

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 日本ビーター工業

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

ビエス三菱

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 日本ビーター工業

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 日本ビーター工業

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 マシナリー
- 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 マシナリー
- 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 マシナリー
- 大畑 勝人 竹中工務店
- 亀井 俊明 カヤハシステム マシナリー
- 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 マシナリー
- 猪口 敏一 カヤハシステム マシナリー
- 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 マシナリー
- 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 マシナリー
- 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  $\phi_2$  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	$\phi_2$ (短期 1.0)	$[\phi_2 \rightarrow \phi_1]$	同	低減係数	$\phi_1$ (短期 1.0)	—
		$\phi_1, \phi_{s1}$ (短期 0.6)	$[\phi_1, \phi_{s1} \rightarrow \phi_2]$	変更		$\phi_2$ (短期 2/3)	
		$\phi_3$ (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 <sub>c</sub> )			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 <sup>2</sup> ) $sc a$ : スタッドボルト軸断面積(mm <sup>2</sup> )			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 $P_{a1} = \phi_1 \times 0.31\sqrt{F_c} \times Ac$ $[P_{a1} \rightarrow P_{a2}]$ $\sigma_t$ : 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 <sup>2</sup> ) $F_c$ : コンクリートの設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> ) $Ac$ : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm <sup>2</sup> )			同	躯体のコーン状破壊により決まる場合 $P_{a2} = \phi_2 \times 0.31\sqrt{F_c} \times Ac$ $\sigma_t$ : 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 <sup>2</sup> )			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 <sup>2</sup> )		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 <sup>2</sup> )		—
	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 <sup>2</sup> ) $E_c$ : コンクリートのヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )			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 <sup>2</sup> )		—
	—			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、 $\sigma_t$ : 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 $P_{a2} = \phi_2 \times s_{pa} \times \sigma_{pa}$ $\sigma_{pa}$ : アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm <sup>2</sup> ) $s_{pa}$ : アンカーボルト軸断面積(mm <sup>2</sup> )	【 $P_{a2} \rightarrow P_{a1}$ 】 同	アンカーボルトの降伏で決まる場合 $P_{a1} = \phi_1 \times s_{pa} \times \sigma_{pa}$ $\sigma_{pa}$ : 同左、 $s_{pa}$ : 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 $P_{a1} = \phi_1 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c$ $\sigma_c$ : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 $\sigma_c = 0.31 \sqrt{F_c}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $F_c$ : コンクリートの設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> ) $A_c$ : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm <sup>2</sup> )	【 $P_{a1} \rightarrow P_{a2}$ 】 同	躯体のコーン状破壊で決まる場合 $P_{a2} = \phi_2 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_c$ $\sigma_c$ : 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 $P_{a3} = \phi_1 \times \alpha \times A_o \times s_{\sigma_y}$ $\alpha$ : 形状係数、 $A_o$ : 定着板の有効面積(mm <sup>2</sup> ) $s_{\sigma_y}$ : アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm <sup>2</sup> )	同	定着板（鋼材）の支圧で決まる場合 $P_{a3} = \phi_1 \times \alpha \times A_o \times s_{\sigma_y}$ $\alpha$ : 同左、 $A_o$ : 同左、 $s_{\sigma_y}$ : 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 <sup>2</sup> ) $f_n$ : コンクリート支圧強度(N/mm <sup>2</sup> )	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 $q_a = \phi_{s1} \times 0.7 \times s_c a \times s_{\sigma_y}$ ( $\phi_{s1} = 1.0$ ) $s_c a$ : アンカーボルトとねじ部の最小断面積 (mm <sup>2</sup> ) $s_{\sigma_y}$ : アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm <sup>2</sup> )	同	アンカーボルトのせん断強度で決まる場合 $q_{a1} = \phi_1 \times 0.7 \times s_{\sigma_y} \times s_c a$ $s_c a$ : 同左、 $s_{\sigma_y}$ : 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 $q_{a2} = \phi_2 \times 0.5 \sqrt{F_c} \times E_c \times s_c a$ ( $\sqrt{F_c} \times E_c$ 制限なし) $F_c$ : コンクリートの設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> ) $E_c$ : コンクリートのヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )、 $s_c a$ : 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 <sup>2</sup> )	—
	—	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

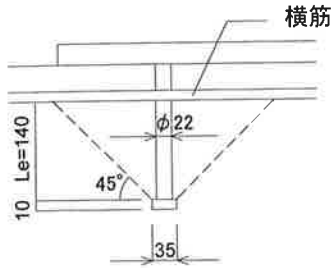
(3) 突起付き袋ナット, 長ナット+突起付きボルトの許容耐力: 各種合成指針各種アンカーボルト設計指針・解説の頭付きアンカーボルトの設計を準用

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 <sup>2</sup> ) $s_c a$ : 軸部の有効断面積(mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> ) $F_c$ : コンクリートの設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> ) $A_c$ : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm <sup>2</sup> )		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 $P_{a4} = \phi_4 \times \alpha \times A_o \times s_{\sigma y}$ ( $\phi_4$ : 短期荷重用 1.0) 【 $P_{a4} \rightarrow P_{a3}$ 】 $\alpha$ : 形状係数、 $A_o$ : 突起部の有効面積(mm <sup>2</sup> ) $s_{\sigma y}$ : ナット及びボルトの規格降伏点強度(N/mm <sup>2</sup> )		同 頭部での支圧で決まる場合 $P_{a3} = \phi_1 \times \alpha \times A_o \times s_{\sigma y}$ $\alpha$ : 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 <sup>2</sup> ) $A_n$ : 突出部の有効水平投影面積(mm <sup>2</sup> )		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 $P_{a2} = \phi_2 \times f_t \times A_w$ ( $\phi_2$ : 短期荷重用 1.0) 【 $P_{a2} \rightarrow P_{a5}$ 】 $A_w$ : 溶接部の有効面積 (mm <sup>2</sup> )、 $t_w$ : 溶接の脚長(mm) $f_t$ : 溶接部の許容引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		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 <sup>2</sup> ) $E_c$ : コンクリートのヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )、 $s_c a$ : 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 <sup>2</sup> )	—

### 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(mm<sup>2</sup>)  $S = r_n^2 \times (\theta - \sin \theta)$

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

$A_o$ : スタッドボルトの頭部の支圧面積(mm<sup>2</sup>)

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

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

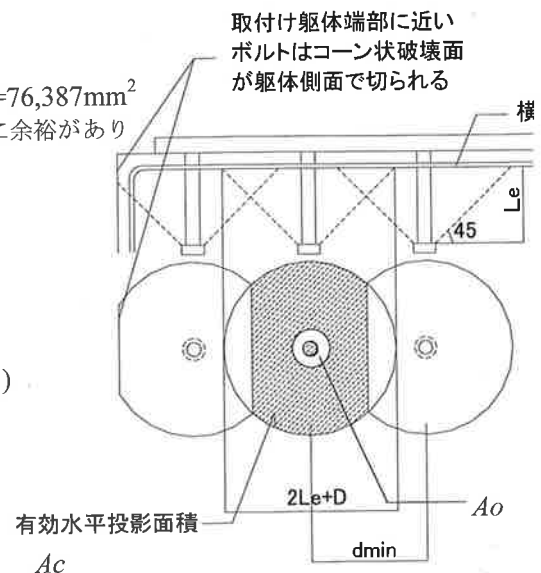


図 3.2.2 有効水平投影面積  $Ac$



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。

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

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

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

$f_n$  : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{A_c / A_o} \times F_c$  とする。  
 ただし、 $\sqrt{A_c / A_o}$  が 6 を超える場合は 6 とする。  
 $\sqrt{A_c / A_o} = 11.5 > 6$  より、 $f_n = 6 \times F_c = 6 \times 27 = 162 \text{ (N/mm}^2)$

\* 「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、 ${}_s \sigma_{qa} = 0.7 \times_s \sigma_y \text{ (N/mm}^2)$  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、 ${}_c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c} \text{ (N/mm}^2)$  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

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

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

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。

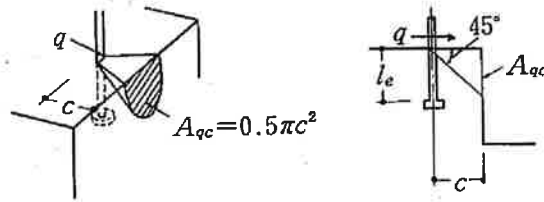


図 3.2.3 側面の有効投影面積( $A_{qc}$ )

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。

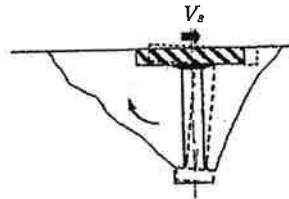


図 3.2.4 埋込み深さが浅い場合の破壊形式（プライアウト）

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/mm<sup>2</sup>)

$f_n$ : コンクリートの支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

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
$P_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_{pa} \times_{SC} a$	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

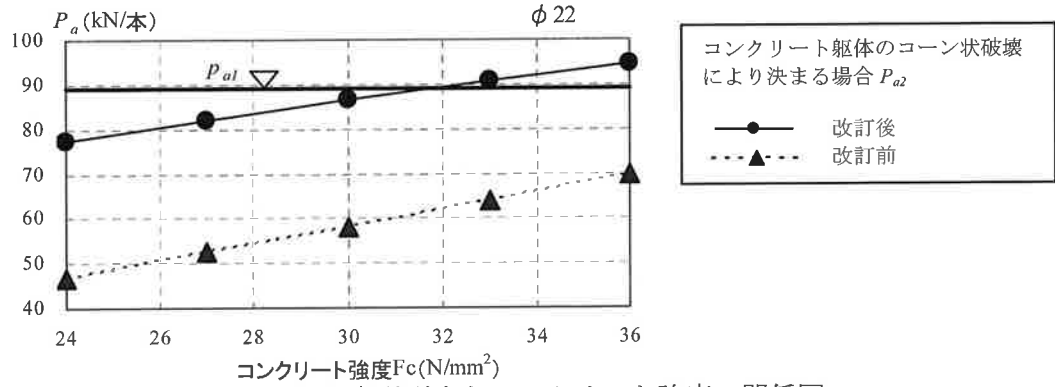


図 3.2.5 許容引張力とコンクリート強度の関係図

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	

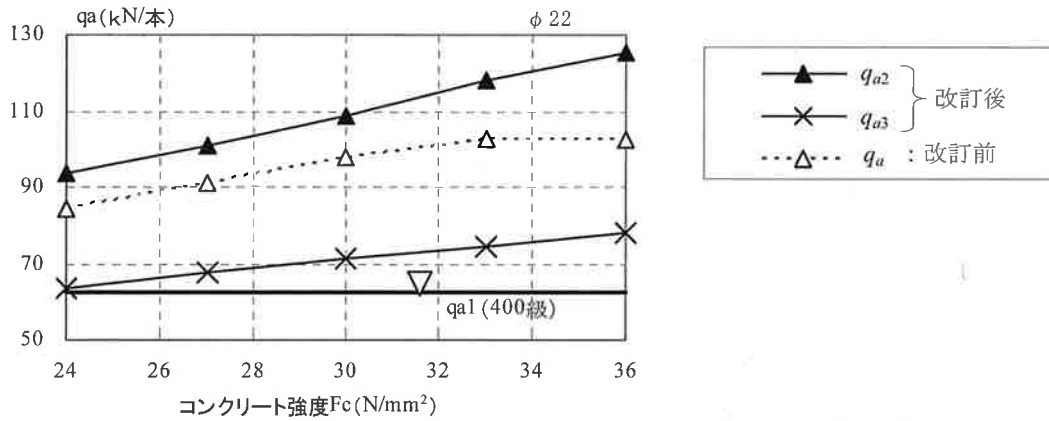


図 3.2.6 許容せん断力とコンクリート強度の関係図

(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

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

- $\phi_1$  : 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/mm<sup>2</sup>)
- $s c a$  : 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 (mm<sup>2</sup>)
- 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。
- $P_{a1} < \phi_1 \times \sigma_y \times a_n$
- $\sigma_y$  : 長ナットの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $a_n$  : 長ナットの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

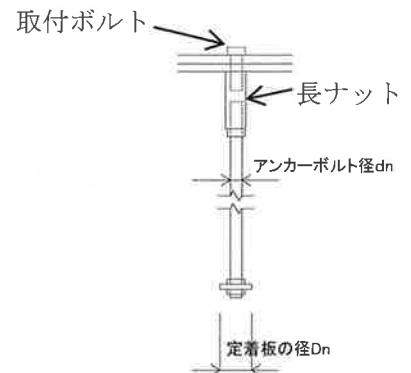


図 3.2.7 アンカーボルト

$P_{a2}$  : 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

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

- $\phi_2$  : 短期荷重用 2/3
- $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_c = \pi L_e (L_e + D_n) - S - A_o$
- $S$  : 投影面の重なり面積 (mm<sup>2</sup>)
- $S = r_n^2 \times (\theta - \sin \theta)$
- $r_n = L_e + D_n / 2$      $\theta = 2 \cos^{-1} (d_{min} / 2 / r_n)$
- $L_e$  : 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)

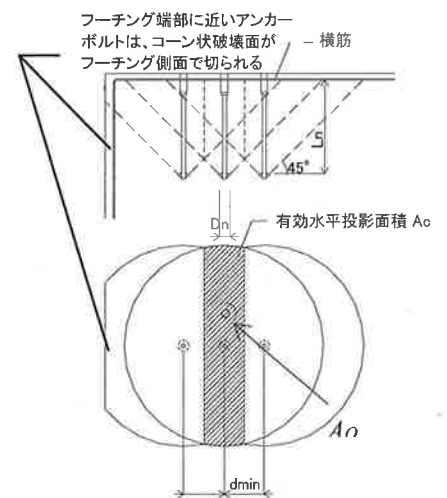


図 3.2.8 コーン状破壊模式図

$P_{a3}$  : 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/mm<sup>2</sup>) 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(mm<sup>2</sup>)

$_s \sigma_{qa}$  : 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/mm<sup>2</sup>)

・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/mm<sup>2</sup>)

$a_n$  : 長ナットの有効断面積(mm<sup>2</sup>)

$q_{a2}$  : 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(mm<sup>2</sup>)

$_c \sigma_{qa}$  : コンクリートの支圧強度で、 $_c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c}$  (N/mm<sup>2</sup>) 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

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

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

(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<sup>\*1) \*2)</sup> 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。

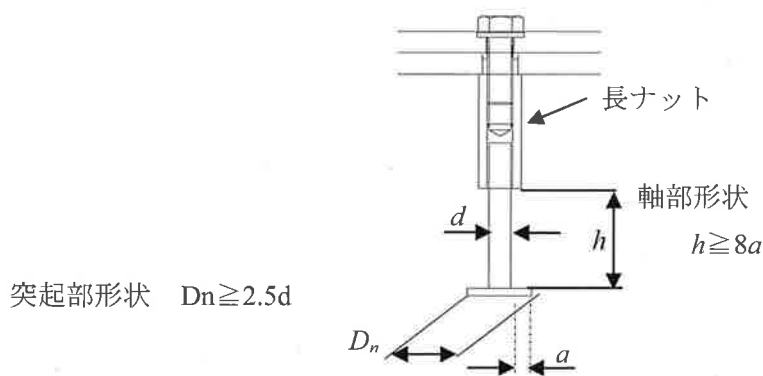


図 3.2.9 突起部先端および、軸部の形状

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

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

- $\phi_1$  : 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/mm<sup>2</sup>)
- $_{sc} a$  : 軸部の有効断面積(mm<sup>2</sup>)
  - 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

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

- $\phi_2$  : 短期荷重用 2/3
- $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm<sup>2</sup>)
  - $A_c = \pi L_e (L_e + D_n) - S$
- $L_e$  : 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 (mm<sup>2</sup>)  $S = r_n^2 \times (\theta - \sin \theta)$ 
  - $r_n = L_e + D_n / 2$   $\theta = 2 \cos^{-1} (d_{min} / 2 / r_n)$
- $D_n$  : 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)

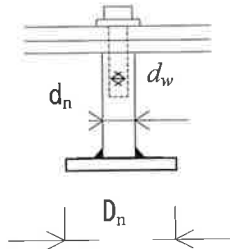


図 3.2.10 突起付き袋ナット

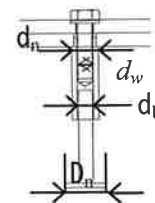


図 3.2.11 長ナット+突起付きボルト

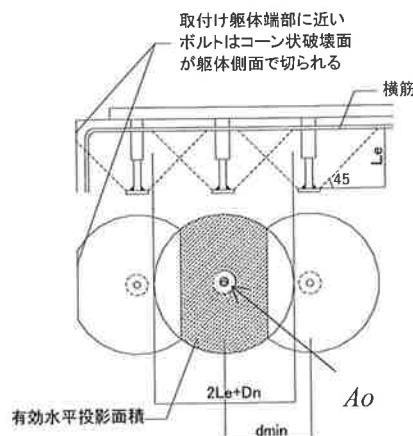


図 3.2.12 コーン状破壊模式図



$P_{a3}$  : 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。

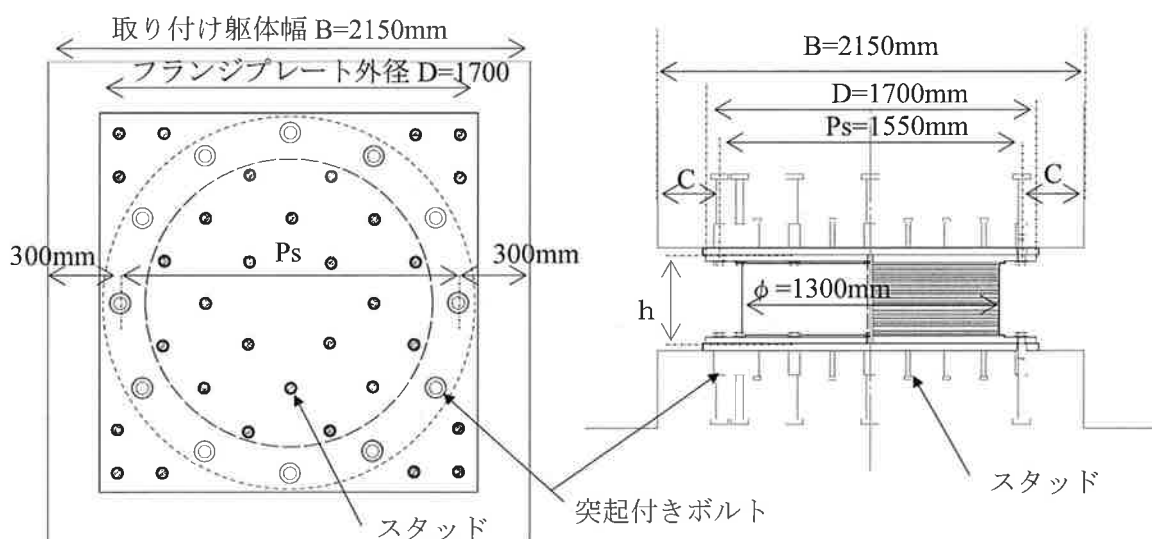


図 4.1.1 天然ゴム系積層ゴムアイソレータ概要図（断面図、ボルト配置図）

#### 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 :  $B=2150\text{mm}$

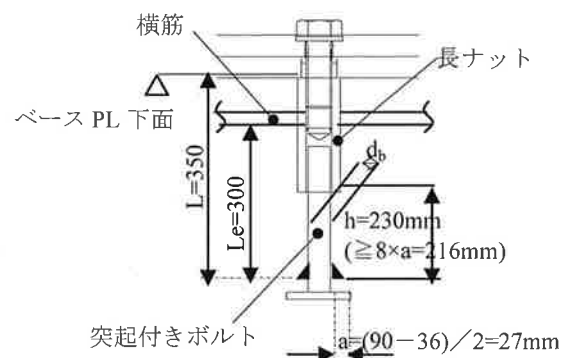


図 4.1.2 突起付きボルト軸部形状

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- $\Delta$ 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%

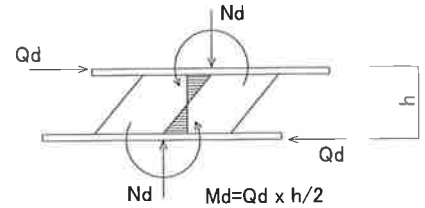


図 4.1.3 水平変形時外力

### 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。

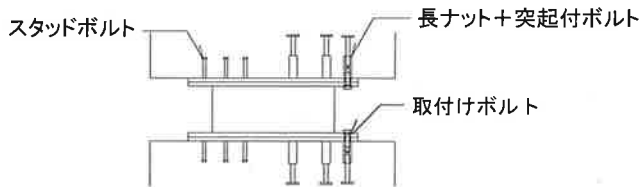


図 4.3.1

スタッドボルト、長ナット+突起付きボルト併用

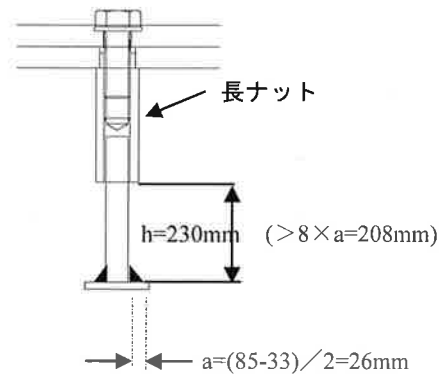


図 4.3.2 長ナット+突起付きボルト軸部形状

#### 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。

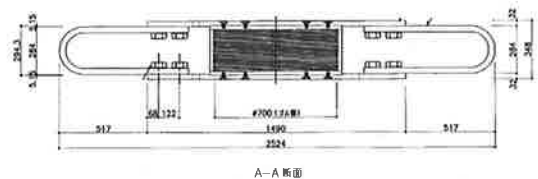
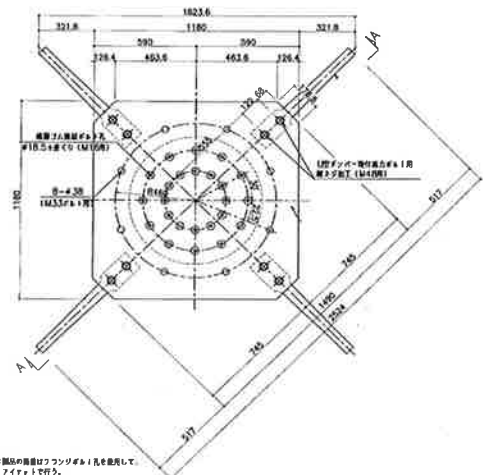


図 4.3.3

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 ;  $\alpha$  アイソレータ部 合計 +30%

$d$   $\alpha$  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  $\alpha$  (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。

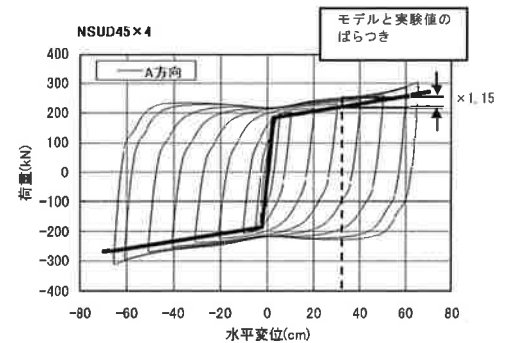


図 4.3.4

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

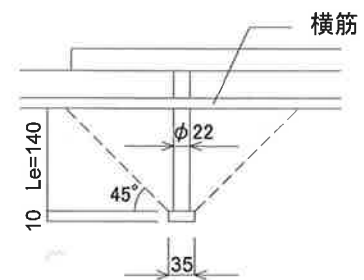


図 4.3.5 スタッドボルト詳細図

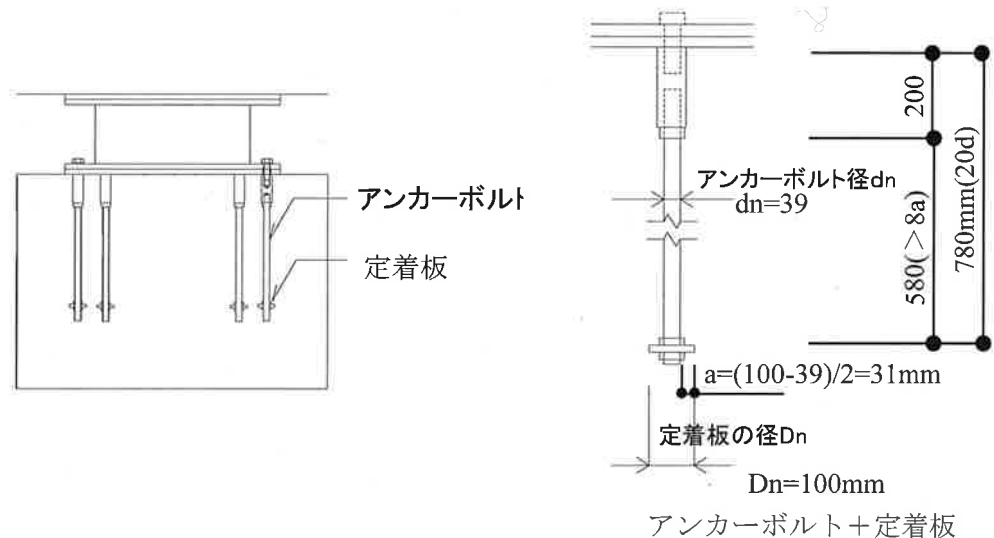
### 7) フランジプレートの検討

- 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  $280\text{mm}$ ，ゴム総厚  $200\text{mm}$

##### 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」<sup>1)</sup>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<sup>2)</sup>、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<sup>3)</sup>。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<sup>4)</sup>。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](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。

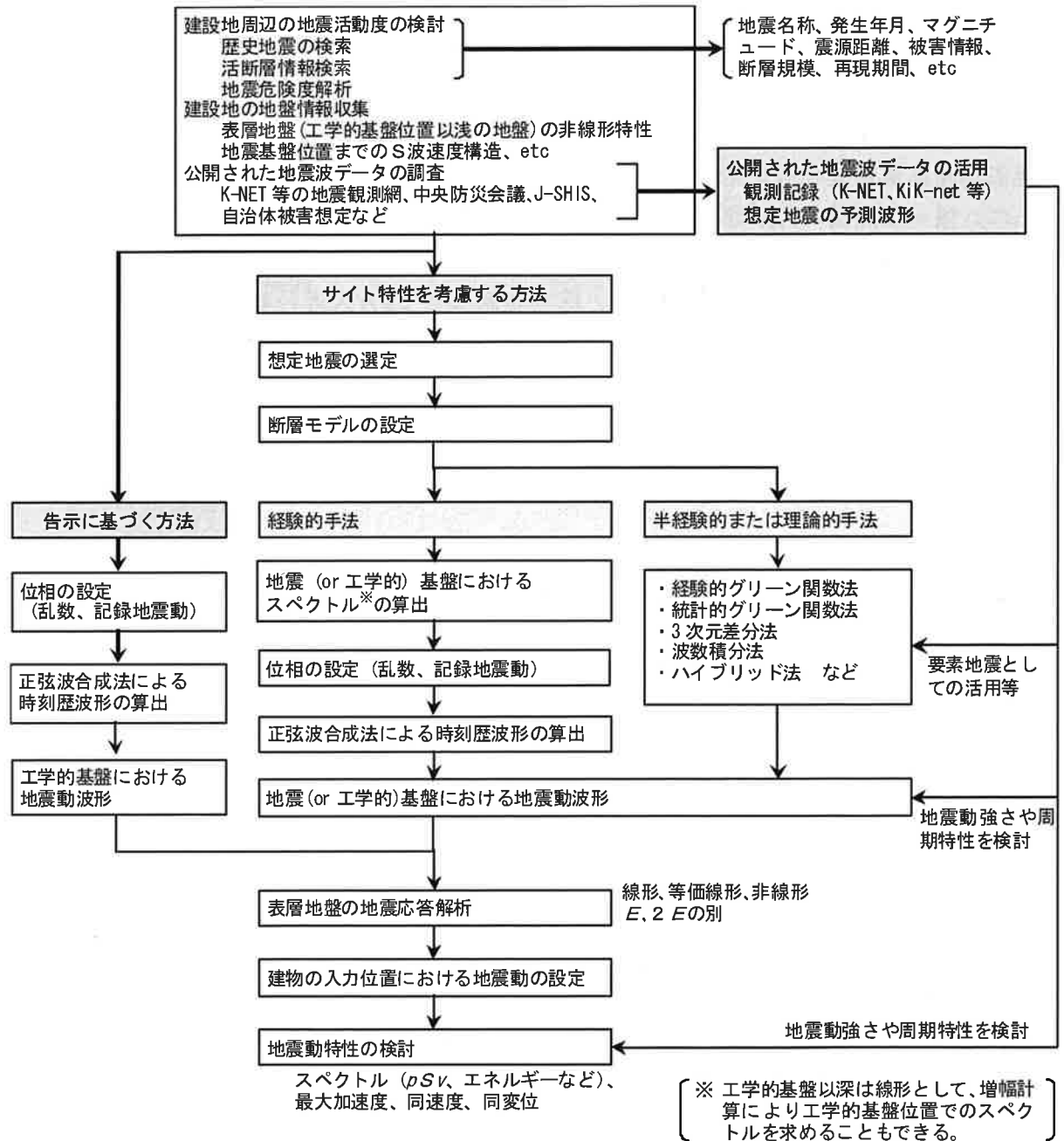


図 2.1.1 入力地震動の策定フロー (案)

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 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	・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
	統計的グリーン関数法	S波の遠方近似解と震源の $\omega^{-2}$ 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	・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
	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	・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
	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	・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

## 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、 $10\text{km}$ 、 $50\text{km}$  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  $15\text{km}$  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。

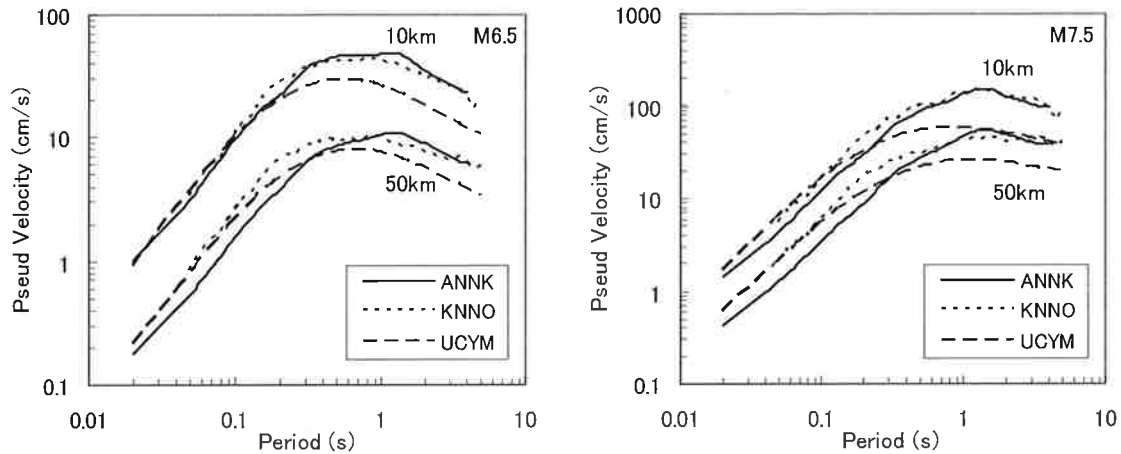


図 2.2.1 各種距離減衰式による水平擬似速度応答スペクトル (減衰 5%)

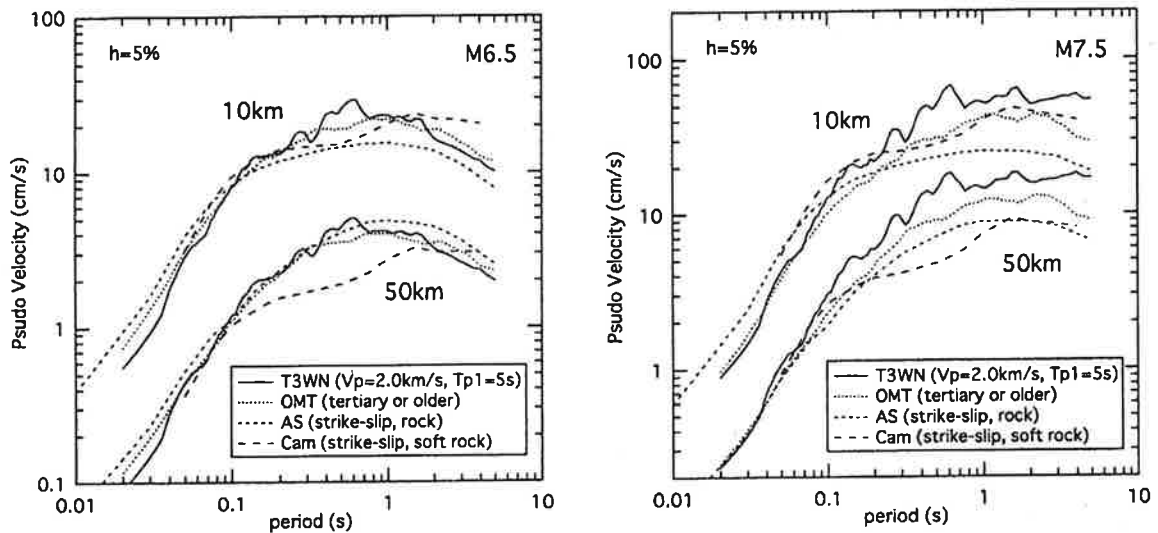


図 2.2.2 各種距離減衰式による上下擬似速度応答スペクトル (減衰 5%)<sup>1)</sup>

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<sup>4)</sup>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<sup>5)</sup>を分布させ、Irikuraの方法<sup>6)</sup>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。

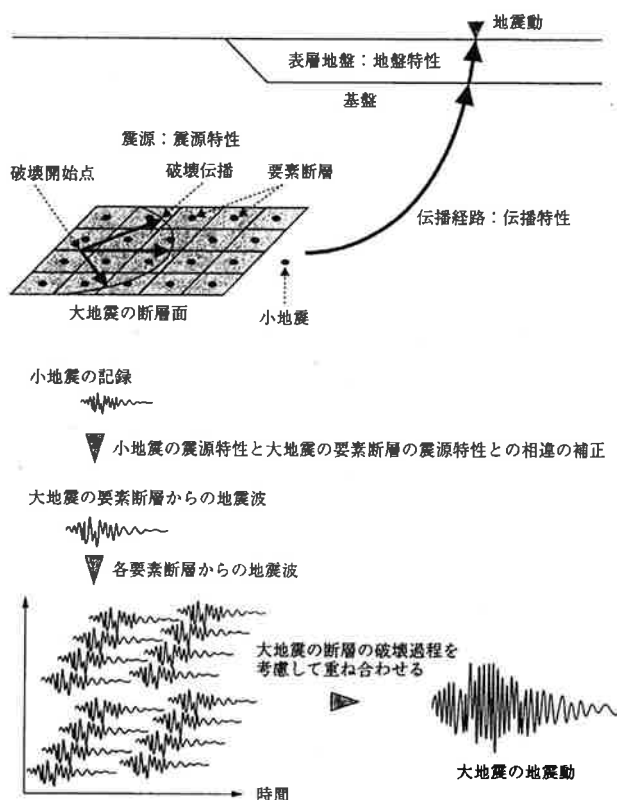


図 2.2.3 半経験的手法の模式図<sup>3)</sup>

## 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<sup>1)</sup>)。本方法の内容は文献<sup>2)</sup>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<sup>2)</sup>。

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<sup>3)</sup>のほか、フーリエ変換と類似な方法を用いた方法<sup>4)</sup>(離散化波数法)がある<sup>5)</sup>。また、文献<sup>3)</sup>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。

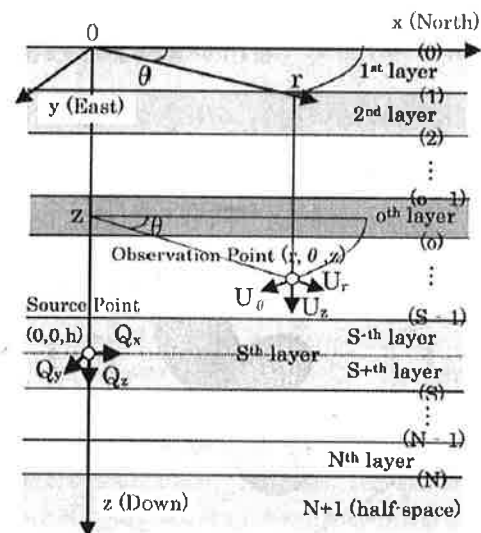


図 2.2.4 波数積分法で用いられる成層地盤の震源と観測点および座標系<sup>2)</sup>

### 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<sup>1)</sup>。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<sup>1)</sup>。

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<sup>2)</sup>が有効である<sup>3)</sup>。ハイブリッド法を用いるときの注意事項は文献<sup>3)</sup>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<sup>3)</sup>。

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

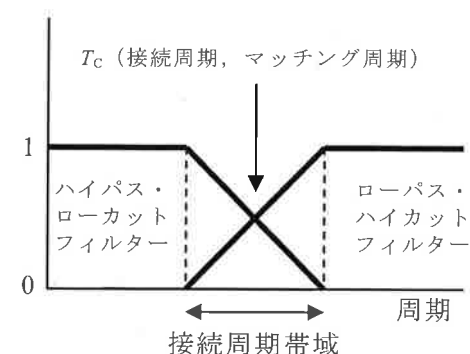


図 2.2.5 ハイブリッド手法で用いるフィルターの例<sup>3)</sup>

### 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。

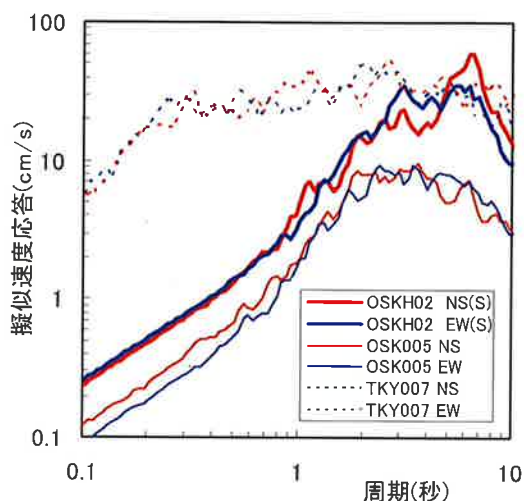


図 3.1.1 東北地方太平洋沖地震の  
擬似速度応答スペクトル(大阪)

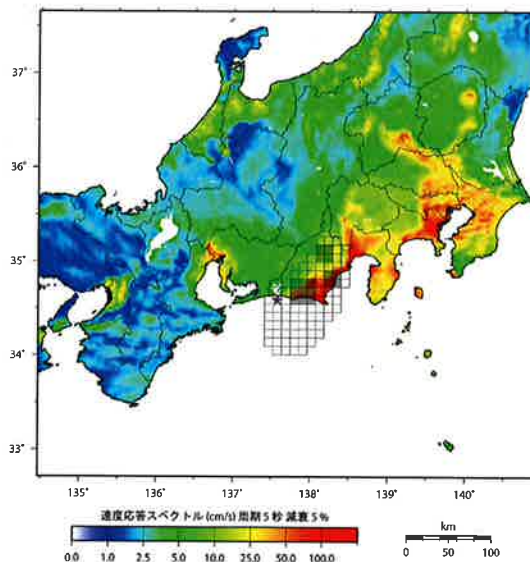


図 3.1.2 想定東海地震の速度応答<sup>1)</sup>  
スペクトル(周期5秒)の分布

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](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 경우가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- $\delta$ 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の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  $\mu_{tgr}$  と分散  $\sigma_{tgr}^2$  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  $\mu_{tgr}$  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  $\sigma$  の方が短周期帯域よりも大きい。

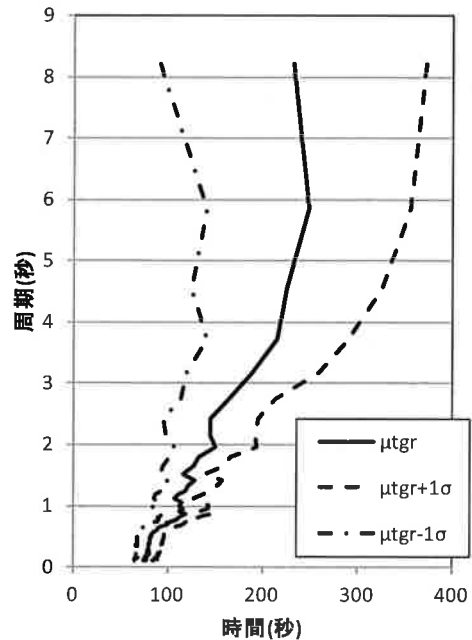


図 3.3.1 群遅延時間・分散と周期の関係

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。

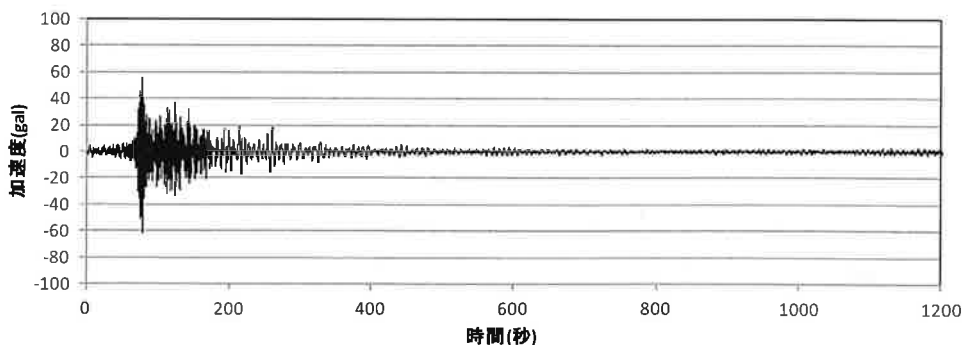


図 3.3.2 作成された長周期地震動波形

### 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。

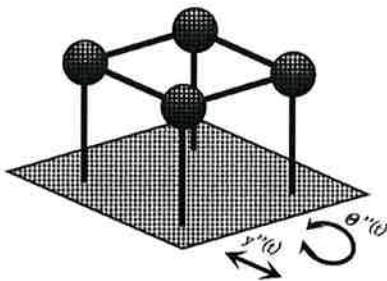


図 3.4.1 基礎全体が一体と見なされる場合

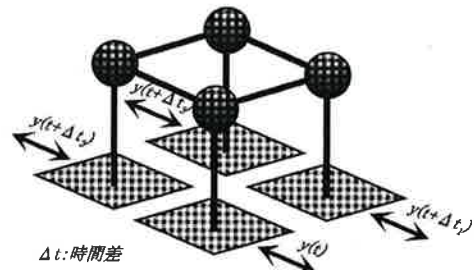
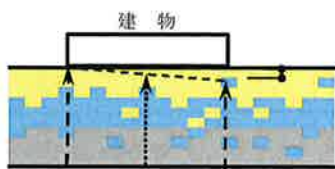


図 3.4.2 基礎が独立に挙動するものと見なされる場合

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

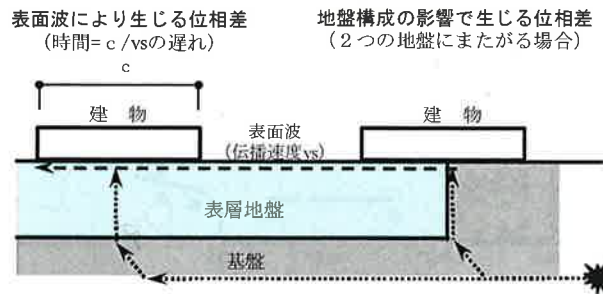


図 3.4.4 表面波の位相差入力および地盤構成の影響により生じる位相差入力

### 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

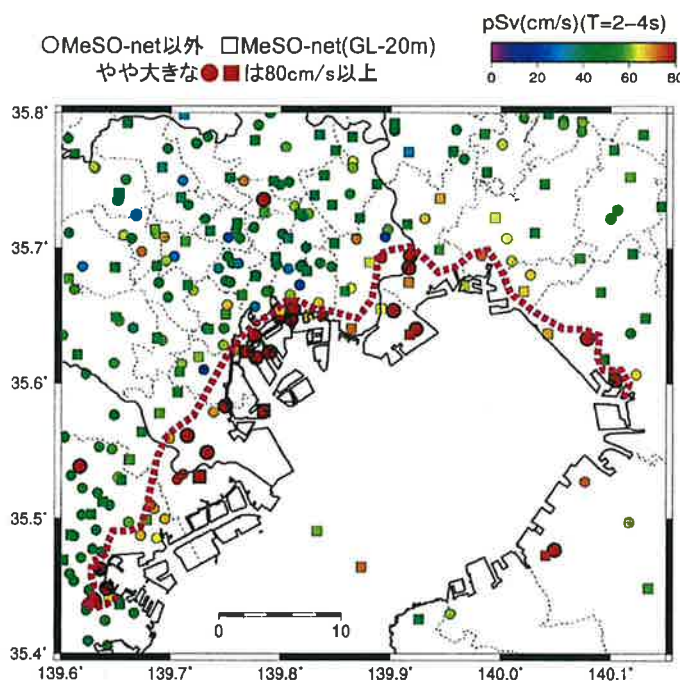


図 3.5.1 日本建築学会「長周期地震動対策に関する公開研究会」

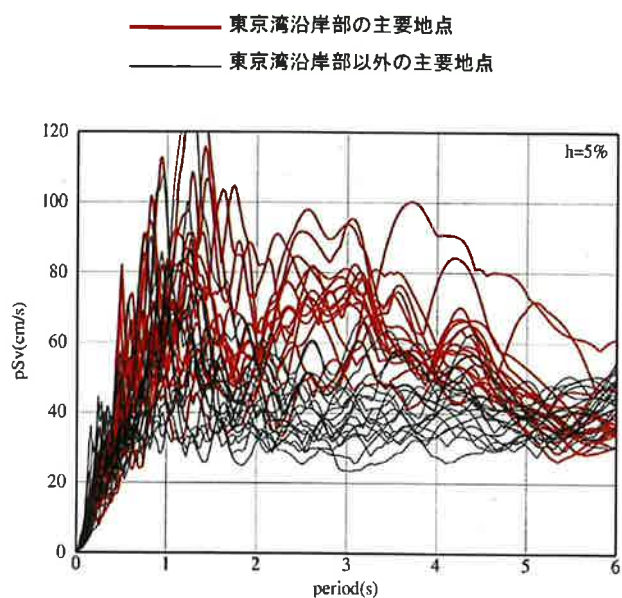


図 3.5.2 速度応答スペクトル h=5%

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<sup>1)</sup>。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  $3866\text{cm/s}^2$ （南北、東西方向は  $1143$ 、 $1433\text{ cm/s}^2$ ）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<sup>2)</sup>。
- 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<sup>3)</sup>。

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<sup>1)</sup>。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<sup>2)</sup>。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<sup>3),4)</sup>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<sup>1)</sup>を基本とするが、文部科学省の研究成果他<sup>2),5)</sup>を参考にして、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。

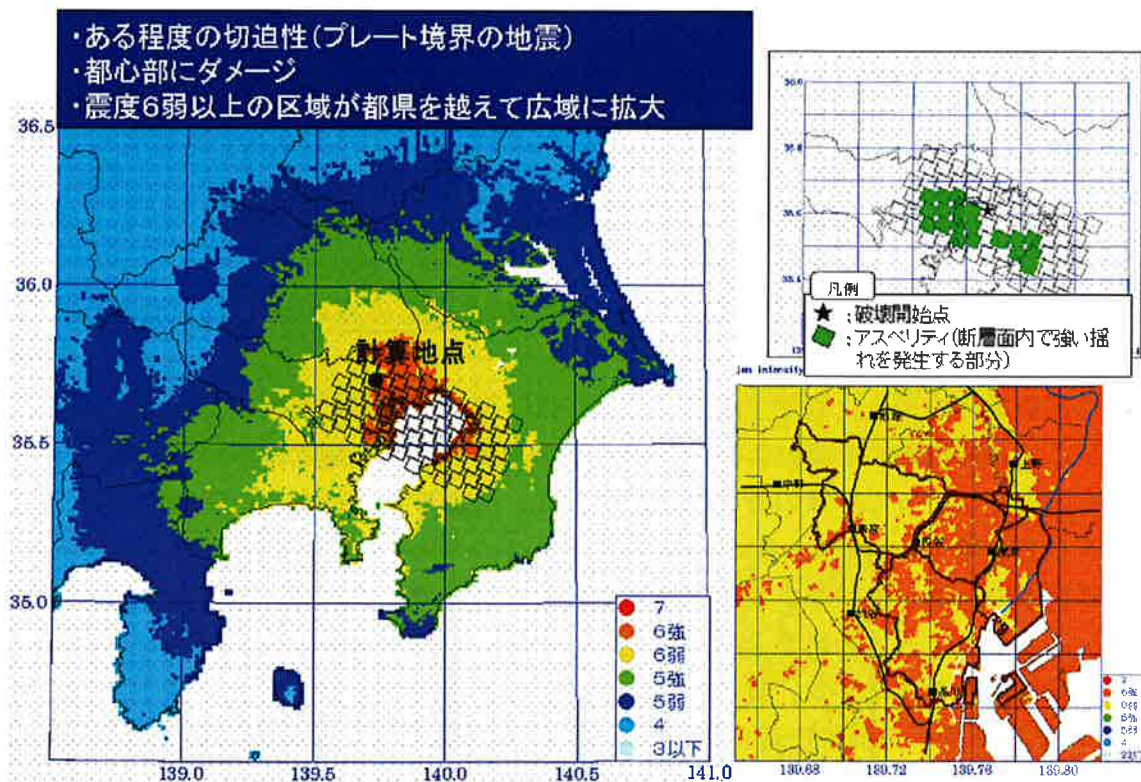


図4.2.1 平成16年に発表された中防による東京湾北部地震と予想震度マップ（文献1）に加筆）

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<sup>4)</sup>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<sup>6)</sup>（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/s<sup>2</sup>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<sup>1)</sup>

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 $\theta$ [°]	296
	傾斜角 $\delta$ [°]	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 $\lambda$ [°]	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 <sup>2</sup> ]	2025	
地震地盤S波速度 $V_s$ [m/s]	3500	
地震地盤平均密度 $\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	2.8	
剛性率 $\mu$ [N/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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

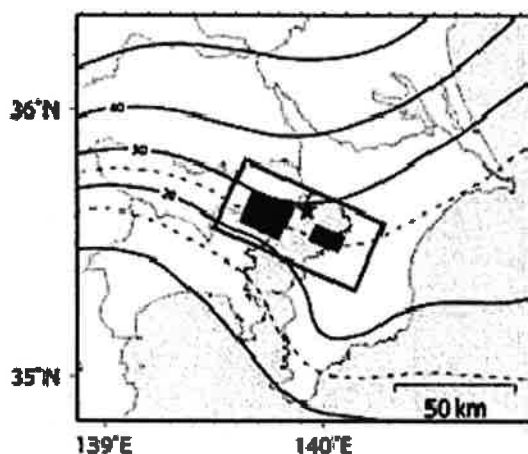


図4.2.2 東京湾北部地震のアスペリティ位置と破壊開始点(★)(文献5)

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。)

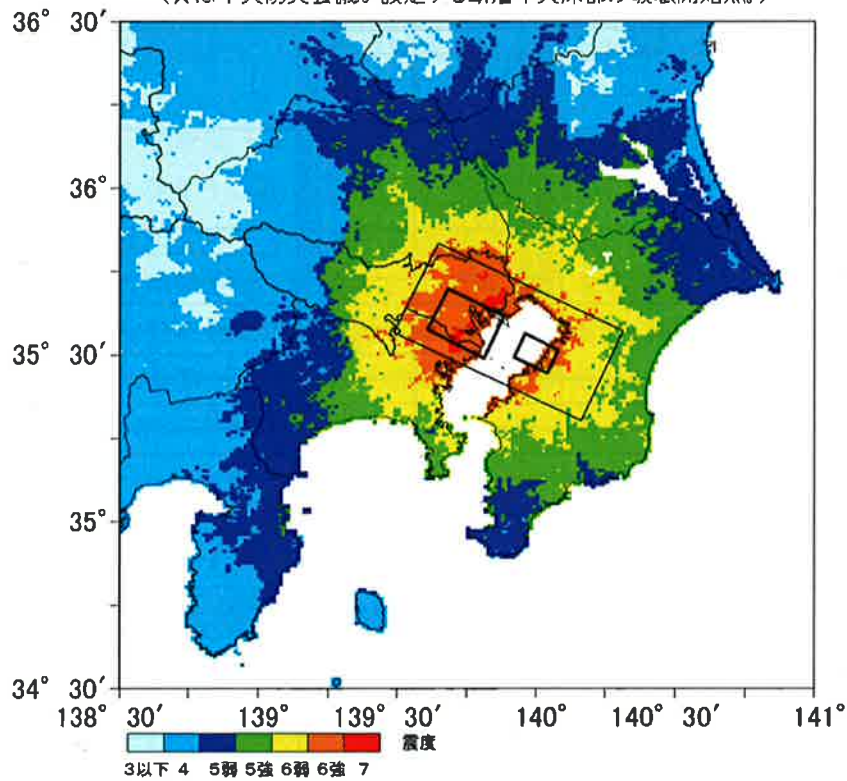
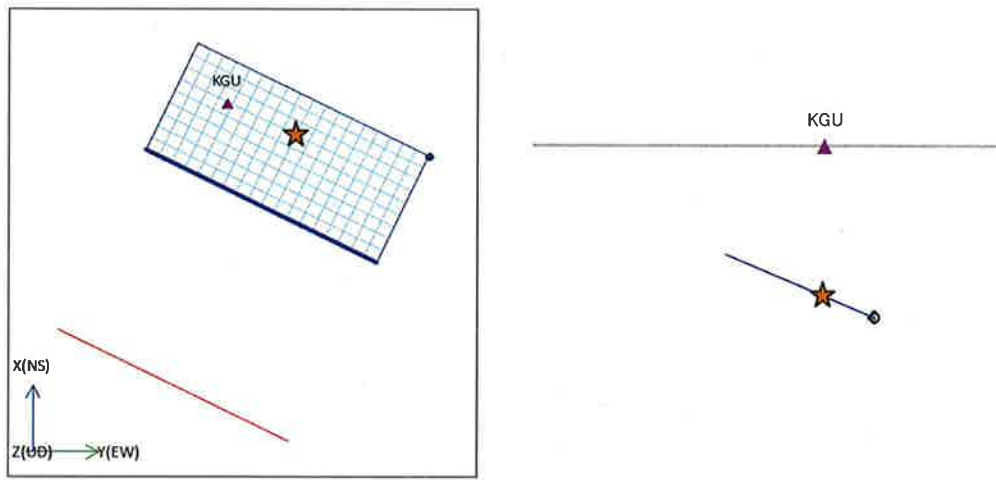


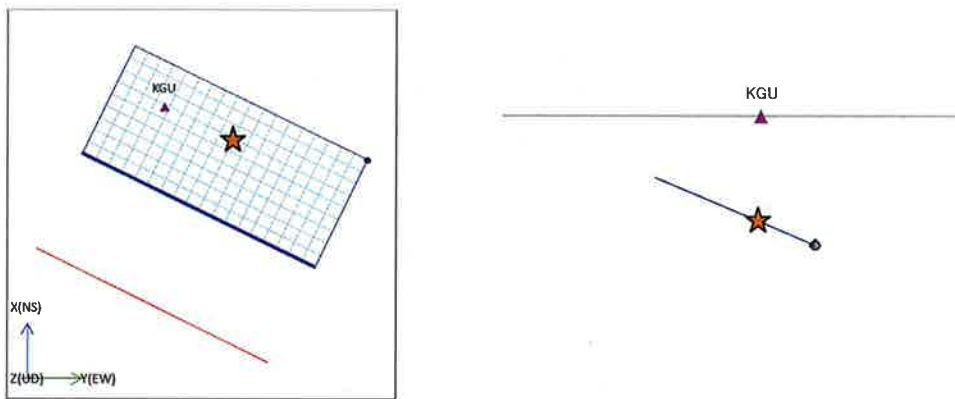
図 4.2.3 文部科学省のプロジェクトによる想定震度分布<sup>2)</sup>

表 4.2.2 地震動作成の解析モデルケース

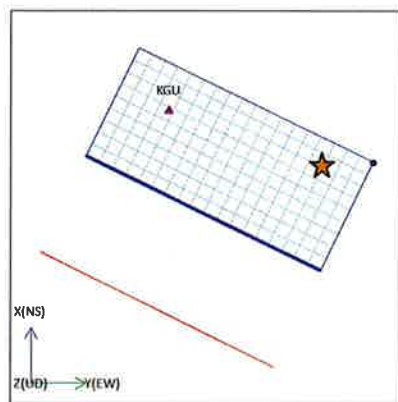
解析ケース	解析モデル・パラメータの条件
Case0	断層パラメータは中防のモデルを参考、 震源位置は文科省のケース1を参考
Case1	Case0の震源深さを10km浅く設定、 震源位置は文科省のケース1を参考
Case2	Case0の震源深さを10km浅く設定、 震源位置は文科省のケース2を参考
Case3	Case0の震源深さを10km浅く設定、 震源位置は文科省のケース3を参考



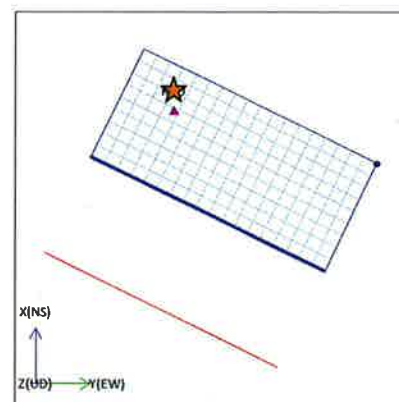
(a) Case 0 (左：断層真上からの図、右：断層短辺の真横からの図)



(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)

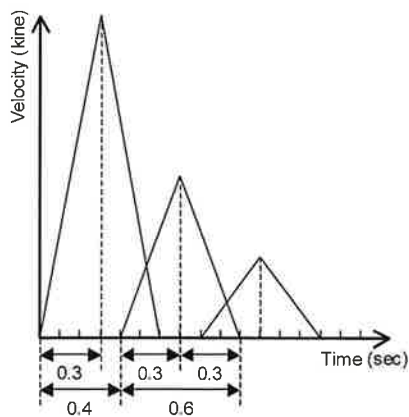


図4.2.7 すべり速度関数

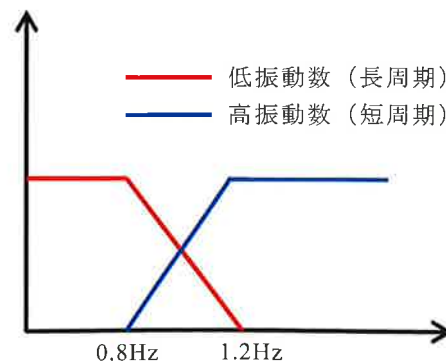


図4.2.8 フィルター関数



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 <sup>3</sup>	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<sup>6)</sup>

地点	地層	土質	拘束圧 (kN/m <sup>2</sup> )	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			

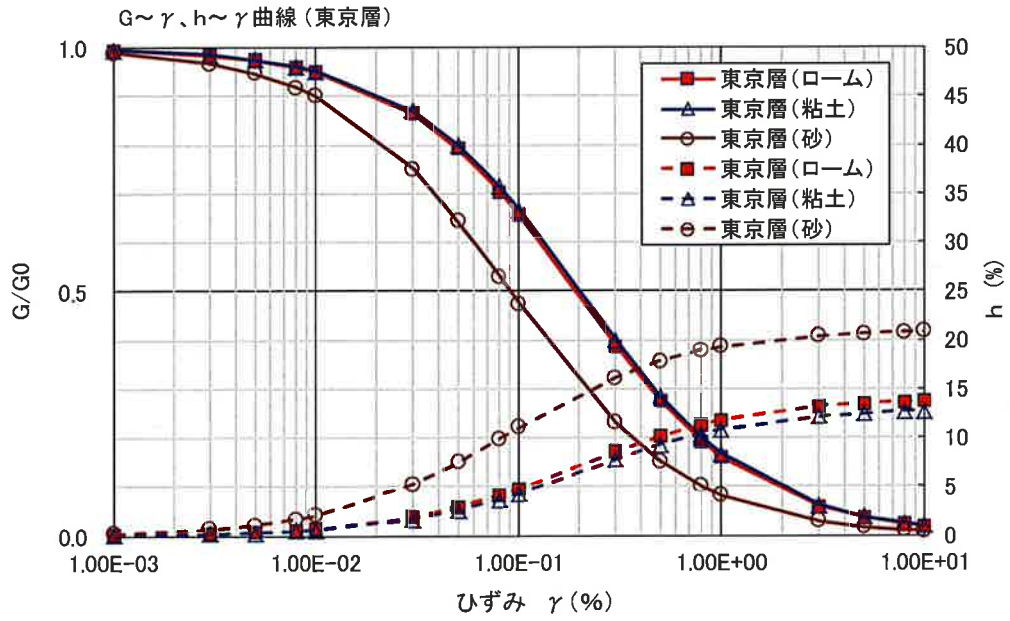


図 4.2.9 地盤の非線形モデル

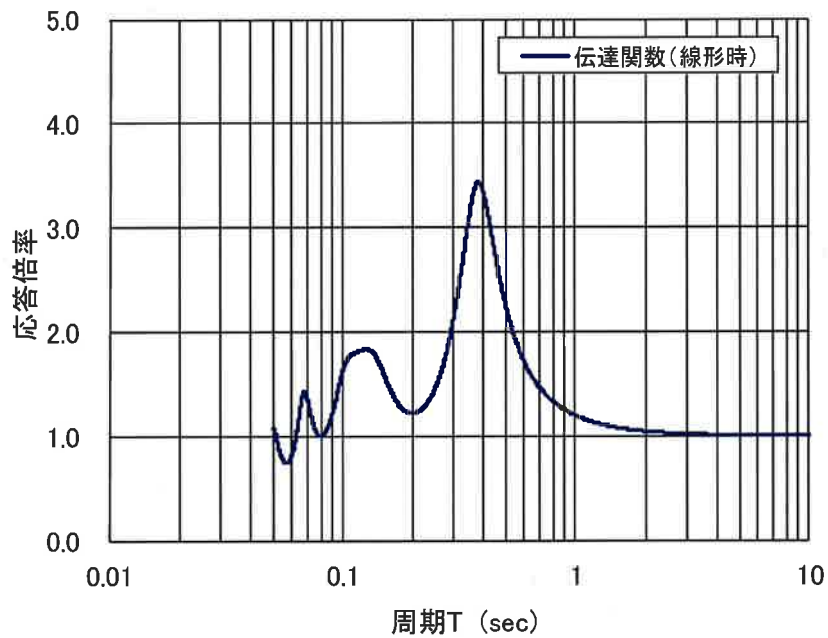
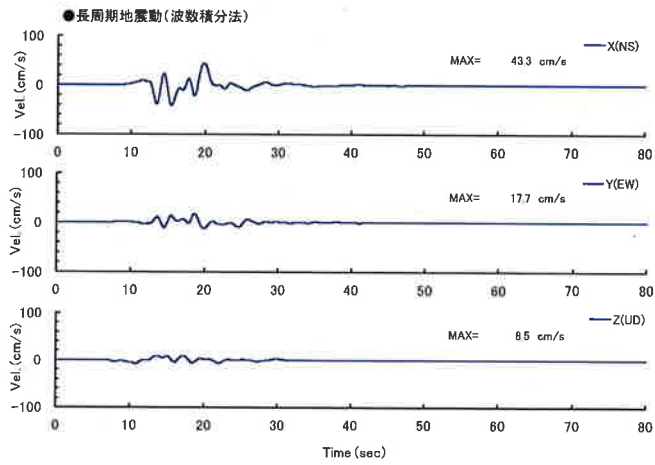
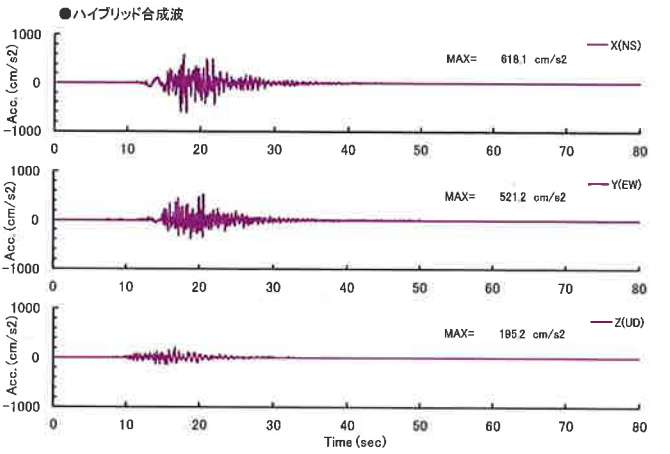
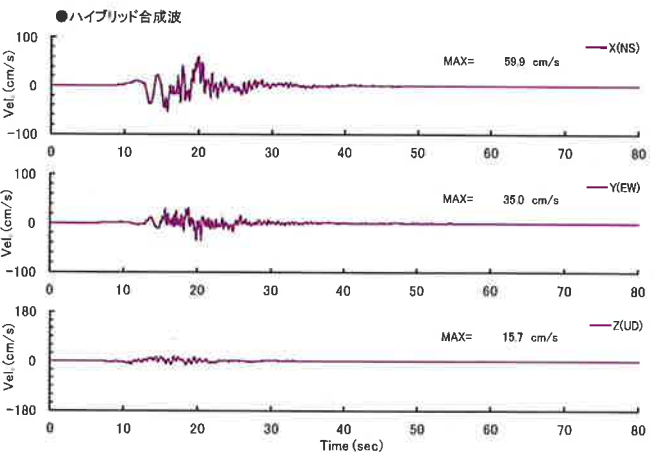
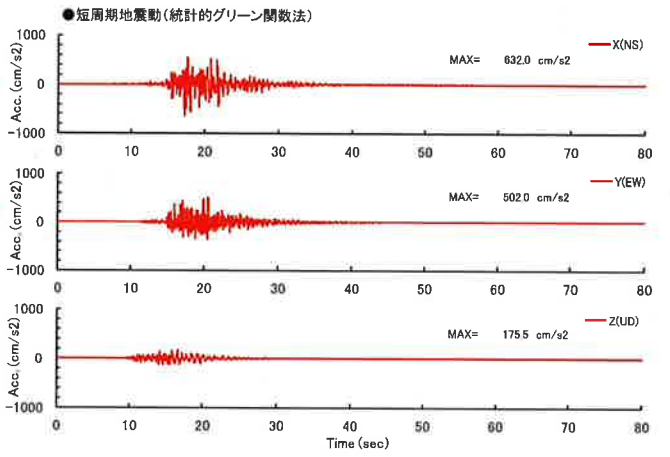
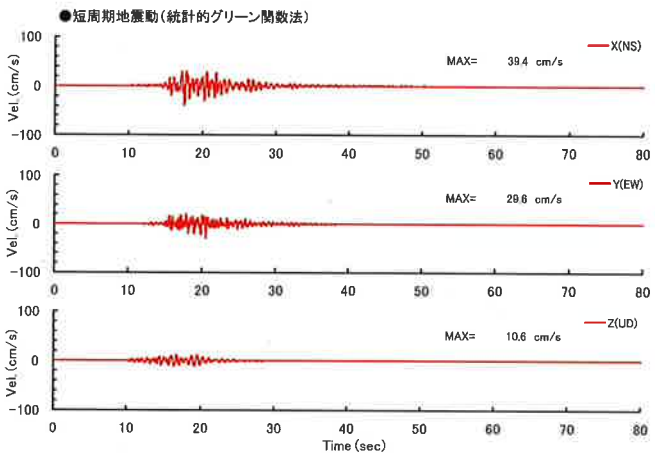
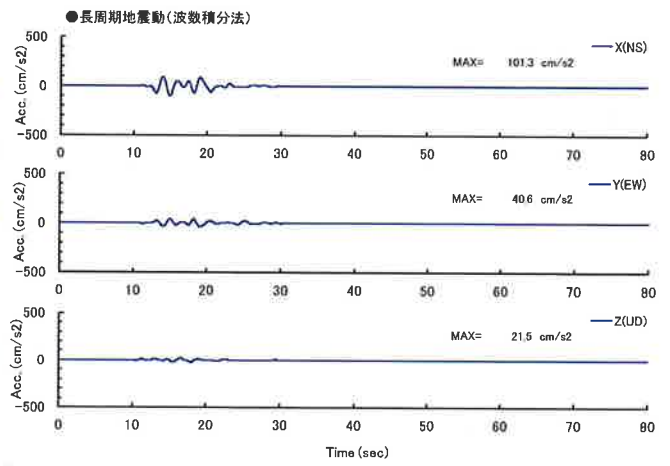


図 4.2.10 表層地盤の伝達関数 (線形時、地表/基盤(2E))

☆Case 0



☆Case 0

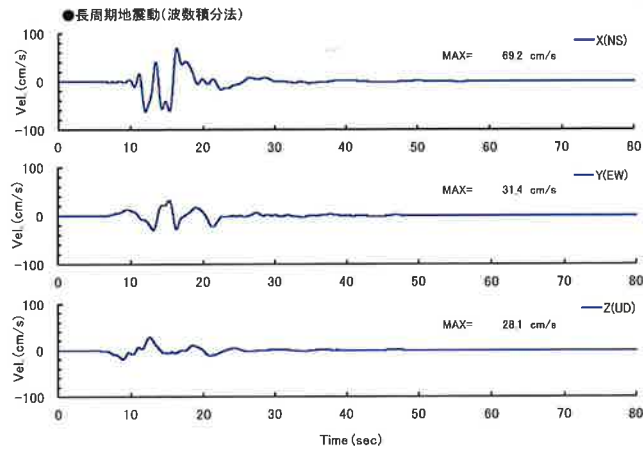


(a) 速度波形

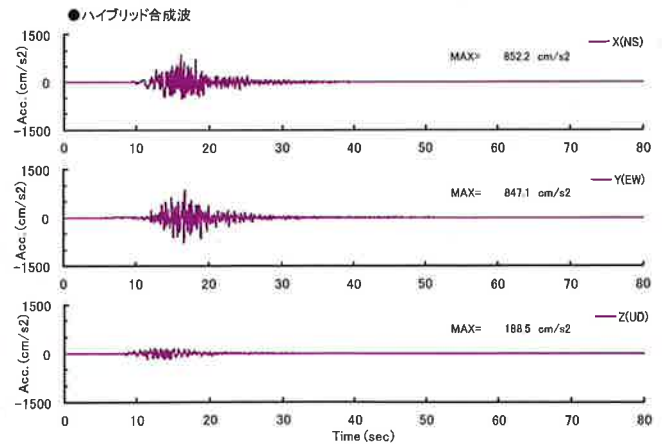
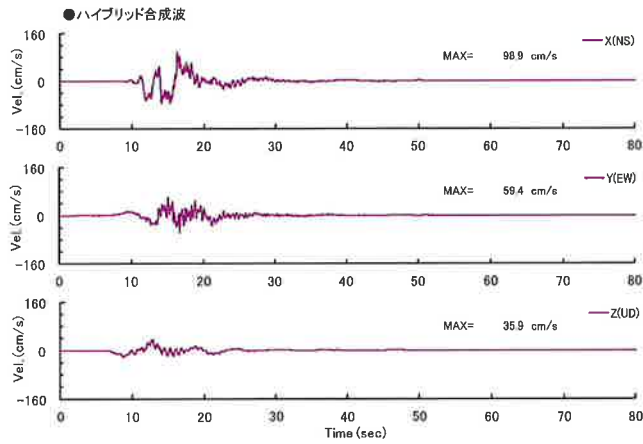
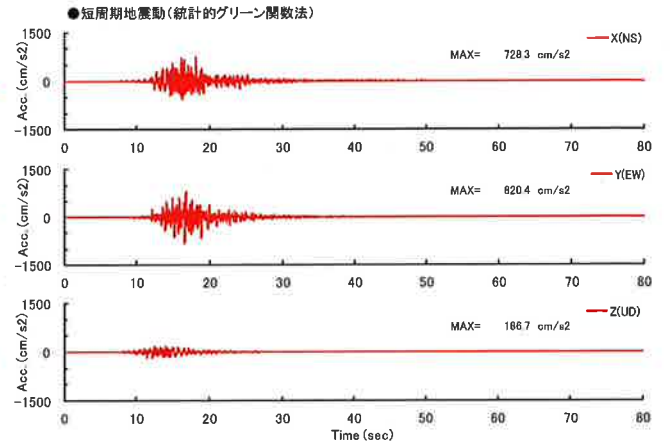
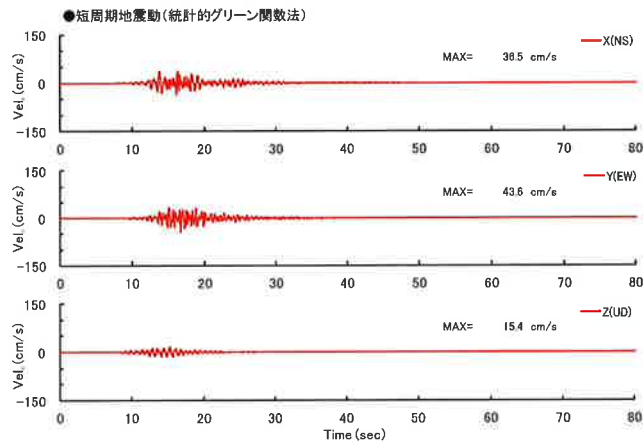
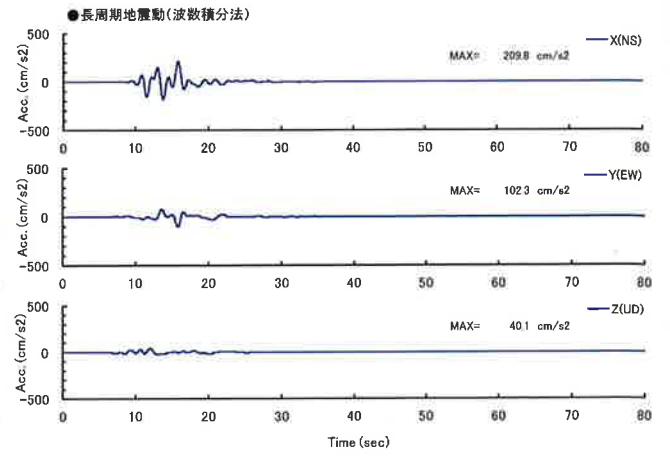
(b) 加速度波形

図 4.2.11 工学的基盤における地震動波形 (Case 0)

☆Case 1



☆Case 1

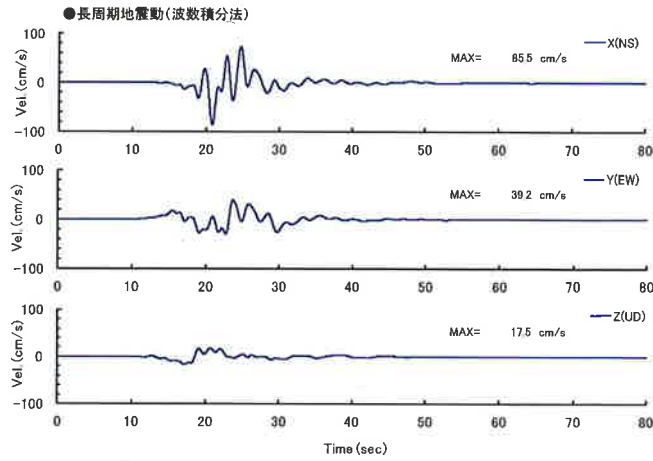


(a) 速度波形

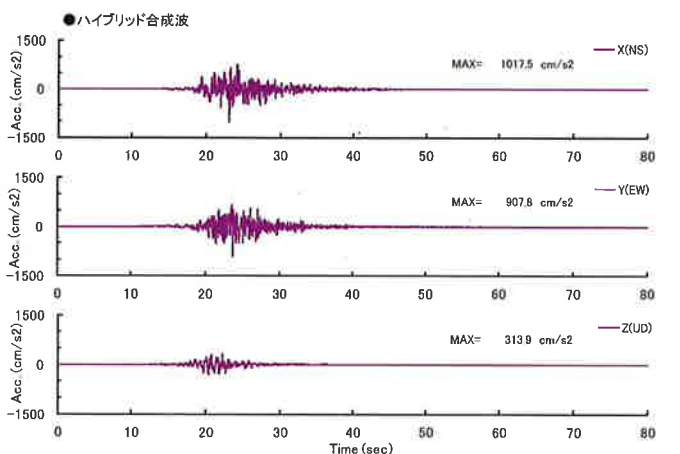
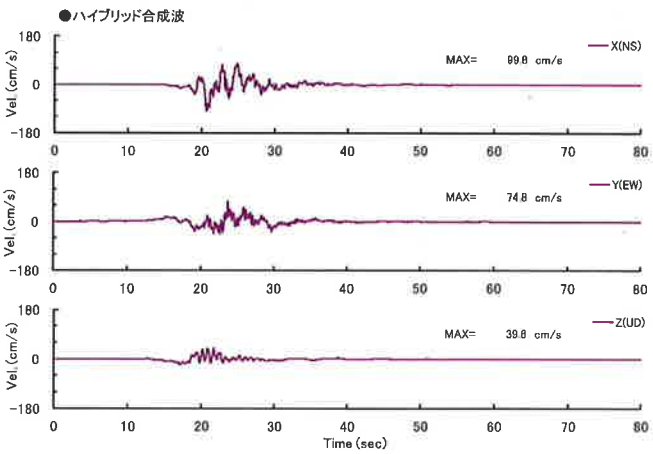
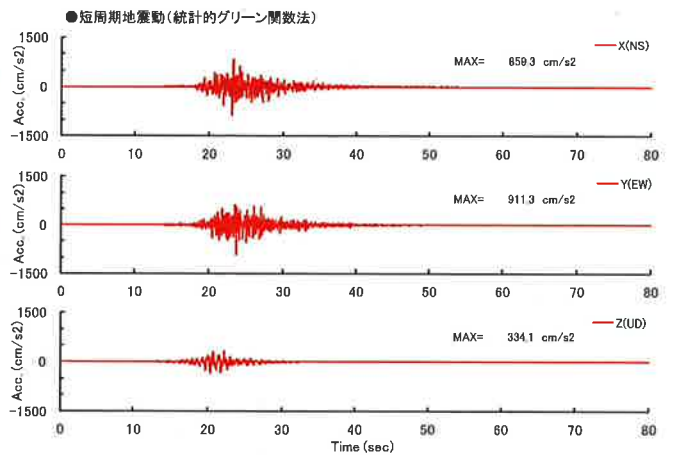
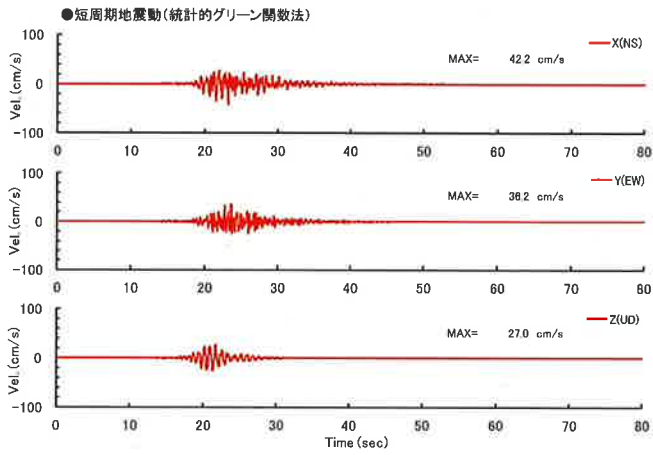
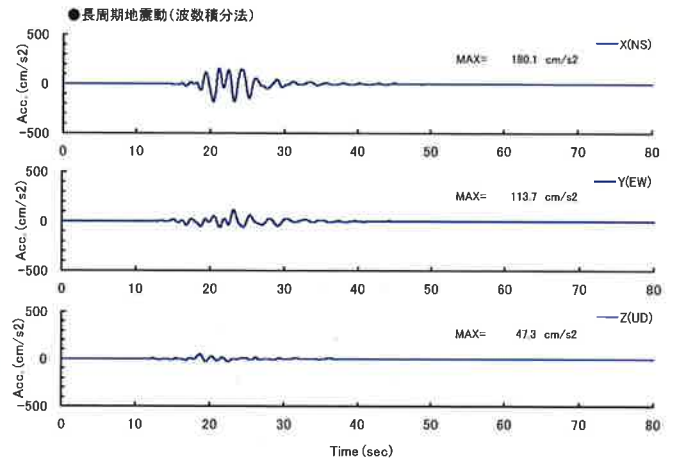
(b) 加速度波形

図 4.2.12 工学的基盤における地震動波形 (Case 1)

☆Case 2



☆Case 2

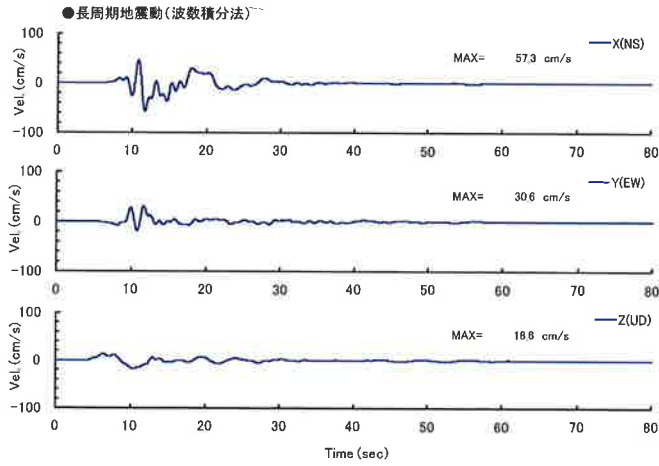


(a) 速度波形

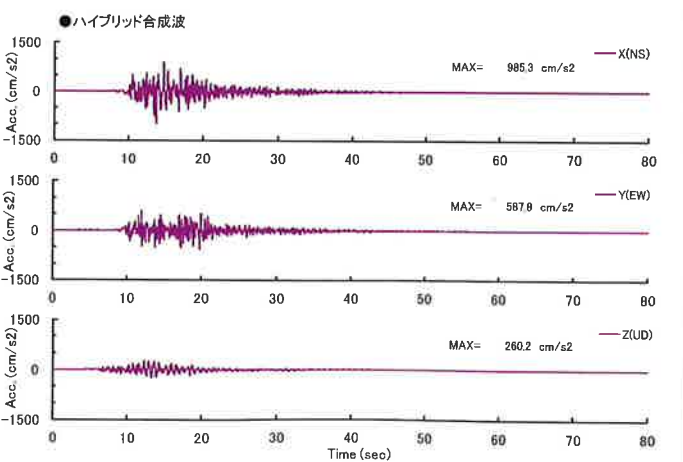
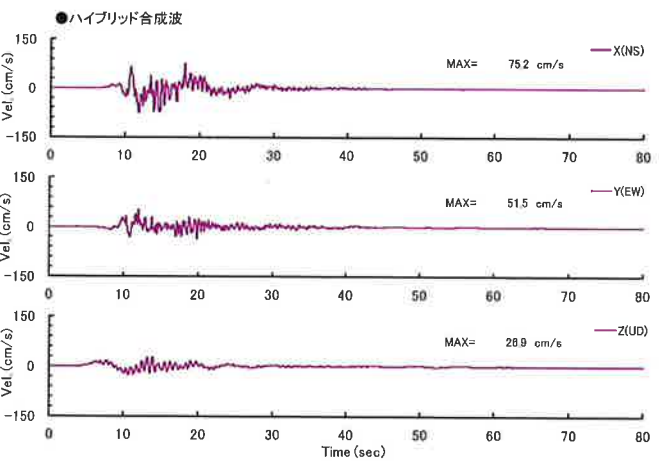
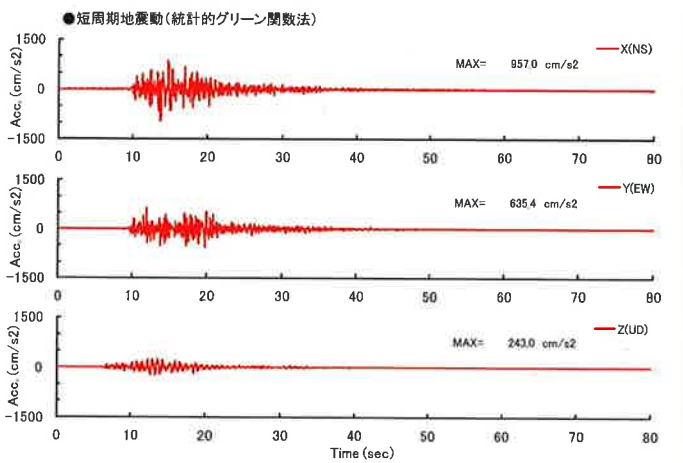
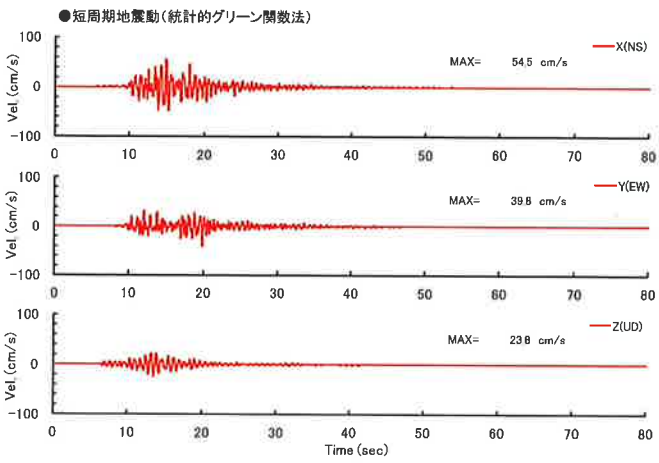
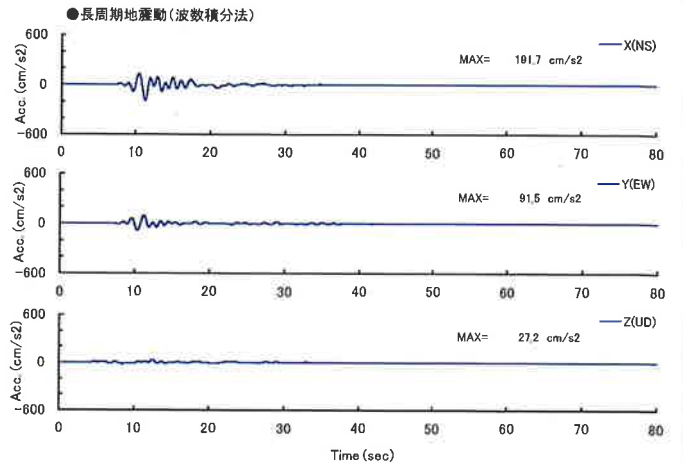
(b) 加速度波形

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)

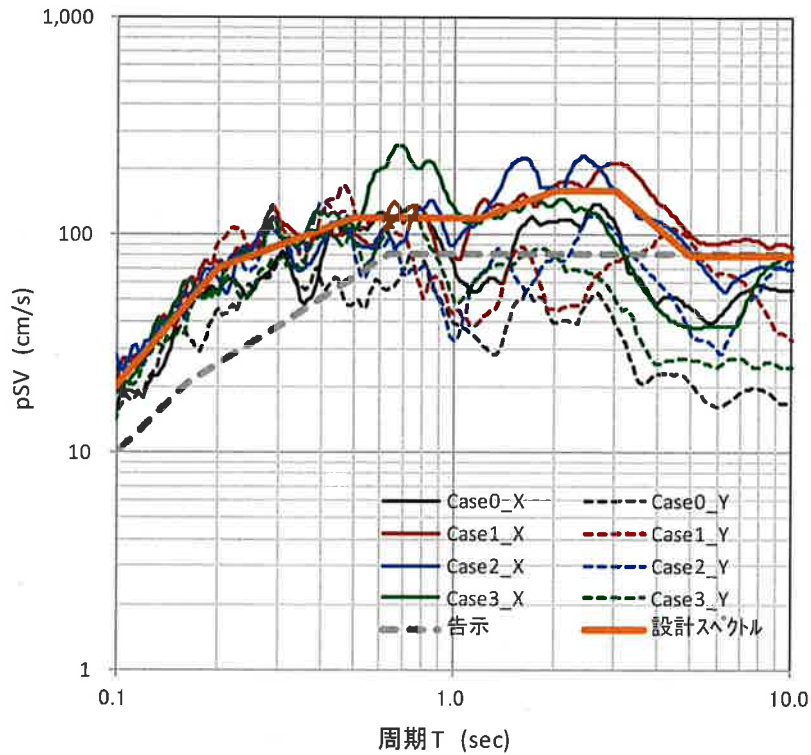


図 4.2.15 各ケースの工学的基盤の速度応答スペクトル pSV と設計スペクトル  
 (\*設計スペクトルは作成事例として設定したものであり、実務では要検討)

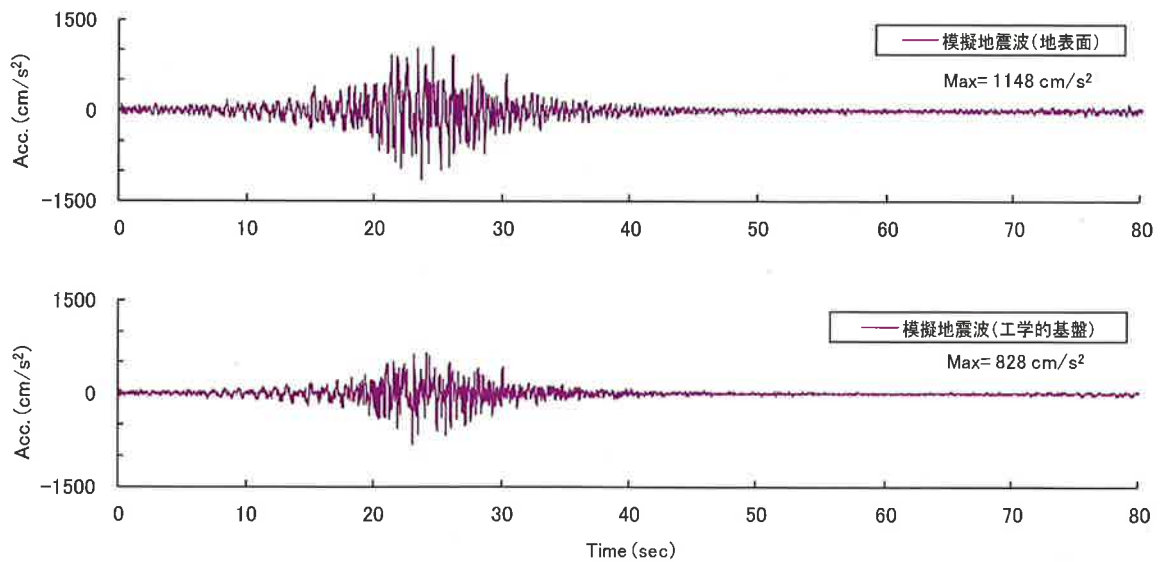


図 4.2.16 試作した模擬地震波 (上：地表面、下：工学的基盤)  
 \*工学的基盤の模擬地震波の位相は Case2-X を利用

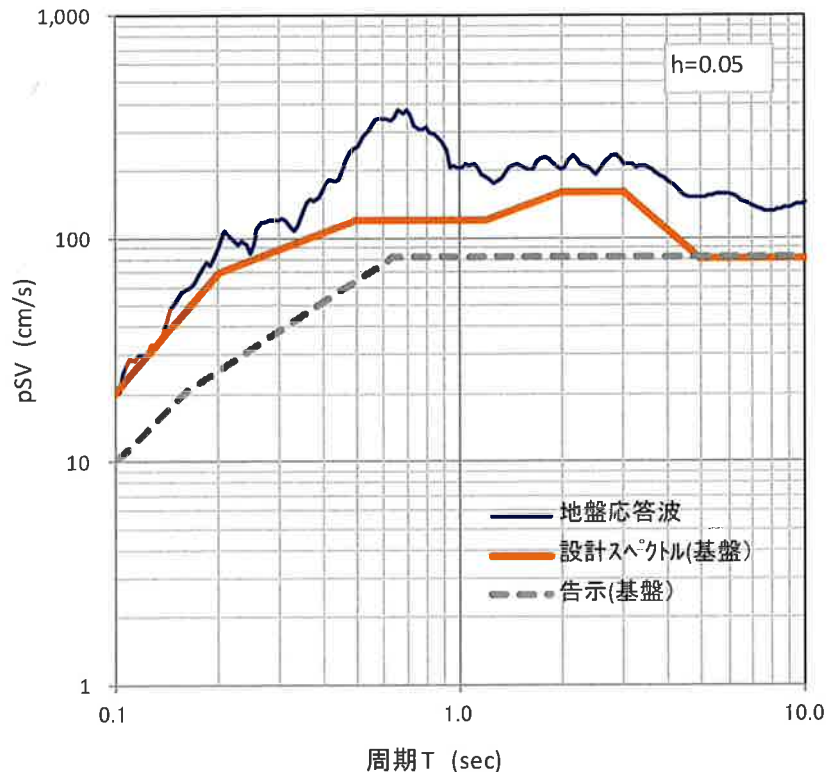


図 4.2.17 工学的基盤の設計スペクトルと地表面スペクトル pSV  
 (\*設計スペクトルは作成事例として設定したものであり、実務では要検討)

#### 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](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

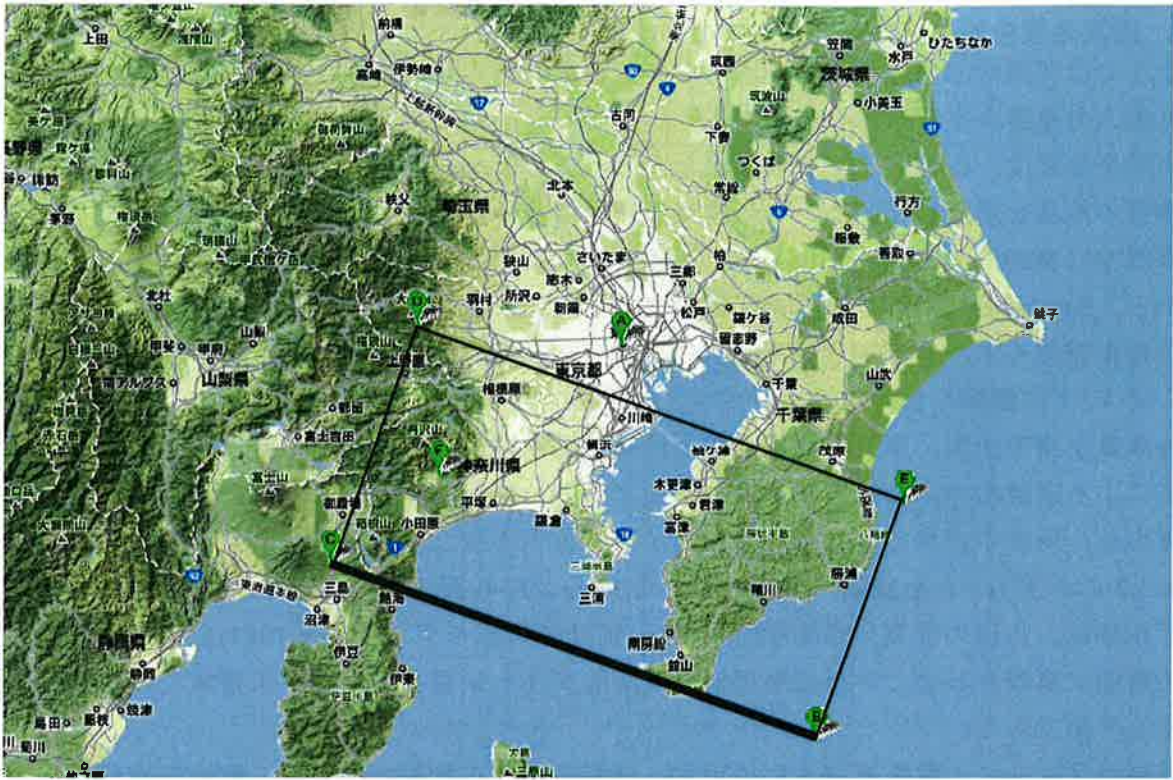
ここでは関東地方で発生する地震としては最大規模の地震に属する南関東地震を想定し、設計用入力地震の作成事例を紹介する。

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)<sup>1)</sup>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)<sup>2)</sup>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)<sup>3)</sup>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。

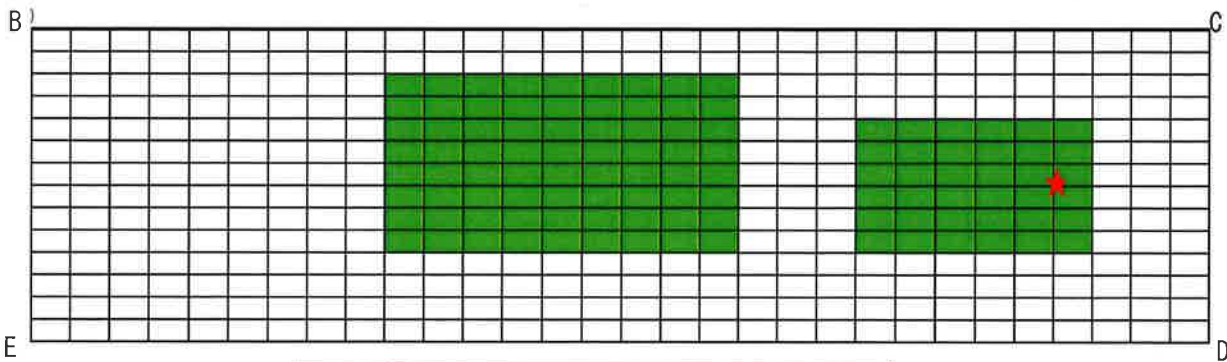
強震動予測手法は、東京湾北部地震と同様に長周期側は平行成層地盤を仮定した波数積分法による理論的手法、短周期側は統計的グリーン関数法を改良した統計的震源モデル法で算出し、両者の結果を重ね合わせるハイブリッド手法とした。重ね合わせの接続周波数は、図4.3.2に示す $f_1$ 、 $f_2$ を文献<sup>4)</sup>を参考に $f_1=0.33\text{Hz}$ 、 $f_2=0.35\text{Hz}$ とした。ここで、統計的震源モデル法は、久田の提案する方法<sup>5)~8)</sup>で、統計的震源モデル(Boore,1983)を要素地震として断層面に重ね合わせ、平行成層地盤の理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」<sup>9)</sup>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<sup>10)</sup>。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

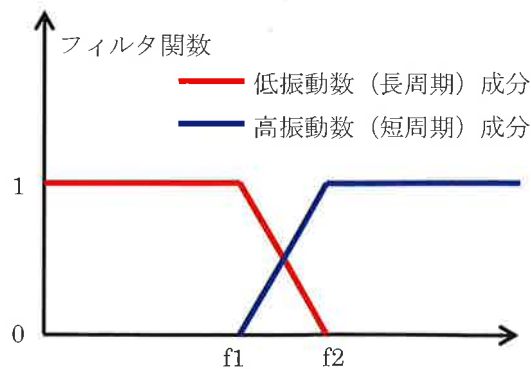


図 4.3.2 マッチングフィルタ関数

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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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( $\beta$ )	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 <sup>3</sup>	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, $\rho$ :密度	N/m <sup>2</sup>	3. 83E+10		
破壊伝播速度	$V_r=0. 72\beta$	km/s	2. 66		
平均すべり量	$D=M_0/(\mu S)$ , $\mu$ :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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	2. 50E+19	3. 53E+19
	等価半径 $r_i$		km	15. 76	22. 28
	$\gamma_i$			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 <sup>2</sup>	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	$\infty$	$\infty$	-	

すべり速度関数

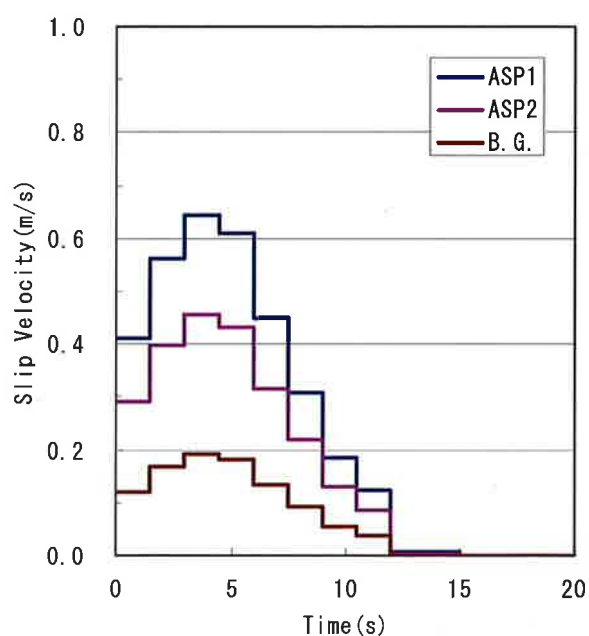
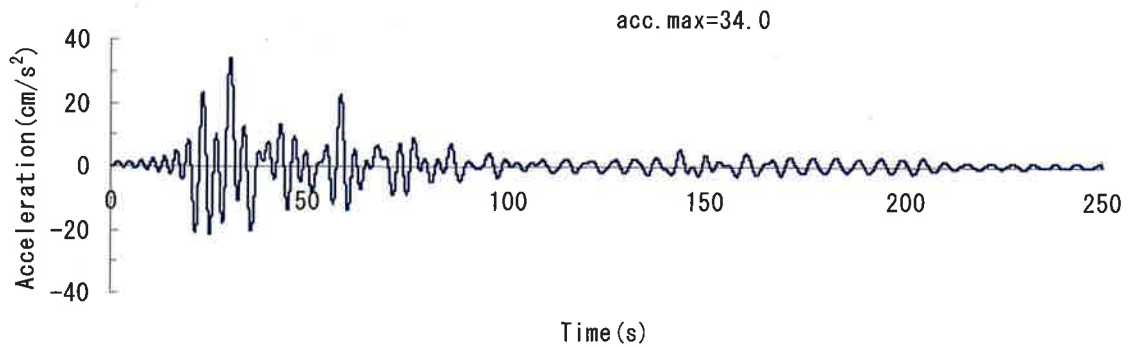
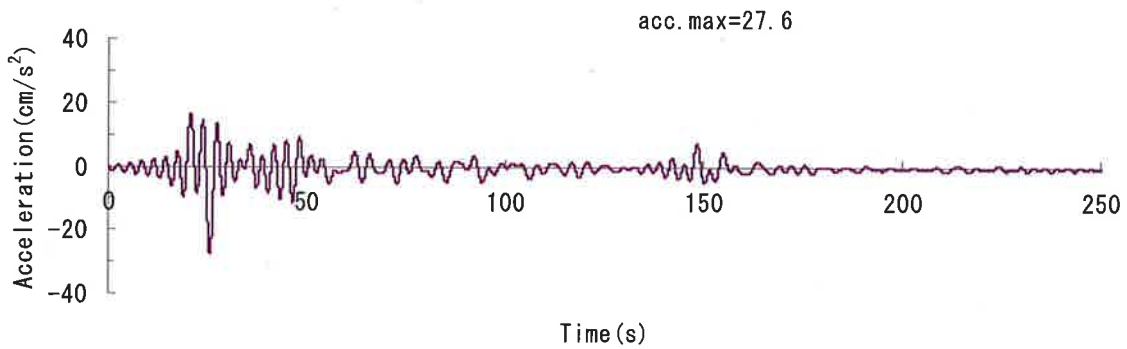


図4.3.3 設定すべり速度関数

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)

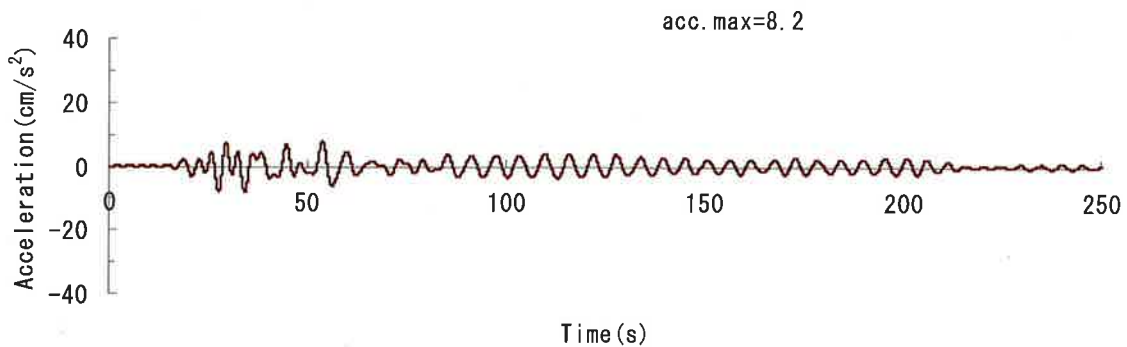
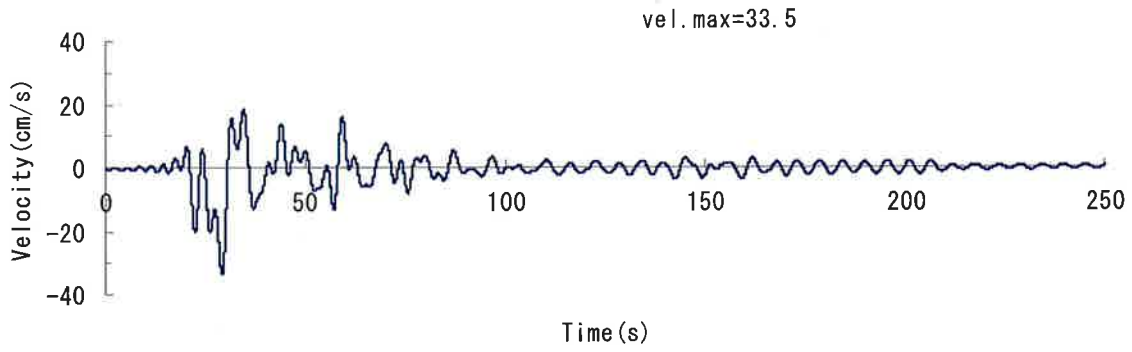
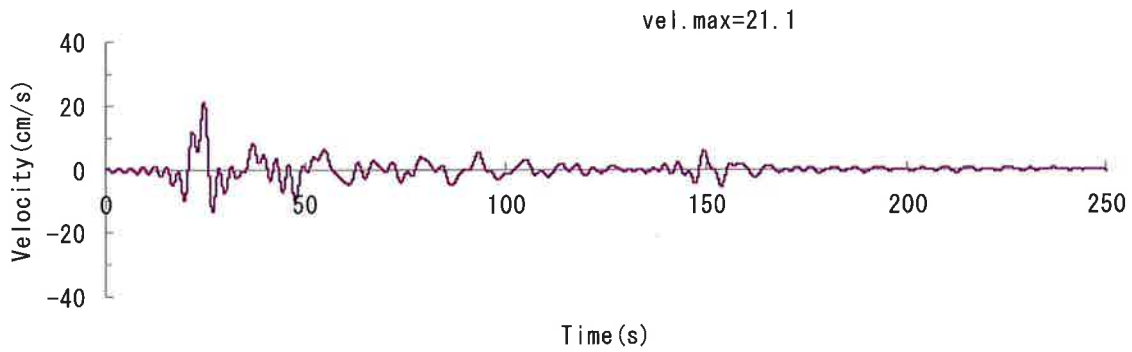


図 4.3.4(a) 波数積分法による加速度波形 (長周期)

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)

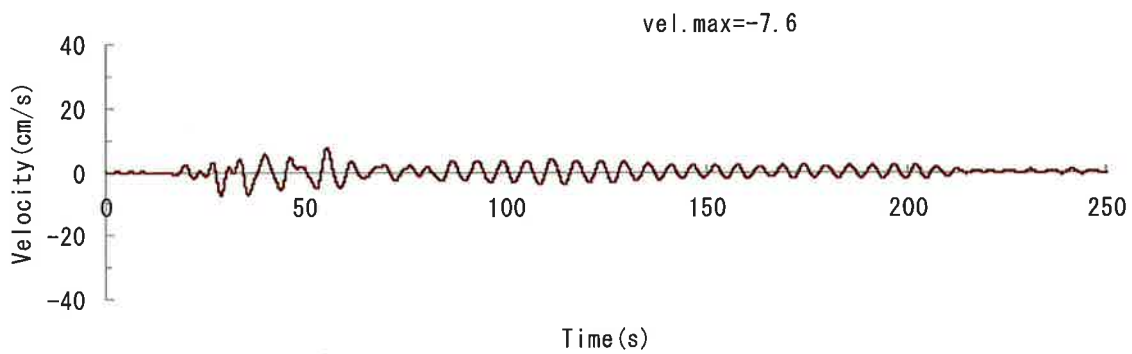
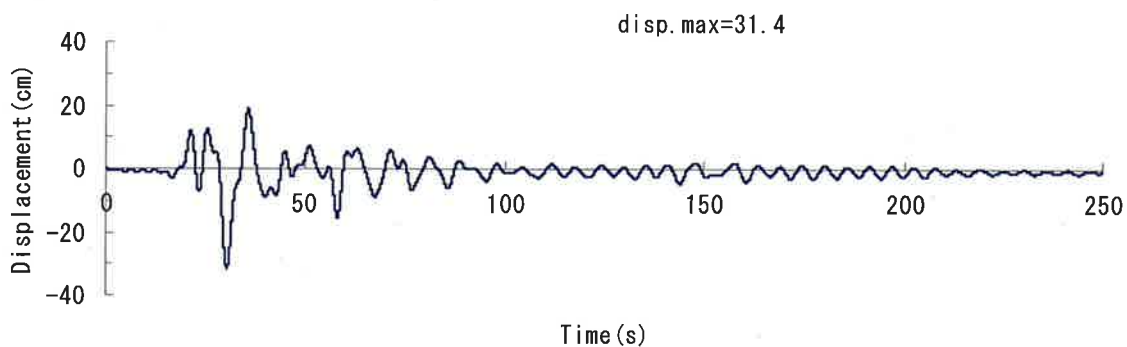
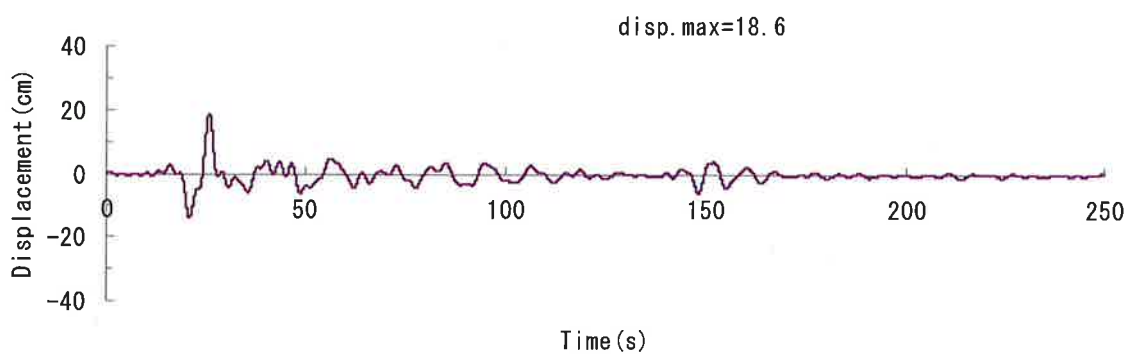


図 4.3.4(b) 波数積分法による速度波形 (長周期)

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)

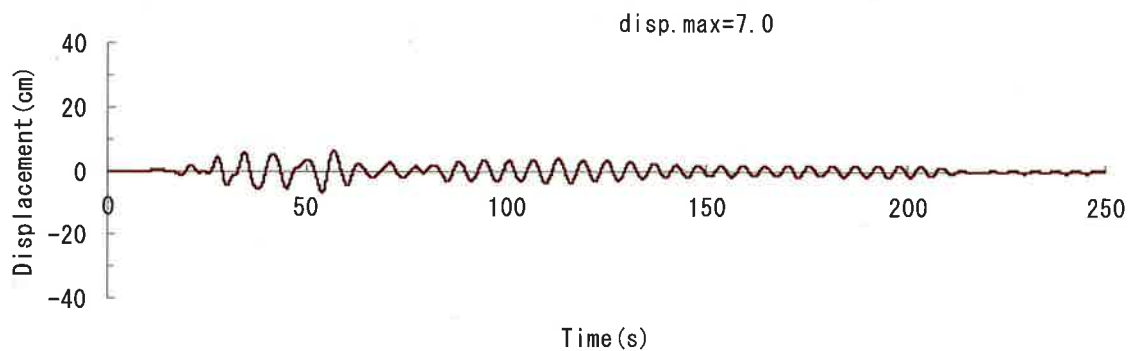
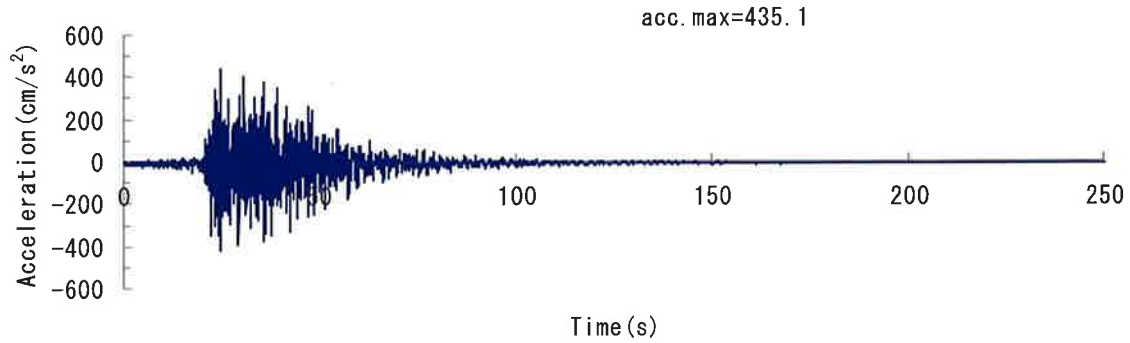
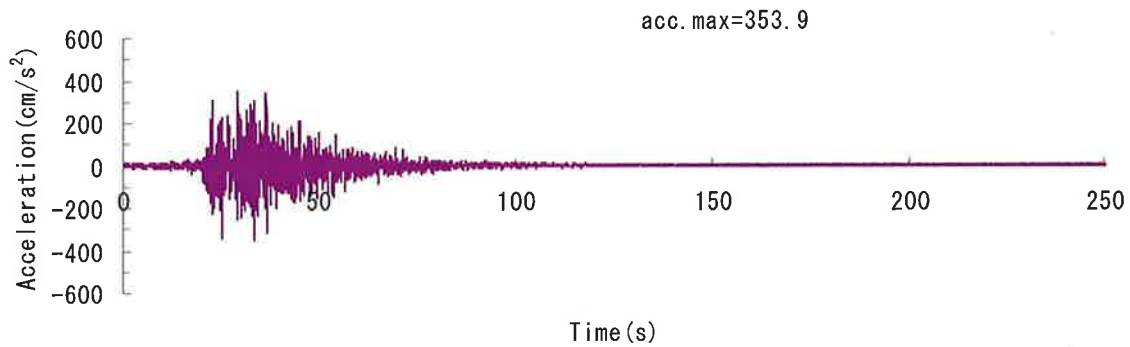


図 4.3.4(c) 波数積分法による変位波形（長周期）

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)

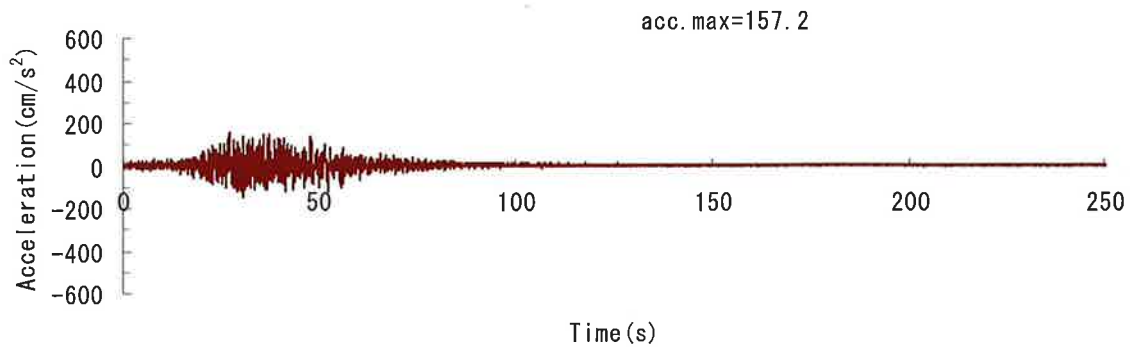
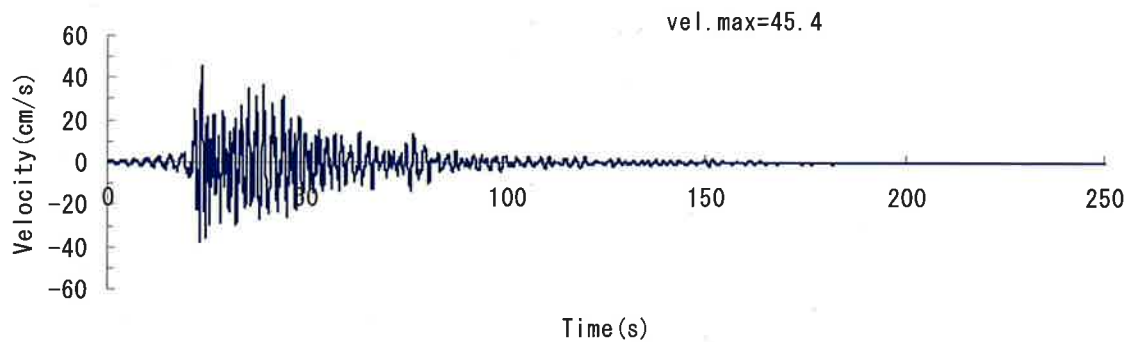


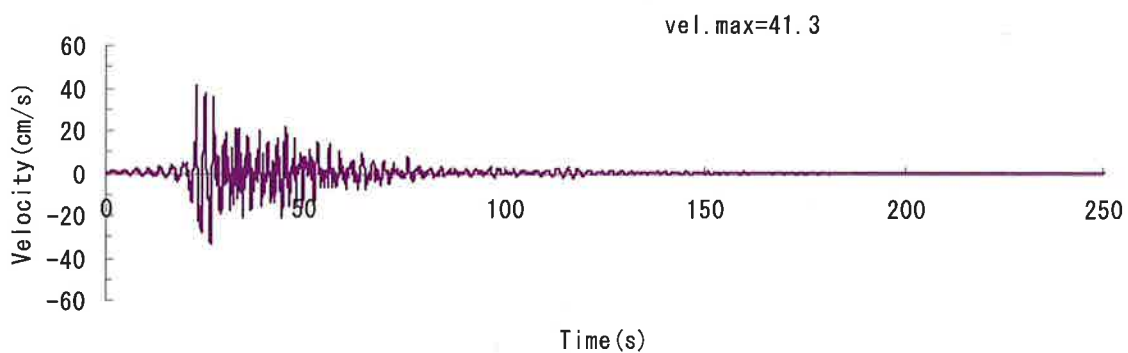
図 4.3.5(a) 統計的震源モデル法による加速度波形 (短周期)



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)

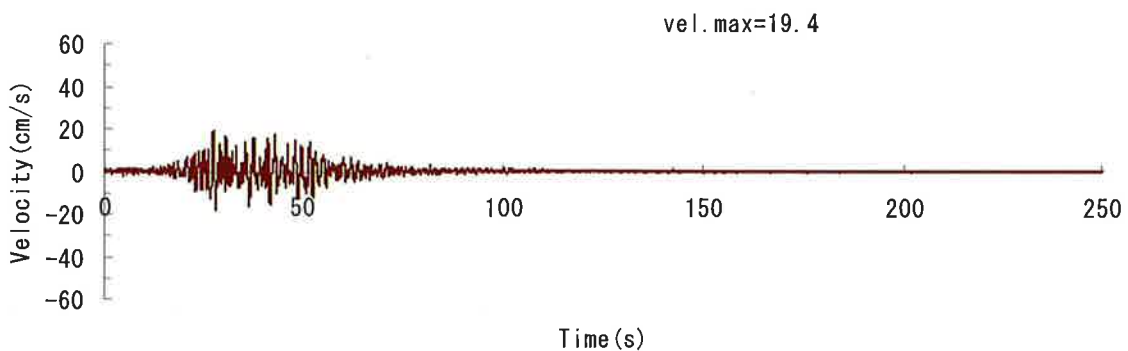
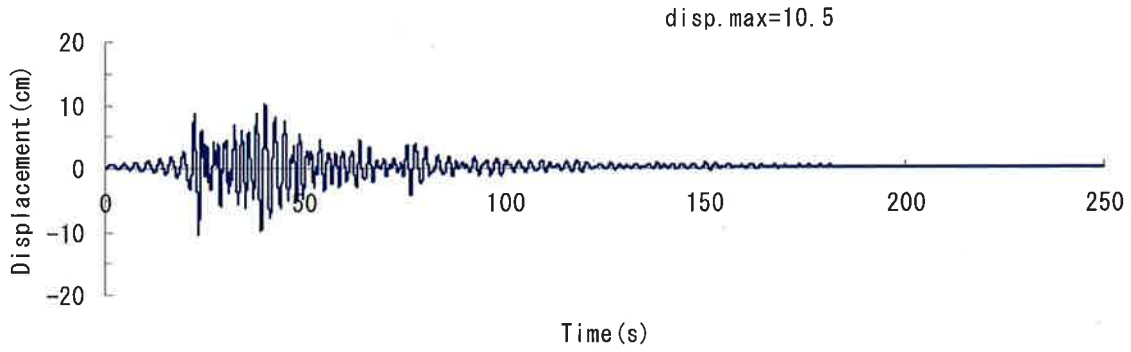
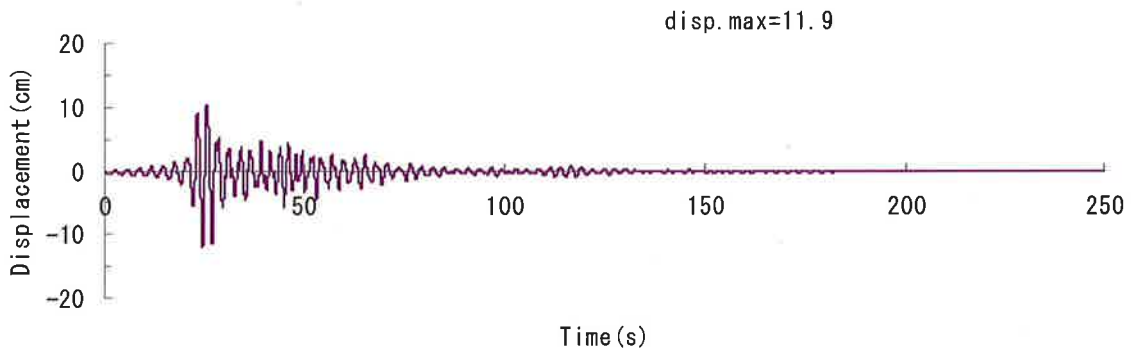


図 4.3.5(b) 統計的震源モデル法による速度波形 (短周期)

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)

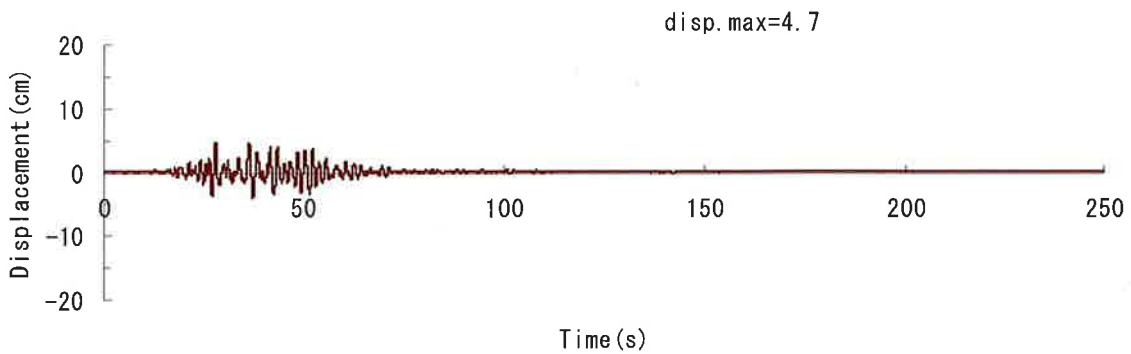
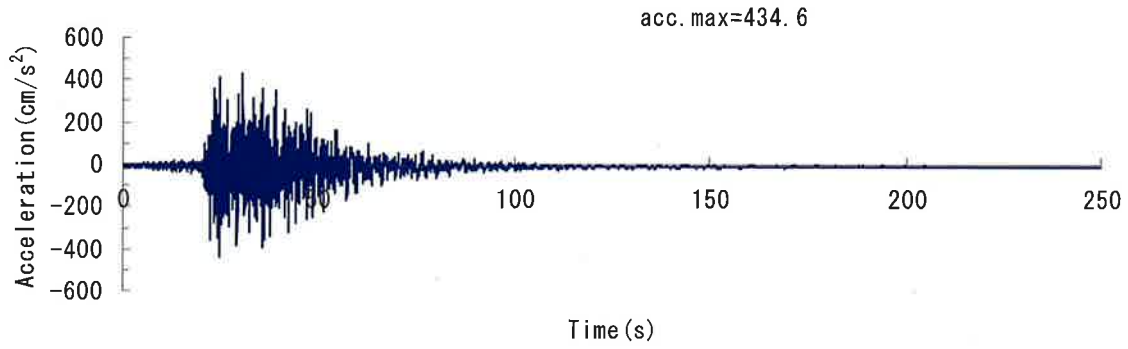
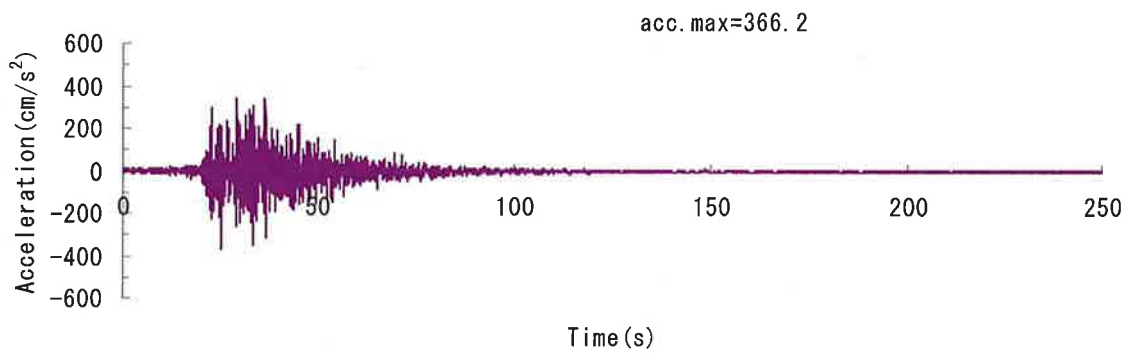


図 4.3.5(c) 統計的震源モデル法による変位波形（短周期）

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)

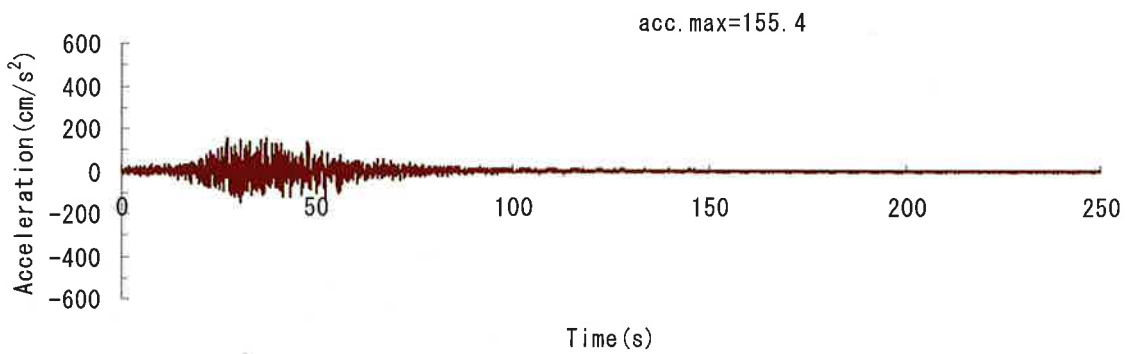
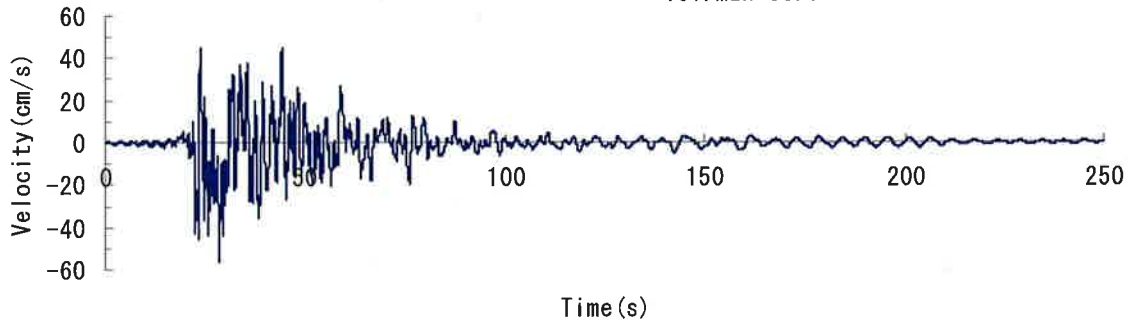


図 4.3.6(a) ハイブリッド法による加速度波形

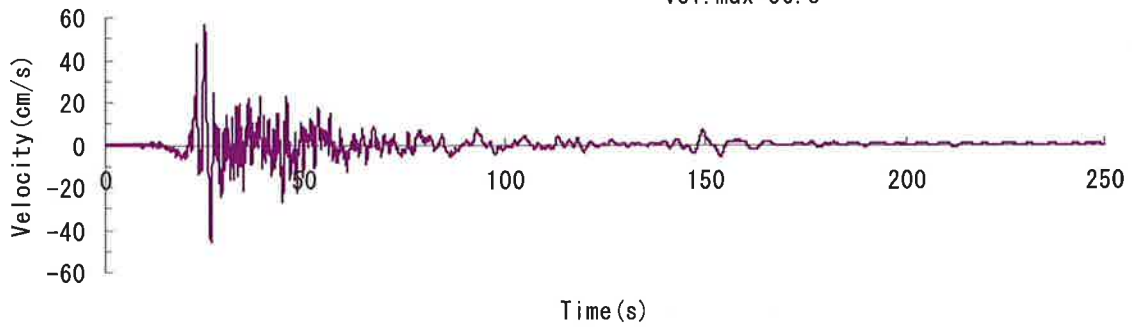
1923年関東地震モデルによるX(NS)方向速度  
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

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

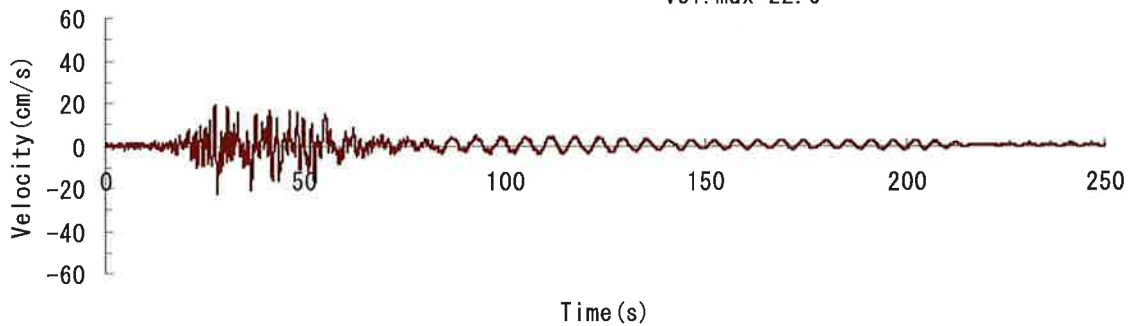
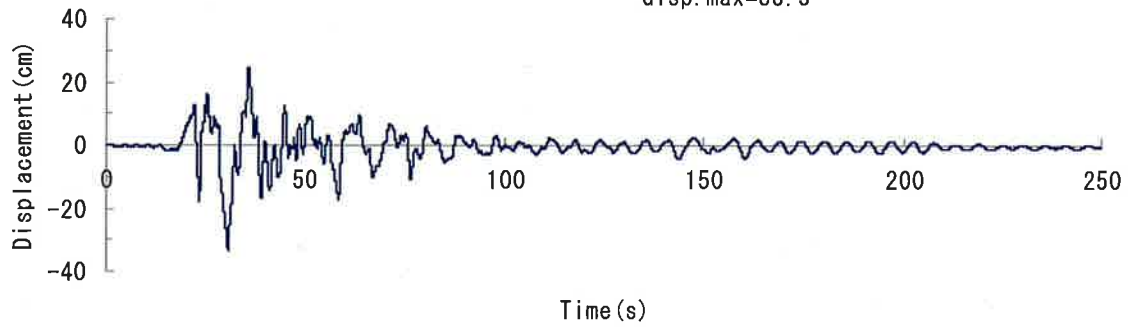


図 4.3.6(b) ハイブリッド法による速度波形

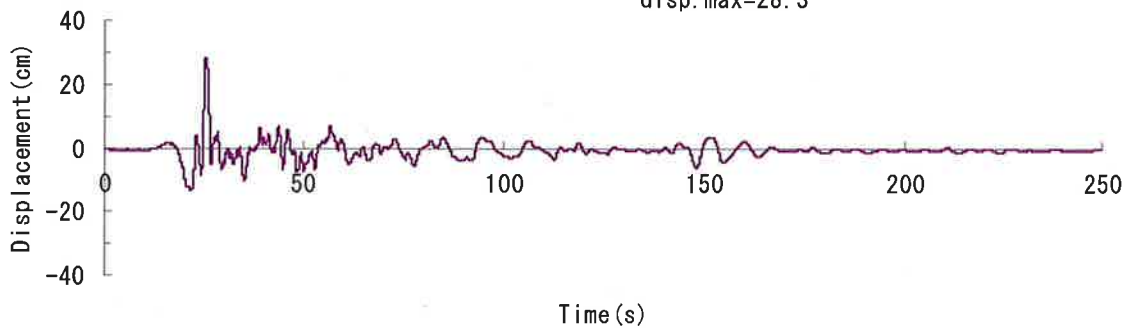
1923年関東地震モデルによるX(NS)方向変位  
(工学院大学基盤面：ハイブリッド)

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

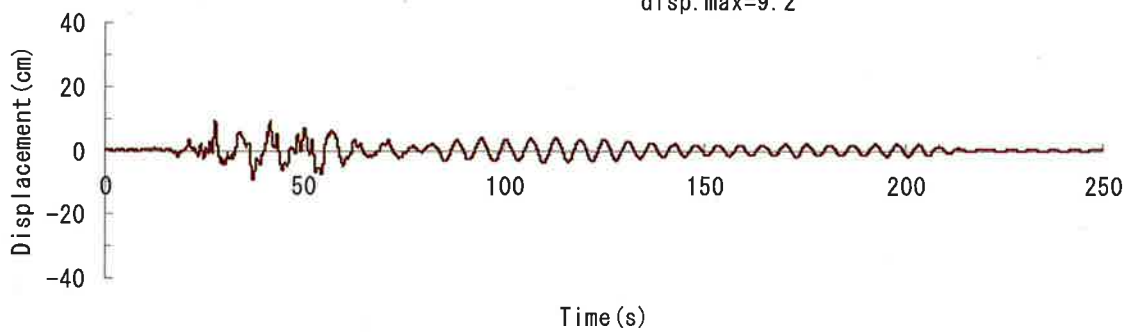


図 4.3.6(c) ハイブリッド法による変位波形

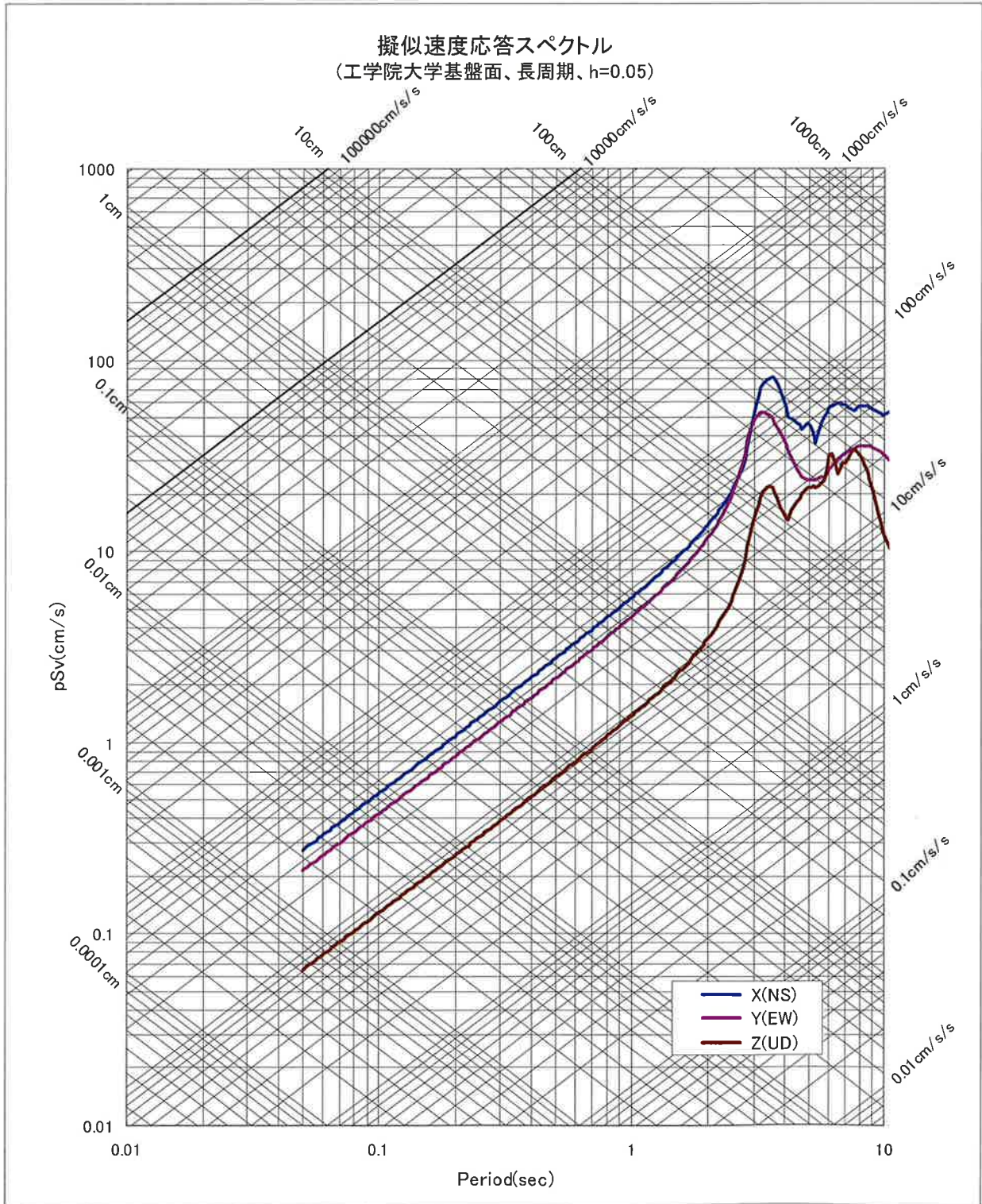


図 4.3.7 波数積分法により作成した加速度波による擬似速度応答スペクトル ( $h=5\%$ )

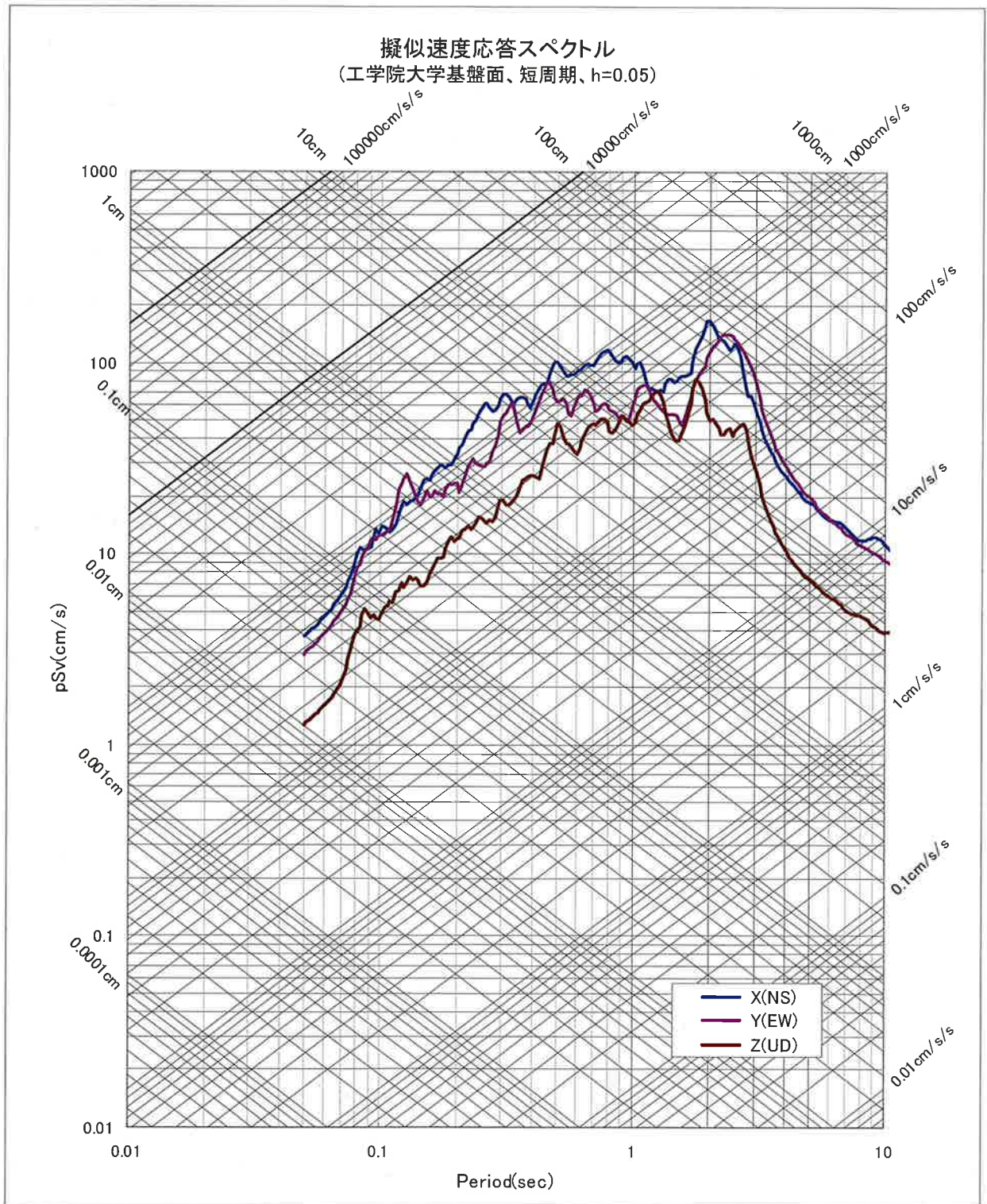


図 4.3.8 統計的震源モデル法により作成した加速度波による擬似速度応答スペクトル

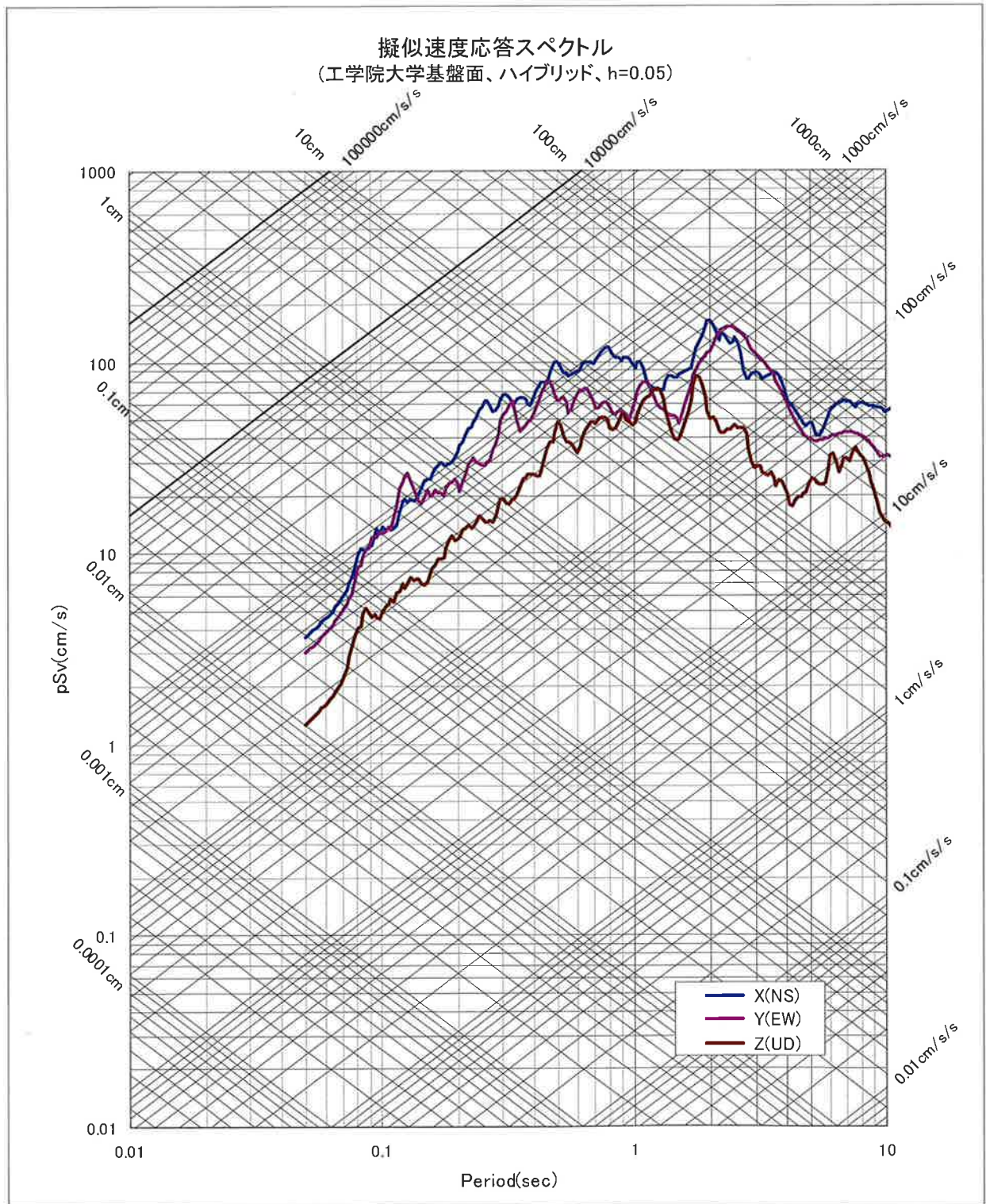


図 4.3.9 ハイブリッド法により作成した加速度波による擬似速度応答スペクトル ( $h=5\%$ )



## 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](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。

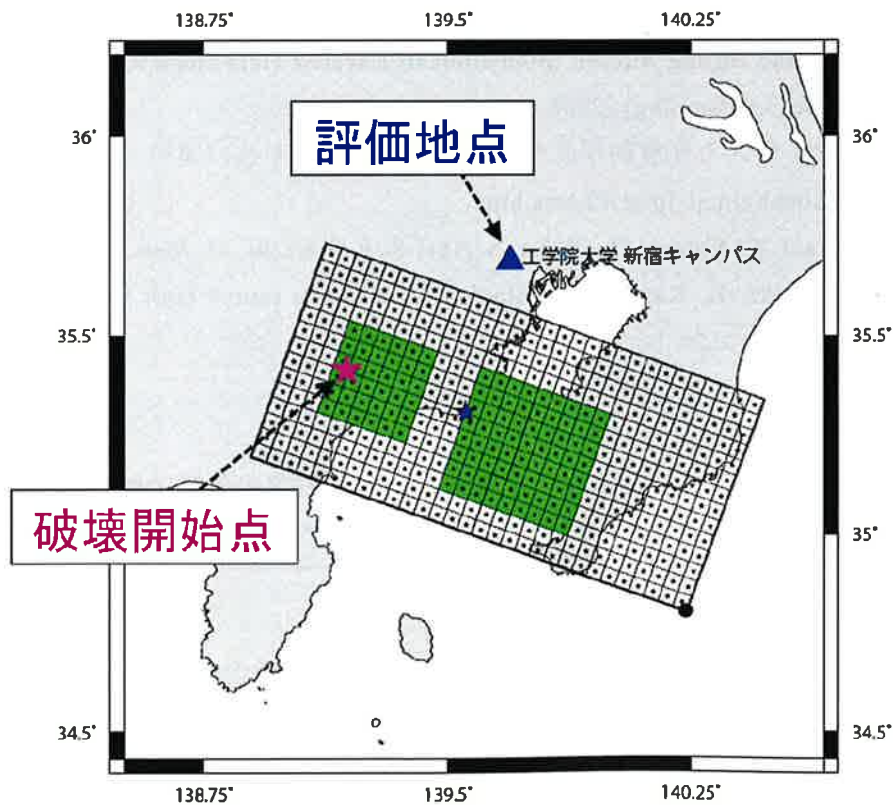


図4.4.1 断層モデル

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 <sup>2</sup>	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( $\beta$ )	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 <sup>3</sup>	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, $\rho$ : 密度	N/m <sup>2</sup>	3. 83E+10		
破壊伝播速度	$V_r = 0. 72 \beta$	km/s	2. 66		
平均すべり量	$D = M_0 / (\mu S)$ $\mu$ : 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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	2. 50E+19	3. 53E+19
	等価半径 $r_i$		km	15. 76	22. 28
	$\gamma_i$			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 <sup>2</sup>	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. (1999)の手順によりアスベリティを抽出した結果

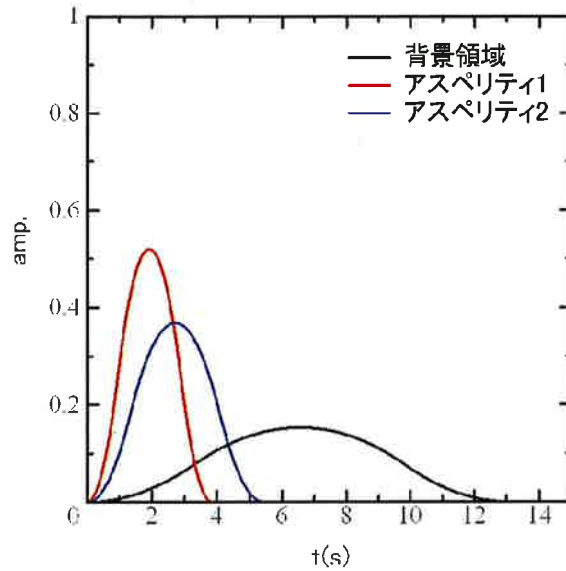


図4.4.2 長周期計算に用いた震源時間関数  
(各立ち上がり時間を持つハーマン型の関数)

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 <sup>3</sup> )	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 <sup>3</sup> )	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

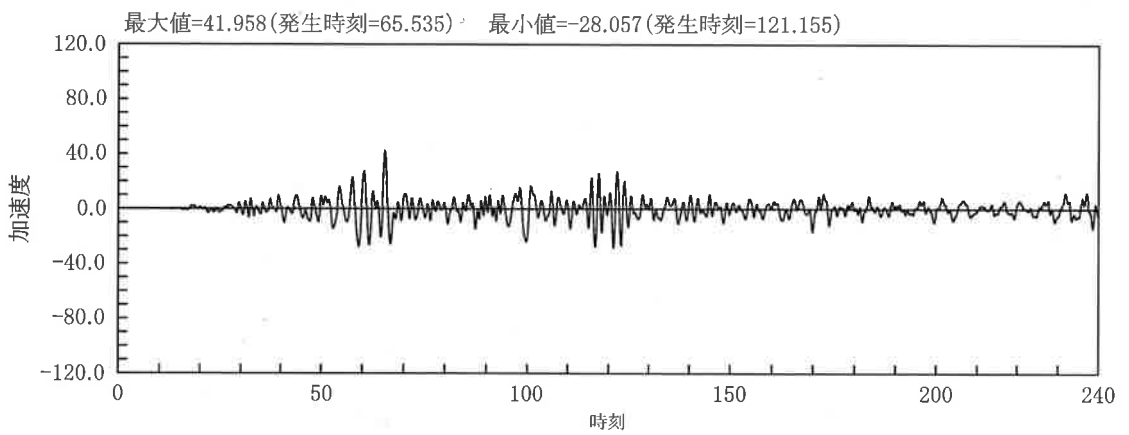
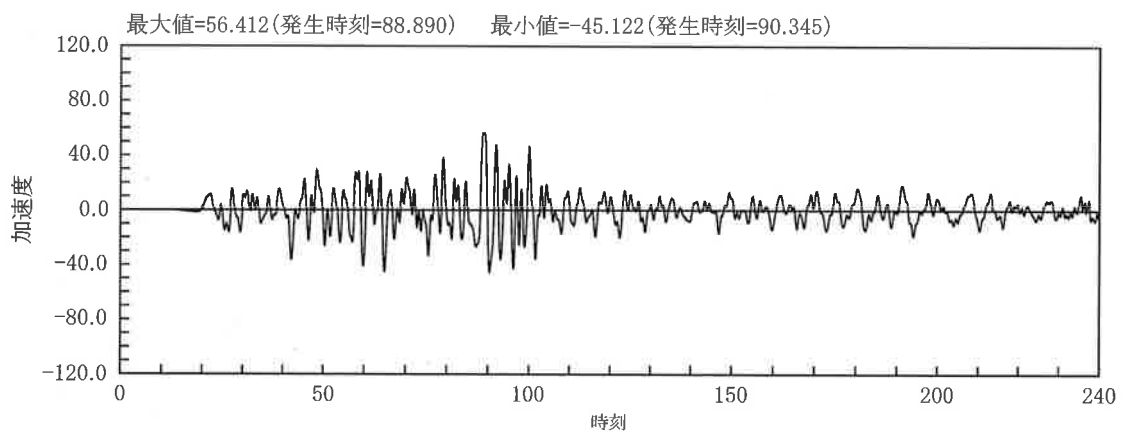
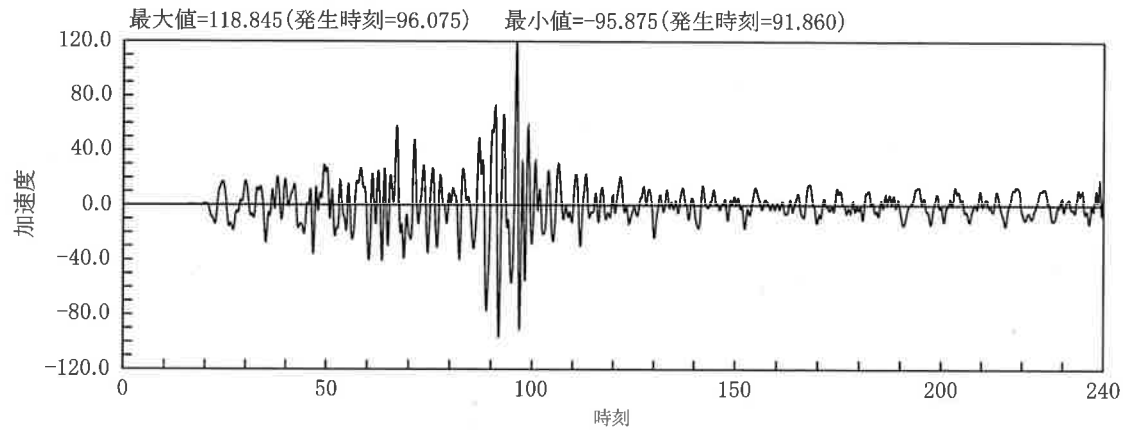


図4.4.3 (a) 工学的基盤での加速度波形

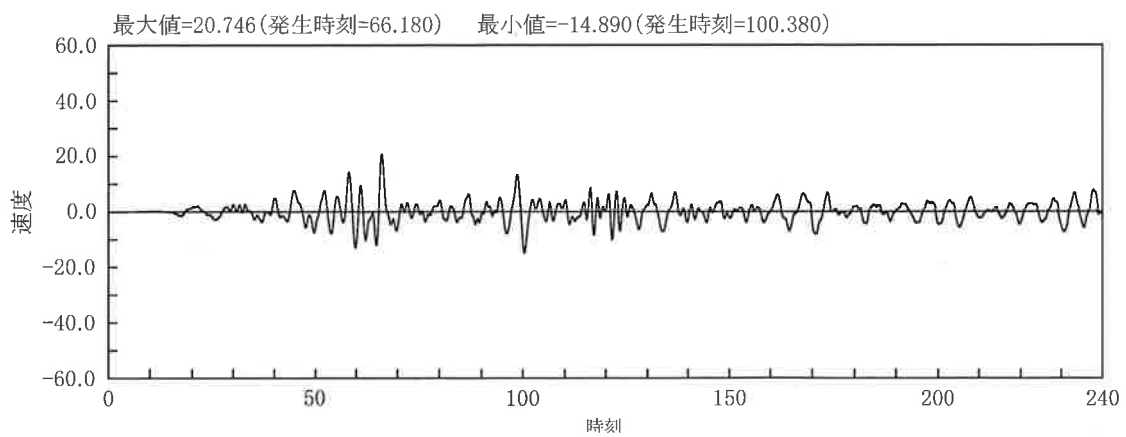
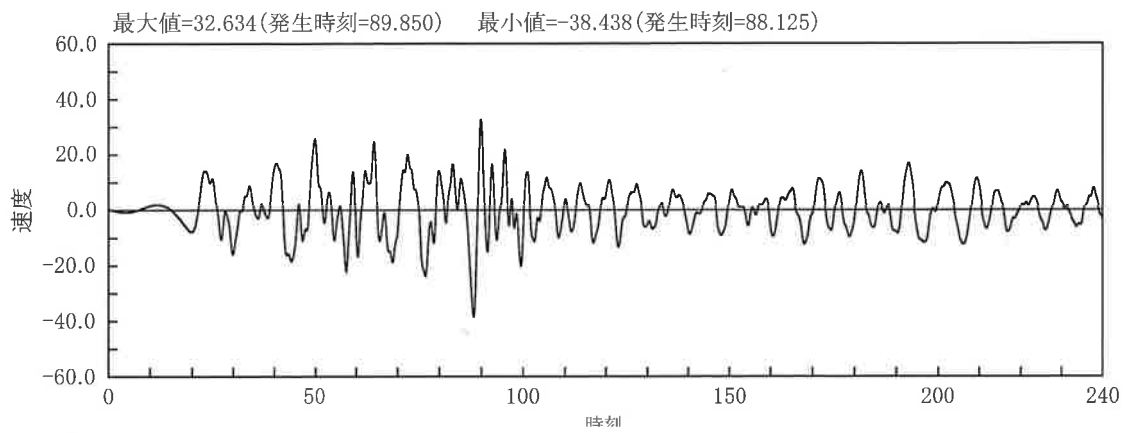
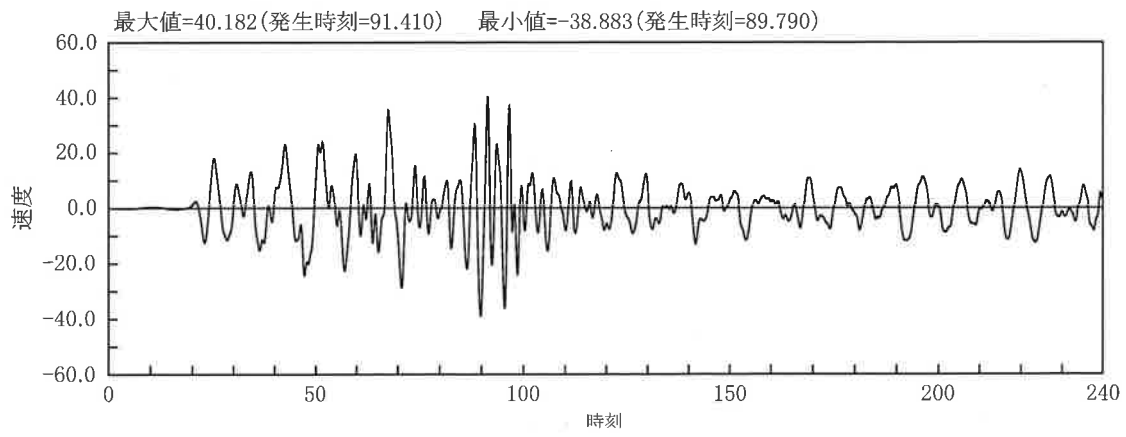


図4.4.3 (b) 工学的での速度波形

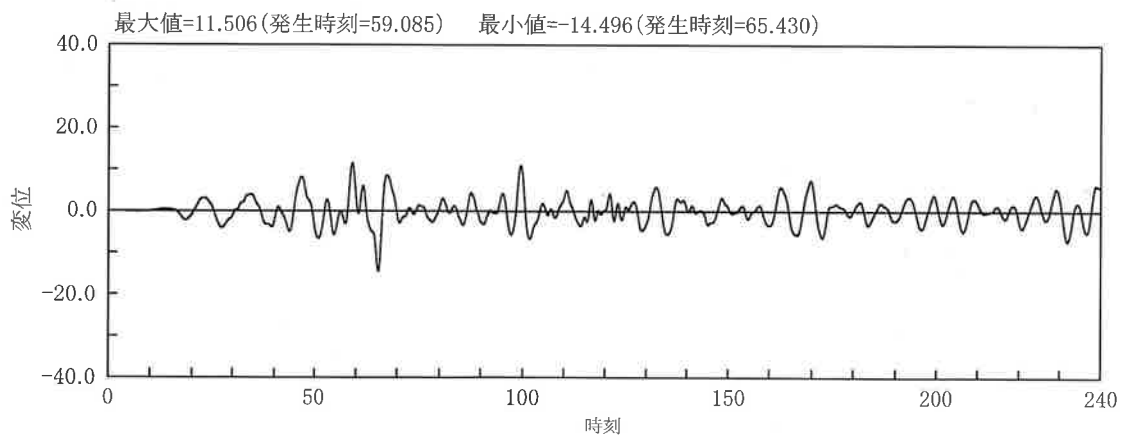
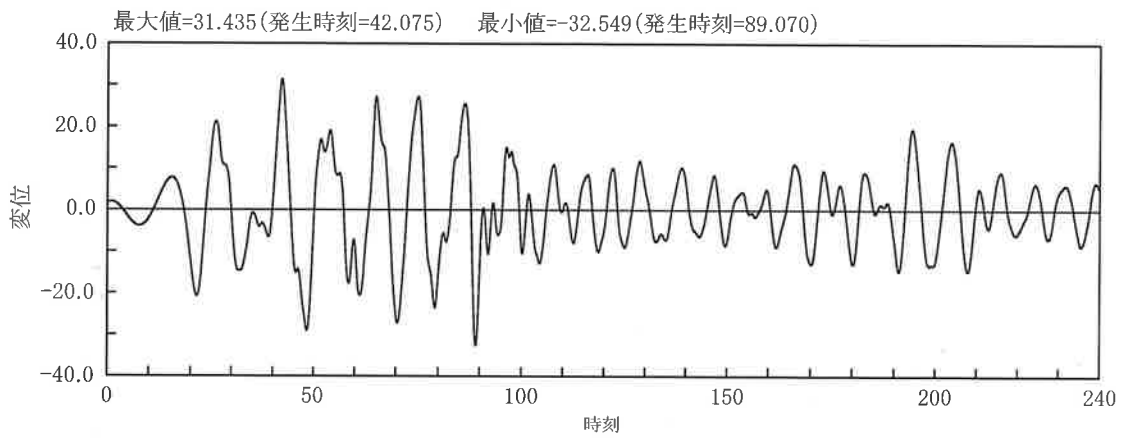
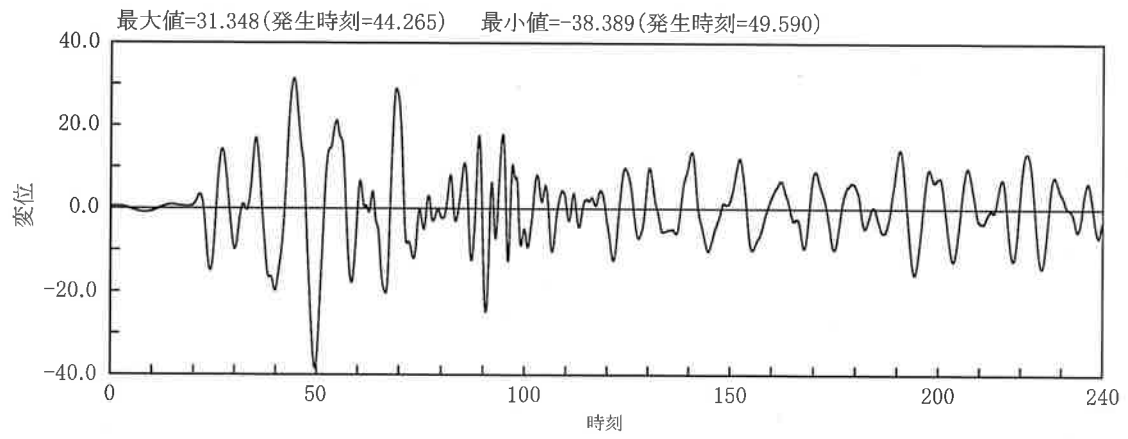


図4.4.3 (c) 工学的基盤 ( $V_s=500\text{m/s}$ ) での変位波形

三軸図

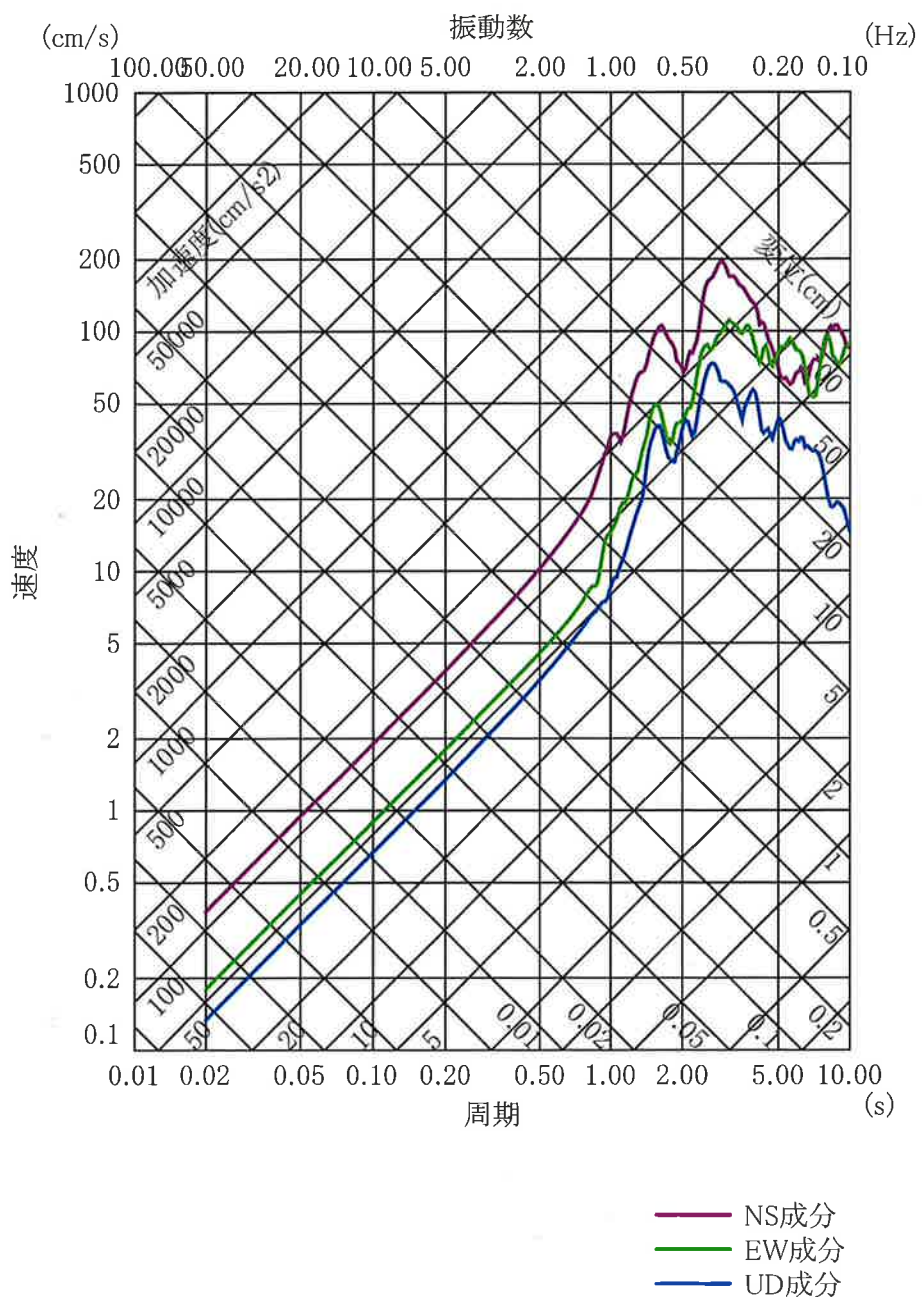


図4.4.4 擬似速度応答スペクトル (h = 5%)  
(ローパスフィルター処理 1 Hz)



## 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](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

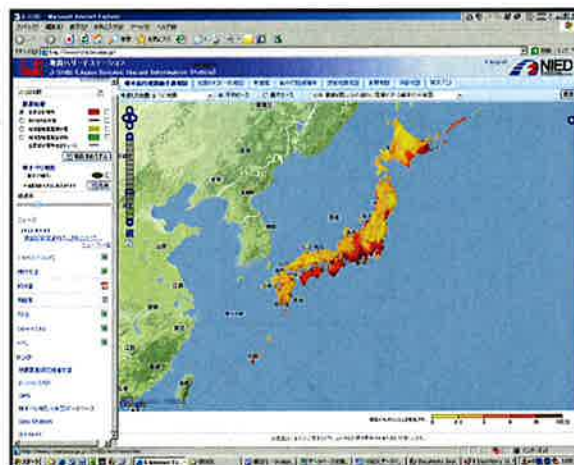
## 第5章 各種データベースの紹介

### 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）

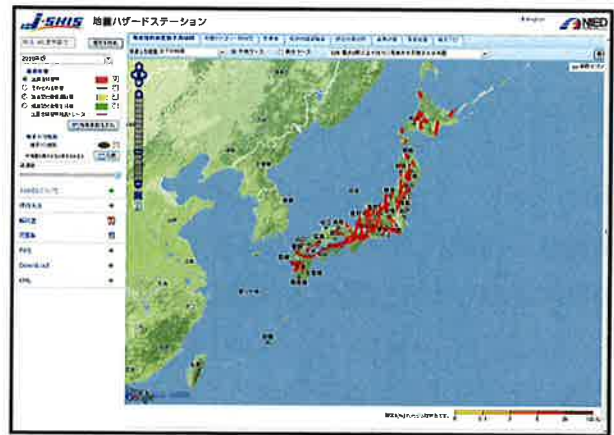
### 5.2 活断層調査

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)



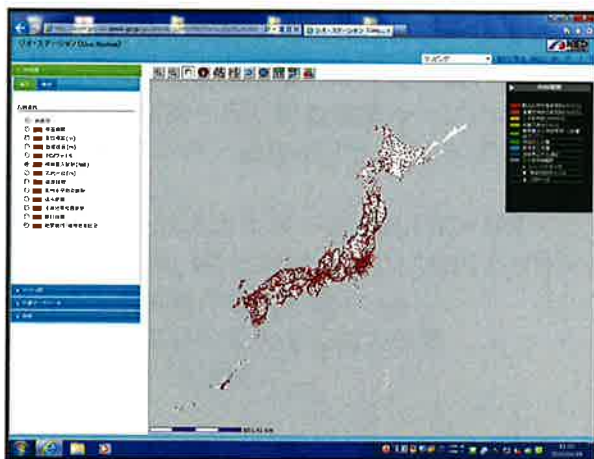
J-SHS (防災科研)

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<sup>1)~6)</sup>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

$\alpha_p$  : 履歴系ダンパーの降伏せん断力係数

$\alpha_v$  : 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<sup>7)</sup>

$\chi$  : 累積塑性変形量と最大変形量の比率<sup>8)</sup>

等価繰り返し回数履歴ループの繰り返し回数 $n_{eq}$ <sup>8)</sup>の4倍に相当。

エネルギー法告示<sup>9)</sup>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

$\alpha_{max}$  : 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  $\alpha_v$ 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）、 $\alpha_v$ （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/m<sup>2</sup>、S造は12kN/m<sup>2</sup>、木造は10kN/m<sup>2</sup>を乗じて略算した。

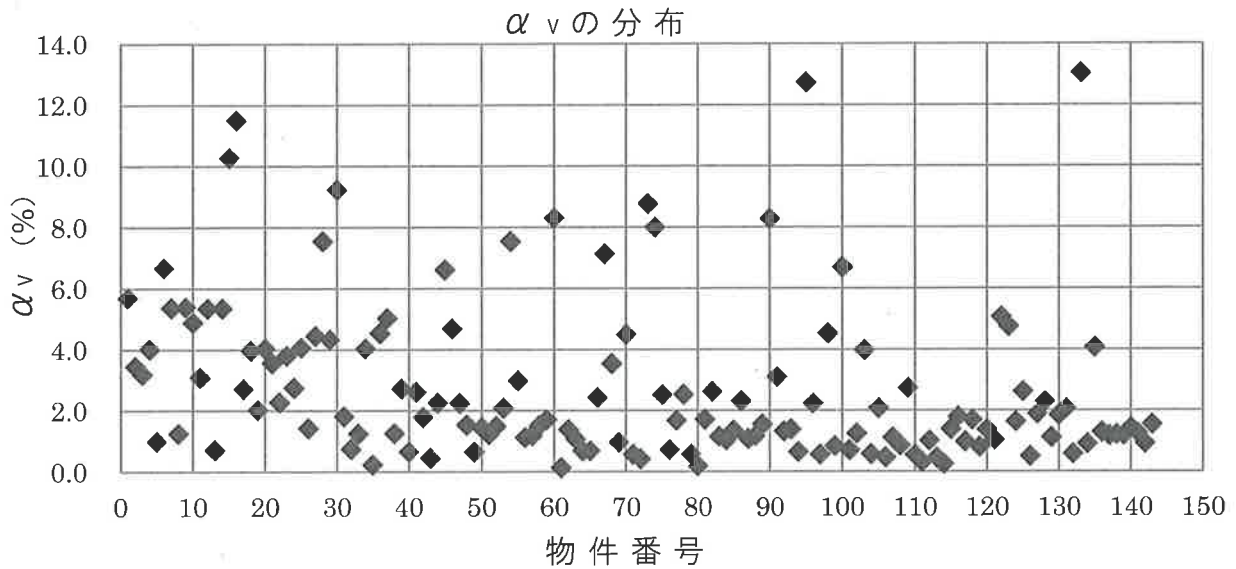


図 1.1.1 既存免震建物の調査結果による  $\alpha_v$  の分布範囲

図 1.1.1 から、 $\alpha_v$  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] <sup>10)</sup>

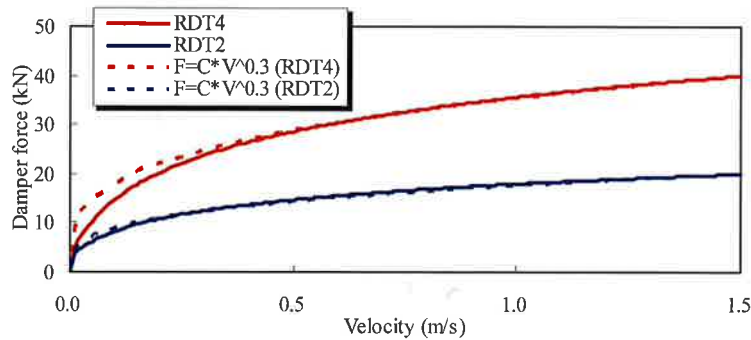
メーカー	型式	限界変形 (m)	限界速度 (m/s)	1次減衰係数 (kN・s/m)	リリーフ速度 (m/s)	2次減衰係数 (kN・s/m)	2次/1次
K社	BDS*****-B-1	0.5～0.7	1.5	1250～2500	0.32	84.75～169.5	0.0678
S社	SD500kN-1000	0.5	1.2	1500	0.26	80	0.0533
H社	BM***-**	0.198～0.698	1.2～1.5	18～2500	0.25～1.2	5～500	—

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、 $\alpha_p$  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  $\alpha_v$  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。 $\alpha_v$  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。

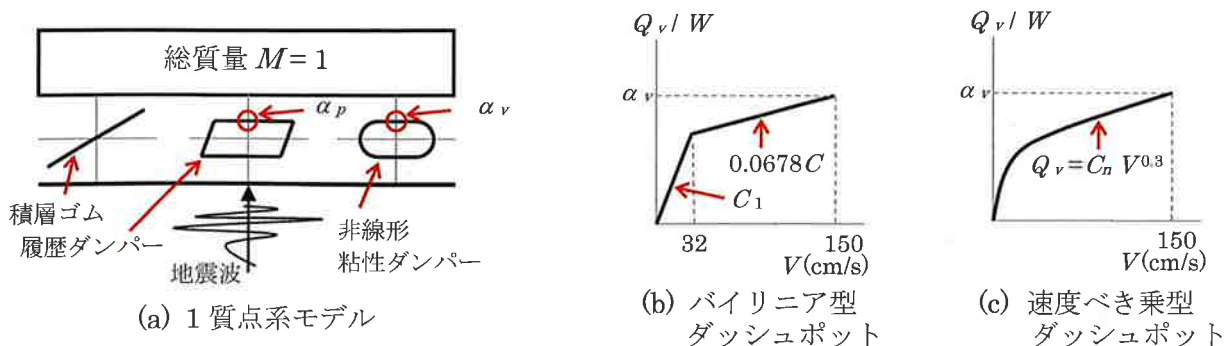


図 1.2.1 解析モデル

### 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、粘性減衰が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<sup>11)</sup>。

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。

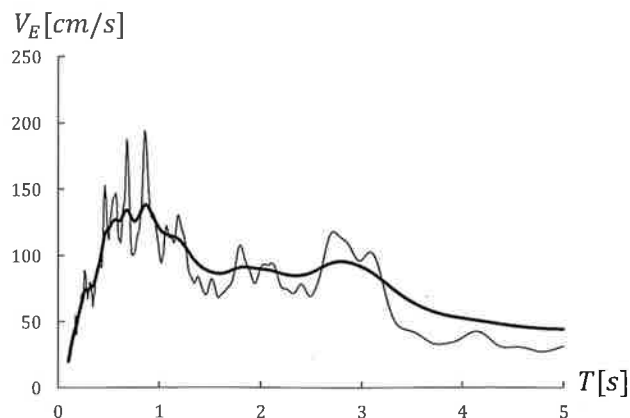


図 1.3.1 エネルギースペクトルの一例（エルセントロ NS 原波）細実線： $h = 0.02$  太実線： $h = 0.10$

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<sup>12)</sup>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

$\eta$  : 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 $\eta$ 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 $\eta$ は、式1.3.6の形で最大変形と結びつけることができる。

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

$\mu_m$  : 履歴型ダンパーの塑性変形倍率

塑性変形倍率 $\mu_m$ とは、塑性率から1減じた値である。

$\chi$ 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。

$\chi$ 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、 $\alpha_p$ および $\alpha_v$ をパラメータとした $W_p/(W_v + W_p)$ の同定を行う。



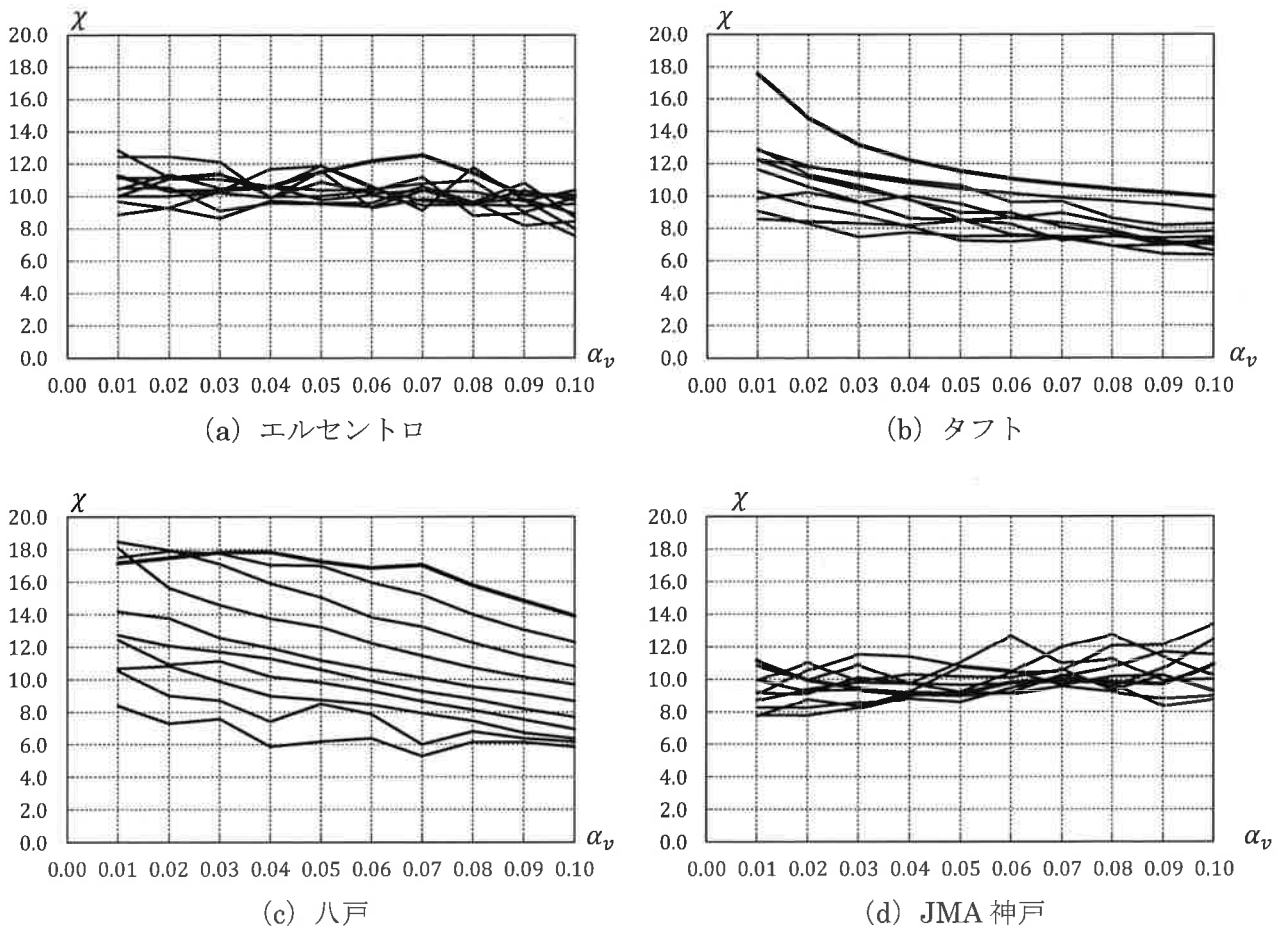


図 1.3.2 地震応答解析結果による $\chi$ の値

(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 $\alpha_p$ と $\chi$ 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 $\alpha_p$ 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 $\alpha_v$ 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  $\alpha_v$  の関係を、 $\alpha_p$  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  $\alpha_p$ ,  $\alpha_v$  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。

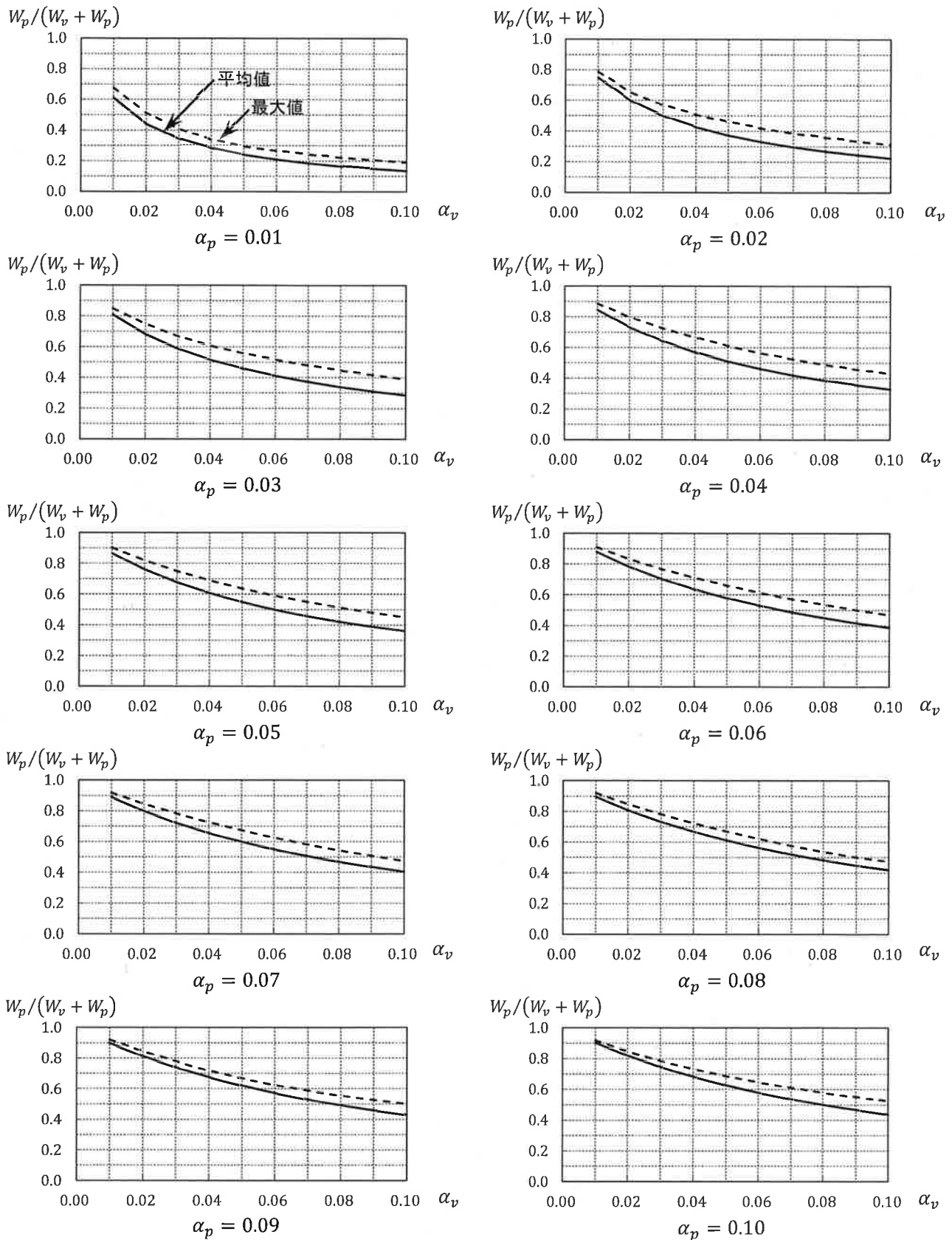


図 1.4.1 地震応答解析結果による  $W_p/(W_h + W_p)$  の値  
(実線は 4 波の平均値, 破線は 4 波の最大値を示している)

## 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、 $\alpha_v$  が大きくなるほど  $W_p / (W_v + W_p)$  は小さくなり、逆に  $\alpha_p$  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  $\alpha_v / \alpha_p$  を考え、横軸を  $\alpha_v / \alpha_p$  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、 $\alpha_v / \alpha_p$  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  $\alpha_v / \alpha_p$  とした図 1.4.4 を見ると、 $\alpha_v / \alpha_p$  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、 $\alpha_v$ 、 $\alpha_p$  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  $\alpha_p$  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  $\alpha_p$  ごとに近似式を求め、この時に得られた定数項  $C$  と  $\alpha_p$  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  $\alpha_p$  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。

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

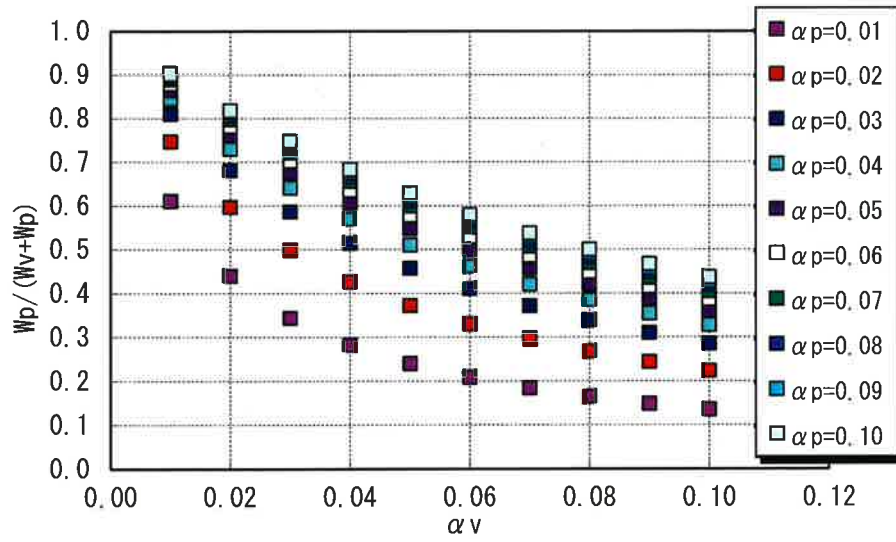


図 1.4.2 時刻歴地震応答解析結果による全データ

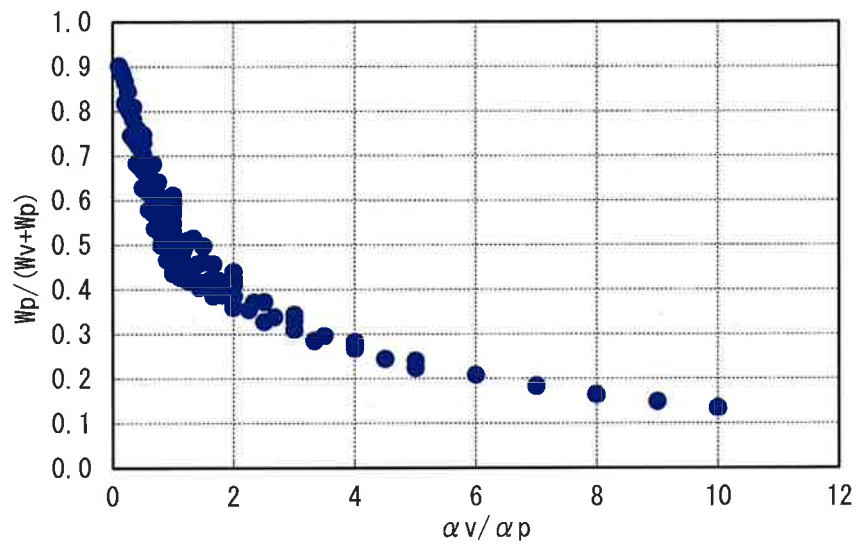


図 1.4.3  $W_p / (W_v + W_p)$  と  $\alpha v / \alpha_p$  の関係

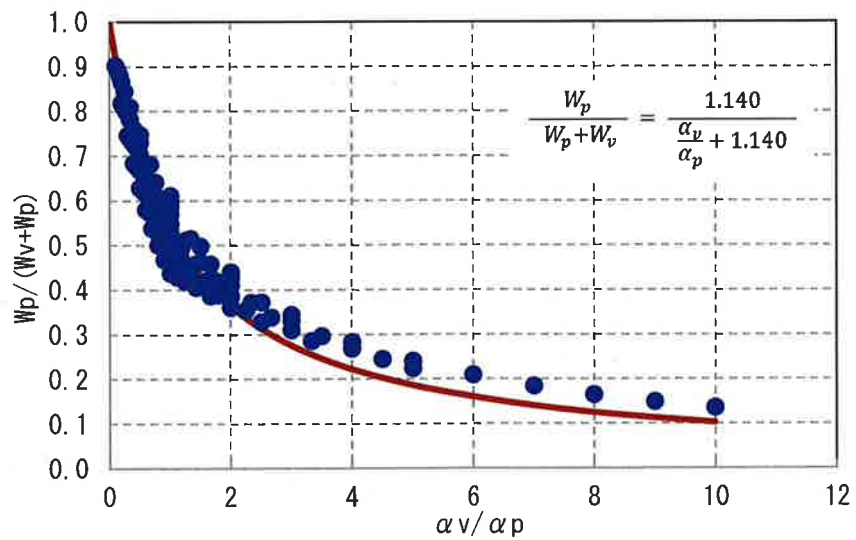


図 1.4.4 変数を  $\alpha v / \alpha_p$  とした時のフィッティング状況