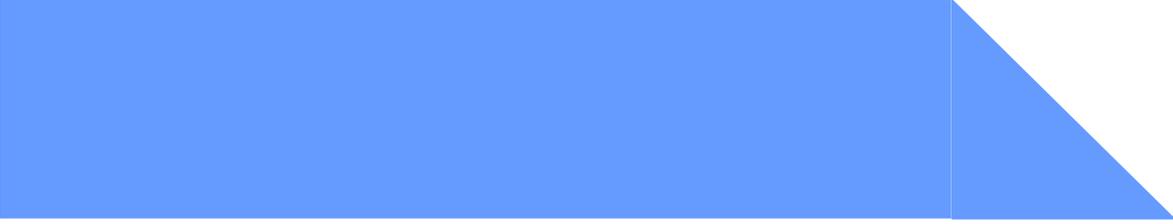
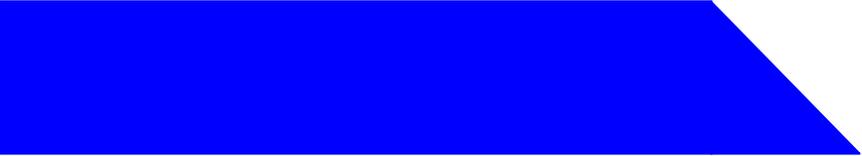




原子力発電所屋外重要土木構造物の
耐震性能照査指針・
マニュアル



2005年6月



土木学会
原子力土木委員会

**原子力発電所屋外重要土木構造物の
耐震性能照査指針・
マニュアル**

2005年6月

**土木学会
原子力土木委員会**

巻頭言

(社)土木学会原子力土木委員会では、原子力発電所施設の土木技術に関する課題の調査・研究を行い、学術、技術の進展に寄与するとともに、学会活動を通じて社会に奉仕することを目的として鋭意活動を行っています。これまでの委員会活動を通して、次のような研究成果とりまとめ、印刷物として刊行し、会員の皆様に提供しています。

- ・原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 1985年8月
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル 1992年9月
- ・原子力発電所の立地多様化技術 1996年3月
- ・原子力発電所の立地多様化技術(追補版) 1999年3月
- ・概要調査地区選定時に考慮すべき地質環境に関する基本的考え方 2001年8月
- ・原子力発電所の津波評価技術 2002年2月
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 2002年5月
- ・高レベル放射性廃棄物地層処分技術の現状とさらなる信頼性向上に向けて 2004年6月

現在、活断層評価部会、耐震性能評価部会、地下環境部会、津波評価部会、地盤安定性評価部会の5つの研究委員会が活動を進めています。

耐震性能評価部会(主査 丸山久一 長岡技術科学大学副学長)では、平成14年10月～平成17年3月までの約2.5カ年で、委託研究「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震安全性評価手法の体系化研究」を実施しました。この研究は、先に実施した「原子力発電所鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の体系化研究(平成9年12月～平成13年9月)」に継続して実施したもので、2002年5月に策定した「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」の技術的内容を、実験的、解析的検討を加えて更に合理化することを目的としています。

内容的には、地中構造物の地震応答解析を行う際における地盤の解析モデルの適用性評価、時刻歴波形として与えられる上下動の解析における取り扱い、および鉄筋コンクリート構造部材におけるせん断照査の合理化であります。模型実験とその数値解析、実規模構造物を想定した数値解析等の結果を、耐震工学、地盤工学およびコンクリート工学の学識経験者が技術的な境界領域の問題として捉え、それぞれ互いの領域に踏み込んで議論を重ねました。その結果が、改訂された「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」に反映されています。これらの技術的内容は、鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震安全性を照査する最先端の技術であると確信しております。本指針が、原子力発電所屋外重要土木構造物を始めとする地中構造物の安全性向上や設計合理化に、そして原子力発電の信頼性向上に役立つことを期待しております。

本研究に熱心に取り組んでいただいた丸山部会主査を始め、部会委員および関係各位に、深甚なる敬意を表し、感謝申し上げます。

平成17年6月2日
土木学会 原子力土木委員会
委員長 加藤正進

部会主査挨拶

本書は、平成 14 年度～平成 16 年度までの委託研究「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震安全性評価手法の体系化研究」の成果を踏まえて、平成 14 年 5 月に原子力土木委員会から刊行された「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」の改訂版として刊行したものである。本書の内容に関する研究は、1987 年から始められており、改訂作業も今回を含めて 3 回行っている。以下に、その履歴・内容を述べ、本書の位置づけを明らかにしたい。

1987 年 4 月から 1991 年 9 月まで、限界状態設計部会（主査：岡村甫東京大学教授(当時)）が設置され、活動の成果として「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」が、1992 年 9 月に刊行された。このマニュアルの背景として、1986 年にコンクリート標準示方書が大きく改訂され、それまでの許容応力度法を基にする設計から限界状態設計法に基づく設計方法に改訂されたことが挙げられる。これを受けて、上記マニュアルでは、限界状態設計法を安全性照査に採り入れるとともに、対象とする構造物の要求性能を明確にし、その安全性を確保するための確認方法を提示するという、いわゆる性能照査の考え方をいち早く採り入れている。また、地中構造物の地震応答解析に地盤と構造物の連成解析を適用すること、土圧などの分布荷重を受ける鉄筋コンクリート構造部材のせん断に対する安全性照査において、合理的な耐力評価方法を採用したことなど、技術的に斬新な内容を含んだマニュアルとなっている。本書の付録として作成した CD には、上記マニュアルの全編を収録しており、必要に応じて参考にして戴きたい。

1997 年 10 月から 2001 年 9 月まで、耐震性能評価部会（主査：岡村甫東京大学教授(当時)）が設置され、活動の成果として「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」が 2002 年 5 月に刊行された。1995 年 1 月の阪神淡路大震災における土木構造物の被害を契機として、各機関において土木構造物の耐震安全性が見直されていた時期に一致する。この耐震性能照査指針では、非常に大きな地震に対しては構造物の塑性変形により安全性を確保することを基本とし、上記マニュアルに導入された性能照査の考え方をより明確に提示し、その体系を整備している。技術的には、地中構造物の地震時挙動を評価する方法として、地盤と構造物の連成を考慮した動的非線形時刻歴解析を標準的な手法とした。これを裏付けるため、世界最大規模の振動台とせん断土槽（現独立行政法人 防災科学技術研究所所有）を使用して、砂地盤に埋設した実機に近い鉄筋コンクリート構造モデルの加振実験（最大入力加速度約 1100gal）を実施し、その結果の分析を行うとともに、数値解析手法の妥当性の検証などを行った。同じく CD には、耐震性能照査指針の全編を収録している。

本書は、2002 年 10 月から 2005 年まで行った耐震性能評価部会の活動の成果としてとりまとめたものである。2002 年 5 月に刊行した耐震性能照査指針の更なる合理化を図っている。具体的内容は、以下の通りである。

（1）解析に用いる地盤モデルの適用性

地盤と構造物の連成応答解析において適用されている地盤モデルについて、実地盤条件（飽和条件、拘束圧）を模擬した遠心力載荷模型振動実験を行い、実験結果の分析、数値解析による検討を通じて、標準的に用いる全応力に基づいた地盤モデルの適用範囲を明確にした。

（2）上下動の取り扱い

これまでの耐震性能照査指針では、水平動は時刻歴波形により、上下動の影響は静的取り扱いにより考慮することを基本としていた。今後、水平動、上下動ともに時刻歴波形で与えられることを想定し、その取り

扱いについて実規模の数値モデルを対象にした数値計算により検討を行い、水平動、上下動の波を同時に入力して解析を行ってよいことを明らかにした。また、この検討を通じて、上下動が地中構造物に与える影響について、上下動の大きさ(入力加速度の最大値)が水平動の2/3程度の大きさであれば、水平動のみの場合と比較して構造物の応答断面力、応答変位に大きな影響を与えないことも明らかになった。

(3) せん断照査の合理化

繰り返し载荷を受ける部材のせん断破壊に対する照査において、部材係数を構造物の変形角に依存する評価式で算定する方法の提案を始め、ハンチ、分布荷重の影響を考慮する線形被害則に基づくせん断耐力評価法を提示した。また、せん断耐力の評価において、従来の経験式による評価に替えて、最近の高精度化された数値解析法を適用する考え方を示した。

以上、本書は、技術的に進んだ新しい考え方を盛り込んだ内容に改訂できたものとする。当然ながら、屋外重要土木構造物ばかりでなく、一般の地中構造物の耐震安全性照査にも適用は可能である。

最後に、本書の内容審議で熱心にご議論いただいた委員各位、電力における本研究の推進担当者、振動台実験に関係された研究機関の担当者各位に、衷心よりお礼申し上げます。

平成 17 年 6 月 2 日

耐震性能評価部会

主 査 丸山久一

土木学会 原子力土木委員会

(五十音順, 平成 17 年 4 月現在)

- 委員長 加藤正進 財団法人電力中央研究所 常務理事
- 顧問 石原研而 東京理科大学 理工学部 土木工学科 教授
- ” 岡村 甫 高知工科大学 学長
- ” 垣見俊弘 元財団法人原子力発電技術機構
- ” 川本眺万 名古屋大学 名誉教授
- ” 岸 清 東京電力株式会社 顧問
- ” 桜井彰雄 財団法人電力中央研究所 名誉特別顧問
- ” 徳山 明 富士常葉大学 学長
- 委員 大西有三 京都大学大学院 工学研究科 都市環境工学専攻 教授
- ” 北山一美 原子力発電環境整備機構 技術部 技術部長
- ” 國生剛治 中央大学 理工学部 土木工学科 教授
- ” 坂巻昌工 核燃料サイクル開発機構 東濃地科学センター 瑞浪超深地層研究所 所長
- ” 柴田俊治 北陸電力株式会社 土木部 副部長(原子力土木 兼 品質保証)
- ” 首藤伸夫 岩手県立大学 総合政策学部 教授
- ” 鈴木義和 東京電力株式会社 原子力技術・品質安全部 土木グループ グループマネージャー
- ” 高玉佳育 北海道電力株式会社 土木部長
- ” 田中和広 山口大学 理学部 化学・地球科学科 教授
- ” 田中英成 四国電力株式会社 支配人 土木建築部長
- ” 佃 栄吉 独立行政法人産業技術総合研究所 研究コーディネーター
- ” 土岐憲三 立命館大学 理工学部 土木工学科 教授
- ” 豊川和夫 東北電力株式会社 土木建築部 副部長
- ” 西 好一 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所長
- ” 橋本徳昭 関西電力株式会社 土木建築室 土木部長
- ” 濱田政則 早稲田大学 理工学部 社会環境工学科 教授
- ” 福島英晃 電源開発株式会社 原子力事業部 部長代理
- ” 藤原茂範 中国電力株式会社 事業支援部門 土木部 部長
- ” 堀井秀之 東京大学大学院 工学系研究科 社会基盤工学専攻 教授
- ” 前川宏一 東京大学大学院 工学系研究科 社会基盤工学専攻 教授
- ” 丸山久一 長岡技術科学大学 副学長
- ” 溝辺 哲 九州電力株式会社 土木部長
- ” 宮池克人 中部電力株式会社 取締役 土木建築部長
- ” 山崎晴雄 首都大学東京大学院 理学研究科 地理科学専攻 教授
- ” 吉井幸雄 日本原子力発電株式会社 取締役 開発計画室 室長代理(土木建築担当)

幹事長 当麻純一 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 副所長

幹事 阿部信太郎 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 地圏科学領域 主任研究員

” 金谷 守 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 地震工学領域 領域リーダー

” 金谷賢生 関西電力株式会社 土木建築室 原子力土木グループ マネジャー

” 木方建造 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 バックエンド研究センター 上席研究員

” 酒井俊朗 東京電力株式会社 原子力技術・品質安全部 土木グループ 課長

” 松尾豊史 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 主任研究員

” 松山昌史 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 流体科学領域 主任研究員

” 水野直也 中部電力株式会社 土木建築部 原子力土建グループ グループ長

土木学会 原子力土木委員会 耐震性能評価部会

(五十音順,平成17年4月現在)

- 主査 丸山久一 長岡技術科学大学 副学長
- 委員 浅野彰洋 四国電力株式会社 土木建築部 地盤耐震グループリーダー
- 委員 井合 進 京都大学 防災研究所 教授
- 委員 大友敬三 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域リーダー
- 委員 金谷 守 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域リーダー
- 委員 金津 努 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 所長スタッフ
- 委員 金谷賢生 関西電力株式会社 土木建築室 原子力土木建築グループマネージャー
- 委員 梶田卓嗣 九州電力株式会社 土木部 原子力グループ(課長)
- 委員 河村精一 中部電力株式会社 発電本部 土木建築部 原子力土建グループ 課長
- 委員 小長井一男 東京大学 生産技術研究所 教授
- 委員 小林正典 東北電力株式会社 土木建築部 副長(火力原子力土木)
- 委員 酒井俊朗 東京電力株式会社 原子力立地本部 原子力技術・品質安全部 土木グループ 課長
- 委員 澤田純男 京都大学 防災研究所 助教授
- 委員 島 弘 高知工科大学 工学部 社会システム工学科 教授
- 委員 東畑郁生 東京大学大学院 工学系研究科 教授
- 委員 当麻純一 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 副所長
- 委員 富樫勝男 日本原子力発電株式会社 開発計画室 土木建築総括グループマネージャー
- 委員 中村 晋 日本大学 工学部 土木工学科 助教授
- 委員 中村 光 名古屋大学大学院 工学研究科 教授
- 委員 二羽淳一郎 東京工業大学大学院 理工学研究科 教授
- 委員 野中則彦 経済産業省 原子力安全・保安院 原子力発電安全審査課 上席安全審査官
- 委員 伴 一彦 電源開発株式会社 原子力事業部 土木計画グループリーダー
- 委員 松蔭茂男 中国電力株式会社 事業支援部門 土木部(原子力土木担当)マネージャー
- 委員 前川宏一 東京大学大学院 工学系研究科 教授
- 委員 前川 功 北陸電力株式会社 土木部 原子力土木技術チーム統括(課長)
- 委員 睦好宏史 埼玉大学 工学部 建設工学科 教授
- 委員 四家 隆 北海道電力株式会社 発電本部 土木部 原子力土木グループリーダー
- 幹事 蒲池孝夫 関西電力株式会社 土木建築室 原子力土木建築グループ
- 幹事 河井 正 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 地震工学領域 主任研究員
- 幹事 堀江正人 関西電力株式会社 土木建築室 原子力土木建築グループリーダー
- 幹事 松井 淳 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 主任研究員
- 幹事 松尾豊史 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 主任研究員
- 幹事 松村卓郎 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 主任研究員
- 幹事 宮川義範 財団法人電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 主任研究員

オブザーバー 伊藤浩二 株式会社大林組技術研究所
オブザーバー 岩森暁如 日本原子力発電株式会社
オブザーバー 小寺竜広 日本原子力発電株式会社
オブザーバー 松本敏克 株式会社ニュージェック
途中退任 坂本 容 北海道電力株式会社
遠藤達巳 財団法人電力中央研究所
平岡順次 中国電力株式会社
鎌田正隆 九州電力株式会社
石川博之 東京電力株式会社
佐伯武俊 四国電力株式会社
入佐伸夫 経済産業省
伊藤 裕 東北電力株式会社
川原修司 経済産業省
岩佐英昭 北海道電力株式会社
富樫勝男 日本原子力発電株式会社
福本彦吉 関西電力株式会社

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針

【目次】

第1章 総則	1
1.1 適用の範囲	1
1.2 耐震性能照査の手順	4
第2章 屋外重要土木構造物の耐震性能	8
2.1 一般	8
2.2 屋外重要土木構造物の要求性能	8
2.3 屋外重要土木構造物の目標性能	9
2.4 耐震性能	9
2.5 耐久性能	12
第3章 材料	13
3.1 一般	13
3.2 各材料の材料特性	13
第4章 地震の影響および環境作用	15
4.1 一般	15
4.2 耐震性能照査で考慮する地震の影響	15
4.3 耐久性能照査で考慮する環境作用	16
第5章 解析手法	17
5.1 一般	17
5.2 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法	17
5.3 耐久性能照査における設計値の評価に用いる解析手法	18
第6章 照査	20
6.1 一般	20
6.2 安全係数	20
6.3 耐震性能照査	21
6.4 耐久性能照査	24
- 付録 -	
原子力発電所屋外重要土木構造物の通常運用時の性能照査	25

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査マニュアル

【目次】

第1章 総則	29
1.1 規則・指針類のとりまとめ	29
1.2 用語の解説	30
第2章 屋外重要土木構造物の耐震性能	32
2.1 屋外重要土木構造物の要求性能	32
2.2 Fault Tree Analysis (FTA)による限界状態の検討	32
2.2.1 屋外重要土木構造物に対する FTA	32
2.2.2 構造物の限界状態の抽出	33
2.3 屋外重要土木構造物の目標性能	33
第3章 材料	42
3.1 一般	42
3.2 コンクリートの材料特性	42
3.2.1 一般	42
3.2.2 材料特性	42
3.3 鉄筋の材料特性	45
3.3.1 一般	45
3.3.2 材料特性	46
3.4 地盤の材料特性	47
第4章 地震の影響および環境作用	48
4.1 一般	48
4.2 荷重	48
4.2.1 荷重設定の基本	48
4.2.2 荷重の種類	48
4.2.3 荷重の特性値	48
4.3 荷重の組合せ	51
4.3.1 荷重の組合せの基本	51
4.3.2 耐震性能照査における荷重	51
4.3.3 耐久性能照査および通常運用時の性能照査における荷重の組合せ	52
第5章 解析手法	54
5.1 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法	54
5.1.1 解析手法の要件	54
5.1.2 時刻歴地震応答解析の実施手順	56
5.2 解析に用いる地盤のモデル化	58
5.2.1 モデル化の基本方針	58
5.2.2 有効応力モデル	59

5.2.3 全応力モデル	64
5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出	77
5.3.1 モデルの種類と特徴	77
5.3.2 解析モデルの作成	77
5.3.3 地震応答解析実施時における留意点	93
5.3.4 解析結果評価時の留意点	97
5.4 材料非線形解析を用いた応答値の算出	100
5.4.1 解析手法の種類と特徴	100
5.4.2 解析モデルの作成	104
5.4.3 地震応答解析実施時における留意点	108
5.4.4 解析結果評価時の留意点	109
5.5 環境作用によるコンクリートの経年劣化の評価	111
第6章 照査	113
6.1 安全係数	113
6.1.1 安全係数の設定方針	113
6.1.2 耐震性能照査に用いる安全係数(その1) 変形による照査	114
6.1.3 耐震性能照査に用いる安全係数(その2) 断面力による照査	115
6.1.4 耐久性能照査に用いる安全係数	117
6.2 耐震性能照査1 曲げ系の破壊に対する照査	120
6.2.1 一般	120
6.2.2 ひずみの限界値の根拠と妥当性	120
6.2.3 限界層間変形角の評価式	121
6.2.4 限界層間変形角 1/100 の根拠と妥当性	123
6.3 耐震性能照査2 せん断破壊に対する照査	124
6.3.1 一般	124
6.3.2 せん断耐力評価式	124
6.3.3 分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法	127
6.3.4 材料非線形解析を用いる方法	130
6.4 耐久性能照査	137
6.4.1 耐久性能照査方法	137
6.4.2 ひび割れに対する照査	137
6.4.3 中性化に対する照査	138
6.4.4 塩害に対する照査	139
6.4.5 凍害に対する照査	148

原子力発電所屋外重要土木構造物の 耐震性能照査指針

第1章 総 則

1.1 適用の範囲

- (1)本指針は、地震時における原子力発電所屋外重要土木構造物の性能照査に適用する。
- (2)本指針で取り扱う原子力発電所屋外重要土木構造物とは、
耐震重要度分類における As クラスの機器・配管を支持する鉄筋コンクリート構造物
耐震重要度分類における A クラスの機器・配管を支持する鉄筋コンクリート構造物
機器・配管を支持しないが、 と同等の耐震安全性が要求される鉄筋コンクリート構造物
をいう。

【解 説】 (1)について 本指針は、原子力発電所屋外重要土木構造物(以下「屋外重要土木構造物」という)を対象として、耐震性能照査を行う場合における要求性能、目標性能の設定と照査の基本を示す。本指針に示す以外の事項は、土木学会コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕,〔施工編〕,〔規準編〕,〔耐震性能照査編〕,〔維持管理編〕(以下、「示方書〔 編 〕」という)等を参考にするものとする。

また、本指針を実務に適用する際の利便性に配慮して、【耐震性能照査マニュアル】を付属させている。

(2)について 原子力発電所の耐震安全性を合理的に担保するため、原子力発電所施設は、耐震設計上の重要度分類が行われている(解説 表 1.1-1 耐震重要度分類の定義、「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987:昭和 62 年 8 月 社団法人 日本電気協会」より抜粋。以下、「技術指針 4601-1987」という)。ただし、屋外重要土木構造物は、原子力発電所施設の耐震安全性(解説 表 1.1-2 機能上の分類、「技術指針 4601-1987」より抜粋)に直接的に関与しないため、通常、耐震重要度分類の対象になっていない。しかし、設備区分(解説 表 1.1-3、「技術指針 4601-1987」を参考にした)としては、耐震安全性を直接的に担保する主要設備、補助設備などを間接的に支持するなど(主要設備、補助設備を直接支持する構造物(直接支持構造物という)を支持する間接支持構造物の位置づけ)、耐震安全性を担保する系統の一部を構成する構造物であるため、機能上は主要機器、補助機器と同等の耐震安全性を設定し、それを担保している。主要設備、補助設備および直接支持構造物は、As クラス、A クラス、B クラスおよび C クラスに分類され、屋外重要土木構造物は、これらの設備に対応する分類を行っている。

したがって、本指針で取り扱う屋外重要土木構造物は、以下の 3 種類の鉄筋コンクリート構造物を対象とする。

- As クラスの機器・配管を支持する鉄筋コンクリート構造物
- A クラスの機器・配管を支持する鉄筋コンクリート構造物
- 機器・配管を支持しないが、 と同等の耐震安全性が要求される鉄筋コンクリート構造物

例えば、本指針で取り扱う屋外重要土木構造物としては、解説 表 1.1-4 に示すように、原子炉補機冷却系設備(非常用取水設備)では、機器・配管を支持しない取水口、取水路ならびに機器・配管を支持する取水ピット、海水管ダクトなどがある。代表的な屋外重要土木構造物として、原子力発電所施設配置の例を解説 図 1.1-1 に示す。

なお、本指針は、屋外重要土木構造物の横断面方向の耐震性能照査に適用する。構造物の長手方向の耐震性能照査 および屋外重要土木構造物の支持地盤の安定性検討は、本指針以外の設計過程で別途行っており、本指針では取り扱わない。また、基礎構造物(ディーゼル発電用燃料タンク基礎、排気筒基礎および燃料取替用水タンク基礎等)は、剛体の安定性が主要な検討項目であることから、本指針では取り扱わないものとする。

解説 表 1.1-1 耐震重要度分類の定義

As クラス	その破損により冷却材喪失をひき起すおそれのあるもの、原子炉を緊急停止させ、かつ、安全停止状態に維持するために必要なもの、使用済燃料を貯蔵するための施設及び原子炉格納容器
A クラス	原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なもの及びその機能喪失が公衆に放射線障害を及ぼすおそれのあるもので As クラスに属する以外のもの
B クラス	高放射性物質に関連するものであって、As 及び A クラスに属する以外のもの
C クラス	放射性物質にかかわる施設で、上記耐震クラスに属さないもの、及び放射線安全に関係しない施設

解説 表 1.1-2 機能上の分類

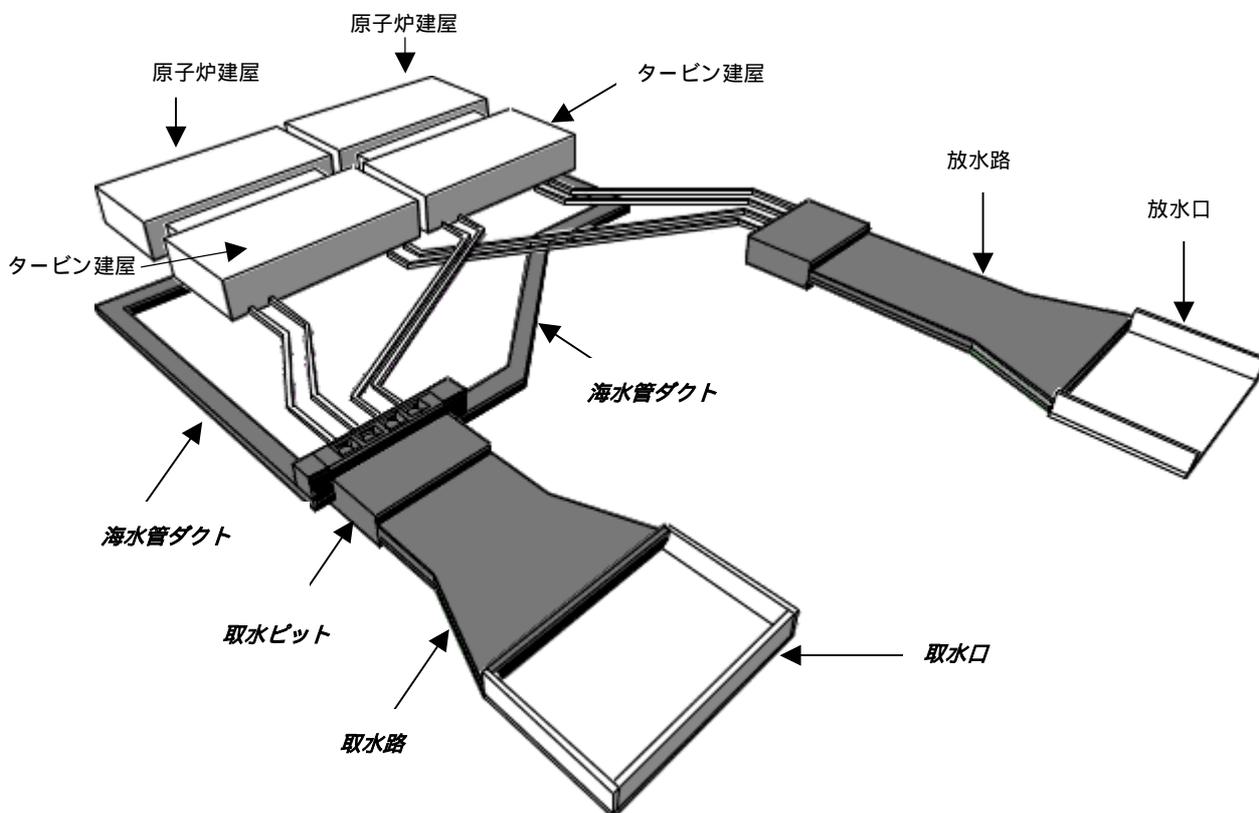
As クラス	<ul style="list-style-type: none"> () 「原子炉冷却材圧力バウンダリ」(「軽水炉についての安全設計に関する審査指針について」に記載されている定義と同じ。)を構成する配管及び機器 () 使用済燃料を貯蔵するための設備 () 原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための設備及び原子炉の停止状態を維持するための設備 () 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための設備 () 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故の際に圧力障壁となり 放射性物質の拡散を直接防ぐための設備
A クラス	<ul style="list-style-type: none"> () 原子炉冷却材圧力バウンダリの破損事故後、炉心から崩壊熱を除去するために必要な設備 () 放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するための設備で上記 As クラスの()以外の設備 () その他
B クラス	<ul style="list-style-type: none"> () 原子炉冷却材圧力バウンダリに直接接続されていて 1 次冷却材を内蔵しているか又は内蔵しうる設備 () 放射性廃棄物を内蔵している設備、ただし内蔵量が少ないか又は貯蔵方式によりその破損によって公衆に与える放射線の影響が、年間の周辺監視区域外の許容被曝線量に比べ十分小さいものは除く () 放射性廃棄物以外の放射性物質に関連した設備で、その破損により公衆及び従業員に過大な放射線被曝を与える可能性のある設備 () 使用済燃料を冷却するための設備 () 放射性物質の放出を伴うような場合にその外部放散を抑制するための設備で As 及び A クラスに属さない設備
C クラス	<ul style="list-style-type: none"> () 原子炉の反応度を制御するための設備で、As、A 及び B クラスに属さない設備 () 放射性物質を内蔵しているか又はこれに関連した設備で As、A 及び B クラスに属さない設備 () 放射線安全に関係しない設備等

解説 表 1.1-3 設備区分

主要設備	当該機能に直接的に関連する系統
補助設備	当該機能に間接的に関連しその補助的役割を持つ設備
直接支持構造物	主要設備、補助設備に直接取りつけられる支持構造物、又はこれら設備の荷重を直接的に受ける支持構造物
間接支持構造物	直接支持構造物から伝達される荷重を受ける鉄筋コンクリート及び鉄骨等の支持構造物(建物・構築物)
設備相互間の影響を考慮すべき設備	下位の分類に属するものの破損によって上位の分類に属するものに波及的影響を及ぼすおそれのある設備

解説 表 1.1-4 原子力発電所の主な屋外重要土木構造物に係わる設備系統およびその機能

設備系統およびその機能		主な屋外重要土木構造物およびその機能	
As ク ラ ス	原子炉補機冷却系設備(PWR・BWR 共通設備) 非常時に、原子炉の崩壊熱(余熱)を除去するとともに、非常用機器の冷却に必要な冷却水の熱量を十分に除去する。	機 器 支 持 配 し 管 な を い	取水口、取水路 非常時に、必要水量を確保する。 取水ピット(スクリーン室など) 非常時に、必要水量を確保する。
	非常用電源設備(PWR・BWR 共通設備) 外部電源系の喪失時に、原子炉を安全に停止するために必要な電源を供給するとともに、工学的安全設備を作動させるための電源を供給する。	機 器 ・ 配 管 を 支 持 す る	取水ピット(ポンプ室) 非常時に、機器(ポンプなど)を安全に保持する。 海水管ダクト 非常時に、海水管を安全に保持する。 ディーゼル発電用燃料タンク基礎 非常時に、ディーゼル発電用油タンクを安全に保持する。 ディーゼル発電用燃料配管ダクト 非常時に、ディーゼル発電用油配管を安全に保持する。 燃料取替用水タンク基礎、復水タンク基礎 非常時に、崩壊熱を除去するためのホウ酸水等を確保するため、各タンクを安全に保持する。 燃料取替用水配管ダクト、復水配管ダクト 非常時に、各配管を安全に保持する。
	安全注入系・補助給水系設備(PWR 設備) 安全注入系は非常時にホウ酸水を炉心に注入する等により、また補助給水系は蒸気発生器 2 次系側へ給水する等により崩壊熱(余熱)を除去する。		非常用ガス処理系配管ダクト 非常時に、非常用ガス処理系配管からの漏気を防ぐために、配管を安全に保持する。 排気筒基礎 非常時に、制限高度以下からの漏気を防ぐために、排気筒を安全に保持する。
A ク ラ ス	非常用ガス処理系設備(BWR 設備) 非常時に、原子炉建屋内に発生する気体放射性廃棄物を、原子炉建屋内の負圧を保ちながら安全に処理する。		



解説 図 1.1-1 原子力発電所施設配置の例(PWR ツインユニット)(屋外重要土木構造物：斜体太字)

1.2 耐震性能照査の手順

耐震性能照査は、対象構造物の要求性能、設計条件を考慮し、本指針に定める手順で実施する。

【解説】 解説 図 1.2-1 に機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の、解説 図 1.2-2 には機器・配管を支持しない屋外重要土木構造物の耐震性能照査フローを示す。本指針の範囲は、図中に示しているように、『調査・基本検討』および『地盤の安定性検討』が別途実施されていることを前提として、それ以降の段階とする。また、図中に点線で示している範囲は、性能照査システムの範囲であって、入力する諸条件（目標性能、荷重条件、材料物性など）に対して、一意的に解（照査結果：応答値および限界値）が得られる工程を示す。

As クラスもしくは A クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の照査では、解説 図 1.2-1 に示すフローのように、想定される荷重条件に対して機器・配管の機能を維持することが主たる目的であるため、機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる制約条件を与条件としている。また、直接的に機器・配管の機能維持を照査できない事項については、屋外重要土木構造物の照査フローの外側において機器・配管の健全性を照査する確認行為が行われる。具体的には、機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の床応答による機器・配管の耐震安全性の確認である。その結果によっては、屋外重要土木構造物の設定条件を変更するようにしている。これにより機器・配管まで含めた照査フローは完結する。設計の合理性を追求することから言えば、機器・配管と屋外重要土木構造物とを連成させた構造系としての照査が望ましいが、現状では技術的に困難なため、本指針では機器・配管と屋外重要土木構造物の境界を明確にした上で、屋外重要土木構造物の性能照査過程の合理化を図った。両者の境界領域には、設計的に合理性を追求するための選択の裕度（例えば、免震支承の採用など）が存在している。

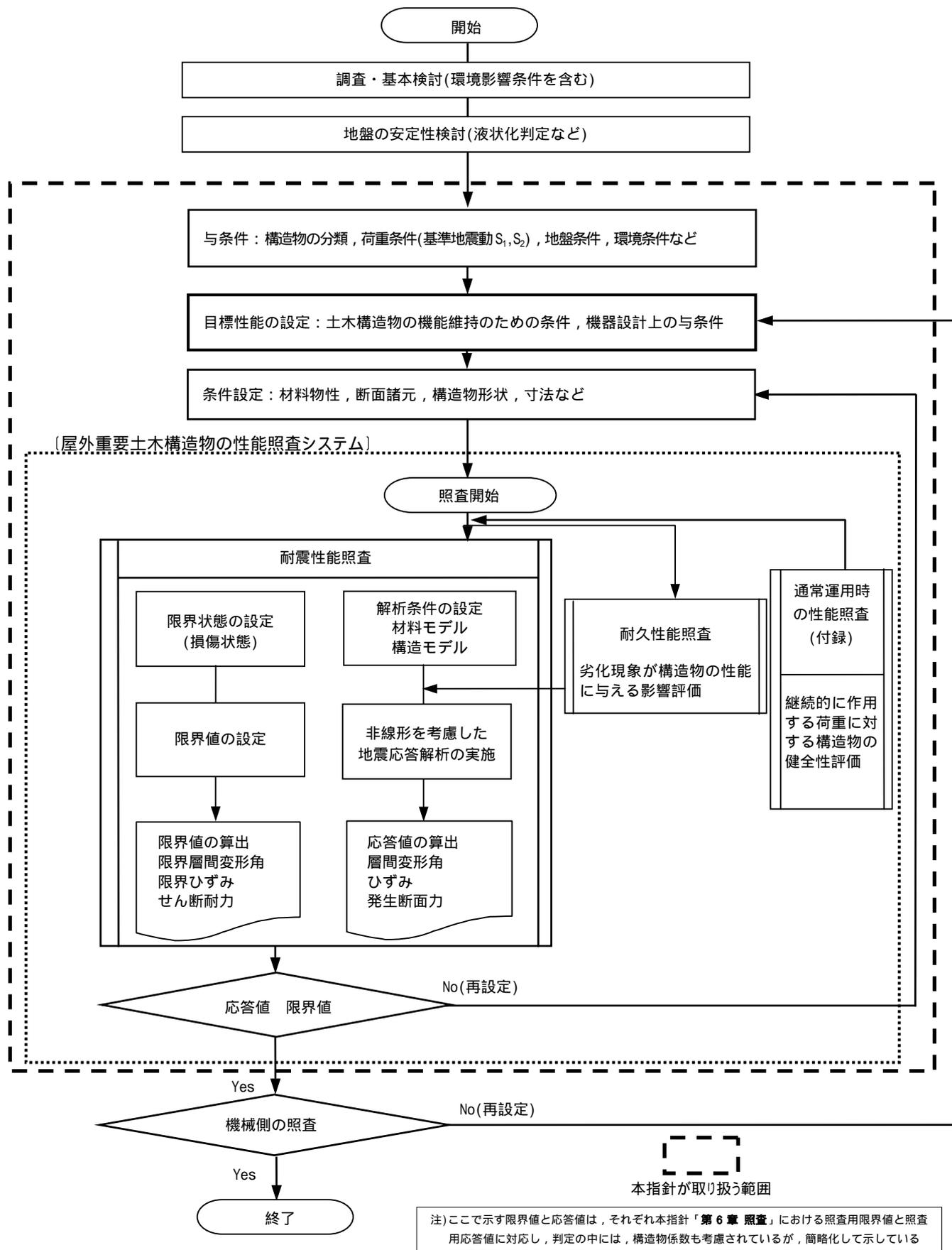
一方、機器・配管を支持しない屋外重要土木構造物の照査は、その構造物の用途、目的に対応した照査を行うこととなり、照査フローは屋外重要土木構造物のみで完結する。

また、塩化物イオンの侵入、コンクリートの中酸化および凍結融解作用等に起因する経年劣化により、屋外重要土木構造物の耐震性能が低下することが想定される。本来は、設計耐用年数経過後の経年劣化状態を推定し、この状態を考慮した地震応答解析を実施して耐震性能照査を行うことが理想であるが、現状の解析技術ではそのレベルに達していない。したがって、ここでは耐震性能と耐久性能を別個に照査し、合わせて耐震性能を担保することとする。すなわち、耐久性能照査において『構造物の耐震性能に影響しない経年劣化状態』を照査用限界として設定し、これを確認することで耐震性能照査における構造物の条件（物性、鉄筋とコンクリートの付着性状、剛性など）を竣工直後と同等の状態にあるものと判断している。

なお、本指針は地震時の性能照査に用いるものと限定して記載しているが、本来は通常運用時（地震時以外で、常時荷重が作用している状態）においても、屋外重要土木構造物は冷却用海水の通水性能を確保する必要がある。継続的に作用する通常運用時の荷重により、耐震性能照査時に想定している材料性能（コンクリートのひずみ能力など）を保証する必要があること、また、通常運用時の設計の合理性を確保する必要があることから、付録として通常運用時の照査を掲載している。

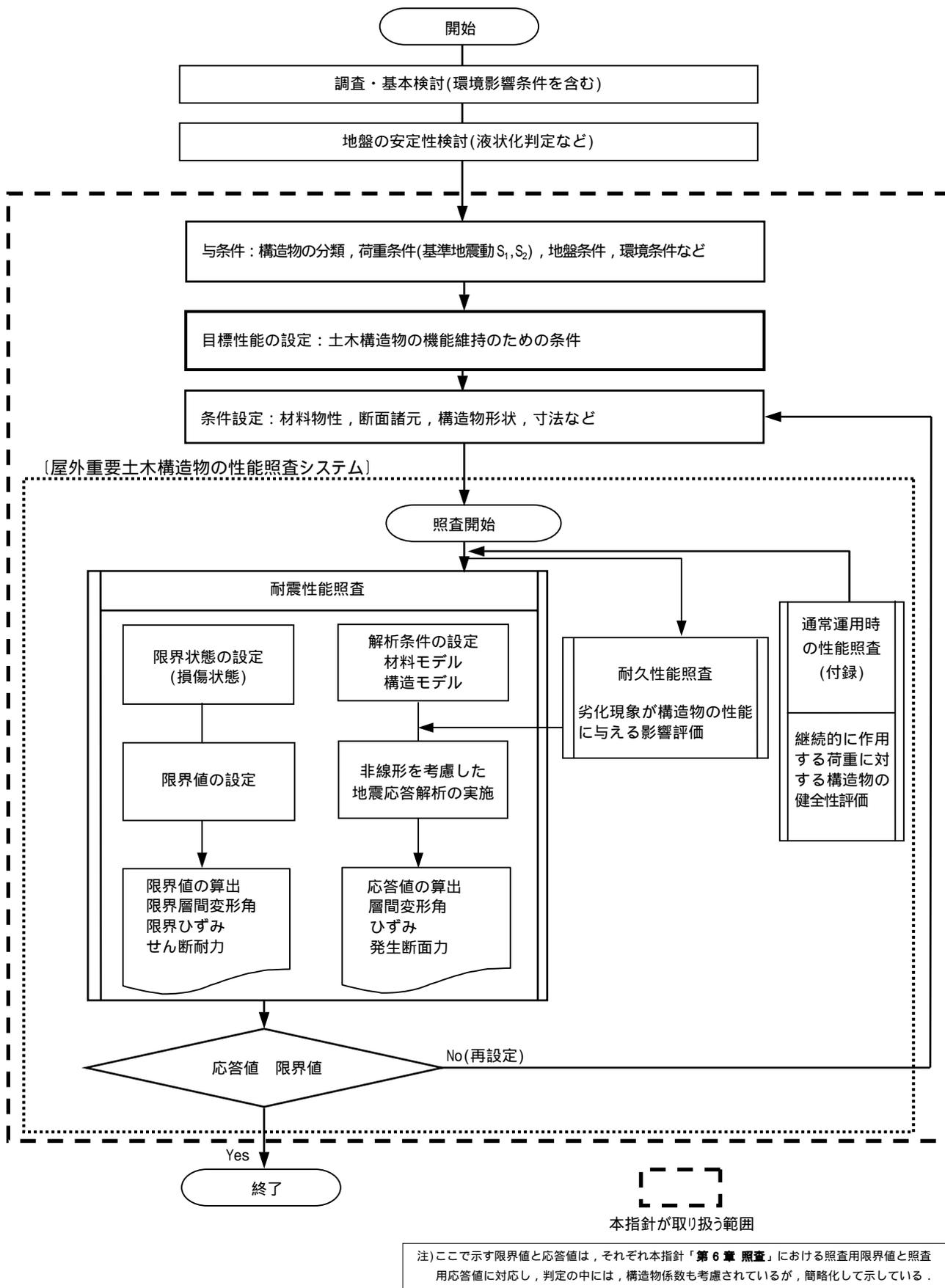
耐震性能照査の方法には、本指針に示す方法の他にも「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル（土木学会 原子力土木委員会 1992年9月）」（以下、「旧マニュアル」という）などの既往の方法や実験による方法が考えられる。既往の方法は、十分に実績があり、信頼性があること、

実験による方法は、個別の設計条件に対して精密な照査が可能になると考えられることから、屋外重要土木構造物に要求される性能の照査に対して、これらの方法を用いることも可能である。



注)ここで示す限界値と応答値は、それぞれ本指針「第6章 照査」における照査用限界値と照査用応答値に対応し、判定の中には、構造物係数も考慮されているが、簡略化して示している

解説 図 1.2-1 耐震性能照査フロー(機器・配管を支持する場合)



解説 図 1.2-2 耐震性能照査フロー(機器・配管を支持しない場合)

第2章 屋外重要土木構造物の耐震性能

2.1 一般

屋外重要土木構造物の耐震性能照査にあたっては、対象とする構造物について、要求性能および目標性能を設定する。

【解説】 『要求性能』は、内容の周知を意図するため、設定する性能の内容が一般的・社会的に理解しやすいように表現する。『目標性能』は、工学的観点から要求性能を解釈したものであり、要求性能を満足するために考慮すべき因子を不足なく含んだ表現とし、想定する荷重作用とそれに対して許容しうる構造物の限界状態を組み合わせて設定する。『目標性能』は、照査の実行可能性を考慮して一つまたは複数の『照査項目』に書き下し、実際の照査は項目毎に行う。これら各性能の階層関係を解説表2.1-1に示す。『要求性能』、『目標性能』については本章で、『照査項目』の詳細については「第6章 照査」で記す。

解説表 2.1-1 各性能の階層関係

性能種別	各性能の意味	具体的な性能の例
要求性能	社会的に求められる構造物の性能。性能の周知を意図して表現される。	想定される地震動に対して、ポンプの揚水機能(取水ピットの場合)や海水管の通水機能(海水管ダクトの場合)等を損なわない。
目標性能	要求性能に対して工学的な目標となる性能。想定する荷重作用と、構造物の許容しうる状態にて記述される。	基準地震動 S_2 に対して、 構造物が崩壊しない。 機器・配管の機能維持のための制約条件を満足する。
照査項目	照査を実施する項目。実行可能性を考慮して各目標性能を書き下したもの。	曲げ破壊しない、せん断破壊しない、など。

注) これらの用語については、本マニュアル1.2用語の定義を参照のこと。

2.2 屋外重要土木構造物の要求性能

屋外重要土木構造物の要求性能は、その用途、目的および重要性を勘案して、機器・配管を支持する屋外重要土木構造物および機器・配管を支持しない屋外重要土木構造物に区分し、想定する地震動に対して次のように設定する。

機器・配管を支持する屋外重要土木構造物：機器・配管の各機能を維持するように支持する。

機器・配管を支持しない屋外重要土木構造物：冷却用海水を取水・通水する機能を維持する。

【解説】 原子力発電所施設に要求される性能には、設計耐用期間にわたり支障なく発電すること、設計耐用期間中の荷重作用に対して安全性を確保すること等がある。特に、安全性確保の観点については、「発電用軽水型原子炉施設に関する安全設計審査指針：平成2年8月 原子力安全委員会」(以下、「安全設計審査指針」という)において、自然現象を含む種々の設計条件を考慮した場合にも、一般公衆および従事者に過度の放射線被曝を与えないように施設を設計するとされており、これが、原子力発電所施設が保持すべき最重要の性能といえる。

設計耐用期間中に考慮すべき重要な荷重作用の一つに、地震の影響がある。これについては、「発電用原子

炉施設に関する耐震設計審査指針：昭和 56 年 7 月 原子力安全委員会」(以下「耐震設計審査指針」という)において、原子力発電所施設の耐震設計に関する基本方針として、『発電用原子炉施設は想定されるいかなる地震力に対してもこれが大きな事故の誘因とならないよう十分な耐震性を有していなければならない。』とされている。これに従い、本指針で対象とする屋外重要土木構造物に対しても、地震時における所要の性能を確保することを最上位の要求性能としている。

屋外重要土木構造物は、たとえ同一の系統(例えば、非常用取水設備)に属する構造物であっても、取水口や取水路のように機器・配管を支持しない構造物と、取水ピットや海水管ダクトのように機器・配管を支持する構造物とでは、要求される性能が異なる。したがって、当該設備の機器・配管を支持する/支持しないという区分により要求性能を設定する。

- ・ 機器・配管を支持する構造物の場合は、当該設備の各機能を損なわないように支持することを要求性能とする。
- ・ 機器・配管を支持しない構造物としては、非常用取水設備に属する取水口、取水路等の海からポンプ室に至る区間の設備が該当する。これらの構造物は、その内部を直接、冷却用の海水が流れる構造となっている。非常用取水設備の機能の観点からみれば、海水ポンプや海水管などの機器・配管と同等の要求性能を規定すべきであるので、冷却用海水を取水・通水する機能を損なわないことを要求性能とする。

2.3 屋外重要土木構造物の目標性能

屋外重要土木構造物の目標性能は、耐震性能と耐久性能に分けて設定する。

【解説】 屋外重要土木構造物は、設計耐用期間を通じて当該設備やその系統の機能/性能を維持することが求められている。ここでは、保証すべき性能として、耐震性能および耐久性能を設定する。耐震性能は、地震時に作用する荷重に対して屋外重要土木構造物に十分な安全性が確保されるように、また、耐久性能は、設計耐用期間を通じて所要の耐震性能が確保されるように、目標性能を設定する。

なお、設計耐用期間とは、構造物の要求性能を保証する期間のことで、社会的要因や経済的要因等に基づいて事業者が決定するものとする。

2.4 耐震性能

(1) 屋外重要土木構造物の耐震性能の照査では、次の 2 種類の地震動を考慮する。

基準地震動 S_1 ：設計用最強地震による地震動

基準地震動 S_2 ：設計用限界地震による地震動

(2) 屋外重要土木構造物の目標性能は、当該設備やその系統の耐震重要度、機器・配管の支持の有無、想定する地震動に対応して、以下のように設定する。

機器・配管を支持する屋外重要土木構造物：想定する地震動に対して崩壊せず、機器・配管の機能維持のための与条件を満足する。

・ A_s クラスの機器・配管を支持する構造物は、基準地震動 S_2 を考慮する。

・ A クラスの機器・配管を支持する構造物は、基準地震動 S_1 を考慮する。

機器・配管を支持しないが、As クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物と同等の耐震安全性が要求される屋外重要土木構造物：想定する地震動に対して崩壊しない。

【解 説】 (1)について 「技術指針 4601-1987」によれば、屋外重要土木構造物は、主に『間接支持構造物』に分類されており、考慮すべき地震動は、屋外重要土木構造物の破損により影響が波及するおそれのある『主要設備』、『補助設備』、および『直接支持構造物』において設定するものと同一の地震動とする。

なお、基準地震動については、「耐震設計審査指針」の規定に準拠する。

(2)について 対象としている屋外重要土木構造物が属する系統は、大別すると、原子炉補機冷却系設備、非常用電源設備、安全注入系・補助給水系設備および非常用ガス処理系設備の4種類である(解説表 1.1-4 参照)。「耐震設計審査指針」で規定された耐震重要度では、～ の系統はAs クラスに、はA クラスに分類される。また、屋外重要土木構造物の要求性能は、機器・配管の有無に応じて異なっており、これらを勘案して、屋外重要土木構造物の目標性能は、当該設備やその系統の耐震重要度と、機器・配管の有無に応じて設定することとする。各種構造物の要求性能と、それから展開される目標性能を解説表 2.4-1 に示す。

As クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物については、基準地震動 S_2 に対して、機器・配管の機能維持を確認することとする。屋外重要土木構造物としては、機器・配管の設置空間等を確保することが必要であり、その基本的な性能は耐荷性能である。通常、耐荷性能は、構造物が崩壊しないことによりその性能を担保することが可能である。したがって、As クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物については、基準地震動 S_2 に対して、構造物が崩壊しないことを目標性能とする。また、機器側から機器・配管の機能維持に関する制約条件が提示された場合には、あわせて照査することとする。

A クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物については、基準地震動 S_1 に対して、機器・配管の機能維持を確認することとする。As クラスの機器・配管を支持する構造物と同様に、機器・配管の設置空間等を担保することが必要である。したがって、A クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物については、基準地震動 S_1 に対して、構造物が崩壊しないことを目標性能とする。また、機器側から機器・配管の機能維持に関する制約条件が提示された場合には、あわせて照査することとする。

機器・配管を支持しない屋外重要土木構造物については、その系統がAs クラスに属しており、系統の機能維持のために基準地震動 S_2 に対して、取水性や通水性を確保することが必要であり、その基本的な性能は耐荷性能といえる。したがって、機器・配管を支持しない屋外重要土木構造物については、基準地震動 S_2 に対して、構造物が崩壊しないことを目標性能とする。

なお、機器・配管の機能維持に関する直接的な照査は、現時点では、屋外重要土木構造物の地震時床応答に基づき機器側で照査を行うことになっている。「技術指針 4601-1987」には、『関連設備の耐震重要度に応じて、適用される基準地震動に対しても支障のないことを確認する必要がある。』とされていることから、As クラスの機器・配管の設計に際し、基準地震動 S_1 による土木構造物側の照査を要請される場合がある。

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針

解説 表 2.4-1 原子力発電所の地震時の要求性能から展開される屋外重要土木構造物に必要な性能

原子力発電所の地震時の性能		機器・配管系の性能		屋外重要土木構造物の性能		
				構造物の種類	要求性能	目標性能
地震時における 原子力発電所の 安全確保 原子炉を 「止める」、「冷やす」 放射能を 「閉じ込める」	「止める」、「冷やす」、「閉じ込める」の機能を果たす機器、建物などが地震の影響を受けることなく正常に機能する。 耐震設計上の重要度分類 Aクラス 自ら放射性物質を内蔵しているか又は内蔵している施設に直接関係しており、その機能喪失により放射性物質を外部に放散する可能性のあるもの、およびこれらの事態を防止するために必要なもの、ならびにこれらの事故発生の際に、外部に放散される放射性物質による影響を低減させるために必要なものであって、その影響、効果の大きいもの (「耐震設計審査指針」より抜粋)	土木構造物と関連の深い As クラス機器設備 「止める」 非常用電源設備 外部電源系の喪失時に、原子炉を安全に停止するために必要な電源を供給するとともに、工学的安全設備を起動させるための電源を供給する。 (PWR, BWR 共通設備)	機器・配管の要求性能 地震時にも ・ポンプの取水性確保 ・配管の通水性確保 ・液体貯蔵タンク機能確保 機器・配管の目標性能 ・基準地震動 S_1 に対して 通常運転時、運転時の異常な過渡変化時、および事故時に生じるそれぞれの荷重と基準地震動 S_1 による地震力または静的地震力とを組み合わせ、その結果発生する応力に対して、降伏応力またはこれと同等な安全性を有する応力を許容限界とする。 ・基準地震動 S_2 に対して 通常運転時、運転時の異常な過渡変化時、および事故時に生じるそれぞれの荷重と基準地震動 S_2 による地震力とを組み合わせ、その結果発生する応力に対して、構造物の相当部分が降伏し、塑性変形する場合でも過大な変形、亀裂、破損等が生じ、その施設の機能に影響を及ぼすことがないこと。 (「耐震設計審査指針」より抜粋)	As クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物 ・取水ピット (PWR, BWR 共通設備) ・軽油配管ダクト (PWR, BWR 共通設備) ・海水管ダクト (PWR, BWR 共通設備) タンク類の基礎に関しては本指針では取り扱わない	機器・配管を安全に支持 (支持機能の確保) 機器・配管の各機能を損なわない (参考) 土木構造物では、例えば、非常用取水設備(原子炉補機冷却海水系設備等)を支持する構造物(具体的には、海水ポンプ基礎、海水管ダクト等)は間接支持構造物として位置づけられ、その支持する設備の耐震設計に適用される地震動に対して、当該設備を支持する機能を損なわないことを確認する必要がある。 (「技術指針 4601-1987」より抜粋)	基準地震動 S_2 に対して 構造物が崩壊しない 機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる条件を満足する (機器側との調整) 層間変形角、せん断耐力などによる照査 機器側からの与条件に対する照査
		土木構造物と関連の深い A クラス機器設備 「閉じ込める」 非常用ガス処理系設備 非常時に、原子炉建屋内に発生する気体放射性廃棄物を、原子炉建屋内の負圧を保ちながら安全に処理する。 (BWR 設備)	機器・配管の要求性能 地震時にも ・配管の通気性確保 ・排気筒の機能確保 機器・配管の目標性能 ・基準地震動 S_1 に対して 通常運転時、運転時の異常な過渡変化時、および事故時に生じるそれぞれの荷重と基準地震動 S_1 による地震力または静的地震力とを組み合わせ、その結果発生する応力に対して、降伏応力またはこれと同等な安全性を有する応力を許容限界とする。 (「耐震設計審査指針」より抜粋)	機器・配管を支持しないが、As クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物と同等の耐震安全性が要求される屋外重要土木構造物 ・取水路 (PWR, BWR 共通設備)	所要の海水を通水する (通水断面の確保)	基準地震動 S_2 に対して 構造物が崩壊しない 層間変形角、せん断耐力などによる照査
	以上の中で特に重要なもの As クラス	土木構造物と関連の深い A クラス機器設備	機器・配管の要求性能 地震時にも ・配管の通気性確保 ・排気筒の機能確保 機器・配管の目標性能 ・基準地震動 S_1 に対して 通常運転時、運転時の異常な過渡変化時、および事故時に生じるそれぞれの荷重と基準地震動 S_1 による地震力または静的地震力とを組み合わせ、その結果発生する応力に対して、降伏応力またはこれと同等な安全性を有する応力を許容限界とする。 (「耐震設計審査指針」より抜粋)	A クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物 ・非常用ガス処理系 配管ダクト (BWR 設備) 排気筒の基礎に関しては本指針では取り扱わない	機器・配管を安全に支持 (支持機能の確保) 機器・配管の各機能を損なわない (参考) 土木構造物では、例えば、非常用取水設備(原子炉補機冷却海水系設備等)を支持する構造物(具体的には、海水ポンプ基礎、海水管ダクト等)は間接支持構造物として位置づけられ、その支持する設備の耐震設計に適用される地震動に対して、当該設備を支持する機能を損なわないことを確認する必要がある。 (「技術指針 4601-1987」より抜粋)	基準地震動 S_1 に対して 構造物が崩壊しない 機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる条件を満足する (機器側との調整) 層間変形角、せん断耐力などによる照査 機器側からの与条件に対する照査

2.5 耐久性能

(1) 屋外重要土木構造物の耐久性能の照査では、次の3種類の環境作用を考慮する。

コンクリートの中酸化

塩化物イオンの侵入

凍結融解作用

(2) 屋外重要土木構造物の耐久性能は、設計耐用期間において、環境作用による材料劣化が耐震性能に影響しないこととする。

【解 説】 (1)について 大気に接する屋外重要土木構造物では、空気中に二酸化炭素が存在するため、コンクリートの中酸化を考慮することとする。屋外重要土木構造物は、海水あるいは海水を含む地盤に接する場合があります。また、飛来塩分に曝される場合もあるため、塩化物イオンの侵入を考慮することとする。また、寒冷地などでは、温度変化による凍結融解作用を受ける場合があるため、これを考慮することとする。

なお、アルカリ骨材反応性など、骨材の品質に起因する耐久性能の問題に関しては、別途検討するものとする。

(2)について コンクリートが中酸化する、あるいはコンクリート中に塩化物イオンが侵入すると、鉄筋腐食、その進展によるコンクリートのひび割れの発生、鉄筋断面積の減少などの材料劣化が生じる。また、凍結融解作用により、コンクリートの品質低下などの材料劣化が生じる。これらの材料劣化は、進行程度により耐震性能に影響を与える場合があるため、設計耐用期間において、これらの材料劣化の進行が、耐震性能に影響しない程度であることを目標性能とする。

第3章 材 料

3.1 一 般

材料特性は、限界値の算定、応答値の算定などの適用目的を考慮して、特性値および解析用材料モデルの特性として設定する。

【解 説】 屋外重要土木構造物の耐震性能照査において、作用荷重の評価(静止土圧、自重など)、限界値の評価および応答値を解析するために、地盤材料、コンクリートおよび鉄筋の材料特性を必要とする。ここでいう材料特性とは、強度や初期剛性といった特性値、および材料モデル(構成則)を指す。材料モデルとは、部材非線形解析で用いられる鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント-曲率関係や、材料非線形解析で用いられる応力-ひずみ関係(圧縮場、引張場、せん断場等)のことである。多くの場合、材料モデルは、特性値をモデル内の一情報として含んでいる。限界値評価には特性値があれば十分な場合が多いが、応答解析には材料モデルが不可欠である。これら材料特性は、評価式や解析手法に配慮して設定しなければならない。特性値は、そのばらつきに配慮し、構造物に与える影響が厳しくなるように設定する。

3.2 各材料の材料特性

- (1) コンクリートの物性の特性値は、実際に用いる材料および配合のコンクリートを試験して得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- (2) 鉄筋の物性の特性値は、実際に用いる鉄筋を試験して得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- (3) 地盤の物性の特性値は、当該地点における原位置試験、および当該地点の材料を用いた室内試験で得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- (4) 解析用材料モデルの特性については、5章において定める。

【解 説】 (1)について 配合条件(強度、スランプなど)に基づいて配合設計されるコンクリートは、その使用材料による物性値のばらつきは比較的小さい。しかし、製造時の骨材の状態、ミキサーの練りませ状況によって品質にばらつきを生じる。したがって、実際の使用材料および配合を用いてコンクリートの試験を行い、そのデータに基づいて特性値を定めることを基本とする。コンクリートの圧縮強度の特性値は、当該配合のコンクリートの試験値が特性値を下回る確率が5%以下となるように設定することを基本とする。

コンクリートの圧縮強度は JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」、引張強度は JIS A 1113「コンクリートの割裂引張強度試験方法」、ヤング係数は JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験法」により求める。また、コンクリートは、JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」を用いる場合には、呼び強度を特性値としてよい。その場合、引張強度、ヤング係数などの物性は、「示方書[構造性能照査編]」に示される圧縮強度との関係式を適用して評価してよい。

(2)について 製造工程がしっかり管理された鉄筋であっても品質にばらつきがあるのが一般であり、JIS規

格に適合した鉄筋も含めて、試験により材料特性を求めることを基本とする。引張試験は、JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」により実施する。

なお、鉄筋が JIS 規格適合品の場合には、JIS 規格の下限値を特性値としてよい。また、ヤング係数は「示方書 [構造性能照査編]」に示される値としてよい。

(3)について 一般に、地盤は地点毎に異なり、同一地点であってもその生成過程から不均質なものであるため、地点ごとに固有の特性(物性値とそのばらつき)を持っている。したがって、特性値は、当該地点における原位置試験、および当該地点の材料を用いた室内試験によって得られたデータに基づいて定めることを基本とする。ただし、解析手法の適用性、作用荷重の評価精度、限界値の評価精度等を勘案し、照査に明らかな合理性が認められる場合には、他の指針・規準類に記載される既往の実績値、ならびに過去の調査・試験データを適用してよい。

地盤の材料特性を把握するための原位置試験、室内試験は、「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書 第3編 地盤調査・試験法(土木学会,昭和60年8月)や「技術指針4601-1987」に準拠し、具体的な実施においては、地盤工学会基準(JGS)または日本工業規格(JIS)など、広く認知された基準類に従うものとする。

(4)について 解析用材料モデルの特性については、「**第5章 解析手法**」にて別途定める。

第4章 地震の影響および環境作用

4.1 一般

屋外重要土木構造物の耐震性能照査における地震の影響評価には、当該地点のサイト特性、構造物の重要度を、耐久性能照査における環境作用の設定には、当該地点の環境条件を考慮する。

【解説】 ここでいう地震の影響とは、基準地震動が構造物の応答挙動に与える影響をいう。また、耐震性能照査に用いる基準地震動は、「耐震設計審査指針」に従って作成する。「2.4 耐震性能」で示すように構造物の重要度を考慮して、要求性能の前提となる条件として設定する。

耐久性能照査に用いる環境作用は、立地地点の自然環境条件を考慮して設定する。

4.2 耐震性能照査で考慮する地震の影響

- (1) 地震の影響は、基準地震動を用いた地盤 - 構造物連成系の時刻歴地震応答解析により評価する。
- (2) 地震応答解析においては、永久荷重との組合せを考慮する。

【解説】 (1)について 耐震性能照査で考慮する地震の影響は、敷地の解放基盤表面で設定された基準地震動を入力条件とし、地盤 - 構造物連成系の時刻歴地震応答解析に基づいて評価する。本指針「第5章 解析手法」で示すように、屋外重要土木構造物の地震時の挙動は、地盤と構造物の連成を考慮できる非線形時刻歴地震応答解析を用いて評価することを標準としている。

(2)について 一般的に荷重は、永久荷重、変動荷重および地震の影響に分類される。永久荷重とは、変動することが極めてまれか、変動幅が平均値に比較して無視できる程度に小さい持続的に作用する荷重のことで、躯体自重、機器・配管荷重、土被り荷重、永久上載荷重、静止土圧、外水圧および内水圧がそれにあたる。水圧は、海水面の干満の変化により変動するが、それぞれの水位状態が持続的に保持されるため、ここでは、永久荷重に分類する。変動荷重とは、変動が頻繁にあるいは連続的に起こり、平均値に比して変動幅が無視できない荷重であり、温度荷重、雪荷重および車両の通行などに起因する変動上載荷重がこれにあたる。寒冷地で発生頻度が高い場合には、雪荷重を永久荷重として考慮する。

耐震性能照査では、永久荷重を初期荷重として対象構造物に作用させ、その状態で地震が作用する状態を考慮する。この場合には、構造物の応答が非線形領域に達することがあり、それぞれの作用による応力、ひずみを重ね合わせることができない。このため、永久荷重による構造物の応力、ひずみの初期状態を算定し、さらに基準地震動を用いた時刻歴地震応答解析を行うことで、永久荷重と地震の組合せを考慮する。

地震と変動荷重が同時に作用する可能性はごく小さいと考えられるため、耐震性能照査では変動荷重を設計荷重として考慮しない。

屋外重要土木構造物が受ける地震の作用は、一般に、水平方向の地震動が支配的である。地震動は水平の任意の方向に作用するが、取水ピットや海水管ダクトでは、通常、水流と直角の横断面について二次元のモ

デル化を行い、その方向での面内加振として時刻歴地震応答解析を行う。

なお、鉛直方向の地震の影響評価については、「耐震設計審査指針」の規定に準拠するが、照査に用いる地震動の水平成分および鉛直成分ともに時刻歴波形で与えられる場合には、与えられた波を同時入力することにより評価してよい。

4.3 耐久性能照査で考慮する環境作用

コンクリートの中酸化、塩化物イオンの侵入、凍結融解作用など、材料劣化に関わる環境作用は、現地調査結果に基づいて定めることを基本とする。

【解説】 照査対象の構造物が設置される環境を考慮し、照査で考慮すべき環境作用を設定する。我が国における屋外重要土木構造物が設置される環境を想定して、一般には、コンクリートの中酸化、塩化物イオンの侵入および凍結融解作用を環境作用として考慮することとした。ただし、環境の条件により必ずしもこれらのすべてを環境作用として考慮する必要はない。

コンクリートの中酸化については、中酸化深さを算定するのに必要な条件(湿潤条件など)を定める。中酸化は一般的にどこでも認められる経年劣化現象であるため、環境作用として考慮する。

塩化物イオンの侵入については、コンクリート表面から内部への塩分の拡散を評価するために必要な外気温、湿度、乾湿繰返し条件、海岸からの距離などを、現地調査結果に基づいて定める。我が国の原子力発電所は、海岸に建設されるため、環境作用として塩化物イオンの侵入を考慮する。

凍結融解作用については、現地の気象条件(外気温など)を調査し、凍結日数および凍結融解回数を定める。凍結作用の生じない環境では、これを考慮する必要はない。

なお、耐久性能照査、特に塩化物イオンの侵入に関する照査においては、前提条件として、発生するひび割れ幅の算定が必要であり、ひび割れ幅算定に必要な荷重作用を設定する必要がある。このとき、永久荷重と変動荷重の両方を考慮するものとする。

第5章 解析手法

5.1 一般

屋外重要土木構造物の耐震性能照査における応答値の評価には、信頼性と精度があらかじめ検証された解析手法を用いる。

【解説】 屋外重要土木構造物の耐震性能を合理的に照査するためには、地震時および地震後の構造物の応答挙動(変形状、応力状態)を適切に把握することが必要となる。このためには、構造物の挙動を正確に評価できる解析手法を適用することが重要である。

応答値の評価に際しては、対象構造物およびその周辺地盤を厳密にモデル化し、その信頼性と精度が十分に検証された解析手法を選択することが重要である。一般に、解析対象を厳密にモデル化することにより応答挙動を正確に把握でき、信頼性のある照査を行うことができる。その結果、構造設計を一層、合理化することができる。したがって、地盤 - 構造物、これらの境界部、構造物が支持する機器・配管等を、構造形式や材料特性の観点から厳密にモデル化することが重要である。また、本指針「第2章 屋外重要土木構造物の耐震性能」で設定した目標性能と、適用する解析用材料モデルの特徴や適用範囲には十分配慮しなければならない。

5.2 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法

- (1) 耐震性能照査における応答値の評価には、地盤 - 構造物連成系の時刻歴地震応答解析を用いる。
- (2) 解析に用いる材料モデルは、地盤および構造物の非線形性が考慮できるものとする。

【解説】 (1)について 屋外重要土木構造物は地中構造物であるので、地震時の応答挙動は、一般に、地盤の応答挙動に大きく影響される。したがって、構造物の応答値の評価には、地盤、構造物の材料特性および地盤と構造物の境界部の挙動特性を考慮できる地盤 - 構造物連成系の解析手法を用いることが必要である。また、構造物の変形性能による地震時安全性の確保を設計の基本思想としているので、地震時の構造物の応答挙動は非線形領域に達する可能性がある。地震動により入力されたエネルギーが構造物に吸収される過程や、非線形領域における応答変形の分布を適切に評価するために、逐次時間積分の時刻歴地震応答解析を適用することを標準とする。

(2)について 地盤、構造物の材料モデルの設定、および地盤と構造物の境界部における挙動特性のモデル化に際しては、以下の点に留意する必要がある。

()地盤要素の材料モデル

地盤要素においては、照査に用いる基準地震動から想定される地盤のひずみレベルを適切に評価できる材料モデルを適用することが重要である。また、地盤中に地下水面がある場合には、この影響を考慮しなければならない。

() 構造物要素の材料モデル

地震時には、構造物の塑性変形挙動により地震動のエネルギーを吸収し、安全性を確保することが設計の基本条件となっているので、構造物要素については、永久荷重と地震動の組合せによって生じる鉄筋コンクリートのひび割れや、鉄筋の降伏を適切に評価できる材料モデルを適用することが重要である。

() 地盤と構造物の境界要素の材料モデル

照査に用いる基準地震動の性質、地盤および構造物のせん断剛性の大小関係等により、地盤と構造物の境界ではすべりや剥離等の複雑な現象が生じ、これが構造物全体の応答挙動に影響を及ぼすことが知られている。したがって、地盤と構造物の境界要素は、必要に応じてこれらの現象を表現できるモデルを適用することが重要である。

解説 表 5.2-1 に、材料モデルで区分した解析手法の分類を示す。本指針では、非線形解析を適用することを標準としている。線形解析は、「旧マニュアル」で標準的に使用したものであり、ここでは比較のために掲載した。

解説 表 5.2-1 地盤 - 構造物連成系の地震応答解析手法の分類

解析手法の区分 項目		地震応答解析			
		線形解析		非線形解析	
材 料 モ デ ル	地 盤	等価線形 ひずみ振幅に依存した剛性、 減衰を考慮		全応力あるいは有効応力に基づく非線形モデル	
	構造物	初期剛性	等価剛性 (剛性低下)	鉄筋コンクリート部材としての非 線形性を考慮した履歴依存マクロ モデル	コンクリートおよび鉄筋の非線形 性を考慮した材料構成則モデル
解析により 求められる応答値		応 力	曲げモーメント 軸 力	曲げモーメント、軸力 曲率、層間変位	曲げモーメント、軸力 圧縮縁コンクリートひずみ、曲率、 層間変位
			せん断力	せん断力	せん断力 せん断ひずみ

: 本指針で標準とする解析手法

5.3 耐久性能照査における設計値の評価に用いる解析手法

耐久性能照査における設計値の評価では、環境作用による劣化機構を考慮できる予測手法を用いる。

【解 説】 耐久性能照査においては、コンクリートの中酸化、塩化物イオンの侵入、凍結融解作用等の環境作用によるコンクリートの劣化現象を表現できる予測手法を用い、それぞれの設計値を評価しなければならない。

中性化に関しては、コンクリートの品質および環境条件を考慮できる中性化深さの予測式を用いる。一般には、 \sqrt{t} 則が用いられる。

塩化物イオンの侵入に関しては、塩化物イオンの侵入を拡散現象として扱い、塩化物イオン濃度を予測する。塩化物イオンの侵入では、一次元場の拡散現象の解として導出された評価式を用いることを基本とする。また、『鉄筋腐食によるひび割れが発生しない状態』を限界状態とする場合には、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の変化を考慮して、鉄筋の経年腐食量を予測し、これに伴うひび割れの発生の有無を確認する。鉄筋の経

年腐食量およびそれに伴うひび割れの発生の評価は、現状では精度よく評価できる方法が得られていないため、既往の実測データに基づいた経験則などに拠らなければならない。評価方法については、【耐震性能照査マニュアル】に示す。

凍結融解作用に関しては、実際の環境条件、配合条件等に基づいて、コンクリートの凍結融解作用による経年劣化を評価する方法が得られていない。したがって、同一配合のコンクリート試験体を用いた実験室における材料実験(JIS A 1148(A 法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」)により、コンクリートの品質の低下を相対動弾性係数などの適切な指標を用いて評価する。

これらの予測手法は、コンクリートに生じているひび割れ幅によって、その適用性が制約される。したがって、個々の現象の評価に先だって、永久荷重および変動荷重によるひび割れ幅の予測を行い、上記方法が適用範囲であることを確認しておく必要がある。

第6章 照査

6.1 一般

- (1) 屋外重要土木構造物の耐震性能照査は、照査用応答値が所要の安全性をもって照査用限界値に到達しないことを確認することによって行う。
- (2) 照査用限界値は、照査に用いる解析手法および目標性能に応じてこれを設定する。

【解 説】 (1)について 耐震性能照査の基本的考え方を式で表すと(解 6.1-1)のようになる。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (\text{解 6.1-1})$$

ここに、 S_d ：照査用応答値 $S_d = S(\gamma_f, \gamma_m) \cdot \gamma_a$

R_d ：照査用限界値 $R_d = R(\gamma_m) / \gamma_b$

S ：応答値の特性値

R ：限界値の特性値

γ_i ：構造物係数

γ_f ：荷重係数

γ_a ：構造解析係数

γ_m ：材料係数

γ_b ：部材係数

各安全係数の詳細は次の「6.2 安全係数」において記す。耐久性能照査においては、安全係数の構成、および設計値の呼び名（応答値とは称さない）が異なる場合があるが、考え方はこれに準じる。

6.2 安全係数

- (1) 耐震性能照査における安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数の5つを考慮する。
- (2) 安全係数は、応答値や限界値の評価手法ならびに照査項目に応じて値を設定する。

【解 説】 (1)および(2)について 安全係数についての基本的な考え方は、「示方書 [構造性能照査編]」および「示方書 [施工編]」に準拠する。

材料係数について 材料強度の望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮して定めるものとする。

部材係数について 部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに、構造物全体に与える影響等を考慮して定めるものとする。

荷重係数について 荷重の望ましくない方向への変動，荷重の算定方法の不確実性，設計耐用期間中の荷重の変化，荷重特性が限界状態に及ぼす影響，環境作用の変動を考慮して定めるものとする．

構造解析係数について 構造解析手法自体の精度や不確実性を考慮して定めるものとする．

構造物係数について 構造物の重要度，限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定めるものとする．屋外重要土木構造物の重要度は非常に高いので，1.0より大きくとることを標準とする．

なお，耐久性照査の安全係数は，中性化や塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食の発生，鉄筋腐食に起因するひびわれの発生および凍結融解作用による品質劣化を照査項目とするため，耐震性能照査とは別に設定する必要がある．考慮する安全係数は，材料係数，耐久性に関する設計式の精度を考慮する安全係数，および構造物係数で，さらに，中性化速度係数や塩化物イオンの拡散係数の予測値に関する精度を考慮する安全係数がある．これらの係数を定める際には，コンクリートの施工性に関する事項，それぞれの方法の評価精度および構造物の重要度を勘案する必要がある．具体的な数値は，「示方書 [施工編]」に従うものとする．

6.3 耐震性能照査

(1) 構造物が崩壊しないことを確認するために，以下を照査項目とその限界値とする．

照査項目	限界値
曲 げ	コンクリートの剥離が生じる時点の圧縮縁コンクリートひずみ，もしくはそれに対応する変形量（限界曲率，限界層間変形角など）
せん断	せん断耐力

(2) 機器・配管の機能維持を確認するために，他の照査項目や限界値が与えられる場合には，合わせてそれによる照査を行う．

【解 説】 (1)について 耐震性能照査の流れを解説 図 6.3-1 に示す．機器・配管を支持しない構造物に対しては，

『構造物が崩壊しない』（床版が崩落しない，および側壁・隔壁が倒壊しない）

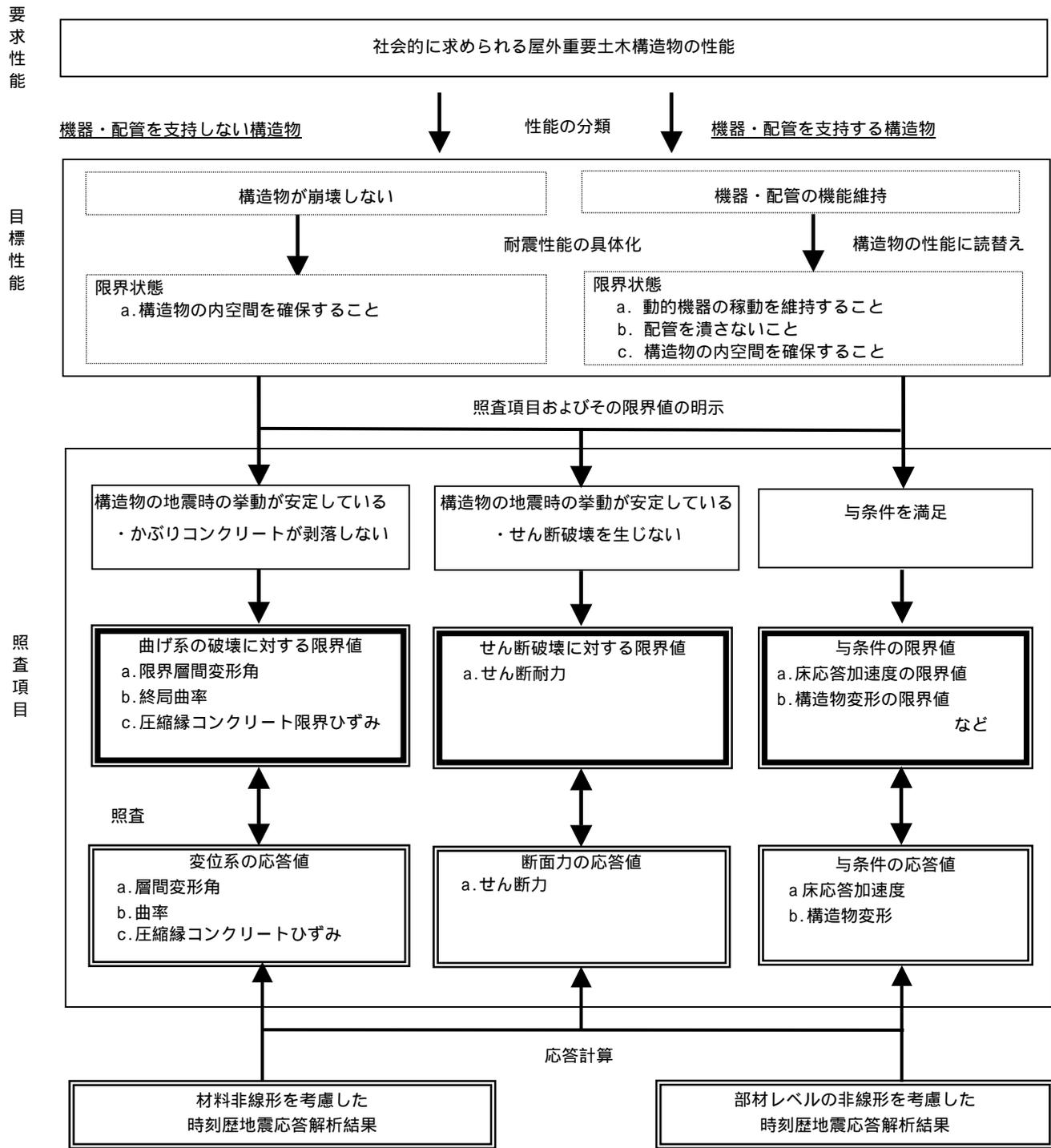
ことを目標としている．これは，塑性状態から崩壊への移行(以下，「メカニズムへの移行」という)や部材断面のせん断破壊を防ぐことによって満足される．本指針では，曲げ系の破壊に対して，メカニズムへの移行に対応する変形量を，せん断破壊に対してせん断耐力を限界値とする．

機器・配管を支持する構造物に対しては，これに加えて

『機器・配管の機能維持のために，機器側との調整を通して設けられる構造的制約条件を満たす』

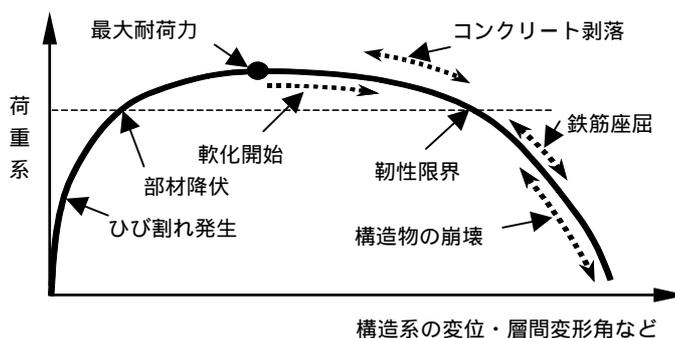
（機器の稼動を維持する，配管を潰さないなど）

ことを目標としている．



解説 図 6.3-1 耐震性能照査の流れ

一般的に曲げ・軸力系といわれる部材断面の破壊形態について、荷重と変形の関係の模式図を解説 図 6.3-2 に示す。本指針では、現状の解析技術で評価できる範囲と理解しやすい表現を勘案し、図中におけるかぶりコンクリートの剥落の領域を、曲げに関する限界状態とした。これまでの、実験研究や被害事例などによれば、かぶりコンクリートが剥落していなければ、鉄筋コンクリート構造の延性的な特性が保持され、急激な軟化現象が生じていない。また、鉄筋の圧縮座屈も生じることなく、倒壊などの致命的な被害を回避することができる。一方、かぶりコンクリートが剥落した後の状態評価は、現状の鉄筋コンクリートの解析手法では保証できない範囲であることが知られている。



解説 図 6.3-2 鉄筋コンクリート構造物の曲げ系の破壊過程に関する模式図

曲げ系の破壊に対する照査指標としては、圧縮縁コンクリートひずみの他に、層間変形角や曲率などが考えられる。層間変形角とは、層を構成する上下の水平部材間における相対変位を同部材間距離で除したものである。これら照査指標の選択は、使用する解析手法、構造形式、変形モード等に依存する。「第 5 章 解析手法」では、構造物の非線形性を表現する代表的なモデルとして、部材非線形モデル、材料非線形モデルを挙げているが、照査指標とこれらとの対応関係を示すと次の通りである。

部材非線形モデル：層間変形角，曲率

材料非線形モデル：圧縮縁コンクリートひずみ，層間変形角

また、層変形のモードを呈する単純なボックスラーメン構造物は、層間変形角で照査するのが簡便であるし、逆に構造物の形状が複雑な場合は、曲率、圧縮縁コンクリートひずみを選択するのがよい。ただし、これら局部的変形量を指標とする場合でも、構造物全体の履歴挙動の安定性(応答解析による荷重-変形関係が安定したループを描いていること)を確認しておく必要がある。

材料非線形モデルを使用する解析手法を適用して応答解析過程で直接コンクリート圧縮ひずみを照査する場合、コンクリートの構成則として、軟化領域における応力-ひずみ関係(コンクリートが応力的にほとんど抵抗しない状態まで)を表現できるものを適用していることが前提条件となる。また、剥落発生時のひずみ量は、耐久性能照査における限界状態の設定に依存するので、これを考慮することが必要である。

一方、せん断破壊は、破壊現象の発生後、構造物の耐荷力が急激に低下することが特徴である。特に、側壁や隔壁における面外方向のせん断破壊は、曲げ・軸力における延性的な破壊に比較して非常に脆性的であり、確実に回避しなければならない破壊形式である。側壁や隔壁のせん断破壊が、必ずしもすぐに構造物の内空間の喪失につながるものではないが、現状の解析技術では、せん断破壊後までの状態を予測することができないため、構造物のすべての部材に対してせん断破壊しないことを限界状態とした。

なお、これらの限界値は、現時点での研究成果を参考にしたものである。今後これらの限界状態に関する研究が進み、より合理的な限界を算定する方法が開発された、あるいは実験による確認が行われた場合には、それを適用することができる。

(2)について As クラスもしくは A クラスの機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の場合には、これら機器・配管の機能維持を担保するために、『構造物が崩壊しない』状態より損傷の小さい状態に限界状態を設定したり、別の照査項目が必要となったりする場合が想定される。この場合、例えば、ポンプの機能維持を保證するための床応答加速度や、ポンプが貫通する床間の層間変位、配管の接続部の相対変位なども照査指標となりうる。

6.4 耐久性能照査

次の3項目を、耐久性能の照査項目および限界値とする。

- (1) コンクリートの中性化に対する照査では、中性化が鉄筋の腐食に影響を与えないことを照査項目とし、中性化深さがかぶり以下であることを限界値とする。
- (2) 塩化物イオンの侵入に対する照査では、鉄筋腐食に起因するコンクリートのひび割れの有無を照査項目として、ひび割れが発生する鉄筋の腐食量を限界値とする。
- (3) 凍結融解作用に対する照査では、凍結融解抵抗性が確保されていることを照査項目とし、所要の耐久性能指数を限界値とする。

【解説】 一般に、劣化の進行は不可逆的であるため、設計耐用期間終了時が最も劣化が著しい状態であると考えられる。耐震性能は、この時点の劣化状態を考慮した上での性能として照査すべきものである。しかし、経年劣化を考慮した上で地震応答解析を行うことが現状ではできないため、設計耐用期間終了時点の劣化状況が耐震性能に影響しない範囲であることを確認することにより、耐震性能の時間的な変化は考慮しなくてもよいこととした(本指針「2.5 耐久性能」参照)。

耐震性能に影響しない劣化状況とは、鉄筋腐食に起因するひび割れが発生していない状態、およびコンクリートが所要の品質を保持している状態として、照査項目およびその限界値を設定している。本指針では、耐久性能を満足するために、以下の3項目を照査対象とする。

コンクリートの中性化や塩化物イオンの侵入により鉄筋の腐食が進むと、コンクリートにひび割れが発生し、さらに劣化が進行すると剥離が生じる。しかし、このひび割れが発生する直前では、鉄筋の腐食量はそれ程大きくなく、鉄筋コンクリートの力学的挙動はあまり変化しないことが知られている。

一般に、屋外重要土木構造物が設置される臨海環境では、塩化物イオンの侵入速度がコンクリートの中性化進行速度に比較して著しく速いため、中性化よりも塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食が支配的な劣化機構となる場合が多い。そこで、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食を主たる劣化機構と考え、塩化物イオンによる鉄筋腐食によりひび割れが発生しないことを照査用の限界値とする。また、中性化が塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食の進行に影響を与えないように、中性化深さがかぶり以下になることも照査することとする。

凍結融解作用については、コンクリートの品質を耐久性能指数で照査する。

これらの照査項目の限界値およびその算定法は、【耐震性能照査マニュアル】に示す。

原子力発電所屋外重要土木構造物の 通常運用時の性能照査

- 付録 - 原子力発電所屋外重要土木構造物の通常運用時の性能照査

第1章 総 則

1.1 適用の範囲

本付録は、通常運用時における屋外重要土木構造物の性能照査に適用する。

【解 説】 耐震性能照査指針では、屋外重要土木構造物の地震時における性能照査について示した。これは、屋外重要土木構造物の一部が、地震時に正常に機能することが要求される機器・配管系を支持し、その機能を間接的に担保する重要な役割を担っていることによる。しかし、地震時の要求性能を満足するには、通常運用時にも所定の状態にあることが必要である。本付録は、このような要求に対応するために、屋外重要土木構造物の通常運用時の性能照査に適用する。また、本付録を適用することにより、通常運用時における設計の合理性を確保することができる。

1.2 通常運用時の照査の位置づけ

耐震性能照査指針と本付録をあわせて、屋外重要土木構造物の安全性を照査する。

【解 説】 屋外重要土木構造物は、設計耐用期間中にわたり、機器・配管の各機能を維持するように支持することや、冷却用海水を取水・通水する機能を維持することが要求されている。耐震性能照査指針は地震時における安全性を確認するために用い、本付録は通常運用時における健全性を確認するために用いるものである。耐震性能照査指針とあわせて用いることにより、屋外重要土木構造物の健全性が保証される。

第2章 通常運用時の性能

2.1 屋外重要土木構造物の通常運用時の要求性能

屋外重要土木構造物の各部材が健全な状態にあることを、通常運用時における要求性能とする。

【解 説】 耐震性能照査指針では、地震時の屋外重要土木構造物の限界状態として、構造部材の塑性域における変形を設定している。当然ながら、この限界状態は無条件に許容されるものではなく、設計耐用期間のほとんどを占める通常運用時における屋外重要土木構造物の状態に依存する。したがって、通常運用時の状態は、地震時における限界状態を確保できるような健全な状態でなければならない。

2.2 屋外重要土木構造物の通常運用時の目標性能

屋外重要土木構造物の各部材が、過度な応力状態にないことを目標性能とする。

【解 説】 地震時における構造部材の限界状態を確保できるように通常運用時の健全な状態を担保するため、通常運用時には、コンクリート、鉄筋のそれぞれについて応力度が過度な値でないことを目標性能とする。

コンクリートの場合には、通常運用時の高圧縮応力状態が継続すると、クリープによりコンクリートの圧縮ひずみ能力が無載荷の場合に比較して小さくなることが考えられる。また、高圧縮応力状態では、部材の変形性能が小さくなることが確認されている。

鉄筋の場合には、少なくとも弾性範囲内にあることが必要である。耐震性能の限界状態からすると、鉄筋には十分な伸び能力があり、通常運用時に鉄筋が弾性範囲内にある必要はないが、耐久性に影響するひび割れ幅の抑制、鉄筋コンクリート構造設計の合理性等の観点から、弾性範囲における応力状態を目標性能とする。

第 3 章 材 料

3.1 各材料の材料特性

- (1) コンクリートの物性の特性値は、実際に用いる材料および配合のコンクリートを試験して得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- (2) 鉄筋の物性の特性値は、実際に用いる鉄筋を試験して得られるデータに基づいて定めることを基本とする。
- (3) 地盤の物性の特性値は、当該地点における原位置試験、および当該地点の材料を用いた室内試験で得られるデータに基づいて定めることを基本とする。

【解 説】 耐震性能照査指針に同じ。なお、解析用材料モデルについては、本指針の第 5 章に示す。

第 4 章 荷 重

4.1 通常運用時の性能照査に考慮する荷重

屋外重要土木構造物の通常運用時における性能照査では、永久荷重と変動荷重を考慮する。

【解 説】 通常運用時に考慮する荷重は、以下の通りである。

種 類	内 容
永久荷重	躯体自重，機器・配管荷重，土被り荷重，永久上載荷重，静止土圧，外水圧，内水圧
変動荷重	温度荷重，変動上載荷重，雪荷重(場合によっては永久荷重)

また，荷重の組合せには次の点に留意する。

- ・内水圧は，水が存在する場合と存在しない場合を考慮する。
- ・静止土圧の評価では，構造物に土圧が有利に働く場合は静止土圧係数の下限値を，不利に作用する場合には，静止土圧係数の上限値を採用する。
- ・変動荷重は，全く作用しない場合，個々の荷重が単独で作用する場合，温度荷重と変動上載荷重が同時に作用する場合を考慮する。

これらの荷重については，【耐震性能照査マニュアル】に詳細を示す。

第5章 解析手法

5.1 通常運用時の性能照査における応答値の評価に用いる解析手法

屋外重要土木構造物の通常運用時の性能照査における応答値の評価には，線形解析を用いる。

【解 説】 通常運用時の性能照査では，コンクリートおよび鉄筋に過度な応力度が生じていないことを確認するので，作用断面力を計算する解析では，線形解析を適用してよい。この際，部材剛性は全断面剛性を用いてよい。ただし，温度応力を算定する場合には，部材剛性を全断面剛性の50%として計算してよい。

第6章 照 査

6.1 一 般

屋外重要土木構造物の通常運用時の性能照査は，照査用応答値が所要の安全性をもって照査用限界値に到達しないことを確認することによって行う。

【解 説】 通常運用時の性能照査は，耐震性能照査指針に示した方法と同様に，照査項目毎にその応答値が所要の安全性をもって限界値に到達しないことを確認することにより行う。

6.2 安全係数

- (1) 安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数の5つを考慮する。
 (2) 安全係数は、応答値と限界値それぞれに対して、適切なものを選択し、それらの値を設定する。

【解 説】 安全係数についての基本的な考え方は、「示方書[構造性能照査編]」等に準拠する。各安全係数の定義を、本指針「6.2 安全係数」に記している。なお、通常運用時の性能照査に用いる安全係数の標準的な値としては、全て1.0を用いてよいものとする。これは、通常運用時に保証する状態が『コンクリート、鉄筋ともに過度な応力状態にないこと』であることから、応答値および限界値の算定において、安全係数を1.0としてもほぼ正確な値を算定できることによる。

6.3 照査項目とその限界値

通常運用時における性能照査では、構造物が健全であることを直接的に表すコンクリート、鉄筋の応力度およびせん断ひび割れの有無により、照査項目とその限界値を設定する。

照査項目	限界値
曲げ圧縮	コンクリート圧縮応力の許容値
曲げ引張	鉄筋の引張応力の許容値
せん断	せん断ひび割れ耐力

【解 説】 屋外重要土木構造物が健全な状態とは、外観的にはひび割れは発生しているものの、その幅は小さくなく、作用荷重が除荷されれば変形やひび割れ幅がほとんど残留することのない状態と考えることができる。また、通常運用時の性能照査を行うことの意味は、設計耐用年数経過後も、耐震性能照査で設定している限界状態を担保することである。これらの条件を満足させるには、コンクリートおよび鉄筋の応力度を照査項目とし、その値を許容値以下に抑えることが必要である。

「示方書[構造性能照査編]」によれば、コンクリートのクリープによるヤング係数への影響、鉄筋に沿ったひび割れの発生等に配慮して、コンクリートの圧縮応力度の許容値を圧縮強度の特性値の40%以下としている。

鉄筋の引張応力度については、「示方書[構造性能照査編]」に示されるように、引張応力度が弾性限界を超えると、構造解析、応力度の計算における仮定が成立しなくなること等の不都合が生じるので、引張応力度の許容値を降伏強度以内の値としている。

せん断ひび割れの発生については、「示方書[構造性能照査編]」に示されるように、せん断を受ける部材のせん断力がコンクリートのせん断耐力の70%より小さいことを確認することとする。

以上、照査の詳細は、「示方書[構造性能照査編]」を参照する。

原子力発電所屋外重要土木構造物の 耐震性能照査マニュアル

第1章 総則

1.1 規則・指針類のとりまとめ

原子力発電所屋外重要土木構造物の設計に関連する法規，行政規則および学協会の指針類を，図 1.1-1 に示す．図の上の方が遵守すべき上位規定である．

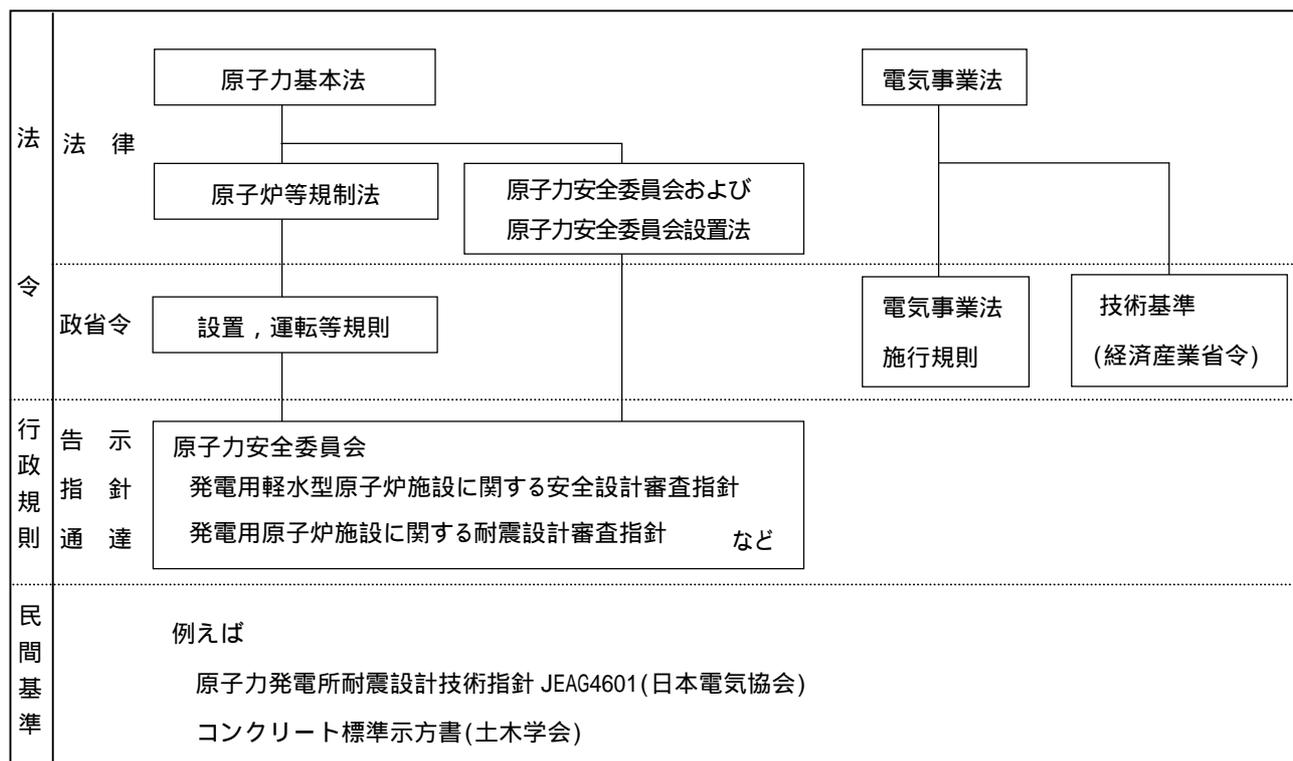


図 1.1-1 関連法規および行政規則

屋外重要土木構造物の耐震性能照査にあたっては，本指針の他に下記の指針・規定などを遵守（図 1.1-1 における法令，行政規則など），参考，準用(他の民間規準など)するものとする．

- ・ 発電用軽水型原子炉施設に関する安全設計審査指針：原子力安全委員会 平成 2 年 8 月(以下，「安全設計審査指針」という)
- ・ 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針：原子力安全委員会 昭和 56 年 7 月(以下，「耐震設計審査指針」という)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987: 日本電気協会 昭和 62 年 8 月(以下，「技術指針 4601-1987」という)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG4601・補-1984：日本電気協会 昭和 59 年 9 月(以下，「技術指針 4601・補-1984」という)
- ・ 原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 報告書：土木学会 原子力土木委員会 昭和 60 年 8 月(以下，「土木学会地盤安定性評価手法報告書」という)
- ・ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル：土木学会 原子力土木委員

会 平成4年9月(以下、「旧マニュアル」という)

- ・平成8年制定 コンクリート標準示方書[耐震設計編]:土木学会(以下、「示方書[耐震設計編]」という)
- ・2001年制定 コンクリート標準示方書[維持管理編]:土木学会(以下、「示方書[維持管理編]」という)
- ・2002年制定 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]:土木学会(以下、「示方書[構造性能照査編]」
という)
- ・2002年制定 コンクリート標準示方書[施工編]:土木学会(以下、「示方書[施工編]」という)
- ・2002年制定 コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]:土木学会(以下、「示方書[耐震性能照査編]」
という)
- ・2005年制定 コンクリート標準示方書[規準編]:土木学会(以下、「示方書[規準編]」という)
- ・コンクリートライブラリー108 2002年制定 コンクリート標準示方書 改訂資料:土木学会(以下、「示
方書[改訂資料]」という)
- ・コンクリートライブラリー 98 LNG地下タンク躯体の構造性能照査指針:土木学会 平成11年(以下、
「LNG地下タンク指針」という)

これらの指針・規定などは適宜改訂されるため、基本的にはその最新版の内容を遵守、参考・準用することとするが、その内容を十分吟味・理解した上で利用する必要がある。

1.2 用語の解説

本指針および本マニュアルで用いる用語を、以下のように定義する。

・屋外重要土木構造物

耐震重要度分類のAsクラスもしくはAクラスの機器・配管を支持する土木構造物ならびに機器・配管を支持しないが、Asクラスの機器・配管を支持する土木構造物と同等の耐震安全性が要求される土木構造物の総称をいう。

・基準地震動 S_1

原子力発電所の敷地周辺の過去の地震および活動度の高い活断層による地震、すなわち設計用最強地震により敷地の解放基盤表面に想定する基準地震動。

・基準地震動 S_2

基準地震動 S_1 を上回るもので、活動度の低い活断層、地震地体構造および直下地震による地震、すなわち設計用限界地震により敷地の解放基盤表面に想定する基準地震動。

・解放基盤表面

基盤(概ね第三紀層およびそれ以前の堅牢な岩盤であって、著しい風化を受けていないもの)面上の表層や構造物がないものと仮定した上で、基盤面に著しい高低差がなく、ほぼ水平であって相当な拡がりのある基盤の表面をいう。

・要求性能

構造物の重要度、用途、設置される周辺環境および運用条件を考慮した上で、構造物の所有者および社会通念から求められる性能。一般的・社会的に理解しやすい表現とする。

・目標性能

工学的観点から要求性能を解釈したもの。要求性能を満足するために考慮すべき因子を、不足なく含

んだ表現とする。

・ 耐震性能

地震時ならびに地震後における構造物の耐震性に係わる目標性能。

・ 耐久性能

設計耐用期間終了時における構造物の耐久性に係わる目標性能。

・ 性能照査

対象構造物が目標性能を有することを確認する行為。

・ 照査項目

照査を実施する項目。実際に照査が可能な項目として各目標性能を書き下したのもの。

・ 応答値

照査項目に対応して、荷重による構造物の応答を表す値。

・ 限界値

照査項目に対応して、目標性能を満足することを確認するための値。

・ 設計耐用期間

設計時において、構造物または部材が、その目的を十分果たさなければならないと想定した期間。

・ 部材非線形解析

二次元有限要素解析において、鉄筋コンクリート部分を線材要素として分割し、この要素の特性に鉄筋コンクリートはり部材の曲げモーメント - 変形関係を用いる解析手法。

・ 材料非線形解析

二次元有限要素解析において、コンクリート部分の要素にはコンクリートの応力 - ひずみ関係に関する材料特性を、鉄筋コンクリート部分の要素には、ひび割れ効果を考慮した応力 - ひずみ関係に関する材料特性を用いる解析手法。

・ 層間変形角

構造物の上下端間の水平相対変位を構造物高さ(軸線間距離)で除した値。

なお、ここで定義した用語(要求性能、目標性能、照査項目等)は、ISO 23469:2005 Bases for design of structures - Seismic actions for designing geotechnical works に用いられている用語とは異なり、双方に対応する用語の定義も若干異なっているが、そのまま用いることとした。これは、性能規定型設計法としての枠組みはほぼ同じであること、本指針は内容的にコンクリート標準示方書に沿ったものであること、本指針の完結性、既版との整合性等を考慮したものである。将来的には、これらの用語は統一されることが望ましい。以下に、本指針と ISO923469 の用語の対応を例示する。

要求性能	性能目標 (performance objective)
目標性能	性能規定 (performance criteria)
照査項目	性能照査パラメータ (performance criteria parameter)

第 2 章 屋外重要土木構造物の耐震性能

2.1 屋外重要土木構造物の要求性能

屋外重要土木構造物に求められる性能(要求性能)を明確にするために、安全審査に用いられる指針類(本マニュアル「第 1 章 総 則」参照)に基づいて、屋外重要土木構造物と関連のある設備の機能を整理した。特に、「技術指針 4601・補-1984」には、耐震重要度分類やその定義、各系統の機能とそれに属する設備類(主要設備、補助設備、直接支持構造物、間接支持構造物等：本指針「第 1 章 総 則」解説 表 1.1-3 参照)が体系的に整理され一覧表にまとめられている。ここでは、屋外重要土木構造物に関わる部分を一部抜粋し、屋外重要土木構造物の要求性能との対応が可能ないように加筆して、表 2.1-1 にまとめた。

原子力発電施設のうち、耐震重要度分類 As クラスおよび A クラスの設備について、その機能上の分類を示すと以下の通りである。

(1)耐震 As クラスの機能上の分類

- () 「原子炉冷却材圧力バウンダリ」を構成する配管および機器
- () 使用済燃料を貯蔵するための設備
- () 原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための施設及び原子炉の停止状態を維持する設備
- () 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための設備
- () 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故の際に圧力障壁となり、放射性物質の拡散を直接防ぐための設備

(2)耐震 A クラスの機能上の分類

- () 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故後、炉心から崩壊熱を除去するために必要な設備
- () 放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するための施設で耐震 A_s クラス()以外の設備
- () その他

これらの分類のうち、屋外重要土木構造物は、耐震 As クラスの()、耐震 A クラスの()、()に関連している。その例としては、原子炉補機冷却系設備、非常用電源設備、非常用ガス処理系設備等が挙げられる。

耐震重要度は、主要設備と補助設備、また、それらを直接的に支持する直接支持構造物に対して定められている。間接支持構造物については、これら上位の設備の機能が維持できることが要求されているが、耐震重要度分類の対象にはなっていない。屋外重要土木構造物はこの間接支持構造物に位置づけられ、その支持する設備の耐震設計に適用される地震動に対して、当該設備を支持する機能を損なわないことを確認する必要がある。

2.2 Fault Tree Analysis (FTA)による限界状態の検討

2.2.1 屋外重要土木構造物に対する FTA

Fault Tree Analysis(FTA)とは、システムにおいて発生することが望ましくない事象(これをトップ事象と呼ぶ)に着目して、その発生経路を逆方向にたどることにより、屋外重要土木構造物の機能喪失原因(基本事象)を探求する手法である。なお、事象間の時系列的な関係は表現しにくいこと、基本事象として構造的に直接には関係しない事象(例えば、海水面の相対的な低下)も抽出されること等の特徴がある。

一般に構造物に要求される機能には、安全性、使用性、および経済性に関するものがあげられるが、原子力発電所については、核分裂エネルギーを利用するという特殊性ゆえに、特に、安全性を重視すべきであると考えられる。原子力発電所の安全性を考えるにあたっては、非常時における放射性物質の環境中への放出を抑制することが重要と考えられる。したがって、ここでも、原子力発電所にとって安全性の面から要求される基本的な機能である、“非常時にも放射性物質を過度に環境中に放出しない”が喪失される状態、すなわち、“非常時に環境放出放射能が過大となる”をトップ事象として選定した。

FTA 実施にあたって設定した前提条件を以下に示す。

常用系施設については、その機能が喪失しても他の常用系設備あるいは非常用系設備によってプラントの安全要求停止機能に支障が生じないことから、“常用系設備のトラブル”は対象外とする。

土木構造物の限界状態発生に関係のない事象(例えば、配管・機器自体の問題)、および展開が困難な事象は否展開事象とする。

ヒューマンエラー(例えば、操作ミス)、および改修、新設工事等の作業に伴う事故は考慮しない。

FTA の結果として作成された屋外重要土木構造物全体の Fault Tree 図(以下 FT 図という)を図 2.2-1(a)、(b)に示す。

2.2.2 構造物の限界状態の抽出

上記の FTA の結果、主要設備間の設計における重要度の定義の差は認められなかった。主要設備のうち原子炉補機冷却系設備は、取水口から原子炉建屋にいたる長大な構造物であること、かつ、同設備を構成するボックスラーメン構造に対する検討成果は、他の主要設備を構成するボックスラーメン構造にも適用可能であることから、ここでは海水管ダクトを例にとって詳細検討結果を紹介する。ここでは関連する系統の耐震重要度を考慮して、 S_2 地震時について検討を行なった。この結果として、図 2.2-2 に示す FT 図が得られた。この図は、 S_2 地震時における屋外重要土木構造物の FTA 結果に基づいて、海水管ダクトの限界状態を抽出するために、系統に属する設備の機能が喪失する状態、すなわち、“海水管が損傷を受ける”ことをトップ事象として、地盤・構造物系の限界状態に展開したものである。

FT 図からも分かるように、最終事象は各ブランチとも、部材の耐力に関係するものとなっており、その上位には、構造物と地盤の連成を考えた全体変形・挙動に関する事象がある。

2.3 屋外重要土木構造物の目標性能

取水ピット、取水路についても、FTA の結果を分析した。これらの屋外重要土木構造物の要求性能を確保するために、想定する地震動に対する構造物の限界状態として目標性能を整理し、その限界状態の解析可能な指標として照査項目を設定した。その結果を表 2.3-1～表 2.3-3 に示す。

ここでは構造物の限界状態を階層的に整理しており、これが照査のレベルに対応している。許容される限界状態の程度に応じて照査項目も階層的に整理される。照査レベル 1 から照査レベル 4 に向かうにつれて対象となる事象は局所的となるが、その指標で構造系全体の挙動を判断することになるので、限界状態も安全側に設定されている。したがって、最上位の限界状態(実際に想定される現象に対する限界状態；照査レベル 1)は、その下位の照査項目の限界状態を照査することによって担保できる。

照査のレベルは照査に用いる解析手法のレベルと考えることができる。すなわち、上位のレベルになるほど、屋外重要土木構造物の地震時挙動をより厳密に解析する手法が必要となる。従来の許容応力度による照

査や部材耐力による照査はレベル4に位置づけられる。本指針での手法は、基本的にはレベル3を想定するが、照査方法によりレベル2を志向するものであり、構造物の目標性能を“想定する地震動に対して崩壊しない”としている。研究の進展の程度および解析手法の精度を勘案して、照査のレベルを設定することにより、柔軟で合理的な性能照査が可能になる。

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査マニュアル

表 2.1-1(a) 原子力発電施設の機能別分類と耐震重要度分類の例(BWR)

耐震重要度分類及び定義	機能別分類	主要設備		補助設備		直接支持構造物		間接支持構造物		間接支持構造物として扱われる土木構造物の例(屋外重要土木構造物の例)
		適用範囲	耐震クラス	適用範囲	耐震クラス	適用範囲	耐震クラス	適用範囲	検討用地震動	
A ₃ クラス: その破損により冷却材喪失を引き起こすおそれのあるもの、原子炉を緊急停止させ、かつ、安全停止状態に維持するために必要なもの、使用済燃料を貯蔵するための施設及び原子炉格納容器	()原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための設備	原子炉隔離時冷却系 高圧炉心スプレイ系 残留熱除去系(停止時冷却モード運転に必要な設備) 冷却水源としてのサブプレッションプール	A ₃ A ₃ A ₃ A ₃	残留熱除去海水系 炉心支持構造物 非常用電源及び計装設備	A ₃ A ₃ A ₃	機器・配管、電気計装設備等の支持構造物	A ₃	1)原子炉建屋 2)海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(非常用) 3)制御建屋	S ₂ S ₂ S ₂	原子炉補機冷却用海水系設備 ・海水管ダクト ・取水ビット ・取水路 等
		非常用炉心冷却系 1)高圧炉心スプレイ系 2)低圧炉心スプレイ系 3)残留熱除去系(低圧炉心注水モード運転に必要な設備) 4)自動減圧系 冷却水源としてのサブプレッションプール	A A A A A	残留熱除去海水系 非常用電源及び計装設備 中央制御室のしゃへいと空調設備	A A A	機器・配管、電気計装設備等の支持構造物	A	1)原子炉建屋 2)海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(非常用) 3)制御建屋	S ₁ S ₁ S ₁	非常用電源設備 ・非常用電源ケーブルダクト ・ディーゼル発電用燃料配管ダクト ・ディーゼル発電用燃料タンク基礎 等
A ₃ クラス: 原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なもの及びその機能喪失が公衆に放射線障害を及ぼすおそれのあるもので耐震A ₃ クラスに属する以外のもの	()放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するための施設で耐震A ₃ クラス()以外の設備	残留熱除去系(格納容器冷却及びスプレイモード運転に必要な設備) 可燃性ガス濃度制御系 原子炉建屋 非常用ガス処理系及び排気口 原子炉格納容器圧力抑制装置(ダイヤフラムフロア、ベント管) 主蒸気隔離弁漏洩制御系 冷却水源としてのサブプレッションプール	A A A A A A A	残留熱除去海水系 非常用電源及び計装設備	A A	機器・配管、電気計装設備等の支持構造物	A	1)原子炉建屋 2)海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(非常用) 3)主排気筒(非常用ガス処理系の排気口を支持する場合) 4)制御建屋	S ₁ S ₁ S ₁ S ₁	非常用ガス処理設備 ・非常用ガス処理系配管ダクト ・排気筒基礎 等

出典:「技術指針 4601・補-1984」より該当部分を抜粋・加筆

表 2.1-1(b) 原子力発電施設の機能別分類と耐震重要度分類の例(PWR)

耐震重要度分類及び定義	機能別分類	主要設備		補助設備		直接支持構造物		間接支持構造物		間接支持構造物として扱われる土木構造物の例(屋外重要土木構造物の例)
		適用範囲	耐震クラス	適用範囲	耐震クラス	適用範囲	耐震クラス	適用範囲	検討用地震動	
A ₃ クラス: その破損により冷却材喪失を引き起こすおそれのあるもの、原子炉を緊急停止させ、かつ、安全停止状態に維持するために必要なもの、使用済燃料を貯蔵するための施設及び原子炉格納容器	()原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための設備	主蒸気・主給水系(主給水逆止弁より蒸気発生器2次側を経て、主蒸気隔離弁まで) 補助給水系 復水タンク 余熱除去系	A ₃ A ₃ A ₃ A ₃	原子炉補機冷却水系(工学的安全設備に係わるもの) 原子炉補機冷却海水系 燃料取替用水タンク 炉心支持構造物 非常用電源及び計装設備	A ₃ A ₃ A ₃ A ₃ A ₃	機器・配管、電気計装設備等の支持構造物	A ₃	1)内部コンクリート 2)原子炉建屋 3)補助建屋 4)制御建屋 5)ディーゼル建屋 6)海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物	S ₂ S ₂ S ₂ S ₂ S ₂ S ₂	原子炉補機冷却用海水系設備 ・海水管ダクト ・取水ビット ・取水路 等
		安全注入系 余熱除去系(ECCS) 燃料取替用水タンク	A A A	原子炉補機冷却水系 原子炉補機冷却海水系 中央制御室のしゃへいと空調設備 非常用電源及び計装設備	A A A	機器・配管、電気計装設備等の支持構造物	A	1)原子炉建屋 2)補助建屋 3)制御建屋 4)ディーゼル建屋 5)海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物	S ₁ S ₁ S ₁ S ₁ S ₁	非常用電源設備 ・非常用電源ケーブルダクト ・ディーゼル発電用燃料配管ダクト ・ディーゼル発電用燃料タンク基礎 等
A ₃ クラス: 原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なもの及びその機能喪失が公衆に放射線障害を及ぼすおそれのあるもので耐震A ₃ クラスに属する以外のもの	()放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するための施設で耐震A ₃ クラス()以外の設備	格納容器スプレイ系 燃料取替用水タンク アニュラスシール アニュラス空気浄化設備 格納容器排気筒 安全補機室換気設備(工学的安全施設に含まれるもの)	A A A A A A	原子炉補機冷却水系 原子炉補機冷却海水系 非常用電源及び計装設備	A A A	機器・配管、電気計装設備等の支持構造物	A	1)原子炉建屋 2)補助建屋 3)原子炉格納容器 4)外部しゃへい 5)制御建屋 6)ディーゼル建屋 7)海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物	S ₁ S ₁ S ₁ S ₁ S ₁ S ₁ S ₁	給水系・補機冷却水系設備 ・復水タンク基礎 ・燃料取替用水タンク基礎 ・配管ダクト 等

出典:「技術指針 4601・補-1984」より該当部分を抜粋・加筆

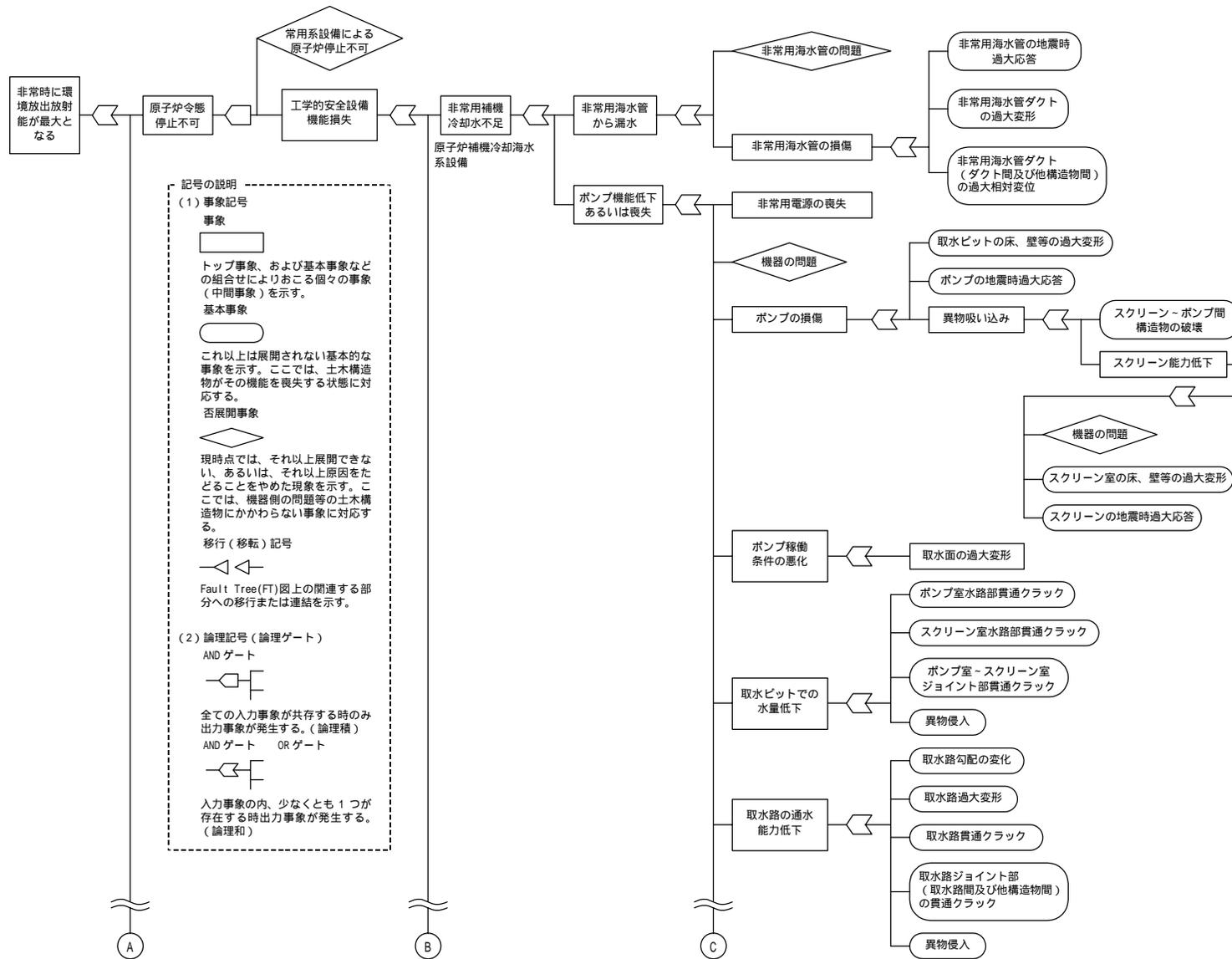


図 2.2-1(a) 屋外重要土木構造物の Fault Tree 図

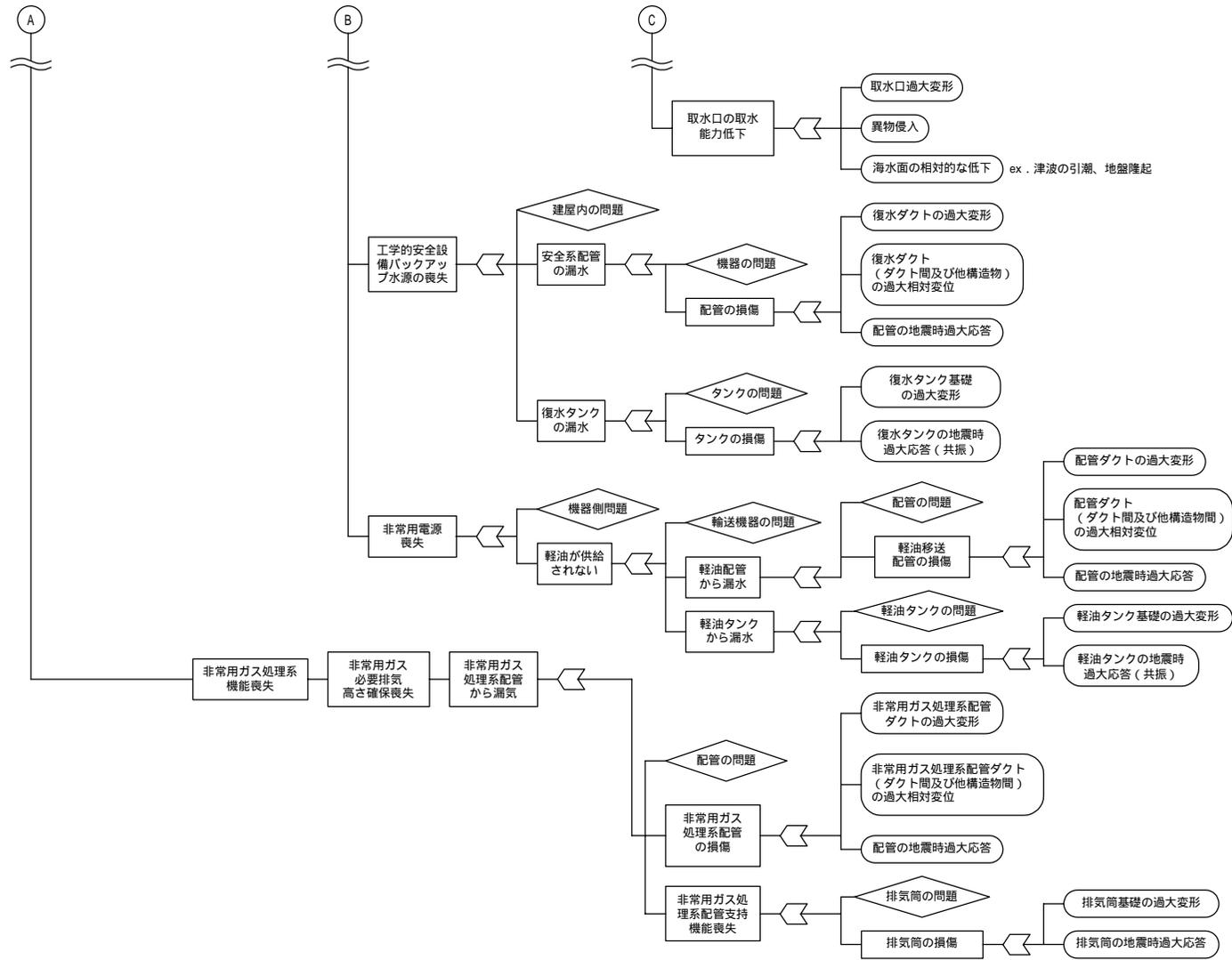


図 2.2-1(b) 屋外重要土木構造物の Fault Tree 図

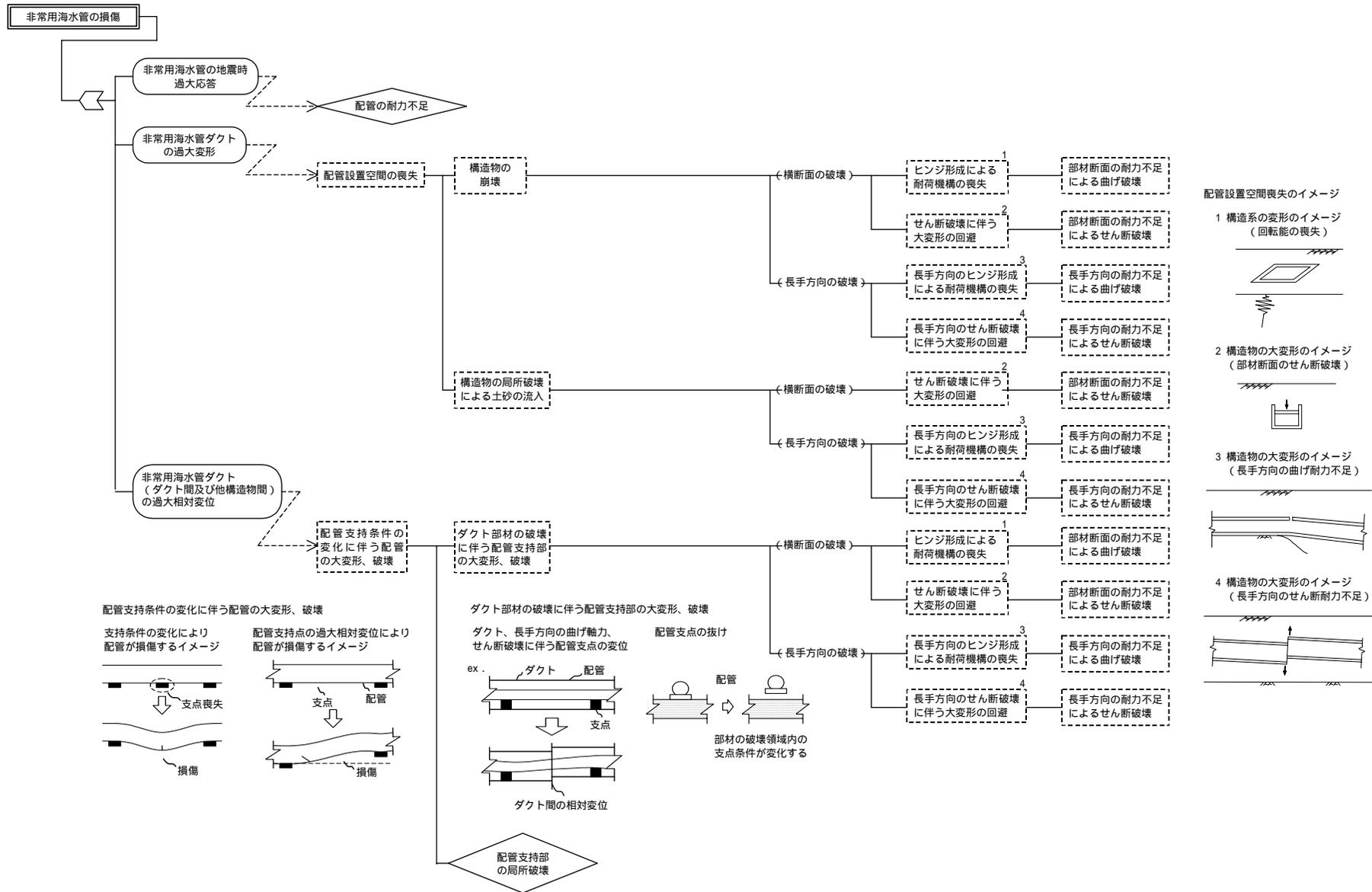


図 2.2-2 Fault Tree 図(海水管ダクト、S₂地震時)

表 2.3-1 S₂地震時における海水管ダクトの要求性能と目標性能の対応

要求性能	構造性能	目標性能(現象に着目して設定した限界状態)と照査レベル			
		実際に想定される現象 に対する限界状態 (照査レベル1)	地盤構造物連成系の 全体挙動を考慮した 限界状態 (照査レベル2)	構造物の変形に着目 した限界状態 (照査レベル3)	部材の耐力に着目し た限界状態 (照査レベル4)
支持機能 の確保	耐荷性能	配管設置空間の確保	構造物が崩壊しない	ヒンジ形成後の大変 形の回避	部材断面の曲げ耐力 の確保
				部材のせん断破壊に 伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐 力の確保
				長手方向のヒンジ形 成後の大変形の回避	長手方向の曲げ耐力 の確保
				長手方向のせん断破 壊に伴う大変形の回 避	長手方向のせん断耐 力の確保
		配管支持条件の変形に 伴う配管の健全性の確 保	ダクト部材の破壊に 伴う配管支持部の健 全性の確保	部材のせん断破壊に 伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐 力の確保
				長手方向のヒンジ形 成後の大変形の回避	長手方向の曲げ耐力 の確保
				長手方向のせん断破 壊に伴う大変形の回 避	長手方向のせん断耐 力の確保
				ヒンジ形成後の大変 形の回避	部材断面の曲げ耐力 の確保
	性能確保のための 照査項目	・配管設置空間や配管 支持条件の変化に 伴う配管の変形, 安 全性	・鉛直部材の倒壊や 上床版の崩落(部 材の鉛直方向の大 変形) ・構造系の局所破壊 による土砂流入 ・ダクト支持部の破 壊に伴う配管支持 部の変形, 安全性	・ヒンジ形成に伴う 変形	・部材断面の曲げ耐 力
				・せん断破壊に伴う 変形	・部材断面のせん断 耐力
				・長手方向のヒンジ 形成による変形	・長手方向の曲げ耐 力
				・長手方向のせん断 破壊に伴う変形	・長手方向のせん断 耐力

(注1)地盤の安定性は既に確認済みであるものとして、性能確保のための照査項目には挙げていない。

(注2)長手方向の耐震性能照査は、別途必要に応じて行うものとし、本指針、マニュアルでは取り扱わない。

表 2.3-2 S₂地震時における取水ピットの要求性能と目標性能の対応

要求性能	構造性能	目標性能(現象に着目して設定した限界状態)と照査レベル			
		実際に想定される現象に対する限界状態 (照査レベル1)	地盤構造物連成系の全体挙動を考慮した限界状態 (照査レベル2)	構造物の変形に着目した限界状態 (照査レベル3)	部材の耐力に着目した限界状態 (照査レベル4)
取水機能の確保	耐荷性能	必要取水空間の確保	構造物が崩壊しない	ヒンジ形成後の大変形の回避	部材断面の曲げ耐力の確保
			構造物のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐力の確保
	止水性能	取水ピットからの過大漏水の回避	構造物の局所破壊により土砂流入しない	部材のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐力の確保
支持機能の確保	耐荷性能	配管設置空間の確保	構造物が崩壊しない	ヒンジ形成後の大変形の回避	部材断面の曲げ耐力の確保
			構造物のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐力の確保
	配管支持条件の変形に伴う配管の健全性の確保	ピット部材の破壊に伴う配管支持部の健全性の確保	ヒンジ形成後の大変形の回避	部材のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐力の確保
性能確保のための照査項目		<ul style="list-style-type: none"> 取水空間 漏水量 配管設置空間 配管支持条件の変化に伴う配管の変形, 安全性 	<ul style="list-style-type: none"> 鉛直部材の倒壊や上床版の崩落(部材の鉛直方向の大変形) 構造系の局所破壊による土砂流入 構造物の開口発生 ピット支持部の破壊に伴う配管支持部の変形, 安全性 	<ul style="list-style-type: none"> ヒンジ形成に伴う変形 せん断破壊に伴う変形 	<ul style="list-style-type: none"> 部材断面の曲げ耐力 部材断面のせん断耐力

(注1)地盤の安定性は既に確認済みであるものとして、性能確保のための照査項目には挙げていない。

(注2)長手方向の耐震性能照査は、別途必要に応じて行うものとし、本指針、マニュアルでは取り扱わない。

表 2.3-3 S₂地震時における取水路の要求性能と目標性能の対応

要求性能	構造性能	目標性能(現象に着目して設定した限界状態)と照査レベル			
		実際に想定される現象に対する限界状態 (照査レベル1)	地盤構造物連成系の全体挙動を考慮した限界状態 (照査レベル2)	構造物の変形に着目した限界状態 (照査レベル3)	部材の耐力に着目した限界状態 (照査レベル4)
通水機能の確保	耐荷性能	通水空間の確保	構造物が崩壊しない	ヒンジ形成後の大変形の回避	部材断面の曲げ耐力の確保
				部材のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐力の確保
				長手方向のヒンジ形成後の大変形の回避	長手方向の曲げ耐力の確保
				長手方向のせん断破壊に伴う大変形の回避	長手方向のせん断耐力の確保
			構造物の局所破壊により土砂流入しない	部材のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐力の確保
				長手方向のヒンジ形成後の大変形の回避	長手方向の曲げ耐力の確保
				長手方向のせん断破壊に伴う大変形の回避	長手方向のせん断耐力の確保
				部材のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐力の確保
	流下性能	必要流水勾配の確保	構造物の不等沈下,隆起の回避	基礎の破壊の回避	地盤の支持力確保 液状化の回避
	止水性能	取水路からの過大漏水の回避	構造物に過大な開口が生じない	部材のせん断破壊に伴う大変形の回避	部材断面のせん断耐力の確保
長手方向のヒンジ形成後の大変形の回避				長手方向の曲げ耐力の確保	
長手方向のせん断破壊に伴う大変形の回避				長手方向の曲げ耐力の確保	
性能確保のための照査項目	<ul style="list-style-type: none"> ・通水空間 ・流水勾配 ・漏水量 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉛直部材の倒壊や上床版の崩落(部材の鉛直方向の大変形) ・構造系の局所破壊による土砂流入 ・構造物の不等沈下,隆起 ・構造物の開口発生 	<ul style="list-style-type: none"> ・ヒンジ形成に伴う変形 ・せん断破壊に伴う変形 ・長手方向のヒンジ形成による変形 ・長手方向のせん断破壊に伴う変形 	<ul style="list-style-type: none"> ・部材断面の曲げ耐力 ・部材断面のせん断耐力 ・長手方向の曲げ耐力 ・長手方向のせん断耐力 	

(注1)地盤の安定性は既に確認済みであるものとして、性能確保のための照査項目には挙げていない。

(注2)長手方向の耐震性能照査は、別途必要に応じて行うものとし、本指針、マニュアルでは取り扱わない。

【参考文献】

- 1) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987，昭和62年8月
- 2) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル，平成4年9月

第3章 材 料

3.1 一 般

耐震性能照査においては、作用荷重の評価(静止土圧、自重など)、構造物の地震応答解析および限界値の評価の際に、鉄筋、コンクリート、地盤などの材料特性を定める必要がある。本章では、コンクリートおよび鉄筋の物性に関する一般的な特性値の設定方法を中心に記述する。応答解析に用いる地盤および鉄筋コンクリート関連の材料モデルについては、本マニュアル「第5章 解析手法」で詳述する。

3.2 コンクリートの材料特性

3.2.1 一般

コンクリートの材料特性は、圧縮強度、引張強度、付着強度、ヤング係数、ポアソン比、応力 - ひずみ関係等によって表される。また、対象構造物の環境条件に応じて、熱特性、乾燥収縮、クリープ等を考慮する。乾燥収縮、クリープなど、時間経過に伴う変化量が要求される特性を除く材料特性は、一般に、材齢 28 日の試験結果に基づいて定める。ただし、主要な荷重が構造物に作用する時期および施工計画(材料、配合、施工方法等)に応じて、材料特性を決定する適切な材齢を 28 日以外で設定してもよい。

コンクリートの強度に関する特性値は、一般に、式(3.2-1)により算定される。これは、コンクリートの製造におけるばらつきを考慮して、当該配合のコンクリートの試験値がその値を下回る確率が一定の確率以下となるようにするというものである。

$$f_k = f_m - k\sigma = f_m(1 - k\delta) \quad (3.2-1)$$

ここに、 f_k : 特性値
 f_m : 試験値の平均値
 σ : 試験値の標準偏差
 δ : 試験値の変動係数
 k : 係数

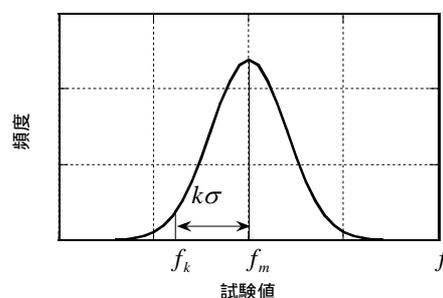


図 3.2-1 特性値の考え方

係数 k は、特性値より小さい試験値が得られる確率と試験値の分布形より定まる。特性値を下回る確率を 5% とし、分布形を正規分布とすると、係数 k は 1.64 となる (図 3.2-1 参照)。

3.2.2 材料特性

コンクリートの物性の各特性値の設定は、基本的に示方書[構造性能照査編]に従うものとする。以下に、示方書[構造性能照査編]における各特性の主な記載事項を示す。

(1) 圧縮強度

圧縮強度の特性値を定める試験は、JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に従って実施する。

供試体は、JIS A 1132「コンクリート強度試験用供試体の作り方」により作製する。ただし、JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」に適合する場合には、購入者が指定する呼び強度を特性値としてよい。

(2) 引張強度

引張強度の特性値は、試験に基づいて定めるか、もしくは式(3.2-2)によって求める。試験は、JIS A 1113「コンクリートの割裂引張強度試験方法」に従って実施する。

$$f_{tk} = 0.23 f_{ck}^{2/3} \quad (3.2-2)$$

ここに、 f_{tk} ：コンクリートの引張強度

f_{ck} ：コンクリートの設計基準強度

(3) 付着強度

コンクリートの付着強度の特性値は、適切な試験に基づいて定めるか、もしくは、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」の規定を満足する異形鉄筋については、式(3.2-3)によって求めてもよい。

$$f_{bok} = 0.28 f_{ck}^{2/3} \quad (3.2-3)$$

ただし、 $f_{bok} \leq 4.2$ [N/mm²]

ここに、 f_{bok} ：コンクリートの付着強度

(4) 曲げひび割れ強度

コンクリートの曲げひび割れ強度は、式(3.2-4)によって求めてよい。

$$f_{bck} = k_{ob} k_{lb} f_{tk} \quad (3.2-4)$$

$$\text{ここに、} k_{ob} = 1 + \frac{1}{0.85 + 4.5(h/l_{ch})} \quad (3.2-5)$$

$$k_{lb} = \frac{0.55}{\sqrt[4]{h}} \quad (\geq 0.4) \quad (3.2-6)$$

k_{ob} ：コンクリートの引張軟化特性に起因する引張強度と曲げ強度の関係を表す係数

k_{lb} ：乾燥、水和熱など、その他の原因によるひび割れ強度の低下を表す係数

h ：部材の高さ(m)

l_{ch} ：特性長さ(m) ($= G_F E_c / f_{tk}^2$, E_c ：ヤング係数, G_F ：破壊エネルギー, f_{tk} ：引張強度の特性値)。ただし、この場合の破壊エネルギーおよびヤング係数は、(6)(7)に従って定めるものとする。

(5) 応力 - ひずみ関係

応力 - ひずみ関係については、多くの提案がなされているが、その特徴や適用範囲を踏まえた上で用いるのがよい。示方書[構造性能照査編]に規定されている代表的なモデルを図 3.2-2 に示す。大変形に関する検討を行う場合は、軟化域まで精度良く表現できる応力 - ひずみ関係を用いることが望ましい。帯鉄筋やせん断補強筋等で囲まれたコンクリートにおいては、それらの鉄筋による拘束効果により、圧縮強度および終局ひずみが大きくなることが知られている。それらの値が実験等で適切に得られている場合には、その結果を用いてもよい。除荷曲線と再載荷曲線から成る履歴曲線は、既往の研究もしくは実験に基づいた適切なモデルを選定する。

二軸および三軸応力状態の下では、コンクリートの応力 - ひずみ関係が一軸応力状態のものとは相当に異なるので、必要に応じてその影響を考慮するものとする。また、後述の材料非線形モデルにはこうした多軸状態に対応した応力 - ひずみ関係が考慮されていなければならない。

なお、地震応答解析に用いるコンクリートの応力 - ひずみ関係は、本マニュアル「第 5 章 解析手法」において記述する。

(6) 引張軟化特性

コンクリートの破壊エネルギー G_F は、一般の普通コンクリートに対して、式(3.2-7)により求めてよい。

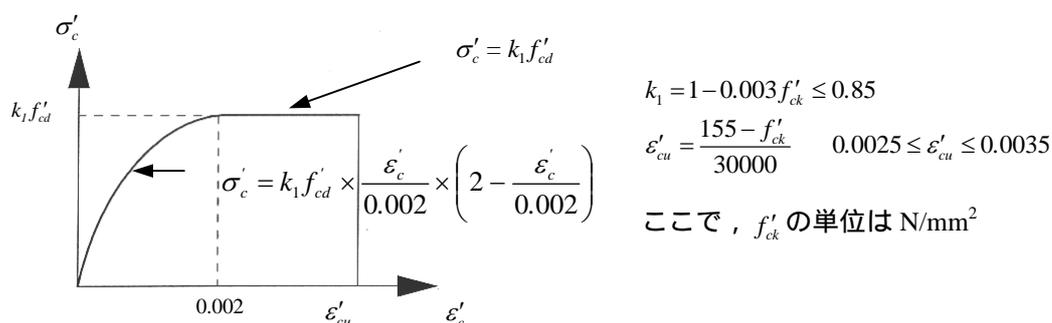


図 3.2-2 終局耐力評価に用いるコンクリートの応力 - ひずみ関係

$$G_F = 10(d_{max})^{1/3} \cdot f'_{ck}{}^{1/3} \quad (3.2-7)$$

ここに、 d_{max} : 粗骨材の最大寸法(mm)

f'_{ck} : 圧縮強度の特性値(設計基準強度)(N/mm²)

(7) ヤング係数

コンクリートのヤング係数は、試験に基づいて定めるものとする。試験は JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験法」に従って実施する。また、示方書[構造性能照査編]に定められる圧縮強度との関係表(表 3.2-1)に示されるヤング係数を適用してもよい。

表 3.2-1 普通コンクリートのヤング係数

f'_{ck} (N/mm ²)	18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	22	25	28	31	33	35	37	38

(8) ポアソン比

コンクリートが弾性範囲にある時のポアソン比は、一般に 0.2 としてよい。ひび割れ発生後や弾性範囲を越える領域に対してポアソン比に相当する特性を必要とする場合は、適切に定めるものとする。

(9) 熱特性

コンクリートの熱特性は、実験あるいは既往のデータに基づいて定めることを原則とする。ただし、熱膨張係数は、一般に $10 \times 10^{-6}/$ としてよい。

(10) 収縮

コンクリートの収縮は、構造物の周辺の湿度、部材断面の形状寸法、コンクリートの配合等の影響を考慮して定めなければならない。ただし、単位水量 $w = 160 \sim 180 \text{kg/m}^3$ 、単位セメント量 $350 \sim 400 \text{kg/m}^3$ 、圧縮強度が 55N/mm^2 以下の場合の普通コンクリートでは、収縮ひずみは、示方書[構造性能照査編]の値を用いてよい。

(11) クリープ

クリープひずみは、作用する圧縮応力による弾性ひずみに比例するとして、一般に式(3.2-8)により求めてよい。

$$\varepsilon'_{cc} = \varphi \cdot \sigma'_{cp} / E_{ct} \quad (3.2-8)$$

ここに、 ε'_{cc} : コンクリートの圧縮クリープひずみ
 φ : クリープ係数
 σ'_{cp} : 作用する圧縮応力度
 E_{ct} : 載荷時材齢のヤング係数

クリープ係数は、構造物の周辺の湿度、部材断面の形状寸法、コンクリートの配合、圧縮応力作用時の材齢等の影響を考慮して定める必要がある。圧縮強度が 55N/mm^2 以下の無筋コンクリート、および偏心なく配筋された鉄筋量 1% 程度の軸方向鉄筋の場合に対して、それぞれのクリープ係数の一般的な値が示方書[構造性能照査編]に示されている。

3.3 鉄筋の材料特性

3.3.1 一般

鉄筋の材料特性は、引張・圧縮・せん断に関する各降伏強度、引張強度、応力 - ひずみ関係によって表される。また、対象構造物の環境条件に応じて熱特性を考慮する。

鉄筋の材料特性は、試験に基づいて定めることを原則としている。ただし、JIS 規格に適合するものは、規格値を用いてもよい。

3.3.2 材料特性

鉄筋の材料特性に関しても、示方書[構造性能照査編]に記述される内容に準拠するものとする。以下に、その主な事項を記述する。

(1) 引張降伏強度および引張強度

鉄筋の引張降伏強度および引張強度の特性値は、それぞれの強度試験結果に基づいて定めるものとする。引張試験は、JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」により実施する。

JIS 規格に適合するものは、一般に、特性値を JIS 規格の下限値としてよい。また、鉄筋の断面積は、公称断面積としてよい。

(2) 圧縮降伏強度

鉄筋の圧縮降伏強度の特性値は、引張降伏強度の特性値に等しいものとしてよい。

(3) 応力 - ひずみ関係

鉄筋の応力 - ひずみ関係は、用途に応じて適切な形を仮定するものとする(図 3.3-1 参照)。骨格曲線としては、引張降伏点を折れ点とする完全弾塑性型、第二勾配を引張降伏点と引張強度点で結んだバイリニア型モデルなどが提案されている。コンクリート中にある鉄筋のひずみと応力は一様でなく、ひび割れ位置で大きくなってその他の位置で小さくなることから、近年、平均応力 - 平均ひずみの関係として定式化している研究例がある。ひび割れが分散するような領域を対象とする場合は、こうしたモデルを用いることによって解析精度が向上する。除荷曲線と再載荷曲線から成る履歴曲線は、既往の研究もしくは実験に基づいた適切なモデルを選定するのがよい。

(4) ヤング係数

鉄筋のヤング係数は、引張降伏強度を求める試験において応力 - ひずみ関係を計測し、この結果に基づいて定めることが基本である。JIS 規格に適合するものは、一般に 200kN/mm^2 としてよい。また、ポアソン比は、一般に 0.3 としてよい。

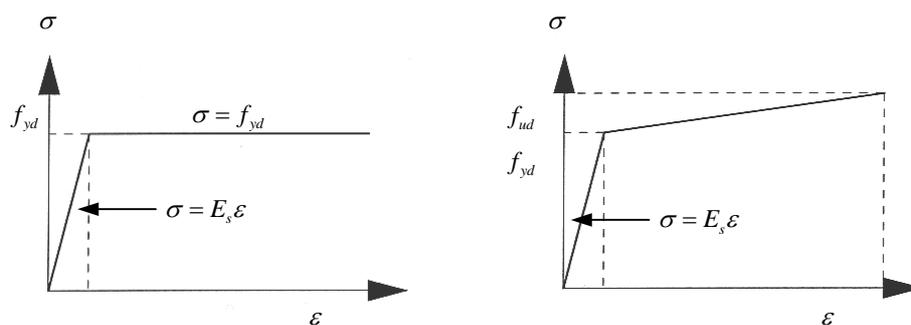


図 3.3-1 鉄筋の応力 - ひずみ関係

3.4 地盤の材料特性

地盤の材料特性は、本マニュアル「5.2 解析に用いる地盤のモデル化」に記述する。

第4章 地震の影響および環境作用

4.1 一般

地震の影響、通常運用時の荷重(永久荷重+変動荷重)および環境作用など、照査で考慮する荷重を抽出し、想定される照査の条件に対応させてその組合せを設定する。それぞれの組合せに応じて、各荷重の特性値を評価し、荷重係数を乗じた上でそれらを総合して設計荷重を設定する。

また、環境作用については、中性化、塩害(塩化物イオンの侵入、鉄筋腐食の進展)および凍害(凍結融解作用)を対象とし、地域の環境事情に応じてこれらを考慮する。具体的な劣化作用の程度は、現地調査結果に基づいて設定する必要がある。

4.2 荷重

4.2.1 荷重設定の基本

設計耐用期間に作用する個々の荷重のばらつき、照査対象とする限界状態および荷重の組合せを考慮した上で、構造物の限界状態に対して厳しい条件となるように、これらの特性値を設定しなければならない。

4.2.2 荷重の種類

荷重は、作用する頻度、持続性および変動の程度によって、一般に永久荷重、変動荷重、地震の影響に分類される。

(1) 永久荷重

永久荷重は、その作用が解除されることが極めてまれか、変動が平均値に比較して無視できる程度に小さく、持続的に作用する荷重である。躯体自重、機器・配管荷重、土被り荷重、永久上載荷重、静止土圧、外水圧、内水圧等がこれにあたる。

(2) 変動荷重

変動荷重は、頻繁にあるいは連続的に変動が起こり、平均値に比較してその変動量が無視できない荷重である。変動上載荷重、雪荷重、温度荷重等がこれにあたる。

ただし、雪荷重の発生頻度が高い寒冷地では、これを永久荷重として考慮することとが一般的である。

(3) 地震の影響

地震の影響は、設計耐用期間中に作用する頻度がきわめて少ないが、作用するとその影響が非常に大きい荷重である。本指針においては、基準地震動 S_2 および基準地震動 S_1 がこれにあたる。

鉛直方向地震動については、適切にその影響を評価しなくてはならない。鉛直地震動を静的に考慮する場合には、上向きと下向きの2種類を想定する。

4.2.3 荷重の特性値

地震の影響以外の一般的な荷重は、設計耐用期間に作用する個々の荷重のばらつき、荷重の組合せおよび照査対象とする限界状態を考慮した上で、構造物の限界状態に対して厳しい条件となるように、これらの特

性値を設定しなければならない。対象とする荷重の種類と算定方法の概要を表 4.2-1 に示す。

4.2-1 荷重の種類と算定方法の概要

種 別	荷 重	算定方法の概要	
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の単位重量を乗じて算定する。
		機器・配管荷重	機器設計等から与えられる荷重。(機器・配管荷重の重量に基づいて算定する。)
		土被り荷重	構造物天端上の地盤の重量に基づいて算定する。
		永久上載荷重	地盤表層より上部に恒常的に置かれる物の重量に基づいて算定する。
	静止土圧	断面力全体に対して静止土圧が寄与する方向(符合の正負)ならびにばらつきを考慮して定める。具体的には、静止土圧係数の上限値と下限値を採ること、ならびに適切な荷重係数を定める。	
	外水圧	地下水に対応した静水圧とする。	
	内水圧	取水路、取水ピットのように構造物内部に作用する静水圧とする。	
変動荷重	変動上載荷重	構造物上を移行する自動車などの活荷重とする。	
	雪荷重	積雪深さ、雪の単位重量および勾配を考慮して算定する。	
	温度荷重	温度荷重が主要な荷重でない場合は、温度応力算定時の構造物の剛性を全断面剛性の 50% として算定する。	
地震の影響 ^{*1}	水平地震動	時刻歴波形として本指針とは別に設定する。本指針では与条件としての扱いである。	
	鉛直地震動	鉛直震度として、敷地の解放基盤表面で定められた基準地震動の水平最大加速度振幅の 1/2 を考慮する。 時刻歴波形を考慮する場合には、水平地震動と同じようにならびに与条件として扱う。	
	動水圧	地震応答解析において適切なモデル化を行って評価する。	
地震時土圧増分	動的解析法により動土圧を求めるか、または必要に応じて適用性が検証された他の方法で求める。		
地震時慣性力	水平成分は、別途実施された動的解析法の結果から求まる水平震度より算出する。鉛直成分は、基準地震動の水平最大加速度振幅の 1/2 として定めた鉛直震度より算出する。		
動水圧	ウェスタガード式により算定する。		

*1)本指針では、構造解析として時刻歴地震応答解析を行うことを標準としている。その他の方法による構造解析を行う場合には、地震の影響は、以下のように扱う。

(1) 永久荷重

以下に、各荷重の特性値の算定方法を示す。

a. 躯体自重

躯体自重の特性値は、設計図書に基づいて、構造物の体積に構成材料の単位重量を乗じて算定する。単位重量は、表 4.2-2 に示す値を用いてよい。ただし、実際の単位重量が明確なものは、その値を用いるものとする。

表 4.2-2 材料の単位重量

材 料	単位重量(kN/m ³)
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77
鋳 鉄	71
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.0 ~ 24.5
プレストレストコンクリート	24.5
コンクリート	22.5 ~ 23.0
セメントモルタル	21.0
アスファルトコンクリート	22.5

b. 機器・配管荷重

機器・配管荷重の特性値は、設計図書等に基づいて算定する。

c. 土被り荷重

土被り荷重の特性値は、構造物天端上にある地盤の重量に基づいて算定する。

d. 永久上載荷重

永久上載荷重の特性値は、構造物天端もしくはその上方に位置する上載機械重量、建物重量等、実際に構造物の上に恒常的に置かれるものの全重量より算定する。

e. 静止土圧

地中構造物を対象とした場合、全体の設計断面力に占める静止土圧の割合が、他の荷重に比較して大きくなるのが、過去の試設計の結果より明らかとなっている。したがって、その特性値の算定にあたっては、他の荷重より厳密に行う必要がある。

ただし、通常運用時の荷重作用および地震の影響による構造物の応答を、一連の非線形解析で計算する場合は、構造物の側方地盤の質量に下向きの重力加速度を乗じて自重として作用させ、その結果、構造物に作用する土圧を静止土圧として評価するのが一般的である。その場合、適切な地盤物性を与えなければならない。例えば、静止土圧係数(K_0) = 0.5 とするには、地盤のポアソン比を 0.33 とする必要がある。

f. 水圧

水圧の特性値は、静水圧として算定する。浮力は、構造物底版に作用する揚水圧であるので、水圧と同様に扱うものとする。

(2) 変動荷重

変動荷重は、通常、変動上載荷重、雪荷重および温度荷重の 3 種類である。これ以外の無視できない変動荷重がある場合には、荷重の組合せの基本に従って、別途、特性値を算出しなければならない。

変動荷重については、永久荷重や地震の影響と異なり、照査対象とする限界状態や荷重の組合せによって、異なる特性値を設定することがある。

a. 変動上載荷重

変動上載荷重とは、構造物天端もしくはその上方に載荷が考えられる活荷重をいう。工事用車輛等の重量車輛の通行が考えられる時には、その影響を考慮する。変動上載荷重の特性値は、実際の作用荷重を算定して用いることが基本であるが、不明確な場合には 9.8kN/m^2 としてよい。

b. 雪荷重

雪荷重の特性値は、「示方書[構造性能照査編]」に基づいて算定することを基本とする。一般には、式(4.2-1)で算定してよい。

$$SN = W_s \cdot z \cdot I \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4.2-1)$$

ここに、 SN ：雪荷重の特性値

W_s ：雪の設計用単位重量(kN/m^3)

・降りたての雪： 1.47 kN/m^3

・やや落ち着いた雪： 2.94 kN/m^3

・圧縮された雪または多量に水を含んだ雪： $4.90 \sim 6.86 \text{ kN/m}^3$

z : 設計用地上積雪深さ(m)

I : 勾配による係数 $I = 1 + (30 - \theta)/30$

θ : 積雪対象面の勾配($^{\circ}$)

ただし、 $\theta = 30^{\circ}$ の場合には、 $I = 1.0$ 、 $\theta = 60^{\circ}$ の場合には、 $I = 0.0$

c. 温度荷重

温度荷重には、部材間の温度差によるものと各部材の内側と外側の温度差によるものの2種類が考えられる。設計では、これらの荷重の組合せを考慮して最大荷重を与えるものを用いなければならない。ただし、温度荷重が全体荷重の中で主要な荷重でない場合は、他の荷重との組合せによってひびわれが発生し、剛性が低下することを考慮して、温度荷重を算定する際の応力解析では、構造物の剛性を全断面有効剛性の1/2として計算してよい。この剛性の低下比率については、原子炉格納容器¹⁾、LNG地下タンク躯体^{2) 3)}等の設計で用いられている値(全断面有効時の1/2)を採用している。

ただし、日射ならびに外気温変化以外の温度変化を考慮する場合(機器から発生する熱が無視できない場合)などで、温度荷重が大きな比率を占める場合には、別途検討することとする。

(3) 地震の影響

発電用原子炉施設の耐震設計に用いる基準地震動は、地点毎にサイト特性を考慮して設定される。屋外重要土木構造物においては、Asクラス、Aクラスなどの機器の耐震重要度分類に対応してその重要性が判断され、耐震性能照査を行うための荷重としての地震動が選定される。そのため、本指針で取り扱う地震の影響は、照査項目や荷重の組合せに係わず、照査用地震動として別途設定されているものとする。

a. 水平方向地震動

水平方向地震動は、時刻歴波形として地震応答解析に適用することを基本とする。

b. 鉛直方向地震動

鉛直方向地震動(上下方向)の影響については、「耐震設計審査指針」にしたがって考慮する。「耐震設計審査指針」では、敷地の解放基盤表面で定められた基準地震動の水平最大加速度振幅の1/2の値を鉛直震度として考慮することとしている。本指針でも、この考え方を踏襲する。ただし、上記「耐震設計審査指針」などにより、水平および鉛直の照査用地震動がともに時刻歴波形として与えられる場合は、与えられた波を同時入力することにより評価する。

4.3 荷重の組合せ

4.3.1 荷重の組合せの基本

荷重の組合せを設定する際には、考慮する個々の荷重の性質・特徴、それらが同時に作用する確率および限界状態に与える影響度合を考慮しなければならない。本指針では、照査条件に対応させて、表4.3-1に示す荷重の組合せを標準として考慮する。

4.3.2 耐震性能照査における荷重

耐震性能照査において組み合わせる荷重は、基本的に永久荷重と地震の影響である。

影響の大きい荷重作用として、永久荷重としての静止土圧および地震の影響である動土圧をはじめとする

表 4.3-1 本指針における設計荷重の組合せ

耐震性能照査	永久荷重 + 地震の影響 (変動荷重は考慮しない)
耐久性能照査	永久荷重 + 変動荷重
通常運用時の照査	永久荷重 + 変動荷重

地盤から構造物が受ける作用がある。これらは、地盤特性を考慮して計算するか、あるいは適切な地盤特性を地震応答解析の入力条件として設定する必要がある。

一般に、原地盤の種別、不均一性および埋戻し地盤の施工時における締固め程度により、地盤特性は大きく変化する。ここで言う地盤特性とは、静止土圧係数、せん断波速度、応力 - ひずみ関係、履歴モデルのパラメータ等の総称である。また、地盤の試験方法によっても、地盤特性はばらつく。そのため、全体の変形量および発生断面力(せん断力、曲げモーメント、軸力)などの構造物の応答に対して、構造物に与える影響が厳しくなるように想定して地盤の特性値を定めることが肝要である。一般に、地盤の試験結果の平均値(統計的な処理をした中央値と同値)は特性値とは一致しない。地盤特性の設定の段階で、照査項目(変形、せん断力)に対して安全側の設定(構造物に与える影響が厳しくなる方向への変動の見積もり)がなされている場合は、1種類の地盤特性を考慮すればよい。特性値の設定段階で、その物性が構造物に与える影響が厳しくならない場合は、試験結果の平均値や既往の研究成果などを参考にして、複数の地盤特性を設定することが望ましい。

本指針が対象としている原子力発電所の鉄筋コンクリート構造物の多くは、変形で不利になる地盤特性と断面力のせん断力照査で構造物に与える影響が厳しくなる場合は一致しており、厳しくなると想定される1種類の地盤特性を考慮すればよい。

また、構造物に内水が存在する場合には、地震の影響として動水圧を考慮する。地震応答解析においては、内水を付加質量としてモデル化する方法、あるいは流体要素としてモデル化する方法により動水圧を考慮する。方法の詳細は、本マニュアル「5.3.2 解析モデルの作成」、 「5.4.2 解析モデルの作成」に示す。

4.3.3 耐久性能照査および通常運用時の性能照査における荷重の組合せ

考慮する荷重は永久荷重と変動荷重である。耐久性能照査と通常運用時の性能照査は、同じ荷重条件を想定する。

個々の変動荷重が単独で作用する場合に加え、温度荷重と変動上載荷重が同時に作用する場合も考慮する。その他の組合せ、すなわち温度荷重と雪荷重、雪荷重と変動上載荷重およびそれらの荷重全ての組合せは考慮しない。これは、雪荷重と温度荷重、変動上載荷重と雪荷重の組合せでは、それぞれ二つの荷重が同時に作用する確率はきわめて低いと判断されるためである。

耐久性能照査では、まず、ひび割れに関する照査を行わなければならない。これは、ひび割れの有無、ひび割れ幅の照査結果を、塩害に対する照査における塩化物イオンの拡散係数の設定に反映させる必要があるためである。また、ひび割れが許容値以下であれば、中性化の照査ではひび割れを無視することができる。

通常運用時の性能照査は、鉄筋およびコンクリートの応力度照査であり、大変形時の照査を対象とする耐震性能照査に比べ、剛性が大きい状態を想定している。したがって、温度荷重を考慮する必要がある。

表 4.3-2 に、耐久性能照査および通常運用時の性能照査における荷重の組合せを示す。

表 4.3-2 耐久性能照査時および通常運用時の性能照査における荷重の組合せ

変動荷重		
変動上載荷重	雪荷重	温度荷重

a. 変動荷重を単独に考慮する場合

変動上載荷重，雪荷重および温度荷重について，通常用いられている方法により算出した荷重の 1/2 を特性値とする。

b. 温度荷重と変動上載荷重を組み合わせる場合

これらの荷重が同時に作用する確率が低いことを考慮して，a. で示している単独で作用した場合に用いた荷重値をさらに低減させる。低減係数については，ここでは 0.7 を用いることとした。この場合，各荷重の特性値の算定法は以下のとおりである。

変動上載荷重： $9.8 \text{ kN/m}^2 \times 0.5 \times 0.7 = 3.43 \text{ kN/m}^2$ を荷重の特性値とする。

温度荷重：(計算された温度荷重) $\times 0.5 \times 0.7$ を荷重の特性値とする。

【参考文献】

- 1) 火力原子力発電技術協会：通商産業省資源エネルギー庁公益事業部原子力発電安全管理課監修「発電用原子力技術基準；コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準」，1994.
- 2) 日本瓦斯協会：LNG 地下式貯槽指針，1981.
- 3) 電気事業連合会：LNG 地下式貯槽指針(土木設備)設計指針，1978.10
- 4) 原子力土木委員会 耐震性能評価検討部会：【委員会報告】原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計における動的上下動の影響評価，土木学会論文集，No.760/ -63，pp.1-12，2004.5

第5章 解析手法

5.1 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法

5.1.1 解析手法の要件

耐震性能照査においては、以下の要件を満たす解析手法を用いることを標準とする。

(1)地盤 - 構造物連成系の時刻歴地震応答解析

地震応答解析において用いられる解析手法は、地盤および構造物の動的挙動の非線形性の程度に応じて線形解析、等価線形解析および非線形解析に大別され、照査の対象となる限界状態に応じて適宜選択される(本指針解説 表 5.2-1 参照)。一般に、厳密な解析手法を用いることにより、簡便な解析手法よりも合理的な照査が可能となることから、本指針では非線形時刻歴地震応答解析を標準としている。しかし、比較的簡便な解析手法は関係資料が豊富にあり、既往の実績も十分に得られている場合が多いことから、これを適用して照査を実施することを否定するものではない。各解析手法では、解析される出力値の種類、解析精度、適用範囲等が異なることから、設定される照査項目に応じて解析手法を選択する必要がある。表 5.1-1 には、耐震性能の区分とその内容、およびそれぞれの区分に対応できる解析手法の分類と照査項目の例を示す。一般に、高度な解析手法は、簡便な解析手法の適用領域を包含する。

表 5.1-1 耐震性能と地震応答解析手法との対応

目標性能		選択される標準的な解析手法と耐震性能の照査に用いる物理量	
区分	限界状態		
1	構造物の構成部材が降伏に至らない	   	手法：線形解析 ・鉄筋およびコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力
2	構造物が最大耐力に至らない	  	手法：等価線形解析 ・鉄筋およびコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力 ・最大せん断力 ・最大曲げモーメント
3	構造物が崩壊しない	 	手法：部材非線形の解析 ・最大曲げモーメント ・最大曲率 ・最大変位 ・最大層間変形角 手法：材料非線形の解析 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ ・最大せん断力

時刻歴地震応答解析を実施するにあたっては、地盤および構造物それぞれのモデル化を行う上で、以下の事項について留意することが肝要である。

時刻歴地震応答解析開始時点での地盤および構造物の応力状態を定めるために、初期応力解析を行う。時刻歴地震応答解析においては、応答結果に大きく影響を与える条件の設定に、特に注意を払うことが必要である。このうち、地盤の境界条件については、波動の伝播、エネルギー吸収能を適切に考慮したものでなければならない。

周辺地盤の有限要素分割については、時刻歴地震応答解析に用いる入力加速度波形の特徴と、地盤および構造物の変形モードを考慮して行うことが重要である。

地中構造物の地震応答挙動は、地盤の応答挙動に支配されるため、地盤および構造物のモデル化を適切に行うためには、あらかじめ自由地盤の時刻歴地震応答解析を行い、地盤のせん断ひずみの最大値に関する深度分布を把握しておくといよい。

(2)地盤の非線形性を考慮するモデルの適用

地盤の非線形性を考慮するモデルとしては、比較的小さなひずみ範囲を対象とし、主に周波数領域の計算に用いられる等価線形モデル、大規模なひずみ領域の応力 - ひずみ関係の非線形性を考慮し、時間領域での逐次非線形解析に用いられる全応力モデル、有効応力モデルなどがある。全応力モデルと有効応力モデルの相異は、後者が地盤のダイレイタンス特性に起因する間隙水圧の変動を考慮できる点である。一般に、考慮できるひずみの範囲が広がるほどパラメータの数や計算時間が増大するため、地盤のひずみレベルや地下水面の位置などを考慮し適切なモデルを選択する必要がある。特に、飽和地盤を対象として鉛直地震動を動的に入力する場合には、地震のような比較的短時間の現象では土粒子骨格からの水の排水がほとんど生じないため、飽和地盤の体積弾性係数は水のそれよりも小さくならないことが想定される。したがって、地盤の体積弾性係数が地震中に一定となる解析モデルを用いることを基本とする。ただし、地中構造物に与える鉛直動の影響がほとんど無いと考えられる場合には、ポアソン比一定の解析モデルを用いても良い。

(3)構造物のモデル化

地中構造物をモデル化するには、地中構造物の特徴(土圧に起因する分布荷重を受けること)や、地盤要素の設定条件との整合性に配慮することが必要である。

鉄筋コンクリート部材の非線形モデルとして、線材モデルや有限要素モデルがある。これらについては、構造物に予想される応答挙動のレベルを考慮して、適宜選択することが肝要である。はり・柱部材は線材要素としてモデル化する。鉄筋コンクリート部材としての非線形性を考慮する比較的簡便なモデルであるため、一般に計算時間は比較的短い。しかし、パラメータの僅かな設定の差異が構造物全体の応答挙動に大きく影響を及ぼすことがあるため、その設定には注意を要する。

一方、有限要素モデルは、現在では多数のモデルが提案されており、一般に、線材要素でモデル化した場合と比べより正確な解析が可能となる。しかし、提案されたモデルの全てが地中構造物の時刻歴地震応答解析に適した構成則であるとは限らないため、その精度と適用範囲が検証されたモデルを用いなければならない。

また、有限要素解析の出力情報は膨大であるため、不適切な離散化や境界条件の設定による解析結果への悪影響を見落とす危険性が高い。このため、耐震性能照査に用いる指標のみならず、その他の物理量についても精査し、時刻歴地震応答解析結果の妥当性を確認することが重要である。

表 5.1-2 には、部材非線形解析および材料非線形解析に用いられる要素を分類したものを示した。詳細については、本マニュアル「5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」および「5.4 材料非線形解析を用いた応答値の算出」で述べるが、各モデルの特徴と構造物の目標性能(限界状態)とを勘案して選択することが重要である。

表 5.1-2 解析モデルの分類

解析手法		部材非線形モデル	材料非線形モデル	
モデル化		骨組	有限要素	
解析次元		一次元		三次元
構成則		$M-$, $M-$ など	応力ひずみ関係	
要素		はり要素	平面要素	立体要素
ガウス積分		$M-$, $M-$ など	$M-$ に変換	応力-ひずみ
特徴	汎用性	狭い		広い
	解析時間	短い		長い

5.1.2 時刻歴地震応答解析の実施手順

性能照査における応答値算定の手順を図 5.1-1 に示す。解析時に留意する項目も併せて示した。

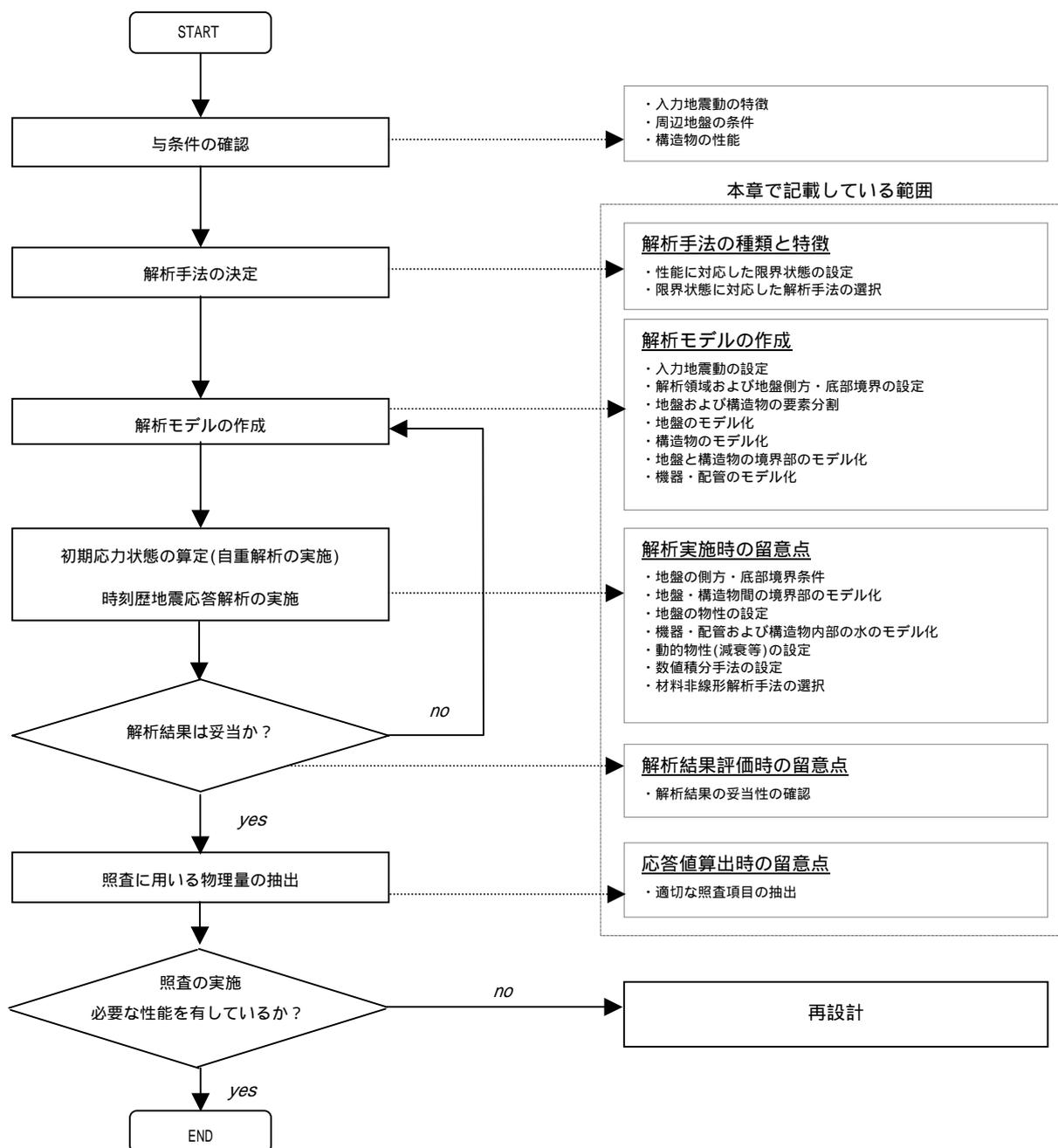


図 5.1-1 地盤-構造物連成系の時刻歴地震応答解析による応答値算出の手順

(4)境界のモデル化

有限要素法を用いて地盤 - 構造物連成系の時刻歴地震応答解析を行う場合には、仮想境界を設けて地盤のある有限の領域で区切る必要がある。しかし、これによって構造物の振動、あるいは地盤の不規則な構造によって生ずる散乱波のエネルギーは、その系の中で閉じこめられてしまうことになるため、人為的に導入した仮想境界で波動エネルギーを吸収する工夫が必要となる。その際に用いられる境界としては、粘性境界、エネルギー伝達境界、混合境界、境界要素法との結合手法などが存在する¹⁾。解析を行う際には、対象とする問題の性質とそれぞれの境界条件の特徴に留意して、境界条件を設定する。

エネルギー伝達境界、境界要素法との結合手法は、いずれも周波数領域の解析を基本とするため、時間領域で地震応答解析を実施する場合は、粘性境界や混合境界を用いるのが一般的である。粘性境界は、地盤密度および地盤境界部における変位速度と、S波またはP波速度を乗じて求めた応力を仮想境界上に与えるもので、その取り扱いは容易であり、混合境界のように自由度の増加はない反面、境界に対する散乱波の入射角度によっては、境界におけるエネルギー吸収能が他の手法より劣ることもある。混合境界は、固定境界と自由境界、速度一定境界とひずみ一定境界の組み合わせのように、異なる境界条件から求まる解を重ね合わせる手法であり、粘性境界と比較してエネルギー吸収能は良いものの、有限要素網を全域または部分的に二重化するため、自由度が増大するという短所がある。

いずれの境界処理方法を用いた場合でも、その性能は解析領域内で発生する散乱波の吸収によって評価され、解析対象領域外の地形・地盤条件による影響も含めた解析境界上の応答を評価するものではない。したがって、地震波の特性や地盤のS波、P波速度、剛性の非線形化の程度などによって、解析範囲の妥当性を評価するか、地盤領域の広さを変えて計算を行い、設計の対象となる構造物の加速度や変位などの応答値が、解析領域を変えた場合でも、設計上問題のない程度の変化に留まることなどを確認することが望ましい。

なお、要素長に関しては、一般には、対象とする主要な波長との対応および構造物の変形モードを考慮して適切な長さを選択する。その場合、1波長当たり6~8節点以上が目安となる。

5.2 解析に用いる地盤のモデル化

5.2.1 モデル化の基本方針

地盤の非線形性をモデル化する手法は種々存在するが、いずれのモデルにおいても、対象とするひずみレベルを考慮した適切なパラメータを設定しなければならない。すなわち、予め実施した自由地盤の地震応答解析結果や、想定する限界状態に相応しいひずみレベルなどを総合的に考慮した設定が必要となる。地盤と同調して変形する地中構造物の場合は、少なくとも想定される限界状態や応答値に相当する層間変形角と同程度以上のひずみレベルにおいて、適切なモデル化精度を確保していなければならない。

パラメータの設定は、現地試験および室内試験の結果に基づいて行うことを原則とする。すなわち、当該地盤の剛性、剛性の拘束圧依存性・ひずみ依存性などを設定するため、原位置からサンプリングした試料または埋戻し材料などを用いた動的変形試験、原位置での地盤のせん断波速度の計測などが必要となる。

動的変形試験によらず、地盤のせん断波速度に関する現地試験から地盤剛性のひずみ依存性に関するパラメータを設定した場合など、間接的にパラメータを設定した場合は、それを補完するために、他の基準・指針に示される値との比較、そのパラメータ値のばらつきが地震応答解析結果に及ぼす影響を把握するための感度分析のいずれか、またはその両方を実施しておくことが望ましい。

地盤剛性のひずみ依存性に関しては、各ひずみレベルの地盤剛性を微小ひずみレベルの地盤剛性で正規化し、その剛性比とひずみとの関係によって表現されることも多い。原位置での地盤のせん断波速度(V_s)と地盤密度(ρ)から式(5.2-1)を用いて微小ひずみレベルの地盤剛性が得られていれば、それを剛性比とひずみとの関係に代入することで、各ひずみレベルにおける地盤剛性を推定することができる。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (5.2-1)$$

ただし、このような方法で剛性のひずみ依存性を設定した場合は、特に大きなひずみレベルにおいて、ひずみと剛性の積として得られる応力が破壊応力を超えている可能性もあり、得られた応力とひずみの関係が適切であることを別途確認しておく必要がある。

地盤の非線形性をモデル化する手法としては、例えば、下記の2種類が挙げられる。

- ・ 等価線形モデル
- ・ 履歴モデル

等価線形モデルは、剛性と粘性を考慮した粘弾性体において、発生するひずみレベルに応じた等価な剛性係数と粘性減衰係数を設定したものであり、ひずみが比較的小さい場合は、等価線形化法による解析で比較的精度の良い解を得ることができる。しかし、解析手法そのものは線形の系を解くものであり、本指針では、地震応答解析には非線形解析を用いることを標準としているため、詳細については「旧マニュアル」などを参照されたい。

履歴モデルは、時間領域での逐次積分法に用いられる。その場合、時々刻々変化する地盤の物性を適切に表現する構成関係が必要となるが、地盤の場合、ひずみの大きさに依存した剛性の非線形性に加えて、拘束圧に依存した剛性の非線形性も生じるため、非常に複雑な挙動になる。特に、地盤はせん断によって体積変化を生じる(ダイレイタンス)ため、地盤条件によっては地震中に大きな拘束圧変動を伴うことがある。すなわち、飽和地盤における液化現象がこれにあたる。飽和地盤では、地震波によってせん断変形が生じると、ダイレイタンスにより体積変化を生じようとするが、間隙水の存在により、土・水混合体の体積は

ほとんど変化しないため、実際には体積変化を生じず、それに対応した過剰間隙水圧が発生することになる。

したがって、履歴モデルによって地盤をモデル化する場合、ひずみの大きさや拘束圧に依存した剛性（せん断応力 - せん断ひずみ関係）のモデル化のみならず、ダイレイタンシーに関するモデル化が必要となる。これらの条件を備えたモデル化の方法が、いわゆる有効応力モデルである。それに対して、ひずみの大きさに依存した剛性の非線形性は考慮するものの、ダイレイタンシーによる体積ひずみの発生は考慮せず、地震中の拘束圧の変化を地盤剛性に反映させないモデル化の方法が、いわゆる全応力モデルとなる。

地盤の変形メカニズムを考慮した場合、地盤のモデル化の方法としてより高度であるのは有効応力モデルであり、地中構造物の地震時挙動を評価する場合は有効応力解析を用いるのが良い。しかし、その一方で、複雑なメカニズムを考慮している分、必要とされるパラメータの数も多く、必ずしも個々のパラメータと解析結果の関係が直感的に把握できないため、解析の実施にあたっては、高度な地盤工学的知識が求められるだけでなく、使用するコードに関する深い知識と経験が必要となり、現状ではその使用が容易でないことも事実である。逆に、全応力解析では、地盤の変形メカニズムを全て考慮できているわけではないが、少なくともひずみに依存した剛性についてはモデル化されており、飽和地盤を対象とした場合でも、あらかじめ過剰間隙水圧の蓄積による有効拘束圧の低下を見込んだ動的変形特性を使用することで、条件によっては有効応力解析に劣らぬ精度で地盤のせん断変形量を予測することができる（技術資料 ）。

そのため本マニュアルでは、下記のいずれかの条件に該当する地盤であれば、実用的には全応力解析で地中構造物の地震時挙動を評価できるものとする。

- ・地下水面より上の地盤であり、飽和していないこと。
- ・地下水面より下の地盤であり、飽和しているが、相対密度が比較的大きく側方流動や急激なひずみの増大を生じない地盤であること。

なお、飽和地盤・乾燥地盤によらず、地形的な条件（不整形地盤や埋め戻し土が著しく非対称な地盤）などによって、地震中のせん断変形よりも、主に残留変形による影響が卓越する場合には、仮に上記に該当する地盤であっても、残留変形の影響を考慮できる適切なモデルを使用しなければならない。

5.2.2 有効応力モデル

(1) モデル化の概要

地盤は、せん断によって体積変化（ダイレイタンシー）を生じる。そのため、水で飽和された地盤で地震中に排水が拘束されると、せん断による体積変化量に見合うだけの過剰間隙水圧を発生する。発生するひずみが大きくなると、過剰間隙水圧による平均有効応力の変動が大きくなり、拘束圧に依存する地盤物性は大きく変化するため、それによる非線形な挙動が特に顕著となる。したがって、対象とする地盤において、地下水面が高い位置にあり地盤が飽和状態である場合は、地震応答解析で対象とするひずみレベルに応じてそれを考慮する必要がある。

ダイレイタンシーの発生と拘束圧の変化を、土骨格の体積弾性係数を介して結びつけるモデルが、いわゆる有効応力モデルである。有効応力モデルでは、応力の偏差成分の変化により塑性体積ひずみ（ダイレイタンシー）が生じるが、その一方で、仮に完全非排水条件であるものとするれば、その際の土・水混合体全体の体積変化は、土粒子や水そのものの体積変化に相当する非常に小さな値となる。そのため、ダイレイタンシーに相当する体積ひずみと相殺する何らかの体積ひずみ発生機構が必要となり、等方応力の変化による体積ひずみがこれに相当する。すなわち、膨張または圧縮を生じるように偏差応力が変化した場合、非排水条件

により体積変化が拘束されていると、圧縮または膨張を生じるように等方応力（平均有効応力）が変化することになる。

有効応力モデルでは、少なくとも応力の偏差成分（せん断応力）とひずみの偏差成分（せん断ひずみ）との対応関係を示す式ならびに応力の偏差成分（せん断応力）と体積ひずみとの対応関係を示す式を用いて地盤の特性をモデル化する。しかし地盤の特性は、密度、粒度、拘束圧、応力状態、履歴（せん断、圧密）、排水条件など、様々な要因により非常に複雑な挙動を示すため、それぞれの関係式については、着目する現象に応じて種々のものが提案されており、実務で汎用的・統一的にあらゆる地盤工学的問題に適用できるモデルというものは存在しない。また、適切にパラメータの設定がなされれば全応力モデルよりも合理的な結果を得られるものの、一般にパラメータの設定は容易ではなく、高度な地盤工学的知識の元に要素試験結果のシミュレーションなどによって試行錯誤で設定する必要がある、飽和地盤の特性および使用しているモデルの特性を理解した上で、対象としている問題のメカニズムがそれらによって再現できるか判断する必要がある。

そのため、ここでは飽和地盤の特性ならびに模型実験において観察された飽和地盤に埋設された構造物の挙動に関する特徴を挙げるにとどめ、具体的な有効応力モデルの事例には言及しない。有効応力モデルを用いる場合には、必要に応じてそれらの現象の再現性を確認した上で屋外重要土木構造物の耐震性能照査に用いるものとする。なお、いくつかの有効応力モデルを用いて、飽和地盤に埋設された地中構造物の遠心力載荷模型実験をシミュレーションした事例を、技術資料 〇〇 に示しておく。

(2) 飽和地盤の特性

通常小さなひずみ領域、または排水条件と見なせる場合は、比較的大ひずみ領域も含めて、繰返し同じ荷重が作用する元でのせん断応力 - せん断ひずみ関係は、繰返しに伴い履歴ループが小さくなる傾向にある。それに対して、非排水条件の場合は、せん断ひずみが 1×10^{-4} の後半からそれ以降にかけて、過剰間隙水圧が蓄積し繰返しごとに平均有効応力が低下するため、繰返しに伴い履歴ループが拡大する傾向にある。すなわち、せん断応力の振幅が一定のままであっても、地盤剛性の低下によって発生するひずみは増大することになる。また、応力径路が変相線（土がせん断により圧縮する状態と膨張する状態との境界）と交わるようになると、せん断応力 - せん断ひずみ関係のループ形状も紡錘型から逆 S 字型へと変化するため、紡錘型の履歴ループではモデルと実際の現象との間の乖離が著しくなる。このような飽和地盤の特性をまとめると、図 5.2-1 のような対応関係となる。

ただし、見かけ上せん断応力 - せん断ひずみ関係は大きく異なっているが、それは拘束圧の変動によるものであり、一定の拘束圧の下で紡錘型となるせん断応力 - せん断ひずみ関係に、地震中の拘束圧変化を逐次反映させてやることで、逆 S 字型のせん断応力 - せん断ひずみ関係が表現できる。例えば、逆 S 字型のせん断応力 - せん断ひずみ関係において、ひずみの増大とともに接線剛性が増大する区間が現れるが、これはせん断ひずみの増大によって地盤が本質的なひずみ硬化を示すためではなく、通常の G - 曲線のようにひずみ軟化は示すのであるが、それ以上に拘束圧の増大に伴う硬化の影響が大きくなるため、見かけ上せん断ひずみが大きくなるほどせん断剛性も大きくなっているのである。

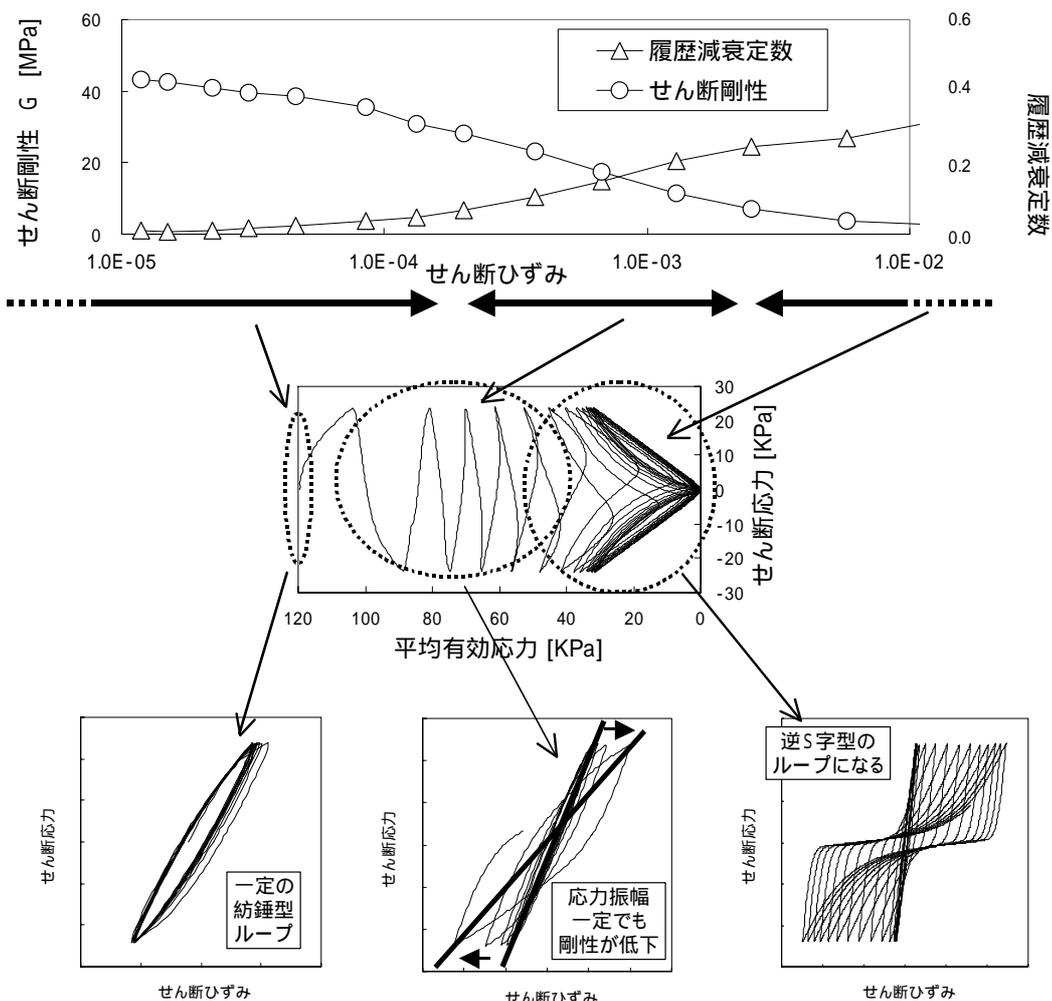


図 5.2-1 平均有効応力(拘束圧)の変化が地盤の応力 - ひずみ関係に与える影響

(3) 飽和地盤に埋設された地中構造物の挙動

ここでは、飽和地盤に埋設された地中構造物の挙動について、注意すべき事項を示す。

a. 水平土圧の増大

飽和地盤では、地震中のせん断によって過剰間隙水圧が蓄積し、地盤条件によっては液状化が生じる。液状化が生じた場合は、少なくとも瞬間的には地盤は土粒子の接触が外れた液体と同様な状態となるため、その時地盤内の応力は等方応力状態となる。一方、常時の地盤は、一般に静止土圧係数(K_0)が 1.0 より小さい状態で存在するため、地盤内の水平応力は鉛直応力よりも小さく異なる値となっており、地中構造物に作用する土圧も鉛直土被り圧より小さいことが一般的である。したがって、地震によって飽和地盤がせん断された場合、地盤条件による程度の差はあるものの、静止土圧係数(K_0)は 1.0 に近づく傾向にあり、一般に地中構造物に作用する水平土圧は増大する。図 5.2-2 は、模型実験において、側壁に作用する水平土圧が増大した例を示している。

このような水平土圧の増大は、地中構造物の地盤と接触する鉛直部材の局所的な安定性にも影響を与えるため適切に考慮する必要がある。

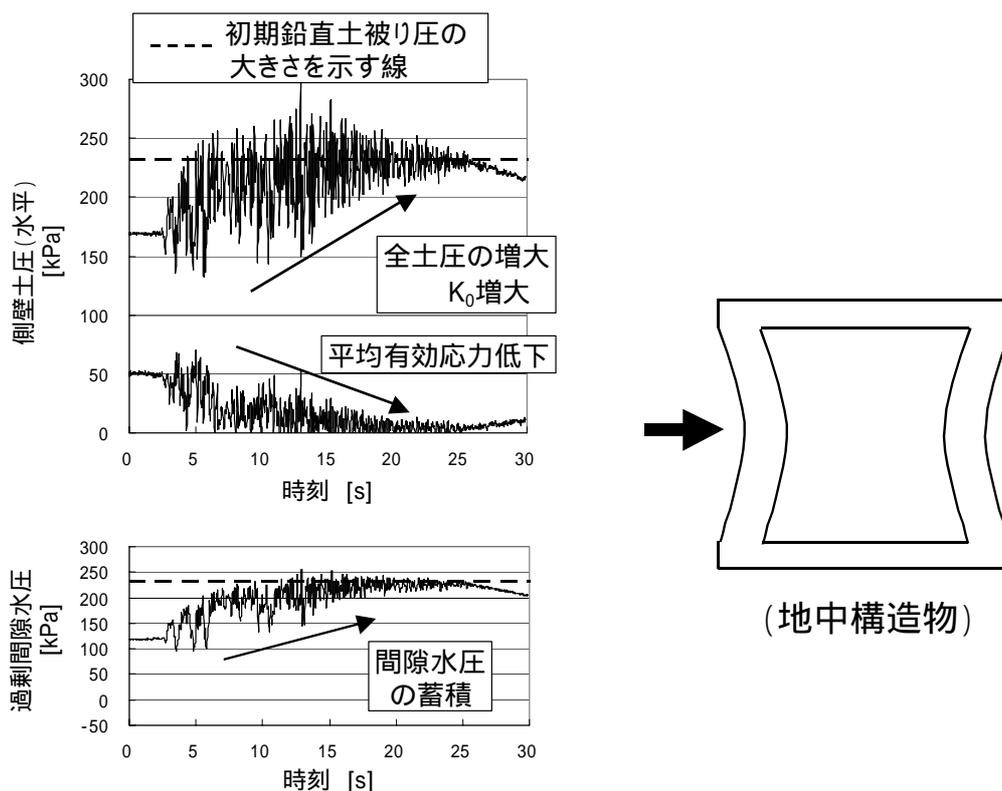


図 5.2-2 過剰間隙水圧の蓄積による側壁水平土圧の増大

b. 地中構造物に作用する荷重分担率の変化

地中構造物の変形は、主に頂版に作用するせん断力、側壁に作用する土圧合力および躯体慣性力によって生じ、これらの力は地震中に地盤の拘束圧および地盤と構造物の相互作用によって変化する。地盤のせん断強度は一般に拘束圧に比例するため、飽和地盤において過剰間隙水圧によって地盤の拘束圧が変動した場合、それに応じて地盤のせん断強度も変化する。したがって、頂版に作用する地盤のせん断力の大きさは、地盤と構造物の相対変位や地盤変形の大きさのみならず、拘束圧に依存した地盤のせん断強度から決まる上限値の影響も受けることになる。具体的には、過剰間隙水圧が蓄積し拘束圧が低下する場合は頂版せん断力は低下する。図 5.2-3 には、遠心力載荷模型実験（技術資料 ）において、過剰間隙水圧の蓄積により頂版に作用するせん断力が低下した例を示す。この事例においては、頂版のせん断力が低下すると、側壁に作用する土圧の影響は、構造物のせん断変形を抑制する側から変形させる方向に変化している。したがって、頂版のせん断力と側壁の土圧は、構造物のせん断変形に関して、互いにその影響を相殺するように変化している。このような荷重分担率の変化は、必ずしも地中構造物のせん断変形に大きな影響を与えないため、必要に応じて適宜影響を評価すれば良い。なお、土被りが非常に浅い場合（技術資料 ）、非常に地盤が密である場合、締まった礫地盤の場合など、正のダイレイタンスが大きくなる場合は、逆に初期拘束圧よりも地震中の拘束圧が大きくなり、初期鉛直土被り圧で計算される地盤のせん断強度以上にせん断力が作用する場合もある。

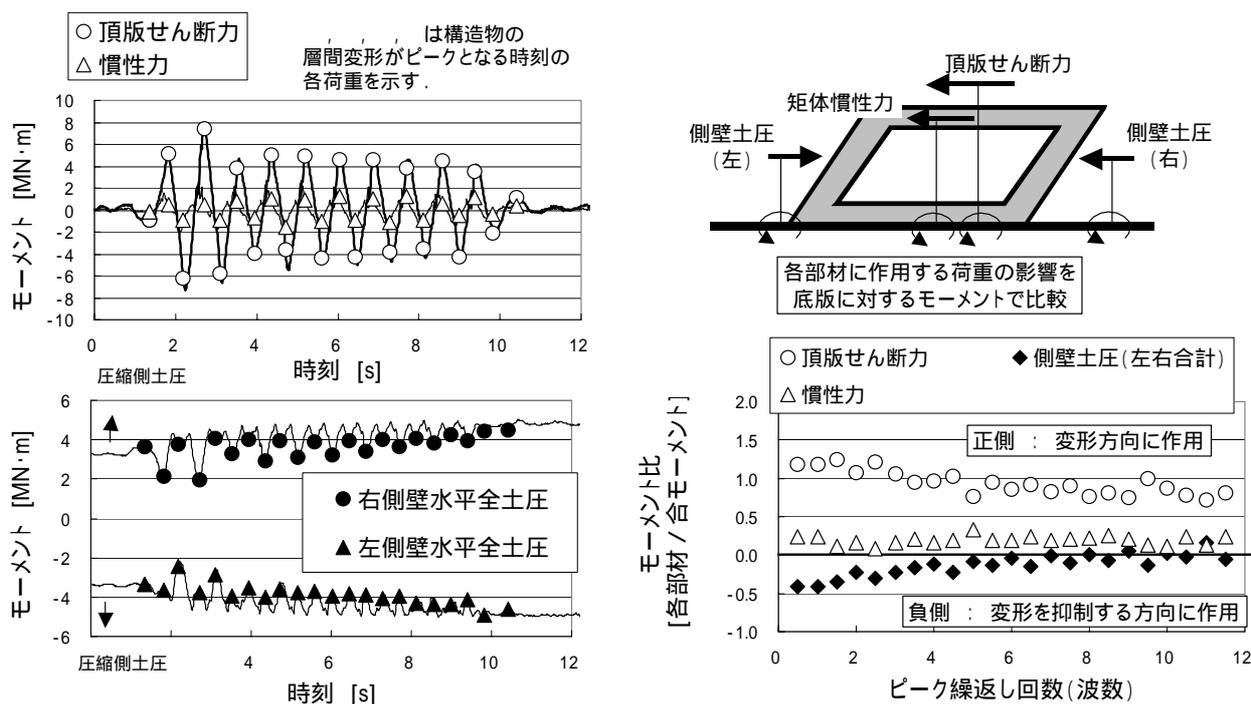


図 5.2-3 震動中に構造物に作用する荷重の分担率が変化した例 (技術資料)

c. 構造物 / 地盤の変形比率に与える影響

一般に、地盤変形が同じであれば、剛性の大きな地盤に埋設された構造物の方が、剛性の小さな地盤に埋設された構造物よりも大きなせん断変形を生じる。したがって、一般の地盤で過剰間隙水圧が蓄積し、地盤剛性が低下した場合、構造物の変形は過剰間隙水圧が蓄積しない場合よりも小さなものとなる。図 5.2-4 は、そのような例として、遠心力載荷模型実験 (技術資料) において、飽和地盤または乾燥地盤に RC 構造物を埋設し、同様な手順で加振実験を行った際の地盤と構造物の変形量を示している。この事例では、飽和地盤に埋設したケースの方が、地盤変位が大きいにもかかわらず、構造物の層間変形量は乾燥地盤に埋設された場合の方が大きくなっている。飽和地盤に埋設された場合、地盤変形に対する構造物変形の割合は 0.5 程度であったのに対し、乾燥地盤の場合は約 1.0 であり、概ね地盤変形と同程度に構造物変形が生じていたことになる。

一般に、飽和地盤で過剰間隙水圧が蓄積して地盤の剛性が低下すると、地震時の地盤変位は大きくなる傾向にあるが、その一方でこの事例が示すように、同じ地盤変形であれば地盤剛性が大きな地盤中に埋設された構造物の変形量の方が大きくなるため、有効応力解析を用いて地中構造物の変形量を予測する場合、必ずしもより過剰間隙水圧が蓄積しやすい方が安全側の結果を与えるとは限らず、過剰間隙水圧の低下に伴う地盤変形量の増大と地盤剛性の低下のバランスによって安全側の評価にも危険側の評価にもつながることに留意が必要である。

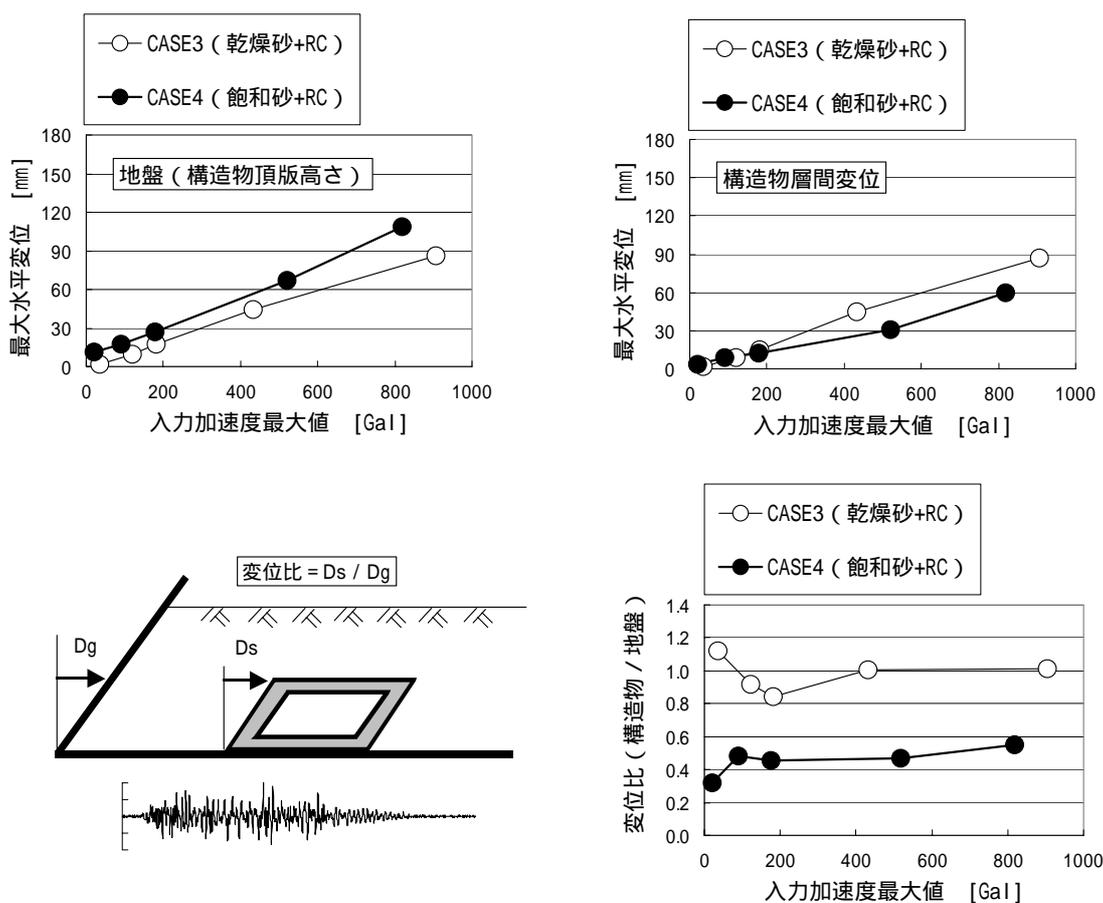


図 5.2-4 飽和砂地盤中の構造物と乾燥砂地盤中の構造物の変形量の比較 (技術資料)

5.2.3 全応力モデル

(1) モデル化の概要

全応力モデルでは、地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係を、双曲線または指数関数などの数理モデルで表現するものである。地盤の強度・変形特性は初期、震動中を問わず、拘束圧依存性の影響を受けるが、全応力モデルにおいては、初期の地盤物性設定時に拘束圧依存性を考慮することはあっても、震動中の拘束圧の変動による地盤物性の変化は考慮しない。また一般に、解析において得られる体積ひずみは等方応力の変化に対して線形であり、せん断による体積変化、すなわちダイレイタンスは考慮できない。

(2) 全応力モデルの基本構成

全応力モデルの主な構成要素は、a. 骨格曲線、b. 履歴曲線、c. 履歴法則であり、以下に、骨格曲線を表す代表的なモデルとして、双曲線型の Hardin-Drnevich (以下、H-D) モデル²⁾、指数関数型の Ramberg-Osgood (以下、R-O) モデル³⁾を例に解説する。

a. 骨格曲線

骨格曲線は、処女載荷時の地盤の応力 - ひずみ関係を規定するものであり、それぞれの式表現を下記に示す。

H-D モデルの骨格曲線：

$$\sigma = \frac{\mu_t \varepsilon}{1 + \left| \frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} \right|} \quad (5.2-2)$$

R-0 モデルの骨格曲線：

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\sigma}{\sigma_y} \left[1 + \alpha \left| \frac{\sigma}{\sigma_y} \right|^{r-1} \right] \quad (5.2-3)$$

- σ : 応力
- ε : ひずみ
- μ_t : ひずみが微小なときのせん断定数
- ε_r : 規準ひずみ
- σ_y : 降伏応力
- ε_y : 降伏ひずみ
- α : 非線形程度を表すパラメータ
- r : 非線形程度を表すパラメータ

これらの式を、特にせん断応力(τ) - せん断ひずみ(γ)関係に適用するものとして、初期せん断剛性(G_0)と規準ひずみ(γ_r)、または初期せん断剛性(G_0)と破壊応力(τ_f)を用いて書き換えると次のように表すことができる。

H-D モデルの骨格曲線：

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad \text{または} \quad \tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{G_0 \gamma}{\tau_f} \right|} \quad (5.2-4)$$

R-0 モデルの骨格曲線：

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{G_0 \gamma_r} \right|^\beta \right] \quad \text{または} \quad \gamma = \frac{\tau}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (5.2-5)$$

ここに, γ	: せん断ひずみ
γ_r	: 規準ひずみ
τ	: せん断応力
τ_f	: 破壊応力
G_0	: 初期せん断剛性
α	: 非線形程度を表すパラメータ
β	: 非線形程度を表すパラメータ

H-D モデルでは, せん断ひずみ(γ)を無限大にした場合のせん断応力(τ)が, $G_0 \cdot \gamma_r$ または破壊応力(τ_f)に収束するため, $G_0 \cdot \gamma_r$ または τ_f によってせん断応力の上限を定義することが可能となる. 一方, R-0 モデルでは, せん断ひずみ(γ)を無限大とした場合のせん断応力の上限がないため, 破壊応力(τ_f)は地盤がそれ以上の抵抗力を発揮しないという意味での破壊応力を示すものではなく便宜的なものである. また, 式(5.2-5)の左式は, $\tau_f = G_0 \cdot \gamma_r$ と置いて右式を書き換えただけのものである. なお, R-0 モデルにおいて原モデル指数部の($r-1$)は β に置き換えた.

両モデルとも観察された地盤の応力 - ひずみ関係の非線形性を表現するための実用的な数学モデルであり, 目的に応じて種々のパラメータ設定方法が考案されている. 例えば大崎ら⁴⁾によると, R-0 モデルのパラメータに下記のような意味づけを行い, 土質試験の結果から直接的に設定されるパラメータと, 応力 - ひずみ関係の全体的なフィッティングに用いるパラメータとを明確に区別している.

$$\gamma = \frac{S_u}{G_0} S \left(1 + \alpha |S|^\beta \right) \quad (5.2-6)$$

ここに, γ	: せん断ひずみ
γ_f	: 単純せん断試験から求めた破壊時のひずみ
γ_r	: 規準ひずみ(= S_u / G_0)
G_0	: 初期せん断剛性
S	: 規準化せん断応力(= τ / S_u)
S_u	: 単純せん断試験から求めたせん断強度
α	: $\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1$
β	: $G, h - \gamma$ 関係をフィッティングするパラメータ

この方法に従い各パラメータをフィッティングした場合, 応力 - ひずみ関係は点(γ_f, S_u)を必ず通る. この方法以外にも, 式(5.2-7)を用いて, 割線せん断剛性(G)が初期せん断剛性(G_0)の半分となる際のせん断ひずみ($\gamma_{0.5}$)を用いた設定も可能であり⁵⁾, $G = G_0 / 2$ となる付近でのフィッティング精度が期待できる.

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} G_0} \right)^\beta \quad (5.2-7)$$

ここに、 β : $G, h-\gamma$ 関係をフィッティングするパラメータ

G_0 : 初期せん断剛性

$\gamma_{0.5}$: 初期せん断剛性(G_0)の半分となる際のせん断ひずみ

これらの数学モデルには長所と短所があり、H-D モデルを使用する場合、破壊時の応力の大きさを明確に規定できること、パラメータが少ないことなどが長所となるが、試験により得られた破壊応力をそのままパラメータとして使用すると、比較的小さなひずみ領域では、モデルの骨格曲線は試験で得られた骨格曲線よりも急激にせん断応力が増大する傾向があること、大ひずみ域で履歴減衰定数(h)が大きくなりすぎることなどの短所もある。一方、R-0 モデルは、H-D モデルよりもパラメータの数は多くなるが、それでも比較的少ないパラメータの数で、H-D モデルよりも高精度に地盤の応力 - ひずみ関係をモデル化できることが長所である。しかし、破壊時の応力の大きさが規定できないため、ひずみの増大につれて応力が無制限に大きくなるなどの短所を有する。

図 5.2-5 には、初期せん断剛性(G_0)と破壊応力(τ_f)を用いてフィッティングした例を示すが、H-D モデルにおいて、破壊時のせん断応力を厳密に定義しようとした場合、H-D モデル 1 のようにせん断ひずみの小さい領域で急激に応力が増大することになる。なお、R-0 モデル、H-D モデル 2 とともに、パラメータに破壊応力や初期剛性などの物理的な意味づけをせず、特定のひずみレベルの範囲のみを対象としてフィッティングした場合は、より高精度な近似が可能となる。

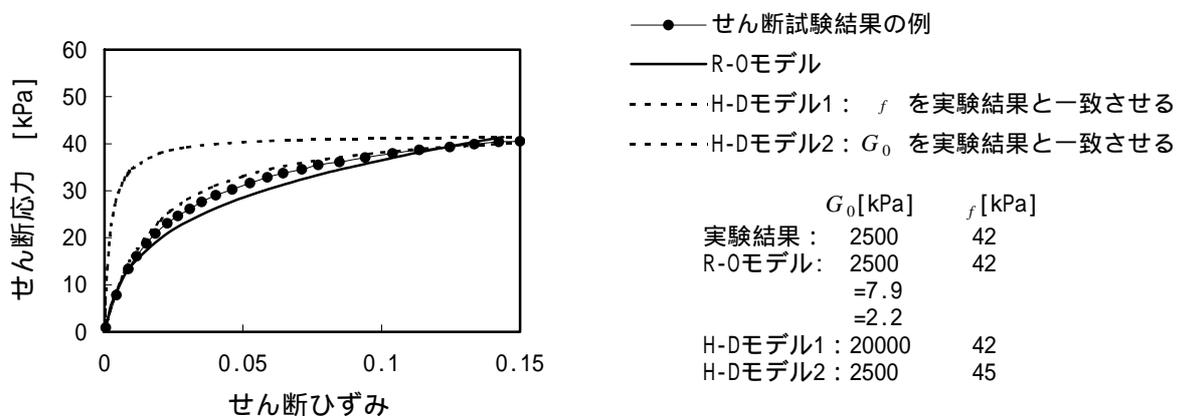


図 5.2-5 R-0 モデル，H-D モデルの例

b. 履歴曲線

履歴曲線は、地盤の応力 - ひずみ関係における除荷・再載荷過程に用いられる曲線である。H-D モデルではもともと関数形による履歴曲線は提案されていないが、通常は、R-0 モデルなどの他のモデルと同様に Masing 則⁶⁾を適用した履歴曲線を使用することが多い。そこで、Masing 則を適用した場合の H-D モデル、R-0 モデルの履歴曲線を示す。

Masing 則では、下記の、の仮定を用いる

除荷点と再載荷点での接線剛性($G = d_\tau/d_\gamma$)は、初期せん断剛性(G_0)と等しい

履歴曲線は、骨格曲線を応力軸・ひずみ軸の両方に対して n 倍したものである

(一般に $n=2$ とする)

初期せん断剛性および破壊応力で表現した H-D モデル式(5.2-4)、R-0 モデル式(5.2-5)を例に用いると、骨格曲線式の τ 、 γ の代わりに、それぞれ $(\tau - \tau_R)/2$ 、 $(\gamma - \gamma_R)/2$ [τ_R 、 γ_R は反転時の τ 、 γ を表す] を代

入して、履歴曲線が次のように表される。

H-D モデルの履歴曲線：

$$\tau = \tau_R + \frac{G_0(\gamma - \gamma_R)}{1 + \left| \frac{G_0(\gamma - \gamma_R)}{2\tau_f} \right|} \quad (5.2-8)$$

R-0 モデルの履歴曲線：

$$\gamma = \gamma_R + \frac{\tau - \tau_R}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_R}{2\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (5.2-9)$$

ここに、 γ_R ：反転時のせん断ひずみ

τ_R ：反転時のせん断応力

ここで Masing 則の n は 2 としている(図 5.2-6 参照)。また、履歴曲線を定義することで図 5.2-7 に示すように、履歴曲線の面積で表される損失エネルギーと系に蓄えられる弾性エネルギーとの比より、下記のように履歴減衰定数(h)を定義することができる。

H-D モデルの履歴減衰：

$$h = \frac{2}{\pi} \left[\frac{1+X}{1-X} + \frac{2X}{(1-X)^2} \ln X \right] \quad X = \frac{G}{G_0} \quad G = \frac{\tau_R}{\gamma_R} \quad (5.2-10)$$

R-0 モデルの履歴減衰：

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta+2} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (5.2-11)$$

ここに、 h ：減衰

ここで、せん断ひずみ(γ)が無限大となる場合、すなわち、割線せん断剛性(G)が零となる場合を考える

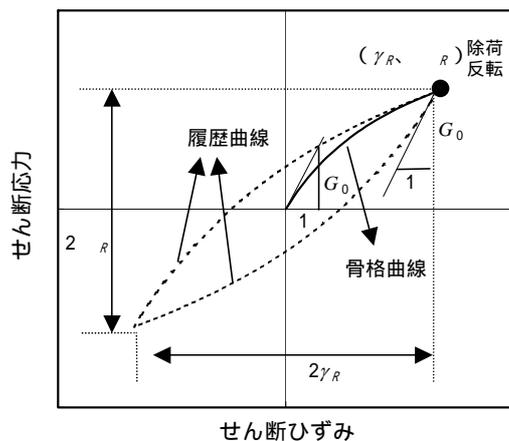


図 5.2-6 骨格曲線と履歴曲線との関係

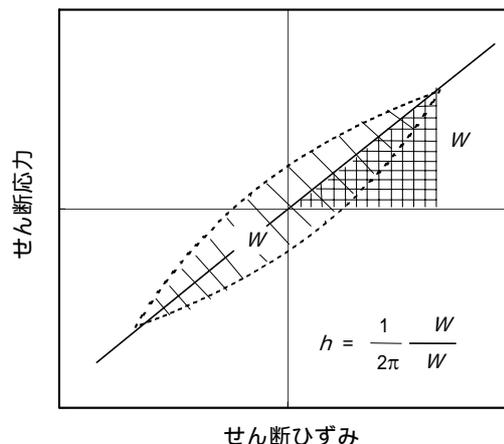


図 5.2-7 履歴減衰係数の定義

と、H-D モデルの場合は $h = 2/\pi$ に収束し定数となるが、R-0 モデルの場合は、

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \quad (5.2-12)$$

となるため、逆に実験結果の最大履歴減衰定数 (h_{max}) から、

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \quad (5.2-13)$$

のように β を設定することも可能である。

c. 履歴法則

地震時の地盤の挙動を予測する場合、その不規則に反転する応力 - ひずみ関係を追跡する法則が必要となる。すなわち、骨格曲線と履歴曲線、履歴曲線と履歴曲線の相互の乗り移り法則が必要となる。図 5.2-8 を参照すれば、

最初は骨格曲線を通る (A B)。

最初に反転する点 B から履歴曲線に移る (図 5.2-8(a) での B C)。

履歴曲線上で反転したら、反転の点 C の座標を履歴曲線の式に代入して得られる式に従う (図 5.2-8(a) での C D)。D E, E F, F G は、同様な履歴曲線上の反転を示す。

例えば、仮に C から反転してそのまま B に向かってゆくと、B に到達した時点で、骨格曲線に戻る (図 5.2-8(b) での C B H)。この仮定がないと、C B I のように、履歴曲線は骨格曲線からずれていってしまう。

の規定を、より一般的にいえば、図 5.2-8(b)、図 5.2-8(c) を参照して、2 つ前の反転の点 (例えば C から B へ向かう線上にあれば B, G から F へ向かう線上にあれば F がこれに相当する) を越えれば、

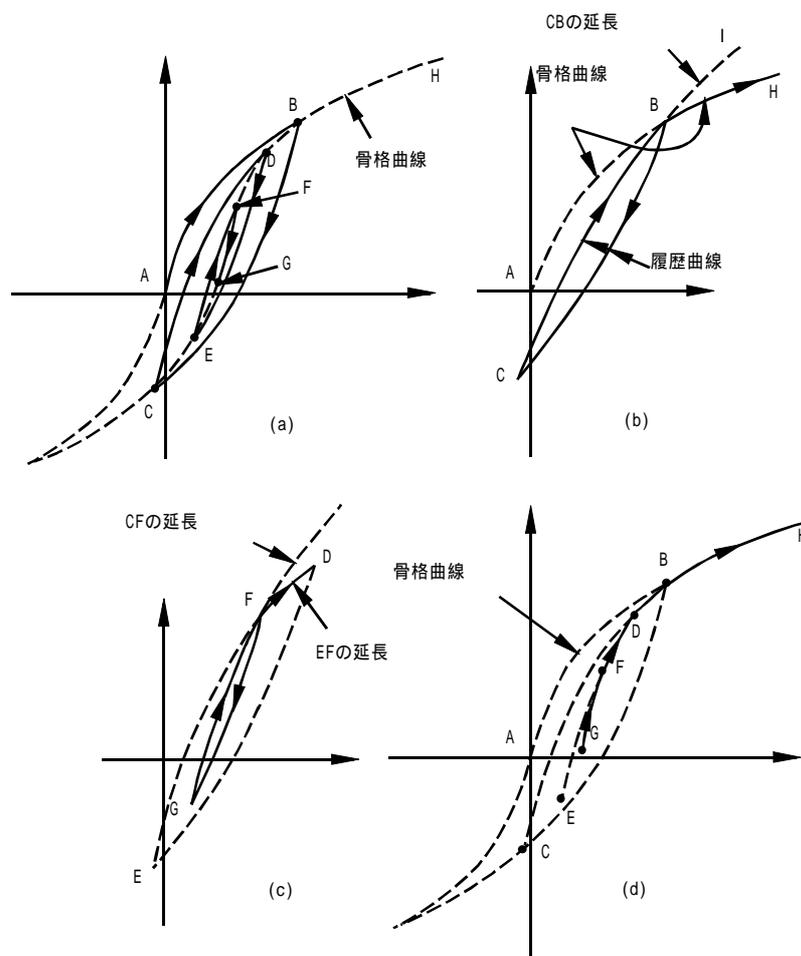


図 5.2-8 骨格曲線，履歴曲線の乗り移り法則

越える前の履歴曲線(CB または GF)の延長上からはずれて，元の骨格曲線(ABH)または履歴曲線(EFD)に戻る．このことは，図 5.2-8(d)に示すように，F D B についても同様に当てはまる．
 などが，一般に用いられる履歴法則である⁵⁾．

(3)物性試験のフィッティング精度を向上する方法

履歴モデルの基本構成に従い地盤の非線形な変形特性をモデル化した場合，せん断剛性(G)と履歴減衰(h)のひずみ依存性を，すべてのひずみレベルにおいて同時に満足することは一般に不可能である．その原因は，ひずみレベルによらず履歴曲線が骨格曲線の n 倍となるように仮定しているためである．実際の動的変形試験の結果では，図 5.2-9 に示すように，各ひずみ振幅レベルでせん断応力(τ) - せん断ひずみ(γ)関係が異なるのが普通であり，全てのひずみ振幅レベルにおいて履歴曲線が骨格曲線の n 倍であるという関係は成立しない．図 5.2-9 では，各ひずみ振幅レベルのせん断応力(τ) - せん断ひずみ(γ)関係を，反転時のせん断ひずみ(γ_R)およびせん断応力(τ_R)が零となるように移動して比較したものであり， n 倍に固定した Masing 則が成立するのであれば，履歴曲線は同一の曲線となるが，実際の実験結果にはそのような関係は認められない．そこで，室内試験で得られたせん断剛性(G) - せん断ひずみ(γ)関係，履歴減衰(h) - せん断

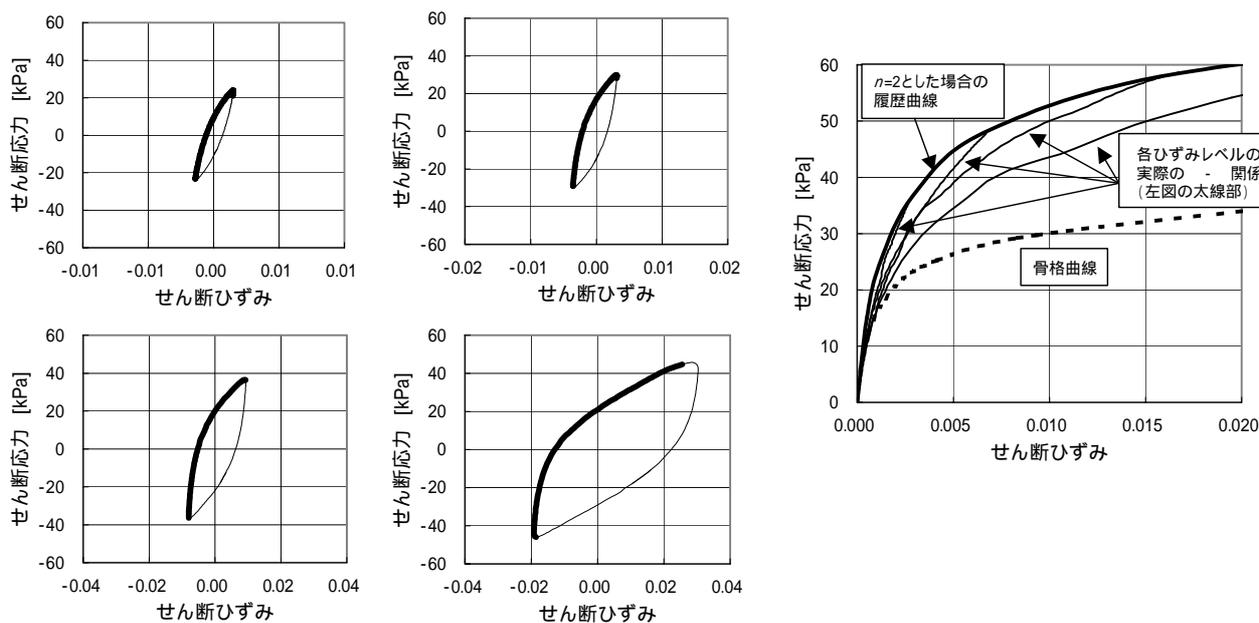


図 5.2-9 動的変形試験におけるせん断応力 - せん断ひずみ関係と履歴曲線

ひずみ(γ)関係を直接使用して、室内試験で結果が得られたすべてのひずみレベルにおいて、忠実にせん断応力(τ) - せん断ひずみ(γ)関係を再現するモデルも提案されている^{7), 8)}。

これらのモデルは、各ひずみレベルの履歴曲線に対して仮定の骨格曲線を考える⁷⁾、瞬間変形係数というパラメータを用いて骨格曲線と履歴曲線との対応関係を調整する⁸⁾という概念上の差および実際に操作するパラメータは異なるものの、処女載荷時の応力 - ひずみ関係と繰返し載荷時の応力 - ひずみ関係との間に Masing 則のような一意的な関係を与えず、ひずみレベルに応じて実験結果を直接反映させた両者の関係を設定するという点は共通である。R-0 モデルを例として、その着眼点を具体的に示すと下記のようにまとめられる。

上記に示した R-0 モデルでは、繰返し載荷時の閉じたループを表現し履歴減衰を定義するためには、履歴曲線は対称な反転点(γ_R, τ_R), ($-\gamma_R, -\tau_R$)を通る必要がある。すなわち、(γ_R, τ_R)で折り返した履歴曲線、

$$\gamma = \gamma_R + \frac{\tau - \tau_R}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_R}{n\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (5.2-14)$$

は対称点($-\gamma_R, -\tau_R$)を通る必要があるため、これを式(5.2-14)に代入して整理した、

$$\frac{1}{G} = \frac{\gamma_R}{\tau_R} = \frac{1}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - 2\tau_R}{n\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (5.2-15)$$

を満たす必要があり、その結果下記の履歴減衰に関する関係が導かれる。

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (5.2-16)$$

ここで、せん断剛性と履歴減衰のひずみ依存性を同時に満足するためには、両者に現れるパラメータが異なることに注意して各パラメータを順に設定すればよい。すなわち、まず式(5.2-16)を満足するためには、 β または初期せん断剛性(G_0)のいずれか一方を実験結果から定め、残りの一方を式(5.2-16)を逆に解いた下記のいずれかの式により求める。ここで実験結果を用いる G および h については、それぞれ G_{exp} 、 h_{exp} として示している。

$$\beta = \frac{2\pi h_{exp} G_0}{(2 - \pi h_{exp}) G_0 - 2G_{exp}} \quad (5.2-17)$$

$$G_0 = \frac{2\beta G_{exp}}{2\beta - \pi(\beta + 2)h_{exp}} \quad (5.2-18)$$

次に、 α 、 n 、 τ_f などのパラメータは式(5.2-16)に現れないので、これらのパラメータを用いて実験結果のせん断応力(τ) - せん断剛性(G)関係を満足するように式(5.2-15)をフィッティングすればよい。

このようなパラメータの設定を各ひずみレベルで行った場合、室内実験での種々の応力レベルにおける一定応力振幅繰返し载荷試験の結果については、ほぼ完全に再現することが可能となる。しかしながら、地震応答解析のような不規則な波形の場合、反転時のひずみレベルが反転毎に異なり、ひずみレベルに応じて調整した履歴曲線では閉じたループとならないため、履歴法則の 項に規定するような乗り移り法則は、応力またはひずみの一方が 2 つ前の反転点と同じ値になった場合とするなど、図 5.2-10 に示すような対処が必要となる。また、物性試験においては、一つの供試体を用いた段階载荷を実施し、各载荷段階で 11 回の繰返し载荷を行い、一般的にはそのうち 10 サイクル目の応力 - ひずみ関係から骨格曲線を定めるが、各载荷段階の载荷履歴が後続の载荷段階へ与える影響や、各载荷段階における 9 回の繰返し载荷による履歴のため、このようにして求められた骨格曲線は、図 5.2-11 に示すように、単調载荷試験のせん断応力(τ) - せん断ひずみ(γ)関係や他の繰返し回数のせん断応力(τ) - せん断ひずみ(γ)関係とは異なる。すなわち、物性試験結果として提示されているせん断剛性(G)、履歴減衰(h) - せん断ひずみ(γ)関係(一般に各载荷段階の 10 サイクル目のみ提示)を忠実に再現する骨格曲線や履歴曲線を用いたとしても、それだけでは、必ずしも得られる地震応答解析結果の高精度化と直接結びつくものではない。物性試験結果と実際の応力 - ひずみ関係との対応を考慮すると、対象としたひずみレベルのみ必要な精度で満足するように設定した通常の R-0 モデルでも、十分な精度の地震応答解析結果が得られる場合もある。したがって、地震応答解析に必要なとされる精度に合わせて、プログラミングやパラメータ設定の容易さも考慮した上で適切な履歴モデルを選択すればよい。

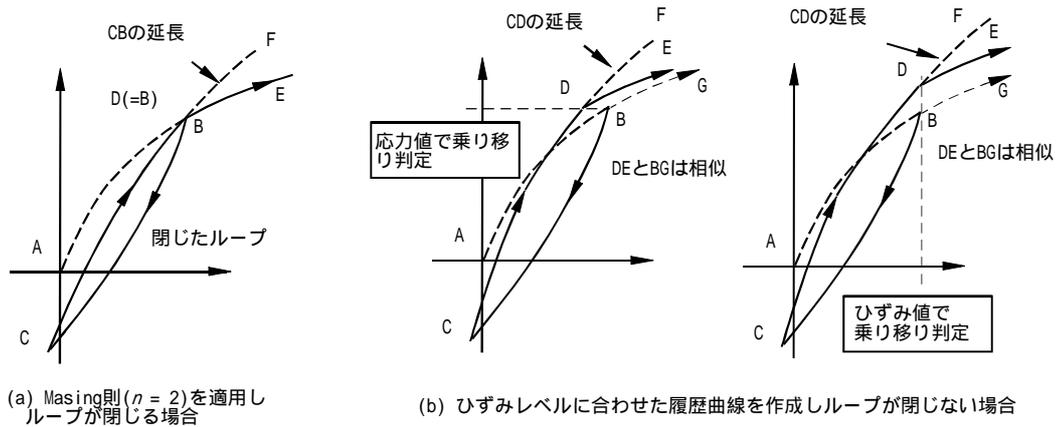


図 5.2-10 履歴曲線と履歴法則(乗り移り)の関係

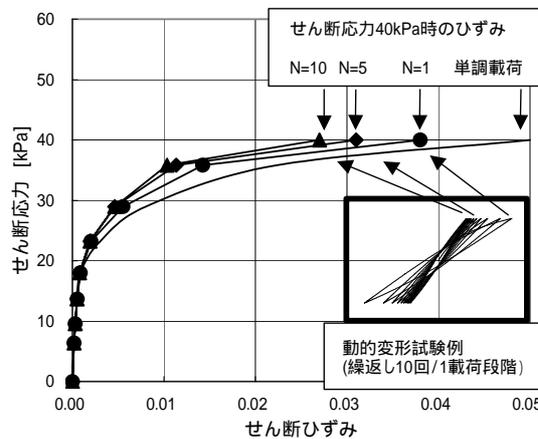


図 5.2-11 動的変形試験による骨格曲線と単調载荷試験結果の関係

(4)地盤物性の拘束圧依存性

全応力モデルで用いられる物理的な意味を持つパラメータ，もしくはパラメータを設定するための実験定数としては，初期せん断剛性(G_0)，破壊応力(τ_f)，規準ひずみ(γ_r)，最大履歴減衰定数(h_{max})などがある．これらの値は，いずれも地盤の拘束状態に依存するため，パラメータの設定に際しては，モデル化手法の特徴を理解して，初期応力状態およびパラメータの拘束圧依存性も適切に考慮する必要がある．特に，せん断剛性(G)の拘束圧依存性については，

$$G = A \sigma_{m0}'^B \quad (5.2-19)$$

ここに， σ_{m0}' ：初期平均有効応力

A ：実験定数

B ：実験定数

の形式で評価することが一般的であるが、べき乗数 B はひずみの小さなレベルにおいて、 $B=0.4\sim 0.5$ であるのに対し、せん断ひずみが 1×10^{-4} 程度以上になると、その値は増大する傾向にあり、破壊付近では $B=1.0$ となる。地盤のせん断剛性 (G) のひずみ依存性を表す場合、せん断剛性 (G) - せん断ひずみ (γ) 関係を微小ひずみ時のせん断剛性 (G_0) で正規化した $G/G_0 - \gamma$ 関係によって表し、初期応力状態に応じて拘束圧依存性を考慮した初期せん断剛性 (G_0) を、この $G/G_0 - \gamma$ 関係に代入して、せん断剛性 (G) - せん断ひずみ (γ) 関係の拘束圧依存性を考慮することも多い。その場合、すべてのひずみレベルにおいて、一定のべき乗数 B を使用していることになるため、地震応答解析で対象とするひずみレベルによっては無視し得ない誤差を生じることになる。したがって、必要とするひずみレベルにおけるモデル化の精度を向上するためには、その領域での拘束圧依存性を適切に評価する必要がある。

(5)鉛直動を動的に入力する場合の注意点

鉛直動は主に P 波（圧縮波あるいは疎密波）として地盤内を伝播することになるが、一般に P 波速度は材料のせん断剛性と体積弾性係数に依存する。したがって、鉛直動入力の場合の動的応答解析を行う場合には、せん断剛性と体積弾性係数を適切に評価した解析を行わなければ正確な応答を求めることにならない。特に、飽和地盤のように、土の骨格が間隙水で満たされている材料を対象とする場合には、間隙水の力学的物性が鉛直動の伝播に直接的に影響を及ぼすことが想定されるため、解析に際しては注意が必要である。

全応力解析のように、土を一相系の材料として扱う一般の動的解析では、せん断剛性あるいはヤング係数とポアソン比を入力条件として与え、解析中はそれらを下記の式で扱うことが多い。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.2-20)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} = \frac{2(1+\nu)G}{3(1-2\nu)} \quad (5.2-21)$$

さらに、特別な取り扱いを行わない限り一相系の解析では水の存在が考慮されないため、P 波速度は次式のように取り扱われることになる。

$$V_p = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left(K + \frac{4}{3} G \right)} \quad (5.2-22)$$

したがって、地盤剛性のひずみ依存性を考慮しせん断剛性をひずみの増大に伴って低下させる場合、式 (5.2-21) において仮にポアソン比を一定とすると、体積弾性係数ならびに P 波速度は、いずれもせん断剛性の低下に伴い無制限に低下することになる。図 5.2-12 には、そのような体積弾性係数ならびに P 波速度の変化を示している。この図と式 (5.2-21) から明らかなように、体積弾性係数はせん断剛性と同様に低下している。しかし、実際の飽和地盤を想定した場合、地震のような比較的短時間の現象では、排水が制限され、土・水混合体の体積弾性係数は、少なくとも水の体積弾性係数を下回らないことが想定されるため、図 5.2-13 の方が実際の地盤に近いものと思われる。兵庫県南部地震の際の観測記録をシミュレーションした事例⁹⁾で

は、体積弾性係数一定として計算した結果の方が観測記録と整合しており、飽和地盤を全応力モデルによってモデル化し、鉛直動を動的に代入して地中構造物の耐震性を検証する場合には、解析中の体積弾性係数を一定とすることを基本とする。

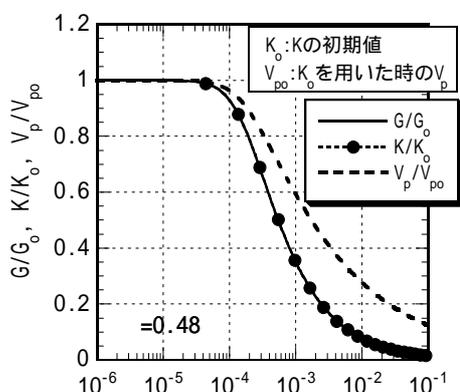


図 5.2-12 ポアソン比一定の場合⁹⁾

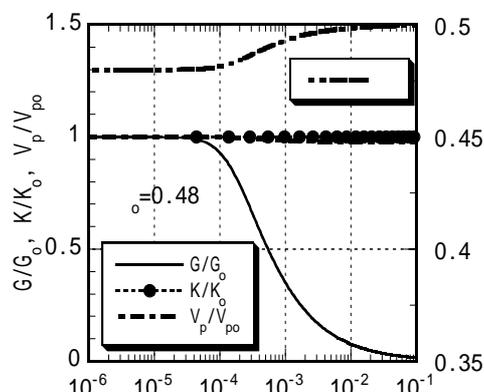


図 5.2-13 体積弾性係数一定の場合⁹⁾

(6)側壁に作用する土圧に関する注意点

飽和地盤では、過剰間隙水圧の蓄積に伴い、流体的な等方応力状態に近づいていくため、それに伴って静止土圧係数 (K_0 値) は 1.0 に近づく。飽和地盤に関する遠心模型実験では、乾燥地盤に埋設された場合には生じない構造物内壁の中間部分のひび割れが発生していた(技術資料)。

全応力モデルでは、一般に塑性体積ひずみの蓄積を考慮できないため、地震中の土圧静的成分の変動は考慮できない。そのため飽和地盤において、応答解析結果が、一般に過剰間隙水圧の蓄積が顕著となるせん断ひずみレベル以上であれば、土圧に関する検討を別途実施するのがよい。ただし、構造物全体系の変形に関しては、頂版に作用する荷重と側壁に作用する荷重の比率の影響は小さく、FEM 解析を実施した時点でその評価がなされているため、周囲の地盤と接する側壁部材についてのみ検討すればよい。

側壁に作用する土圧の目安は、(変化後の K_0 値で求めた静止土圧) + (FEM 解析で得られた土圧の動的変動) とする。その際の K_0 値は瞬間的に有効応力が 0 となる可能性を考慮し、1.0 を基本とするが、模型実験や有効応力解析、またはその他の方法により初期 K_0 値と 1.0 の間で推定が可能であれば、その値を使用してもよいものとする。このような側壁に作用する土圧の増分は、得られた K_0 値を用いて、全深度に一樣に与えることを基本とするが、過剰間隙水圧の蓄積は深度に対して必ずしも一樣ではないため、深度ごとに K_0 が得られる場合は、土圧の増分も深度ごとに設定すればよい。

上記で計算された土圧と全応力解析によって得られる土圧との相違は、主に静的成分だけであるため、あらかじめ K_0 値の変化量を設定できる場合には、FEM 解析実行時に使用する初期応力として考慮してもよい。ただし、これはあくまでも地震中の過剰間隙水圧の蓄積により生じる現象を想定して使用するものであり、地盤物性の設定における初期拘束圧などには反映させない。また、側壁部材の降伏状況を考慮した適切な梁モデルに土圧を与え、それによって得られる断面力を、FEM 解析において構造物の変形が最大となる時刻の当該部材の断面力に加算する方法を用いても良い。

なお、飽和地盤に埋設された地中構造物に関する遠心模型実験では、構造物が相対的に剛で、頂版上方の地盤と大きな相対変位を生じる場合に、特に、側壁上部に初期鉛直土被り圧の 1.4 倍程度の水平土圧が作用

していた。また、土圧の最大値と変形の最大値は必ずしも同時に発生しない結果が得られていた。したがって、より詳細な検討を実施し、側壁土圧と変形の最大値発生時刻が同時とならないこと、全深度一様に土圧の静的成分が増大しないことを確認できる場合は、その結果に従って土圧の影響を考慮することは妥当である。

5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出

5.3.1 モデルの種類と特徴

部材非線形解析は、一般に、鉄筋コンクリートはり部材の非線形性を部材レベルで考慮した比較的簡便なモデルであり、大別して以下の線材モデルに分類される。

(1) 材端ばねモデル

材端ばねモデルは、はり・柱部材の部材軸に沿った塑性変形を部材両端における弾塑性ばねで表現するものである(図 5.3-1 参照)。つまり、部材のひび割れを含んだ曲げに関する全ての塑性変形が、その端部の曲げモーメントの値によって表現される。このため、ボックスラーメン構造のように損傷が材端部近傍にほぼ限定される場合には、一般にその適用性が良いが、部材中央部における損傷を評価するためには、モデル作成等に工夫が必要である。しかし、このモデルは、任意の履歴モデルと組み合わせることが可能であること、材端部特有の現象(鉄筋の伸び出し等)を考慮しやすいこと等の利点も多いことから、骨組解析に多く用いられている。

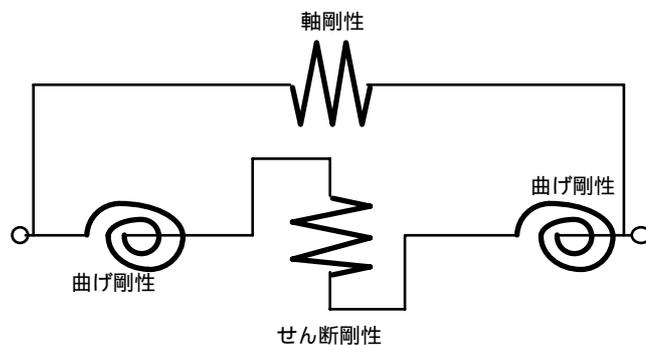


図 5.3-1 材端ばねモデルの概念図

(2) 材軸直交分割モデル

(1)の材端ばねモデルをより精密にしたモデルであり、部材を部材軸方向に適当な長さで分割し、要素毎に非線形ばねを設定し、その非線形性を表したものである。一般に骨組構造物は、部材端部において、その塑性変形が先行して生じるため、材端ばねモデルで十分な場合が多い。しかし、地中構造物は、地震時には地盤を介して複数の種類の荷重を受けること、損傷が進行するにしたがって、部材の損傷は中央部にまで及ぶことがあること等から、一般に材軸直交分割モデルを適用することが望ましい。

5.3.2 解析モデルの作成

(1) 構造物のモデル化

線材モデルを用いて鉄筋コンクリート構造物をモデル化する場合、以下の事項に配慮することが必要である。

a. 部材の軸線の設定

線材モデルでは、部材の断面厚さ方向の大きさが直接には考慮されていない。このため、解析モデルの作成時に、まず部材厚さのどの位置に線材モデルを設定するかを定めなければならない。

岩盤上に設置されるボックスラーメン構造では、底板部材の軸線の定め方にいくつかの考え方がある。具体的な設定例を図 5.3-2 および表 5.3-1 に示す。最も標準的なモデル化は設定例 1 である。これは「示方書

[構造性能照査編]にしたがい、図心の位置に一致させて軸線を設定するものである。底版と接する岩盤部が、 $1/2H_1$ (H_1 :底版部材の部材厚さ)だけ盛り上がったモデルである。設定例2は底版 - 岩盤間の境界部(底版下端)で軸線を設定するモデルであり、内空空間が実際よりもやや広くモデル化される。設定例3は、底版の図心の位置が底版・岩盤間と同じレベルになるように設定したもので、底版が $1/2H_1$ だけ岩盤中にあるものの、軸線の位置が岩盤の上面に一致するようにモデル化されていることが特徴である。一般には、いずれの設定によっても地震応答解析に与える影響は小さいが、「示方書 [構造性能照査編]」の規定に則った設定例1によるモデル化を標準とするのがよい。ただし、ハンチが特に大きい場合には、軸線を折れ線とし、断面変化も考慮しなければならない。

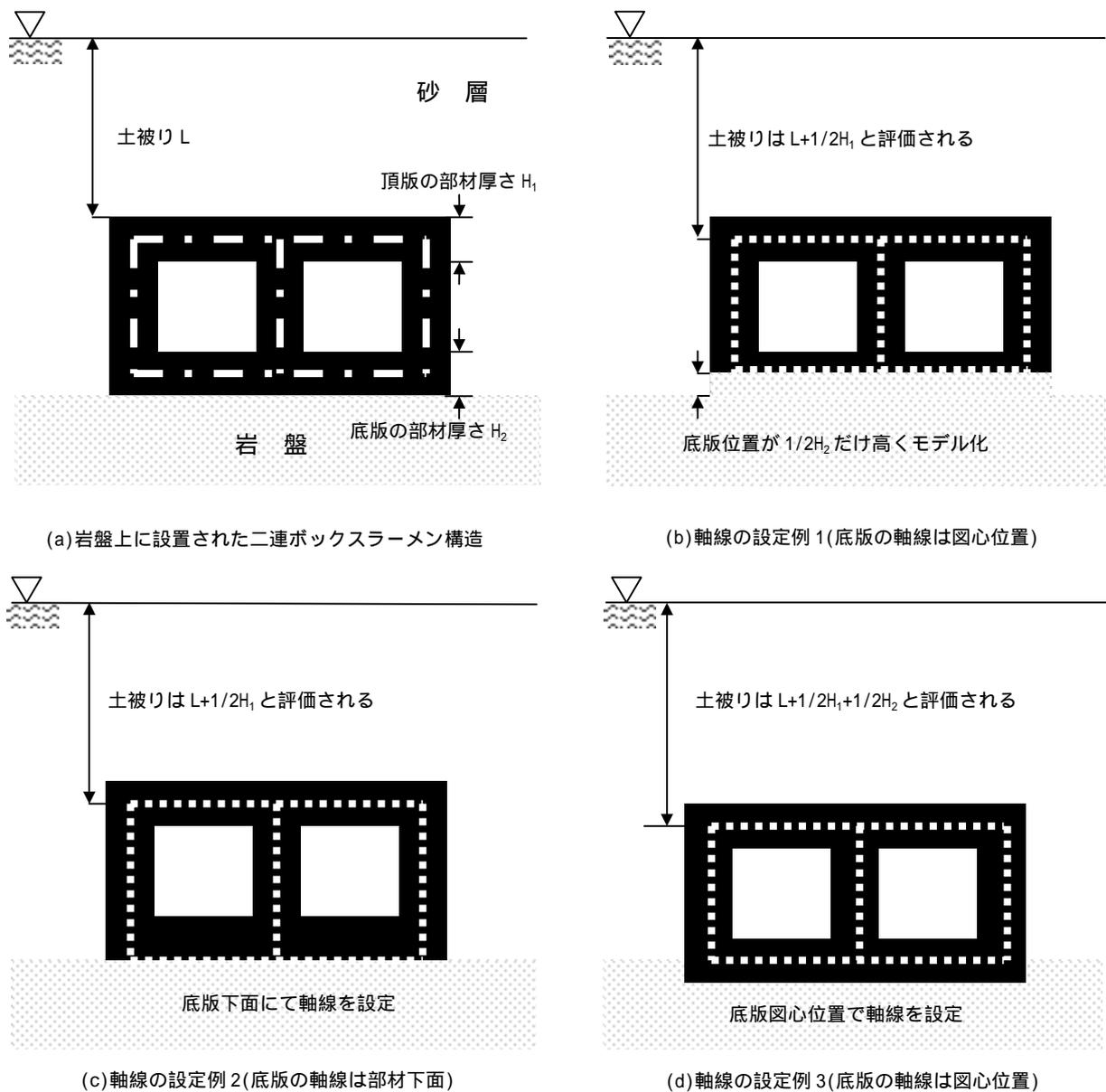


図 5.3-2 軸線の設定例

表 5.3-1 軸線の設定例の特徴

設定例	特徴		
	底版の軸線設定位置	モデル上の土被り厚さ	底版部のモデル化の特徴
1	底版の図心位置	$L+1/2H_1$	底版が実際よりも $1/2H_2$ だけ上方に配置されるため、岩盤部境界面が $1/2H_2$ 上昇する。
2	底版の下面部	$L+1/2H_1$	他のモデル化と比べると内空空間が $1/2H_2$ だけ大きくモデル化される。
3	底版の図心位置	$L+1/2H_1+1/2H_2$	図心位置が岩盤の上部境界面と一致するため、底版と接する岩盤の境界面が $1/2H_2$ だけ下がる。

H_1 : 頂版の部材厚さ, H_2 : 底版の部材厚さ, L : 土被り厚

b. 剛域の設定

剛域の設定については、「示方書 [構造性能照査編]」に準拠するものとし、一般に以下の ~ の方法で定めるものとする(図5.3-3参照)。

ハンチがない場合には、部材端から部材厚さの1/4入った断面より内部を剛域とする。

部材がその軸線に対して 30° 以上傾斜するハンチを持つ場合には、部材厚さから1.5倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は、ハンチの起点から部材厚さの1/4入った断面から内部を剛域とする。

左右のハンチの差によって、およびにより定められた点が2点以上となる場合には、剛域が大きくなる点を選ぶ。

具体的な剛域の設定例を、図 5.3-4 に示す。ここでは、部材が 45° の傾斜を有するハンチを持つので、部材の高さの 1.5 倍の高さとなる断面から節点側が剛域となる。剛域を考慮しないモデルによって解析を行う場合には、図 5.3-5(b)のように曲げモーメントをシフトして、その値を部材端部の断面の検討に用いる断面力の値として用いてよい。

剛域の設定の有無については、地盤 - 構造物連成系でモデル化する場合には、地盤の地震応答特性が支配的であるために剛域の設定の有無が構造物の地震応答挙動に与える影響が小さいこと、一般に、剛域を設定しないと構造物全体のせん断剛性が相対的に小さくなり、その結果、変形の応答値が過大となるため、変形による性能照査の体系では安全側の結果を与えること、構造物の部材寸法に占める剛域長の割合は、通常 1/10 以下であることから、剛域部の要素分割が他の一般部に比較して細かくなりすぎる傾向にあること等を勘案し、適宜判断するのがよい。

なお、剛域のモデル化では、一般に鉄筋コンクリートは部材の 100 倍から 1000 倍程度の断面二次モーメントを有する弾性要素とする。

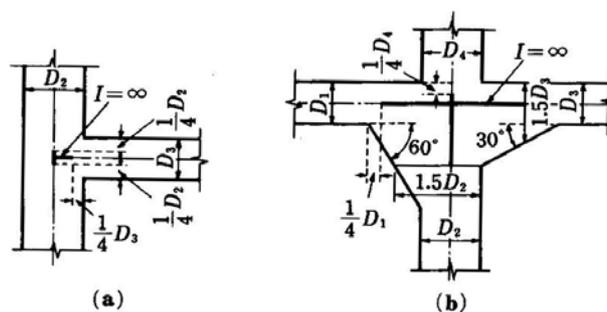


図 5.3-3 剛域の設定例¹⁰⁾

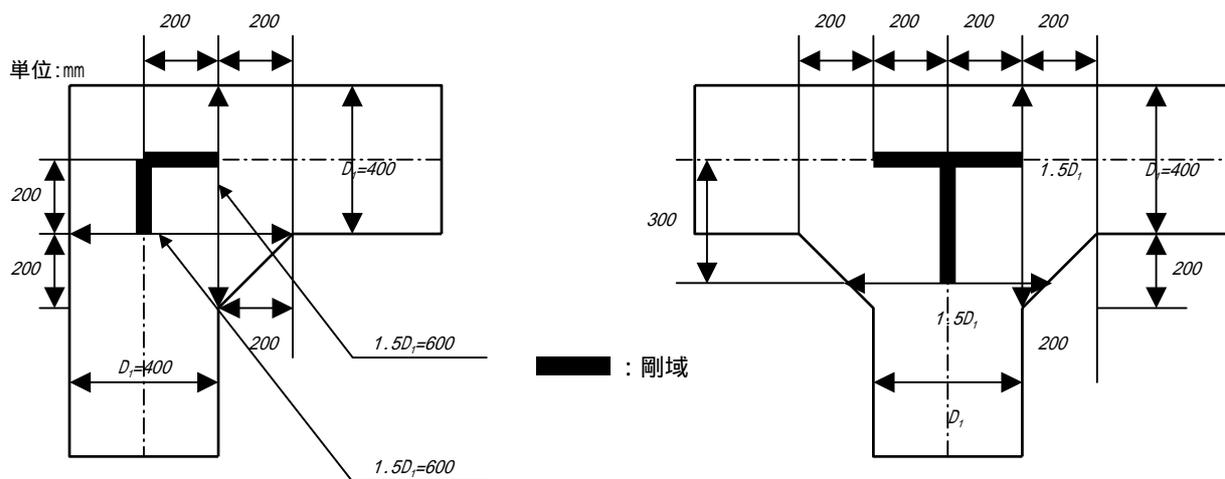


図 5.3-4 具体的な剛域の設定の例

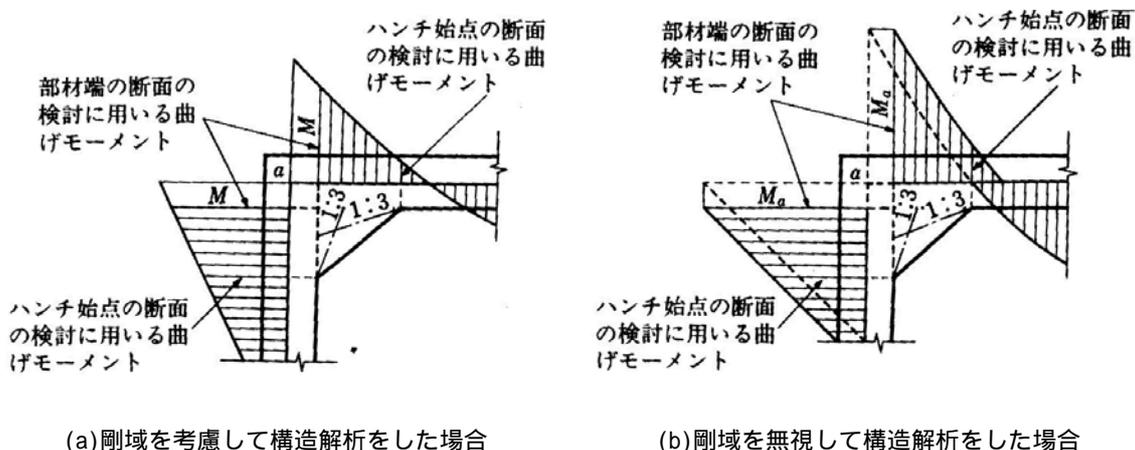


図 5.3-5 部材端の断面の照査に用いる曲げモーメントの評価位置¹⁰⁾

c. はり部材のせん断変形

一般に、部材の曲げ変形のみを考慮するが、部材厚さ L と部材長さ H の比 L/H が 0.3 以上となる場合には、はり部材を Timoshenko はりで定義するなどして、せん断変形についても考慮することが必要である。

d. 要素分割の原則

地中構造物を構成する部材は、はり・柱部材として設計されるため、線材モデルを用いて部材をモデル化する場合には、はり要素を用いることが一般的である。はりの曲げ変形は、通常 4 階の微分方程式で記述されることから、はり要素に適用される変位関数には、3 次以上の高次関数を用いることが望ましい。

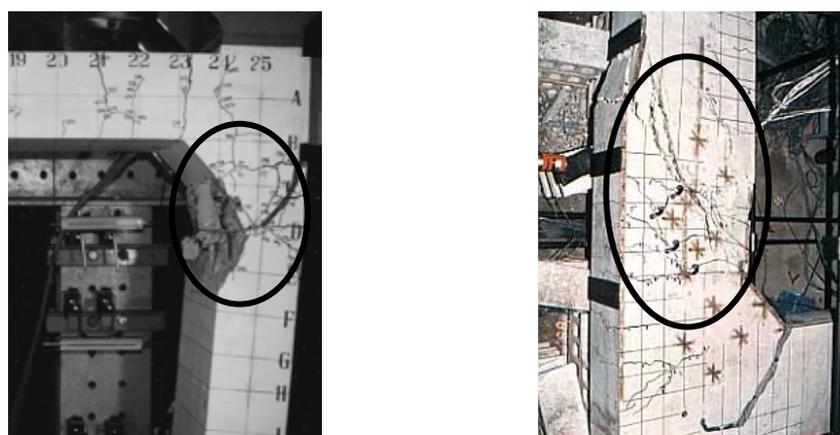
地中構造物では、地盤と接する部材に分布荷重が作用することから、構成する部材を線材モデル(材軸直交分割モデル)とするため、部材を適切な長さの要素に分割してモデル化する必要がある。図 5.3-6 に示した曲げ破壊およびせん断破壊した鉄筋コンクリートボックスカルバート構造の部材の例から分かるように、曲げ破壊やせん断破壊の領域が、部材の断面厚さまたは有効高さの約 1.0 倍程度の範囲であることが知られている。したがって、線材モデルの要素分割は、断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度とするのがよい。

要素分割を過度に細かくすることは、数値解析上はより多くの情報量を得ることができるものの、解析結果が力学的に意味を持たなかったり、計算時間が長くなるなどの問題点が多い。しかし、一方で、地盤や機

器・配管のモデル化との兼ね合いや、形状が複雑な部位においては要素分割を細かくせざるを得ない場合もある。このような場合には、軸線方向に部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度の範囲で、複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。

一方、要素分割を過度に粗くすると、地震応答挙動を適切に評価できなくなって解析精度の低下を招くため、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの約2.0倍よりは大きくしてはならない。

なお、有限要素に選択される変位関数や要素分割が解析結果に及ぼす影響の詳細については、文献11を参考にするとよい。



(a) 曲げ破壊¹²⁾

(b) せん断破壊¹³⁾

図 5.3-6 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊の例

(2) 鉄筋コンクリートはり部材の非線形性のモデル化

a. 部材の断面解析時の仮定

鉄筋コンクリートはり部材の復元力特性および履歴特性をモデル化する場合には、コンクリートのひび割れおよび軸方向鉄筋の降伏以降の非線形性を適切に評価できるものを用いる。また、モデル化にあたっては、部材断面あるいは部材の単位幅について、「示方書 [構造性能照査編]」に準拠し、以下の仮定に基づいて計算を行う。

維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例するものとする。

コンクリートの引張応力は、ひび割れ発生以降は考慮しない。

コンクリートの応力 ひずみ曲線は、図 3.2-2 に示すものとする。

鋼材の応力 ひずみ曲線は、図 3.3-1 に示すものとする。

鉄筋コンクリートはり部材の非線形性を線材モデルを用いてモデル化する場合には、せん断破壊に対する照査を別途適切な方法で行うことを前提に、部材断面の曲げモーメントと曲率、または回転角の関係等で表すことが一般的である。ここで回転角とは、部材の非線形性を部材端部にて集約した材端ばねの回転角を示す。この場合、材料モデルとして、非線形履歴モデルを用いて部材の復元力特性を求める方法によるか、既往の研究成果に基づいた復元力および履歴モデルを適用することとなる。

b. 鉄筋コンクリートはり部材の復元力特性について

実務においてよく用いられる復元力特性モデルの例を、図 5.3-7 および表 5.3-2 に示す。数値計算上の簡便さを考慮して、各モデルは複数の線分にて特性が評価されている。この種のモデルでは、線分の勾配が変

化する点(以下、特性点という)によって、その非線形性が定まることから、その値については慎重に設定しなければならない。また、部材の曲げ終局状態の照査を变形で行う場合、部材の復元力特性における荷重(曲げモーメント)および変形(曲率)のいずれもが、十分な精度で評価される必要があることから、鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動の特徴を捉えた特性点を定義する必要がある。しかし、定義する特性点が増加すれば、解析実施時の作業の煩雑さと共に計算時間の増大にも繋がる。よって、実務的には予備的な解析結果等から想定される部材の変形と軸力の程度を勘案し、設定すべき特性点を適切に選択することが合理的である。鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動における特徴的な現象としては、以下の3つが挙げられる。

曲げひび割れの発生

断面の降伏

断面の終局(圧縮縁においてコンクリートのひずみが 3500×10^{-6} に達する)

したがって、これら ~ の現象の発生を特性点としたトリリニアモデルが標準的である。トリリニアモデルと比較して簡便なモデルである完全弾塑性モデル(図 5.3-7(a)参照)やバイリニアモデル(図 5.3-7 (b)参照)では、断面降伏以前の曲げ剛性をやや過小に評価することになるため、その取り扱いには注意を要する。

一方、テトラリニアモデル(図 5.3-7(d)参照)は、圧縮縁のコンクリートが破壊した以降の曲げ剛性の低下をも考慮したもので、第3特性点以降のひずみ軟化領域をもモデル化し、曲げ剛性が負値で評価した最も厳密な復元力特性モデルであり、以下のような特徴が挙げられる。

曲げ剛性が負値である場合の数値計算は可能ではあるが、構造形式によっては解析が発散してしまうことがある。

第2 - 第3特性点間の曲げ剛性(断面降伏 - 断面終局間の剛性)および第3特性点以降の曲げ剛性(断面終局後の剛性)は、それぞれ初期剛性の $1/1000$ 倍程度、 $-1/1000$ 倍程度であり、事実上曲げ剛性は零と見なすことができることができる。

したがって、終局以降の曲げ挙動を考慮した照査が行われるのであれば、実務的にはトリリニアモデルを用いてモデル化するのがよい。(表 5.3-2 参照)

特性点の中で最も重要な点は、断面降伏点である。これは、断面が降伏することによりその部材のせん断耐力が低下すること、降伏後にその断面が安定した塑性領域にあるかどうかの確認(かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈といった局部的な曲げ破壊に対する照査)が必要となるからである。

図 5.3-8 に作用軸力の値が比較的小さい鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動に、トリリニアモデルを適用した場合の特徴を示す。第1 - 第2特性点間の挙動を線形補間しているが、これは特性点の値を算出するために行うはりの断面計算において、曲げひび割れ発生後はコンクリートの引張応力の作用を無視することを意味する。実際には、曲げひび割れ発生後も鉄筋とコンクリートとの付着作用により、ひび割れ間ではコンクリートは引張力に対し依然として有効に作用する(引張硬化：テンションスティッフニング)。しかし、ここでは計算時の煩雑さを避けるためにこの影響を考慮していない。これにより、トリリニアモデルによって表された復元力特性は、実現象と比べると曲げひび割れ発生以降の曲げ剛性をわずかに小さく評価することになる。しかし、部材の曲げ破壊についての安全性を变形によって照査する体系下では、これは常に安全側の結果を与える。また、引張鉄筋比が非常に小さい場合(0.2%未満)には、曲げひび割れ発生後の接線剛性が負値になる場合があるため、この場合には十分な注意が必要である。

この種の復元力モデルでは、その適用範囲に十分留意しなければならない。特に復元力特性モデルで破壊則が定義されていない場合には、その応答値を十分吟味し、モデルの適用範囲内であることを確認した上で照査を行わなければならない。

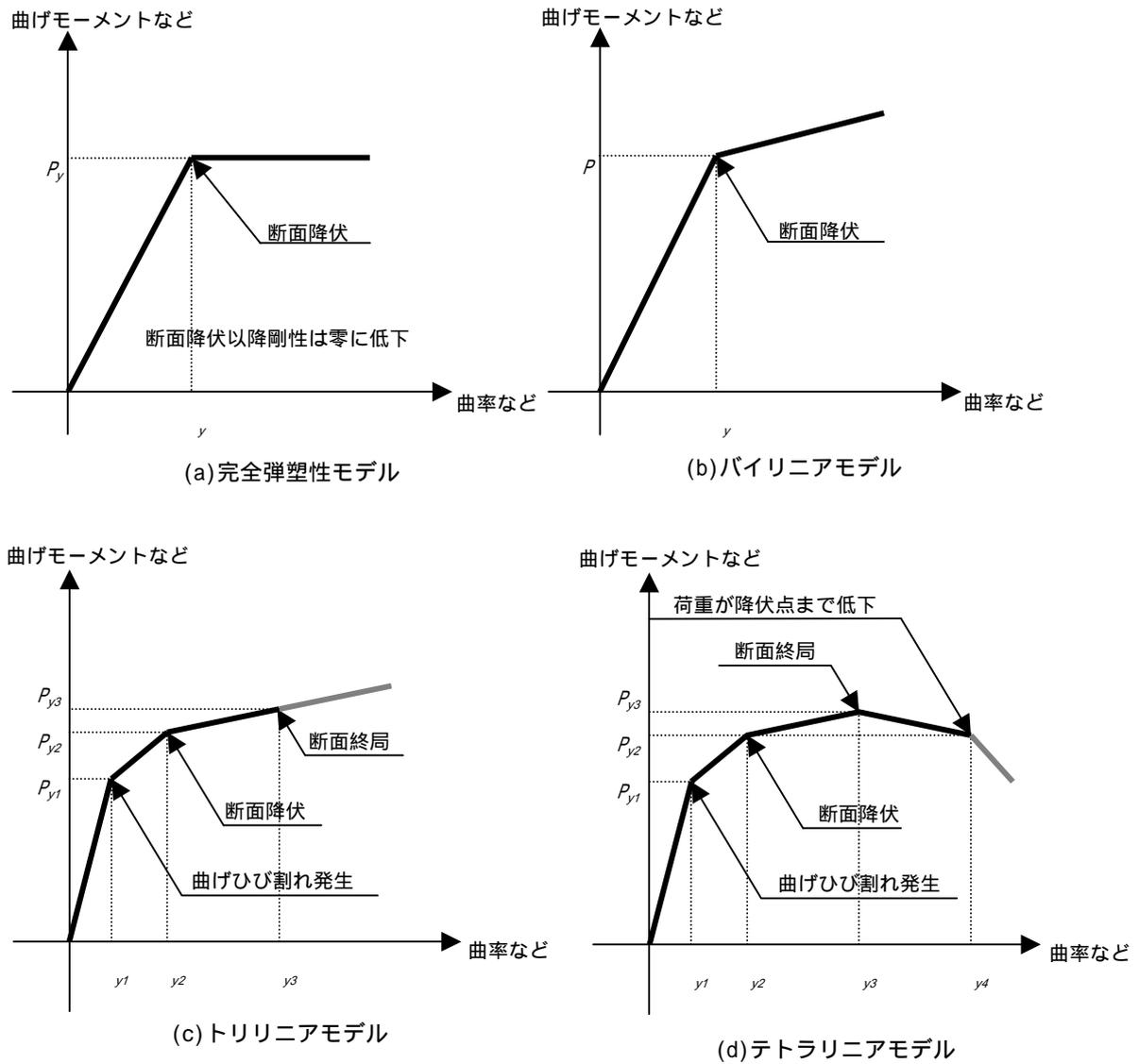
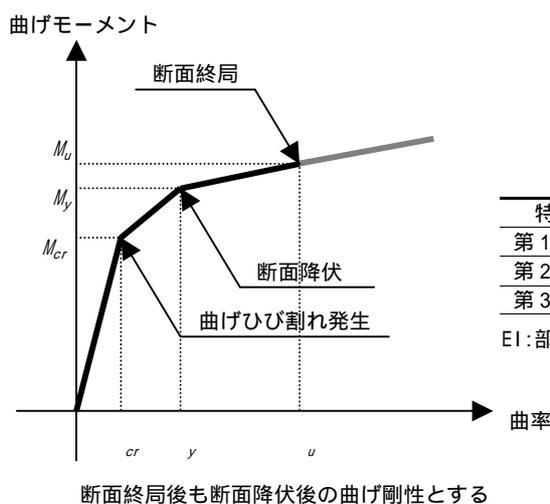


図 5.3-7 復元力モデルの例

表 5.3-2 各種復元力モデルにおける特性点の特徴

モデル	各特性点の特徴				備考
	第1特性点	第2特性点	第3特性点	第4特性点	
完全弾塑性	断面降伏	-	-	-	断面降伏以降は剛性は零に低下
バイリニア	断面降伏	-	-	-	断面降伏以降は剛性が低下(非零)
トリリニア	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局	-	
テトラリニア	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局	荷重が降伏点に低下	第3特性点以降の剛性は負値



各特性点の特徴		
特性点	発生する損傷	以降の曲げ剛性の残存率
第1特性点	曲げひび割れ発生	0.15EI ~ 0.25EI 程度
第2特性点	軸方向鉄筋の降伏	0.001EI 程度
第3特性点	圧縮縁でのコンクリートの破壊	同上

EI: 部材の初期曲げ剛性

図 5.3-8 鉄筋コンクリートはり部材にトリリニアモデルを適用した場合の特徴

c. 鉄筋コンクリートはり部材の復元力モデル上の特性点の算出について

トリリニアモデルのような複数の線分から成る復元力モデルを具体的に設定するためには、一般に軸力と曲げを受けるはりの断面計算から断面力や曲率の値を求め、各特性点の値を定めることになる。この時、曲げモーメント-軸力比を逐次変動させて各特性点に対する曲げ軸力相互作用図を作成することになる。図 5.3-9 に、断面終局に対する曲げ軸力相互作用図の概念図を示す。図 5.3-10 に、軸力と曲げ耐力および終局時の曲率との関係の例を示す¹⁴⁾。鉄筋コンクリートの特性が発揮されるのは、純曲げ(軸力零)から釣合破壊の間の範囲であることも踏まえ、部材設計の段階で、鉄筋コンクリートが持つ変形性能(靱性)が十分確保されていることを確認した後、地震応答解析を行うことが重要である。

これらの計算を見通しよく行うために、曲げ軸力相互作用図を特徴づける点(純曲げ等)を算出しておくといよい。これらの点の特徴を表 5.3-3 に示す。

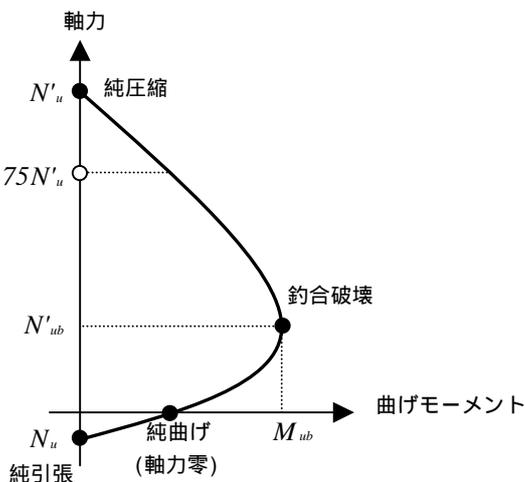


図 5.3-9 曲げ軸力相互作用図

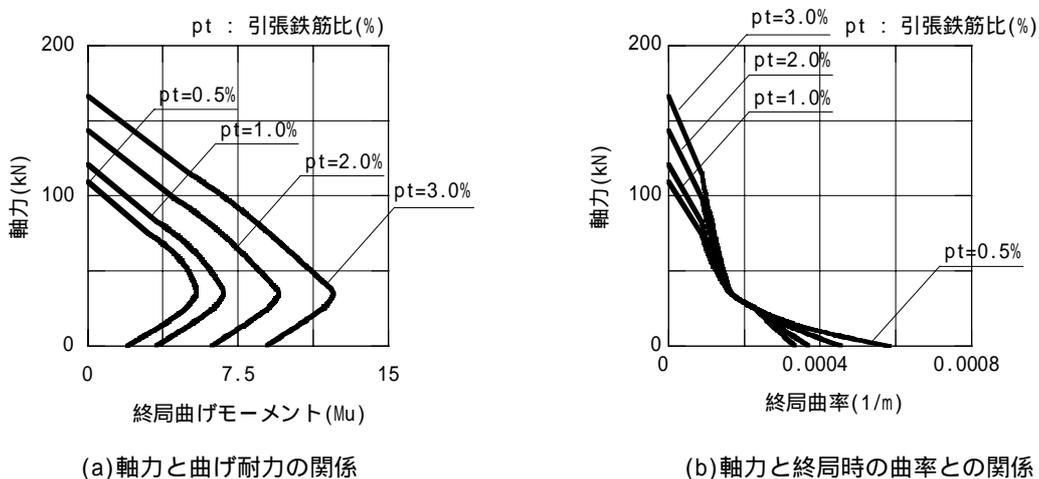


図 5.3-10 軸力と曲げ耐力・終局時の曲率との関係(断面厚:40cm, 断面幅:100cm の対称断面の場合)

表 5.3-3 曲げ軸力相互作用図上を特徴づける点の意味

状態	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局
純圧縮	-	コンクリートの応力が圧縮強度に達する。 鉄筋が降伏する。	コンクリートのひずみが終局ひずみに達する。 鉄筋が降伏する。
純引張	コンクリートの応力が引張強度または曲げ引張強度に達する。	コンクリートの応力が引張強度または曲げ引張強度に達する。	鉄筋が降伏する。
純曲げ	引張縁でのコンクリートの応力が引張強度または曲げ引張強度に達する。	引張鉄筋が降伏する。 軸力零の条件から中立軸位置が算出される。	圧縮縁のコンクリートのひずみが終局ひずみに達する。 軸力零の条件から中立軸位置が算出される。
釣合破壊	-	圧縮縁のコンクリートの応力が圧縮強度に達する。 引張鉄筋が降伏する。 上記の条件から中立軸位置が算出される。	圧縮縁のコンクリートのひずみが終局ひずみに達する。 引張鉄筋が降伏する。 上記の条件から中立軸位置が算出される。

d. 初期曲げ軸力比の設定について

(a) 初期曲げ軸力比の設定のための予備解析

c. で示したように鉄筋コンクリートはり部材は、断面諸元とともに軸力の大小により曲げ耐力や変形状が変動する(図 5.3-10 参照)。したがって、復元力モデル上の特性点の値を定める場合、それらの影響を十分に考慮しなければならない。また、使用する解析コードによっては、地震応答解析を開始する時点における初期軸力または初期曲げ軸力比を設定する必要がある場合がある。この場合には、予備的な線形解析の結果等を参照し、構造物がどのような挙動をするかを概略的に把握しておき、それに基づき、初期軸力または初期曲げ軸力比を定める必要がある。ここで、最も重要なのは、構造物の挙動を概略的に把握する方法である。トリリニアモデルを構成する場合の、初期軸力または初期曲げ軸力比を設定する方法のいくつかの例を表 5.3-4 にまとめた。

表 5.3-4 初期軸力または初期曲げ軸力比を設定するための方法の例

手法		設定の概要	備考
非線形解析を複数回実施		<ul style="list-style-type: none"> 非線形解析を実施し、設定値と応答値がほぼ同じ値になるまで収束計算的に繰り返す。 1 回目の非線形解析時のひび割れ発生後の曲げ剛性は初期剛性の 1/5 程度、断面降伏後の曲げ剛性は初期剛性の 1/1000 程度に設定するのがよい。 上記非線形解析は、通常は 2 回繰り返せば、各部材の曲げ軸力比の設定値と応答値はほぼ一致する。 	厳密な手法であるが、作業が繁雑である。
等価線形解析の結果を参照	フレーム解析	<ul style="list-style-type: none"> 各種荷重を集中荷重および分布荷重で評価したフレーム解析の結果を参照する。 	実務的な手法である。
	連成系の時刻歴解析	<ul style="list-style-type: none"> 地盤および構造物を等価剛性で評価した連成系の時刻歴解析を実施し、その結果を参照する。 地盤については、等価剛性を用いる代わりに、より精密な非線形モデル(例えば、R-0 モデル)を用いてもよい。 	
初期状態を参照		<ul style="list-style-type: none"> 土被り厚さが大きい場合に適用できる。 	条件によって適用できる。
その他		<ul style="list-style-type: none"> 地盤条件等から軸力が作用していない場合には、軸力を零と見なす。 	条件によって適用できる。

(b) 要素のグループ化

部材の数が多い構造物(取水ピット等)の場合には、(a)で述べた初期軸力または初期曲げ軸力比の設定のための作業は煩雑となってしまう。したがって、断面諸元が同一で、かつ作用軸力レベルがほぼ同等とみなせる要素については、曲げ軸力比はほぼ同一であるとみなし、これらの要素群を 1 つのグループにまとめ、グループ単位で初期軸力または初期曲げ軸力比を設定のための作業を行うとよい(図 5.3-11 参照)。

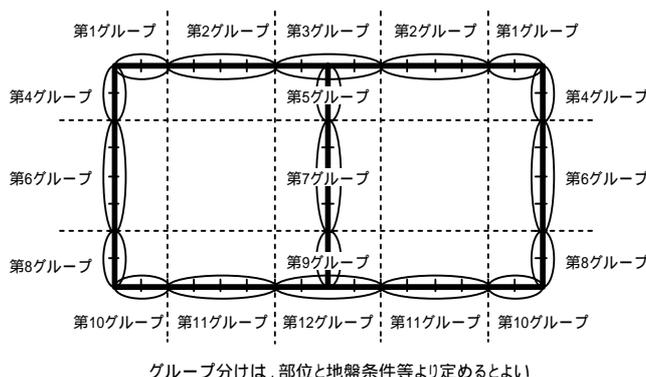
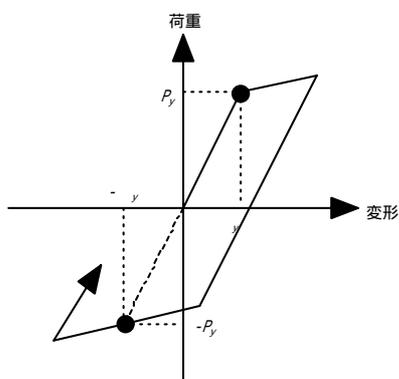


図 5.3-11 初期曲げ軸力比の設定のためのグループ化の例

e. 鉄筋コンクリートはり部材の履歴特性について

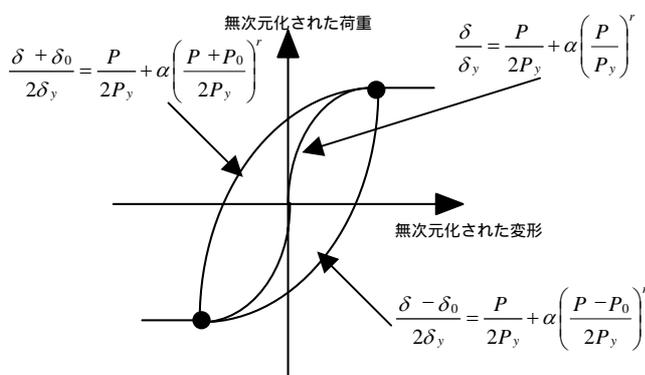
鉄筋コンクリートはり部材の履歴特性は複雑であり，断面降伏後は除荷剛性が低下していくこと，復元力の符号が反転した後は過去に経験した最大変位近傍を指向すること，また，軸力やせん断の影響も受けることが知られている．これらの性状を部材の材料特性と断面諸元から定める一般的な非線形線材モデルは，現状では提案されてはいないが，多数の構造実験の結果を元に定めた有用な履歴則が提案されている．

代表的な履歴モデルの例を図 5.3-12 および表 5.3-5 に示す(対応する復元力モデルも併せて図に示している)．バイリニアモデルや R-0 モデルは，鋼構造物の正負交番の繰り返し荷重に対する復元力および履歴特性のモデル化に用いられたものを鉄筋コンクリートはり部材に対して適用されてきたものである．Degrading Stiffness モデル(Clough の剛性低下モデルなど)は，初期剛性または降伏点剛性の係数倍により，簡便に除荷剛性等を規定している．Continually Degrading Stiffness モデル(武田モデルなど)は，多数の構造実験を元に履歴特性をより詳細に規定したもので，部材の履歴特性をよく再現することが知られている．特に塑性変形が進むことが予想される場合には，この種の履歴則の適用性が高い．

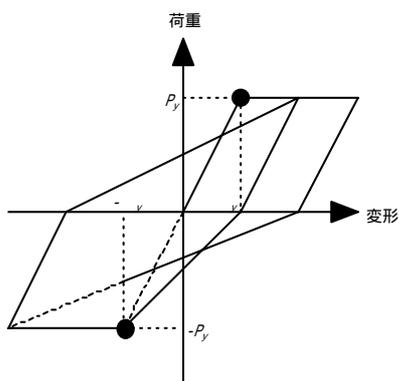


- ・ 特性点は通常降伏点で規定される．
- ・ 除荷剛性および再載荷剛性は初期剛性と規定される．

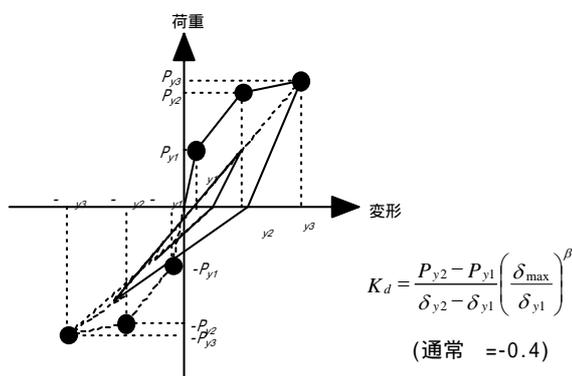
(a) バイリニアモデル



(b) Ramberg-Osgood モデル



(c) Degrading Stiffness モデルの例
(Clough の剛性低下モデル)



除荷剛性は除荷剛性係数 で規定される

(d) Continually Degrading Stiffness モデルの例
(武田モデル)

図 5.3-12 履歴モデルの例

表 5.3-5 各種履歴モデルの特徴

モデルの種類	復元力特性	履歴特性	備考
バイリニアモデル	・主に降伏点を特性点とし、弾性および降伏後の剛性の二つの直線でモデル化	・除荷剛性は初期剛性とする。 ・繰り返しの影響による強度や剛性の低下は考慮しない。	
R-0 モデル ¹⁵⁾	・指数関数にてモデル化	・Massing 則で規定。 ・繰り返しの影響による強度や剛性の低下は考慮しない。	
Degrading Stiffness モデル	・降伏点を特性点としたバイリニアモデル ・降伏点および断面終局点を特性点としたトリリニアモデル	・初期剛性または降伏点剛性の係数倍で除荷剛性等を簡便に規定(原点指向, 最大点指向 等)	・Clough モデル ¹⁶⁾ , 武藤モデル ¹⁷⁾ , 深田モデル ¹⁸⁾ 等
Continually Degrading Stiffness モデル	・降伏点および断面終局点を特性点としたトリリニアモデル	・除荷剛性係数にて除荷剛性を設定 ・除荷および再載荷途中での履歴ルールについても規定	・武田モデル ¹⁹⁾ が最も一般的。軸力依存型もあり(江戸モデル ²⁰⁾)。

(3)隅角部近傍における軸方向鉄筋の伸び出し

フーチングやラーメン隅角部近傍のように、部材厚さの異なる部材間の接合部では、断面剛性の急変により軸方向鉄筋の伸び出しが観察され、構造物全体の变形挙動に影響を及ぼす場合があるため、この影響を適切に考慮する必要がある。隅角部における鉄筋の伸び出しについては、既に多数の研究実績があることから、これらの内から適宜選択してモデル化時に考慮すればよい。ここでは、部材を線材モデルにてモデル化の例とその影響の程度を示す。

岡村・前川²¹⁾は、鉄筋の伸び出しに伴う鉄筋とコンクリート間の相対変位(すべり量)と鉄筋のひずみについて、以下のような関係式を導いている。

$$s = \varepsilon_s (2 + 3500\varepsilon_s) \quad (5.3-1)$$

$$s = \frac{Slip}{D} \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{2/3} \quad (5.3-2)$$

ここに、 ε_s : 鉄筋のひずみ

D : 鉄筋径

f'_c : コンクリートの一軸圧縮強度

$Slip$: 鉄筋の伸び出し量

s : 基準化した伸び出し量

これから、 s を消去し、 $Slip$ について解くことにより、伸び出し量($Slip$)と鉄筋ひずみ(ε_s)との関係式が得られる。

$$Slip = \varepsilon_s (2 + 3500\varepsilon_s) \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{-2/3} D \quad (5.3-3)$$

ここでは、図 5.3-13(b)に示すように伸び出しに伴う曲率の値を次式のように仮定する。

$$\phi_s = \frac{\theta_s}{L} = \frac{Slip}{dL} \tag{5.3-4}$$

- ここに、 ϕ_s ：伸び出しに伴う曲率
 θ_s ：伸び出しに伴う回転角
 L ：要素長さ
 d ：軸方向鉄筋間距離

式(5.3-4)から、伸び出し量に相当する部材の曲率値が算出される。式(5.3-3)は、曲げひび割れ発生後、断面降伏に至るまでの荷重レベルの範囲における伸び出し量を表すものであるから、例えば、復元力特性をトリリニアモデルで表した場合には、図 5.3-13(a)に示すように、トリリニアモデルを修正することにより、伸び出しの影響を考慮することができる。なお、ここで示す伸び出しのモデル化では、履歴や軸力の変動の影響は考慮されていない。したがって、これらの影響が大きい場合には別途考慮する必要がある。

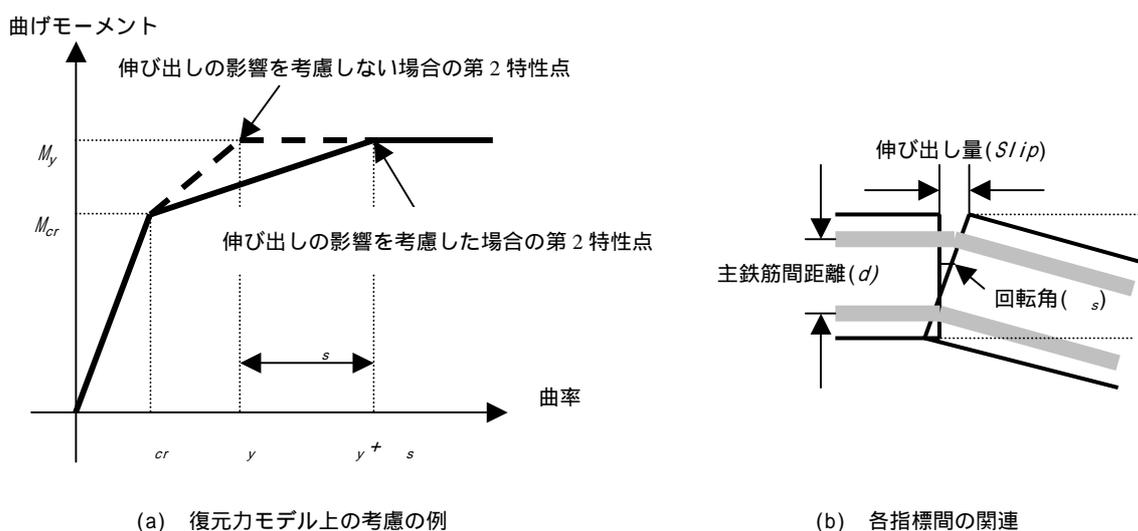


図 5.3-13 隅角部近傍における鉄筋の伸び出しのモデル化の例

上記の簡便式を用い、部材レベルにおける伸び出しが全体の変形に及ぼす影響の程度を調査した結果を図 5.3-14 に示す。これは、表 5.3-6 に示すような条件の下で、トリリニアモデルにおける 2 つの特性点(降伏、終局)において、伸び出しによる隅角部近傍における変形(曲率)の増加率と部材厚さの関係を示したものである。終局時の曲率の増加率の算定には、式(5.3-1)の代わりに、式(5.3-5)を用いて同様に算出している。これより、部材厚さが 40cm 未満の場合にはその影響が大きいものの、40cm を越えると増加率が急激に減少し、ほぼ 1.1 倍に収斂していることが分かる。これから部材厚さが大きくなるに従って軸方向鉄筋の伸び出しの影響は相対的に小さくなるため、構造物の変形挙動に与える影響は少なくなり無視できるようになることが分かる。しかし、部材厚さが大きくと、変位量は必ずしも小さくはならないため、例えば、機器や配管が地震時に必要とする空間が確保されるかどうかについて確認しておく必要がある。

$$s = s_y + 0.047(f_u - f_y)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \quad (5.3-5)$$

$$s_y = \varepsilon_y(2 + 3500\varepsilon_y) \quad (5.3-6)$$

- ここに、 f_u : 鉄筋の引張強度
 f_y : 鉄筋の降伏点強度
 ε_{sh} : 鉄筋のひずみ硬化開始時のひずみ
 ε_y : 鉄筋の降伏点におけるひずみ

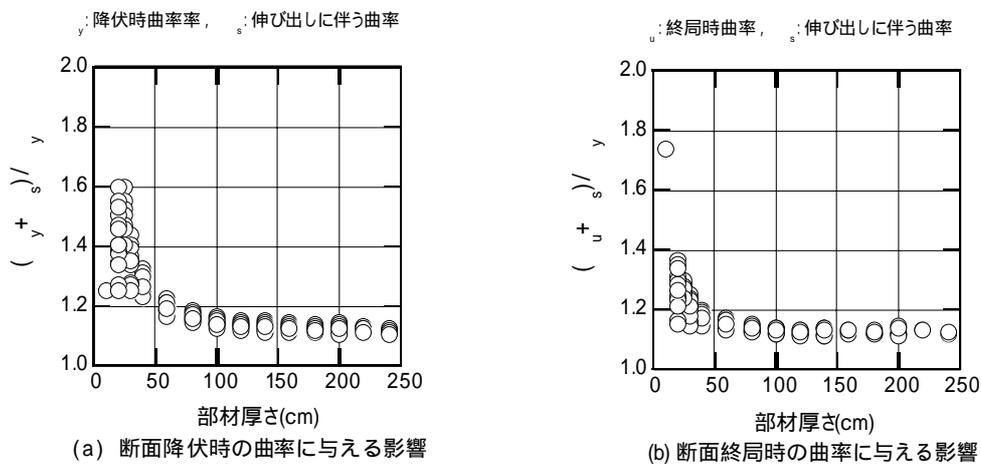


図 5.3-14 鉄筋の伸び出しと部材厚との関係

表 5.3-6 鉄筋の伸び出しの影響を調査した解析の主な条件

	諸特性	設定値
材料特性	コンクリートの圧縮強度	23.5N/mm ²
	使用した鉄筋の種類	引張鉄筋比に合わせて、D6 から D51 の中から適宜選択
部材特性	部材厚さ (cm)	10cm から 240cm の範囲
	引張鉄筋比	0.2%、0.5%、0.7%、1.2%程度
荷重条件		軸力零(純曲げ)

(4)地盤 - 構造物間の境界部のモデル化^{22),23)}

地中構造物は、地盤を介して様々な荷重を受けることが大きな特徴である。地震時ではこれは特に重要であり、どの荷重が構造物の変形に卓越して寄与しているかに留意することが、合理的な解析モデルの作成にあたって重要である。図 5.3-15 および表 5.3-7 に、地震時に地中構造物が受ける主要な荷重を作用系および反作用系に分けて示した。土被りがある場合には、上載土中に発生した応答加速度が転化して頂版に作用するせん断力が、構造物の地震時における主たる変形要因であり、構造物中に発生する慣性力や側壁に作用する動土圧は、その影響の程度は相対的に小さい。また、側壁に作用する動土圧の分布形状については、構造物の損傷の程度や地震動の規模によって変化する。図 5.3-15(b)には構造物が塑性に至る前の典型的な動土圧の分布例を示している。一般に構造物の塑性化が進行して地盤が大きく変形する場合、側壁に作用する動

土圧を正確に評価するためには、地盤のモデル化時に、その体積変化(ダイレイタンス)を考慮することが必要となる。しかし、一般に側壁に作用する動土圧が構造物の変形に及ぼす影響は非常に小さいことから、必ずしも地盤のダイレイタンスを考慮して地盤のモデル化を行う必要はない場合が多い(技術資料 参照)。

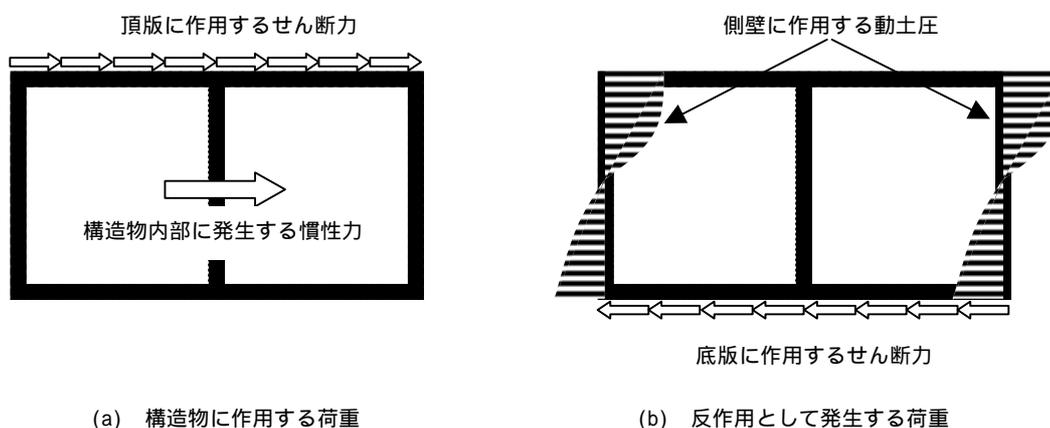


図 5.3-15 地震時に地中構造物に作用する主な荷重とその特徴

表 5.3-7 各種荷重の特徴

荷重の種類		特徴
作用系	頂版に作用するせん断応力	上載土中の応答加速度が頂版へのせん断応力に転化したものである。 一定以上の上載土がある場合の地中構造物の支配的な変形要因である。
	構造物内に発生する慣性力	建屋構造物などの地上構造物のように支配的な変形要因ではない。
反作用系	側壁に作用する動土圧	慣性力と同様、支配的な変形要因ではない。 構造物が塑性した場合には、地盤のモデル化時にそのダイレイタンスを考慮しないと正確に評価できない。
	底版に作用するせん断力	主たる反作用成分である。

したがって、地盤 - 構造物間の境界部のモデル化は、まず地盤と頂版間の境界条件のモデル化に注意を払うことが重要となる。地盤 - 構造物間では、照査に用いる地震動の種類、地盤および構造物のせん断剛性の大小関係等により、境界面において剥離・すべり等の複雑な現象が生じることがあり、構造物全体の応答に影響を及ぼすことが知られている。一般に、これらの現象を構造物等のモデル化時に考慮せず、境界部での剥離・すべりを考慮しない場合(地盤 - 構造物間を固着条件とする場合)、部材表面に作用するせん断応力を過大に評価する傾向にある。よって、地震時の構造物の挙動をより正確に把握するためには、剥離・すべりを考慮することが重要となる。これら进行评估する簡便なモデルとしてジョイント要素がある。これは、2つの材料間の接触面において法線方向および接線方向の非線形ばねを設置し、その剥離・すべりを評価するものである(図 5.3-16 参照)。

a. 剥離について

ジョイント要素中の直応力が、あらかじめ定めた引張限界応力値を越えた場合、その要素は引張応力を伝達しないノーテンション要素となる(剥離の発生)。圧縮応力については、剥離を起こした後も伝達される。

なお、引張限界応力値としては零またはコンクリートの引張強度が用いられることが多い。

b. すべりについて

すべりの開始を Mohr-Coulomb の摩擦則で定めた式(5.3-7)により表現するモデルが最もよく用いられている。破壊せん断応力の算定に必要なパラメータ c (粘着力), ϕ (摩擦角)については、例えば他基準類²⁴⁾を参照して定めるとよい。

$$\tau_f = c - \tan \phi \quad (5.3-7)$$

ここに、 τ_f : 破壊せん断応力

σ : ジョイント要素中の直応力

c : 粘着力

ϕ : 摩擦角

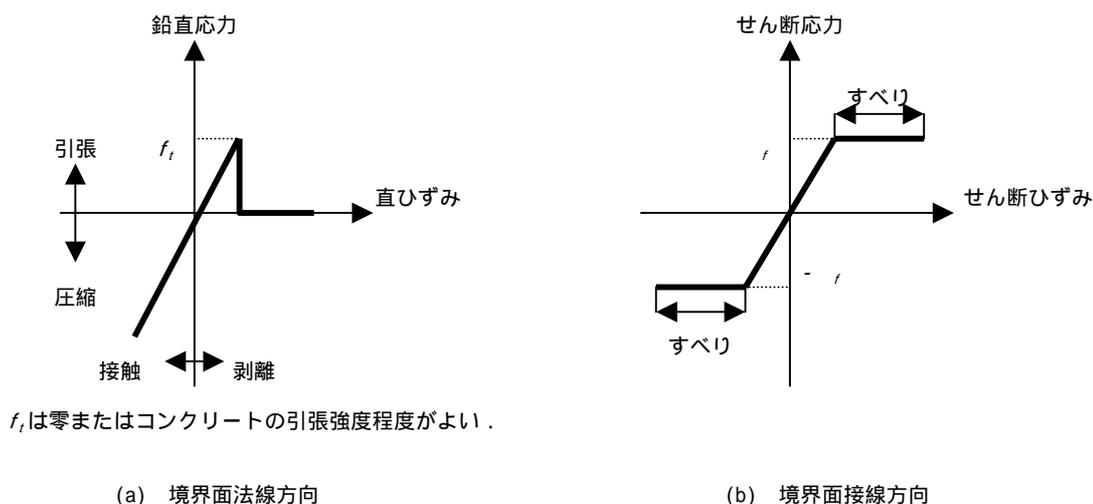


図 5.3-16 ジョイント要素の概念図

ジョイント要素を用いる場合には、式(5.3-7)中のパラメータ c , ϕ の他に接触面における剛性(2 種のばね定数の値)を定める必要がある。これについては、ジョイント要素自身が実際には生じ得ないような過大な変形を起こさず、かつ数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に周囲の材料の剛性よりもかなり大きい値を設定しておけばよく、例えば Miura の手法²⁵⁾がある。

なお、ジョイント要素は、節点を地盤要素と共有することや隅角部近傍における応力変動の影響を強く受けることから、その取り扱いには十分注意することが肝要である。

(5) 機器・配管のモデル化

機器・配管を支持する構造物の場合には、地震応答解析に用いるモデルを作成する際に、機器・配管についても適切にモデル化することが重要である。本来は、機器・配管と鉄筋コンクリート構造を連成させた構

造系としてモデル化することが望ましい。しかし、現状では、構造物の塑性変形が機器・配管に及ぼす影響については未解明な部分が多いため、それらが設置されている位置における地震時の応答特性(床応答スペクトル等)を求め、別途安全性を照査することとしている(本指針「1.2 耐震性能照査指針の手順」参照)。したがって、機器・配管については、それらの質量に相当する質点を設定するようなモデル化を行うのがよい。

(6) 構造物内の水のモデル化

取水ピットのように、構造物内に相当量の水がある場合、地震時にそれらの慣性力が構造物の挙動に影響を及ぼす場合がある。したがって、これらを適切にモデル化する必要がある。構造物内の水のモデル化としては、付加質量によるモデル化と流体要素でモデル化する方法がある(図 5.3-17 参照^{26),27})。

付加質量によるモデル化を行う場合は、水平震度に対応する加速度によって発生する動水圧を慣性力として計算し、部材に分布荷重として作用するものとする。実際の解析時には、部材の質量密度に動水圧に相当する質量密度を付加する付加質量としてモデル化されることが多い(図 5.3-17(a) 参照)。

流体要素でモデル化する場合には、渦なしの非粘性流体において、流体の変位が微小であると仮定してその運動方程式を解き、水の動水圧を算出していくものである。図 5.3-17(b)に示すように、水が満たされている領域を流体要素で定義することにより、要素毎に逐次動水圧が算出される。

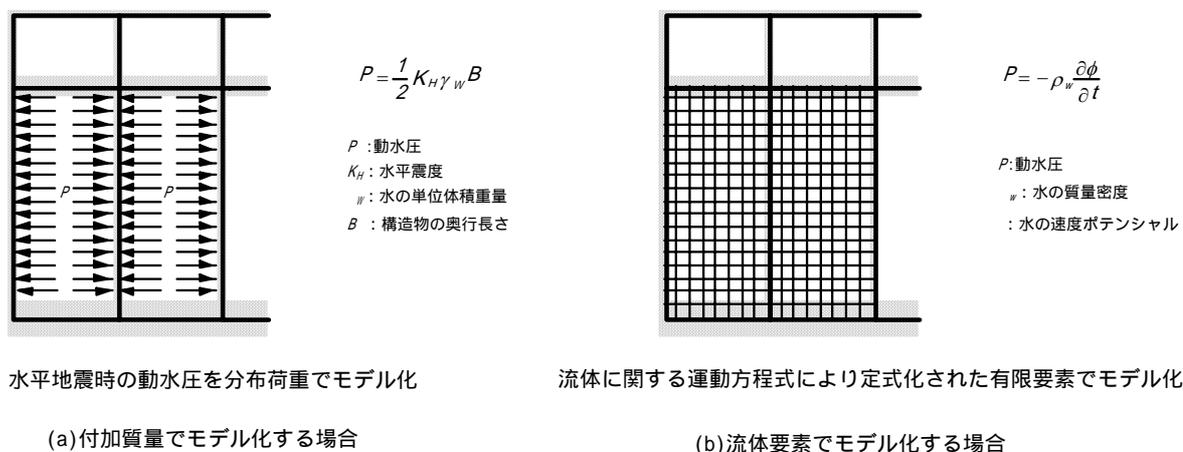


図 5.3-17 構造物内の水のモデル化の例

5.3.3 地震応答解析実施時における留意点

(1) 運動方程式の求解について

時刻歴地震応答解析を実施する際には、部材の力学特性を表す剛性マトリックスの他に、質量マトリックス $[M]$ および減衰係数マトリックス $[C]$ の構成が必要となる。

a. 質量マトリックス

質量マトリックスには、一般に集中質量マトリックス(lumped-mass matrix)および整合質量マトリックス(consistent-mass matrix)がある。集中質量マトリックスは、部材の質量を要素の中央または端部(節点)に、質量を集中して配置するものである。作成される質量マトリックスは、対角成分のみが零でない対角マトリックスとなるため、効率的な数値解析が可能となる。一方、整合質量マトリックスは、部材に連続して質量が分布するように、要素剛性マトリックスを構成する際に用いる変位関数を用いて質量マトリックスを作成

したものである。このため、対角成分以外も一般に零でない値を有するため、集中質量マトリックスと比較すると相対的に数値演算は煩雑となる。整合質量マトリックスを用いた場合における優位な点は、特に高次の固有振動数に対する解析精度が優れていることにある。しかし、地中構造物の地震応答解析においては、比較的低次の振動数成分が問題となるため、質量マトリックスとしては、一般に集中質量マトリックスを用いてよい。

b. 減衰係数マトリックス

減衰の考慮の方法には様々な手法があるが、解析時の効率(例えば、モード減衰に等価な全体減衰係数は一般に全ての要素が零でない)、地盤および構造物にかなりの程度の材料非線形性が想定されることから、Rayleigh 減衰による評価が実務的である。

Rayleigh 減衰は、運動方程式における減衰係数が、質量マトリックスおよび剛性マトリックスの線形結合で減衰が与えられるものと考えて、式(5.3-8)で表される。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5.3-8)$$

ここに、 $[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α , β は、以下のような手順でその値が算出される。式(5.3-8)は、減衰係数マトリックスについての直交性を仮定したことに他ならない。これから、以下のような式が得られる。

$$h_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (5.3-9)$$

ここに、 h_i : 第 i 次モードの減衰定数

ω_i : 第 i 次モードの固有円振動数

次に 1 次と 2 次の減衰定数 h_1 , h_2 を与える。すなわち、式(5.3-9)において、 $i=1$ および 2 の場合の式を連立させて解くと、係数 α および β は以下のように求まる。

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (5.3-10)$$

$$\beta = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (5.3-11)$$

Rayleigh 減衰の設定にあたっては、事前に連成系モデルの固有値解析の結果に基づいて定めるとよい。具体的には、水平方向および鉛直方向の固有振動モード等に着目し、それらの特徴を踏まえて、モード減衰定

数を定めることが好ましい。

また、式(5.3-8)中の剛性マトリックス $[K]$ には、初期時の剛性マトリックスと、塑性化が進行するに従って改訂されていく接線剛性マトリックスの二通りの設定が考えられる。初期剛性マトリックスを用いた場合には、地盤および構造物の塑性化が進行する変形領域では、減衰が適切に評価されないことがある。一方、接線剛性マトリックスを用いた場合には、減衰係数マトリックスに関する直交性が成立しなくなる。このため、特に剛性マトリックスの選択には注意が必要である。

なお、実在する構造物の減衰特性に関する詳しい調査の結果によれば、解析の対象とすべき振動数が 1Hz 前後にある場合には、式(5.3-8)の第 1 項と第 2 項の寄与はほぼ同程度であり、3Hz 以上になると、第 2 項だけを考えた $\alpha = 0$ (剛性比例型)と近似してよいことが知られている²⁸⁾。

(2)自重解析実施時

地震応答解析の実施に先立ち、地盤および構造物の初期応力状態を算出しておく必要がある(自重解析の実施の必要性) 本来は構造物の施工過程(地盤の掘削 構造物の設置 地盤の埋戻し)に忠実に対応させた解析を実施することが望ましい。しかし、解析用のメッシュを逐次対応させて変化させながら計算を進めることができる解析コードは現状では少ないこと、作業が非常に煩雑になる場合が多いこと等から、時刻歴地震応答解析のために用いる解析モデル中の境界条件や材料の物性値を適切に変更させることによって同等な解析を実施することがよく行われている。これについては、用いられる解析コードによって使用できる要素が異なること等から、一般的な手法が確立されてはいないのが現状である。以下に、標準的な解析手順の一例を示す。

a. 解析モデルの境界条件の設定

表 5.3-8 に自重解析実施時の解析モデル中の境界条件の設定例を示した(比較のために、時刻歴地震応答解析時の境界条件についても表 5.3-9 に示した)。

自重解析時における地盤と構造物間の境界条件は、境界部近傍において実際には生じないような過大な応力が発生するのを避けることを意図しているものである。具体的には、当該節点を二重節点にして節点間のせん断方向の自由度を解放する、地盤と構造物間の剥離・すべりを考慮するジョイント要素を設定している場合には、せん断方向の剛性を零に近い値を設定する等の方法がある。

表 5.3-8 自重解析実施時の各種境界の設定例

(a)地盤の仮想境界			(b)地盤・構造物間境界			
部位	境界条件(拘束条件)		部位	境界条件(拘束条件)		
地盤側方部	水平方向	拘束	地盤 - 底版間	隅角部	水平方向	拘束
	鉛直方向	非拘束(自由)			鉛直方向	拘束
地盤下方部	水平方向	拘束		隅角部以外	水平方向	非拘束(自由)
	鉛直方向	拘束			鉛直方向	拘束
			地盤 - 側壁間	隅角部	水平方向	拘束
					鉛直方向	拘束
			隅角部以外	水平方向	拘束	
				鉛直方向	非拘束(自由)	

表 5.3-9 時刻歴地震応答解析実施時の各種境界に設定例

(a)地盤の仮想境界		(b)応答解析時	
部位	境界条件	部位	境界条件
地盤側方部	粘性境界	底版 - 地盤間境界部	すべり・剥離を考慮したジョイント要素等を設定(考慮しない場合は固着)
地盤下方部	粘性境界		
		側壁 - 地盤境界部	すべり・剥離を考慮したジョイント要素等を設定(考慮しない場合は固着)

b. 載荷の手順

重力加速度を各節点に作用させる。ここで 1G もの加速度を一度に与えると、数値解析上不具合が生じることがあるので、10 ステップ程度に分割して作用させるとよい。

(3)時刻歴地震応答解析実施時

a. 運動方程式の数値解法

モデル化が全て完了し、自重解析によって初期応力状態が把握された後に、本マニュアル「第 4 章 地震の影響および環境作用」で設定した地震荷重を用いて時刻歴地震応答解析を実施する。時刻歴地震応答解析は、解析モデルに対する運動方程式を数値的に積分を実施することによって節点変位、節点速度および節点加速度を算出していくが、用途に応じて様々な手法がある。運動方程式の求解時に用いられる代表的な直接積分手法を表 5.3-10 にまとめた。この中で、地盤および構造物の材料非線形を考慮した時刻歴地震応答解析には陰解法が適しており、その中で Newmark の法 ($\gamma = 1/4$) がよく用いられる。また、数値積分を実施する際の積分時間間隔については、b. で述べるような非線形解析について反復解法(例: 修正 Newton-Raphson 法)を用いるのであれば、数値積分の時間間隔を 1/500 秒程度を目安にして解析を行うとよい。しかし、反復解法を用いることによって演算が複雑になり、動的解析が収束しなくなる場合がある。この場合には、反復解法を用いずに時間間隔を 1/2000 ~ 1/3000 秒程度に細かく分割して数値積分を行う方法もある。ただし、この場合には、各時間ステップにおける不平衡力が過度に生じていないことや、時間の経過と共にその値が蓄積していないことを必ず確認しなければならない。

表 5.3-10 運動方程式の求解に用いられる数値積分法の例

解法	解析の安定性	解析の精度	主な手法	備考
陽解法	安定性に乏しい	比較的よい	中央差分法	安定性に乏しく、積分時間間隔に注意を要する。
陰解法	安定性に優れる	比較的低い	Newmark の 法	1/4 であれば常に安定性は保証される。
				$\gamma = 1/6$ の場合には線形加速度法に一致する。
				$\gamma = 1/4$ の場合には平均加速度法に一致する。
				$\gamma = 0$ の場合には衝撃加速度法に一致する。
			Wilson の 法	$\gamma = 1/2$ で少なくとも 2 次の精度は保証される。
			線形加速度法	$\gamma = 1$ で Newmark の 法に一致する。
			平均加速度法	減衰を正しく評価しないと解が発散しやすい。
				最もよく用いられている。

b. 非線形解析の数値解法

地盤および構造物の非線形解析を行うためには、塑性の進行に応じて逐次剛性行列を改訂しながら解析を進めることになる。このために、Newton-Raphson 法、初期応力法、初期ひずみ法等の多くの数値解法が既に提案されている。これらは、全ての非線形有限要素解析に適用できるわけではないため、非線形解析と数値

解法のそれぞれの特徴を勘案し、適切な解法を選択することが重要である。

鉄筋コンクリート構造物の非線形解析のためによく用いられてきた手法とその概要を表 5.3-11^{(26), (27)}にまとめた。この中で、修正 Newton-Raphson 法が一般に最もよく用いられている。

表 5.3-11 非線形解析によく用いられる解法の例

名称	特徴		
	収束計算に用いる剛性行列	収束性	演算上の合理性
Newton-Raphson 法	各収束ステップ毎に接線剛性行列を作成する。	よい	煩雑
修正 Newton-Raphson 法	第 1 ステップ時の接線剛性行列を 2 ステップ以降も使用する。	よくない	よい
擬似 Newton-Raphson 法	割線剛性等を使用する。	モデルによって様々	

5.3.4 解析結果評価時の留意点

(1) 解析結果の妥当性の確認

時刻歴地震応答解析が終了した後、照査に必要な物理量を抽出する前に、解析が正常に完了していることを確認する必要がある。表 5.3-12 に、解析から得られる主な物理量の種類とその妥当性の確認の要点についてまとめた。これを参考にして、各物理量が妥当な結果を示していることを確認するとよい。

さらに、地盤および構造物の挙動を調べ、応答結果がそれぞれのモデルの適用範囲内にあることを確認しなければならない。特に、破壊則を定義していないモデルを用いた場合には、この確認作業は重要である。これは、破壊則を定義していないモデルを用いた場合、数値解析として正常に演算がなされていても、物理的に意味を持たない応答結果を示している場合があるからであり、注意が必要である。

また、不整形な地盤条件下の場合には、構造物の応答が複雑となることがあることから、周辺地盤の応答も含めて、十分に結果を吟味することが重要である。

表 5.3-12 地震応答解析結果を確認する際の目安

ステップ	確認の概要	物理量
1	自由地盤の応答は妥当か？	自由地盤の加速度，速度，変位
2	構造物の層間変位の応答は、同じ高さレベルの自由地盤の応答に対応しているか？	構造物の層間変位
3	構造物周辺の地盤の応答は妥当か？	構造物周辺の地盤の応力，ひずみ
4	構造物の部材の応答は妥当か？	構造物部材の断面力，曲率

(2) 応答値の算出

表 5.3-13 に、部材非線形モデルを用いる場合の構造物の地震応答挙動の解析精度を示す。これらを参考にして、照査項目を抽出するとよい。特に、線材モデルでは、一般にせん断に関する非線形性に対しては、未解明な現象が残されていることから、降伏した断面でのせん断力の評価については注意しなければならない。

表 5.3-13 部材非線形解析における応答値の精度の一覧

出力項目		解析精度 ¹⁾
層間変位, 層間変形角		
部材の断面力	曲げモーメント	曲げひび割れ発生以前(全断面有効時)
		曲げひび割れ発生後, 断面降伏まで(RC 状態時)
	軸力	断面降伏以降
	せん断力	部材降伏前 部材降伏後 ²⁾
部材の変形	曲率, 回転角	

1) 表中の凡例は以下のような意味を持つ。

○ : 解析精度は良い, △ : 解析精度はややよい, × : 解析精度は良くない

2) 部材降伏後のせん断力については, 曲げモーメントの勾配から算出した値が表に示した解析精度を有する。

剛性行列から算出された値についての精度は良くない場合があるので, その取り扱いには注意を要する。

以下に, 特に重要な応答値である部材の断面力についての留意事項を示す。

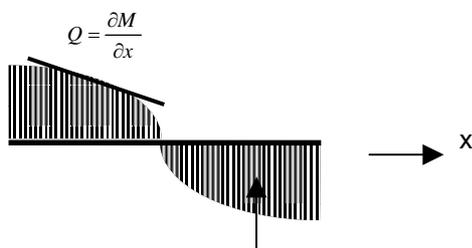
a. 曲げモーメント

要素の端部の値(材端曲げモーメント)ではなく, これらを平均した値(部材中央部の曲げモーメント)を代表値として用いるのがよい。これは, 材端ばね要素は, 要素の損傷の程度を平均的に評価すること, 曲率と評価位置を同一にさせるためである。また, 部材が終局状態に達しているかどうかの確認は, 曲げモーメントではなく, 曲率によって行うことがよい。これは, 断面降伏後は曲げ剛性(第 2 - 3 特性点間の勾配)がほぼ零にまで低下し, 終局に至るまでに曲げモーメントが 5%程度しか増加しないため, その解析精度が降伏前よりもやや低下しているためである。

b. せん断力

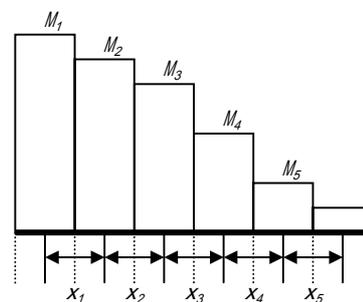
部材厚さLと部材長さHの比L/Hが0.3以上となる場合には, 曲げに伴うせん断変形の影響を考慮するが, この場合においてもせん断力の値は剛性行列から算出される値ではなく, 部材の曲げモーメントの分布の勾配を求め, それをせん断力として用いる方がよい場合が多い。これは, 鉄筋コンクリートはり部材の断面降伏後のせん断剛性やせん断耐力への影響については, 未解明な部分が残されていることによる(図 5.3-18 参照)。

曲げモーメントの勾配としてせん断力を算出



ある部材に作用する曲げモーメント分布

(a) せん断力の求め方



$$Q_1 = \frac{M_1 - M_2}{x_1}, Q_2 = \frac{M_2 - M_3}{x_2}, Q_3 = \frac{M_3 - M_4}{x_3}, \dots$$

(b) 線材要素の場合の算定例

図 5.3-18 曲げモーメント分布の勾配としてのせん断力

c. 軸力

鉄筋コンクリートはり部材の特性から見て、軸力が引張として作用している場合には、その要素の挙動に注意が必要である。これは、引張軸力下では、せん断耐力が急激に低下するため等であり、引張軸力の大きさの程度やその継続時間について、十分に検討しなければならない。また、軸力の変動が大きい場合（目安として軸力比が0.1以上の場合）には、応答値のみならず、限界値への影響も含めて、その影響の程度を十分に確認しておくことが重要である。

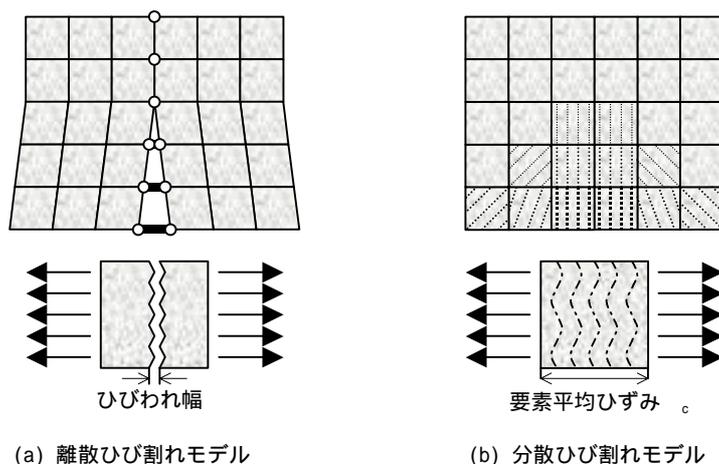
5.4 材料非線形解析を用いた応答値の算出

5.4.1 解析手法の種類と特徴

(1) 構成則の種類と特徴

鉄筋コンクリートの材料非線形解析を実施するにあたっては、コンクリートの物性、鉄筋の機械的性質および鉄筋とコンクリートの付着特性を考慮し、適切にモデル化しなければならない。

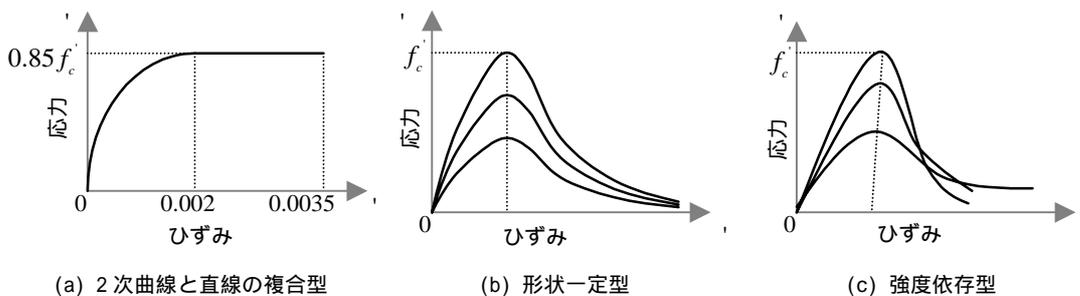
表 5.4-1 に材料非線形解析に用いる構成則の種類と特徴を整理した^{29)~36)}。また、図 5.4-1 ~ 図 5.4-7 にはこれらの代表例を図示した。材料非線形モデルには様々な種類の構成則があるので、解析の目的と対象に応じて、最も適切なモデルを選択することが重要である。



(a) 離散ひび割れモデル

(b) 分散ひび割れモデル

図 5.4-1 コンクリートひび割れのモデル化

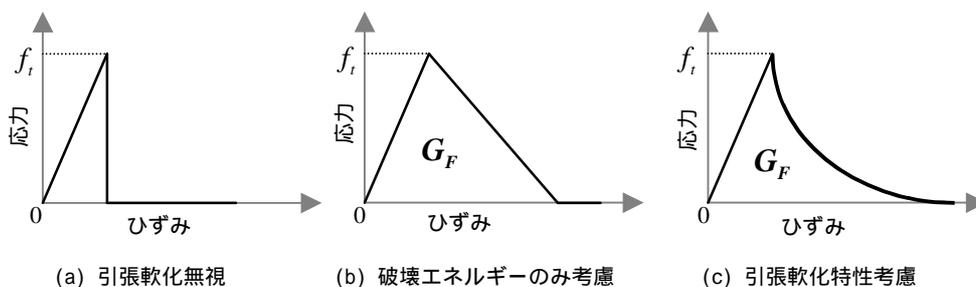


(a) 2次曲線と直線の複合型

(b) 形状一定型

(c) 強度依存型

図 5.4-2 圧縮応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化³³⁾



(a) 引張軟化無視

(b) 破壊エネルギーのみ考慮

(c) 引張軟化特性考慮

図 5.4-3 引張応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化³⁴⁾

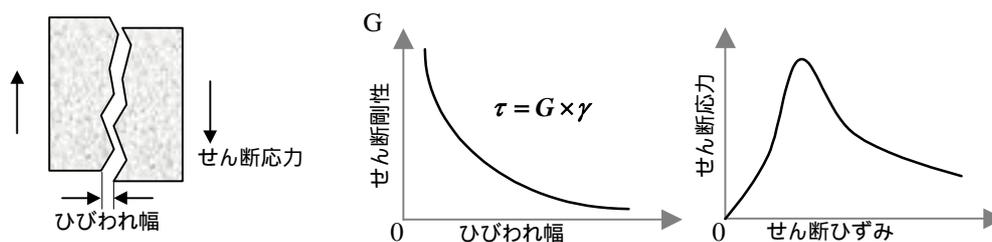


図 5.4-4 せん断応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化例²¹⁾

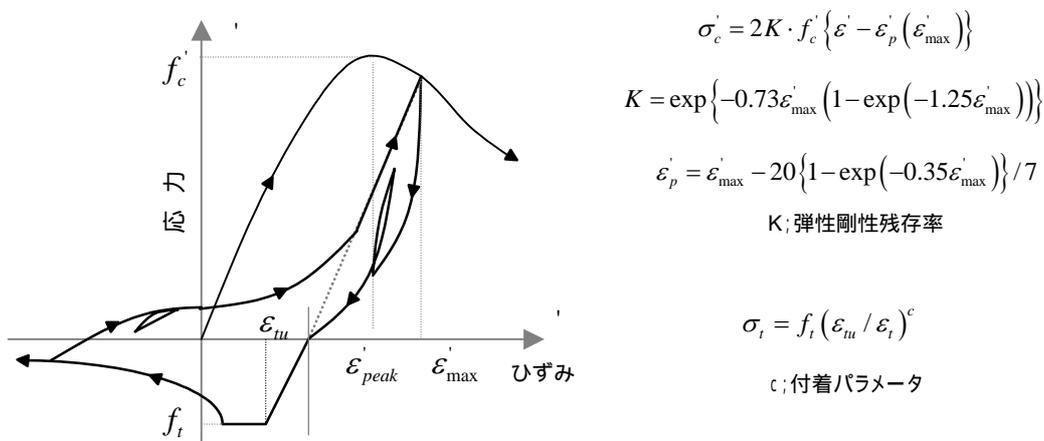


図 5.4-5 引張 - 圧縮間の履歴特性モデル化例²¹⁾

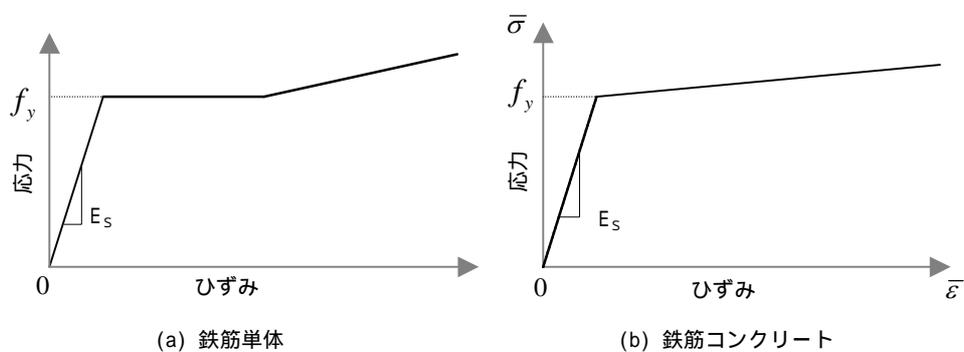


図 5.4-6 鉄筋の応力ひずみ曲線のモデル化²¹⁾

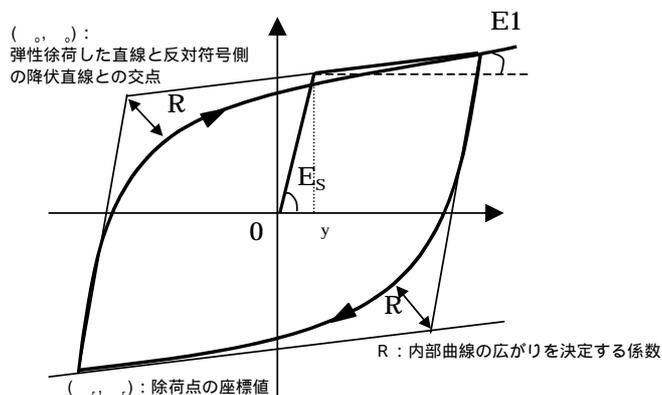


図5.4-7 交番荷重下の鉄筋のモデル化(Menegott-Pintoモデル)

表 5.4-1 構成則の種類と特徴

構成要素	特性	分類	特徴
コンクリート	ひび割れ	離散ひび割れモデル	個々のひび割れを直接モデル化する(図 5.4-1(a)参照)。ひび割れ開口幅、進展長さ(深さ)等を直接評価できる反面、ひび割れ位置が事前に把握できている必要がある。局所的に卓越するような大きなひび割れを対象とする場合や、ひび割れ自体を直接評価する必要がある場合に用いられる。
		分散ひび割れモデル	ひび割れ面とその法線方向を主軸とする直交異方性材料としてひび割れをモデル化する(図 5.4-1(b)参照)。要素剛性は、分散するひび割れ周辺の領域の平均的な剛性として評価される。個々のひび割れ位置や開口幅等は評価できないものの、事前にひび割れ位置を把握する必要がなく、大きな構造系全体の挙動を解析する場合に適している。主応力方向の変化に応じてひび割れ面の回転を許容するかどうかで、回転ひび割れモデルと固定ひび割れモデルに分かれる。
	応力 - ひずみ	圧縮応力下	簡易なものには、完全弾塑性型や 2 次曲線と直線との複合型等がある。現象に忠実な連続曲線型には、コンクリートの強度レベルによらず形状を一定とするモデルや、強度レベルに応じて形状を変化させるモデル等が提案されている。(図 5.4-2 参照)。
		引張応力下	簡便性を重視して引張軟化特性を無視したモデル、実用性と収束性を重視して破壊エネルギー G_F と関連付けて軟化勾配を直線で近似したモデル、精度を重視して曲線や多直線でコンクリートの引張軟化特性を詳細に再現したモデル等がある(図 5.4-3 参照)。
		せん断応力下	解析上では、平面保持を仮定して、せん断変形を無視する場合も多い。せん断変形を考慮する場合は、ひび割れたコンクリートのせん断剛性をせん断低減係数を用いて低減させるモデルや、ひび割れ幅の増加によるせん断剛性の低下およびせん断軟化を考慮したモデル(図 5.4-4 参照)等がある。なお、回転ひび割れモデルでは、主応力方向の回転に伴って、ひび割れ方向も回転するので、せん断応力下のモデル化は必要ない。
	その他	各モデル間の相互作用(~ 間の整合性)	一般に、地震力を受ける鉄筋コンクリート部材は、応力状態が複雑に変化するため、各モデルは整合性を持っている必要がある。すなわち、載荷・除荷・再載荷においても連続的につながり合わされた履歴ループを描けるモデルであることが重要である(図 5.4-5 参照)。
	鉄筋	応力 - ひずみ	鉄筋単体のモデル
コンクリート中の鉄筋のモデル			鉄筋コンクリート中における鉄筋のモデル化としては、鉄筋単体の特性とコンクリートとの付着作用による影響とを考慮して、パイリニア型の数値解析モデルが用いられている場合が多い(図 5.4-6(b)参照)。
繰り返し、履歴モデルなど			鋼材に降伏点を越えて塑性変形域で正負交番軸方向荷重を与えると、パウジンカー効果によって、塑性変形履歴のない場合の降伏点よりもかなり低い応力から応力ひずみ曲線が非線形となる。(図 5.4-7 参照)。
鉄筋とコンクリートの相互作用	付着特性	コンクリートと鉄筋の界面のモデル	鉄筋コンクリートの構成則は、コンクリートと鉄筋、そして、鉄筋とコンクリート界面での構成則を組み合わせることで表わすことができる。このモデル化方法は、特に鉄筋の配置状態などを詳細に設定したい場合に適している。
		鉄筋コンクリートとしてのモデル化	鉄筋とコンクリートの界面の付着特性をテンションスティフニング特性として鉄筋コンクリート要素中に取り込んで、鉄筋コンクリートの構成則を直接与えたモデル。このモデル化方法は、壁などのように、鉄筋が比較的均一に分散して配置された部分に適している。
	その他		鉄筋の座屈やジベル効果などを考慮したモデルなど

(2)鉄筋コンクリートのモデル化

a. 鉄筋とコンクリート界面のモデル化

鉄筋コンクリートがコンクリートと鉄筋の複合体として挙動するのは、付着によりコンクリートと鉄筋との界面でせん断応力がやり取りされるからである(図 5.4-8 参照)．付着挙動は、界面のすべり方向にせん断剛性を、それに垂直な方向には軸剛性を有する特性を仮定した接合要素により考慮される(図 5.4-9, 図 5.4-10 参照)．このモデル化方法は、鉄筋の配置を詳細に考慮する場合に適している．鉄筋の仕様や位置を明確にモデル化することにより、局所的な応力やひずみを正確に評価することが可能であるが、一般に要素分割が細かくなり、要素数が多くなる傾向にある．また、モデル化のための付着特性に関するパラメータを実験などで設定する必要がある．

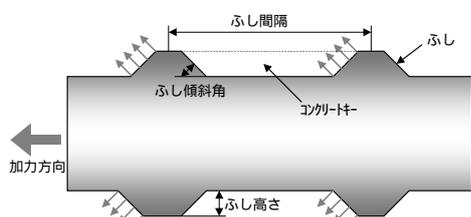


図 5.4-8 異形鉄筋の付着機構³³⁾

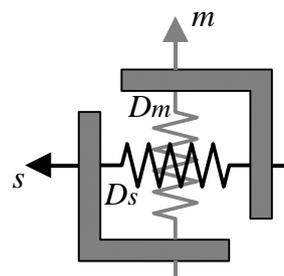


図 5.4-9 付着特性を考慮するため接合要素の例³⁶⁾

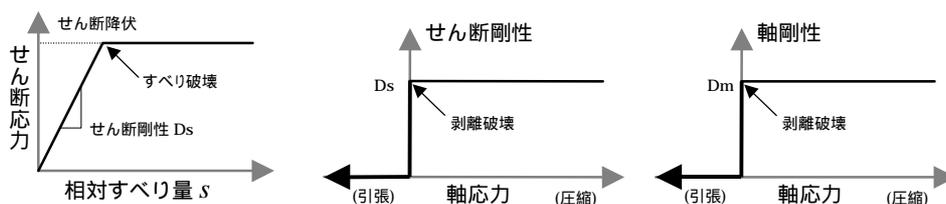


図 5.4-10 鉄筋とコンクリート界面特性のモデル化の例³⁶⁾

b. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

鉄筋コンクリートのモデル化は、コンクリート、鉄筋、鉄筋とコンクリートの界面での構成則を組み合わせれば表わすことはできるが、鉄筋コンクリートとして構成則を直接与えることも可能である²¹⁾．すなわち、鉄筋とコンクリートの界面の付着特性をテンションスティフニング効果(引張特性が硬化する現象)として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込んだモデルである．例えば、鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力 $\bar{\sigma}_{RC}$ は、式(5.4-1)のように表わせる．

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c \tag{5.4-1}$$

ここに、 $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{\sigma}_c$ ：それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c ：それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

$\bar{\sigma}_s - \bar{\epsilon}$ 関係は、単体の鉄筋の応力 - ひずみ関係とは異なり、鉄筋降伏時の平均ひずみが小さくなり、降伏後の傾きが大きくなる(図 5.4-11 参照)．これは、コンクリートと鉄筋と間の付着により、鉄筋に発生している応力がコンクリートに伝達されるため、ひび割れ部において鉄筋の応力が最大となり、ひび割れ間ではひ

ひび割れから離れるほど鉄筋の応力は小さくなるからである。この結果、ひび割れ部においてまず鉄筋が降伏する。このモデル化方法は、壁などのように、鉄筋が比較的均一に分散して配置された部分に適している。通常の鉄筋コンクリート構造物では、断面内の鉄筋配置により付着効果の影響が及ぶ領域には限界があるので、モデル化や物性の設定などには注意する必要がある(図 5.4-12 参照)。

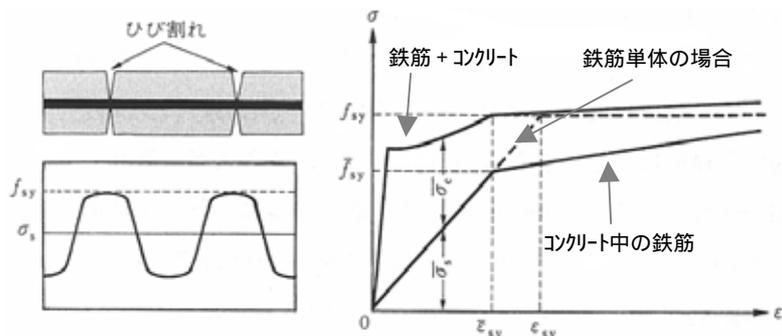


図 5.4-11 鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力-平均ひずみ関係²¹⁾

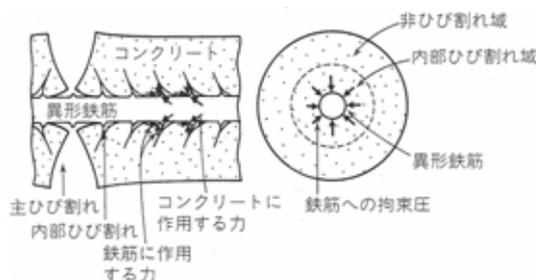


図 5.4-12 コンクリートの付着効果の影響領域³⁷⁾

5.4.2 解析モデルの作成

(1) 解析用入力物性

解析用入力物性については、本マニュアル「第 3 章 材料」に記述したが、用いる解析手法固有の入力データが必要な場合は、適切な方法によって設定する必要がある。

a. 地盤物性

地盤物性については、本マニュアル「5.2 解析に用いる地盤のモデル化」に記載した。

b. コンクリート

コンクリート材料の特性値は、本マニュアル「3.2 コンクリートの材料特性」に記載した。

一般に、コンクリートの圧縮強度と引張強度は、それぞれ圧縮強度試験結果および、割裂引張強度試験結果から求めた特性値を用いてよい。

ただし、コンクリートの圧縮強度は摩擦による端面拘束の影響を受けた結果の値であるので、解析に用いる場合には、試験結果を 90% 程度に低減させると良好な解析結果を得ることができる³⁸⁾。また、割裂引張強度については、解析対象の構造物に生じる乾燥収縮の程度に対応させ、部材厚が小さい場合や既設構造物の照査に用いる場合には、試験結果を 40% ~ 60% 程度に低減することにより解析精度が向上することが知られている³⁷⁾。

c. 鉄筋

鉄筋の強度特性値、ヤング係数、応力 - ひずみ関係は、本マニュアル「3.3 鉄筋の材料特性」に記載した。

(2) 要素の選択方法と要素分割

a. 要素分割時の留意点

要素は、解析対象の形状と解析精度を考慮し、用いる要素の特性と予想される応力勾配に応じて、適切な大きさと形状に分割する。

一般に、二次元解析の場合、四角形要素は三角形要素よりも少ない自由度で同等の精度が得られ、メッシュの方向性による影響が少ない。しかし、三角形要素はさまざまな形状に適応性があるため、四角形要素だけでは分割出来ない部分には三角形要素を用いてよい。一般に、要素内の変位分布を仮定する変位関数は、二次関数の方が一次関数よりも少ない要素数で曲線形状を表現できるので、曲げ変形が支配的となる場合は、二次の変位関数を仮定する要素を使用するのがよい。

要素の形状は、著しく扁平にならないように注意しなければならない。四角形要素の縦横比は基本的には1:1が望ましい、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5程度を限度とすることが望ましい¹¹⁾。ただし、高次要素で適用性が確認されている場合はこの限りではない。

応力が集中する領域の要素分割は細かく、そうでない場合は大きめに設定してもよい。ただし、応力が集中する領域でも要素分割を極度に細かくする必要はない。鉄筋コンクリート部材では、局所的な応力集中が生じれば応力の再分配が行われ、応力は平準化されるからである。

一般的に非線形解析では、要素を細かくするほど厳密な解が得られるが、計算時間は長くなる。しかし、分散ひび割れモデルを用いた解析の場合は、細かい要素分割をするほど厳密な解が得られるとは限らない。分散ひび割れモデルは、ひとつの要素に何本かのひび割れを含んだ有限の領域を連続体と仮定しており、発生するひび割れ間隔よりも細かな要素は、解析上の仮定の範囲を超えてしまう。分散ひび割れモデルを用いた解析では、要素数を細かくするよりも高い精度の内挿関数を有する要素を用いることが望ましい。

b. 鉄筋コンクリート要素を用いた場合の要素分割時の留意点

鉄筋コンクリート要素を用いる場合には、鉄筋位置と無筋領域を適切に考慮して要素分割しなければならない。複鉄筋配置されたはり・柱部材の場合は、鉄筋位置を明確にするために、鉄筋を含む要素と含まない要素あわせて部材厚方向に3分割以上の要素分割とすることが望ましい。鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心とするかぶり厚さの2倍とするのが一般的である。無筋領域については、要素形状が極端に扁平にならないように適宜分割数を増加させる。なお、鉄筋の付着有効領域の評価式³⁷⁾を以下に示す。図5.4-13には部材断面の要素分割例を示した。

$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}} \quad (5.4-2)$$

ここに、 l_{max} ：鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b ：鉄筋の直径

f_y ：鉄筋の降伏強度

f_t ：コンクリートの引張強度

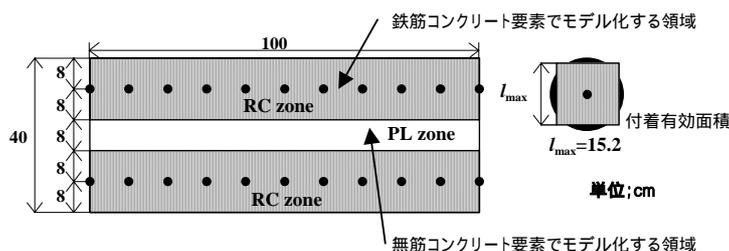


図 5.4-13 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の例

c. 要素分割の影響

鉄筋コンクリート要素の部材厚方向の分割が計算結果に与える影響を検討した例を、図 5.4-14 に示す。これは、実規模のボックスラーメン構造(高さ 4.3m, 幅 8.2m, 部材厚 40cm)を底面固定条件で、頂版に水平加力した状態を解析したものである。鉄筋コンクリート要素は層厚方向に 1 層, 3 層, 5 層とした。1 層分割の場合は、要素内に鉄筋が均一に分散しているという仮定になるが、3 層, 5 層分割の場合は、鉄筋位置を明確に指定しているため、鉄筋降伏後の鉄筋の引張硬化特性が解に反映されやすく、鉄筋コンクリートとしての挙動が適切に表現できているものと考えられる。要素数を 3 層以上にした場合については、層間変形角 1/100 以上の塑性変形域に関しても、全体変形については大きな差異は認められなかった。

一般に、鉄筋の効果が及ばない無筋領域が存在する場合には、3 層以上にモデル化することが望ましい。無筋領域が存在しない場合は、2 層分割または 1 層分割でよい。

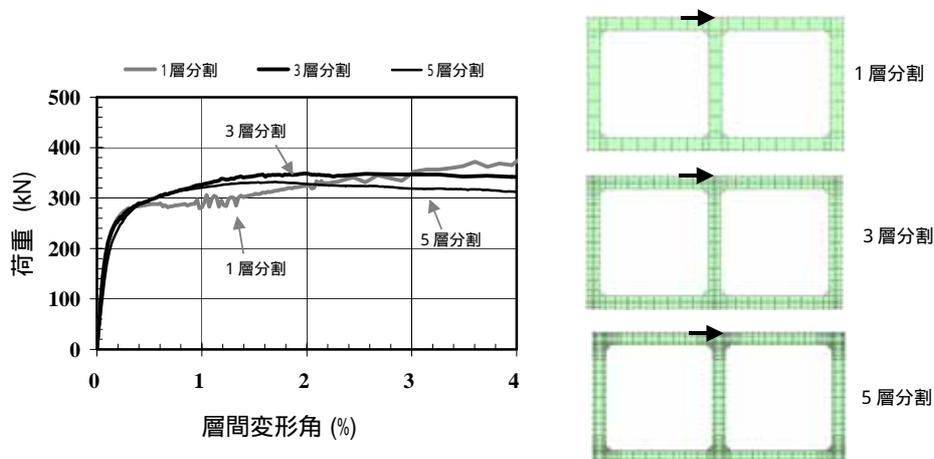


図 5.4-14 要素分割に対する検討(2 連ボックスラーメン構造)

(3) 隅角部近傍における軸方向鉄筋の伸び出し

鉄筋コンクリートのはり・柱部材において、部材厚さの異なる部材の接合部では、鉄筋の伸び出し、接合面でのずれおよびめり込みといった局所的に不連続な変形が生じる。これらの局所的変形は、必要に応じて適切に考慮するのがよい。これらの局所的変形を取り扱うためには、離散ひび割れモデルに基づく接合要素が採用される。接合要素は、厚さが零で長さのみを持つ要素であり、接合面における引張力と引張変位、圧縮力と圧縮変位およびせん断力とせん断変位との関係を表現するものである²¹⁾。

鉄筋の伸び出しを考慮した接合要素が構造物の変形に与える影響を調べるために、部材厚 10cm の砂地盤に埋設したボックスラーメン構造試験体を用いた大型振動台実験(技術資料 参照)を対象として、実験結果と

解析結果の比較を行った(図 5.4-15 参照) .その結果 応答変位や鉄筋降伏変位を精度良く評価するためには、鉄筋の伸び出しを考慮する必要があることが示された .ただし、図 5.4-16 に示すように、鉄筋の伸び出しの影響は変位が大きくなるに従って小さくなること、および部材厚が大きくなるほど減少するので、部材厚が 40cm 以上で、鉄筋降伏以降の領域を対象とする場合には実務上考慮する必要がないと考えられる .

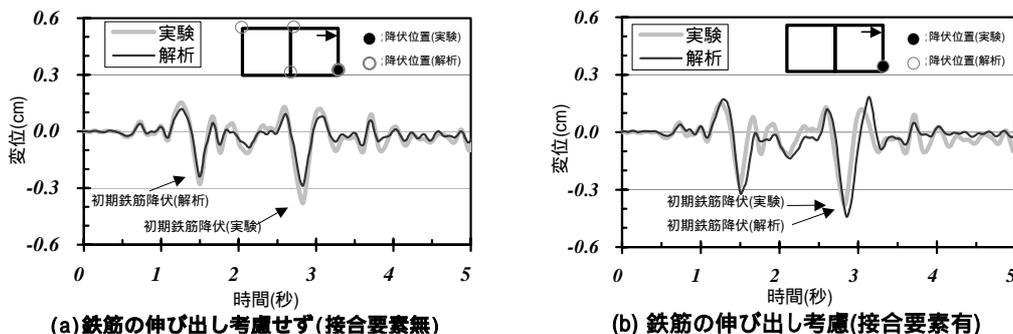


図 5.4-15 鉄筋の伸び出しの影響評価(大型振動台実験)

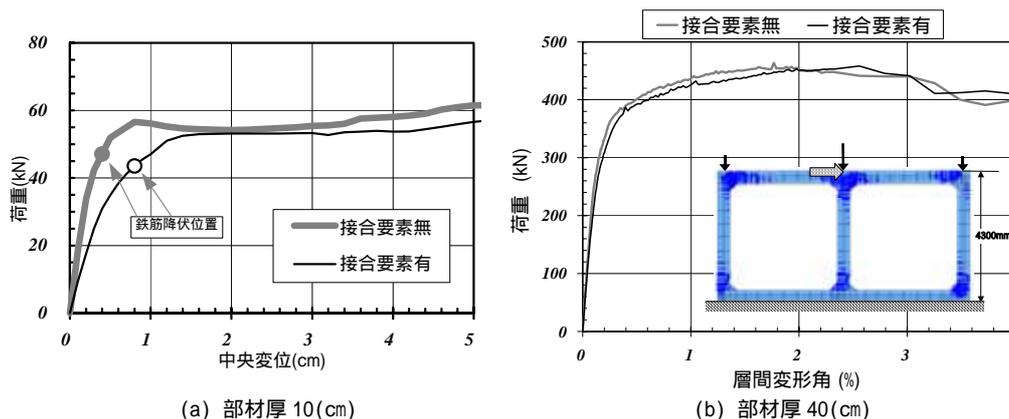


図 5.4-16 部材厚が鉄筋の伸び出しに与える影響(2連ボックスラーメン構造)

(4)地盤-構造物の境界部のモデル化

地盤と構造物の境界部の取り扱いについては、本マニュアル「5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した .

(5)機器・配管のモデル化

機器・配管のモデル化については、本マニュアル「5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した .

(6)構造物内の水のモデル化

構造物内の水のモデル化については、本マニュアル「5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した .

5.4.3 地震応答解析実施時における留意点

(1)自重解析

自重解析は、時刻歴地震応答解析において、対象構造物およびその周辺地盤の初期状態を求めるために実施するものである。初期応力状態を求めるためには、本来、構造物の施工過程(地盤の掘削 構造物の設置 地盤の埋戻し)を忠実に模擬した解析を実施する必要があるが、解析用のメッシュを逐次対応させながら計算を進める実用的な解析コードが現状では得られていないこと、技術的には可能であるが作業が非常に煩雑になることから、構造物の完成状態をモデル化して一度に自重解析を行い、初期応力状態を求めることが一般的である。この際、地震応答解析のための解析モデルを用い境界条件や材料物性値(地盤のポアソン比など)を適切に変更することによって、解析を実施することができる。

自重解析で用いられる地盤の側方境界条件は、水平方向を拘束し、鉛直方向を非拘束とする。底面境界条件は固定としてもよい。水平方向を拘束するのは地盤の側方へのはらみだしを防ぐためである。また、構造物の埋設位置が深い場合は、地盤 - 構造物の間の境界で過大なせん断応力が発生しないように、配慮する必要がある。地盤と構造物間の境界条件については、「5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」を参照されたい。

(2)地震応答解析

a. 地盤の境界条件

自重解析と地震応答解析で境界条件が変化するため、リスタート機能の内容によっては一貫して解析できない場合がある。この場合、地盤の解析領域を大きくとるなどして、自重解析の実施方法が地震応答解析の結果に影響を及ぼさないようにしなければならない。底面固定境界を用いる場合は、重複反射理論を用いて引き戻した地震動(入射波 + 反射波)を入力することとする。底面粘性境界を用いる場合は、地震動(入射波 × 2)を入力する。

b. 数値積分法

地震応答解析において用いる時間刻みの間隔は、応答値の解析精度と解の安定性を考慮して、用いる時間積分法と反復収束計算法に応じて設定しなければならない。

時間積分法は、Newmark 法、Wilson 法、線形加速度法などが一般的である³⁹⁾。Newmark 法を用いる場合、収束安定性の点からは $\gamma = 0.5$ 、 $\beta = 0.25$ (平均加速度法に一致)がよい。また、高周波ノイズを除去する目的からは、 $\gamma = 0.7$ 、 $\beta = 0.36$ を用いてもよい。 γ 、 β などの値は、時間の離散化を行う際の差分近似の重み係数であるので標準値からずらす場合は、良く吟味する必要がある。

なお、解の安定性を得るのに必要な時間刻みは、Newton-Raphson 法のような反復収束解法を用いるのであれば、一般に 1/1000 ~ 1/20 秒程度の間である。解析時間は入力地震動のステップ数に比例するので、極端に時間刻みを細かくする必要はないが、時間刻みを粗くしすぎると解析精度は落ちる。解の妥当性は、時間刻みを変えて(例えば 1/200 秒と 1/100 秒)、評価する応答解析結果(照査を行う応力、変位、加速度など)の相違が数%以内であることを確認するのがよい。

c. 減衰について

解析で考慮される減衰は、基本的に履歴減衰と粘性減衰である⁴⁰⁾。非線形解析では、履歴減衰は構成モデルによって自動的に考慮される。粘性減衰については、質量比例型、剛性比例型、Rayleigh 型の比例減衰が用いられることが多い。なお、粘性減衰は、線形解析と非線形解析ではその意味合いが異なる。線形解析に

おける粘性減衰には、材料のひび割れ発生による内部減衰、支承部等のエネルギー損失による構造減衰、地盤などへのエネルギー逸散減衰などが全て含まれる。一方、非線形解析では、ひび割れによる減衰は構成則がもつ履歴減衰によって考慮され、地盤へのエネルギー逸散減衰も地盤 - 構造物連成解析では自動的に考慮されることになる。

非線形解析では解の収束性の向上を図ることを目的として粘性減衰が用いられることがある。収束の不十分な時間ステップが一か所でもあれば、スパイク状の高周波成分が出ることがあるが、適切な粘性減衰を仮定すれば除去できる。しかし、剛性が逐次変化していく非線形解析では粘性減衰の物理的意味が不明確であり、一般にその影響は小さいことから減衰の機構は全て材料の履歴減衰に依存すると考え、材料非線形モデルを用いた地盤 - 構造物連成非線形地震応答解析では、粘性減衰については考慮しないことを基本とした⁴¹⁾。収束が不十分なために発生する高周波成分は、高周波フィルターをかけて除去することも可能であるが、敢えて粘性減衰で処理する場合は、応答変位に影響を及ぼさない程度の小さい値とするべきである(粘性減衰で処理する場合については、「5.3.3 地震応答解析実施における留意点」を参照)。

5.4.4 解析結果評価時の留意点

(1) 解析結果の妥当性の確認

地震応答解析が終了した後、解析が正常に完了していることを確認する必要がある。抽出された応答値の妥当性を確認する際の目安を表 5.4-2 に示した。これを参考にして、各物理量が妥当な結果を示していることを確認するとよい。さらに、地盤および構造物の挙動を調べ、応答結果がそれぞれのモデルの適用範囲内にあることを確認しなければならない。数値解析として正常に演算がなされていても、物理的に意味を持たない応答結果を示している場合があり、注意が必要である。

解析結果に何らかの問題がある場合は、まずは、入力物性、境界条件、収束条件(収束判定値、収束回数など)などの入力データを見直す必要がある。入力データに問題がない場合には、本マニュアル「5.4.2 解析モデルの作成」および「5.4.3 地震応答解析実施時における留意点」を参考に、入力データの設定方針について再度検討する必要がある。

なお、要素に関わる問題点として、アワーグラスモードやロッキングなどと言われるものがある³⁹⁾。通常、複雑なモデルではこのような現象が起こっているのを見つけることは非常に難しいので、出力値や変形図をよく確認しなければならない。万一、異常がある場合は、要素の種類や要素分割等を再考する必要がある。

(2) 応答値の算出

表 5.4-3 に材料非線形解析における構造物の応答値の解析精度一覧を示した⁴²⁾。応答値算出時には、これらを参考にして、適切な照査項目を抽出するとよい。

照査に用いるコンクリートひずみ値については、部材厚さの平均として評価することとする。部材端部における圧縮縁コンクリートひずみは、図 5.4-17 に示すように、節点変位間の相対変位として算出するのがよい。ガウス点におけるひずみを用いる場合は、適用性を十分に確認の上使用することとする。

構造物に材料非線形モデルを用いて解析する場合、部材に発生する断面力は、一次量として、出力されないため、着目する断面に並ぶ要素のガウス点における応力度または等価節点力を積分して断面力を計算する。なお、断面力は要素ごとの平均として計算してよい。

表 5.4-2 解析結果の妥当性を確認する際の目安

区分け	応答値		確認の要点
地盤	変位	変位時刻歴波形, 全体変形, 最大変位分布など	局所的に不自然な変形をしていないか?
	加速度	加速度時刻歴波形, 最大加速度, 最大加速度分布など	発生加速度は入力加速度と比較して妥当な値か? 過大な加速度が発生している場合は, それは, 瞬間的で, かつ局所的なものか?
	応力・ひずみ	地盤の - 関係 最大せん断ひずみ	地盤の - 関係は適切な履歴を描いているか? 局所的に過大なせん断ひずみは発生していないか?
地盤と構造物の相互作用	応力・ひずみ	動土圧・せん断ひずみ	構造物周辺部で過大な土圧やせん断ひずみが発生していないか?
	変位	相対すべり変位	相対すべり変位は発生しているか? 発生している場合は妥当な値か?
構造物	変位	変位時刻歴波形, 全体変形, 層間変形など	局所的に不自然な変形をしていないか? 構造物変位は, 地盤変位と比べて妥当か?
	加速度	加速度時刻歴波形, 最大加速度など	発生加速度は入力加速度と比較して妥当な値か? 過大な加速度が発生している場合は, それは, 瞬間的で, かつ局所的なものか?
	力, 応力	断面力, 応力	局所的に過大な値は発生していないか?
	ひずみ	圧縮ひずみ, 引張ひずみ, せん断ひずみ	局所的に過大な値は発生していないか?
	ひび割れ	ひび割れの大きさ ひび割れパターン	ひび割れパターンは変形性状と比較して妥当か? ひび割れの大きさは局所的に大きくなっていないか?
	鉄筋降伏	鉄筋降伏 および部位	鉄筋降伏する部位や順番は変形性状と比較して妥当か?

表 5.4-3 材料非線形解析における応答値の精度一覧

出力項目	解析精度 ^{*1}
断面力	軸力
	曲げモーメント
	せん断力
変位	最大変位
	残留変位
	時刻歴波形
加速度	最大加速度
	時刻歴波形
応力・ひずみ	コンクリート
	鉄筋
ひび割れ	ひび割れ発生の判定
	ひび割れ幅
	ひび割れ方向
	ひび割れ性状
曲率・回転角	
破壊モード	

*1 : 精度は非常に良い, : 精度は良い, : 精度はあまり良くない, x : 精度が悪い又は出力出来ない

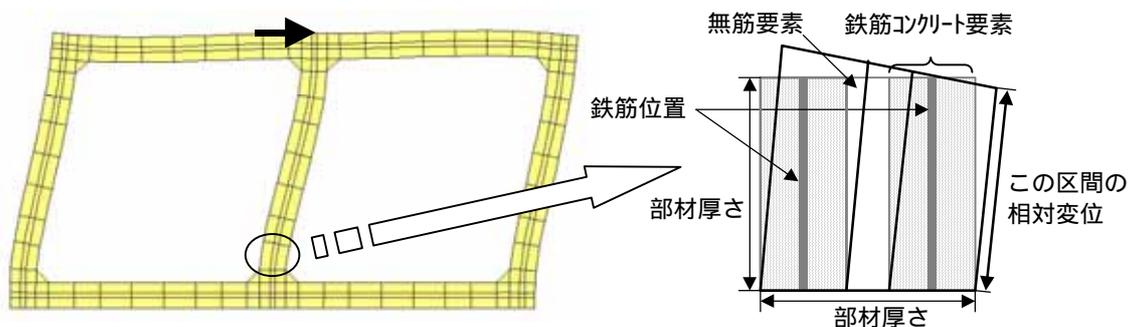


図 5.4-17 照査に用いるひずみ値の算出方法

5.5 環境作用によるコンクリートの経年劣化の評価

構造物の地震時応答挙動を解析したように、耐久性能照査を行うために、環境作用(本指針では、中性化、塩害、凍害)によるコンクリートの経年劣化(環境挙動に対する応答挙動)を評価しなければならない。しかし、本指針の耐久性能照査は、耐震性能照査における限界値が設計耐用期間終了時でも竣工時と同等以上であることを保証することとしており、構造物全体としてではなく、部材断面あるいは材料品質のレベルでの照査としている。耐久性能照査を行うための環境作用による劣化の応答挙動は、一般に陽な形の式として与えられるか、あるいは直接材料(凍害)実験により求めるものであるため、理解を容易にするため、「第6章 照査」で限界値と一緒に解説する。

【参考文献】

- 1) 土木学会：動的解析と耐震設計，[第1巻]地震動・動的物性，技報堂，1989.6.
- 2) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils, Design Equations and Curves, Proc. ASCE, Vol.98, SM. 7, pp.667-692, 1972
- 3) Jennings, P.C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, Vol.90, EM2, pp.131-166, 1964
- 4) 大崎順彦, 原昭夫, 清田芳治: 地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例, 第5回日本地震工学シンポジウム, pp.697-704, Nov. 1978
- 5) 足立紀尚, 龍岡文夫: 土木学会編 新体系土木工学 18 土の力学() - 圧密・せん断・動的解析 -, pp.252, 技報堂
- 6) Pyke, R.: Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings, Jour. of the GE Div., Proc. of ASCE, Vol. 105, No. GT6, pp.715-726, Jun. 1979
- 7) K. Ishihara, N. Yoshida & S. Tsujino: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, pp.373-380, Apr. 1985
- 8) 熊崎幾太郎, 上田稔: 全応力履歴モデルによるポートアイランドのまさ土地盤の非線形地震要素シミュレーション, 第34回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1957-1958, 1999
- 9) 金谷守・石川博之・金戸俊道(2002): 等価線形解析を用いた地盤の上下動応答に関する一考察, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, CD-ROM.
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，2002.3
- 11) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン，1989.3
- 12) 武田智吉, 石川博之, 足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価，電力土木, No.279, pp.72-76, 1999.1
- 13) 遠藤達巳, 青柳征夫, 松村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告, U91052, 1992.3
- 14) Ghosh S. K. and Cohn M. Z. : Computer Analysis of Reinforced Concrete Sections under Combined Bending and Compression, IABSE Publications, 34- , 1974.
- 15) Jennings, P. C. : Periodic response of a general yielding structures, Proc. ASCE, EM Div., Vol.90, 1964.4
- 16) Clough, R. W. and S. B. Jhonson : Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第2回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.227-232, 1966.10
- 17) 武藤 清ら：鉄筋コンクリート造原子炉建屋の地震時挙動に関する構造実験とその解析(その1), (その2), 日本建築学会論

文報告集, No.271, 1978.9

- 18) 深田泰夫 : 鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究(その1), 日本建築学会関東支部第40回学術研究発表会, 1969.
- 19) Takeda, T., M. A. Sozen and N. N. Nielsen : Reinforced concrete response to simulated earthquakes, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.357-364, 1970.11
- 20) 江戸宏彰, 武田寿一, 表佑太郎 : 3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験(その2. 実験結果の検討), 日本建築学会関東支部 第44回研究報告集, pp.45-48, 1973.
- 21) 岡村 甫, 前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形構成則, 技報堂, 1991.5
- 22) 川本眺万, 林 正夫 : 地盤工学における有限要素解析 土質力学と岩盤力学へのアプローチ, 培風館, 1978.4
- 23) 土木学会 : 動的解析と耐震設計, [第2巻] 動的解析の方法, pp.117-120, 技報堂出版, 1989.7
- 24) 日本道路協会 : 道路橋示方書(共通編・ 下部構造編)・同解説, 1996.12
- 25) Miura F.: Studies on the nonlinear seismic response of soil-structure interaction systems, Thesis for Doctor of Engineering of Kyoto University, 1983.
- 26) 鷲津久一郎ら : 有限要素法ハンドブック ,培風館,1981.9
- 27) 鷲津久一郎ら : 有限要素法ハンドブック ,培風館,1983.1
- 28) 土岐憲三 : 構造物の耐震解析, pp.134-137,新体系土木工学 11, 技報堂出版, 1981.4
- 29) ASCE Committee on Conc. And Mason. Struc., A state of the art report on finite element analysis of RC,ASCE, 1981
- 30) Finite element analysis of reinforced structures II : American Society of Civil Engineers, 1991
- 31) RC 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集 : 日本コンクリート工学協会, 1984
- 32) 構成モデル小委員会(301)成果報告書 : 土木学会・コンクリート委員会, コンクリート技術シリーズ 21, 1997年7月
- 33) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 : 日本建築学会, 1987.9
- 34) 破壊力学の応用研究委員会報告書 : 日本コンクリート工学協会, 1993.10.
- 35) 地盤・基礎構造物の耐震設計 : 地盤工学会, 地盤工学・実務シリーズ 13, 2001.1.
- 36) 遠藤達巳, 青柳征夫, 遠藤孝夫 : 鉄筋コンクリートの非線形解析に用いるひびわれの最適モデルに関する解析的研究, 電力中央研究所報告 ,U88006, 1988.10
- 37) Xuehui AN : せん断を受ける鉄筋コンクリートの破壊解析と耐震性能の照査法に関する研究, 東京大学博士論文, 1996.7.
- 38) 上迫田和人, 前川宏一, 岡村甫:コンクリートの一軸圧縮強度, 第4回コンクリート工学年次講演会論文集, 1982.
- 39) 土木構造物の耐震設計ガイドライン(案) 耐震基準作成のための手引き : 土木学会・地震工学委員会, 耐震基準小委員会活動報告書, 2001.11.
- 40) 23)と同じ
- 41) 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査手法の検証:土木学会,コンクリート技術シリーズ 36,2000
- 42) LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針 : 土木学会・エネルギー土木委員会, コンクリート技術シリーズ 98, 1999.12

第6章 照査

6.1 安全係数

6.1.1 安全係数の設定方針

指針に従って、以下の5つの安全係数を考慮する。

- ・材料係数：耐力評価に用いる材料の設計用値の評価
- ・部材係数：設計断面耐力の評価
- ・荷重係数：設計荷重の評価
- ・構造解析係数：断面力の評価
- ・構造物係数：構造物の総合的な安全性評価

標準とする安全係数を、表 6.1-1～表 6.1-3 に示す。これらは、以下に述べる本マニュアル特有の考え方を踏まえて設定した。

地盤と構造物の非線形性を考慮した連成系の時刻歴地震応答解析を標準的に適用することとしているため、材料係数は応答値の計算にも設定する必要がある。

地震時の地盤の影響については、解析手法との関係から、従来、荷重係数としての取り扱いをしてきたが、地盤の非線形特性をモデル化した解析手法の適用により、材料係数として扱うことが必要である。

耐久性能照査では、これまでの耐力照査にはない新しい照査項目が導入されており、これらの評価に係わる安全係数を照査の枠組みに取り入れることが必要である。

耐久性能照査では、本マニュアル「6.4 耐久性能照査」で示す環境作用による経年劣化指標の評価式の内容に配慮して、荷重係数を用いないこととした。

表 6.1-1 耐震性能照査における標準的な安全係数

安全係数		曲げ照査（変形）		せん断照査（断面力）	
		応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤	1.0	-	1.0	-
部材係数		-	1.0	-	下別表による
荷重係数		1.0	-	1.0	-
構造解析係数		1.2～ ^{*1}	-	1.05～ ^{*1}	-
構造物係数		1.0		1.0	

$b = b_1 \times b_2$	せん断耐力式	分布荷重用評価法	材料非線形解析
評価手法の精度 b_1	コンクリート寄与分に対して1.3 せん断補強筋寄与分に対して1.1	コンクリート寄与分に対して1.3 せん断補強筋寄与分に対して1.1	6.3.4(2)の記述に従って算定
曲げせん断破壊防止のための裕度 b_2	1.0～1.5 (6.1.3(2)の記述による)		

*1) 地盤・構造物連成非線形時刻歴応答解析を用いる場合の値。断面力による照査を「旧マニュアル」における標準解析手法を用いて実施する場合には1.0としてよい。

表 6.1-2 耐久性能照査における標準的な安全係数

照査項目		耐久性能照査 ^{*1}	
		設計値算定	限界値算定
材料特性の予測値の精度を考慮する安全係数	中性化	1.0~1.3	-
	塩害	1.0~1.3	-
	凍害	1.0~1.3	-
材料係数 ^{*2}	中性化	1.0	-
	塩害	1.0	-
	凍害	1.0	-
設計式の精度を考慮する安全係数	中性化	1.15	-
	塩害	1.3	-
構造物係数 ^{*3}		1.1	

*1) 耐久性能照査におけるひび割れ、ひび割れ発生、ひび割れ幅の照査では、通常運用時の照査における安全係数を適用する。

*2) 打ち込み上面の部位では、材料係数を1.3とする。

*3) 「示方書〔施工編〕」に従い、重要構造物であるので1.1とした。

表 6.1-3 通常運用時の性能照査における標準的な安全係数

照査項目			通常運用時の性能照査 ^{*1}	
			応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート		1.0	1.0
	鉄筋		1.0	1.0
	地盤		1.0	-
部材係数	曲げ軸力	曲げ卓越	1.0	1.0
		軸力卓越	1.0	1.0
	せん断	コンクリート	1.0	1.0
荷重係数			1.0	-
構造解析係数			1.0	-
構造物係数			1.0	

*1) 通常運用時の照査は、本指針の付録として掲載しているが、安全係数はここに示した。

6.1.2 耐震性能照査に用いる安全係数(その1) - 変形による照査 -

曲げ系の破壊を変形により照査する場合の安全係数は、以下の考えにより定めた。

(1)材料係数

材料係数を考慮する必要がある項目は、応答解析におけるコンクリート、鉄筋、地盤の材料特性、限界値評価におけるコンクリート、鉄筋の材料特性である。

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が5%以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格(JIS)の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定している。

コンクリートの圧縮強度(あるいはヤング係数)が小さくなれば、構造物の応答変位は大きくなると考えられる。また、限界値として6.2.3項で示す評価式を適用する場合、コンクリートの圧縮強度を小さくするほど軸力比(軸圧縮応力/圧縮強度比)が大きくなり、安全側の評価となる。したがって、応答値、限界値ともに1.0を標準とした。

鉄筋降伏強度を小さく設定したとき、構造物の応答変位は少なくとも小さくならないと考えられる。また、6.2.3項の評価式では、鉄筋の降伏強度を小さくするほど、限界層間変形角も小さくなる。したがって、鉄筋についても1.0を標準とした。

地盤特性 - 構造物連成系の応答解析を行う場合、地盤材料モデルの特性が照査結果に大きく影響する。その一方

で、地盤物性は、不均質さや試験方法により、広く分布し大きくばらつくのが通常である。これらを踏まえた上で、構造物の応答値に与える影響が厳しくなるように地盤物性の特性値を設定することが必要である。この方針に沿った適切な検討を経た上で地盤物性の特性値が設定される場合には、材料係数を 1.0 としてよい。

(2)部材係数

部材係数は、圧縮縁コンクリートひずみの限界値と 6.2.3 項の評価式による限界層間変形角に適用する。双方ともに安全側に配慮して設定を行っていることから、部材係数は 1.0 を標準とした。

(3)荷重係数と荷重の組合せ

4 章において、個々の荷重のばらつきを事前に評価し、構造物の応答を安全側に評価できる物性値を荷重の特性値として設定することになっている。基本的に、地震の影響以外の荷重（永久荷重と変動荷重）の評価精度は、かなり高いものと考えることができるし、地震の影響については、入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて合理性をもって設定される。よって、荷重係数は 1.0 を用いることを標準とした。

(4)構造解析係数

地盤特性 - 構造物連成系の応答解析手法の妥当性は、大型振動台実験を行い、その実験結果に基づいて検証されている（技術資料 [1]、[2]、参照）。しかし、限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響（技術資料 [3] 参照）などを考え併せて、構造解析係数は 1.2 以上を標準とした。ただし、地盤モデルの高精度化を図ることにより、構造解析係数を小さくすることも可能である。

構造解析係数に影響を与える要因には以下が考えられる。

- ・地盤物性の拘束圧依存性
- ・地盤剛性 - ひずみ ($G - \epsilon$) 関係 [履歴減衰 - ひずみ ($h - \epsilon$) 関係] のモデル化精度
- ・地盤と構造物の境界部の特性
- ・構造物の非線形性のモデル化精度 (要素分割、鉄筋コンクリートの無筋領域の評価、乾燥収縮の影響、ひび割れの方向性の影響など)

(5)構造物係数

原子力発電所屋外重要土木構造物の機能上の重要度は非常に高い。したがって、構造物係数を 1.0 より大きくするのが一般的な考え方である。しかし、発電用原子炉施設における耐震性能照査に用いる基準地震動は、地点毎にサイト特性を考慮して設定され、また、屋外重要土木構造物は、As クラス、A クラスなど機器の重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 を標準とした。

6.1.3 耐震性能照査に用いる安全係数(その 2) - 断面力による照査 -

せん断破壊を断面力により照査する場合の安全係数は以下の考えにより定めた。荷重係数と構造物係数に関しては、前項と共通である。なお、本マニュアルでは扱っていないものの、曲げ系および軸力系の破壊を断面力によって照査することを妨げるものではない。その場合の安全係数は、「示方書 [構造性能照査編]」に準拠する。

(1)材料係数

限界値算定時に適用する材料係数は、「示方書 [構造性能照査編]」に準拠して、コンクリートに対して 1.3、鉄筋に対して 1.0 を標準とした。

応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が断面力の算定精度に与える影響は小さいこと、材料物性の特性値の設定において照査における応答値算定が安全側となるように配慮が行われることを踏まえて 1.0 を標準とした。

(2)部材係数

せん断の照査に用いる部材係数は以下の構成とする。

$$\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2} \quad (6.1-1)$$

- ・せん断耐力評価手法の精度に関する成分 γ_{b1}
- ・繰返し作用を受けても曲げせん断破壊しないことを保証するための裕度分 γ_{b2}

せん断耐力評価式、もしくはそれを援用した手法に基づいてせん断耐力を求める場合、 γ_{b1} は、「示方書 [構造性能照査編]」に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3、鉄筋寄与分に対して 1.1 を標準とする。材料非線形解析を用いてせん断耐力を求める場合、6.3.4(2)の記述に沿ってこれを定める。

γ_{b2} は以下の式によって定める。

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ (100R + 2)/3 & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases} \quad (6.1-2)$$

ここで、 R ：応答層間変形角（応答解析の結果から得られる着目層の層間変形角）

水平部材については、上下の層の応答層間変形角の大きい方を R として用いる。なお、 R が 0.01 を越える場合であっても、応答解析の結果降伏していない部材に対しては $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。また、式の内容から分かるように、曲げ変形の限界値を層間変形角 1/100 に設定している場合は $\gamma_{b2} = 1.0$ である。

応答解析に用いる主筋の降伏強度を規格値で設定した場合、実際にはそれよりも大きな降伏強度が発揮される分だけ曲げ耐力が高くなり、結果的にせん断破壊が先行する可能性がある。しかし、この問題に関しては、コンクリートに材料係数を設けてせん断耐力側も十分安全側に評価していること、地中ラーメン特有の裕度（不静定構造物ゆえに生じる応力再配分や地盤の存在による崩壊抑制効果）があることなどの点を総合的に考慮して、部材係数には考慮しないこととした。

(3)構造解析係数

耐震性能照査で標準的に用いる部材非線形モデル、材料非線形モデルを適用した時刻歴地震応答解析手法では、変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 以上を標準とした。

6.1.4 耐久性能照査に用いる安全係数

耐久性能照査では、鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ(または鉄筋腐食の発生)、中性化深さおよびコンクリートの品質(凍害による品質劣化)を照査項目とするため、安全係数を新しく設定することが必要である。また、塩化物イオンの侵入速度を評価する拡散係数の設定において、曲げひび割れの有無およびその幅が影響するため、初めに、通常運用時に作用する荷重によるひび割れ幅を評価しておくことが必要である。このため、作用荷重による応答値としてのひび割れ幅評価における安全係数の設定が必要である。

耐久性能照査におけるひび割れ幅評価に適用する荷重は、永久荷重と変動荷重である。

(1)材料係数

耐久性能照査における材料係数は、中性化に対しては中性化速度係数の安全係数として、塩化物イオンの侵入に対しては拡散係数の安全係数として、凍害に対しては相対動弾性係数の安全係数として、特性値から設計用値を求める際の材料のばらつきに起因する不確実性に配慮して設定される。一般には、「示方書[施工編]」に基づいて標準的な施工が行われ、コンクリートの品質が均質であると判断される場合には、これらの材料係数は1.0を標準としてよい。ただし、コンクリート構造物の打ち込み面(上面)を対象とする場合には、材料係数は1.3を標準とする。これは、ブリージングの影響により、打ち込み面近傍の品質が、一般には深部よりも劣っていると考えられることによる。

(2)設計値の評価精度を考慮する安全係数

耐久性能照査における設計値の評価精度を考慮する安全係数は、中性化現象における中性化深さ評価式の不確実性、および塩害における鉄筋腐食発生量評価式、鉄筋位置の塩化物イオン濃度評価式における不確実性に対応して設定される安全係数である。環境作用に対する構造物の応答挙動の評価(ここでは、中性化深さ、鉄筋腐食量、塩化物イオンの蓄積量等)に対する安全係数である。

「示方書[施工編]」に準拠して、この安全係数は、中性化に対して1.15、塩化物イオンの侵入に対して1.3を標準とする。

(3)構造物係数

重要構造物、重要な項目の照査では、構造物係数を1.1とするのが一般的である。耐久性能照査では、設計耐用年数経過後の耐震性能に与える経年劣化の影響の有無、つまり、コンクリートの圧縮ひずみ能力に与える環境作用の影響の有無、鉄筋腐食に起因するひび割れの発生を照査するものであり、重要な位置づけにあると判断して、「示方書[施工編]」に準拠して、構造物係数を1.1とする。

(4)材料特性の予測値の精度を考慮する安全係数

表6.1-3には、耐久性能照査時の材料特性の予測値の精度を考慮する安全係数の標準値を示した。この安全係数は、考慮する環境作用に対して1.0~1.3を標準として用いることとした。

材料の特性値の評価において、既往の研究実績から中性化速度係数や塩化物イオンの拡散係数のばらつき、予測精度が明らかになっている場合には、危険率を適切に設定した上でこの安全係数を統計的に定めてもよい。統計的な処理において、適当な危険率を考慮したところに設定する値を特性値とするなら、この安全係数は1.0と考えることができる。

中性化速度係数を「示方書[施工編]」に基づいて、有効水結合材比から定める式を用いる場合には、材料特性

の予測値の精度を考慮する係数は1.1としてよい。

塩化物イオンの拡散係数を「示方書 [施工編]」に基づいて、水セメント比から定める式を用いる場合には、材料特性の予測値の精度を考慮する係数を1.2としてよい。この際、フライアッシュセメントを用いるコンクリートでは、高炉セメントやシリカフェームを使用する場合の評価式と同じ式を適用してよい。

相対動弾性係数の評価において、JISA 1148 (A法)「コンクリートの凍結融解試験法 (水中凍結融解試験方法)」に基づく場合には、材料特性の予測値の精度を考慮する係数を1.0としてよい。

なお、通常運用時の性能照査における安全係数は、「示方書 [構造性能照査編]」の使用限界状態に対応させ、すべて1.0とする。

要求性能

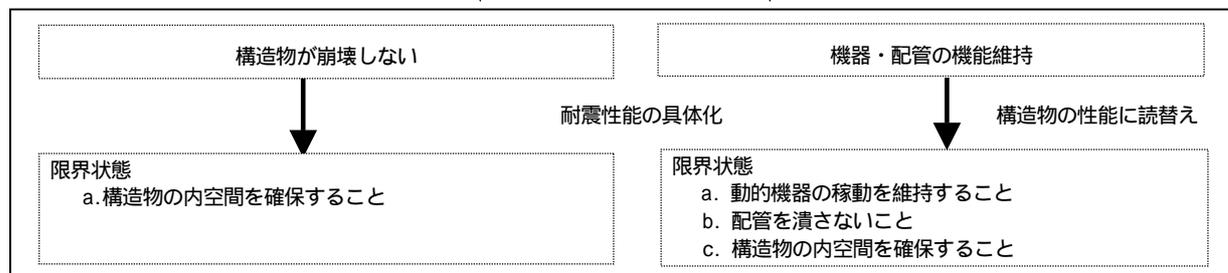
社会的に求められる屋外重要土木構造物の性能

目標性能

機器・配管を支持しない構造物

性能の分類

機器・配管を支持する構造物



照査項目およびその限界値の明示

照査項目

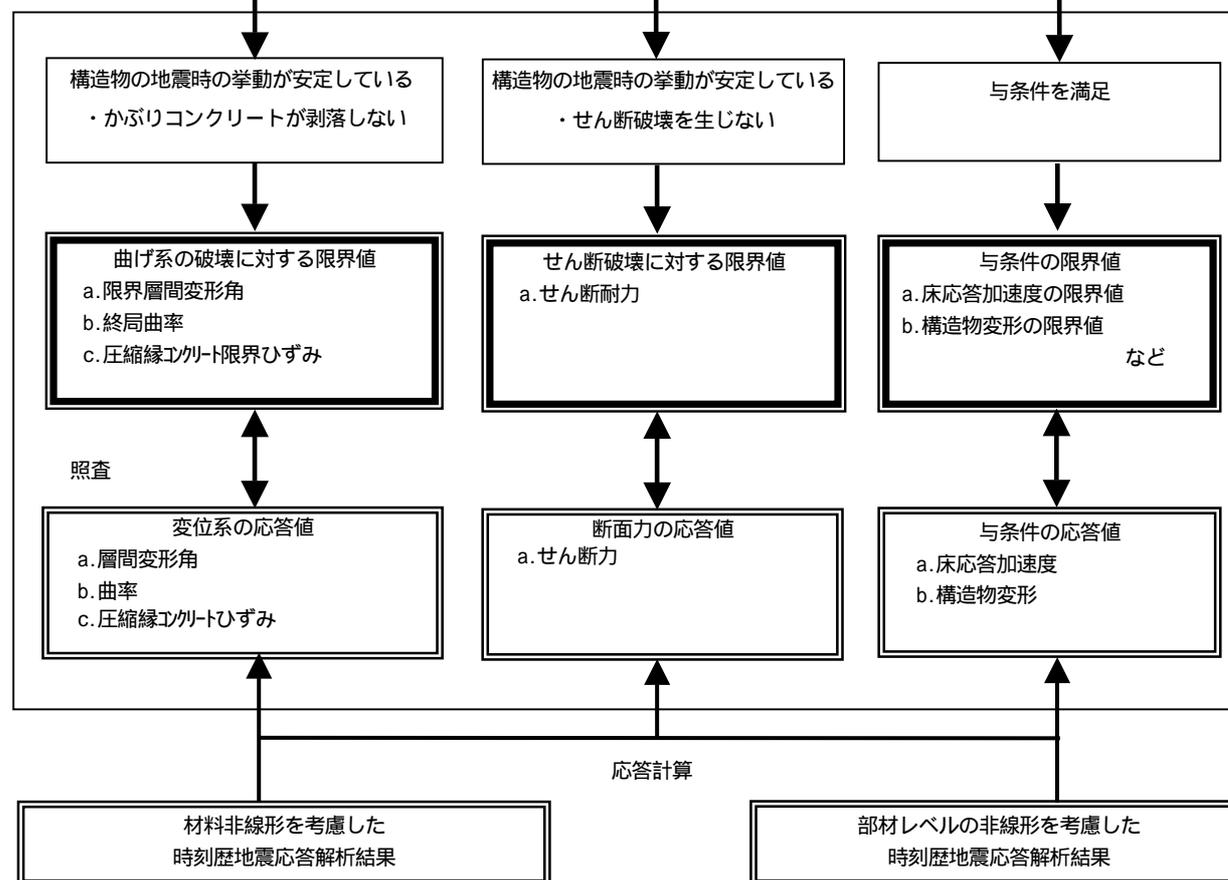


図 6.2-1 耐震性能照査の流れ (指針解説図 6.3-1 の再掲)

6.2 耐震性能照査1 - 曲げ系の破壊に対する照査

図6.2-1に示すとおり、曲げ系の破壊とせん断破壊の2項目に対して安全性の確認を行う。本節および次節では、これらの照査、特に限界値の設定について述べるが、照査に先立って、構造系として安定した挙動を示していることを応答変形の履歴により確認しておくことが重要である。

曲げ系の破壊に対して耐力照査を行う場合や、一般的な屋外重要土木構造物で想定される範囲を超える高軸力部材に対して軸力照査を行う場合は、「示方書[構造性能照査編]」に準拠する。

機器・配管の機能維持のために要求される照査項目については、機器・配管の設置条件に依存するため、本マニュアルでは記述しない。

本マニュアルでは計算による照査を取り扱うが、実験に基づいて実証的に照査することを妨げるものではない。

6.2.1 一般

応答変形と限界変形の比に構造物係数を乗じた数値が、1.0を下回ることを確認をもって曲げ系の破壊に対する照査とする。

限界状態は、部材断面の圧縮縁コンクリートひずみが1.0%(10000×10^{-6})に至った状態とする。これに対応する限界値として、以下に示す4通りの中から選択することができる。

(1) 圧縮縁コンクリートひずみ1.0%

材料非線形解析（ファイバーモデルを含む）によって応答を求める場合、ひずみを直接出力することが可能なので、上記を直接限界値とすることができる。

(2) 圧縮縁コンクリートひずみ1.0%に対応する曲率

部材非線形解析によって応答を求める場合、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%に対応する曲率を断面計算等によって算定し、それを限界値とすることができる。応答解析の結果、材端でなく部材の中間部で降伏が発生した場合は、当該箇所を曲率で照査することを基本とする。

(3) 圧縮縁コンクリートひずみ1.0%に対応する層間変形角

部材非線形解析によって応答を求める場合、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%に対応する層間変形角を6.2.3項に示す式によって算定し、それを限界値とすることができる。ただし、6.2.3項に示す式の適用条件を満たさない場合は(2)もしくは(4)の選択肢を取る。

(4) 層間変形角1/100

部材非線形、材料非線形を問わず、応答層間変形角が1/100以下であれば、上記の基準を保証したものとみなす。

ただし、耐久性能照査の限界状態を、『鉄筋に腐食が発生しない』でなく、『鉄筋腐食に起因するひび割れが発生しない』とする場合には、各限界値を80%に低減する¹⁾。

6.2.2 ひずみの限界値の根拠と妥当性

かぶりコンクリート剥落の必要条件は、『コンクリートの応力が零に近い』ことと考えられる。材料試験で得られる応力 - ひずみ関係から判るように、コンクリートの圧縮ひずみが1.0%(10000×10^{-6})時のコンクリートの圧縮応力は、圧縮強度のレベルにもよるが、概ね $2 \sim 7 \text{N/mm}^2$ 程度残留している状態である(図6.2-2(a)(b)参照)。剛性試験機などを用いた既往の実験結果からも、同等の結果が得られている。よって、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%(10000×10^{-6})は、かぶりコンクリートの剥落に対して若干の裕度を含んだ妥当な設定であると判断できる。

示方書〔耐震性能照査編〕では、終局限界の一つとして、最大耐荷力を経過し、部材降伏時点の耐荷力まで性能が低下した時点の規定している。実験や材料非線形解析の結果から、かぶりコンクリートの剥落時点あるいは圧縮縁コンクリートひずみが1.0% (10000 × 10⁻⁶)となる時点は、全体系の荷重 - 変形関係との対応を見ると、この終局限界より前の段階(変形が小さい範囲)であることが確認されている(技術資料 参照)。

図6.2-2は、コンクリートの圧縮試験結果と材料非線形解析コードの1つにおいて用いられているコンクリートの応力 - ひずみ関係を示している。このように、近年の材料非線形解析コードは、コンクリートの圧縮ひずみ1.0% (10000 × 10⁻⁶)に至るまでの材料挙動をほぼ正確に表すことができる。

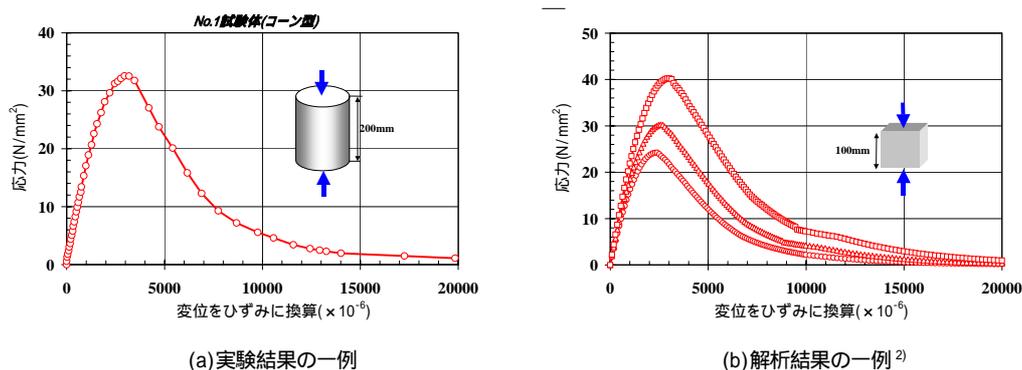


図 6.2-2 コンクリートの圧縮ひずみが1.0% (10000 × 10⁻⁶)時点における残留応力

6.2.3 限界層間変形角の評価式³⁾

本マニュアルでは、照査の主対象がボックスラーメン構造であることを勘案して、層間変形角を照査指標としてよいこととした。これにより、地盤のひずみとの比較が容易になり、地中構造物の地震時挙動を理解しやすくなる。本項では、構造形状および断面諸元から限界層間変形角を評価する方法を示す。

応答解析の結果から、部材の降伏状況を確認する。

着目層を構成する部材(水平、鉛直とも)の中で降伏に至っているものに対して、それぞれ下式によって限界変形角を算出する。

$$R_u = R_{ug} + \frac{0.1 - \sigma_0 / f_{cd}'}{0.1} (R_{u0} - R_{ug}) \quad (6.2-1)$$

$$R_{u0} = K \left(0.026 + 0.003 \frac{f_{yd}}{200} \right) \quad (6.2-2)$$

$$R_{ug} = K \left(0.010 + 0.002 \frac{f_{yd}}{200} \right) \quad (6.2-3)$$

$$K = 0.84D^{-0.22} \left(0.2 + 0.1 \frac{h}{D} \right) \frac{h}{H} \quad (6.2-4)$$

ここで、 R_u : 限界層間変形角
 R_{u0} : 軸力比0の場合の限界層間変形角

- R_{ug} : 軸力比 0.1 の場合の限界層間変形角
- σ_0 : 鉛直部材に作用する軸圧縮応力[N/mm²]
- f_{cd}' : コンクリート圧縮強度の設計用値[N/mm²]
- f_{yd} : 主筋降伏強度の設計用値[N/mm²]
- D : 部材厚[m]
- h : 内法長さ[m]
- H : 心々長さ[m]

部材ごとに得られた数値の最小のものを着目層の限界層間変形角とする。

上式は、両端固定柱部材について、内空高さ・部材厚・鉄筋降伏強度・引張鉄筋比・コンクリートの圧縮強度・軸力比(軸圧縮応力/コンクリート圧縮強度比)をパラメータとした断面計算ベースの変形解析を行い、圧縮縁コンクリートひずみが 1.0%に達した時の変形角と各種パラメータとの相関を統計的に分析して定式化したものである。図 6.2-3 に層間変形角の定義を示す。層間変位を無次元化するために用いる高さとしては、構造物の内法長さ(h)ではなく、上下の水平部材の心々長さ(軸線間距離, H)を用いる。評価式の適用範囲は、以下のとおりである。

- $0 \leq \sigma_0 / f_{cd}' \leq 0.1$: 軸力比
- $20 \leq f_{cd}' \leq 50$: コンクリートの圧縮強度の設計用値[N/mm²]
- $0.20 \leq p_t \leq 2.5$: 引張鉄筋比[%]
- $200 \leq f_{yd} \leq 500$: 鉄筋降伏強度の設計用値[N/mm²]
- $0.1 \leq D \leq 3$: 部材厚[m]
- $3 \leq h/D \leq 15$: 内法長さ/部材厚

引張鉄筋比が 0.20%未満の場合でも、曲げひび割れが発生する時点における鉄筋応力度が、降伏強度に至っていないことを確認した上であれば用いてよい。

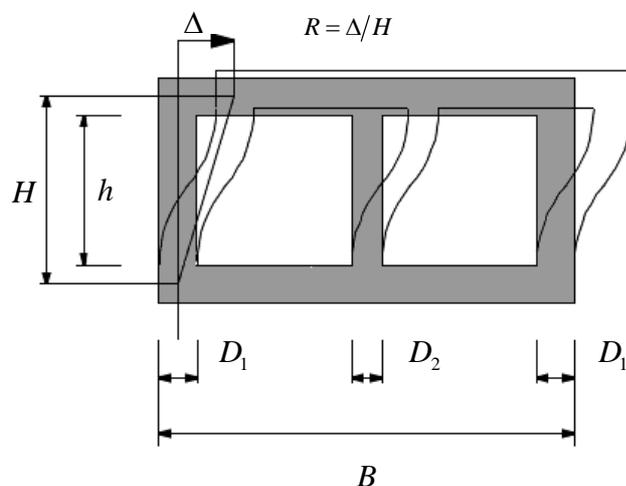


図 6.2-3 層間変形角の定義

6.2.4 限界層間変形角 1/100 の根拠と妥当性

本マニュアルでは、詳細な検討を省略することのできる限界層間変形角として、1/100 を規定した。これは、既往のボックスラーメン構造に対する水平加力実験結果(図 6.2-5 参照)、材料非線形解析によるパラメータスタディ(図 6.2-6 参照)、および 6.2.3 項の評価式による計算結果(図 6.2-7 参照)に基づいて、かぶりコンクリートの剥落時における層間変形角の値を整理し、さらに、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説(1997)」における評価結果を考慮させた結果、本指針で対象としている屋外重要土木構造物の諸元であれば 1/100 は安全側の値であると判断し、設定したものである。

ボックスラーメン構造のモデルケースを作成して 6.2.3 項の評価式を適用し、層間変形角 1/100 と対比した結果を図 6.2-7 に示した。ほぼ全てのケースで限界層間変形角が 1/100 を上回っており、層間変形角 1/100 は、かぶりコンクリートのひずみが 1.0% の下限に相当するものであることが分かる。

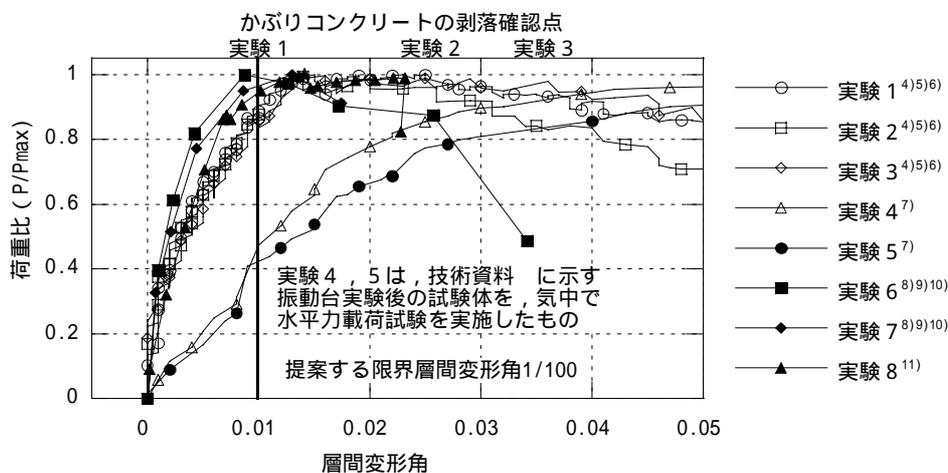


図 6.2-5 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験結果の例

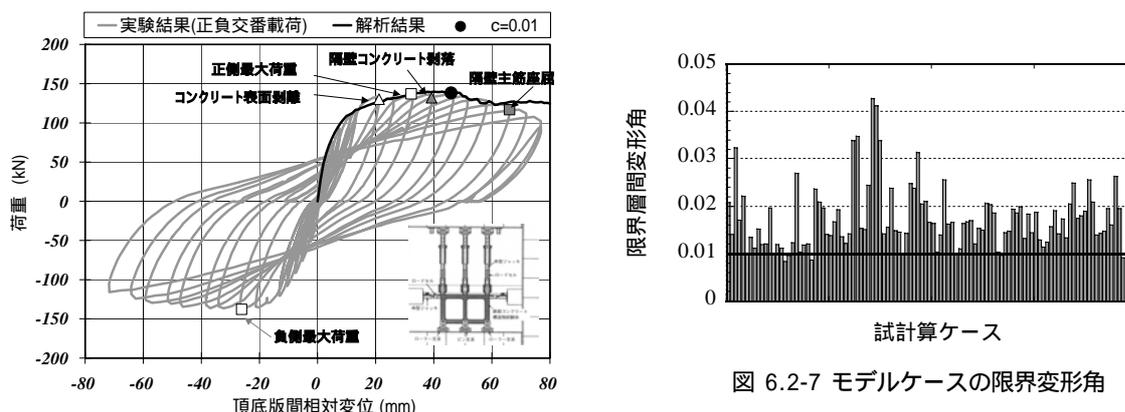


図 6.2-6 RC ラーメン構造の変形特性と数値シミュレーション¹²⁾結果

6.3 耐震性能照査 2 - せん断破壊に対する照査

6.3.1 一般

応答せん断力とせん断耐力の比に構造物係数を乗じた数値が、1.0を下回ることを確認をもってせん断破壊に対する照査とする。せん断耐力は、以下の3つの選択肢のいずれかを用いて評価する。

- (1) せん断耐力評価式
- (2) 分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法

分布荷重を受ける部材については、せん断耐力評価式を応用して、より合理的な評価を行うことができる。本マニュアルでは、「等価せん断スパン比を用いた方法」と「線形被害則を用いた方法」の2法を示す。

- (3) 材料非線形解析を用いる方法

ここでいう材料非線形解析とは、せん断耐力を求めるために用いる解析法を指し、応答解析で用いる解析とは区別している。部材が複雑な形状を有するなどの場合、これを選択できる。

(1) (2) (3)の順で、より合理的な結果が得られる反面、計算労力は増大する。これらは、適宜選択して照査を効率的に進めることができる。(1)で全部材の照査を行った後、不合格と判定される部材だけを取り出して(2)や(3)で再照査を行うという考え方がとれる。ただし、(2)の中の「等価せん断スパン比を用いた方法」と「線形被害則を用いた方法」を同一構造物の異なる部材に対して使い分けることはできない。

照査に用いるせん断力は、部材非線形解析で応答を求める場合、算出されるせん断力そのものを用いることを基本とする。ただし、解析手法、解析における変形の程度、構造物の部位によっては、曲げモーメントを応答から換算した方が、合理的な場合がある。材料非線形解析で応答を求める場合は、応力の応答値を積分するなどしてせん断力を算出する。なお、具体的な照査断面位置は各手法の中で記述する。

ここに記載するせん断耐力評価法は、せん断破壊の判定が無い部材非線形モデルで応答解析を行った場合を想定している。せん断破壊の判定基準を持つ材料非線形モデルによる応答解析を行えば、せん断破壊も含めて応答解析の中で終局状態の判定結果を得ることができる。現時点では、部材のせん断破壊耐力の評価精度は良好で実用のレベルにあるが、ひずみ量あるいは変形量による評価精度は実用のレベルには至っていないと判断されるため、上記のように耐力照査に適用することとする。ただし、部材のせん断破壊耐力評価において、これに替わる十分妥当な照査方法(指標)が見出された場合には、その使用を妨げるものではない。

なお、面部材が面外せん断力あるいは面内せん断力を受ける場合については、「示方書[構造性能照査編]」に準拠して行うものとする。

6.3.2 せん断耐力評価式

腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力とせん断耐力(斜め圧縮破壊耐力もせん断耐力の一種であるが、ここではそれを除いたものを狭義のせん断耐力と称する)の2つの基準をクリアしなければならない。照査断面は、せん断応力度(応答せん断力を断面積で除したもの)が最大となる断面とする。ただし、支承前面から $D/2$ (D :断面高さ)の区間は対象から除外してよい。

- (1) 腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力

腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} は、式(6.3-1)によって求めてよい。この評価式の詳細は、「示方書[構造性能照査編]」を参照する。

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (6.3-1)$$

$$f_{wcd} = 1.25\sqrt{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{wcd} \leq 7.8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (6.3-2)$$

ここに, f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度([N/mm²]) (特性値を材料係数で除したもの)

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

γ_b : 部材係数 (表 6.1-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

(2) 棒部材式とディープビーム式

せん断耐力は, 棒部材式(6.3-3)とディープビーム式(6.3-6)の大きい方として算出する. これを以降では「せん断耐力の基本式」と称する.

a. 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (6.3-3)$$

ここに, V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (6.3-4)$$

$f_{vcd} = 0.20\sqrt[3]{f'_{cd}}$ ただし, $f_{vcd} > 0.72$ [N/mm²] となる場合は $f_{vcd} = 0.72$ [N/mm²]

$\beta_d = \sqrt[3]{1/d}$ (d [m]) ただし, $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$ ただし, $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$\beta_n = 1 + M_0/M_d$ ($N'_d \geq 0$) ただし, $\beta_n > 2.0$ となる場合は $\beta_n = 2.0$

$= 1 + 2M_0/M_d$ ($N'_d < 0$) ただし, $\beta_n < 0$ となる場合は $\beta_n = 0$

$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ ただし, $\beta_a < 1.0$ となる場合は $\beta_a = 1.0$

($a/d = 5.6$ で $\beta_a = 1.0$ となって示方書棒部材式に一致)

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

$M_0 = N'_d \cdot D / 6$: M_d に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力を打消すのに

必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a : 後述の(3)で定めるスパン

γ_{bc} : 部材係数 (表 6.1-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs} \quad (6.3-5)$$

- A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
- f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度で、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上のときは、 800 N/mm^2 以下としてよい。(特性値を材料係数で除したもの)
- α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
- s : せん断補強鉄筋の配置間隔
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい。
- γ_{bs} : 部材係数 (表 6.1-1 参照, せん断補強筋寄与分用の値)

b. ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} \tag{6.3-6}$$

ここに、 V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \tag{6.3-7}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d [\text{m}]) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

γ_{bc} : 部材係数 (表 6.1-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd} \tag{6.3-8}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし, } 0 \leq \phi \leq 1$$

V_{sd} : (6.3-5)式による

p_{wb} : せん断補強鉄筋比[%]

棒部材式 (6.3-3) およびディープビーム式 (6.3-6) の大小と破壊形態モードの関係について、以下に解説する。ディープビーム式によるせん断耐力が大きい場合は、「棒部材式で算定されたせん断耐力に達した時点で斜めひびわれが発生するが、その時点ではアーチ効果によって破壊には至らず、ディープビーム式で算定されたせん断耐力に達した時点で終局状態に至る」破壊モードであることを意味している。棒部材式によるせん断耐力が大きい場合は、「棒部材式で算定されたせん断耐力に達した時点で、斜めひびわれ発生により

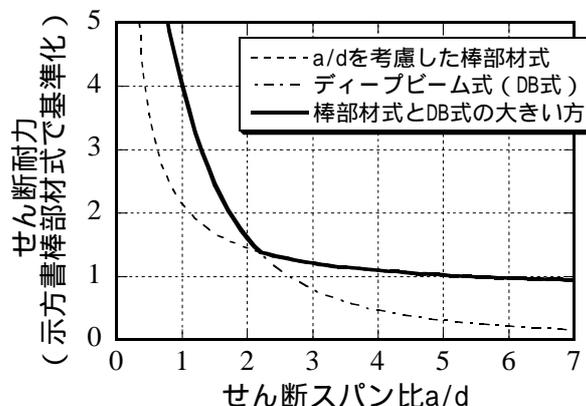


図 6.3-1 せん断耐力式 (コンクリート負担分) の比

破壊に至る「破壊モードである。一般的な目安としては、せん断スパンを有効高さで除した a/d が 2 以下であれば、ディープビーム式で耐力が定まり、 a/d が 3.5 以上であれば、棒部材式でせん断耐力が定まると考えられる。しかし、 a/d が 2~3.5 の場合は両式の遷移領域であるので、両者を比較することが必要である(図 6.3-1 参照)。

β_n を算定するために設計軸圧縮力 N'_d や設計曲げモーメント M_d といった応答解析の結果が必要となる。これらは、照査に用いるせん断力応答と同じ時刻断面の値を用いてよい。

β_d 、引張鉄筋比、部材断面積の算定に用いる有効部材厚は、照査断面における値とする。

β_a は耐力の割増項であるので必要がなければ考慮しなくてもよい。考慮する場合、 a/d の設定は、次の(3)に従う。

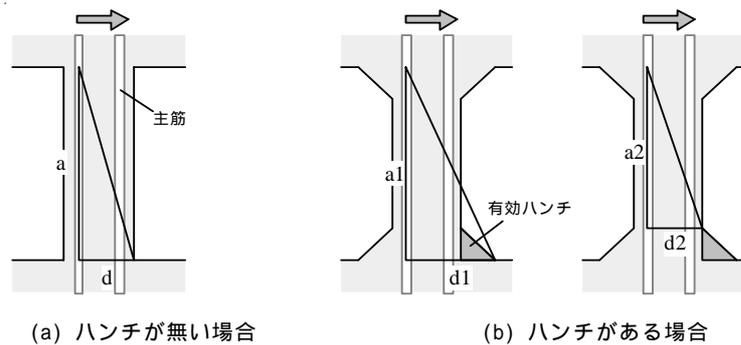


図 6.3-2 せん断スパン比 a/d の取り方

(3) せん断スパン比 a/d の取り方 (図 6.3-2 参照)

(a) ハンチが無い場合

部材の内法長さを a とし、有効部材厚を d とする。

(b) ハンチがある場合

ハンチの効果を以下の要領で考慮することができる。

荷重を受ける側にあり、なおかつ曲げ圧縮を受けているハンチを有効とする。

部材の内法長さを a_1 とし、引張鉄筋位置から、直交部材前面とハンチの交点までの距離を d_1 とする。

部材の一端から、部材主要部とハンチの交点までの距離を a_2 とし、部材主要部の有効部材厚を d_2 とする。

a_1/d_1 と a_2/d_2 の大きい方を a/d として採用する。

6.3.3 分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法

本項では、前項のせん断耐力評価式を応用した、分布荷重部材のせん断耐力評価法を 2 種類記す。ここでいう分布荷重とは、主に土圧のような外側からの作用を想定している。中床版、隔壁などにおいても、慣性力が存在するため、断面力は必ずしも一定にならないが、これらは集中荷重部材として扱うことを基本とする。腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力に対する照査は、6.3.2(1)と同様に行うものとする。

(1) 等価せん断スパン比を用いた方法

このせん断耐力の算定法では、応答解析の結果得られた断面力分布を基に耐力を算定する。また、本手法は、既往の実験結果¹³⁾に基づいて、安全側の結果を与えるように簡略化したものを用いている。

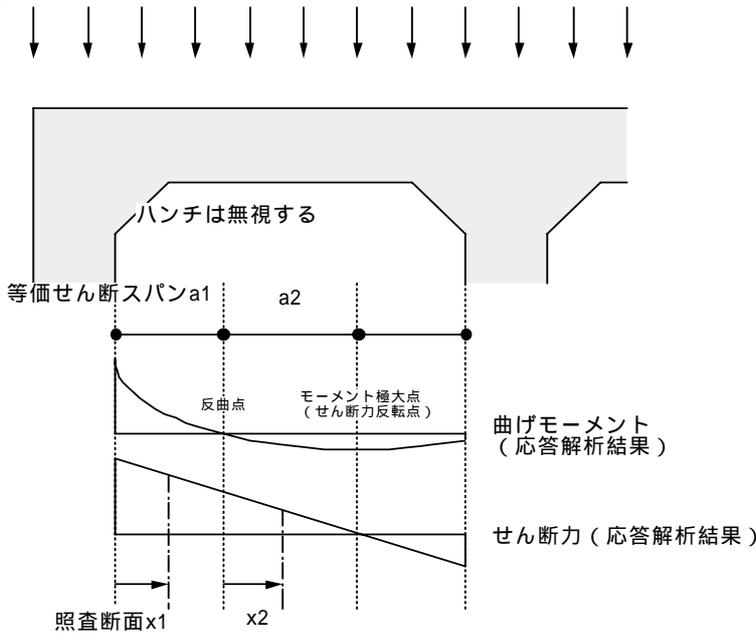


図 6.3-3 等価せん断スパンおよび照査断面の設定方法

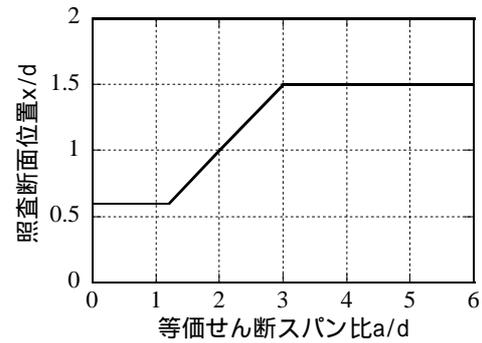


図 6.3-4 照査断面の設定

a. 等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析の結果，得られる断面力分布に基づいて，支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメントが発生する位置（あるいはせん断力が零となる点）までを，照査対象の区間と考える（図 6.3-3 参照）．この区間において，等価せん断スパンを以下のように設定する．

区間に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が存在する場合は，以下の 2 種類の等価せん断スパンを設定する．

- ・ 第 1 等価せん断スパン (a_1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離
- ・ 第 2 等価せん断スパン (a_2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

区間に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントが零）が無い場合は，以下のように等価せん断スパンを設定する．

- ・ 等価せん断スパン (a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離

このようなせん断スパンを設定したのは，反曲点を境界にした 2 つのせん断スパンで独立したせん断ひびわれが進行し破壊に至るという実験結果に基づいている．せん断スパンの設定の起点として，支承の中央あるいははり・柱の中央ではなく前面としている．「示方書 [構造性能照査編]」では，計算上のせん断スパンを「荷重作用点から支承前面までの距離」と定義している．ボックスラーメン構造では支承は存在しないが，照査の対象となる部材に接合される部材の前面と定義した．支承幅および柱・はりの断面厚さあるいはハンチの効果により，見かけ上せん断スパンが小さくなり，耐力が上昇することが考えられるが，ここでは安全側の仮定として，これらの影響は考慮しないこととした．

b. 各スパンのせん断耐力の算定

それぞれの区間内のせん断スパンにおいて，せん断耐力は 6.3.2(2) で記したせん断耐力の基本式により求める．ただし，直接支点等で支持されておらず，間接支持の区間（図 6.3-3 のスパン a_2 ）においては，棒部材式のみを適用し，ディープビーム式は適用しないものとする．

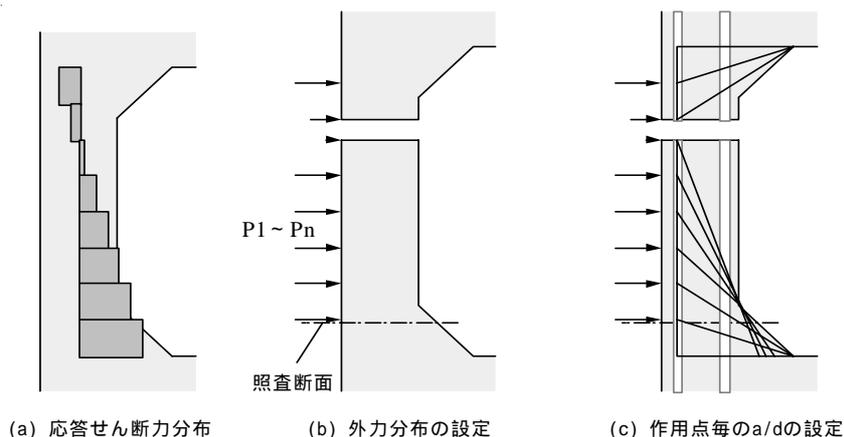


図 6.3-5 線形被害則を用いたせん断耐力評価法

c. 照査断面の設定

照査用のせん断力は、地震応答解析の結果に基づき、等価せん断スパンの中央部の値を用いる。ただし、以下の2条件を満足しなくてはならない(図 6.3-4 参照)。

支承前面あるいははり・柱前面から $D/2$ 以上はなすこと

支承前面あるいははり・柱前面から $1.5d$ 以下とすること

屋外重要土木構造物では、等分布荷重あるいは多点荷重が主要な荷重となるため、等価せん断スパン内でせん断力(応答値)が変化する。そのため、どの位置のせん断力を照査するかが問題となる。せん断スパンが小さい場合は、スパン内の平均的な作用せん断力によってせん断破壊の確認が良好に行えることが実験によって確認されたことを受けて、せん断スパンの中央を照査の断面とした。付帯条件における上限値の $1.5d$ については、せん断スパン比(a/d)が3以上の場合でも、破壊断面は $1.5d$ 以上離れないとする実験結果に基づいて設定したものである。また、下限値については、一般の棒部材のせん断耐力の算定において、支承あるいははり・柱の前面から $D/2$ (D : 断面高さ)の距離の断面を照査断面としていることと整合性を持たせた。

せん断スパンの設定に関して、等分布荷重のみの場合、若干ではあるが支点付近のせん断耐力が不合理になるが、検討断面をこのように定めることによって、分布荷重の影響を間接的に考慮することができるようになる。

(2) 線形被害則を用いた方法

このせん断耐力評価法では、応答解析の結果得られた断面力分布を基に耐力を算定する(図 6.3-5 参照)。

a. 部材の分割

応答せん断力分布を見て、部材中にせん断力の反転する点がある場合は、その点で領域分割する。照査は双方の領域に対して行う。

b. 荷重分布の設定

応答せん断力分布から、それと同じ状況を再現できる荷重分布を求める。部材非線形解析で応答を求めると、節点位置で階段状にせん断力が変化する。この変化分を着目節点位置に作用する荷重とすればよい。a. の操作による分割点における変化分は両側の領域に配分する。

c. 照査断面の設定

照査断面は、せん断応力度(応答せん断力を断面積で除した値)が最大となる断面とする。

d. 線形被害則の適用

個々の作用 P_j (応答値側の安全係数を含む) に対するせん断耐力 V_j (限界値側の安全係数を含む) を評価し、作用力とせん断耐力の比の総和に構造物係数を乗じた値が 1.0 以内であることを確認を行う。

$$\gamma_i \cdot \sum_j \frac{P_j}{V_j} \leq 1.0 \quad (6.3-9)$$

せん断耐力は、6.3.2 項(2)で記したせん断耐力の基本式により求める。各作用に対して、作用点 - 支承前面間の距離を a 、有効部材厚を d として a/d を設定することを基本とする。ただし、6.3.2 項(3)と同じ要領でハンチを考慮することができる。照査断面よりも支点よりにある作用点の影響は考慮しなくてよい。なお、線形被害則を用いたこの手法は、部材外面からの作用を想定しているのに対し、断面力の中には作用点が部材外面でない慣性力の成分も含まれている。しかし、これらの部材においては土圧が支配的であると考え、すべて外面から作用しているものとして扱う。

6.3.4 材料非線形解析を用いる方法

材料非線形を考慮した数値計算技術によれば、部材のせん断耐力を高い精度で評価できるため、この選択肢を設けた。特に、以下のようなケースで有効と考えられる。

- ・複雑な形状を有する部材
- ・複雑な分布荷重を受ける部材

(1) 手順

部材係数 γ_{b1} (表 6.1-1 参照) の設定

後述する(2)の内容に沿って、使用する解析プログラムの適用性、および要素分割方針をはじめとする解析条件の妥当性を確認し、あわせて部材係数 γ_{b1} を定める。

荷重分布の設定

応答解析で得られた断面力分布に基づいて、それと同じ状況を再現できる荷重分布 P_0 (ベクトル) を算出する。部材非線形解析で応答を求めると、節点位置で階段状にせん断力が変化する。この変化分を着目節点位置に作用する荷重とすればよい。なお、軸力は、要素ごとに設定する方が忠実ではあるが、材端を介して部材中の最低値を一律に加えるなどの簡易化措置を採ってもよい。照査は、一般式に従った表現にすると

$$\gamma_i \cdot \frac{\gamma_a \cdot P_0}{P_u / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})} \leq 1.0 \quad (6.3-10)$$

ここで、 P_u : 限界時の荷重分布

となるが、これは

$$P_u \geq P = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot P_0 \quad (6.3-11)$$

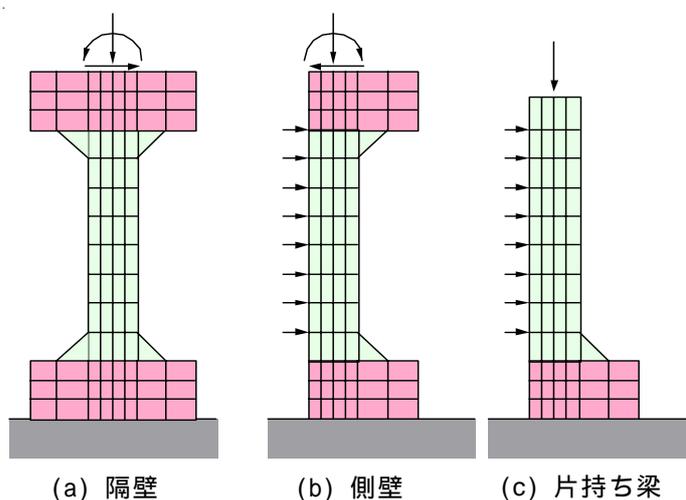


図 6.3-6 解析モデルと外力設定の例

と等価である。すなわち、 P_0 に諸々の安全係数を乗じた P を非線形解析の入力条件として計算を行い、当該部分が破壊しないかを調べればよい。

解析モデルの作成

照査部位を図 6.3-6 のような両端に張出し部を設けた形で切り出し、解析モデルを作成する。一方の張出し部は固定し、他方の張出し部を介して材端力を与える。張出し部は、材端を直接境界とすることによる不要な拘束を防ぐこと等を目的とした部分であり、照査対象ではない。よって、その寸法と内部の物性に関しては、隅角部や直交部材の特徴を著しく変えない範囲で柔軟に設定してよい。部材本体の材料物性に関して、コンクリート圧縮強度には材料係数を適用する。「せん断耐力」を得るため、主筋の降伏強度を十分大きく取って曲げ耐力を高めておく。引張鉄筋比を変化させると、せん断耐力も変化してしまうので、必ず降伏強度を大きく設定する。

解析の実行

集中荷重部材は、基本的に変位制御で計算を行う。材端のモーメントおよび軸力は初期条件として与え、その後強制変位を与える。分布荷重部材については、荷重制御計算で外力分布形状に従った比例荷重を与えるか、もしくは、比例載荷を変位制御で実行できる環境が整備されていればそれを用いてせん断耐力を求める。材端モーメント、材端せん断力、軸力は初期条件として与えるか、もしくは他の分布荷重と同時に比例的に与える。荷重制御計算の場合は、軟化が表現されず、せん断耐力が陽な形では得られないので、入力荷重値と固定端反力の対応具合、プログラムに整備されている収束指標、ステップ毎の変位増分の拡大状況、可視化環境が整っている場合は変形状況などを参照して、せん断耐力に相当する値を判断しなければならない。その判断基準は、で述べた部材係数を設定するモデル計算の段階で明らかにしておく。

照査

安全係数を乗じた荷重分布 P まで与えた時点において、得られる荷重 - 変形関係が、荷重のピーク値に達していないことを確認する。

(2) 部材係数 γ_{bl} の設定

材料非線形解析コードにも複数種類があり、多くの場合、用いている構成則が異なる。また、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分の大きさなど、多岐の項目に関して解析者間の差が生じる。よって、材料非線形解析によるせん断耐力評価を用いる場合、各解析者が、表 6.3-1 に示すモデルを解析し、(解析で得られたせん断耐力) / (モデルのせん断耐力)比の最大値をもって部材係数を設定することとする。コンクリートの弾性係数および引張強度、鉄筋の弾性係数は 3 章などを参考にして適切な値を設定する。集中荷重部材のせん断耐力評価に用いる場合は No.1~9 の 9 体を変位制御で計算する。分布荷重部材のせん断耐力評価に用いる場合は 17 体すべてを、照査に用いるのと同じ制御項目で計算する。結局、集中荷重部材(変位制御, No.1~9)、分布荷重部材(荷重制御, No.1~17)、分布荷重部材(変位制御, No.1~17)で別個の部材係数が設定されうる。ただし、最大値が 1.0 を下回る場合は 1.0 とする。比が極端に大きい、もしくは小さいケースがある場合は、相違の理由が明らかでないかぎりこの解析法を用いない。

No.1~9 は、集中荷重を受ける単純梁である(図 6.3-7 参照)。この形式に関しては、6.3.2 項の(2)で記したせん断耐力の基本式(ただし、部材係数は除く)を用いて十分な精度の評価が可能と判断し、それをモデルのせん断耐力とした。これら 9 ケースによる主な確認点は、評価式で考慮されている範疇の基本因子の影響が適切に表現されるかどうかである。せん断耐力評価法として材料非線形解析の選択肢を採るのは、荷重条件や部材形状が複雑な

表6.3-1 部材係数設定用モデル一覧

	Case No.	スパン[m]	部材幅[m]	部材厚[m]	有効部材厚[m]	コンクリート圧縮強度[N/mm ²]	主筋降伏強度[N/mm ²]	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強筋比	せん断補強筋降伏強度[N/mm ²]	Case No.	せん断耐力[kN]	着目点	
集中荷重部材	1	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	1	475	No.1～9の基本ケース	
	2	0.25	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	2	1187		
	3	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	3	324		a/dの効果
	4	1.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	4	294		
	5	0.50	1.00	0.30	0.25	36.0	350	0.030	0	0	0	5	581		コンクリート圧縮強度の効果
	6	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.010	0	0	0	6	329		引張鉄筋比の効果
	7	2.50	1.00	1.50	1.25	24.0	350	0.030	0	0	0	7	1587		寸法効果
	8	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0.1	0	0	8	350		軸力の効果
	9	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0.005	350	9	855		せん断補強の効果

	Case No.	スパン[m]	部材幅[m]	部材厚[m]	有効部材厚[m]	コンクリート圧縮強度[N/mm ²]	主筋降伏強度[N/mm ²]	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強筋比	せん断補強筋降伏強度[N/mm ²]	Case No.	P'/P (各立面図参照)	せん断耐力(支点位置) [kN]	着目点
分布荷重部材	10	1.00	0.15	0.30	0.25	32.3	363	0.041	0	0	0	10	0	165	No.10～14の基本ケース
	11	0.50	0.15	0.30	0.25	41.4	363	0.041	0	0	0	11	0	333	
	12	1.50	0.15	0.30	0.25	41.7	363	0.041	0	0	0	12	0	127	
	13	1.00	0.15	0.30	0.25	33.6	363	0.041	0	0	0	13	1.5	188	モーメント分布の効果
	14	1.00	0.15	0.30	0.25	36.2	363	0.041	0	0	0	14	2	163	
	15	1.00	0.16	0.30	0.26	33.7	511	0.035	0.1	0	0	15	1.5	273	No.15～17の基本ケース
	16	1.00	0.16	0.30	0.26	35.0	511	0.035	0.1	0.038	332	16	1.5	356	せん断補強の効果
	17	1.00	0.16	0.30	0.26	34.4	511	0.035	0.1	0	0	17	1.5	432	ハンチの効果

場合と予想されるため、これらの単純なケースで式による評価値と適合することが、前提として必要と考えられる。このため、No.1 を基本として、評価式を構成する主要パラメータを変動させた 8 ケースを設けた。スパン 0.5m (せん断スパン比 2.0) 以下のケース (No.1,2,5,6,7,9) は、せん断ひび割れ発生後もアーチを形成して荷重が維持されるモードとなる。

荷重 - 変形関係上では、せん断ひび割れ発生時点で一度、顕

著な剛性変化が観察されるが、その後も荷重が上昇すると予想される。他のケース (No.3,4,8) は、せん断ひび割れ発生と同時に破壊に至るモードとなる。荷重 - 変形関係上では、せん断ひび割れ発生時点が荷重のピークに対応すると予想される。こうした破壊モードが表現できていることも確認する必要がある。せん断補強筋を有する No.9 についても、せん断耐力の解析値は、せん断補強筋降伏時点でなく、荷重最大時点で評価する。

No.10~17 は、分布荷重を受ける梁の実験例である (図 6.3-8,6.3-9 参照)^{13),14)}。分布荷重を受けるスパン、モーメント分布、せん断補強筋、ハンチの影響を把握できるケースを文献から選定した。これらについては、図 6.3-10 を参照してひび割れの対応状況なども確認する必要がある。

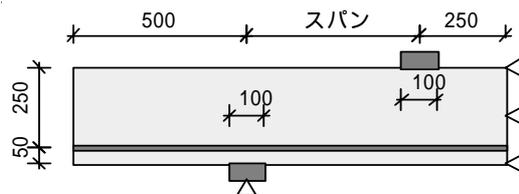
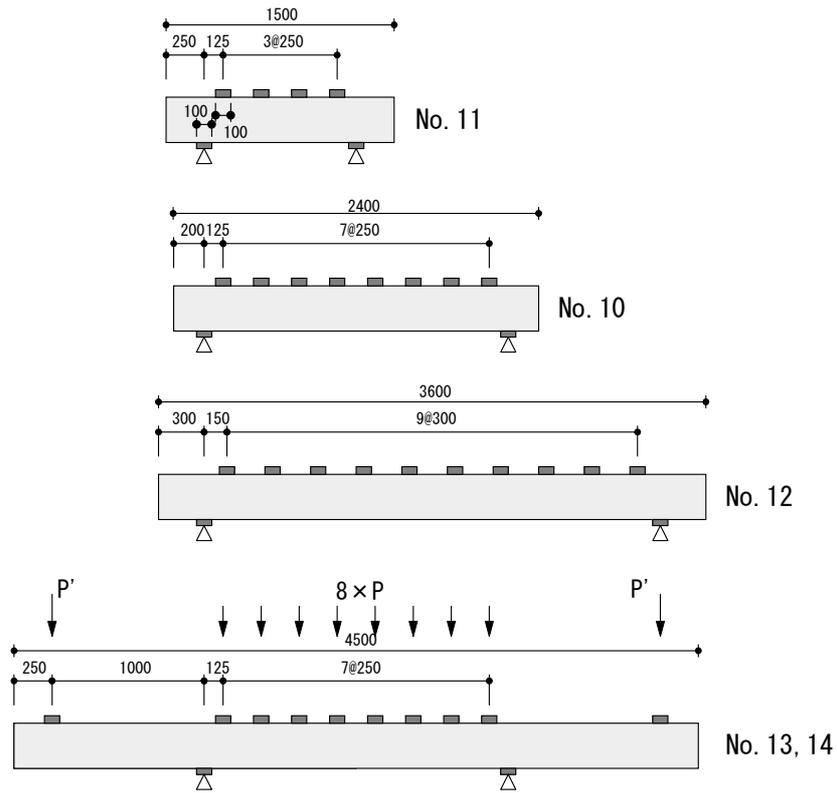
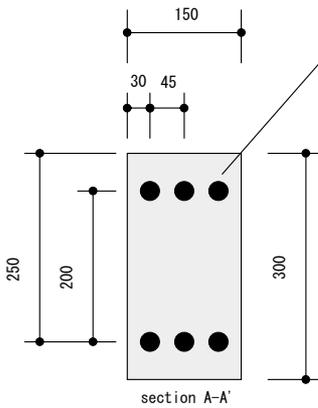


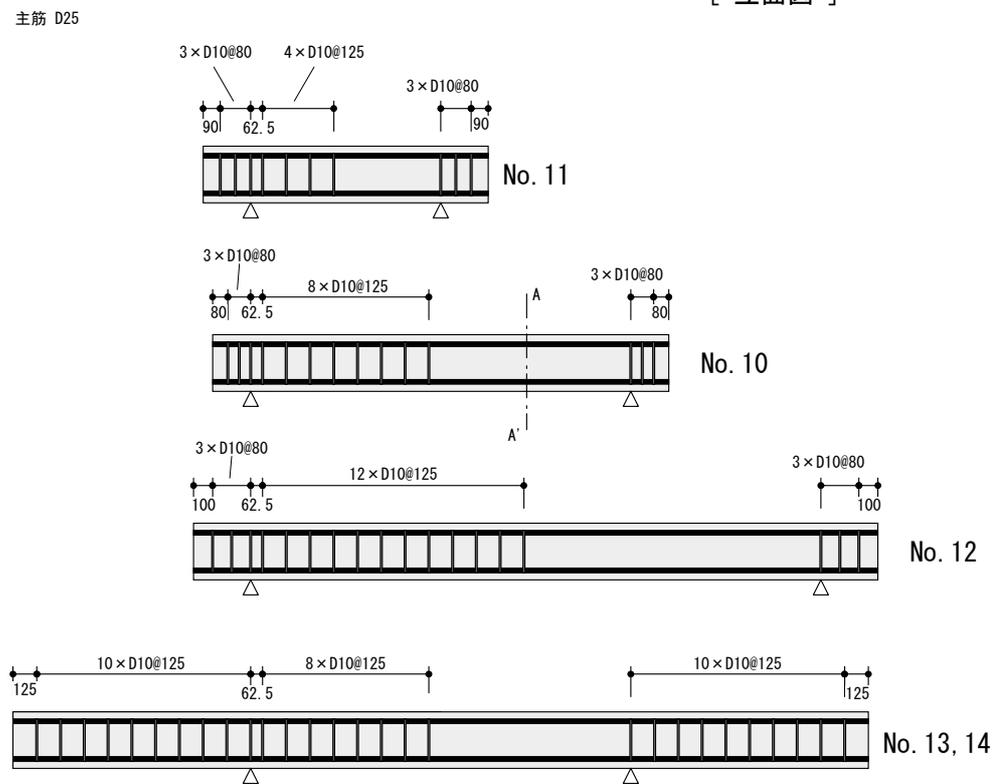
図 6.3-7 集中荷重を受ける単純梁モデル



[立面図]



[断面図]



単位 [mm]

[配筋図]

図6.3-8 No.10-14の詳細

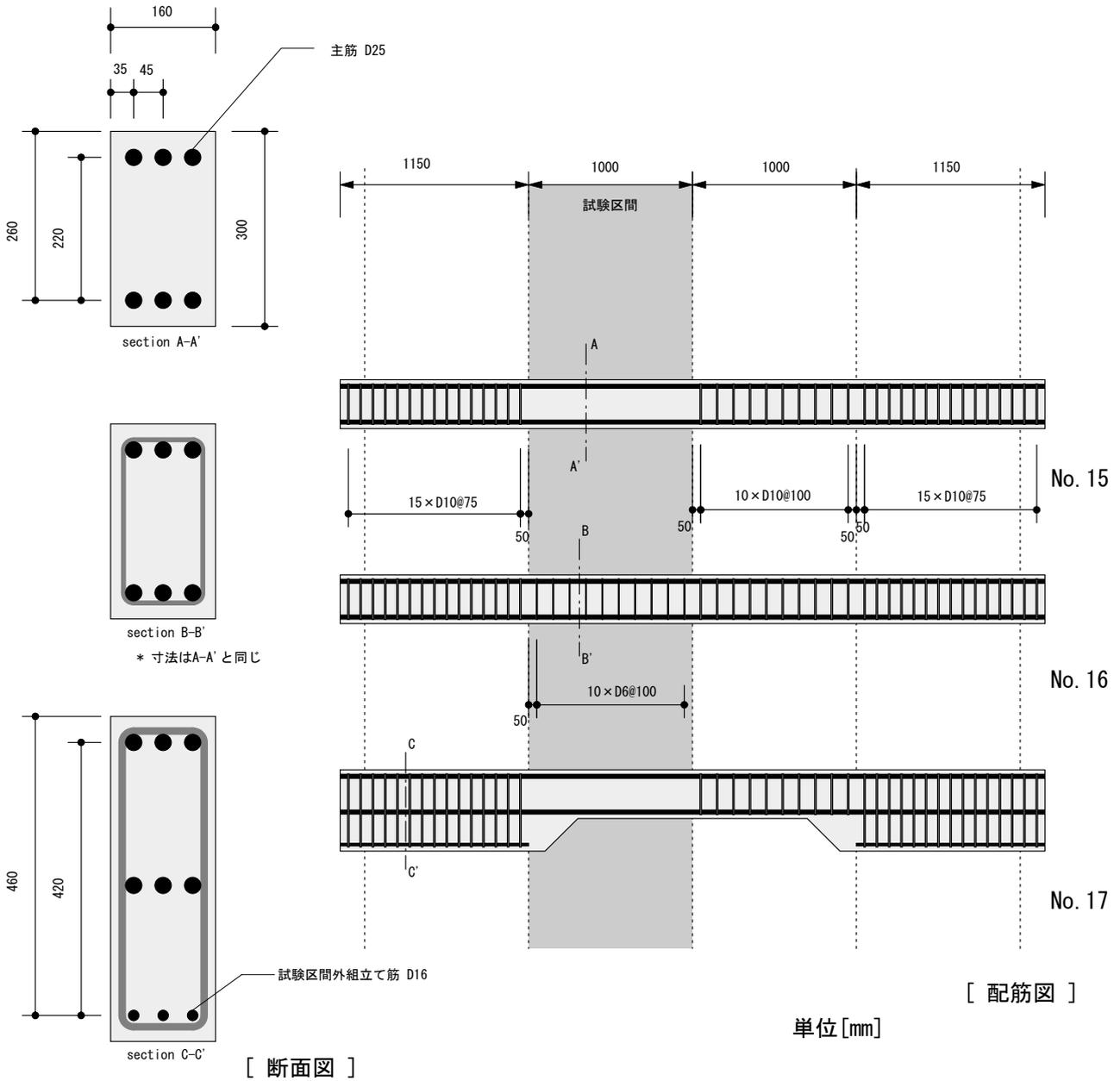
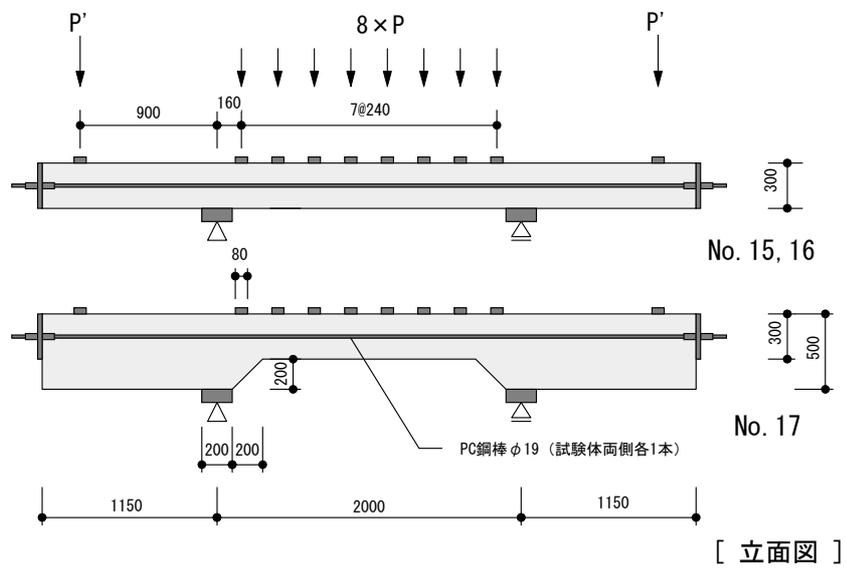
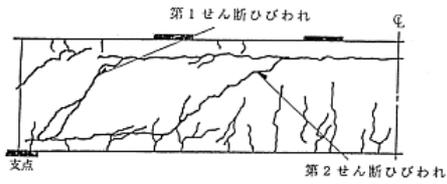
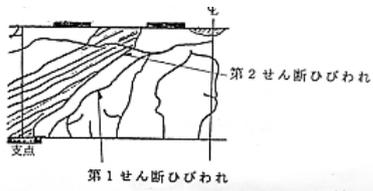


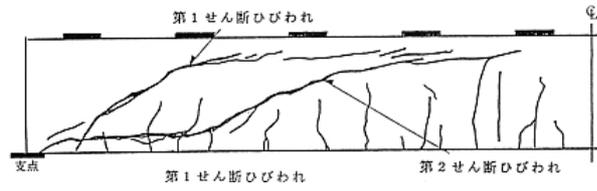
図6.3-9 No.15-17の詳細



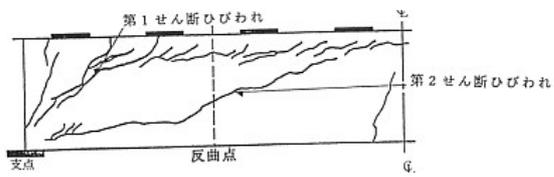
No. 10



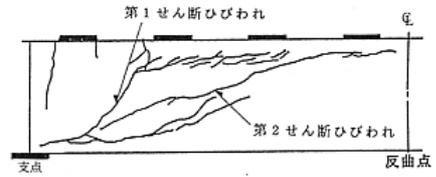
No. 11



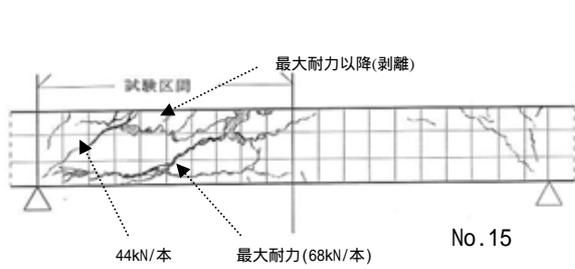
No. 12



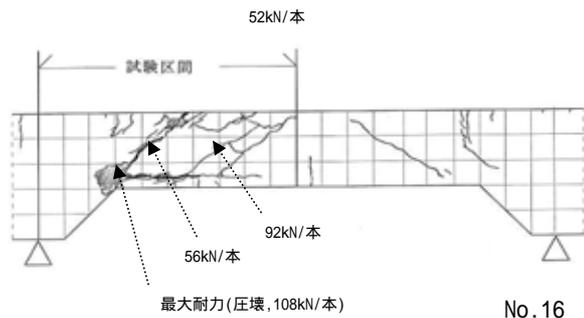
No. 13



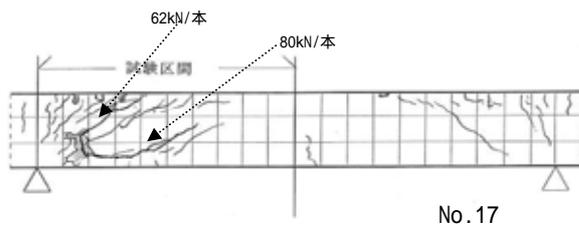
No. 14



No. 15



No. 16



No. 17

図 6.3-10 ひび割れ図

6.4 耐久性能照査

6.4.1 耐久性能照査方法

耐久性能照査では、環境作用による経年劣化指標の設計値が照査用の限界値を超えないことを確認することによって照査を行う。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad (6.4-1)$$

ただし、凍害に対する照査では $\gamma_i \frac{R_d}{S_d} \leq 1.0$ を適用する。

ここに、 S_d ：環境作用による中性化深さ，鋼材位置における塩化物イオン量，相対動弾性係数の設計値

R_d ：照査用限界値

γ_i ：構造物係数

式(6.4-1)は、耐震性能照査に用いる式と基本的に同じである。しかし、取り入れている安全係数が耐震性能照査とは若干異なる。環境作用による中性化深さ，鋼材位置における塩化物イオン量，相対動弾性係数等の設計値のばらつきを考慮する安全係数，材料物性の予測値の精度を考慮する安全係数および構造物係数を取り入れた。前二つの安全係数は、耐震性能照査の安全係数と比較すると、構造解析係数および材料修正係数に相当する。荷重係数，部材係数に相当する安全係数は採用されていない。これは、環境作用が荷重と同じようには明確な形で構造物に作用する要因として算定されないこと、「6.4.3 中性化に対する照査」以降に示すように、環境作用に伴うコンクリートの経年劣化指標を評価する式において、環境作用としての影響程度の相違が、条件を区分して係数(中性化における環境作用の程度を表す係数，表面塩化物イオン濃度における海岸からの距離など)として考慮されているためである。また、照査用限界値の評価のばらつきを考慮する部材係数に相当する安全係数についても、限界値が腐食発生限界深さ(中性化)，腐食発生限界塩化物イオン濃度(塩害)および相対動弾性係数の最小値など、裕度をもって数値設定されるため、安全係数として採り入っていない。詳細は、「示方書[施工編]」を参照されたい。

6.4.2 ひび割れに対する照査

耐久性能照査では、通常運用時の作用荷重に対して中性化，塩害および凍害に大きな影響を与えるひび割れに関する照査を行った後、これらの劣化作用に対する照査を行う。ただし、これらの環境作用のどれかが、あるいは全部が生じないと判断される構造物の設置環境下では、その環境作用による耐久性能の照査は行う必要はない。照査は、曲げひび割れおよびせん断ひび割れに対して行う。ひび割れの状況(ひび割れ無し，許容ひび割れ幅以内)に応じて、環境作用に伴う経年劣化の評価に反映されるように評価式が考慮されている。作用荷重は本マニュアル「第4章 地震の影響および環境作用」に示した。ひび割れ幅の評価は、「示方書[構造性能照査編]」に示される方法、または「旧マニュアル」における「常時(耐久性)のひび割れに関する照査」の実施手順に従って実施する。

6.4.3 中性化に対する照査

中性化に対する照査では、コンクリート構造部材断面の中性化深さの経年進行を評価し、耐久性に関する要求性能を満足するための限界値を設定しなければならない。

(1) 中性化深さの設計値 ($S_d = y_d$) の算定

中性化深さの設計値(ここでは、 y_d)は、中性化速度係数を用いて式(6.4-2)により算定する。

$$y_d = \gamma_{cb} \cdot \alpha_d \sqrt{t} \quad (6.4-2)$$

ここに、 α_d : 中性化速度係数の設計値($= \alpha_k \cdot \beta_e \cdot \gamma_c$: mm/ $\sqrt{\text{年}}$)

α_k : 中性化：速度係数の特性値($= \gamma_p \cdot \alpha_p$: mm/ $\sqrt{\text{年}}$)

α_p : コンクリートの中性化速度係数の予測値(mm/ $\sqrt{\text{年}}$)、一般に、式で求めてよい。

$\alpha_p = a + b \cdot W/B$ a, b : セメント(結合材)の種類に応じて、実績から定まる係数

W/B : 有効水結合材比

γ_p : α_p の精度を考慮する安全係数、一般に、1.0~1.3としてよい。

t : 中性化に対する設計耐用年数(年)。一般に、式(6.4-2)で評価する中性化深さに対しては、設計耐用年数 100 年を上限とする。

β_e : 環境作用の程度を表す係数。一般に、乾燥しにくい環境、北向きの面などでは 1.0、乾燥しやすい環境、南向きの面などでは 1.6 としてよい。

γ_{cb} : 中性化深さの設計値(y_d)のばらつきを考慮した安全係数で、一般に 1.15 としてよい。ただし、高流動コンクリートを用いる場合には、1.1 としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数。一般に、1.0 としてよい。ただし、上面の部位に関しては 1.3 とするのがよい。なお、構造物中のコンクリートと標準養生供試体間で品質に差が生じない場合は、全ての部位において 1.0 としてよい。

普通ポルトランドセメントあるいは中庸熱ポルトランドセメントを用いた場合、式(6.4-3)により予測値 α_p を求めてもよい。この場合、中性化速度係数の特性値を算定するための安全係数 γ_p を 1.1 とするのがよい。

$$\alpha_p = -3.57 + 9.0 \cdot W/B \text{ (mm}/\sqrt{\text{年}}) \quad (6.4-3)$$

ここに、 W/B : 有効水結合材比[$= W/(C_p + k \cdot A_d)$]

W : 単位体積あたりの水の質量

B : 単位体積あたりの有効結合材の質量

C_p : 単位体積あたりのポルトランドセメントの質量

A_d : 単位体積あたりの混和材の質量

k : 混和材の種類により定まる定数 フライアッシュの場合、 $k = 0$

高炉スラグ微粉末の場合、 $k = 0.7$

(2)照査用限界値($R_d = y_{lim}$)の設定

中性化の照査のための限界値(ここでは, y_{lim})は, 式(6.4-4)により算定する.

$$y_{lim} = c - c_k \quad (6.4-4)$$

ここに, c : かぶりの期待値(mm). 一般に, 設計かぶりとしてよい.

c_k : 中性化残り(mm). 一般に, 通常環境下では 10mm, 塩分環境下では 10~25mm としてよい.

また, 普通ポルトランドセメントを用いてコンクリートの水セメント比を 50%以下とし, 30mm 以上のかぶりがある場合には, 中性化に関する照査をしなくてよい.

6.4.4 塩害に対する照査

塩害に対する照査では, コンクリート部材中の鉄筋の腐食に関連して, 以下の 2 つの限界状態を適宜選択して照査を行う.

(1)鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合

a. 鉄筋位置における塩化物イオン濃度($S_d = C_d$)の算定

鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値(ここでは, C_d)は, 一般に, 式(6.4-5)で算定する.

$$C_d = \gamma_{cd} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} \quad (6.4-5)$$

$\operatorname{erf}(s)$ は, 誤差関数であり, $\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$ で表される.

ここに, C_0 : コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度(kg/m³). 一般に, 表 6.4-1 で求めてよい.

c : かぶりの期待値(mm). 一般に, 設計かぶりとしてよい.

D_d : 塩化物イオンに対する拡散係数の設計値(cm²/年)で, 式(6.4-6)により評価する.

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_0 \quad (6.4-6)$$

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数(cm²/年)
一般に, 200 cm²/年としてよい.

w : ひび割れ幅(mm). 「示方書[構造性能照査編]」, 「旧マニュアル」などによる.

w_a : 許容ひび割れ幅(mm). 「示方書[構造性能照査編]」, 「旧マニュアル」などによる.

l : ひび割れ幅(mm). ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 w/l は, 一般に, 式(6.4-7)で求めてよい.

$$\frac{w}{l} = 3 \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (6.4-7)$$

ここに、 σ_{se} : 鉄筋位置のコンクリート応力度が、零の状態からの鉄筋応力度の増加量(N/mm²)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅増加を考慮するための値

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値(= $\gamma_p \cdot D_p$: cm²/年)

D_p : コンクリートの拡散係数の予測値(cm²/年)、一般に、次式で求めてよい。

$$\log D_p = a(W/C)^2 + b(W/C) + c \quad a, b, c : \text{実績より定まる係数}$$

なお、既設構造物の調査情報から得られる表面塩化物イオン濃度およびコンクリート中の塩化物イオン濃度の分布データに基づいて拡散係数を求めることができる。この拡散係数は、このデータが得られた環境条件、コンクリートの配合条件が同等のコンクリート構造物を対象とする場合に、予測値として使用することができる。

W/C : 水セメント(結合材)比

γ_p : D_p の精度を考慮する安全係数。一般に、1.0~1.3としてよい。

t : 塩化物イオンの侵入に対する設計耐用年数(年)。一般に、式(6.4-5)で評価する鉄筋位置における塩化物イオン濃度に対しては、設計耐用年数100年を上限とする。

γ_{cl} : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数で、一般に1.3としてよい。ただし、高流動コンクリートを用いる場合には、1.1としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数。一般に1.0としてよい。ただし、部材の上面の部位に関しては1.3とするのがよい。なお、構造物中のコンクリートと標準養生供試体の間で品質に差が生じない場合は、全ての部位において1.0としてよい。

普通ポルトランドセメント、高炉セメント、フライアッシュセメントB種およびC種あるいはシリカフェームを使用する場合、次式により予測値 D_p を求めてもよい。この場合、安全係数 γ_p を1.2とするのがよい。

・普通ポルトランドセメント

$$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (6.4-8)$$

・高炉セメント、フライアッシュセメントB種・C種、あるいはシリカフェームを使用

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (6.4-9)$$

表6.4-1 コンクリート表面における塩化物イオン濃度 C_o (kg/m³)

飛沫帯	海岸からの距離(km)				
	汀線付近	0.1	0.25	0.5	1.0
13.0	9.0	4.5	3.0	2.0	1.5

海岸付近の高さ方向については、高さ1mが汀線からの距離25mに相当すると考えて C_o を求めてよい。また、地中、海水中は、汀線付近に相当する。

b. 照査用限界値 ($R_d = C_{lim}$) の設定

照査用限界値である鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度(ここでは, C_{lim})は, 一般に, $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ としてよい。ただし, 凍結融解作用を受ける場合には, $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ よりも小さな値とするのがよい。

照査用限界値を満足することが困難な場合には, 防錆処置を施した補強材の使用や鉄筋腐食を抑制するためのコンクリート表面被覆, あるいは腐食の発生を防止するための電気化学的手法などを用いるのがよい。その場合には, 維持管理計画を考慮した上で, それらの効果を適切な方法により評価しなければならない。

また, 外部から塩化物の影響を受けない環境条件の場合には, 練混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオンの総量が $0.30\text{kg}/\text{m}^3$ 以下であれば, 塩化物イオンによって構造物の所要の性能は失われまいとしてよい。

(2)鉄筋腐食によるひび割れが発生しないことを限界状態とする場合

耐久性能照査において, 鉄筋の腐食は許容するが腐食に起因するひび割れは発生しない状態を限界状態とする場合, 環境条件, 構造物条件(断面諸元, 物性等)を考慮して, 鉄筋の経年腐食量および腐食膨張に起因するコンクリートの引張応力を計算し, かぶりコンクリートにひび割れが発生するか否かを確認しなければならない。このためには, 鉄筋の腐食の経年進行量, ひび割れが発生する直前の限界腐食量を評価する必要がある。しかし, 一般的に認められた腐食の経年進行予測式やひび割れ発生限界腐食量は現時点では得られておらず, いくつかの方法が提案されている状況である。

本マニュアルでは, これらの評価式を並記することとした。これらの評価式について, 環境条件, 材料, 施工, 構造条件などの適用範囲を既設構造物の調査データ, 既往の情報等に基づいて十分検討し, 実際に支障なく使用されている実績があるかなどを調査した上で, 適切な評価式を選択して耐久性能照査を行うこととした。なお, 適切な評価式の選定が困難な場合は, すべての評価式で耐久性能照査を行う方がよい。

以下に, 提案されている評価式を示す。これらの照査手順の概略を図 6.4-1 に示す。まず, 腐食速度は, 塩化物イオン濃度に依存するので, 鉄筋位置(かぶり)の塩化物イオン濃度の経年変化を設計耐用期間終了時点まで計算する。次に, 塩化物イオン濃度に対応する腐食速度の経年変化を計算する。腐食量は腐食速度の時間積分値として表されるので, 図 6.4-1 に示すように, 腐食速度と時間軸に囲まれた面積を計算し, 設計耐用期間終了時の腐食量を求める。方法によっては, さらに, 腐食量を用いてコンクリートに発生する引張応力を計算する。以上が設計値(腐食量あるいは引張応力)評価の概略である。一方, 限界値評価では, 断面諸元等を用いて, ひび割れ発生時の腐食量(ひび割れ発生限界腐食量)を計算する。設計値をコンクリートの引張応力で設定している方法では, コンクリートの引張強度を限界値とする。

a. 方法 1¹⁵⁾¹⁶⁾

設計耐用期間終了時の腐食量 ($S_d = Q_{td}$) 算定

まず, 鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化を式(6.4-6)～式(6.4-9), および式(6.4-10)により算出する。

$$Cl_m = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t_n}} \right) \right\} \quad (6.4-10)$$

$\operatorname{erf}(s)$ は、誤差関数であり、 $\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$ で表される。

ここに、 C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度(kg/m³)。一般に、表 6.4-1 で求めてよい。

c : かぶりの期待値(mm)。一般に、設計かぶりとしてよい。

D_d : 塩化物イオンに対する拡散係数の設計値(cm²/年)で、式(6.4-6)により評価する。

γ_{cl} : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数で、一般に 1.3 としよ。

t_n : 供用開始からの経過年数(年)で、 t_n は、式(6.4.11)により求められる。

Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m³)

設計値評価

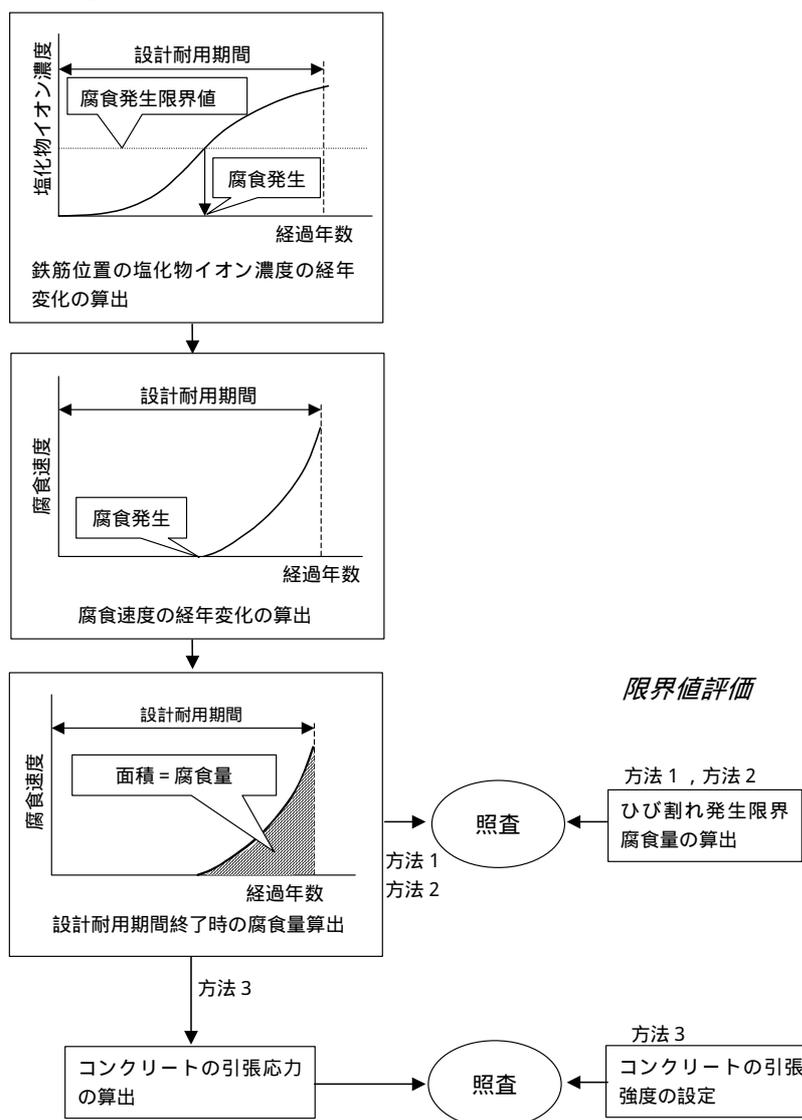


図 6.4-1 鉄筋腐食によるひび割れ発生を限界状態とする場合の塩害に対する照査手順の概要

$$t_n = n \cdot \Delta t \quad (n = 0, 1, 2, \dots, N) \quad (6.4-11)$$

$$N = \frac{t}{\Delta t}$$

ここに、 Δt : 時間刻み(年)で、一般に1年としてよい。

t : 設計耐用年数(年)

次に、経過年数毎の腐食速度 V_{1m} を式(6.4-12)～式(6.4-15)により算出する。ただし、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩分濃度(一般には $1.2\text{kg}/\text{m}^3$)未満の場合には、腐食速度はゼロとする。

$$V_{1m} = V_{11m} \times \frac{V_{12m}}{V_{12m}'} \quad (6.4-12)$$

$$V_{11m} = \frac{d}{10 \cdot c^2} (-0.51 - 6.81 \cdot Cl_m + 44.97 \cdot (W/C)^2 + 60.84 \cdot Cl_m \cdot (W/C)^2) \quad (6.4-13)$$

$$V_{12m} = \frac{1}{10} (2.59 - 0.05 \cdot T - 6.89 \cdot H - 22.87 \cdot O - 0.89 \cdot Cl_m + 0.14 \cdot T \cdot H + 0.51 \cdot T \cdot O + 0.01 \cdot T \cdot Cl_m + 60.81 \cdot H \cdot O + 3.01 \cdot H \cdot Cl_m + 6.55 \cdot O \cdot Cl_m) \quad (6.4-14)$$

$$V_{12m}' = \frac{1}{10} (0.56528 + 1.2808 \cdot Cl_m) \quad (6.4-15)$$

ここに、 V_{1m} : 経過年数 t_n 年における腐食速度($\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$)

V_{11m} : 温度 15 , 湿度 69% , 酸素濃度 20%における腐食速度($\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$)

V_{12m} : ペーストコーティング鉄筋の腐食速度($\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$)

V_{12m}' : 温度 15 , 湿度 69% , 酸素濃度 20%におけるペーストコーティング鉄筋の腐食速度($\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$)

d : 鉄筋径(mm)

c : かぶり(mm)

Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m^3)

W/C : 水セメント比(%/100)

T : 温度()

H : 湿度に関する項[$H = (RH - 45)/100$]

RH : 相対湿度(%)

O : 酸素濃度(%/100) . 一般に、気中で 0.20 , 水中で 0.0062(20) , 0.0046(40)である .

続いて、経過年数毎の腐食速度 V_{1m} の設計耐用期間における時間積分値を計算し、腐食量の評価値とする。腐食量の評価値は、式(6.4-16)に示す台形公式により求めてよい。

$$Q_{1E} = \frac{1}{2} \sum_{n=0}^{N-1} \{(V_{1m} + V_{1(n+1)}) \cdot \Delta t\} \quad (6.4-16)$$

ここに、 Q_{1E} ：設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の評価値(mg/cm²)

設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の設計値は、式(6.4-17)により求める。

$$Q_{1d} = \gamma_q \cdot Q_{1E} \quad (6.4-17)$$

ここに、 Q_{1d} ：設計耐用期間終了時における腐食量の設計値(mg/cm²)

γ_q ：腐食量の設計値のばらつきを考慮した安全係数で、一般に、1.3としてよい。

ひび割れ発生限界腐食量 ($R_d = Q_{1cr}$) の算定

ひび割れ発生限界腐食量は式(6.4-18)により算出する。なお、ひび割れ発生を限界状態とすることで、鉄筋腐食が耐震性能に影響を与えないことに対して十分な安全裕度を有しているため、限界値に対する安全係数の設定の必要はない。

$$Q_{1cr} = 0.0602 \left(1 + \frac{2c}{d} \right)^{0.85} d \quad (6.4-18)$$

ここに、 Q_{1cr} ：ひび割れ発生時の腐食量(mg/cm²)

c ：かぶり(mm)

d ：鉄筋径(mm)

b. 方法 2⁽⁷⁾⁽¹⁸⁾⁽¹⁹⁾⁽²⁰⁾

設計耐用期間終了時の腐食量 ($S_d = Q_{2d}$) 算定

まず、方法 1 と同様に鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化を式(6.4-6)～式(6.4-9) および式(6.4-10)により算出する。次に、経過年数毎の腐食速度 V_{2m} 、 V_{3m} 、 V_{4m} をそれぞれ式(6.4-19)、式(6.4-20)、式(6.4-21)～式(6.4-22)により算出する。ただし、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩分濃度(一般には 1.2kg/m³)未満の場合には、腐食速度はゼロとする。また、式(6.4-21)～式(6.4-22)により腐食速度 V_{4m} を求める場合には時間刻み t は 1 日(1/365 年)とする。

$$V_{2m} = \frac{25}{\sqrt{c}} (0.578 \cdot Cl_m + 0.023 \cdot W/C - 1.52) \quad (6.4-19)$$

ここに、 V_{2m} : 経過年数 t_n 年における腐食速度(mg/cm²/年)
 Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m³)
 W/C : 水セメント比(%)
 c : かぶり(mm)

$$V_{3m} = \frac{0.78}{\sqrt{c}} (7.70 \cdot Cl_m + 0.503 \cdot W/C - 40.6) \quad (6.4-20)$$

ここに、 V_{3m} : 経過年数 t_n 年における腐食速度(mg/cm²/年)
 Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m³)
 W/C : 水セメント比(%)
 c : かぶり(mm)

$$\begin{aligned} \log V_{4m} &= 33.1 \cdot R_{Rc} + Y + 7.50 & (R_{Rc} \leq 0.04) \\ \log V_{4m} &= 33.1 \cdot 0.04 + Y + 7.50 & (R_{Rc} \geq 0.04) \\ Y &= 0.457 \cdot Cl_m - 9.79 & (Cl_m \leq 6.89) \\ Y &= -6.64 & (Cl_m \geq 6.89) \end{aligned} \quad (6.4-21)$$

ここに、 V_{4m} : 経過年数年における腐食速度(mg/cm²/年)
 R_{Rc} : コンクリート抵抗の逆数(1/Ω)で、降雨日に最大となり、降雨日からの経過日数に応じて経時的に減少するよう式(6.4-22)で求められる。
 Y : コンクリート抵抗の逆数がゼロの時の腐食速度の対数値
 Cl_m : 経過年数年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m³)

$$\begin{aligned} \log(R_{Rc})_{c,H} &= A + B_{c,H} \cdot \sqrt{t_r} \\ B_{c,H} &= -0.07744 + 0.00018 \cdot c + 0.00037 \cdot H \end{aligned} \quad (6.4-22)$$

ここに、 $(R_{Rc})_{c,H}$: かぶり c および相対湿度 H におけるコンクリート抵抗の逆数(1/)
 t_r : 降雨日からの経過日数(日)で、0 から(降雨間隔-1)までの数を繰り返す。
 例えば降雨間隔を 10(日間)とすると、供用開始からの経過日数 0, 1, . . . 9, 10, 11, 12, . . . に対応する t_r は、0, 1, . . . 9, 0, 1, 2, . . . となる。
 A : 実験定数(=-1.216)
 $B_{c,H}$: かぶり c および相対湿度 H における定数
 c : かぶり(mm)
 H : 相対湿度(%)

続いて、経過年数毎の腐食速度 V_{2m} , V_{3m} , V_{4m} それぞれについて、設計耐用期間における時間積分値を計算し、腐食量の評価値 Q_{2E} , Q_{3E} , Q_{4E} を求める。腐食量の評価値は、方法 1 と同様に、式(6.4-16)により求める。

腐食量の評価値 Q_{2E} , Q_{3E} , Q_{4E} の内、最も大きい値にばらつきを考慮した安全係数 $\gamma_q (=1.3)$ を乗じて、設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の設計値 Q_{2d} とする。

ひび割れ発生限界腐食量 ($R_d = Q_{2cr}$) の算出

ひび割れ発生限界腐食量は式(6.4-23)あるいは式(6.4-24)により算出する。

一般部鉄筋(床板形状構造物)の場合

$$Q_{2cr} = -1.841\phi(\phi - 8.661) + 145.1\alpha^{-1.194} + 3809A^{-0.8351} + 10.60X_1 - 72.30 \quad (6.4-23)$$

隅角部鉄筋(梁・柱状構造物)の場合

$$Q_{2cr} = -0.4325\phi(\phi - 19.10) + 65.01\alpha^{-1.217} + 420.5A^{-0.5702} + 5.349X_2 - 33.57 \quad (6.4-24)$$

ここに、 Q_{2cr} : 腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量(mg/cm^2)

ϕ : クリープ係数(一般に、0.4 ~ 0.6)

α : 体積膨張率(通常は 3.2)

A : 腐食角度($^\circ$, 通常は 360°)

X_1 : 形状関数 1, $\min(\text{かぶり}/\text{鉄筋径}, \text{鉄筋純間隔}/2/\text{鉄筋径}/1.75)$

X_2 : 形状関数 2, $\min(\text{かぶり}/\text{鉄筋径}, \text{鉄筋純間隔}/2/\text{鉄筋径})$

ただし、一般部鉄筋(床板形状構造物)の場合で、鉄筋間隔が十分に確保されている配筋状態であり、形状関数 X_1 に(かぶり/鉄筋径)の値が選択された場合には、式(6.4-25)により求めてもよい。

$$Q_{2cr} = 10 \cdot (c/d) \quad (6.4-25)$$

ここに、 c : かぶり(mm)

d : 鉄筋径(mm)

c. 方法 3²¹⁾

設計耐用期間終了時における腐食によるコンクリートの引張応力 ($S_d = \gamma_\sigma$) の算出

まず、方法 2 と同じ方法で、設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の評価値 Q_{2E} , Q_{3E} , Q_{4E} を求め、最も大きな値をコンクリートの引張応力の算出に用いる評価値 Q_{3E}' とする。次に、式(6.4-26)により腐食膨張圧 P を求め、式(6.4-27)によりひび割れ直交方向応力の平均値を算出する。

式(6.4-26)に用いる鉄筋腐食量の設計値は、評価値 Q_{3E}' に腐食量評価のばらつきを考慮する安全係数

γ_{q1} を乗じたものとする． γ_{q1} は一般に 1.3 としてよい．

$$dV_d - 1 = P \left[\frac{1}{E_{corr}} + \frac{(r_1 + r_0)^2}{E_c r_0 \{r_2^2 - (r_1 + r_0)^2\}} \left\{ (1 - \nu_c)(1 - 2\nu_s)(r_1 + r_0) + \frac{(1 + \nu_c)r_2^2}{r_1 + r_0} \right\} + \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)r_1}{E_c r_0} \right] \quad (6.4-26)$$

$$r_0 = 0.01 \cdot \gamma_{q1} \frac{Q'_{3E}}{\rho_s}$$

ここに， dV_d : 錆の体積膨張率の設計値(= $\gamma_{q2} dV$)

dV : 錆の体積膨張率の特性値(電食試験結果から求めた値で，一般に = 1.3)

γ_{q2} : 錆の体積膨張率のばらつきを考慮する安全係数で，一般に，1.3 としてよい．

P : 腐食膨張圧(N/mm²)

E_s : 鉄筋の弾性係数(N/mm²)

E_c : コンクリートの弾性係数(N/mm²)

E_{corr} : 錆の弾性係数(N/mm²)で，一般に，245N/mm² としてよい．

ν_s : 鉄のポアソン比(=0.3)

ν_c : コンクリートのポアソン比(=0.2)

r_1 : 鉄筋の半径(mm)

r_2 : 円筒の半径($(r_2 - r_1)$ がかぶりに相当 : mm)

r_0 : 錆層の幅(mm)

Q'_{3E} : 鉄筋の腐食量の評価値(mg/cm²)

ρ_s : 鉄の密度(7.85g/cm³)

$$\sigma'_t = \frac{P \cdot r_1}{r_2 - r_1} \quad (6.4-27)$$

ここに， σ'_t : ひび割れ直交方向平均応力の評価値(N/mm²)

式(6.4-28)により，ひび割れ直交方向平均応力の設計値を算出する．

$$\sigma'_{td} = \gamma_\sigma \sigma'_t \quad (6.4-28)$$

ここに， σ'_t : ひび割れ直交方向平均応力の設計値(N/mm²)

γ_σ : ひび割れ直交方向平均応力の設計値のばらつきを考慮した安全係数で，一般に，1.0 としてよい．

コンクリートの引張強度($R_d = f_{tk} / \gamma_c$)の設定

コンクリートの引張強度の設計用値(f_{tk} / γ_c)を照査用の限界値とする．

6.4.5 凍害に対する照査

凍結融解作用に対する性能照査では、これまで説明した塩化物イオン濃度の評価式や中性化深さの評価式で考慮されている構造物や部材断面の諸元を使用せず、コンクリート材料としての品質の確認でコンクリート構造物の要求性能を照査する。これは、凍結融解はコンクリートの材料劣化を引き起こす現象で、凍結融解によって生じたコンクリートの性能劣化が、構造物や構造部材としての性能にどの程度影響するか明確になっていないことによる。ただし、照査には、これまでに実績のある方法が用いられており、信頼性は高いものと考えられる。

(1) 相対動弾性係数の設計値 ($S_d = E_d$) の算定

凍結融解作用によりコンクリートの性能が劣化する状況を、相対動弾性係数で評価する。コンクリートの相対動弾性係数の設計値 (E_d) を求める凍結融解試験は、JIS A 1148(A 法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」による。実際の凍結融解作用条件が JIS A 1148(A 法)において設定している条件よりも厳しい場合や設計耐用期間を特に長く設定する場合には、凍結融解繰返しサイクル、凍結融解温度および 1 サイクルの所要時間を実際の条件に応じて厳しく定めるのがよい。

$$E_d = E_k / \gamma_c \quad (6.4-29)$$

ここに、 E_d ：相対動弾性係数の設計値 ($= E_k / \gamma_c$)

E_k ：相対動弾性係数の特性値 ($= E_p / \gamma_p$)

E_p ：コンクリートの相対動弾性係数の予測値(%)。一般に、JIS A 1148(A 法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」で求める。

γ_c ：コンクリートの材料係数。一般に 1.0 としてよい。ただし、上面の部位に関しては 1.3 とするのがよい。なお、構造物中のコンクリートと標準養生供試体の間で品質に差が生じない場合は、全ての部位において 1.0 としてよい。

γ_p ： E_p の精度に関する安全係数。一般に、1.0 ~ 1.3 としてよい。JIS A 1148(A 法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」によってコンクリートの相対動弾性係数を求める場合には、一般に 1.0 としてよい。

(2) 照査用限界値 ($R_d = E_{min}$)

凍害に関する性能を満足するための相対動弾性係数の最小限界値 (E_{min}) は、一般に、表 6.4-2 に示す値を用いてよい。

ただし、凍結融解作用条件が JIS A 1148(A 法)において設定している条件と同程度の範囲内であり、標準的なコンクリート材料を選定した場合には、コンクリートの水セメント(結合材)比が「示方書[施工編]」にて規定する値以下であること、および空気量が 4 ~ 7% であることを確認することにより、相対動弾性係数による照査に代えてもよい。

表 6.4-2 凍害の照査における相対動弾性係数値の最小限界値, E_{min} (%)

構造物の露出状態	断面	気象作用が激しい場合または凍結融解がしばしば繰り返される場合		気象作用が激しくない場合、氷点下の気温となることがまれな場合	
		薄い場合 ^{*2}	一般の場合	薄い場合 ^{*2}	一般の場合
(1)連続してあるいはしばしば水で飽和される場合 ^{*1}		85	70	85	60
(2)普通の露出状態にあり、(1)に属さない場合		70	60	70	60

*1)水路、水槽、橋台、橋脚、擁壁、トンネル覆工等で水面に近く水で飽和される部分および、これらの構造物の他、桁、床版等で水面から離れてはいるが融雪、流水、水しぶき等のため、水で飽和される部分など。

*2)断面の厚さが20cm程以下の構造物の部分など。

【参考文献】

- 1) 前川宏一：断塑性破壊理論に基づくコンクリートの構成則，RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム，日本コンクリート工学協会，pp1-8，1983.10
- 2) 岡村 甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂，1991.5
- 3) 宮川義範，松本敏克，金津努：RC ボックスカルパート構造の変形性能評価法に関する提案，電力中央研究所研究報告 U00015，2001.11
- 4) 武田智吉，石川博之，足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルパートの非線形挙動の定量的評価，電力土木，No.279，pp72-76，1999.1
- 5) 本田国保，足立正信，石川博之，長谷川俊昭：水平載荷によるボックスカルパートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp1261~1266，1999.7
- 6) 石川博之，末広俊夫，金津努，遠藤達巳，松本敏克：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp885-888，2001.8
- 7) 宮川義範，松尾豊史，末広俊夫，松本恭明：ボックスカルパートの水平載荷試験とその解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp241-246，2000.7
- 8) 仲村治朗，橘泰久，平松住雄：既設地中構造物を用いた耐震実験：電力土木，No.288，pp54-58，2000.7
- 9) 平松住雄，橘泰久，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物を用いた地震時耐力・変形性能照査に関する載荷実験，第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災向上に関するシンポジウム論文集，pp175-178，2000
- 10) 橘泰久，佐藤誠，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する研究-その1 載荷実験に基づく非線形挙動の検討-，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp889-892，2001.8
- 11) 遠藤達巳，坂上明，竹内幹雄，岩楯敬広：耐震性向上構造形式を取り入れたボックスカルパートの載荷実験，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp805-808，1997.7
- 12) 石川博之，武田智吉，金津努，遠藤達巳：鉄筋コンクリート製ボックスカルパートの限界変形性能に関する研究 -その1- 静的載荷実験とその数値シミュレーション，第56回土木学会年次学術講演会講演概要集，-357，pp714-715，2001.10
- 13) 遠藤達巳，青柳征夫，松村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態設計に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告 U91052，1992.3
- 14) 宮川義範：分布荷重を受ける RC 部材のせん断耐力評価に関する実験的研究，電力中央研究所報告 U02052，2003.4
- 15) 森永繁：鉄筋の腐食速度に基づいた鉄筋コンクリート建築物の寿命予測に関する研究，東京大学学位請求論文，1986.11
- 16) 森永繁・入野一男・太田達見・土本凱士：腐食による鉄筋コンクリート構造物の寿命予測，コンクリート工学論文集第1巻第1号，pp.177-189，1990.1
- 17) 笹淵優樹・榎田佳寛・中村成春：塩化物を含んだコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する暴露試験，コンクリート工学年次論文報

告集，Vol.20，No.1，pp.317-322，1998

- 18) 松村卓郎・金津努・西内達雄：海岸近くの大気中に位置するコンクリート構造物の鉄筋腐食進行評価手法，土木学会論文集，No.634/V-45，pp.303-314，1999.11
- 19) 鳥取誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測，京都大学学位論文，2002.2
- 20) 土木学会：コンクリート技術シリーズ 40 鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向(その2) - コンクリート委員会腐食防食小委員会(2期目)報告 - ，2000
- 21) 西内達雄・金津努・石田博彰・松村卓郎：塩害劣化を受ける鉄筋コンクリートの力学的基本特性 - ひび割れ発生機構および付着性状 - ，電力中央研究所報告 U92060，1993

ご注意 当該出版物の内容を複写したり他の出版物へ転載するような場合は、
必ず土木学会の許可を得てください。

原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル セット価格 5,000 円

平成 14 年 5 月 17 日 第 1 版・第 1 刷発行
平成 17 年 6 月 1 日 第 2 版・第 1 刷発行

編集者：〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内） 社団法人 土木学会 原子力土木委員会
委員長 加藤正進
発行者：〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内） 社団法人 土木学会
専務理事 古木守靖

発行所：社団法人 土木学会
〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目無番地（外濠公園内）
電話 03-3355-3559 番（研究事業課） FAX 03-5379-0125

