n \geq 2.5d$) することや、長ナット+突起付きボルトの場合の軸部の形状をシアキーとしてのコンクリートのせん断伝達機構^{*1) *2)} 考慮し、図 3.2.9 に示す長ナットと首下長さ(h)は、頭径部の出寸法(a)の 8 倍以上とすることなど、応力伝達可能なディテールとした場合の許容耐力をスタッドボルトと同様の考え方で計算した例を示す。

突起部形状としては、突起付き袋ナット、突起付きボルトを想定しているが、ナットや定着板を用いる場合は、ねじ部の軸部(有効断面積)の引張耐力や突起部の支圧耐力について確認する。

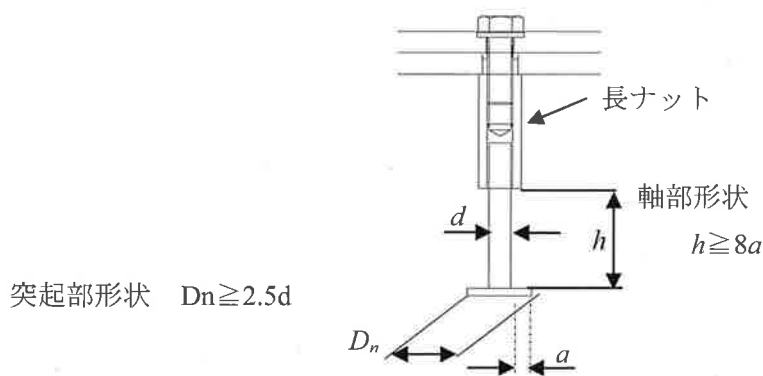


図 3.2.9 突起部先端および、軸部の形状

1) 短期許容引張耐力 P_a の算定

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3}, P_{a4}, P_{a5})$$

P_{a1} : 軸部の降伏により決まる場合の短期許容引張耐力

$$P_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a$$

- ϕ_1 : 短期荷重用 1.0
- $_s \sigma_y$: 突起付き袋ナットおよび、突起付きボルトの規格降伏点強度(N/mm²)
- $_{sc} a$: 軸部の有効断面積(mm²)
 - 突起付き袋ナットの場合 $:_{sc} a = \pi (d_n^2 - d_w^2) / 4$
 - 長ナット+突起付きボルトの場合 $:_{sc} a = \min[\pi (d_n^2 - d_w^2) / 4, \pi d_b^2 / 4]^*$

*長ナットと突起付きボルトの材質が異なる場合は、それぞれの軸部の降伏耐力 P_a を算定し最小値を採用する。

d_n : 袋ナット、長ナットの軸部径 (mm) d_w : 袋ナット、長ナットの内径 (mm)

P_{a2} : コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の短期許容引張力

$$P_{a2} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c$$

- ϕ_2 : 短期荷重用 2/3
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)
 - $A_c = \pi L_e (L_e + D_n) - S$
- L_e : 突起付き袋ナットまたは
長ナット+突起付きボルトの有効長さ (mm)
(頭部から接合部横筋までの長さ)
- S : 投影面の重なり面積 (mm²) $S = r_n^2 \times (\theta - \sin \theta)$
 - $r_n = L_e + D_n / 2$ $\theta = 2 \cos^{-1} (d_{min} / 2 / r_n)$
- D_n : 頭部の径 (mm)
- d_{min} : 突起付き袋ナット、突起付きボルト間距離 (mm)

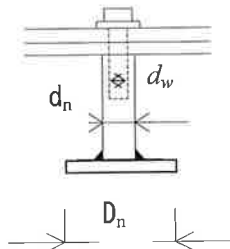


図 3.2.10 突起付き袋ナット

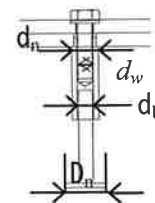


図 3.2.11 長ナット+突起付きボルト

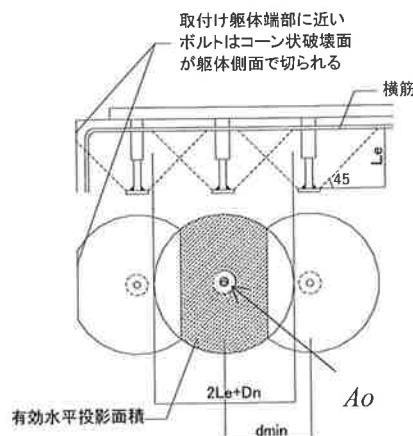


図 3.2.12 コーン状破壊模式図

P_{a3} : 袋ナット頭部または突起付きボルト頭部での支圧により決まる短期許容引張耐力

$$P_{a3} = \phi_1 \times a \times A_o \times_s \sigma_y$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_1 : \text{短期荷重用 } 1.0 \\ a : \text{突起付き袋ナットの場合 } a = t_f^2 / [(2D_n / d_n + 1)(D_n - d_n)^2 / 4] \\ \quad \text{突起付きボルトの場合 } a = t_f^2 / [(2D_n / d_b + 1)(D_n - d_b)^2 / 4] \\ A_o : \text{突起部の面積(mm}^2\text{)} \quad \text{突起付き袋ナットの場合 } A_o = (D_n^2 - d_n^2) \pi / 4 \\ \quad \text{突起付きボルトの場合 } A_o = (D_n^2 - d_b^2) \pi / 4 \\ t_f : \text{突起部の板厚 (mm)} \\ D_n : \text{頭部の径 (mm)} \\ d_n : \text{袋ナット軸部径 (mm)} \\ d_b : \text{ボルト軸部径 (mm)} \\ _s \sigma_y : \text{ボルト頭部の規格降伏点強度(N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

P_{a4} : 袋ナット頭部または突起付きボルト頭部のコンクリート支圧により決まる
場合の短期許容引張耐力

$$P_{a4} = \phi_2 \times f_n \times A_n$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_2 : \text{短期荷重用 } 2/3 \\ f_n : \text{コンクリートの支圧強度(N/mm}^2\text{)} \quad f_n = Fc \times \sqrt{Ac / A_n}, \quad (\text{ただし } f_n \leq 6Fc) \\ A_n : \text{頭部の有効水平投影面積(mm}^2\text{)} \quad \text{袋ナットの場合 } A_n = (D_n^2 - d_n^2) \pi / 4 \\ \quad \text{突起付きボルトの場合 } A_n = (D_n^2 - d_b^2) \pi / 4 \end{array} \right.$$

P_{a5} : 袋ナット頭部の溶接強度により決まる場合の短期許容引張耐力

$$P_{a5} = \phi_1 \times f_t \times A_w$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_1 : \text{短期荷重用 } 1.0 \\ f_t : \text{溶接部の許容引張応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \quad (\text{隅肉溶接の場合は、許容せん断応力度を用いる } f_t / \sqrt{3}) \\ A_w : \text{溶接部の有効面積 } A_w = \pi \times d_n \times t_w \text{ (mm}^2\text{)} \\ t_w : \text{溶接の脚長 (mm)} \\ \quad (\text{隅肉溶接の場合は、のど厚 } (0.7 \times t_w) \text{ を用いる。)} \end{array} \right.$$

2) 短期許容せん断耐力 q_a の算定

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

q_{a1} : 突起付き袋ナット、突起付きボルト及び長ナット部のせん断降伏強度で決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_1 : \text{短期荷重用 } 1.0 \\ {}_s\sigma_{qa} : \text{突起付き袋ナット, 長ナットのせん断強度で、} \\ \quad {}_s\sigma_{qa} = 0.7 \times {}_s\sigma_y (\text{N/mm}^2) \text{ とする。} \\ {}_s\sigma_y : \text{突起付き袋ナット, 長ナットの規格降伏点強度 (N/mm}^2) \\ {}_{sc}a : \text{軸部の有効断面積 (mm}^2) \\ \quad \text{袋ナットの場合} \quad {}_{sc}a = \pi (d_n^2 - d_w^2) / 4 \\ \quad \text{長ナット+突起付きボルトの場合} \quad {}_{sc}a = \min(\pi (d_n^2 - d_w^2) / 4, \pi d_b^2 / 4) * \\ \quad * \text{長ナットと突起付きボルトの材質が異なる場合はそれぞれの軸部の降伏} \\ \quad \text{耐力 } q_{a1} \text{ を算定し最小値を採用する。} \\ d_n : \text{袋ナット, 長ナットの軸部径 (mm)} \\ d_w : \text{袋ナット, 長ナットの内径 (mm)} \end{array} \right.$$

q_{a2} : コンクリートの支圧強度で決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a2} = \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} \times_{sc} a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_2 : \text{短期荷重用 } 2/3 \\ {}_{sc}a : \text{突起付き袋ナット, 長ナットの最小外径による断面積 (mm}^2) \\ \quad {}_{sc}a = \min[\pi d_n^2 / 4, \pi d_b^2 / 4] \\ d_n : \text{袋ナット軸部径 (mm)} \\ d_w : \text{袋ナット内径 (mm)} \\ {}_c\sigma_{qa} : \text{コンクリートの支圧強度で, } {}_c\sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} (\text{N/mm}^2) \text{ とする。} \end{array} \right.$$

q_{a3} : コンクリート躯体の側面コーン状破壊で決まる場合の短期許容せん断耐力

$$q_{a3} = \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_{qc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_2 : \text{短期荷重用 } 2/3 \\ {}_c\sigma_t : \text{コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度} \\ \quad {}_c\sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c} (\text{N/mm}^2) \text{ とする。} \\ A_{qc} : \text{せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積で} \\ \quad A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2 (\text{mm}^2) \text{ とする。 [図 3.2.3 参照]} \\ c : \text{へりあき寸法 (mm)} \end{array} \right.$$

参考文献

- *1) 「プレカストコンクリート構造接合部耐力に関する研究」 黒正清治 日本建築学会論文報告集第 89 号・昭和 38 年 9 月
 *2) 「プレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する実験研究 (その 8) - シアキーの直接せん断実験」
 奥本、松崎他 日本建築学会学術講演梗概集 1996 年 9 月

4. 接合部の設計

4.1 アイソレータ

(3) 天然ゴム系積層ゴムアイソレータ接合部の設計（抜粋）

引張軸力が作用しない「天然ゴム系積層ゴムアイソレータ」について接合部の設計例を示す。接合部は、スタッドボルト＋突起付きボルト併用とする。本指針に準じ、せん断力をスタッドボルトで負担、曲げモーメントを突起付きボルトで負担させるものとする。免震層のクリアランス 600mm の変形に対して、免震部材の接合部が短期許容応力度以下であることを確認する。

各種ボルトの設計応力は、接合部の軸力 $N_d=0$ として、付加曲げによる各ボルトの引張力を算定する。算定方法は、フランジプレートの剛性が大きい場合（平面保持の仮定）と、参考値として剛性が小さい場合（高山らの研究による予測式）を示し、検討を行う。

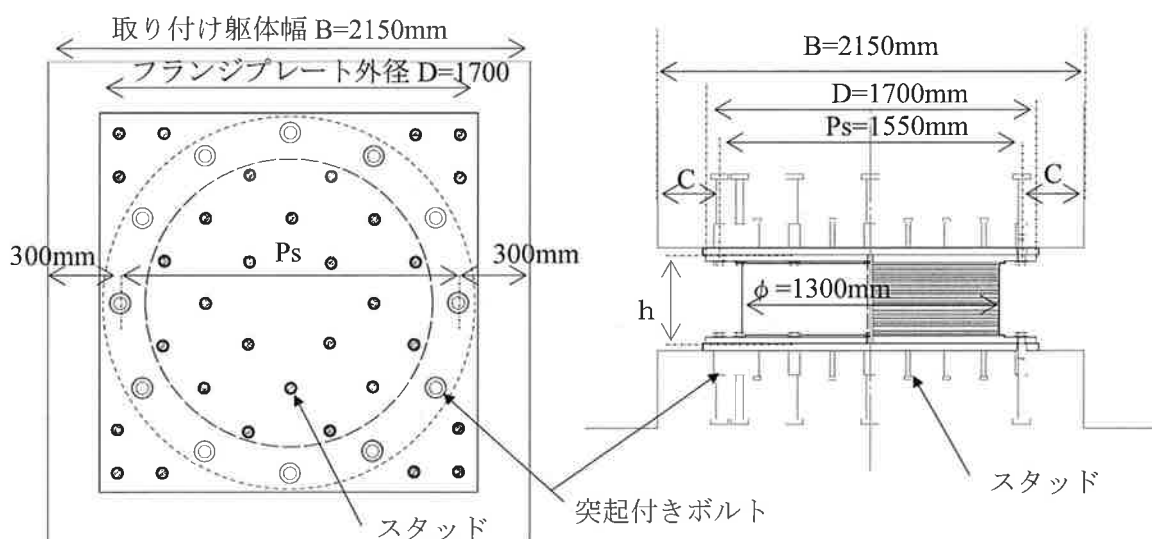


図 4.1.1 天然ゴム系積層ゴムアイソレータ概要図（断面図、ボルト配置図）

1) 諸元

① 免震部材（天然ゴム系積層ゴムアイソレータ）

ゴム外径 : $R_r=1300\text{mm}$ （ゴム総厚 252.3mm）

装置高さ : $h=455.5\text{mm}$ （フランジプレート間）

② 各種ボルト

取付けボルト : 12-M36（強度区分 6.8）

長ナット＋突起付きボルト（材質：SS400）

ボルト軸径 : $d_b=36\text{mm}$

頭部の径 : $D_n=90\text{mm}$ ($\geq 2.5 \times d_b=90\text{mm}$)

突起付きボルト: 230mm ($> 8 \times a=216\text{mm}$)

スタッドボルト : 32本 $\phi 22$ ($L=200\text{mm}$)（材質：400級）

③ 取り付け躯体

コンクリート強度 : F_c30

躯体幅 : $B=2150\text{mm}$

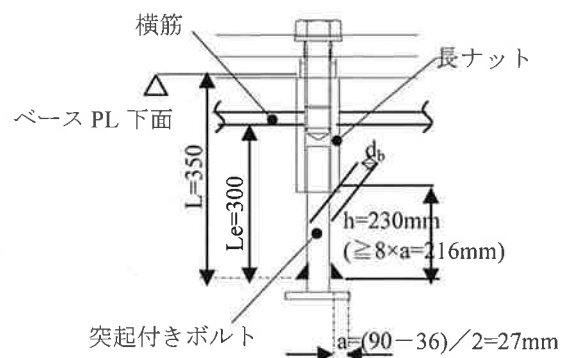


図 4.1.2 突起付きボルト軸部形状

2) 設計クライテリア

水平変位

免震層のクリアランス 600mm ($\gamma = 238\% < 250\%$)

3) 免震部材に生じる応力

①設計せん断力 (Q_d) の算定

- i) 設計変位では、ハードニングは発生しない。
- ii) 性能変動を考慮し、水平剛性を割増しする。
剛となる場合 25.6%を見込む。

②曲げモーメント ($M_d = Q_d \times h$) による設計引張力 (T_d) の算定

設計曲げモーメント (M_d) は、設計せん断力(Q_d) による付加モーメントとし、P- Δ 効果による付加曲げモーメントは考慮しない。

i) 平面保持の仮定の場合

平面保持の方法により取付け部を鉄筋コンクリート円柱として算出、フランジプレート
の厚さ、ボルト本数から過小評価とならないようにヤング係数比 n を 1 とする。

ii) 高山らの研究の予測式による最大ボルト軸力の算定 (参考値)

予測式の軸力は平面保持の方法による軸力 (T_d) より 2.0~3.0 倍大きな値となる

4) 取付けボルトの検討

- ① せん断力に対する検討 (全ボルトに均等に作用するものとする)
- ② 引張力に対する検討
- ③ 引張力とせん断力の合成応力に対する検討

5) 各種アンカーボルト (スタッド、突起付きボルト) の検討

① せん断力に対する検討

全スタッドで均等に負担するものとする。 ($Q_d/n = q_d$ n :スタッドボルト本数)

短期許容せん断力 (q_a) の算定

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) = q_{a1} : \text{スタッドボルトの鋼材のせん断降伏の値} > q_d$$

② 引張力に対する検討

突起付きボルトのみで負担するものとする。

短期許容引張力 (P_a) の算定

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3}, P_{a4}, P_{a5}) = P_{a3} : \text{突起付きボルトの頭部の支圧の値} > T_d$$

6) フランジプレートの検討

- ① 取付けボルトに作用する引張力により生じる曲げに対する検討
- ② 端抜けに対するせん断応力度の検討

7) 圧縮応力に対する検討

- ① フランジプレートに作用する最大圧縮応力度の算定
- ② 取付け躯体コンクリートの短期許容支圧応力度の算定

表 4.1.1 設計に対する変動範囲

要因	変動範囲	
	軟	剛
製造ばらつき	-10%	+10%
経年変化	竣工	60年後
	0%	+10%
環境温度	30度下	0度下
	-2.7%	+5.6%
合計	-12.7%	+25.6%

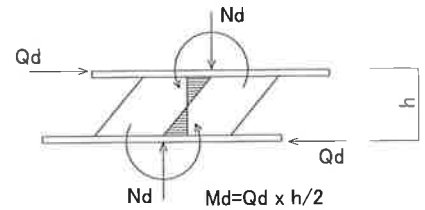


図 4.1.3 水平変形時外力

4.3 各種免震部材の接合部の設計例

(1) 履歴ダンパー付き積層ゴムアイソレータ接合部の設計（抜粋）

引張軸力が作用しない「履歴ダンパー付き積層ゴムアイソレータ」について取付け躯体にスタッドボルト、長ナット+突起付きボルトを併用とした場合の検討を行う。設計指針に準じ、せん断力をスタッドボルトで負担、曲げモーメントを長ナット+突起付きボルトで負担させるものとする。また、本設計では免震部材がゴム総厚×250%の変形に対して、免震部材の接合部が短期許容応力度以下であることを確認する。

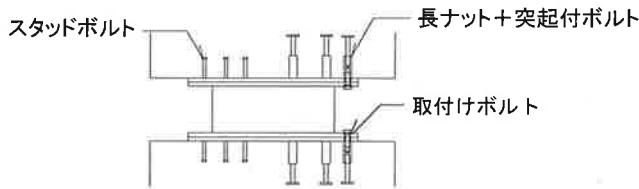


図 4.3.1

スタッドボルト、長ナット+突起付きボルト併用

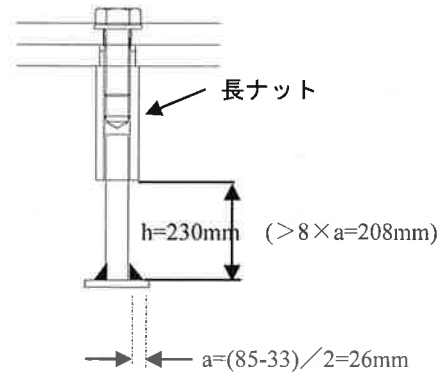


図 4.3.2 長ナット+突起付きボルト軸部形状

1) 諸 元

① 免震部材（履歴ダンパー付き積層ゴムアイソレータ）

ゴム外径 : $R_r = 700\text{mm}$

② 各種ボルト

取付けボルト : 8-M33（強度区分 6.8）

長ナット+突起付きボルト（材質：SS400）

ボルト軸径 : $d_b = 33\text{mm}$

頭部の径 : $D_n = 85\text{mm}$
 $(> 2.5 \times d_b = 82.5\text{mm})$

突起付きボルト: 230mm
 $(> 8 \times a = 208\text{mm})$

スタッドボルト : 16 本（材質：400 級）

突起付きボルトの頭部の径を軸径より十分な大きさとする事でコーン状破壊面の有効水平投影面積を確保している。また、突起付きボルトの首下長さは、軸部がシアキーとしてコンクリートのせん断伝達機構となるよう十分な長さを確保している。

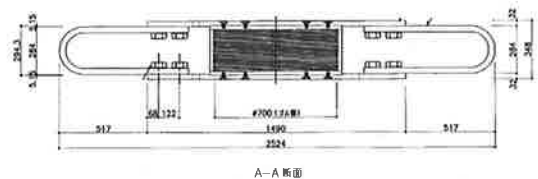
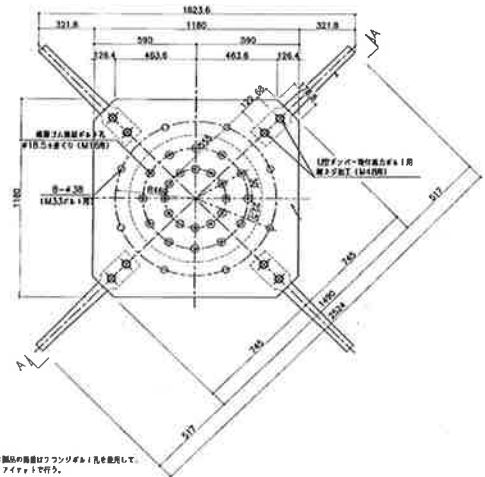


図 4.3.3

履歴ダンパー付き積層ゴムアイソレータ

2) 設計クライテリア

水平変位 $\gamma = 250\%$

部材の性能ばらつき ; α アイソレータ部 合計 +30%

d α 履歴ダンパー部 合計 +16%

3) 免震部材に生じる応力

履歴ダンパー付き積層ゴムアイソレータに生じるせん断力は、積層ゴムアイソレータ部と履歴ダンパー部に分けて算出し、その合計を部材のせん断力とする。

- ① 積層ゴムアイソレータ部に生じるせん断力
- ② 履歴ダンパー部に生じるせん断力

部材の性能ばらつき α (履歴ダンパー部+16%)のほかに、右図のグラフからもわかるようにバイリニアモデルの計算値とメーカー試験結果に対するばらつきを考慮し、さらに1.15の割り増しを行うものとする。

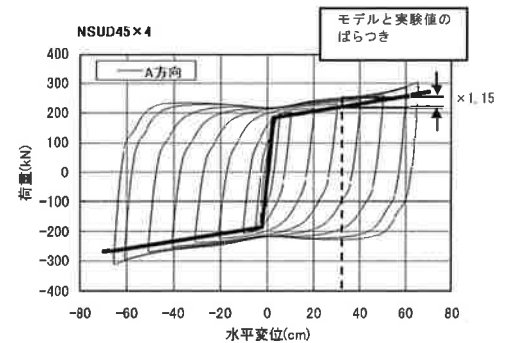


図 4.3.4

履歴ダンパー (UD45x4) の復元力特性

4) 取付けボルトの検討

- ① せん断力に対する検討
- ② 引張力に対する検討

取付けボルトに作用する引張力を、平面保持の方法により取付け部を鉄筋コンクリート円柱として算出する。ボルトとフランジプレート、ベースプレートが鋼材同士であり、検定値に十分な余裕を持たせるためヤング係数比を $n=1$ とする。

- ③ 引張力とせん断力の合成応力に対する検討

5) 長ナット+突起付きボルトの検討

- ① せん断力に対する検討

せん断力に対しては、スタッドボルトにて負担するものとし検討は省略する。

- ② 引張力に対する検討

- i) 軸部の降伏に対する検討
- ii) コーン状破壊に対する検討
- iii) 突起付きボルトの頭部での支圧に対する検討
- iv) 突起付きボルトの頭部に接するコンクリートの支圧に対する検討
- v) 突起付きボルトの頭部の溶接強度に対する検討

6) スタッドボルトの検討

- ① せん断力に対する検討

- i) スタッドボルトのせん断降伏に対する検討
- ii) コンクリートの支圧に対する検討
- iii) 側面コーン状破壊に対する検討
- iv) 有効埋め込み長さの確認

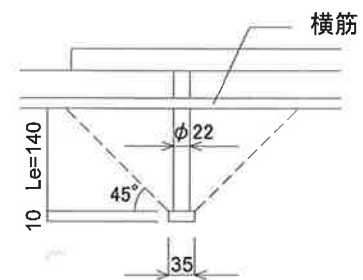


図 4.3.5 スタッドボルト詳細図

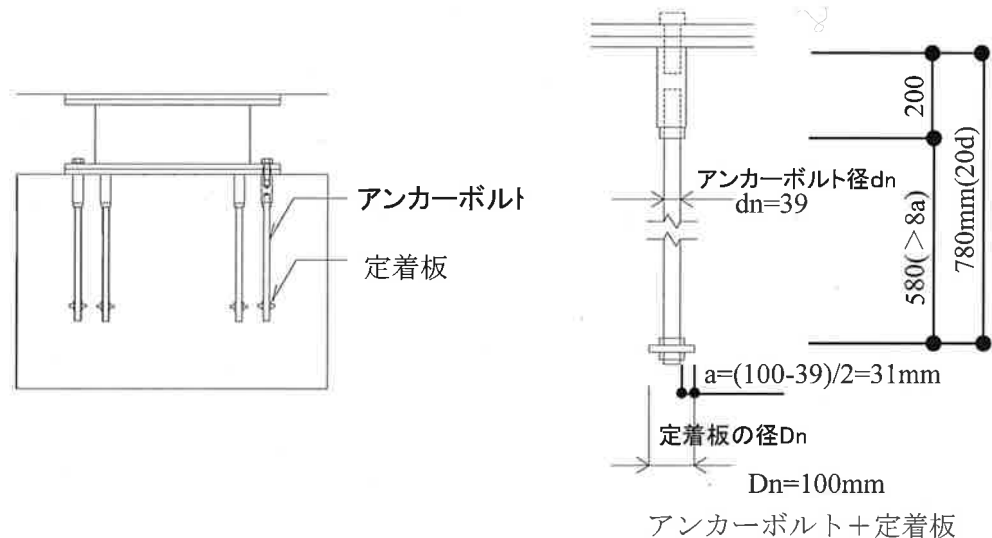
7) フランジプレートの検討

- ① 取付けボルトに作用する引張力により生じる曲げに対する検討
- ② 端抜けに対するせん断応力度の検討

4.3 各種免震部材の接合部の設計例

(2) 鉛プラグ入り積層ゴムアイソレータ接合部の設計 (抜粋)

鉛プラグ入り積層ゴムアイソレータについて、ゴム総厚×250%の変形時に $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ の引張力が作用するものとして接合部の検討を行う。引張力の働く設計であるため定着部はアンカーボルト+定着板とし接合部に生じる引張軸力、曲げモーメントによる引張力及びせん断力はアンカーボルト+定着板で負担し、躯体に伝達するものとする。



1) 諸元

① 免震部材(鉛プラグ入り積層ゴム)

ゴム外径： $R_r=1400\text{mm}$ ，鉛径 280mm ，ゴム総厚 200mm

② 取付けボルト：12-M39(強度区分 6.8)

③ アンカーボルト

i) 長ナット：軸径 $d_n=60\text{mm}$ 強度区分 5.8 材質 SM490A

ii) 定着板付きボルト：軸径 $d_n=39\text{mm}$ ，定着板径 $D_n=2.5d_n=98 \rightarrow 100\text{mm}$ 材質 SS400

2) 設計クライテリア

・水平変位： $\delta=500\text{mm}$ ($\gamma=250\%$)

・特性変動(ばらつき)の設定

鉛プラグ入り積層ゴムは鉛に依存する明確な降伏点のあるデバイスであるため、切片荷重 Q_y と 2次剛性 K_d それぞれについて特性変動値を設定し設計せん断力 Q_D を求める。

切片荷重、2次剛性それぞれについて製品ばらつき、経年変化、環境温度変化を考慮し、切片荷重 Q_y に関して+43%

2次剛性 K_d に関して+36%

の特性変動とする。

3) 免震部材に生じる応力

① せん断力

切片荷重 Q_y に関して+43%，2次剛性 K_d に関して+36%のばらつきを見込む

② 軸力

積層ゴムに作用する引張り応力度 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ より算出

4) 定着部(取付けボルト及びアンカーボルト)に作用する応力

- ① せん断力
 - 免震部材に生じるせん断力をボルト本数で均等に負担するものとする
- ② 軸力（引張力）
 - i) 免震部材に作用する曲げモーメントによる引張力
 - 曲げモーメントを求める際、軸力は引張側であるため、免震部材のせん断力により生じるモーメントとは逆方向のキャンセル側に働くことになるが、安全側の評価として曲げを求める際の引張軸力は無視し、軸力0によるモーメントとする。
 - 円形断面柱として、軸力とモーメントのつりあい式から算定する。
 - ii) 引張軸力により生じる引張力
 - 免震装置に生じる引張軸力をボルト本数で除した値とする。
 - i) + ii) を単純和し、定着部の設計引張力を求める。
- 5) 取付けボルトの検討
 - ① せん断力に対する検討
 - ② 引張力に対する検討
 - ③ 引張力とせん断力の複合応力に対する検討
- 6) アンカーボルト+定着板の検討
 - ① 引張力に対する検討
 - 引張耐力 : $P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3}) > T_{bd}$ (引張力)
 - i) アンカーボルトの降伏に対する検討 P_{a1}
 - ii) コンクリート躯体のコーン状破壊に対する検討 P_{a2}
 - iii) 定着板に接するコンクリートの支圧破壊に対する検討 P_{a3}
 - iv) コンクリートの支圧強度の確認
 - アンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度に対して、コンクリートの支圧強度 f_n 以下であることを確認する。
 - ② せん断力に対する検討
 - せん断耐力 : $q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) > Q_b$ (せん断力)
 - i) アンカーボルトの降伏に対する検討 q_{a1}
 - ii) コンクリートの支圧に対する検討 q_{a2}
 - iii) 側面コーン状破壊に対する検討 q_{a3}
 - iv) 有効埋め込み長さの確認
 - 引張の生じる接合部であるため、本検討を行う。
- 7) フランジプレート の検討
 - ① 取付けボルトに作用する引張力により生じる曲げに対する検討
 - ③ 端抜けに対するせん断応力度の設計

2. 免震設計部会 入力地震動小委員会

第1章 はじめに

入力地震動小委員会は、技術委員会設計小委員会のWGとして1998年に発足し、最新の強震動研究の成果や社会の動向を踏まえつつ、免震建築に関する合理的な入力地震動について合意形成を目的として活動を行っている。その成果は、2005年11月に刊行した「免震建築物のための設計用入力地震動作成ガイドライン」¹⁾として結実している。それ以降の主な動向としては、震源断層を特定した地震の強震動予測手法(「レシピ」)がほぼ実用の域に達し²⁾、国や自治体によるハザード評価や地震被害想定で標準手法として使用され、建築物の設計用地震動としても使用されてきている³⁾。また長周期地震動に関して、国土交通省が超高層建築物等に対する対策試案を公表し、検討用の地震動を提示している⁴⁾。さらに、様々な機関で活断層や地盤構造、強震波形に関して有用な多数の情報が公表されており、設計用地震動の策定の際、有用な情報として利用可能になっている。一方、2011年には東北地方太平洋沖地震が発生し、巨大津波などで2万人近い尊い命が失われた。事前にM9という超巨大地震は想定されておらず、広大な震源断層で長周期と短周期の地震動の発生域が異なると指摘されており、震源の想定やモデル化に大きな課題を投げかけた。また地震規模の割には地震動の破壊力はあまり強くはなく、巨大地震は振幅よりも長い継続時間に大きく寄与することも確認された。広い地域で貴重な強震記録が得られており、様々な知見が得られている。例えば、首都圏では地震規模の割に長周期地震動が大きくなり、明瞭な卓越周期も見られなかった。一方、湾岸地域では厚い表層地盤により長周期地震動が著しく増幅され、さらに仙台市や大阪では明瞭な地盤の卓越周期が現れたサイトがあり、共振した建築物の被害例が報告されている。本委員会としても今後、得られた知見をまとめ、別な機会でも報告したいと考えている。

当委員会では、今年度末を目標に「免震建築物のための設計用入力地震動作成ガイドライン」の改訂版の発行を予定しており、本報告は、その中間報告である。前回に比べて、サイト特性を考慮した地震動の作成法と、その計算事例の紹介を充実させている。ここで「サイト特性」とは、サイト波の策定に必要な敷地周辺の震源や地盤特性をも含む特性を意味する。免震構造は優れた耐震特性を持ち、殆どの場合、告示波などの一般的な入力地震動で対応可能であるが、震源(特に活断層)の近傍や長周期地震動が卓越する地盤サイトなどは、告示波を凌駕する可能性があり、要注意である。これらの場合、サイト特性を考慮した地震動による検討が望まれる。新しいガイドラインでは、複雑な震源パラメータや強震動計算法などを、できるだけ分かりやすく記述するよう心がけているが、今回の報告などで、不明な点や気がついた点などがあれば、遠慮なく意見を頂きたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本免震構造協会：免震建築物のための設計用入力地震動作成ガイドライン2005
- 2) 地震調査研究推進本部：震源断層を特定した地震の強震動予測手法(「レシピ」)、2008
- 3) 日本建築学会：最新の地盤震動研究を活かした強震波形の作成法、2009
- 4) 国土交通省：「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について」に関するご意見募集について、2010、http://www.mlit.go.jp/report/press/house05_hh_000218.html

第2章 設計用入力地震

2.1 設計用入力地震動作成の概要

設計用入力地震動の策定フローの見直しを行っており、特に上下動の取り扱いに関して検討を進めている。

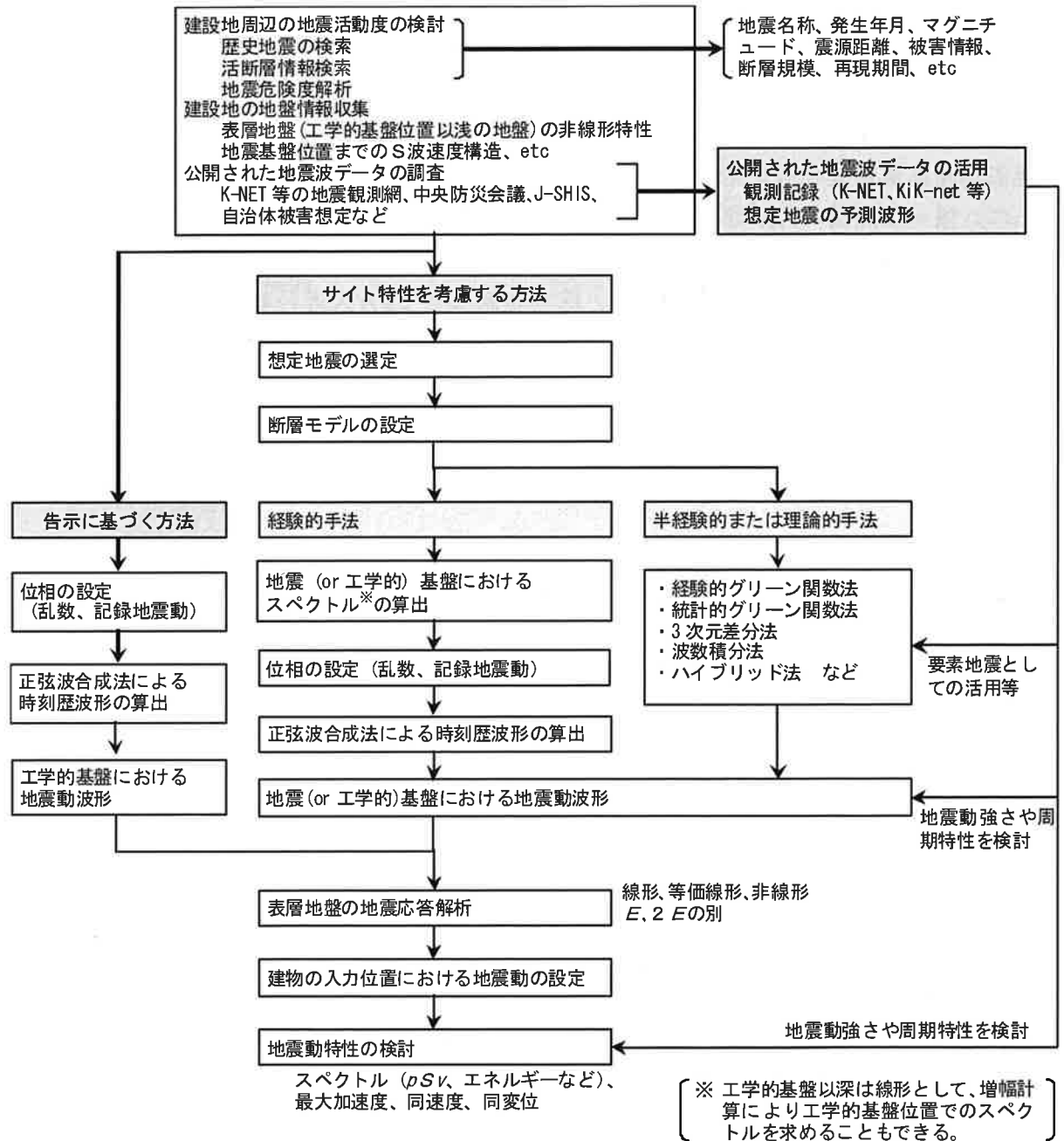


図 2.1.1 入力地震動の策定フロー (案)

地震動作成手法の概要と特徴等を表 2.1.1 に示す。以下サイト特性を考慮した地震動の作成を中心に、各作成手法の概要を示す。

表 2.1.1 地震動作成手法の概要

手 法	概 要	長所・短所	必要情報	
告示に基づく方法	建設省告示第千四百六十一号の第四号に規定される解放工学的基盤における加速度応答スペクトルを目標スペクトルとして作成する方法	・サイト特性が反映できない	・既往波の位相特性	
サイト特性を考慮する方法	経験的手法	・地震動の平均的特性を反映 ・単純な震源特性に限定される	・回帰式と周期に応じた回帰係数	
	半経験的手法	・震源の破壊過程やサイト特性を反映できる ・観測記録がないと使えない	・想定断層を対象とした観測記録 ・震源パラメータ	
	経験的グリーン関数法	小地震の観測波形を震源・伝播経路・サイトの特性が反映された一種のグリーン関数と考え、これを重ね合わせて大地震の地震動を推定する手法	・観測記録がなくても使える ・震源の破壊過程やサイト特性を反映できる ・長周期成分が含まれない ・不整形地盤の特性が反映できない	・震源パラメータ ・地盤構造モデル
	統計的グリーン関数法	S波の遠方近似解と震源の ω^{-2} モデルに適合する小地震の地震波形を人工的に作成し、これを経験的グリーン関数法と同様に重ね合わせて大地震の地震動を推定する手法	・震源の破壊過程や広域な地下構造を反映したやや長周期の地震動を評価できる ・短周期領域での評価は困難 ・詳細な深部地盤構造モデルが必要 ・計算負荷が大きい	・震源パラメータ ・伝達経路、地盤構造モデル
	理論的手法	地震波の発生・伝播を理論的に数式を用いて表現し、数値モデル化した震源断層と地盤構造に基づいて地震動を計算する手法	・短周期から長周期までの地震動評価ができる ・広帯域の評価が出来る ・マッチングフィルター、接続周期により結果が異なる	・震源パラメータ ・伝達経路、地盤構造モデル
ハイブリッド法	上記の理論的手法と半経験的手法を組み合わせる手法			

2.2 サイト特性を考慮した地震動の作成

2.2.1 経験的手法による地震動の作成

経験的手法は、地震観測記録の応答スペクトルを統計解析し、マグニチュード、震源距離、地盤種別などの少数のパラメータを使って評価した応答スペクトルの距離減衰式を用いて評価する方法である。距離減衰式による応答スペクトルの評価は簡便であり、パラメータが少ないことなどから結果が安定している。一方、観測記録の統計解析によってパラメータを決定することから、用いられたデータに大きく依存することになり、距離減衰式の適用範囲を調べた上でその範囲内で適用することが重要である。

従来から、地震基盤では翠川・小林のスペクトル、工学的基盤 ($V_s \geq 700\text{m/s}$) では大崎スペクトルが良く用いられてきた。最近では、震源が深い地震に対して震源深さの影響を考慮した内山・翠川の提案や、応答スペクトルのやや長周期帯域の地域性を取り入れた、佐藤ら、片岡らの提案式も見られる。

代表的なスペクトル評価式によって水平擬似速度応答スペクトルを計算した結果を図 2.2.1 に、上下方向擬似速度応答スペクトルを図 2.2.2 に示す。ここでは、各式で用いられるマグニチュードの定義によらず、 $M=6.5$ 、 7.0 の値を用いた 2 ケースを計算した。距離 X に関しては、 10km 、 50km の 2 ケースを計算した。なお震源深さがパラメータの場合には 15km を用いた。

いずれにしても、これら応答スペクトルの距離減衰式は、震源とサイトとの位置関係を考慮した平均的なスペクトルを表現したものであり、断層の破壊効果やアスペリティの位置などは考慮されないことに注意が必要である。(翠川・小林の手法は断層の破壊効果は考慮できる。) また、個々の距離減衰式によって定義された周期範囲が異なるため、定義周期を外挿して用いる場合には、短周期側では加速度応答一定に、長周期側では速度応答一定になるように外挿するなど、適宜設定が必要である。

また、距離減衰式で与えられるのは応答スペクトル形状であり、時刻歴波形を作成する際には、作成した波形が応答スペクトルに適合していること、波形の継続時間や振幅の経時変化が適切に評価されていることを確認する必要がある。応答スペクトルに適合する時刻歴波形の作成は一般的に正弦波の重ね合わせで振幅と位相を調整する方法が用いられることが多い。波形の継続時間や振幅の経時変化を与えるには、①観測波の位相を与える方法、②時刻歴変化に対応した位相情報を振動数毎に与える方法、③位相を乱数で与え、時刻歴に包絡関数を掛けるものが行われる。

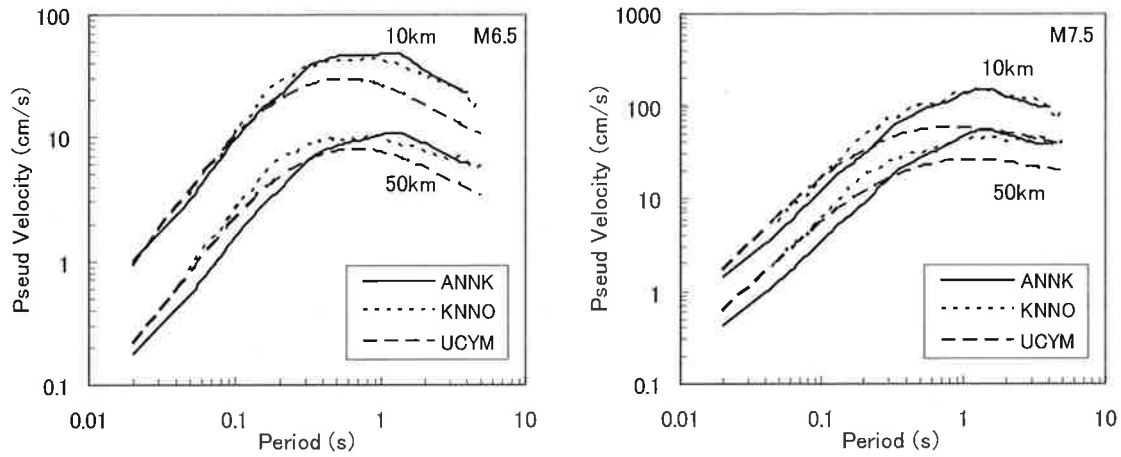


図 2.2.1 各種距離減衰式による水平擬似速度応答スペクトル（減衰 5%）

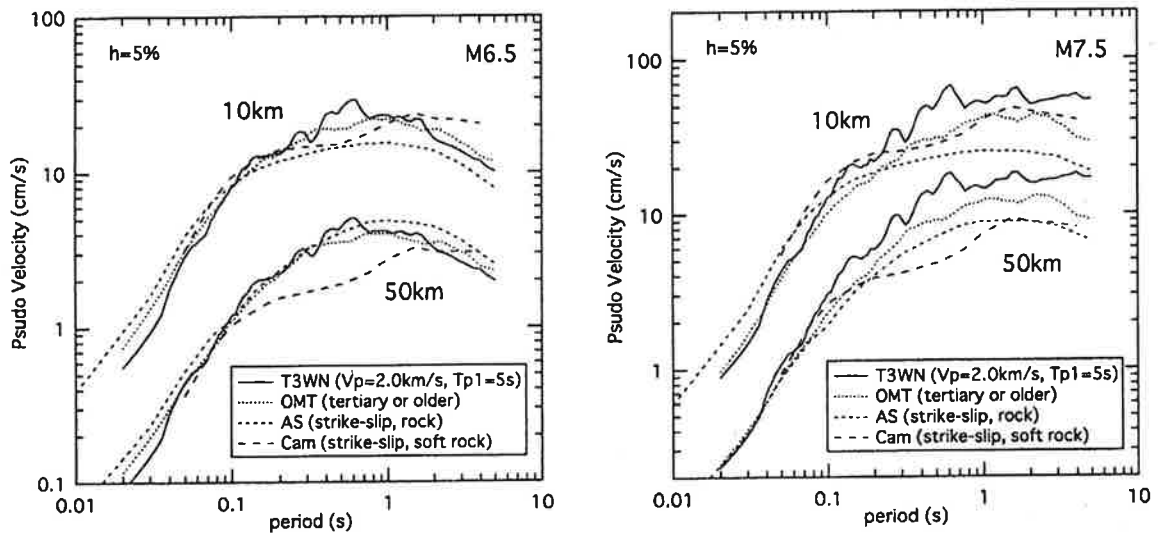


図 2.2.2 各種距離減衰式による上下擬似速度応答スペクトル（減衰 5%）¹⁾

距離減衰式の略号と対応する文献

ANNK 安中他(1997)	T3WN 高橋他(1998)
KNNO Kanno et al. (2006)	OMT 大野他 (2001)
UCYM 内山・翠川(2006)	AS Abrahamson and Silva(1997)
	Cam Campbell(1997)

参考文献

- 1) 日本建築学会：地盤震動－現象と理論－、2005.1
- 2) 日本建築学会：最新の地盤震動研究を生かした地震波形の作成法、2009.3
- 3) 翠川三郎、小林啓美：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定、日本建築学会論文報告集、No.282, pp.71-81, 1979.8
- 4) 佐藤智美・植竹富一・菅原良次：群遅延時間を用いたやや長周期地震動の経験的経時特性モデルに関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 493 号、pp.31-39、1997.3

- 5) 片岡正次郎・松本俊輔・日下部毅明・遠山信彦：やや長周期地震動の距離減衰式と全国の地点補正倍率、土木学会論文集 A、Vol.64、No.4、pp.721-738、2008.11
- 6) 安中正、山崎文雄、片平冬樹：気象庁 87 型強震計記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案、第 24 回地震工学研究発表会、1997
- 7) T. Kanno, A. Narita, N. Morikawa, H. Fujiwara and Y. Fukushima: A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Record Data, Bull. Seism. Soc. Am., 96, 2006
- 8) 内山泰生、翠川三郎：震源深さの影響を考慮した工学的基盤における応答スペクトルの距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、606、2006
- 9) 大野晋、高橋克也、源栄正人：カリフォルニア強震記録に基づく水平動・上下動の距離減衰式と日本の内陸地震への適用、日本建築学会構造系論文集、480、2001
- 10) I. Nishimura, S. Noda, K. Takahashi, M. Takemura, S. Ohno, M. Tohdo and T. Watanabe: Response spectra for design purpose of stiff structures on rock sites, Trans. SMirt16, No.1133, 2001
- 11) 高橋克也、武村雅之、藤堂正喜、渡辺孝英、野田静男：様々な岩盤上での強震動応答スペクトルの予測式、第 10 回日本地震工学シンポジウム、1998
- 12) Campbell, K.W.: Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity, and pseudo-absolute acceleration response spectra, Seism. Res. Lett., 68, 1997
- 13) Abrahamson., N.A. and W.J. Silva: Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes, Seism. Res. Lett., 68, 1997

2.2.2 半経験的手法による地震動の作成

半経験的な手法として、経験的グリーン関数法と、統計的グリーン関数法に大別される。

経験的グリーン関数法は、大地震の地震モーメントと同じモーメントになるように、中小地震の観測記録（グリーン関数）を断層破壊の伝播に基づく時間遅れに従って重ね合わせる方法である。小さな地震観測記録をグリーン関数として用いることから、既に震源特性、伝播経路およびサイト特性の情報が含まれているという利点があり、長周期成分を含めた予測が可能である。計算を行うに際して深部地盤モデルが不要になるなどの利点がある反面、想定する断層近傍で発生した地震の予測地点での地震観測記録が必要であるなど、観測記録の選択と評価を適切に行う必要がある。

統計的グリーン関数法は、人工的に作成した地震波をグリーン関数として用いる方法である。予測地点での適当な中小地震の観測記録がない場合には有効な手法であり、近年強震動予測に多く使われている。釜江・入倉らによる統計的グリーン関数法⁴⁾は、断層面を小断層に分割し、小断層ごと震源特性に従うスペクトルモデル⁵⁾を分布させ、Irikuraの方法⁶⁾でモデルに従うように重ね合わせる方法に準拠するが、断層の非一様すべりを破壊モデルとして規定する量のうち、低振動数の地震波の放出量に対応する非一様すべり量と高振動数の地震波の放出量に対応する非一様すべり量とを考慮した合成方法である。本手法で予測される地震動は実体波のみであり、盆地構造などの3次元的な効果の少ない短周期地震動の予測に適した方法である。このため、長周期成分の予測を別の理論的方法で行い、これらを重ね合わせるハイブリッド法として利用されることが多い。

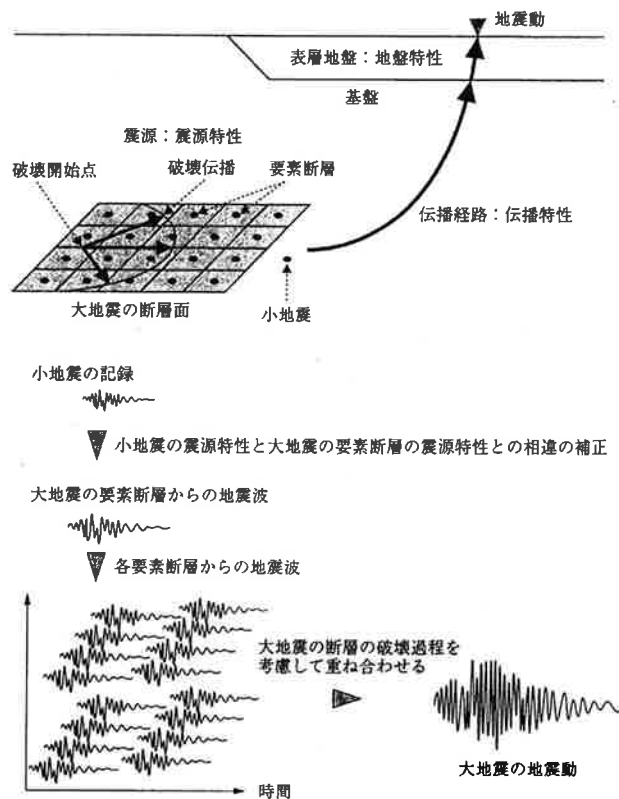


図 2.2.3 半経験的手法の模式図³⁾

参考文献

- 1) 日本建築学会：地盤震動—現象と理論—、2005.1
- 2) 日本建築学会：最新の地盤震動研究を生かした地震波形の作成法、2009.3
- 3) 山中浩明・武村雅之・岩田知孝・香川敬生・佐藤俊明：地震の揺れを科学する 見えてきた強震動の姿、東京大学出版、2006

- 4) 釜江克宏・入倉孝次郎・福知保長：地震のスケーリング則に基づいた大地震時の強震動予測 -統計的波形合成法による予測-、日本建築学会構造系論文報告集、430、1991
- 5) Boore, D.M.: Stochastic Simulation of High-Frequency ground Motion Based on Seismological Models of the Radiated Spectra, Bull. Seism. Soc. Am., 73, No.6,1983
- 6) Irikura, K: Prediction of strong acceleration motion using empirical Green's function, Proc. 7th Japan Earthq. Symp., 1986

2.2.3 理論的方法

理論的手法は、波動伝播の理論式を3次元有限差分法、FEM、波数積分法等によって数値的に解くことで、地震動波形を求める手法である。差分法やFEMでは、地盤を3次元にモデル化する必要があり、その格子分割サイズによって計算周波数が制限される。震源域での破壊過程および盆地構造などサイト特性を反映したやや長周期地震動の予測を精度良く行うことが可能である。

3次元差分法は、震源から地表までの地盤構造を3次元のセル(直方体)でモデル化し、震源から発生した応力と粒子速度の伝播を理論的に計算するものである。有限差分法は有限要素法とならんで解析領域全体を離散化して解く方法(領域法)の代表的なものであり、具体的には、対象領域内に配置された離散化された節点(格子点)において、波動場を記述する波動方程式の変数にテイラー展開を適用し微係数を差分近似することで格子点での値に関する連立一次方程式(差分方程式)を作成し、これを逐次解いていく方法である。つまり、3変数関数 $u(x, y, z)$ について、微分方程式を差分方程式に置き換えて解く方法である。格子点毎に独立に物理定数が付与できるので不均質性が強い場の問題を解くのに適するほか、非線形の問題にも適用でき、応用範囲が広い長特があげられる。また、取り扱う上でいくつかの難点もあるが、有限要素法と比べて簡便で計算時間が速いため、最近では大規模な領域を対象とした地震波の波動伝播問題によく用いられている。

波数積分法は、3次元地下構造モデルを構築するための情報が十分でない場合や、地下構造が水平成層構造に近く、主要動が平行成層地盤モデルで近似できる場合に用いられる(例えば¹⁾)。本方法の内容は文献²⁾に詳説されているので参照されたい。

波数積分法では3次元地下構造モデルをN層の水平成層構造とし、震源は点震源とする。震源位置は地表面上に設定された座標原点の直下(Z方向)で、観測点の位置は任意とできる²⁾。

境界条件を満たす波動方程式は、 $f(k, z, \omega)$ の積分形式(k は波数)となり、地盤の層構造はHaskellマトリックス法やその数値的不安定性を改良した反射/透過(R/T)マトリックス法で表される。波数積分の方法では通常の数値積分法³⁾のほか、フーリエ変換と類似な方法を用いた方法⁴⁾(離散化波数法)がある⁵⁾。また、文献³⁾ではR/Tマトリックス法を用いた正規モード解から表面波の特性方程式が導かれている。

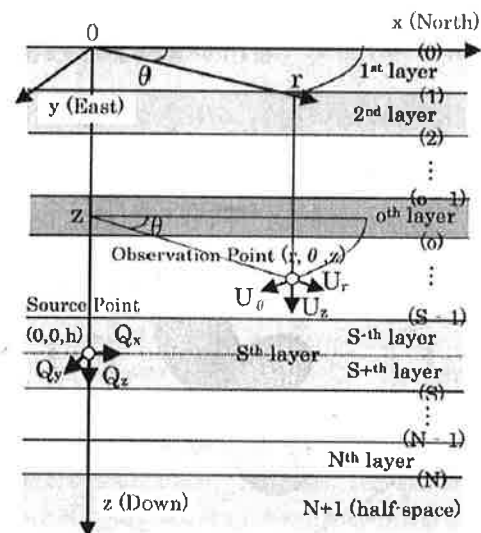


図 2.2.4 波数積分法で用いられる成層地盤の震源と観測点および座標系²⁾

参考文献

- 1) 日本建築学会：最新の地盤震動研究を生かした地震波形の作成法、2009.3

- 2) 日本建築学会：地盤震動－現象と理論－、2005.1
- 3) 久田嘉章：成層地盤における正規モード解及びグリーン関数の効率的な計算法、日本建築学会構造系論文集 第501号、1997.11
- 4) 野津厚：水平成層構造の地震波動場を計算するプログラムの開発－周波数に虚部を含む離散化波数法の計算精度－、港湾空港技術研究所資料 No.1037、2002.12
- 5) 久田嘉章，永野正行，野津厚，宮腰研：強震動予測手法に関するベンチマークテスト：理論的手法の場合（その1）、日本建築学会技術報告集 No.35、2011.2

2.2.4 ハイブリッド法

ハイブリッド法は、短周期領域は半経験的手法、長周期帯域は理論的手法で求め、これらの結果を合成する手法である。それぞれの寄与はマッチングフィルターの形状および接続周期の取り方で異なるため、その設定が重要である。

地震動の特性は、低周波数帯域では弾性波動論に基づく理論的手法の妥当性がある程度明らかになっているが、高周波数帯域では震源や地下構造のモデル化において理論的予測に必要な情報量が不足しているため統計的手法の導入が必要である¹⁾。また強震動評価として重要な0.1Hz～10Hzには上述した低周波数帯域、高周波数帯域およびその中間の遷移周波数帯域が含まれる¹⁾。

この広帯域強震動を評価する場合に、長周期域（コヒーレントな特性が卓越）には差分法や有限要素法などの理論的手法を用い、短周期域（ランダムな特性が卓越）には半経験的手法を用い、接続周期を介して両手法の結果を重ね合わせるハイブリッド法²⁾が有効である³⁾。ハイブリッド法を用いるときの注意事項は文献³⁾に示されており、両手法で得られる結果を接続する周期はそれぞれの手法の精度限界を考慮して適切に設定することや、接続周期帯域では両手法で得られた振幅や波形性状に大きな差異が生じないようにする必要がある³⁾。

これらサイト特性を考慮した地震波作成手法は、震源過程など多くのパラメータを設定する必要があり、仮定した条件によっては結果が大きく変動する場合がある。設計に採用する地震動を決定する際には、距離減衰式や過去の観測記録、公開された予測波形との比較を行い、作成した地震動の強さや周期特性を把握し、妥当性を検証する事が必要である。

参考文献

- 1) 藤原広行：全国を概観した地震動予測地図について、第33回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、2005.11
- 2) 入倉孝次郎，釜江克宏：1948年福井地震の強震動－ハイブリッド法による広周期帯域強震動の再現－、地震 第2輯 第52巻、1999
- 3) 日本建築学会：最新の地盤震動研究を生かした地震波形の作成法、2009.3

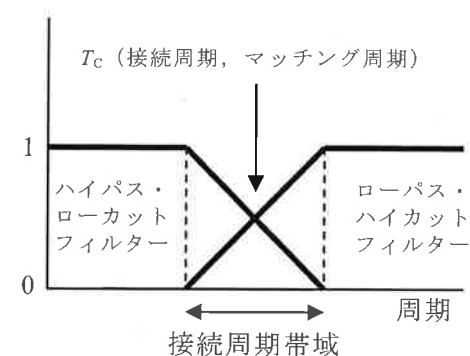


図 2.2.5 ハイブリッド手法で用いるフィルターの例³⁾

第3章 現状での注意事項

第3章では、現状、問題となっている6項目について整理し、注意事項として考え方をまとめる。

3.1 長周期地震動

長周期地震動について、第4回、第5回の技術報告会で報告を行った内容をもとに、その後の新たな事例等を追加している。まず、2011年東北地方太平洋沖地震(図3.1.1参照)、2003年十勝沖地震や2004年の紀伊半島沖地震などの観測記録に基づく検討事例を紹介している。次に、地震調査研究推進本部の長周期地震動予測地図(図3.1.2参照)や日本建築学会の特別調査委員会で検討に用いられた共通波などを紹介している。最後に、課題と今後に向けての議論がまとめられている。

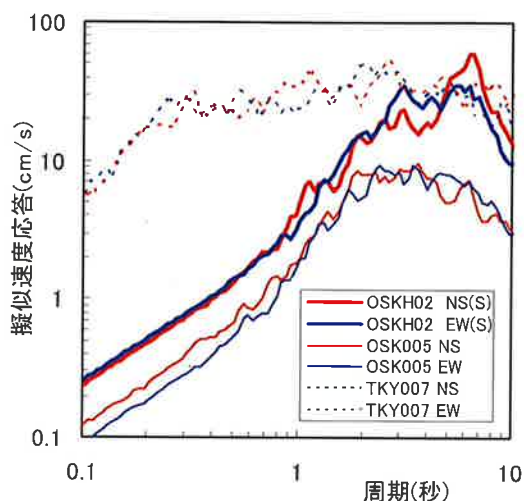


図 3.1.1 東北地方太平洋沖地震の
擬似速度応答スペクトル(大阪)

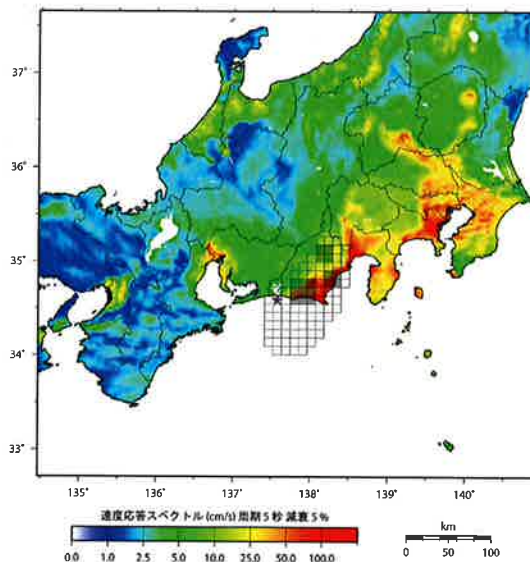


図 3.1.2 想定東海地震の速度応答¹⁾
スペクトル(周期5秒)の分布

図 3.1.1 は 2011 年東北地方太平洋沖地震における検討事例の一例（大阪での観測記録の擬似速度応答スペクトル）である。大阪湾岸部の OSKH02(大阪市此花区) では 5~7 秒、内陸部の OSK005(大阪市東淀川区柴島) では 2~4 秒付近にピークを持つ。TKY007(新宿)も示すが、5~7 秒付近では、OSKH02(NS 方向)が上回っている。

図 3.1.2 は地震調査研究推進本部の長周期地震動予測地図に示されているものの一例で、想定東海地震の速度応答スペクトル(周期5秒)の分布である。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：「長周期地震動予測地図」2009年試作版、
http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_choshuki/index.htm、2009.9

3.2 断層近傍の地震動

エルセントロ波に代表される位相差分が分散している地震動は、ある程度の減衰を有する建物に対しては大きな変形を生じさせることは少ない。一方、1995年兵庫県南部地震で観測された地震動は、位相差分の標準偏差が小さい断層近傍の地震動が、神戸市に破壊的な被害を与えたことは記憶に新しい。また、2011年4月11日の東日本大震災の余震では湯の岳断層面が地表に露出した直上に建つ構造物に大きな被害が生じた。

このように、活断層などの近傍では、建物をなぎ倒すような破壊力ある強震動（指向性パルス）が発生したり、地表断層の出現による大きな振幅の永久変位（フリングステップ）が生じるなど、非常に特徴ある観測される場合がある。

3.2.1 指向性パルス

断層面の近くの観測点では、破壊の伝播速度とS波の伝播速度がほぼ等しい場合、断層の各点から発生するパルス状の地震動が短時間で建設的に重ね合わさり、大振幅の破壊力ある地震動となる。この地震動は断層破壊の進行方向において、断層面に近い直交成分の観測点に現れるという指向性を持つために指向性パルス、その現象はNFRD（Near Fault Rupture Directivity）効果などと呼ばれている。

このほかにも、パルスの発生要因としては、浅い高角逆断層の近傍で発生する指向性パルスや、小さなアスペリティーから発生する強震動パルスなどがある。

この様なパルスを有する地震動に対しては、免震層の粘性減衰を大きくしても、応答変位を小さくすることは難しく、免震層の降伏後も、ある程度免震層の剛性が必要となる。

また、パルス状の地震動においては、片振幅のみ変形が増大するケースが多く、免震部材のモデル化が難しく、また、残留変形が蓄積され多くなるという問題もある。

3.2.2 フリングステップ

一方、震源が浅く、断層の規模が大きい場合、地表断層が出現するため、そのごく近傍ではフリングステップと呼ばれる、ステップ関数状の大きな永久変位を伴う地震動が観測される。一般にフリングステップは長周期で卓越し、特に逆断層の場合、上盤側では地盤が破壊され、大きな地盤傾斜を伴う場合がある。

免震建物の場合、水平剛性が鉛直剛性に比べて1/1000程度と低いため、わずかな建物の傾斜が生じて水平変位が増大し、P- δ 効果などにより倒壊に至る危険性が増大する。

そのため、危険度の高いと評価されている活断層が、建設サイトのごく近傍に位置する場合、倒壊に至らないようにフェールセーフを設けるなどの対策が必要であり、場合によっては、免震建築ではなく、耐震建築として大変位や地盤傾斜に備えるという選択肢も考えなくてはならない。

3.3 位相特性

新ガイドラインでは、旧ガイドラインの(1)フーリエ変換の概念、(2)フーリエ位相スペクトルの意義、(3)地震波形の位相と位相差分布、(4)地震動の位相特性と建築物の地震応答、(5)位相情報に注目した模擬地震動作成の動向、に加えて新たに(6)群遅延時間を用いた長周期地震動作成方法を新設した。

ここでは、平成 22 年 12 月に国土交通省から発表された群遅延時間を用いた長周期地震動作成方法の具体例として、K-NET 西新宿の観測地点における想定東海地震時の長周期地震動作成方法について簡単に紹介している。

本手法では解放工学的基盤における加速度応答スペクトルと群遅延時間の平均及び分散が、回帰式により与えられている。群遅延時間の平均値 μ_{tgr} と分散 σ_{tgr}^2 は以下の式で与えられる。

$$\mu_{tgr}(f) = A_1(f) \times M_0^{1/3} + B_1(f) \times X + C_1(f)$$

$$\sigma_{tgr}^2(f) = A_2(f) \times M_0^{1/3} + B_2(f) \times X + C_2^2(f)$$

図 3.3.1 に群遅延時間・分散と周期の関係を示す。この図より以下のような傾向があることが分かる。

- ・長周期帯域の群遅延時間 μ_{tgr} が短周期帯域よりも大きい（ピークの発生が遅れる）。
- ・長周期帯域の分散 σ の方が短周期帯域よりも大きい。

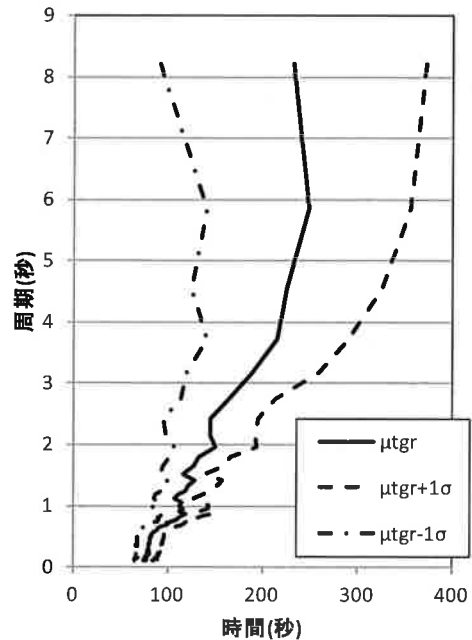


図 3.3.1 群遅延時間・分散と周期の関係

図 3.3.2 に作成された長周期地震動を示す。ここで得られた波形は、長周期帯域の波群が短周期帯域よりも遅れるという群遅延時間で見られた傾向をよく表している。

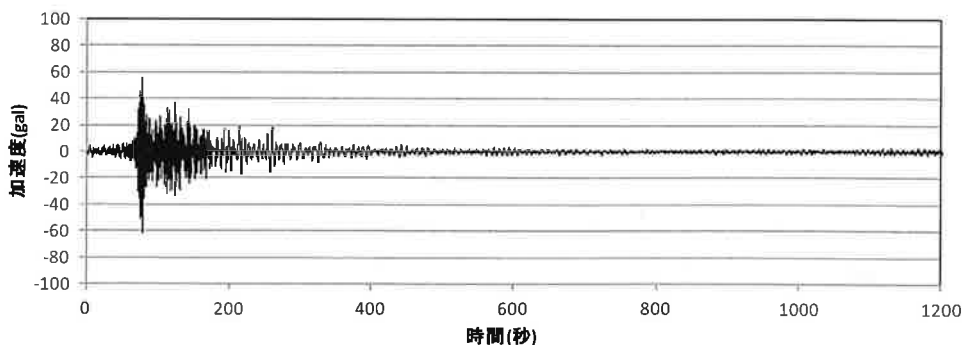


図 3.3.2 作成された長周期地震動波形

3.4 位相差入力

旧ガイドラインでは、SH 波の斜め入射により生じる位相差入力を紹介した。検討方法は、SH波斜め入力を受ける半無限均質地盤上の無質量矩形基礎の伝達関数の近似式に基づいて、位相差入力の影響を、建物基礎に入力される並進動とねじれ動により評価するものである。入射角、地盤のせん断波速度、基礎形状の各パラメータの変動による伝達関数、および時刻歴波形の作成を例示し、その結果、基礎長辺長さが 100m を超えると、入力のねじれ成分を考慮した多点入力解析により建物への影響を把握する必要があることが言及されている。

これを受け、新ガイドラインでは、詳細な振動解析の方法として、基礎が十分剛強で基礎全体が一体と見なされる場合、および、基礎が柔弱で部分部分が独立に挙動するものと見なされる場合について、検討方法の概要を示す。

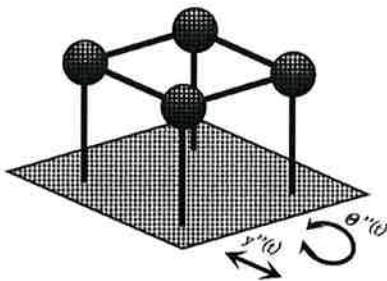


図 3.4.1 基礎全体が一体と見なされる場合

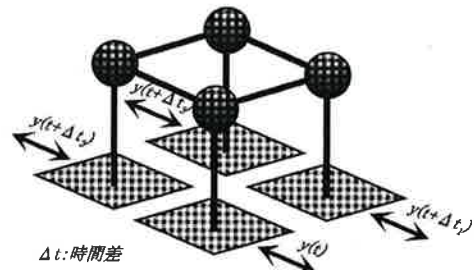
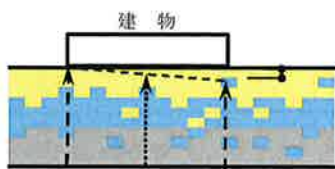


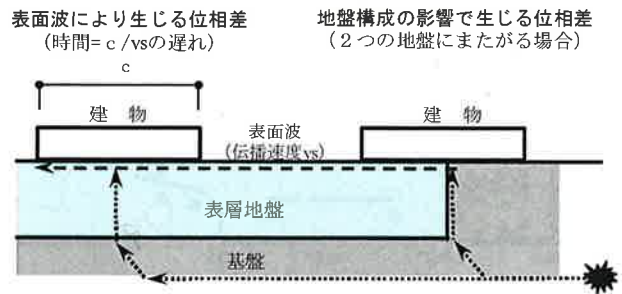
図 3.4.2 基礎が独立に挙動するものと見なされる場合

また、SH 波の斜め入射により生じる位相差入力の他に、地盤構造の不均一性による空間変動、表面波、地盤構成の影響で入力位相差が生じる可能性のあることを指摘する。



位相差
(時間の遅れ)
地盤の不均一による
到達時間の遅れ

図 3.4.3 地盤構造の不均一性による位相差入力



表面波により生じる位相差
(時間 = c/v_s の遅れ)

地盤構成の影響で生じる位相差
(2つの地盤にまたがる場合)

図 3.4.4 表面波の位相差入力および地盤構成の影響により生じる位相差入力

3.5 地盤の増幅

旧版の「4.4 表層地盤の増幅特性」から名称変更している。旧版は、深部地盤構造についての記述が中心であったが、範囲を広げて記述している。(1)深部地盤構造、(2)深部地下構造の減衰、(3)地形による増幅、(4)地盤の傾斜、(5)液状化が予想される地盤の増幅、(6)建築物への入力 に分けて記述している。

内容は、目新しいものはないが、(3)地形による増幅に東北地方太平洋沖地震で観測された、東京湾沿岸部が内陸部に比べて地震動の増幅が大きかったことについて記述している。これは、「長周期地震動対策に関する公開研究会」*1 で発表された内容である。やや長周期領域は、表層地盤の影響を受け難いと考えられてきたが、観測記録を見ると2秒以降でも、速度応答スペクトルが、内陸部の応答に比べて倍以上の値を示している。この観測記録のどのような影響で現れたかは、観測記録の蓄積・分析が待たれるが、免震構造に直接かかわる周期帯の増幅なので、沿岸部に建設する場合、注意が必要である。

*1 日本建築学会「長周期地震動対策に関する公開研究会」2012年3月16日

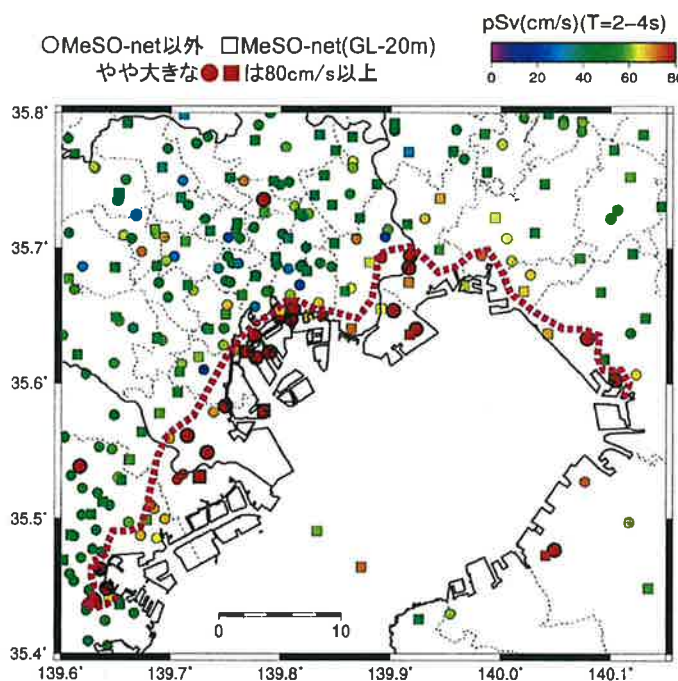


図 3.5.1 日本建築学会「長周期地震動対策に関する公開研究会」

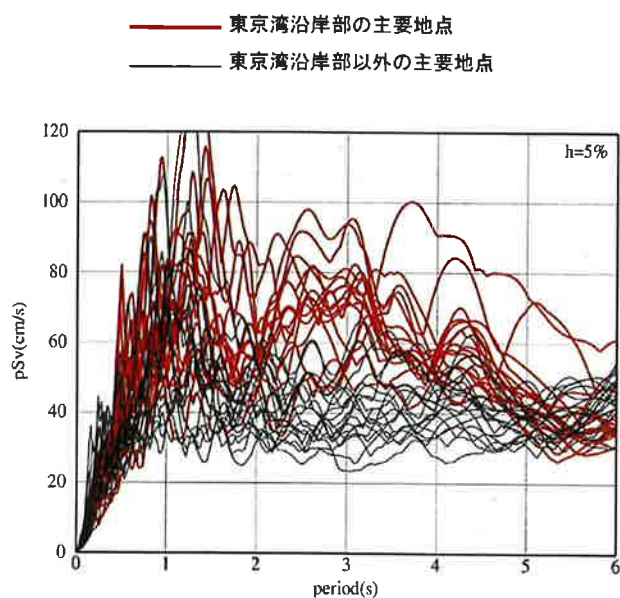


図 3.5.2 速度応答スペクトル h=5%

地形の影響を含めた解析は、大規模な3次元モデルが必要であり、解析は簡単にはできないが、文献や建設地近傍の地震観測記録等から特異な波形を示すかを調査する必要がある。

3.6 上下動と多次元地震動

上下動については、2章で設定方法が示されているので、それらの方法について、追加説明が書かれている。さらに、上下動についての以下のような話題を紹介している。

- ①最大加速度の上下／水平比は古くから 1/2 程度と言われているが、比率は距離に依存し、震源近傍では上下と水平は同程度か上下が水平を上回る傾向が指摘されている¹⁾。水平成分の振幅が表層地盤の非線形性の影響で小さくなったためと解釈されている。
- ②2008 年岩手・宮城内陸地震において岩手県で上下方向最大加速度 3866cm/s^2 （南北、東西方向は 1143 、 1433 cm/s^2 ）の記録が観測された。詳細な解析が行なわれ、大加速度時に上下動成分の地震動が、下向きに比べて上向きに大きく揺れる非対称性（片揺れ）が起こることが発見された。さらに、この現象は表層地盤がトランポリンの様に振る舞うことで説明可能であるとモデルが提唱された²⁾。
- ③岩盤上記録の上下動と水平動の最大値の出現時間差について、P 波と S 波の走時差で表現でき、震央距離に依存するタイプと、0～1 秒程度のタイプに分けられ、タイプの発生要因は発生場所や地震規模ではなく、震源のラディエーションパターンによる影響が大きい³⁾。

高減衰ゴム系積層ゴム支承における水平 2 方向加力実験で、従来の 1 方向加力よりも小さなせん断歪で破断することが確認され、設計においても、水平 2 方向を考慮した動的解析が必要であると考えられる。今回のガイドラインで多次元地震動について新しく加えられた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：地盤震動－現象と理論－、2005.1
- 2) Shin Aoi, Takashi Kunugi, Hiroyuki Fujiwara: Trampoline Effect in Extreme Ground Motion, Science 322, 2008
- 3) 佐藤浩章、芝良昭：岩盤上記録における上下動と水平動最大値の出現時間差に関する基礎的検討、日本建築学会大会、pp.211-212、1989.10

第4章 設計用入力地震動（サイト波）の作成例

4.1 はじめに

旧ガイドラインでは、設計用入力地震動の作成例として「告示波の作成例およびバラツキの度合いに関する検討」と「関東地震を対象としたサイト波の作成例」を示した。前者では位相特性の与え方をパラメータとして作成した告示波を用いた1質点系免震構造モデルの応答値を比較して、地震動の位相特性が応答結果に与える影響について検討した。後者では関東地震を想定地震としてサイトおよび地盤モデルを共通条件として、翠川・小林の方法5ケース、統計的グリーン関数法1ケースの合計6ケースについて計算を行い、それぞれの結果を比較した。これらの詳細については旧ガイドラインを参照されたし。

今回のガイドライン改訂にあたっては、前回掲載した告示波については既に一般的に作成・使用されていることから割愛することにした。サイト波の作成例については、その作成手法が今日では、翠川・小林の方法に代表される経験的手法（スペクトル適合法）から、最新の地震学における知見を取り入れた波形合成法による評価方法が主流になりつつあることから、今回の改訂作業では、波形合成法を用いた作成例を紹介することにした。また作成例の検討にあたっては、本ガイドラインが免震構造物を対象としていることから、免震構造物にとって重要な長周期成分を評価可能なハイブリッド合成法を採用した。具体的には長周期側は久田による平行成層地盤を仮定した波数積分法による理論的手法により計算を行ない、短周期側は統計的グリーン関数法により計算を行って両者の結果を重ね合わせたハイブリッド合成法を用いた。計算対象としたサイトは東京都新宿区（工学院大学）とし、想定地震は首都圏に大きな被害をもたらすと想定されている「東京湾北部の地震」、および「南関東地震」について検討を行った。また、長周期地震動の検討例として南関東地震を対象として3次元差分法による計算例を示した。

なお、本資料に示した作成事例はいずれも速報結果であり、今後の検討・議論によっては変更されることがある。

4.2 東京湾北部の地震を対象としたサイト波の作成例

中央防災会議（以下「中防」と称す）では、平成16年に都心に最も影響を与えるプレート境界地震として、東京湾北部地震（図4.2.1）を設定し被害想定を行っている¹⁾。また、文部科学省「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」（平成24年3月）では、フィリピン海プレート上面の深さが、中防のプレート構造モデルよりも約10km浅いという研究成果を踏まえた震度分布図を公表している²⁾。こうした状況から、本章の設計用入力地震動の作成例として、東京湾北部地震による設計用入力地震動の作成を試みた。

強震動予測手法は、久田手法^{3),4)}用い、長周期側は平行成層地盤を仮定した波数積分法による理論的手法、短周期側は統計的グリーン関数法で算出し、両者の結果を重ね合わせるハイブリッド手法とした。

断層パラメータは中防の結果¹⁾を基本とするが、文部科学省の研究成果他^{2),5)}を参考にし、中防よりもプレート上面が10km浅い断層モデルを設定し、震源（破壊開始点）を変えた4ケースのモデルで地震動を試算した（表4.2.2、図4.2.4）。また、中防のモデルでは、小断層を $12 \times 6 = 72$ としているが、ここでは $18 \times 9 = 162$ 個として断層破壊を滑らかなモデルとし、かつ小断層の破壊に揺らぎを与えた。設定したすべり量および応力降下量の分布を図4.2.5、図4.2.6に示す。

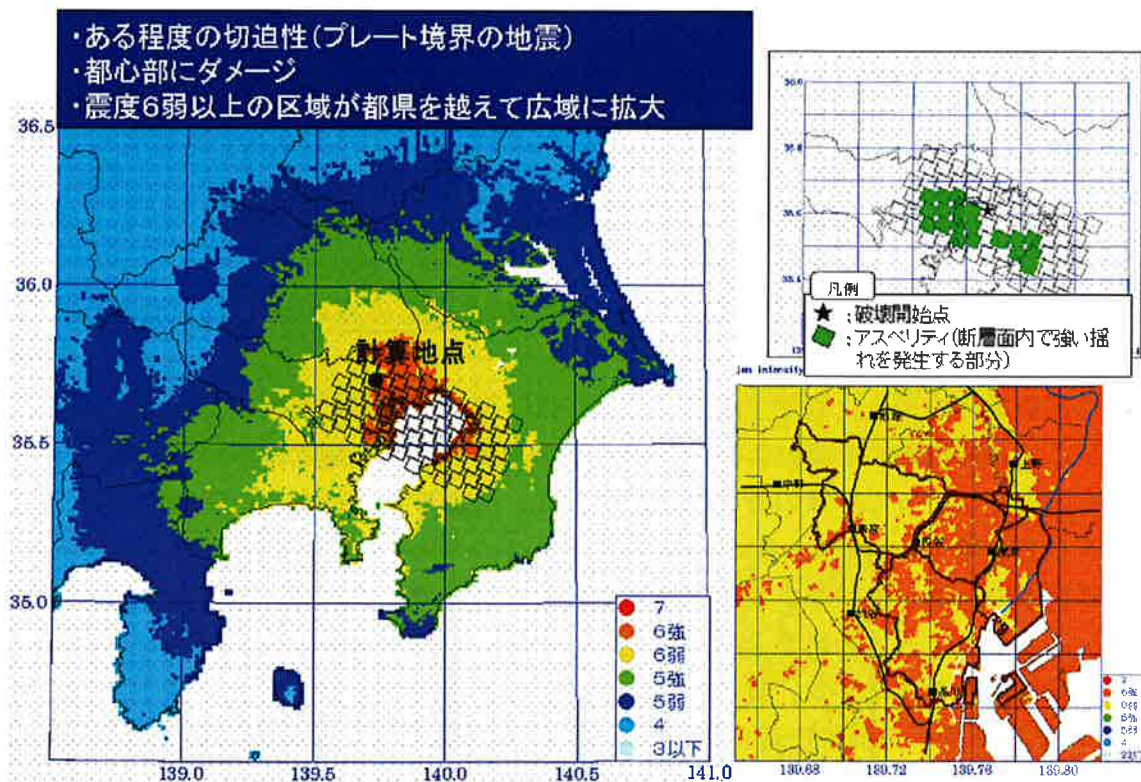


図4.2.1 平成16年に発表された中防による東京湾北部地震と予想震度マップ（文献1）に加筆）

長周期地震動の計算に用いるすべり速度関数は図4.2.7に示すように、3個の三角形の重ね合わせで与え、すべり速度関数の面積比を4:2:1とした。また、波数積分法による長周期成分と統計的グリーン関数法による短周期成分の重ね合わせの際に、図4.2.8に示すフィルター関数を用いた。

地震動の計算地点は、工学院大学に設定し、敷地の地盤構造モデルは地盤調査結果と文献⁴⁾を参考とし、表4.2.3のように設定した。工学的基盤は東京礫層上面とし、それ以深の地震基盤までを線形地盤モデルとして工学的基盤レベルの地震波を作成し、工学的基盤で作成した地震動を地盤の非線形性⁶⁾（表4.2.4、図4.2.9）を考慮して立ち上げ、地表面地震動を算出した。表層地盤の線形時の伝達関数（地表／基盤(2E)）を図4.2.10に示す。

各ケースによる工学的基盤面における地震動作成結果を図4.2.11～図4.2.14に示す。Case1の速度波形は、Case0に比べて震源深さが10km浅いことにより、工学的基盤面で100cm/s近くとなりCase0の1.6倍の速度振幅となった。また、いずれのケースも、断層直行方向成分に近いX方向（NS）の速度波形がY方向（EW）よりも大きくなった。

また、同じ震源深さのモデルであるCase1～Case3を比較すると、Case2の長周期成分の速度波形が大きく、これは震源位置が観測点およびアスペリティの東側にあり、断層の破壊の進行方向側に観測点があるためと考えられる。一方、Case3は、震源が観測点に近いものの、断層の破壊が観測点から遠ざかる方向となり、振幅の継続時間がCase2に比べて長くなり、長周期成分の速度波形はCase2に比べやや小さくなった。Caseによる違いは、加速度波形も速度波形と同様の傾向であるが、X方向、Y方向による振幅の差は小さく、Case1～Case3のいずれのケースも加速度振幅は800～1000cm/s²程度の大きな地震動となった。

これら各ケースの工学的基盤の擬似速度応答スペクトル（減衰5%）を告示スペクトルと合わせて図4.2.15に示す。ケース毎にばらつきはあるものの、全体的に告示スペクトルより大きく、特に周期1秒以下の短周期側とX方向の周期2秒以上の長周期成分の応答が大きい。

設計用地震動をどのように設定するかについては、様々な検討と議論が必要であるが、断層モデルによる地震動の計算は、震源位置の設定やすべり速度関数の与え方など、各種パラメータの設定によって無数の計算結果が得られ、それらをどのように評価すべきかを明確にすることは難しい。また、計算結果の地震動スペクトルには、ピークの山谷があるため、計算結果の一部をそのまま設計で用いることは適切ではないと考えられる。

そこで、ここではケーススタディの結果から、独自に設計スペクトルを設定し、それに適合する模擬地震波を作成した。設計スペクトルを図4.2.15に合わせて示す。

図4.2.16には設計スペクトルに適合させた基盤面の模擬地震波と地表面応答波の加速度波形を示し、図4.2.17には地表面応答波の擬似速度応答スペクトルを示す。その結果、地表面応答波の応答スペクトルは、関東地域で従来から設定されている地震動レベルに比べて非常に大きい結果となった。

最終的に、実設計で用いる場合には、地盤－構造物の相互作用の影響や、対象とする建物の固有周期や減衰特性などを考慮した評価が必要になると考えられる。

表4.2.1 東京湾北部地震の断層パラメータリスト¹⁾

パラメータ		数値	備考
地震断層全体			
断層基準点	緯度[°]	35.57	
	経度[°]	140.25	
	深さ[m]	33507	
断層形状	長さ[m]	63640	
	幅[m]	31820	
	走行角 θ [°]	296	
	傾斜角 δ [°]	23	
震源位置	緯度[°]	35.614	
	経度[°]	139.876	
	深さ[m]	28914	
観測点位置(埼玉県所沢市)	緯度[°]	35.797	
	経度[°]	139.463	
	深さ[m]	0	
すべり角 λ [°]		138	
地震モーメント M_0 [Nm]		1.13E+20	$M_0=S\mu D$
モーメントマグニチュード M_w		7.3	
断層面積 S [km ²]		2025	
地震地盤S波速度 V_s [m/s]		3500	
地震地盤平均密度 ρ [t/m ³]		2.8	
剛性率 μ [N/m ²]		3.40E+10	$\mu=\rho V_s^2$
平均的な応力降下量 $\Delta\sigma$ [Mpa]		3	$\Delta\sigma=7\pi^{1.5}/16\times M_0/S^{1.5}$
平均すべり量 D [m]		1.62	内閣府パラメータリストより
破壊伝播速度 V_r [m/s]		2500	$V_r=0.72V_s$
要素断層の大きさ[km ²]		28.125	
要素断層の数(全体)		162	18×9
要素断層の数	アスペリティ	18	
	背景領域	54	
F_{max} [Hz]		6	
f_c [Hz]			$f_c=M_0\times(4.9\times 10^5V_s(\Delta\sigma/M_0)^{1/3}\times 2\pi)$
アスペリティ1			
アスペリティ1の総面積 S_{a1} [km ²]		337.5	$S_{a1}=S/72\times 12$
アスペリティ1内の平均すべり量 D_{a1} [m]		3.61	内閣府パラメータリストより
アスペリティ1での総モーメント M_{oa1} [Nm]		4.02E+19	$M_{oa1}=S_{a1}\times\mu\times D_{a1}$
アスペリティ1の総応力降下量 $\Delta\sigma_{a1}$ [Mpa]		16.7	$\Delta\sigma_{a1}=7\pi^{1.5}/16\times M_{oa1}/S_{a1}^{1.5}$
アスペリティ2			
アスペリティ2の総面積 S_{a2} [km ²]		168.75	$S_{a2}=S/72\times 6$
アスペリティ2内の平均すべり量 D_{a2} [m]		2.24	内閣府パラメータリストより
アスペリティ2での総モーメント M_{oa2} [Nm]		9.60E+18	$M_{oa2}=S_{a2}\times\mu\times D_{a2}$
アスペリティ2の総応力降下量 $\Delta\sigma_{a2}$ [Mpa]		16.7	$\Delta\sigma_{a2}=7\pi^{1.5}/16\times M_{oa2}/S_{a2}^{1.5}$
背景領域			
背景領域の総面積 S_b [km ²]		1518.75	$S_b=S/72\times 6$
背景領域内の平均すべり量 D_b [m]		1.15	内閣府パラメータリストより
背景領域での総モーメント M_{ob} [Nm]		6.21E+19	$M_{ob}=S_b\times\mu\times D_b$
背景領域の総応力降下量 $\Delta\sigma_b$ [Mpa]		2.4	$\Delta\sigma_b=7\pi^{1.5}/16\times M_{ob}/S_b^{1.5}$

*文献1)の資料を参考にして作成

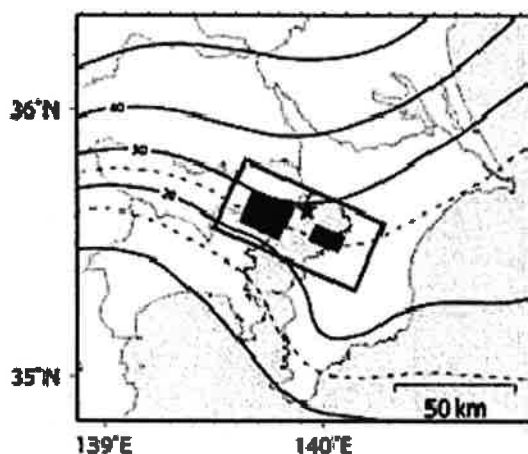


図4.2.2 東京湾北部地震のアスペリティ位置と破壊開始点(★)(文献5)

ケース1 浅いプレート境界を反映した東京湾北部地震の震度分布。
 (★は中央防災会議が設定する断層中央深部の破壊開始点。)

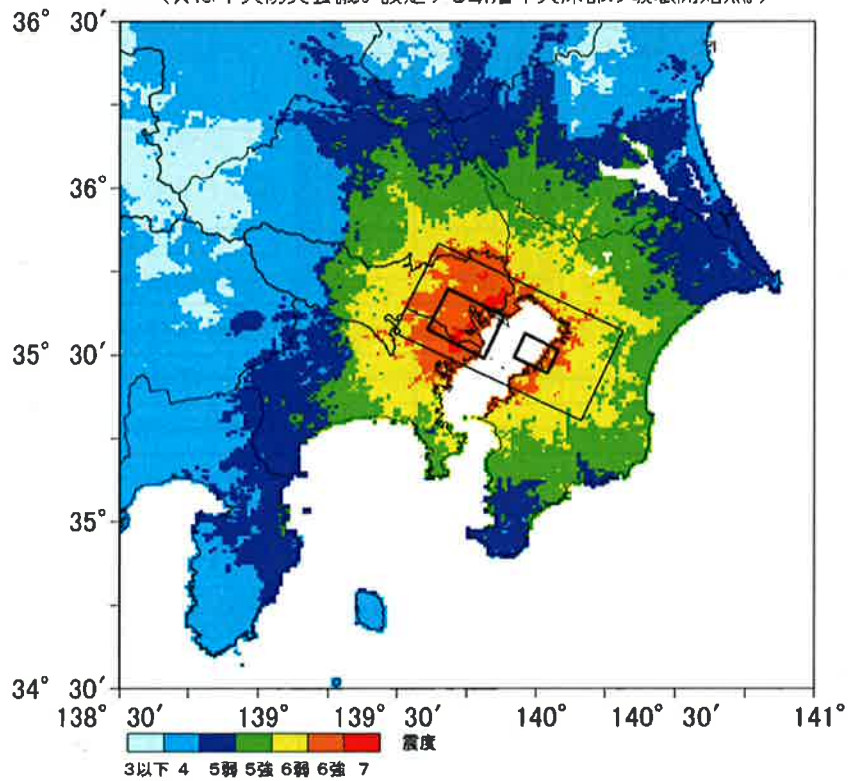
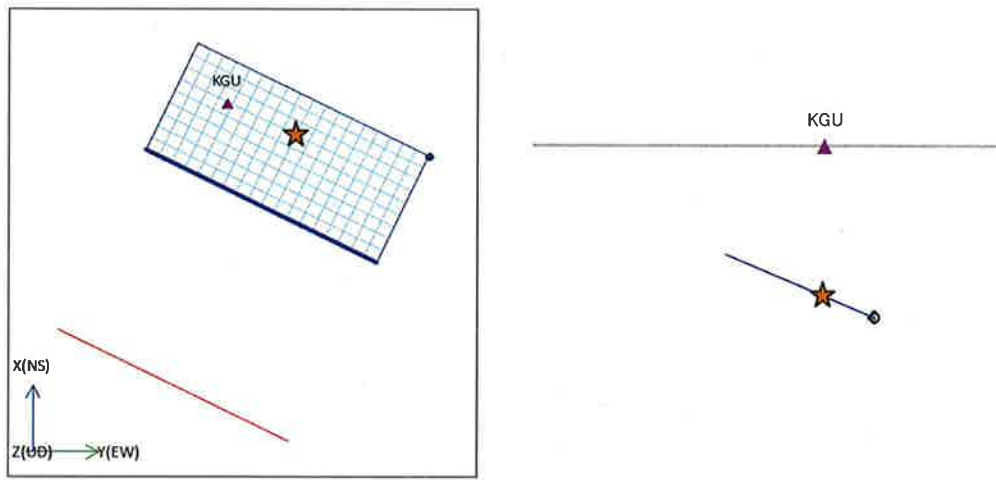


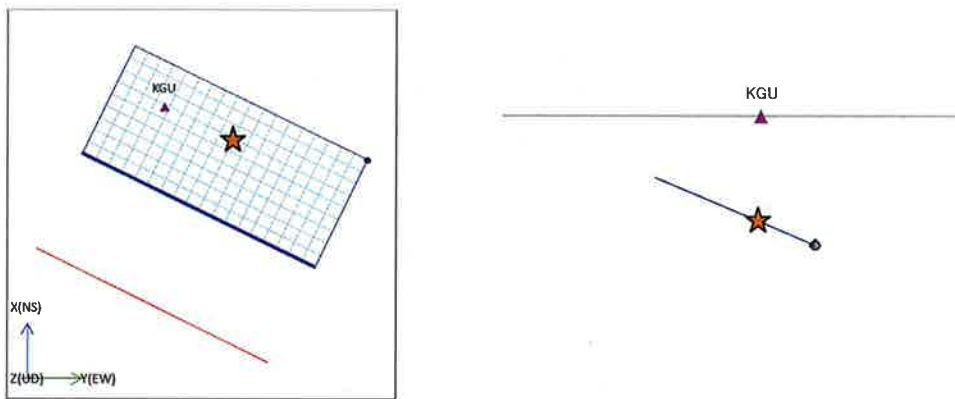
図 4.2.3 文部科学省のプロジェクトによる想定震度分布²⁾

表 4.2.2 地震動作成の解析モデルケース

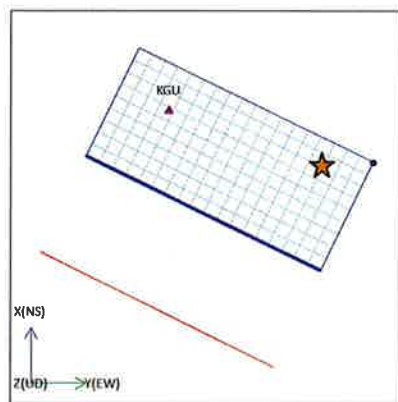
解析ケース	解析モデル・パラメータの条件
Case0	断層パラメータは中防のモデルを参考、 震源位置は文科省のケース1を参考
Case1	Case0の震源深さを10km浅く設定、 震源位置は文科省のケース1を参考
Case2	Case0の震源深さを10km浅く設定、 震源位置は文科省のケース2を参考
Case3	Case0の震源深さを10km浅く設定、 震源位置は文科省のケース3を参考



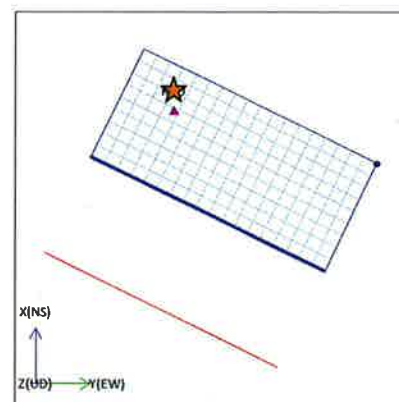
(a) Case 0 (左：断層真上からの図、右：断層短辺の真横からの図)



(b) Case 1 (左：断層真上からの図、右：断層短辺の真横からの図)



(c) Case 2



(d) Case 3

図 4.2.4 解析モデルのケース (☆：破壊開始点、▲：観測点位置)

115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115
115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115
115	115	115	361	361	361	361	361	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115
115	115	115	361	361	361	361	361	115	115	115	224	224	224	224	115	115	115
115	115	115	361	361	361	361	361	115	115	115	224	224	224	224	115	115	115
115	115	115	361	361	361	361	361	115	115	115	224	224	224	224	115	115	115
115	115	115	361	361	361	361	361	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115
115	115	115	361	361	361	361	361	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115
115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115

図4.2.5 小断層の分割(18×9)とすべり量の分布 (cm) (*☆の震源位置はCase0,1)

2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4
2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4
2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4
2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
2.4	2.4	2.4	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4

図4.2.6 小断層の分割(18×9)と応力降下量の分布 (MPa) (*☆の震源位置はCase0,1)

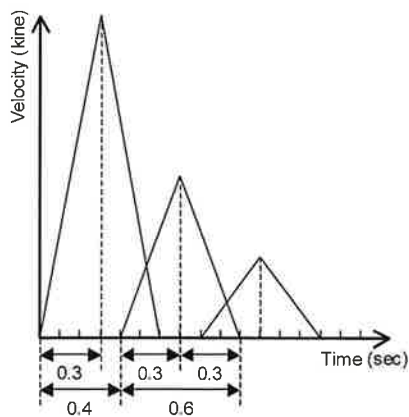


図4.2.7 すべり速度関数

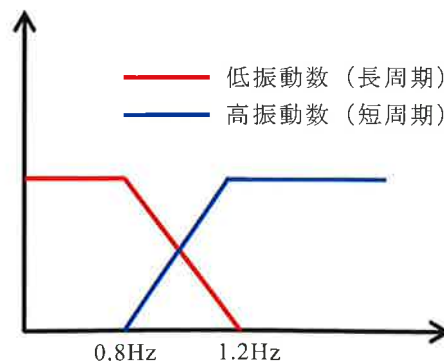


図4.2.8 フィルター関数

表 4.2.3 敷地地盤（工学院大学）の地盤構造モデル

層	密度 t/m ³	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Qp	Qs	層厚 (m)	
						長周期	短周期
1	1.40	380	140	100	50	7	7
2	1.40	560	140	100	50	5	5
3	1.65	850	310	100	50	9	9
4	1.90	1390	520	100	50	10	10
5	1.70	2040	400	100	50	9	9
6	1.80	2040	520	100	50	20	20
7	1.75	1630	490	100	50	7	7
8	1.80	1630	550	100	50	19	19
9	1.85	1840	640	200	100	145	145
10	1.90	2060	840	200	100	1200	1200
11	2.00	2300	1200	300	150	400	400
12	2.10	2700	1300	300	150	800	800
13	2.30	3300	1400	300	150	400	400
14	2.50	4700	2720	600	300	800	800
15	2.80	5700	3330	1000	500	9000	∞
16	2.80	6600	3710	1000	500	8000	—
17	2.80	6700	3740	1000	500	4800	—
18	3.00	7000	3930	1000	500	∞	—

非線形解析

線形解析

*地震基盤から工学的基盤の Q 値は振動数依存型のモデルとし
 $Q=Q_0 \cdot f^{0.8}$ とする

※表層は地盤調査資料を、地震基盤までの深い地盤構造モデルは文献4)を参考

表 4.2.4 地盤の非線形モデルのパラメータ⁶⁾

地点	地層	土質	拘束圧 (kN/m ²)	間隙比	塑性指数 (%)	細粒分含有率 (%)	S波速度 (m/s)	基準せん断歪み $\gamma_{0.5}$ (%)	最大減衰定数 h_{max} (%)		
東京	沖積層 (有楽町層)	粘性土	92 (59~154)	1.77 (0.85~2.76)	30.6 (21.5~39.3)	82.1 (55.0~98.9)	150 (90~250)	0.19	16		
		砂質土	74 (45~122)	0.89 (0.85~0.93)	—	17.2 (6.2~28.0)	190 (100~300)			0.09	21
	洪積層 (東京層)	ローム	48 (29~85)	3.71 (3.05~4.20)	44.7 (40.4~48.6)	96.1 (93.0~98.0)	190 (120~300)	0.19	14		
		粘性土	174 (58~319)	1.45 (0.81~2.98)	37.4 (15.7~67.8)	91.5 (73.9~99.0)	270 (130~540)			0.20	13
		砂質土	167 (78~295)	0.91 (0.68~1.44)	—	10.4 (5.6~29.4)	370 (200~540)			0.09	21
	神奈川	沖積層	粘性土	150 (39~284)	1.54 (0.97~2.68)	33.8 (11.5~71.5)	90.1 (51.8~100.0)	180 (110~300)	0.19	16	
砂質土			122 (59~230)	0.88 (0.77~1.08)	—	20.1 (5.0~44.0)	200 (120~280)	0.08			21
洪積層 (上総層)		粘性土	265 (177~372)	1.45 (1.12~2.15)	54.2 (14.5~113.5)	77.2 (43.0~94.0)	280 (200~340)	0.21	21		
		砂質土	311 (167~535)	0.95 (0.73~1.10)	—	18.1 (4.0~39.7)	330 (240~500)			0.13	23
大阪	沖積層	粘性土	166 (76~333)	1.36 (0.95~1.76)	33.5 (8.1~56.1)	94.9 (78.0~100.0)	160 (120~240)	0.14	19		
		砂質土	119 (106~137)	0.50 (0.44~0.61)	—	13.7 (9.4~18.0)	200 (130~280)			0.08	19
	洪積層 (大阪層群)	粘性土	379 (113~393)	1.30 (1.20~1.50)	55.7 (45.1~75.4)	98.3 (97.2~100.0)	260 (210~270)	0.16	17		
		砂質土	332 (188~287)	0.60 (0.52~0.74)	—	15.7 (9.9~26.1)	340 (330~380)			0.16	21
全データ (平均値)	粘性土	205	1.66	39.8	90.2	210	0.18	17			
	砂質土	193	0.86	—	15.6	290	0.10	21			

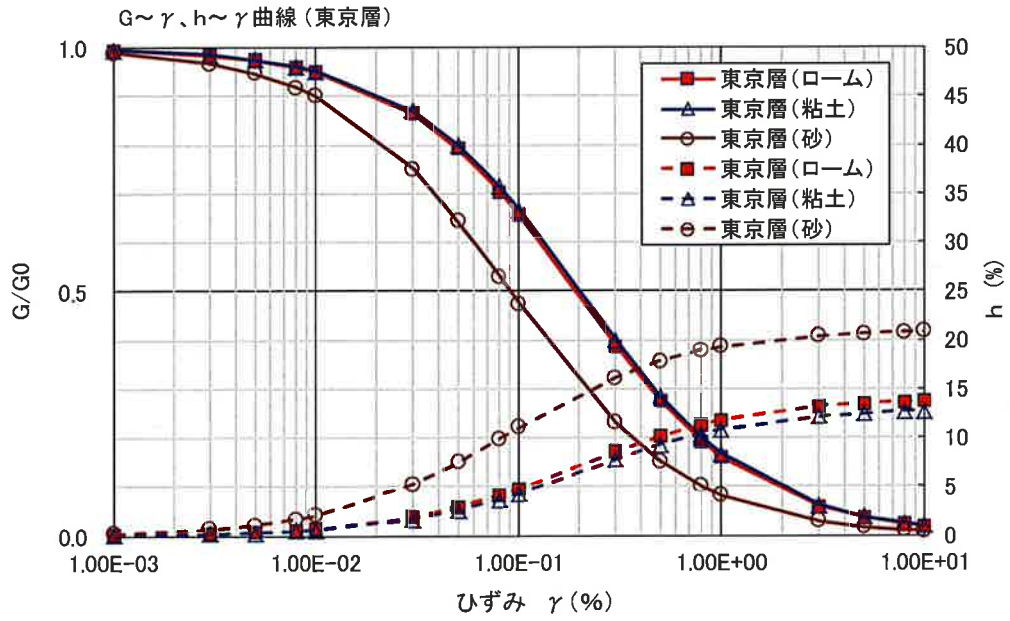


図 4.2.9 地盤の非線形モデル

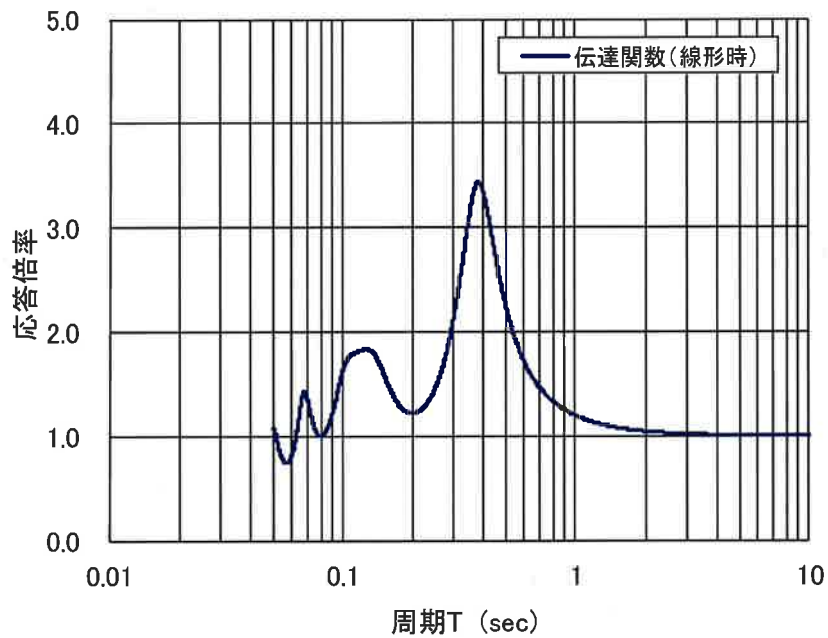
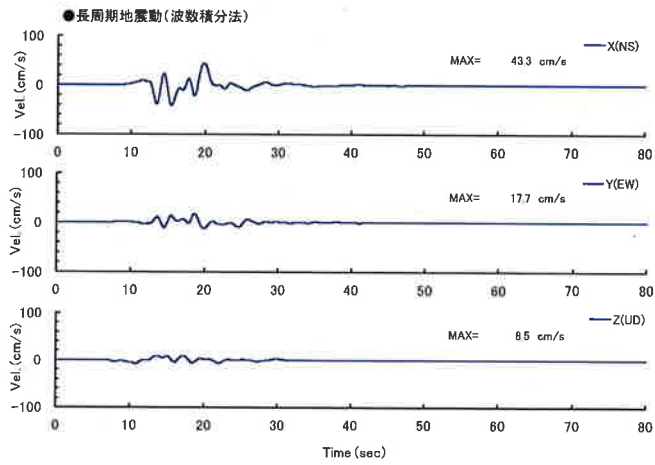
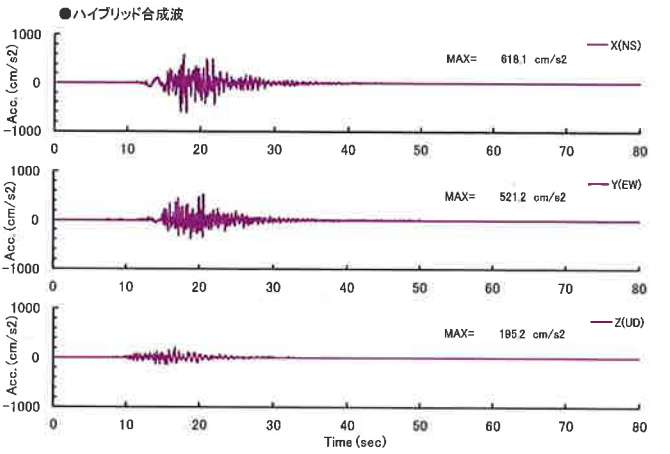
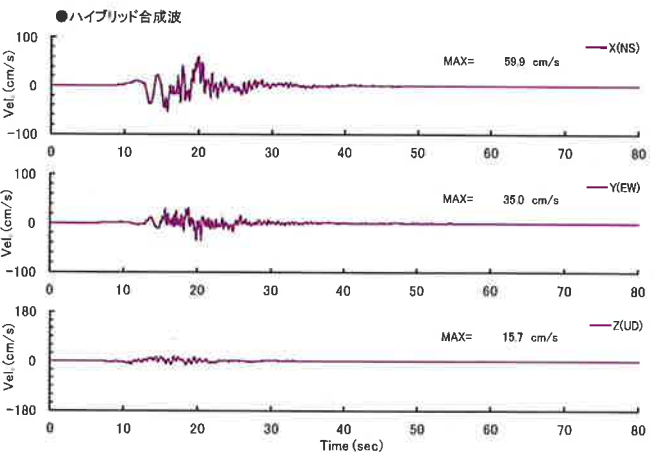
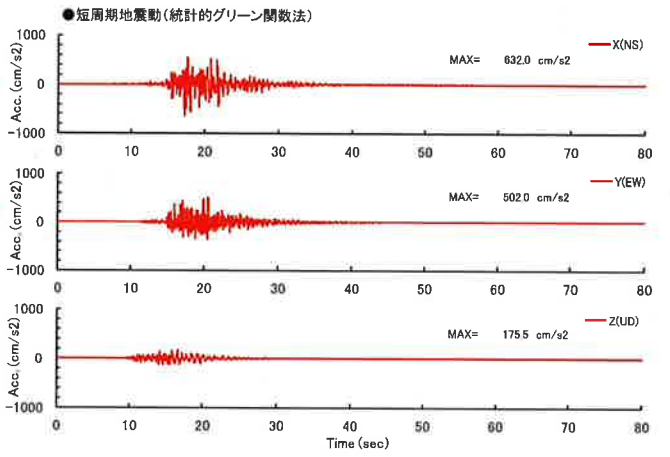
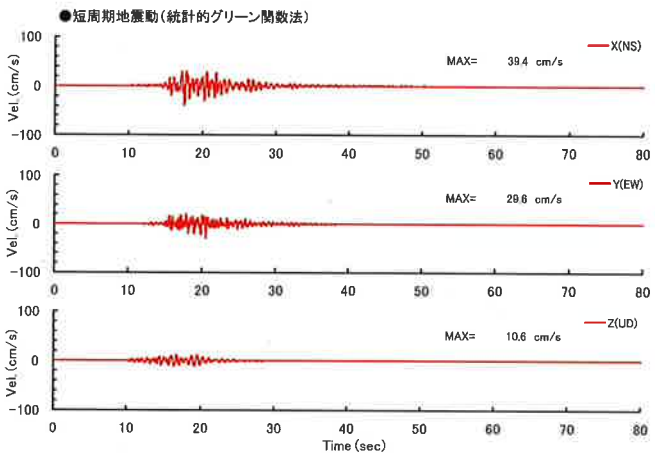
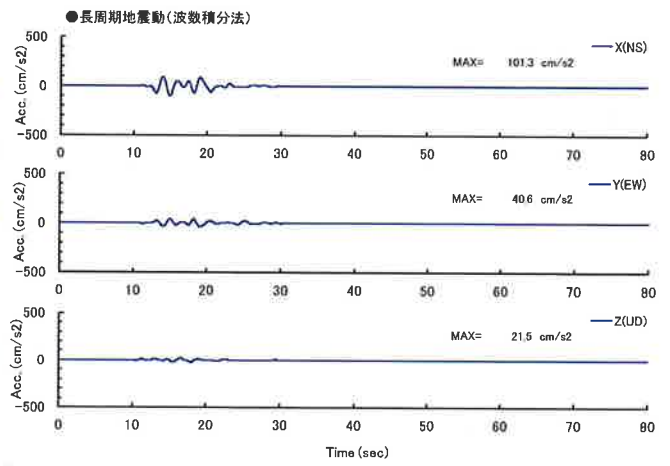


図 4.2.10 表層地盤の伝達関数 (線形時、地表/基盤(2E))

☆Case 0



☆Case 0

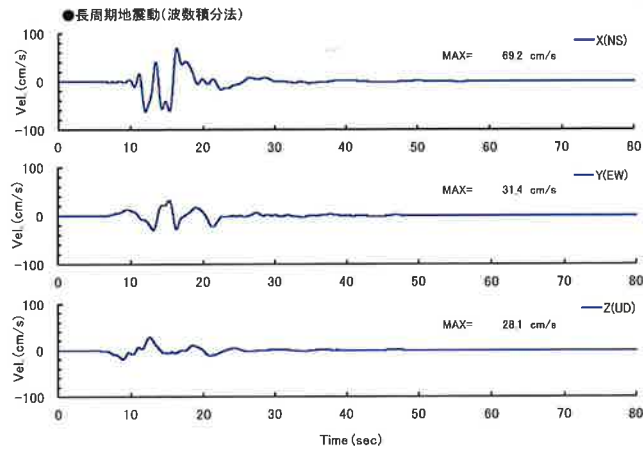


(a) 速度波形

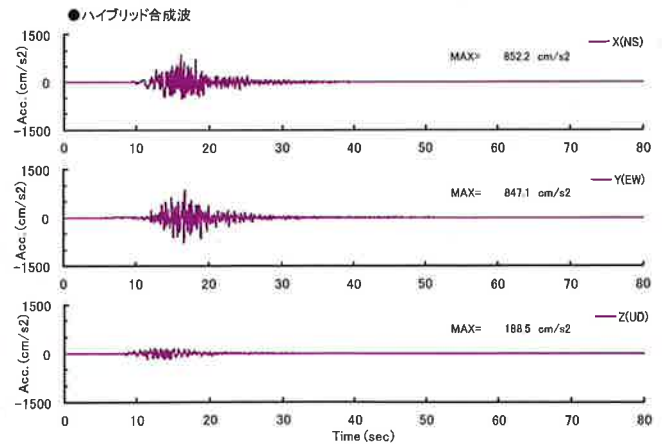
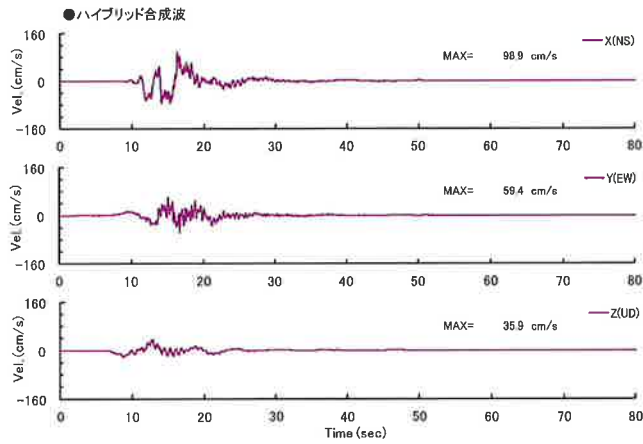
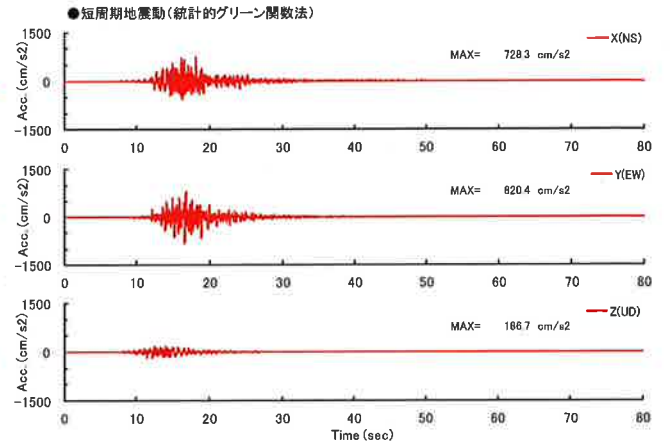
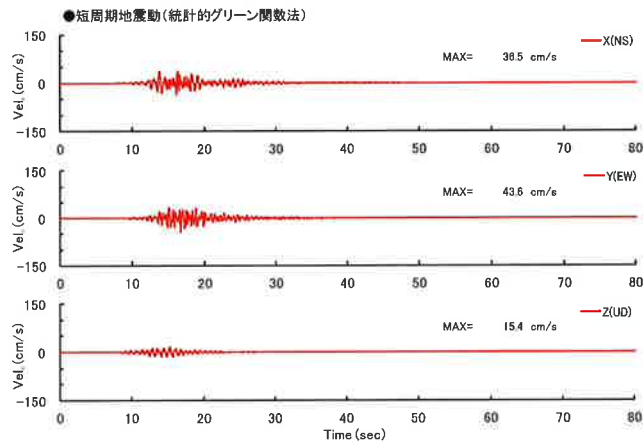
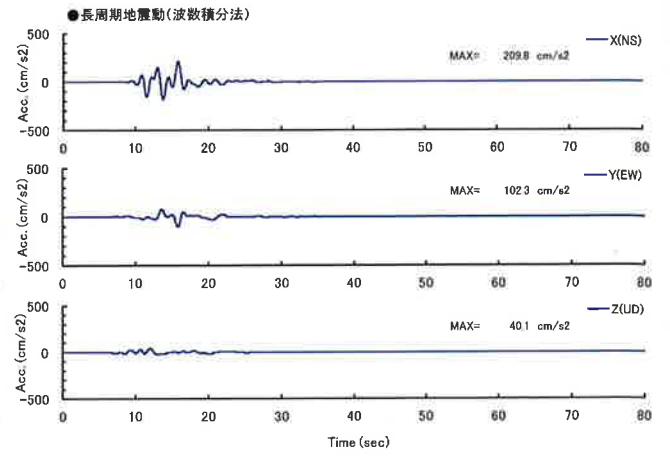
(b) 加速度波形

図 4.2.11 工学的基盤における地震動波形 (Case 0)

☆Case 1



☆Case 1

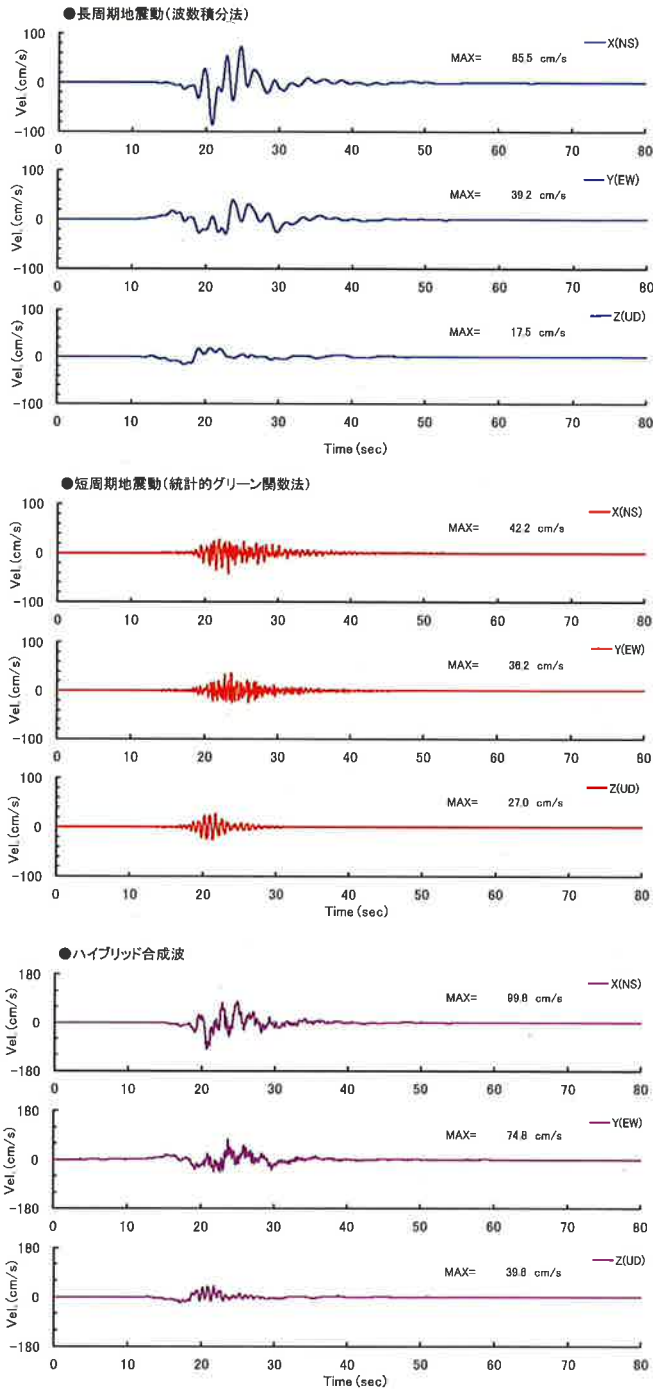


(a) 速度波形

(b) 加速度波形

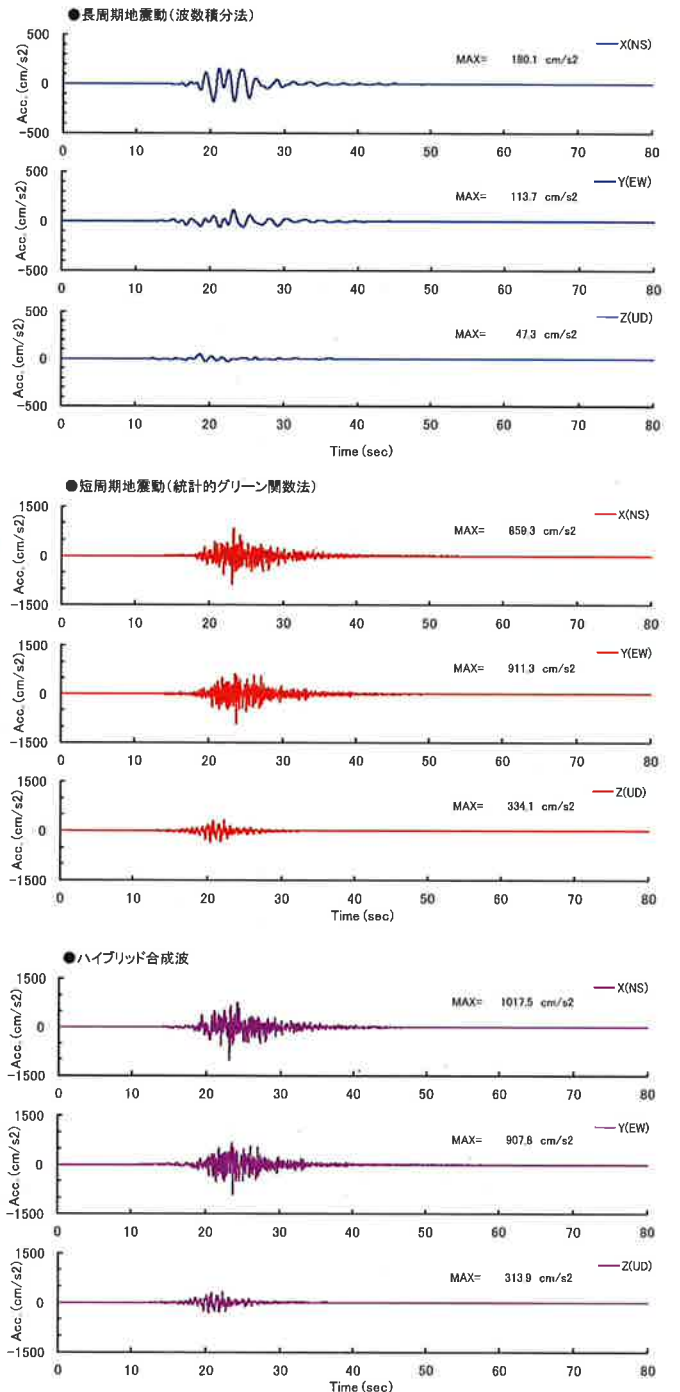
図 4.2.12 工学的基盤における地震動波形 (Case 1)

☆Case 2



(a) 速度波形

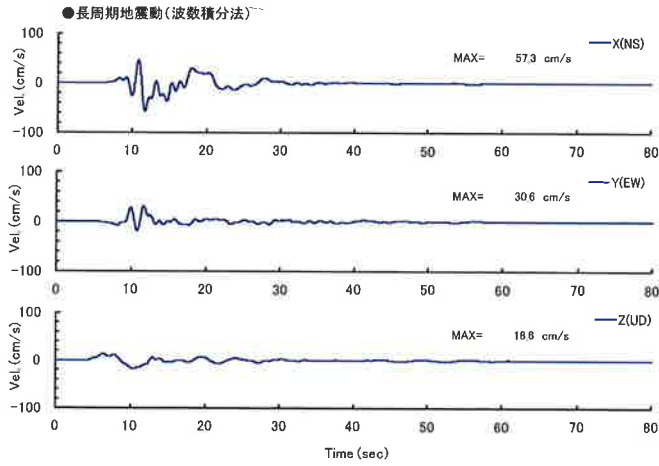
☆Case 2



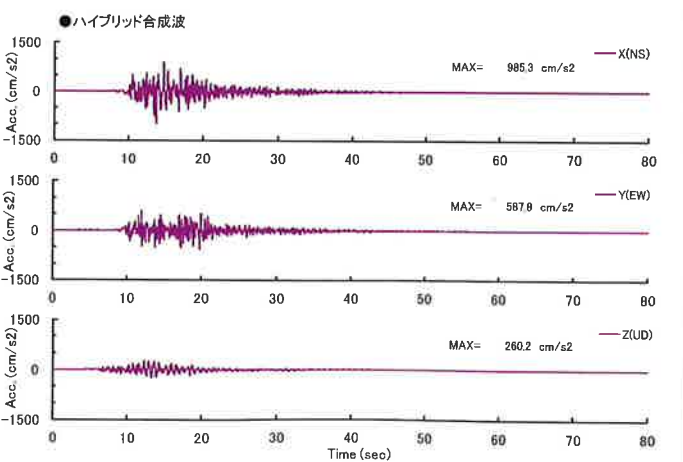
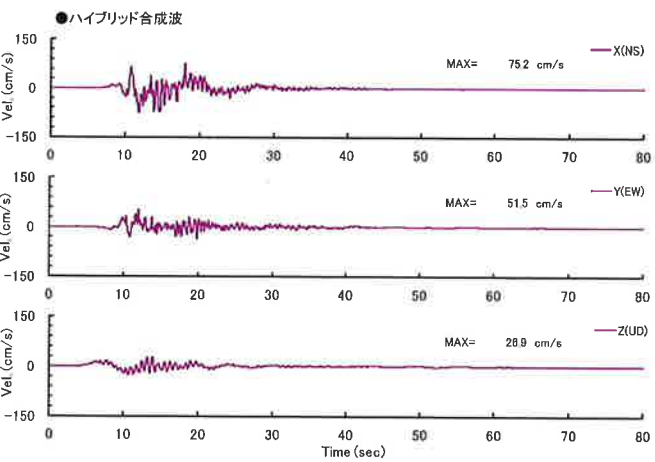
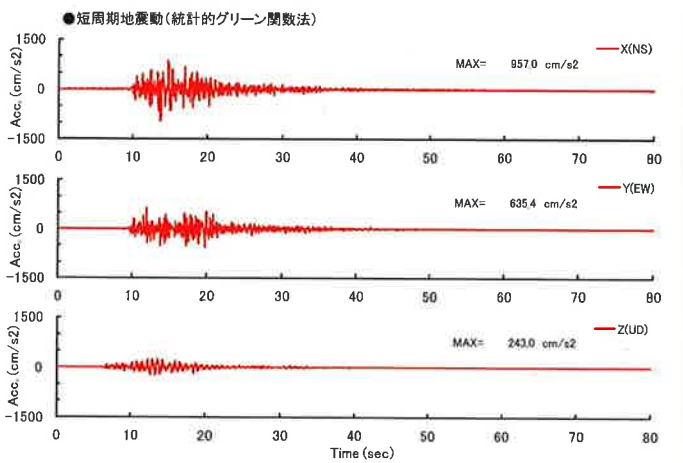
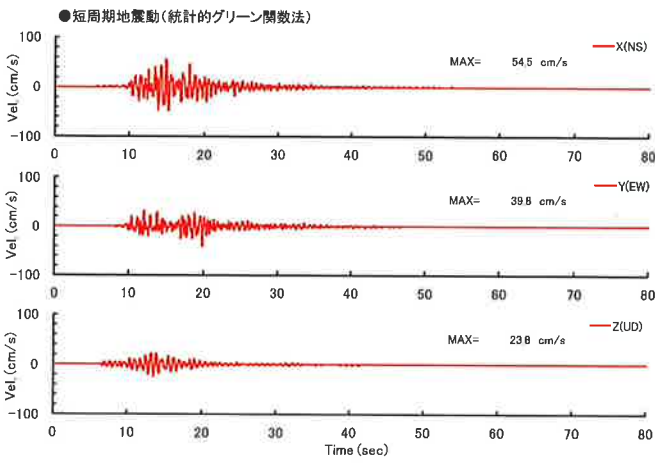
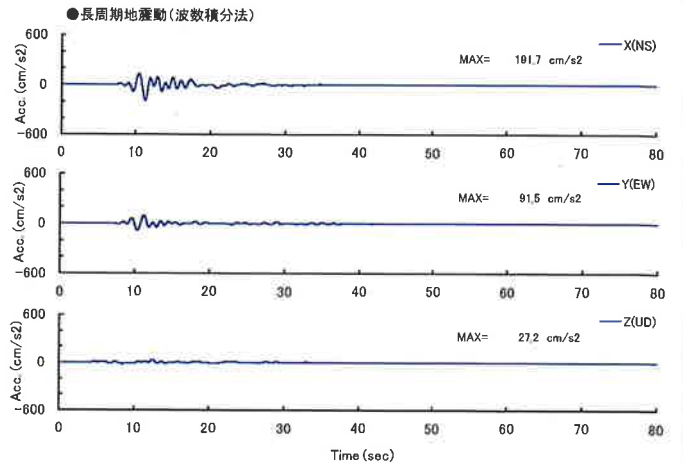
(b) 加速度波形

図 4.2.13 工学的基盤における地震動波形 (Case 2)

★Case 3



★Case 3



(a) 速度波形

(b) 加速度波形

図 4.2.14 工学的基盤における地震動波形 (Case 3)

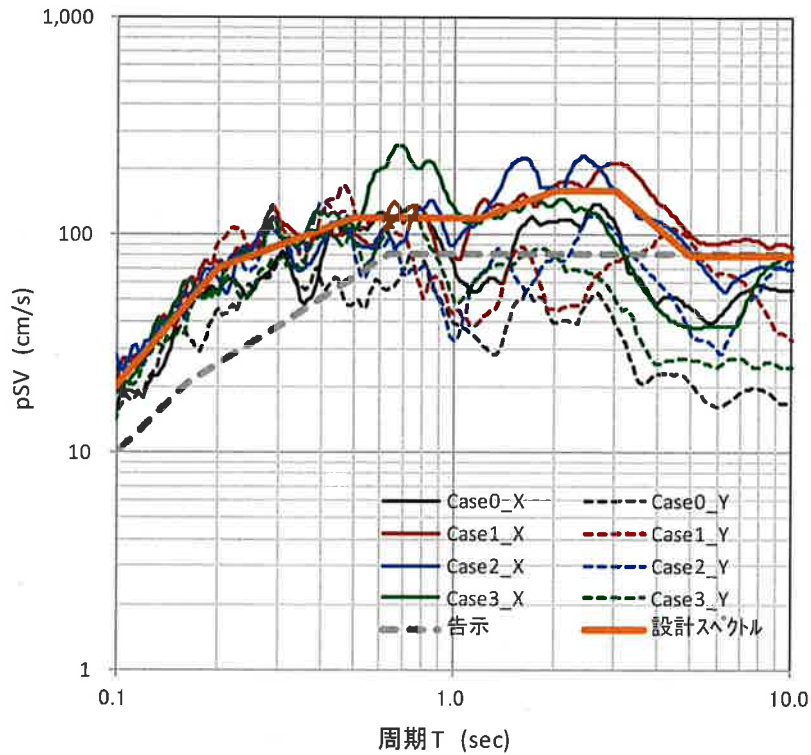


図 4.2.15 各ケースの工学的基盤の速度応答スペクトル pSV と設計スペクトル
 (*設計スペクトルは作成事例として設定したものであり、実務では要検討)

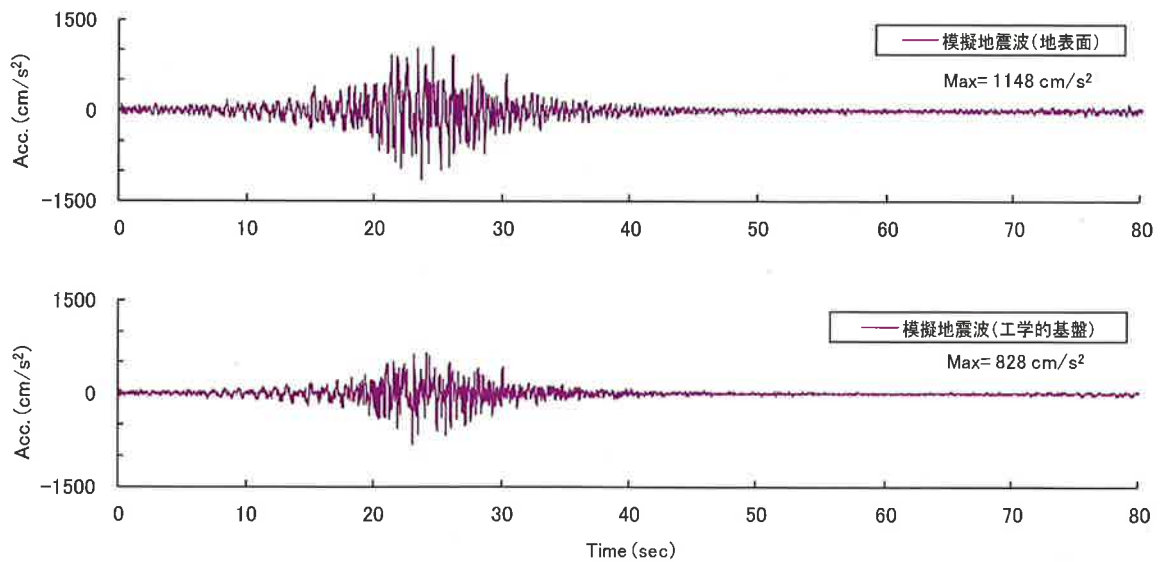


図 4.2.16 試作した模擬地震波 (上：地表面、下：工学的基盤)
 *工学的基盤の模擬地震波の位相は Case2-X を利用

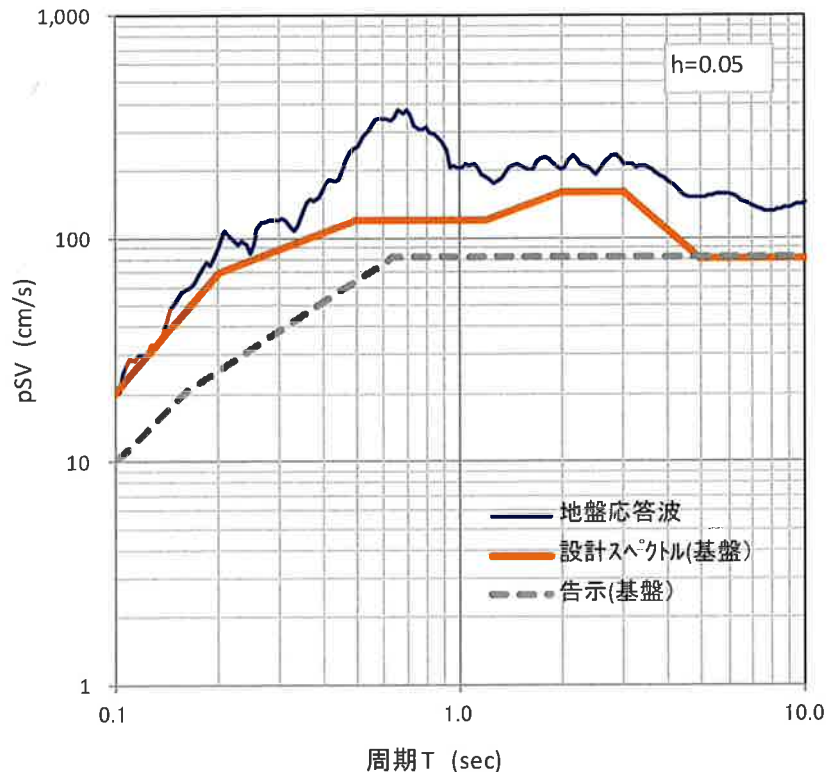


図 4.2.17 工学的基盤の設計スペクトルと地表面スペクトル pSV
 (*設計スペクトルは作成事例として設定したものであり、実務では要検討)

参考文献

- 1) 中央防災会議：首都直下地震対策専門調査会（第12回）地震ワーキンググループ報告書、平成16年11月17日
- 2) 文部科学省：首都直下地震防災・減災特別プロジェクトにおける震度分布図の公表について、http://www.mext.go.jp/b_menu/houdou/24/03/1319353.htm
- 3) 久田：震源アスペリティーと震源近傍の強震動特性、第12回日本地震工学シンポジウム、2006年
- 4) 田中、久田：首都圏にある超高層キャンパスの地震防災に関する研究（その2）首都直下地震の強震動予測、日本建築学会大会梗概集、2007年
- 5) Sato, H., N. Hirata, K. Koketsu, D. Okaya, S. Abe, R. Kobayashi, M. Matsubara, T. Iwasaki, T. Ito, T. Kawanaka, K. Kasahara and S. Harder(2005), Science, 309,462-464.
- 6) 古山田、宮本、三浦：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性、第38回地盤工学研究発表会、pp.2077-2078、2003年7月

（謝辞）

本報告書の強震動計算にあたっては、工学院大学久田教授の公開プログラム（波数積分法計算：phs3sQx-v3、grflt12sx1-v13、統計的グリーン関数法と地盤増幅：omega2x-v10、multi4x）を使用させていただいた。また、断層位置の表示については7社共同研究地震動ワーキング（熊谷組、佐藤工業、戸田建設、西松建設、ハザマ、フジタ、前田建設）におけるフジタ田中氏の作成プログラムを活用させていただいた。ここに謝意を表します。

4.3 関東地震を対象としたサイト波の作成例

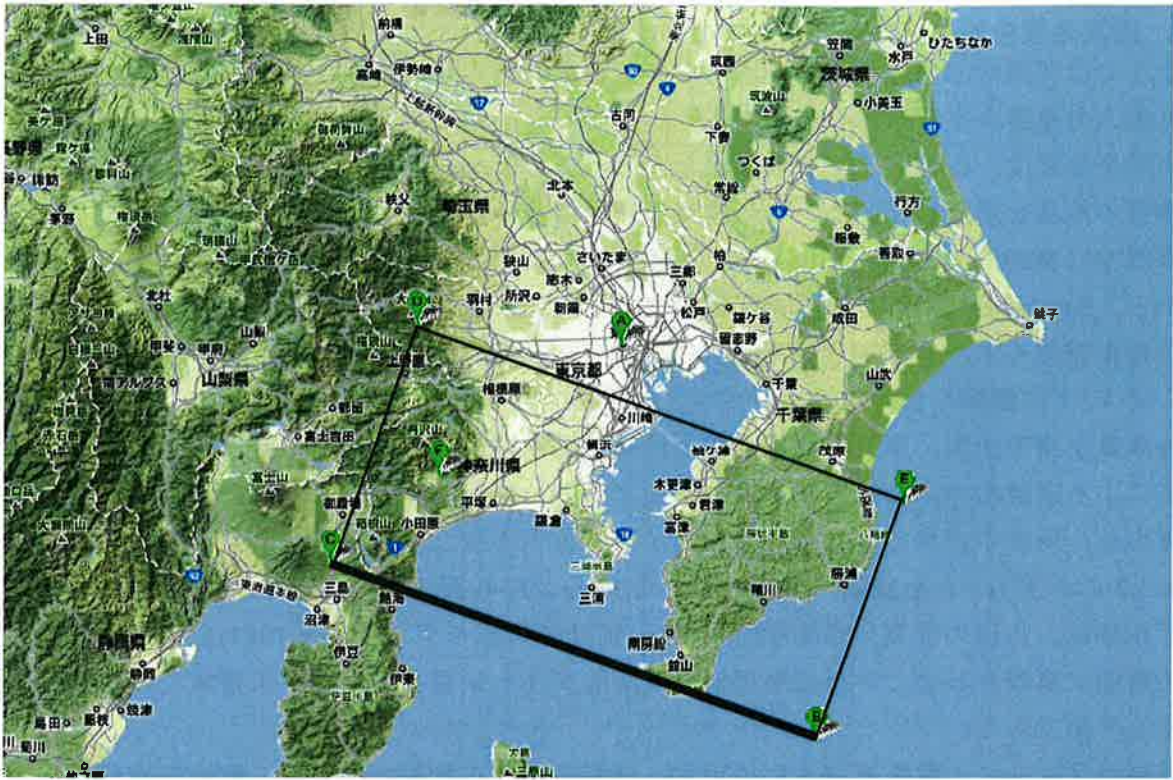
ここでは関東地方で発生する地震としては最大規模の地震に属する南関東地震を想定し、設計用入力地震の作成事例を紹介する。

南関東地震は、相模トラフを震源域とするマグニチュード7.9の地震で、1923年大正関東地震の再来を想定している。この地震の震源断層モデルはいくつか設定されているが作成事例ではWald and Somerville(1995)¹⁾が推定した関東地震の震源断層の不均質すべりモデルから、Somerville et al(1999)²⁾の手順により強い地震動を生成するアスペリティを抽出した特性化震源モデル及び地震調査研究推進本部(2009a)³⁾を参考に設定されたモデルを用いる。図4.3.1に震源モデルを示す。

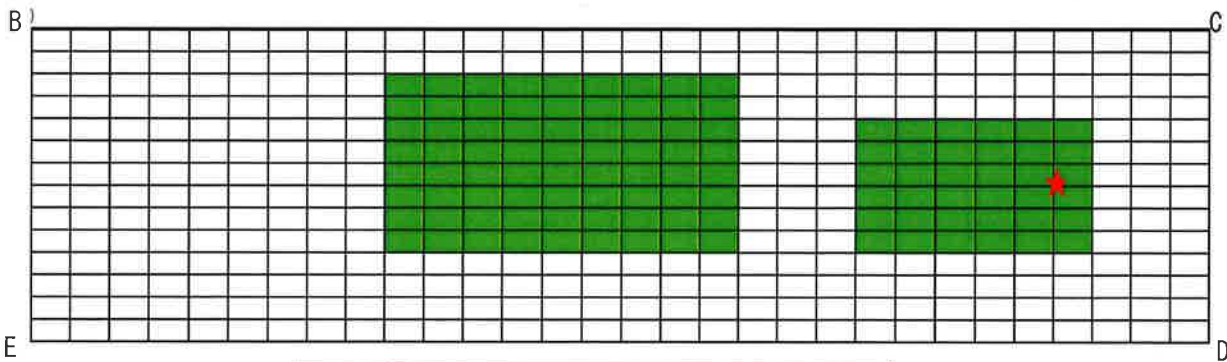
強震動予測手法は、東京湾北部地震と同様に長周期側は平行成層地盤を仮定した波数積分法による理論的手法、短周期側は統計的グリーン関数法を改良した統計的震源モデル法で算出し、両者の結果を重ね合わせるハイブリッド手法とした。重ね合わせの接続周波数は、図4.3.2に示す f_1 、 f_2 を文献⁴⁾を参考に $f_1=0.33\text{Hz}$ 、 $f_2=0.35\text{Hz}$ とした。ここで、統計的震源モデル法は、久田の提案する方法^{5)~8)}で、統計的震源モデル(Boore,1983)を要素地震として断層面に重ね合わせ、平行成層地盤の理論的グリーン関数を用い、広帯域で強震動を生成する手法である。

断層パラメータ一覧を表4.3.1に示す。計算地点は工学院大学とし、敷地の地盤構造モデルは文献3)を参照し表4.3.2のように設定した。表4.3.2より工学的基盤を $V_s=500\text{m}$ の地盤とした。地震動の計算に用いるすべり速度関数は、久田らの行っている「設計用入力地震動作成のための強震動予測手法の適用と検証」⁹⁾に示されている実施内容・概要資料を参考に設定している。そのすべり速度関数は、rake1、rake2の方向別に継続時間15秒で10個に分割(1分割1.5秒)された長方形の重ね合わせで与えている¹⁰⁾。ここでは、それらのすべり速度関数を単純にベクトル和をとり、アスペリティ1、アスペリティ2及び背景領域のすべり量に対応する関数として設定した。図4.3.3にアスペリティ1、アスペリティ2及び背景領域のすべり速度関数分布を示す。また各小断層の破壊開始時間が破壊開始点からの距離に完全に比例するように設定すると、破壊の伝播過程は単調になり現実的でない卓越周期が発生したり、実際の地震動の複雑さが再現できない場合があるため、各小断層の破壊開始時間にランダムな時間遅れdtrを設定する。本計算では断層面全体でのdtrの平均値を0.85secとした。

図4.3.4に波数積分法による計算結果(加速度波形、速度波形、変位波形)を、図4.3.5に統計的震源モデル法による計算結果(加速度波形、速度波形、変位波形)を、図4.3.6に両者の結果を重ね合わせたハイブリッド波形(加速度波形、速度波形、変位波形)を示す。また、図4.3.7に波数積分法による加速度波の擬似速度応答スペクトル、図4.3.8に統計的震源モデル法による加速度波の擬似速度応答スペクトル、図4.3.9にハイブリッド法による加速度波の擬似速度応答スペクトルを示す。



地図：Google マップより



- ・ 図中 の部分はアスペリティ領域を示す。
- ・ F 点及び 印は断層の破壊開始点を示す。
- ・ B,C,D,E の各点は断層隅を示し、B 点は座標原点を示す。
- ・ A 点は観測点（工学院大学）を示す。

図 4.3.1 南関東地震の震源モデル

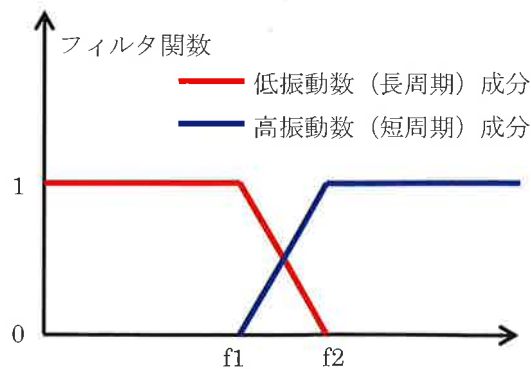


図 4.3.2 マッチングフィルタ関数

表 4.3.1 南関東地震の断層パラメータ一覧

断層パラメータ	設定方法	単位	設定値		
			アスペリティ西	アスペリティ東	
地表トレース	Wald and Somerville(1995)を参考に設定	°	東端140. 2211		
			34. 7478		
		°	西端138. 8710		
			35. 1406		
断層基準点	Wald and Somerville(1995)を参考に設定	°	東端140. 2429		
			34. 7973		
走向	Wald and Somerville(1995)を参考に設定	°	290		
傾斜角(dip)	Wald and Somerville(1995)を参考に設定	°	25		
すべり角	Wald and Somerville(1995)のすべりインバージョンで仮定されたすべり角(90~180°)の中間地を採用	°	135		
断層長さ(L)	Wald and Somerville(1995)を参考に設定	km	130		
断層幅(W)	Wald and Somerville(1995)を参考に設定	km	70		
断層面積(S)	S=LW	km ²	9100		
アスペクト比	アスペクト比=L/W		1. 86		
全断層長さ		km	130		
全断層面積		km ²	9100		
断層上端深さ(d-up)	Wald and Somerville(1995)を参考に設定	km	2		
断層下端深さ	sin(dip)+d-up	km	31. 6		
破壊開始点位置	Wald and Somerville(1995)で採用された震源位置に設定	°	35. 4, 139. 2		
破壊伝播形式	慣用的に用いられている形式に設定		同心円状		
地震モーメント	Wald and Somerville(1995)の結果を参考に設定	Nm	7. 80E+20		
モーメントマグニチュード	$M_0=(\log M_0-16. 1)/1. 5$		7. 86		
気象庁マグニチュード	$M_j=(\log M_0-17. 72)/1. 17$ (Takemura et al., 1990)		8. 69		
	$M_j=(\log L+2. 9)/0. 6$ (松田, 1975)		8. 36		
S波速度(β)	秋山・他(土木学会地震工学論文集, 2005)を参考に設定	km/s	3. 70		
密度	秋山・他(土木学会地震工学論文集, 2005)を参考に設定	g/cm ³	2. 80		
Q	佐藤・他(日本建築学会構造系論文, 1994)を参考に設定		$110f^{-0. 69}$		
剛性率	$\mu=\rho V_s^2$, V_s :S波速度, ρ :密度	N/m ²	3. 83E+10		
破壊伝播速度	$V_r=0. 72\beta$	km/s	2. 66		
平均すべり量	$D=M_0/(\mu S)$, μ :剛性率	cm	223. 6		
平均応力降下量	$\Delta\sigma=(S/S_a)\Delta\sigma$	MPa	2. 2		
等価半径	$R=\text{sqrt}(S/\pi)$	km	53. 8		
短周期レベル	$A=2. 46 \times 10^{10} \times M_0^{1/3}$ (壇・他, 2001)	N・m/s ²	4. 88E+19		
全アスペリティ	地震モーメント	$M_{0a}=\mu D_a S_a$	Nm	4. 01E+20	
	面積	$S_a=\pi r^2=\pi [(7\pi/4) \cdot [M_0/(A \cdot R)] \beta^2]^2$	km ²	2340. 00	
	平均すべり量	$D_a=2. 0D$	cm	447. 2	
	応力降下量	$\Delta\sigma_a=(S/S_a)\Delta\sigma$	MPa	8. 5	
	短周期レベル	$A_a=2. 46 \times 10^{10} \times M_0^{1/3}$ (壇・他, 2001)	N・m/s ²	3. 91E+19	
	等価半径	$R_a=\text{sqrt}(S_a/\pi)$	km	27. 29	
各アスペリティ	地震モーメント	面積の1. 5乗で振り分け	Nm	1. 05E+20	2. 96E+20
	面積	Wald and Somerville(1995)を参考に, S_a を1:2に比に分割	km ²	780. 0	1560. 0
	平均すべり量	$D_{ai}=M_{0ai}/(\mu S_{ai})$	cm	350. 4	495. 6
	応力降下量	$\Delta\sigma_{ai}=(S/S_{ai})\Delta\sigma$	MPa	8. 5	
	短周期レベル	$A_{ai}=2. 46 \times 10^{10} \times M_{0ai}^{1/3}$ (壇・他, 2001)	N・m/s ²	2. 50E+19	3. 53E+19
	等価半径 r_i		km	15. 76	22. 28
	γ_i			0. 58	0. 82
	$\sum \gamma_i^3$			0. 74	
W_{ai}	$W_{ai}=\text{sqrt}(S_{ai}/\text{アスペクト比})$		20. 49	28. 98	
立ち上がり時間	$\tau=W_{ai}/V_r$		3. 85	5. 44	
背景領域	地震モーメント	$M_{0b}=M_0-M_{0a}$	Nm	3. 79E+20	
	面積	$S_b=S-S_a$	km ²	6760. 0	
	平均すべり量	$D_b=M_{0b}/(\mu S_b)$	cm	146. 2	
	W_b	$W_b=W$		70	
	実効応力	$\sigma_b=(D_b/W_b)(\pi^{1/2}/D_a) \cdot r \sum \gamma_i^3 \cdot \sigma_a$	MPa	1. 4	
立ち上がり時間	$\tau_b=W_b/V_r$	s	13. 1		
高周波遮断特性 f_{max}	推本レシビに基づいて設定	Hz	13. 5		

注1) Wald and Somerville(1995)が推定した1923年関東地震の震源モデルから, Somerville et al. (1995)の手順によりアスペリティを抽出した結果.

表4.3.2 設定地盤モデル

層	密度 (t/m^3)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	Q_s	Q_p	層厚(m)		深度 (m)	備考
						長周期	短周期		
1	1.95	500	1800	500	500	420	420	420	工学的基盤面
2	2.10	900	2300	900	900	1420	1420	1840	
3	2.25	1500	3000	1500	1500	1420	1420	3260	
4	2.65	3200	5500	2000	2000	4650	4650	7910	
5	2.70	3530	6000	2000	2000	11840	11840	19750	
6	2.80	3940	6700	2000	2000	10470	10470	30220	
7	2.40	2900	5000	2000	2000	2900	2900	33120	
8	2.90	4000	6800	2000	2000	4490	4490	37610	
9	3.20	4700	8000	2000	2000	∞	∞	-	

すべり速度関数

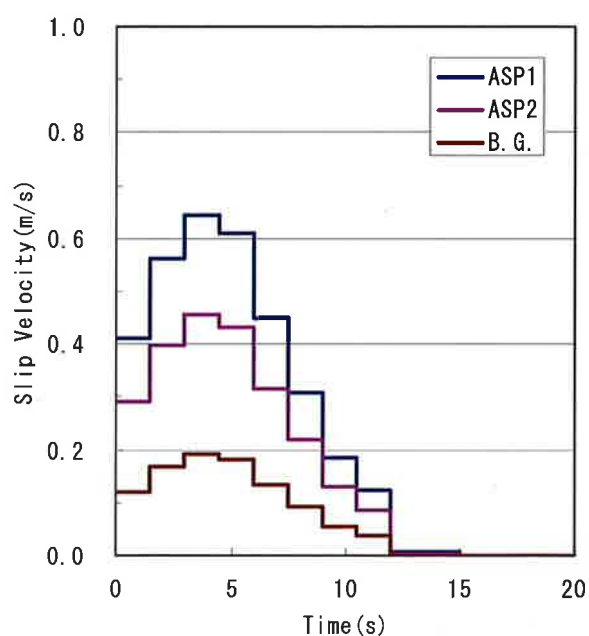
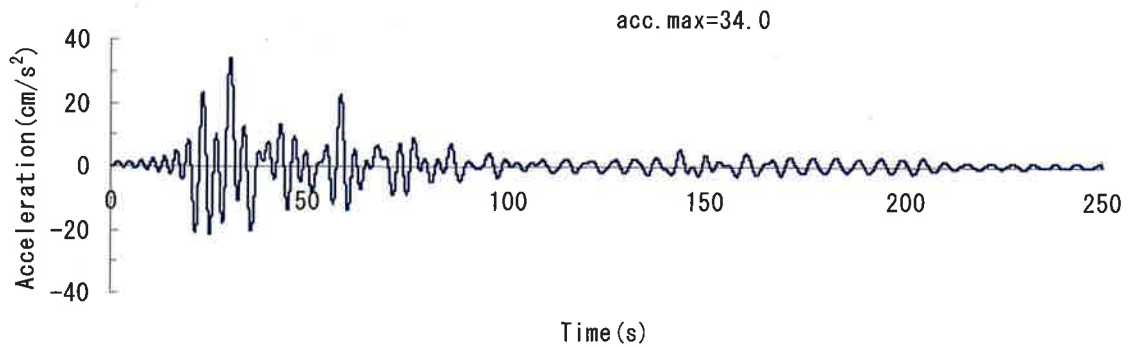
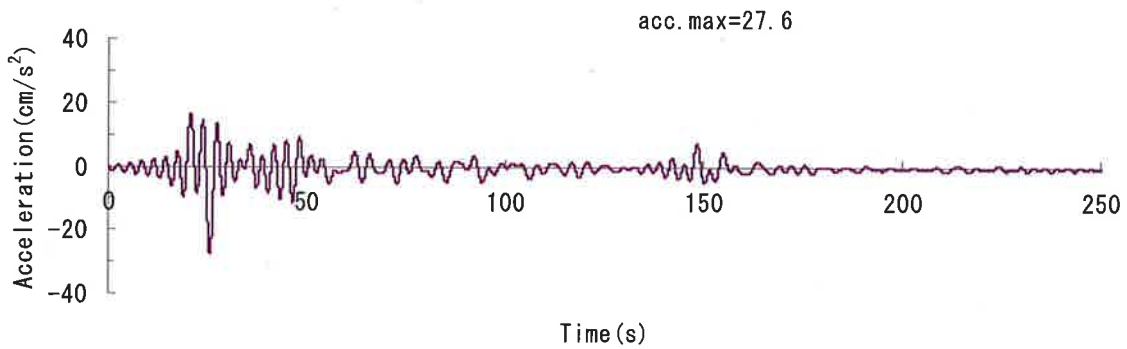


図4.3.3 設定すべり速度関数

1923年関東地震モデルによるX(NS)方向加速度
(工学院大学基盤面：長周期)



1923年関東地震モデルによるY(EWS)方向加速度
(工学院大学基盤面：長周期)



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向加速度
(工学院大学基盤面：長周期)

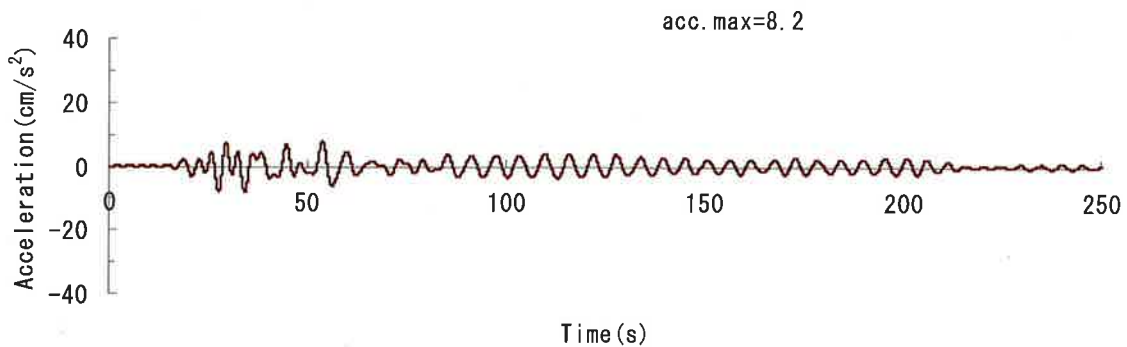
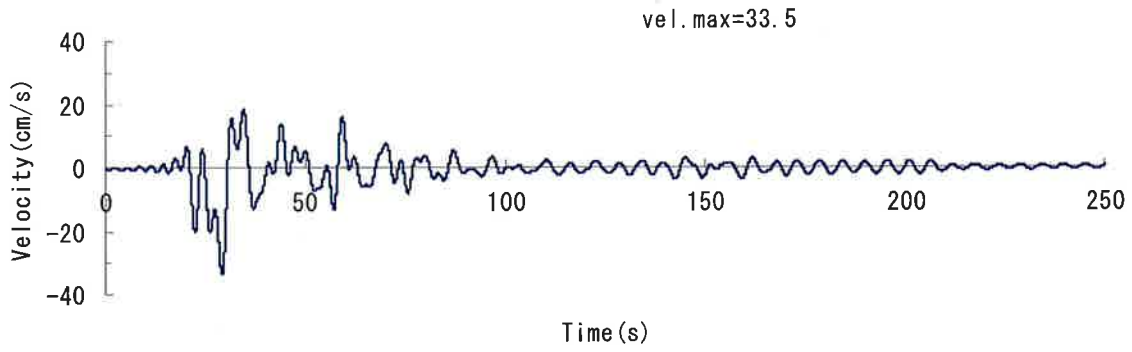
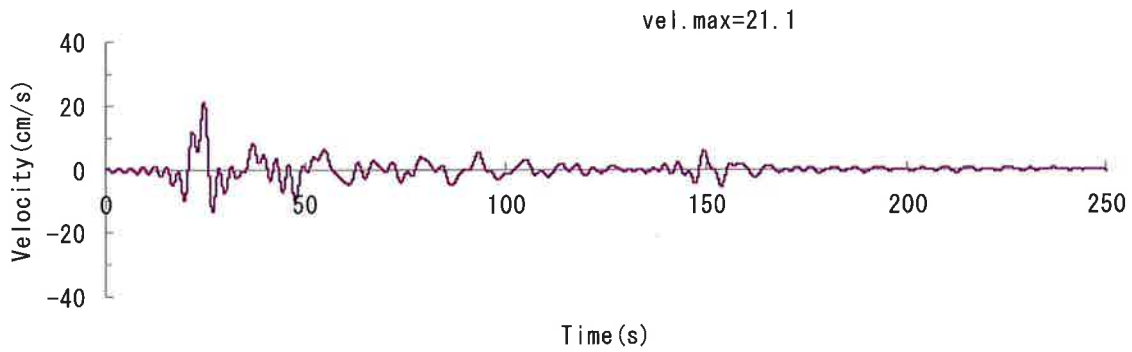


図 4.3.4(a) 波数積分法による加速度波形 (長周期)

1923年関東地震モデルによるX(NS)方向速度
(工学院大学基盤面：長周期)



1923年関東地震モデルによるY(EW)方向速度
(工学院大学基盤面：長周期)



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向速度
(工学院大学基盤面：長周期)

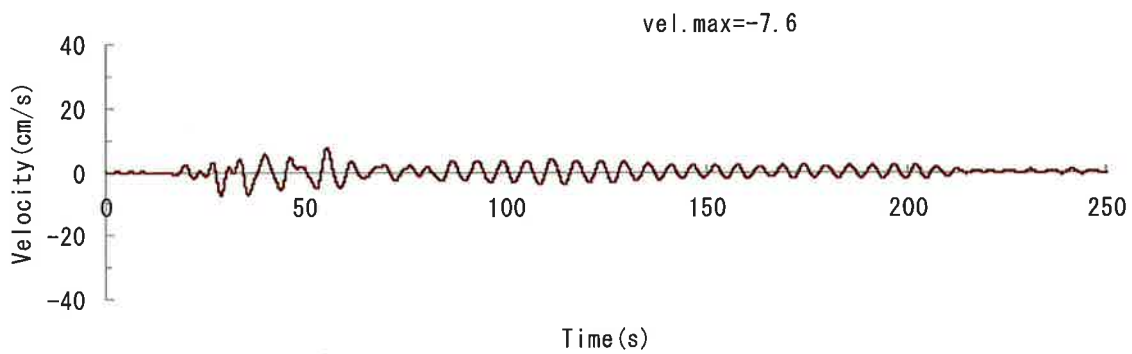
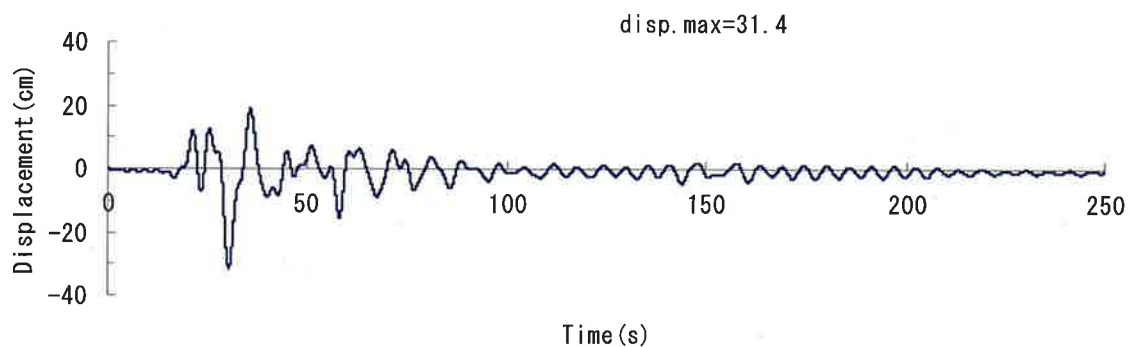
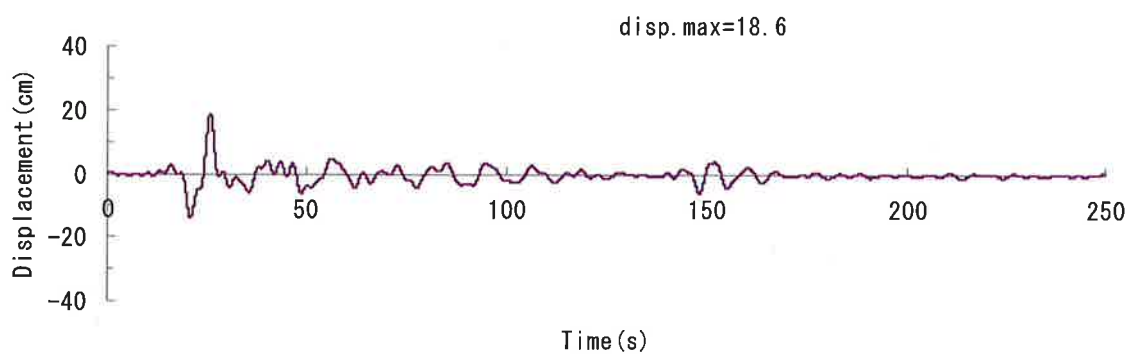


図 4.3.4(b) 波数積分法による速度波形（長周期）

1923年関東地震モデルによるX(NS)方向変位
(工学院大学基盤面：長周期)



1923年関東地震モデルによるY(EW)方向変位
(工学院大学基盤面：長周期)



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向変位
(工学院大学基盤面：長周期)

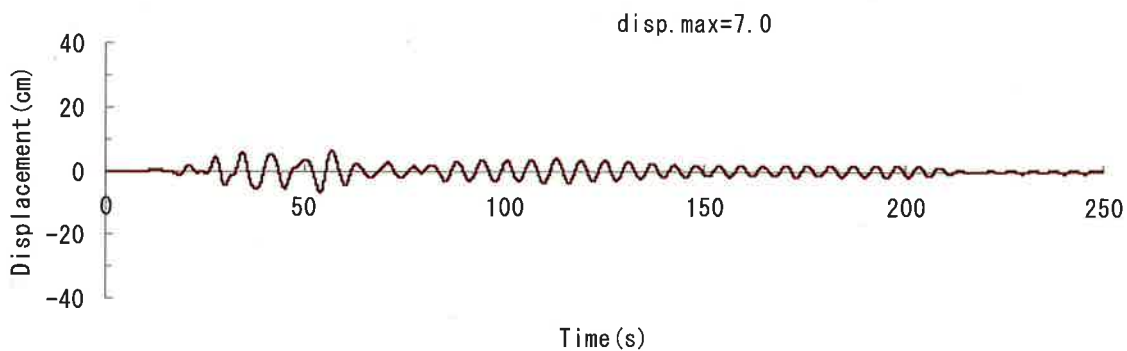
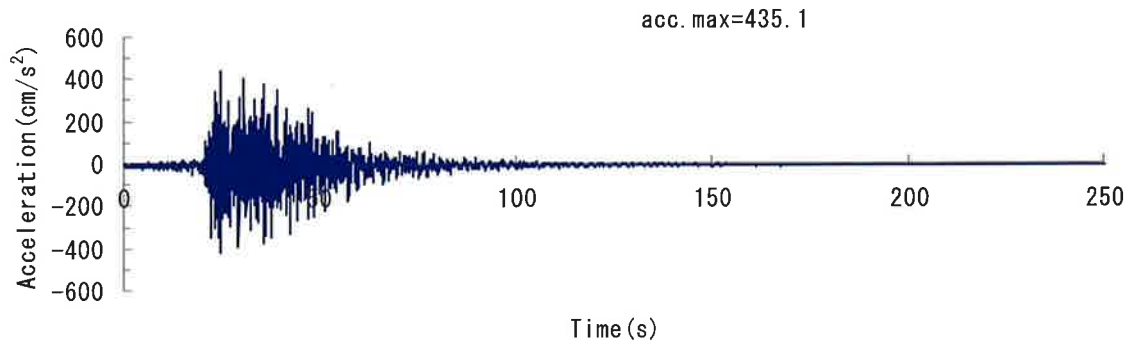
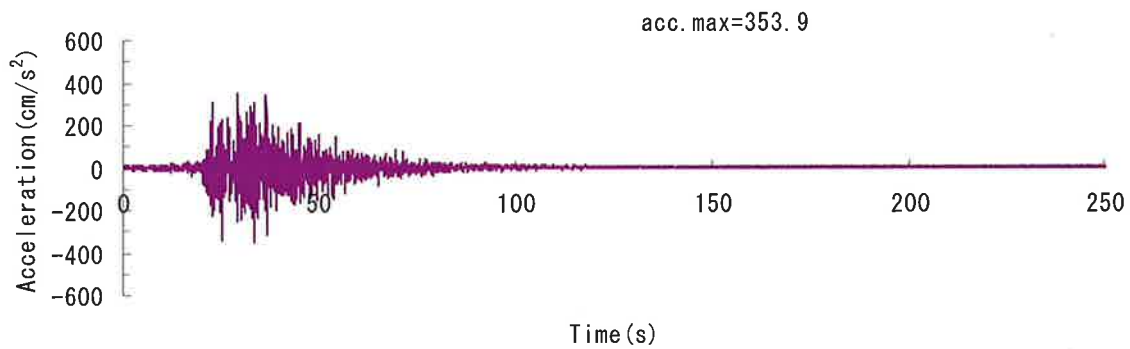


図 4.3.4(c) 波数積分法による変位波形（長周期）

1923年関東地震モデルによるX(NS)方向加速度
(工学院大学基盤面：短周期)



1923年関東地震モデルによるY(EW)方向加速度
(工学院大学基盤面：短周期)



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向加速度
(工学院大学基盤面：短周期)

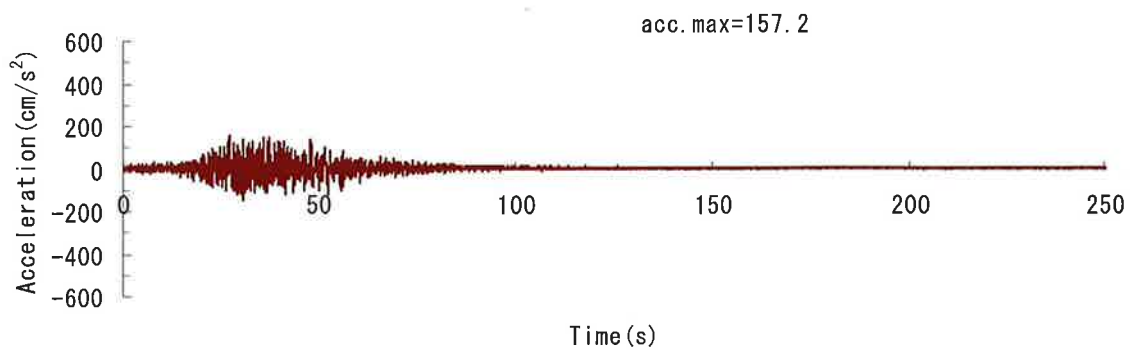
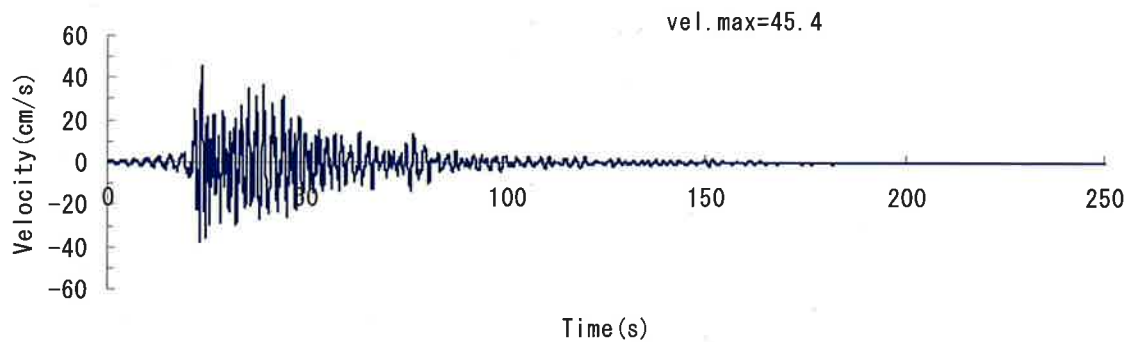
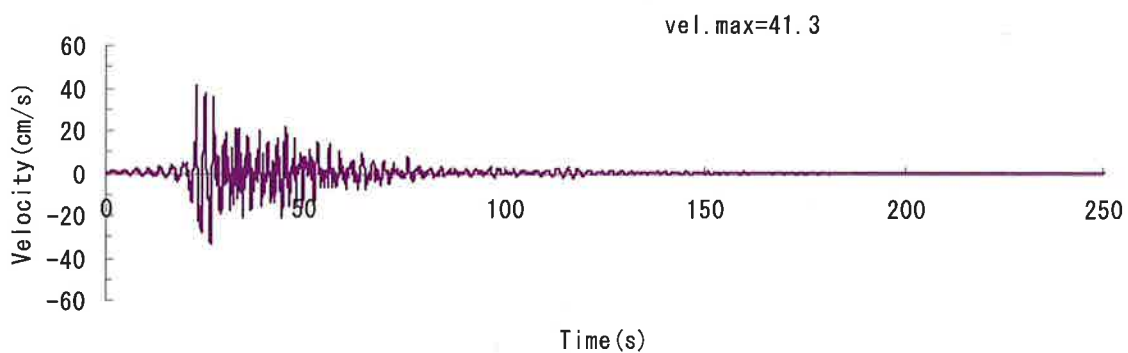


図 4.3.5(a) 統計的震源モデル法による加速度波形 (短周期)

1923年関東地震モデルによるX(NS)方向速度
(工学院大学基盤面：短周期)



1923年関東地震モデルによるY(EW)方向速度
(工学院大学基盤面：短周期)



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向速度
(工学院大学基盤面：短周期)

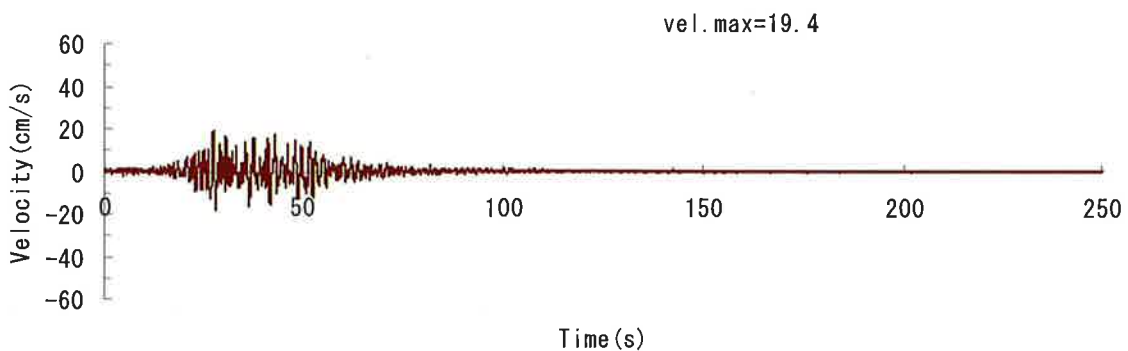
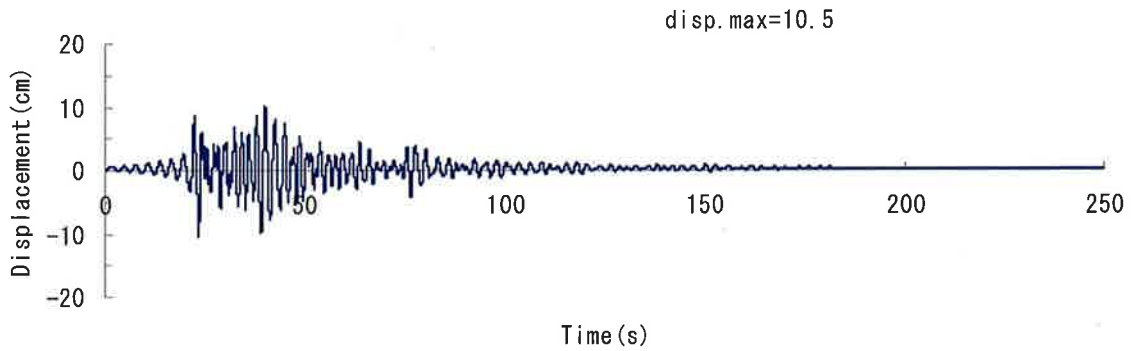
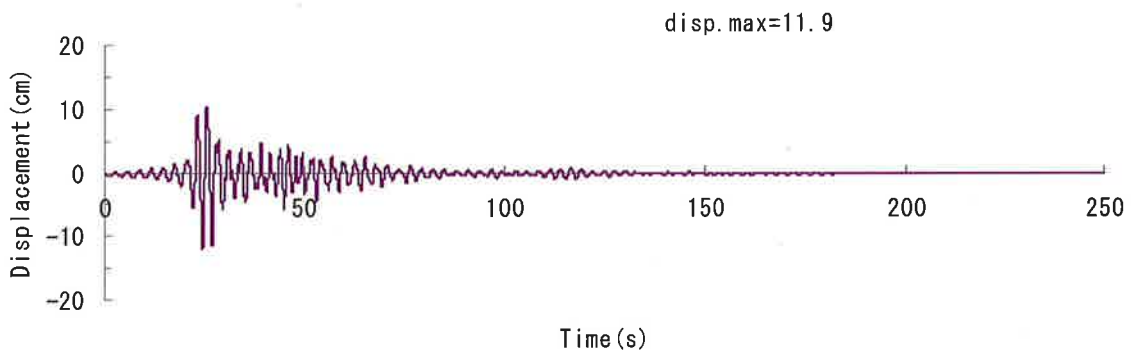


図 4.3.5(b) 統計的震源モデル法による速度波形 (短周期)

1923年関東地震モデルによるX(NS)方向変位
(工学院大学基盤面：短周期)



1923年関東地震モデルによるY(EW)方向変位
(工学院大学基盤面：短周期)



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向変位
(工学院大学基盤面：短周期)

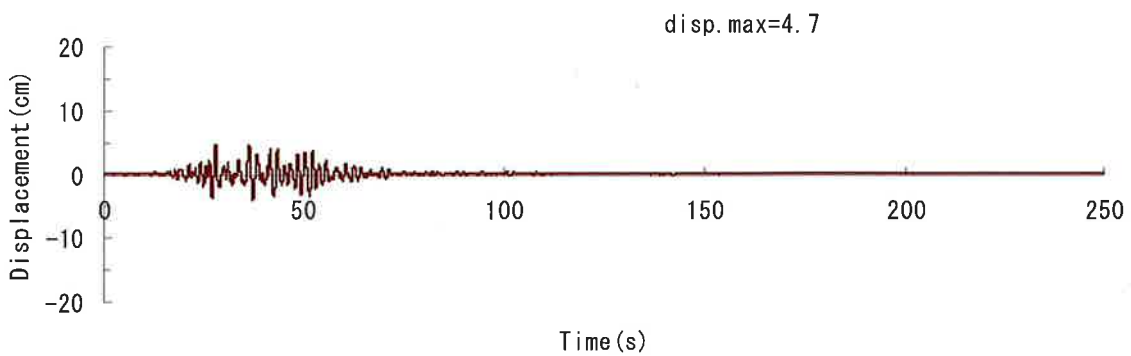
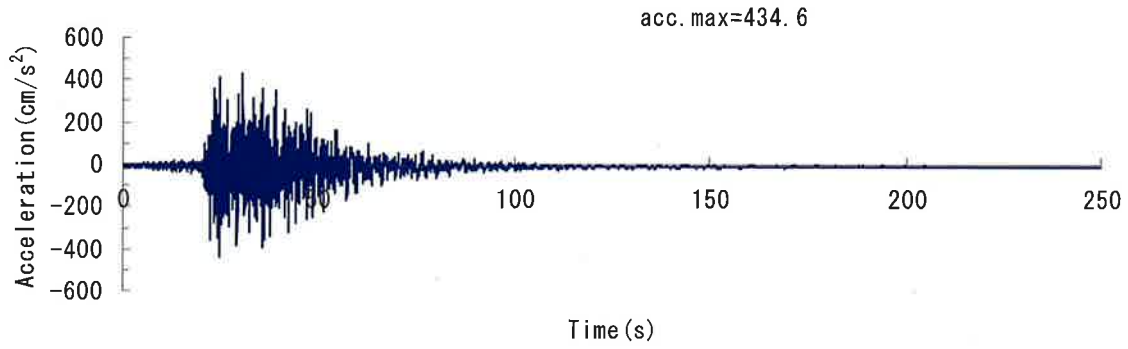
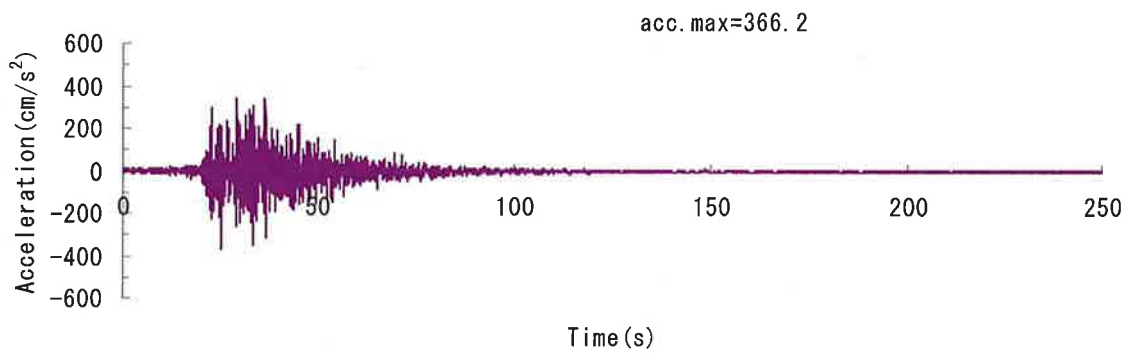


図 4.3.5(c) 統計的震源モデル法による変位波形（短周期）

1923年関東地震モデルによるX(NS)方向加速度
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)



1923年関東地震モデルによるY(EWS)方向加速度
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向加速度
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

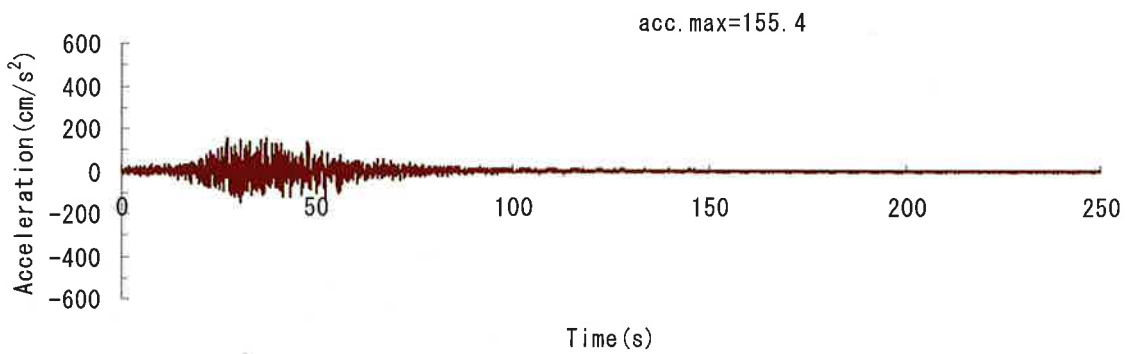
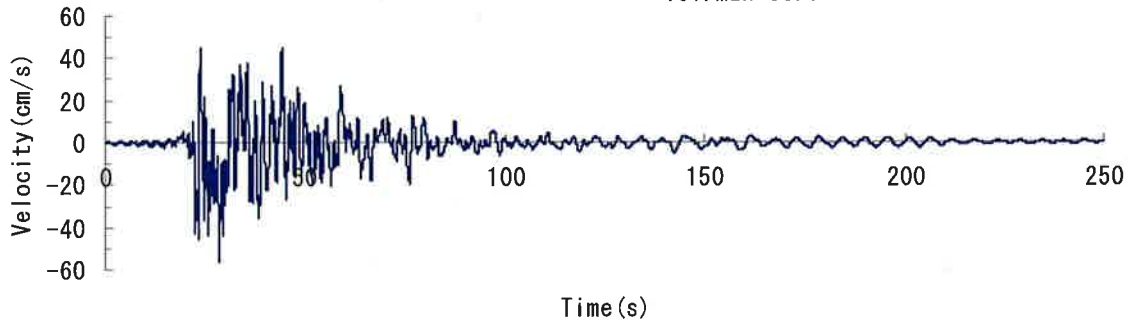


図 4.3.6(a) ハイブリッド法による加速度波形

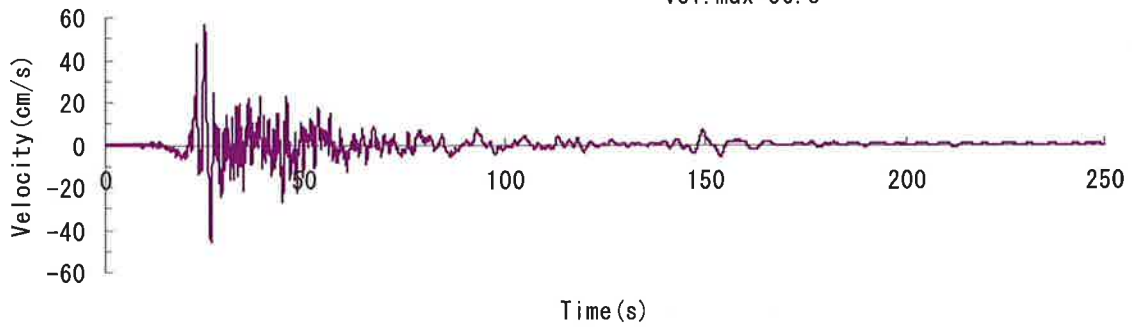
1923年関東地震モデルによるX(NS)方向速度
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

vel. max=56.7



1923年関東地震モデルによるY(EW)方向速度
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

vel. max=56.5



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向速度
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

vel. max=22.6

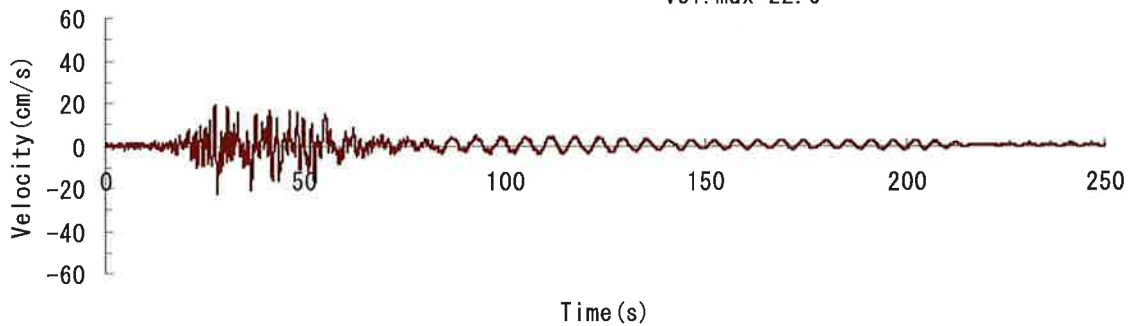
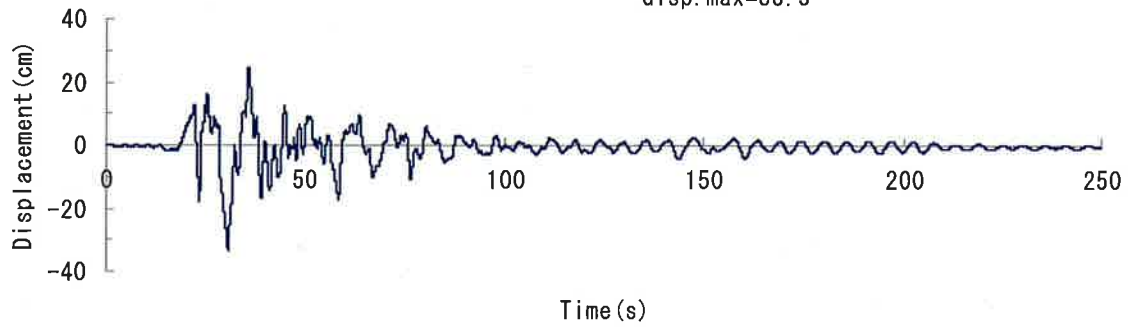


図 4.3.6(b) ハイブリッド法による速度波形

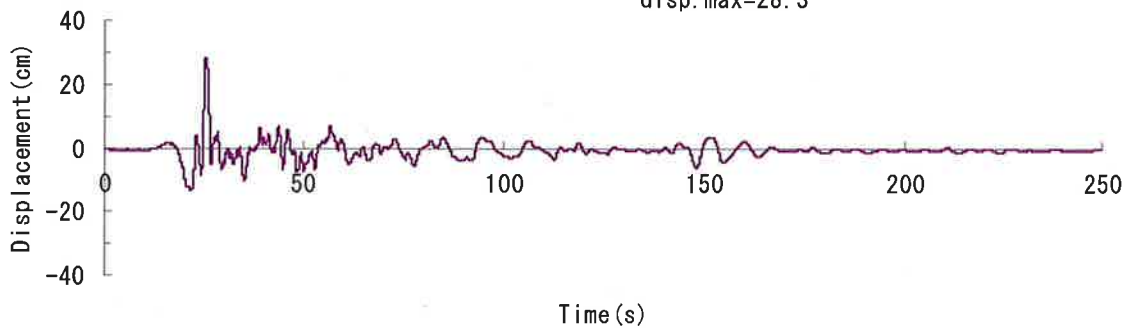
1923年関東地震モデルによるX(NS)方向変位
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

disp. max=33.5



1923年関東地震モデルによるY(EW)方向変位
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

disp. max=28.3



1923年関東地震モデルによるZ(UD)方向変位
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

disp. max=9.2

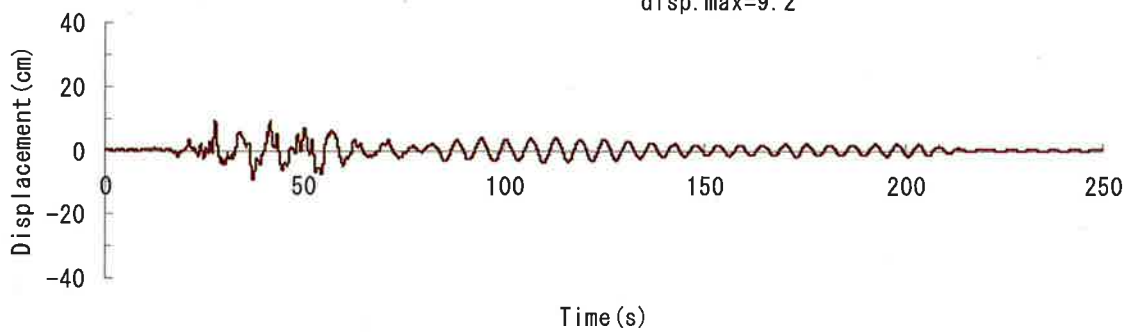


図 4.3.6(c) ハイブリッド法による変位波形

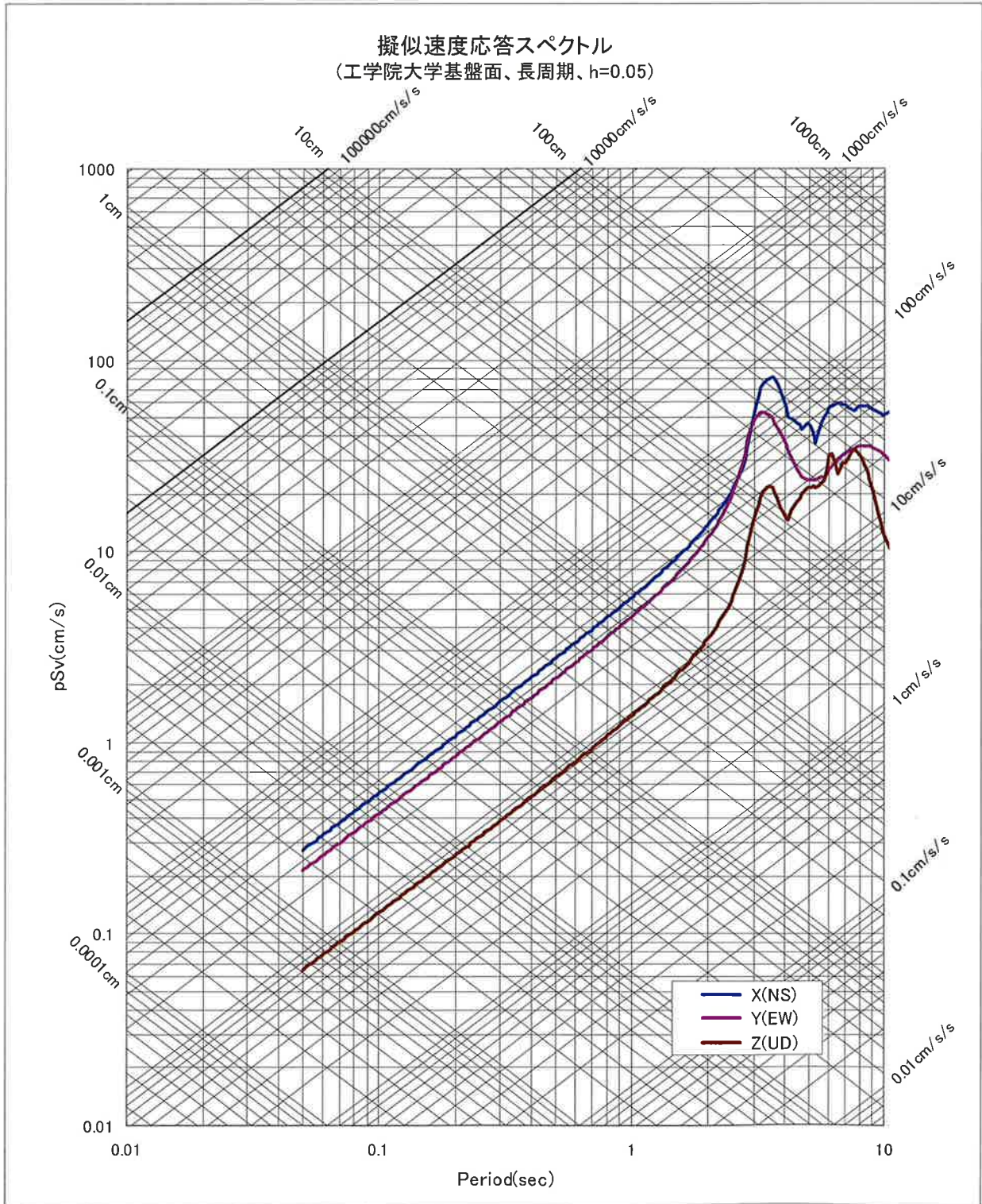


図 4.3.7 波数積分法により作成した加速度波による擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$)

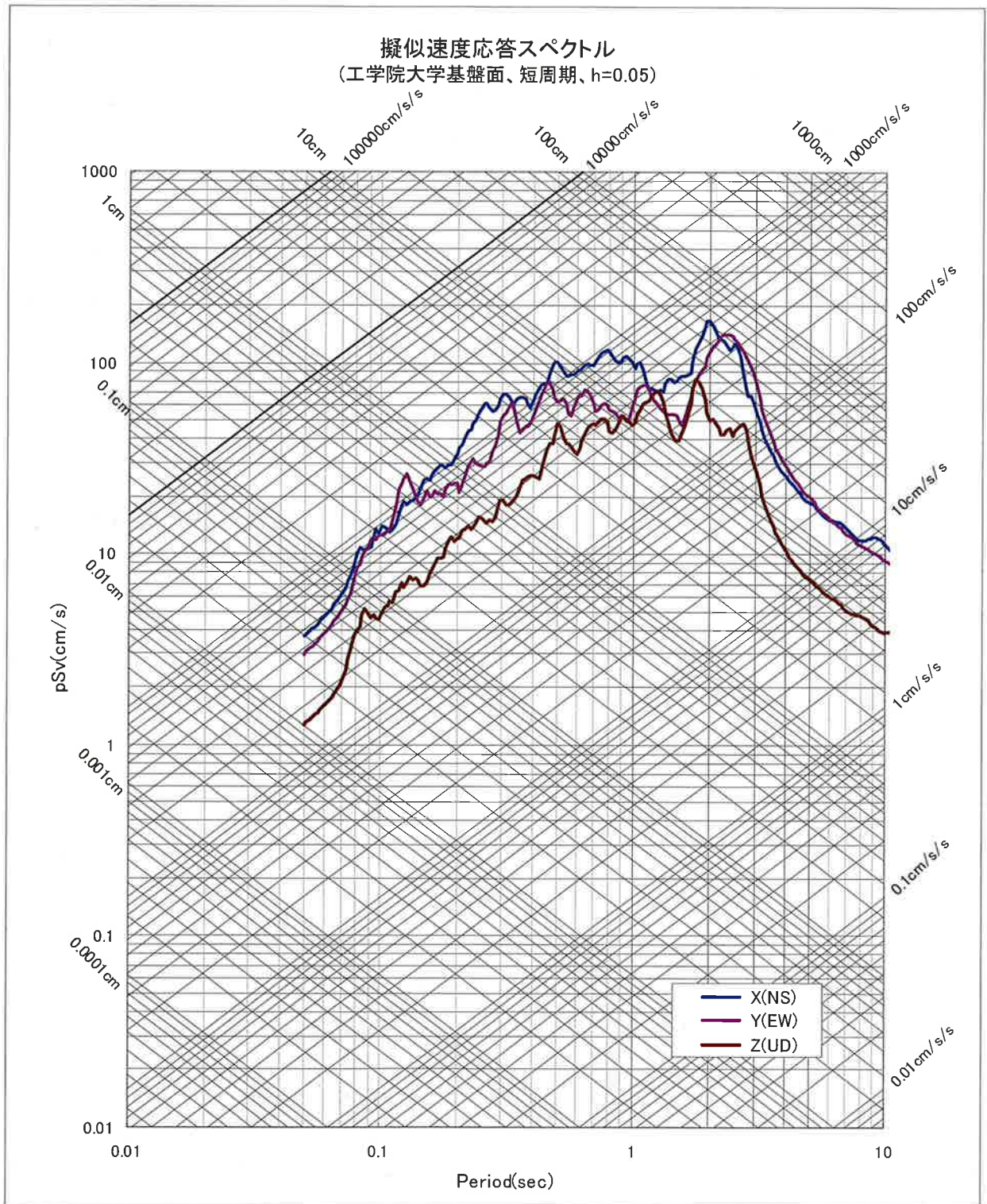


図 4.3.8 統計的震源モデル法により作成した加速度波による擬似速度応答スペクトル

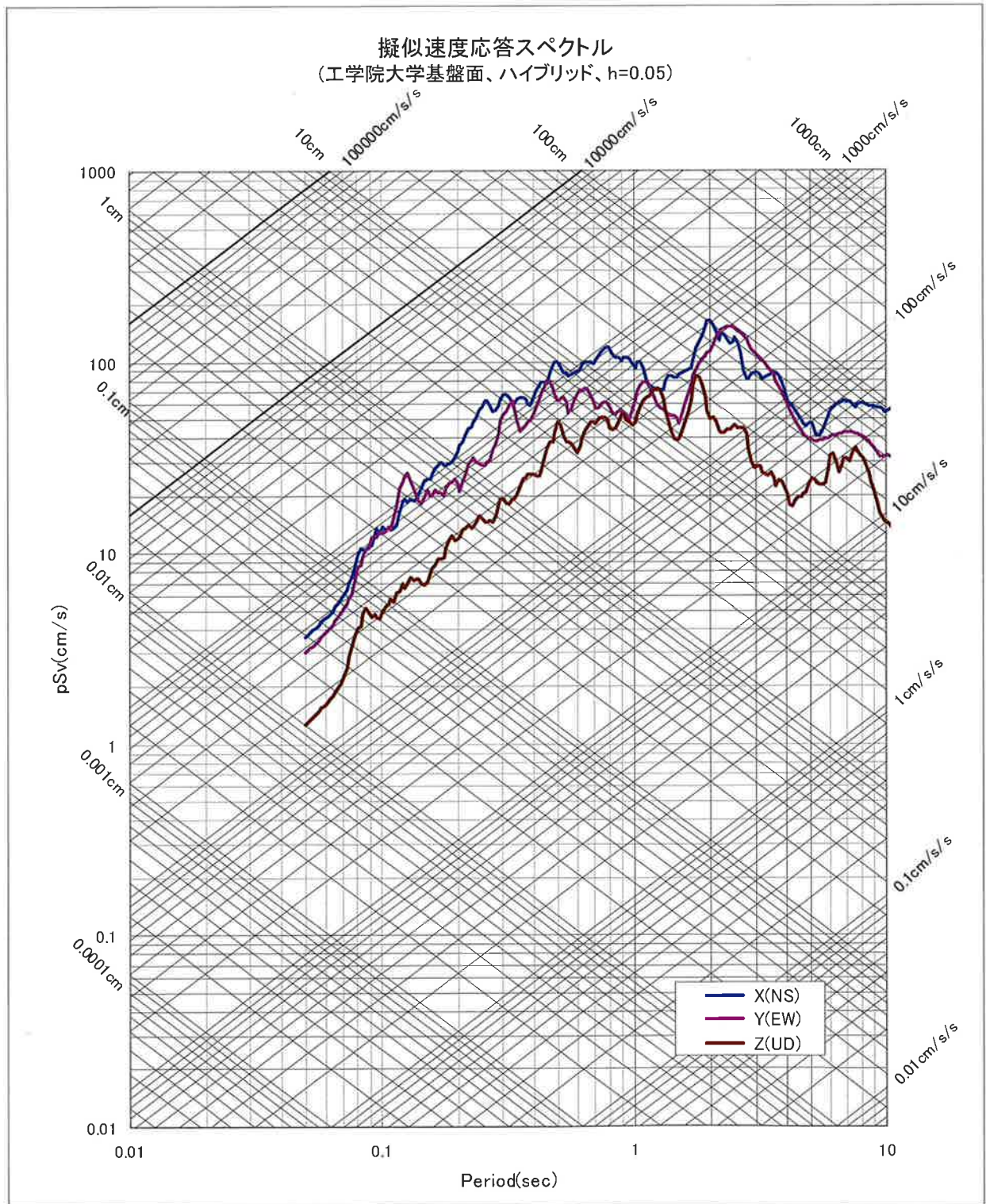


図 4.3.9 ハイブリッド法により作成した加速度波による擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$)

参考文献

- 1) Wald,D.J. and P.G.Somerville:Variable-slip rupture model of the great 1923 Kanto,Japan, earthquake: geodetic and body-waveform analysis, Bull. Seim. Soc., 85,159-177,1995
- 2) Somerville,P.G., Irikura,K., Graves,R., Sawada,S., Wald,D., Abrahamson,N., Iwasaki,Y., Kagawa,T., Smith,N. and Kowada,A.: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seism. Res. Letters, 70,59-80,1999
- 3) 地震調査研究推進本部：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」），
http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/g_furoku3.pdf, 2009a
- 4) 松島真一・渡部基史・壇一男・佐藤俊明・宮腰淳一：1923年関東地震による首都圏での広域広帯域強振動予測、日本建築学会技術報告集、第13巻、第26号、447-450、2007年12月
- 5) Hisada,Y.: An Efficient Method of Computing Green's Function for a Layered Half-Space with Sources and Receivers at Close Depths, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.84, No.5, pp. 1456-1472, October 1994
- 6) Hisada,Y.: An Efficient Method for Computing Green's Functions for a Layered Half-Space with Sources and Receivers at Close Depths (Part 2), Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.85, No.4, pp. 1080-1093, August 1995
- 7) Hisada,Y. and Jacobo, B.: A Theoretical Method for Computing Near-Fault Ground Motions in Layered Half-Spaces Considering Static Offset Due to Surface Faulting, with a Physical Interpretation of Fling Step and Rupture Directivity, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.93, No.3, pp. 1154-1168, June 2003
- 8) Hisada,Y.: Broadband Strong Motion Simulation in Layered Half-Space Using Stochastic Green's Function Technique, J.Seismology, 2008
- 9) 久田嘉章他：設計用入力地震動作成のための強震動予測手法の適用と検証、
<http://kouzou.cc.kogakuin.ac.jp/test/home.htm>
- 10) Sato, H., N. Hirata, K. Kotesu, D. Okaya, S. Abe, R. Kobayashi, M. Matsubara, T. Iwasaki, T. Ito, T. Ikawa, T. Kawanaka, K. Kasahara, S. Harder: Earthquake source fault beneath Tokyo, Science, 309, 462-464, 2005

（謝辞）

本報告書の強震動計算にあたっては、工学院大学久田教授の公開プログラム（波数積分法計算：pks3sQx-v2、grflt12sx1-v3、統計的新モデル法：grflto2x-v7）を使用させていただいた。ここに謝辞を表します。

4.4 関東地震を対象とした長周期地震動の作成例

前節では長周期成分は平行成層地盤を仮定した波数積分法による理論的手法により計算を行ったが、ここでは3次元地盤モデルを設定して3次元差分法により長周期地震動を計算した事例を紹介する。

震源断層は、4.3節と同様にWald and Somerville(1995)が推定した1923年関東地震の震源断層の不均質すべりモデルから、Somerville et al.(1999)の手順により強い強震動を生成するアスペリティを抽出した特性化震源モデルおよび地震調査研究推進本部（2009）を参考に設定した。図4.4.1に断層モデル位置を表4.4.1に断層パラメータを示す。震源時間関数は図4.4.2に示すハーマン型の関数を用いた。地下構造モデルは、長周期地震動予測地図2009年試作版の3次元地下構造モデル（東南海地域）を用いた（表4.4.2、表4.4.3）。計算領域は、NS方向に153.6km、EW方向に204.8km、深さ方向に51.2kmとし、差分格子間隔を0.05km（メッシュ数にして約130億メッシュ）とした。計算対象周波数（安定計算周波数）を1Hzとして計算を行った。

計算した工学的基盤での時刻歴波形を図4.4.3に、擬似速度応答スペクトルを図4.4.4に示す。計算結果にはローパスフィルター処理（1Hz）を行った。なお、3次元差分法による計算は独立行政法人海洋研究開発機構のスーパーコンピュータ「地球シミュレータ」を用いて行った。

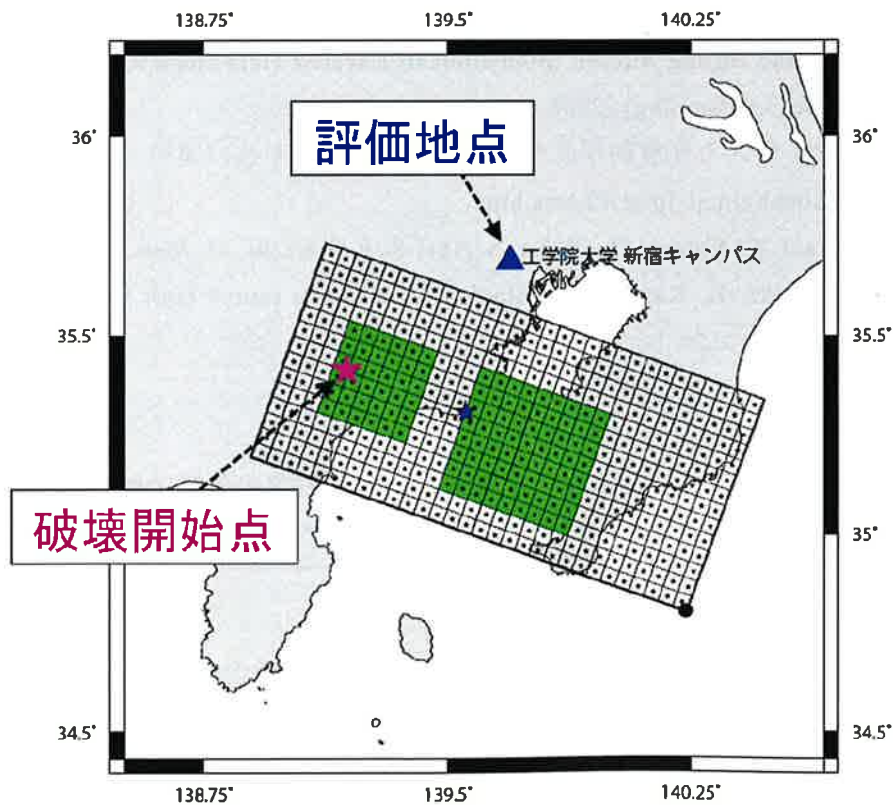


図4.4.1 断層モデル

表4.4.1 設定した断層パラメータ

断層パラメータ	設定方法	単位	設定値		
			アスベリティ西	アスベリティ東	
地表トレース	Wald and Somerville (1995)を参考に設定	*	東端140, 2211 34, 7478		
			西端138, 8710 35, 1406		
断層基準点	Wald and Somerville (1995)を参考に設定	*	東端140, 2429 34, 7973		
走向	Wald and Somerville (1995)を参考に設定	*	290		
傾斜角 (dip)	Wald and Somerville (1995)を参考に設定	*	25		
すべり角	Wald and Somerville (1995)のすべりインバージョンで仮定されたすべり角(90-180°)の中間値を採用(結果とも整合的)	*	135		
断層長さ(L)	Wald and Somerville (1995)を参考に設定	km	130		
断層幅(W)	Wald and Somerville (1995)を参考に設定	km	70		
断層面積(S)	$S = LW$	km ²	9100		
アスペクト比	アスペクト比 = L/W		1, 857		
全断層長さ			130		
全断層面積			9100		
断層上端深さ(d-up)	Wald and Somerville (1995)を参考に設定	km	2		
断層下端深さ	$\sin(\text{dip}) + d\text{-up}$	km	31. 6		
破壊開始点位置	Wald and Somerville (1995)で採用された震源位置に設定	*	35. 4, 139. 2		
破壊伝播形式	慣用的に用いられている形式に設定		同心円状		
地震モーメント	Wald and Somerville (1995)の結果を参考に設定	N・m	7. 80E+20		
モーメントマグニチュード	$M_w = (\log M_0 - 16. 1) / 1. 5$		7. 86		
気象庁マグニチュード	$M_j = (\log M_0 - 17. 72) / 1. 17$ (Takemura et al., 1990)		8. 69		
	$M_j = (\log L + 2. 9) / 0. 6$ (松田, 1975)		8. 36		
S波速度(β)	秋山・他(土木学会地震工学論文集, 2005)を参考に設定	km/s	3. 70		
密度	秋山・他(土木学会地震工学論文集, 2005)を参考に設定	g/cm ³	2. 80		
Q	秋山・他(土木学会地震工学論文集, 2005)を参考に設定		1000		
剛性率	$\mu = \rho V_s^2$, V_s : S波速度, ρ : 密度	N/m ²	3. 83E+10		
破壊伝播速度	$V_r = 0. 72 \beta$	km/s	2. 66		
平均すべり量	$D = M_0 / (\mu S)$ μ : 剛性率	cm	223. 6		
平均応力降下量	$\Delta \sigma = (7/16) M_0 / R^3$	MPa	2. 2		
等価半径	$R = \text{sqrt}(S/\pi)$	km	53. 8		
短周期レベル	$A = 2. 46 \times 10^{10} \times M_0^{1/3}$ (壇・他, 2001)	N・m/s ²	4. 88E+19		
全アスベリティ	地震モーメント	$M_{0a} = \mu D a S_a$	N・m	4. 01E+20	
	面積	$S_a = \pi r^2 = \pi [(7\pi/4) \cdot (M_0/(A \cdot R)) \cdot \beta^2]^2$	km ²	2340. 00	
	平均すべり量	$D_a = 2. 0 \times D$	cm	447. 2	
	応力降下量	$\Delta \sigma_a = (S/S_a) \Delta \sigma$	MPa	8. 5	
	短周期レベル	$A_a = 2. 46 \times 10^{10} \times M_{0a}^{1/3}$ (壇・他, 2001)	N・m/s ²	3. 91E+19	
	等価半径	$R_a = \text{sqrt}(S_a/\pi)$	km	27. 29	
各アスベリティ	地震モーメント	面積の1. 5乗で振り分け	N・m	1. 05E+20	2. 96E+20
	面積	Wald and Somerville (1995)を参考に、 S_a を1:2の比に分割	km ²	780. 0	1560. 0
	平均すべり量	$D_{ai} = M_{0ai} / (\mu S_{ai})$	cm	350. 4	495. 6
	応力降下量	$\Delta \sigma_{ai} = (S/S_{ai}) \Delta \sigma$	MPa	8. 5	
	短周期レベル	$A_{ai} = 2. 46 \times 10^{10} \times M_{0ai}^{1/3}$ (壇・他, 2001)	N・m/s ²	2. 50E+19	3. 53E+19
	等価半径 r_i		km	15. 76	22. 28
	γ_i			0. 58	0. 82
	$\sum \gamma_i^3$			0. 74	
	W_{ai}	$W_{ai} = \text{sqrt}(S_{ai}/\text{アスペクト比})$		20. 49	28. 98
	立ち上がり時間	$\tau = W_{ai}/V_r$		3. 85	5. 44
背景領域	地震モーメント	$M_{0b} = M_0 - M_{0a}$	N・m	3. 79E+20	
	面積	$S_b = S - S_a$	km ²	6760. 0	
	平均すべり量	$D_b = M_{0b} / (\mu S_b)$	cm	146. 2	
	W_b	$W_b = W$		70	
	実効応力	$\sigma_b = (D_b/W_b) \cdot (\pi^{1/2}/D_b) \cdot r \cdot \sum \gamma_i^3 \cdot \sigma_a$	MPa	1. 4	
	立ち上がり時間	$\tau_b = W_b/V_r$	s	13. 1	
高周波減断特性 f_{max}	推本レシビに基づいて設定	Hz	13. 5		

注1) Wald and Somerville(1995)が推定した1923年関東地震の震源モデルから、Somerville et al. (1999)の手順によりアスベリティを抽出した結果

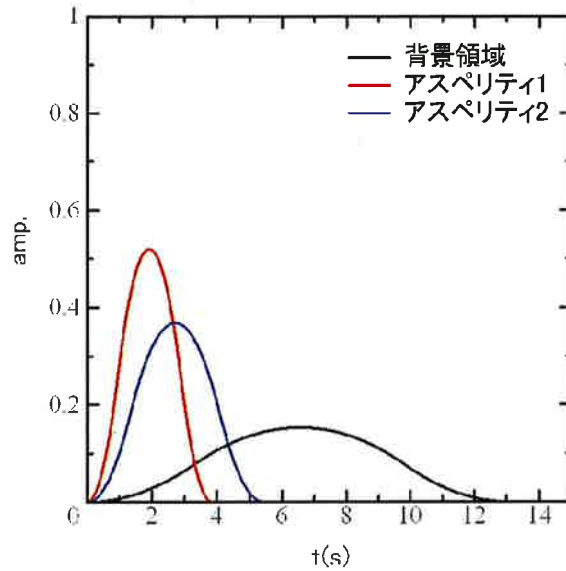


図4.4.2 長周期計算に用いた震源時間関数
(各立ち上がり時間を持つハーマン型の関数)

表4.4.2 長周期地震動予測地図2009年試作版の地下構造モデル (物性値)

層番号	P波速度 Vp(km/s)	S波速度 Vs(km/s)	密度 (g/cm ³)	Q値	備考
1	1.7	0.35	1.8	70	
2	1.8	0.5	1.95	100	
3	2	0.6	2	120	
4	2.1	0.7	2.05	140	
5	2.2	0.8	2.07	160	
6	2.3	0.9	2.1	180	
7	2.4	1	2.15	200	付加体
8	2.7	1.3	2.2	260	
9	3	1.5	2.25	300	
10	3.2	1.7	2.3	340	
11	3.5	2	2.35	400	
12	4.2	2.4	2.45	400	
13	5	2.9	2.6	400	地震基盤(近畿圏)
14	5.5	3.2	2.65	400	地震基盤
15	6	3.53	2.7	400	上部地殻
16	6.7	3.94	2.8	400	下部地殻
17	7.8	4.6	3.2	500	マントル
18	5	2.9	2.4	200	海洋性地殻第2層
19	6.8	4	2.9	300	海洋性地殻第3層
20	8	4.7	3.2	500	海洋性マントル

表4.4.3 評価地点直下での地下構造 (3次元モデルから抽出)

層番号	層厚 (km)	上面深度 (km)	P波速度 Vp(km/s)	S波速度 Vs(km/s)	密度 (g/cm ³)	Q値	備考
1	0.42	0.00	1.8	0.5	1.95	100	
2	1.42	0.42	2.3	0.9	2.1	180	
4	1.42	1.83	3	1.5	2.25	300	
5	4.65	3.25	5.5	3.2	2.65	400	地震基盤
6	11.84	7.90	6	3.53	2.7	400	上部地殻
7	10.47	19.74	6.7	3.94	2.8	400	下部地殻
9	2.90	30.21	5	2.9	2.4	200	海洋性地殻第2層
10	4.49	33.11	6.8	4	2.9	300	海洋性地殻第3層
11	-	37.60	8	4.7	3.2	500	海洋性マントル

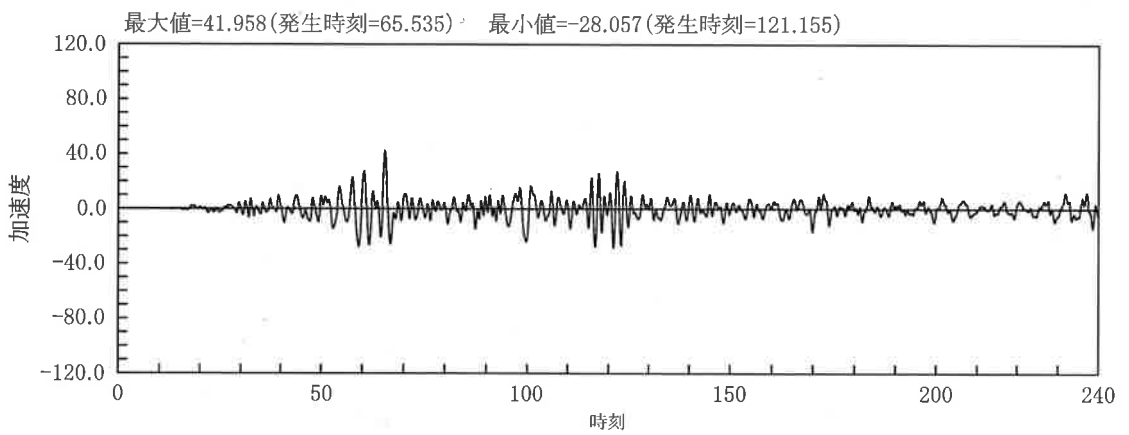
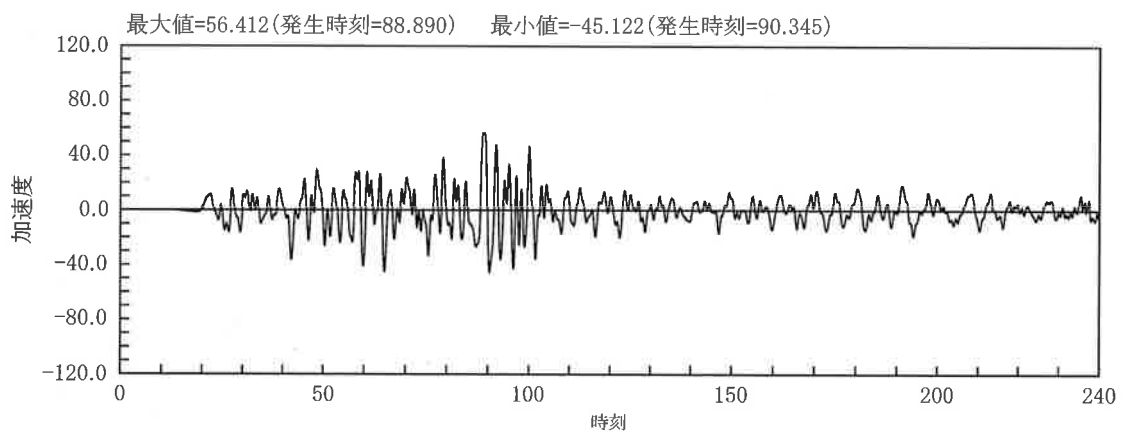
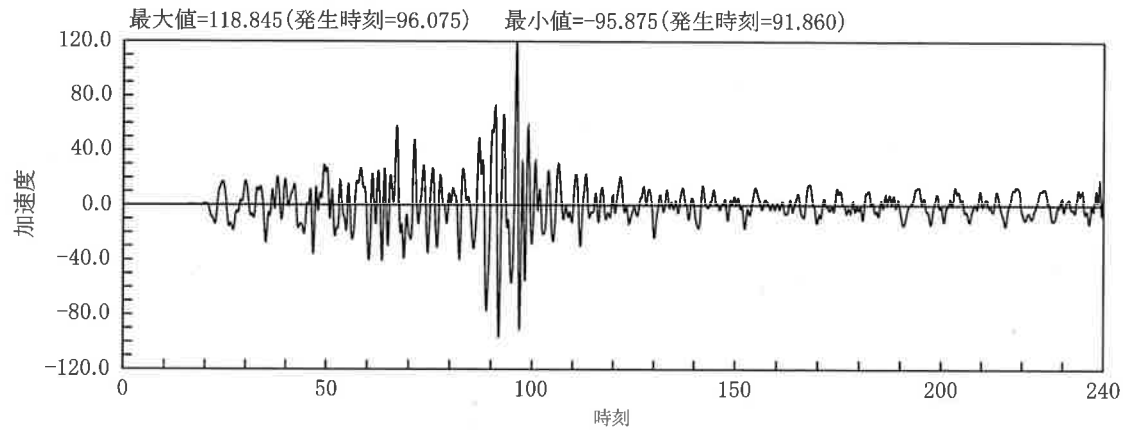


図4.4.3 (a) 工学的基盤での加速度波形

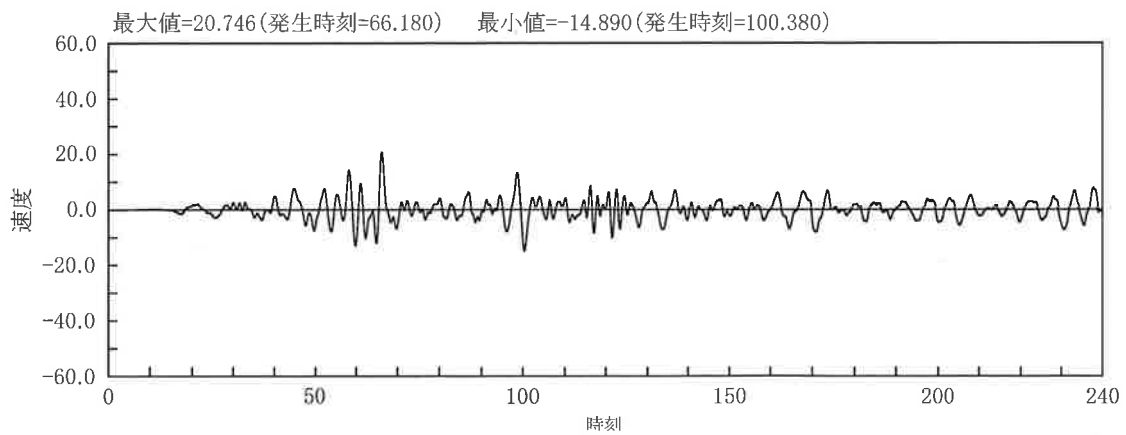
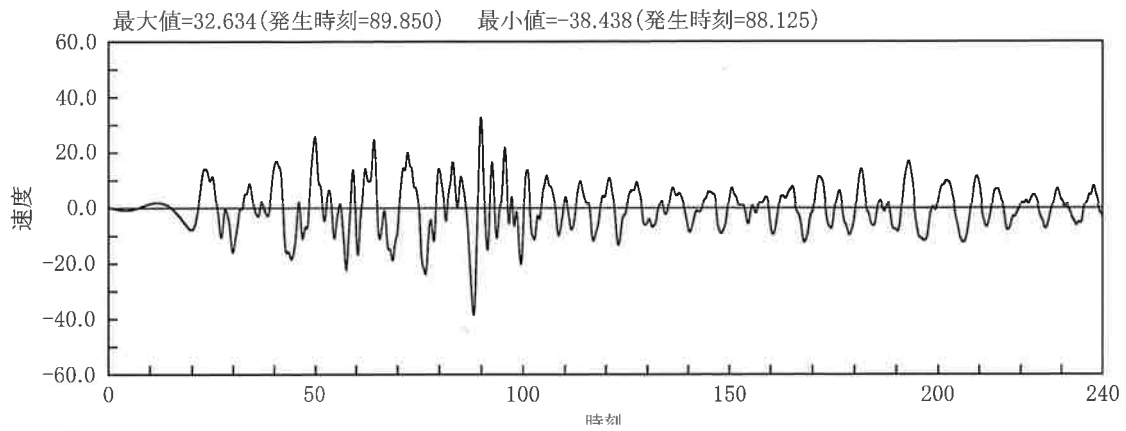
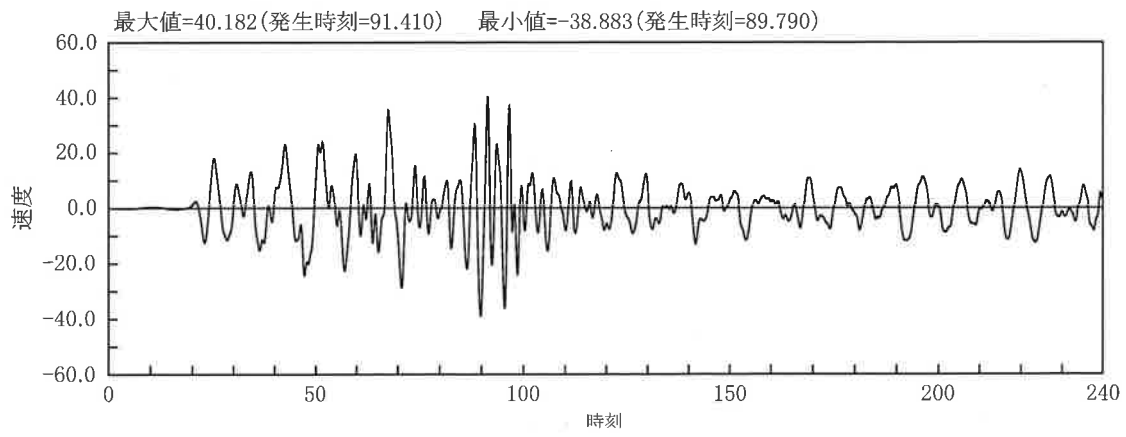


図4.4.3 (b) 工学的での速度波形

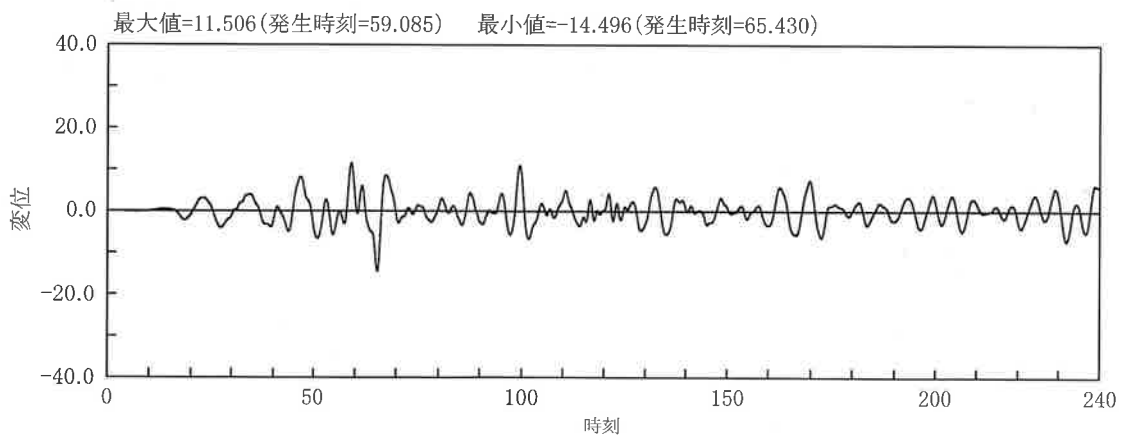
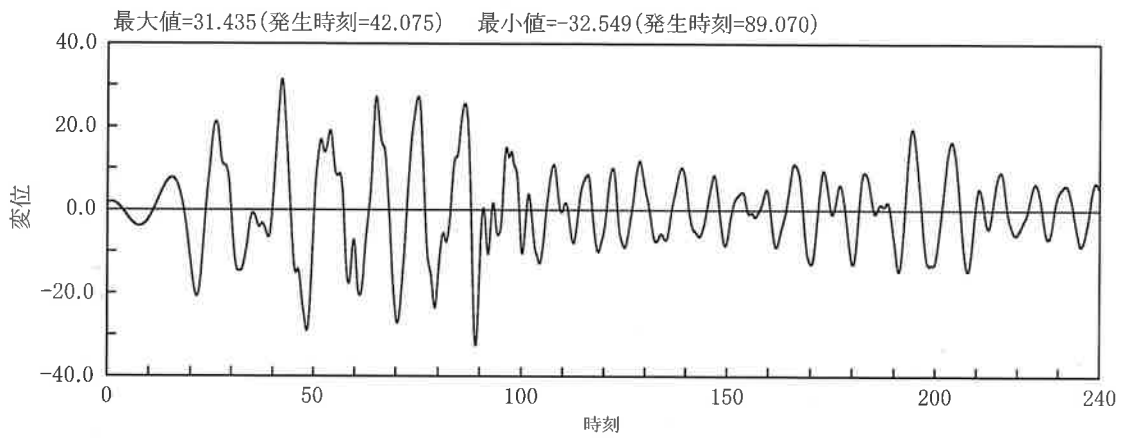
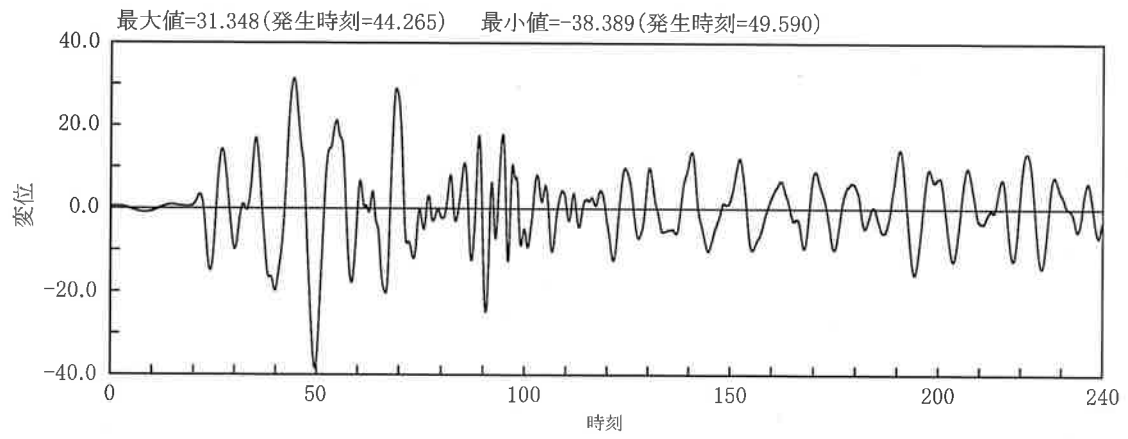


図4.4.3 (c) 工学的基盤 ($V_s=500\text{m/s}$) での変位波形

三軸図

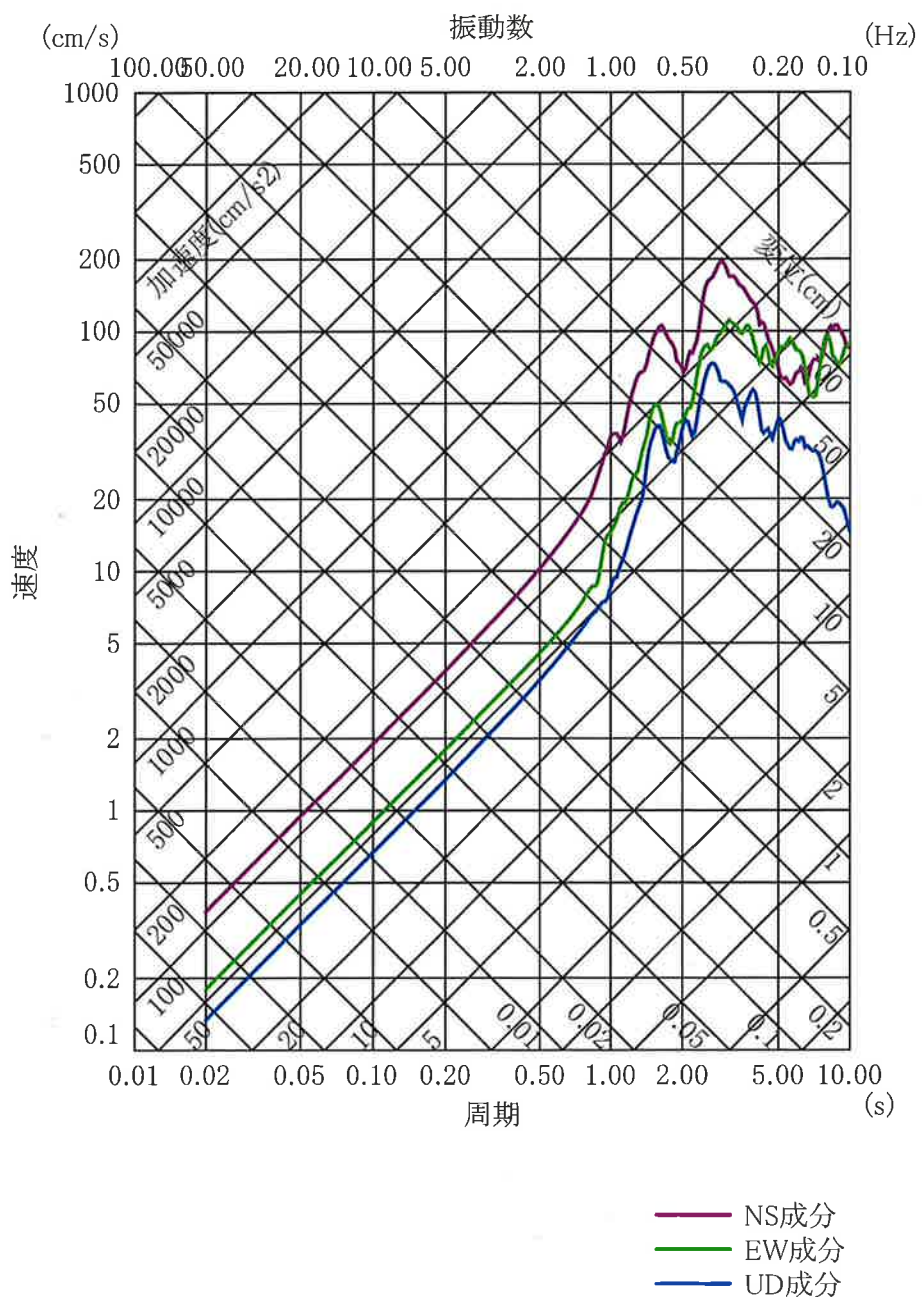


図4.4.4 擬似速度応答スペクトル (h = 5%)
(ローパスフィルター処理 1 Hz)

参考文献

- 1) Wald,D.J. and P.G.Somerville:Variable-slip rupture model of the great 1923 Kanto,Japan, earthquake: geodetic and body-waveform analysis, Bull. Seim. Soc., 85,159-177,1995.
- 2) Somerville,P.G., Irikura,K., Graves,R., Sawada,S., Wald,D., Abrahamson,N., Iwasaki,Y., Kagawa,T., Smith,N. and Kowada,A.: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seism. Res. Letters, 70,59-80,1999.
- 3) 地震調査研究推進本部：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」）、
http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/g_furoku3.pdf, 2009
- 4) 西條裕介・正月俊行・田島礼子・司宏俊・廣川雄一：大規模平野の強震動評価技術の開発、平成22年度先端研究施設共用促進事業「地球シミュレータ産業戦略利用プログラム」利用成果報告書、独立行政法人海洋研究開発機構、2011年

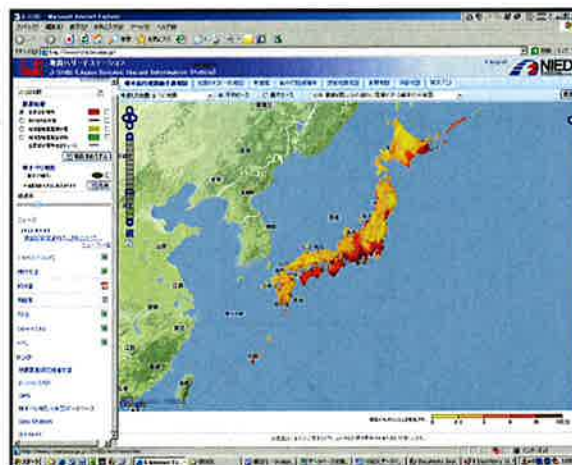
第5章 各種データベースの紹介

5.1 地震観測

独立行政法人防災科学技術研究所（以下、防災科研）は、平成7年度に強震観測網(K-NET)を全国約1000箇所に設置し、続いて地表と基盤との強震動同時観測を目的としたKiK-net、同じく高感度地震観測網Hi-net、広帯域地震観測網F-netを補強して観測情報を即時公開している。また、気象庁・消防庁・地方自治体なども強震観測を強化しており、例えば横浜市は独自に150点からなる強震観測ネットワークシステムを配置してリアルタイムの地震防災対策に利用している。



K-NET（防災科研）



J-SHIS（防災科研）



高密度強震計ネットワーク（横浜市）



関西地震観測研究協議会 HP

図 5.1.1 各種地震動情報（防災科研、横浜市、関震協）

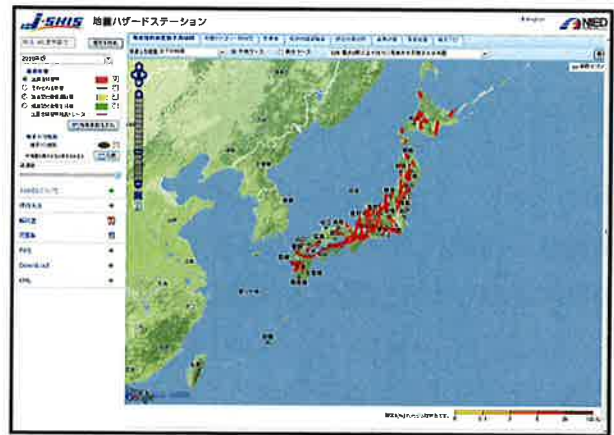
5.2 活断層調査

活断層調査は、国の交付金によって各地域（都道府県レベルであることが多い）の活断層を調査し、その確実度と活動度を評価した上で、将来の地震発生確率の割り出しを行っている。

活断層の情報は、防災科研、産業技術総合研究所、地震調査研究推進本部などで公開されており、各断層の震源情報などを入手することができる。



活断層データベース (産総研)



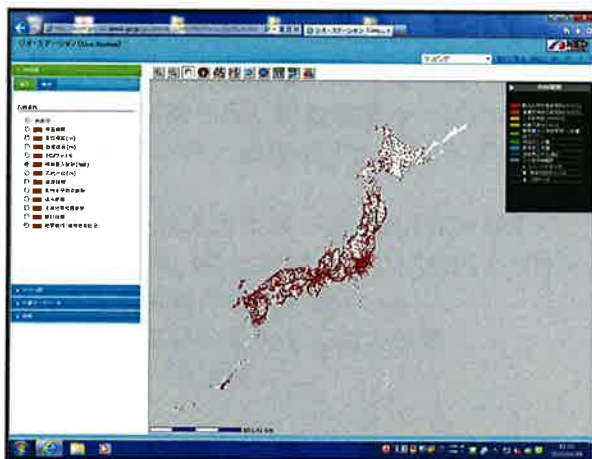
J-SHS (防災科研)

図 5.1.2 活断層情報 (産総研、防災科研)

5.3 地下構造調査

深部地下構造調査は、活断層調査と同様に全国の主要な堆積平野・盆地における深部地下構造の3次元モデルを構築し、広帯域の強震動予測に役立てようとしている。また、浅部地盤構造は、原則として国および地域の公共団体等が個々に保有する公共事業等で得られたボーリングデータ等が蓄積されており、その一部は Web 等により公開されている。また、民間の情報としては、民間の建設工事で蓄積されたデータが膨大に存在するものの、個人情報等の関係から公開されるものは極めて少ない。

民間のものを除く地下構造の情報は、深部から浅部に至る地下構造情報を集約し、「統合化地下構造データベースの構築」として、防災科研を中心としたグループによって取りまとめが進められ、「Geo-Station」として公開され始めている。



Geo-Station (防災科研他)



地質環境インフォメーションバンク (千葉県)

図 5.1.3 地盤情報 (防災科研他、千葉県)

3. 免震設計部会 設計支援ソフト小委員会

はじめに

設計支援ソフト小委員会は、2009年4月開催の第5回技術報告会以後の活動として、リリーフ機構付き免震用オイルダンパーや速度に対して非線形な減衰特性を有する粘性ダンパー（以降、「非線形粘性ダンパー」と記す）が付加された免震建物の地震応答予測を簡便に行える計算法および応答曲線の構築を目標として研究および種々の検討を行ってきた。

研究の途中結果を日本建築学会大会で発表^{1)~6)}してきたが、このたび最終のまとめを行いその結果を本報告会で発表する。

本計算法（応答曲線）は、弾性系および弾塑性系免震装置による地震応答計算結果が得られている状況で、さらに非線形粘性ダンパーを付加することで応答を抑制しようとする場合に、どの程度の「ダンパー量」を付加すれば、どの程度の変形低減やせん断力の変化が生じるかを簡便に予測することを主目的としている。

研究の成果は、代表的な応答曲線の図表および計算ソフトを提供する形にまとめた。

また、計算ソフトは、計算に必要な諸元を入力することで本計算法による応答曲線が得られる計算シート（Microsoft Excel）を2012年4月よりJSSIホームページに公開している。

本報告では、第1章で計算内容、第2章で計算シートの使用方法、第3章で免震告示計算との比較を解説する。

記号の説明

T_f : 免震周期

α_p : 履歴系ダンパーの降伏せん断力係数

α_v : 粘性系ダンパーの減衰力係数（150cm/sでの減衰力の建物重量比）

V_E : 構造物への入力エネルギーの総量の速度換算値⁷⁾

χ : 累積塑性変形量と最大変形量の比率⁸⁾

等価繰り返し回数履歴ループの繰り返し回数 n_{eq} ⁸⁾の4倍に相当。

エネルギー法告示⁹⁾における『ダンパー部分の塑性変形の累積の程度を表す数値 n_i 』の2倍に相当。

$\beta(\alpha_p, \alpha_v)$: 吸収エネルギー比 = $W_p / (W_p + W_v)$

W_p, W_v は履歴系および粘性系ダンパーの吸収エネルギー

U_{max} : 免震層の最大変位

α_{max} : 免震層の最大せん断力係数

g : 重力加速度

第1章 非線形粘性ダンパーを付加した免震層の簡便な地震応答予測法

1.1 α_v の適用範囲および対象とした非線形粘性ダンパー

1) 既存免震建物の非線形粘性ダンパー設置量の調査結果

2000年1月～2011年12月の間に日本建築センター発行のビルディングレターに掲載された性能評価シートから、非線形粘性ダンパーが設置された143棟の免震建物についてダンパーの設置量の調査を行い（ダンパーの性能又は設置台数が判読不明の物件は割愛した）、 α_v （速度150cm/sの減衰抵抗力/建物総重量）の結果をグラフ化したものを図1に示す。

なお、性能評価シートの数値を基に、減衰抵抗力はダンパーの性能と、X方向又はY方向の多い方の設置台数から算出した。また、建物総重量は延べ床面積（中間階免震は免震層上部の延べ床面積）にRC造、SRC造等は15kN/m²、S造は12kN/m²、木造は10kN/m²を乗じて略算した。

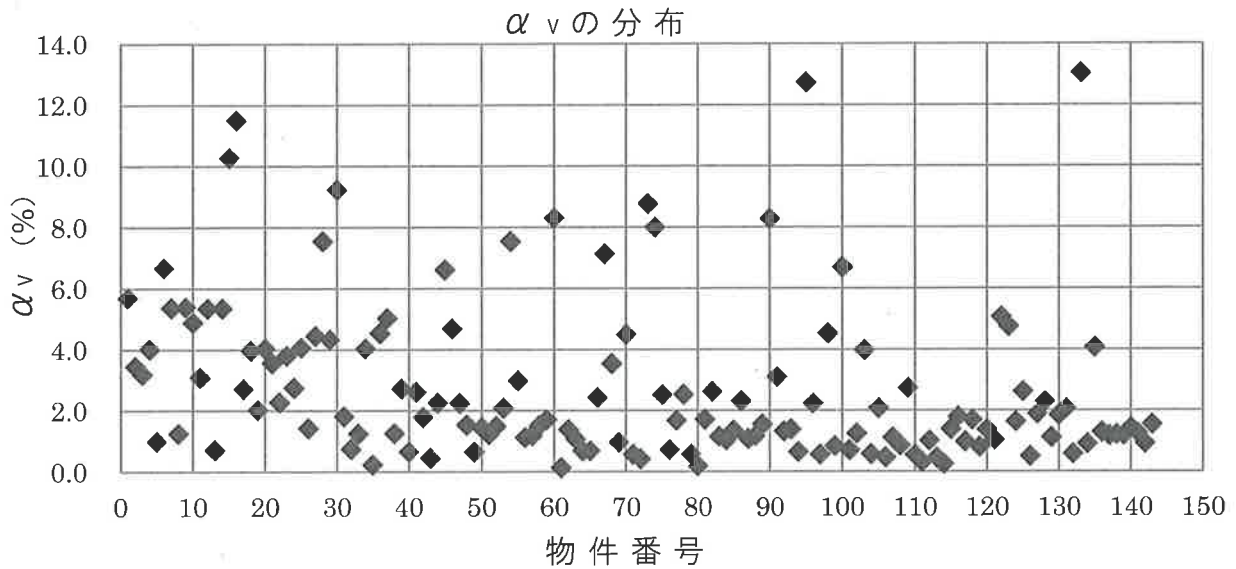


図 1.1.1 既存免震建物の調査結果による α_v の分布範囲

図 1.1.1 から、 α_v は一部の特殊な物件（例えば免震レトロフィット等）を除くと、ほぼ 0～10% の範囲にあることが分かる。よって、以下では $\alpha_v=0\sim0.10$ とした。

2) 対象とした非線形粘性ダンパーについて

本予測法では、オイルダンパーや速度べき乗型ダンパーを減衰力-速度関係の非線形性を考慮した非線形ダッシュポットとして取り扱うものとしている。

・オイルダンパーのパラメータ [JSSI 免震部材標準リスト 2005 より] ¹⁰⁾

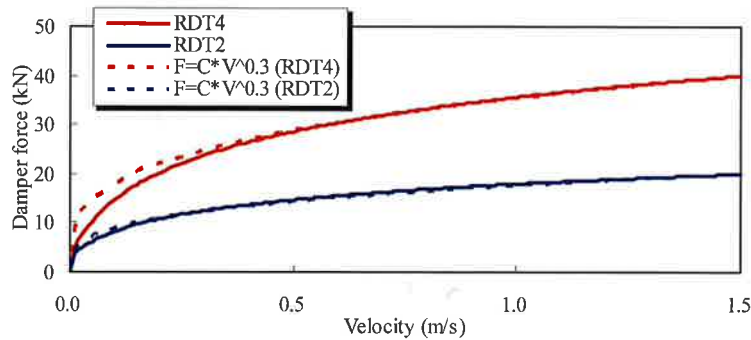
メーカー	型式	限界変形 (m)	限界速度 (m/s)	1次減衰係数 (kN・s/m)	リリーフ速度 (m/s)	2次減衰係数 (kN・s/m)	2次/1次
K社	BDS*****-B-1	0.5～0.7	1.5	1250～2500	0.32	84.75～169.5	0.0678
S社	SD500kN-1000	0.5	1.2	1500	0.26	80	0.0533
H社	BM***-**	0.198～0.698	1.2～1.5	18～2500	0.25～1.2	5～500	—

ここでは、K社のパラメータを使用した。

- ・速度べき乗型粘性ダンパーのパラメータ [同資料より] 10)

減衰力が速度の 0.3 乗に比例する減衰力-速度関係としてモデル化した。

なお、下図にM社製の増幅機構付減衰装置 (RDT2 および RDT4) の減衰力-速度関係 (厳密には速度べき乗型ではない) との比較を示す。



- ・検討の結果、リリース機構を持つオイルダンパー (バイリニア粘性型) の特性を、平易な連続関数 (速度の指数乗) で表せる非線形粘性型ダンパーに一元化して扱うものとした。

1.2 解析モデルについて

本検討に用いた解析モデルは、免震層の復元力特性を有する 1 質点系モデルとした。すなわち上部構造は重量のみを考慮した剛体としている。免震層の復元力特性は、図 1.2.1 に示すように、積層ゴムは線形バネに、履歴系ダンパーは完全弾塑性 (2 次剛性が 0 のノーマルバイリニア) バネに、および非線形粘性系ダンパーは減衰力-速度関係をバイリニア型とするダッシュポットまたは減衰力が速度のべき乗に比例するダッシュポットにそれぞれモデル化し、3 つのモデルの並列系とした。

上部構造の全質量を単位とすると、積層ゴムの線形バネ定数 K_f は $K_f = \omega_f^2$ である。ここに、 $\omega_f = 2\pi/T_f$ で、 T_f は免震周期である。完全弾塑性バネの降伏荷重は $\alpha_p g$ である。ここに、 g は重力加速度、 α_p は降伏せん断力係数でありパラメータとして与える。また完全弾塑性バネの 1 次剛性は降伏変位が 1cm となるように与えた。バイリニア型ダッシュポットは、折れ点 (リリース) 速度を 32cm/s とし、2 次減衰係数比 C_2/C_1 を 0.0678 とし、速度べき乗型ダッシュポットは減衰力が速度の 0.3 乗に比例するものとした。いずれのダッシュポットモデルも、速度が 150cm/s での減衰力の全重量比 α_v を与える (すなわち $V=150\text{cm/s}$ での減衰力 F_{V150} は、 $F_{V150} = \alpha_v g$ となる。 α_v はパラメータである) ことでモデル係数は一意的に決定できる。ここで非線形粘性ダンパーの導入量を 150cm/s 時での値を目安にしたのは、リリース機構を有する免震用オイルダンパーや免震用増幅機構付減衰装置の多くが 150cm/s での減衰力を最大減衰力としてカタログ値 (JSSI 免震部材標準リスト 2005) 10) に示されており設計者が直感的に把握しやすいことと、レベル 2 相当の地震動においては 150cm/s で定義された両ダッシュポットはほとんど等価に扱える 3) ためである。

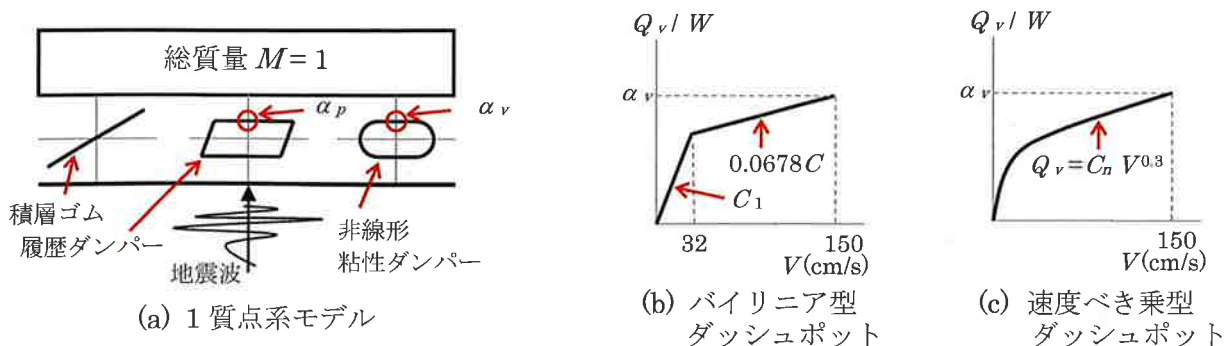


図 1.2.1 解析モデル

1.3 エネルギーの釣合式による非線形粘性ダンパーを付加した免震層の最大変形予測

本節では、エネルギーの釣合に基づく手法により非線形粘性ダンパーを有する免震層の最大変形予測の手法について述べる。

免震層のエネルギーの釣合は、式 1.3.1 の基本式で表現することができる。

$$W_e + W_v + W_p = E \quad (1.3.1)$$

W_e : 弾性振動エネルギー

W_v : 減衰により吸収されるエネルギー

W_p : 累積塑性ひずみエネルギー

E : 総入力エネルギー

本問題において、 W_v は非線形粘性ダンパーにより吸収されるエネルギー、 W_p は履歴系ダンパーによる塑性ひずみエネルギーが対応する。

総入力エネルギー E は、主に振動系の総質量、および1次固有周期に依存する極めて安定した量とされている。総入力エネルギーの量は式 1.3.2 の形式で一般表現することができる。

$$E = \frac{M \cdot V_E^2}{2} \quad (1.3.2)$$

M : 振動系の総質量

V_E は、地震動による総入力エネルギーを系の運動エネルギーにおきかえたときの速度換算値であり、[cm/s]といった単位をもつ値である。ある1つの地震動に対して、1自由度系の固有周期と V_E の関係をグラフに描けば、速度応答スペクトルと類似の表現を得ることができる。これをエネルギースペクトルという。

図 1.3.1 に、エネルギースペクトルの一例を示す。いくつかの減衰定数の値について曲線を描いているが、注目されるのは速度応答スペクトルでは減衰定数が大きいほど値が小さくなるが、エネルギースペクトルでは、減衰定数が大きくなると、減衰定数が小さいときのスペクトルの山谷の平均的な値を示すようになるのが特徴である。これが、総エネルギー入力安定した量と評価される所以である。

なお、粘性減衰無くとも系の塑性化（履歴減衰）によっても、この平均化が生じる。大地震による応答である程度の塑性化を生じる場合には、減衰定数 10%に対するエネルギースペクトルが設計用の値として妥当であることが明らかにされている¹¹⁾。

地震動の終了時において弾性振動エネルギー W_e は、総入力エネルギー E に対して非常に小さな値であるので、 W_v と W_p の分担割合を評価することが命題となる。

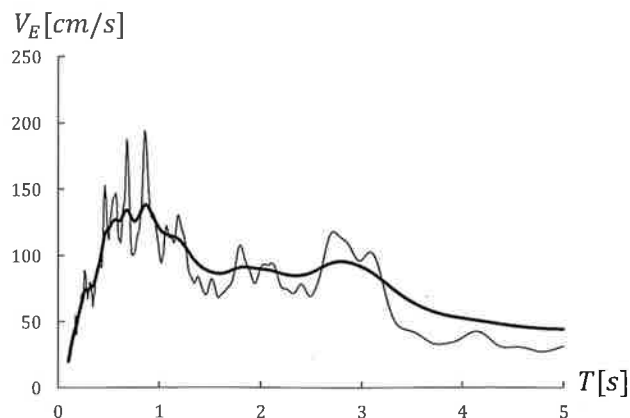


図 1.3.1 エネルギースペクトルの一例（エルセントロ NS 原波）細実線： $h = 0.02$ 太実線： $h = 0.10$

参考までに、加藤・秋山によって提案されている減衰力と速度の関係が線形となる（単一の減衰定数 h で表すことができる）減衰におけるエネルギー負担率の評価式¹²⁾を示しておく。

$$\sqrt{\frac{W_e + W_p}{W_e + W_v + W_p}} = \frac{1}{1 + 3h + 1.2\sqrt{h}} \quad (1.3.3)$$

W_v と W_p の負担割合が明らかとなっていれば、履歴型ダンパーに関するエネルギーの釣合を次のように表現することができる。

$$M \cdot g \cdot \alpha_p \cdot \delta_y \cdot \eta = E \cdot \frac{W_p}{W_v + W_p} = \frac{M \cdot V_E^2}{2} \cdot \frac{W_p}{W_v + W_p} \quad (1.3.4)$$

g : 重力加速度

η : 履歴型ダンパーの累積塑性変形倍率

したがって、履歴型ダンパーの累積塑性変形倍率 η は、式(1.3.4)を変形した式(1.3.5)の通りとなる。

$$\eta = \frac{V_E^2}{2 \cdot g \cdot \alpha_p \cdot \delta_y} \cdot \frac{W_p}{W_v + W_p} \quad (1.3.5)$$

履歴型ダンパーの累積塑性変形倍率 η は、式1.3.6の形で最大変形と結びつけることができる。

$$\eta = \chi \cdot \mu_m \quad (1.3.6)$$

μ_m : 履歴型ダンパーの塑性変形倍率

塑性変形倍率 μ_m とは、塑性率から1減じた値である。

χ を地震応答解析により求めた結果を図1.3.2に示す。ケースごとにバラつきの大きい値ではあるが、設計値として、 $\chi = 8$ 程度の値が妥当であると考えられる。

χ が設定されれば、式1.3.5、1.3.6により最大変形は次のように評価することができる。

$$\begin{aligned} \delta_{max} &= \delta_y \cdot (\mu_m + 1) = \delta_y \cdot \left(\frac{\eta}{\chi} + 1 \right) \\ &= \delta_y \cdot \left(\frac{V_E^2}{2 \cdot \chi \cdot g \cdot \alpha_p \cdot \delta_y} \cdot \frac{W_p}{W_v + W_p} + 1 \right) \end{aligned} \quad (1.3.7)$$

次節では地震応答解析により、 α_p および α_v をパラメータとした $W_p/(W_v + W_p)$ の同定を行う。

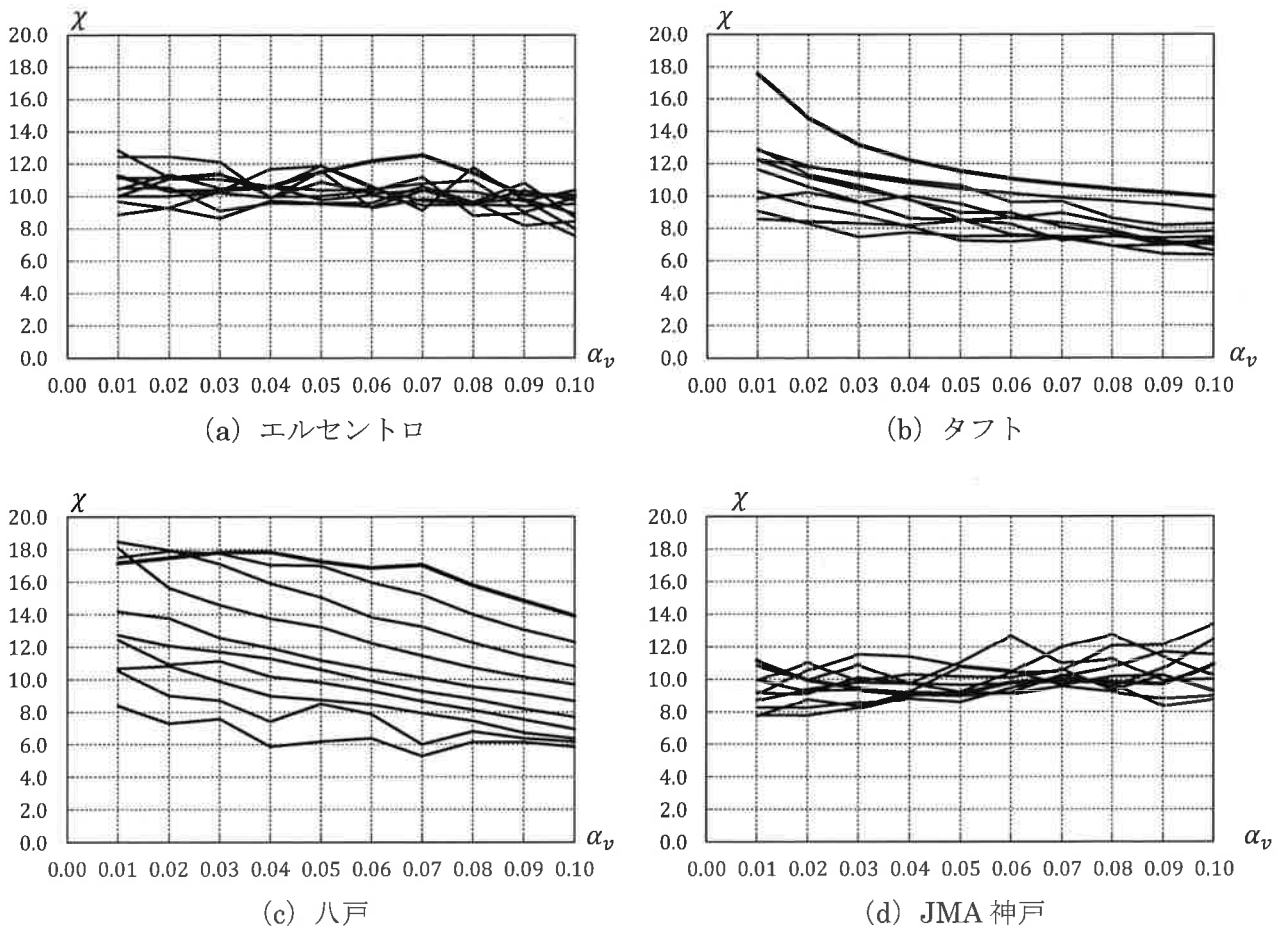


図 1.3.2 地震応答解析結果による χ の値

(図中には 10 本の折れ線があり、それぞれ $\alpha_p = 0.01, 0.02 \dots 0.10$ の結果であるが α_p と χ の間には有意な関係性はみられなかったので特に色分けなどはしていない)

1.4 非線形粘性ダンパーの負担する消費エネルギー分担率の同定

1) 時刻歴地震応答解析による履歴系ダンパーの吸収エネルギー

1.2 節の解析モデルを用いて時刻歴地震応答解析を行い、履歴系ダンパーによる吸収エネルギー W_p と非線形粘性ダンパーによる吸収エネルギー W_v を計算した。

解析パラメータは、履歴系ダンパーの降伏せん断力係数 α_p と非線形粘性ダンパーの 150kine 時抵抗力を総重量で除した値 α_v の 2 つで、それぞれ 0.01~0.10 (0.01 刻みに 10 ケースずつ) とした。

入力地震波は、エルセントロ(NS)、タフト(EW)、八戸(NS)、JMA 神戸(NS)の 4 波を用いた。JMA 神戸(NS)は原波を、その他は最大速度を 50kine に基準化して用いた。

なお、粘性ダンパーについて実際の解析では、速度 10kine 以下の領域は線形とした。これは 1.2 節で示した解析モデルのように、粘性ダンパーの減衰力を速度の 0.3 乗に比例するとした場合、速度が小さい領域では減衰係数が非常に大きくなり応答性状が安定しないためである。

時刻歴地震応答解析から得られた $W_p / (W_v + W_p)$ と α_v の関係を、 α_p ごとに図示し図 1.4.1 に示す。図中の実線は入力地震動 4 波による結果の平均値を、破線は 4 波の最大値を示している。

図中に示した縦軸の値は、分母を $W_v + W_p$ とした履歴系ダンパーの分担率であり、分母に弾性振動エネルギー W_e は考慮されていない。これは全入力エネルギーに対し W_e は非常に小さいので、 W_v と W_p で近似可能であると判断したためである。従って、非線形粘性ダンパーによる吸収エネルギーの割合は 1.0 からグラフの値を引いたものであり、図中では曲線の下側が履歴系ダンパーによる割合を、上側が非線形粘性ダンパーによる割合を示している。

本節では、 $W_p/(W_v + W_p)$ (平均値) を α_p , α_v を変数とする近似式で求め、非線形粘性ダンパーが負担する吸収エネルギー分担率を同定するのが目的である。

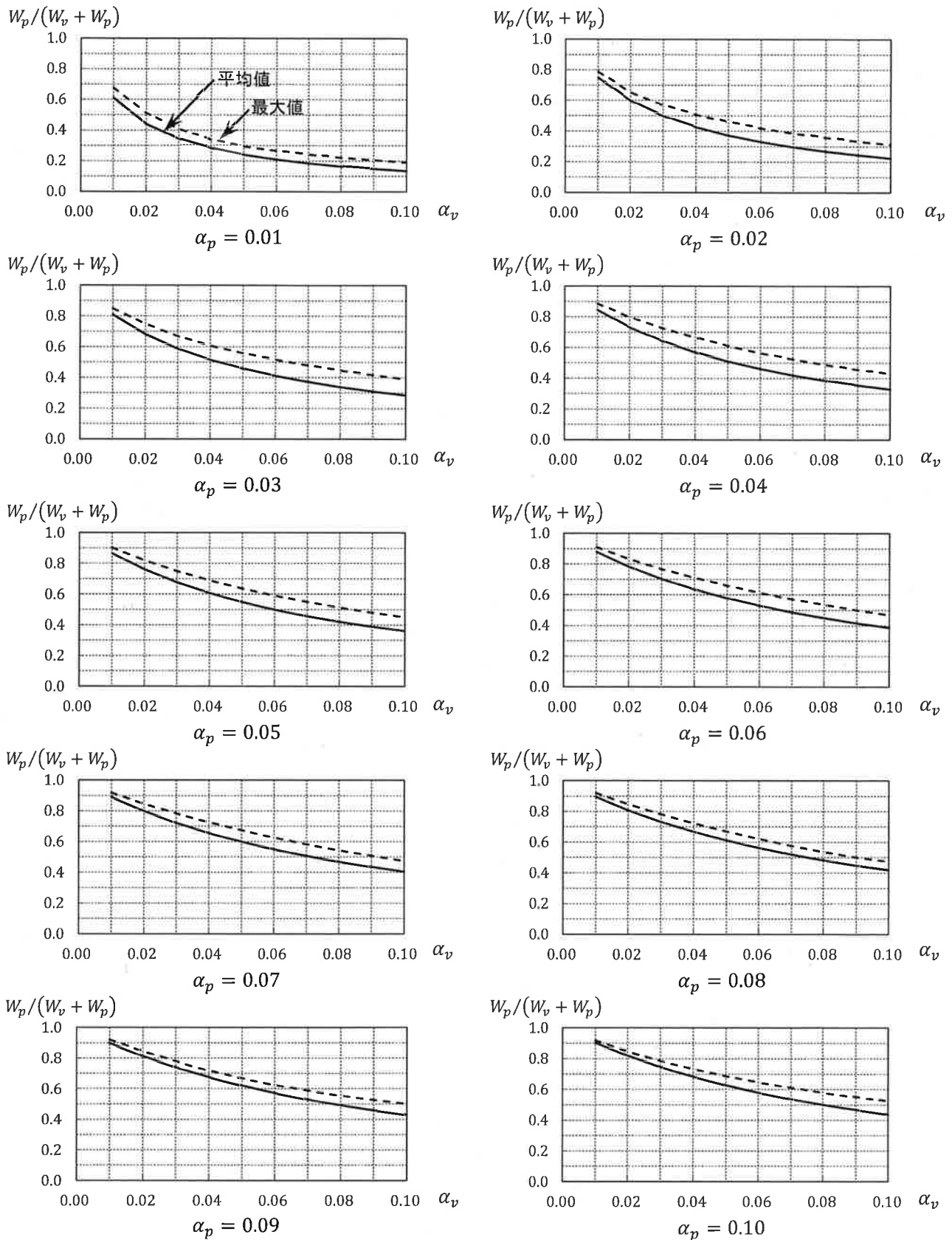


図 1.4.1 地震応答解析結果による $W_p/(W_h + W_p)$ の値
(実線は 4 波の平均値、破線は 4 波の最大値を示している)

2) 非線形粘性ダンパーによる吸収エネルギー分担率の同定

図 1.4.1 に示した $W_p / (W_v + W_p)$ の近似を行い、 $1.0 - W_p / (W_v + W_p)$ として非線形粘性ダンパーによる吸収エネルギー分担率の同定を行った。

図 1.4.1 の $\alpha_p = 0.01 \sim 0.10$ 、 $\alpha_v = 0.01 \sim 0.10$ における全データをプロットしたものを図 1.4.2 に示す。同図より、 α_v が大きくなるほど $W_p / (W_v + W_p)$ は小さくなり、逆に α_p が大きくなるほど $W_p / (W_v + W_p)$ は大きくなるのがわかる。そこで、主要変数として α_v / α_p を考え、横軸を α_v / α_p とした $W_p / (W_v + W_p)$ のプロットを図 1.4.3 に示す。これによると、多少のばらつきはあるものの、双曲線で近似可能であると判断できる。従って、 α_v / α_p を主要変数として $W_p / (W_v + W_p)$ の双曲線近似を試みた。

近似は $\alpha_v = 0$ で $W_p / (W_v + W_p) = 1.0$ となることを必要条件とし、分子・分母の定数項 C を推定変数として最小二乗法により行った。得られた近似式を式 1.4.1 に示す。また、得られた近似式のフィッティング状況を、図 1.4.4 と図 1.4.5 に示す。

$$\frac{W_p}{W_p + W_v} = \frac{C}{\frac{\alpha_v}{\alpha_p} + C} \quad C = 1.140 \quad (1.4.1)$$

横軸を α_v / α_p とした図 1.4.4 を見ると、 α_v / α_p が大きくなると計算結果を過小評価するものの、2.0 以下ではほぼ中央値を示している。しかし、 α_v 、 α_p を別々に表示した図 1.4.5 では、全体的にフィッティング状況があまり良くない。これは近似式の定数項を全 α_p に対し同一とした影響と考えられる。

そこで、近似式の構成は同じとして α_p ごとに近似式を求め、この時に得られた定数項 C と α_p の関係を調べた。図 1.4.6 に両者の関係を示す。同図によると、これらはほぼ線形関係にあることがわかる。定数項 C と α_p の関係式を式 1.4.2 に示す。

$$C = -8.359 \alpha_p + 1.635 \quad (1.4.2)$$

式 1.4.1 と式 1.4.2 を組合わせた近似式と時刻歴地震応答解析結果のフィッティング状況を、図 1.4.7 に示す。これより、求めた近似式は非常に精度良い近似を与えることが確認できる。

以上のことから、非線形粘性ダンパーによる吸収エネルギー分担率を式 1.4.3 のように同定した。

$$\begin{aligned} \frac{W_p}{W_p + W_v} &= 1.0 - \frac{W_p}{W_p + W_v} \\ &= 1.0 - \frac{-8.359 \alpha_p + 1.635}{\frac{\alpha_v}{\alpha_p} - 8.359 \alpha_p + 1.635} \\ &= \frac{\frac{\alpha_v}{\alpha_p}}{\frac{\alpha_v}{\alpha_p} - 8.359 \alpha_p + 1.635} \end{aligned} \quad (1.4.3)$$

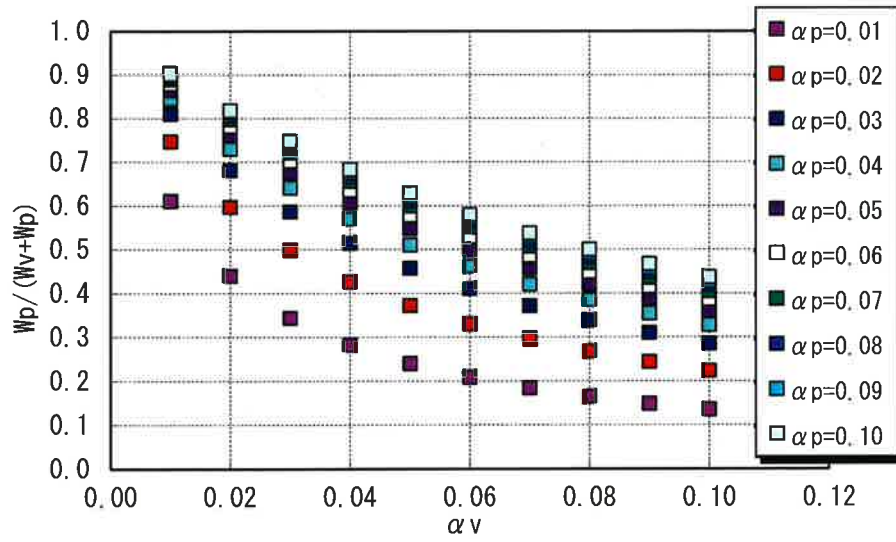


図 1.4.2 時刻歴地震応答解析結果による全データ

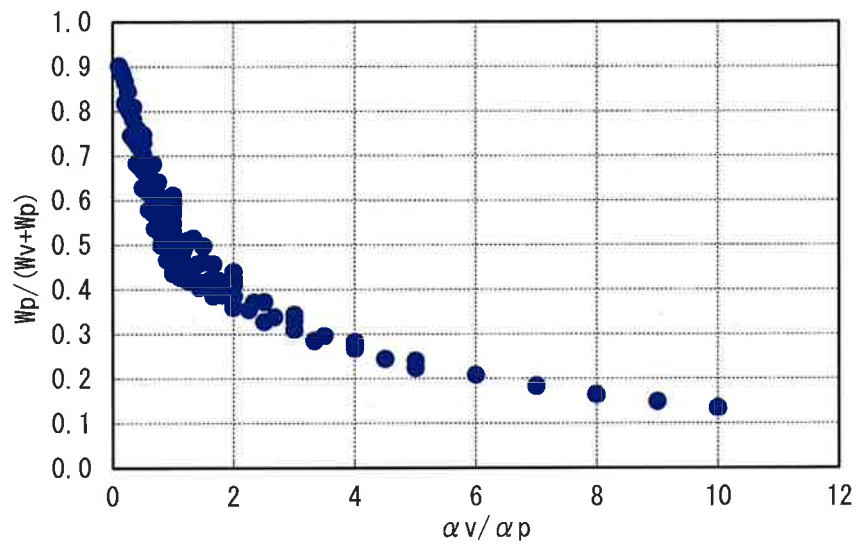


図 1.4.3 $W_p / (W_v + W_p)$ と $\alpha v / \alpha p$ の関係

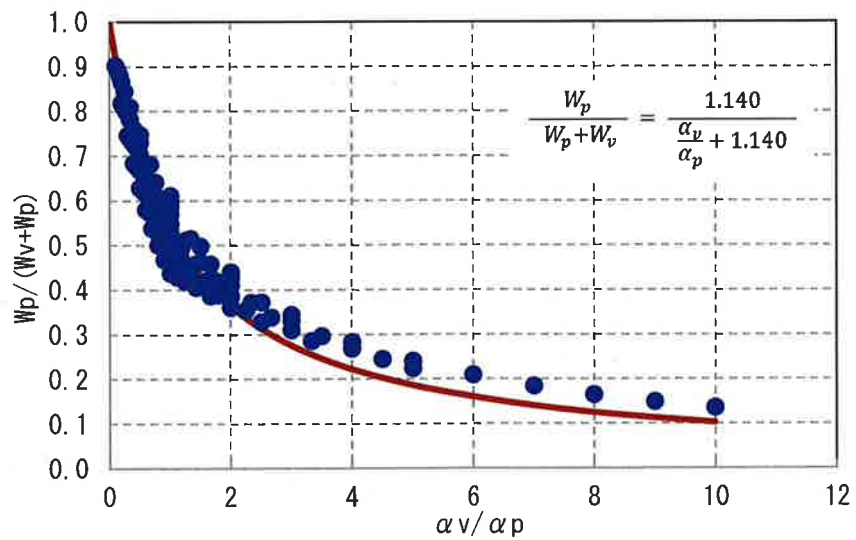


図 1.4.4 変数を $\alpha v / \alpha p$ とした時のフィッティング状況

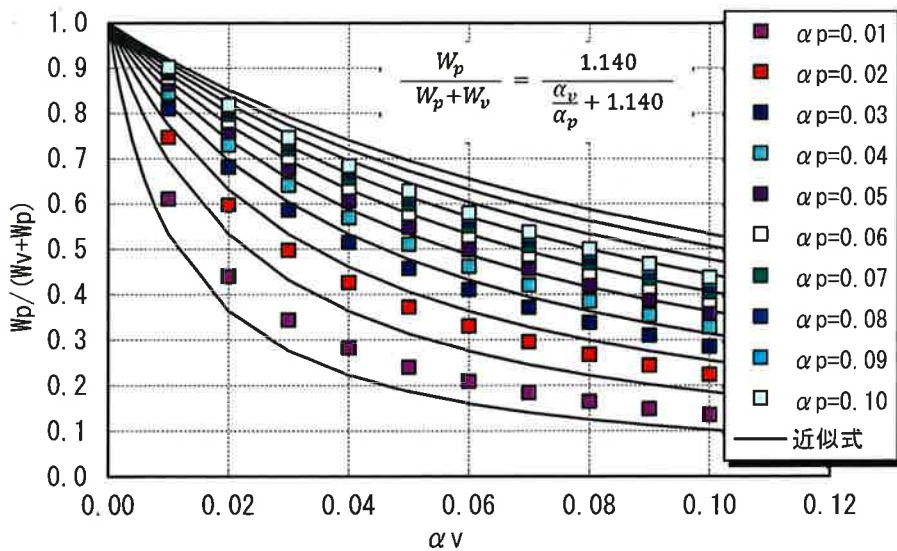


図 1.4.5 横軸を αv としたグラフでのフィッティング状況

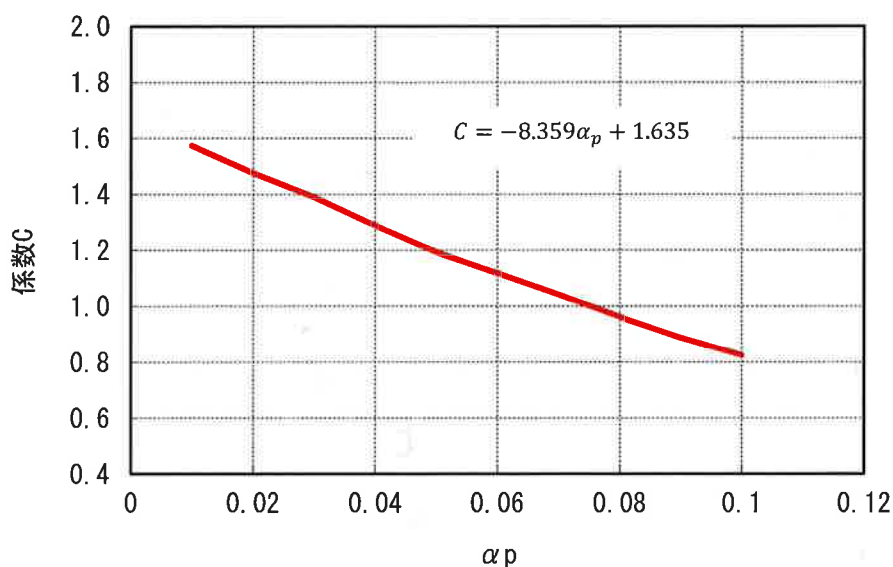


図 1.4.6 定数項 C と αp の関係

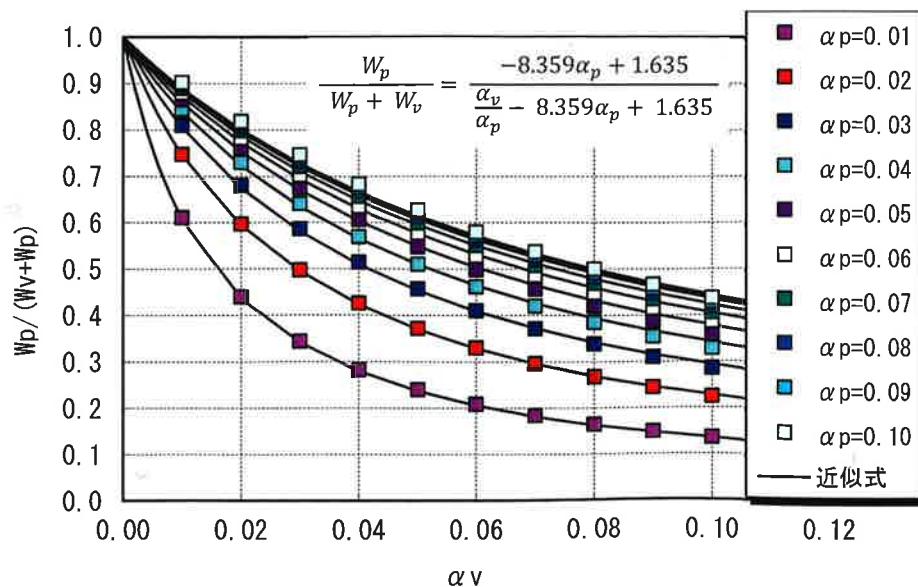


図 1.4.7 時刻歴地震応答解析結果と近似式のフィッティング状況

1.5 非線形粘性ダンパーを付加した免震層の最大せん断力（係数）予測⁵⁾

免震構造に用いられる代表的なオイルダンパー（リリース速度 32cm/s, 2次減衰係数比 0.0678）は、150cm/s 時の減衰力が等しくかつ減衰力が速度の 0.3 乗に比例する非線形粘性ダンパーと等価に評価できる³⁾ ため、当該検討に用いる粘性系ダンパーのモデルは、減衰力が $F=CV^\kappa$ の形で表される非線形ダッシュポットとする（ただし定式化は $\kappa=0.3$ と固定せず $0 \leq \kappa \leq 1$ で一般化する）。

積層ゴム、履歴系ダンパーおよび粘性系ダンパーで構成される免震層に生じるせん断力 F は次式である。

$$F = F_f + F_p + F_v \quad (1.5.1)$$

ここに、 F_f 、 F_p 、 F_v はそれぞれ積層ゴム、履歴系ダンパー、粘性系ダンパーに生じる力である。 F_f および F_p は次式である。

$$\begin{aligned} F_f &= K_f U \\ F_p &= Q_p \end{aligned} \quad (1.5.2a,b)$$

ここに、 U は免震層の変位、 K_f は積層ゴムの剛性、 Q_p は履歴系ダンパーの降伏荷重である。

また非線形ダッシュポットが定常変位 $U = U_{\max} \sin(\omega t)$ で変形するときの任意の U における F_v は次式となる。

$$F_v = \alpha (\omega U_{\max})^\kappa \{1 - (U/U_{\max})^2\}^{\kappa/2} \quad (1.5.2c)$$

式(1.5.1)の F は、 $0 < \kappa \leq 1$ では $0 < U < U_{\max}$ において正側に極値を持つので、 $dF/dU=0$ となる $U (=U_c)$ を式(1.5.1)(1.5.2)に代入することで最大せん断力を得ることができる。すなわち U_c は最大せん断力発生時の変位である。そこでまず $dF/dU=0$ を変形して次式を導く。

$$\begin{aligned} \{\kappa \lambda (U_c/U_{\max})\}^{2/(2-\kappa)} + (U_c/U_{\max})^2 &= 1 \\ \lambda &= \alpha (\omega U_{\max})^\kappa / (K_f U_{\max}) \end{aligned} \quad (1.5.3a,b)$$

式(1.5.3a)より (U_c/U_{\max}) は κ および λ に依存することがわかる。また式(1.5.3b)は $\lambda = K_v/K_f$ と表せ、 K_v は非線形ダッシュポットの U_{\max} における損失剛性¹³⁾ である。ただし式(1.5.3a)の U_c は代数的に求まらないので、 $0 \leq \kappa \leq 1$ および $0 \leq \lambda \leq 5$ と変化させながら (U_c/U_{\max}) を収束計算で求め、 κ および λ に関する次の回帰式を得た（図 1.5.1）。

$$U_c/U_{\max} = 1 + S_1 \kappa + S_2 \kappa^2 + S_3 \kappa^3 \quad (1.5.4)$$

ここに、

$$\begin{aligned} S_1 &= -0.4445\lambda - 0.0027\lambda^2 \\ S_2 &= 0.5345\lambda - 0.5032\lambda^2 + 0.2562\lambda^3 - 0.0458\lambda^4 + 0.0029\lambda^5 \\ S_3 &= -0.1746\lambda + 0.1135\lambda^2 - 0.0288\lambda^3 - 0.0019\lambda^4 + 0.0006\lambda^5 \end{aligned} \quad (1.5.5a,b,c)$$

したがって、粘性系ダンパーが付加された免震層の最大変位 U_{\max} が既知であれば、 κ および λ を介して式(4)より U_c を求め、式(1.5.1)(1.5.2)に代入して得られる F を免震層の最大せん断力の予測値とする。

図 1.5.2 と図 1.5.3 は、BCJL2¹⁴⁾ における (U_c/U_{\max}) および最大せん断力係数の検証として、免震周期 $T=3,5,7s$ について応答解析結果との比較を示したものである。

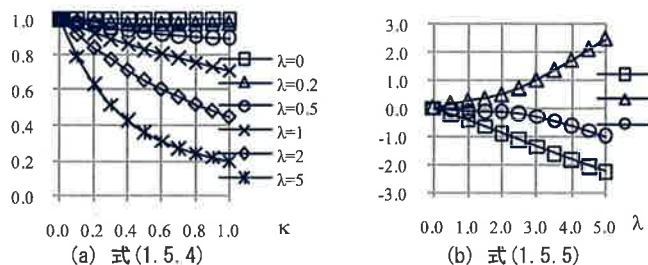
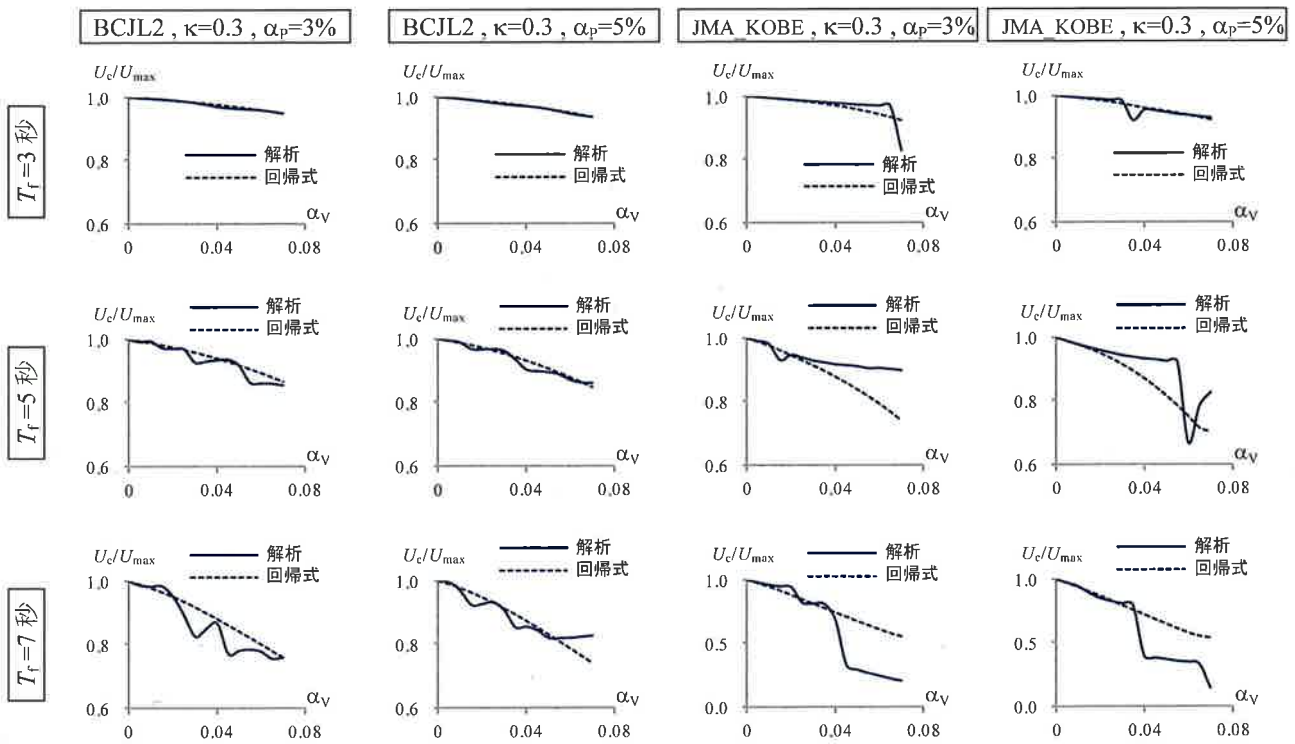
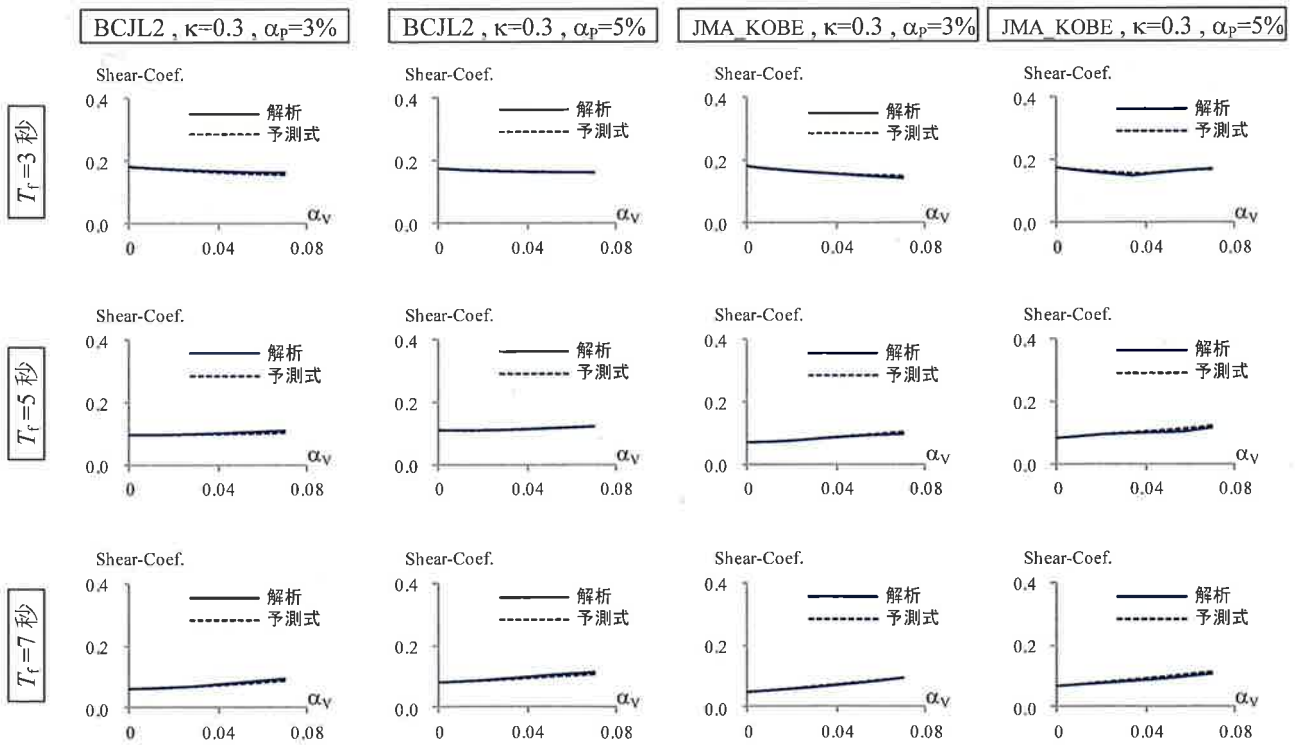


図 1.5.1 (U_c/U_{\max}) の回帰⁵⁾



(T_f =免震周期, α_p =履歴系ダンパーの降伏せん断力係数, α_v =粘性系ダンパーの150cm/sでの減衰力の建物重量比)
 図 1.5.2 (U_c/U_{max})の検証 ($\kappa=0.3$, $\alpha_p=3$ および 5%, BCJL2 および JMA_KOBE) ⁵⁾



(T_f =免震周期, α_p =履歴系ダンパーの降伏せん断力係数, α_v =粘性系ダンパーの150cm/sでの減衰力の建物重量比)
 図 1.5.3 最大せん断力係数の検証 ($\kappa=0.3$, $\alpha_p=3$ および 5%, BCJL2 および JMA_KOBE) ⁵⁾

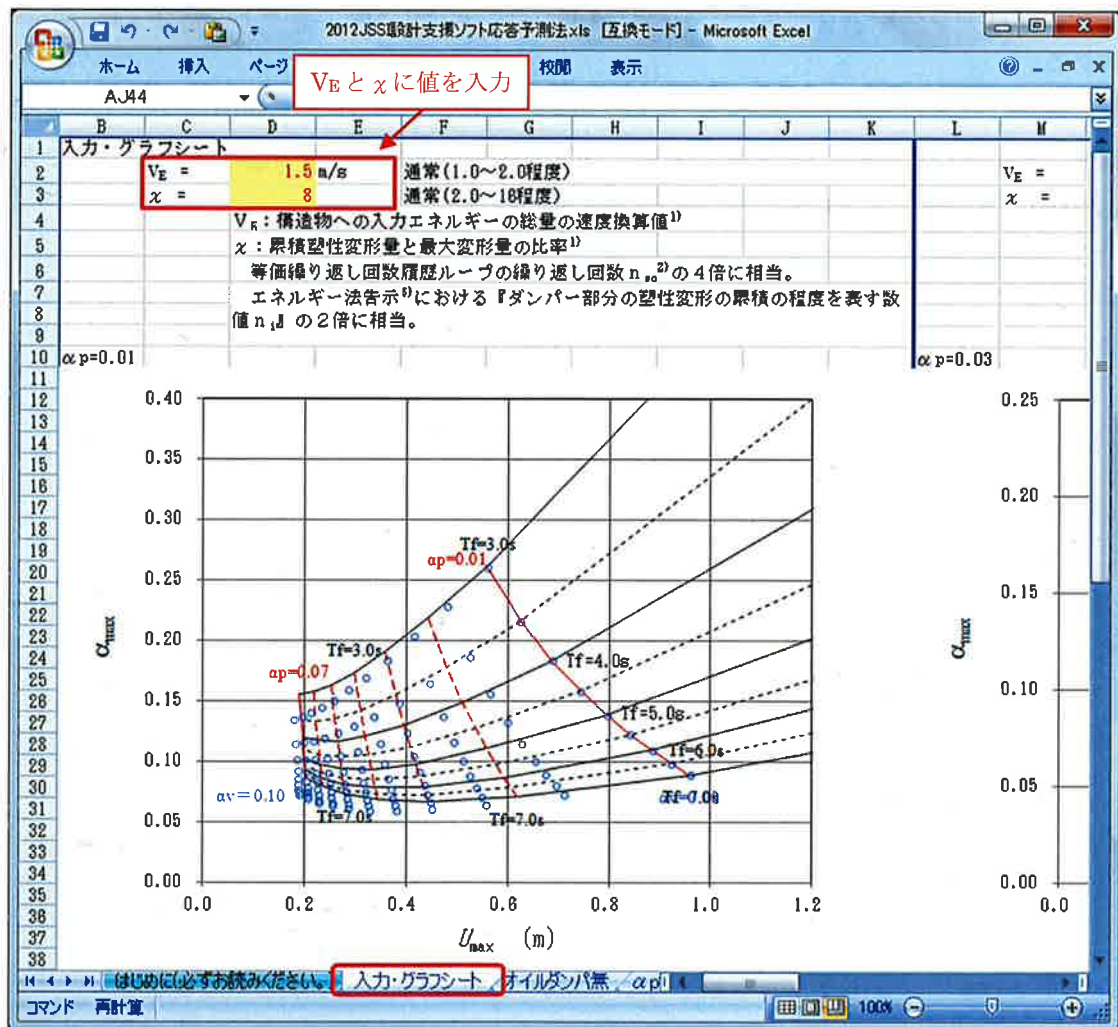
第2章 計算シートの使用法

2.1 本計算ソフトの概要

本計算ソフト（2012JSSI 設計支援ソフト小委員会応答予測法.xls）は、計算に必要な緒元を入力することで本計算方法による応答曲線を計算するソフトである。本計算ソフトは、Microsoft Excel 2003 で作成されており、本計算機能を使用するには、Microsoft Excel（2003 以降のバージョン）が必要となる。また、本 Excel ファイルではユーザ定義関数を使用しているため、マクロを有効にする必要がある。なお、本 Excel ファイルのシートには保護をかけているがパスワードの設定は行っていないため、後述するグラフの書式属性などの変更はシートの保護を解除することで可能である。

2.2 操作方法

本計算ソフトを立ち上げて、「入力・グラフシート」画面を表示する（図 2.1）。「入力・グラフシート」の黄色いセルに「 V_E 」および「 χ 」を入力する（初期値では、 $V_E=1.5$ [m/s]、 $\chi=8$ が入力されている）。各値を入力すると本計算法による応答曲線が自動で計算される。



2.3 計算結果の見方

本計算ソフトの「入力・グラフシート」の V_E および χ に適当な値を入力すると、入力部分の下部に応答曲線が表示される。

「入力・グラフシート」では、 α_p を固定した状態において、非線形粘性ダンパーを付加した場合の応答曲線を表示する。図 2.2 に $V_E=1.5[\text{m/s}]$ 、 $\chi=8$ と入力し、 $\alpha_p=0.03$ とした時の応答曲線を示す。グラフは縦軸が α_{\max} 、横軸が U_{\max} となり、本計算法により算出した応答曲線は α_v と T_f で構成され、青点 (○) で示している。図 2.2 に α_p を 0.03 とし、 α_v を 0.00 から 0.10 までを 0.01 刻みで非線形粘性ダンパーを付加した場合および T_f を 3.0sec から 7.0sec までを 0.5sec 刻みで変化させた場合の計算結果を示す。なお、 $\alpha_v=0.00$ は非線形粘性ダンパーを付加していない状態である。グラフの青点から本計算法による α_{\max} および U_{\max} を算出することができる。例えば、 $V_E=1.5[\text{m/s}]$ 、 $\chi=8$ と入力し、 $\alpha_p=0.03$ 、 $T_f=4.0[\text{s}]$ 、 $\alpha_v=0.04$ とした場合の α_{\max} は約 0.105、 U_{\max} は約 0.225[m] となる (図 2.2 の矢印で示す青点)。

また、グラフには非線形粘性ダンパーを付加しない場合と比較するために、非線形粘性ダンパーを付加しない場合の応答曲線 ($\alpha_v=0.00$ とし、 α_p を 0.01 から 0.07 まで変化させた計算結果) を併せて表示している (実線および破線)。図 2.2 の矢印で示す青点 ($\alpha_p=0.03$ 、 $T_f=4.0[\text{s}]$ 、 $\alpha_v=0.04$) は、非線形粘性ダンパーを付加しない場合の $\alpha_p=0.06$ 、 $T_f=4.5[\text{s}]$ ($\alpha_v=0.00$) とほぼ同様の α_{\max} 、 U_{\max} となることがわかる。

本計算ソフトの「入力・グラフシート」では、 α_p を 0.01 から 0.07 まで 0.01 刻みとした場合の 7 つの応答曲線が表示されるため、 α_p を変化させた場合の比較を 1 つのシート上で行うことができる。(図 2.3 に $\alpha_p=0.01$ 、図 2.4 に $\alpha_p=0.05$ の場合の計算結果例を示す)。

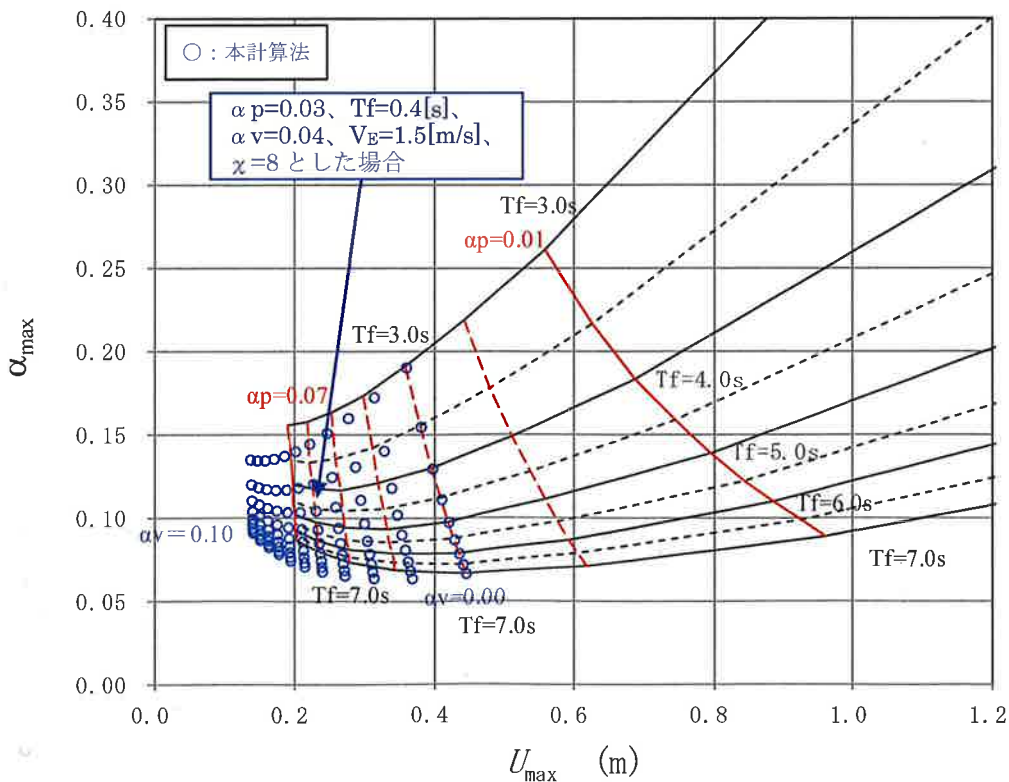


図 2.2 $\alpha_p=0.03$ の場合の応答曲線 ($V_E=1.5[\text{m/s}]$ 、 $\chi=8$ 、 $\alpha_v=0.00\sim 0.07$)

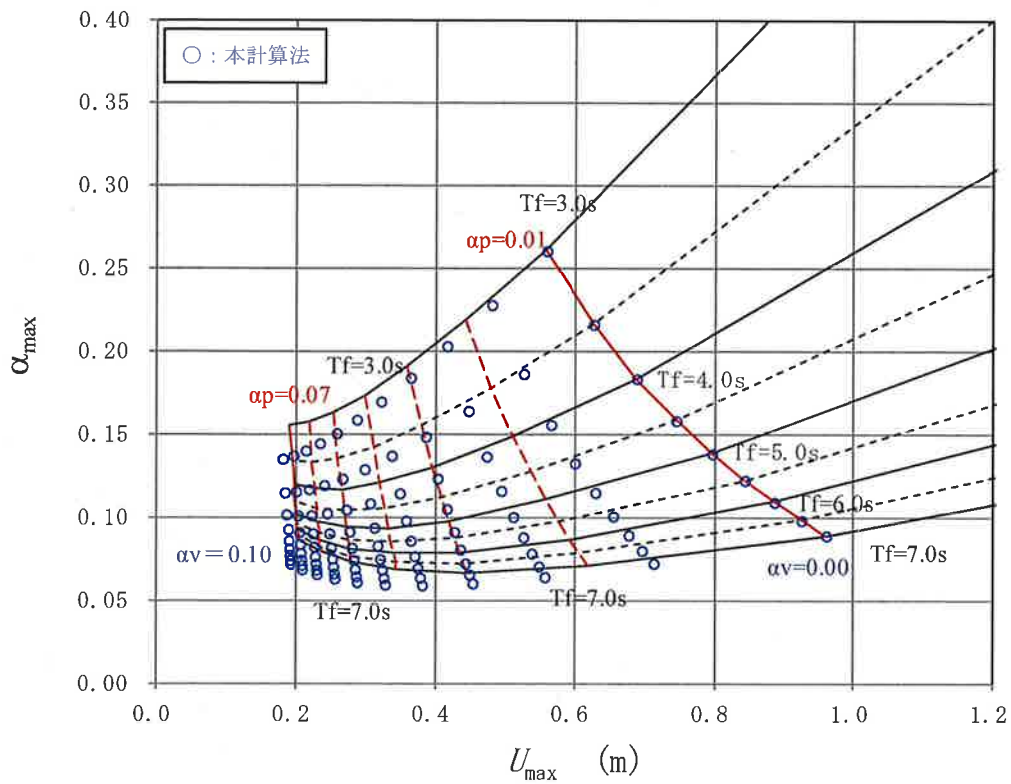


図 2.3 $\alpha_p=0.01$ の場合の応答曲線 ($V_E=1.5[m/s]$ 、 $\chi=8$ 、 $\alpha_v=0.00\sim 0.07$)

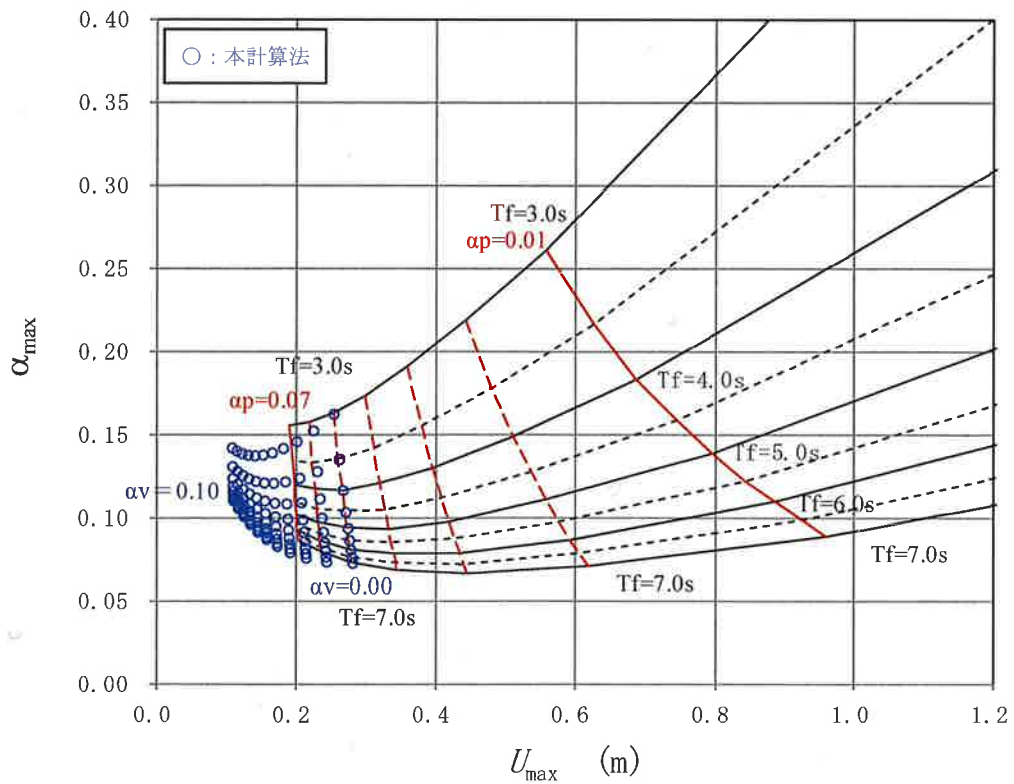


図 2.4 $\alpha_p=0.05$ の場合の応答曲線 ($V_E=1.5[m/s]$ 、 $\chi=8$ 、 $\alpha_v=0.00\sim 0.07$)

第3章 告示計算との比較

平成21年建設省告示第2009号第6の計算方法(以下、告示計算と呼ぶ)と本計算法との比較を試みる。

3.1 検討方法

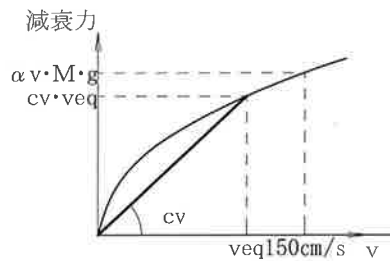
本計算法は、 $\chi=8, V_E=150\text{cm/s}$ で計算する。

告示計算は G_s (地盤増幅係数)、 h_v (流体系の減衰材による免震層の等価粘性減衰定数)、を下記のように設定し、繰り返し計算を行い α_{\max} と U_{\max} を算出する。

・ G_s (地盤増幅係数) 文献15)などを参考に $V_E \doteq 1.5 S_v$ とし、1.23 とする。

$$S_A = G_s \cdot \frac{5.12 \omega_{\text{eq}}}{2\pi}, \quad S_V = \frac{1}{\omega_{\text{eq}}} \cdot S_A = G_s \cdot \frac{5.12}{2\pi} \quad (3.1)$$

$$G_s = \frac{2\pi}{5.12} S_V = \frac{2\pi}{5.12} \frac{1}{1.5} V_E = \frac{2\pi}{5.12} \frac{1}{1.5} 1.5 \approx 1.23 \quad (3.2)$$



・ h_v (流体系の減衰材による免震層の等価粘性減衰定数)

応答速度 V_{eq} に対して減衰力が非線形粘性ダンパーと等しくなるように設定する。

$$h_v = \frac{T_{\text{eq}} \cdot c_v}{4\pi \cdot M} = \frac{T_{\text{eq}}}{4\pi \cdot M} \cdot \frac{\alpha_v \cdot M \cdot g}{150^{0.3}} \cdot V_{\text{eq}}^{(0.3-1)} = \frac{T_{\text{eq}}}{4\pi} \cdot \frac{\alpha_v \cdot g}{150^{0.3}} \cdot V_{\text{eq}}^{(0.3-1)} \quad (3.3)$$

$$\text{ただし、} V_{\text{eq}} = \delta_s \cdot \omega_{\text{eq}}, \quad c_v = c \cdot V_{\text{eq}}^{(0.3-1)}, \quad c = \frac{\alpha_v \cdot M \cdot g}{150^{0.3}} \quad (3.4)$$

3.2 検討結果

$\alpha_p=0.01\sim 0.07, \alpha_v=0.0\sim 0.1$ の検討結果を図3.1に示す。

告示計算では、 α_p, α_v が大きくなると、加速度の低減率 F_h が下限値の0.4となり、 T_f, α_p が同じであれば $(Q_e+Q_h)/(M \cdot \omega_{\text{eq}}^2)$ で計算される U_{\max} は、一定値となる。一方、 α_{\max} は下式で計算されるため、 T_f, α_p が同じであれば、 α_v が大きくなるほど、大きくなる。

$$\alpha_{\max} = Q_{\text{iso}}/M \cdot g = \sqrt{(Q_e + Q_h)^2 + 2\varepsilon(Q_e + Q_h)Q_v + Q_v^2}/M \cdot g \quad (3.5)$$

$$\varepsilon = 0.5$$

$$Q_v = c_v \cdot V_f \quad (3.6)$$

図3.2は、 F_h が下限値を0.0とした場合の検討結果を示す。この場合、告示計算の方が α_{\max} と U_{\max} とともに小さく計算され、非線形粘性ダンパーの効果が大きく評価される傾向がある。この際の F_h の最終値を表3.1に示す。 F_h が0.4未満の場合は水色で塗りつぶしている。今回の検討ケースでは、告示計算では下限値0.4に達することが多いことが分かる。

○:本予測法 ●:告示計算

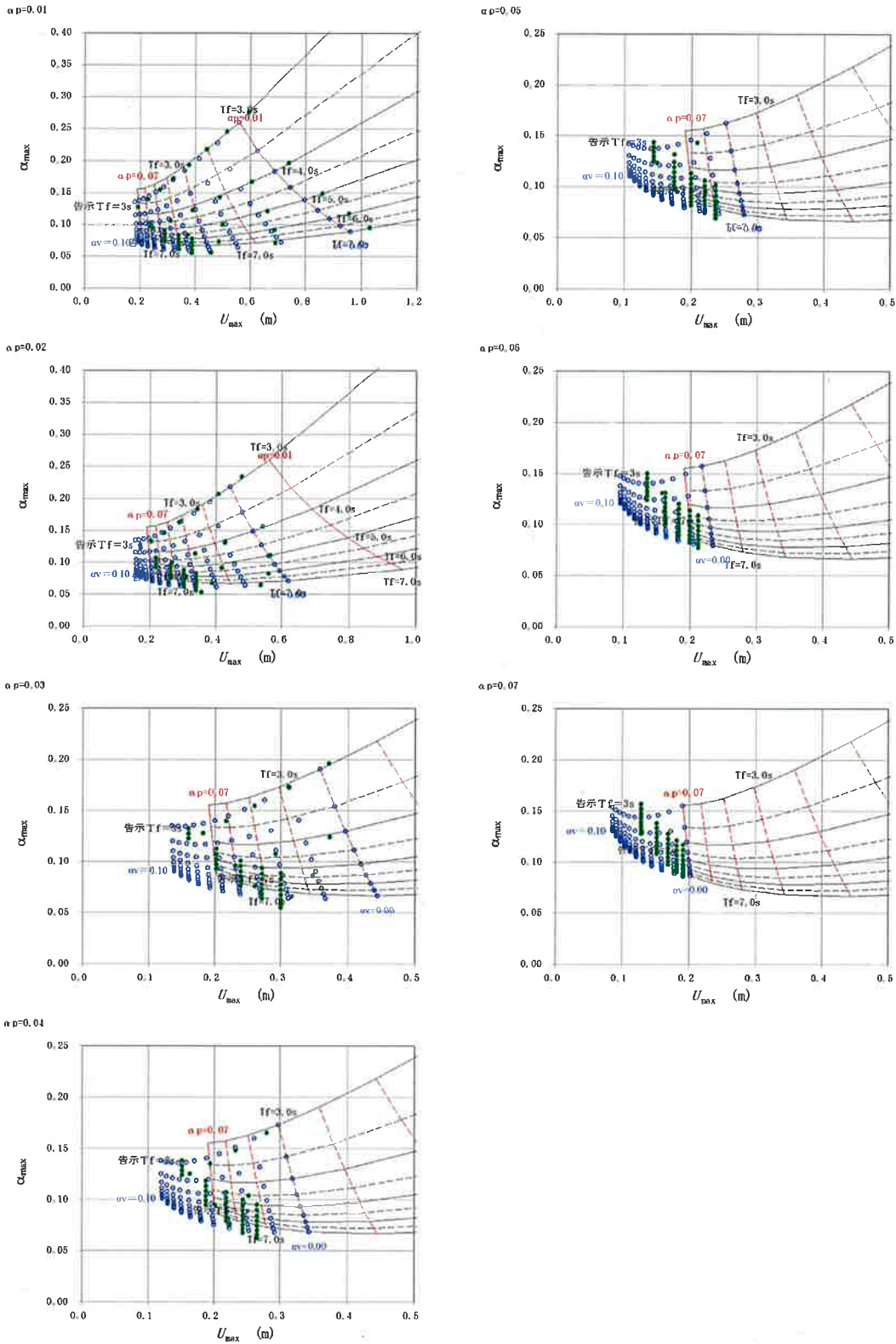


図 3.1 本予測法 ($\chi=8, V_E=150\text{cm/s}$) と告示計算 ($F_h \geq 0.4$) の比較

○:本予測法 ●:告示計算

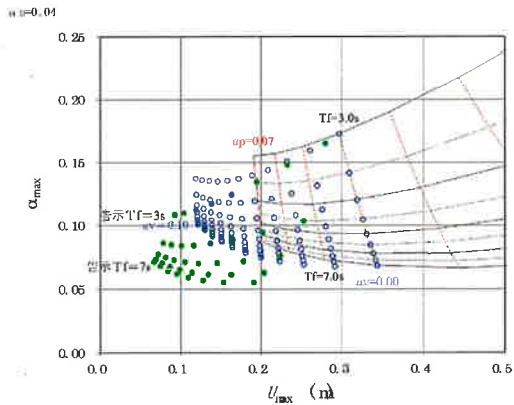
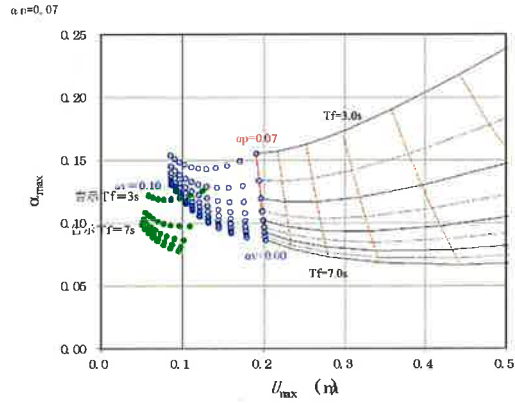
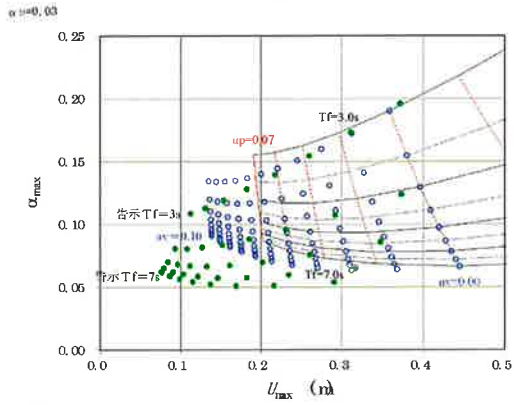
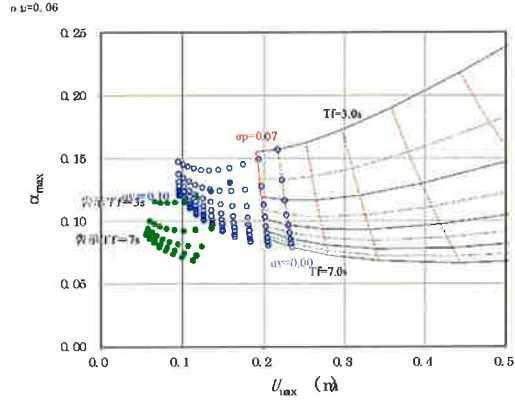
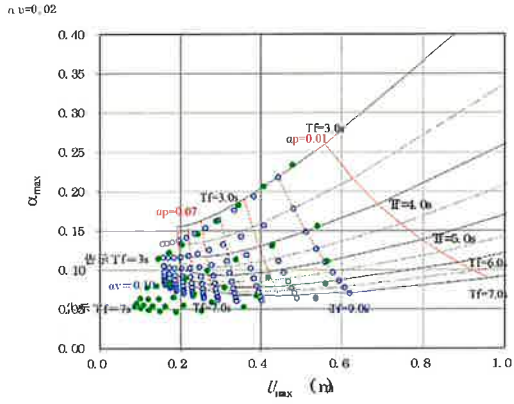
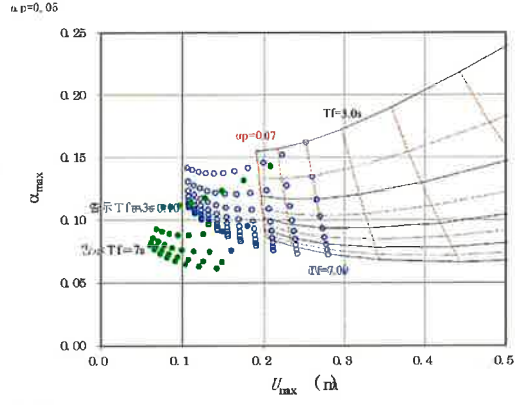
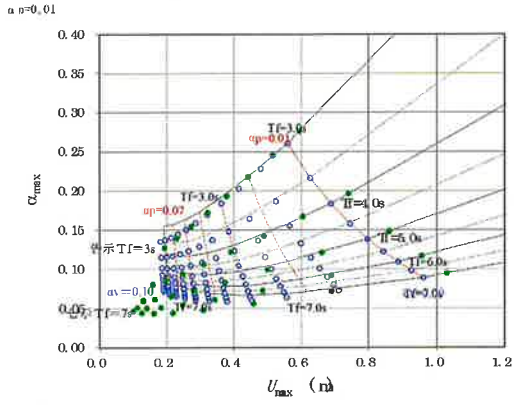


図 3.2 本予測法 ($\chi=8, V_E=150\text{cm/s}$) と告示計算 ($F_h \geq 0.0$) の比較

表 3.1 告示計算 (Fh ≥ 0.0) における Fh の最終値

※水色は 0.4 未満の結果をしめす。

$\alpha_p=0.01$ 0.4未満 15 / 40 = 37.5%						$\alpha_p=0.05$ 0.4未満 36 / 40 = 90.0%							
α_v	Fh	Tf=3s	Tf=4s	Tf=5s	Tf=6s	Tf=7s	α_v	Fh	Tf=3s	Tf=4s	Tf=5s	Tf=6s	Tf=7s
0	1.266	1.191	1.117	1.045	0.975		0	0.540	0.408	0.344	0.311	0.292	
0.01	1.100	0.980	0.868	0.765	0.672		0.01	0.468	0.356	0.306	0.280	0.266	
0.02	0.950	0.798	0.665	0.553	0.462		0.02	0.410	0.317	0.276	0.256	0.244	
0.03	0.815	0.645	0.507	0.403	0.327		0.03	0.364	0.286	0.253	0.236	0.227	
0.04	0.696	0.518	0.389	0.301	0.244		0.04	0.327	0.262	0.234	0.220	0.212	
0.05	0.591	0.417	0.303	0.233	0.192		0.05	0.297	0.242	0.219	0.207	0.200	
0.06	0.502	0.338	0.241	0.188	0.157		0.06	0.272	0.225	0.205	0.195	0.189	
0.07	0.426	0.277	0.198	0.156	0.134		0.07	0.252	0.211	0.194	0.185	0.180	
$\alpha_p=0.02$ 0.4未満 22 / 40 = 55.0%						$\alpha_p=0.08$ 0.4未満 39 / 40 = 97.5%							
α_v	Fh	Tf=3s	Tf=4s	Tf=5s	Tf=6s	Tf=7s	α_v	Fh	Tf=3s	Tf=4s	Tf=5s	Tf=6s	Tf=7s
0	1.045	0.908	0.782	0.672	0.579		0	0.450	0.353	0.311	0.290	0.277	
0.01	0.896	0.732	0.596	0.491	0.415		0.01	0.399	0.319	0.285	0.267	0.257	
0.02	0.765	0.590	0.460	0.373	0.317		0.02	0.359	0.292	0.263	0.249	0.241	
0.03	0.651	0.477	0.364	0.296	0.256		0.03	0.326	0.270	0.246	0.234	0.227	
0.04	0.553	0.391	0.297	0.245	0.216		0.04	0.299	0.251	0.231	0.220	0.214	
0.05	0.471	0.325	0.249	0.210	0.188		0.05	0.277	0.235	0.218	0.209	0.204	
0.06	0.403	0.275	0.214	0.184	0.167		0.06	0.258	0.222	0.207	0.199	0.194	
0.07	0.347	0.237	0.188	0.164	0.151		0.07	0.242	0.210	0.197	0.190	0.186	
$\alpha_p=0.03$ 0.4未満 29 / 40 = 72.5%						$\alpha_p=0.07$ 0.4未満 40 / 40 = 100.0%							
α_v	Fh	Tf=3s	Tf=4s	Tf=5s	Tf=6s	Tf=7s	α_v	Fh	Tf=3s	Tf=4s	Tf=5s	Tf=6s	Tf=7s
0	0.843	0.672	0.540	0.450	0.391		0	0.391	0.322	0.292	0.277	0.269	
0.01	0.717	0.543	0.428	0.359	0.317		0.01	0.355	0.297	0.273	0.260	0.253	
0.02	0.609	0.446	0.351	0.299	0.269		0.02	0.326	0.277	0.256	0.245	0.239	
0.03	0.519	0.373	0.297	0.258	0.236		0.03	0.302	0.259	0.242	0.232	0.227	
0.04	0.445	0.318	0.258	0.228	0.211		0.04	0.281	0.245	0.229	0.221	0.216	
0.05	0.385	0.277	0.229	0.205	0.191		0.05	0.264	0.232	0.218	0.211	0.207	
0.06	0.337	0.245	0.206	0.187	0.176		0.06	0.249	0.221	0.209	0.202	0.199	
0.07	0.297	0.220	0.188	0.172	0.163		0.07	0.236	0.211	0.200	0.194	0.191	
$\alpha_p=0.04$ 0.4以下 33 / 40 = 82.5%													
α_v	Fh	Tf=3s	Tf=4s	Tf=5s	Tf=6s	Tf=7s							
0	0.672	0.506	0.408	0.353	0.322								
0.01	0.572	0.423	0.345	0.305	0.282								
0.02	0.491	0.362	0.301	0.270	0.252								
0.03	0.425	0.316	0.268	0.243	0.229								
0.04	0.373	0.281	0.242	0.222	0.211								
0.05	0.331	0.254	0.221	0.205	0.196								
0.06	0.296	0.232	0.205	0.191	0.183								
0.07	0.268	0.213	0.191	0.179	0.173								

まとめ

免震建物に非線形粘性ダンパーを設置した場合の簡易な応答予測法として、エネルギーの釣合に基づく応答評価手法を開発し、応答予測曲線から簡便に免震層の最大変形と最大せん断力係数を求めることを可能にした。

なお、本予測法は非線形粘性ダンパーの設置量による大凡の応答値及びその値の変化の傾向をつかむためのものであり、応答値の正解値を算出するものではないこと、及び適用範囲に注意して使用することを御願います。

参考文献

- 1) 酒井直己、山崎久雄、高山峯夫、渡邊信也：非線形粘性ダンパーの増設量に伴う免震層の応答の変化 その1、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp.905-906、2009.8
- 2) 浪田裕之、山崎久雄、高山峯夫、石鍋雄一郎：非線形粘性ダンパーの増設量に伴う免震層の応答の変化 その2、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp.907-908、2009.8
- 3) 渡邊信也、山崎久雄、高山峯夫、笠井和彦：免震層の応答予測に用いる非線形粘性ダンパーのエネルギー評価法 その1、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp.235-236、2010.9
- 4) 酒井直己、山崎久雄、高山峯夫、笠井和彦：免震層の応答予測に用いる非線形粘性ダンパーのエネルギー評価法 その2、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp.237-238、2010.9
- 5) 山崎久雄、渡邊信也、高山峯夫、笠井和彦：非線形粘性ダンパーを含む免震層の簡便な応答予測法 その1、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.555-556、2011.8
- 6) 渡邊信也、山崎久雄、石鍋雄一郎、高山峯夫、笠井和彦：非線形粘性ダンパーを含む免震層の簡便な応答予測法 その1、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.557-558、2011.8
- 7) 日本建築学会：免震構造設計指針 2001
- 8) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計 技報堂出版 1999年11月
- 9) 日本建築センター：エネルギーの釣合に基づく耐震計算法の技術的基準解説および計算例とその解説 平成17年10月 p15等
- 10) 日本免震構造協会：免震部材標準リスト -2005-、pp.492-524
- 11) 秋山宏：建築物の耐震極限設計 第2版、東京大学出版会、1987.9
- 12) 加藤勉、秋山宏：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷、日本建築学会論文報告集 pp9-18, 1975.9
- 13) 井和彦笠、鈴木陽、大原和之：減衰力が速度の指数乗に比例する粘性ダンパーをもつ制振構造の等価線形化法、日本建築学会構造系論文集 第574号、2003.12
- 14) 建設省建築研究所ほか：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)、1992.3
- 15) 秋山宏、北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応、日本建築学会構造系論文集 第608号 pp.37-43, 2006年10月

※検討の地震波には、日本建築センター、気象庁、防災科学技術研究所の公開波形を利用させていただきました。

4. 耐風設計部会

1. はじめに

耐風設計部会は2007年9月に発足し、「免震建築物の耐風設計指針の作成」を主たる目的として活動を進め、本年9月に「免震建築物の耐風設計指針」の刊行を予定している。

これまでに、2009年5月技術報告会にて指針の骨格と免震建物の風応答性状の検討などの活動成果を報告した。さらに、2011年に本会会誌 MENSIN (2011年2月号)で、「免震建築物の耐風設計指針(案)」として指針の本文と本文を理解するために必要と思われる解説を公開した。この時点では、まだ設計に必要となる全てが解明されていたり、情報が整ったりしているわけではないが、指針案の整備を通して、設計として許容できること、あるいは現在は見過ごされてしまっているが安全性に影響しそうな事象などが明らかとなり、免震建築物の耐風設計に早い段階で適用されることが望ましい事項も含まれていると考え、「免震建築物の耐風設計指針(案)」として紹介したものである。しかし、2011年3月11日、東北地方太平洋沖地震により「東日本大震災」がもたらされた。本協会は早速、応答制御建築物調査委員会を設置し、この地震に対する免震・制振建築物の挙動について、調査・解析・評価し、効果の確認と課題の抽出を行なった。本部会では、これらの調査結果や報告の中で、指針に盛り込むべき事項がなにかの検討を加えている。

本報告では、「免震建築物の耐風設計指針」の本文(案)を紹介するとともに、指針に盛り込む予定の付録から、

「暴風の継続時間」、「暴風の累積作用時間の簡易評価方法」、「免震層の簡易風応答評価方法」、
「免震層の風応答評価例」

の4題を紹介する。

2. 免震建築物の耐風設計指針（案）

2.1 指針・目次

1. 一般
 - 1.1 適用範囲
 - 1.2 指針策定の基本方針
 - 1.3 免震建築物の耐風設計上の留意事項
2. 風荷重の設定
3. 免震層の設計
 - 3.1 評価項目
 - 3.2 耐風安全性の検証
4. 免震部材の設計
 - 4.1 評価項目
 - 4.2 耐風安全性の検証

付録

- 付 1 免震部材の性能試験法
- 付 2 免震部材の風応答特性
- 付 3 暴風の継続時間
- 付 4 暴風の累積作用時間の簡易評価方法
- 付 5 免震層の簡易風応答評価方法
- 付 6 免震層の風応答評価例

2.2 指針・本文(案)

1. 一般

1.1 適用範囲

- (1)本指針は免震建築物（中間層免震構造，戸建て免震構造を除く）の免震層の耐風設計に適用する。
- (2)本指針は，対象とする免震建築物の免震部材の速度依存性，振幅依存性及び風力の平均成分のような静的な外力によりクリープを生じる部材（以下，クリープ性部材とする）の影響による，地震時の応答特性とは異なる免震建築物特有の風応答性状を実用的に評価する方法を提示する。

1.2 指針策定の基本方針

- (1)極めて稀な暴風時の安全性の確保を目的とする。
- (2)風荷重に対する最大応答量だけでなく，長時間の繰り返しに対する設計・検証方法を提示する。
- (3)風荷重は建築基準法告示に準拠して設定することを原則とする。
- (4)免震層の挙動に注目し，はじめに免震層全体の挙動を予測し，次に予測された免震層の応

答挙動に対して各免震部材の安全性の検証を行うことを基本とする。

- (5) 風荷重に対する免震層の応答レベル（静的な力の釣り合いによる）を3段階に分け、それぞれのレベルについて検証すべき事項を示す。

表 1.1 風荷重による免震層の応答状態とランク

ランク A	免震層の風荷重に対して、免震層が弾性挙動する範囲に留まるケース
ランク B	免震層の風荷重に対して、免震層は弾性限を越えるが、風荷重の変動成分に対しては弾性挙動をするケース
ランク C	免震層の風荷重に対して、免震層は弾性限を越え、風荷重の変動成分に対しても弾塑性挙動をするケース

1.3 免震建築物の耐風設計上の留意事項

- (1) 免震建築物では同規模の一般建物に比べ、風直交方向・ねじれ振動の影響を受けやすくなるので、慎重に風荷重の評価を行わなくてはならない。また、アスペクト比 ($H/\sqrt{B \cdot D}$, H : 建物高さ, B : 建物の見付け幅, D : 建物の奥行き長さ) が3以上となる場合は、風荷重の組合せ（風方向・風直交方向・ねじれ）を考慮する。
- (2) 免震部材の安全性評価は、免震部材の適切な繰返し加振実験、もしくはそれに基づく評価方法によって行う。
- (3) 長期荷重を支持する積層ゴムや滑り支承などの免震支承は交換が不要となるように、極めて稀な暴風の事象後も免震支承の性能の変化・劣化を小さく留めることを原則とする。
- (4) 風トリガーやストッパー（鋼製のシアキーやロック機能付きオイルダンパなどで、強風時に免震層の変形を抑制し、免震部材の過大な水平変形や残留変形、損傷を防止するための機構）を採用する場合には、風トリガー等が所定の性能を有しているかの検証が必要である。また、風トリガーがないときの強風に対する最低限の安全性が確保されなければならない。
- (5) その他の留意事項
免震建築物は、同規模の一般構造建築物と比べ、風荷重の影響を受けやすいので、たとえば下記の項目など慎重に設計する必要がある。
- 1) 居住性レベルの応答
 - 2) 空力不安定振動

2. 風荷重の設定

- (1) 風荷重は、構造物の形状、構造特性、建設地域および周辺の状況等を考慮して算定する。この場合、水平面内の風向と直交する方向およびねじれ方向の振動並びに風荷重の影響が顕著な部位の振動を適切に考慮する。
- (ア) 上記の評価に際して用いる風力係数は、告示や荷重指針に規定された値または風洞実験等よく吟味された方法によって求める。
- (2) 風荷重算定の基準となる地上 10m における平均風速（基準風速）は下記とする。

(ア)稀に生じる暴風時の基準風速は建築基準法施行令第 87 条第 2 項の規定に従って地表
面粗度区分を考慮して求めた数値以上とする。

(イ)極めて稀に生じる暴風時の基準風速は、稀に生じる暴風時の基準風速の 1.25 倍とす
る。

(3)風荷重の継続時間については、建設地点における気象条件や供用期間中の保守点検条件等
を吟味し適切に設定する。

(4)風荷重の算定は、建築基準法などに準拠することを原則とするが、周波数応答解析や時刻
歴応答解析などに基づくことができる。

3. 免震層の設計

3.1 評価項目

(1) 免震建築物では同規模の一般建物に比べ、風直交方向・ねじれ振動の影響を受けやす
くなるので、風荷重の組合せをふくめ、それらの影響を十分に考慮する必要がある。

3.2 耐風安全性の検証

(1)極めて稀な暴風時の免震層の応答状態として以下の 3 段階を許容する。

i) ランク A :

免震層の風荷重に対して、免震層が弾性挙動する範囲に留まるケース（すべての免震部材
が降伏応力を超えない場合。免震部材にクリープ性部材やすべり支承を含む場合は、ク
リープ性部材・すべり支承を除いた免震層の復元力特性が風荷重に対して弾性限以内に留
まる場合やすべりの摩擦力のみで風荷重を上回る場合を含む）

- ・免震層の各部を弾性範囲に留める設計であり、上記状態を確認することで、風荷重に対
する免震建築物の健全性が確認されるものとする。
- ・全ての免震部材が降伏応力を超えない場合は、風荷重に対する特段の検討は必要ない。
- ・クリープ性部材・すべり支承を除いた免震層の復元力特性により風荷重に対する検討を行
う場合は、別途、この復元力特性から求まる免震層の変形に対して、クリープ性部材・
すべり支承の変形追従性を確認し、クリープ性部材・すべり支承の継続使用に支障のな
いことを確認する。

ii) ランク B :

免震層の風荷重に対して、免震層は弾性限を越えるが、風荷重の変動成分に対しては弾性
挙動をするケース

- ・風荷重を平均成分と変動成分に分離し、それぞれに対応する免震層の復元力特性を用い
て、静的な力の釣合から求めた最大変形や塑性変形により構造安全性を検証することが
できる。その際、平均成分に対しては静的な荷重と見なしてクリープ性部材・剛すべり
支承を除いた免震層の復元力特性を、変動成分に対しては地震時の復元力特性を用い
ることができる。
- ・風荷重による最大変形時に免震層の主要部分が弾性範囲であることを確認するほか、降
伏応力を超える免震部材の変形追従性、損傷度を評価し、構造安全性を検証する。
- ・風荷重の長時間繰り返しを考慮し、風荷重が 2~3 時間連続相当の繰り返しに対して、使

用する免震部材が健全であることを確認する。

- ・クリープ性部材・剛すべり支承を含む場合は平均成分により生じる変形が残留変形として残るが、その変形に対して各部が長期荷重に対して安全であることを確認するか、原位置に戻すなどの適切な対応を行う。

iii) ランク C :

免震層の風荷重に対して、免震層は弾性限を超え、風荷重の変動成分に対しても弾塑性挙動をするケース

- ・原則として、時刻歴応答解析による検証を行い、免震部材などの最大変形、疲労損傷の評価を行い、構造安全性を確認する。
- ・免震部材の疲労損傷評価やエネルギー吸収量に対する評価などが必要となるため、風荷重の大きさだけでなく、継続時間を含めた風荷重の詳細な設定が必要となる。
- ・風応答により生じた変形が残留変形として残る場合、その変形に対して各部が長期荷重に対して安全であることを確認するか、原位置に戻すなどの適切な対応を行う。
- ・極めて稀に生じる暴風時だけでなく、建物供用期間中の累積疲労損傷評価を行い、供用期間中の健全性を確保する必要がある。

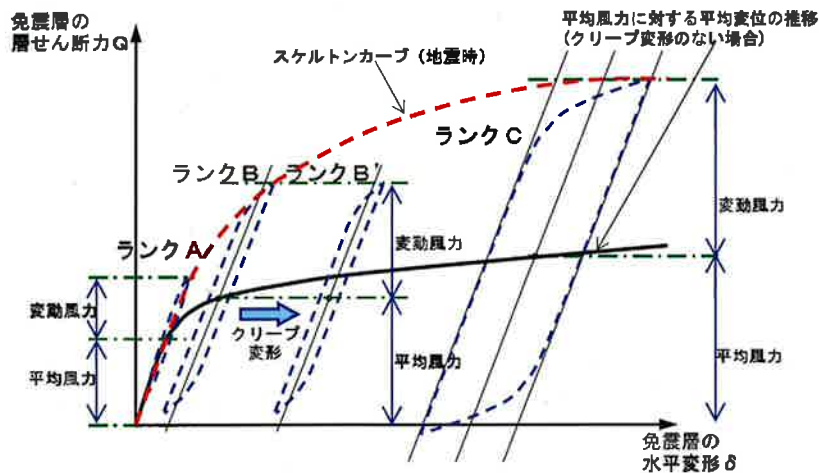
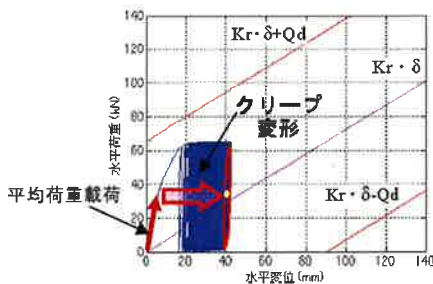


図 3.1 風荷重に対する免震層の応答の概念図と免震層のランク



鉛プラグ入り積層ゴムの長時間加振実験結果。加振時間は2時間で、鉛プラグの降伏荷重 Q_d に対して、平均荷重 $0.5Q_d$ と変動荷重 $\pm 0.5Q_d$ の周期3秒・正弦波加振。平均荷重の存在により、加振時間の経過とともに、徐々に平均変位が増大している様子が確認できる。

図 3.2 静的荷重によるクリープ変形のイメージ

4章 免震部材の設計

4.1. 評価項目

- (1) 免震部材の設計において、極めて稀な暴風時およびその事象後も免震部材がその機能を保持できることを耐風安全性評価により確認しなければならない。
- (2) 耐風安全性の評価においては、風荷重変動成分による長時間繰返し変形に対する疲労損傷、剛性低下、耐力低下および温度上昇の影響、さらに風荷重平均成分によるクリープ変形特性や長時間変形の影響、小振幅特性など風荷重時に特徴的な評価項目が適切に考慮されなければならない。
- (3) 温度上昇の影響や繰返し変形による免震部材力学特性の変化は過大であってはならない。また、その特性変化が応答値に影響する場合には、風応答値の評価においてこれを考慮する必要がある。
- (4) 鋼材の疲労など、供用期間中の地震や頻度の高い強風により損傷が累積する免震部材においてはこれを考慮して健全性の評価を行なうものとする。
- (5) 暴風の後に残留する水平変位を評価し、安全性の評価を行わなければならない。

表 4.1 免震部材耐風設計上の評価項目

免震部材		想定される安全性評価項目および留意すべき応答特性
積層ゴム支承	鉛プラグ入り積層ゴム	温度上昇の影響、クリープ性状、残留変形、微小（居住性）～小振幅特性
	錫プラグ入り積層ゴム	同上
	高減衰積層ゴム	温度上昇の影響、クリープ性状、繰返しによる剛性低下、残留変形、微小（居住性）～小振幅特性
滑り・転がり積層ゴム支承	滑り支承	温度上昇の影響（特に高摩擦）、コーティング表面損傷、摩擦材磨耗
	直動転がり支承	転がり疲労、フレッチング
弾塑性ダンパー	鋼材ダンパー	疲労破断、他外乱を含む疲労蓄積
	鉛ダンパー	温度上昇の影響、クリープ性状、疲労によるひび割れ・破断、微小（居住性）～小振幅特性
流体系ダンパー	オイルダンパー	温度上昇の影響、シールパッキングの損傷、微小（居住性）～小振幅特性
	粘性体ダンパー	温度上昇の影響、シールパッキングの損傷、微小（居住性）～小振幅特性

4.2. 耐風安全性の検証

- (1) 免震部材の耐風安全性の検証は、それぞれの部材の特性と応答レベルに応じて、免震部材実験結果やそれに基づく安全性評価法および安全限界に関する知見に基づいて行うものとする。
- (2) 免震部材の耐風安全性の評価は、それぞれの免震部材の応答状態を表す以下のランク a～c の3段階に応じて行うものとする。
 - i) ランク a：
風荷重に対して免震部材の降伏応力を超えない応答状態であり、安全性検証は簡略的に行ってよい。地震応答解析用復元力特性における降伏応力より小さな振幅レベルであっても、小振幅特性として弾塑性挙動を示す部材においては、ランク b として扱うことが望ましい。
 - ii) ランク b：
風荷重に対して降伏応力を超えるが変動成分に対して降伏応力を超えない応答状態であり、安全性検証を適切に行わなければならない。その際、免震部材に作用する風荷重変動成分について、その最大振幅値を基に適切な方法により、等価な一定振幅の正弦波繰り返し荷重に変換して、安全性の検証を行うことができる。
 - iii) ランク c：
風荷重の変動成分に対しても降伏応力を超える応答状態であり、安全性検証をより慎重・詳細に行う。免震層風応答のランクがランク C の場合、より詳細な風荷重が評価されているので、それを考慮して評価を行う。また、風による繰り返し変形により力学特性が変化する可能性がある部材については、その変化が十分小さい範囲か、免震建築物風応答評価に考慮した力学特性変化が適切かについても判定しなければならない。
なお、オイルダンパーなど流体系ダンパーにおいては併設されている主要履歴系免震部材のランクを準用するものとし、併設される履歴系ダンパーがない場合はランク b もしくは c とする。
- (3) 免震部材に作用する風荷重を等価な一定振幅の正弦波繰り返し荷重に変換する際には、その継続時間および変動荷重正弦波振幅を適切に評価しなければならない。等価継続時間については建設地の気象条件による風速の経時変化などを吟味して設定し、風荷重変動成分の等価荷重振幅については、当該免震部材の評価すべき項目に応じて、累積疲労損傷度、エネルギー吸収量、累積滑り変形量などが等価になるよう、別途評価された風荷重最大値に低減係数を乗じて設定する。
- (6) ダンパー部材の亀裂・ひび割れや免震層に大きな残留変形などが生じるなど免震部材の性能が低下する可能性が予測される場合、あるいは、風トリガーやストッパーにおいて、当該部材を初期の状態に戻す必要がある場合など、これらに対する対処方法が当該建物の維持管理計画等において明確にされていなければならない。

3. (付3) 暴風の継続時間

1. 暴風の累積的作用の評価

免震部材は弾塑性の性質を活かしたダンパー等が用いられるため、一般的な建築物で実施される部材の最大応力度による安全性照査に加えて、総エネルギー入力または累積疲労損傷度等の暴風の累積的作用を的確に評価し、安全性を検証する必要がある。このための風速の継続時間に関する情報は十分に整理されているとは言い難く、本項では幾つかの文献を参考に、継続時間の評価方法について解説する。

免震構造物に累積的に作用する風の影響としては、

- 1) 供用期間中の中弱風
- 2) 年1度程度の強風（主として居住性を評価する、再現期間1年程度）
- 3) 稀に生じる暴風（建築基準法第87条第2項、再現期間50年程度）
- 4) 極めて稀な暴風（3の1.25倍の風速、再現期間500年程度）

等が考えられる。

1) については、過去10年程度の最寄りの気象官署の観測記録をワイブル分布等で近似する手法が環境アセスメントで風環境を評価する際に良く用いられ、参考にすることができる。2) については、日本建築学会「建築物荷重指針・同解説2004」（以下、荷重指針）等に掲載されている。また、3)、4) については、建築基準法の当該部分によるほか、荷重指針等を参考にすることができる。ただし、これらのうち、供用期間中の累積作用を評価する上で必要な継続時間等に関する情報を利用できるのは、1)のみであり、2)~4)については、別途何らかの方法でその継続時間を評価しなければならない。継続時間の評価については、以下に示す手法を使用することができる。

2. 等価継続時間の評価

一つの強風イベントを対象に、その等価継続時間を評価する方法について解説する。

気象官署における観測記録等に基づく10分毎の平均風速の時間変化を有する強風イベント下での総エネルギー入力や累積疲労損傷度を考える。等価継続時間は、その強風イベントの(10分間平均)最大風速が継続した場合に、その強風イベントによる総エネルギー入力や累積疲労損傷と等価になるような継続時間 T_{eq} として次式により求める¹⁾。

$$T_{eq} = E_{total} / e_{U_{max10}} \quad (1)$$

ここで、 E_{total} は強風1イベントの総エネルギー入力（または、累積疲労損傷）、 $e_{U_{max10}}$ は、強風1イベントの最大風速(10分間平均風速)が単位時間作用した時のエネルギー入力（または、累積疲労損傷）を表す。

E_{total} や $e_{U_{max10}}$ を求めるには様々な方法が考えられ、特に限定する必要は無い。ここでは、便宜的に構造物の代表高さにおける設計風速と応答の関係が近似的にべき関数で表わされる場合が多いことを利用して、以下の様に見積もる。

荷重効果として、累積的な影響を考慮すべき総エネルギー入力、累積疲労損傷度を対象とする。単位時間(例えば10分間)当たりのエネルギー入力 e は、運動エネルギーに比例し、運動エネルギーは速度応答の $2(=m_E)$ 乗に比例する。また、速度応答は風速の $2\sim 3(=n_v)$ 乗に比例すると見

積もられる¹⁾。

$$E = C_1 U^{m_E n_v} \quad (2)$$

ここで、 $m_E = 2$, $n_v = 2 \sim 3$ 程度の値をとる。

一方、単位時間当たりの疲労損傷度 D は、SN 曲線の両対数表現の勾配(= m_s)と風速のべき(= n_d)乗に比例する応答変位の変動成分から、風速の $m_s n_d$ 乗に比例すると見積もられる²⁾。

$$D = C_2 U^{m_s n_d} \quad (3)$$

ここで、 $m_s = 3$ 程度の疲労曲線で決まる値、 $n_d = 2 \sim 3$ 程度の値をとる。

以下では、幾つかの気象官署における強風イベントに対する等価継続時間の評価例を示す。これらの計算例から、最大風速の増加と共に等価継続時間は短くなる傾向にある。その値は概ね 2~3 時間程度である。ただし、神戸海洋気象台に見られるような例外的地点もあり、注意が必要である。

表 1 東京管区気象台観測記録による等価継続時間の値

年月日	最大風速 (m/s)	等価継続時間(分)		強風イベント
		$mn=4.4$	$mn=9.0$	
2001年09月11日	17.7	51	18	台風0115号
2004年12月05日	17.5	57	20	
1997年05月08日	15.4	117	31	
2007年09月06日	14.9	302	97	台風0709号
2008年02月24日	14.2	207	71	

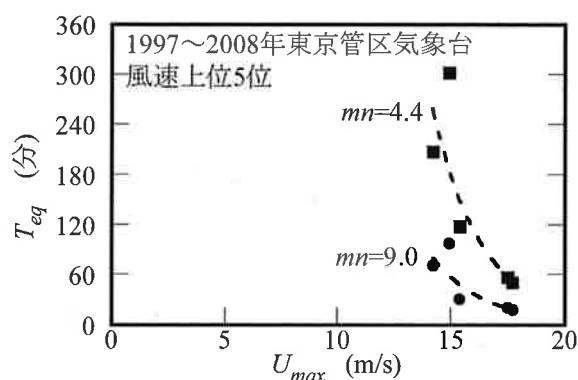


図 1 東京管区気象台における最大風速 U_{max} と等価継続時間 T_{eq} との関係

表 2 神戸海洋気象台観測記録による等価継続時間の値

年月日	最大風速 (m/s)	等価継続時間(分)		強風イベント
		$mn=4.4$	$mn=9.0$	
2009年10月08日	25.1	211	122	台風0918号
2004年10月20日	17.7	239	116	台風0423号
2001年08月21日	17.6	298	111	台風0111号

2003年01月28日	15.8	90	31	
2002年08月19日	15.5	263	120	
2006年11月07日	15.1	134	50	

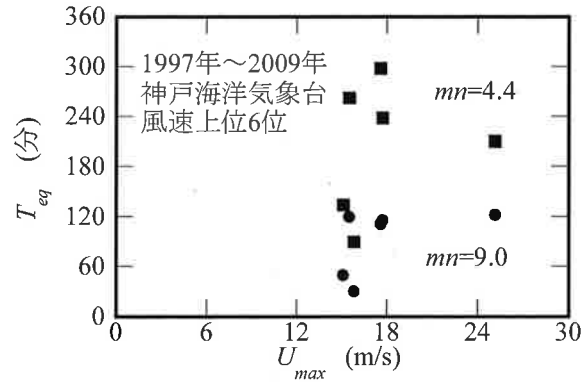


図2 神戸海洋気象台における最大風速 U_{max} と等価継続時間 T_{eq} との関係

表3 鹿児島地方気象台観測記録による等価継続時間の値

年月日	最大風速 (m/s)	等価継続時間(分)		強風イベント
		$mn=4.4$	$mn=9.0$	
2004年09月29日	31.5	89	46	台風0421号
1999年09月24日	30.8	109	53	台風9918号
2005年09月05日	28.2	135	50	台風0514号
2006年09月17日	24.4	157	73	台風0613号
2002年08月31日	18.4	510	296	台風0215号

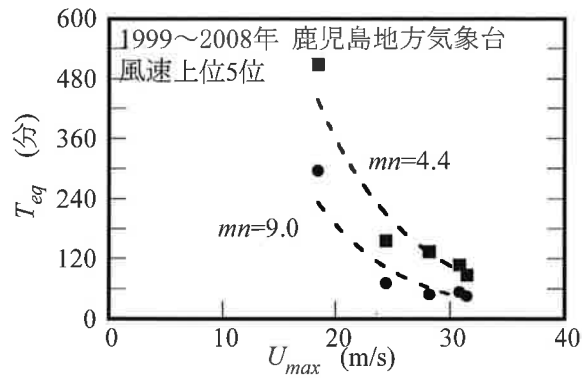


図3 鹿児島地方気象台における最大風速 U_{max} と等価継続時間 T_{eq} との関係

3. 仮想台風による設計用風速時刻歴の生成

台風による暴風時の風速時刻歴を生成する手法について解説する。

風速の時間変化を検討するには、台風シミュレーションのみによる方法も考えられるが、複雑な地形の影響などがある場合には、再現性の高いシミュレーションは困難である。以下では、

実観測記録をベースに台風モデルに基づくスケーリングを適用した再現性の高い台風時の風速を合成する手法を解説する。この手法は、照査対象地点における過去の台風時の風速観測記録から要素記録を選択し、その台風の気圧場パラメータが変化した場合の仮想的な台風時の風速を求める方法である。

設計対象地点最寄の気象官署等の顕著な台風の観測記録を要素記録とする。さらに、その台風の経路情報および気象台における地上気圧観測記録から、気圧場のパラメータ（中心気圧低下量、最大旋衡風速半径、移動速度等）を同定する。

想定する台風（以下、仮想台風）は要素記録の台風（以下、要素台風）と同一の経路をたどるものとする。また、仮想台風の中心気圧、最大旋衡風速半径、移動速度等は、要素台風と異なる値をとることができるものとする。さらに、要素台風の風速を U_{e-obs} 、仮想台風の風速を U_{syn} とし、これらの風速は同心円状の気圧場に伴って発生する風速場（要素台風 U_{e-tp} 、仮想台風 U_{typ} ）が、大規模地形や地物の影響 E_{env} を線形的に受けた結果であると仮定する。すなわち、

$$U_{e-obs} = U_{e-tp} \cdot E_{env} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$U_{syn} = U_{typ} \cdot E_{env} \quad \dots \dots \dots (5)$$

が成り立つものとする。

さらに、(4)式の同心円状気圧場の傾度風は台風パラメータから台風モデルを用いて求められ、(4)式、(5)式に現れる大規模地形、地物等の影響(E_{env})は両式で同一と仮定する。(5)式は、次の様書き直される。

$$U_{syn} = U_{typ} / U_{e-tp} \cdot U_{e-obs} \quad \dots \dots \dots (6)$$

一方、風速の時間変化はいわゆる spectral gap より長い周期の変動は気圧場の移動で支配されると仮定し、気圧場の位置、移動速度を代表長さ L 、代表速度 U にとって、要素記録の時間スケールから次式で与えられる無次元時間 τ を介して仮想台風の時間スケールに変換する。

$$\tau = T / (L / U) \quad \dots \dots \dots (7)$$

台風モデルとしては、気圧場には Schloemer⁵⁾のモデル、風速場のモデルには Meng ら⁶⁾のモデル等を用いることができる。

以下に計算例を挙げる。

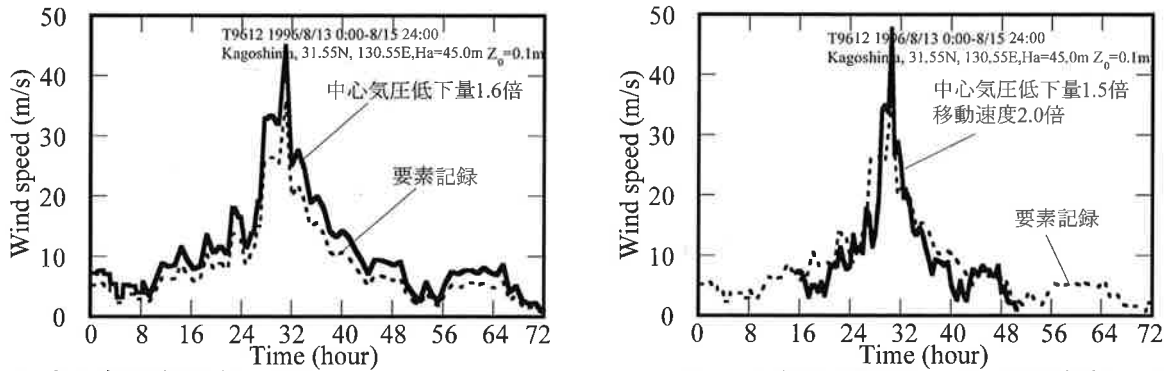
鹿児島地方気象台における過去の日最大風速順位2位の風速を生じさせた台風9612号を要素台風とする。同気象官署周辺は粗度区分 III と判断され、測器高さ地上45mに設計風速(標準状態、粗度区分 II, 地上10m)を変換した値45.1m/sを目標値とする。trial and errorの結果、次の2通りを設定することが出来た。

- a) 中心気圧低下量 D_p を 1.6 倍
- b) 中心気圧低下量 D_p を 1.5 倍、移動速度 C を 2.0 倍

a), b)の仮想台風時の風速時刻歴を要素記録と共に図4に示す。ただし、最大風速発生時が一致するように図示している。解析に際して、台風パラメータは、1時間毎の同定値を線形的に内挿し、外挿する際は最も近い時刻の値を用いた。

a)では、最大風速発生時の中心気圧低下量 D_p は 85.0hPa であり、これは台風の中心気圧 $P_C=928.hPa (= 1013 - 85)$ に相当する。b)では、最大風速発生時の中心気圧低下量 D_p は 79.8hPa

で(中心気圧 933.2hPa に相当), 相当する移動速度 C は 18.4m/s となった。



a) 中心気圧低下量1.6倍 b) 中心気圧低下量1.5倍, 移動速度2.0倍
 図4 鹿児島気象台における要素記録(9612号)と仮想台風による風速時刻歴

4. シミュレートされた仮想台風による風速時刻歴の等価継続時間の評価例

計算例として, 羽田アメダス(AMeDAS)における仮想台風風速および観測記録に対する等価継続時間を以下に示す。

東京都内における台風による強風の観測記録として, 2004年台風22号の羽田アメダス観測地点における10分間平均風速時刻歴を用いる。同観測記録は, 同観測地点における歴代1位の最大風速をもたらしている。

次に, 設計での想定として, 建築基準法設計風速 $V_0=34\text{m/s}$, 極稀に発生する暴風 $42.5\text{m/s}(=1.25 \times V_0)$ の条件を設定する。パラメータチューニングの結果, 中心気圧低下量 D_p 倍率=1.83, 移動速度 C 倍率=0.5, 最大旋衡風速半径 R_M 倍率=1.0倍とした。この設定に当たっては, 参考文献7に示されるパラメータの感度解析結果を参照した。生成された風向・風速時刻歴を図5に示す。

羽田アメダスにおける台風時の観測記録, また図5の仮想台風による風速波形に対して, (1)式から求めた等価継続時間を表4に示す。同じ強風イベントの風速時刻歴でも, 累積荷重効果を与える風速のべき指数 mn が大きいほど, 等価継続時間が短く評価される。 mn は構造物が風に対して敏感な場合に大きな値をとることが予想されるため, 一般的な構造物の mn の値に対して等価継続時間を評価しておけば, より風に敏感な建物には安全な設定になることが期待される。

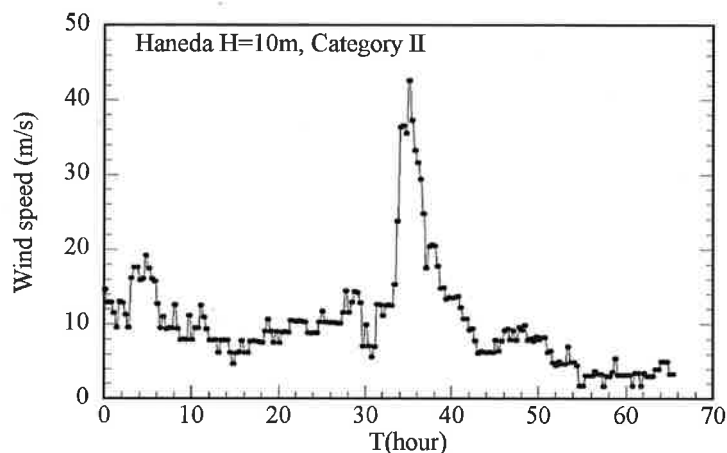


図5 気圧場パラメータの調整により生成された仮想台風時の風速時刻歴
 地点：羽田アメダス，要素記録：台風 0422, MA-ON

表4 強風イベントの等価継続時間

強風イベント	等価継続時間 (min.)		
	(累積荷重効果を与える風速のべき指数 mn)		
	($mn=6$)	($mn=8$)	($mn=10$)
仮想台風による風速(図5)	64.	49.	40.
羽田アメダス T0422 最大風速：29m/s(図5の要素記録)	33.	25.	21.
羽田アメダス T0709 最大風速：27m/s	146.	83.	54.

5. 注意事項

- ① 最終的な安全性を検討する場合は，強風のみならず，他の荷重効果による累積的影響を評価する必要がある。
- ② 継続時間の評価に当たっては，単一の強風イベントについて考慮することはもとより，引き続き同じ免震部材を使用し続ける場合は，供用期間における累積的な影響も考慮する必要がある。その際には，後述する付4または参考文献2), 8)が参考となる。
- ③ 風速と応答の関係が単純なべき関数で表わされない場合は，別途検討する必要がある。後流渦による共振効果が顕著な場合，免震部材の特性が大きく変化する場合等がこれに相当する。ただし，疲労損傷度は強風時の影響が非常に支配的であるので，設計風速で考慮する風速範囲で仮定を満たしていることを確認すればよい。
- ④ 上記の評価手順の一部を，最新の研究による，さらに高い予測精度の台風モデルや応答予測モデルで置き換えることは可能である。

参考文献

- 1) 松井：強風イベントの等価継続時間，吉江，風速と速度応答の関係，耐風設計部会資料，日本免震構造協会，2010
- 2) 松井，田村，風応答による構造部材の累積疲労損傷特性，日本建築学会大会，B-1，pp.277-278，2008
- 3) 松井，大熊，田村，経験的風況特性を用いた仮想台風による風速時刻歴の生成方法，日本建築学会大会，B-1，pp.115-116，2009
- 4) 鈴木，竹中，近藤，飯場，大熊，松井，高層免震建築物の風応答時刻歴解析による検討(その3)，日本建築学会大会，2011(投稿中)
- 5) Schloemer, R. W. (1954) Analysis and synthesis of hurricane wind patterns over Lake Okechobee, Florida. Hydromet. Report No. 31
- 6) Meng, Y., Matsui, M. and Hibi, K. (1997) A numerical study of the wind field in a typhoon boundary layer, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 67&68, 437-448

- 7) Matsui, M., Ohkuma, T. and Tamura, Y. (2010), Evaluation of time history of design wind speeds using typhoon model and empirical wind characteristics, 34th IABSE Symposium on large structures and infrastructures for environmentally constrained and urbanized areas, Venice Italy.
- 8) 安井, 大熊, 吉江, 鶴見, 供用期間における暴風の累積作用時間の簡易評価方法 その 1. ~2., 日本建築学会関東支部研究発表会, 2012

4. (付4) 暴風の累積作用時間の簡易評価方法

1. はじめに

暴風の累積的な作用効果を評価する際にその対象となる暴風としては、付3において取り上げた1つの強風イベントの他に、ある期間における全暴風が考えられる。ここでは、照査の対象期間という意味で照査期間と呼ぶこととする。また、後述するように、ここで対象とする暴風は台風だけでなく台風以外を要因とする暴風も含み、その再現期間は1年～500年と広範囲の強さをもつ風を含んでいる。その意味では暴風と呼ぶ程には高い風速ではないものも含まれるが、ここでは、これら全てを含めて暴風と呼ぶこととする。

ここでは、文献1),2),3)の考え方を参考に提案されている暴風の累積作用時間を簡易に評価する方法⁴⁾を示す。ただし、ここで評価される風速は年最大級の風速のみであり、日常的な風の作用時間は含まれない。照査期間が長い場合や免震部材の疲労特性によっては、日常的な風速を含めた累積作用時間の評価が必要となる場合も考えられるので、留意が必要である。

2. 簡易評価方法の概要

照査期間における暴風の累積作用時間の簡易評価方法は、以下の2つの簡易評価方法によりなっている。なお、この簡易評価方法は、伊豆諸島、薩南諸島、大東諸島、先島諸島および小笠原諸島を除く日本全国について適用できる。

- ① 照査期間における暴風の最大風速の簡易評価方法
- ② 暴風の風速の時間変化の簡易評価方法

2.1 照査期間における暴風の最大風速の簡易評価方法

照査期間における暴風の最大風速の簡易評価方法は、「建築物荷重指針・同解説(2004) 日本建築学会」(以降、荷重指針と呼ぶ)を用いるものである。手順は以下の通りである。

- ① 照査期間 N 年における i 番目に大きな暴風の再現期間 r 年の評価には、修正 Jansen & Frank 法および Hazen プロットに基づく経験的再現期間を用いる。ただし、 m は年平均暴風数である。

$$r_i = N / (i - 0.5) \quad (i = 1, \dots, mN) \quad (\text{付 4-1})$$

- ② 再現期間 r 年の最大風速 U_r は荷重指針の基本風速 U_0 、再現期間 500 年の風速 U_{500} および再現期間換算係数 k_{rw} より算定する。

$$U_r = U_0 k_{rw} \quad (\text{付 4-2})$$

$$k_{rw} = 0.63(\lambda_U - 1) \ln r - 2.9\lambda_U + 3.9 \quad (\text{付 4-3})$$

$$\lambda_U = U_{500} / U_0 \quad (\text{付 4-4})$$

これらの式で表わされる上位 N 個の再現期間は $2N$ 年から約 1 年に相当し、年平均の暴風数 m が 1 以上であれば、これらの式で表わされる再現期間は年平均の暴風数 m に依存しない。したがって、照査期間 N 年における i 番目に大きな最大風速 U_{r_i} の経験的再現期間 r_i が式(付 4-1)によって得られるので、その結果を荷重指針による(付 4-2)～(付 4-4)に代入すれば、順次最大風速が得られることになる。

前述したように、照査期間 N 年における 1 番目に大きな最大風速の経験的再現期間は $2N$ 年に相当する。ことから、照査期間が 250 年未満の場合には「極めて稀に発生する暴風」は含ま

れないことになり、「極めて稀に発生する暴風」に対する安全性の検証と累積疲労損傷度に対する安全性の検証に不整合が生じる。しかしながら、設計の観点からみた場合には、照査期間が250年未満であっても、照査期間に発生する全暴風に加えて、少なくとも1つの「極めて稀に発生する暴風」による累積疲労損傷度に対する安全性が担保されなければならない。そこで、ここで評価する累積作用時間は、照査期間が250年未満の場合でも、照査期間 N 年に発生する全暴風に加えて1つの「極めて稀に発生する暴風」を加えた累積作用時間とする。

2.2 風速の時間変化の簡易評価方法

暴風の風速の時間変化の簡易評価方法は、台風シミュレーション結果から再現期間1年～500年の風速の時間変化を抽出し、台風の最大風速に対する風速比－時間の関係をモデル化したものであり、以下のような手順による。

- ① 対象地点の緯度 $\theta_N(^{\circ})$ をパラメータとし、時間変化を表わす係数を式(付4-5)より算定する。

$$C_1 = \min(-0.532 + 0.0192\theta_N, 0.217) \quad (\text{付 4-5})$$

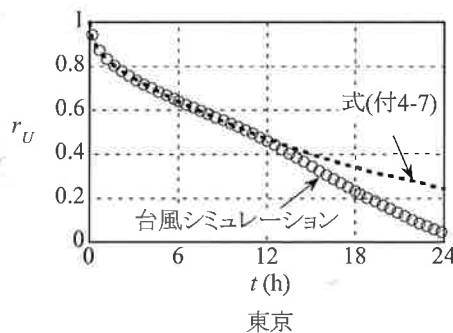
$$C_2 = \min(-0.444 + 0.0210\theta_N, 0.375) \quad (\text{付 4-6})$$

- ② 係数 C_1 および C_2 の場合には式(付4-7)で風速比 $r_U(t)$ －時間 t (h)の関係を評価する。

$$r_U(t) = (1 + C_1 t) / \text{Exp}(C_2 t^{0.70}) \quad (\text{付 4-7})$$

- ③ 先に算定した各暴風の最大風速に式(付4-9)あるいは式(付4-10)を乗じて、10分毎の風速を算定する。

東京における式(付4-9)と台風シミュレーション結果を比較して付図4-1に示す。



付図 4-1 簡易評価法と台風シミュレーション結果による風速の時間変化の比較事例

3. 算定例

以下の条件について、簡易評価方法による照査期間の累積作用時間の算定例を示す。

建設地点	: 東京 (緯度: 35.6°)		
地表面粗度区分	: IIIの平坦地	$Z_G = 450 \text{ m}$	$\alpha = 0.2$
基本風速 U_0	: 38m/s	$U_{500} = 43 \text{ m/s}$	
照査期間 N	: 100年		
建物高さ	: 80m		

3.1 照査期間の暴風の最大風速の算定例

ここで評価する暴風は、照査期間 N 年中における上位 N 個の暴風と 1 つの再現期間 500 年の暴風とする。

照査期間 N 年中の建物頂部における i 番目に大きな暴風の最大風速は、前述の式(付 4-1)～式(付 4-4)と、荷重指針における風速の鉛直分布係数 E の基準高さ H における値 E_H を考慮することで順次算定できる。

例えば、1 番目に大きな最大風速は、以下のように算定される。

$$\begin{aligned} r_1 &= N/(i-0.5) \\ &= 100/(1-0.5) \\ &= 200 \text{ 年} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_U &= 43/38 \\ &= 1.132 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_H &= 1.7 \times (H/Z_G)^\alpha \\ &= 1.7 \times (80/450)^{0.20} \\ &= 1.203 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{ri} &= U_0 k_{rw} \\ &= 38 \times 1.058 \\ &= 40.2 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{rw} &= 0.63(\lambda_U - 1) \ln r_i - 2.9\lambda_U + 3.9 \\ &= 0.63 \times (1.132 - 1) \times \ln(200) - 2.9 \times 1.132 + 3.9 \\ &= 1.058 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{Hi} &= U_{ri} E_H \\ &= 40.2 \times 1.203 \\ &= 48.4 \text{ m/s} \end{aligned}$$

照査期間の暴風の最大風速の算定結果を付表 4-1 に示す。

付表 4-1 照査期間における暴風の最大風速

i	r_i (年)	k_{rw}	U_{ri} (m/s)	U_{Hi} (m/s)
U_{500}	500.0	1.132	43.0	51.7
1	200.0	1.058	40.2	48.4
2	66.7	0.967	36.7	44.2
3	40.0	0.924	35.1	42.3
4	28.6	0.896	34.1	41.0
5	22.2	0.875	33.3	40.0
6	18.2	0.859	32.6	39.3
7	15.4	0.845	32.1	38.6
8	13.3	0.833	31.7	38.1
9	11.8	0.823	31.3	37.6
10	10.5	0.814	30.9	37.2
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
97	1.0	0.621	23.6	28.4
98	1.0	0.621	23.6	28.4
99	1.0	0.620	23.5	28.3
100	1.0	0.619	23.5	28.3

3.2 暴風の風速の時間変化の算定例

暴風の時間変化を表わす式として(付 4-9)を用いる。検討地点の緯度より暴風の最大風速に対する風速比は以下のように表わされる。

$$C_1 = \min(-0.532 + 0.0192\theta_N, 0.217)$$

$$= \min(-0.532 + 0.0192 \times 35.6, 0.217)$$

$$= 0.152$$

$$C_2 = \min(-0.444 + 0.0210\theta_N, 0.375)$$

$$= \min(-0.444 + 0.0210 \times 35.6, 0.375)$$

$$= 0.304$$

$$r_U(t) = (1 + C_1 t) / \text{Exp}(C_2 t^{0.70})$$

$$= (1 + 0.152t) / \text{Exp}(0.304t^{0.70})$$

$$U_H(t) = U_{Hi} r_U(t)$$

前節付表 4-1 に対応して風速の時間変化を算定した結果を付表 4-2 に示す。

付表 4-2 照査期間の暴風の時間変化

i	U _{Hi} (m/s)	t (h)								
		0	0.167	0.333	0.500	0.667	...	23.500	23.667	23.833
		U _H (t)								
U ₅₀₀	51.7	51.7	48.7	47.2	46.2	45.3	...	14.8	14.7	14.6
1	48.4	48.4	45.5	44.1	43.2	42.4	...	13.9	13.7	13.6
2	44.2	44.2	41.6	40.3	39.4	38.7	...	12.7	12.6	12.5
3	42.3	42.3	39.7	38.6	37.7	37.0	...	12.1	12.0	11.9
4	41.0	41.0	38.5	37.4	36.6	35.9	...	11.7	11.7	11.6
5	40.0	40.0	37.6	36.5	35.7	35.1	...	11.5	11.4	11.3
6	39.3	39.3	36.9	35.8	35.0	34.4	...	11.3	11.2	11.1
7	38.6	38.6	36.3	35.3	34.5	33.9	...	11.1	11.0	10.9
8	38.1	38.1	35.8	34.8	34.0	33.4	...	10.9	10.8	10.7
9	37.6	37.6	35.4	34.3	33.6	33.0	...	10.8	10.7	10.6
10	37.2	37.2	35.0	34.0	33.2	32.6	...	10.7	10.6	10.5
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	...	⋮	⋮	⋮
97	28.4	28.4	26.7	25.9	25.4	24.9	...	8.1	8.1	8.0
98	28.4	28.4	26.7	25.9	25.3	24.9	...	8.1	8.1	8.0
99	28.3	28.3	26.6	25.9	25.3	24.8	...	8.1	8.1	8.0
100	28.3	28.3	26.6	25.8	25.3	24.8	...	8.1	8.0	8.0

3.3 暴風の累積作用時間および等価累積継続時間の算定例

風速のビンを 1m/s として、暴風の累積作用時間および等価累積継続時間を算定する。なお、ここでは、照査期間における累積疲労損傷度と等価となる「極めて稀に発生する暴風」の等価な継続時間を等価累積継続時間と呼ぶこととする。また、風速の中央値が U_{Hk} で累積作用時間 T_k である場合の等価累積継続時間 $T_{eq,k}$ は、「極めて稀に発生する暴風」の建物頂部における風速を $U_{H,r=500}$ 、 $mn=9$ とすると、以下のように算定できる。

$$T_{eq,k} = T_k \left(U_{Hk} / U_{H,r=500} \right)^{mn}$$

前節付表 4-2 に対応して算定した暴風の累積作用時間および付 3 に示した等価累積継続時

間の算定結果を付表 4-3 に示す。なお、同表では、「極めて稀に発生する暴風」とそれ以外の暴風に分けてそれぞれ算定した結果を示している。

同表の最下段の合計に示すように、疲労損傷度の観点からみると「極めて稀に発生する暴風」は、再現期間 500 年の風速が約 1 時間連続して吹いた場合と等価となり、「極めて稀に発生する暴風」を除く照査期間 100 年の全暴風は「極めて稀に発生する暴風」の約 3 個分に相当することになる。

付表 4-3 暴風の累積作用時間と疲労損傷に関する等価累積継続時間

U_{ik} (m/s)	極めて稀に発生する 暴風		極めて稀に発生する 暴風以外の暴風		合計	
	累積作用 時間(min)	等価累積継続 時間(min)	累積作用 時間(min)	等価累積継続 時間(min)	累積作用 時間(min)	等価累積継続 時間(min)
52	10	10.0	0	0.0	10	10.0
51	0	0.0	0	0.0	0	0.0
50	0	0.0	0	0.0	0	0.0
49	10	5.9	0	0.0	10	5.9
48	0	0.0	10	4.9	10	4.9
47	10	4.0	0	0.0	10	4.0
46	10	3.3	0	0.0	10	3.3
45	20	5.4	10	2.7	30	8.2
44	10	2.2	20	4.4	30	6.7
43	20	3.6	10	1.8	30	5.4
42	30	4.4	40	5.9	70	10.2
41	20	2.4	30	3.5	50	5.9
40	30	2.8	50	4.7	80	7.5
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
2	0	0.0	0	0.0	0	0.0
1	0	0.0	0	0.0	0	0.0
合計		56.3		146.7		203.0

参考文献

- 1) 大熊武司, 中込忠男, 丸川比佐夫: 強風による鋼構造骨組の累積疲労損傷 その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 75-78, 1988
- 2) 成原弘之, 泉満, 浅見豊: 風荷重に対する高層鋼構造骨組の疲労設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 465 号, 129-137, 1994.11
- 3) 安井八紀, 大熊武司, 廣川雅一, 吉江慶祐, 丸川比佐夫: 高層建築物の疲労損傷評価に与える強風特性のモデル化の影響に関する研究, その 1 強風特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 185-186, 2001.9
- 4) 安井八紀, 大熊武司, 吉江慶祐, 鶴見俊雄: 供用期間における暴風の累積作用時間の簡易評価方法 その 1, その 2, 日本建築学会関東支部研究報告集 I, 421-428, 2012.3

5. (付5) 免震層の簡易風応答評価方法

1. はじめに

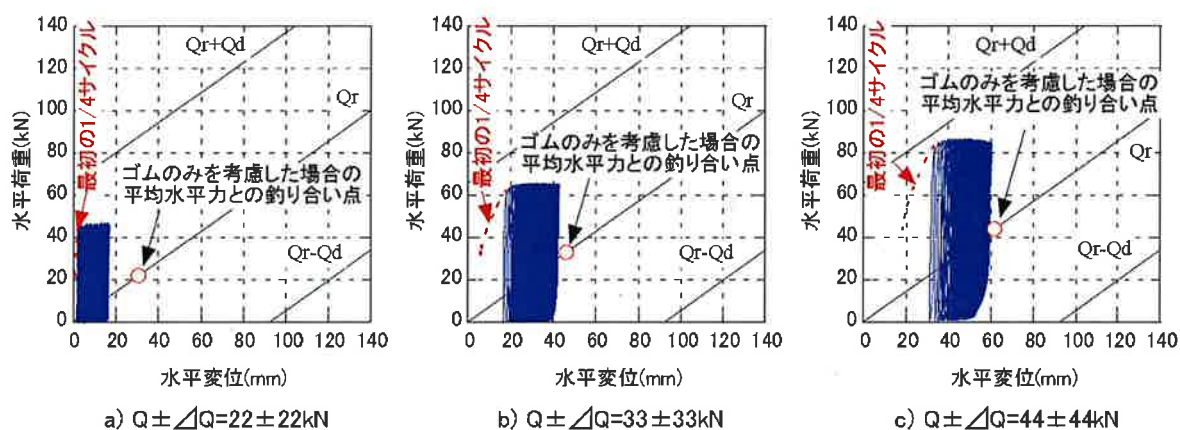
風外力には平均風力が存在し、継続時間が長いといった地震力とは異なった特性がある。これらの風外力の特性によって、免震部材に無視し得ない大きさでクリープ変形が生じる場合があることが近年の研究によって明らかになってきている¹⁾。

ここで示す簡易風応答評価方法は、このクリープ変形を考慮した免震建物の簡易な風応答の評価方法である。

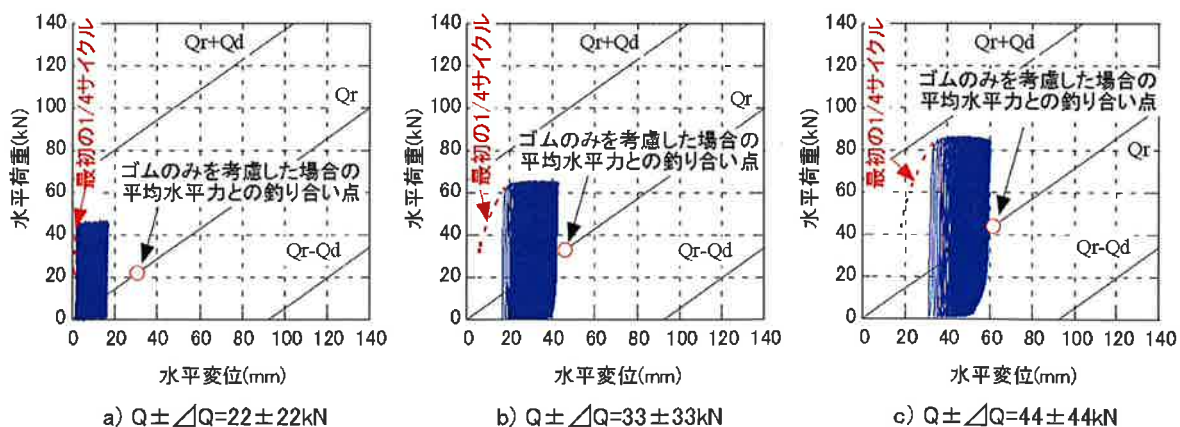
2. クリープ性を有する免震部材のクリープ特性^{2),3)}

クリープ性を有する免震部材のクリープ特性の実験事例を示す。

試験体は直径 ϕ 500mmの鉛プラグ入り積層ゴムで、その降伏荷重相当のせん断力 Q_d は66kNである。実験は、面圧 $\sigma=12$ MPa一定とし、一定水平荷重($Q=22,33,44$ kN)を載荷した後、正弦波水平荷重($\Delta Q=22,33,44$ kN、周期3秒)を連続2時間に渡って加振したものである。実験より得られた水平変位—せん断力の関係を



付図 5-2 に示す。なお、同図に示す履歴線の破線部分は一定荷重からの最初の 1/4 サイクル分に相当する。また、同図にはゴムのみを考慮した場合の水平変位—せん断力 Q_r 関係も併せて示している。



付図 5-2 鉛プラグ入り積層ゴムの一定水平力+正弦波荷重に対する復元力特性

同図に示すように、水平変位は時間の経過と共にクリープ変形によって増加している。載荷荷重が降伏荷重相当値の 50% を超える場合の平均水平力に対する水平変形は、ゴム剛性のみを考慮した場合の釣り合い点と概ね一致している。

3. 簡易風応答評価方法

免震システムは、以下の 4 種類の免震部材の全てもしくは積層ゴムを含むそれら一部の組合せで構成されると仮定する。

- ・ 積層ゴム
- ・ クリープ性を有しない弾塑性ダンパー(鋼棒ダンパー、摩擦ダンパー、滑り支承など)
- ・ クリープ性を顕著に有する弾塑性ダンパー(鉛ダンパーや鉛プラグ入り積層ゴムの鉛プラグ、錫プラグ入り積層ゴムの錫プラグなど)
- ・ 流体系ダンパー(オイルダンパーなど)

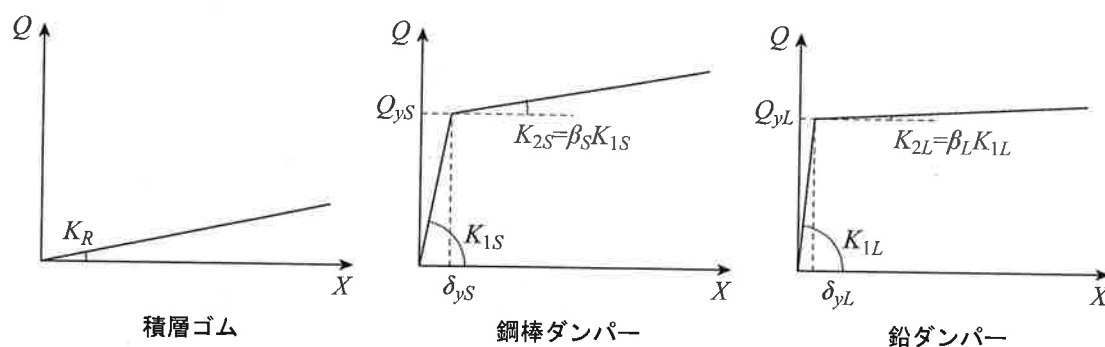
ここにいう「クリープ性を顕著に有する」とは、そのダンパーが風荷重の平均成分に対して全く抵抗できないと仮定できることを意味し、各種の免震部材は風荷重の平均成分および変動成分に対する特性によって付表 5-4 のように分類できる。

付表 5-4 各免震部材の風荷重に対する特性

免震部材の種類	平均成分	変動成分
積層ゴム	有効	有効
クリープ性のない弾塑性ダンパー	有効	有効
クリープ性の顕著な弾塑性ダンパー	無効	有効
流体系ダンパー	無効	有効

4. 評価事例

ここでは、天然ゴム系積層ゴム、鋼棒ダンパーおよび鉛ダンパーの 3 種から構成される免震システムについて取り上げる。各部材のスケルトンカーブを付図 5-3 に示すように、積層ゴムは弾性、鋼棒ダンパーと鉛ダンパーはバイリニアであるとする。



付図 5-3 部材のスケルトンカーブ

風荷重は、平均荷重 Q_m と最大変動荷重 Q' を有し、その最大荷重 Q_{max} は $Q_{max} = Q_m + Q'$ であ

るとする。さらに、免震層最大変位は、平均荷重 Q_m による平均変位 X_m と最大変動荷重 Q' に対する最大変動変位 x' からなり、最大変位 X_{\max} は $X_{\max} = X_m + x'$ で評価できるものとする。

このような仮定により、平均荷重 Q_m と最大変動荷重 Q' に対する釣り合い式は、各部材の状態に応じて5組に分類され、それぞれ以下のように表わされる。この5組の釣り合い式をそれぞれ解くことで、最大変動変位 x' 、平均変位 X_m および最大変位 $X_{\max} = X_m + x'$ が得られる。

- (1) 鉛ダンパーも鋼棒ダンパーも降伏を経験していない状態

$$Q' = (K_R + K_{1S} + K_{1L})x' \quad (\text{付 5-1})$$

$$Q_m = (K_R + K_{1S})X_m \quad (\text{付 5-2})$$

なので、

$$x' = \frac{Q'}{K_R + K_{1S} + K_{1L}} \quad (\text{付 5-3})$$

$$X_m = \frac{Q_m}{K_R + K_{1S}} \quad (\text{付 5-4})$$

ただし、 $x' < \delta_{yL}$ 、 $X_{\max} = X_m + x' < \delta_{yS}$

- (2) 最大変動荷重によって鉛ダンパーも鋼棒ダンパーも降伏しないが、鋼棒ダンパーは降伏の経験がある状態

$$Q' = (K_R + K_{1S} + K_{1L})x' \quad (\text{付 5-5})$$

$$Q_m + Q' = K_R(X_m + x') + Q_{yS} + K_{2S}(X_m + x' - \delta_{yS}) + K_{1L}x' \quad (\text{付 5-6})$$

なので、

$$x' = \frac{Q'}{K_R + K_{1S} + K_{1L}} \quad (\text{付 5-7})$$

$$X_m = \frac{Q_{\max} - Q_{yS} + K_{2S}\delta_{yS} - (K_R + K_{2S} + K_{1L})x'}{K_R + K_{2S}} \quad (\text{付 5-8})$$

ただし、 $x' < \delta_{yL}$ 、 $X_{\max} = X_m + x' \geq \delta_{yS}$

- (3) 最大変動荷重によって鉛ダンパーのみ降伏し、鋼棒ダンパーは降伏の経験がない状態

$$Q' = (K_R + K_{1S})x' + Q_{yL} + K_{2L}(x' - \delta_{yL}) \quad (\text{付 5-9})$$

$$Q_m + Q' = (K_R + K_{1S})(X_m + x') + Q_{yL} + K_{2L}(x' - \delta_{yL}) \quad (\text{付 5-10})$$

なので、

$$x' = \frac{Q' - Q_{yL} + K_{2L}\delta_{yL}}{K_R + K_{1S} + K_{2L}} \quad (\text{付 5-11})$$

$$X_m = \frac{Q_{\max} - Q_{yL} + K_{2L}\delta_{yL} - (K_R + K_{1S} + K_{2L})x'}{K_R + K_{1S}} \quad (\text{付 5-12})$$

ただし、 $x' \geq \delta_{yL}$ 、 $X_{\max} = X_m + x' < \delta_{yS}$

(4) 最大変動荷重によって鉛ダンパーのみ降伏し、鋼棒ダンパーは降伏の経験がある状態

$$Q' = (K_R + K_{1S})x' + Q_{yL} + K_{2L}(x' - \delta_{yL}) \quad (\text{付 5-13})$$

$$Q_m + Q' = K_R(X_m + x') + Q_{yS} + K_{2S}(X_m + x' - \delta_{yS}) + Q_{yL} + K_{2L}(x' - \delta_{yL}) \quad (\text{付 5-14})$$

なので、

$$x' = \frac{Q' - Q_{yL} + K_{2L}\delta_{yL}}{K_R + K_{1S} + K_{2L}} \quad (\text{付 5-15})$$

$$X_m = \frac{Q_{\max} - Q_{yS} - Q_{yL} + K_{2S}\delta_{yS} + K_{2L}\delta_{yL} - (K_R + K_{2S} + K_{2L})x'}{K_R + K_{2S}} \quad (\text{付 5-16})$$

ただし、 $x' \geq \delta_{yL}$, $x' < \delta_{yS}$, $X_{\max} = X_m + x' \geq \delta_{yS}$

(5) 最大変動荷重によって鉛ダンパーおよび鋼棒ダンパーが降伏する状態

$$Q' = K_R x' + Q_{yS} + K_{2S}(x' - \delta_{yS}) + Q_{yL} + K_{2L}(x' - \delta_{yL}) \quad (\text{付 5-17})$$

$$Q_m + Q' = K_R(X_m + x') + Q_{yS} + K_{2S}(X_m + x' - \delta_{yS}) + Q_{yL} + K_{2L}(x' - \delta_{yL}) \quad (\text{付 5-18})$$

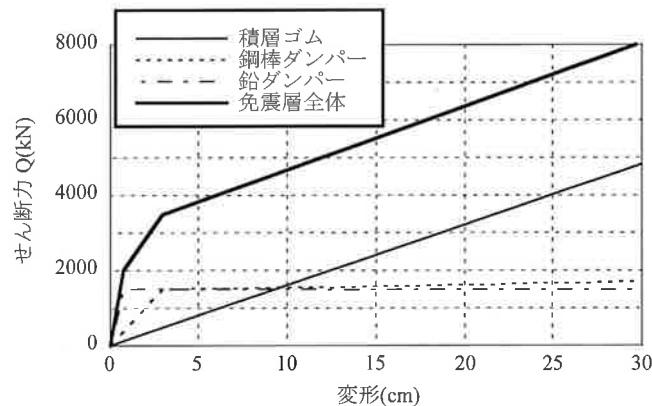
$$x' = \frac{Q' - Q_{yS} - Q_{yL} + K_{2S}\delta_{yS} + K_{2L}\delta_{yL}}{K_R + K_{2S} + K_{2L}} \quad (\text{付 5-19})$$

$$X_m = \frac{Q_{\max} - Q_{yS} - Q_{yL} + K_{2S}\delta_{yS} + K_{2L}\delta_{yL} - (K_R + K_{2S} + K_{2L})x'}{K_R + K_{2S}} \quad (\text{付 5-20})$$

ただし、 $x' \geq \delta_{yL}$, $x' \geq \delta_{yS}$

ここでは、以下の様な免震層の降伏せん断力係数が 0.03 で、鋼棒ダンパーと鉛ダンパーの降伏せん断力の比が 1:1 である免震建物についての計算例を示す。なお、この計算例は最大風荷重が与えられた時にクリープを含めた最大変形を算定するもので、最大風荷重が免震層の降伏せん断力の 3 倍までの計算例を示す。なお、ガスト影響係数 G_D は荷重の大きさに関わらず一定とし、その値を 2 とする。付図 5-3 に免震層のスケルトンカーブを示す。

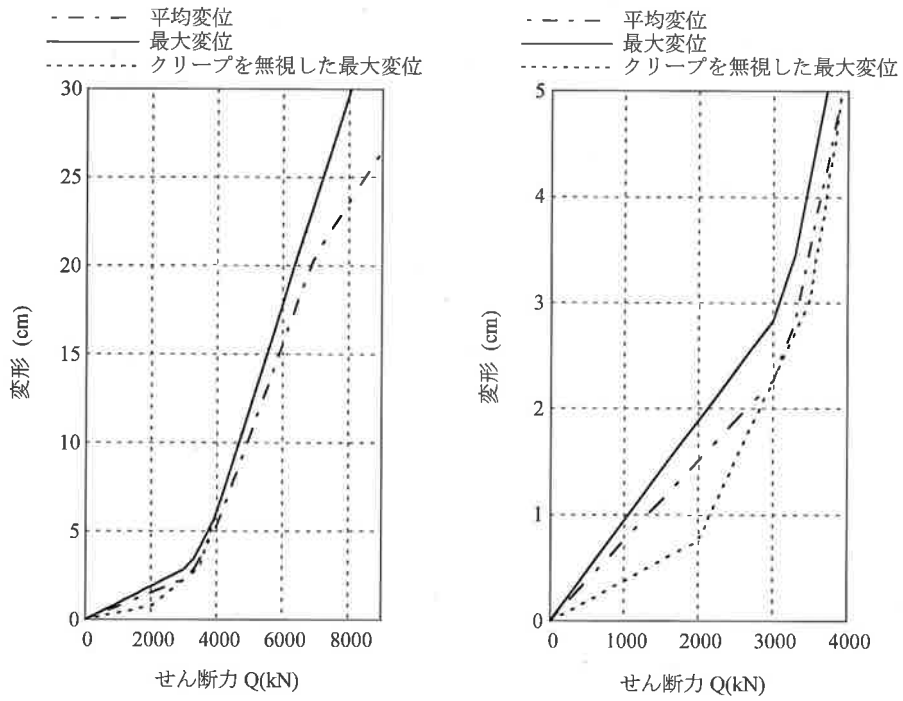
	上部構造の重量	W	100,000 kN
	免震周期	T	5.0 sec
免震層全体	降伏せん断力係数	α	0.030
	降伏せん断力	Q_y	3,000 kN
	降伏せん断力係数比	α_L/α_S	1.000
積層ゴム	剛性	K_R	161 kN/cm
鋼棒ダンパー	降伏せん断力係数	α_S	0.015
	降伏変位	δ_{yS}	3.000 cm
	降伏後剛性比	β_S	0.017
	第一剛性	K_{1S}	500 kN/cm
	第二剛性	K_{2S}	8.5 kN/cm
鉛ダンパー	降伏せん断力	Q_{yS}	1500 kN
	降伏せん断力係数	α_L	0.015
	降伏変位	δ_{yL}	0.750 cm
	降伏後剛性比	β_L	0.000
	第一剛性	K_{1L}	2000 kN/cm
	第二剛性	K_{2L}	0 kN/cm
	降伏せん断力	Q_{yL}	1500 kN



付図 5-4 検討対象建物の免震層のスケルトンカーブ

付図 5-5 および付表 5-5 に最大せん断力と免震層の変形の算定結果を示す。付表 5-5 に示す太字の数値が各状態の条件を満たす算定値で、付図 5-5 はこの数値を図化したものである。同図は、荷重が与えられた時の変形を算定した結果を表示しているため、横軸に荷重を縦軸に変形をとっている。なお、同図にはクリープを無視した場合の最大変形も併せて示しており、この線は付図 5-4 の免震層全体のスケルトンカーブを縦軸と横軸を交換したものと同一のものである。また、同図の右側の図は左側の図の一部を拡大表示したものである。

この計算例では付表 5-5 に示すように、条件(3)である「最大変動荷重によって鉛ダンパーのみ降伏し、鋼棒ダンパーは降伏の経験がない状態」は出現していない。文献 2) に示すように、鋼材ダンパーと鉛ダンパーの降伏せん断力が 9:1 であるような場合に条件(3)は出現する。また、図の最大変位とクリープを無視した最大変位の差がクリープ変位である。



付図 5-5 最大せん断力に対する免震層の変形

本図は、荷重が与えられた時の変形を算定した結果を表示しているため、横軸に荷重を縦軸に変位をとっている。

付表 5-5 免震層のせん断力と変形の算定例

せん断力(kN)			免震層の変形(cm)																	
			条件(1)			条件(2)			条件(3)			条件(4)			条件(5)			結果		
Q_m	Q_{max}	Q'	x'	X_m	X_{max}	x'	X_m	X_{max}	x'	X_m	X_{max}	x'	X_m	X_{max}	x'	X_m	X_{max}	x'	X_m	X_{max}
0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.70	-8.70	-2.27	0.00	-2.27	-2.27	-15.28	-17.55	-17.55	0.00	-17.55	0.00	0.00	0.00
150	300	150	0.06	0.23	0.28	0.06	-7.65	-7.59	-2.04	0.23	-1.82	-2.04	-13.73	-15.78	-16.66	0.88	-15.78	0.06	0.23	0.28
300	600	300	0.11	0.45	0.57	0.11	-6.60	-6.49	-1.82	0.45	-1.36	-1.82	-12.19	-14.01	-15.78	1.77	-14.01	0.11	0.45	0.57
450	900	450	0.17	0.68	0.85	0.17	-5.55	-5.38	-1.59	0.68	-0.91	-1.59	-10.65	-12.24	-14.89	2.65	-12.24	0.17	0.68	0.85
600	1,200	600	0.23	0.91	1.13	0.23	-4.50	-4.28	-1.36	0.91	-0.45	-1.36	-9.11	-10.47	-14.01	3.54	-10.47	0.23	0.91	1.13
750	1,500	750	0.28	1.13	1.42	0.28	-3.46	-3.17	-1.13	1.13	0.00	-1.13	-7.56	-8.70	-13.12	4.42	-8.70	0.28	1.13	1.42
900	1,800	900	0.34	1.36	1.70	0.34	-2.41	-2.07	-0.91	1.36	0.45	-0.91	-6.02	-6.93	-12.24	5.31	-6.93	0.34	1.36	1.70
1,050	2,100	1,050	0.39	1.59	1.98	0.39	-1.36	-0.97	-0.68	1.59	0.91	-0.68	-4.48	-5.16	-11.35	6.19	-5.16	0.39	1.59	1.98
1,200	2,400	1,200	0.45	1.82	2.27	0.45	-0.31	0.14	-0.45	1.82	1.36	-0.45	-2.93	-3.39	-10.47	7.08	-3.39	0.45	1.82	2.27
1,350	2,700	1,350	0.51	2.04	2.55	0.51	0.74	1.24	-0.23	2.04	1.82	-0.23	-1.39	-1.62	-9.58	7.96	-1.62	0.51	2.04	2.55
1,500	3,000	1,500	0.56	2.27	2.83	0.56	1.78	2.35	0.00	2.27	2.27	0.00	0.15	0.15	-8.70	8.85	0.15	0.56	2.27	2.83
1,650	3,300	1,650	0.62	2.50	3.12	0.62	2.83	3.45	0.23	2.50	2.72	0.23	1.69	1.92	-7.81	9.73	1.92	0.62	2.83	3.45
1,800	3,600	1,800	0.68	2.72	3.40	0.68	3.88	4.56	0.45	2.72	3.18	0.45	3.24	3.69	-6.93	10.62	3.69	0.68	3.88	4.56
1,950	3,900	1,950	0.73	2.95	3.68	0.73	4.93	5.66	0.68	2.95	3.63	0.68	4.78	5.46	-6.04	11.50	5.46	0.73	4.93	5.66
2,100	4,200	2,100	0.79	3.18	3.97	0.79	5.98	6.77	0.91	3.18	4.08	0.91	6.32	7.23	-5.16	12.39	7.23	0.91	6.32	7.23
2,250	4,500	2,250	0.85	3.40	4.25	0.85	7.03	7.87	1.13	3.40	4.54	1.13	7.86	9.00	-4.27	13.27	9.00	1.13	7.86	9.00
2,400	4,800	2,400	0.90	3.63	4.53	0.90	8.07	8.98	1.36	3.63	4.99	1.36	9.41	10.77	-3.39	14.16	10.77	1.36	9.41	10.77
2,550	5,100	2,550	0.96	3.86	4.82	0.96	9.12	10.08	1.59	3.86	5.45	1.59	10.95	12.54	-2.50	15.04	12.54	1.59	10.95	12.54
2,700	5,400	2,700	1.01	4.08	5.10	1.01	10.17	11.19	1.82	4.08	5.90	1.82	12.49	14.31	-1.62	15.93	14.31	1.82	12.49	14.31
2,850	5,700	2,850	1.07	4.31	5.38	1.07	11.22	12.29	2.04	4.31	6.35	2.04	14.03	16.08	-0.73	16.81	16.08	2.04	14.03	16.08
3,000	6,000	3,000	1.13	4.54	5.67	1.13	12.27	13.39	2.27	4.54	6.81	2.27	15.58	17.85	0.15	17.70	17.85	2.27	15.58	17.85
3,150	6,300	3,150	1.18	4.77	5.95	1.18	13.32	14.50	2.50	4.77	7.26	2.50	17.12	19.62	1.04	18.58	19.62	2.50	17.12	19.62
3,300	6,600	3,300	1.24	4.99	6.23	1.24	14.36	15.60	2.72	4.99	7.72	2.72	18.66	21.39	1.92	19.47	21.39	2.72	18.66	21.39
3,450	6,900	3,450	1.30	5.22	6.52	1.30	15.41	16.71	2.95	5.22	8.17	2.95	20.21	23.16	2.80	20.35	23.16	2.95	20.21	23.16
3,600	7,200	3,600	1.35	5.45	6.80	1.35	16.46	17.81	3.18	5.45	8.62	3.18	21.75	24.93	3.69	21.24	24.93	3.69	21.24	24.93
3,750	7,500	3,750	1.41	5.67	7.08	1.41	17.51	18.92	3.40	5.67	9.08	3.40	23.29	26.69	4.57	22.12	26.69	4.57	22.12	26.69
3,900	7,800	3,900	1.47	5.90	7.37	1.47	18.56	20.02	3.63	5.90	9.53	3.63	24.83	28.46	5.46	23.01	28.46	5.46	23.01	28.46
4,050	8,100	4,050	1.52	6.13	7.65	1.52	19.60	21.13	3.86	6.13	9.98	3.86	26.38	30.23	6.34	23.89	30.23	6.34	23.89	30.23
4,200	8,400	4,200	1.58	6.35	7.93	1.58	20.65	22.23	4.08	6.35	10.44	4.08	27.92	32.00	7.23	24.77	32.00	7.23	24.77	32.00
4,350	8,700	4,350	1.63	6.58	8.22	1.63	21.70	23.34	4.31	6.58	10.89	4.31	29.46	33.77	8.11	25.66	33.77	8.11	25.66	33.77
4,500	9,000	4,500	1.69	6.81	8.50	1.69	22.75	24.44	4.54	6.81	11.35	4.54	31.00	35.54	9.00	26.54	35.54	9.00	26.54	35.54

* 太字の数値が各条件を満たす変形

G_D	2.0	K_R	161.0 kN/cm	$K_R+K_{1S}+K_{1L}$	2,661.0 kN/cm
$4Q_m$	150 kN	K_{1S}	500.0 kN/cm	K_R+K_{1S}	661.0 kN/cm
		Q_{yS}	1,500 kN	$K_R+K_{2S}+K_{1L}$	2,169.5 kN/cm
		δ_{yS}	3.00 cm	K_R+K_{2S}	169.5 kN/cm
		K_{2S}	8.5 kN/cm	$K_R+K_{1S}+K_{2L}$	661.0 kN/cm
		$K_{2S}\delta_{yS}$	25.5 kN	$K_R+K_{2S}+K_{2L}$	169.5 kN/cm
				K_{1L}	2,000 kN/cm
				Q_{yL}	1,500 kN
				δ_{yL}	0.75 cm
				K_{2L}	0 kN/cm
				$K_{2L}\delta_{yL}$	0 kN

参考文献

- 1) 竹中康雄, 飯塚真巨, 鈴木雅靖, 吉川和秀, 山田和彦: 鉛プラグ型積層ゴムのクリープ性を考慮した高層免震建物の風応答簡易評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, 89-94, 2002 年 11 月
- 2) 竹中康雄, 吉江慶祐, 安井八紀, 大熊武司: 免震部材クリープ性を考慮した風応答評価法について, その 1 各種免震システムの風応答簡易評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 273-274, 2010 年 9 月
- 3) 安井八紀, 河内山修, 竹中康雄, 大熊武司: 免震部材クリープ性を考慮した風応答評価法について, その 2 鉛入り積層ゴムのクリープ性と風応答評価法の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 275-276, 2010 年 9 月

6. (付6) 免震層の風応答評価例

付6. 免震層の風応答評価例

1. 検討建物概要

検討建物は、超高層集合住宅の基礎免震構造建物とし、風荷重に対して免震層がランク B 以下、となるように設計する方針とする。

具体的には、告示による極めて稀な暴風時の風荷重の平均成分と、荷重指針による再現期間 500 年の風直交方向風荷重の最大値に対して鋼棒ダンパーの降伏変形以内となるように免震部材を設計する。

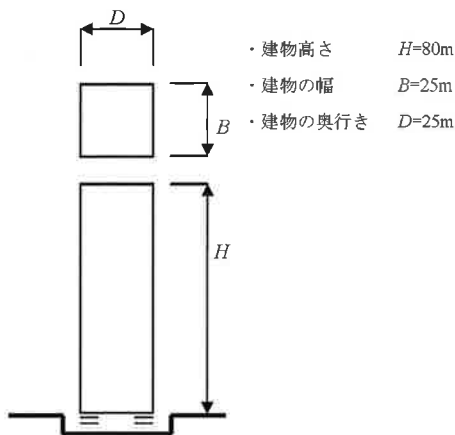
上部構造は、地震・風に対して弾性範囲内に留まるものとし、上部構造についてはここでは検討を省略する。

1) 建物諸元

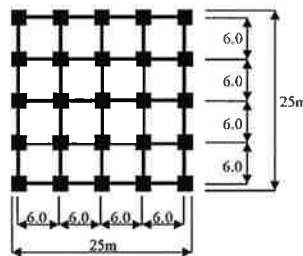
- ・建築物用途 : 住宅
- ・構造種別 : RC 造 (基礎免震構造)
- ・建設地 : 東京都 23 区内
- ・建物形状 : 付図 5.1 参照

階高：基準階 3.5m × 21 層，1 階 5m (22 階建て)，地下階なし

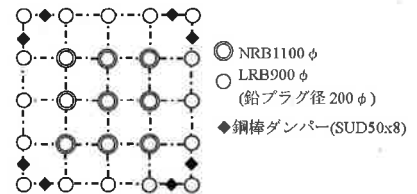
- ・上部構造の 1 次固有周期： $T_{u1}=1.6\text{sec}$ ($=0.02H$)
- ・重量：各階 16400N/m^2 ，1 階 20000N/m^2 → $\Sigma W=245000\text{kN}$
(中柱=約 14000kN ，外柱=約 8500kN ，隅柱=約 5000kN)



付図 6.1 検討対象建物概要



付図 6.2 略床梁伏図



付図 6.3 免震部材配置

2) 免震層諸元

- ・各部材の力学的特性

付表 6.1 天然ゴム系積層ゴムアイソレータ

	水平剛性 (kN/cm)	15N/mm ² 相当軸力 (kN)
NRB1100 φ	14.1	14210

付表 6.2 鉛プラグ入り積層ゴム

	切片荷重 Qd (kN)	1次剛性 (kN/cm)	2次剛性 (kN/cm)	降伏変形 δy (cm)	15N/mm ² 相 当軸力 (kN)
LRB900 ϕ 鉛プラグ径 200 ϕ	250.4	182.07	14.01	1.49	9070

付表 6.3 免震ダンパー

	降伏荷重 Qy (kN)	1次剛性 (kN/cm)	2次剛性 (kN/cm)	降伏変形 δy (cm)
鋼棒ダンパー (SUD50 \times 8)	464	166	2.88	2.80

・免震層の復元力特性

a)積層ゴム部分の弾性剛性 $K_1=351.1$ kN/cm

b)鋼棒ダンパー

1次剛性 $K_{SD1}=1328$ kN/cm

2次剛性 $K_{SD1}=23.0$ kN/cm

降伏荷重 $Q_{ySD}=3712$ kN

c)LRB 鉛プラグ

1次剛性 $K_{LD1}=2689$ kN/cm

2次剛性 $K_{LD1}=0$ kN/cm

降伏荷重 $Q_{yLD}=4006$ kN

d)免震層全体

1次剛性 $K_1=4368$ kN/cm (T=1.50sec)

2次剛性 $K_2=1679$ kN/cm

3次剛性 $K_3=374.1$ kN/cm (T=5.14sec)

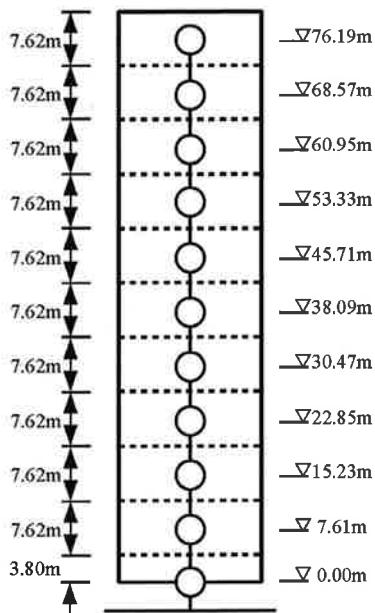
第1折れ点荷重, 変位 $Q_1=6508$ kN, $\delta_{y1}=1.49$ cm

第2折れ点荷重, 変位 $Q_2=8700$ kN, $\delta_{y2}=2.80$ cm

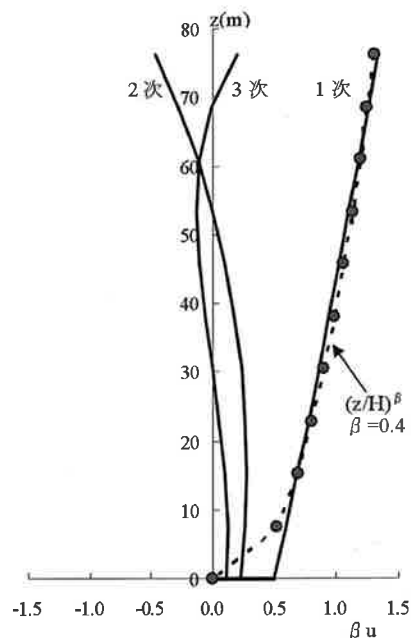
3)振動解析モデル諸元

付表 6.4 振動モデル諸元

質点名	質点高さ (m)	質量 (kN \cdot sec ² /cm)	せん断ばね (kN/cm)
M10	76.19	22146	3485
M9	68.57	22146	6621
M8	60.95	22146	9409
M7	53.33	22146	11848
M6	45.71	22146	13939
M5	38.09	22146	15682
M4	30.47	22146	17076
M3	22.85	22146	18121
M2	15.23	22146	18818
M1	7.61	22146	19167
MB	0.00	23544	免震層による



付図 6.4 振動解析モデル



付図 6.5 上部構造のモード形

2. 建設地点とその周辺の地表面状況

- ・建設地点は東京 23 区内の平坦な地域とし、周囲には中建物为数多く建ち並んでいる。
- ・地表面粗度区分はⅢとする。

3. 応答評価の方針

冒頭でも説明したとおり本算定例では、上部構造は地震・風に対して弾性範囲内に留まるものとし検討を省略する。

- (1) 検討は、極めて稀な暴風時の風荷重に対して行う。
- (2) 風荷重の算定は、建築基準法を基本とし、風直交方向など建築基準法では評価されない荷重については日本建築学会「建築物荷重指針」¹⁾ (以下「荷重指針」) による。
荷重指針の算定は再現期間を 500 年とし、風向係数 $K_D=1.0$ とする。
- (3) 免震層の風応答の評価は、風方向は免震部材のクリープ変形を考慮するため「付 5.免震層の簡易風応答評価方法」によって評価する。風直交方向は、風荷重の平均成分がゼロであり、クリープ変形を考慮する必要がないと考え、免震層の復元力特性 (クリープ無視) 上での力の釣合から評価する。
- (5) 風方向と風直交方向の風荷重の組み合わせは、荷重指針による。この場合、風方向の風荷重も荷重指針による。

4. 建築基準法による風荷重の算定

1) 建築基準法による風荷重 (W) の算定: $W=C_f \cdot q \cdot A$

- ・告示基準風速 : $V_0 = 34 \text{ m/s}$
- ・粗度区分 : Ⅲ $\rightarrow Z_b=5 \text{ m}, Z_G=450 \text{ m}, \alpha=0.20$

$$\therefore Er=1.7(H/Z_G)^\alpha=1.7 \cdot (80/450)^{0.20}=1.203$$

$$G_f=2.1 \quad (H>40\text{m})$$

よって、 $E = E_r^2 \cdot G_f = 3.041$

- ・風力係数 : $C_f(z) = \text{角柱の風上側風力係数} - \text{風下側風力係数より}$
 $= 0.8kz(z) - (-0.4)$
 $kz(z) = (Z_b/H)^{2\alpha} \quad (z \leq Z_b), \quad (z/H)^{2\alpha} \quad (z > Z_b)$

2) 荷重指針による風荷重の算定

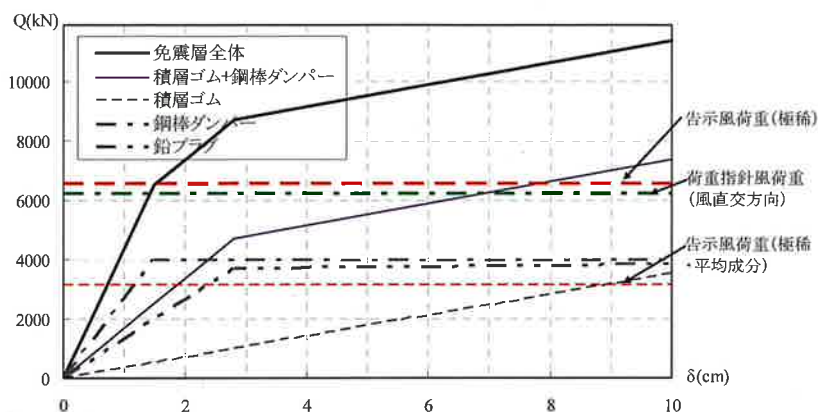
- ・荷重指針基本風速 : $U_{100} = 38 \text{ m/s}, U_{500} = 43 \text{ m/s}$
- ・再現期間換算係数 : $k_r W = 1.13$
- ・風向係数 : $K_D = 1.0$
- ・地表面粗度区分 : III $\rightarrow Z_b = 5 \text{ m}, Z_G = 450 \text{ m}, \alpha = 0.20$
 \therefore 風速の鉛直分布係数 $E_r = 1.7(H/Z_G)^\alpha = 1.7 \cdot (80/450)^{0.20} = 1.203$
- ・設計風速 : $U_H = U_{100} \cdot K_D \cdot E_r \cdot k_r W = 51.7 \text{ m/s}$
- ・風力係数 : $C_f(z) = \text{角柱の風上側風力係数} - \text{風下側風力係数より}$
 $= 0.8kz(z) - (-0.5) \quad (D/B \leq 1)$
 $kz(z) = (Z_b/H)^{2\alpha} \quad (z \leq Z_b)$
 $= (z/H)^{2\alpha} \quad (Z_b < z < 0.8H),$
 $= 0.8^{2\alpha} \quad (z \geq 0.8H)$
- ・振動モード補正係数は、付図 6.5 に示す免震層を含む建物の振動モードを $\mu = (z/H)^\beta$, $\beta = 0.4$ で近似して算定した。
- ・構造減衰は、免震層を含めて、風方向・風直交方向・捩れのそれぞれ 2% とした。

算定した免震層での層せん断力 QB を下表に示す。

付表 6.5 免震層での風荷重算定結果

QB	最大値(kN)	平均 (kN)	変動・最大	変動 rms(kN)
告示 (極稀)	6589	3138	3451	
AIJ 風方向 500 年	6277	3374	2903	1248
AIJ 風直交方向 500 年	6217	0		1764

※「AIJ」は荷重指針にもとづく再現期間 500 年風荷重。



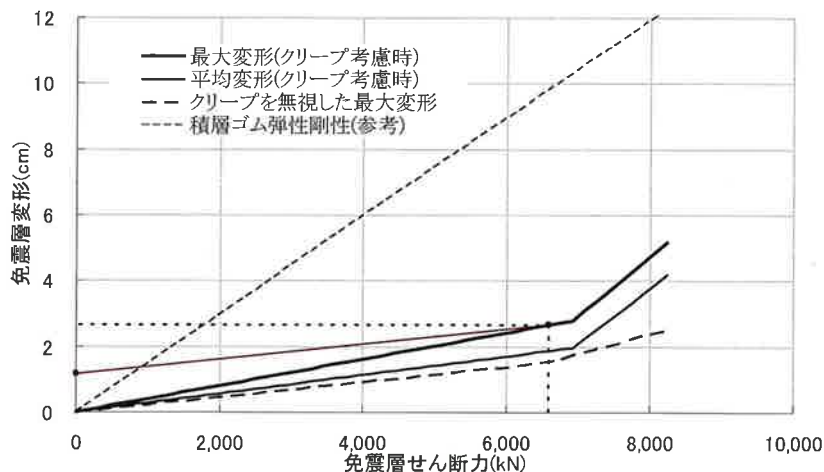
付図 6.6 免震層の復元力特性

5. 風荷重による風応答評価（簡易評価法）

風荷重に対する免震層の変形を求める。風方向は簡易応答予測手法（付5参照）、風直交方向はクリープ無視の免震層の復元力特性上での最大荷重との釣合から求める。

1) 風方向

付5の方法から、最大荷重 $Q_{max} = 6589\text{kN}$ （うち、平均成分 $= 3138\text{kN}$ ）に対して、
免震層の最大変形 $\delta_{max} = 2.66\text{cm}$ 、（残留変形 $= 1.15\text{cm}$ ）



付図 6.7 簡易応答評価法による風方向風荷重に対する免震層の変形

注) 本図は、荷重が与えられた時の変形を算定した結果を示しているため、横軸に荷重、縦軸に変位をとっている。

2) 風直交方向

$Q_{max} = 6217\text{kN} < \text{第1折れ点荷重 } Q_1 = 6508\text{kN} (\delta_{y1} = 1.49\text{cm})$

よって、免震層の最大変形 $\delta_{max} = Q_{max} / K_1$ （免震層全体・1次剛性）
 $= 6217\text{kN} / 4368\text{kN/cm}$
 $= 1.44\text{cm}$

3) 揺れ方向

荷重指針による免震層での揺れモーメント ${}_wM_z = 26760\text{kN} \cdot \text{m}$

免震層の揺れ剛性（すべて弾性時） $K_R = 88169000\text{kN} \cdot \text{m/rad}$

免震層の最大揺れ角 $\theta = 0.00030\text{rad}$

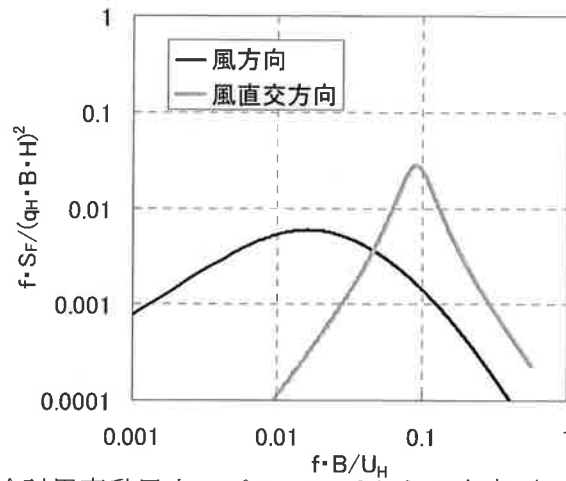
揺れによる最外周積層ゴムの変位 ${}_R\delta_{max} = 0.51\text{cm}$

6. 時刻歴風応答解析

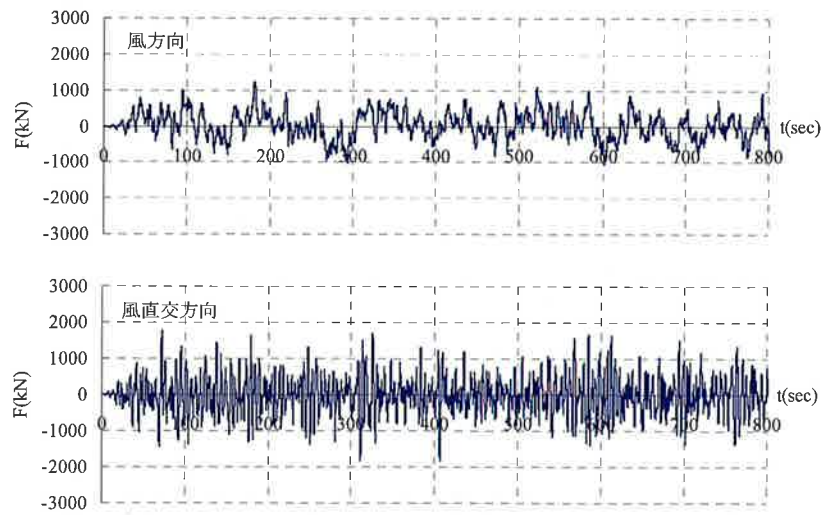
- ・ 検討用の風力時刻歴波形は、荷重指針による風方向、風直交方向の変動風力のパワースペクトル密度をもとに、高さ方向の空間相関を仮定して三角級数モデルを用いて作成した²⁾。付図 6.10 に変動風力のパワースペクトル密度を、付図 6.11 に 1 次モーダル風力の時刻歴波形例を示す。
- ・ 時刻歴波形は 1 ケースにつき約 800 秒で 30 ケース発生させ、先頭の 50 秒に \cos 関数によるテーパをつけている。応答解析の評価は 100~700 秒の 600 秒間を対象とし、30 ケ

ースのアンサンブル平均により行った。

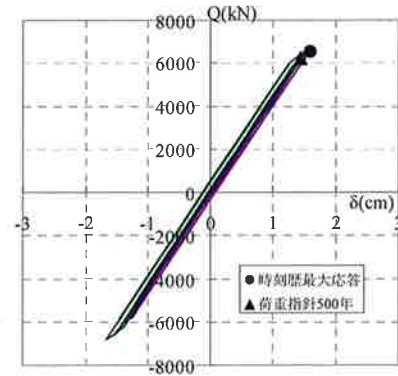
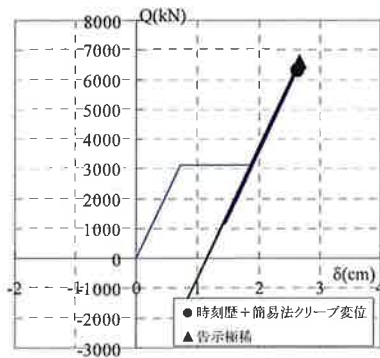
- 平均風力に対するクリープは、平均成分ありの変動風力による時刻歴応答解析結果に、「付 6.5 節 風荷重による風応答評価 (簡易評価法)」で求めた免震層の残留変形を加えることで評価する。
- 本節では、時刻歴風応答解析により、1) 応答結果と簡易評価法との比較、2) 免震部材 (ダンパー) の疲労評価の例示を行う。



付図 6.10 検討用変動風力のパワースペクトル密度 (1次モーダル風力)



付図 6.11 検討用変動風力波形例 (1次モーダル風力)



(a) 風方向 (クリープ変形加算後)

(b) 風直交方向

付図 6.12 時刻歴風応答解析結果による免震層応答変形-層せん断力関係

付表 6.7 免震層最大応答 (風方向はクリープ変形考慮後)

	免震層最大変形 δ_{max}	免震層最大応答せん断力(kN)
風方向	2.63	6315
風直交方向	1.60	6522

7. まとめ

指針の理解を補助するため、耐風設計の項目についての例題を示した。今後、ダンパーの疲労評価例や、参考として地震応答解析の結果を追加する予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(2004), 2004年
- 2) 大熊武司他：動的天秤データを利用した高層建物の時刻歴風応答解析 (その1~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I PP.63-70, 1992.9

5. 施工部会

1. J S S I 免震構造施工標準の改訂 (2013 年版)

施工部会では、免震構造の施工品質確保を目的とし、最新の情報に基づいて、JSSI 免震構造施工標準 (2013 年版) の改訂に取り組んでいる。昨年は、東北地方太平洋沖地震が発生し、大きな被害がもたらされたが、多くの免震建物では免震性能が発揮され、その安全性があらためて確認されている。しかしながら、免震層の大変形により EXP. J や耐火目地等の細部において不具合が報告されることとなった。今回、既存の免震建物が施工上の不具合に起因して問題が発生したという事例は報告されておらず、現状では、最低限の設計性能を保障できる施工、品質確保が実行されているものと考えられる。免震構造の施工 (技術) 方法は、試行錯誤を繰り返しながら着実に進んでいるが、3 回目の改定で新たに盛り込む内容はそれほど多くはなくなってきている。今回は、設計上で問題とされているクリアランス、EXP. J に関する記述を追加するほか、最新情報に基づいて各章の見直しを行っている。その他、「免震工事施工計画書」「免震工事品質管理表」の雛型を作成しており、今後、免震工事を手掛ける施工者の品質管理への一助となるよう、作業を進めている。

2. 改訂の概要

現在、施工部会において、進めている改訂概要は以下の通りである。

2 章 品質管理

- ・免震工事施工計画書の作成ガイド (雛型)、QC 工程管理表

3 章 製作管理

- ・免震部材の品質管理・判定基準の修正
- ・エキスパンションジョイントの製作管理、性能確認について追記

5 章 仮設計画

- ・現場の工夫等の紹介

6 章 免震層の施工

- ・施工写真の刷新
- ・ベースプレート下部充填工法、充填性確認試験に関して追記
- ・エキスパンションジョイントの施工について追記

8 章 施工時検査

- ・解説文の修正、追記

9 章 竣工時検査

- ・解説文の修正、追記

10 章 施工上の留意点

- ・コンクリート躯体の収縮について追記
- ・ケガキ板の仕様
- ・中間階免震の免震スリット、耐火目地について
- ・スベリ支承の耐火被覆の認定について

その他、各章の文章、写真を見直して刷新を図る予定である。

3. 主な改訂内容とポイント

○ 施工計画書（2章）

・JSSI 免震構造施工標準 2009 年版 2.3 節には免震工事施工計画書（以下、計画書と記す）の構成例とキーワードを示しているが、経験の少ない施工者が現実に計画書を0から作成するのは容易ではない。そこで、計画書の構成をベースにした雛型を作成することとした。また、詳細は議論中で、まったくの例題的なものとするより、工事毎に担当者が考えて記載するガイドとすべき、という方向で進めている。以下に、目次構成（案）を示す。

また、各工程において、ある程度具体的な管理項目と検査・確認内容を把握し、実施するための免震工事のQC工程管理表も添付する予定である。

1章 総 則

2章 工事概要（一般事項）

3章 施工管理体制

4章 免震工事の品質管理

- ・クリアランスや、エキスパンションジョイントの管理目標の記述欄を設ける。

5章 製作管理

6章 受入（製品）検査

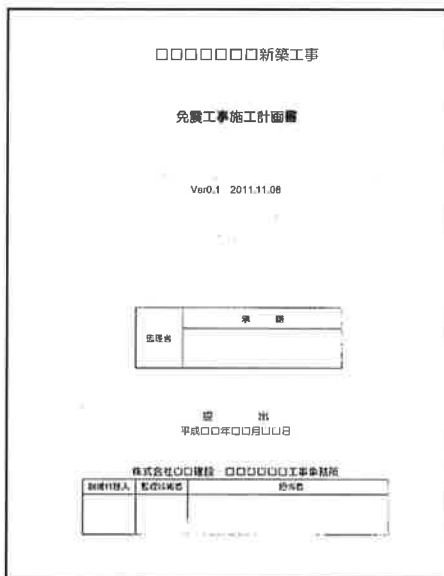
7章 免震部施工計画

- ・特にメインとなる、各種免震部材の取り付けに関する施工計画を記すもの。

基礎部の配筋、取り付けボルトの締め付け、各部材の養生方法の記述欄。

8章 安全衛生管理

付録 免震工事QC工程管理表（シート）



工 事 名								性 質		種 別	
〇〇ビル新築工事								計画	現場	計画	現場
免震工事QC工程管理表								(標準的なマイルール取り付け工事の場合)			
別添記号管理関係は、JSSI品質標準施工標準表記法による											
No.	工 程 名	管理項目	管理方法		品質管理	工事担当者	工事種別	工事部位	検査項目	管理方法(記法)	備考 (不具合時の処理など)
			管理規程	チェック方法							
1	免震部材の製作	製作管理 製品検査	〇製作・検査基準書による ※ ①製作・検査基準書による ※	製作前検査 ロット毎	配筋、配筋 金合い、締め済	●	○	□	△	免震部材製作・除去 採取 配筋材料製作・除去 採取	
2	免震部材の施工	製作管理 製品検査	①制作・検査基準書による ②製作・検査基準書による ※	製作前検査 ロット毎	配筋、配筋 金合い、締め済	●	○	□	△	免震部材製作・除去 採取 配筋材料製作・除去 採取	
3	免震部材の検査	製品検査	①製作・検査基準書による ②製作・検査基準書による ※	製作前検査 ロット毎	配筋、配筋 金合い、締め済	●	○	□	△	免震部材製作・除去 採取 配筋材料製作・除去 採取	
4	免震部材の受入	製品検査	①製作・検査基準書による ②製作・検査基準書による ※	製作前検査 ロット毎	配筋、配筋 金合い、締め済	●	○	□	△	免震部材製作・除去 採取 配筋材料製作・除去 採取	

図 1 免震工事施工計画書と免震工事 QC 工程表

なお、本資料の配布方法は、JSSI 施工標準の別冊として講習会での配布を原則とし、単独での配布は考えていない。

○ 製品検査・品質管理方法

製品検査における検査方法、判定基準を現実に即したものとなるよう改定を予定している。取り付けボルト孔径の検査はテンプレート照合とするなど。

表3.1.1 積層ゴムアイソレータの品質管理(例)

検査項目	検査方法	検査頻度	判定基準	処置	管理区分		
					製作者	施工者	
材料検査	ゴム材料の物性検査 （硬さ、引張応力、引張強さ、伸び）	(JIS規格)	1物件に1回以上 (ロット毎に1回)	仕様と相違がないこと	材料の再製作	□	□
	使用鋼材のミルシート	書類検査	全数	仕様と相違がないこと	材料の再製作	□	□
	他や鋼材のミルシート	書類検査	インゴット毎	仕様と相違がないこと	材料の再製作	□	□
外観検査	完成品の外観検査 （本体、ゴム敷面、フランジ、鋼材部の腐蝕）	目視	全数	水平ばり定数検査時と同等精度で進行しない等の異常 発生は必ず事後検査時と同等精度で進行する等の異常 有る等がないこと 汚染、割れ等有害な欠陥がないこと	補修 再製作 補修	○	◎
	製品高さ	重交する4ヶ所をノギスで測定し、4点の平均値を算出（温度補正を行う）	全数	設計値±1.5%かつ±6mm	補修または再製作	○	◎
	フランジの幅	重交する2方向の製品高さの差を算出		フランジの外径の0.5%かつ5mm以内			
ゴム部外径	社内検査：製作室製のゴム検査機1ヶ所をノギスで測定 採取検査：製品のゴム部直接1ヶ所をバイパスノギスで測定 ノギスやコンパックスにて測定する	設計値±0.5%かつ±4mm					
フランジの外径		設計値±3mm					
フランジのずれ	重交する2ヶ所を真角定規とノギスで測定	5mm以内					
取付ボルト孔ピッチ	重交する2方向をノギスやコンパックスで測定	1000mm未満 設計値±1.2mm 1500mm以上 設計値±1.5mm					
取付ボルト孔径	塗膜前に検査1箇所を測定 テンプレートにて確認	計測値毎1箇所 かつプレート照合全数	設計値±0.5mm 仕様と相違がないこと				

図2. 積層ゴムアイソレータの品質管理（検査）の改訂案

○ クリアランス（躯体の施工管理値、精度）について

クリアランスについては、既に維持管理基準 2010 年版に記載されているが、施工標準に施工時のクリアランス管理値と精度をどのように表現するかは未定である。施工者は設計図書に要求されている設計クリアランス（値）を確保しなければならないが、施工誤差 0 で躯体を施工することは現実には不可能である。施工誤差だけでなく、竣工時までクリアランスが変動する要因としては、乾燥収縮や温度膨張、あるいは施工中に受ける地震や大風の影響があり、その評価、許容値を施工者だけで決めることは非常に難しい。施工時の目標クリアランスは設計クリアランスを必要最小限とし、いわゆる鉄筋の設計かぶり厚と同じく、施工誤差はプラス側（クリアランスが大きめ）に管理するほうが現実的である。

施工誤差について言及すると、施工誤差なしで施工しろという設計者・監理者もいるとのことなので、設計段階のクリアランス表記方法の明確化が望まれる。また、設計図書には、設計クリアランスと、確保すべき最小クリアランスの両方を併記したほうがよい。竣工時は、設計クリアランス（評価書値）を確保するものとし、その後は、収縮の進行や、さまざまな外力要因による変動が予想されることから、点検・検査時は、最小クリアランスを管理値として検査することになる。・クリアランスの変動要因に基づく施工クリアランスの設定については、設計者と施工者の協議によるべきであり、一般的に施工者単独で定められるものではない。

J S S I 施工標準としては、クリアランスの問題をこれまで以上に説明を加えて注意を促して取り上げる。（8章施工時検査、9章竣工時検査、10章施工計画上の留意点等）

○ エキスパンション・ジョイントについて

・J S S I 施工標準ではこれまでも、シミュレーション図の確認や変位追従性試験等の実施を、推奨し、性能確認試験成績書の提出を製作者に求め確認するよう記載（3章、3.5）している。また、中小地震でのエキスパンションジョイント（以降、EXP.J と示す）の不具合として報告された残留変形を紹介し、非免震建物が無被害のなかで免震建物に不具合が生じる可能性があ

ることを示し、施工者にも施主への事前説明など、注意を喚起していた。従来も EXP. J 部の残留変形は設計上の問題であって施工上の問題ではないので、設計者とともに施主への説明を実施しておく重要性を記載する。

今回の東北地方太平洋沖地震における免震建物の EXP. J の被害状況を受け、JSSI 施工標準の改定にどのように盛り込むかは検討中である。基本的には設計の問題と思われるので、免震エキスパンション WG での方針の決定を受けて、施工者としての対応を表記することになるが、安全に壊れるよう設計される、あるいは損傷が許容される EXP. J があっても良いのではないかという意見もある。

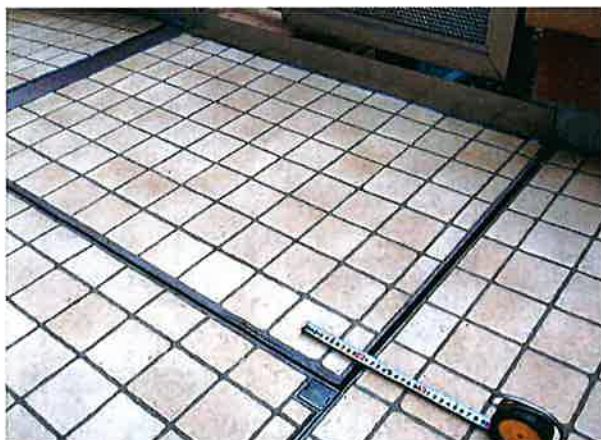


写真 1. 10mm の隙間が残った EXP. J 可動板 ↑



写真 2. 残留変形ではらんだ EXP. J 部



写真 3. 可動板の残留変位、遊びのある形状で段差なし

○仮設計画について

・施工中の免震建物の不具合は報告されていないが、免震層が動くことに対する各現場の工夫を紹介することができれば記載したい。

写真 4. 免震層上部のブラケットで支持される外部足場



○免震部材の取り付けについて

免震部材基礎部の配筋納まりは、免震ベースプレートに取り付く袋ナットやアンカーの配置によっては、非常に難しいものになっている。梁主筋に干渉する場合もあり、施工図で確認するだけでなく複雑なものは、モックアップで仮組することも必要である。



写真5. 複雑に配筋が入り組んだ免震基礎部

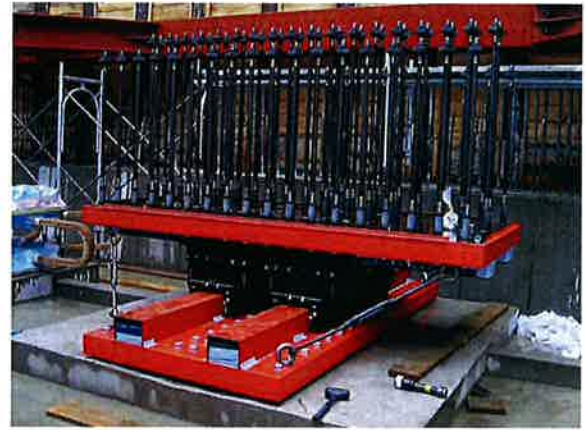


写真6. 直動転がり支承の長アンカー

○高流動コンクリートによる免震ベースプレート下部充填工法について

・標準的なベースプレート下部充填工法2例について、解説を見直している。

(グラウト充填工法)

先行打設コンクリートとベースプレートの間隔 40mm~50mm を残すこと。(2009年版では 30mm ~となっているが、30mm ではうまくいかないことがある) コンクリート表面のレイタンス処理、清掃処理の不十分により充填性が左右される。また、ベースプレート厚が薄い場合はプレート中央の盛り上がりに注意すること等を追記する。

(高流動コンクリート充填工法)

コンクリート打設方法として、ホッパーを設置してコンクリート重量により充填する静圧法に加えて、打設孔に圧送管を直結し、圧送圧により充填する加圧法を追加する。現状では使用されるコンクリートは、高流動コンクリートが一般的になっていることから、高流動コンクリート使用時の留意点を追記する。



写真7. 加圧法によるベースプレート下部コンクリート充填

(充填工法の選択と計画フロー)

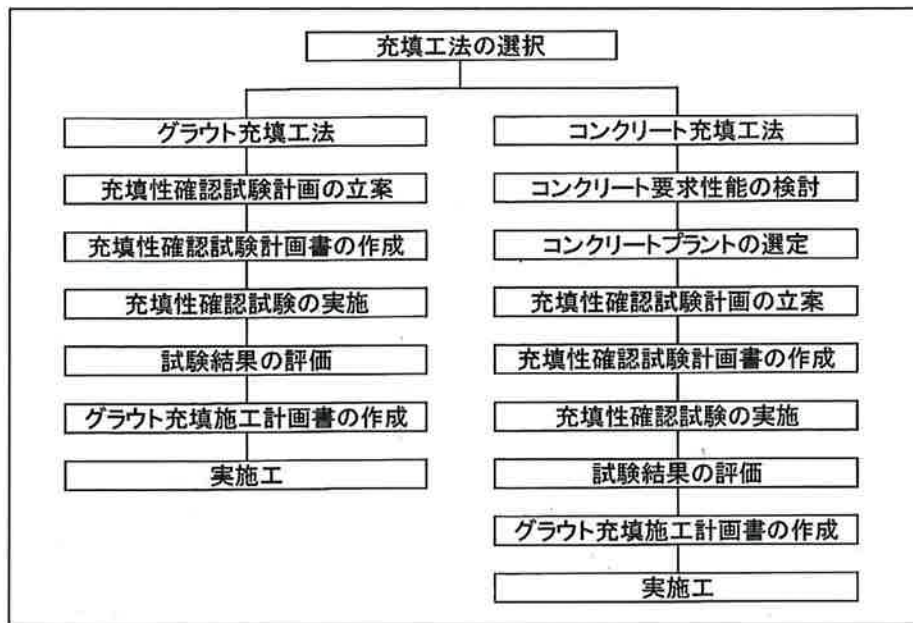


図3. 充填工法計画フロー

(ベースプレート下部充填工法選定のポイント)

- ①可搬時間・距離内で高流動コンクリートを供給できるプラントがあること。
- ②作業所に、高流動コンクリートを管理できる技術者が在籍しているか、その支援が得られること。

上記に該当しない場合はグラウト工法を採用されたい。なお、実績のない場合充填性確認試験は必須である。

(高流動コンクリートの標準的な要求性能)

充填用の高流動コンクリートの標準的な仕様について記載する予定。

- ・水セメント比 35%以下 : 骨材分離、クラック防止、ブリージング抑止のための規定
- ・スランプフロー 60cm±5cm: 充填性確保のための規定
- ・50cmフロータイム 3~8秒: 充填性確保、分離抵抗性のための規定

○コンクリート躯体の収縮について

免震層上部躯体の乾燥収縮による影響が大きな事例の紹介。要因は明確であるが、対策は容易ではない。設計者にも協力を仰ぐ。



写真8. 免震層上部躯体の乾燥収縮による変形の事例

○中間階免震の免震スリット、耐火目地について
大変形を受けた中間階免震の免震スリット部の破損例が報告されているので、施工上の注意として盛り込むことができるものについては追記する。

写真9. 耐火目地部の破損



○スベリ支承の耐火被覆の認定について

スベリ支承の耐火被覆の認定取得準備中とのことなので、認定内容がわかり次第、本書に記載する予定。

○各種ダンパーの取替えについて（幹事会での要望）

軸力を受けている積層ゴムやスベリ支承の交換は記載があるが、ダンパーの交換については、ボルトオン、オフ作業につきるので特に問題は無いと思われるため、現在のところ、記載はない。鉛ダンパー以外あまり事例がないので、免震部材部会の報告により、交換の判断基準等を記載するとともに、今後検討していきたい。

○その他

球体転がりアイソレータ（SBB、免制震テック社製）の生産中止に伴い、該当部材に関する記載を削除する。

4. おわりに

本書は、JSSIの推奨する「健全なる免震建築の普及」に向けて、施工面からの品質確保を目的としており、今回の改訂も決して十分な内容とは言えず、今後とも現場の実際の問題を取り上げ、少しずつ充実させていきたいと考えている。

なお、本文は、まだ原稿編集中であり、刊行時は本報告と内容に相違があることが予想されますので、ご了承お願いいたします。

6. 防耐火部会

免震建築物の耐火性能評価と防耐火部会の活動

1 防耐火部会の役割と活動

防耐火部会は、免震建築物の耐火性能評価方法の確立を目的として2005年に前身の耐火被覆WGの活動内容を拡張して部会として発足した。防耐火部会の役割は、①免震建築物の耐火設計法の構築と、②免震建築物の防耐火関連の問題解決の2つである。

①については、健全な免震建築物の発展に寄与することを目的とし、「免震建築物の耐火設計ガイドブック¹⁾」を作成・改定し、免震建築物に求められる耐火安全性のレベルに応じた耐火性能を付与するための考え方や耐火設計概念とその手法を示している。ガイドブックは、今年度4月に初版を刊行し、講習会を開催して公開した。

②については、免震建築物に求められる耐火性能を理解した上で、免震装置の耐火被覆の認定基準の提案など、具体的かつ直近の課題の解決を実行している。これまで、天然ゴム系積層ゴム(プラグ入り積層ゴムを含む)と高減衰系積層ゴムに関する耐火構造の認定基準を明らかにし、それを試験機関に提案した。これらはいずれも受け入れられ、鉄筋コンクリート部材の一部に耐火被覆を施した状態での耐火構造の認定取得が可能となった(2006年)。滑り支承については、その耐火性能を明らかにし、耐火構造の認定基準を作成し、現在行政に提案中である。ころがり支承については、滑り支承について目処が立ち次第、検討を開始する予定である。本部会では、新しく構造認定を受けた装置に対する耐火構造の追加認定手続きについても検討を開始した。

また、減衰装置として使用されているオイルダンパーについては、構成する材料・装置のメカニズムの両面から、実大実験も実施してその耐火性能を解明している。

2 免震建築物の耐火設計の現状

表1に免震装置の耐火性能評価基準の現状を示す。当部会の活動成果により、天然ゴム系積層ゴム(プラグ入り積層ゴムを含む)と高減衰系積層ゴムからなる免震装置は、「耐火被覆を施した免震装置を含むコンクリート柱」としての耐火構造の認定が取得されるようになり、現在では、複数の製品が販売されるようになった。結果として、耐火安全性の高い免震建築物が特別な設計ルートを採用せず簡易な設計手続きで計画することができるようになった。しかしながら、ここ数年で多用されつつある滑り支承については、滑り材の高温特性が明らかにされていないことと、許認可上の体制が整っていないことから、未だ耐火構造の認定を取得するまでには至っていない。従って、滑り支承を、中間階免震建物の免震層に使用する場合など、耐火構造であることが要求される部位に使用する場合は、建物毎に性能評価機関の評定を受けて大臣認定を取得する耐火ルートC手続きが現在でも必要となっている。

表1 免震装置の耐火性能評価基準の現状

	装置の種類	材料の高温特性試験	部材の高温性能試験	耐火性能評価基準の状態	行政への提案	認定状況
積層ゴム	天然ゴム系積層ゴム (プラグ入り積層ゴムを含む)	実施済	—	基準作成完了	提案済	認定品有
	高減衰系積層ゴム	実施済	実施済	基準作成完了	提案済	認定品有
すべり系	弾性すべり支承	実施済	実施済	基準作成完了	提案中	—
	剛すべり支承	実施済	実施済	基準作成完了	提案中	—
	転がり支承	未着手	未着手	—	—	—

3 免震装置の耐火性能について

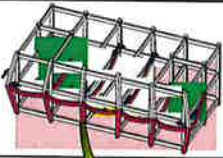

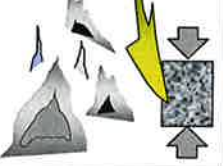
表2に建築物の耐火性能評価方法の概念(前々回報告集¹⁾)を示す。免震装置に限らず、建築構造部材の耐火性能評価は、設定した目標に対して、合理的な火災外力を想定した上で建築物の挙動を評価して行われる。ここで、免震装置の場合は、最終的な架構による耐火性能評価に至る前に、装置の構成材料の高温特性が明らかにされていない点が鉄骨造や鉄筋コンクリート造などの通常の構造部材と異なる。従って、当部会では、対象とする免震装置の耐火性能評価にあたって、まず、それぞれの部材を構成する材料の高温特性を実験的に明らかにすることにより、部材レベルと架構レベルの耐火性能評価に進む方法を採用した。

天然ゴム系積層ゴムの構成材料は、鋼板やボルトなどの鋼材と天然ゴム、そして、それらの荷重を受けるコンクリートである。これらの内、天然ゴム以外の材料の高温特性については概ね明らかになっているため、残る天然ゴムの150℃までの高温特性を実験的に明らかにした。ここで、実験は、天然ゴムがその製作過程によって特性が異なるため、現在我が国で認定されている装置全てを対象として行った。

また、高減衰系積層ゴムについても同様に全ての高減衰ゴムの特性を実験的に明らかにした。

滑り支承で使用している滑り材についてもゴムと同様に150℃までの高温特性を実験的に明らかにした。

表2 建築物の耐火性能評価方法の概念

評価方法とその考え方		評価項目		
		架構安定性	部材耐力	材料強度
架構レベル	架構の安定性を直接評価・担保 	火災時に架構が崩壊しないこと	建築物の耐火性能を損なわないならば、一部の部材の耐力低下・喪失は許容する	—
部材レベル	部材の火災時耐力を評価 ↓ 架構の安定性を担保 	—	全部材が、火災時に長期許容応力度相当の荷重を受けた状態で耐力を保持する	部材耐力を損なわないならば、一部の材の強度低下・喪失は許容する
材料レベル	材料の高温強度を評価 ↓ 部材の火災時耐力を担保 ↓ 架構の安定性を担保 	—	—	全部材の全材料に対して火災時に長期許容応力度相当の荷重を受けた状態で一定の強度を保持すること

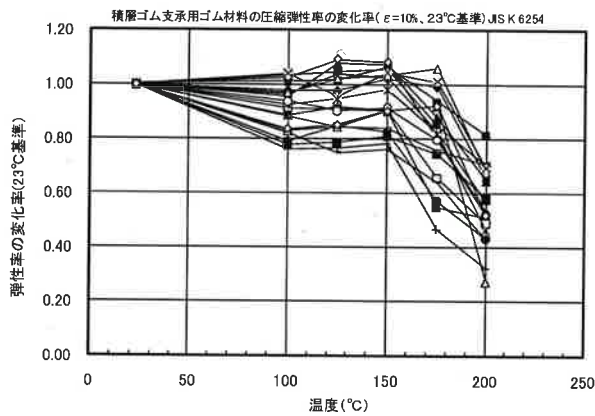


図1 天然ゴムの高温時軸剛性低下率 (JSIK6254による)
(試験は(財)化学物質評価研究機構において実施)

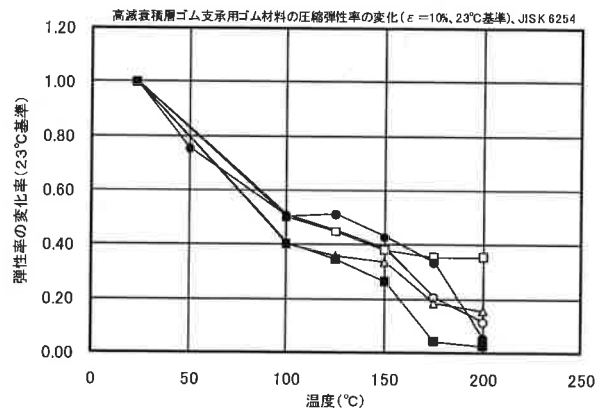


図2 高減衰ゴムの高温時軸剛性低下率 (JSIK6254による)
(試験は(財)化学物質評価研究機構において実施)

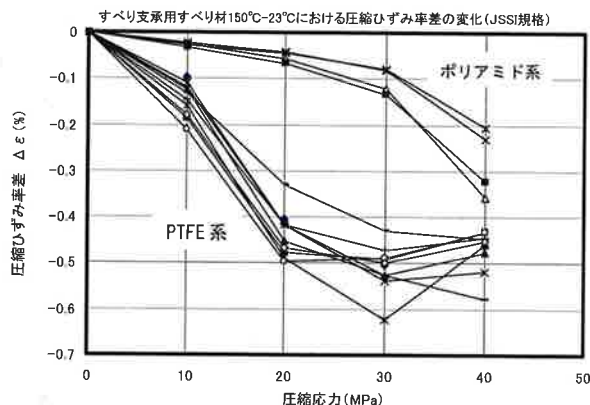


図3 すべり材の高温時軸ひずみ率差変化 (150℃-23℃時)
(試験は(財)化学物質評価研究機構において実施)

図1に、実施した天然ゴムの高温時軸剛性低下率の概要、図2に高減衰ゴムの高温時軸剛性低下率の概要を示す。天然ゴムは150℃まで大きな剛性低下が生じない。従って、材料としての耐火構造の認定に関する許容しうるゴム温度を150℃とした。

高減衰ゴムの場合は、天然ゴムと異なり比較的低温で剛性が低下するため、材料レベルでの耐火性能評価はできないと判断し、部材レベルでの評価方法を採用した。具体的には、実際の高減衰系免震装置に耐火被覆を施し、軸方向に長期許容応力度が発生する軸力をかけた状態で加熱してゴム表面温度が150℃になった状態でもその荷重を支持できることを確認して上で、許容しうるゴム温度を天然ゴム系と同じ150℃に設定した。実験に供した試験体は、実際の装置の耐火性能を証明できるように、熱容量等に対して安全側となるような寸法等とした。

図3にすべり材の高温時軸ひずみ差変化を示す。すべり支承の構成材料は、天然ゴム系積層ゴムの構成材料に加えて、PTFE系、又はポリアミド系等のすべり材がある。すべり材の高温特性については高温特性実験を完了し、現在その評価方法の検討中であるが、概ね高減衰ゴムと同様な傾向であることを確認している。従って、現在の見通しとしては、部材レベルの耐火性能評価を行う必要があると考えている。

4 免震建築物の耐火設計ガイドブック

想定される火災に対して、建築物の防耐火性能の評価方法についての耐火設計ガイドブックを作成し、今年度4月に初版を刊行し、講習会を開催して公開した。

免・制震装置は、従来の天然ゴムを用いた積層ゴムに加え、様々な材料や構成を保有するものが増えている。今後もその傾向は続くと考えられる。また、建築物に対する要求性能も徐々に変化しつつあり、建築基準法もそれに応じて改正が繰り返されている。しかしながら、免震建築物の防耐火性能に対する包括的な設計手法は未だ存在しない。

このような状況を踏まえ、当部会では、当面の状況下で順法、かつ、工学的評価を可能とする免震建築物の耐火設計ガイドブックを作成することとした。

このガイドブックは、装置の構成材料の高温特性、装置の耐火性能評価と建築物の耐火性能評価の3つから構成する。装置の耐火性能は、構成材料の高温特性、および、部材の高温時耐力および火災後の再使用も含めて整理する。建築物の耐火性能については、性能の評価方法を、材料レベル、部材レベル、架構レベルの3つのレベルに分けて展開する。

5 今後の活動

本部会は確実に免震建築物の普及に寄与している。しかしながら、一部の免震装置の耐火構造としての使用は可能となったが、全ての環境が整っているわけではない。例えば、すべり系装置、鉄骨造の一部に装置がある場合、制震装置、オイルダンパーの考え方等、まだ多くの課題が残されている。防耐火部会では、今後の活動として以下の項目を考えている。

今年度完了する項目として、

- ・すべり系装置の耐火性能評価方法の作成

今年度から開始する項目として、

- ・転がり系装置の耐火性能評価方法の作成
- ・オイルダンパーの高温特性の提示

- 1) 第4回技術報告会梗概集, (社)日本免震構造協会 2006.11.2
- 2) 第5回技術報告会梗概集, (社)日本免震構造協会 2009.11.2

**第6回技術委員会報告会
アイソレータ小委員会報告**

水平2方向加力時の免震部材の特性と検証法WG
高減衰ゴム系積層ゴム支承SWG

高減衰ゴムの水平2方向加力問題に関する検討

2012.05.16
竹中工務店 山本 雅史

はじめに

水平2方向加力問題：

高減衰積層ゴム*を水平2方向加力すると、
水平1方向加力に比べ、

1. 同じ水平変形量を与えても局部的に大きなひずみを生じ、
早期に限界を迎える →積層ゴムの限界性能の再評価

2. 復元力特性が異なる、変形直交方向に無視できない復
元力が発生する →建物応答および免震層への影響

*天然ゴム系積層ゴムや鉛プラグ入り積層ゴムでは顕著ではない

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

経緯

phase 0

2007年08月 竹中工務店がカリフォルニア大学サンディエゴ校 (UCSD) で実施した実大実験(φ700×1体;プリチストンX0.6)で本現象を確認

2008年02月 再実験(φ700×2体)でほぼ同等の結果が再現され、同時に積層ゴム表面にねじれ変形が確認された
その後、プリチストンで検討を継続するとともに、
JSSIにWG/SWGを立ち上げ検討を行うことになる

phase 1

2008年09月～2009年05月
プリチストンがJFE テクノリサーチにおいて縮小試験体(φ225およびφ158)による実験を計3回実施し、限界特性を確認
2方向加力を与えた場合、ねじれ変形が発生し、それに伴う局部的なせん断ひずみの増分が早期の破断要因であることが確認された

2009年07月 検討結果を「水平2方向加力時の高減衰ゴム系積層ゴム支承の性状について -限界特性-」にまとめ、HPで公開

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

経緯(つづき)

phase 2

2010年07月 検討結果を「水平2方向加力時の高減衰ゴム系積層ゴム支承の性状について -応答特性-」にまとめ、HPで公開

2010年06月～2011年04月
東洋ゴムがコベルコ科研において、縮小試験体(φ290およびφ240)による実験を実施し、限界特性を確認

2011年
プリチストン 既存X0.6、E0.4の大臣認定(再)取得
プリチストン 新規X0.6Rの大臣認定取得
東洋ゴム 既存G0.35、G0.39、G0.62の大臣認定(再)取得

2012年
プリチストン 新規X0.4Rの大臣認定取得

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

**phase 0
(ことのはじまり)**

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

UCSDでの実験概要

加力変位履歴

鉛直荷重	水平荷重容	水平変位容	水平油圧容	試験装置 (Seismic Response Modification Device)
53400kN	8900kN	1200mm	1800ml/s	

*長軸(X)方向の層。短軸(Y)方向はこれらの1/2。

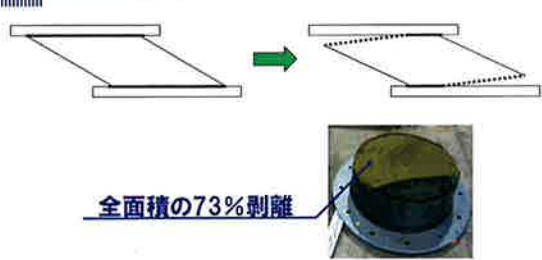
JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

6 **結果**

VIDEO
(10:00頃剥離)

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

7 **剥離の様子**




全面積の73%剥離

※荷重支持能力は維持している

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

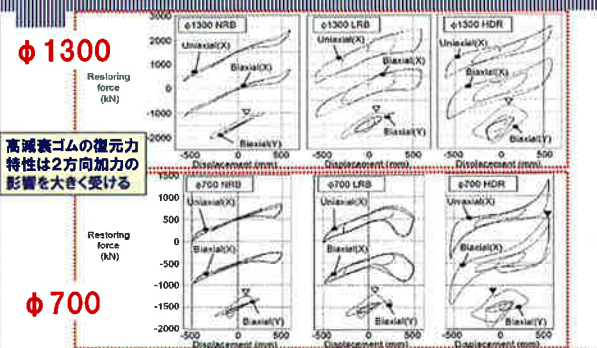
8 **ねじれの付加**



+X方向から -X方向から

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

9 **各支承の荷重変形**



φ1300

高減衰ゴムの復元力特性は2方向加力の影響を大きく受ける

φ700

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

10 **WG/SWGの発足**

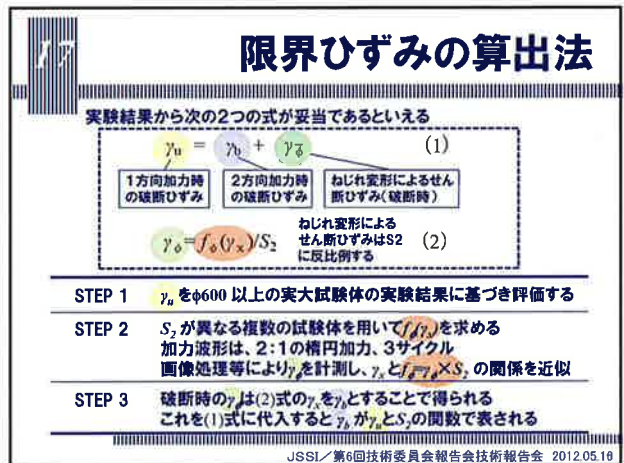
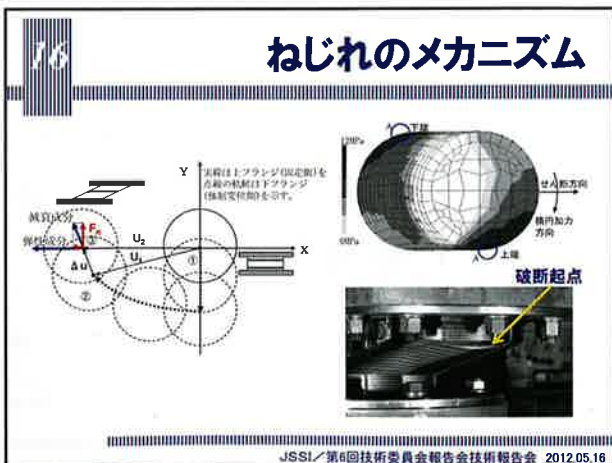
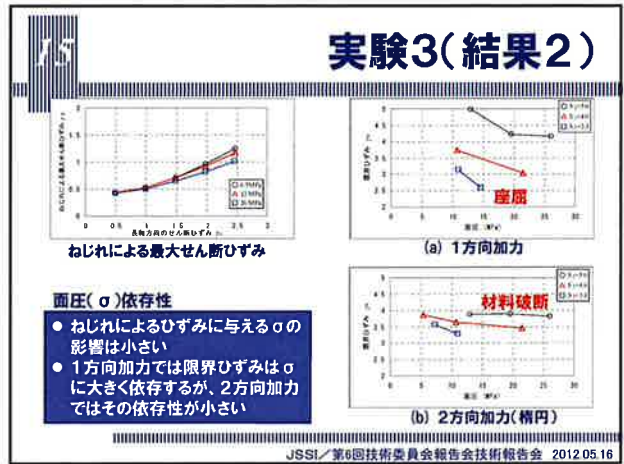
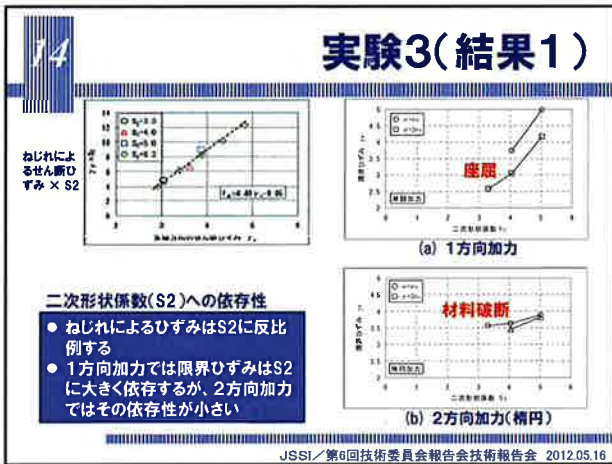
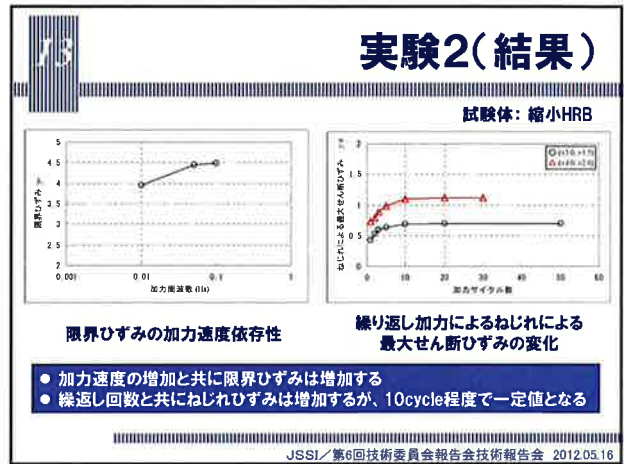
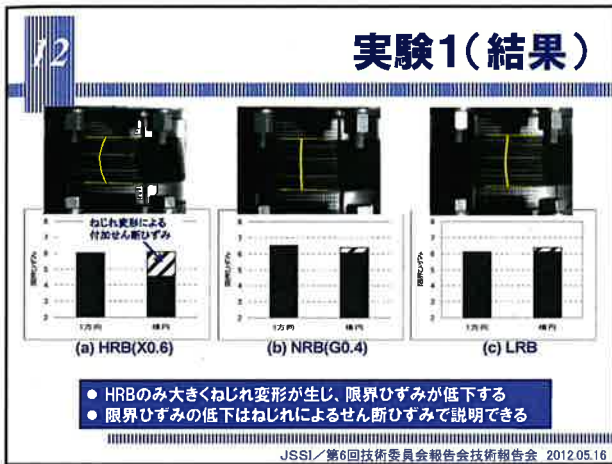
水平二方向加力時の免震部材の特性と検証法WG
主査: 高山 肇夫 (福岡大学)

高減衰ゴム系積層ゴム支承SWG
主査: 北村 春幸 (東京理科大学)

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

11 **phase 1**
(2方向加力を考慮した積層ゴムの限界特性の検討)

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16



18 phase1 まとめ

- HRBは水平2方向加力により限界ひずみが低下する
- この原因はねじれ変形による局部的なせん断ひずみの増加で説明できる
- 水平2方向加力が座屈に与える影響はない（むしろ座屈しにくくなる）
- 水平2方向加力時の限界ひずみの算出法を提案した

詳細は下記参照：
「水平2方向加力時の高減衰ゴム系積層ゴム支承の性状について **一限界特性一**」
JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

19 phase 2

（2方向加力を考慮した応答特性の検討）

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

20 履歴特性

ループ面積が増加

ひずみの近傍で最大応力となる

(a) 1方向加力 (b) 楕円加力（長軸方向） (c) 楕円加力（短軸方向）

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

21 履歴モデル(水平1方向)

設計で通常使われるモデル 詳細に近似するモデル 2方向モデル

270%ひずみまで 400%ひずみまで 400%ひずみまで

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

22 履歴モデル(水平2方向)

2方向モデル(4タイプ)

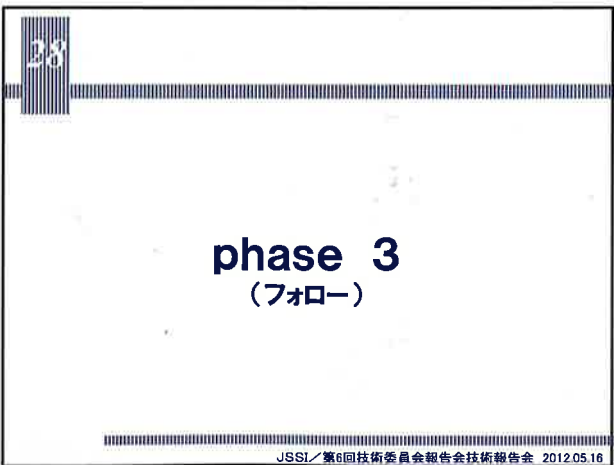
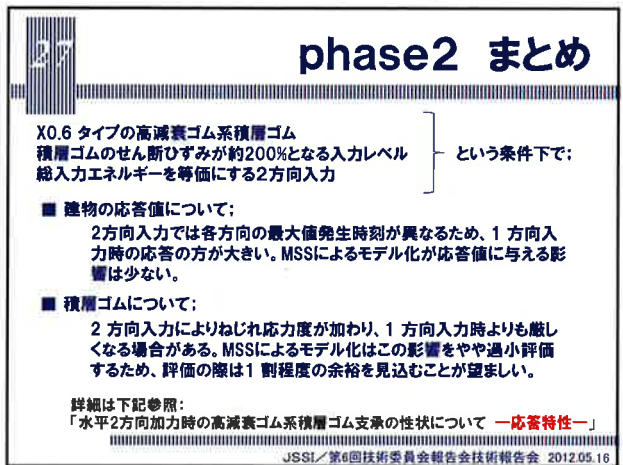
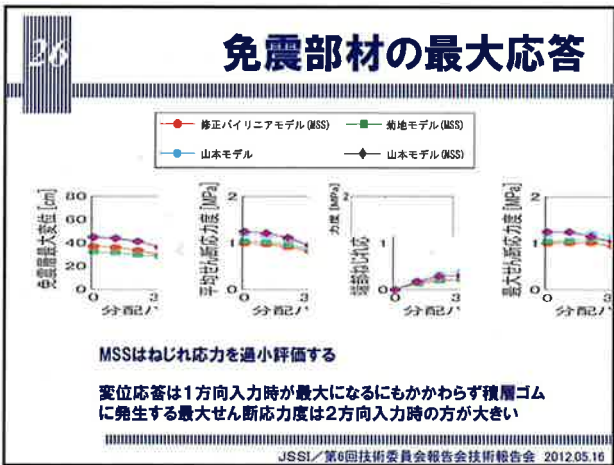
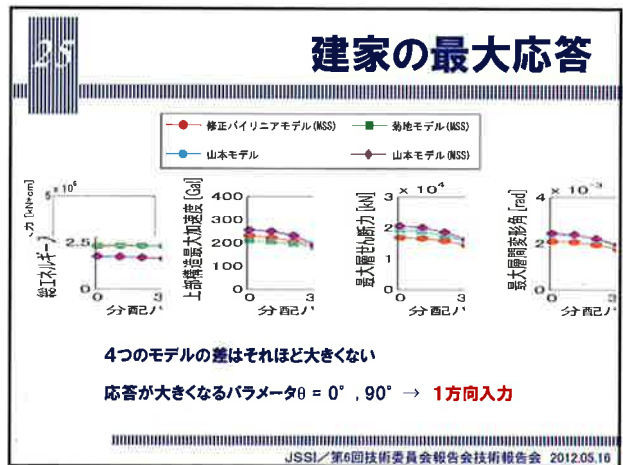
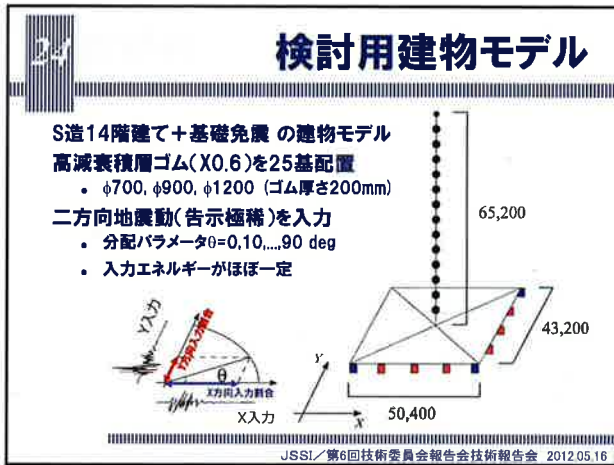
- 1方向復元力モデルのMSS化
- 山本モデル

2方向特性の再現(楕円加力)

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

23

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

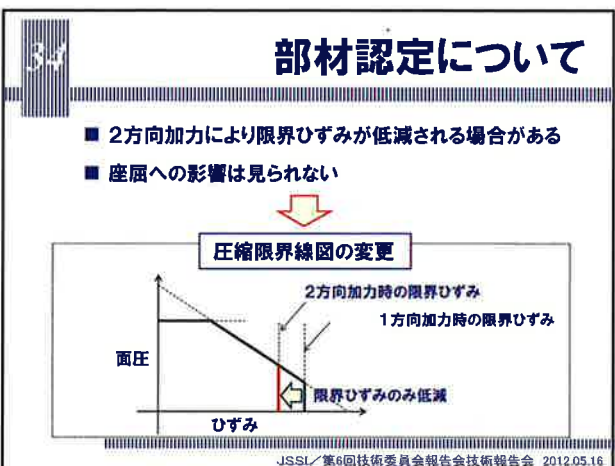
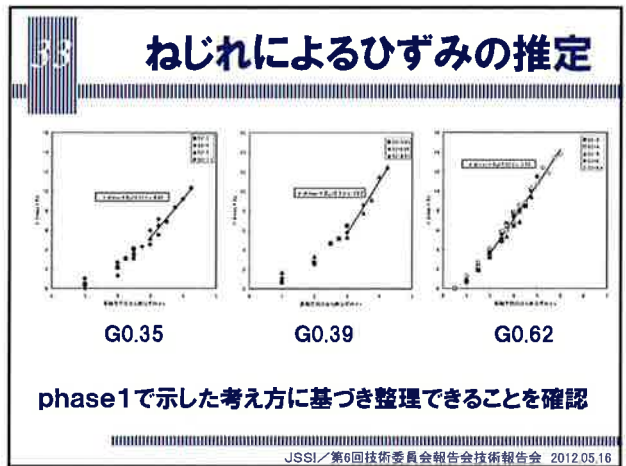
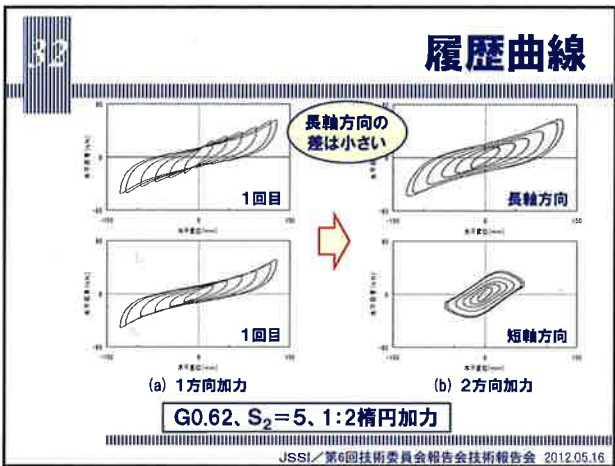
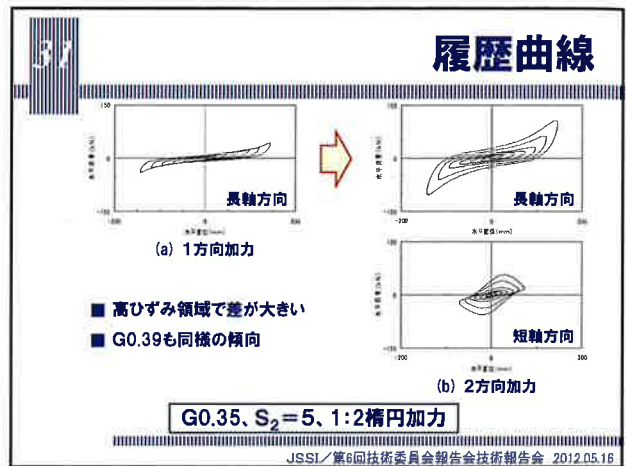


29 東洋ゴム製品の試験

3タイプの実施

G=α	項目	試験体	試験年月	確認内容
0.35	水平1方向加振	φ700	2010/2	積層ひずみの確認
		φ150	2010/1	予備試験
		φ200	2010/9	積層ひずみの確認
	水平2方向加振	φ150	2010/2	予備試験
		φ200	2010/8	積層ひずみの確認
		φ240	2011/3	繰り返し加振の影響の確認 積層ひずみの確認
0.39	水平1方向加振	φ700	2010/2	積層ひずみの確認
		φ150	2010/1	予備試験
		φ200	2010/6	積層ひずみの確認
	水平2方向加振	φ150	2010/2	予備試験
		φ200	2010/6	積層ひずみの確認
		φ240	2011/3	繰り返し加振の影響の確認 積層ひずみの確認
0.62	水平1方向加振	φ700	2011/4	積層ひずみの確認
		φ240	2011/4	積層ひずみの確認
	水平2方向加振	φ240	2011/4	繰り返し加振の影響の確認 積層ひずみの確認

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16



35 認定例(ブリチストンX0.6R)

試験項目	試験条件	試験結果	評価
引張試験	縦方向	...	合格
	横方向	...	合格
	45度	...	合格
	135度	...	合格
圧縮試験	縦方向	...	合格
	横方向	...	合格
	45度	...	合格
	135度	...	合格
せん断試験	縦方向	...	合格
	横方向	...	合格
	45度	...	合格
	135度	...	合格
疲労試験	縦方向	...	合格
	横方向	...	合格
	45度	...	合格
	135度	...	合格

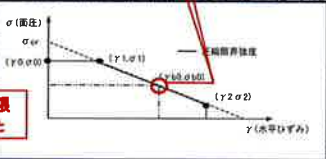
2:1楕円加力による水平2方向加力試験に基づき定めた基準値

JSSI/第6回技術委員会報告会技術報告会 2012.05.16

認定例(東洋ゴムG0.35)

項目	規格	試験方法	試験結果	規格値	判定
物理特性	伸び率	JIS K 6251	200	150	合格
	伸び率	JIS K 6251	250	200	合格
	伸び率	JIS K 6251	300	250	合格
	伸び率	JIS K 6251	350	300	合格
物理特性	伸び率	JIS K 6251	400	350	合格
	伸び率	JIS K 6251	450	400	合格
	伸び率	JIS K 6251	500	450	合格
	伸び率	JIS K 6251	550	500	合格
物理特性	伸び率	JIS K 6251	600	550	合格
	伸び率	JIS K 6251	650	600	合格
	伸び率	JIS K 6251	700	650	合格
	伸び率	JIS K 6251	750	700	合格

水平2方向加力時の履歴ひずみが追記された



8. 免震部材部会 ダンパー小委員会

第1章 はじめに

免震部材を構成する減衰材（ダンパー）に関する技術報告については、これまでに、第4回技術報告会では、免震部材製造者が保有している各種ダンパーに関する試験データを収集・整理して、これらの試験データの分析・評価からダンパーの限界性能、基本性能、各種依存性を明らかにするとともに、ダンパーの性能比較や設計上の取り扱い、施工・維持管理の留意点等について取り纏めた内容について報告した。

また、これらの成果は「ダンパー小委員会活動報告書」として JSSI 会員専用ページに WEB 公開 (<http://www.jssi.or.jp/members/index.html> 2007年7月23日掲載) している。

第5回技術報告会では、近年の巨大地震の発生に伴い、発生すると予想される長周期地震動に対して、免震層が従来の地震動応答に比較して多くの繰り返し変形を受けた場合に、懸念される免震部材のエネルギー吸収性能に重きをおいた、ダンパーの現状と課題について報告している。

その後、ダンパー小委員会の一連の活動の成果として、アイソレータ小委員会と同様な活動目標をもって計画した、「免震構造一部材の基本から設計・施工まで」（オーム社 2010.12 発刊）においてダンパーに関する原稿執筆を行い、実務者を対象として、多様なダンパー（鋼材ダンパー・鉛ダンパー・摩擦ダンパー・オイルダンパー・粘性ダンパー・粘弾性ダンパー）における基礎知識と最新の知見を可能な範囲で紹介した。

また、これらの活動と平行して、現在まで①ダンパーにおける新たな知見（長周期地震動、2方向の影響評価等）の継続的な調査・検討、②応答制御建築物調査委員会 免震構造設計部会への協力、③防耐火部会 オイルダンパー耐火性能 WG への協力などの活動を行っている。

特に2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震では、ダンパーにおいても、予想されていた事象の有無はあるにせよ、変状が報告されており、免震部材における新たな課題も提起された。

以上から本報告では、①東北地方太平洋沖地震における鋼材ダンパーおよび鉛ダンパーの被災後の現状と今後の課題、②南海トラフ沿いを震源とした長周期地震動（三連動）における各ダンパーのエネルギー吸収性能評価、③「免震構造一部材の基本から設計・施工まで」のダンパーの掲載概要について紹介する。

第2章 東北地方太平洋沖地震におけるダンパーの状況

2011年3月11日に発生した年東北地方太平洋沖地震では、東北・関東地域のみならず震源から700km離れた大阪においても震度が小さいものの超高層建築物などが長周期地震により揺れており、広範囲に免震部材が振幅の大小はあるものの、長時間の繰返し振幅を受けているものと考えられる。JSSIのアンケート調査等によれば、基本的には各免震部材は、免震効果として十分有効に機能したと云えるが、震災後の免震層の点検において、鋼材ダンパーの塗装の剥落・ボルトの回転、鉛ダンパーの亀裂等の現象が多く建物でみられていることから、これらに関する技術的所見および保有性能等について以下に記述する。

2.1 鋼材ダンパー(U型およびループ型)

2.1.1 被災後に確認された現象

鋼材ダンパーに関して被災後に確認された主な現象は下記の3項目である。

- ① ダンパーロッドの残留変形 (写真 2.1.1)
- ② ダンパー取付ボルトの回転 (写真 2.1.2)
- ③ 塗装の剥離 (写真 2.1.2)

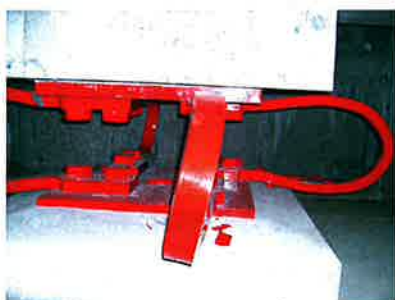


写真 2.1.1 ダンパーロッドの残留変形

写真 2.1.2 ボルトの回転および塗装剥離

2.1.2 技術的所見

(1) ダンパーロッドの残留変形

鋼材ダンパーは鋼材が塑性変形することにより、地震時にダンパーとして機能を発揮する。ダンパーロッドの残留変形はダンパーが地震時にエネルギーを吸収したためである。写真 2.1.3 は、鋼材ダンパーUD55×8 の性能確認試験における振幅±1cm から±85cm の漸増加力 (図 2.1.1) 終了後の様子であるが、同様の残留変形が確認できる。

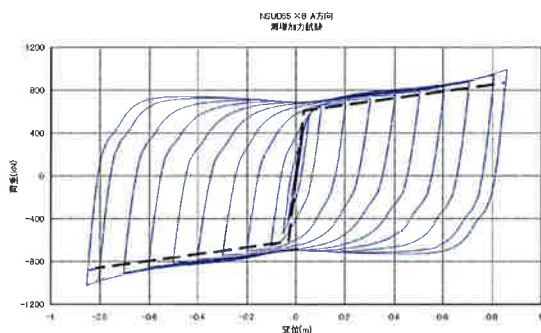


図 2.1.1 漸増载荷試験の荷重-変位関係



写真 2.1.3 漸増载荷終了後

(2) ボルトの回転

ダンパーロッドを固定するボルトは、せん断ボルトとして設計しており、ボルトまわりのクリアランスによるガタ付きやループダンパーの端部回転により、ボルトが回転したと判断される。なお、ボルトの回転対策については、ねじ部に接着材を塗布することによりボルトを回転しにくくする方法が確立されており、今後の出荷案件に対して有効と考えられる。

(3) 塗装の剥離

ダンパーロッド部分の剥離は、地震時にダンパーとして機能を発揮し、鋼材が塑性変形を繰返したことによるものと判断される。また、ボルト周辺部の剥離は、ダンパーの繰返し変形に伴ってボルトの回転やダンパーロッドとベースプレートのズレが発生したことによるものと判断される。なお、塗装対策については、現行仕様よりも変形追従性の良い新塗装が確立されており、補修塗装および今後の出荷案件に適用できる。

2.1.3 保有性能に対する影響

(1) ダンパーロッドの残留変形

鋼材ダンパーは塑性化してエネルギー吸収を行うとダンパーロッドに変形が残るが、残留変形が確認された後も安定した履歴ループのエネルギー吸収性能を維持することが実験において確認されている。したがって、鋼材ダンパーは必要に応じて疲労損傷度の確認を行うことにより継続使用が可能である

(2) ボルトの回転

せん断ボルトとしての機能を発揮出来るかぎりにおいては、急激なエネルギー吸収性能の低下はないと考えられるが、ボルトの回転が確認された場合は、初期状態に戻すために回転しているボルトは締め直す必要がある。U型ダンパーのボルトの回転量を変えて加力試験を行った結果を表2.1.1に示す。回転量が60°以下では大地震時の性能に与える影響は少ないためその緊急性は低いが、1次剛性が低下しているため、しかるべき時期において締め直す必要がある。

表 2.1.1 ボルトの締付け状況をパラメータとした性能確認試験結果

加力諸元					規定変位におけるエネルギー吸収量		
形式名	試験体 No.	加力方向	繰返し加力振幅	ボルト締付け状態	実験結果	ハイニアモデル	実験結果のハイニアモデルに対する比
			(mm)		(kN-m)	(kN-m)	
NSUD50x4 (規定変位 30cm)	H23-06-1	A	±750	通常トルク管理	252	248	1.01
	H23-06-2	A		ゆるみ1回転	236	248	0.95
	H23-06-3	A		ゆるみ60度回転	243	248	0.98
	H23-06-4	A	±300	ゆるみ60度回転	243	248	0.98

(3) 破断までの残存性能

ダンパーがエネルギー吸収をしたことによる疲労損傷度の確認が必要な場合は、ダンパーの疲労曲線と Miner 則を用いた検討法等により評価可能である。また、ダンパーロッド部に疲労による亀裂が確認される場合には、残存性能が少なくなっていると判断されるため、速やかに交換が必要である。

2.1.4 維持管理に対する考え方

被災した免震建物の鋼材ダンパーに対しては、一次判定として免震建物点検技術者による維持管理点検を行う。

一次判定において管理値を超えた場合には、二次判定において設計者が主体となり、保有・残存性能を確認しその交換の可否を検討する。（図 2.1.2）

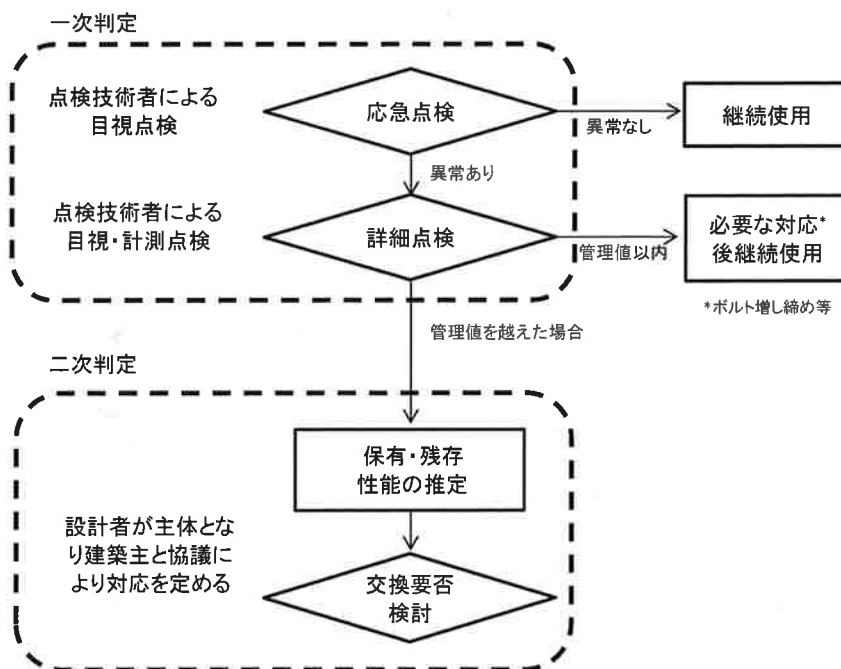


図 2.1.2 鋼材ダンパーの維持管理フロー

(1) 鋼材ダンパーの維持管理（一次判定）

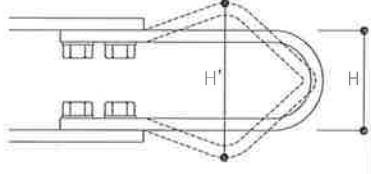
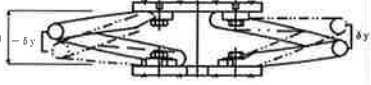
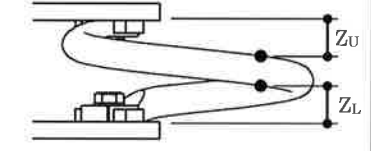
被災した免震建物、鋼材ダンパーの保有・残存性能を確認するために、応急点検あるいは詳細点検を実施する。目視による応急点検で異常が認められない場合は、建物の免震性能が十分に維持されているものと考えられる。

目視により異常が認められる場合には、詳細点検にて寸法計測を含めた点検を実施する必要がある。今回の震災のように被災範囲が広域に及ぶ場合には、詳細点検に設計者・施工者・メーカーが同行することは容易ではない。そこで、設計者がダンパーの保有・残存性能を確認・推定できるように、維持点検技術者が点検すべき点検細則を表 2.1.2 に整理した。

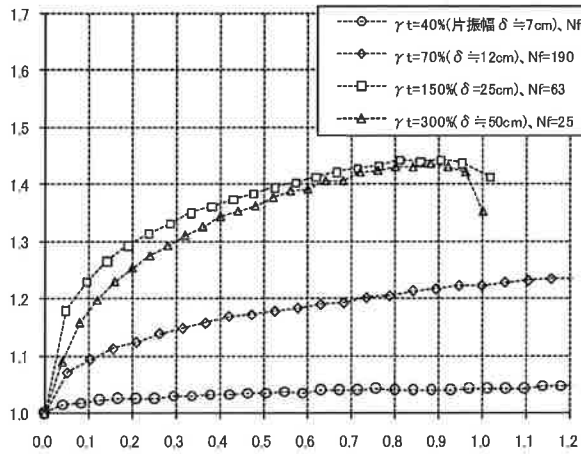
表中の形状の変化に対する管理値は、図 2.1.3 に示すように鋼材ダンパーの形状変化率と疲労損傷度のデータから設定している。

なお、建物の設計クライテリアや免震層の減衰性能に対する鋼材ダンパーの分担割合などによって、設計者の判断により管理値を設定することも可能である。また、表 2.1.2 に示す管理値については当面の推奨値であり、今後の知見により変更されることもあり得る。

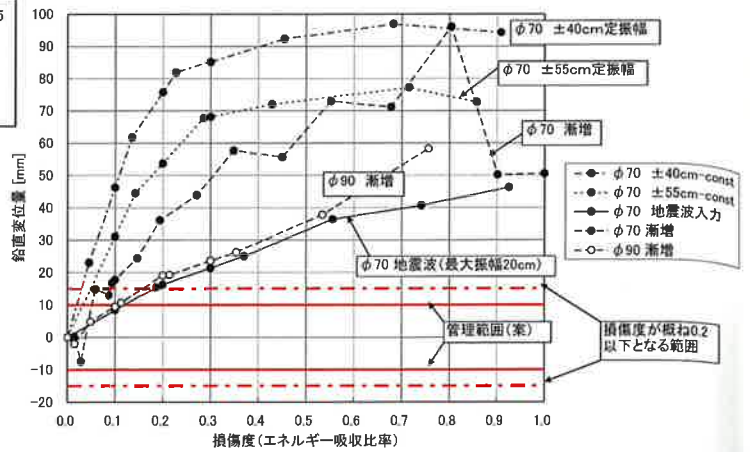
表 2.1.2 鋼材ダンパーの詳細点検細則

点検項目	調査方法(箇所)	管理値	備考
ボルトの回転	マーキングのずれを目視確認(全数)	マーキングのずれ(ボルトの回転)あり	箇所を報告書に記載する
表面亀裂発生状況	塗装剥離部を中心に、亀裂有無を目視確認(全数)	亀裂有り	亀裂を撮影し、報告書に添付する。(亀裂の生じたダンパーは、原則1セット全数を交換する)
形状の変化	U型鋼材ダンパーロッドの高さ寸法測定(全数) 	変形最大寸法 (H') /根元寸法 (H:設計寸法) ≤ 1.1	管理値を超えた場合の処置は、設計者の判断による(二次判定)
	鋼棒ダンパー先端位置の高さ寸法測定(全数) 新日鉄エンジニアリング製:  巴コーポレーション製:  高さ変化 $z = 0.5 z_U - z_L $	新日鉄エンジニアリング製: 高さ変化量 (δy) / 内法高さ (H:設計寸法) ≤ 0.1 巴コーポレーション製: (高さ変化 $z = 10\text{mm}$ 以下:管理値は参考値とし、累積損傷とともに評価する)	
ベースプレートと基礎の接合部状況	目視及び計測(全数)	— (報告後設計者の判断による)	変状がある場合は、寸法を計測し、該当部の写真を添付
免震層の変形 (U型鋼材ダンパー・鋼棒ダンパー累積損傷確認用)	免震層内けがき計の変位記録を写真撮影または模写する。 けがき計が設置されていない場合は、エキスパンションジョイント等可動部の痕跡により、最大変位を確認する。	—	

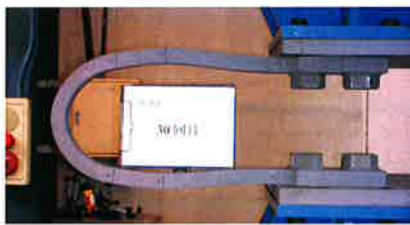
U型鋼材ダンパー・鋼棒ダンパー



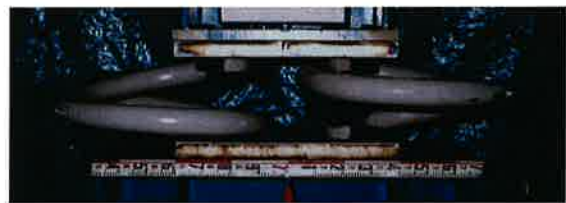
U型ダンパーの疲労損傷度と形状変化率



鋼棒ダンパーの疲労損傷度と形状変化率



累積損傷度 0.1 程度



累積損傷度 0.5 程度 (φ90)

図 2.1.3 鋼材ダンパーの疲労損傷度と形状変化率

(2)管理値を超えた場合の対応 (二次判定)

二次判定では、免震層の変位履歴から鋼材ダンパーの疲労損傷度を算定し、継続使用の可否を検討する。鋼材ダンパーの疲労損傷度算定手法として、①Miner 則による検討法、②エネルギー吸収率による検討法、③最大変位から簡易的に推定する方法が提案されており、ここでは Miner 則による検討法を紹介する。

変位履歴が判る場合は、変動振幅毎の繰返し数に計数し、疲労曲線から各振幅毎の疲労損傷度を算出し、その総和を累積損傷度とする Miner 則を用いる方法がある。

Miner則は、鋼材の低サイクル疲労評価法として一般的に用いられている手法で、式(2.1.1)により評価される。

$$D = \sum (n_i / N_{fi}) \tag{2.1.1}$$

D : 累積損傷度

n_i : i 番目の振幅の繰返し数

N_{fi} : i 番目の破断回数(振幅から疲労曲線を適用して計算)

図 2.1.4 は実際に被災した免震建物 (I 病院 : 宮城県石巻市) の野書き変位記録である。この建物のダンパーを回収し、Miner 則により検討した結果を表 2.1.3、2.1.4 に示す。

3 体の試験体の 0°方向の破断回数は平均で 74 回であり式 (2.1.2) の疲労曲線から求めた無損傷状態のダンパーの破断回数 80 回と比較すると、疲労損傷度は 7%と推定される。これは、野書き変位記録から算定した疲労損傷度 5%と良い対応を示している。

$$\gamma t = (35N_f^{-0.15} + 3620 N_f^{-0.80}), \gamma = \delta / h \tag{2.1.2}$$

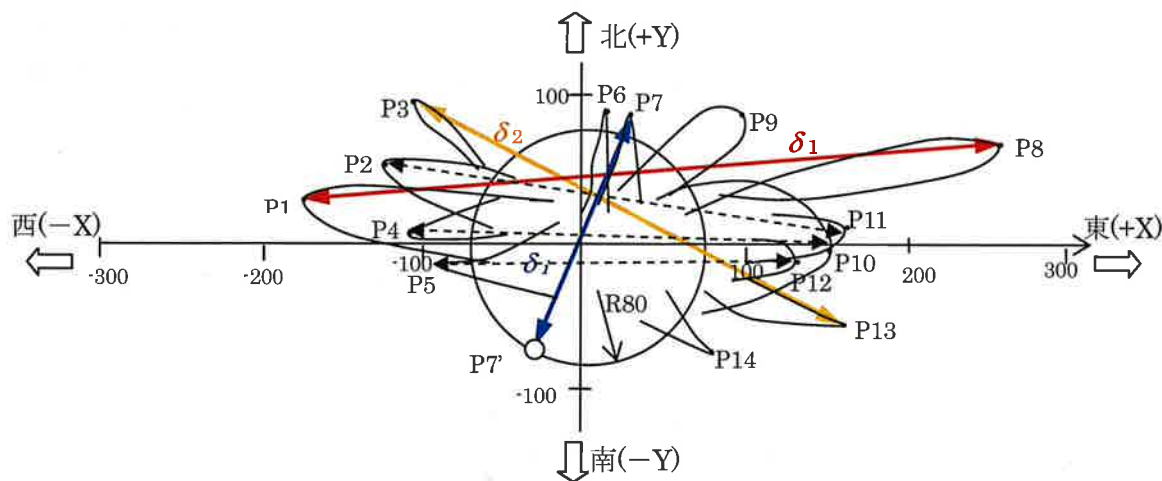


図 2.1.4 免震層軌跡(罫書)

表2.1.3 罫書き記録の計数結果

	西側ピーク値			東側ピーク値			δ_i [mm]	γ_i [%]	$N_{fi}^{(*)}$	D_i
	P_j	X_j	Y_j	P_i	X_i	Y_i				
1	P1	-170	36	P8	253	68	424	127	80.2	0.012
2	P3	-105	90	P13	158	-56	301	90	131.7	0.008
3	P2	-122	62	P11	160	15	286	85	142.0	0.007
4	P4	-107	14	P10	155	0	262	78	161.4	0.006
5	P5	-93	-16	P12	125	-7	218	65	214.0	0.005
6	R80上と仮定			P9	100	92	216	64	217.5	0.005
7	R80上と仮定			P14	84	-58	182	54	284.8	0.004
8	R80上と仮定			P7	22	87	170	51	319.2	0.003
9	R80上と仮定			P6	17	87	169	50	322.6	0.003
									$\Sigma D_i =$	0.052

*1: 式 (2.1.2) により算出した振幅 δ_{ti} における破断までの繰返し回数

表 2.1.4 ダンパー疲労損傷度検討結果 (I 病院)

	振幅±213mm($\gamma_t = 127\%$)における破断までの繰返し回数	累積損傷度 D	備考
無損傷状態の初期値	80		式 (2.1.2) の疲労曲線より算出
Miner 則による震災後の推定残存値	76	5%	罫書変位記録 (図 2.1.3) より算出
加振試験結果	74	7%	震災後に建物から取り出した試験体 3 体の平均値

2.1.5 今後の課題

(1) 長周期地震動に対して

継続時間の長い長周期地震動については、今後の発生が予見されている東海・東南海・南海地震に対して、従来考えられていた地震動の入力エネルギーよりも大きなエネルギーを設定して対策を講じる動きが始まると想定される。

鋼材ダンパーは繰返し加振においてエネルギー吸収性能が変化する(図 2.1.5)。継続時間の長い地震動に対しては、繰返し回数とエネルギー吸収量の低下の関係を考慮した設計が求められる。対応法としては、設計時にエネルギー吸収性能を低減する方法や繰返し回数によりエネルギー吸収量を変化させる方法が考えられる。

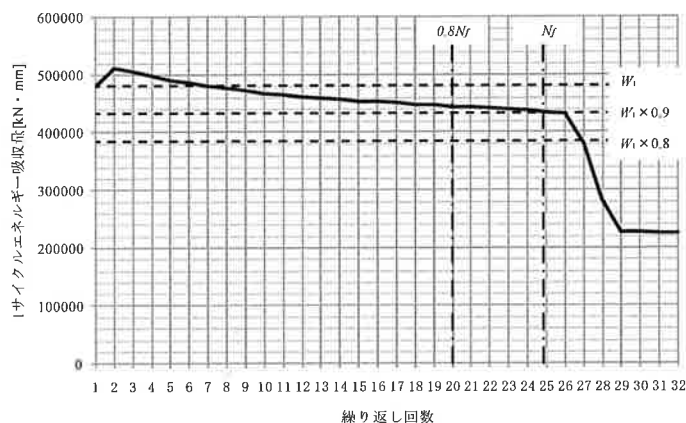


図 2.1.5 繰返し加力に伴うエネルギー吸収性能の変化
(NSUD50×4 振幅±600mm A 方向)

(2) ボルトの回転に対して

今回のボルト回転の発生状況を鑑み、以下の対応を行う。

a) ボルト回転現象の通知

既納入鋼材ダンパーが健全な状態に維持管理されるために、地震時のボルト回転発生とその後の再締め付けが必要なことを発信する。

b) ボルト回転対策 (既納入案件)

上述の通知に加え、既納入案件に対しては地震によるボルト回転が発生しにくくなるような対策を検討する。

c) ボルト回転対策 (今後の出荷案件)

今後の出荷案件に対しては、ねじ部に接着材(二液常温硬化型エポキシ系構造用接着剤)を塗布する(写真 2.1.4) ことによりボルトを回転しにくくする対策が確立されている(表 2.1.5)。接着剤を塗布したダンパーを交換する際のボルト取り外しについても、加熱により接着剤を軟化させる方法や大トルクにより緩ませる方法により可能であることを検証している。

表 2.1.5 接着剤を塗布したダンパーのボルト回転状況



写真 2.1.4 接着剤塗布状況

サイズ	加振振幅	ボルト回転発生サイクル
UD50×8 (対象 2 本)	±5cm×100 サイクル、 ±10cm×30 サイクル、 ±15cm・20cm×1 サイクル	最終サイクルまでボルト 回転発生無し
UD50×4	±1cm～±75cm×1 サイクル、 以後±75cm を破断まで	漸増±75cm のサイクルで ボルト回転発生
UD50×4	同上	漸増±60cm のサイクルで ボルト回転発生
UD50×4 (接着剤無)	同上	漸増±10cm のサイクルで ボルト回転発生

(3) 塗装の剥離に対して

ボルト回転現象と同様、必要に応じて塗装の補修が必要である旨を通知する。

現行仕様よりも変形追従性の良い新塗装が確立されており、補修塗装および今後の出荷案件に適用される。UD40（限界変形 55cm）において現行仕様の塗料と変形追従性を改良した塗料を施工し比較を行った例を示す。表 2.1.6 に示す载荷プログラムにて载荷を行ったダンパーの試験終了後の様子を写真 2.1.5 に示す。現行仕様の塗装は漸増载荷の振幅 $\pm 50\text{cm}$ のサイクルで塗装に浮き／しわが確認されその後まもなく剥離したのに対し、新塗装はダンパーロッド破断直前に塗装の一部はく離が確認された程度でありそれ以前は繰返し载荷においても浮き／しわも確認されなかった。なお、この実験は塗装後 2 週間経過したダンパーに対して行った結果であるため、経年変化による塗膜硬化の影響については今後の課題である。

表 2.1.6 载荷プログラム

試験	漸増载荷試験									繰り返し試験
	± 10	± 30	± 50	± 100	± 200	± 300	± 400	± 500	± 550	
振幅(mm)	± 10	± 30	± 50	± 100	± 200	± 300	± 400	± 500	± 550	± 550
サイクル数	1	1	1	1	1	1	1	1	1	いずれかのダンパーロッドが破断するまで

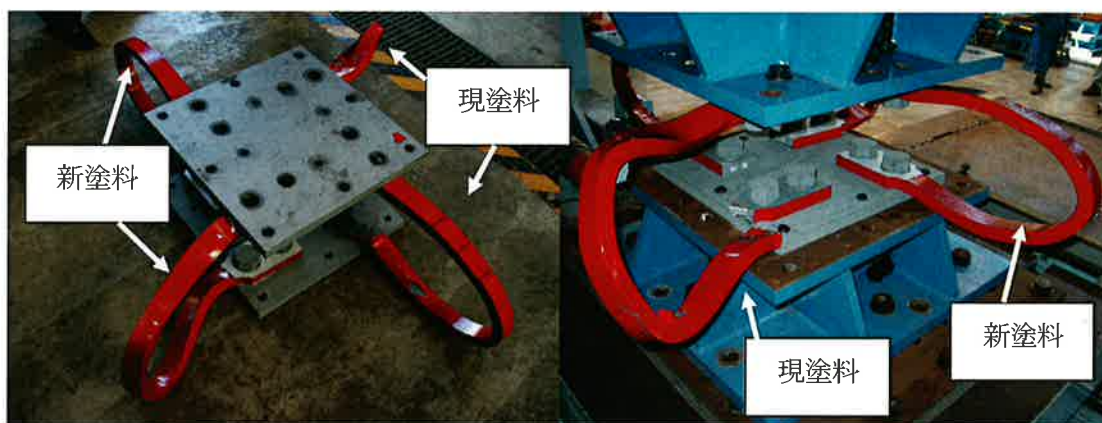


写真 2.1.5 試験終了後の様子

2.2 鉛ダンパー

2.2.1 被災後に確認された現象

被災後の鉛ダンパーに発生している現象は、ダンパー本体の亀裂である。JSSIの2009年12月末までの集積データにおいて鉛ダンパーを使用している免震建物は、全国で13%程度といわれており、6,000台以上の出荷実績がある。このうち、半数強が今回の地震で震度5以上を経験したと思われる関東・東北地方に出荷されており、2011年12月時点における地震後、亀裂に関する情報は約30件ある。代表的なものを写真2.2.1～2.2.3に示す。なお、写真2.2.3は、今回の地震前に亀裂が発生しており、地震により進展・顕在化したものである。



写真 2.2.1 関東の建物で確認(深さ:約3mm)



写真 2.2.2 東北地方の建物で確認(深さ:約7mm)

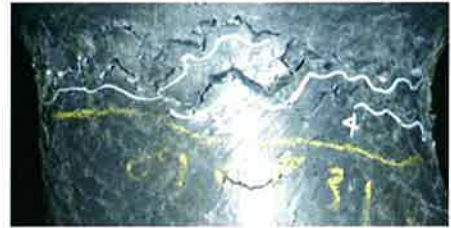


写真 2.2.3 関東の建物で確認(深さ 震災後約30mm)

2.2.2 技術的所見

(1) 亀裂の発生状況

1) 亀裂深さの分類

亀裂の形状は変形量によって異なる傾向がある。 $\pm 400\text{mm}$ を超えるような大変形では表面の一部が伸ばされて開口したような状態となり、変形が繰返されると、温度上昇を伴うため形状変化を伴う。変形量が小さい場合は温度上昇が小さいため形状変化は少なく、亀裂のみが進展して見える特徴がある。写真2.2.4～2.2.6に各実験時の振幅毎の亀裂の状態の一例を示す。



写真 2.2.4 振幅毎の亀裂一例(振幅400mm、3サイクル後)



写真 2.2.5 振幅毎の亀裂一例(振幅100mm、200mm各3回後)



写真 2.2.6 振幅毎の亀裂一例(振幅5mm、9000回時)

2) 亀裂発生の位置

亀裂は鉛ダンパーの可とう部に、断面と同心円状に発生するケースが最も多い。しかし、他にも中央部分や縦方向に発生しているもの確認されており、建物の応答等によって発生位置は様々なケースがあると思われる。

(2) 亀裂の発生原因

微小振幅の繰返しで発生する亀裂の破面には、疲労破面の特徴である縞状の模様（ストライエーション）が確認されていることから（写真 2.2.7）、原因は、鉛ダンパーの条件下における繰返し変形による鉛の金属疲労と考えられる。

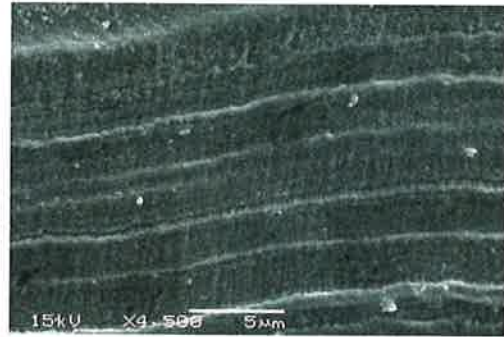


写真 2.2.7 疲労破面に見られるストライエーション

2.2.3 保有性能に対する影響

(1) 亀裂と破断

図 2.2.1 に様々な振幅で行った鉛ダンパーの疲労試験結果を示す。従来、鉛ダンパーは地震を想定した比較的大きな振幅での疲労試験を行っていたが、近年、微小振幅領域での研究がなされ報告されている。

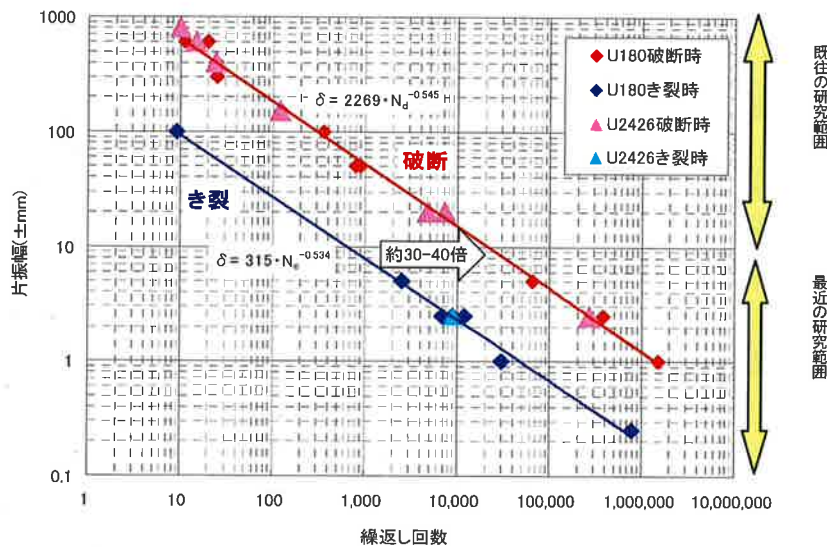


図 2.2.1 鉛ダンパーの疲労試験結果

(2) 降伏荷重比

亀裂が発生した鉛ダンパーの性能は、亀裂を同心円状の形状と想定し、かつ円周の 1/3 を欠損面積とみなした場合の面積比率で予測することができることから、降伏荷重比 r_y は、全断面積に対する欠損面積を除いた断面積の比率として(2.2.1)式で求めることができる。

$$r_y = 1 - \frac{2}{3} \left(\frac{p}{R} \right) \quad (2.2.1)$$

A : ダンパー断面積 a : 欠損面積 r_y : 降伏荷重比

p : 最大亀裂深さ (mm) R : 鉛ダンパー半径

α : 面積比

(3)エネルギー吸収性能評価

1)Miner 則による検討法

鋼材ダンパーと同様に Miner 則を用いて、(2.2.2)式により亀裂発生を考慮した累積損傷度を評価することができる。また、その際、破断回数 N_{di} は(2.2.3)式による。

$$D = \sum \frac{n_i}{N_{di}} \leq 1 \quad (2.2.2)$$

D : 累積疲労損傷度

n_i : i 番目の振幅の繰り返し数

N_{di} : i 番目の振幅の破断回数 (式(2.2.3)より計算する。)

$$N_d = 1.38 \times 10^6 \delta^{-1.83} \quad (2.2.3)$$

δ : 片振幅(mm)

2)エネルギー残存率

亀裂が発生した鉛ダンパーの、新規品に対するエネルギー量(以下、エネルギー残存率)は $1-D$ と考えることができることから、(2.2.4)式で評価できる。

$$\frac{W_c}{W_i} = 1 - D = 1 - \frac{P}{R} = 1 - \frac{3}{2}(1 - r_y) \quad (2.2.4)$$

3) 亀裂が発生した鉛ダンパーの残存性能の予測

亀裂深さと降伏荷重比・エネルギー残存率の関係を図 2.2.2 に示す。亀裂が発生した鉛ダンパーの亀裂深さ(比)から降伏荷重比、およびエネルギー残存率を推定することが可能である。

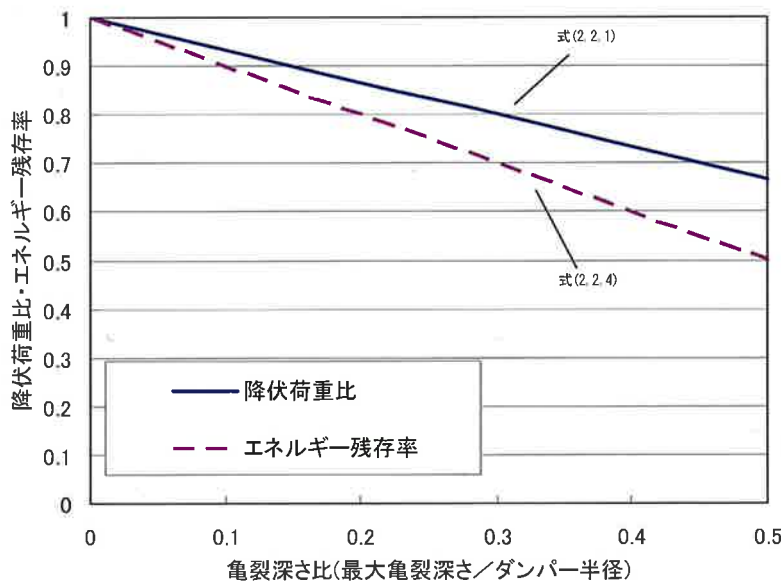


図 2.2.2 亀裂深さ比と降伏荷重比、エネルギー残存率の関係

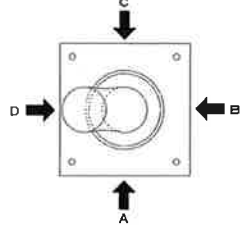
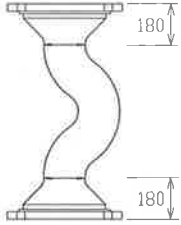
2.2.4 維持管理に対する考え方

(1)鉛ダンパーの維持管理(一次判定)

被災した免震建物の鉛ダンパーは、鋼材ダンパーと同様、2段階の判定を行う。その際、一次判定においては、亀裂深さの他、振幅レベルが大きい場合には、形状変化の影響が大きくなることあるため、形状に対しての管理基準値も設定している。

表 2.2.1 に鉛ダンパーの点検細則の抜粋を示す。

表 2.2.1 鉛ダンパーの詳細点検細則

点検項目	調査方法(箇所)	管理値	備考
表面亀裂深さ	クラックテスター等による測定(全数)	最大深さが下記値以下 U180型 : 10mm 以下 U2426型 : 15mm 以下	管理値を超えた場合の処置は、設計者の判断による (二次判定)
表面亀裂長さ*2	スケール等による測定(全数)	—	ダンパー毎に最大値を報告書に記載する
表面亀裂幅	クラックスケール等による測定(全数)	—	同上
表面亀裂発生状況	目視確認(全数)、亀裂部をチョーク等でマーキング及び写真撮影 	—	亀裂を生じたダンパーについて4方向から全体写真を撮影し、かつ深さ管理値を超える全ての亀裂及び最大亀裂深さ部位についてクローズアップ写真を撮影し、報告書に添付
可とう部の軸径の変化	可とう部(フランジ外面から180mmの位置)にて直交する2方向の軸径を測定(全数) 	直交する2方向の平均値が下記値以下 U180型:200mm 以下 U2426型:280mm 以下	管理値を超えた場合の処置は、設計者の判断による (二次判定)
ベースプレートと基礎の接合部状況	目視及び計測(全数)	— (報告後設計者の判断による)	変状がある場合は、寸法を計測し、該当部の写真を添付

(2)管理値を超えた場合の対応(二次判定)

一次判定において管理値を超える異常が確認された場合、より詳細な検討である二次判定を行う。二次判定では、一次判定同様に詳細点検で測定した鉛ダンパーの亀裂の深さにより、「2.2.3 保有性能に対する影響」に示す方法により残存性能を推定し、継続使用の可否を検討する。

また、鋼材ダンパー同様に累積疲労損傷度を推定し、継続使用の可否を検討する方法も可能である。ここでは、その検討例としてEホテル(宮城県大崎市)における建物の応答予測値からの疲労損傷度算定を紹介する。

【エネルギー吸収性能の事例検討】

東北地方太平洋沖地震の際、震央から50kmほど離れた宮城県大崎市に建つ免震建物(Eホテル)では、震度6強の揺れに見舞われた。免震システムには積層ゴムのほか、鉛ダンパーと鋼棒ダンパーが使われているが、鉛ダンパーについては、今回の震災を含め過去の地震の累積によって可撓部の塑性化が大きくなったため取り替えを行った。ここでは、エネルギー吸収性能の事例として、回収された鉛ダンパーの地震時応答の推定と残存性能確認試験の結果について報告する。

図2.2.3は実際に被災した免震建物(Eホテル:宮城県大崎市)から回収した、鉛ダンパーの繰返し加力試験結果の一例である。実験結果と建設地近傍の観測記録に基づくシミュレーション解析からMiner則によりD値を推定したものを表2.2.2に示す。また、各試験における累積変形量と降伏耐力の関係を纏めたものを図2.2.4に、写真2.2.8に加振前後の鉛ダンパーの写真の一例を示す。

地震時のD値は0.23程度、今回の試験でのD値が0.7程度となることから、回収された鉛ダンパーの残存性能は新規品と比べても相当残っていたと推定される。ただし、ダンパーの形状変化が大ききものは、耐力が低めになること、およびエネルギー吸収能力(履歴面積)の減少率は新規品に比べて大きくなっている。

表 2.2.2 Miner 則における D 値の推定

試験体	加振方向	振幅 (mm)	実験時のサイクル数	実験時 D 値	等価サイクル数 (累積変形 20m)	地震時 D 値	D 値 総和
No.4	P	50	500	0.466	100.0	0.0932	0.559
No.2		100	200	0.662	50.0	0.1656	0.828
No.1		150	100	0.696	33.3	0.2319	0.927
No.8		150	100	0.696	33.3	0.2319	0.927
No.6	O	50	400	0.373	100.0	0.0932	0.466
No.5		100	200	0.662	50.0	0.1656	0.828
No.3		150	130	0.904	33.3	0.2319	1.136
No.7		150	80	0.556	33.3	0.2319	0.788

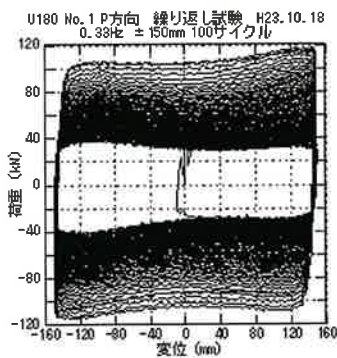


図 2.2.3 ±150mm での荷重-変位関係

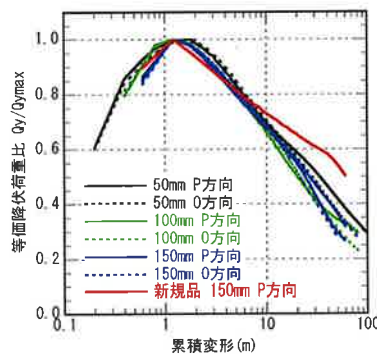


図 2.2.4 累積変形量と降伏耐力の関係



写真 2.2.8 NO1 P 方向 (±150mm 100 サイクル)

2.2.5 今後の課題

(1) 亀裂対策

微小振幅の繰返しによる亀裂に関して、亀裂を抑制する対策を検討中であるが、ここでは、その対策例として、鉛ダンパー取付け部の振動を絶縁する検証実験を紹介する。

【鉛ダンパー取付け部の振動絶縁法に関する検証実験】

振動絶縁の方法は、写真2.2.9に示すようにU180型鉛ダンパーの固定ボルトを(M30)の軸部を切削し、軸径を25mmとして、 $\pm 4\text{mm}$ 程度までの振動を鉛ダンパーに伝達させない場合と、さらに、切削したボルト軸部にゴムシート(厚さ2mm)を巻いた場合について実験を行っている。試験結果の一例として、図2.2.5にゴムシートを巻いた場合の大振幅加振時の履歴曲線(O方向)を示す。



写真 2.2.9 図上部の固定用ボルト

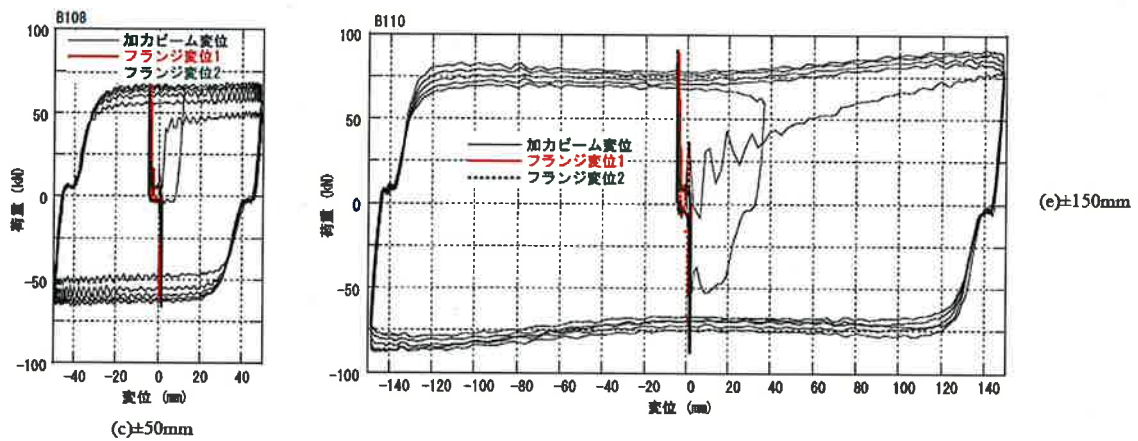


図 2.2.5 大振幅時の履歴曲線 (O 方向加振)

(2) 微小振幅繰返しによる亀裂発生への検討

微小振幅の繰返しによる亀裂について風応答を主原因とした場合の、免震層の特性に応じた亀裂深さおよび繰返し耐久性についてのシミュレーション解析および評価方法に関する情報収集。

(3) 鉛ダンパー取付け部の損傷

その他、鉛ダンパーについては、神奈川県内(震度4)の免震建物で、亀裂発生以外に写真2.2.10のように鉛ダンパー(U180型)の取付け部においてコンクリートが破損している状況が報告されている。原因は、ベースプレートに曲げモーメントが働いてスタッドボルトに引張力が作用し、コンクリートの付着破壊またはコンクリート破壊が生じたものと考えられるが、同様の現象は、2005年福岡県西方沖地震の被害報告でも指摘されている。



写真 2.2.10 鉛ダンパーの取付け部の損傷

第3章 長周期地震動における各種ダンパーのエネルギー吸収性能評価

3.1 はじめに

長周期地震動による免震建物の応答性状に関して、平成23年度建築基準整備補助金事業「42超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討」の建物WG免震SWG（日本免震構造協会）において検討されている。そこでは、作成した長周期地震動を用いて様々な免震建物の応答値を求め、免震建物の安全性の検討を行っている。

本小委員会では、免震SWGで行われたモデル建物の解析結果の免震部材のエネルギー吸収に関するデータを入手し、免震部材の健全性の検討を行った。以下にその概略を示す。

3.2 検討用入力地震動

検討に用いた地震動はすべて、東海・東南海・南海地震の3連動地震による地震動である。基準整備事業42において作成された長周期地震動のうち、大阪平野の地震動として大阪市此花の地震動を、濃尾平野の地震動として愛知県津島市の地震動を、関東平野の地震動として東京都新宿の地震動を用いた。また、断層近傍の地震動として静岡県浜松市の地震動も用いた。平成21年度の検討では此花、名古屋、津島、新宿の4地点で行ったが、名古屋は津島と地震動の特性は近く、レベル的には津島の方が大きかったことから、名古屋は対象から外し代わって非常に地震動のレベルの大きい浜松を採用した。また、各地点において、平成21年度と同様に、平均(AV)と平均+標準偏差(SD)の地震動の検討を行った。

表3.1に地震動の一覧表を示す。図3.1に加速度波形、図3.2～3.5にこれらの地震動の擬似速度応答スペクトル $pSv(h=0.05)$ 及びエネルギースペクトル $Ve(h=0.10)$ を示す。ここにおいて、此花、津島、新宿に関しては、破線で平成21年度に検討した地震動によるスペクトルも示している。この地震動は、此花が南海地震による地震動であり、津島と新宿は東海・東南海連動地震の地震動である。

なお、今回作成された地震動は、回帰式の作成にあたり下記のような改良が加えられている。また、東海・東南海の断層モデルも前回のものと異なっている。

- ・ M_w^2 項を付け加え頭打ちを考慮できるようにした。
- ・東（太平洋プレート）と西（フィリピン海プレート）の地震動の違いを考慮した。
- ・東北地方太平洋沖地震の本震は震源がまだ特定できていないので、経験式には考慮されていないが、余震は考慮されている。

表3.1 検討用入力地震動一覧

略称	対象地震・評価地点など	加速度 cm/s ²	速度 cm/s	継続時間 s
OSKH02-AV	東海・東南海地震・南海地震 此花 平均	98.5	38.1	740.0
OSKH02-SD	東海・東南海地震・南海地震 此花 平均+標準偏差	147.2	45.0	740.0
AIC003-AV	東海・東南海地震・南海地震 津島 平均	199.4	26.8	740.0
AIC003-SD	東海・東南海地震・南海地震 津島 平均+標準偏差	380.4	42.6	740.0
KGIN-AV	東海・東南海地震・南海地震 新宿 平均	42.1	21.6	740.0
KGIN-SD	東海・東南海地震・南海地震 新宿 平均+標準偏差	77.2	31.0	740.0
SZO024-AV	東海・東南海地震・南海地震 浜松 平均	576.8	40.1	740.0
SZO024-SD	東海・東南海地震・南海地震 浜松 平均+標準偏差	1069.4	37.8	740.0

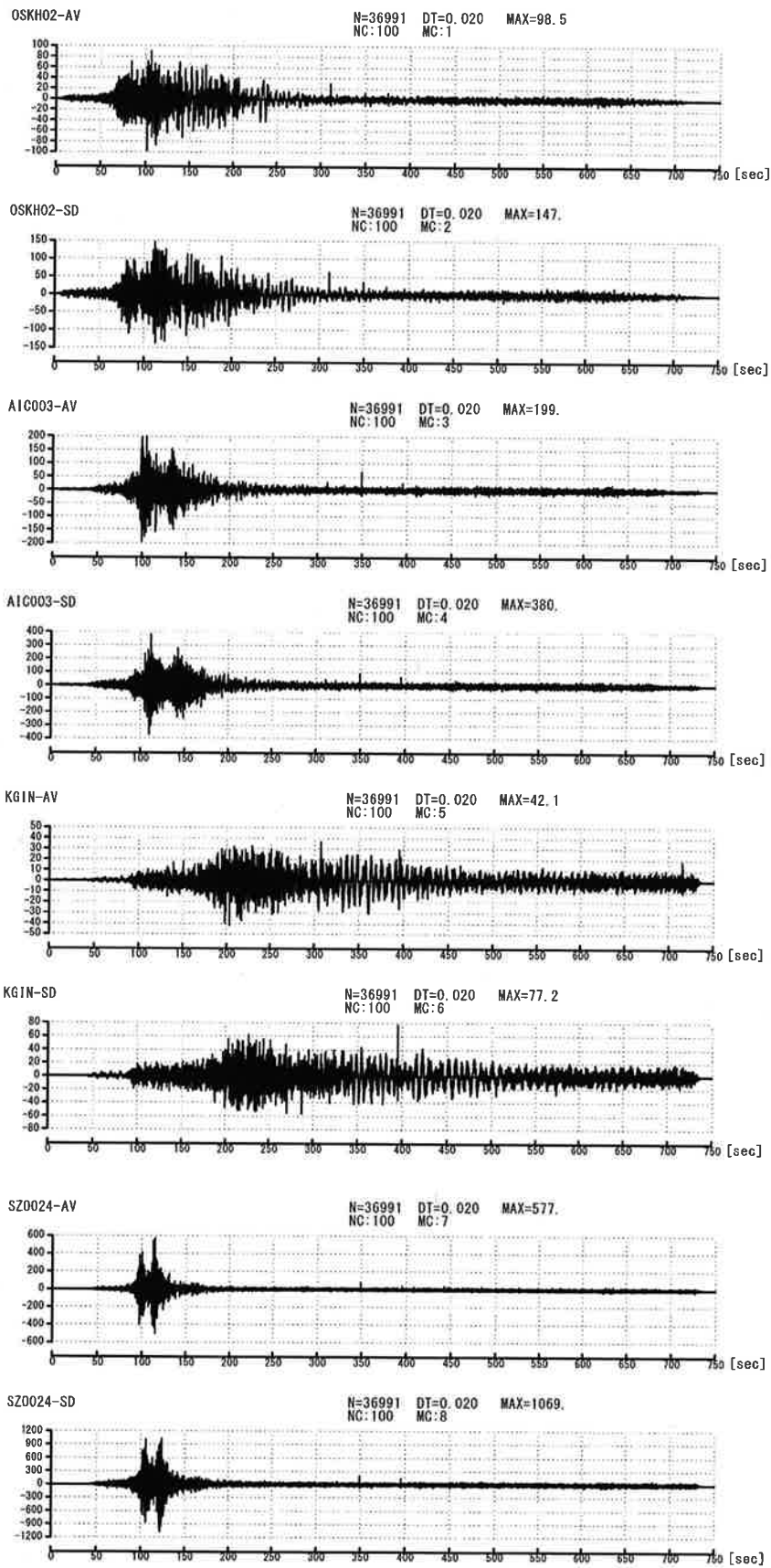


図 3.1 検討用入力地震動の時刻歴波形

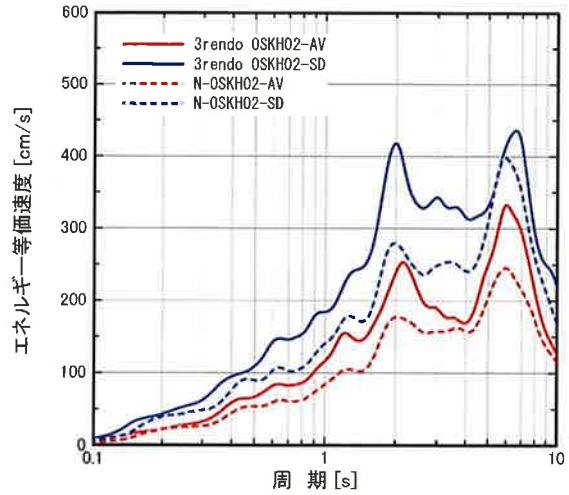
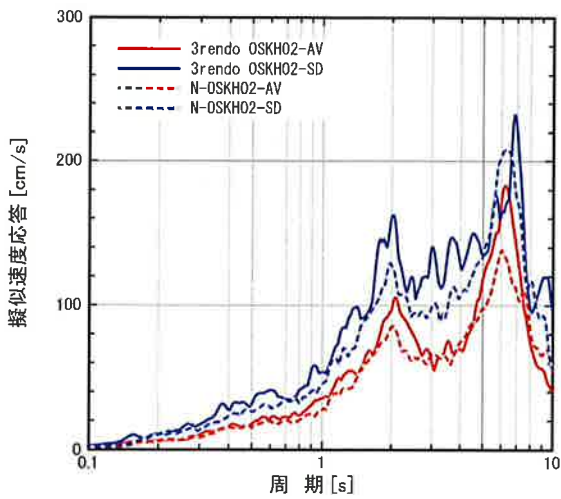


図 3.2 此花の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)及びエネルギースペクトル(h=0.1)

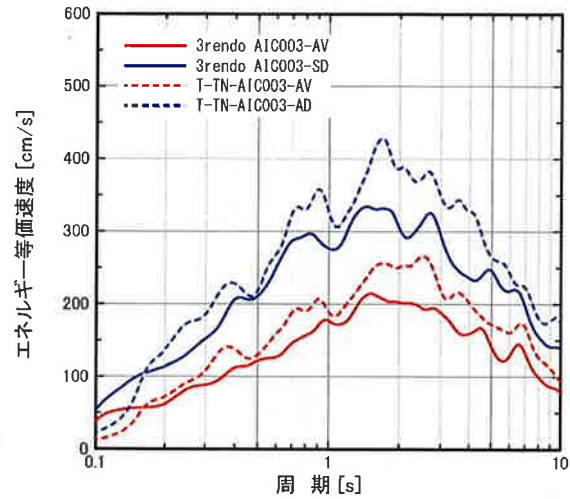
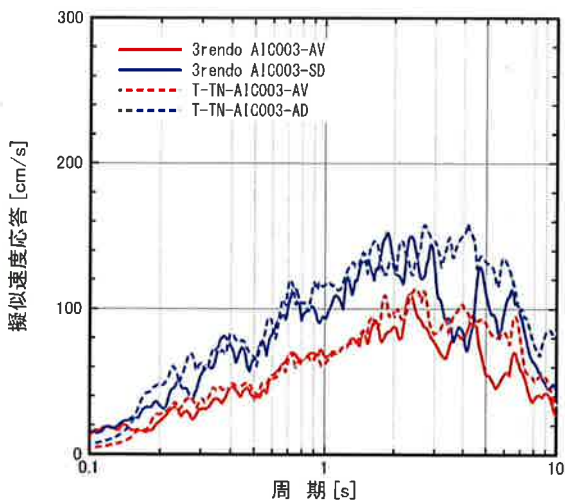


図 3.3 津島の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)及びエネルギースペクトル(h=0.1)

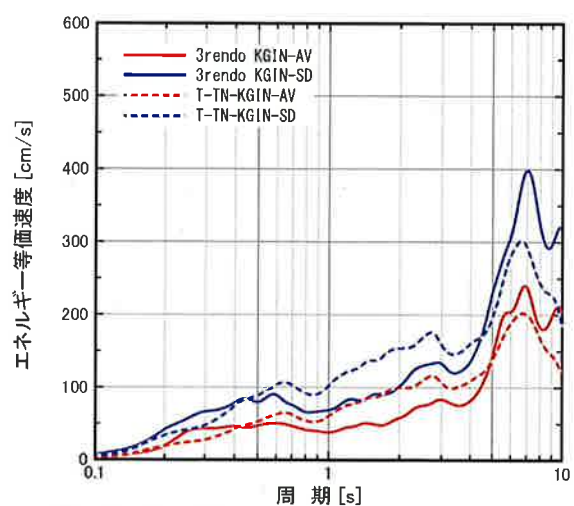
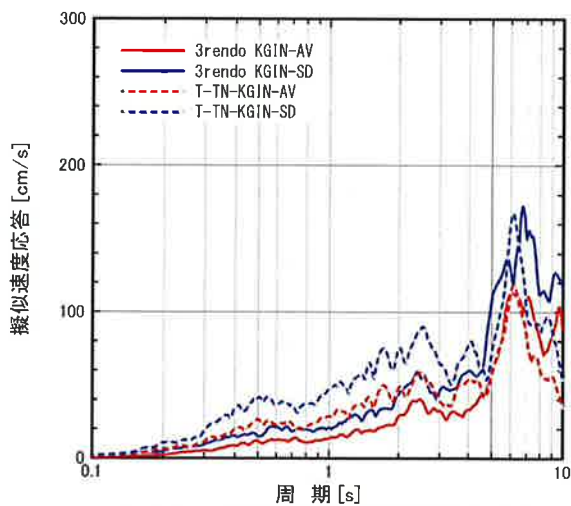


図 3.4 新宿の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)及びエネルギースペクトル(h=0.1)

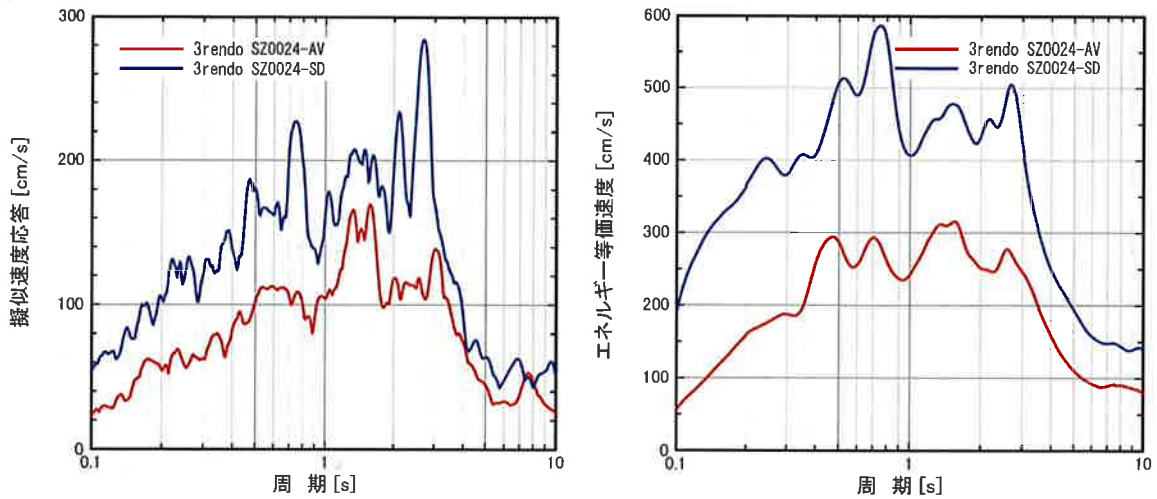


図 3.5 浜松の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)及びエネルギースペクトル(h=0.1)

3.3 検討用建物

平成 21 年度の検討では、設計時期・建物高さ・免震システムなどがバランスよく網羅されるように選定した 40 棟のモデル建物で行った。ここにおいて、設計時期は第一期（1994 年以前）、第二期（1995 年～1999 年）、第三期（2000 年以降）の 3 期に分類し、建物高さは低層（20m 未満）、中高層（20m～60m 未満）、超高層（60m 以上）の 3 つに分類している。

今回の検討においては、この 40 棟のなかから 22 棟を選定し解析を行った。表 3.2 にモデル建物リストを示す。ここにおいて、着色されている建物について免震部材のエネルギー吸収の検討も行っており、本小委員会ではそのデータを用いて検討を行った。

表 3.2 モデル建物リスト

記号	分類	軒高 (m)	設計年	構造種別	免震システム	固有周期(s)	
						基礎固定	200%ひずみ時
A-1	低層第 1 世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	0.41	1.77
A-3	中高層第 3 世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	0.73	3.25
B-3	低層第 3 世代	13.1	2000	RC	NR+SL+OD	0.217	3.36
B-4	超高層第 3 世代	120.9	2006	RC	NR+SL+OD	3.16	6.19
C-2	中高層第 1 世代	36.1	1994	SRC,S	LRB	0.82	2.99
C-4	超高層第 3 世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	2.27	4.93
D-2	中高層第 3 世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	0.863	3.45
D-4	超高層第 3 世代	144.0	2006	RC	LRB+CLB+OD	3.45	6.43
E-1	中高層第 2 世代	30.6	1996	RC	LRB+NR	0.79	3.4
E-2	中高層第 2 世代	26.1	1996	RC	NR+鉛 D+鋼棒 D	0.68	2.56
E-3	超高層第 3 世代	67.4	2004	RC	LRB+CLB	1.78	5.24
E-4	中高層第 3 世代	34.0	2004	RC	LRB	0.87	3.87
F-3	中高層第 3 世代	31.0	2006	S	NR+SL	1.81	4.3
F-4	超高層第 3 世代	140.0	2006	RC	NR+SL	3.49	5.55
G-3	中高層第 2 世代	28.7	1997	CFT+S	NR+OD	1.32	4.027
G-4	中高層第 3 世代	24.2	2001	S	NR+OD	1.039	3.573
H-1	低層第 1 世代	11.9	1990	RC	NR+鉛 D	0.27	2.23
H-4	超高層第 3 世代	60.4	2002	S	NR+鉛 D+鋼 D	1.82	4.02
I-1	中高層第 2 世代	31.3	1996	RC	HDR	1.1	4.27
I-2	中高層第 3 世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛 D+鋼 D	1.57	5.09
J-1	中高層第 2 世代	44.3	1999	RC	NR+CLB+鋼 D+OD	0.5	3.04
J-3	中高層第 2 世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	0.095	2.75

3.4 鋼材ダンパーのエネルギー吸収性能

(1)目的

継続時間の長い長周期地震動を受けた免震建物に設置されている鋼材ダンパーの疲労損傷度について検討を行う。

(2)検討対象

検討対象の建物および入力地震動は、免震SWGにおいて検討を行った応答解析の時刻歴応答変位を基に、鋼材ダンパーが使用されている建物3棟（U型ダンパー：2棟、鋼棒ダンパー1棟）について検討を行った。各建物ごとに、4サイト×2レベル=8ケースの入力地震動を検討しており、その中で最も応答変位が大きいサイトの応答について、平均（AV）および平均+標準偏差（SD）の2レベルを検討対象とした。

建物および入力地震動の概要を表3.3に、時刻歴応答変位波形を図3.6～3.11に示す。

表3.3 検討対象の建物と入力地震動

建物	J-1		H-4		E-2	
分類	中高層 第二世代		超高層 第三世代		中高層 第二世代	
建設地	千葉県木更津市		長野県長野市		東京都江戸川区	
地震動	OSKH02-AV	OSKH02-SD	OSKH02-AV	OSKH02-SD	SZO024-AV	SZO024-SD
免震層の最大変位(m)	0.293	0.583	0.208	0.341	0.17	0.3
免震層の総変位距離(m)	18.51	35.84	11.6	22.6	13.46	26.66
免震層の最大速度(m/s)	0.44	0.85	0.44	0.52	0.44	0.8
ダンパー	UD45×4		UD45×4		70φR285(L)	

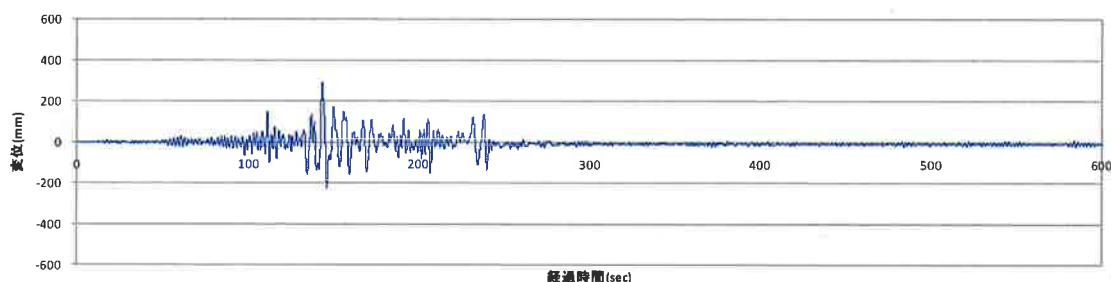


図3.6 時刻歴応答変位 (J-1:OSKH02-AV)

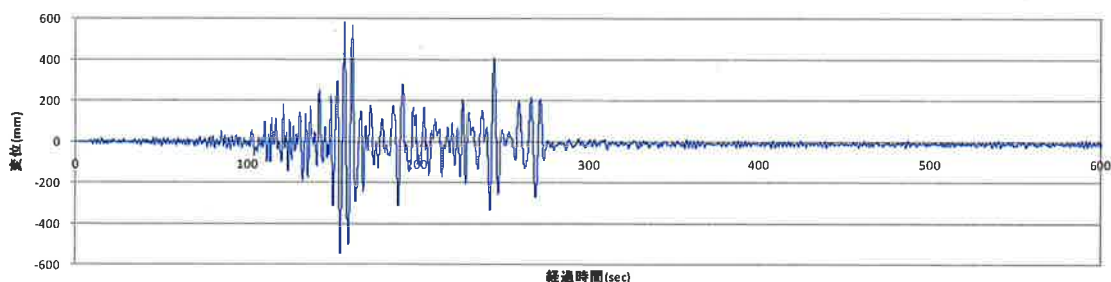


図3.7 時刻歴応答変位 (J-1:OSKH02-SD)

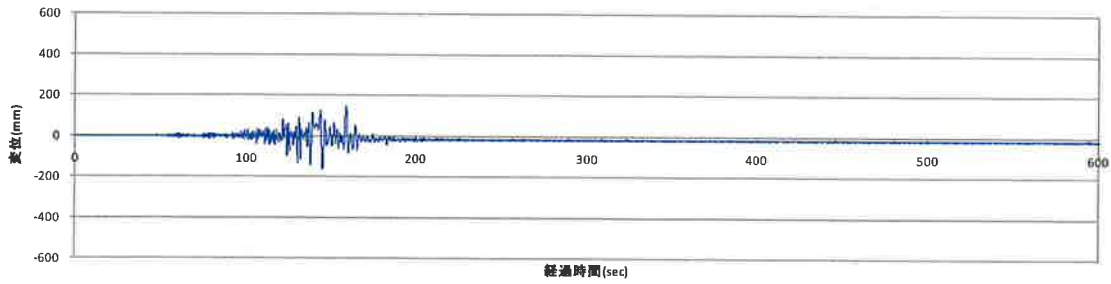


図 3.8 時刻歴応答変位 (H-4:OSKH02-AV)

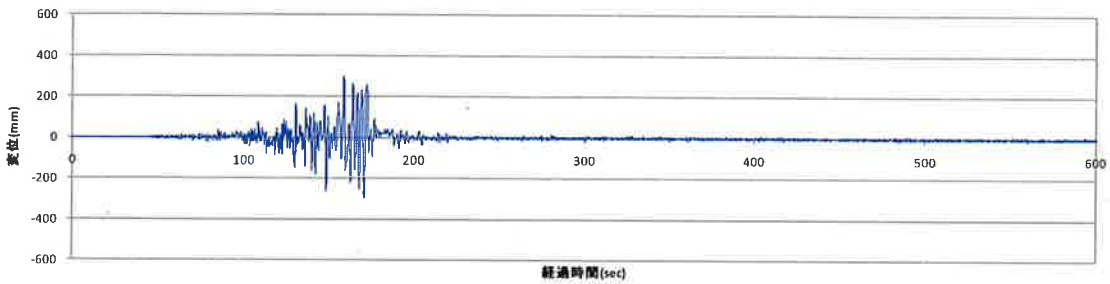


図 3.9 時刻歴応答変位 (H-4:OSKH02-SD)

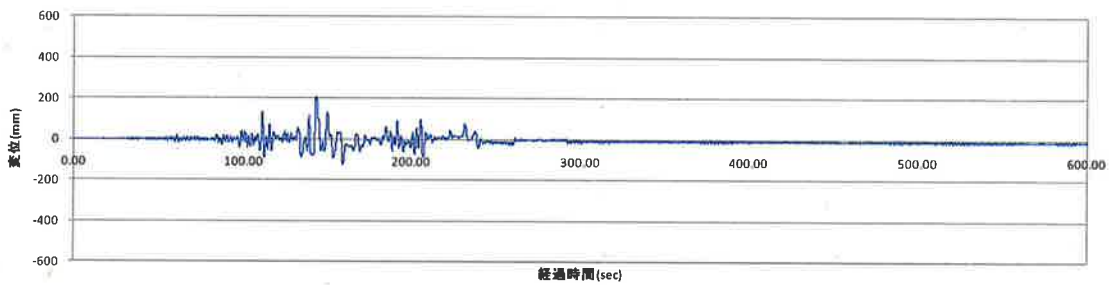


図 3.10 時刻歴応答変位 (E-2:SZO024-AV)

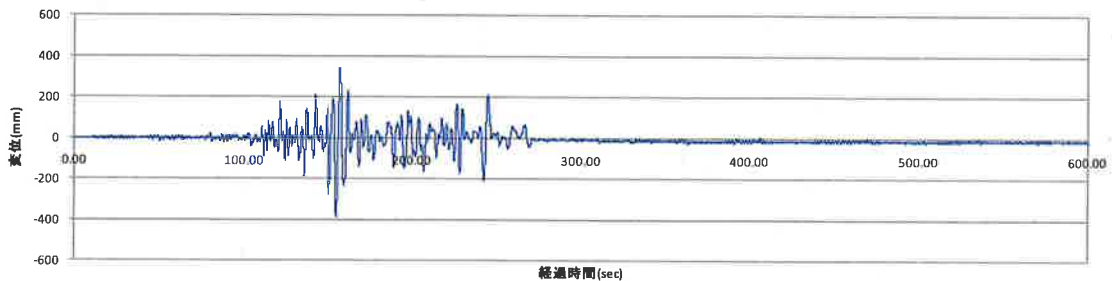


図 3.11 時刻歴応答変位 (E-2:SZO024-SD)

(3) 検討方法

疲労損傷度の算定方法は、時刻歴応答変位をレインフロー法により振幅毎の繰り返し数に計数し、疲労曲線から各振幅毎の疲労損傷度を算出してその総和を累積損傷度とする Miner 則を用いた。U 型ダンパーの疲労曲線を(3.1)式および図 3.12 に、鋼棒ダンパーの疲労曲線を(3.2)式および図 3.13 に示す。

$$\gamma_t = (35N_f^{0.15} + 3620 N_f^{-0.80}), \gamma = \delta / h \quad (3.1)$$

ここに h はダンパー高さ (UD45 は $h=284\text{mm}$)、 δ は変位振幅、 γ_t は全変位振幅 δ_t を h で除して無次元化した値、 N_f は破断までの繰り返し回数

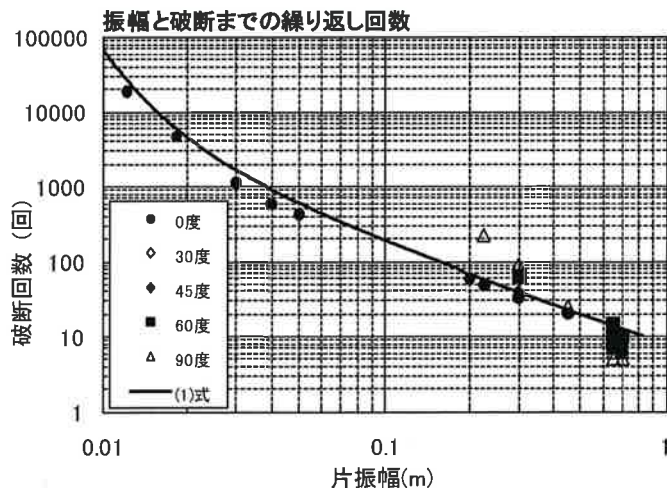


図 3.12 U 型ダンパーの疲労曲線 (UD45×4)

$$y=36010X^{-2.062}$$

(3.2)

ここに y は破断までの繰り返し回数、X は変位振幅 (片振幅 cm)

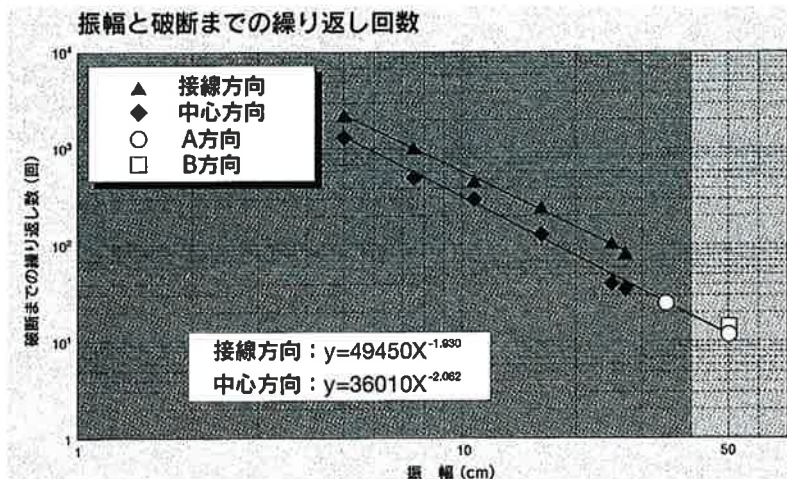


図 3.13 鋼棒ダンパーの疲労曲線 (70 φ R285(L))

(4) 検討結果

鋼材ダンパーの疲労損傷度の検討結果を表 3.4 にまとめる。また、各時刻歴応答変位波形における振幅毎の計数結果と疲労損傷度算定を表 3.5 に示す。

鋼材ダンパーの疲労損傷度 (D 値) は平均 (AV) に対して 0.040~0.144、平均+標準偏差 (SD) に対して 0.176~0.481 となっている。

表 3.4 疲労損傷度検討結果

建物	J-1		H-4		E-2	
分類	中高層 第二世代		超高層 第三世代		中高層 第二世代	
建設地	千葉県木更津市		長野県長野市		東京都江戸川区	
地震動	OSKH02-AV	OSKH02-SD	OSKH02-AV	OSKH02-SD	SZO024-AV	SZO024-SD
免震層の最大変位(m)	0.293	0.583	0.208	0.341	0.17	0.3
免震層の総変位距離(m)	18.51	35.84	11.6	22.6	13.46	26.66
免震層の最大速度(m/s)	0.44	0.85	0.44	0.52	0.44	0.8
ダンパー	UD45×4		UD45×4		70 φ R285(L)	
D値	0.144	0.481	0.063	0.229	0.040	0.176

3.5 鉛ダンパーのエネルギー吸収性能

(1)目的

継続時間の長い長周期地震動を受けた免震建物に設置されている鉛ダンパーの疲労損傷度および温度上昇を検討する。

(2)検討対象

検討対象は、表 3.2 に示す H-4 (OSKH02-AV、OSKH02-SD)、E-2 (SZO024-AV、SZO024-SD) とする。

(3)全振幅頻度分布

上記地震動の変位応答波形の全振幅頻度分布(1cm 刻み) を図 3.14 に示す。いずれのケースも全振幅区間 5cm 程度までの頻度が多い。

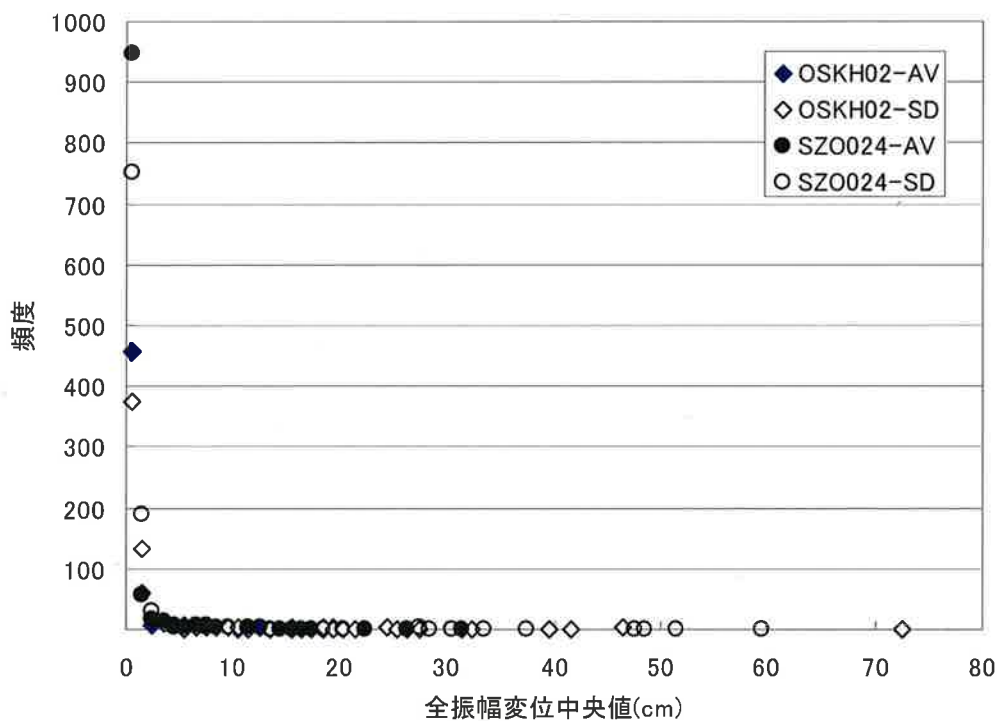


図 3.14 全振幅頻度分布

(4)鉛ダンパーの破断時繰り返し回数

鉛ダンパーの一定振幅連続加振時の片振幅と破断時繰り返し回数の関係より、全振幅と破断時繰り返し回数の関係を図 3.15 に示す。これによると、鉛ダンパーの破断時繰り返し回数はダンパー種類に関わらず式(3.3)で表現できる。

$$Nd = 1.38 \times 10^6 \delta^{-1.83} = 1.38 \times 10^6 (\Delta/2)^{-1.83} \dots (3.3)$$

ここに、

Nd : 破断時繰り返し回数、 δ : 片振幅(mm)、 Δ : 全振幅(mm)

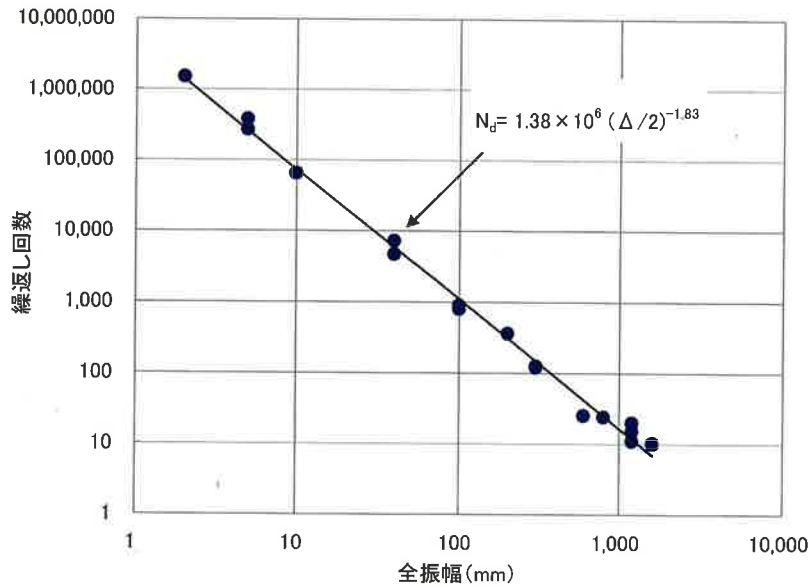


図 3.15 鉛ダンパーの振幅と破断時繰返し回数の関係

(5)疲労損傷の検討

各振幅における頻度、式(3.3)から求められる破断時繰返し回数、および疲労損傷度を表 3.6 に示す。なお、レインフロー法では半周期で 1 回とカウントしているため、各振幅における疲労損傷度 D_i は次のように求めた。

$$D_i = n_i / 2N_i \tag{3.4}$$

D_i : 各振幅における疲労損傷度

n_i : 頻度データから求めた繰返し回数

N_i : 疲労曲線から求めた破断までの繰返し回数。

鉛ダンパーの疲労損傷度の検討結果を表 3.7 にまとめる。

地震動が平均(AV)の場合、疲労損傷度 (D 値) は 0.04~0.05、降伏荷重比は 0.97 であり、平均+標準偏差(SD)の場合では、疲労損傷度は 0.17~0.18、降伏荷重比は 0.88~0.89 となっている。

表 3.7 長周期地震動に対する鉛ダンパーの疲労損傷度検討のまとめ

建物	H-4		E-2	
分類	超高層 第三世代		中高層 第二世代	
建設地	長野県長野市		東京都江戸川区	
地震動	OSKH02-AV	OSKH02-SD	SZO024-AV	SZO024-SD
免震層の最大変位(m)	0.208	0.341	0.17	0.3
免震層の総変位距離(m)	11.6	22.6	13.46	26.66
免震層の最大速度(m/s)	0.44	0.52	0.44	0.8
疲労検討				
ダンパー	U2426		U180	
D値	0.044	0.181	0.047	0.167
降伏荷重比 $1-2D/3^{*1)}$	0.971	0.879	0.969	0.889

表 3.6 累積疲労損傷度

全振幅 区間中央値 (cm)	疲労回数 (回)	H-4(U2426)				E-2(U180)			
		OSKH02-AV		OSKH02-SD		SZO024-AV		SZO024-SD	
		頻度 (回)	疲労損傷	頻度 (回)	疲労損傷	頻度 (回)	疲労損傷	頻度 (回)	疲労損傷
0.5	258.017	456	0.00177	374	0.00145	948	0.00367	751	0.00291
1.5	34.555	61	0.00177	131	0.00379	55	0.00159	189	0.00547
2.5	13.569	8	0.00059	15	0.00111	18	0.00133	29	0.00214
3.5	7.330	9	0.00123	10	0.00136	13	0.00177	12	0.00164
4.5	4.628	7	0.00151	5	0.00108	4	0.00086	7	0.00151
5.5	3.206	6	0.00187	1	0.00031	2	0.00062	4	0.00125
6.5	2.361	4	0.00169	2	0.00085	7	0.00296	6	0.00254
7.5	1.817			2	0.00110	3	0.00165	5	0.00275
8.5	1.445	2	0.00138	3	0.00208	4	0.00277	3	0.00208
9.5	1.179	2	0.00170	2	0.00170			4	0.00339
10.5	982	1	0.00102	4	0.00407				
11.5	831	1	0.00120	1	0.00120	3	0.00361	2	0.00241
12.5	714	2	0.00280					3	0.00420
13.5	620			1	0.00161			1	0.00161
14.5	544					1	0.00184		
15.5	481	1	0.00208	3	0.00623	1	0.00208		
16.5	429	1	0.00233	1	0.00233	1	0.00233		
17.5	385			1	0.00259	1	0.00259	1	0.00259
18.5	348	1	0.00287	2	0.00574			1	0.00287
19.5	316	2	0.00632	1	0.00316				
20.5	289			1	0.00347			1	0.00347
21.5	264	1	0.00378	1	0.00378				
22.5	243					1	0.00411	1	0.00411
23.5	225								
24.5	208			2	0.00960				
25.5	194			1	0.00517				
26.5	180			1	0.00554	1	0.00554		
27.5	169			1	0.00593			2	0.01186
28.5	158							1	0.00633
29.5	148								
30.5	139							1	0.00717
31.5	131			1	0.00761	1	0.00761		
32.5	124	1	0.00805	1	0.00805				
33.5	117							1	0.00851
34.5	111								
35.5	106								
36.5	100								
37.5	96							1	0.010464
38.5	91								
39.5	87			1	0.01151				
40.5	83								
41.5	79			1	0.01260				
42.5	76								
43.5	73								
44.5	70								
45.5	67								
46.5	64			2	0.03102				
47.5	62							1	0.016128
48.5	60							1	0.016755
49.5	57								
50.5	55								
51.5	53							1	0.0187
52.5	52								
53.5	50								
54.5	48								
55.5	47								
56.5	45								
57.5	44								
58.5	42								
59.5	41							1	0.024356
60.5	40								
61.5	39								
62.5	38								
63.5	36								
64.5	35								
65.5	34								
66.5	33								
67.5	33								
68.5	32								
69.5	31								
70.5	30								
71.5	29								
72.5	29			1	0.03497				

D= 0.04397

D= 0.18102

D= 0.04694

D= 0.16722

(6) 温度上昇検討

各ケースにおける免震層の総変位距離、吸収エネルギー量、上昇温度を表 3.8 に示す。
なお、上昇温度は以下のように算出した。

$$\Delta T = q / m c = Qd \times \delta t / m c \quad (3.5)$$

ここに、

- δt : 免震層の総変位距離、 ΔT : 上昇温度、 q : 吸収エネルギー量、
- Qd : 鉛ダンパーの降伏荷重
- m : 鉛鑄造体重量 (U180:410kg、U2426:740kg)、 c : 鉛の比熱 (129J/(kg・K))

吸収エネルギーが全て熱に変換された場合でも、最大約 52°C 温度上昇する程度である。外気温を仮に 30°C としても鉛の融点 327°C に比べて遥かに低い温度に収まり、鉛が融解することはない。実際には本体からの放熱等により上昇温度はさらに小さい値になるとと思われる。

表 3.8 温度上昇

項目	H-4		E-2	
	AV	SD	AV	SD
免震層の総変位距離 δt (m)	11.6	22.6	13.46	26.66
降伏荷重 Qd (kN)	220	220	90	90
吸収エネルギー q (kN・m)	2,552	4,972	1,211	2,399
鉛重量 m (kg)	740	740	410	410
上昇温度 ΔT (°C)	26.7	52.1	22.9	45.4

3.6 オイルダンパーのエネルギー吸収性能

(1) 目的

オイルダンパーは、温度上昇や繰り返し回数によって、エネルギー吸収性能は変化しないことは知られている。しかし、単位時間当たりの入力熱量がオイルダンパーの熱容量を超え、外壁温度が上昇していくと作動油の滲み出しが生じるという知見があるので、限界状態としては、温度上昇による油漏れが想定される。また、時刻歴応答で入力エネルギーを算出し、温度上昇予測式を用いて外壁温度が許容値以下に入ることを確認することが可能である。この時、設計限界温度は、タンク室の油量には余裕があるので直ちに減衰低下は生じないため、現状は余裕を見て外壁温度 80°C (メーカーの一例) を許容値としている。

以上から長周期地震動におけるオイルダンパーのエネルギー吸収性能評価は、オイルダンパーの温度上昇について検討する。

(2) 検討対象

検討対象は、表 3.2 に示す J-1 (OSKH02-AV・SD、AIC003-AV・SD、KGIN AV・SD、SZO024-AV・SD) とする。

(3) 検討方法

風および地震応答における温度上昇のシミュレーション解析は、以下の方法により推定が可能である。なお、温度測定を対象とするオイルダンパーの温度は表面温度とし、その温度分布は常に同様とする。

微小時間 $d\tau$ に対象物の温度が dt だけ上がったとすると、この時間内の発熱量 $Q \cdot d\tau$ から放熱量 $U(t - t_a) \cdot F \cdot d\tau$ を差引いた残りが、 dt なる温度上昇に預かった発熱量と考えられることから、次式が成り立つ。

$$Cdt = Qd\tau - U(t - t_a)Fd\tau \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

オイルダンパーの減衰力を F_d [kN]、入力速度を \dot{x} [m/s] とすると、微小時間 $d\tau$ に生じる減衰エネルギー E_d [kN・m] (= [kJ]) は

$$E_d = F_d \dot{x} \cdot d\tau \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

となる。減衰エネルギー E_d がすべて熱エネルギーに変換されるものとする、発熱量 Q は次式となる。

$$E_d = Qd\tau \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

すなわちオイルダンパーの温度 t は、式(3.7)、(3.8)を用いて式(3.6)の微分方程式を逐次数値積分することで温度上昇の時刻歴が得られることになる。あるいは、式(3.6)を初期条件 $\tau=0, t=t_i$ として微分方程式を解くと、温度 t は次式が得られる。(定常振幅における温度上昇)

$$t = \frac{Q}{K} + t_a - \left\{ \frac{Q}{K} - (t_i - t_a) \right\} \exp\left(-\frac{K}{C}\tau\right) \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

t : 温度[°C] t_a : 周囲温度[°C] t_i : 初期温度[°C] V : 体積[m³] F : 表面積[m²] ρ : 密度[kg/m³]
 C_p : 比熱[kJ/(kg・°C)] C : 熱容量 = $V\rho C_p$ [kJ/°C] U : 熱伝達係数[kJ/(m²・h・°C)]
 K : 放熱係数 = UF [kJ/(h・°C)] Q : 発熱量[kJ/h] τ : 経過時間[h]

(4) 検討結果

オイルダンパーの温度上昇の検討結果を表 3.9 にまとめる。また、図 3.16、3.17 に各検討ケースにおける温度上昇とエネルギー吸収性能比較を示す。

オイルダンパーの温度上昇では、地震動として平均(AV)を用いた場合 25.8~56.8°C であるが、平均+標準偏差(SD)を用いた場合 35.6~104.8°C となり設計限界温度 80°C を超えている。なお、1000KN ダンパーの温度上昇実大試験では、総摺動距離 114m、総入力エネルギー量 65798KN・m の加力試験で最大表面温度は 106°C となっているが、実際は余裕度があるため実験ではオイル漏れ等は発生していない。

表 3.9 長周期地震動に対するオイルダンパーの温度上昇検討のまとめ

建物	J-1							
分類	中高層 第二世代							
建設地	千葉県木更津市							
地震動	OSKH02		AIC003		KGIN		SZO024	
	AV	SD	AV	SD	AV	SD	AV	SD
免震層最大変位(m)	0.293	0.583	0.145	0.292	0.058	0.098	0.268	0.382
〃総変位距離(m)	18.52	35.84	14.73	24.74	6.87	12.26	19.66	31.63
〃最大速度(m/s)	0.44	0.85	0.31	0.66	0.12	0.22	0.49	0.84
温度上昇検討								
ダンパー	BDS1201600-B-1 (最大減衰力 1000kN)							
総エネルギー吸収(kNm)	22337	53175	15852	31157	3631	9792	23129	42885
ダンパー温度(°C) (周囲温度 20°C)	55.5	104.8	45.2	69.7	25.8	35.6	56.8	88.4

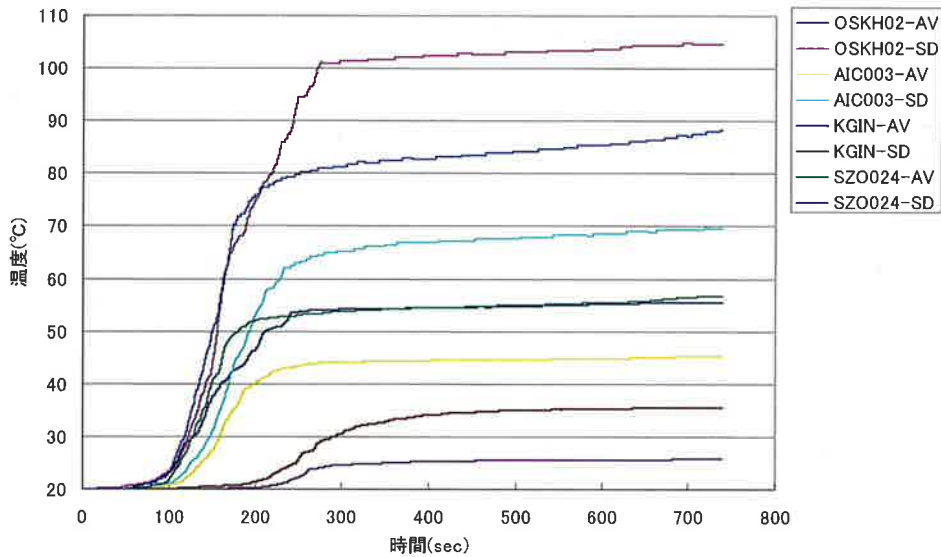


図 3.16 各検討ケースにおける温度上昇比較

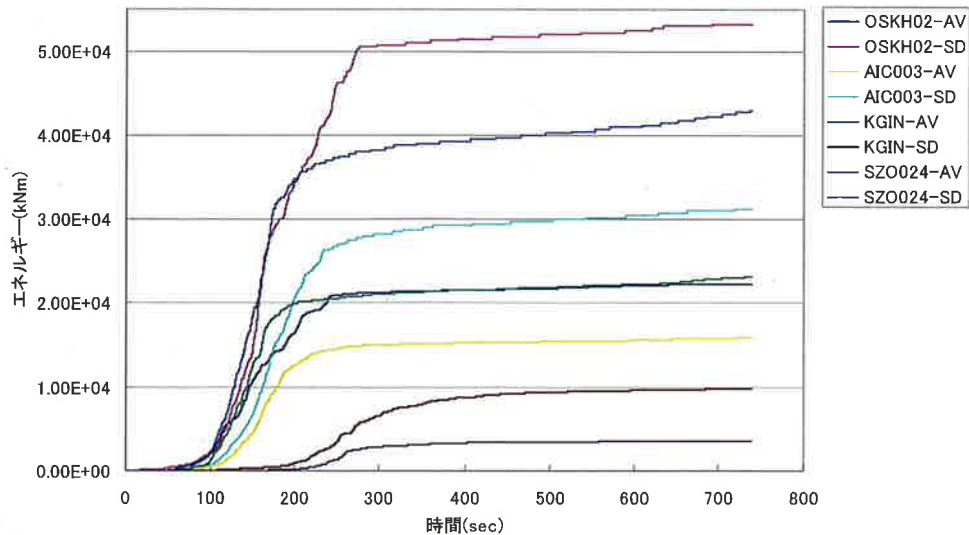


図 3.17 各検討ケースにおけるエネルギー吸収性能比較

第4章 「免震構造一部材の基本から設計・施工まで」の掲載概要

実務者を対象として、2010.12にオーム社より発刊した標記書籍の「第3章ダンパー」に関する、掲載概要を以下に示す。

表4.1 ダンパーの掲載概要

章	節	掲載内容
3.1 ダンパーの概要と特徴	3.1.1 履歴系ダンパー (鋼材・鉛) 3.1.2 流体系ダンパー (オイル・粘性) 3.1.3 粘弾性ダンパー 3.1.4 基本性能	<ul style="list-style-type: none"> ・ダンパーの分類 (履歴系ダンパー、流体系ダンパー、粘弾性系ダンパー) ・各ダンパーの装置概要、減衰機能 ・各ダンパー基本性能と応答特性 (等価減衰と等価周期の相関関係、等価周期の振幅の関係)
3.2 履歴系ダンパー	3.2.1 鋼材ダンパー	・U型ダンパー、鋼棒ダンパーの基本原理・基本性能 (各種依存性含む)、設計上の取り扱い、交換に対する考え方
	3.2.2 鉛ダンパー	・U180、U2426型鉛ダンパーの基本原理・基本性能 (各種依存性含む)、設計上の取り扱い、交換に対する考え方
	3.2.3 摩擦ダンパー	・ディスクダンパー (摩擦皿ばね支承) の基本原理・基本性能 (各種依存性含む)、設計上の取り扱い
3.3 流体系ダンパー	3.3.1 流体系ダンパーの分類	<ul style="list-style-type: none"> ・流体系ダンパーの分類 (筒型、壁型、平面型) ・流体の流れと減衰抵抗力の機構
	3.3.2 抵抗力発生の基本原理	<ul style="list-style-type: none"> ・オリフィスの流れによる圧力損失 ・チョーク形絞りの流れによる圧力損失 ・平板間すき間の流れによる圧力損失 ・環状すき間の流れによる圧力損失 ・抵抗力発生原理のまとめ ・流体系ダンパーの力学モデル
	3.3.3 流体系ダンパーの基本性能 (1)オイルダンパー (2)フルード粘性ダンパー (3)増幅機構付減衰装置 (4)壁型・平面型粘性ダンパー (5)シリンダー型粘性ダンパー	各流体系ダンパーの基本原理 (構成)・基本性能・力学 (解析) モデル
3.4 粘弾性ダンパー	3.4.1 基本構造・基本性能 3.4.2 設計上の取り扱い	基本構造・基本性能 (各種依存性を含む)、限界性能、設計上の取り扱い
3.5 ダンパーの耐火性		オイルダンパーの火災時の留意点
3.6 ダンパーの耐久性	3.6.1 経年変化	・各ダンパーの経年変化の考え方
	3.6.2 繰返し耐久性	・繰返し耐久性評価 (一覧表)
3.7 風に対する特性		<ul style="list-style-type: none"> ・クリープ特性の考慮の有無 ・風荷重を想定した繰返し加力実験結果

第5章 まとめ

東北地方太平洋沖地震では、鋼材ダンパーおよび鉛ダンパーに変状がみられ、既存の知見および新たな試験や解析検討により、各免震部材の保有性能や残存性能評価法、維持管理の管理基準値(案)を提案している。また、本報告では紹介していないが、鉛プラグ入り積層ゴムについても、同様な現象が懸念される可能性があることから、多数回繰返し実験を行い、さらに、高減衰積層ゴムについても従来の実験データから理論的検討を行っている。

なお、詳細については、応答制御建築物調査委員会 免震構造設計部会ダンパーWG 報告書を参照されたい。

しかし、これらの方法や基準値は、各章に記載の検討課題の他、2方向加力による影響など、未だ幾つかの課題を残しているため、本小委員会において、今後更に検証を進めていく予定である。

また、南海トラフ沿いを震源とした長周期地震動(三連動)における各ダンパーのエネルギー吸収性能評価を行い、鋼材ダンパーや鉛ダンパーの疲労損傷度およびオイルダンパーの温度上昇について検討した。

検討対象建物の実際の建設地と地震波とは、必ずしも一致していないが、免震層の設計によっては、標準偏差 1σ を考慮した場合で、鋼材ダンパーの疲労損傷度(D値)は0.5程度、鉛ダンパーで0.2程度となり、オイルダンパーの温度上昇も 80°C を超える場合がある。したがって、本震だけでなく余震などを考慮すれば、更に厳しい条件になることも予想されることから、長周期地震動の影響がある地域については、設計時にダンパーのエネルギー吸収性能(疲労損傷度や温度上昇など)を考慮した評価予測が重要と考えられる。

その他、防耐火部会 オイルダンパー耐火性能WGでは、免震・制振用オイルダンパーが火災時にどのような性状を示すかのシナリオを予測し、検証することによって、消防隊の消火活動に対しても大きな障害にならないことを確認することが重要であることから、現在、これらの実験・解析検討が進められている。

参考文献

- 1) 日本免震構造協会：応答制御建築物調査委員会 免震構造設計部会ダンパーWG 報告書、2012.1

9. 応答制御部会 パッシブ制振評価小委員会

粘性ダンパー・オイルダンパーの動的特性と同定法

1 はじめに

粘性系ダンパーは、小から大の振幅まで、建物の振動エネルギーを吸収でき、よって、交通振動、風揺れ、微震から激震までの地震動に対し、有効な制振部材であると言える¹⁾⁴⁾。粘性ダンパーは高粘度流体に生じる粘性力、オイルダンパーは低粘度流体の内圧力、粘弾性ダンパーは高分子ゴムに生じる粘性力により、それぞれ減衰効果を発揮している。

これらと鋼材ダンパーの4種(各12本)を入れ替えて実大5層制振建物の震動台実験(以下、建物実験)がE-ディフェンスで行われ、ダンパーの実挙動を示す貴重な記録が多数得られた⁵⁾⁷⁾。後日、東京工業大学にて、計48本のダンパーの実験(以下、装置実験)を行い、ダンパー挙動をより詳細に検討した。装置実験では、0.1~15 Hzの8種の振動数、0.5~36 mmの7種の振幅の正弦波載荷と、建物実験で鷹取波(15, 50, 100%)を入力したときのダンパーの応答変形時刻歴を入力波としたランダム波載荷を実施した。

本報告では、粘性ダンパー・オイルダンパーの装置実験結果に言及する。両ダンパーは比較的簡易な解析モデルで模擬されているが、そのパラメータ値やモデル自体の妥当性を、本実験結果により詳細に検討する。それぞれ12本の内の1本の結果を示す。これは、建物実験では1階のY3構面に設置されたものである⁵⁻⁷⁾。

2 粘性ダンパー

2.1 装置実験の計測概要

粘性ダンパーで計測を行ったのは建物実験と同様のダンパー全体変形 u_a 、ダンパーストローク u_m 、支持材の歪に加え、支持材の挙動を把握するための載荷側、反力ブロック側それぞれのスプライスプレートの変形 u_{b1} 、 u_{b4} 、シリンダーの変形 u_{b2} 、鋼管ブレースの変形 u_{b3} である。さらに、建物実験で確認された接合部の遊び(以下、ガタと呼ぶ)の挙動を把握するため、載荷側、反力ブロック側それぞれの、クレビスとピン接合部の変形 u_{c1} 、 u_{c4} 、シリンダーと鋼管ブレースの接続部分の変形 u_{c2} 、鋼管ブレースとピン接合部の変形 u_{c3} も計測した。

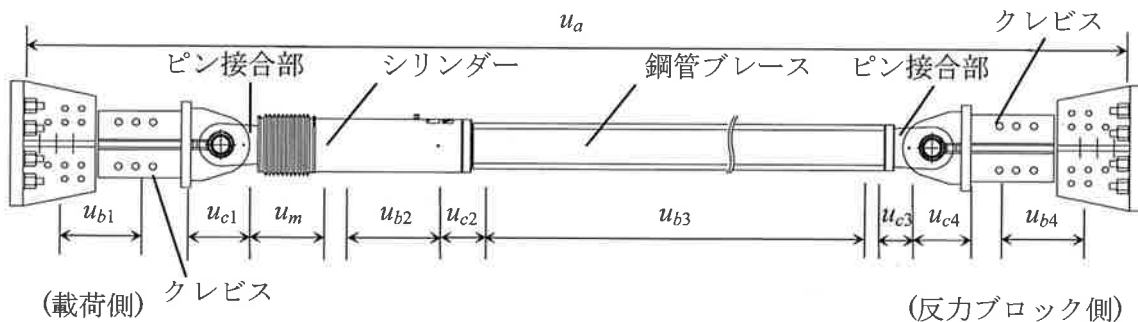


図 2.1 粘性ダンパー計測概要

2.2 粘性ダンパーの付加系モデル概要

粘性ダンパーは粘性係数 C_d の粘性要素、内部剛性 K_d の弾性バネの直列(Maxwell体)で表し、さ

らに、支持材バネ K_b と、建物実験、装置実験の双方で確認されたガタを表す要素を繋げた付加系によって表現する。ここで、図 2.2 に示す各記号はそれぞれ、 u_d =粘性要素変形、 u_m =ダンパーストローク、 u_b =支持材変形、 u_a =付加系変形、 L_g =ガタの長さである。

また、従来から、粘性ダンパーのダンパー力 F_d は、粘性要素の変形速度 \dot{u}_d の指数乗 ($0 \leq \alpha \leq 1$) に比例すると考えられ、式(2.1 a, b)のように速度依存として表されている。

$$F_d = C_d |\dot{u}_d|^\alpha \cdot \text{sgn}(\dot{u}_d) \quad , \quad u_m = u_d + F_d / K_d \quad (2.1a, b)$$

しかし、今回の詳細な装置実験から、中小の振幅においては、速度依存というよりも振幅と振動数それぞれへの依存と考えられることを後述する。

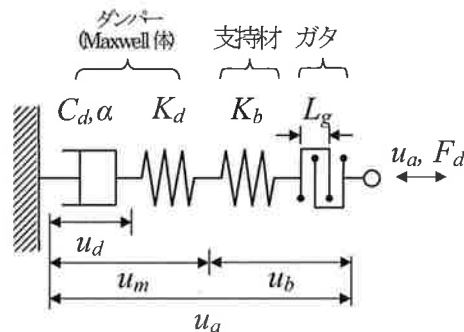


図 2.2 付加系モデル

2.3 正弦波载荷の実験結果と同定方法

正弦波载荷実験から粘性ダンパーの特性値 (C_d, α, K_d) を同定する方法を説明する。

これまで笠井研究室では、上述の特性値を求める際には、まず、 C_d, α, K_d を仮定して、実験から得られたダンパーストロークの変形速度 $\dot{u}_{m,exp}$ から粘性要素の変形速度 $\dot{u}_{d,exp}$ を求め(式(2.1, b))、式(2.1, a) に $\dot{u}_{d,exp}$ を代入して求まる理論ダンパー力 $F_{d,theory}$ と実験ダンパー力 $F_{d,exp}$ の差の全载荷ステップ終了までの二乗和が最小となるような C_d, α, K_d を求めていた³⁾。しかし、この方法は理解が容易である反面、手順が煩雑で、また、同定結果のばらつきが大きい欠点があった。

そこで今回は、従来の煩雑な同定法を改善し、過去に文献2で提案されている簡略な理論式を使うことで、精度良く簡易に粘性ダンパーの特性値を同定できる方法を説明する。なお、以後「0」が付くものは最大値を意味する。

文献2の式(2)より定常状態での最大ダンパー力は次式で表される。

$$F_{d0} = C_d (\omega u_{d0})^\alpha \quad (2.2)$$

このときの u_{d0} と u_{m0} の関係は、文献2に式(17)として提案されており、同式に基づき次式のように表せる。

$$\frac{u_{m0}}{u_{d0}} = \left[1 + \left(\frac{F_{d0}}{u_{d0}} \right) / K_d \right]^{1+\alpha} \quad (2.3)$$

また、文献2の式(5)に、1サイクルあたりのエネルギー吸収量 E_d の関係が提案されている。

$$E_d = 4e^{-0.24\alpha} C_d \omega^\alpha u_{d0}^{1+\alpha} \quad (2.4)$$

ここで、具体例を示しながら、これらの式を用いた同定の手順を示す。

手順 1 :

正弦波載加で得られた F_d-u_m 関係 (図 2.3) から、 F_{d0} , u_{d0} , u_{m0} , E_d を得る。今回は 1 Hz、目標 $u_{m0}=12$ mm の F_d-u_m 関係 (次節図 2.5 中段の右端) から、3 サイクルの正弦波载荷のうち 2 サイクル目の各最大値、 $F_{d0}=517$ kN, $u_{d0}=11.3$ mm, $u_{m0}=11.8$ mm、エネルギー $E_d=19,964$ kN・mm を得た。

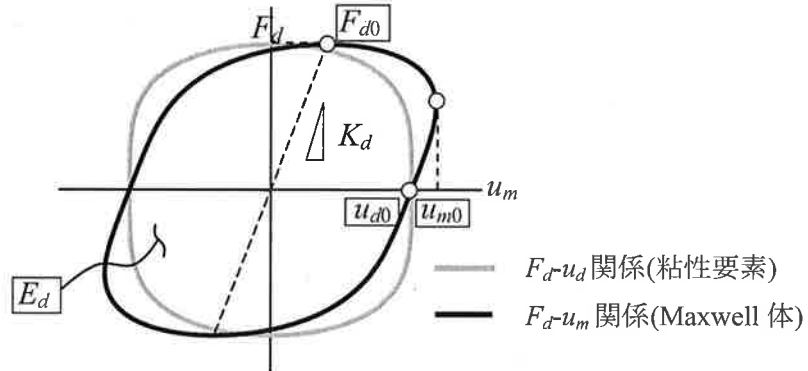


図 2.3 粘性ダンパーの粘性要素と Maxwell 体の履歴曲線

手順 2 :

式(2.2), (2.3), (2.4)をそれぞれ α , K_d , C_d について解き、次式を得る。同式に手順 1 で求めた F_{d0} , u_{d0} , u_{m0} , E_d を順次代入することで α , C_d , K_d の同定値が得られる。

$$\alpha = -\frac{1}{0.24} \log\left(\frac{E_d}{4F_{d0}u_{d0}}\right) = -\frac{1}{0.24} \log\left(\frac{19,964}{4 \times 517 \times 11.3}\right) \approx 0.656$$

$$C_d = \frac{F_{d0}}{(\omega u_{d0})^\alpha} = \frac{517}{(1 \times 2\pi \times 11.3)^{0.656}} = 31.6 \text{ kN} / (\text{mm} / \text{s})^{0.656}$$

$$K_d = \frac{C_d \omega^\alpha}{u_{d0}^{1-\alpha}} \left[\left(\frac{u_{m0}}{u_{d0}} \right)^{\frac{1}{1-0.5\alpha}} - 1 \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} = \frac{31.6 \times (1 \times 2\pi)^{0.656}}{11.3^{1-0.656}} \left[\left(\frac{11.8}{11.3} \right)^{\frac{1}{1-0.5 \times 0.656}} - 1 \right]^{\frac{1}{1+0.656}}$$

$$= 235 \text{ kN} / \text{mm}$$

この二つの手順のみで同定は完了である。この同定法から得られた特性値を用いて解析した結果を次節で示す。

2.4 特性値の同定結果

0.1, 0.5, 1, 2, 3 Hz の 5 種の振動数、7 種の振幅の組合せでの正弦波载荷による粘性ダンパーの特性値の同定結果 (以下、同定値) は図 2.4 に示す通りである。また、その同定値を用いて、実験のダンパーストローク u_m を入力としたときの解析と実験との比較は図 2.5 に示す通りである。

図 2.5 からわかるように、今回の新しい同定法による同定値での解析と実験はよく一致する。また図 2.4 から、粘性ダンパーの特性値 (C_d , α , K_d) が規格値で示されるような一定値ではなく、振動数と振幅のそれぞれに依存する傾向が見られる。特に特筆すべき特性は、 α が小振幅ほど 1 に

近く、すなわち楕円形の履歴を描くことである。また、 α は振幅の増加とともに小さくなり、矩形の履歴となることが図 2.4、図 2.5 のそれぞれからわかる。しかし、大振幅時にも依然として規格値より大きな値を取ることは注視すべき結果である。また、 C_d は振幅に比例して大きくなる傾向が見られるが、その単位が振幅に対して同じく変化する α に依存した $\text{kN}/(\text{mm}/\text{s})^\alpha$ で表されることから、注意が必要である。また、規格値では ∞ とされる内部剛性 K_d が、実際にはオイルダンパーの内部剛性よりも小さな値を示すこともわかった。

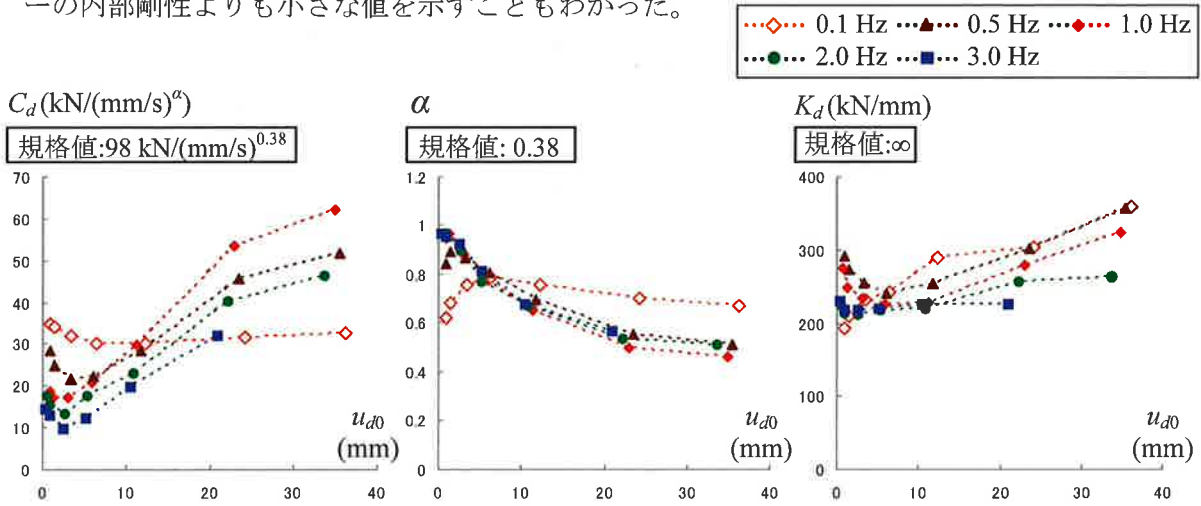


図 2.4 装置実験から同定した C_d , α , K_d と u_{d0} の関係

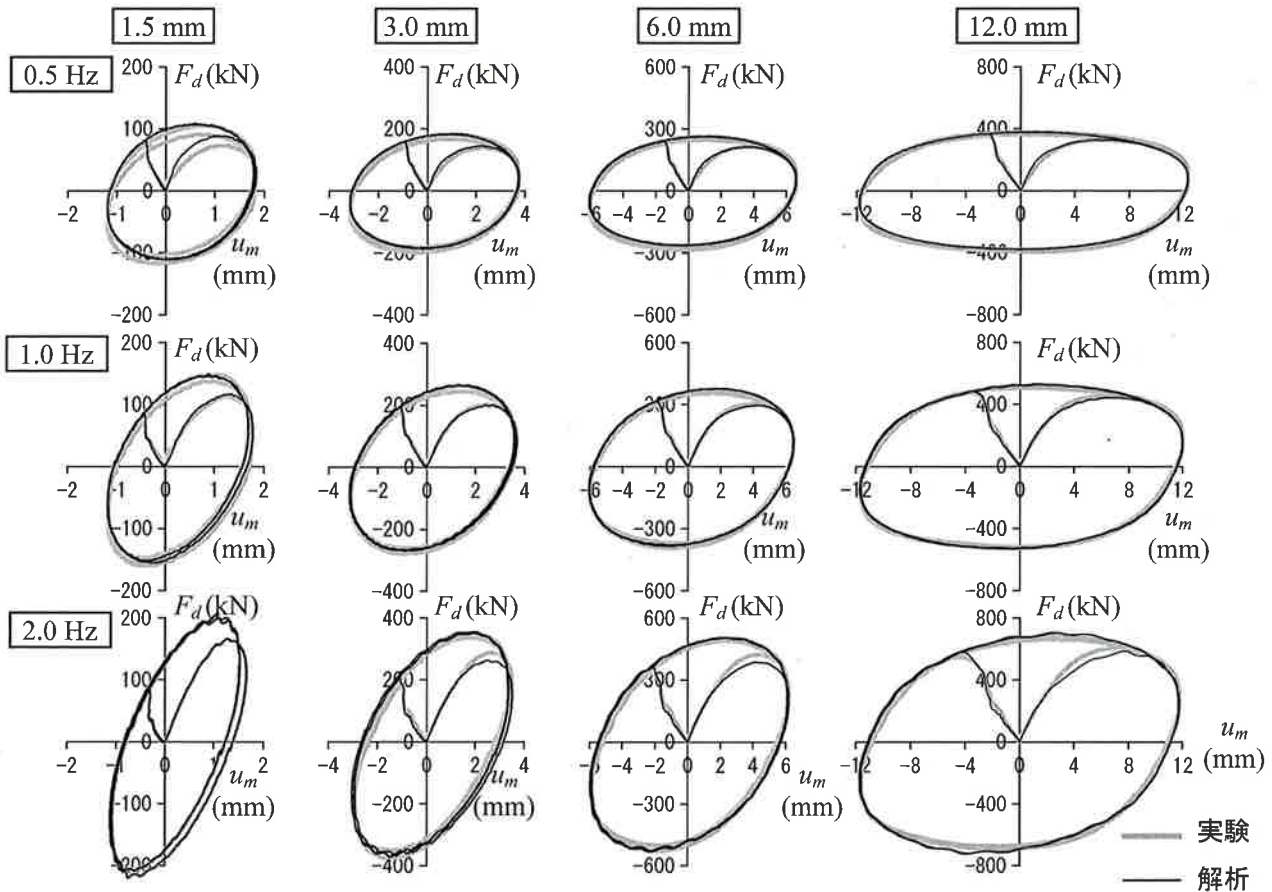


図 2.5 正弦波載荷における F_d - u_m 関係の実験と解析の比較

2.5 鷹取波载荷への適用

先ほど示した5種の振動数の同定値を1,2,3 Hzの3種に限定することで、各特性値と粘性要素最大振幅 u_{d0} の関係において図 2.6 のグレーで示す近似線を見出した。そこで、ランダム波である鷹取波载荷の粘性要素最大変形を近似的に、正弦波载荷での最大振幅 u_{d0} と同様に扱うこととし、鷹取波载荷に適用する(図 2.7 の□)。その設定された特性値を設定値と呼び、表 2.1 に示す。

図 2.2 の Maxwell 体に、鷹取波载荷でのダンパーストローク u_m を入力し、規格値、同定値のそれぞれで解析を行った。その同定値による解析と実験の履歴の比較を図 2.7 の上段に示す。同図から、鷹取波载荷においても同定値の精度が高く、良く一致することがわかる。しかし、図 2.7 の下段に示す規格値による解析が描く履歴は上段の履歴とは程遠く、特に小振幅ほど過大にエネルギー吸収を評価してしまう危険があることがわかる。また、その傾向は表 2.2 の F_{d0}, E_d の実験結果に対する各解析値の比から明らかである。

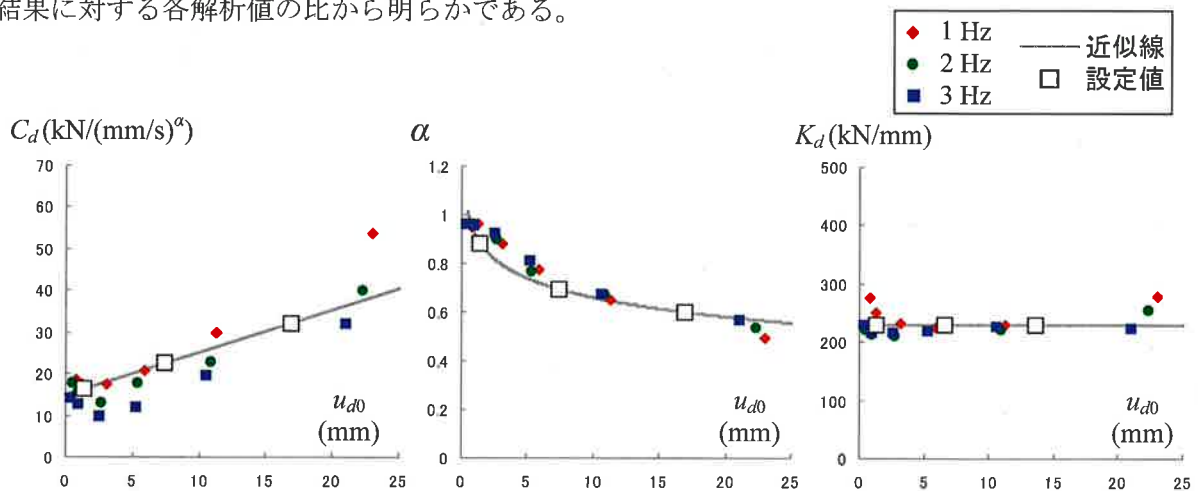


図 2.6 特性値(C_d, α, K_d)の近似と鷹取波载荷での特性値の設定

表 2.1 鷹取波载荷に適用した設定値と規格値

鷹取波	設定値			規格値		
	C_d	α	K_d	C_d	α	K_d
15 %	16.5	0.88	230	98	0.38	∞
50 %	22.6	0.69				
100 %	32.2	0.60				

※単位は C_d は $\text{kN}/(\text{mm}/\text{s})^\alpha$, K_d は kN/mm である。

表 2.2 ダンパーストローク u_m (図 2.2) を入力した場合の設定値、規格値による各解析と実験結果の比

鷹取波	解析(設定値) /実験結果		解析(規格値) /実験結果	
	F_{d0}	E_d	F_{d0}	E_d
15 %	1.03	0.96	2.15	3.81
50 %	0.97	0.98	1.27	1.88
100 %	1.02	1.02	1.11	1.46

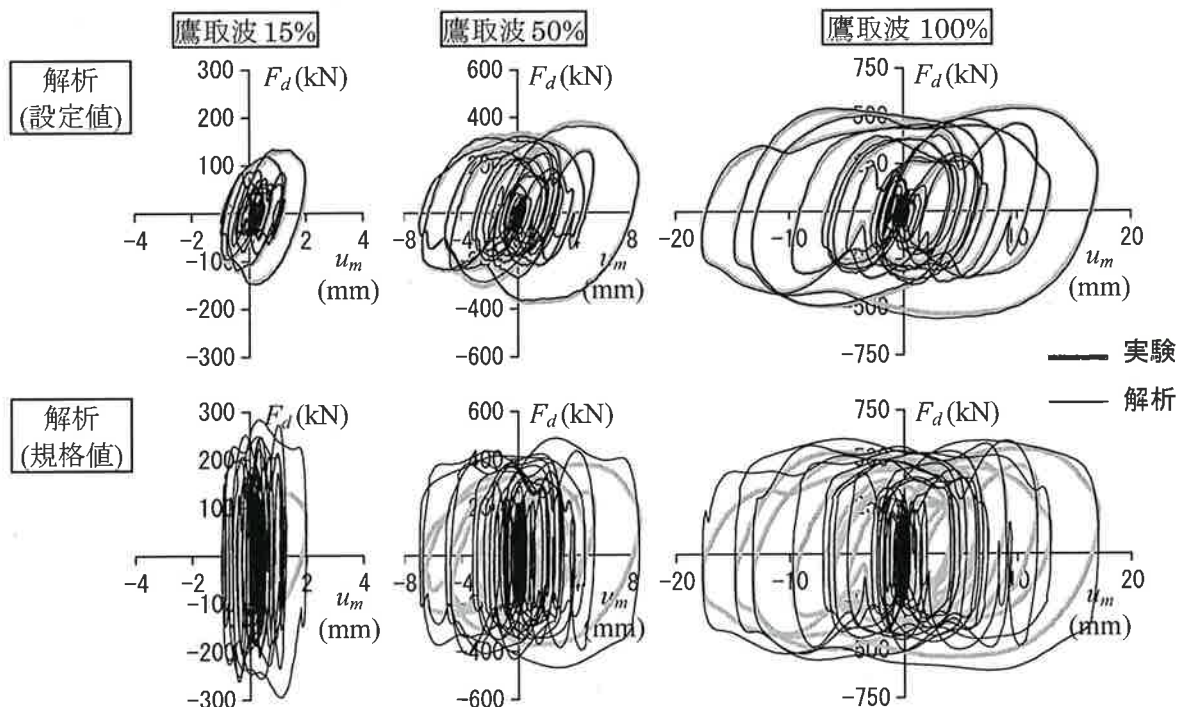


図 2.7 鷹取波载荷における F_d - u_m 関係の実験と設定値による解析の比較(上段)と規格値による解析の F_d - u_m 関係(下段)

2.6 ガタの影響

装置実験から、粘性ダンパーのガタは、クレビスとピン接合部の変形 u_{c1} , u_{c4} で生じていることがわかった。また、その長さは 0.6 mm 程度であった。図 2.8(a)からわかるように、付加系変形に対する粘性要素変形の比、すなわち実効変形比 u_{d0}/u_{a0} は、ガタがなくとも小振幅ほど低下する(図中破線)。さらに、ガタがあることによって、実効変形比はより一層低下する(図中実線)。その結果、ダンパーのエネルギー吸収量 E_d は低下し、ダンパーの減衰効果が低減してしまう(図 2.8(b), (c))。なお、以上は正弦波载荷 1.0 Hz の場合である。

ダンパーが効果的に機能するためには粘性要素変形が重要である。しかし、粘性要素変形は特に小振幅ほどガタの影響を受け、その存在のために、小振幅にも効くという粘性ダンパーの魅力が低減してしまう。このようにできる限りガタが生じにくい接合部の設計を行うことは肝要である。

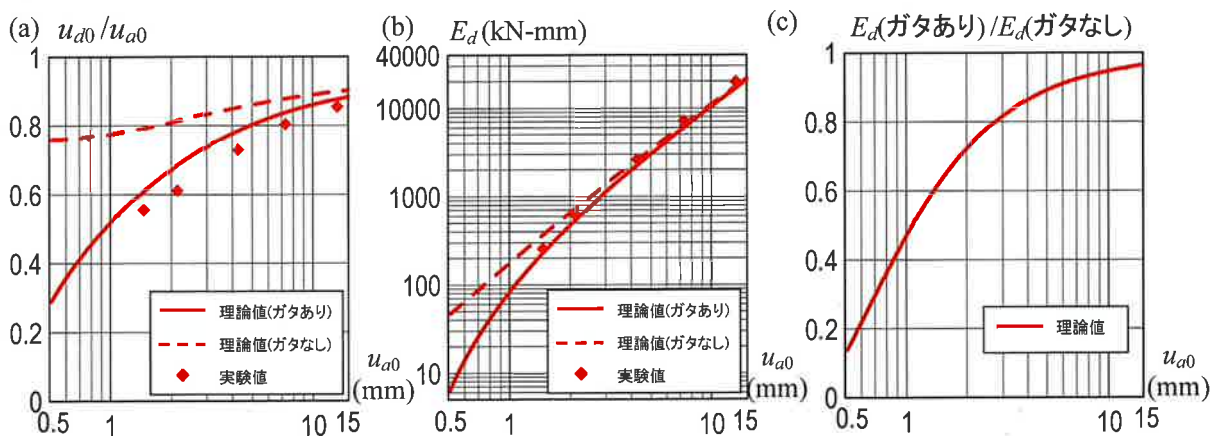


図 2.8 正弦波载荷での (a) 実効変形比、(b) エネルギー吸収量の実験と理論値(ガタがある場合とない場合)の比較、(c) エネルギー吸収比

3 オイルダンパー

3.1 装置実験の計測概要

オイルダンパーで計測を行ったのは建物実験と同様のダンパー全体変形 u_a 、ダンパーストローク u_m 、支持材の歪に加え、支持材の挙動を把握するためのスプライスプレートの変形 u_{b1} , u_{b4} 、シリンダーの変形 u_{b2} 、鋼管ブレースの変形 u_{b3} である。さらに、接合部の遊び(以下、ガタと呼ぶ)の挙動を把握するため、載荷側、反力ブロック側それぞれの、クレビスとピン接合部の変形 u_{c1} , u_{c2} も計測した。

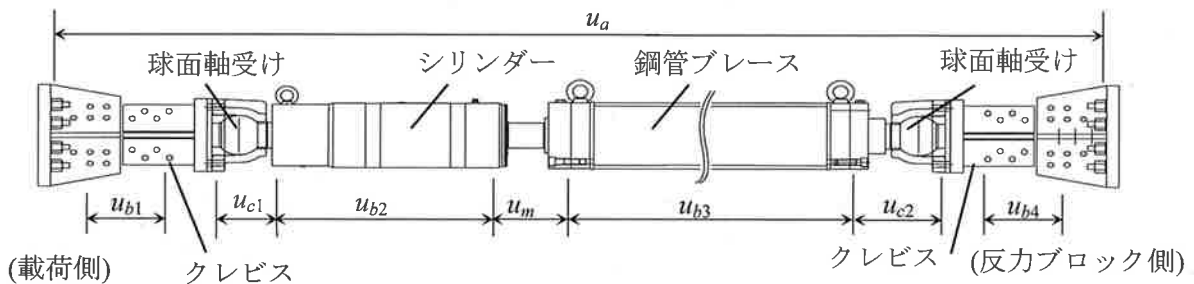


図 3.1 装置実験計測図

3.2 オイルダンパーの付加系モデル概要

以後の報告で基本となるオイルダンパーの付加系モデルを説明する。

従来通り、オイルダンパーを粘性係数 C_d の粘性要素、内部剛性 K_d の弾性バネの直列(Maxwell 体)で表し、さらに、支持材バネ K_b と建物実験・装置実験ともに確認されたガタを表す要素を繋げた付加系によって表現する。オイルダンパーの場合、ガタの大きさは最大でも約 0.1 mm であり粘性ダンパーの 1/6 程度の大きさである。よって、オイルダンパーのガタは、無視できるほど非常に小さいため、付加系モデルはガタ部を除いたものを採用する。ここで、粘性要素変形を u_d 、2次粘性比を p で表す。オイルダンパーの履歴を図 3.3(a), (b)に示すが、 K_d の存在ゆえに傾いた履歴となり、 u_{d0} は $F_d=0$ となる時の u_m , K_d は F_d が最大となる点の割線剛性となる。 F_d は粘性要素変形速度 \dot{u}_d によって決まり、式(3.1)で表される。ここでリリース速度を \dot{u}_{dy} とする。また、 u_m は式(3.2)で表される。

$$F_d = C_d \dot{u}_d \quad (\text{リリース前}) \quad , \quad F_d = C_d \dot{u}_{dy} + p C_d (\dot{u}_d - \dot{u}_{dy}) \quad (\text{リリース後}) \quad (3.1a, b)$$

$$u_m = u_d + F_d / K_d \quad (3.2)$$

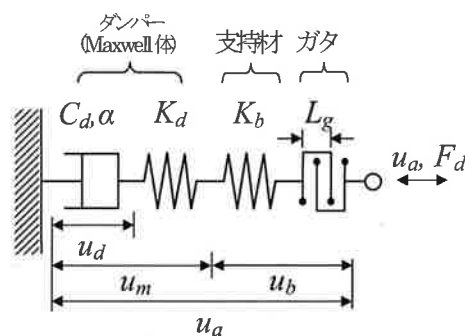


図 3.2 付加系モデル

3.3 正弦波载荷の結果と同定方法

オイルダンパーの特性値($C_d, K_d, p, \dot{u}_{dy}$)のうち、後述するように、 p, \dot{u}_{dy} は規格値を用いることとし、正弦波载荷から C_d, K_d 値を同定する。以下にその方法を説明する。

ところで、これまで笠井研究室ではオイルダンパーの特性値 C_d, p, K_d の同定のため、まずそれらの値を実験から得られたダンパーストロークの変形速度 $\dot{u}_{m,exp}$ (式(3.2))から粘性要素の変形速度 $\dot{u}_{d,exp}$ を求め、式(3.1a)に $\dot{u}_{d,exp}$ を代入して求まる理論ダンパー力 $F_{d,theory}$ と実験ダンパー力 $F_{d,exp}$ の差の全载荷ストローク終了までの二乗和が最小となるような C_d, p, K_d を求めていた³⁾。この方法は理解が容易である反面、手順が煩雑で同定結果のばらつきが大きい欠点があった。

今回は、簡略な理論式から精度良く簡易にオイルダンパーの特性値を同定できる方法を具体例とともに示す。

手順1:

正弦波載加で得られた F_d-u_m 関係(図 3.3(a))から、 F_{d0}, u_{d0}, u_{m0} を得る。今回は 1 Hz、目標 $u_{m0}=6$ mm の F_d-u_m 関係(次節図 3.5)から、3 サイクルの正弦波载荷のうち 2 サイクル目の各最大値、 $F_{d0}=469$ kN、 $u_{d0}=5.92$ mm、 $u_{m0}=5.96$ mm を求めた。なお、この载荷例では $\dot{u}_d=37.2$ mm/s であるため、オイルダンパーはリリーフしていない。

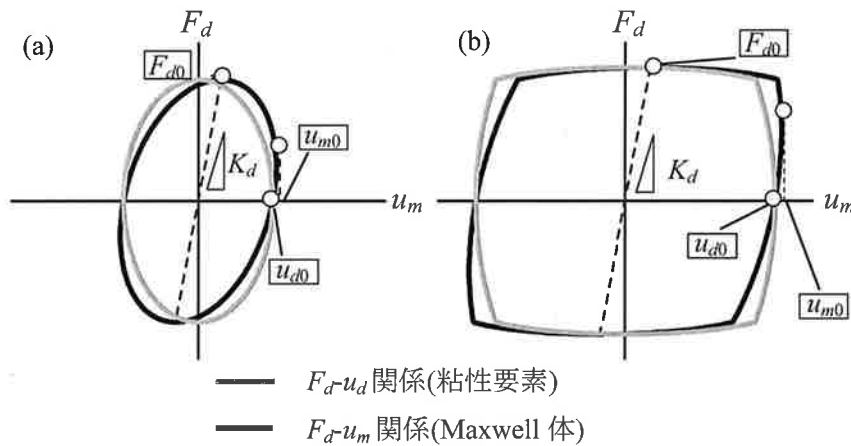


図 3.3 オイルダンパーの (a)履歴曲線 (リリーフ前)、(b)履歴曲線 (リリーフ時)

手順2:

式(3.1a), (3.2)をそれぞれ C_d, K_d について解き次式を得る。同式に手順1で求めた F_{d0}, u_{d0}, u_{m0} を代入することで C_d, K_d の同定値が得られる。

$$C_d = \frac{F_{d0}}{\omega u_{d0}} = \frac{469}{2\pi \cdot 1.0 \cdot 5.92} = \frac{469}{37.2} = 12.6 \text{ kN}/(\text{mm}/\text{s}) \quad (\text{リリーフ前})$$

$$K_d = \frac{C_d \omega}{\sqrt{(u_{m0}/u_{d0})^2 - 1}} = \frac{12.6 \cdot 2\pi \cdot 1.0}{\sqrt{(5.96/5.92)^2 - 1}} = 680 \text{ kN}/\text{mm}$$

ここで、 ω は円振動数である。なお、リリーフ時は式(3.1b)から、 $C_d = F_{d0}/(\dot{u}_{dy} + p(\omega u_{d0} - \dot{u}_{dy}))$ として求める。なお、後述のように p, \dot{u}_{dy} は規格値 $p=0.067, \dot{u}_{dy}=64$ mm/s を用いることとする。

3.4 特性値の同定結果

図 3.4 に C_d, K_d の同定結果(以下、同定値)と $\dot{u}_{d0} (= \omega u_{d0})$ の関係を示す。また、その同定値を用いて、実験のダンパストローク u_m を入力としたときの解析と実験との比較は図 3.5 に示す通りである。なお、リリース時は F_d の変化が小さく K_d を評価しにくいいため、解析の際は、リリース前後で K_d は一定であるとし、リリース前の平均値をリリース時の K_d とした。図 3.4 より、 C_d は低速度で振幅に比例して大きくなる傾向があるが、約 2 kine 以上の速度では規格値に近い一定の値を示す傾向が見られる。 K_d は低振動数では C_d と同様に低速度で振幅に比例して大きくなる傾向があるが、高振動数では規格値よりも大きい一定の値を示す傾向が見られた。

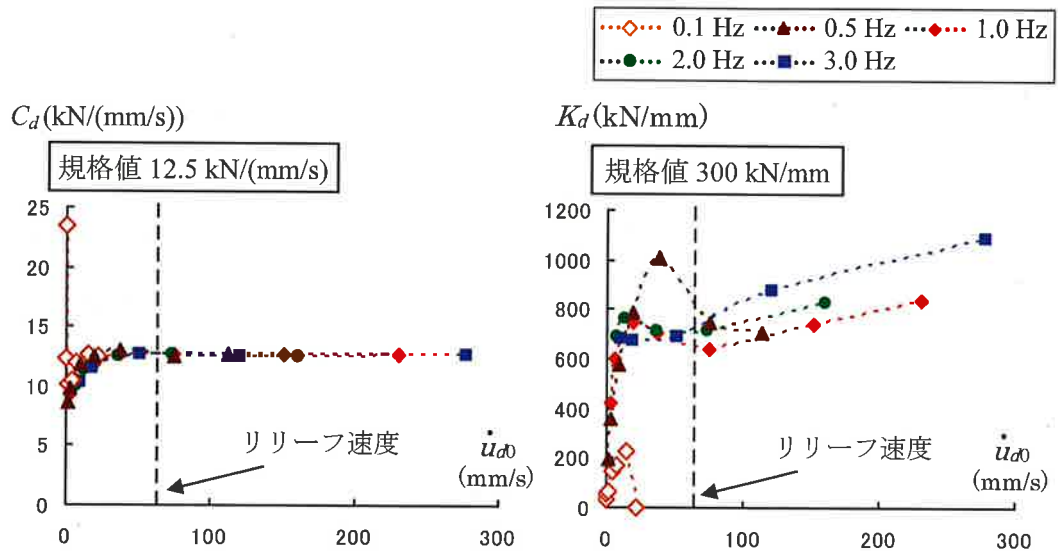


図 3.4 装置実験から求めた C_d, K_d と u_{d0} の関係

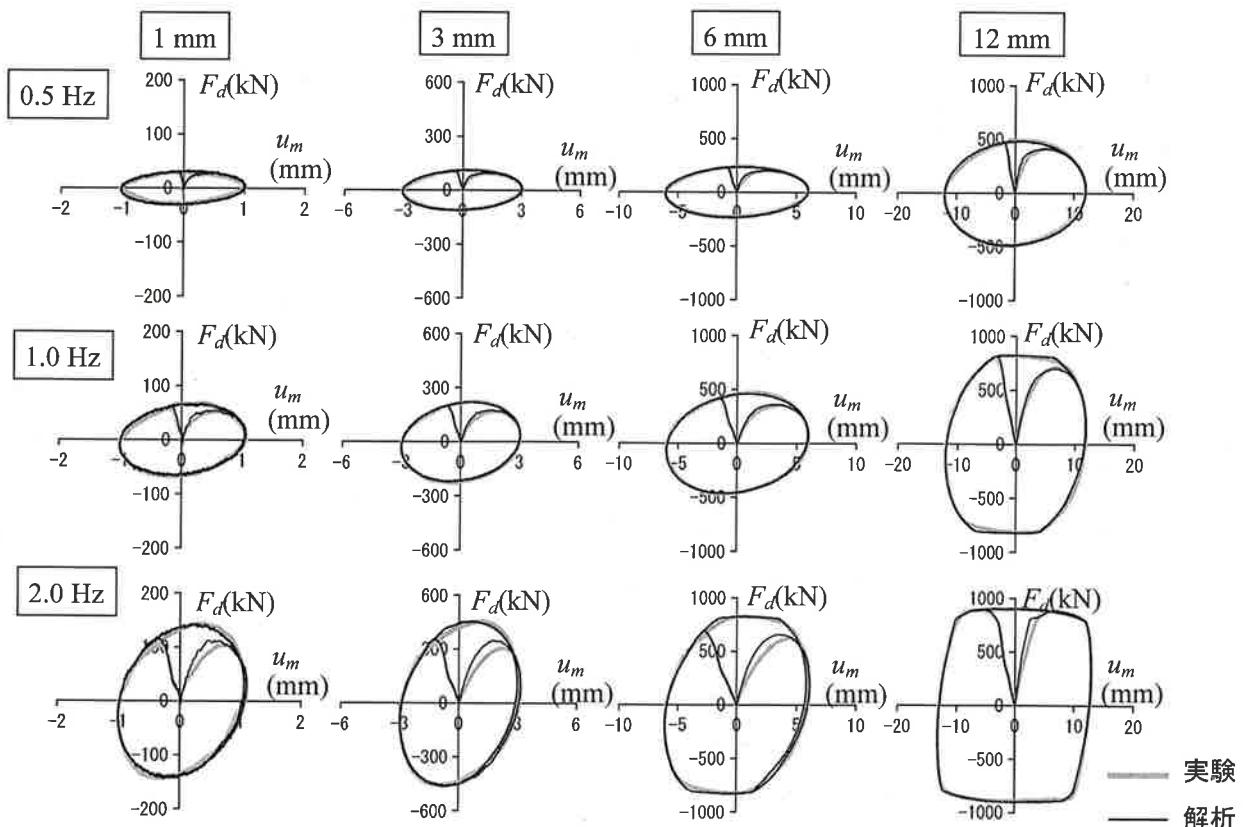


図 3.5 正弦波載荷における F_d-u_m 関係の実験と解析の比較

3.5 鷹取波载荷への適用

先に示した5種の振動数の同定値を1,2,3 Hzの3種に限定することで、各特性値と粘性要素最大振幅 u_{d0} の関係において図 3.5 の灰色で示す近似線を見出した。粘性ダンパーと対比して、 C_d は、振動数や速度に関わらずほぼ一定であるため、ランダム波（鷹取波応答）にも、正弦波载荷から同定した値をそのまま適用する(図 3.5 の□)。それを設定値と呼び、表 3.1 に示す。

なお、例外として、小振幅の正弦波ではやや低い値を示しており（図 3.4, 図 3.5）、15%鷹取波でのランダム応答を再現する場合、 C_d 値は 10%低い値を用いれば良かった。

表 3.1 鷹取波载荷に適用した設定値と規格値

鷹取波	設定値		規格値	
	C_d	K_d	C_d	K_d
15 %	11.5	667	12.5	300
50 %	12.6			
100 %	12.6			

鷹取波	解析(設定値) /実験結果		解析(規格値) /実験結果	
	F_{d0}	E_d	F_{d0}	E_d
15 %	0.996	1.044	1.015	1.066
50 %	1.010	1.037	0.936	0.926
100 %	1.002	1.012	0.992	0.923

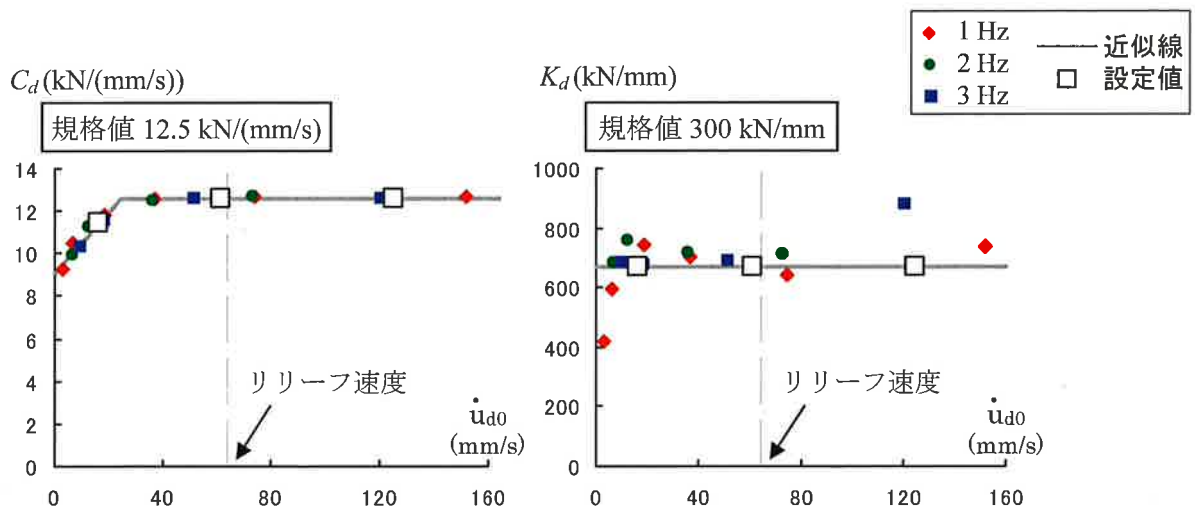


図 3.5 特性値(C_d, K_d)の近似と鷹取波载荷での特性値の設定

実験で得た u_m を入力とし、図 3.2 の Maxwell 体部分のみでの解析を行う。表 3.1 に示した設定値に加え、規格値でも解析を行い、併せて実験結果と比較する。図 3.6 に示すそれらの比較から、規格値での解析に対し同定値での解析精度が高いことがわかる。また、表 3.2 に示す F_{d0}, E_d の設定値に対する解析値の比から、設定値での解析の方がより正解値に近いことも確認できる。これは、 K_d が規格値の 2 倍以上の値であることが原因であり、規格値が下限値を推奨しているためであると考えられるが、正確な解析の観点からは、好ましくないと言える。

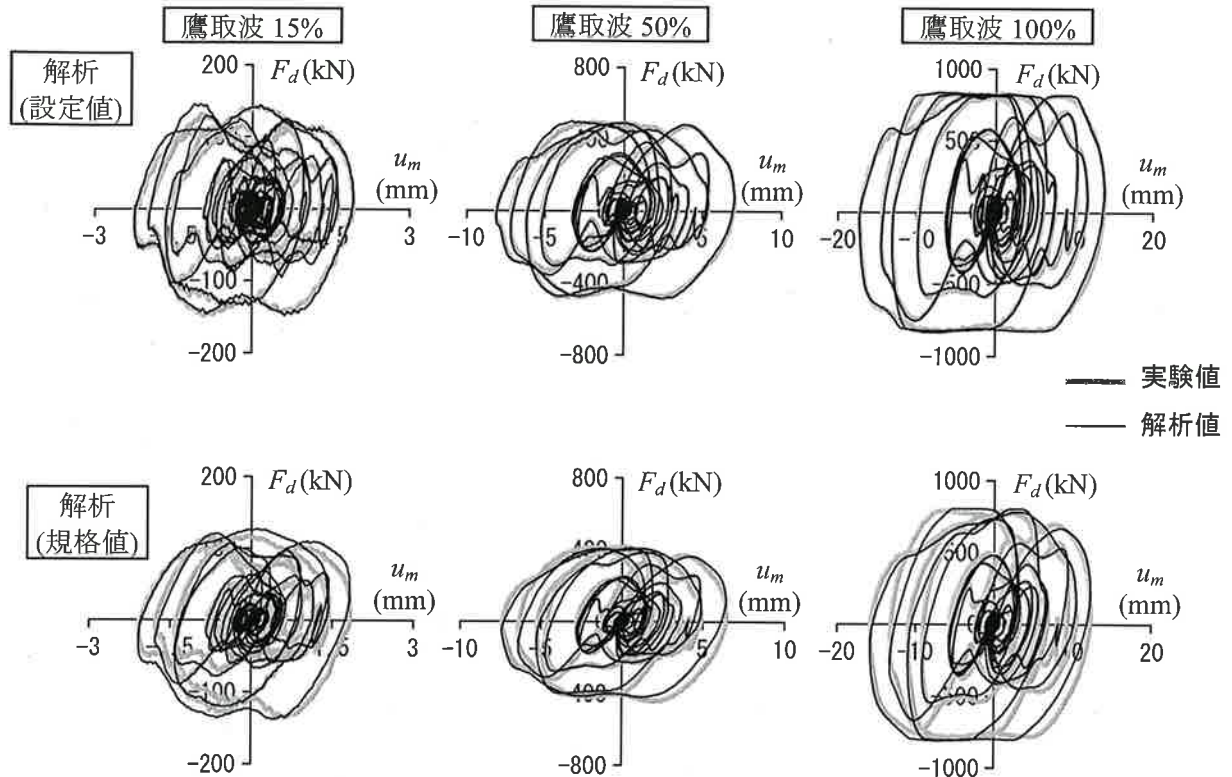


図 3.6 鷹取波载荷における F_d - u_m 関係の実験と設定値による解析の比較(上段)と規格値による解析の F_d - u_m 関係(下段)

3.6 ダンパー性能の検証

図 3.7 に正弦波载荷 1.0 Hz の場合の、付加系変形に対する粘性要素変形の比(実効変形比)、 F_{d0} 、 E_d の数値計算と実験値の比較を示す。図 3.7(a)より、リリース速度(64 mm/s)以上または低速度領域で実効変形比が増加する傾向が確認できる。また、今回は割愛したが、低振動数ほど実効変形比が高くなることも確認済みである。さらに、図 3.7(b),(c)より、リリース速度(64 mm/s)以上で F_{d0} 、 E_d が相対的に増加しにくい傾向も評価できた。

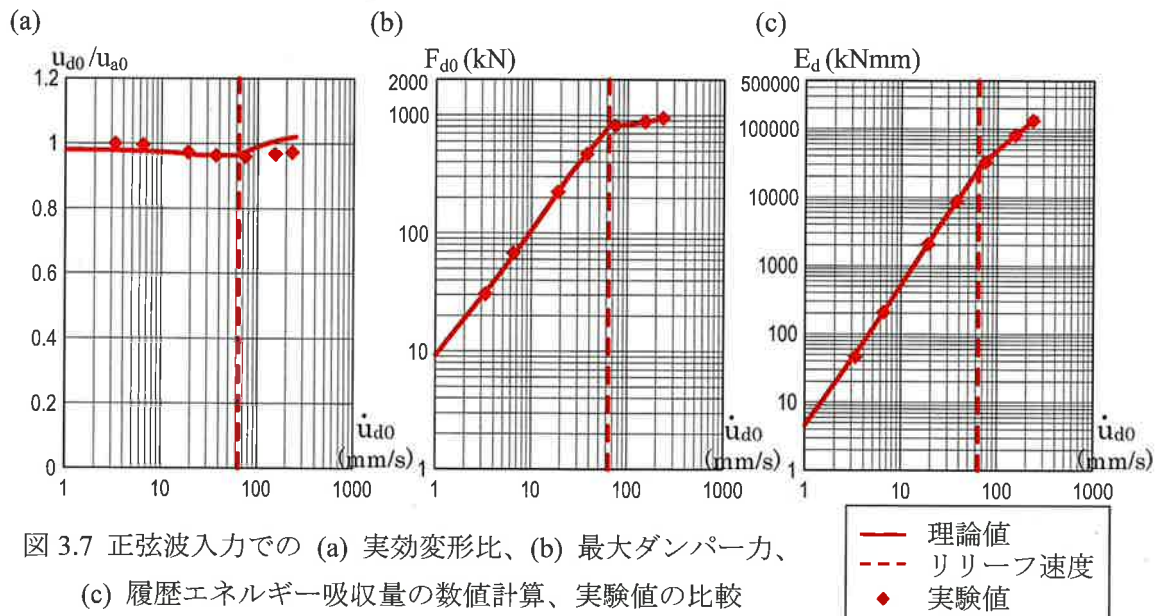


図 3.7 正弦波入力での (a) 実効変形比、(b) 最大ダンパー力、(c) 履歴エネルギー吸収量の数値計算、実験値の比較

4 付加系の振動数・振幅依存とその影響

粘性要素と弾性要素が直列に結合された付加系において、弾性要素の変形が著しい場合、付加系全体として振動数依存性が現れてくる⁹⁾。取付け部材を初め、ダンパーの力を建物基礎まで伝達する全ての部材が直列に繋がる弾性要素と考えられるため、振動数依存は当然起こる。また、今回検討した粘性ダンパーは、粘性要素自体も振動数依存していた。

複数の振動モードに支配される高層建築に対し、各モードでのダンパーの減衰効果を明らかにすることが、今後とくに非構造材の耐震設計面で重要になると思われる⁸⁾⁻¹³⁾。このため、ダンパー・付加系の振動数依存の把握が必要になるであろう。また、これに加え、多くの速度依存型ダンパーは振幅依存するため、大小の揺れに応じて減衰効果を把握する必要もある。

ここでは、前節のように正確に同定した2種のダンパーの F_d - u_a 関係を用い、図 2.2, 図 3.2 それぞれに示した付加系としての振動数・振幅依存を考察する。例えば 20 階建て高層建物を想定し、固有振動数（周期）は、1, 2, 3 次の順に 0.5 Hz (2.0 s), 1.5 Hz (0.67 s), 2.5 Hz (0.40 s) と考え、最大振幅 3 mm, 24 mm の付加系変形が生じるときの F_d - u_a 関係を粘性、オイルダンパーのそれぞれで描く(図 4.2, 図 4.3)。ここで、粘性ダンパーの $\alpha=0.38$, $C_d=98 \text{ kN}/(\text{mm}/\text{s})^\alpha$, $K_d=230 \text{ kN}/\text{mm}$ とし、オイルダンパーの $C_d=12.2 \text{ kN}/(\text{mm}/\text{s})$, $K_d=667 \text{ kN}/\text{mm}$, $p=0.067$, リリーフ速度 64 mm/s とした。また、両者とも支持材剛性 K_b は、 ∞ と 240kN/mm の 2 種とする。

図 4.2, 図 4.3 から、両ダンパーともに小振幅の高次振動ほど、支持材が軟らかい場合の履歴が、支持材が剛の場合の履歴に比べ小さくなる。このような小振幅、高次振動では、支持材が軟らかいほど、高振動数ほど大きくなるダンパー力により変形してしまい、同じ付加系変形を与えても、その履歴面積は小さくなる。これから、取付け部材や他の支持材を硬くすることが肝要であり、特に振動数の高い高次モードでそれが重要と言える。1 次モードの低振動数で、両ダンパーともに有利にエネルギーを吸収できる点も重要である。

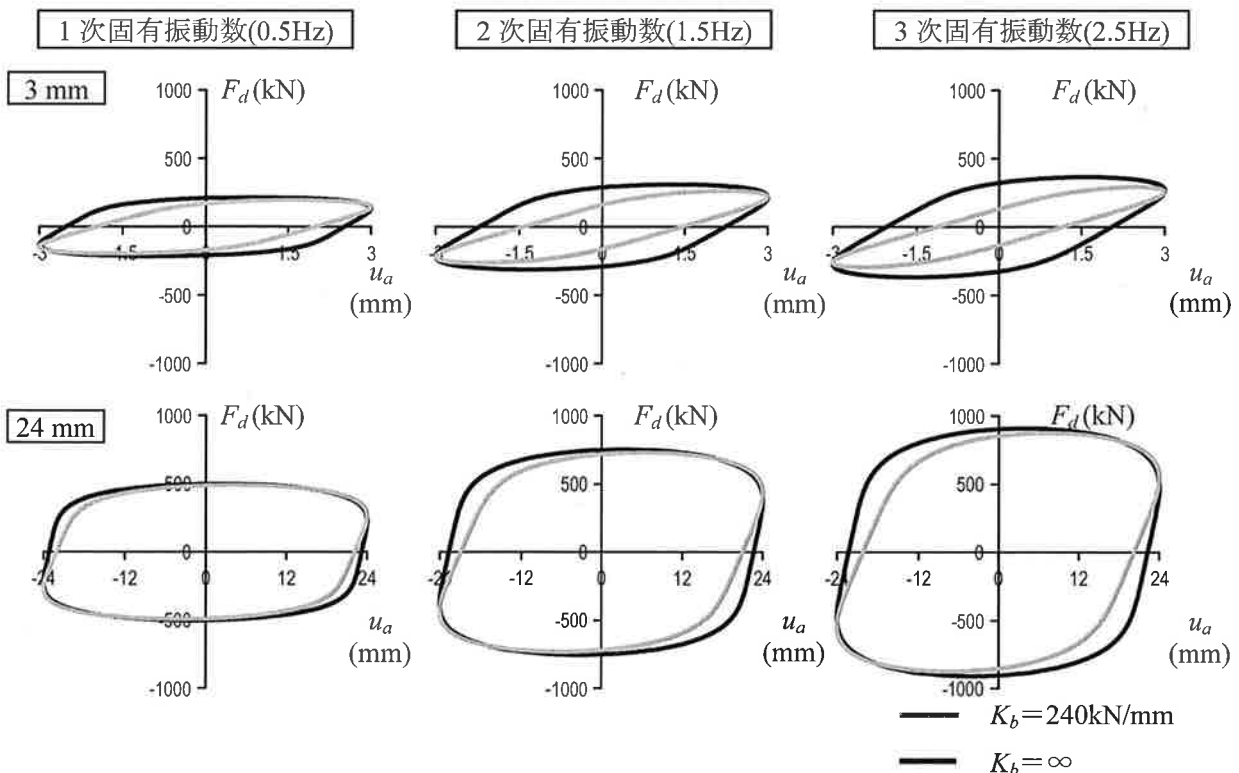


図 4.2 粘性ダンパー付加系の各固有振動数・振幅での履歴曲線

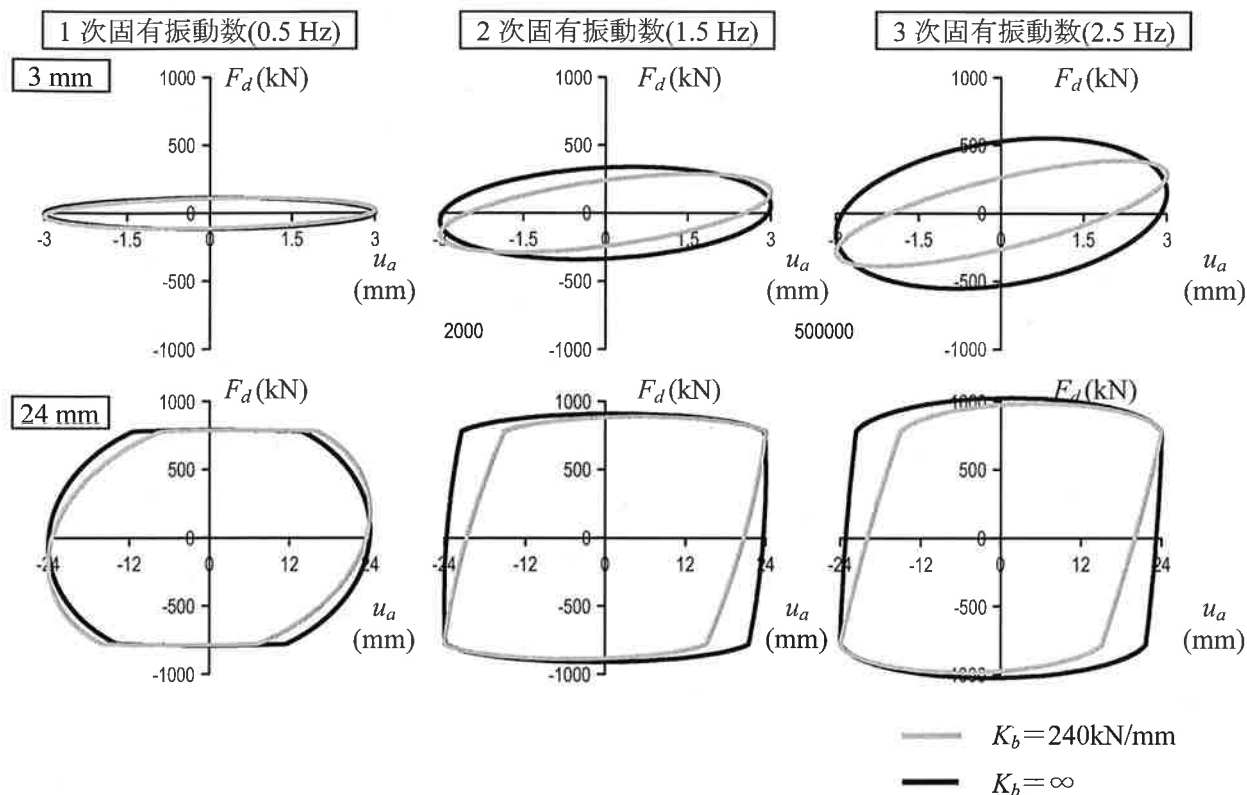


図 4.2 オイルダンパー付加系の各固有振動数・振幅での履歴曲線

5 おわりに

粘性ダンパー・オイルダンパーの実大実験結果を用いて、両ダンパーの動的特性とその同定法を考察した。両者とも非線形もしくはバイリニアの粘性要素と、弾性（バネ）要素の直列結合からなる Maxwell 体で表される。以下にまとめる。

粘性ダンパーの場合、粘性要素の粘性係数はダンパーサイズのわりに高く、高効率の制振部材と判断できる。ただし、粘性係数は一定ではなく振動数に依存し、特に小振幅でその傾向が著しく、ダンパー力が粘性要素速度の指数乗に比例する非線形粘性というよりは、線形粘弾性の特性を示した。同様な傾向が他の高粘度流体からも認められている¹¹⁾。また、弾性要素の剛性は、メーカー規格では無限大であるが、実際は大きくなく、現実的な値を用いないとダンパー力、エネルギー吸収、剛性などを過大評価する不正確な解析となるため注意すべきである。提示した同定法は、これらの値を簡便に精度よく求めることができた。その基盤となった理論²⁾により、動的特性、ダンパー力、エネルギー吸収量、ガタの影響などを精度よく評価できた。

オイルダンパーの場合、粘性要素の粘性係数は振動数や速度に関わらずほぼ一定であり、規格値にほぼ合致していた。弾性要素の剛性は、メーカー規格値の約 2 倍であった。規格値は安全側を意図したものであろうが、それが常に安全側かは不明であり、また、制振により可能となる性能設計には正確な応答予測が肝要であるため、実際の値の平均を規格値とする方が良いと思われる。小振幅での結果は、過去の実験結果¹⁰⁾より安定し、ピンのガタも無視できるほど小さかった。本論で提示した同定法は、ダンパーの特性値を簡便に精度よく求めることができ、その理論によれば、動的特性、ダンパー力、エネルギー吸収量などを精度よく予測できる。

謝辞

本報告書の作成にあたって、東京工業大学修士課程2年の西島正人君、小松祐樹君の努力に感謝いたします。また、本内容は、卒業生の山際創君（現在奥村組）の修士論文に基づいています。

参考文献

- 1) 日本免震構造協会 (JSSI) : パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第2版・第2刷, 2007.7
- 2) 笠井和彦, 鈴木陽, 大原和之: 減衰力が速度の指数乗に比例する粘性ダンパーをもつ制振構造の等価線形化手法, 日本建築学会構造系論文集, 第574号, pp.77-84, 2003.12
- 3) 有馬義人, 笠井和彦, 大木 洋司: 4種制振ダンパーの実大動的加振実験 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その36), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.863-864, 2008.7
- 4) 笠井和彦, 西村忠宗: 減衰力が速度にバイリニア的に比例するオイルダンパーをもつ制振構造の等価線形化手法, 日本建築学会構造系論文集, 第583号, pp.47-54, 2004.9
- 5) 笠井和彦, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎, 加藤史人, 馬場勇輝: 実験の全体概要および非制振状態での応答性状 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その1, 日本建築学会構造系論文集, 第663号, pp.997-1006, 2011.5
- 6) 笠井和彦, 馬場勇輝, 西澤恵二, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎: 鋼材ダンパーを有する試験体の実験結果 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その2, 日本建築学会構造系論文集, 第673号, pp.499-508, 2012.3
- 7) 笠井和彦, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 所健, 引野剛, 大木洋司, 村井亮平: 粘弾性ダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 2012.6 (掲載予定)
- 8) Kasai, K., Pu, W.C., and Wada, A.: Responses of Buildings in Tokyo during the 2011 Great East Japan Earthquake; STESSA2012 (Behavior of Steel Structures in Seismic Areas), Keynote Paper, Santiago, Chile, 2012.1
- 9) 笠井和彦, 大熊潔: 振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度 弾性架構と粘弾性ダンパーやオイルダンパーをもつ一質点構造における全体減衰系への置換法, 日本建築学会構造系論文集, 第580号, pp.51-59, 2004.6
- 10) 大木洋司, 笠井和彦, 高橋治: 微小振幅における速度依存型ダンパーの性能について, 日本建築学会構造工学論文集, 第50号B, pp.601-609, 2004.3
- 11) 佐々木和彦, 笠井和彦, 大木洋司: 粘性流体の小歪における線形特性モデルの検討 せん断型粘性流体ダンパーの振幅・温度・振動数依存性に関する研究 その2, 日本建築学会構造系論文集, 第675号, pp.791-798, 2012.5
- 12) 笠井和彦: 4章. 東日本大震災による建物の被害 制振建築物の被害, 建築技術, pp118-123, 2011.10
- 13) 日本免震構造協会 応答制御建築物調査委員会: 制振構造調査部会報告書 制振構造の地震応答および耐震構造との比較, 2012.1

10. 応答制御部会 制振部材品質基準小委員会

制振部材取付け部の設計における留意点

1. はじめに

制振構造を設計する上で、制振ダンパーに関する構造計画も重要であるが、主架構への制振部材の取付け部に関する設計ディテールも重要となる。制振ダンパーそのものは規格品として工場で作られて建設現場に納入されるが、その取付け部は通常の建築構造部材と同様に建物毎にそのディテールは異なり、現場において組み立てられる。このため、品質管理上の問題点は取付け部に集中しやすい。

制振構造の歴史は浅いため、具体的な地震時被害事例は少ないようであり、また公開もされていないが、部分的には発生していることも現実であることから、類似のディテールを有する耐震構造の過去の地震時被害事例写真（パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第2章1節）を示すことにより、最悪の場合の被害イメージをより具体的に把握できるように配慮している。

2. 設計上の留意事項一覧

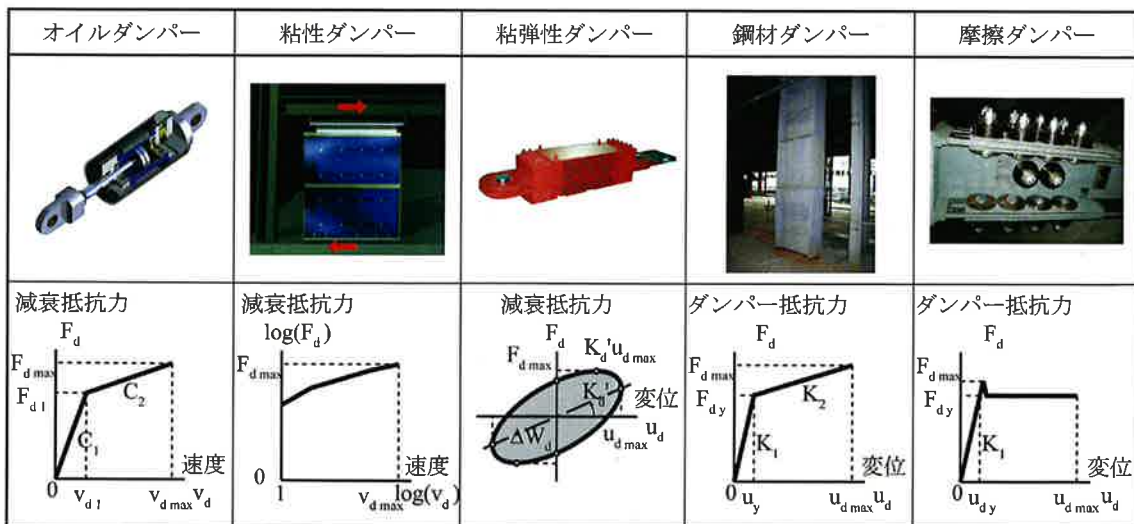
制振部材取付け部の設計に際して、各部で留意すべき項目を表形式で以下に示す。

(1) 制振ダンパーの減衰抵抗力

表-1.1 制振ダンパーの減衰抵抗力に関する設計上の留意点

項目	制振ダンパーの減衰抵抗力
オイルダンパー	限界速度時の減衰抵抗力
粘性ダンパー	各種依存性を考慮した限界減衰抵抗力
粘弾性ダンパー	各種依存性を考慮した限界減衰抵抗力
鋼材ダンパー	歪硬化を考慮した最大耐力
摩擦ダンパー	静止摩擦を考慮した最大摩擦抵抗力

図-1.1 減衰抵抗力の概念図

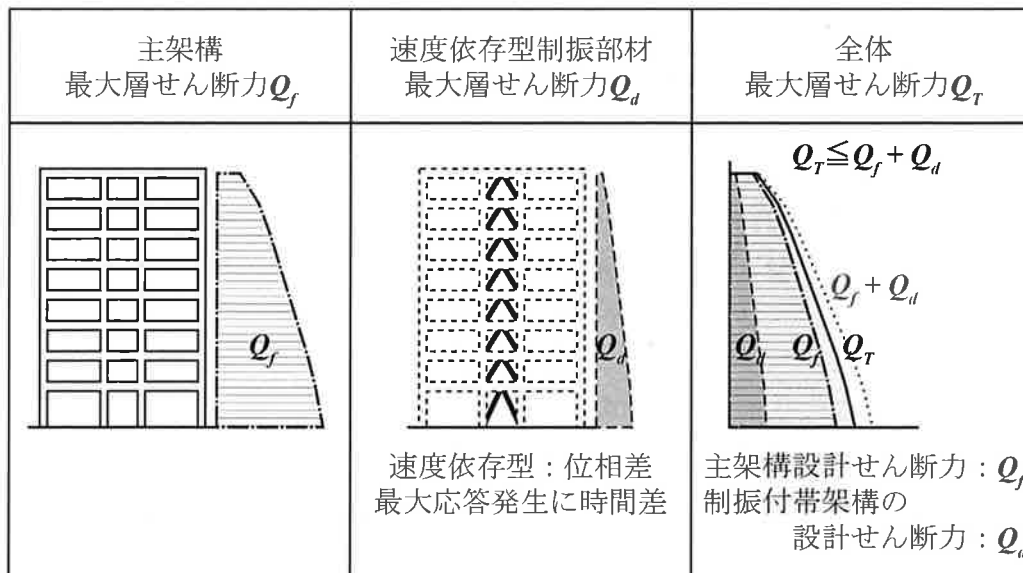


(2) 制振構造の設計応力

表-1.2 制振構造の設計応力に関する設計上の留意点

項目	制振構造の設計応力〔図 1-2〕
主架構の設計応力	<p>①制振構造の場合、減衰力項から算出される速度依存型ダンパーの減衰抵抗力は、復元力項から算出される主架構設計応力と位相があるため、同時性がないことに留意する</p> <p>②主架構の最大負担層せん断力は、地震応答解析結果の最大層せん断力から制振ダンパーの最大負担層せん断力を差し引いたものとは必ずしも一致しないため、分離して考慮する必要がある</p> <p>③制振ダンパーが速度依存型の場合、主架構の設計応力として、制振ダンパー負担層せん断力分を別途考慮し、主架構負担層せん断力による応力と組み合わせる必要がある</p> <p>④制振ダンパー負担層せん断力は、主架構下層への応力伝達を考慮する必要がある</p> <p>⑤制振ダンパー軸線が主架構軸線と偏心する場合は、その影響を考慮する</p>

図-1.2 制振構造の設計応力



(3) 主架構の柱-梁部材

表-1.3 主架構の柱-梁部材に関する設計上の留意点

項目	主架構の柱-梁部材〔図 1-3〕
取付け部材の配置 〔写真-2.1〕	偏心の生じないディテールとする〔図 1-3 (1)〕 偏心がある場合は、偏心による付加応力を考慮する必要がある
大梁取付け部の応力伝達 〔写真-2.2〕	①シアリンク K 形配置等で制振ダンパー反力が大梁に伝達される場合は、大梁設計応力に軸力を考慮する〔図 1-3 (2)〕 ②S 造大梁下フランジの横方向変形を拘束する〔図 1-3 (3)〕 ③シアリンク K 形配置等で制振ダンパー反力が S 造大梁中央部に伝達される場合は、軸力およびせん断力の応力伝達機構の検討とともに、ウェブパネルの軸力およびせん断力による座屈安定性の検討が必要〔図 1-3 (2)〕
S 造主架構板要素の安定性 〔写真-2.3〕	板要素の局部変形（箱形断面の PL 面外曲げ変形、開断面の突出 PL の面外変形）を生じないようなディテールが必要〔図 1-4 (1)〕
S 造主架構板要素の応力伝達	G.P.L から伝達される応力に対し、同一構面の柱-梁板要素の応力を許容応力度以下に留める必要がある
RC 造主架構	制振ダンパー取付け部からの局所的な応力（支圧応力、アンカーボルト引張力、せん断力、捩れ応力等）に対し、主架構応力と組み合わせても損傷を生じないようにする〔図 1-4 (3)〕
構面外の応力	直交方向地震力に伴う制振ダンパーの面外方向反力を考慮する〔図 1-4 (2)〕
既存主架構の場合	①既存主架構に制振ダンパーを取付ける場合に、やむを得ず偏心を生じる場合は、偏心に伴う付加応力や制振ダンパー取付け部の剛性低下等の影響を考慮して、制振効果や主架構応力を評価する ②制振ダンパー取付け部からの伝達応力により既存主架構部材の板要素に局部変形を生じないようなディテールとし、原則として許容応力度以下に留める ③直交方向地震力に伴う制振ダンパーの面外方向反力を、既存主架構に対して考慮する

写真 2-1～2-3 筋違取付け部の被害事例

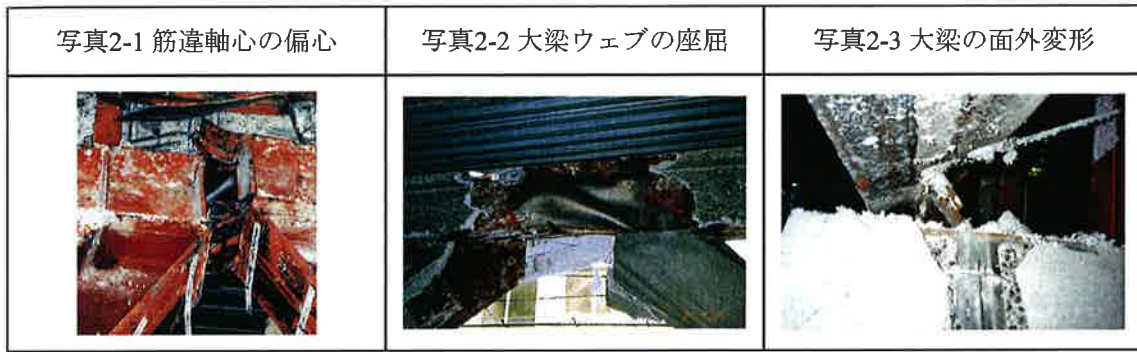


図-1.3 主架構の柱-梁部材

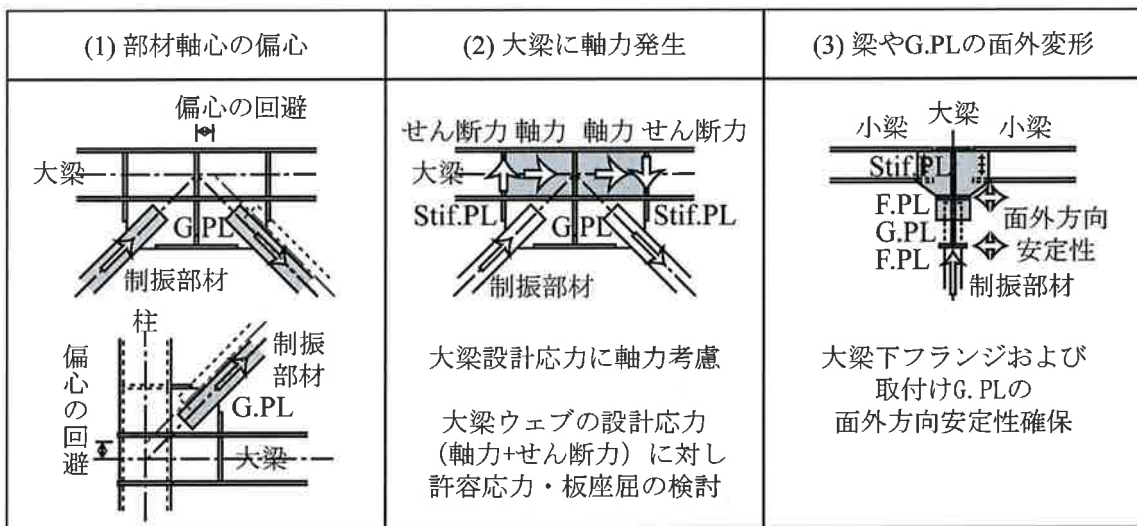
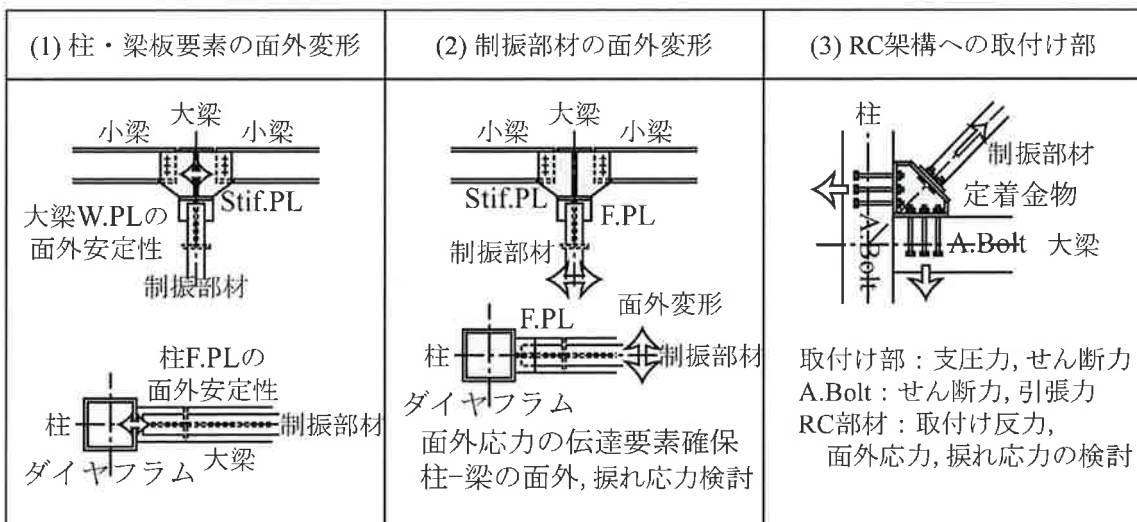


図-1.4 主架構の柱-梁部材板要素



(4) 主架構の水平構面

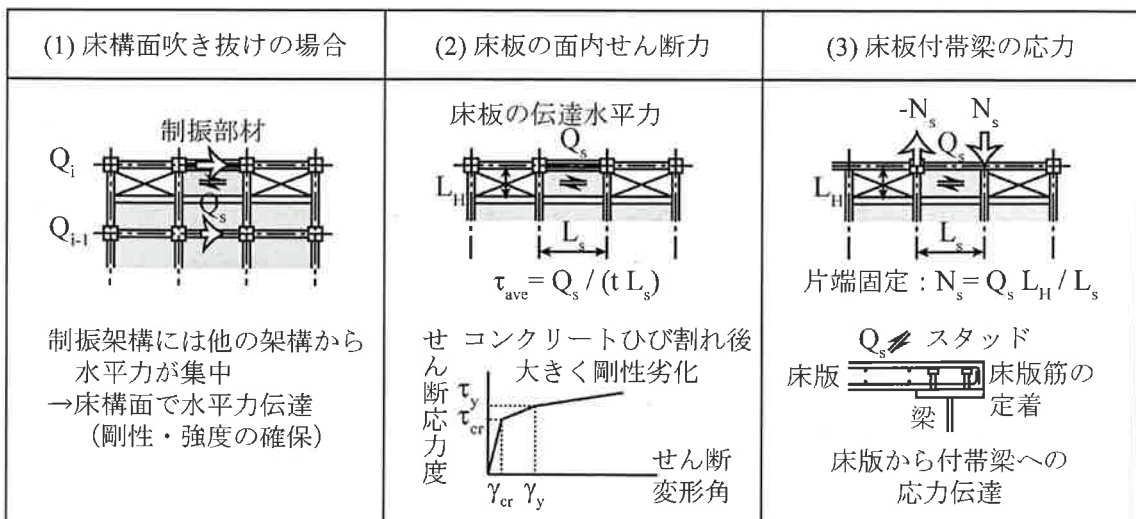
表-1.4 主架構の水平構面に関する設計上の留意点

項目	主架構の水平構面〔図 1-5〕
床面吹き抜け部	床面吹き抜け部等がある場合は、制振ダンパー反力を含めた水平力の伝達に関する検討が必要〔図 1-5 (1)〕
床スラブの応力伝達性能 〔写真-2.5, 2.6〕	①床スラブにより水平力を伝達させる場合は、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を超えないように配慮する〔図 1-5 (2)〕 ②せん断ひび割れ強度を超える場合は、床スラブの面内せん断剛性を低下させて、応力伝達性状を検討する必要がある
床スラブ周辺部材への応力伝達性能	①床スラブを支持する付帯小梁・大梁には付加曲げモーメント（両端固定： $\Delta M=Q_s \cdot L_H/2$ 、片側端固定： $\Delta M=Q_s \cdot L_H$ ）による軸力（ $N_s=\Delta M/L_s$ ）が発生するため、軸力を考慮する〔図 1-5 (3)〕 ②付帯梁と床スラブの応力伝達部（スタッドボルト等）の応力を許容応力度以下に留める ③床スラブの付帯梁上での主筋定着部のディテール（上端筋の付帯梁への応力伝達、下端筋の定着等）に配慮する
既存主架構の場合	既存主架構の床水平構面に関しても、上記と同様な検討を行う

写真 2-5, 2-6 筋違付き大梁床水平構面の被害事例



図-1.5 床水平構面



(5) 制振部材取付け接合部


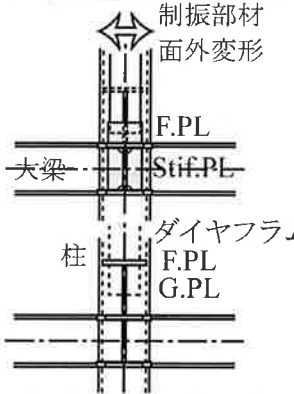
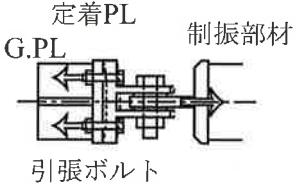
表-1.5 制振部材取付け接合部に関する設計上の留意点

項 目	取付け接合部〔図-1.6〕
設計方針	①制振ダンパー限界減衰抵抗力に対して、取付け部を塑性化させない〔図-1.6 (1)〕 ②取付け部では偏心を避け、座屈や面外変形を生じることなく応力伝達が十分可能なディテールとする ③有効断面性能を考慮した設計を行う ④直交方向地震時の制振ダンパー面外方向反力・変形を考慮する ⑤制振ダンパーの将来の取替えを考慮したディテールとする
ボルト接合部 〔写真-2.7〕	①引張ボルトではテコ反力を考慮する〔図-1.6 (3)〕 ②ボルト長さが長い場合は、ボルト伸びを考慮した検討が必要
溶接接合部	各部の溶接線と干渉せず、確実に施工できる溶接計画が必要
RC 造主架構への 取付け部	取付け部応力を主架構 RC 部材に十分に伝達できるディテールとする（支圧力、アンカーボルト引張力、せん断力、捩れ応力等）
G.PL 応力伝達 〔写真-2.8〕	①柱-梁への応力伝達が十分可能なディテールとする〔図-1.6 (1)〕 ②十字型 G.PL の場合、直交 PL の応力を面内 G.PL あるいは柱-梁への応力伝達が十分可能なディテールとする ③G.PL と柱-梁接合部との溶接接合では、柱-梁仕口部の溶接線と干渉しない溶接計画が必要
G.PL 面外安定性 〔写真-2.4〕	設計応力に対し座屈や面外変形を生じないディテールとする〔図-1.6 (2)〕
既存主架構の場合	①既存大梁に制振ダンパーが取付く場合は、梁断面全体としての応力度の検討に加えて、ウェブパネルに加わる軸力+せん断力に対する局部座屈の検討が必要である ②制振ダンパーが既存主架構の軸心と偏心して取付く場合は、取付け部では偏心に伴う付加応力の影響を考慮し、応力伝達が可能なディテールとする必要がある ③既存大梁端部のフランジやウェブ接合部において、制振ダンパー反力を考慮した応力に対し、原則として塑性化させないディテールとし、場合によっては補強を行う ④既存部材に新設の取付け部材や補強部材を溶接接合する場合は、既存溶接線に干渉しない溶接計画とするとともに、既存溶接部に損傷がないかを確認する必要がある ⑤既存部材に溶接接合する場合は、溶接部に存在する既存の耐火被覆や防錆塗装を撤去し、不純物を巻き込まないように清掃を行う

写真 2-4, 2-7, 2-8 各種接合部の被害事例

写真2-4 取付けG.PLの面外変形	写真2-7 ボルト接合部局部変形	写真2-8 ピンG.PL溶接の破断
		

図-1.6 取付け部詳細

(1) 板要素間の応力伝達	(2) 板要素の面外安定性	(3) 引張ボルト接合部
 <p>柱 制振部材 十字型接合 G.PL 大梁</p> <p>ボルト孔欠損等を考慮 十字PLの溶接強度確保 G.PLの溶接強度確保 柱-梁の溶接線を回避 PL要素間の応力伝達の検討</p>	 <p>制振部材 面外変形 F.PL 大梁 Stif.PL ダイヤフラム 柱 F.PL G.PL</p> <p>板単独での曲げ変形を回避</p>	 <p>定着PL G.PL 制振部材 引張ボルト</p> <p>引張ボルト接合の場合： ボルトにテコ反力発生 定着PLの面外応力検討</p>

(6) 屋上階設置 TMD 等の地震時対策

表-1.6 屋上階設置 TMD 等の地震時対策に関する設計上の留意点

項目	屋上階設置 TMD 等
TMD 等の地震力 〔写真-2.9～2.11〕	<p>①屋上階等に設置される TMD 等では、建物重量に比べて装置重量比が非常に小さいため、地震時水平力が大きく増幅されることから、十分な設計用水平力を考慮する必要がある（慣用値の水平震度 1.0 を大きく上回る可能性が高い）</p> <p>②地震時に TMD 装置等を停止させる機構を有する場合、ストッパー部の破壊や装置脱落等を防止する必要がある</p> <p>③バッファータイプのストッパーの場合、動的な繰り返し変形に対するストッパー機能の検討が必要である（一般に、バッファータイプでは一方向の単調荷重に対し機能を設定）</p>

写真 2-10～2-12 屋上階設置 TMD 等の被害事例

写真2-10 ガイドローラの損傷	写真2-11 ストッパーの脱線	写真2-12 連結ブレースの破断
		

3. まとめ

制振構造のように振動エネルギー消散部材によって構造安全性を確保する構造物は、使用実績の歴史が浅いこともあって、大地震時における制振効果を広範囲にわたって検証した事例は少ない。このため、類似の取付けディテールを有する耐震構造の過去の被害事例を参照することにより、制振部材取付け部の設計上の留意点をまとめた。

以 上



The Japan Society of Seismic Isolation

一般社団法人 日本免震構造協会

〒150-0011

東京都渋谷区神宮前 2-3-18 JIA館 2階

TEL 03-5775-5432 FAX 03-5775-5434

<http://www.jssi.or.jp>