

高圧ガス施設等耐震設計基準 付属書

制定 平成 2 年4月
改訂 平成 5 年1月
改訂 平成14年3月

目 次

1. 重要度分類	3 0
2. 終局強度設計	3 4
2.1 設計地震動	3 4
2.2 地区ごとの地表面加速度	4 0
2.3 構造特性係数	4 4
2.4 各種構造物の構造特性係数	4 7
3. 終局強度設計法による耐震性の検討	5 6
3.1 球型貯槽	5 6
3.2 横置円筒形貯槽	6 3
3.3 平底円筒形貯槽	6 5
3.4 スカート支持塔	7 1
3.5 レグ支持塔	7 9
3.6 架構及び架構支持塔	8 9
3.7 基礎	9 8
4. 地盤の液状化、流動に対する設計	1 0 9
4.1 液状化の判定	1 1 0
4.2 流動の検討	1 1 3
4.3 地盤変状による基礎の移動に係る耐震性能評価	1 1 9
4.4 地盤変状に伴う基礎の変位の評価	1 2 4
5. 配管系の耐震性能評価	1 3 0
5.1 配管系耐震性能評価とその範囲	1 3 0
5.2 地盤変状に係る配管系のレベル2耐震性能評価法	1 3 4
5.3 配管基礎の耐震性能評価	1 5 4
参考 配管の耐震性の検討	1 5 5

1. 重要度分類

高圧ガス施設の重要度は、高圧ガス施設のガスの種類、滞留量及び当該施設の外面から当該施設が設置される事業所の境界線（当該境界線に接続する海、河川及びこれらと同等の効用を有する施設又は土地がある場合は*、その外縁）までの最短距離により、次の表 1.1 又は表 1.2 により定める。

表 1.1 重要度分類

(コンビナート等保安規則の適用を受ける特定製造事業所以外の事業所対象)

ガスの種類	滞留量W (tf)		5		20		100		500	
	距離X (m)		未	満	未	満	未	満	未	満
第一種 毒性ガス	100 未満		I	I	I	I	I	I	I	I
	100 以上	200 未満	II	I	I	I	I	I	I	I
	200 以上	500 未満	III	II	I	I	I	I	I	I
	500 以上	1,000 未満	III	III	II	I	I	I	I	I
	1,000 以上		III	III	III	II	II	I	I	I
第二種 毒性ガス	50 未満		I	I	I	I	I	I	I	I
	50 以上	200 未満	II	I	I	I	I	I	I	I
	200 以上	500 未満	III	II	I	I	I	I	I	I
	500 以上	1,000 未満	III	III	II	I	I	I	I	I
	1,000 以上		III	III	III	II	II	I	I	I

ガスの種類	滞留量W (tf)		10		100		1,000		10,000	
	距離X (m)		未	満	未	満	未	満	未	満
第及び 三種可 毒燃 性性 ガガ スス	20 未満		I	I	I	I	I	I	I	I
	20 以上	40 未満	II	I	I	I	I	I	I	I
	40 以上	90 未満	II	II	I	I	I	I	I	I
	90 以上	200 未満	III	II	II	I	I	I	I	I
	200 以上	400 未満	III	III	II	II	II	I	I	I
	400 以上	900 未満	III	III	III	II	II	II	II	II
	900 以上	2,000 未満	III	III	III	III	III	III	III	II
	2,000 以上		III	III	III	III	III	III	III	III

その他のガスは貯蔵能力、距離に関係なく常に重要度はIIIとする。

表 1.2 重要度分類 (コンビナート等保安規則の適用を受ける特定製造事業所対象)

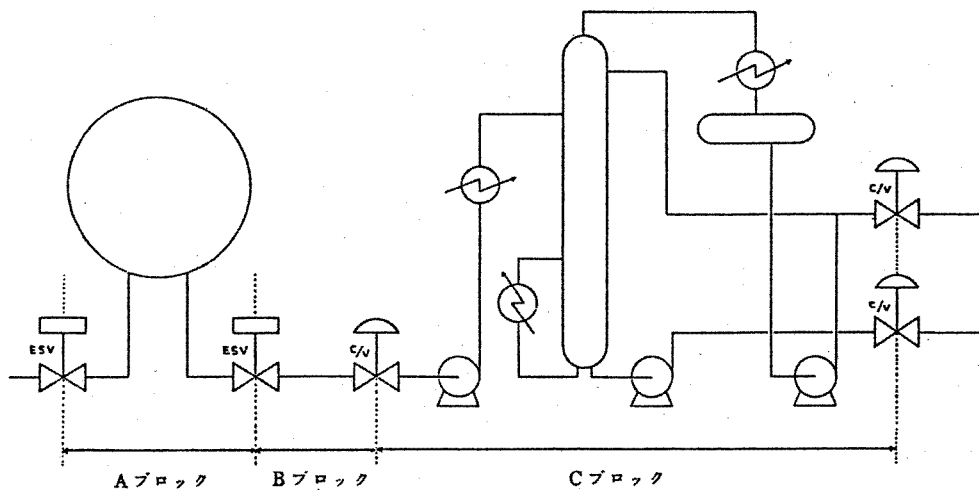
ガスの種類	滞留量W (tf)		5 未満	5	20	30	100	500
	距離X (m)			5 未満	20 未満	30 未満	100 未満	500 未満
第一種 毒性ガス	100 未満		I	I	I	I a	I a	I a
	100 以上	200 未満	II	I	I	I a	I a	I a
	200 以上	500 未満	III	II	I	I a	I a	I a
	500 以上	1,000 未満	III	III	II	I	I a	I a
	1,000 以上		III	III	III	II	I	I a
第二種 毒性ガス	50 未満		I	I	I	I a	I a	I a
	50 以上	200 未満	II	I	I	I a	I a	I a
	200 以上	500 未満	III	II	I	I a	I a	I a
	500 以上	1,000 未満	III	III	II	I	I a	I a
	1,000 以上		III	III	III	II	I	I a

ガスの種類	滞留量W (tf)		10 未満	10	100	1,000	10,000
	距離X (m)			10 未満	10 以上 100 未満	100 以上 1,000 未満	1,000 以上 10,000 未満
第及び 三種 可燃 性ガス	20 未満		I	I	I a	I a	I a
	20 以上	40 未満	II	I	I a	I a	I a
	40 以上	90 未満	II	II	I a	I a	I a
	90 以上	200 未満	III	II	I	I a	I a
	200 以上	400 未満	III	III	I	I	I a
	400 以上	900 未満	III	III	II	I	I
	900 以上	2,000 未満	III	III	II	II	I
	2,000 以上		III	III	II	II	II
その他のガスは貯蔵能力、距離に関係なく常に重要度はIIIとする。							

この表において第1種毒性ガス、第2種毒性ガス、第3種毒性ガス、可燃性ガス、その他のガス及び滞留量とは次に掲げるものとする。

- (1) 第1種毒性ガス 塩素、シアン化水素、二酸化窒素、ふっ素及びホスゲン
- (2) 第2種毒性ガス 塩化水素、三ふっ化ほう素、二酸化硫黄、ふっ化水素、ブロムメチル及び硫化水素
- (3) 第3種毒性ガス アンモニア、クロルメチル、アクリロニトリル、アクロレイン、一酸化

- 炭素、クロロブレン、酸化エチレン、ジエチルアミン、トリメチルアミン、二硫化炭素、ベンゼン、モノメチルアミン及びその他のガスであってじょ限量が200ppm以下のもの
- (4) 可燃性ガス イソブタン、エタン、エチレン、ノルマルブタン、プロパン、液化石油ガス、アセチレン、アセトアルデヒド、エチルアミン、エチルベンゼン、塩化エチル、塩化ビニル、酸化プロピレン、シクロプロパン、ジメチルアミン、水素、ブタジエン、ブタン、ブチレン、プロピレン、ブロムメチル、メチルエーテル及びその他のガスであって、次のア又はイに該当するもの。ただし、(1)、(2)及び(3)に掲げる毒性ガスを除く。
- ア 爆発限界（空気と混合した場合の爆発限界をいう。以下同じ。）の下限が10%以下のもの。
- イ 爆発限界の上限と下限の差が20%以上のもの。
- (5) その他のガス (1)、(2)、(3)及び(4)に掲げるガス以外のガス。
- (6) 滞留量 耐震性判定を行う設備内の高圧ガス量をいい、遠隔操作のできる緊急遮断弁又は調節弁によってブロックに分割される高圧ガス製造施設にあつては、ブロック内の高圧ガス設備と配管の内容量の総量をいう。
- なお、施設のブロック化による重要度分類例を図1.1に示す。



	Aブロック	Bブロック	Cブロック
滞留量 W (tf)	1,000	9	110
距離 X (m)	500	500	500
重要度分類	I	III	II

図1.1 重要度分類例（特定製造事業所の可燃性ガス製造施設）

※ 「これらと同等の効用を有する施設又は土地がある場合」とは、当該配管が設置される事業所に接続して次の(1)から(5)に掲げる施設等がある場合をいう。例を図1.2に示す。

- (1) 海、湖沼、河川及び水路並びに工業用水道事業法に基づく工業用水道
- (2) 貨物輸送専用鉄道
- (3) 工業専用地域又は工業専用地域になることが確実な地域内の土地。ただし、現に保安物件（一般高圧ガス保安規則（昭和41年通商産業省令第53号）第2条第3号及び第4号に規定する第1種保安物件及び第2種保安物件をいう。以下同じ。）が存在している場合は、当該保安物件までの距離とする。
- (4) 製造業（物品の加工修理業を含む。）、電気供給業、ガス供給業及び倉庫業に係る事業所の敷地のうち現にそれらの事業活動の用に供されているもの。
- (5) (1)から(4)までに掲げる施設と当該配管が設置される事業所とに接続する道路及び鉄道。

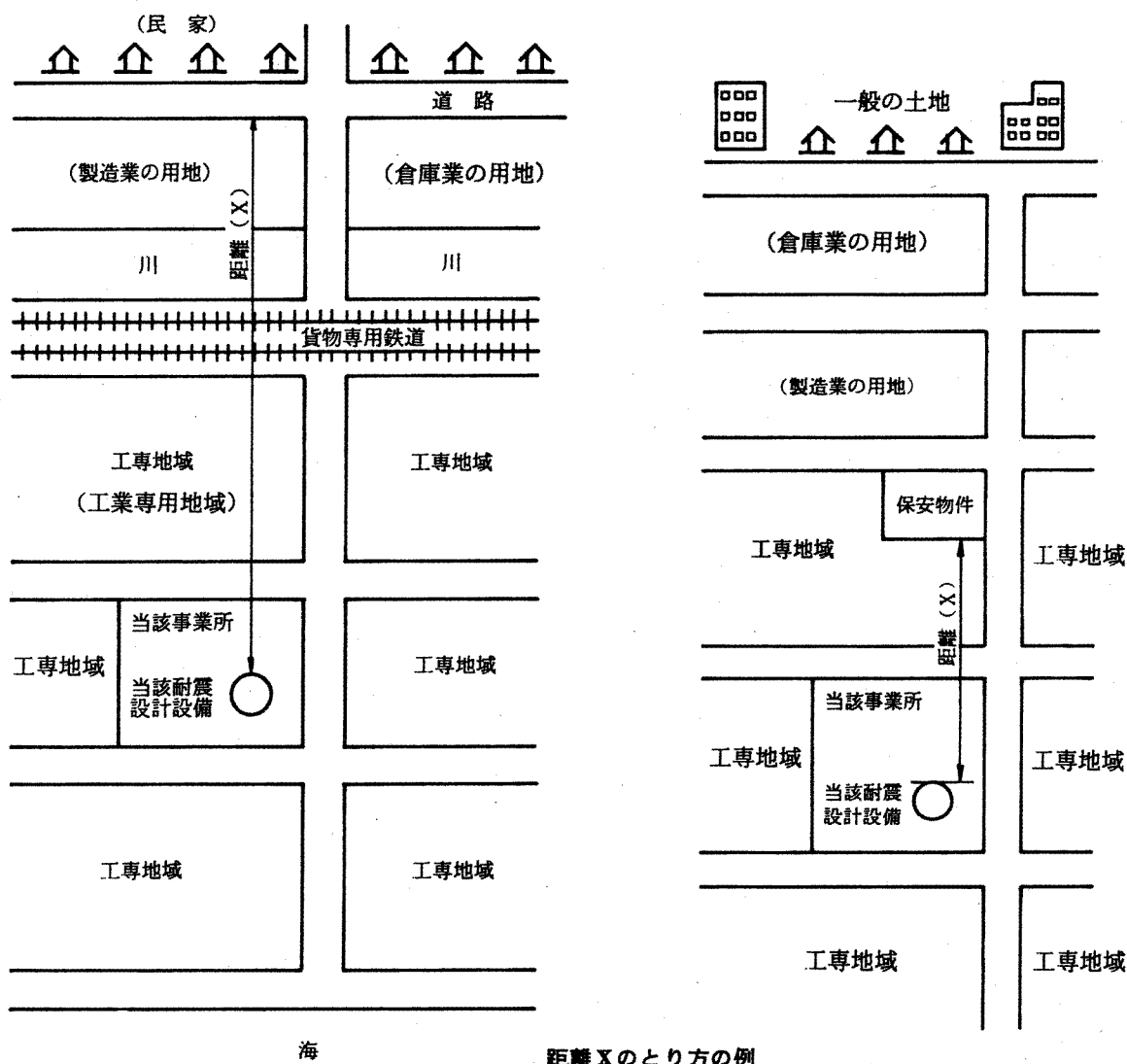


図 1.2

2. 終局強度設計

平成9年改訂以前の高圧ガス設備等耐震設計基準（経済産業省告示第515号）においては許容応力度設計法が採られている。同基準は、災害の周辺への波及効果の大きい重要な施設は激震下においても、概ね弾性挙動するよう設計することを目標としているが、重要度が低い施設に対しては、地震入力が低減されている。

一般に、構造物は弾性限界を越えても塑性的なエネルギー吸収能力を発揮することから、構造物を弾性範囲に留めることによって高いレベルの耐震性が確保されることになる。また、許容応力度設計法においては、原則として弾性解析が適用されている。このことにより、許容応力度設計法は論理性、一貫性においてすぐれた手法であるといえる。

一方、設計は安全性の確保と経済性の追求を総合的に達成する行為であり、この観点からみれば、許容応力度設計法の短所として次の点があげられる。

- ・許容応力度を超えた後、構造物がどの程度の余耐力を発揮するか明らかでない。
- ・重要度の低い構造物が激震下でどのような損傷状態になるか不明である。

地震に対する構造物の抵抗力を単に耐荷能力としてとらえるよりも、エネルギー吸収能力としてとらえる方がより合理的である。構造物の塑性変形を許容し、構造物の重要度に応じて設計限界状態（終局状態）を設定することにより、地震災害を防ぎかつ経済的な設計が可能となる。

本耐震設計基準では、終局状態の把握に基づく耐震設計手法として提示する。これにより、激震下における高圧ガス施設の損傷状態を定量的に評価し、耐震安全性を地震入力との関係において具体的に把握することができる。

終局強度設計を行うにあたって、地震入力をどのように設定すべきかは重要な問題である。すでに建築物の耐震設計には終局強度設計が導入されており、過去の震害経験、地震記録に基づいて終局強度設計用地震入力が定められている。高圧ガス施設のうち、建築物と同等の重要度をもつものに対して、建築物に対するものと同等の地震入力を設定することにより、建築物の終局強度設計との連続性において、高圧ガス施設に対する地震入力を設定することが可能となる。

本基準では、配管を除く対象となるすべての高圧ガス施設について、許容応力度設計法と終局強度設計法の併用をたて前としている。許容応力度設計法は法的基準であり、終局強度設計法は現実的な諸条件を反映させて耐震性評価を行うための基準として位置づけられる。なお、終局強度設計法を塑性変形能力の乏しい構造物に適用した場合、許容応力度設計と同等の結果がもたらされるように両手法の連続性が配慮されている。

本基準における終局強度設計においては、上下地震動は考慮されていない。これは、構造物は自重に対する設計がなされており、水平方向の1/2程度の鉛直震度に対して十分耐えられること、及び終局強度設計で対象とする極限的な水平地震動の荷重効果に比して鉛直地震動の荷重効果は無視し得ると考えられるからである。

2.1 設計地震動

許容応力度設計と終局強度設計は、設計において設定する設計限界状態が異なり、一般に、許容応力状態に達した構造物は更に大きな地震動を受けて終局状態に達する。

終局強度設計に許容応力度設計に用いられるものと同一の地震入力を用いると、終局強度設計を行うことにより、構造物の耐震安全性は引き下げられることになる。

終局強度設計法の目標は、想定し得る限界的な大きさの地震動に対して、構造物が破壊することを防ぐことである。終局強度設計法を適用するにあたっては、限界的な地震動を設定し、許容応力度設計法に用いられる地震入力を適切に割り増す必要がある。この地震入力の割増係数を

β_p で表わし、終局強度設計係数と呼ぶことにする。

β_p の設定に際して建築基準法における2次設計（終局強度設計）入力、原子力発電所耐震設計における設計用限界地震動が参考になる。建築基準法の設計応答スペクトルを図2.1に、原子力発電所用の加速度応答スペクトルを図2.2に、また、参考として原子力用の静的地震力を表2.1に示す。

図2.1, 図2.2, 表2.1の代表的な値と高圧ガス保安法における応答スペクトルを比較したものが図2.3である。

建築基準法では一般建築物の2次設計において弾性応答加速度が1,000galに達する地震動を考えている。

一般建築物を高圧ガス保安法における重要度Ⅱ（ $\beta_1=0.65$ ）と見なすと、重要度Ⅰa（ $\beta_1=1.0$ ）では1,500gal程度の弾性応答を与える地震動を考える必要がある。

原子力発電所の限界地震動 S_2 の応答加速度は約1,200gal程度となっている。原子力発電所の耐震設計では、 S_2 地震において一部降伏応力を超えるものを許す程度で、本基準と同程度の終局状態を考えれば、 S_2 地震に対して設計された原子力施設は、さらに1.5倍位の余裕を持っているものと考えられる。

これらを勘案して終局強度設計係数 $\beta_p=2.0$ とした。

入力地震動の最大値は次のようになる。

	弾性設計 α_H	終局設計 $\beta_p \alpha_H$
第1種地盤	630 gal	1,260 gal
第2種地盤	840	1,680
第3種地盤	780	1,560
第4種地盤	720	1,440

この入力地質動（第3種地盤）も合わせて図2.3に示した。

終局強度設計法を用いる場合、構造物の固有周期は塑性化に伴い、長くなる方向なので、応答倍率 β_g が最大値を示す周期より短い周期の部分は、そのまま最大値を用いることにした。

神奈川県地震被害想定（地質分科会）によれば神奈川県下で地表面加速度が300galを超える可能性があることが明らかにされている。

図2.4には石油コンビナート地区の代表点における加速度応答スペクトルを示す。図示の様に本基準で設定した終局強度設計用の加速度応答スペクトルは、すべてのスペクトルを包絡している。

一方、被害想定により得られるスペクトルは高圧ガス保安法における設計用スペクトルを上回る部分がある。これは被害想定調査において地表面加速度が300galを超えることに起因している。

神奈川県下で想定すべき限界的な大きさの地震入力がどの程度のものであるかは明らかではないが、終局強度設計用スペクトルは高圧ガス保安法における許容応力度設計用スペクトルに β_p を導入して拡張したものであることから、本基準では被害想定結果を参照し、地表面加速度が300galを超える地区に対しては、入力を割増し、より保守的な終局強度設計地震入力を設定することとした。

この割増係数を β_2' とし、 β_2' を地区補正係数と呼ぶことにする。

β_2' は次の値とすることとした。

$$\beta_2 = \frac{\text{地区ごとに定めた地表面加速度 (gal)}}{300}$$

平成7年1月17日兵庫県南部地震が発生し、神戸地区の都市施設に大被害をもたらした。このときの地震動は、高圧ガス保安法にて想定されていた設計地震動、並びに本基準の許容応力度設計法で想定されていた設計地震動、地表面加速度 300gal 程度よりはるかに大きく、600gal を超えるものも発生した。

本県としては、神戸地区の被害調査を行うとともに、本基準の妥当性について検証を行い終局強度設計法にて想定されている設計地震動を改正する必要はないとの結論を得た。

一方国の基準である、高圧ガス設備等耐震設計基準（以降告示基準という。）においては、平成9年に改訂が行われた。従来行われていた、許容応力度設計法に用いる地震動、地表面加速度 300gal 程度をレベル1地震動とし、新しく終局強度設計法を導入し、これに用いる地震動、600gal 程度以上をレベル2地震動とし、設計を行うことになった。これにより、水平地震動に関しては、本県の基準と告示基準とは、地区補正係数を除き同一レベルとなった。

鉛直地震動に関しては、本基準の終局強度設計法において、前述のごとく、考慮されていないが、告示基準においては水平地震動の1/2の大きさの鉛直地震動を考慮することになっている。

高圧ガス施設における、鉛直地震動の影響について、平成12年度調査が行われた。水平地震動により支配される損傷モードに対する鉛直地震動の影響を、強度低下及びエネルギー吸収能力の観点から検討した結果、特殊形状の配管等、特別なものを除き、各々で10%程度であり、鉛直地震動を考慮しなくても大過ない耐震評価ができることが示された。

参考

重要度係数 (β_1)、地域係数 (β_2) 及び表層地盤増幅係数 (β_3) の値 (耐震告示第三条第一項第一号)

1) 重要度係数 (β_1)

重要度	I a	I	II	III
β_1	1.00	0.80	0.65	0.50

2) 地域係数 (β_2)

	β_2
神奈川県全域	1.00

3) 表層地盤増幅係数 (β_3)

地 盤 種 別	β_3
第一種地盤 (第三世紀以前の地盤)	1.4
第二種地盤 (洪積層地盤)	2.0
第三種地盤 (第一種、第二種及び第四種地盤以外の地盤)	2.0
第四種地盤 (埋土又は沖積層の厚さが2.5m以上の地盤)	2.0

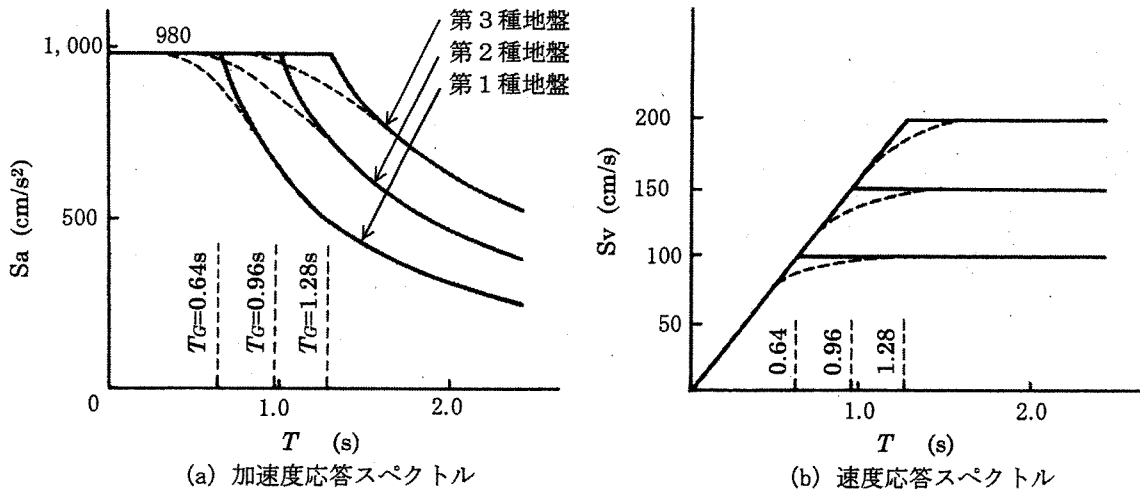


図 2.1 建築基準法における設計用応答スペクトル

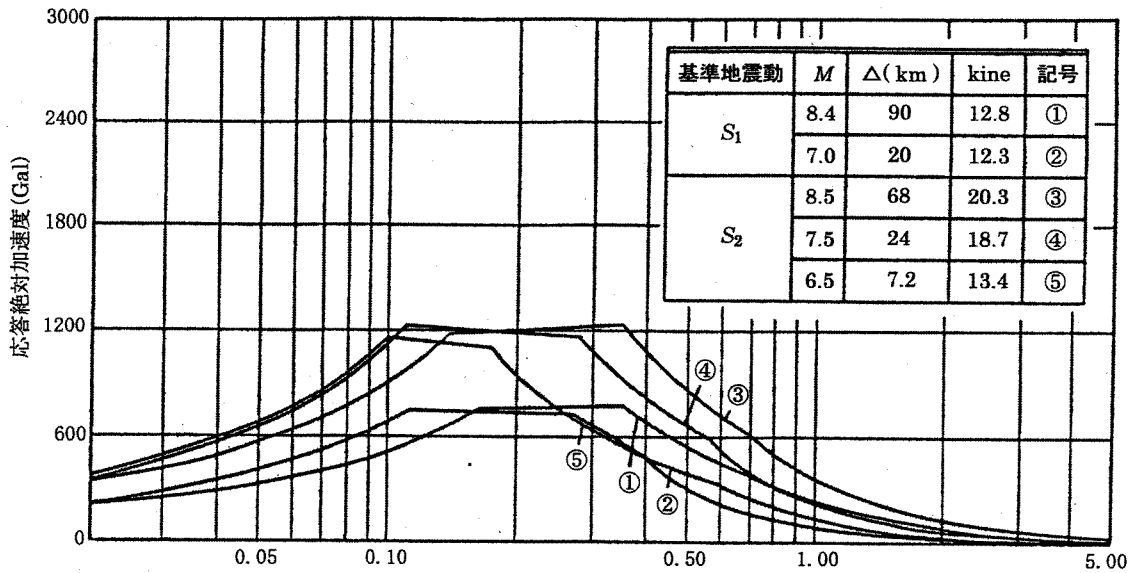


図 2.2 基準地震動応答スペクトル例 (減衰定数5%) (原子力発電所用) 周期 (秒)

表 2.1 静的地震力

耐震クラス	建物・構築物		機器・配管系	
	層せん断力係数* ¹	鉛直震度* ³	水平震度* ²	鉛直震度* ³
A	3.0C ₁	1.0C _V	3.6C ₁	1.2C _V
B	1.5C ₁		1.8C ₁	
C	1.0C ₁		1.2C ₁	

(注) *¹ 層せん断力係数C₁は標準せん断力係数を0.2とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値とする。

*² 水平震度C₁は*¹の層せん断力係数C₁の値を水平震度とみなしたものとする。

*³ 鉛直震度C_Vは震度0.3を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値とする。ただし、鉛直震度は高さ方向に一定とする。

弾性設計	1	建築 (第3種地盤)
設計	2	原子力S ₁ 地震 (開放基盤)
	3	原子力静的震
極限設計	4	高压ガス (第3種地盤)
	5	建築 (第3種地盤)
設計	6	原子力S ₂ 地震 (開放基盤)
	7	本基準 (第3種地盤)

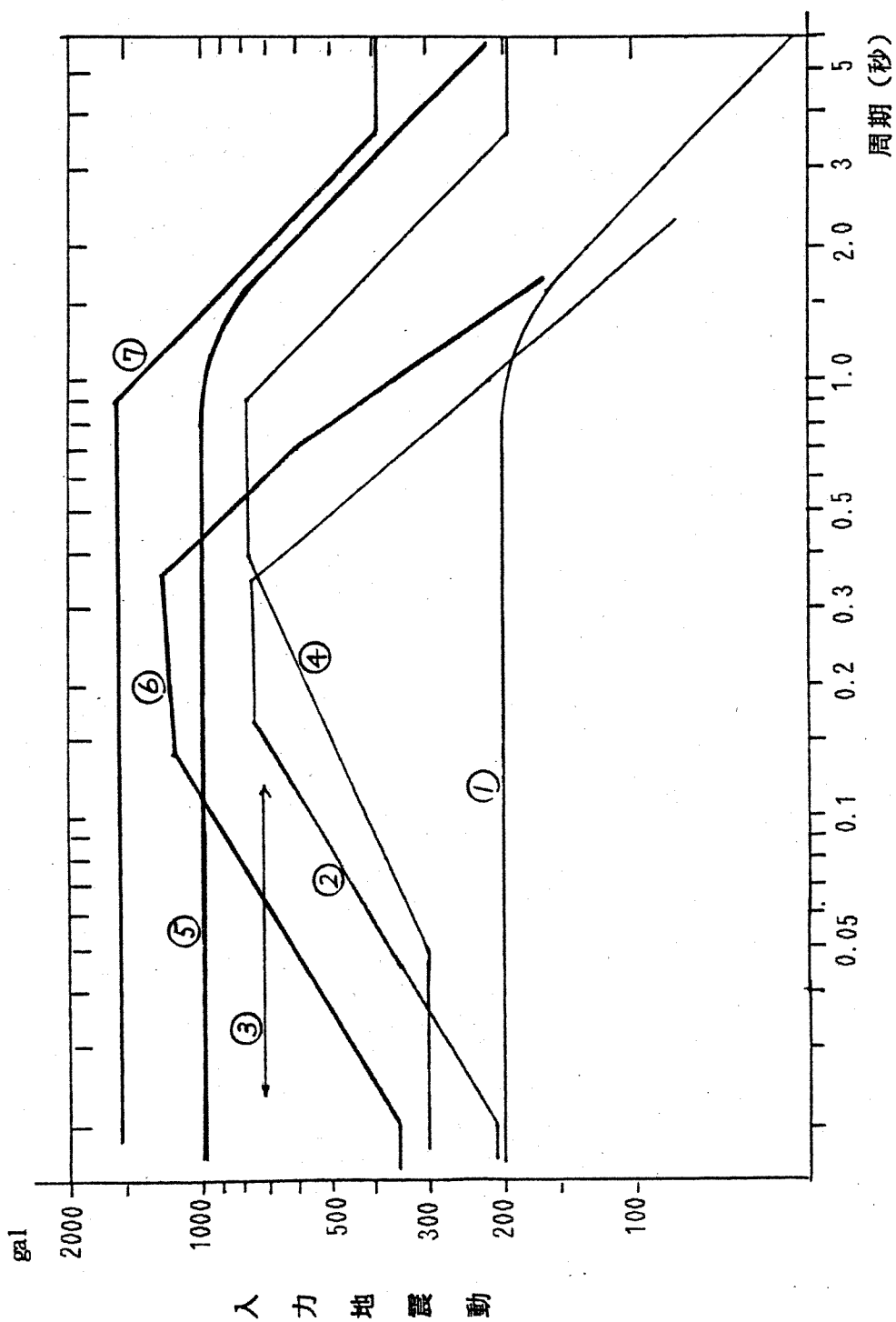


図 2.3 入力地震動各基準間の比較 (A地区、重要度 I a)

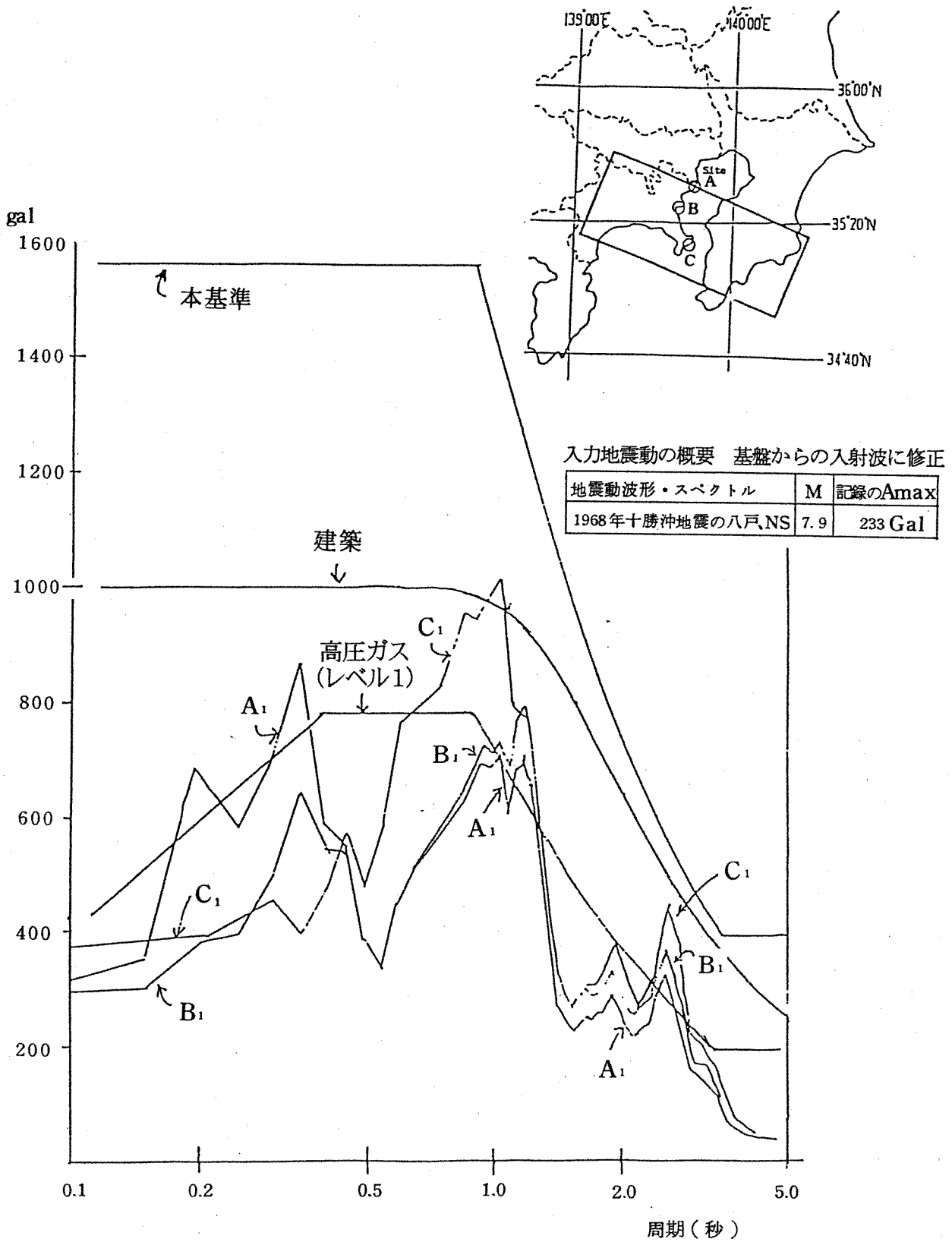


図 2.4 A、B、C地点の応答スペクトルの比較

(スペクトル：鹿島建設 太田氏提供)

(「高圧ガス (レベル1)」は、耐震告示レベル1地震動に関するもの。)

2.2 地区ごとの地表面加速度

基準本文第3章2(2)における地区補正係数を算出する際の南関東地震を想定した地表面加速度の値は、地区ごとに表2.2に定めるランクに応じて次の値を用いる。

ランクⅠ	420ガル
ランクⅡ	330ガル
ランクⅢ	300ガル

表2.2 地区ごとの地表面加速度のランク

市区町村名	ランク	地 域
横浜市 鶴見区	Ⅱ	首都高速道路横浜羽田空港線以南の地域
	Ⅲ	その他の地域
神奈川区	Ⅱ	首都高速道路横浜羽田空港線以南の地域
	Ⅲ	その他の地域
西区	Ⅲ	全域
中区	Ⅲ	全域
南区	Ⅲ	全域
港南区	Ⅲ	全域
保土ヶ谷区	Ⅱ	川島町、星川、川辺町、峰岡町(一)、天王町(一)・(二)、神戸町、岩間町(二)、月見台、帷子町(一)・(二)
	Ⅲ	その他の地域
旭区	Ⅱ	相模鉄道本線以南の地域
	Ⅲ	その他の地域
磯子区	Ⅲ	全域
金沢区	Ⅰ	幸浦(一)・(二)、福浦(一)～(三)
	Ⅱ	大川、泥亀(一)・(二)、瀬戸、六浦(一)～(四)、六浦町柳町、野島町、乙舳町、谷津町、寺前(一)・(二)、町屋町、洲崎町、平潟町
	Ⅲ	その他の地域
港北区	Ⅲ	全域
緑区	Ⅲ	全域
青葉区	Ⅲ	全域
都築区	Ⅲ	全域
戸塚区	Ⅱ	Ⅲを除く地域
	Ⅲ	川上町、前田町、秋葉町、品濃町、平戸町、平戸(一)～(五)
栄区	Ⅰ	田谷町、笠間町、桂町、鍛冶ヶ谷町、長尾台町、小菅ヶ谷町、中野町、長沼町(県道大船停車場吉田線以西に限る)、飯島町(県道大船停車場吉田線以西に限る)
	Ⅱ	金井町
	Ⅲ	その他の地域
泉区	Ⅱ	全域

市区町村名	ランク	地 域
瀬谷区	Ⅱ	本郷、中央、相沢及び相模鉄道本線以南の地域
	Ⅲ	その他の地域
川崎市 川崎区	Ⅱ	全域
幸区	Ⅱ	全域
中原区	Ⅱ	東海道新幹線以南の地域
	Ⅲ	その他の地域
高津区	Ⅲ	全域
宮前区	Ⅲ	全域
多摩区	Ⅲ	全域
麻生区	Ⅲ	全域
横須賀市	Ⅰ	久里浜、神明町、久比里、長瀬、東浦賀町（二）、西浦賀町（四）、鴨居（二）、浦賀町（三）、吉井、舟倉町、御幸浜、武（一）～（五）、荻野、太田和（三）～（五）、芦名（一）・（二）、長坂（三）～（四）、箱崎町、田浦港町、長浦町（一）、船越町（七）、浦郷町（一）、馬堀海岸（一）～（四）、田浦（二）～（五）、日の出町（一）～（三）、夏島町、馬堀町（二）～（四）、大津町（一）～（四）、三春町（二）～（四）、安浦（一）～（三）、小川町、若松町（一）、新港町、楠ヶ浦町、稲岡町、泊町、根岸（二）・（三）、森崎（一）、池田（二）・（三）・（五）、公郷町（一）～（四）、小矢部（一）～（四）、大矢部（一）・（五）、大矢部町、衣笠町
	Ⅱ	その他の地域
平塚市	Ⅰ	全域
鎌倉市	Ⅰ	由比が浜（一）～（四）、笹目町、長谷（一）～（三）、小町（二）・（三）、雪ノ下（一）、扇が谷（一）、岩瀬、岩瀬（一）、大船（一）～（六）、小袋谷（一）～（二）、台（一）・（二）、山崎（湘南モノレール以北）、上町屋、寺分、梶原、岡本、植木
	Ⅱ	玉縄（一）～（五）、城廻、関谷、台（三）～（五）、山崎（湘南モノレール以南）、台、山ノ内、津西（一）・（二）、腰越（一）～（五）、七里ヶ浜（一）・（二）、稲村が崎（一）～（四）、極楽寺（一）・（三）、坂ノ下
	Ⅲ	その他の地域
藤沢市	Ⅱ	国道1号線（湘南バイパス）以北の地域
	Ⅲ	その他の地域
小田原市	Ⅰ	小竹、小船、山西、中村原、曾比、栢山、堀の内、柳新田、小台、中曽根、成田、蓮正寺、久野、荻窪、早川（一）～（三）、南町（一）～（四）、本町（一）～（四）、栄町（一）～（四）、浜町（一）～（四）、中町（一）～（三）、東町（一）～（五）、寿町（一）～（五）、中新田、扇町（一）～（六）、多古、穴部新田、穴部、府川、北の窪、清水新田、飯田岡及び酒匂川と主要地方道松田・国府津線との間の地域
	Ⅱ	主要地方道松田・国府津線以東の地域（小竹、小船、山西、中村原を除く）

市区町村名	ランク	地 域
小田原市	Ⅲ	その他の地域
茅ヶ崎市	Ⅰ	南湖（一）～（三）、平太夫新田、荻園、今宿、中島、柳島、浜見平、柳島（一）・（二）、松尾、下町屋、浜之郷、西久保、円蔵、鶴ヶ台、高田、高田（一）～（三）、茅ヶ崎、茅ヶ崎（一）～（三）、本村（一）～（五）、室田（一）～（三）
	Ⅱ	芹沢、行谷、下寺尾、堤、香川、赤羽、小和田（一）～（三）、松林（一）～（三）、甘沼、松風台
	Ⅲ	その他の地域
逗子市	Ⅰ	沼間（一）～（三）、桜山（三）・（八）、池子（一）～（三）、池子、山の根（一）・（三）、逗子（一）～（六）、久木（一）・（三）・（四）、新宿（一）
	Ⅱ	新宿（二）～（五）、小坪（五）、桜山（九）
	Ⅲ	その他の地域
相模原市	Ⅲ	全域
三浦市	Ⅰ	尾上町、海外町、三崎町小網代・六合、初声町、三戸・下宮田、南下浦町菊名・上宮田
	Ⅱ	その他の地域
秦野市	Ⅰ	鶴巻、南矢名、下大槻、上大槻、西大竹、 （東名高速道路以南に限る）
	Ⅱ	その他の地域
厚木市	Ⅰ	水引（一）・（二）、栄町（一）・（二）、田村町、厚木町、東町、寿町（一）～（三）、松枝（一）・（二）、吾妻町、中町（一）～（四）、旭町（一）～（四）、岡田、酒井、戸田、長沼、下津古久、上落合
	Ⅱ	妻田、愛甲、岡津古久、恩名、温水、林、王子（一）～（三）、緑ヶ丘（一）～（四）、長谷、船子
	Ⅲ	その他の地域
大和市	Ⅱ	福田、下和田、上和田、代官（一）～（四）、福田（一）～（八）、大和南（一）・（二）、草柳（一）～（三）、柳橋（一）～（五）、下草柳、中央（一）～（七）、深見台（一）～（三）、大和東（一）～（三）、上草柳（一）～（四）、深見西（一）・（二）、深見東（一）、深見（県立大和東高校以南）、上草柳、桜森
	Ⅲ	その他の地域
伊勢原市	Ⅱ	Ⅲの地域を除く地域
	Ⅲ	日向、子易、大山、善波
海老名市	Ⅰ	上郷、河原口、さつき町、中新田、中河内、上河内、門沢橋、社家、中野、勝瀬（県道杉久保座間線以西）、下河内
	Ⅱ	下今泉、杉久保、大谷、本郷、国分寺台（一）～（五）、浜田町、勝瀬（県道杉久保座間線以西）、東柏ヶ谷（一）～（六）、今里
	Ⅲ	その他の地域
座間市	Ⅱ	入谷（一）（藤沢・座間・厚木線以南）・（二）、座間（二）、四ツ谷、新田宿
	Ⅲ	その他の地域

市区町村名	ランク	地 域
南足柄市	I	怒田、福泉、雨坪、関本、飯沢、狩野、和田河原、生駒、中沼、内山、沼田、岩原、駒形新宿、荻野
	II	塚下、班目、子市、千津島、竹松
	III	その他の地域
綾瀬町	II	全域
葉山町	I	一色、下山口、堀内
	II	その他の地域
寒川町	I	全域
大磯町	II	全域
二宮町	I	山西、川匂、百合が丘 (一) ~ (三)、中里 (二)、一色 (県道秦野・二宮線以西)
	II	その他の地域
中井町	II	全域
大井町	I	金手、金子、西大井、上大井、山田
	II	その他の地域
松田町	II	松田庶子、松田総領、神山、寄、中山、弥勒寺、菅沼、田村、宮地
	III	その他の地域
山北町	II	山北、向原、平山、岸 (東名高速道路以南)
	III	その他の地域
開成町	II	全域
箱根町	II	強羅、仙石原
	III	その他の地域
真鶴町	III	全域
湯河原町	III	全域
愛川町	III	全域
清川村	III	全域
城山町	III	全域
津久井町	III	全域
相模湖町	III	全域
藤野町	III	全域

2.3 構造特性係数

構造物は終局状態に達する迄に塑性変形を生じ、塑性化に伴うエネルギー吸収能力が耐震性に寄与する。構造物の塑性化を考慮すると構造物に要求される強度は、構造物が弾性に留まる場合の所要強度に比べて小さくて済むことになる。

塑性化する構造物の所要強度の低減率が構造特性係数 D_s で、 D_s 値は次式で定義される。

$$D_s = \frac{\text{構造物の塑性変形能力を評価して得られる所要強度}}{\text{構造物が概ね弾性に留まる場合の所要強度}} \quad (2.3.1)$$

D_s 値評価に用いる地震の荷重効果は、上式から明らかな様に、構造物が弾性挙動する場合と弾塑性挙動する場合とに共通に適用できるものである必要がある。

1つの水平地震動によって構造物にもたらされるエネルギーの総量（総入力エネルギー）は専ら構造物の一次固有周期に依存する量で、構造物の塑性化の程度、質量分布、剛性分布、強度分布に殆んど影響されない安定した量であることが明らかにされている。⁽¹⁾

構造物に加えらるる総エネルギー入力を E とし、これを次式により速度に換算した値を V_E とする。

$$E = \frac{MV_E^2}{2} \quad \left(V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \right) \quad (2.3.2)$$

V_E と一次固有周期との関係をエネルギースペクトルと呼ぶ。エネルギースペクトルは概略図2.5に示す形態を持つことが明らかになっている。^{(1) (2)} 限界周期の T_G を境として周期を短周期領域と長周期領域とに分けると、短周期領域では、 V_E は T に比例して増大し、長周期領域では V_E は T に無関係に一定値となる傾向を持つ。

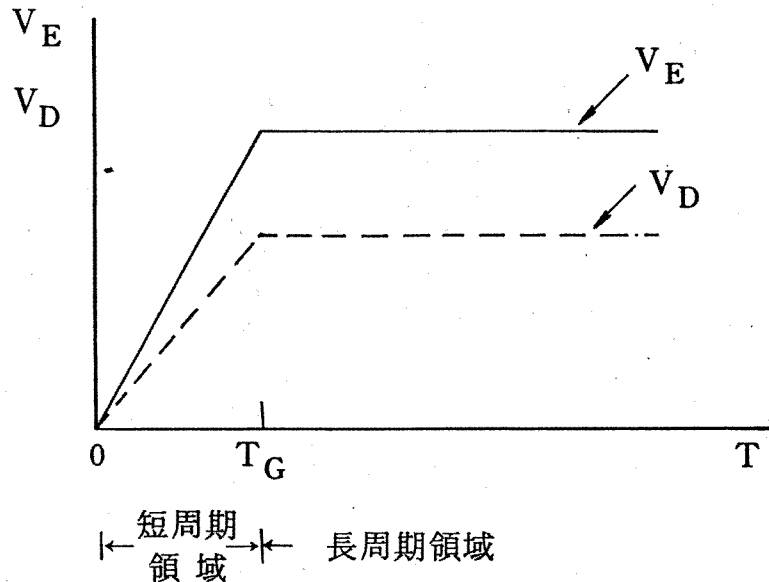


図2.5 エネルギースペクトルの形態

弾性範囲では構造物は一定の振動周期を持つ。一方、構造物が塑性化すると、実質的な振動周期 T_e は弾性時の固有周期 T_0 に比べて一般に大きくなる傾向を持つ。塑性化の程度が大きくなれば

ば、 T_e の T_0 からの隔りも大きくなる。

これにより、構造物の周期が長周期領域に属する場合には、塑性化の程度に拘らずエネルギー入力是一定値であると言えるが、短周期領域に属する場合には、塑性化に伴う T_e の増大がエネルギー入力の増大をもたらすことになる。

地震時の構造物に対するエネルギーの釣合式は次の様に書ける。

$$\begin{aligned} W_e + W_p + W_h &= E \\ W_e + W_p &= E - W_h = E_D \end{aligned} \quad (2.3.3)$$

ここで、 W_e = 弾性振動エネルギー

W_p = 累積塑性歪エネルギー

W_h = 減衰により吸収されるエネルギー

総エネルギー入力から減衰により吸収されるエネルギーを引いたエネルギー E_D を損傷に寄与するエネルギーと定義し、 E_D の次式による速度換算値を V_D とする。

$$V_D = \sqrt{\frac{2E_D}{M}} \quad (2.3.4)$$

V_D は V_E に一定の低減率 D_h を乗ずることにより近似的に求めることができる。

$$V_D = D_h V_E \quad (2.3.5)$$

D_h の 1 例として次の表現が得られている。

$$D_h = \frac{1}{1+3h+1.2\sqrt{h}} \quad (2.3.6)$$

h : 減衰定数

1 層骨組についての D_s 値を以下に導く。構造物の水平抵抗力 Q と水平変形 δ との関係は図 2.6 に示す様なものとなる。

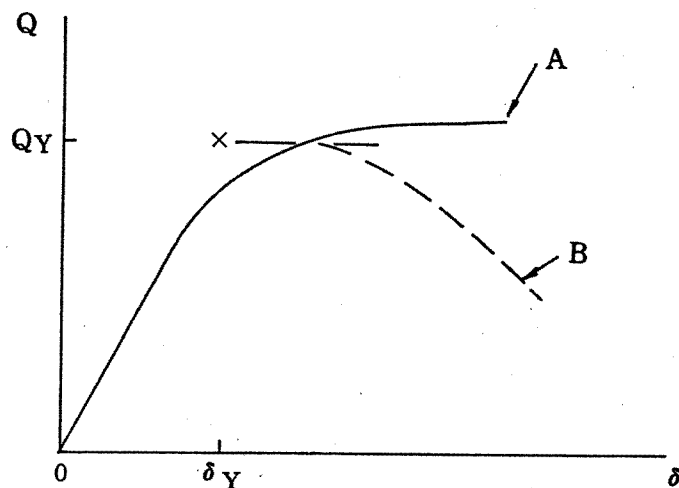


図 2.6 構造物の荷重変形関係

座屈等が生じない安定な系は A の様な $Q-\delta$ 関係を示し、不安定な系では B の様に塑性化の進展に伴い抵抗力は減少する。降伏耐力 Q_Y を弾性挙動と塑性挙動を限界づける抵抗力と定義する。A 型の $Q-\delta$ 関係においては、 Q_Y は弾性域に接する線分と塑性域に接する線分の交点として求められる。B 型の $Q-\delta$ 関係においては最大抵抗力が Q_Y となる。

Q_Y に対応する弾性変形 δ_Y を降伏変形と呼ぶ。弾性振動エネルギー W_e は次式で表される。

$$W_e = \frac{Q_Y \delta_Y}{2} \quad (2.3.7)$$

Q_Y の構造物総重量に対する比率 α を降伏せん断力係数と定義する。即ち、

$$\alpha = \frac{Q_Y}{Mg} \quad (2.3.8)$$

ここで M =構造物の総質量、 g =重力加速度、構造物の弾性バネ定数を k とすれば、 $k=Q_Y/\delta_Y$ であり、構造物の1次固有周期 T_0 は次式で表される。

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} \quad \left(k = \frac{4\pi^2 M}{T_0^2} \right) \quad (2.3.9)$$

(2.3.8), (2.3.9) 式を用いれば(2.3.7)式は次式で表現できる。

$$W_e = \frac{Mg^2 T_0^2}{4\pi^2} \cdot \frac{\alpha^2}{2} \quad (2.3.10)$$

(2.3.3)式において $E_D = MV_D^2 / 2$ と置けば、構造物が弾性状態に留まる場合のエネルギーの釣合式は、 $W_p=0$ であることから、次式で表せられる。

$$W_e = \frac{MV_D(T_0)^2}{2} \quad (2.3.11)$$

この場合の α を α_e とおけば、(2.3.10), (2.3.11)式より次式が得られる。

$$\alpha_e = \frac{2\pi V_D(T_0)}{T_0 g} \quad (2.3.12)$$

一方 構造物が塑性化する場合のエネルギーの釣合式は次式の様に書ける。

$$W_e + W_p = \frac{MV_D(T_e)^2}{2} \quad (2.3.13)$$

α は次のように求められる。

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{W_p}{W_e}}} \cdot \frac{2\pi V_D(T_e)}{T_0 g} \quad (2.3.14)$$

(2.3.1)式より、 D_s 値は次の様に求められる。

$$D_s = \frac{\alpha}{\alpha_e} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{W_p}{W_e}}} \cdot \frac{V_D(T_e)}{V_D(T_0)} \quad (2.3.15)$$

各構造物において、 W_p/W_e 、 $V_D(T_e)/V_D(T_0)$ を適切に評価することにより、各構造物別の D_s 値が求められる。

2.4 各種構造物の構造特性係数

2.4.1 球形貯槽⁽²⁾

球形貯槽は一般に図 2.7 に示す様に球殻、支柱及び筋違構造によって構成される。支柱は鋼管により構成され、筋違は鋼管の場合とタイロッドの場合がある。

支柱は鉛直力を支持しており、構造物の安定性を確保する上で弾性状態に留めることが望ましい。筋違材は地震時の水平力に抵抗する主要部材であるが、これが塑性化しても構造系はただちに不安定となることはない。

水平力 F の下での球殻の変位を δ とすれば、 $F - \delta$ 関係は図 2.8 に示す様なものとなる。図中の A 点は支柱が弾性限界に達する点である。タイロッド形式筋違の場合はタイロッドは引張軸力下で降伏し、圧縮軸力下では直ちに座屈して耐力を発揮しないので、 $F - \delta$ 関係は図示の様にスリップ型を呈する。鋼管形式筋違の場合には圧縮力を受ける筋違が座屈を生じるので、支持構造物が降伏耐力に達した、変形の進展に伴って耐荷力は除々に低下する。

タイロッド形式の場合について、正負の方向で等量の変形が生ずるものとするれば、支柱が弾性範囲に留まる間に支持構造物が吸収し得る累積塑性歪エネルギー W_p は次の値となる。

$$W_p = 2Q_Y \delta_p = 2\bar{\eta} Q_Y \delta_y \quad (2.4.1)$$

ここでは、 $\delta_p = \delta_A - \delta_y$

δ_A : 支柱が弾性限界に達する時の球殻の水平変位

δ_y : 筋違が降伏耐力に達する時の球殻の水平変位

$$\bar{\eta} = \delta_p / \delta_y$$

一方、弾性振動エネルギー W_e は次式で与えられる。

$$W_e = \frac{Q_Y \delta_y}{2} \quad (2.4.2)$$

配管系の変形追随性を考慮して、 $\bar{\eta}$ には次の制限を課することにする。

$$\bar{\eta} < 3.0 \quad (2.4.3)$$

上記の制限を課すれば、塑性化後の剛性低下は小さく T_e/T はほぼ 1.0 と考えることができ、(2.3.3)式より、 D_s 値は次の様に表現できる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+4\bar{\eta}}} \quad (2.4.4)$$

筋違が鋼管の場合、筋違の座屈はエネルギー吸収能力を低下させるが、荷重変形関係がスリップ型とならない点で、タイロッド形式の場合に比べて有利である。従って、 D_s 値としては筋違が鋼管である場合も(2.4.4)式を準用することにする。

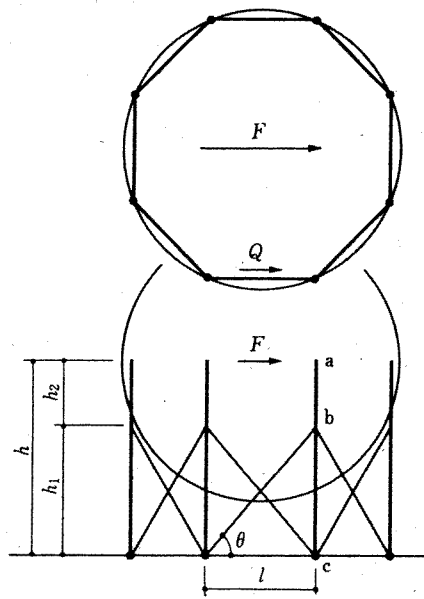
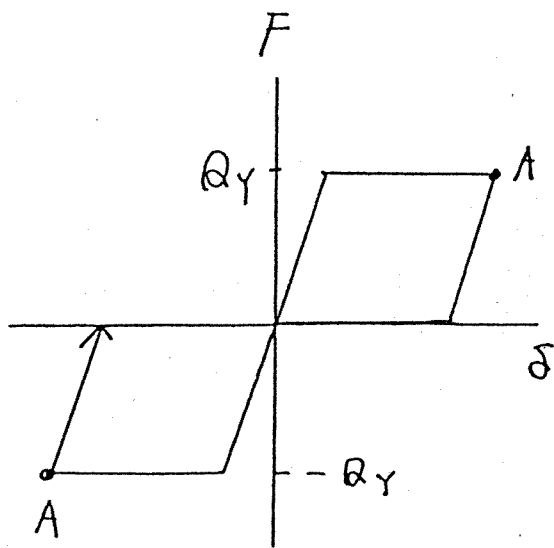
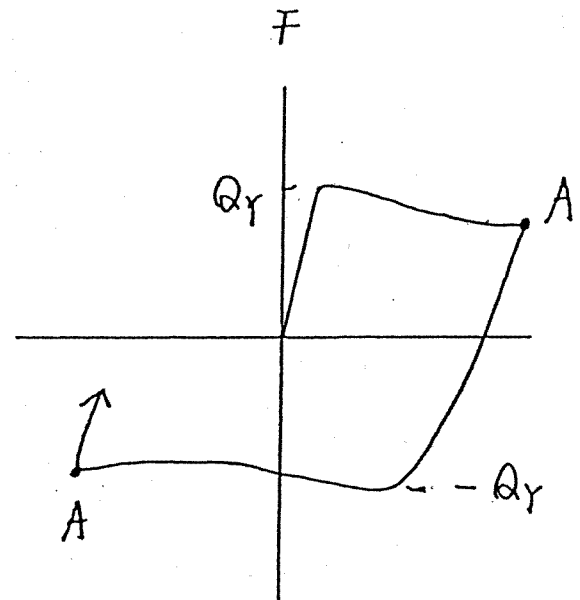


図 2.7 基本構成



(a) タイロッド形式



(b) 鋼管筋違形式

図 2.8 荷重変形関係

2.4.2 塔類

(1) 基礎ボルトの降伏により決まるDs値

塔状構造物は図2.9に示すように1質点振動系に置換することができる。質量Mは塔体の全質量で、質点の位置は塔体の重心高さ h_0 とする。バネ定数 k は、塔体基部が完全固定であるとみなして塔体の変形により得られる値 k_s と、塔体を剛体とみなし、定着部の変形より得られる値 k_f に基づき、次式で表される。(3)(4)

$$k = \frac{k_s k_f}{k_s + k_f} \quad (2.4.5)$$

k_s は塔体基部を完全固定とし、 h_0 の高さの点に単位水平変位を生じさせるに要する水平力であり、弾性解析により求められる。 k_f は次式で与えられる。

$$k_f = \frac{E \cdot n_t \cdot {}_b a (d_t + d_c)^2}{h_0^2 \ell_b} \quad (2.4.6)$$

ここで、 n_t : 引張側基礎ボルトの本数で塔本体の断面中立軸の片側に配置された基礎ボルト本数

${}_b a$: 基礎ボルト軸断面積

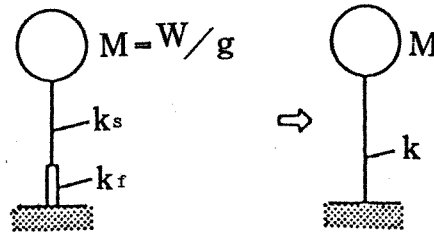


図2.9 振動モデル

d_t : 塔基部の断面図心より、曲げに関して引張側にあるアンカーボルト断面群（柱断面主軸上にあるボルトを含む）の柱図心までの距離

d_c : 圧縮側の柱断面最外縁と柱断面図心との距離

弾性振動エネルギー We は、定着部のアンカーボルトの降伏により決まる降伏耐力を Q_Y とすれば、 $We = Q_Y^2 / 2k$ となる。降伏耐力は定着部の降伏モーメント M_Y を用いて M_Y / h_0 で表せる。したがって、 We は次式で表わされる。

$$We = \frac{[n_t \cdot {}_b a \cdot {}_b \sigma_Y (d_t + d_c) + W d_c]^2}{2h_0^2 k} \quad (2.4.7)$$

ここで、 W : 構造物荷重

一方、 W_p は次式で与えられる。

$$W_p = 1.5 \times \frac{3}{4} \times n \cdot {}_b a \cdot {}_b \sigma_Y \cdot {}_b \delta u \quad (2.4.8)$$

ここで、 n : 全アンカーボルト本数 [= $2n_t$]

${}_b \delta u$ はアンカーボルトの終局塑性変形量である。

$T_e \doteq T$ 。と仮定し、(2.4.7)式において構造物自重 W を無視し、(2.4.7), (2.4.8)式を

(2.3.15) 式に代入すれば、 D_s 値は次式で表現できる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{9}{2} \left(\frac{E}{b\sigma_Y} \right) \left(\frac{b\delta_u}{l_b} \right) \left(\frac{k_s}{k_s + k_f} \right)}} \quad (2.4.9)$$

(2) 円筒部の座屈により決まる構造特性係数

曲げせん断荷重下の円筒殻の座屈後の変形特性は単調加力下の場合、図 2.10 に示すようなものとなる。縦軸は最大曲げ応力度 σ である。 θ は円筒殻の平均傾斜角である。軸圧縮応力度 σ_0 の座屈応力度 $c\sigma_{cr}$ に対する比率が重要なパラメータ $\sigma_0/c\sigma_{cr} > 0.2$ では座屈後耐力の停留値は消失し、座屈後単調に耐力低下する。

$\sigma_0/c\sigma_{cr} < 0.2$ の場合には、繰返し加力下においても座屈後、安定したエネルギー吸収能力が期待できる。⁽⁵⁾ 図 2.11 には履歴特性を示す。履歴則は次のように記述できる。

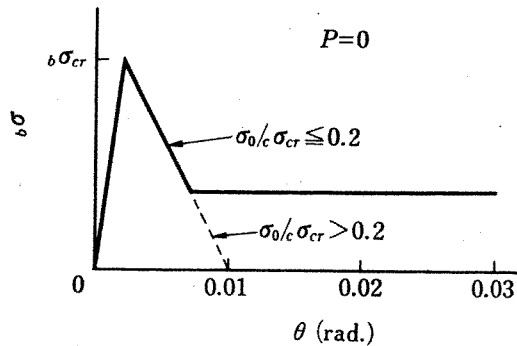


図 2.10 単調加力下の荷重変形関係

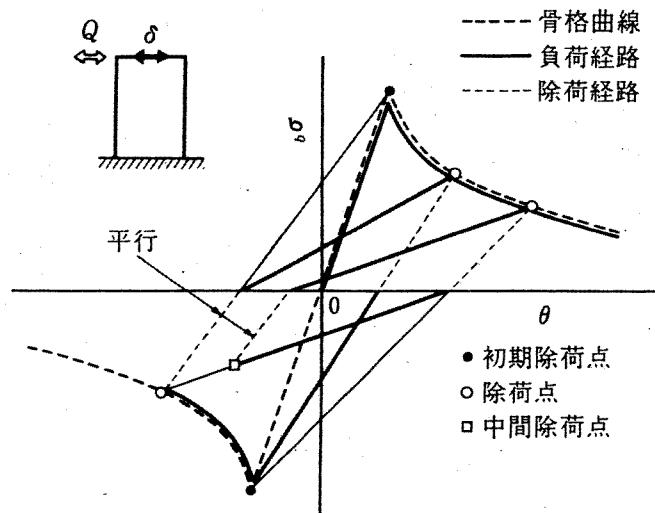


図 2.11 履歴則

履歴則を記述するために以下の定義を必要とする。

・負荷経路と除荷経路を次のように定義する。

a) 負荷経路 $b\sigma d\theta > 0$

b) 負荷経路 $b\sigma d\theta > 0$

- ・一方向水平力加力下の、 $\sigma - \theta$ 曲線を骨格曲線とする。
- ・骨格曲線上にあって負荷経路の終点となる点を除荷点と定義する。
- ・座屈発生点を初期除荷点と定義する。
- ・骨格曲線に達する前に負荷経路の終点となる点を中間除荷点と定義する。

正負の荷重領域において、すでに初期除荷点に達する負荷がなされているという仮定の下で、履歴則は次のように記述される。

- 負荷経路は、同一の荷重領域の前回の除荷点を目指す。前回の除荷点に達した後は骨格地線上をたどる。
- 除荷点からの除荷経路は、逆方向の荷重領域の初期除荷点を目指す。中間除荷からの除荷経路は同一荷重領域の前向の除荷点からの除荷経路と同一のこう配をもつ。

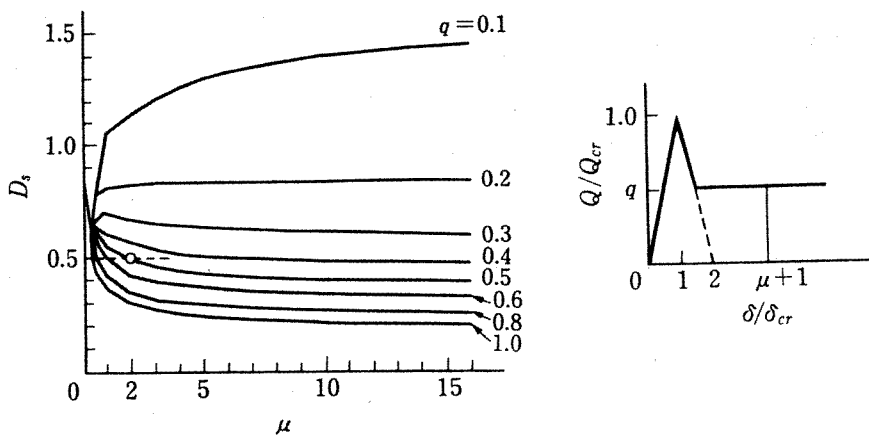


図 2.12 D_s 値

この履歴則は、 $\sigma_h / \sigma_y \neq 0$ の場にも適用可能であることから確かめられる。

図 2.11 に示す荷重変形関係を用いて、短周期構造物の D_s 値を求めた結果を図 2.12 に示す。解析の要点は下記のものである。

- 1) 構造物を 1 質点系とみなし、構造物のエネルギー吸収能力と地震により構造物に投入されるエネルギー入力を等置して、構造物の最大変形応答を求める。
- 2) 地震エネルギー入力は、座屈後の構造物の実質の振動周期の伸びを考慮して定める。
- 3) D_s 値は次式で定義される。

$$D_s = \frac{\text{座屈変形 } \delta_{cr} \text{ を生じさせる地震レベル}}{\text{最大変形 } (1 + \mu) \delta_{cr} \text{ を生じさせる地震レベル}}$$

- 4) 1 方向加力下の荷重変形関係として劣化が激しい図 2.12 中に示されるものを仮定する。

$D_s = 0.5$ の場合、対応する q と μ との値は次のようになる。

$$q = 0.6 \text{ で } \mu = 1.0, \quad q = 0.5 \text{ で } \mu = 2.0, \quad q = 0.4 \text{ で } \mu = 4.0$$

実験で得られた $q - \mu$ 関係を $q_e(\mu)$ とすれば、 $q_e(\mu) > q(\mu)$ となっており、 D_s 値として 0.5 が採用できるといえる。

軸圧縮力が大きくなると、座屈後耐力は急速に減少するので図 2.12 より $D_s = 0.7$ とすべきである。

以上で D_s 値は次の様に要約できる。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_0 / c \sigma_{cr} \leq 0.2 \text{ の場合} \quad D_s = 0.5 \\ \sigma_0 / c \sigma_{cr} \geq 0.2 \text{ の場合} \quad D_s = 0.7 \end{array} \right\} \quad (2.4.10)$$

2.4.3 架構⁽¹⁾

骨組の第1層の累積塑性歪エネルギー W_{p1} は(2.4.1)式と同様に次の様に書ける。

$$W_{p1} = Q_{Y1} \delta p_1 = 2\bar{\eta} Q_{Y1} \delta_{Y1}$$

ここで、 $\bar{\eta} = \delta p_1 / 2 \delta_{Y1}$

δp_1 : 第1層の累積塑性変形量

δ_{Y1} : 第1層の降伏変形

Q_{Y1} : 第1層の降伏耐力

W_{p1} は第1層の降伏せん断力係数 α_1 を用いて次式の様に表現できる。

$$W_{p1} = \frac{M g^2 T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{2\bar{\eta} \alpha_1^2}{\kappa_1} \quad (2.4.11)$$

ここで $\alpha_1 = Q_{Y1} / Mg$

M = 総質量

g = 重力加速度

$\kappa_1 = k_1 / k_{eq}$

k_{eq} : 等価ばね定数 $= 4\pi^2 M / T^2$

T : 骨組の1次固有周期

弾性振動エネルギー W_e は次式で表現できる。

$$W_e = \frac{M g^2 T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{\alpha_1^2}{2} \quad (2.4.12)$$

最も不利な場合として、第1層に塑性変形が集中すると考えれば W_p は次式で表わされる。

$$W_p = W_e = \frac{M g^2 T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{2\bar{\eta} \alpha_1^2}{\kappa_1} \quad (2.4.13)$$

$T_e \doteq T_0$ と仮定すれば、(2.3.15)式より D_s 値は次の値となる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 4\bar{\eta} \cdot \frac{\alpha_1^2}{\kappa_1}}} \quad (2.4.14)$$

標準的な骨組では、 κ_1 は次式で近似できることがわかっている。

$$\kappa_1 = 0.48 + 0.53N \quad (2.4.15)$$

ここで N = 骨組層数

圧延形鋼を用いた骨組では $\bar{\eta}$ として3以上の値を採ることができると考えられる。

層数 N の代表値として $N=3$ を採れば、 D_s 値は次の値となる。

$$D_s = 0.38 \quad (2.4.16)$$

材料降伏点の平均値は規格下限値より 10%程度高いことを考慮して、骨組のDs 値として次の値を採用することにする。

$$D_s = 0.35 \quad (2.4.17)$$

2.4.4 平底円筒形貯槽

平底円筒形貯槽は石油貯槽の様な側板にアンカーを持たないものと、LNG貯槽の様にアンカーを有するものとに分かれる。

アンカーを持たないものでは、水平地震動下において、図 2.13 に示す様に底板の浮上りを生ずる。浮上に抵抗するものは底板の曲げ抵抗である。

底板の単位幅あたりの浮上り抵抗力を q_y とすれば、貯槽全体の水平抵抗力 Q_y は次の様に求められている。

$$Q_y = \frac{2\pi r^2 q_y}{0.44Hl} \quad (2.4.18)$$

ここで、
 r : 貯槽半径
 p : 静液圧
 Hl : 液深
 t : 底板板厚

$$q_y = \frac{2t\sqrt{1.5p}\sigma_y}{3} \quad q_y : \text{底板降伏点}$$

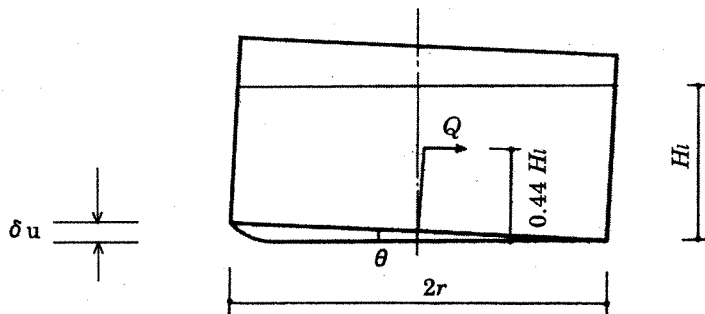


図 2.13 底板の浮上り

底板の浮上りに伴って底板は曲げ降伏し、これによりエネルギー吸収をする。底板のエネルギー吸収量は、底板の浮上り量に依存する。単位幅の底板が浮上り抵抗力 q_y に達する時の浮上り量を δ_y とする。

底板の材質によって、底板の浮上りの許容値は異なる。一般に、材料の降伏比（降伏点 σ_y の引張強度 σ_B に対する比）が高い材料は変形能力が小さくなる。このことを考慮して底板の浮上り許容値 δu として次の値を採用する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{降伏比が 80\% 以下の場合} \quad \delta u = 14 \delta_y \\ \text{降伏比が 80\% 以上の場合} \quad \delta u = 4 \delta_y \end{array} \right\} \quad (2.4.19)$$

底板の塑性歪エネルギーを評価して得られるDs 値は次の値となる。

降伏比が 80% 以下の場合

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+84\left(\frac{T_1}{T_e}\right)^2}} \quad (2.4.20)$$

降伏比が80%以上の場合

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+24\left(\frac{T_1}{T_e}\right)^2}} \quad (2.4.21)$$

ここで、 T_1 ：底板の浮上りのみを考慮して得られる貯槽の周期

T_e ：底板の浮上り及び貯槽側板の変形を考慮して得られる貯槽の周期

アンカーを持つ場合も、アンカーの剛性に応じて図 2.13 に示す様な底板の浮上りを生ずる。浮上に抵抗するものは側板下部に配置されたアンカーストラップ等のアンカーであり、この場合は底板の浮上り抵抗を無視することとする。アンカーの側板円周上の単位幅あたりの浮上り抵抗力を $a q_y$ とすれば、貯槽全体の水平抵抗力 Q_y は (2.4.18) 式と同様に次の様に求められる。

$$Q_y = \frac{2\pi r^2 a q_y}{0.44 H l} \quad (2.4.22)$$

浮上り許容変位として、底板の降伏耐力等の浮上り量 δ_y の 3.5 倍を採ることによればアンカーの塑性エネルギー吸収を評価して得られる D_s 値は次の値となる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+\frac{3.3t}{l a p} \frac{\sigma_y^2}{a \sigma_y} \left(\frac{T_1}{T_e}\right)^2}} \quad (2.4.23)$$

ここで、 $a \sigma_y$ ：アンカーの降伏点

$l a$ ：アンカーの有効長

2.4.5 基礎部の塑性化により決まる構造特性係数

建築物の設計においては、基礎部の D_s 値は明らかにされていない。基礎部は、上部構造の D_s 値に従って定まる必要保有耐力に対応する荷重と基礎部に直接加わる水平震度に対応する地震力に耐えるものであれば良いとされている。即ち、上部構造と同等の D_s 値が基礎部に賦与されているのが実状である。これは、過去の震害例において、地盤が液状化した場合を除いて、基礎部の被害が建物の倒壊につながった例がないことによる。本指針においては、より保守的に基礎部の D_s 値として本基準における上限値 0.5 を採用することにする。

2.4.6 D_s 値の範囲

いかなる構造物でも、多少の塑性変形能力を発揮する。(2.3.15)式において $T_e \doteq T_o$ とし、 $W_p/W_e = 0.75$ を塑性エネルギー吸収の下限値とみなせば、 D_s の上限値として 0.5 が得られる。地震入力を評価する際に $\beta_p = 2.0$ を採用したことで、 D_s 値の上限を 0.5 とすることで、許容応力度設計法における地震力と、終局強度設計における地震力の上限値は一致することになる。

建築物の設計においては、保有水平耐力の確保のみならず、静的震度 0.2 を用いた静的地震力下における許容応力度設計（1次設計）が義務付けられている。1次設計において確保される保

有耐力のレベルは D_s 値に換算して0.3程度の値になる。過大変形を抑制する上でも D_s 値に下限を設けることは有意義であり、 $W_p/W_e = 3.0$ に対応する値を D_s 値の下限とする。

結局、座屈を例外として D_s 値の範囲として次の値を設定する。

$$0.28 \leq D_s \leq 0.5 \quad (2.4.24)$$

- 1) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1980.
- 2) 日本建築学会：容器構造設計指針、同解説、1990.
- 3) 秋山 宏：鉄骨柱脚の耐震設計、技報堂出版、1985.
- 4) 高圧ガス保安協会：鋼製塔の耐震実験報告、高圧ガスVol. 19、No. 2、1982.
- 5) Akiyama, H.: Post Buckling Behavior of Cylindrical Structures Subjected to Earthquakes, 9th SMIRT, Lausanne, 1987

3. 終局強度設計法による耐震性の検討

3.1 球形貯槽

3.1.1 概要

球形貯槽の保有水平耐力の評価は次の各部の損傷モードについて検討を行う。

- (1) 筋違材（ブレース）の引張降伏または圧縮座屈
- (2) 支柱の曲げ降伏
- (3) 支柱のせん断降伏
- (4) ブレース同士や支柱との接合部の強度（ただし、ブレースの接合部等の耐力は、ブレース断面の許容耐力より大きいことを別途確認するものとし、以下省略する。）

なお、基礎ボルト、シャーププレート、ベースプレート等の評価については、算定応力を許容応力と比較する方法により行う。

3.1.2 保有水平耐力

- (1) ブレースの降伏または座屈より決まる保有水平耐力 F_y

ブレースの降伏または座屈が、支柱の降伏に先行する場合には、最大応力構面のブレースが許容耐力 Q_y に達した時の支持構造体に作用する水平力を保有水平耐力 F_y とする。

$$F_y = \frac{n}{2} Q_y \quad (\text{N}) \quad (3.1.1)$$

$$Q_y = \frac{C_5 S_{yb} H_2}{2H_1^3} (2H_2^2 + 6H_2 H_3 + 3H_3^2) + 6 I_c A_y S_{yb} \quad (\text{N}) \quad (3.1.2)$$

n : 支柱本数

S_{yb} : ブレースの許容水平力 (N)

$$S_{yb} = F_B \cdot A_b \cos \theta \quad (3.1.3)$$

F_B : ブレースの許容引張応力 (N/mm^2)

(降伏点 S_y 又は引張強さ S_u の70%のいずれか小なる値)

圧縮ブレース形式 (鋼管ブレース) の場合、短期圧縮許容応力

A_b : ブレースの断面積 (mm^2)

θ : ブレースの仰角 (degree)

$$A_y = \frac{1}{3H_1^2 - H_2^2} \left[\frac{C_5 H_2 H_3^3 (4H_2 + 3H_3)}{12 I_c H_1^3} + \frac{C_3 \cdot C_5}{A_b \cos^2 \theta \sin \theta} + \frac{C_4 \tan^2 \theta}{A_{CL}} \right] \quad (1/\text{mm}^4) \quad (3.1.4)$$

H_1, H_2 : 支柱の寸法 (図3.1参照) (mm) $H_3 = H_1 - H_2$ (mm)

I_c : 下部支柱の断面二次モーメント (mm^4)

A_{CL} : 下部支柱断面積 (mm^2)

	引張ブレース形式(タイロッドブレース)	圧縮ブレース形式(鋼管ブレース)
C_3	1. 0	0. 5
C_4	1. 0	0
C_5	1. 0	2. 0

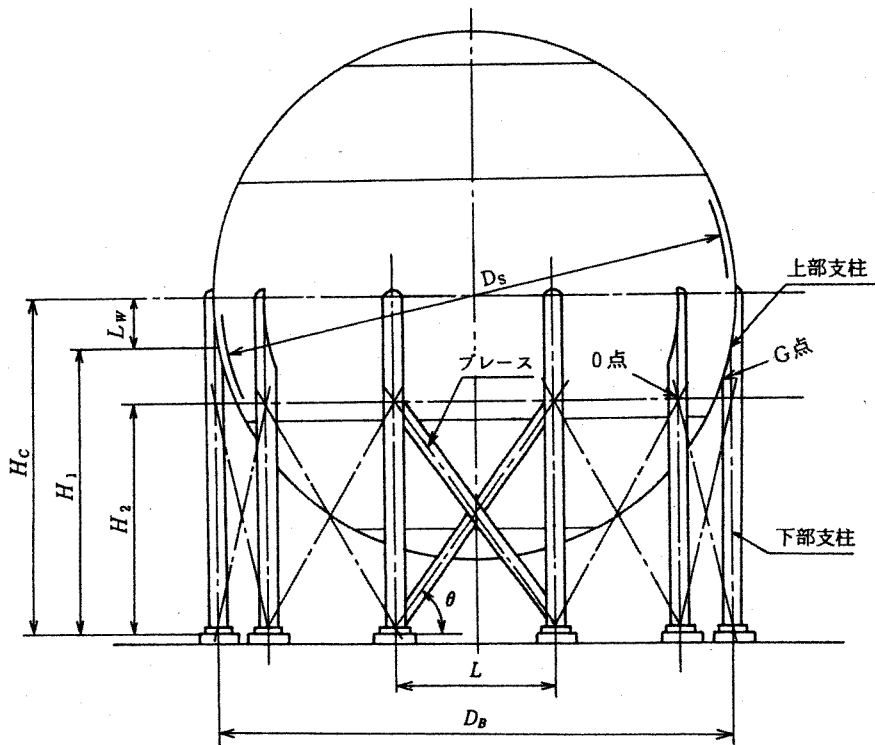


図 3.1 構造概要

球形貯槽の保有水平耐力の算定法は、基本的には容器構造設計指針に準じているが、ここでは支柱の軸力による縮みを考慮し、引張ブレースと圧縮ブレースの両形式に適用できる式を導くために、「高圧ガス設備等耐震設計指針」の算定式を基にしている。

3.1.2(2)項についても同様の考え方をを用いている。

(2) 支柱の曲げ降伏耐力

ブレースが塑性化または座屈する以前に支柱が降伏する場合に、最大応力構面の上部支柱の曲げ許容耐力 aQ_{cuy} や下部支柱の曲げ許容耐力 bQ_{cuy} 、及び降伏せん断力 $aQ_{cu\tau y}$ を算定する。(添字 a は上部、 b は下部を表す。) これらのうち最小のものを支持構造体全体の保有水平耐力 Q_{cy} とする。

$$Q_{cy} = \min (aQ_{cuy}, bQ_{cuy}, aQ_{cu\tau y}) \text{ (N)} \quad (3.1.5)$$

(a) 上部支柱の曲げ、圧縮による降伏から決まる許容水平耐力 aQ_{cuy} (N)

$$aQ_{cuy} = \frac{Z_{cu} \left(F_{cu} - \frac{N_{su} \cdot F_{cu}}{A_{cu} \cdot F_{cu'}} \right) \frac{n}{2}}{\frac{C_5 H_2 H_3}{2H_1^2} (2H_2 + H_3) + 6I_c H_1 A_y} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{D_s \cdot D_{cu}}{2}} \quad (3.1.6)$$

記号 F_{cu} : 上部支柱の耐震設計用許容応力 $\min (0.7S_u, S_y)$ (N/mm²)

Z_{cu} : 上部支柱の断面係数 (mm³)

$F_{cu'}$: 上部支柱の短期許容圧縮応力 (N/mm²)

A_{cu} : 上部支柱断面積 (mm²)

Nsu : 内容液重量と貯槽自重による支柱1本当りの軸力 (N)

Ds : 球殻内径 (mm)

Dcu : 上部支柱直径 (mm)

H₁、H₂、H₃、C₅、Ay、Ic、n : 前出

(b) 下部支柱の曲げ、圧縮による降伏から決まる許容水平耐力 bQcy (N)

$$bQcy = \frac{ZcFc \left\{ 1 - \frac{Nsu}{AcFc'} \right\} \frac{n}{2}}{\left[6IcH_2Ay - \frac{C_5H_2H_3^2}{2H_1^3} (3H_2 + 2H_3) \right] + C_4 \frac{ZcFc}{AcFc'} \tan\theta} + \frac{2L(Hc - H_2)ZcFcX_6}{D_B^2 AcFc'}$$

$$\frac{C_5H_2}{2H_1^3} (2H_2^2 + 6H_2H_3 + 3H_3^2) + 6IcAy$$

(3.1.7)

$$X_6 = C_4 + \frac{1 - C_4}{\frac{2A_b \sin^3 \theta}{A_c} + 1}$$

記号 Fc : 下部支柱の耐震設計用許容応力 min (0.7Su、Sy) (N/mm²)

Fc' : 下部支柱の短期許容圧縮応力 (N/mm²)

Zc : 下部支柱の断面係数 (mm³)

Ac : 下部支柱の断面積 (mm²)

L : 隣接支柱間距離 (mm)

D_B : 支柱の中心からなる円の直径 (mm)

H_C : 球殻の中心高さ (ベースプレート下面から) (mm)

H₁、H₂、H₃、Ic、Ay、C₄、C₅、n、N_{su}、θ : 前出

(3) 支柱のせん断降伏耐力

上部支柱のせん断降伏から決まるせん断降伏耐力 aQcuτy (N)

$$aQcu\tau y = \frac{K\tau y Acu}{2 \left(\frac{4C_1EA Kc}{C_2EA + 4L Kc} + Kc \right)}$$

(3.1.8)

記号 τy : 許容せん断応力 (N/mm²)

$$\tau y = Fcu / \sqrt{3}$$

Fcu : 耐震設計用許容応力 (N/mm²)

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}} : \text{全体の水平剛性 (N/mm)}$$

(3.1.9)

$$K_1 = \frac{3nEA_{CL}D_B^2}{8H_c^3} : \text{支持構造部全体の曲げ剛性 (N/mm)}$$

(3.1.9.1)

$$K_2 = nKc \left(\frac{2C_1}{C_2 + \frac{4L Kc}{EA}} + 1 \right) \quad : \text{支持構造部全体のせん断剛性 (N/mm)} \quad (3.1.9.2)$$

$$Kc = \frac{3E I_c}{H_1^3} \quad : \text{支柱1本の曲げ剛性 (N/mm)} \quad (3.1.9.3)$$

$$A = \frac{1}{\frac{C_3}{Ab \cos^3 \theta} + \frac{C_4 \tan^3 \theta}{A_{CL}}} \quad (\text{mm}^2) \quad (3.1.9.4)$$

$$C_1 = \frac{1}{4} \lambda_c^2 (3 - \lambda_c^2)^2$$

$$C_2 = \lambda_c^2 (1 - \lambda_c)^3 (3 + \lambda_c)$$

$$\lambda_c = \frac{H_2}{H_1}$$

E : 下部支柱材料の縦弾性係数 (N/mm²)

L : 隣接支柱間距離 (mm)

Hc : 球殻の中心高さ (ベースプレート下面から) (mm)

D_B : 支柱の中心からなる円の直径 (mm)

A_{cu}, A_{CL}, Ab, H₁, H₂, n, I_c, θ, C₃, C₄ : 前出

(4) 基礎ボルト等の許容応力

次の部材の耐力評価は、必要保有水平耐力と保有水平耐力とを比較する代わりに、必要保有水平耐力に対応する水平地震力と通常運転荷重との和により生じる各部の算定応力を以下の許容応力と比較することにより行うこともできるものとする。

(a) 基礎ボルト 引張許容応力 S_y (ボルト材の降伏点)

せん断許容応力 S_y/√3

(b) シャープレート 曲げ許容応力 1.5S_y (S_y:降伏点)

(c) ベースプレート 曲げ許容応力 1.5S_y

3.1.3 構造特性係数 D_s 値

球形貯槽の構造特性係数は次による。

(1) ブレース

$$\left. \begin{aligned} D_s &= \frac{1}{\sqrt{1+4a\eta}} && \text{(鋼管ブレース)} \\ D_s &= \frac{1}{\sqrt{1+4a\eta}} \cdot \frac{1.42}{1+3h_o+1.2\sqrt{h_o}} && \text{(タイロッドブレース)} \end{aligned} \right\} (3.1.10)$$

この算式において、 a 、 η 及び h_0 は、それぞれ次の値を表すものとする。

η ：支持構造材の平均累積塑性変形倍率であって、次の算式により計算される値。

$$\eta = \frac{\Delta \delta}{\delta y} = \frac{\delta m - \delta y}{\delta y} \quad (3.1.11)$$

ただし、

$a\eta > 3.0$ の場合 $a\eta = 3.0$ とする。

$a\eta < 0.75$ の場合 $a\eta = 0.75$ とする。

また、 $0.28 \leq D_s \leq 0.35$ とする。

$\Delta \delta < 0$ の場合、ブレースより先に支柱が降伏し、 $D_s = 0.35$ とする。

δm ：支柱が許容耐力に達する時の支柱柱頭の水平変位（最大水平変位）(mm)

δy ：ブレースが許容耐力に達する時の支柱柱頭の水平変位 (mm)

a ：ブレースの耐力低下を考慮した η の修正係数

・タイロッドブレースの場合 $a = 1.0$

・鋼管ブレースの場合、次の算式により計算される値

$N_T \geq 2N_c$ ならば $a = 1.0$

$N_T < 2N_c$ ならば $a = 0.75$

この算式において、 N_T 、 N_c はそれぞれ次の値を表すものとする。

$N_T = A_b \cdot F_b$ ：ブレースの許容引張軸力 (N)

$N_c = A_b \cdot F_b'$ ：ブレースの許容圧縮軸力 (N)

A_b 鋼管ブレースの断面積 (mm^2)

F_b 鋼管ブレースの許容応力 (N/mm^2)

であって次の値のうちいずれか小なる値

$F_b = S_{yb}$ 、 $F_b = 0.7 S_{ub}$

この算式において、 S_{yb} 、 S_{ub} はそれぞれ次の値とする。

S_{yb} ブレースの材料の降伏点 (N/mm^2)

S_{ub} ブレースの材料の引張り強さ (N/mm^2)

F_b' ：鋼管ブレースの許容圧縮応力 (N/mm^2)

h_0 ：減衰定数（粘性減衰等を人為的に付与する場合 $h_0 \geq 0.05$ ）

支持構造の降伏変形 δy (mm)

$$\delta y = \frac{2H_1^3}{E} A_y S_{yb} \quad (3.1.12)$$

$$\Delta \delta = \frac{\Delta M a \cdot H_1^2}{3E I_c} \quad (\text{N mm}) \quad (3.1.13)$$

$\Delta M a$ ：曲げモーメントの余力 (N mm)

$$\Delta M a = (M_y - e M a) \frac{H_1}{H_1 - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{D_s D_{cu}}{2}}} \quad (3.1.14)$$

M_y ：支柱の降伏モーメント (N mm)

$$M_y = Z_{cu} \left\{ F_{cu} - \frac{N_{su}}{A_{cu}} \right\} \quad (3.1.15)$$

F_{cu} : 上部支柱の許容引張応力 (N/mm^2)

その他の記号は、3.1.2(2)を参照

eMa : ブレース降伏後の支柱上部の危険曲げモーメント点の曲げモーメント ($N \cdot mm$)

$$eMa = Ma - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{D_{cu} \cdot D_s}{2}} Q_y \quad (3.1.16)$$

$$Ma = \frac{C_5 S_y b H_2 H_3}{2H_1^2} (2H_2 + H_3) + \frac{3E I_c}{H_1^2} \delta y \quad (3.1.17)$$

Q_y : ブレースの降伏又は座屈時の耐力 (N)

その他の記号は3.1.2を参照

球形貯槽の構造特性係数の導き方は、容器構造設計指針に示されている。なお、上部支柱の危険曲げモーメント点を図3.2に示すように、 a 点よりさらに $l_r/2$ 下にとって支柱の弾性限界を評価することにした。これは、球殻と支柱との接合部(立面長さ l_r とする)はかなりの長さにわたって剛域のようになっていると考えられるためである。

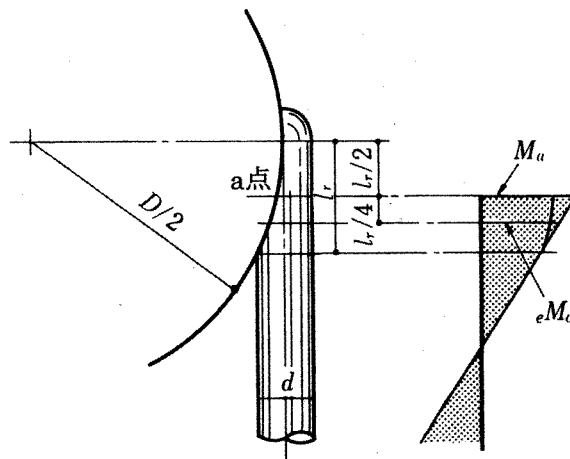


図3.2 支柱上部のモデル化

(2) 支柱

$$D_s = 0.35$$

(3) 基礎ボルト、シャーププレート、ベースプレート

$$D_s = 0.5$$

3.1.4 必要保有水平耐力

球形貯槽の設計地震動 pF_H は次式により算定する。

$$pF_H = pK_H \cdot W_H \quad (N) \quad (3.1.18)$$

pK_H : 終局強度設計用の設計水平震度

W_H : 運転重量 (耐震告示第5条第1項第二号による) (N)

球形貯槽の自重 W_t と内容液の有効液重量 W_e の和

$$W_e = f_1 W_l \text{ (N)}$$

f_1 : 有効液重量率、充満度 W_l / W_{100} の関数で、一般に $W_l / W_{100} = 0.9$ の場合に $f = 0.7$ となる。

W_l : 内容液重量 (N)

評価 : 保有水平耐力 $F_y \geq$ 必要保有水平耐力 $D_s \cdot p F_H$ でなければならない。

3.2 横置円筒形貯槽

3.2.1 概要

横置円筒形貯槽の耐力評価は、適用する計算式等の都合により、必要保有水平耐力と各損傷モードより算出した保有水平耐力とを比較する代わりに、必要保有水平耐力に対応する水平地震力及びその他の常用荷重（自重、内圧力等）により生ずる各部の計算応力等と、保有水平耐力算出に用いる各部材の許容応力等とを比較し、「計算応力等 \leq 許容応力等」であれば、「必要保有水平耐力 \leq 保有水平耐力」であると判定することとする。

3.2.2 保有水平耐力

(1) 保有水平耐力評価部位

保有水平耐力評価対象部位及び項目と、その具体的な応力等の算定方法及び許容値は下表による。

対象部位	評価項目	応力等の算定方法	許容値
本体	○胴板の引張・圧縮・せん断応力 ○鏡板の引張・せん断応力	耐震告示及び J P I - 7 R - 5 2 - 7 6 (横置容器サドル周り強度計算) による	耐震告示による。但しサドルホーン部胴板円周方向応力の許容値は 1. 5 S とする。 S : 耐震告示第 1 6 条第 1 項に定める値
サドル部	○サドルの圧縮・曲げ応力 ○ボルトの引張・せん断応力	耐震告示、指針及び J P I - 7 R - 5 3 - 7 6 (横置容器サドル) による	サドル：耐震告示による。 ボルト引張： S_y ボルトせん断： $S_y / \sqrt{3}$ (S_y ：ボルト材の降伏点)
基礎	○ペDESTALの曲げ、圧縮、せん断強度 ○つなぎ梁の曲げ、せん断強度 ○フーチングの曲げ、せん断強度 ○直接基礎の場合の地耐力 ○杭基礎の場合の杭強度 ○ベースプレート下面の支圧応力	3.7 による	3.7 による
基礎ボルト ト定着部	○引張・せん断及び組合せ強度	3.7 による	3.7 による
耐震告示：高圧ガス設備等耐震設計基準 (S 5 6. 通産告示第 5 1 5 号) 指 針：高圧ガス設備等耐震設計指針 (K H K E 0 1 2 - 1 - 1 9 9 7)			

3.2.3 必要保有水平耐力

横置円筒形貯槽の場合の必要保有水平耐力算出に用いる構造特性係数及び水平応答倍率は下記とする。

(1) 構造特性係数 D_s 値

横置円筒形貯槽の塑性エネルギー吸収能力の評価方法は確立されていないが、その構造は

一般的にかなり剛となっており、塑性変形能力は比較的小さいと見られることから D_s 値は上限値 0.5 とする。(2.4.6 参照) 基礎の D_s 値は「3.7 基礎」による。

(2) 水平応答倍率

終局強度設計においては、一般に構造物が塑性化するとその固有周期は伸びるため、安全側を考慮して応答倍率曲線の短周期側を平坦化しピーク値の応答倍率を採用している。

しかし、横置貯槽の場合、支持構造部等の剛性が高く、塑性変形能力が他の貯槽類に比較して小さいこと及び基礎、地盤の部分で変形するとすれば減衰が大きくなり応答倍率が增大する可能性も小さいことなどを考慮し、 D_s 値を上限値 0.5 とする代わりに応答倍率曲線は耐震告示に定められたものを採用する。

従って、横置円筒形貯槽の水平応答倍率は、軸方向及び軸直角方向毎に、指針に示された方法により求めた固有周期より、耐震告示に定められた基準応答倍率曲線及び補正係数を用いて算出する。

固有周期は下記を考慮して求める。

- (a) ペDESTALの曲げ剛性
- (b) 地盤反力によるフーチングの回転剛性
- (c) つなぎ梁の曲げによるフーチングの回転剛性 (軸方向のみ)
- (d) 本体胴の軸直角方向剛性

3.3 平底円筒形貯槽

3.3.1 概要

平底円筒形貯槽の保有水平耐力の評価は、次の項目について行う。

- (1) 側板の曲げ座屈（軸圧縮座屈も考慮）
- (2) アンカーストラップの降伏

なお、基礎部の耐力評価については、必要保有水平耐力に対応する水平地震力と通常運転荷重との和により生じる各部の算定応力と許容応力を比較することにより行うこともできる。

3.3.2 保有水平耐力

(1) 側板の座屈保有水平耐力

側板の座屈保有水平耐力 Q_y は、容器構造設計指針に規定される許容座屈応力 ${}_b\sigma_{cr}$ を基にして算定する。

$$Q_y = \frac{Z \cdot {}_b\sigma_{cr}}{0.44H\ell} \quad (\text{N}) \quad (3.3.1)$$

Z : 断面係数 $Z = \pi r^2 t \text{ (mm}^3\text{)}$

$H\ell$: 液面高さ (mm)

r : 側板半径 (mm)

t : 側板基部板厚 (mm)

${}_b\sigma_{cr}$: 側板基部の許容座屈応力 (N/mm^2)

$\sigma_h/\sigma_y > 0.3$ の場合 (σ_h : 周方向引張応力、 σ_y : 降伏応力)

$${}_b\sigma_{cr} = \sigma_{crs} \left(1 - \frac{\sigma_h}{\sigma_y} \right) - \sigma_o \quad (3.3.2)$$

$0 < \sigma_h/\sigma_y \leq 0.3$ の場合

$${}_b\sigma_{cr} = {}_b\bar{\sigma}_{cr} + \frac{(0.7\sigma_{crs} - {}_b\bar{\sigma}_{cr} - \sigma_o)}{0.3} \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_y} \right) \quad (3.3.3)$$

$${}_b\sigma_{crs} = \begin{cases} \frac{0.8E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \Big/ \frac{r}{t} & \left(\frac{r}{t} \geq 0.807 \frac{E}{\sigma_y} \text{ の場合} \right) \\ 0.6\sigma_y + 0.4\sigma_y \frac{(0.807 - \frac{r}{t} \frac{\sigma_y}{E})}{0.738} & \\ (0.069 \frac{E}{\sigma_y} \leq \frac{r}{t} \leq 0.807 \frac{E}{\sigma_y} \text{ の場合}) \end{cases} \quad (3.3.4)$$

σ_o : 平均圧縮応力（自重による圧縮応力） (N/mm^2)

E : 縦弾性係数 (N/mm^2)

ν : ポアソン比

$$\bar{\sigma}_{cr} = \begin{cases} 0.6E \left[1 - 0.731 \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1}{16}\sqrt{\frac{r}{t}}\right) \right\} \right] / \frac{r}{t} & \left(\frac{r}{t} \geq 2.106 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right)^{0.78} \text{ の場合} \right) \\ 0.6\sigma_y + 0.4\sigma_y \left\{ 2.106 - \frac{r}{t} \left(\frac{\sigma_y}{E} \right)^{0.78} \right\} / 1.832 & \end{cases} \quad (3.3.6)$$

$$\left(0.274 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right)^{0.78} \leq \frac{r}{t} \leq 2.106 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right)^{0.78} \text{ の場合} \right) \quad (3.3.7)$$

内圧を受ける円筒殻の座屈の特徴は、内圧が座屈拘束する効果をもつことと、内圧が殻板の降伏を助長し、いわゆる象の脚座屈の促進因子となることである。内圧の効果は内圧による周方向引張応力 σ_h （フープ応力）の降伏応力 σ_y の比 σ_h/σ_y で代表させることができる。

実験結果によれば、軸圧縮力ないし、曲げ荷重を受ける円筒殻の座屈応力度はおおむね次式で表されることが明らかとなった。

$$\left. \begin{aligned} & \sigma_h/\sigma_y \leq 0.3 \text{ の場合} \\ & \sigma_{cr} = \bar{\sigma}_{cr} + \frac{(0.7\sigma_{cro} - \bar{\sigma}_{cr})(\sigma_h/\sigma_y)}{0.3} \\ & \sigma_h/\sigma_y > 0.3 \text{ の場合} \\ & \sigma_{cr} = \sigma_{cro} \left(1 - \frac{\sigma_h}{\sigma_y} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.3.8)$$

$\bar{\sigma}_{cr}$: 内圧がない場合の座屈応力度

σ_{cro} : 中空円筒殻の軸対称モードにおける圧縮座屈応力度

(3.3.8)式の関係を図示したものが図3.3である。 $\sigma_h/\sigma_y=0.3$ を境にして、 $\sigma_h/\sigma_y < 0.3$ では不伸張型の座屈が生じ、 $\sigma_h/\sigma_y > 0.3$ では円筒基部に象の脚座屈が生ずる。

弾性座屈する円筒殻においては σ_{cro} として次の値を採ることが明らかとなった。

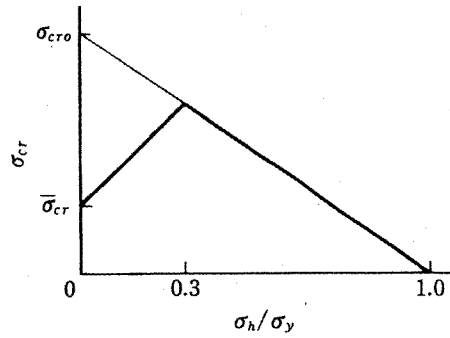


図 3.3 座屈応力に及ぼす内圧の影響

$$\sigma_{cro,e} = \frac{0.8E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \sqrt{\left(\frac{r}{t}\right)} \quad (3.3.9)$$

ν : ポアソン比

(3.3.9)式は軸圧縮座屈応力度の理論値と実験値に基づいた低減係数0.8を乗じたものである。 $\sigma_{cro,e}$ に対しても σ_{cro} と同様に非弾性域における座屈応力度の修正を施したものを σ_{cro} とする。すなわち、 σ_{cro} は次式で表される。

$$r/t \leq 0.069 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right) \text{ の場合}$$

$$\sigma_{cro} = \sigma_y \quad (3.3.10)$$

$$0.807 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right) \leq (r/t) \text{ の場合}$$

$$\sigma_{cro} = \sigma_{cro,e} \quad (3.3.11)$$

$$0.069 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right) < (r/t) < 0.807 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right) \text{ の場合}$$

(3.3.10), (3.3.11)式の限界値の直線補間

(3.3.8)式の座屈応力 σ_{cr} は、曲げ応力 σ_b と、平均圧縮応力 σ_o との和以上でなければならぬので、曲げのみに対する許容応力 σ_{cr} は、(3.3.2), (3.3.3)式として与えられる。

せん断曲げ荷重と内圧を受ける円筒殻において、 $\sigma_h/\sigma_y=0.1$ 程度の場合、せん断座屈モードは内圧の影響で局所的なものとなる。 $\sigma_h/\sigma_y>0.3$ の場合、せん断座屈応力

$$\tau_{cr} = \tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$$

となり、通常の平底円筒貯槽では、曲げ座屈の方が卓越すると考えられる。

(2) アンカーストラップの降伏より決まる保有水平耐力 aQ_y

アンカーストラップ(アンカーボルトを含む)の降伏より決まる保有水平耐力 aQ_y は容器構造設計指針に準じて求める。

$$aQ_y = \frac{2\pi r^2 a q_y}{0.44H\ell} \quad (N) \quad (3.3.12)$$

r : 側板半径 (mm)
 $H\ell$: 液面高さ (mm)
 a_{qy} : アンカストラップの引張降伏力 (側板円周上の単位幅当り) (N/mm)

$$a_{qy} = \frac{Aa \cdot a_{\sigma y} - \pi r^2 P_i + W_t}{2\pi r} \quad (3.3.13)$$

Aa : アンカストラップの総断面積 (mm^2)
 $a_{\sigma y}$: アンカストラップの降伏点 (N/mm^2)
 P_i : 運転時内圧 (ガス圧) (Mpa)
 W_t : 貯槽自重 (底板重量を除く) (N)

貯槽全体の保有水平耐力 aQ_y は、側板が全周にわたってアンカストラップの引張反力 a_{qy} を受け、最外縁に集中圧縮反力 R を受けた状態の水平力であり、図 3.4 を参照すれば (3.3.12) 式が得られる。

貯槽基部に加わる曲げモーメントを評価する際の水平力 aQ_y の作用高さとして、側板と内容液との連成振動効果等を考慮して $0.44H\ell$ を採用した。

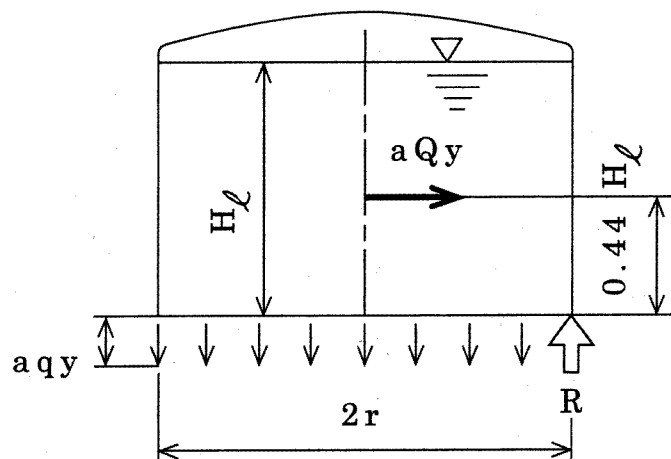


図 3.4 アンカストラップの引張反力と保有水平耐力の関係

3.3.3 構造特性係数 D_s 値

(1) 側板の座屈により決まる構造特性係数

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_o / c \sigma_{cr} \leq 0.2 \text{ の場合} \quad D_s = 0.5 \\ \sigma_o / c \sigma_{cr} > 0.2 \text{ の場合} \quad D_s = 0.7 \end{array} \right\} \quad (3.3.14)$$

ここに、 σ_o : 平均軸圧縮応力 (N/mm^2)

$c \sigma_{cr}$: 座屈応力 (N/mm^2) (3.3.2), (3.3.3) 式において $\sigma_o = 0$ とした場合の σ_{cr} を用いる。

(2) アンカストラップの降伏変形より決まる構造特性係数

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{3.3tb \cdot \sigma_y^2}{\ell a \cdot P \cdot a_{\sigma y}} \left(\frac{Tl}{Te} \right)^2}} \quad (3.3.15)$$

ただし、 $0.3 \leq D_s \leq 0.5$ とする。

t_b : 底板 (アニューラー板) 板厚 (mm)

σ_y : 底板の降伏点 (N/mm^2)

$a\sigma_y$: アンカーストラップの降伏点 (N/mm^2)

P : 底板に作用する圧力 (静液圧+ガス圧) (Mpa)

l_a : アンカーストラップの有効長 (mm)

T_1 : アンカーの伸び変形のみを考慮して得られる貯槽の固有周期 (sec)

T_e : 貯槽の実際の固有周期 (側板のバルジング変形とアンカーの変形を考慮) (sec)

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{W_e}{g K_1}} \quad (3.3.16)$$

W_e : 有効液重量 (N)

g : 重力加速度 9800 mm/s^2

K_1 : アンカーストラップ全体の剛性 (N/mm)

$$K_1 = \frac{48.7r^3 a K_1}{H l^2} \quad (3.3.17)$$

$$a K_1 = \frac{e A_a \cdot E_a}{2\pi r l a} : \text{側板円周上単位幅当りのアンカーのバネ定数 (N/mm)} \quad (3.3.18)$$

$$e A_a = A_a \left(1 - \frac{\pi r^2 P_i - W_t}{A_a \cdot a \sigma_y} \right) \quad (3.3.19)$$

$e A_a$: アンカーストラップの有効断面積 (mm^2)

E_a : アンカーストラップの縦弾性係数 (N/mm^2)

A_a 、 r 、 P_i 、 W_t 、 $a\sigma_y$ は前出

$$T_e = \sqrt{T_f^2 + T_1^2} \quad (\text{sec}) \quad (3.3.20)$$

T_f : 下端固定の貯槽のバルジング 1 次固有周期 (sec)

$$T_f = \frac{2}{\lambda} \sqrt{\frac{W_o}{\pi g E_s t_{1/3}}} \quad (\text{sec}) \quad (3.3.21)$$

$$\lambda = 0.067 \left(\frac{H l}{2r} \right)^2 - 0.30 \left(\frac{H l}{2r} \right) + 0.46 \quad (3.3.22)$$

W_o : 液重量と貯槽重量との和 (N)

E_s : 側板の縦弾性係数 (N/mm^2)

$t_{1/3}$: 底面から $H l / 3$ の高さにおける側板の板厚 (mm)

アンカーストラップの降伏変形より決まる D_s 値の導き方については、容器構造設計指針に詳細に述べられている。

アンカーストラップの塑性変形限界として、底板浮上りによる第 2 塑性ヒンジ発生時の浮上り量の $1/2$ (即ち、底板の降伏耐力時の浮上り変位 δy の 3.5 倍) を採用し、アンカーの塑性

エネルギー吸収を評価して得られた D_s 値が式(3.3.15)である。

3.3.4 必要保有水平耐力

設計地震動 pF_H は、次式により算定する。

$$pF_H = pK_H \cdot W_H \quad (\text{N}) \quad (3.3.23)$$

pK_H : 終局強度設計用の設計水平震度

$$pK_H = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_5 \beta_p$$

W_H : 運転重量 (N)

平底円筒形貯槽の自重 W_t (底板を除く) と内容液の有効液重量 W_e の和

$$W_e = f_l W_l$$

f_l : 有効液重量率 (H_l/D_t の関数)、 D_t : 側板直径(mm)

W_l : 内容液重量 (N)

評価 : 保有水平耐力 $Q_y \geq$ 必要保有水平耐力 $D_s \cdot pF_H$ でなければならない。

3.4 スカート支持塔

3.4.1 概要

スカート支持塔の保有水平耐力の検討は、以下の各部の損傷モードについて検討を行う。

- (1) スカートの座屈耐力
- (2) 胴部の座屈耐力
- (3) 基礎ボルトの降伏耐力

3.4.2 保有水平耐力

(1) スカートの保有耐力

内圧を受けない円筒殻の弾性座屈応力度の実験値の下限を与える値として、次のものを採用する。

$$c \sigma_{cr,e} = 0.6E \left\{ 1 - 0.901 \left[1 - e^{-\frac{1}{16}\sqrt{\frac{r}{t}}} \right] \right\} / \left(\frac{r}{t} \right) \quad (3.4.1)$$

$$b \sigma_{cr,e} = 0.6E \left\{ 1 - 0.731 \left[1 - e^{-\frac{1}{16}\sqrt{\frac{r}{t}}} \right] \right\} / \left(\frac{r}{t} \right) \quad (3.4.2)$$

ここに

$c \sigma_{cr,e}$: 弾性軸圧縮座屈応力 (N/mm²)

$b \sigma_{cr,e}$: 弾性曲げ座屈応力 (N/mm²)

E : ヤング率 (N/mm²)

r : 円筒半径 (mm)

t : 板厚 (mm)

(3.4.1), (3.4.2)式はNASAの実験式である。弾性座屈応力が材料降伏点 σ_y の60%を越える領域では、これを非弾性座屈とみなし、図3.5に示すような修正を施す。

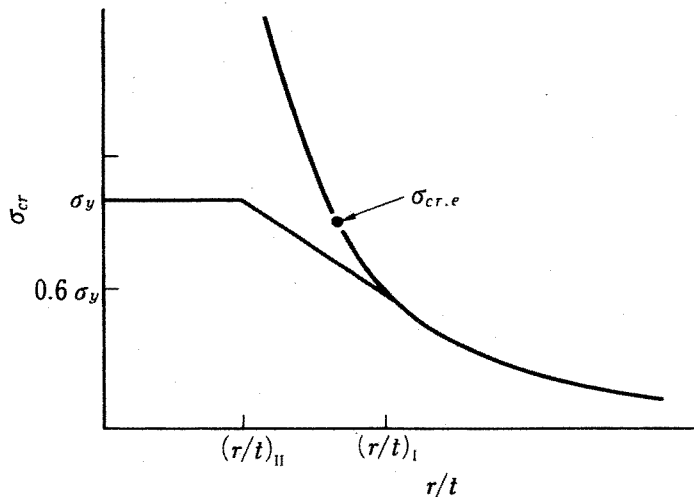


図 3.5 座屈曲線

内圧を受けない円筒殻の軸圧縮座屈応力は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned}
 & \frac{r}{t} \leq \left(\frac{r}{t}\right)_{II} = 0.377 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right)^{0.72} \quad \text{の場合} \\
 & c\sigma_{cr} = \sigma_y \\
 & \frac{r}{t} \geq \left(\frac{r}{t}\right)_I = 2.567 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right)^{0.72} \quad \text{の場合} \\
 & c\sigma_{cr} = c\sigma_{cr,e} \\
 & \left(\frac{r}{t}\right)_{II} < \frac{r}{t} < \left(\frac{r}{t}\right)_I \quad \text{の場合} \\
 & c\sigma_{cr} = \left\{ 0.6 + 0.4 \frac{(r/t)_I - (r/t)}{(r/t)_I - (r/t)_{II}} \right\} \sigma_y
 \end{aligned} \right\} \quad (3.4.3)$$

ここに

$c\sigma_{cr}$: 内圧を受けない円筒殻の軸圧縮座屈応力 (N/mm²)

σ_y : 材料の降伏点 (N/mm²)

また、曲げ座屈応力は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned}
 & \frac{r}{t} \leq \left(\frac{r}{t}\right)_{II} = 0.274 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right)^{0.78} \quad \text{の場合} \\
 & {}_b\sigma_{cr} = \sigma_y \\
 & \frac{r}{t} \geq \left(\frac{r}{t}\right)_I = 2.106 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right)^{0.78} \quad \text{の場合} \\
 & {}_b\sigma_{cr} = {}_b\sigma_{cr,e} \\
 & \left(\frac{r}{t}\right)_{II} < \frac{r}{t} < \left(\frac{r}{t}\right)_I \quad \text{の場合} \\
 & {}_b\sigma_{cr} = \left\{ 0.6 + 0.4 \frac{(r/t)_I - (r/t)}{(r/t)_I - (r/t)_{II}} \right\} \sigma_y
 \end{aligned} \right\} \quad (3.4.4)$$

ここに

${}_b\sigma_{cr}$: 内圧を受けない円筒殻の曲げ座屈応力 (N/mm²)

組み合わせ応力下のスカートの座屈の発生条件式として次式を採用する。

$$\frac{\sigma_c}{c\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_b}{{}_b\sigma_{cr}} = 1 \quad (3.4.5)$$

ここに

σ_c : 平均圧縮応力 (N/mm²)

σ_b : 圧縮曲げ応力 (N/mm²)

(2) 胴の保有耐力

内圧を受ける円筒殻の座屈の特徴は、内圧が座屈を拘束する効果をもつことと、内圧が殻板の降伏を助長し、いわゆる象の脚座屈の促進因子となることである。内圧の効果は内圧による周方向引張応力 σ_h (フープ応力) と降伏応力 σ_y の比で代表させることができる。

実験結果によれば、軸圧縮力なし、曲げ荷重を受ける円筒殻の座屈応力はおおむね次式で表される。

$\sigma_h / \sigma_y \leq 0.3$ の場合

$$\sigma_{cr} = \bar{\sigma}_{cr} + \frac{(0.7\sigma_{cro} - \bar{\sigma}_{cr})(\sigma_h / \sigma_y)}{0.3} \quad (3.4.6)$$

$\sigma_h / \sigma_y > 0.3$ の場合

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cro} \left(1 - \frac{\sigma_h}{\sigma_y} \right)$$

ここに、

σ_{cr} : 内圧を受ける円筒殻の座屈応力 (N/mm²)

$\bar{\sigma}_{cr}$: 内圧がない場合の座屈応力 (N/mm²) (1) の σ_{cr}

σ_{cro} : 中空円筒殻の軸対象モードにおける圧縮座屈応力 (N/mm²)

(3.4.6) 式の関係を図示したものが図 3.6 である。 $\sigma_h / \sigma_y = 0.3$ を境にして、 $\sigma_h / \sigma_y < 0.3$ では不伸長型の座屈が生じ $\sigma_h / \sigma_y > 0.3$ では円筒基部に象の脚座屈が生じる。

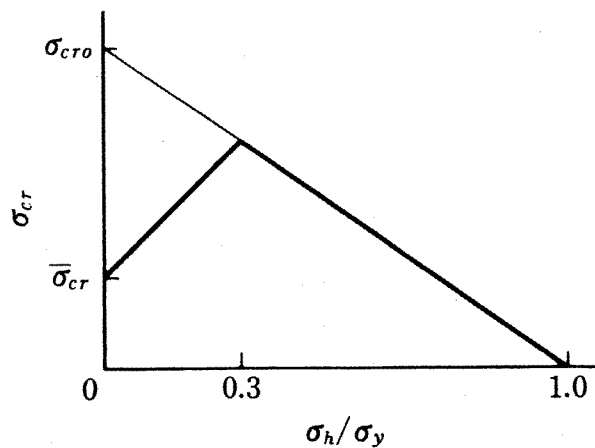


図 3.6 座屈応力に及ぼす内圧の影響

弾性座屈する円筒殻においては $\sigma_{cro, e}$ としては次の値を採ることができる。

$$\sigma_{cro, e} = \frac{0.8E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \left/ \left(\frac{r}{t} \right) \right. \quad (3.4.7)$$

ここに

$\sigma_{cro, e}$: 中空円筒殻の軸対象モードにおける弾性圧縮座屈応力 (N/mm²)

ν : ポアソン比

(3.4.7)式は軸圧縮座屈応力の理論値と実数値に基づいた低減係数0.8を乗じたものである。

$\Sigma \sigma_{cro, e}$ に対しても、 $c \sigma_{cr, e}$ 、 $b \sigma_{cr, e}$ と同様に非弾性域における座屈応力の修正を施したものを σ_{cro} とする。すなわち、 σ_{cro} は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} \frac{r}{t} &\leq \left(\frac{r}{t}\right)_{II} = 0.069 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right) \text{ の場合} \\ \sigma_{cro} &= \sigma_y \\ \frac{r}{t} &\geq \left(\frac{r}{t}\right)_I = 0.807 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right) \text{ の場合} \\ \sigma_{cro} &= \sigma_{cro, e} \\ \left(\frac{r}{t}\right)_{II} &< \frac{r}{t} < \left(\frac{r}{t}\right)_I \text{ の場合} \\ \sigma_{cro} &= \left\{ 0.6 + 0.4 \frac{(r/t)_I - (r/t)}{(r/t)_I - (r/t)_{II}} \right\} \sigma_y \end{aligned} \right\} \quad (3.4.8)$$

(3) 基礎ボルトの保有耐力

基礎ボルト群を曲げに関する中立軸で2分し、さらに各部の基礎ボルトを図3.7に示すように2本の基礎ボルトに置換する。置換された基礎ボルトの断面積と中立軸から距離は次式で与えられる。

$$\bar{A}_b = \sum a_b \quad (3.4.9)$$

$$\bar{r}_b = \sum (a_b r_b) \frac{\cos \theta_i}{\bar{A}_b} \quad (3.4.10)$$

(3.4.10)式は次式で近似できる。

$$\bar{r}_b = \frac{2}{\pi} r_b \quad (3.4.11)$$

ここに

\bar{A}_b : 置換された基礎ボルトの断面積 (mm²)

\bar{r}_b : 置換された基礎ボルトの中立軸からの距離 (mm)

Σ : 中立軸の片側の基礎ボルトについての和

a_b : 基礎ボルトの軸部断面積 (mm²)

r_b : ボルトサークル径の半分 (mm)

θ_i : 図中に示す角度 (度)

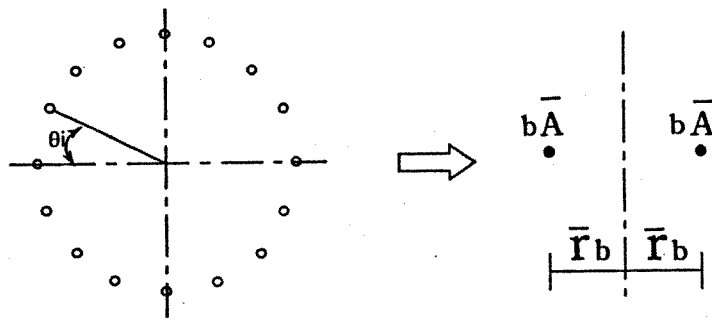


図3.7 基礎ボルトの置換

軸力 N と曲げモーメント M を受ける場合の耐荷機構は図3.8に示すものとする。図中、 bT は基礎ボルトの引張力の合力である。 C はコンクリートからコンプレッションリングに加わる圧縮反力の合力である。上記モデル化により、 bT の作用位置は中立軸から r_b の距離を持つ。圧縮反力 C の作用位置はスカート部最外縁とすると、鉛直力、曲げモーメントの釣り合いから次式が得られる。

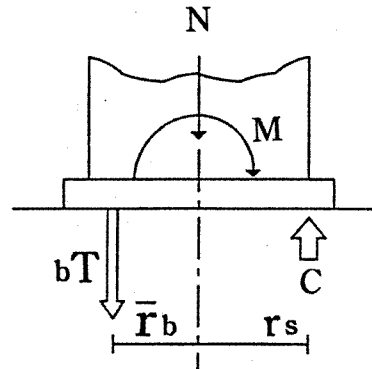


図3.8 基礎部耐荷機構

$$M = bT (\bar{r}_b + r_s) + N \cdot r_a \quad (3.4.12)$$

$$C = bT + N \quad (3.4.13)$$

ここに、

- M : 曲げモーメント (Nmm)
- N : 軸力 (N)
- bT : アンカーボルトの引張り力の合力 (N)
- r_s : スカート部最外縁の中立軸からの距離 (mm)

図3.8に示す耐荷機構において、基礎ボルトが軸部で降伏するときの bT [= bTy] は、次式で与えられる。

$$bTy = n_e \cdot b^a \cdot b \sigma_y \quad (3.4.14)$$

ここに

- bTy : 基礎ボルトの降伏時の引張力の合力(N)
- n_e : 中立軸の片側のボルト本数
- $b \sigma_y$: ボルト材の降伏点 (N/mm²)

上記の値を(3.4.12)式に代入して得られる値を、基礎ボルトの降伏により決まる降伏モーメント bMy とする。 bMy は次の値となる。

$$bMy = n_e \cdot b^a \cdot b \sigma_y (\bar{r}_b + r_s) + N \cdot r_s \quad (3.4.15)$$

ここに

- bMy : 基礎ボルトの降伏により決まる降伏モーメント(Nmm)

3.4.3 構造特性係数

(1) スカートの構造特性係数

スカートの座屈により決まるDs値は次のとおりとする。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c / c \sigma_{cr} \leq 0.2 \text{ のとき} \\ D_s = 0.5 \\ \sigma_c / c \sigma_{cr} > 0.2 \text{ のとき} \\ D_s = 0.7 \end{array} \right\} \quad (3.4.16)$$

(2) 胴の構造特性係数

胴の座屈により決まるDs値は(3.4.16)式に同じとする。

(3) 基礎ボルトの構造特性係数

塔の基部が完全固定であるとみなしたときの塔の1次固有周期は、レーレー法により次式で求めることができる。

$$T_s = \frac{2\pi}{\sqrt{G}} \sqrt{\frac{\sum W_i y_i^2}{\sum W_i y_i}} \quad (3.4.17)$$

ここに、

T_s : 塔の基部が完全固定であるとみなしたときの塔の1次固有周期 (秒)

W_i : 塔の*i*点の重量 (N)

y_i : 自重を水平方向に作用させたときの*i*点のたわみ (mm)

塔を、質量Mを塔の全質量とした等価な1質点系に置き換えると、ばね定数は次式で与えられる。

$$K_s = \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2 M \quad (3.4.18)$$

ここに、

K_s : 塔の基部を完全固定として塔を等価な1次質点系に置き換えたときのばね定数 (N/mm)

M : 塔の全質量 (Nsec²/mm)

塔を剛体とみなし、定着部の変形より与えられるばね定数Kfは次式で与えられる。

$$K_f = \frac{E \cdot n_e \cdot b a (r_b + r_s)^2}{h_o^2 \ell_b} \quad (3.4.19)$$

K_f : 塔を剛体とみなし、定着部の変形より与えられるばね定数 (N/mm)

基礎ボルトとコンクリートとの間の付着力がなくなったときのばね定数Kは、次式で与えられる。

$$K = \frac{K_s K_f}{K_s + K_f} \quad (3.4.20)$$

ここに、

K : 基礎ボルトの付着力がなくなったときの塔を等価な1質点系に置き換えたときのばね定数 (N/mm)

弾性振動エネルギーWeは、定着部のアンカーボルトの降伏により決まる降伏耐力Qyとすれば、 $We = Q_y^2 / 2K$ となる。降伏耐力は定着部の降伏モーメントMyを塔の等価な重心高さhoを用

いて M_y/h_o で表せる。したがって、 W_e は次式で表される。

$$W_e = \frac{[n e \cdot {}_b a \cdot {}_b \sigma_y (r_b + r_s) + N \cdot r_s]^2}{2 h_o^2 K} \quad (3.4.21)$$

ここに、

W_e : 弾性振動エネルギー (Nmm)

h_o は次式で表される。

$$h_o = \frac{M_o}{W_o} \quad (3.4.22)$$

ここに、

h_o : 塔を1質点系に置き換えたときの等価な重心高さ (mm)

M_o : 設計水平地震力の算定における震度分布係数を塔の自重に乘じ、これを水平方向に作用させた時に求まる塔の基部のモーメント (Nmm)

W_o : 塔の全重量 (N)

一方、塑性歪エネルギーの積分値は次式で与えられる。

$$W_p = 1.5 \times \frac{3}{4} \times n \cdot {}_b a \cdot {}_b \sigma_y \cdot b \delta u \quad (3.4.23)$$

ここに、

W_p : 塑性歪エネルギーの積分値 (Nmm)

n : 基礎ボルトの全本数

$b \delta u$ は基礎ボルトの塑性変形量で次式により与えられる。

$$b \delta u = 10 \left\{ 5 \left(\frac{{}_b a_e}{b^a} \frac{{}_b \sigma_B}{{}_b \sigma_y} - 1 \right) + 1 \right\} \ell b \varepsilon y \quad (3.4.24)$$

ここに、

$b \delta u$: 基礎ボルトの塑性変形量 (mm)

${}_b a_e$: 基礎ボルトネジ部有効断面積 (mm²)

ℓb : 基礎ボルト有効長さ (mm)

${}_b \sigma_B$: 破断強度 (N/mm²)

εy : アンカーボルトの弾性限伸び (= ${}_b \sigma_y / E$) (mm)

基礎ボルトの構造特性係数 D_s は(3.4.21)、(3.4.23)式を次式に代入することによって得られる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{W_D}{W_e}}} \quad (3.4.25)$$

ただし、 $0.3 \leq D_s \leq 0.5$

3.4.4 必要保有水平耐力

設計水平震度は次式により求められる。

$$p K_H = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_5 \beta_p \quad (3.4.26)$$

ここに、

$p K_H$: 設計水平震度

$\beta_1, \beta_2, \beta_2', \beta_3, \beta_5, \beta_p, D_s$: 基準を参照
終局強度設計法における設計地震力は次式より求まる。

$$pF_H = \mu \cdot pK_H \cdot W_H \quad (3.4.27)$$

ここに、

pF_H : 高さHにおける設計水平地震力 (N)

W_H : 高さHにおける重量 (N)

μ : 震度分布係数で次のうちいずれか大きな値

$$1.5 \frac{H}{H_t}, \quad \frac{1}{\beta_3 \beta_5} \quad (3.4.28)$$

H_t : 塔の全高 (mm)

胴、スカート及び基礎ボルトの必要保有水平耐力は (3.4.27) 式の設計水平地震力によって求まる各部位の高さにおける曲げモーメントとする。

3.5 レグ支持塔

3.5.1 概要

レグ支持塔の保有水平耐力評価は次の各部位の損傷モードについて検討を行う。

- (1) 脚の曲げ降伏
- (2) 脚の座屈耐力
- (3) アンカーボルトの軸降伏
- (4) 外殻の脚取付部の曲げ降伏
- (5) 外槽の円筒座屈の耐力

CE貯槽のように内槽を保有する構造の場合、内外槽の接合構造の耐力は保温材が内部に介在するため特に局部応力が集中しない構造となっているため問題はない。従って外槽とこれの支持構造の保有水平耐力評価を行なうこととした。

ネコ脚型堅形塔槽の場合は、ネコ脚部平均断面性能を持つ短いレグとし保有水平耐力評価を行う。ただし、リングタイプの補強付きの場合には「(4)外殻の脚取付部の曲げ降伏」による保有水平耐力評価は対象外とすればよい。

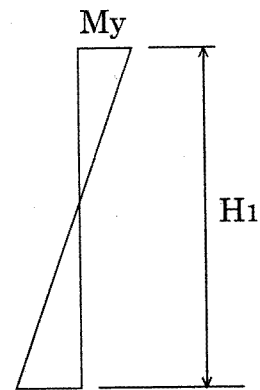
3.5.2 降伏耐力

- (1) 脚の曲げ降伏により決まる耐力： $L_1 Q_y$

$$L_1 Q_y = M_{IN} \begin{cases} n (M_{PCX} + M_{PCY}) / H_1 \\ s Q_y \end{cases}$$

$$s Q_y = d \cdot t w \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} n \quad (\text{H形断面のとき})$$

$$s Q_y = \frac{\pi}{2} d_m \cdot t \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} n \quad (\text{円形断面のとき})$$



ここで M_{PCX} 、 M_{PCY} はそれぞれ強軸および弱軸の全塑性モーメント

n : レグ本数

H_1 : レグの長さ (mm)

$d \cdot t w$: 次頁のH形断面の寸法 (mm)

d_m : 円形断面の平均径 (mm)

t : 板厚 (mm)

σ_y : レグ材の降伏点 (N/mm^2)

鉄骨部材の全塑性モーメント略算値は下記により得られる。

- (a) 軸力が存在しない場合の全塑性モーメント M_{po}

$$M_{po} = Z_p \cdot \sigma_y \quad (Nmm)$$

ここで

Z_p : 部材断面の塑性断面係数 (mm^3)

σ_y : 部材の降伏点 (N/mm²)
 断面形状ごとの塑性断面係数 Z_p を求める略算式を
 以下に紹介する。

(i) 箱形断面の場合

$$Z_p = A_f \cdot d_f + (1/4) A_w \cdot d_f$$

ここで $A_f = B \cdot t_f$

$$A_w = 2(d - 2t_f) \cdot t_w$$

$$d_f = d - t_f$$

(ii) 円形断面の場合

$$Z_p = (D - t)^2 \cdot t$$

(iii) H形断面の場合

$$Z_{px} = A_f \cdot d_f + (1/4) A_w \cdot d_f$$

$$Z_{py} = (1/2) A_f \cdot B + (1/4) A_w \cdot t_w$$

ここで $A_f = B \cdot t_f$

$$A_w = (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$d_f = d - t_f$$

(b) 軸力が存在する場合の全塑性モーメント M_{pc}

軸力が存在する場合の全塑性モーメント M_{pc} は、断面形状の違いにより下記に示す略算式により与えられる。

(i) 箱形断面及び強軸周りに曲げを受けるH形断面の場合

$$\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2A} \text{ のとき} \quad M_{pc} = M_{po}$$

$$\frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{2A} \text{ のとき} \quad M_{pc} = 1.14 \left(1 - \frac{N}{N_y}\right) M_{po}$$

ここで N : 作用軸力 (N) $N = \left(\frac{4F_H \cdot H_2}{D_c} + W \right) / n$

N_y : 降伏軸力 (N) ($= A \cdot \sigma_y$)

A_w : ウェブの全断面積 (mm²)

A : 全断面積 (mm²)

F_H : 水平地震力 (N)

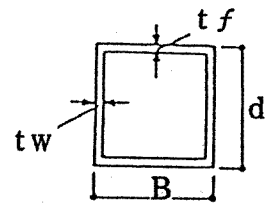
H_2 : 重心高さ (レグ下端より) (mm)

D_c : レグ中心径 (mm)

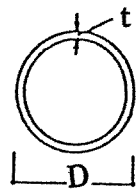
W : 運転重量 (N)

(ii) 弱軸周りに曲げを受けるH形断面の場合

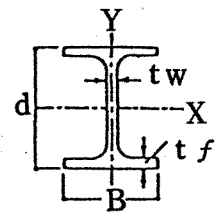
$$\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2A} \text{ のとき} \quad M_{pc} = M_{po}$$



箱形断面



円形断面



H形断面

$$\frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{2A} \text{ のとき} \quad M_{pc} = \left\{ 1 - \left(\frac{N - N_{wy}}{N - N_{wy}} \right)^2 \right\} M_{po}$$

ここで $N_{wy} = A_w \cdot \sigma_y$

(iii) 円形断面の場合

$$\frac{N}{N_y} \leq 0.2 \text{ のとき} \quad M_{pc} = M_{po}$$

$$\frac{N}{N_y} > 0.2 \text{ のとき} \quad M_{pc} = 1.25 \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) M_{po}$$

(2) 脚の軸座屈により決まる耐力 $L_2 Q_y$

脚の軸座屈は、鋼構造設計基準に従う。

$$\frac{F_c R}{A \sigma_y} = \begin{cases} \left[1 - 0.4 \left(\frac{\lambda e}{\Lambda} \right)^2 \right] / \left[1 + \frac{4}{9} \left(\frac{\lambda e}{\Lambda} \right)^2 \right] & : \lambda e \leq \Lambda \text{ のとき} \\ \frac{9\pi^2}{13\lambda^2} & : \lambda e > \Lambda \text{ のとき} \end{cases}$$

$$\lambda e : \lambda e = \sqrt{\varepsilon_y} \lambda$$

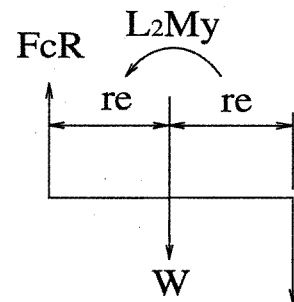
$$\Lambda : \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2}{0.6}}$$

$$\lambda : \text{細長比} = \frac{0.7H_1}{i}$$

i : 最小断面二次半径 (mm)

ε_y : 降伏歪 = σ_y / E (E : 弾性係数)

$$r_e = \frac{D_c}{2\sqrt{2}}$$



$$L_2 M_y = \frac{n}{2} F_c r \cdot 2r_e - W \cdot r_e = L_2 Q_y H_2$$

$$L_2 Q_y = \frac{D_c}{2\sqrt{2}H_2} (n F_c r - W)$$

(3) 基礎ボルトの軸部降伏により決まる耐力 $b Q_y$

$$b T_y = \frac{1}{2} n b \cdot n \cdot A_b \cdot \sigma_y$$

$$b M_y = (W + 2b T_y) r_b = H_2 b Q_y$$

$$bQ_y = \frac{D_b}{2\sqrt{2}H_z} (nb \cdot n \cdot A_b \cdot \sigma_y + W)$$

A_b : ボルトの軸断面積あるいはネジ部有効断面積の小さい方 (mm^2)

r_b : ボルト等価半径 (mm) $r_b = D_s / 2\sqrt{2}$

D_b : ボルトのP.C.D. (mm)

nb : 脚1本あたりのボルト本数

n : 脚数

W : 自重 (N)

H_z : 重心の高さ (mm)

σ_y : ボルト材の降伏点 (N/mm^2)

(4) 外殻脚取付部の板曲げ降伏より決まる耐力 sQ_y

(a) 円筒部にレグが取付いている場合

$$sQ_y = \frac{nM}{H_1}$$

n : 脚本数

H_1 : レグの長さ (mm)

M : 脚1本に作用する取付部モーメント

$$M = \frac{M_x \cdot a \cdot \beta}{\alpha}$$

α : 図 3.9 $\beta = c / a$

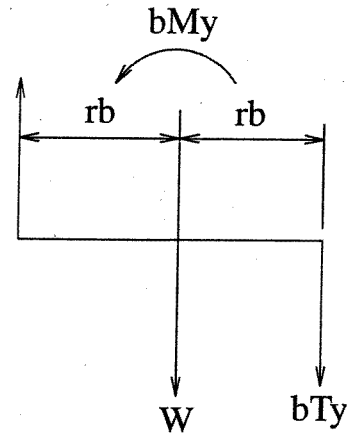
$$M_x = 1.5 \frac{t^2}{6} \sigma_y$$

a : 胴板平均半径 (mm)

t : 本体胴の厚さ (mm)

c : 補強板高さの 1/2 (mm)

σ_y : 胴板の降伏点 (n/mm^2)



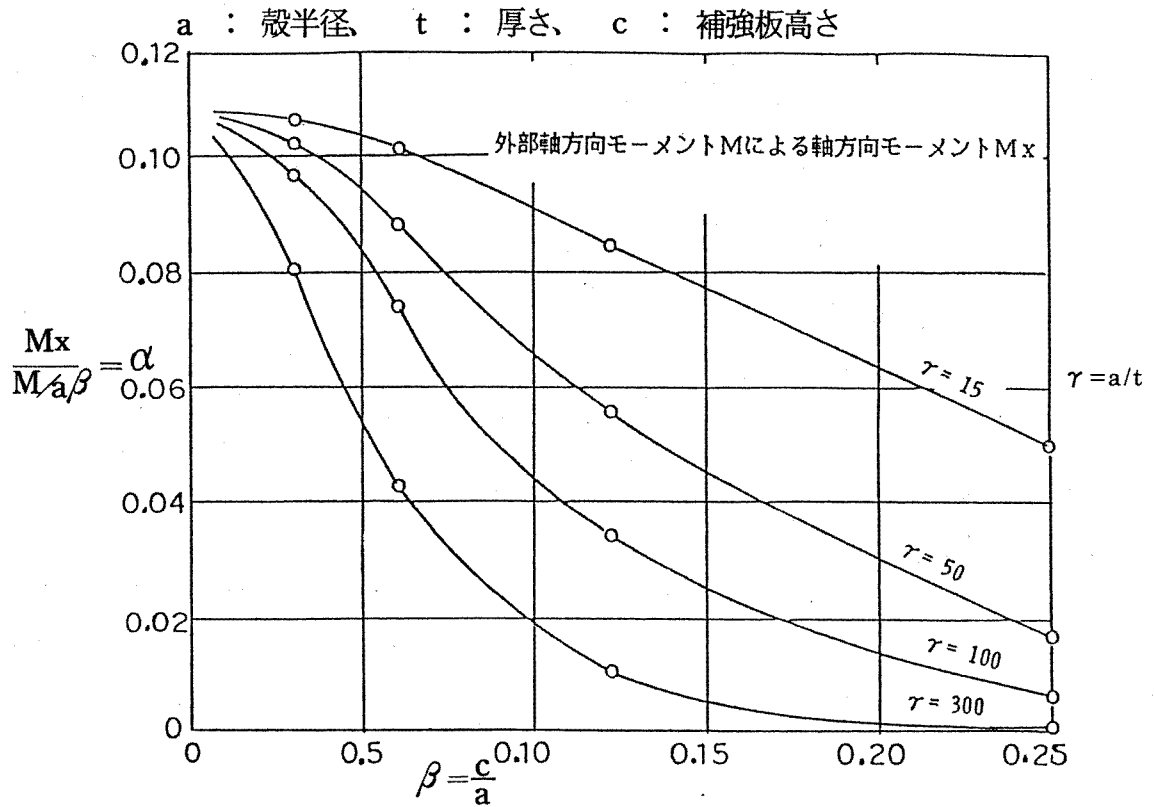


図 3.9

Bijaard, P. P : Stresses from Radial Loads and External Moments in Cylindrical Pressure Vessel, The Welding Journal 34(12) Reserch Supplement, 1955

(b) 鏡部にレグが取付いている時

$$M_x = 1.5 \frac{t^2}{6} \sigma_y$$

$$M = \frac{M_x \sqrt{Rmt}}{(SR_3)}$$

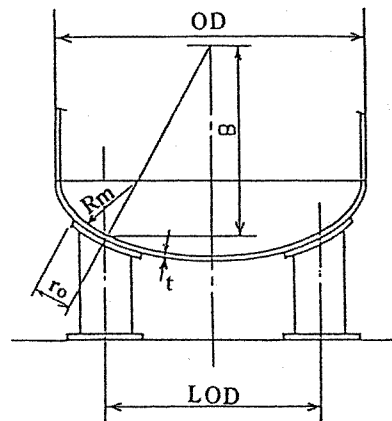
$$P = \frac{Mx}{(SR_2)}$$

SR_2 、 SR_3 は図 3.10、3.11 参照

sQ_y は Q_{y1} 、 Q_{y2} の最小値 (N)

ただし、二重殻貯槽においては、 Q_{y1} 、 Q_{y2} の最小値の3倍の値とする。

$$Q_{y1} = \frac{nH}{H_1}$$



$$Q_{y_2} = \frac{(\text{LOD})\sqrt{4B^2 + (\text{LOD})^2}}{[8(H_2 - H_1) \cdot B + (\text{LOD})^2]} \cdot n \cdot P$$

ただし、鏡は2:1楕円として、

$$R_m = \frac{(\text{OD})}{8} \cdot \left[4 - 3 \left(\frac{\text{LOD}}{\text{OD}} \right)^3 \right]^{\frac{3}{2}}$$

$$B = (\text{OD}) \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{LOD}}{\text{OD}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

t : 鏡板厚さ (mm)

σ_y : 鏡板材の降伏点 (N/mm²)

H₁ : レグ長さ (mm)

n : レグ本数

LOD : レグの中心径 (mm)

H₂ : 重心高さ (mm)

OD : 胴外径 (mm)

r_o : レグ当板の半径 (mm)

(5) 外槽の座屈モーメントにより決まる耐力 cQ_y

秋山式による円筒座屈モーメントを M_B とすると

$$cQ_y = \frac{M_B}{(H_2 - H_1)}$$

ここで

$$M_B = Z \sigma_b$$

$$\sigma_b = {}_b\sigma_{cr} \left(1 - \frac{\sigma_c}{{}_c\sigma_{cr}} \right)$$

Z : 外槽胴板の断面係数 (mm³)

${}_b\sigma_{cr}, {}_c\sigma_{cr}$: 3.4.2 項参照

σ_c : 平均圧縮応力 (N/mm²)

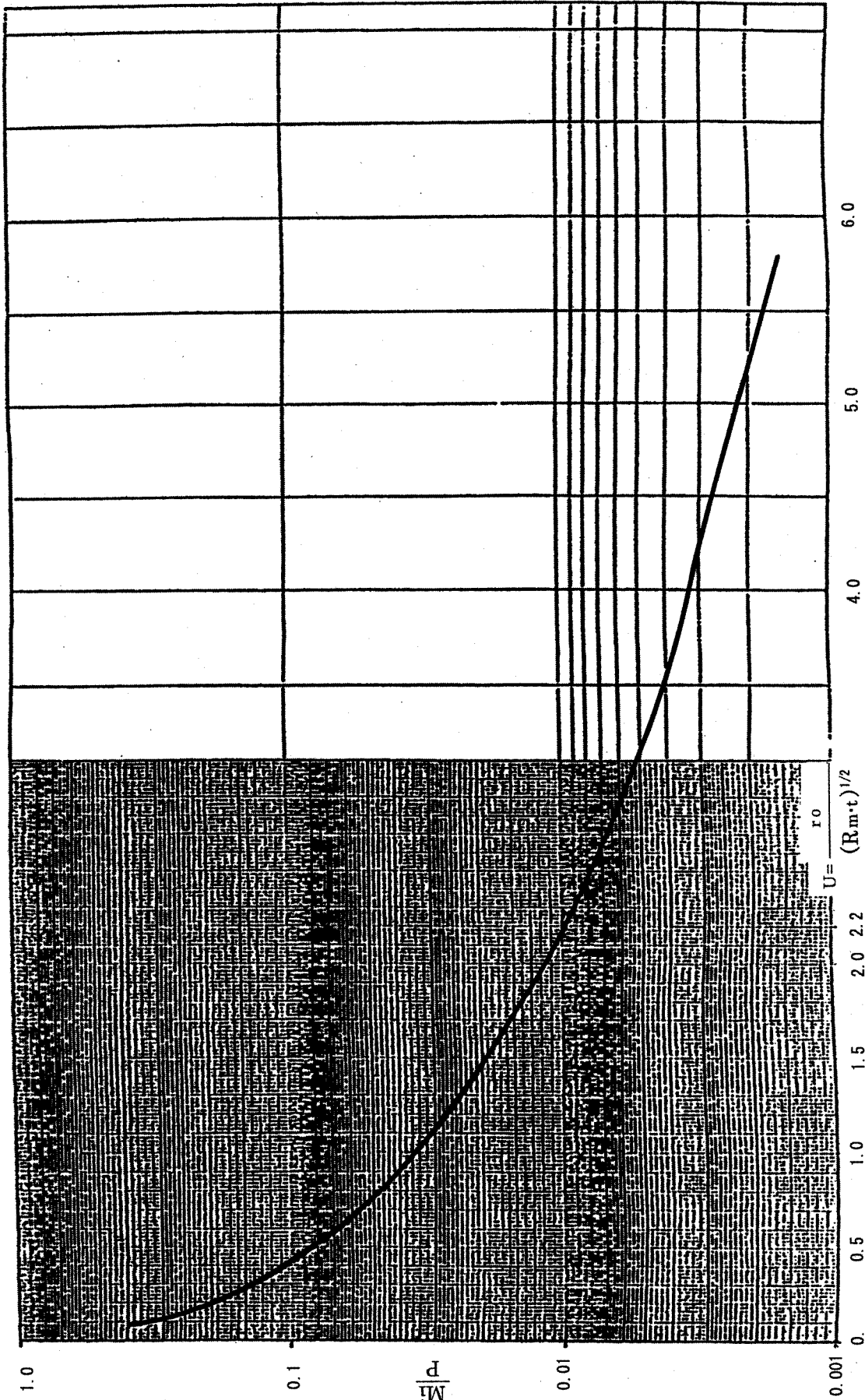


図 3.10 SR₂球形シェルのレグ取付部における径方向の力Pのよる応力 (mm)

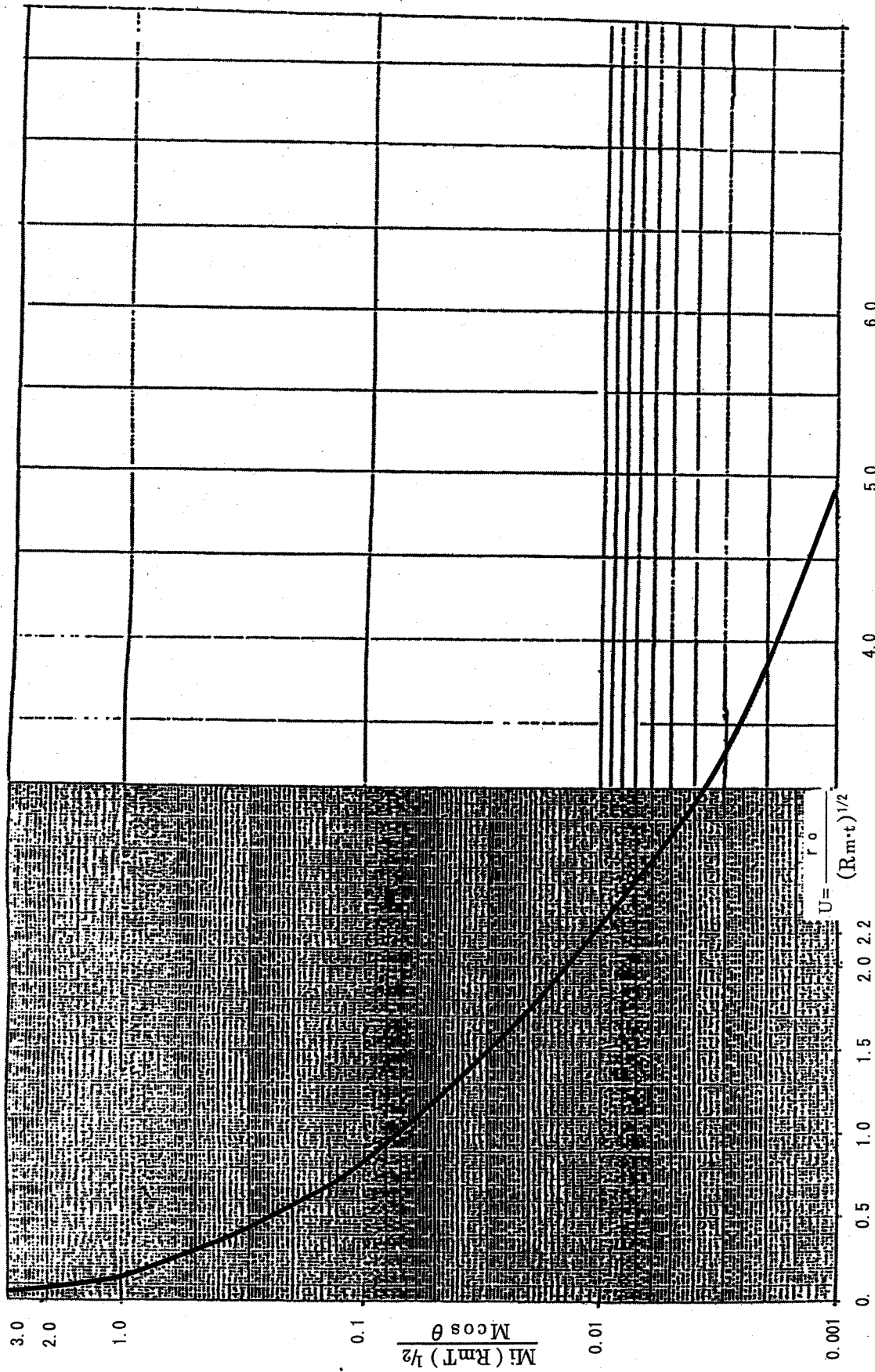


図 3.11 SR₃球形シエルのレグ取付部における軸方向モーメントMによる応力 (mm)

3.5.3 構造特性係数Ds値

Ds値の算定は次式による。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + W_p/W_e}}$$

ここで、 W_p ：塑性エネルギー吸収能力 (Nmm)

W_e ：弾性エネルギー吸収能力 (Nmm)

$$W_e = \frac{(Q_y)^2}{2K}$$

Q_y ：降伏耐力 (N)

K ：弾性バネ定数 (M/mm)

(1) 基礎ボルトの降伏による塑性歪エネルギー吸収能力 W_p

自立塔の基礎ボルトと同様の考え方で次式によるものとする。

$$W_p = n \cdot n_b \cdot {}_b A \cdot {}_b \sigma_y \cdot \delta_{pm}$$

$$\delta_{pm} = 10 \left\{ 5 \left(\frac{{}_b A_e}{{}_b A} \frac{{}_b \sigma_B}{{}_b \sigma_y} - 1 \right) + 1 \right\} \ell_b \varepsilon_y$$

${}_b A_e$ ：基礎ボルトネジ部有効断面積 (mm^2)

${}_b A$ ：基礎ボルト軸部断面積 (mm^2)

ℓ_b ：基礎ボルト有効長さ (mm)

${}_b \sigma_B$ ：破断強度 (N/mm^2)

${}_b \sigma_y$ ：降伏点 (N/mm^2)

n ：レグ本数

n_b ：レグ1本当りのボルト数

$$\varepsilon_y = \frac{{}_b \sigma_y}{E}$$

E ：縦弾性係数 (N/mm^2)

ただし $0.28 \leq D_s \leq 0.5$ とする。

(2) その他塑性歪エネルギー吸収能力

その他の塑性歪エネルギー吸収能力は評価方法が確定していないため次のような考え方で推定するものとする。レグ支持塔の場合アンカーボルト以外の接合部は溶接接合であり、大きく見積もってDs値として0.35~0.25の値はとれる。

そこで $D_s = 0.35$ として

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + W_p/W_e}}$$

より $4\eta = W_p/W_e$

$$= 1/D_s^2 - 1$$

として

$$W_p = 4\eta (Q_y)^2 / (2K)$$

より塑性歪エネルギー吸収能力とする。

ただし外槽の殻座屈は自立塔と同様に

$$D_s = 0.5$$

とする。

以上によりその他の塑性歪エネルギーの吸収能力は表 3.1 によるものとする。

表 3.1 その他の塑性歪エネルギー吸収能力

塑性歪エネルギー吸収能力		η	D_s
$L_1 W_p$	$4\eta \frac{(L_1 Q_y)^2}{2K}$	1.8	0.35
$L_2 W_p$	$4\eta \frac{(L_2 Q_y)^2}{2K}$	1.8	0.35
$s W_p$	$4\eta \frac{(s Q_y)^2}{2K}$	1.8	0.35
$c W_p$	$4\eta \frac{(c Q_y)^2}{2K}$	0.75	0.50

3.6 架構及び架構支持塔

3.6.1 概要

高圧ガス適用の塔類を支持する架構は高圧ガス耐震告示515号あるいは建築基準法により一次設計がなされているとして神奈川県で予想される大規模地震に対し架構および架構支持塔の保有水平耐力を評価し、その耐震性を検証することとする。

検証手順を図3.12に示す。

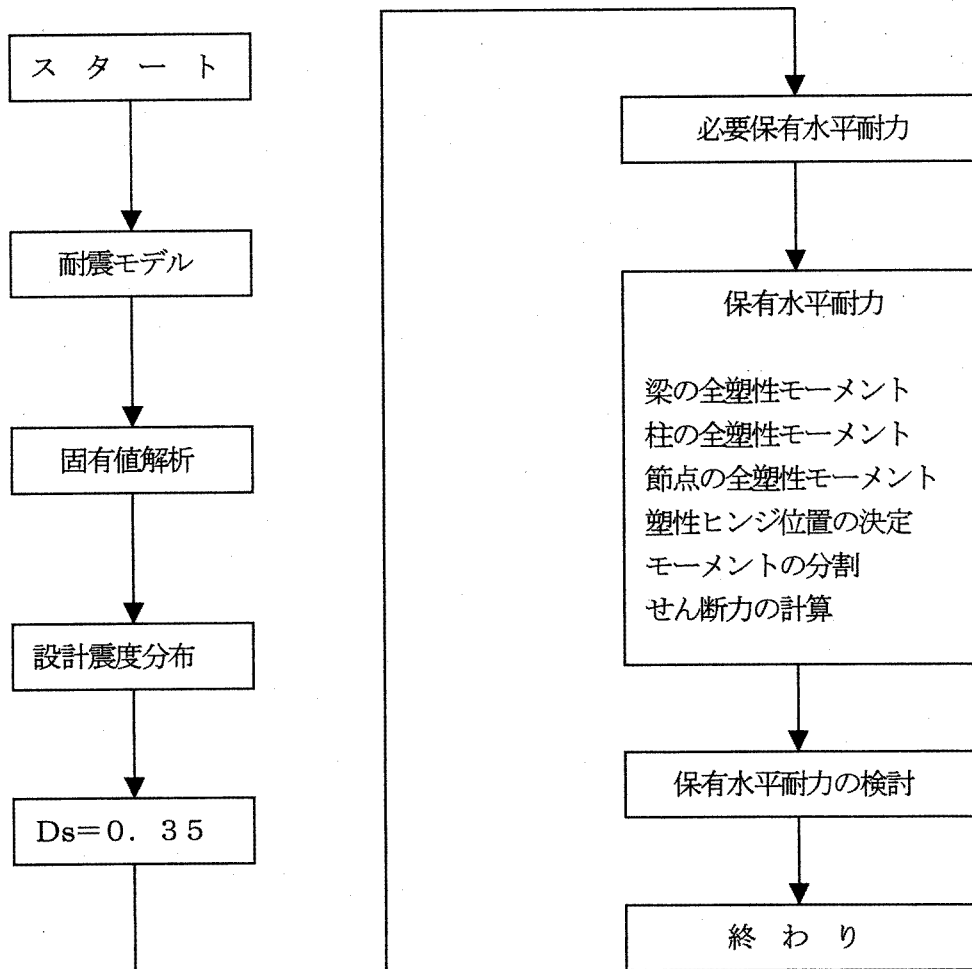
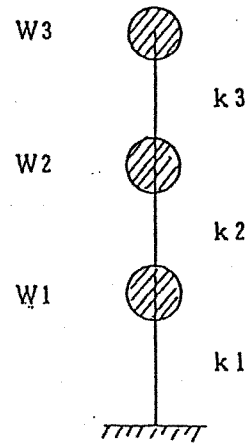
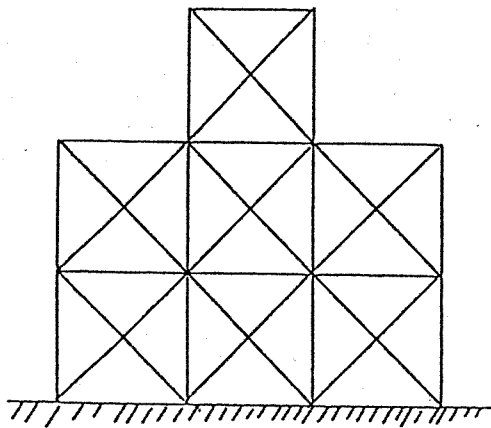


図3.12 架構及び架構支持塔の保有耐力評価手順

3.6.2 耐震モデルおよび固有値解析

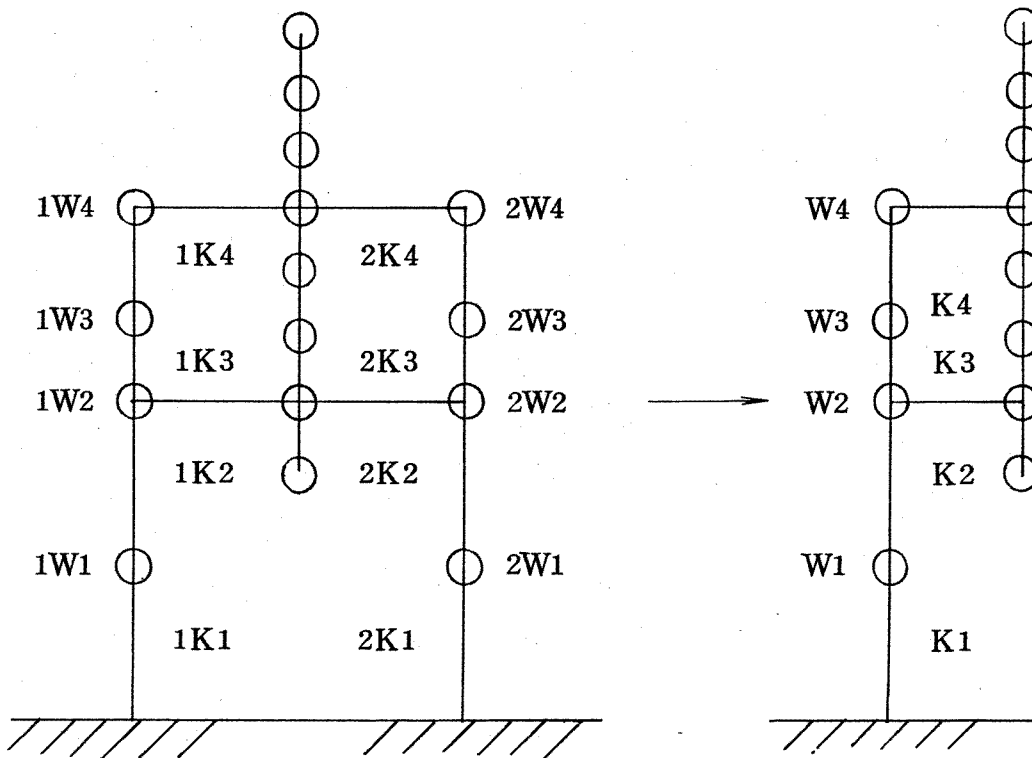
(1) 架構モデル

- (a) 通り毎に平面フレーム解析とする。
- (b) 集中質点系モデルとする。
- (c) ばね定数の算定は、D値より計算する。
- (d) 質点は、床の位置に置く。
- (e) 塔は重量配分し床の位置に重量としてのみ評価する。



(2) 塔モデルおよび複合構造モデル

- (a) 塔は2つの通りで支えられているものとする。2つの通りの重量及び剛性は、それぞれの和を塔の支持構造体（複合構造モデル）の重量及び剛性とする。
- (b) 塔と架構の結合は、固定F、振れ止めP及びばね支持のいずれかとする。塔が地表面で基礎にアンカーされる場合は、基礎上面に固定とする。
- (c) 塔本体はビーム・モデルとし、せん断剛性及び曲げ剛性を考慮した振動モデルとする。



$$W_4 = {}_1W_4 + {}_2W_4$$

$$K_4 = {}_1K_4 + {}_2K_4$$

$$W_3 = {}_1W_3 + {}_2W_3$$

$$K_3 = {}_1K_3 + {}_2K_3$$

$$W_2 = {}_1W_2 + {}_2W_2$$

$$K_2 = {}_1K_2 + {}_2K_2$$

$$W_1 = {}_1W_1 + {}_2W_1$$

$$K_1 = {}_1K_1 + {}_2K_1$$

(3) D値によるばね定数 K_i の計算

柱及びブレースばね定数の計算方法は、以下のようにD値を利用する事によって行う。

$$K_i = D_{ct} \frac{12E K_o}{h_o^2} + D_{Bt} \frac{E A_o}{h_o}$$

K_i : 各層間のばね定数 (N/mm)

D_{ct} : i 層の柱のD値であつて、 D_c の値の和 (表 3.2 参照)

E : 縦弾性係数 (N/mm²)

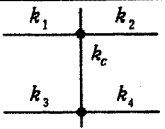
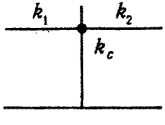
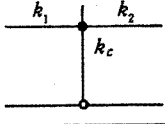
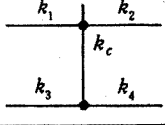
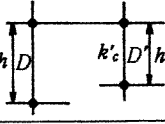
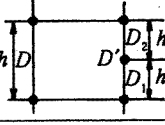
K_o : 標準部材の剛度 (mm³)

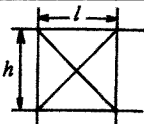
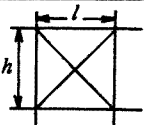
h_o : 標準部材の層間の高さ (mm)

D_{Bt} : i 層の梁のD値であつて D_B の値の和

A_o : 標準部材の断面積 (mm²)

表 3.2 D値によるばね定数 K_i

構造		係数	\bar{K}	a	D_c
一般層			$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a k_c$
最下層	固定		$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a k_c$
	ピン		$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$	$a = \frac{0.5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$	$a k_c$
	半固定		$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a k_c$
柱の高さが違う時			—————	$a' = a \left(\frac{h}{h'} \right)^2$	$a' k'_c$
中間梁のある時			—————	—————	$\frac{1}{\frac{1}{D_1} \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 + \frac{1}{D_2} \left(\frac{h_2}{h} \right)^2}$
<p>注 $k_c = \frac{K_c}{K_o}$, $k_i = \frac{K_j}{K_o}$</p> <p> K_o : 標準部材の剛度 K_c : 柱材の剛度 K_j : 梁材の剛度 </p> <p>剛度 = $\frac{\text{部材の断面2次モーメント}}{\text{スパン}}$</p>					

構造		係数	\bar{K}	a_B	D_B
引張ブレース			$\bar{K} = \left(\frac{l}{h}\right)^2$	$\bar{K} (1 + \bar{K})^{-\frac{3}{2}}$	$a_B k_B$
引張・圧縮ブレース			$\bar{K} = \left(\frac{l}{h}\right)^2$	$2\bar{K} (1 + \bar{K})^{-\frac{3}{2}}$	$a_B k_B$
<p>注 $k_B = \frac{A/h}{A_o/h_o}$</p> <p>$A_o, h_o$: 標準部材の断面積及び層間の高さ A : ブレース材の断面積 h : 層間の高さ l : 柱間の距離</p>					

(4) 質量の計算

各層ごとに、次の荷重の和 W_i より質量 $m_i = W_i / g$ を計算する。

(a) 架構自重

床、梁、柱の自重

柱の自重は、柱の中央で上、下層に振り分ける。

(b) 機器荷重

機器毎に算出する。

(c) 床積載荷重

床、配管等の床積載荷重

(5) 固有値解析および応答解析

(3) 及び (4) 項により質量マトリックスおよび剛性マトリックスを作成し、Jacobi 法により固有値解析を行い固有周期及び振動モードを計算する。

3.6.3 構造特性係数

(1) 架構の D_s 値

架構の保有水平耐力評価は建築架構の値を準用するものとする。建設省告示 1792 号によると D_s 値は柱及び梁の大部分が鉄骨構造である場合は表 3.3 によるものと規定されている。接合部が十分な強度を持つ場合（全強接合部）、架構の塑性変形の度合は十分高く、低く見積っても 0.35 はとれるため、原則として $D_s = 0.35$ とする。非静定度が低い構造などで急激な耐力の低下が見込まれる場合は別途考慮しなければならない。

(2) 架構支持塔の D_s 値

塔を架構が支持する場合、塔が十分な強度を有し架構が十分に地震エネルギーを吸収することが期

待される場合は架構と同一のDs値で評価する。また塔が地震エネルギーを吸収できるとした場合には自立塔のDs値で評価すればよい。(下記参照)

以上より塔及び架構のDsの小さい方の値をとるものとする。ただし架構の設計においては塔のエネルギー吸収は期待しないものとする。

(a) 胴板の座屈：3.4.3(2) スカート支持塔に準じる。

(b) セットボルト及びラグ取付部胴板：3.5.3 レグ支持塔に準じる。

表 3.3 建築架構の構造特性係数

架構の形式 架構の性状		(い)	(ろ)	(は)
		剛接架構又はこれに類する形式の架構	(い) 欄及び(は) 欄に掲げるもの以外のもの	圧縮力を負担する筋かいによって水平力を負担する形式の架構のうち当該筋かいの座屈による耐力の低下のおそれがあるもの又はこれに類する形式の架構
(1)	架構を構成する部材に生ずる応力に対して局部座屈が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度合が特に高いもの	0.25	0.3	0.35
(2)	(1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対して局部座屈が生じ難いこと等のため、塑性変形の度合が高いもの	0.3	0.35	0.4
(3)	(1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材に局部座屈が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.35	0.4	0.45
(4)	(1)から(3)までに掲げるもの以外のもの	0.4	0.45	0.5

3.6.4 保有水平耐力

(1) 架構

保有水平耐力は節点振り分け法で計算するものとし、部材、接手等の降伏軸力、全塑性モーメントなどの耐力は表3.4によるものとする。

なお、節点振り分け法については建築センター発行の「改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説(1982)」による。

(2) 架構支持塔

(a) 胴板の座屈：3.4.2(2) スカート支持塔胴板に準じる。

(b) セットボルトの引張降伏：3.5.2(3) レグ支持塔基礎ボルトに準じる。

(c) ラグ取付部胴板の曲げ降伏：3.5.2(4) レグ支持塔脚取付部に準じる。

表 3.4 架構解析に於ける柱、梁及び筋かいの耐力

大項目	項 目	表中 算 は算定式 H は方法 注 は注意事項 を示す記号
鉄 骨 造	はりの曲げ耐力 Mu=Mcr はりのせん断耐力	<p>注 $\alpha = (\text{JIS 規格品のとき } 1.1 \text{ 倍の数値とすることが出来る。})$</p> <p>算 $M_p = \alpha \cdot \sigma_y \cdot Z_p$ Z_p: 塑性断面係数 M_p: 全塑性モーメント</p> <p>H形鋼 $Z_{px} = B t_f (d - t_f) + \frac{1}{4} (d - 2 t_f)^2 t_w$ $+ 0.4292 r^2 (d - 2 t_f - 0.4467 r)$ $Z_{py} = \frac{1}{2} B^2 t_f + \frac{1}{4} (d - 2 t_f) t_w^2$ $+ 0.4292 r^2 (t_w + 0.4467 r)$</p> <p>箱形断面 $Z_{px} = B t_2 (d - t_2) + \frac{1}{2} (d - 2 t_2)^2 \cdot t_1$ $Z_{py} = d t_1 (B - t_1) + \frac{1}{2} (B - 2 t_1)^2 \cdot t_2$</p> <p>鋼管断面 $Z_{px} = 4 R m^2 t = Z_{py}$ M_{cr} 弾性座屈を起こすモーメント H形鋼の強軸方向のとき</p> <p>SS400材</p> <p>$0 \leq \frac{\ell b \cdot h}{A_f} \leq 300 \quad M_{cr} = M_p$</p> <p>$300 \leq \frac{\ell b \cdot h}{A_f} \leq 1000$ $M_{cr} = \left[1 - 0.00071 \left(\frac{\ell b \cdot h}{A_f} - 300 \right) \right] M_p$</p> <p>$1000 < \frac{\ell b \cdot h}{A_f} \quad M_{cr} = \left(500 / \frac{\ell b \cdot h}{A_f} \right) M_p$</p> <p>SM490材</p> <p>$0 \leq \frac{\ell b \cdot h}{A_f} \leq 220 \quad M_{cr} = M_p$</p> <p>$220 \leq \frac{\ell b \cdot h}{A_f} \leq 726$ $M_{cr} = \left[1 - 0.00099 \left(\frac{\ell b \cdot h}{A_f} - 220 \right) \right] M_p$</p> <p>$726 < \frac{\ell b \cdot h}{A_f} \quad M_{cr} = \left(363 / \frac{\ell b \cdot h}{A_f} \right) M_p$</p> <p>箱形、鋼管、H形鋼弱軸方向 $M_{cr} = M_p$</p> <p>算 $Q \leq \alpha \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_w \quad (\text{H形鋼のとき})$</p>

大項目	項目	表中 算 は算定式 H は方法 注 は注意事項 を示す記号
鉄 骨 造 耐 力	柱の曲げ耐力 A Mu=Mcr	<p>算 $\text{Mu} = \left(1.0 - \frac{N}{N_{cr}}\right) \left(1.0 - \frac{N}{N_E}\right) \text{Mcr} / C_N$</p> <p>水平変位が拘束されているとき</p> <p>$C_N = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1} \geq 0.4 \quad (\text{H形鋼 強軸})$</p> <p>$M_1 = M_2 \text{ とすれば } C_N = 1.0$</p> <p>$C_N = 1 - 0.5 \left(1 - \frac{M_2}{M_1}\right) \frac{N}{N_E} \geq 0.5$</p> <p style="text-align: right;">(箱型、鋼管、H形鋼、弱軸)</p> <p>$M_1 = M_2 \text{ とすれば } C_N = 1.0$</p> <p>SS400材 $N_E = \frac{\pi^2 E \cdot I}{\ell k^2}$</p> <p>$N_y = \alpha \cdot \sigma_y \cdot A$</p> <p>$0 \leq \lambda \leq 30 \quad N_{cr} = N_y$</p> <p>$30 < \lambda \leq 120 \quad N_{cr} = [1.0 - 0.006(\lambda - 30)] N_y$</p> <p>$120 < \lambda \quad N_{cr} = N_E / 1.3$</p> <p>SM490材</p> <p>$0 \leq \lambda \leq 25 \quad N_{cr} = N_y$</p> <p>$25 < \lambda \leq 100 \quad N_{cr} = [1.0 - 0.007(\lambda - 25)] N_y$</p> <p>$100 < \lambda \quad N_{cr} = N_E / 1.3$</p> <p>注 Mcr については、はりの曲げ耐力に準拠する。</p> <p style="text-align: center;">$\text{Mcr} = \text{Mp}$</p>
	柱の曲げ耐力 B 略算式	<p>算 H形鋼の強軸・箱形断面のとき</p> <p>$\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2 \cdot A} \quad \text{Mpc} = \text{Mp}$</p> <p>$\frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{2 \cdot A} \quad \text{Mpc} = 1.14 \left(1 - \frac{N}{N_y}\right) \text{Mp}$</p> <p>H形鋼の弱軸方向</p> <p>$\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{A} \quad \text{Mpc} = \text{Mp}$</p> <p>$\frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{A} \quad \text{Mpc} = \left[1 - \left(\frac{N - N_{NY}}{N_y - N_{NY}}\right)^2\right] \text{Mp}$</p> <p style="text-align: center;">$N_{NY} = \alpha \cdot A_w \cdot \sigma_y$</p> <p>鋼管</p> <p>$\frac{N}{N_y} \leq 0.2 \quad \text{Mpc} = \text{Mp}$</p>

大項目	項目	表中 [算]は算定式 [H]は方法 [注]は注意事項 を示す記号								
鉄骨造	保有力	$\frac{N}{N_Y} > 0.2 \quad M_{pc} = 1.25 \left(1 - \frac{N}{N_Y} \right) M_p$ <p>[注] M_{cr} については、はりの曲げ耐力に準拠する。 [注] 長期軸力+中地震時軸力を考慮する。 [注] メカニズム時付加軸力についても考慮する。</p> <p>2方向曲げを受ける時</p> <p>[算] H形鋼のとき</p> $M_y = \left\{ 1 - \left(\frac{M_x}{M_{pcx}} \right)^2 \right\} M_{pcy}$ <p>箱形断面のとき</p> $M_y = \left\{ 1 - \frac{3}{4} \left(\frac{M_x}{M_{pcx}} \right)^2 \right\} M_{pcy}$ <p>柱のせん断耐力</p> <p>[算] $Q \leq \alpha \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot A_w$ (H形鋼の強軸方向、箱型柱) $Q = \frac{M_p}{1.5D}$ (鋼管のとき)</p> <p>はり・柱接合部</p> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">母材</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">添板</td> </tr> <tr> <td>突合せ $A_f = B \times T_w$</td> <td>$A_f' = B' \times t$</td> </tr> <tr> <td>$P_{Bf} = \alpha A_f \sigma_y$</td> <td>$P_{Bf}' = \alpha A_f' \sigma_y$</td> </tr> <tr> <td>$M_B = P_{Bf} \times h$</td> <td>$M_B' = P_{Bf}' \times h'$</td> </tr> </table> <p>[算] $\Sigma M_B \geq 1.3 \times M_u$ (はり又はメカニズム時応力) (但しSM490材のときは $1.2 \times M_u$) $Q_B = 2(dw - 2r) \times 0.7S \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot \alpha > Q_u$</p> <p>[H] $M_u = P_u(H - t) + \frac{1}{4} w P_u \cdot l_e$</p> <p>パネルゾーン</p> <p>[算] $M_p = \frac{4\alpha \cdot \sigma_y}{3\sqrt{3}} V_p > M_u$</p> <p>[算] 鋼構造塑性設計指針 (P148) による。 [算] $A_N = t_f(B - \text{穴} \times n)$ $A_{c1} = t_1(B - \text{穴} \times n)$ $A_{c2} = t_2(B - tw - 2r - t \times n)$ $M_p = \sigma_y \times \alpha (A_N \text{又は} \Sigma A_c \text{の小さな方}) \times h$ $> M_u \times \frac{l - l_0}{l}$</p>	母材	添板	突合せ $A_f = B \times T_w$	$A_f' = B' \times t$	$P_{Bf} = \alpha A_f \sigma_y$	$P_{Bf}' = \alpha A_f' \sigma_y$	$M_B = P_{Bf} \times h$	$M_B' = P_{Bf}' \times h'$
		母材	添板							
突合せ $A_f = B \times T_w$	$A_f' = B' \times t$									
$P_{Bf} = \alpha A_f \sigma_y$	$P_{Bf}' = \alpha A_f' \sigma_y$									
$M_B = P_{Bf} \times h$	$M_B' = P_{Bf}' \times h'$									

大項目		項目	表中 [算]は算定式 [H]は方法 [注]は注意事項 を示す記号
鉄 骨 造	保 有 水 平 耐 力	X型筋かい	[算] $BQu = 2 \alpha N \cos \theta$ $\lambda e > 200 / \sqrt{0.001 \cdot F} \quad N = \frac{Ny}{2}$ Ny 筋かいの引張耐力
		$A_j \cdot \sigma_u$ $\geq 12 A_g \cdot \sigma_y$	$200 / \sqrt{2} \geq \lambda \geq 50 / \sqrt{0.001 \cdot F} \quad N = N_{cr}$ Ncr 筋かいの座屈耐力 $\lambda e < 50 / \sqrt{0.001 \cdot F} \quad N = Ny$
		合成ばりの耐力	[H] シャコネタ等によりコンクリートスラブとはりが緊結されたとき、その耐力は合成ばりとして評価してもよい。
		柱脚根巻の曲げ耐力	[算] $M_u = 0.8 a_t \cdot \alpha \cdot \sigma_y D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{B D F_c} \right)$ でN=0として取り扱う。
		柱脚根巻のせん断耐力	[算] $Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 P t^{0.23} (F_c + 180)}{M / Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{P w \cdot \alpha \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_j$ 但し N=0と取扱う
		つなぎばりの曲げ耐力	[算] $M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$
		つなぎばりのせん断耐力	[算] $Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 P t^{0.23} (F_c + 180)}{M / Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{P w \cdot \alpha \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_j$

3.7 基礎

3.7.1 概要

基礎の検討は、以下の各部の損傷モードについて検討を行う。

なお、基礎各部にかかる地震力の算出は、耐震設計指針等に準ずるものとし、構造特性係数 D_s は表3.5による。

(1) 定着部コンクリート

(a) 基礎ボルトの引張荷重に対する検討

(i) コンクリートのコーン状破壊耐力

(ii) 基礎ボルト頭部に接するコンクリートの支圧破壊耐力

(b) 基礎ボルトのせん断荷重に対する検討

(i) へりあき部コンクリートの側方へのコーン状破壊耐力

(ii) 基礎ボルト周辺コンクリートの支圧破壊耐力

(c) 基礎ボルトの引張とせん断の組合せ荷重に対する検討

(i) 引張荷重－せん断荷重のインタラクションカーブ

(d) ベースプレートの圧縮荷重と曲げモーメントに対する検討

(i) ペDESTAL先端コンクリートの支圧破壊耐力

(2) ペDESTAL

(a) 曲げモーメント、軸力に対する検討

(i) 鉄筋コンクリート柱としての、軸力を考慮した曲げ終局耐力

(b) せん断荷重に対する検討

(i) 鉄筋コンクリート柱としての軸力を考慮したせん断耐力

(3) フーチング

(a) ペDESTALからの鉛直荷重に対する検討

(i) パンチングシャーに対するせん断耐力

(b) 杭頭反力に対する検討

(i) パンチングシャーに対するせん断耐力

(ii) 杭頭部の鉛直方向支圧耐力

(iii) 杭頭部の水平支圧耐力

(c) 曲げモーメントに対する検討

(i) 鉄筋コンクリート梁と仮定しての曲げ終局耐力

(d) せん断荷重に対する検討

(i) 鉄筋コンクリート梁と仮定してのせん断耐力

(4) 杭

(a) 杭の鉛直方向圧縮力に対する検討

(i) 杭本体の軸方向圧縮耐力

(ii) 杭支持地盤の鉛直方向支持耐力

(b) 杭の鉛直方向引抜き力に対する検討

(i) 杭頭のフーチングへの定着耐力

(ii) 杭本体の軸方向引張耐力

(iii) 杭支持地盤の鉛直方向引抜き耐力

(c) 杭頭への水平力に対する検討

(i) 曲げモーメント－軸力のインタラクションカーブ

(5) 直接基礎
地耐力の検討

3.7.2 保有水平耐力及び許容荷重

(1) 定着部コンクリート

(a) 基礎ボルトの引張荷重に対する検討

(i) コンクリートのコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張力 (N)

$$Pa_1 = 0.06\sqrt{10 \cdot Fc \cdot Ac} \quad (3.7.1)$$

但し、コーン状破壊面の有効投影面積内に鉄筋比 0.4%以上の鉄筋が存在する場合は、上式の係数 0.06 を 0.09 とすることができる。

(鉄筋比の算出方法は (d) (3.7.6) 式参照)

(ii) 基礎ボルト頭部に接するコンクリートの支圧によりきまる場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張力 (N)

$$Pa_2 = 0.75\alpha \cdot Fc \cdot Ao \quad (3.7.2)$$

ここで、Fc : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

Ac : コーン状破壊面の剥離方向への有効水平投影面積 (mm²)

Ao : 基礎ボルト頭部の支圧面積 (mm²)

} (d) 参照

α : コンクリートの支圧強度を求める為の係数で、 $\sqrt{Ac/Ao}$ とする。

但し、10 をこえる場合は 10 とする。

(b) 基礎ボルトのせん断荷重に対する検討

(i) へりあき部コンクリートの側方へのコーン状破壊によりきまる場合の基礎ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)

$$qa_1 = 0.06\sqrt{10 \cdot Fc \cdot Ac'} \quad (3.7.3)$$

但し、コーン状破壊面を貫通するフープ筋が鉄筋比 0.4%以上存在する場合は上式の係数 0.06 を 0.09 とすることができる。

(鉄筋比の算出方法は (d) (3.7.7) 式参照)

(ii) 基礎ボルト周辺コンクリートの支圧破壊によりきまる場合の基礎ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)

$$qa_2 = 0.8 \left(0.5 \cdot sca \cdot \sqrt{Fc \cdot Ec} \right) \quad (3.7.4)$$

ここで、sca : 基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さいほうの値 (mm²)

Fc : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

Ec : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

Ac' : せん断荷重に対する有効投影面積 (mm²) ((d) 参照)

但し、 $500 \leq \sqrt{Fc \cdot Ec} \leq 900$ とする。

(c) 基礎ボルトの引張とせん断の組合せ荷重に対する検討

(i) 引張荷重-せん断荷重のインタラクションカーブ

$$\left(\frac{P}{Pa}\right)^2 + \left(\frac{q}{qa}\right)^2 \leq 1 \quad (3.7.5)$$

ここで、P：引張荷重 (N)

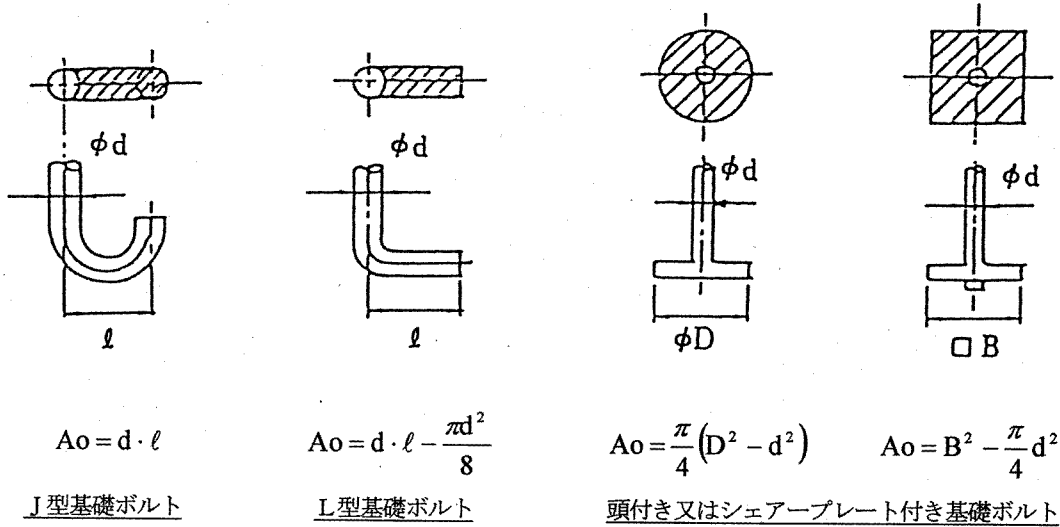
q：せん断荷重 (N)

Pa：上記(a)で求めた許容引張力の最小値 (N) (= min(Pa₁, Pa₂))

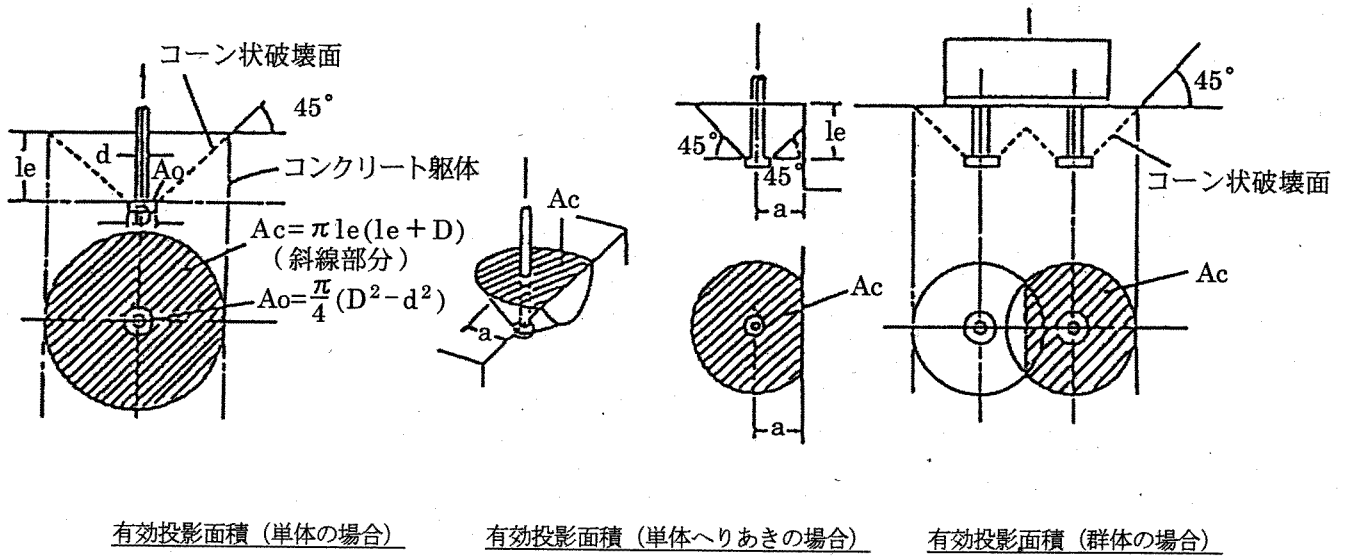
qa：上記(b)で求めた許容せん断力の最小値 (N) (= min(qa₁, qa₂))

(d) 基礎ボルト部の支圧面積、有効投影面積及び鉄筋比

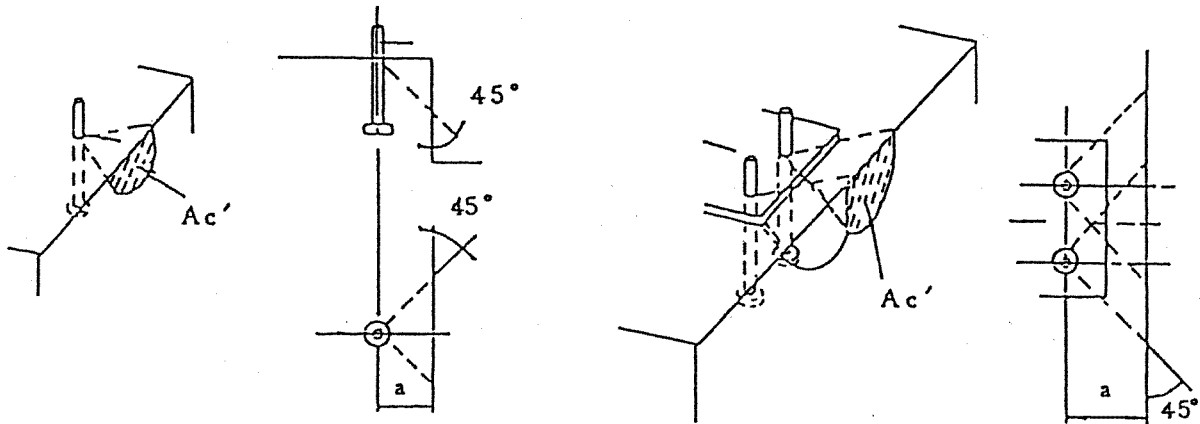
(i) 基礎ボルト頭部の支圧面積：A_o



(ii) 引張荷重用水平投影面積：A_c



(iii)せん断荷重用鉛直投影面積：Ac'



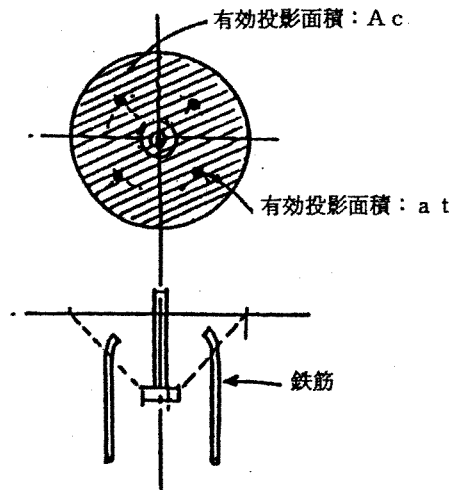
有効投影面積 (単体の場合)

有効投影面積 (群体の場合)

(iv)鉄筋比の算出方法

1)引張荷重の場合

$$\text{鉄筋比} = \frac{a_t}{A_c} \times 100 \quad (\%) \quad (3.7.6)$$

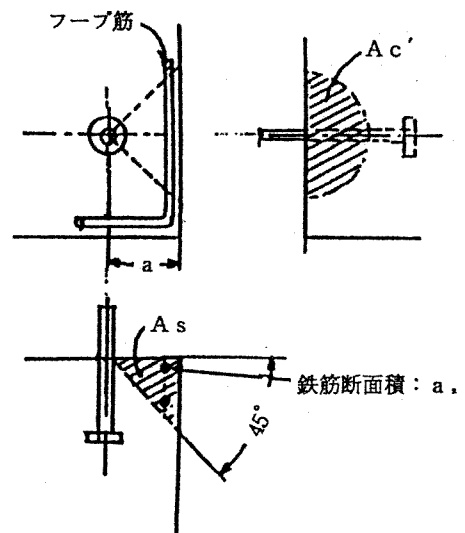


2)せん断荷重の場合

$$\text{鉄筋比} = \frac{a_s}{A_s} \times 100 \quad (\%) \quad (3.7.7)$$

ここで、 $A_s = \frac{a^2}{2}$

有効投影面積 A_c' とは異なるので、
注意のこと



(e) ベースプレートの圧縮荷重と曲げモーメントに対する検討

(i) ベースプレートによるペデスタル先端コンクリートの支圧破壊耐力 (N/mm^2)

$$fcs = Fc \quad (3.7.8)$$

$$Mcs = Zb \left(Fc - \frac{Wv}{Ab} \right) \quad ※ \quad (3.7.9)$$

ここで、 Wv : 機器からの静的鉛直荷重 (N)

Ab : ベースプレートの有効面積 (mm^2)

Zb : ベースプレートの断面係数 (mm^3)

Fc : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

※ Mcs : ベースプレートの端部が支圧耐力に達するモーメント (Nmm)

(2) ペデスタル

(a) 曲げモーメント、軸力に対する検討

(i) 鉄筋コンクリート柱としての、軸力を考慮した曲げ終局耐力 (Nmm)

$$pMu = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot Fc} \right) \quad (3.7.10)$$

ここで、 a_t : 引張鉄筋の断面積の合計 (mm^2)

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

D : ペデスタル断面の全せい (mm)

B : ペデスタル断面の有効幅 (mm)

N : 軸力 (N)

Fc : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

(b) せん断荷重に対する検討

(i) 鉄筋コンクリート柱としての、軸力を考慮したせん断耐力 (N)

$$pQsu = \left\{ \frac{0.053Pt^{0.23}(Fc+18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.27 \sqrt{10 \cdot Pw \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_o \right\} b \cdot j \quad (3.7.11)$$

ここで、 Pt : 引張鉄筋比 $= \frac{a_t}{b \cdot d}$

Pw : せん断補強筋比 $= \frac{a_w}{b \cdot x}$

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm^2)

σ_o : 軸圧縮応力度 (N/mm^2)

b : ペデスタルの断面の有効幅 (mm)

j : ペデスタル断面の応力中心間距離 (mm) $= \frac{7}{8}d$

d : ペデスタル断面の有効せい (mm) $= D - dt$

dt : かぶり厚さ (mm)

a_w : 一組のせん断補強筋の断面積 (mm^2)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

M : ペデスタルの曲げモーメント (Nmm)

Q : ペデスタルのせん断力 (N)

(3) フーチング

(a) ペDESTALからの鉛直荷重に対する検討

(i) パンチングシャーに対する許容せん断力 (N)

$$Qpa_1 = 1.5 b_0 \cdot j \cdot fss \quad (3.7.12)$$

ここで、 b_0 : パンチングシャーに対するせん断力算定用断面の延べ幅 (mm)

j : フーチング断面の応力中心間距離 (mm)

fss : コンクリートの短期許容せん断応力度で、耐震告示第 16 条第 4 項に定める値 (N/mm^2)

(b) 杭頭反力に対する検討

(i) パンチングシャーに対する許容せん断力 (N)

$$Qpa_1 = 1.5 b_0 \cdot j \cdot fss \quad (3.7.13)$$

(ii) 杭頭部の鉛直方向支圧耐力 (N)

$$Pbu = Ap \cdot fcs \quad (3.7.14)$$

ここで、 fcs : 最大支圧強度 (N/mm^2) (=Fc)

Ap : 杭頭の有効断面積 (mm^2)

(iii) 杭頭部の水平方向支圧耐力 (N)

$$Qbu = Dp \cdot Le \cdot fcs \quad (3.7.15)$$

ここで、 Dp : 杭径 (mm)

Le : 杭頭部のフーチング内への埋込み長さ (mm)

(c) 曲げモーメントに対する検討

(i) 鉄筋コンクリート梁と仮定しての曲げ終局耐力 (Nmm)

$$FMu = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3.7.16)$$

ここで、 a_t : フーチングの有効幅内の引張鉄筋の断面積の合計 (mm^2)

σ_y : フーチングの引張鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

d : フーチングの有効せいで、フーチング天端からフーチング下端の鉄筋重心までの距離 (mm)

(d) せん断荷重に対する検討

(i) 鉄筋コンクリート梁と仮定しての許容せん断力 (N)

$$FQu = b' \cdot j \cdot fss \quad (3.7.17)$$

ここで、 b' : フーチングの有効幅 (mm)

j : フーチングの応力中心間距離 (mm) $= \frac{7}{8} d$

fss : コンクリートの短期許容せん断応力度で、耐震告示第 16 条第 4 項に定める値 (N/mm^2)

(4) 杭

(a) 杭の鉛直方向圧縮力に対する検討

(i) 杭本体の軸方向圧縮耐力 (kN)

・コンクリート系杭の場合

Rap_1 は、終局強度のインタラクションカーブ (M-N 曲線) の最大圧縮力とする。

・鋼杭の場合

$$Rap_1 = \begin{cases} \mu \cdot Ap \cdot F \left(0.8 + 2.5 \frac{t}{r} \right) & ; 0.08 \geq \frac{t}{r} \geq 0.01 \text{ の場合} \\ \mu \cdot Ap \cdot F & ; \frac{t}{r} > 0.08 \text{ の場合} \end{cases} \quad (3.7.18)$$

ここで、 μ : 杭の長さ径比による低減率で、耐震設計指針ハル1耐震性能評価（耐震設計設備・基礎）編2.3.3.4(1)による。

Ap : 杭の有効断面積 (mm^2)

F : 杭体の材料の降伏点 (kN/mm^2)

t : 杭の板厚 (mm)

r : 杭の半径 (mm)

(ii) 杭支持地盤の鉛直方向許容支持力 (kN)

$$Rap_2 = 1.0 \left\{ k_1 \cdot \bar{N} \cdot Ap + \left(\frac{10}{3} N_s \cdot L_s + C \cdot L_c \right) \phi \right\} - W'p \quad (3.7.19)$$

ここで、 k_1 : 杭の施工方法による係数

{	場所打ちコンクリート杭の場合	150
	打込み杭の場合	300
	埋込み杭の場合	200

\bar{N} : 杭先端支持地盤の平均N値

Ap : 杭の有効断面積 (m^2)

N_s : 中間砂質土層の平均N値

L_s : 中間砂質土層部分にある杭長 (m)

C : 中間粘性土層の平均粘着力 (kN/m^2) = $\frac{qu}{2}$

L_c : 中間粘性土層部分にある杭長 (m)

qu : 中間粘性土層の一軸圧縮強度 (kN/m^2)

ϕ : 杭周長 (m)

$W'p$: 杭本体の自重 (kN)

(iii) 杭の載荷試験結果による鉛直方向許容支持力 (kN)

$$Rap_3 = \min(1.0 \cdot Py, 1.0 \cdot Pu) \quad (3.7.20)$$

ここで、 Py : 載荷試験による降伏荷重 (kN)

Pu : 載荷試験による極限荷重 (kN)

※ 実際の検討は、上記(i)、(ii)、(iii)の最小値によって行う。

$$\therefore Rap = \min(Rap_1, Rap_2, Rap_3) \quad (3.7.21)$$

(b) 杭の鉛直方向引抜き力に対する検討

(i) 杭頭のフーチングへの許容定着力 (kN)

$$tRap_1 = \sum \phi \cdot le \cdot fas \quad (3.7.22)$$

ここで、 ϕ : 杭頭の定着鉄筋の周長 (mm)

le : 杭頭の定着鉄筋の有効定着長さ (mm)

fas : 杭頭の定着鉄筋の短期許容付着応力度で、耐震告示第16条第4項に定める値 (kN/mm^2)

※ 十分な定着鉄筋が無い場合は、 $tRap_1 = 0$ とする。

(ii) 杭本体の軸方向引張力 (kN) 又は軸方向許容引張力 (kN)

・コンクリート系杭の場合

tRap₂は、終局強度のインタラクションカーブ (M-N 曲線) の最大引張耐力とする。

・鋼杭の場合

$$tRap_2 = A_p \cdot F \quad (3.7.23)$$

ここで、A_p : 杭の有効断面積 (mm²)

F : 杭体の材料の降伏点 (kN/mm²)

(iii) 杭支持地盤の鉛直方向許容引抜き力 (kN)

$$tRap_3 = \frac{2}{3} \varphi \int_0^L \tau_t \cdot dZ + W'p \quad (3.7.24)$$

・粘性土層の場合

$$\tau_t = C$$

・砂質土層の場合

$$\tau_t = \begin{cases} 2 \cdot N_s & \dots \text{場所打ちコンクリート杭、打込み杭の場合} \\ N_s & \dots \text{埋込み杭の場合} \end{cases}$$

ここで、φ : 杭周長 (m)

τ_t : 杭周面の摩擦抵抗力 (kN/m²)

W'p : 杭自重 (kN)

C : 平均粘着力 (kN/m²)

(iv) 杭の引抜き試験結果による鉛直方向許容引抜き力 (kN)

$$tRap_4 = \min(1.0 \cdot P_y, \frac{2}{3} tPu) \quad (3.7.25)$$

ここで、tP_y : 引抜き試験による降伏荷重 (kN)

tP_u : 引抜き試験による極限荷重 (kN)

※ 実際の検討は、上記(i)～(iv)の最小値によって行う。

$$tRap = \min(tRap_1, tRap_2, tRap_3, tRap_4) \quad (3.7.26)$$

※※ 検討時に、杭に引抜きが生じ、基礎の浮き上がりが生じる場合には、圧縮側の強度を再検討する。

(c) 抗頭への水平力に対する検討

(i) 曲げモーメント-軸力のインタラクションカーブ

・杭に作用する水平力 (kN)

$$Q_p = \frac{Q + F_H}{n_p} \quad (3.7.27)$$

ここで、Q : 機器からの水平荷重 (kN)

F_H : 基礎部分の水平荷重 (kN)

n_p : 杭本数

・杭に作用する最大曲げモーメント (kNmm)

$$M_p = 0.3224 \cdot \frac{Q_p}{\beta} \quad (3.7.28)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot B}{4EI}} \quad (3.7.29)$$

ここで、 kh : 地盤の水平地盤反力係数 (N/mm^3)

B : 杭の見付け幅 (mm)

E : 杭のヤング係数 (N/mm^2)

I : 杭の断面2次モーメント (mm^4)

※ 杭は「杭頭自由の長い杭」と仮定する。ただし、異なる条件と判断される場合は、これによらない。

※※ 実際の検討は、求めた M_p と計算により求めた杭反力 N_p を、終局強度のインタラクションカーブ上にプロットすることにより行う。

(5) 直接基礎の地耐力の検討

地耐力は地盤の種類に応じ表 3.6 に定めるとおりとする。

3.7.3 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力は検討部位ごとに定められた D_s 値を用いて算出する。

表 3.5 基礎の構造特性係数 Ds 値

検討項目	検討部位	検 討 内 容		評価内容	Ds 値
定着部コンクリート	基礎ボルト	引張	コンクリートのコーン状破壊 コンクリートの支圧破壊	せん断 支 圧	0.5※
		せん断	コンクリートのコーン状破壊 ボルト周辺コンクリートの支圧破壊	せん断 支 圧	
		組合	引張—せん断組合せ	組合せ	
	ベースプレート	ペDESTAL先端 コンクリートの支圧破壊		支 圧	0.5
ペDESTAL	曲げモーメント・軸力	曲げ終局耐力		曲げ耐力	0.4 ※※
	せん断	せん断耐力		せん断	0.5
フーチング	ペDESTAL	パンチングシャー		せん断	0.5
	杭頭	パンチングシャー		せん断	0.5
		鉛直方向支圧耐力		支 圧	0.5
		水平方向支圧耐力		支 圧	0.5
曲げモーメント	曲げ終局耐力		曲げ耐力	0.4 ※※	
せん断	せん断耐力		せん断	0.5	
杭	鉛直方向 圧縮力	杭本体の軸方向圧縮耐力 杭支持地盤の鉛直方向支持耐力		圧 縮 圧 縮	0.5
	鉛直方向 引拔力	杭頭のフーチングへの定着耐力 杭本体の軸方向引張耐力 杭支持地盤の鉛直方向引拔耐力		付 着 引 張 引 張	0.5
	水平力	軸力と水平力による曲げモーメント (引張側と圧縮側)		組合せ	0.5
直接基礎	地耐力	地耐力		圧縮	0.5

※) コーン状破壊面内に配筋が存在しない場合は、コーン状破壊に対するDs値は0.7とする。

※※) 曲げ損傷が先行する場合、即ち曲げ降伏時発生せん断応力度が保有せん断耐力の8割より小さな場合は0.4とし、それ以外の場合は0.5とする。

表 3.6 地盤種別の地耐力

地盤の種類	区分	地耐力 (kN/m ²)	目安とする値		備 考
			N値	一軸圧縮強度 qu (kN/m ²)	
岩 盤		3000		10000 以上	
密実な砂礫		900			
砂質 地盤	固 結	1500	50 以上		
	密 実	900	30~50		
	中 位	600	15~30		
	中位ないし緩い	200	10~15		
	緩 い	150	7~10		4種地盤
粘 土 質 地 盤	土 丹	900	30 以上	1000 以上	
	非常に堅い	600	15~30	200~400	
	堅 い	300	8~15	100~200	
	中 位	150	4~8	50~100	
	軟 弱	60	2~4	25~ 50	
	極めて軟弱	30	2 以下	25 以下	
ローム 層	堅 い	300			
	中 位	150			

4. 地盤の液状化、流動に対する設計

高圧ガス施設の基礎等の設計は、基礎地盤及び周辺地盤の液状化、流動の判定並びに地盤の変状等の算定を行うことにより、適切な基礎及び配管の設計を図 4.1 に示す手順で行うものとする。

ただし、特定貯槽配管（液化ガス貯槽のうち、毒性ガス 5 t 可燃性ガス 200t 以上の貯槽能力を持つ貯槽の配管（受入、払い出し用の主な配管））については、地盤の液状化、流動による地盤変状の評価を行うものとする。

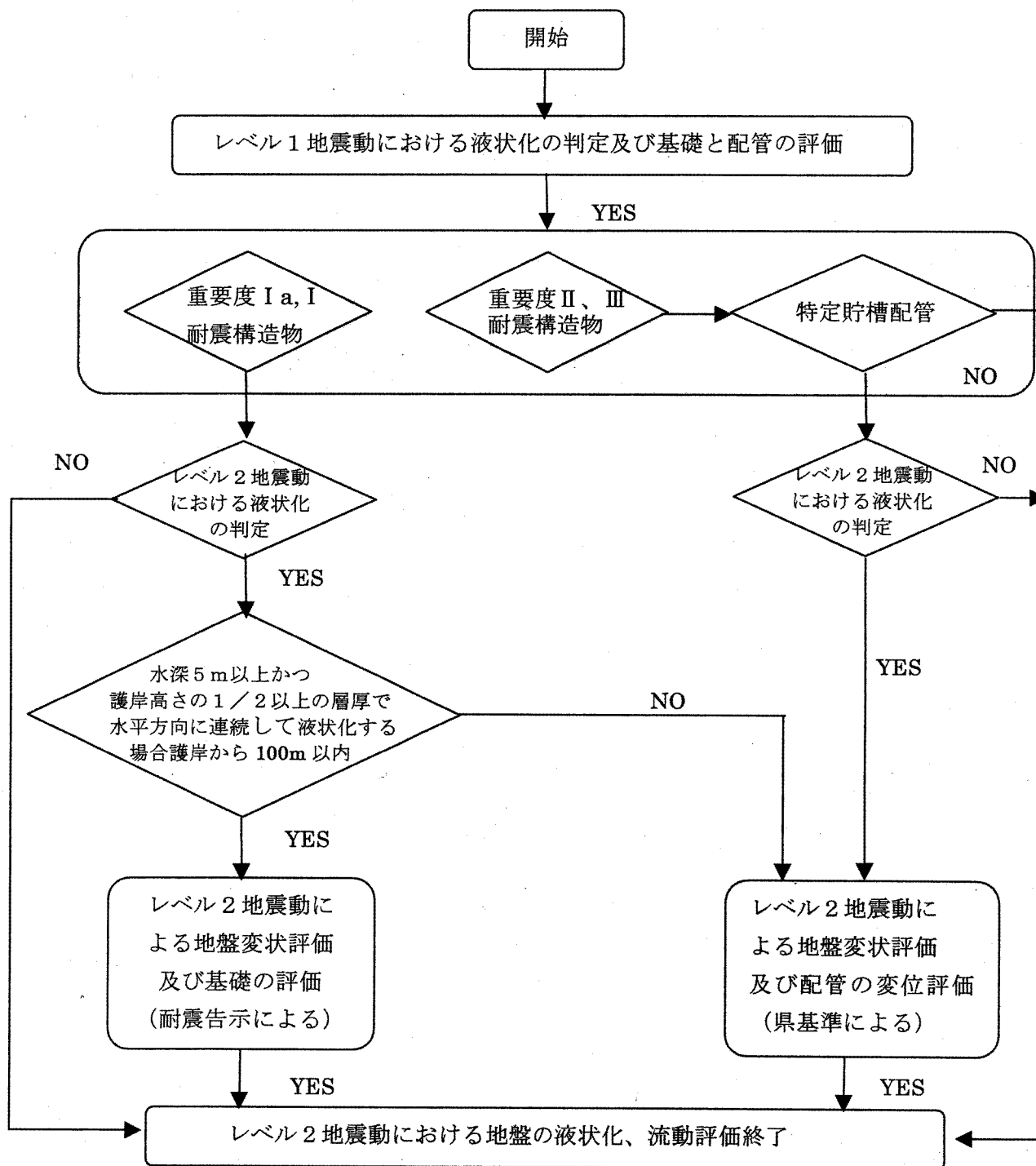


図 4.1 地盤の液状化、流動に関する手順図

4.1 液状化の判定

液状化の判定は詳細判定によること。ただし、重要度Ⅱ、Ⅲで毒性ガス 5t 可燃性ガス 200t 以上の貯槽配管の場合は簡易判定法によることができる。

4.1.1 詳細判定

次のすべてに該当する地盤（粘土分含有率が 20%を超える地盤を除く。）は、地震時に液状化するおそれのある地盤と判定する。

- ① 地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- ② 細粒分含有率 F_c が 35% 以下の土層、又は F_c が 35% を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層
- ③ 平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ 10% 粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層
- ④ 次式で示す F_L 値が 1.0 以下である土層

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (4.1.1)$$

この算式において、 R 及び L は、次の値を表すものとする。

R : 地盤の動的せん断強度比であって、次の算式により得られる値とする。

$$R = C_w R_L \quad (4.1.2)$$

ただし、この算式において、 C_w 及び R_L は次の値を表すものとする。

C_w : 地震動特性による補正係数であって、次式で示される値とする。

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad (4.1.3)$$

R_L : 地盤の繰返し三軸強度比であって、次の表より得られる値

Na	R_L	
Na が 14 未満の場合	$R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}}$	(4.1.4)
Na が 14 以上の場合	$R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}$	(4.1.5)

この算式において、 N_a は粒度の影響を考慮した補正 N 値を表すもので、次の表により得られる値とする。

土質	Na	
砂質土の場合	$Na = C_1 \cdot N_1 + C_2$	(4.1.6)
礫質土の場合	$Na = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50} / 2)\} N_1$	(4.1.7)

この算式において C_1 、 N_1 、 C_2 及び D_{50} はそれぞれ次の値を表すものとする。

C_1 : 細粒分含有率 F_c (単位%) による N 値の補正係数であって、次の表による。

細粒分含有率 F_c	C_1	
0% 以上 10% 未満の場合	1	
10% 以上 60% 未満の場合	$(F_c + 40) / 50$	(4.1.8)
60% 以上の場合	$(F_c / 20) - 1$	(4.1.9)

N_1 : 有効上載圧 98kN/m^2 相当に換算した N 値であって、次の算式により得られる値とする。

$$N_1 = \frac{1.7N}{\frac{\sigma'_v}{98} + 0.7} \quad (4.1.10)$$

この算式において、 N 及び σ'_v は、それぞれ次の値を表すものとする。

N : 標準貫入試験から得られる地盤の N 値

σ'_v : 設計深度における有効上載圧 (単位 kN/m^2)

C_2 : 細粒分含有率 F_c (単位%) による N 値の補正係数であって、次の表による。

細粒分含有率 F_c	C_2
0%以上 10%未満の場合	0
10%以上の場合	$(F_c - 10) / 18$

(4.1.11)

D_{50} : 地盤の平均粒径

L : 地盤の地震時におけるせん断応力比であって、次の算式により得られる値とする。

$$L = r_d K_H \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (4.1.12)$$

この算式において、 r_d 、 K_H 、 σ_v 及び σ'_v は、それぞれ次の値を表すものとする。

r_d : 地震時のせん断応力比の深さ方向の低減係数であって、次の算式で得られる値とする。

$$r_d = 1.0 - 0.015 \chi \quad (4.1.13)$$

この算式において、 χ は地表面からの深さ (単位 m) を表すものとする。

K_H : 地表面における水平震度、なお、代替評価法を採用する場合にあっても 0.5 を乗じない値とする。

σ_v : 設計深度における全上載圧 (単位 kN/m^2)

σ'_v : 設計深度における有効上載圧 (単位 kN/m^2)

4.1.2 簡易判定法

重要度 II、III で毒性ガス 5 t 可燃性ガス 200t 以上の貯槽配管の場合は下記に示す N 値しかない場合の液状化判定に必要な各種土質定数の設定法によって良い。

表 4.1 N値しかない場合の液状化判定に必要な各種土質定数の設定法

N 値	試験により求める
湿潤重量、飽和重量	平成 2 年版道示 V 耐震設計編の液状化に関する資料による。
有効重量	飽和重量-10kN/m ³
D ₅₀	平成 2 年版道示 V 耐震設計編の液状化に関する資料による。
D ₁₀	粗砂、砂礫においては D ₁₀ が 1.0mm より大なる可能性があるの で、試験により確認できれば液状化対象外とする。上記以外は D ₁₀ による液状化判定除外は行わない。
細粒分含有率 F _c	平成 2 年版道示 V 耐震設計編の液状化に関する資料による。
塑性指数 I _p	F _c が 35% をこえる場合は、試験により I _p が 15 より大きいこ とを確認できれば液状化対象外とする。
粘土分含有率 P _c	土層区分で粘土とされている部分は P _c ≥ 20% と考え液状化対 象外とする。それ以外の土層については、試験により P _c ≥ 20% を確認すれば液状化対象外となるが、試験を行わない場合は液 状化判定を行う。

表 4.2 土質分類と単位重量、平均粒径、細粒分含有率の概略値

土質分類	地下水位面下 の単位重量 γ ₁₂ (kN/m ³)	地下水位面上 の単位重量 γ ₁₁ (kN/m ³)	平均粒径 D ₅₀ (mm)	細粒分含有 率 FC(%)
表土	17.0	15.0	0.02	80
シルト	17.5	15.5	0.025	75
砂質シルト	18.0	16.0	0.04	65
シルト質細砂	18.5	16.0	0.07	50
微細砂	18.5	16.5	0.10	40
細砂	19.5	17.5	0.15	30
中砂	20.0	18.0	0.35	10
粗砂	20.0	18.0	0.60	0
砂れき	21.0	19.0	2.00	0

4.1.3 土質定数の低減

「液状化するおそれのある地盤」の土層に係る土質定数は、 F_L 値、深度及び地盤の動的せん断強度比 R の関係から定まる以下の低減係数 D_E を当該土層が液状化しないものとして求めた土質定数に乗じて算出することとする。なお、 $D_E=0$ の場合の土層は、耐震設計上土質定数を零とする土層とする。

F_L の範囲	深度 χ (m)	地盤の動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq \chi \leq 10$	0	1/6
	$10 < \chi \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq \chi \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < \chi \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq \chi \leq 10$	2/3	1
	$10 < \chi \leq 20$	1	1

ここで、低減させる土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を指すものとする。また、 F_L 値は、標準貫入試験が実施された深度において得られるが、低減係数 D_E を求めるには通常は 1 m 程度の間隔で F_L 値を計算し、各土層ごとに平均的な F_L 値を求めて、これにより低減係数 D_E を設定するのがよい。

4.2 流動の検討

重要度Ⅰ、Ⅰaおよび重要度Ⅱ、Ⅲで毒性ガス5t可燃性ガス200t以上の貯槽配管の場合で液状化するおそれのある護岸近傍の地盤で当該護岸が地震動で水平移動や転倒を生じる可能性がある場合は、当該護岸背後地盤は「流動するおそれがある地盤」と判定し、地盤の流動の影響で近傍の耐震設計構造物に損傷を与えることが予想される場合は、流動の検討を行い、レベル2地震動による地盤変状評価及び基礎の評価を行う。また、流動するおそれが無い地盤の場合はレベル2地震動による地盤変状評価及び配管の変位評価をおこなう。

4.2.1 「流動のおそれがある地盤」の判定

「流動のおそれがある地盤」の判定は以下の基準による。ただし、国又は自治体が規定する耐震護岸で、レベル2地震相当に対しての変形照査により機能維持が図られている場合、レベル2地震動で水平移動又は転倒を生じる護岸から除外してよい。

- ① 護岸水深が5m以上で、かつ
- ② 護岸高さの範囲における護岸背後地盤が、護岸高さの1/2以上の層厚で水平方向に連続して液状化する場合
- ③ 護岸近傍とは護岸から100m以内の範囲とする。

ここで言う「護岸水深」は、捨石マウンドや護岸前面の押え捨石がある場合はその位置での水深としてよい。

また、地盤流動に係わる護岸背後地盤の液状化範囲は、「護岸水深」以浅を対象と考えてよい。

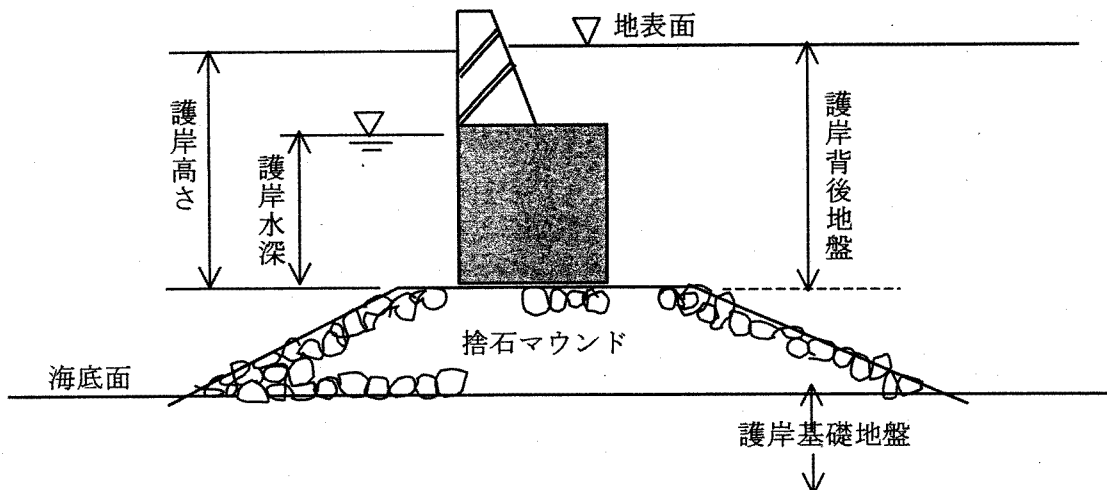


図 4.2 重力式護岸と流動に係る地盤評価範囲例

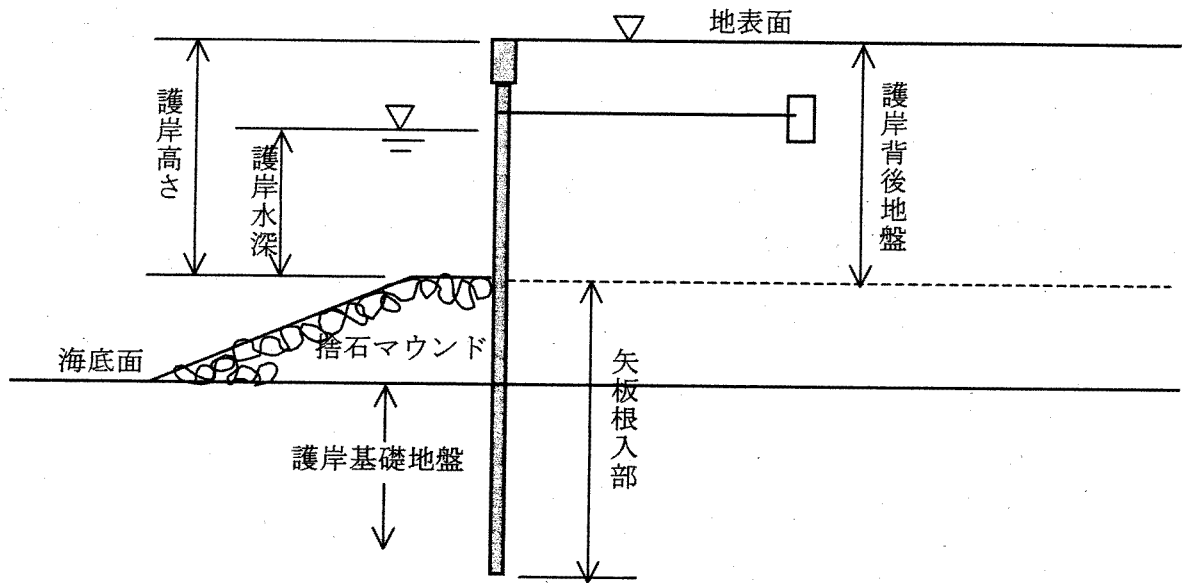


図 4.3 矢板式護岸と流動に係る地盤評価範囲例

4.2.2 地盤の沈下および水平移動量の算定

液状化又は流動するおそれがある地盤では、液状化に伴う地盤の沈下量および水平移動量は下記に示す適切な方法下記に示す①～④等により算定する。

ただし、杭基礎や共通基礎の採用で隣接する配管支持構造物の基礎間に生じる相対沈下が防止されており、かつ構造物全体の安定性の検討が不要な場合には検討を省略してもよい。

① 液状化に伴う地盤沈下量の算定法(高压ガス保安協会・「高压ガス設備等耐震設計指針(レベル2耐震評価編)」による。(以下「KHK指針」という。)) 液状化に伴う地盤沈下の原因には次の二つのものが考えられる。

- a) 液状化により発生した過剰間隙水圧が消散する過程で生じる土の圧縮に伴う地盤沈下
- b) 護岸のはらみだし、傾斜等により発生する液状化地盤の流動に伴う背後地盤の地盤沈下

従って、護岸背後地盤ではこの2つの原因による地盤の沈下を考慮する必要がある。その算定式として、(4.1.14)式により護岸背後地盤の液状化に伴う地盤沈下を推定することができる。

$$w = \varepsilon_v Z + S \quad (4.1.14)$$

ただし、 w ：護岸から距離 x (m) の地点における地盤の沈下量 (m)

ε_v ：過剰間隙水圧の消散に伴って生じる体積ひずみで、図 4.4 から求める。

Z ：距離 x (m) の地点における液状化層厚 (m)

S ：距離 x (m) の地点において、地盤の流動に伴って発生する地盤の沈下量 (m) で、図 4.5 に示す関係図を用いて求める。

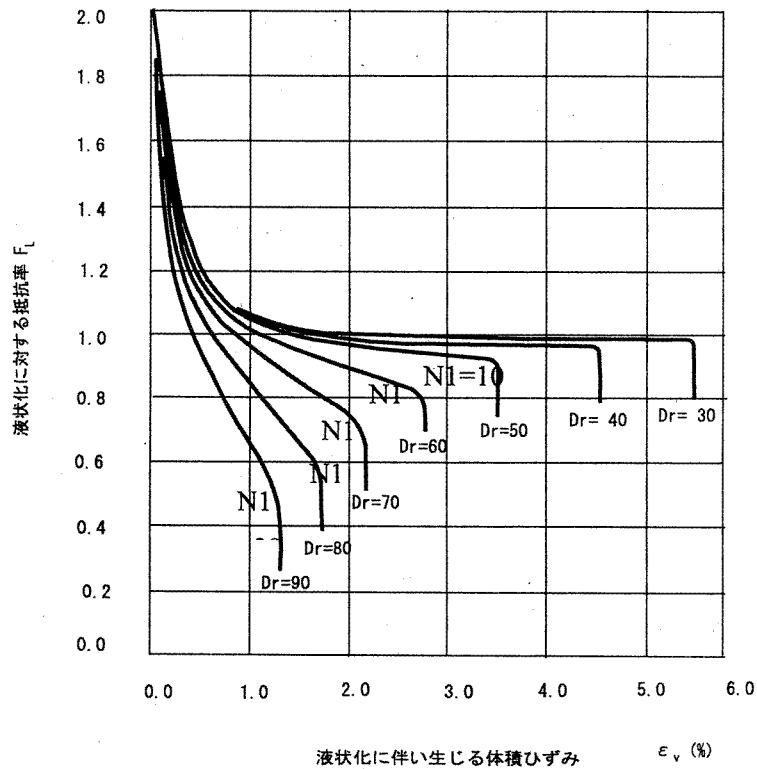


図 4.4 F_L 値、相対密度 D_r と体積ひずみ ε_v の関係⁽¹⁾

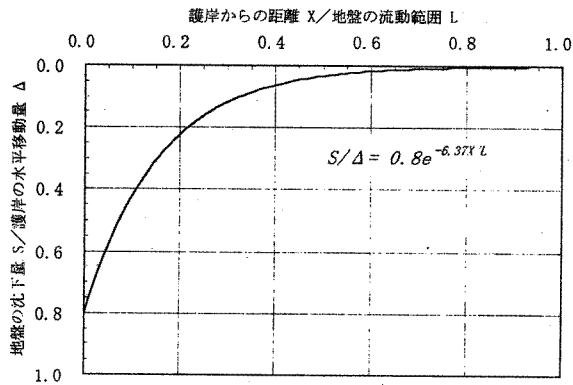


図 4.5 地盤の流動に伴う地盤の沈下量⁽²⁾

② 液状化に伴う地盤の水平移動量算定式（「KHK指針」による。）

流動するおそれがある地盤では、流動に伴う地盤の水平移動量を適切な方法により算定する。ただし、異なる配管支持構造物間に生じる相対変位が、両者の基礎を共通基礎とする等の方法で防止されている場合には検討を省略してもよい。

「液状化に伴う地盤変位量の算定」を行う場合の例として、過去の震害事例に基づいて提案された経験的な方法により算定することができる。その場合は以下の手順に従い、護岸背後地盤の水平移動量を簡易に推定することができる。

[手順 1：護岸変位量の推定]

レベル2地震動に対して、護岸背後及び基礎地盤の液状化の検討を行い、(4.1.15)式及び表4.3を用いて、護岸の水平移動量 Δ を求める。

$$\Delta = \frac{Fd}{100} \cdot Hw \quad (4.2.1)$$

ここに、 Δ ：護岸の水平移動量 (m)

Fd：護岸の変形率（護岸の水平移動量／護岸の高さ）（%）

Hw：護岸の高さ (m)

表 4.3 護岸・岸壁の変形率

重力式		矢板式		
液状化の範囲	変形率 (%)	液状化の範囲		変形率 (%)
護岸背後のみ液状化	15.0	護岸背後のみ液状化	控工周辺は非液状化	20.0
			控工周辺も液状化	40.0
護岸背後及び基礎地盤が液状化	30.0	護岸背後及び基礎地盤、控工周辺すべてが液状化		75.0

ただし、表4.3は以下の条件の範囲内における事例をまとめたものから設定しており、他の条件の護岸では表中の変形率と異なる可能性があることに注意する必要がある⁽²⁾。

なお、同表は文献(3)の研究結果に、矢板護岸のレベル2での変形率を加筆作成したものである。

- a) 水深-8.0~-14.0m程度の大型ケーソンまたは矢板式護岸
- b) 設計震度0.2以下で耐震設計がなされている護岸
- c) 基礎地盤の緩い砂質土の層厚は25m程度以下

[手順2：流動範囲の推定]

液状化が生じると推定される層のN値と、(4.2.1)式から求めた護岸の水平移動量から、(4.2.2)式を用いて、流動範囲（流動が生じる範囲）を推定する。

$$L = 250 \cdot \frac{\Delta}{(N_1)_{av}} \quad (4.2.2)$$

ここに、L：地盤の流動範囲 (m)

Δ ：護岸の水平移動量 (m)

$(N_1)_{av}$ ：流動範囲内の液状化層における基準化N値の平均値。

なお、基準化N値とは有効上載圧98kN/m²相当に換算したN値であり、(4.2.3)式より得られる値とする。

$$N_1 = \frac{1.7N}{\frac{\sigma'_v}{98} + 0.7} \quad (4.2.3)$$

ただし、 σ'_v ：有効上載圧 (kN/m²)

[手順3：水平移動量分布の推定]

図4.6に示す関係を用い、対象地点の地盤の水平移動量を推定する。なお、図4.6は兵庫県南部地震における地盤の変位量を調査してまとめたものである⁽⁴⁾。

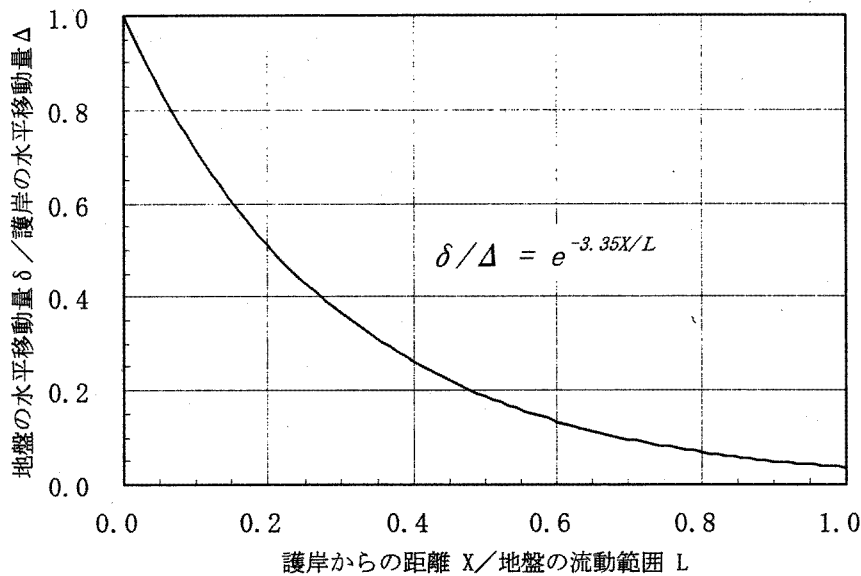


図 4.6 護岸背後地盤の水平移動量分布⁽⁴⁾

③ 水道施設耐震工法指針・解説による地盤変位算定方法 (1997年3月、日本水道協会)
 水道施設の埋設管路の耐震設計を行うに当たり、流動 (指針上の呼称は「側方流動」) による地盤変位あるいは地盤ひずみを考慮しなければならないとし、兵庫県南部地震及び新潟地震における実測値を基に確率論的に定めている。その中で、護岸背後地盤の地盤ひずみと地盤変位分布については以下のように示されている。

a) 護岸近傍における地盤の引張ひずみと地盤変位分布

埋立地などの護岸の移動により流動が発生する場合の護岸法線直角方向の地盤引張ひずみは 1.2～2.0% の範囲の値としてよい。これは兵庫県南部地震と新潟地震における、護岸より 100m 以内の地盤ひずみの発生頻度分布を基に算定された非超過確率 70% 及び 90% の値として求めたものである。そしてこの範囲内で管路の重要度、復旧の難易度等を基に適切に地盤ひずみを設定する。

地盤変位の分布は対象区間内で地盤ひずみが一定であるとして求められる。すなわち護岸から 100m の区間で変位は直線的に変化すると仮定し、地盤の変位量 D は (4.2.4) 式で表される。

$$D = \varepsilon_G (100 - X) \quad (4.2.4)$$

ここに、 D : 地盤変位 (m)

ε_G : 地盤の引張ひずみ

X : 護岸からの距離 (m)

b) 埋立地及び河川流域の内陸部における地盤の引張ひずみと地盤変位分布

a) と同様な方法により、埋立地等での護岸線より 100m 以上離れた領域における地盤の引張ひずみは 1.0～1.5% の範囲内の値とし、この範囲内で管路の重要度、復旧の難易度等を基に適切に地盤ひずみを設定する。

c) 傾斜地盤の水平変位量

傾斜地盤においては、地盤の水平変位量 δ_G (m)を、液状化層厚の総和H(m)と地表面の傾き θ (%)から、 $\delta_G = k \cdot H \cdot \theta$ (k:係数. 平均 0.57)で表わしている。

d) 基礎への外力

基礎への外力は、護岸線から 100mの範囲内にある基礎に対して、非液状化層では受働土圧を、液状化層では土圧係数、 $K=0.3$ の土圧を作用させ、護岸からの距離に応じて土圧を低減(100mでゼロ)することとしている。

④ 下水道施設の耐震対策指針と解説による地盤沈下量および水平移動量の算定
(1997年8月、日本下水道協会)

a) 地盤の沈下量の推定

液状化による地盤の沈下が施設の継目部、管路、配管等に与える影響について照査を行うことが定められており、地盤沈下量 δ を(4.2.5)式により算定する。

$$\delta = H_{FL} \times \eta \times 100 \quad (4.2.5)$$

ここに、 δ : 液状化による地盤沈下量 (cm)

H_{FL} : 液状化層厚 (m)

η : 沈下率 (=0.05)

b) 地盤の永久ひずみ

管路等の設計に用いる地盤の永久ひずみは、護岸の移動等に起因する。液状化地盤の永久ひずみと非液状化地盤の永久ひずみを次のように設定する。

イ) 護岸近傍(護岸より 100m以内)における液状化地盤の永久ひずみ(引張)は 1.5%とする。

ロ) 護岸線より 100m以上離れた液状化地盤の永久ひずみ(引張)は 1.2%とする。

ハ) 非液状化の傾斜地盤(地表面勾配が 5%以上の盛土)における永久ひずみ(引張)は 1.3%とする。

c) 側方流動による外力

側方流動の影響については、液状化層中にある基礎杭に流動圧 $q(=\alpha \cdot D \cdot \gamma \cdot Z)$ を作用させることとしている。ここで、Dは杭径、 γ は土の単位体積重量、Zは深度であり、流動による土圧係数 α は 0.05 としている。

⑤ その他基準による算定

下記に示す基準等も参照して求めることができる。

◎建築基礎設計指針による算定

◎鉄道施設耐震設計基準

4.3 地盤変状による基礎の移動に係る耐震性能評価

4.3.1 杭基礎の耐震性能評価

① 地盤が流動するおそれのある地盤に係る杭基礎は、当該基礎の移動に係る耐震性能評価を行うこと。

② 当該評価は、流動により生じる基礎杭の曲げ変形及びせん断変形に係る損傷モードに関して、応答解析を行い、応答塑性率、許容塑性率を算出し、評価を行うこと。

ただし、当該基礎の上載構造物に関して、高圧ガスの気密性が保持されることが確認されたとき、本評価は省略することができる。この場合、上載構造物で考慮する基礎の移動量は、基礎の移動が地盤の移動量と等しい場合及び地盤又は基礎の移動量がない場合の両者に対して当該気密性の保持を確認するものとする。

なお、液状化に伴う地盤流動は地震後に広い範囲で過剰間隙水圧が上昇した段階で徐々に進行すると考えられる。そのため、最大地震慣性力が作用する時間と地盤流動による力が作用する時間は通常重ならないため、評価では作用力を同時に考慮することは行わない。

4.3.2 応答解析

(1) 適切な応答解析法により、基礎杭に生ずる変位を算定する。

(2) 基礎及び上載構造物の自重及び流動時に基礎杭に作用する流動力を基礎杭に同時に作用させ応答解析を行う。

(3) 応答変位法により基礎杭に作用する流動力を算定する場合には、地盤反力係数は「4.1.3 土質定数の低減」の規定にかかわらず、液状化層及び非液状化層ともに低減した値としてよい。

適切な応答解析法としては、地盤の流動変位を地盤バネを介して基礎に作用させる応答変位法、地盤の流動力を土圧として取り扱う土圧法及びその他の方法に大別される。応答変位法では地盤流動の大きさによって基礎に作用する力が異なるのに対して、土圧法では地盤流動の大きさに関わらず一定の力が基礎に作用することが前提となっている。基礎のみの応答解析を行う場合には、どちらの方法も広く使われている。ただし、配管など地盤変位の大きさが直接影響するような構造物との関係を考慮して基礎を設計する場合には、応答変位法を用いる方が合理的と考えられる。

4.3.2.1 応答変位法

応答変位法は、地盤と基礎の相互作用を両者に結合するばねにモデル化し、地盤の流動量を入力として、基礎の変位・応力を算定する解析法である。

① 流動変位の算定

「4.2.2 地盤の沈下及び水平移動量」に規定した方法で基礎位置における地盤の水平移動量を算定する。流動変位の深度方向の分布については、地下水位以浅の非液状化層では地表面変位で一定とし地下水位以深の液状化層は、大型土槽実験結果⁽⁵⁾を考慮して次式を用いて算定する。

$$d(x) = d_s \cdot \cos \frac{\pi x}{2H} \quad (4.3.1)$$

ここに、 $d(x)$ ：深さ x における流動変位量

ds : 地表面における流動量

H : 液状化層下端までの深さ

② 杭基礎モデル

基礎は構造や重要度に応じて適切なモデル化を行う。図 4.7 は基礎のモデル化の一例である。図 4.8 及び図 4.9 に示すように、杭軸方向の抵抗特性及び杭軸直角方向の地盤抵抗特性を考慮する。ただし、液状化（流動）層及び上部の非液状化層の杭軸直角方向の地盤反力は無視する。杭体の曲げモーメント～曲率の関係は、図 4.10 及び図 4.11 に示すように材料の非線形性を適切に考慮する。

③ 地盤と基礎の相互作用ばね

水平地盤反力係数を乗じて流動時に基礎に作用する荷重を算定する。荷重を算定する際に必要となる水平地盤反力係数は、液状化層については既往の実験事例や被害事例の解析結果などにに基づき、液状化しない場合の 1/500 程度に低減して用いることとする。一方、液状化層上部の非液状化層の水平地盤反力係数に関しては研究事例も少ないため、低減率を一義的に定めることは困難であるが、通常地盤の 1/10～1/100 程度をめやすとして低減してもよい。ただし、非液状化層から基礎に作用する荷重の上限は後述の土圧法で用いている受働土圧とする。なお、非液状化層が厚かったり土質が粘性土が主体である場合には、水平地盤反力係数はあまり低減しない場合もあるので、設計には十分配慮することが必要である。

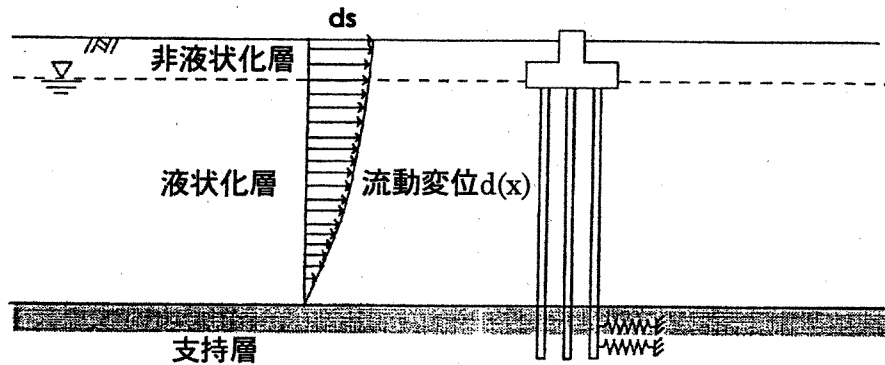


図 4.7 杭基礎の解析モデルの例⁽⁶⁾

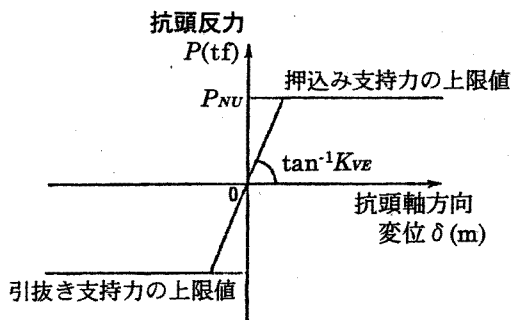


図 4.8 杭の軸方向抵抗特性⁽⁶⁾

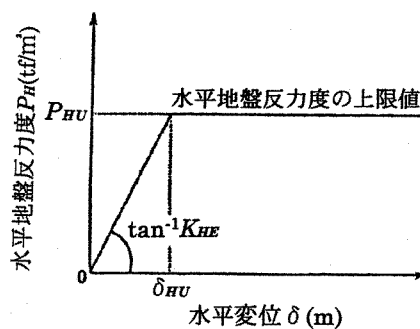


図 4.9 杭の軸直角方向の抵抗特性⁽⁶⁾

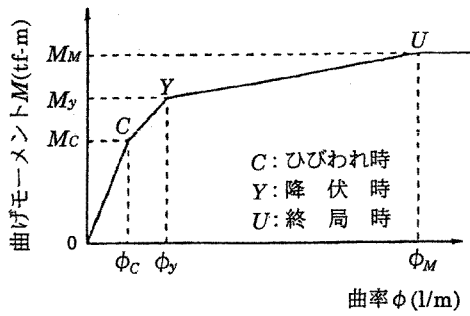


図 4.10 杭体の曲げモーメント～曲率関係(コンクリート杭)⁽⁶⁾

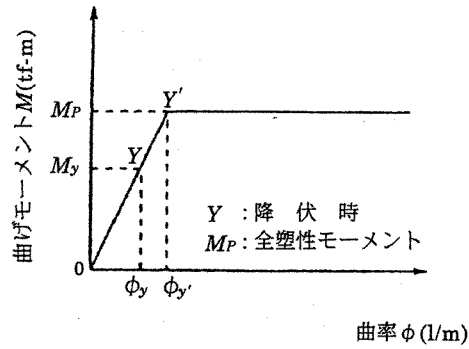


図 4.11 杭体の曲げモーメント～曲率関係(鋼管杭)⁽⁶⁾

4.3.2.2 土圧法

流動力を土圧として基礎に作用させる方法は、道路橋示方書をはじめとするいくつかの設計基準に取り入れられている。流動地盤を液状化(流動)層と上部の非液状化層に区分し、液状化層では荷重として流動圧を、非液状化層では受働土圧を基礎に作用させて、杭の応力・変位を算定する(図 4.12 参照)。

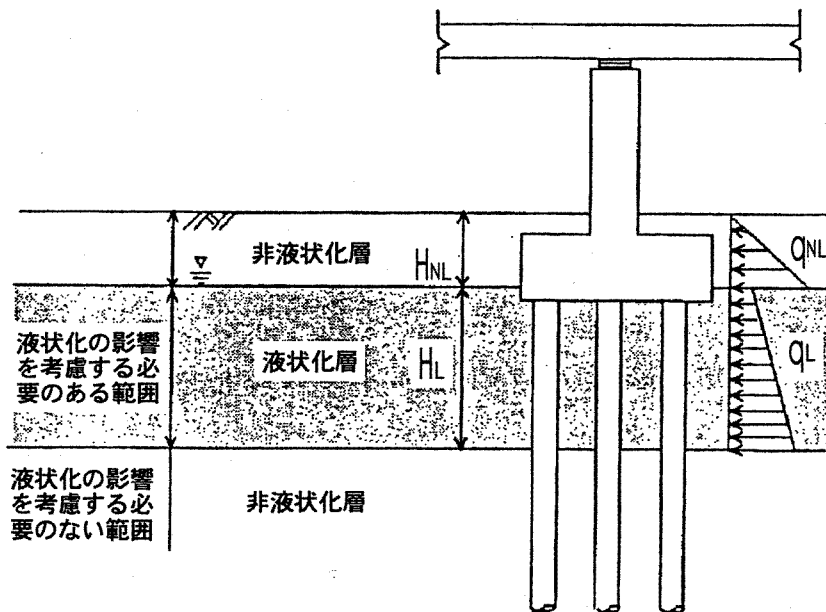


図 4.12 流動力算定モデルの例⁽⁶⁾

「道路橋示方書V 耐震設計編」では、次のように規定されている。

① 液状化層の流動圧

液状化層の流動圧は次式で算定する。

$$q_L = c_s \cdot c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (\chi - H_{NL}) \} \quad (4.3.2)$$

ここに、 q_L : 液状化層中にある構造部材に作用する深さ χ の位置での単位面積あたりの流動力

c_s : 水際線からの距離による補正係数で、表 2.4 の値とする

c_L : 液状化層中の流動力の補正係数 (当面 0.3 としよ)

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量
 γ_L : 液状化層の平均単位体積重量
 H_{NL} : 非液状化層厚

表 4.4 水際線からの距離による補正係数 c_s

水際線からの距離 s (m)	補正係数 c_s
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

② 非液状化層の土圧

液状化層上部の非液状化層の土圧は次式で算定する。

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} \cdot K_P \cdot \gamma_{NL} \cdot \chi \quad (4.3.3)$$

ここに、 q_{NL} : 非液状化層中にある構造部材に作用する深さ χ の位置での単位面積あたりの流動力

c_{NL} : 非液状化層中の流動力の補正係数であり、表 4.5 の値とする

K_P : 受働土圧係数 (常時)

表 4.5 非液状化層中の流動力の補正係数 c_{NL}

液状化指数 P_L	補正係数 c_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2 P_L - 1) / 3$
$20 < P_L$	1

なお、液状化指数 P_L とは、地盤全体の液状化の程度を表すパラメータであり、「4.1 液状化の判定」で定義される F_L 値を用いて次式で定義される。

$$P_L = \int_{\chi=0}^{20} F(\chi) \cdot w(\chi) \quad (4.3.4)$$

ここに、 $F(\chi)$ は、 $F_L \geq 1.0$ の場合、 $F(\chi) = 0$ 、 $F_L < 1.0$ の場合、 $F(\chi) = (1 - F_L(\chi))$ であり、 $w(\chi)$ は深さ方向の重み係数 ($w(\chi) = 10 - 0.5\chi$) である。

4.3.3 応答塑性率

流動による基礎の応答塑性率は、地震慣性力による場合と異なりエネルギー一定則は成立しないため、以下のように算定する。

(1) 応答変位法または土圧法などの静的解析の場合

静的解析によって流動に対する基礎杭の変位及び断面力を算定する場合には、図 4.13 に示すように、外力として与えられる地盤の流動の大きさを変化させて、杭頭変位またはフーチング変位と杭体の断面力を計算する。これらの関係から、杭体のモーメントが降伏モーメント M_y に達した時の杭頭またはフーチング変位を基礎杭の降伏変位と規定し、次式で応答塑性率 μ_p を算定する。

$$\mu_p = \frac{\text{杭頭またはフーチングの最大水平変位量 } D_{\max}}{\text{基礎杭の降伏変位 } D_y} - 1 \quad (4.3.5)$$

(2) 時刻歴応答解析の場合

フーチングの変位及び杭体の断面力が時刻歴で与えられている場合には、次式を用いて応答塑性率 μ_p を算定する。

$$\mu_p = \frac{\text{杭頭またはフーチングの最大水平変位量 } D_{\max}}{\text{杭体のモーメントが } M_y \text{ に最初に達した時刻のフーチングの水平変位量 } D_y} - 1 \quad (4.3.6)$$

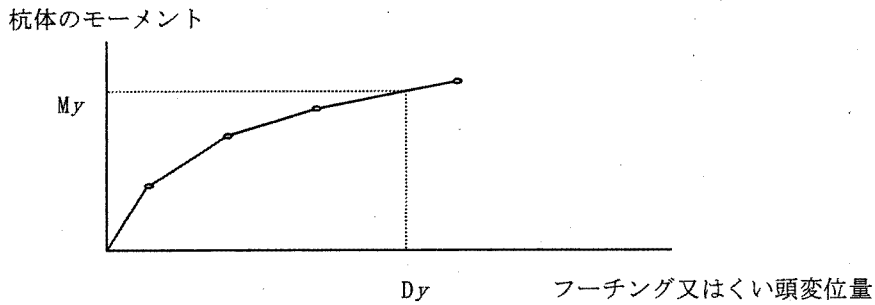


図 4.13 フーチング変位と杭体のモーメントの関係

4.3.4 許容塑性率

地盤変状による基礎の移動に係る許容塑性率 μ_{pa} は、当該基礎に係る上載構造物内の高圧ガスの気密性が保持されるよう定めるものとする。

許容塑性率 μ_{pa} は、地震慣性力による場合と異なり、単調载荷における変形追従性から設定する。慣性力に関する応答塑性率と区別するために、基礎の移動に係る許容塑性率を μ_{pa2} 、慣性力に係る許容塑性率を μ_{pa1} と表記する。

地盤流動の場合の許容塑性率は、兵庫県南部地震での杭被害と上部構造物の損傷度合いから考え、慣性力に係る許容塑性率より大きな許容塑性率を設定できる。地盤流動の場合の μ_{pa2} は 5.0 とする。

4.3.5 評価法

地盤変状による杭基礎の移動に係るレベル 2 耐震性能評価は、応答塑性率と許容塑性率との比較により評価を行うものとする。

地盤変状により杭基礎の移動に際して、耐震上重要な部材に生じる応答塑性率が許容塑性率以下となるときレベル 2 耐震性能が確保されると評価する。

4.4 地盤変状に伴う基礎の変位の評価

液状化・流動の恐れのある地盤上に設置された配管支持構造物の直接基礎については、変位（沈下・傾斜および水平移動）を算定して基礎－基礎間の相対変位を配管系レベル2耐震性能評価に反映する。ただし、共通基礎とする等の方法により、地盤変状時において相対変位の発生が防止されている区間は除く。

基礎の変位を算定、特に基礎の地盤内への沈降を考慮する場合は、以下の2つの方法がある。

- ① 過去の事例から変位を予測する
- ② 解析により算定する

4.4.1 過去の事例から変位を予測する

図 4.14 には直接基礎における兵庫県南部地震の高圧ガス施設の事例及び建築物の事例⁽⁷⁾の周辺地盤と基礎間のめり込み沈下－基礎幅の関係を示した。

また、吉見・時松⁽⁵⁾は新潟地震の際に液状化により沈下した鉄筋コンクリート建物35棟についての全体沈下量と建物幅／液状化深さの関係を図 4.15 にまとめている。

また、日本海中部地震によるタンクの被害⁽⁹⁾については全体沈下量とタンク直径及びタンク直径／液状化深さの関係につき図 4.16 の報告がなされている。

また、地盤改良を実施した場合は、地盤沈下量／周辺地盤と基礎間のめり込み沈下量のいずれも減少すると考えられる。ただし、いずれの場合も建物幅・タンク径は6 m以上の事例が主体であり、これより小規模の基礎についての沈下量は増加すると予想されるもののデータは少ない。

液状化－直接基礎の沈下メカニズムの考察と要因分析による簡易推定式が提案され、上記の事例を含めた実測例とを比較した研究が報告されているが推定値と実測値を一致させるには更に検討が必要とされている。⁽¹⁰⁾

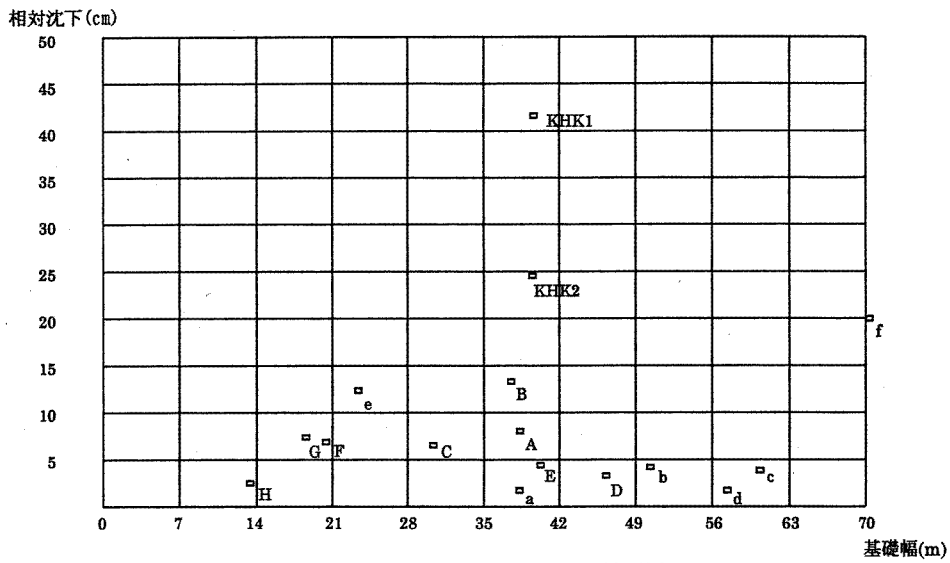
なお、図 4.4 (b)において、その傾斜と沈下を整理すると傾斜（不等沈下量／基礎幅）は $0.0004 \times$ 平均沈下量（cm）に整理できる。ただし、事例の基礎幅は6 m以上であり、それ以下の幅が小さく相対的にアスペクト比が大きな基礎については更に傾斜が大きくなると思われる。図 4.14 の直接基礎における兵庫県南部地震の高圧ガス施設の事例及び建築物の事例⁽⁷⁾の傾斜－めり込み沈下の関係で検証も加えた結果、幅の小さな基礎では最大値として4倍の $0.0016 \times$ 平均沈下量（cm）が適当と判断した。

8 m幅程度の基礎：傾斜（不等沈下量／基礎幅）＝ $0.0004 \times$ 平均沈下量（cm）

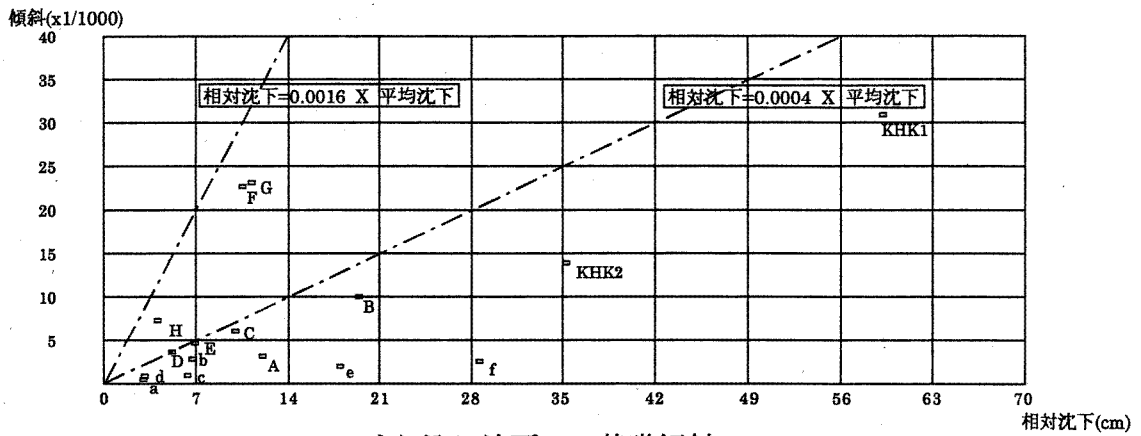
3－4 m幅の基礎：傾斜（不等沈下量／基礎幅）＝ $0.0016 \times$ 平均沈下量（cm）

ただし、上式は偏心の小さな事例であり、基礎の常時の偏心が大きい場合、傾斜は急激に増加すると思われる。

従って偏心の大きな基礎の場合は、基礎スラブ形状を工夫して極力偏心をなくす配慮が必要である。



(a) りり込み沈下 - 基礎幅



(b) りり込み沈下 - 基礎傾斜

図 4.14 直接基礎における兵庫県南部地震時の高圧ガス施設の事例及び建築物の事例⁽⁷⁾

記号 KHK1, KHK2 : 高圧ガス施設の事例
A-H, a-f : 建築物の事例

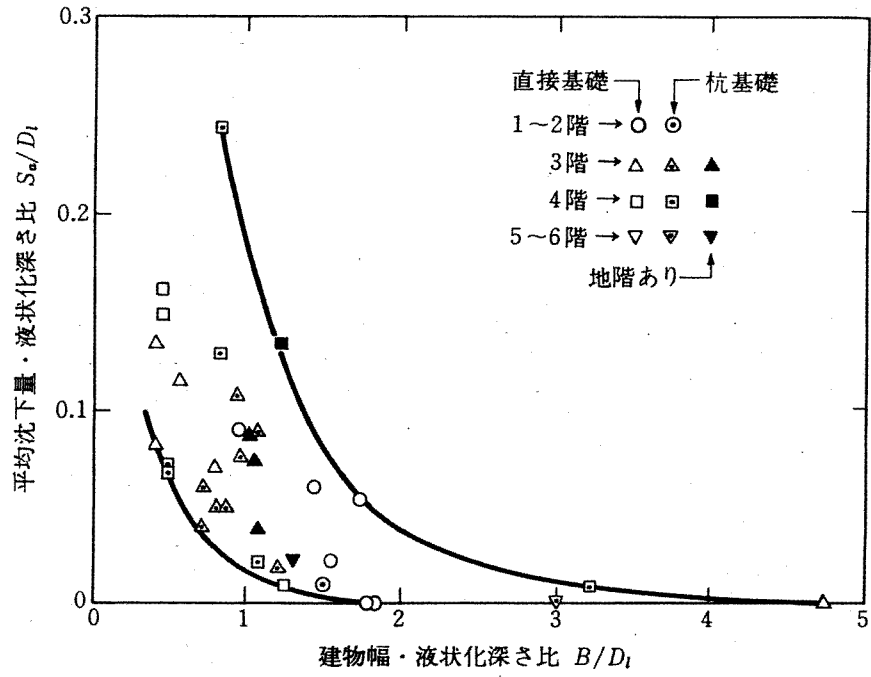


図 4.15 液状化深さによって無次元化した建物の沈下量と幅比の関係⁽⁸⁾

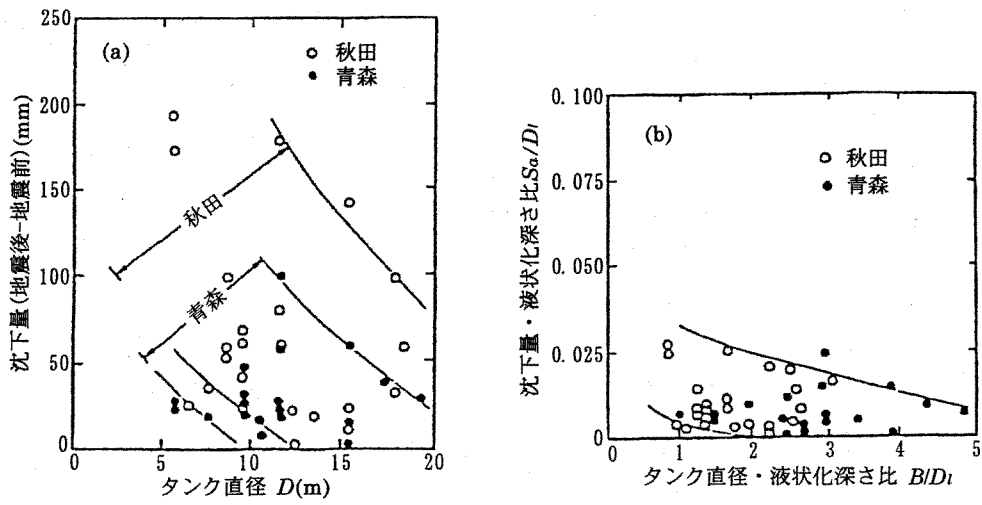


図 4.16 日本海中部地震によるタンクの沈下量と直径、液状化層の深さの関係⁽⁹⁾

4.4.2 解析により変位を予測する方法

直接基礎の液状化によるめり込み沈下量を推定する方法として下記の方法が提案されている。

① 液状化した地盤を固体と考えた場合の沈下量簡易推定方法

地盤が液状化するとせん断剛性が低下すると考え、沈下量はあまり大きくなく弾性変形で近似できると仮定し、弾性論による式を用いて沈下量が簡易的に求める。

② 残留変形解析

③ 2次元または3次元の有効応力法による地震応答解析を行い、基礎の沈下量について経時変化を求める。(FLIP等)

①の方法は単純な地盤および基礎形状しか適用できない。これに対し、有限要素法を用いると複雑な条件でも計算を行うことが出来る。つまり、地震前・後のせん断剛性を用いて有限要素解析を2度行い、その変形量の差から沈下量を求めれば良い。このような方法を総称して残留変形解析と呼んでおり、20年程度前からいくつか提案されてきていたが方法は確立されていなかった。これに対し、兵庫県南部地震後は液状化に伴う地盤・構造物の大変形を求める必要性から、研究が熱心に行われるようになってきている。

ただし、まだ方法は確立されていない。兵庫県南部地震後に提案されてきている方法として、FLの分布をFLUSHで求める方法1)や手計算程度で求める方法(例えば2))などがある。ここでは簡易法について述べる。

地盤が液状化するとせん断剛性が低下すると考え、沈下量は地盤を弾性変形で近似できると仮定し、弾性論による次式を用いてめり込み沈下量を簡易的に求める。

地盤を2層にモデル化する場合は図4.17に示すように非液状化層と液状化層の2層に区分し(4.3.7)式を用いる。1層にモデル化する場合は基礎の平均荷重 q_1 が図4.18に示すように、1/2の傾斜で、非液状化層では下方に向かって広がり、液状化層上面での荷重 q を用いて、(4.3.8)式を用いる。タンクなど円形基礎の場合は基礎底面積 A を用いて(4.3.7)、(4.3.8)式を用いることができる。

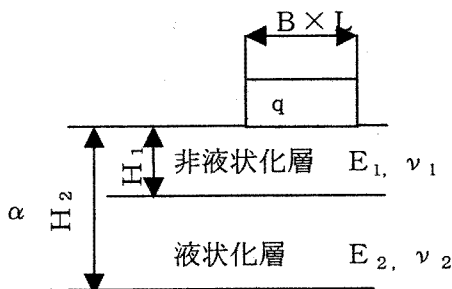


図 4.17 [2層モデルの場合]

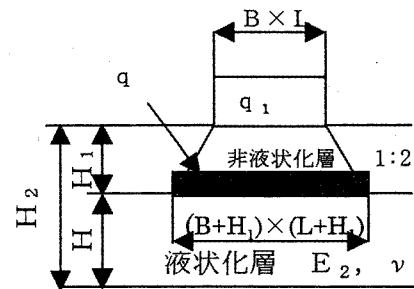


図 4.18 [1層モデルの場合]

$$SE_1 = \left\{ \mu_H (H_1, \nu_1) / E_1 + \mu_H (H_2, \nu_2) / E_2 - \mu_H (H_1, \nu_2) / E_2 \right\} \times q \times \sqrt{A} \quad (4.3.7)$$

$$SE_2 = \mu_H (H, \nu) \times q \times \sqrt{A} / E \quad (4.3.8)$$

ただし、

SE_1 、 SE_2 、 SE_2 ：基礎の沈下量 mm (液化化後のEを用いて計算した値から液化化前のEを用いて計算した値を引くと、液化化に伴う沈下量が求まる。)

A：基礎底面積 (m²) $A = B \times L = \pi \times D^2 / 4$

B：基礎の短辺長さ (m)

D：タンクなど円形基礎の直径 (m)

L：基礎の長辺長さ (m)

q：基礎の平均荷重強度 (kN/m²)

E_1 ：地盤のヤング係数 $E = 2800 \times N$ (kN/m²)

E_2 ：地盤の液化化後のヤング係数 $E = 2800 \times \alpha \times N$ (kN/m²)

α ：液化化後の剛性低下率 (表 4.6 参照)

N：平均N値

ν ：地盤のポアソン比

μ_H ：地盤のポアソン比・厚さ及び基礎底面の形状によって決まる係数 (表 4.7 参照)

H、 H_1 、 H_2 ：地盤の厚さ m (H_1 ：2層の場合の上層厚さ、H、 H_2 ：全層厚さ)

表 4.6 液化化後の剛性低下率一覧表

N値	4	6	8	12	16	24
液化化後の剛性低下率 α	0.005 = 1/200	0.00667 = 1/150	0.01 = 1/100	0.0134 = 1/75	0.02 = 1/50	0.03 = 1/33

表 4.7 地盤のポアソン比・厚さ及び基礎底面の形状によって決まる沈下係数 μ_H 一覧表

ν	H/\sqrt{A} L/B	0.5	1	2	3	5	∞	備考
		0.5	0.125	0.267	0.413	0.479	0.537	
	2	0.125	0.257	0.395	0.458	0.516	0.609	
	3	0.122	0.223	0.331	0.385	0.438	0.529	
0.3	1	0.214	0.379	0.537	0.607	0.668	0.766	非液化化時
	2	0.210	0.364	0.514	0.582	0.642	0.739	
	3	0.195	0.313	0.433	0.491	0.547	0.642	

参考文献

- (1) Ishihara, K and Yoshida, M : Evaluation of Settlement in Sand Deposits Following liquefaction During Earthquake 土質工学会論文報告集 Vol. 31, No. 2, pp. 173-188 1992
- (2) 石原研而・安田進・井合進：液化化にともなう岸壁・護岸背後地盤の流動の簡易予測方法、第 24 回地震工学研究発表会講演論文集 pp. 541-544、1997
- (3) 井合進・一井康二・森田年一・佐藤幸博：既往の地震事例に見られる液化化時の護岸変形量について、第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演論文集、pp. 229-264、1997

- (4) Ishihara, K. Yoshida, K. and Kato, M :Lateral Spreading of Liquefied Deposits during the 1955 Kobe Earthquake, KIG Forum' 97, Geotechnical Engineering in Recovery from Urban Earthquake Disaster, pp31-50、1997
- (5) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震対策に係る基礎・液状化委員会報告書、1998
- (6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 v 耐震設計編、1996
- (7) 加倉井正昭・青木雅路・平井芳雄・俣野博：埋立て人工島における直接基礎の挙動、土と基礎 Vol. 44、No. 2、Ser, No. 457、1996
- (8) 吉見吉昭・時松孝次：Settlement of Buildings on Saturated Sand During Earthquakes, 土質工学会論文報告集、Vol. 17、No. 1、pp. 23-38 1977
- (9) 土木学会：1983年日本海中部地震震害調査報告書、1986
- (10) 安田進・酒井達史・佐藤正行・吉田望：液状化にともなう鉄塔基礎の沈下量の簡易推定方法、土木学会第52回年次学術講演会、1997

5. 配管系の耐震性能評価

5.1 配管系耐震性能評価とその範囲

重要度 I a 及び I の配管系のレベル 2 耐震性能評価は、慣性力及び応答変位に係る評価並びに地盤変状に係る評価を行うものとする。

5.1.1 耐震性能評価の範囲

レベル 2 耐震性能評価は重要度が I a 及び I の配管系並びに神奈川県高圧ガス施設等耐震設計基準(以下、「本基準」という。)に示す高圧ガス配管の当該配管系を地盤に固定する基礎について行う。ここで、配管系とは、配管、配管支持構造体及びこれらを結合するサポートをいう。

耐震告示適用範囲は、耐震告示第 1 条の 2 で、塔槽類から地震動防災遮断弁の間の配管又は地震防災遮断弁で区切られた間の 3m³以上の配管ならびに本基準で指定する特定貯槽配管と規定されている。当該区間の配管(以下「適用範囲」という。)について耐震性能評価を行うことになるが、適用範囲の配管の応答解析は、原則として固定サポート(アンカー)の間の配管を力学的解析モデルとして行わなければならない。このため、応答解析の範囲と適用範囲は必ずしも一致せず、適用範囲をカバーする範囲を解析及び評価する必要がある。ただし、力学的に妥当な場合はこの限りでない。

5.1.2 配管系の耐震性能評価手順

配管系のレベル 2 耐震性能評価は図 5.1 に示す手順による。

- (1) 配管系のレベル 2 耐震性能評価はレベル 1 耐震性能評価が合格の配管系について行う。
配管に要求されるレベル 2 耐震性能は、配管がレベル 2 地震動の影響を受けたとき配管内の高圧ガスの気密性を保持することである。
- (2) レベル 2 地震動に際して配管系は、慣性力に係わる影響の他に、地盤変状に伴う地盤の移動による影響を受ける。
- (3) 当該レベル 2 耐震性能を保有していることの確認は、耐震上重要な部材に係る応答塑性率が許容塑性率以下であることを評価することにより行う。したがって、レベル 2 耐震性能評価では非線形な挙動を考慮した設計手法が要求される。この場合、非線型の応答解析は技術的に実務的でない場合もあり、次の(4)、(5)のような簡易的手法も採用できる。
- (4) 慣性力に係る影響の評価に関しては、塑性率評価法の代替法としてレベル 2 地震動を 0.5 倍して、耐震告示第 1 4 条の 2 により求めた算定応力等が耐震告示第 1 6 条 2 の 2 による耐震設計許容応力以下であることを確認すること(以下、「代替評価法」という。)によってもよいことが規定されている。
- (5) 地盤変状に伴う地盤の移動に関する評価は、確立された手法を提案するに至らなかったため、サポートの基礎を共通にすることを標準設計としている。

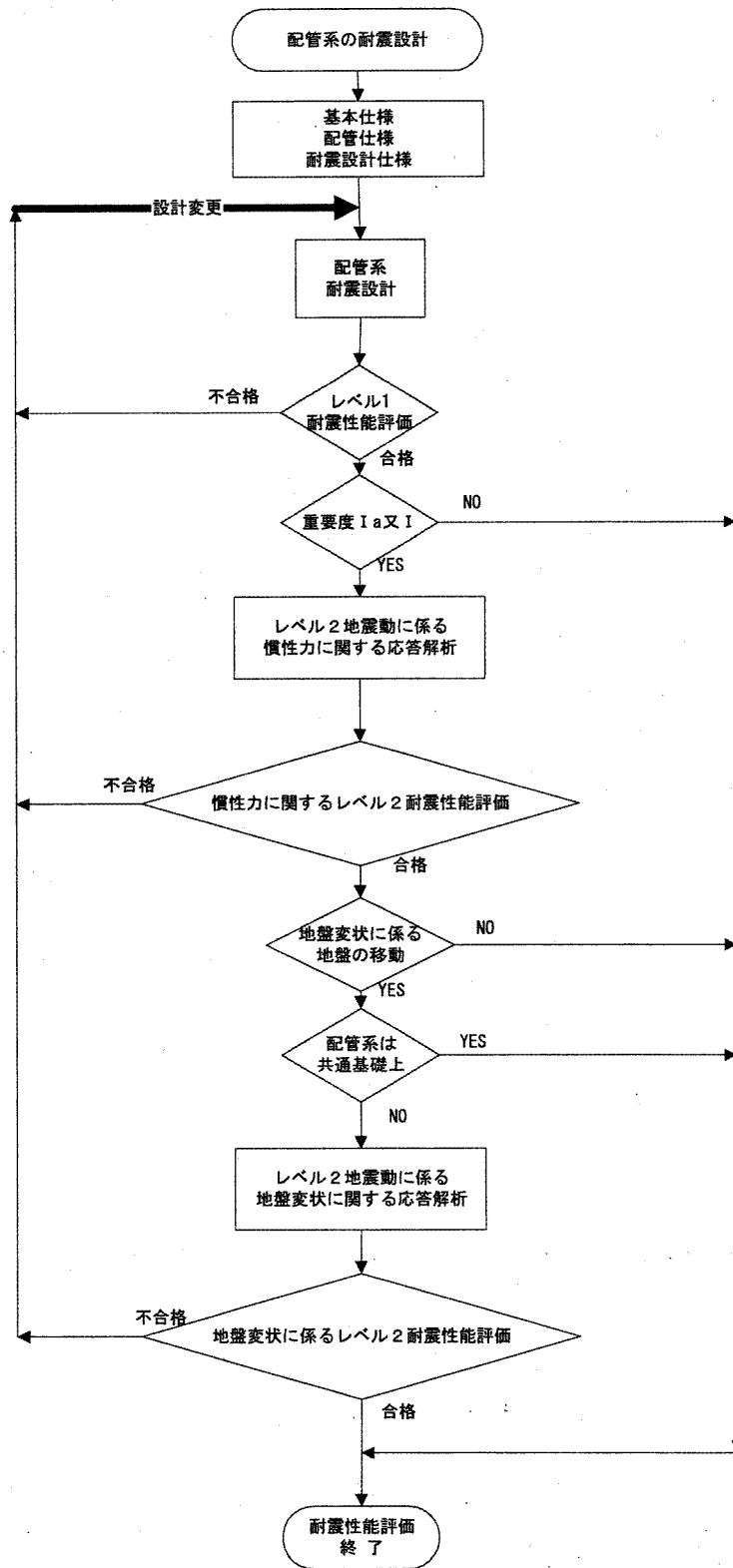


図 5.1 配管系のレベル 2 耐震性能評価手順

5.1.3 配管の可とう性

レベル2地震動に際しては、配管系には可とう性を有している。鋼管は延性に優れ大きな塑性変形能力を有しており、降伏応力を超えた変形を生じてもすぐに破壊に至ることはない。地震時などに大きな変形を受ける場合、降伏後の変形挙動と破壊に至る限界を知ることが重要である。^{9)~10)} 配管系において構造の特性から可とう性の多くは曲がり管が付与している。したがって、耐震性に関する配管系の主要素である曲がり管の大変形性能を定量的に把握することが、配管設計における評価法の検討に不可欠である。

曲がり管に曲げモーメントMが作用したとき、曲がり角度の変化（以下「曲げ角度」という。） θ は初等梁理論にしたがって、次式で計算できる。

$$\theta = \frac{\pi R}{2 EI} M$$

通常は曲がり管断面の楕円化の影響を考慮して次式のような修正を行っている。

$$\theta = k_e \frac{\pi R}{2 EI} M \quad (5.1.1)$$

ここで、 k_e ：たわみ性係数で、 $k_e = \frac{1.65}{h}$

E : 縦弾性係数(単位 N/mm²) r : 管の平均半径(単位 mm)
R : ベンド半径(単位 mm) h : たわみ特性値 (=tR/r²)
I : 断面2次モーメント(単位 mm⁴) θ : 曲げ角度

曲がり管の大変形性能を定量的に把握するために、塑性変形が見られる場合にも適用できるように式5.1(1)の拡張を行う。

$$\theta = k_p \frac{\pi R}{2 EI} M \quad (5.1.2)$$

ここで、 k_p の値は、90度ベンド管の非線形有限要素法解析結果から、たわみ係数を面内屈曲、面内伸展、および、面外の各々近似式は次のように表すことができる。

面内屈曲による近似式：

$$k_p = [(1.25h + 0.33)\theta - 0.48h + 0.4] \frac{S_0}{S_y} k_e \geq k_e \quad (5.1.3)$$

面内伸展による近似式：

$$k_p = [(1.28h + 0.03)\theta - 0.66h + 0.75] \frac{S_0}{S_y} k_e \geq k_e \quad (5.1.4)$$

面外による近似式：

$$k_p = [(1.1h + 0.24)\theta + 0.15h + 0.19] \frac{S_0}{S_y} k_e \geq k_e \quad (5.1.5)$$

面内屈曲、面内伸展、面外の平均による近似式

$$k_p = [0.37 + (h + 0.25)\theta] \frac{S_0}{S_y} k_e \geq k_e \quad (5.1.6)$$

ここで、 S_y 及び S_0 は、次の値を表すものとする。

S_y ：材料の降伏点又は0.2%耐力 (N/mm²)

S_0 ：基準降伏点で次の値とする。 $S_0 = 215 \text{ N/mm}^2$

曲がり管に発生する最大相当塑性ひずみは、有限要素法による種々の90度曲がり管の特性値に対して面内曲げ(屈曲、伸展)及び面外曲げの大変形特性パラメータスタディから、次式のような近似式が得られている。

$$\theta = 29.1 \frac{\varepsilon_{ep}^{0.829}}{h^{0.456}} \quad (5.1.7)$$

ここで、塑性ひずみ ε_{eq}^p は相当塑性ひずみで次式で与える。

$$\varepsilon_{eq}^p = \sqrt{\frac{2}{3} \left[(\varepsilon_x^p)^2 + (\varepsilon_y^p)^2 + (\varepsilon_z^p)^2 + 2(\varepsilon_{yz}^p)^2 + 2(\varepsilon_{zx}^p)^2 + 2(\varepsilon_{xy}^p)^2 \right]} \quad (5.1.8)$$

ここで、 ε_{eq}^p : 相当塑性ひずみ

ε_x^p 、 ε_y^p 、 ε_z^p 、 ε_{yz}^p 、 ε_{zx}^p 、 ε_{xy}^p : 塑性ひずみ成分

5.1.4 代替評価法

配管系のレベル2耐震性能評価のうち慣性力及び変位応答に係る評価は代替評価法によってもよいと規定されている。計算方法、評価方法はレベル1指針によること。ただし、次の点は異なるので注意が必要である。

- (1) 基準応答倍率は、地域区分にかかわらず、レベル1耐震性能評価における特A及びA地区のもの(以下「レベル1基準応答倍率」という。)を採用する。
- (2) 基準応答倍率は短周期側で、レベル1基準応答倍率を修正している。
- (3) B及びC地区の地域係数 β_2 は、レベル1地震動でそれぞれ0.5及び0.4に対して、レベル2地震動ではそれぞれ0.7及び0.7である。
- (4) 配管支持構造物の地震慣性力に係る応答変位を代替法により算出する場合は、当該計算値を配管の代替評価法による応答計算における支持点の相対変位量として設定する。一方、配管支持構造物の地震慣性力に係る応答変位を当該支持構造物に係る配管支持構造物の降伏震度により算出する場合は、当該計算値に0.5を乗じた値を配管の代替評価法による応答計算における支持点の相対変位量と設定する。

5.2 地盤変状に係る配管系のレベル2耐震性能評価法

5.2.1 地盤変状による基礎の移動に係る配管系の設計

液状化・流動するおそれがある地盤上に設置された配管系は共通基礎上に設置して地盤変状による基礎の移動の影響がないようにしなければならない。ただし、配管に可とう性を保有させ地盤変状に基づく基礎の移動により配管から高圧ガスの気密性が保たれることを確認した場合はこの限りではない。

(1) 地盤変状による基礎の移動に係る配管系の設計の概要

地盤変状（液状化に伴う地盤の沈下及び水平移動）による配管基礎の移動がある場合、異なる基礎間をまたがる配管の配管支持点には、相対変位が生じ配管に過大な負荷が作用する。この過大な負荷があっても配管は、内部の高圧ガスの気密性を保持する性能を保有しなければならない。しかしながら、地盤変状に係る基礎の移動量に関する研究は盛んに行われているが、現時点では確立しているとは言いがたく、設計の信頼性を高めるため、ここでは異なる配管支持構造物の基礎を共通基礎とし配管に相対変位が付加されない構造とすることを原則とした。

このような措置が困難な場合には、地盤の液状化、流動に対する設計あるいは地盤変状に係る基礎の移動量に関する提案又は研究成果を参考にして地盤変状に係る配管支持点の相対変位を適切に算定して、当該相対変位に対して高圧ガスの気密性が保持されるような可とう性を配管に持たせなければならない。

配管系の可とう性の確保は次の 1) から 3) のいずれか又はその組合せの方法によることができる。

1) 配管ループ

配管支持点間に配管ループを設け、当該支持点間の相対変位を吸収しようとする方法である。配管ループの取り方により3方向の相対変位を吸収することが可能である。

2) 可とう管

支持点間に可とう管を介在させて、当該支持点間の相対変位を吸収させる方法である。軸直角方向の相対変位を吸収するのにユニバーサル形等が用いられる。

3) 解放サポート

レベル2地震動の慣性力に対しては支持機能を有するが、地盤変状による地盤の移動量に対しては、支持機能を解放するサポート（以下「解放サポート」という。）を設けることにより大きな可とう性を付与し、相対変位を吸収しようとする方法である。基本的には1)と同じ効果を得ることができる。

なお、地盤変状（液状化に伴う地盤の沈下及び水平移動）による配管基礎の移動がある場合、配管系は大きく移動するため、隣接する小口径配管（配管に付属するものを含む）等の他の周辺構造物との位置関係において、それらを損傷させたりすることがあるので特に注意が必要である。

(2) 地盤変状による基礎の移動に係る配管系の耐震性能評価手順

地盤変状に係る配管系の耐震性能評価手順を図5.2に示す。

- 1) レベル2耐震性能評価及び慣性力に係るレベル2耐震性能評価において合格の配管系について地盤変状による基礎の移動に係る配管系のレベル2耐震性能評価を行う。

- 2) 当該評価は重要度 I a、I の配管系に関して行う。
- 3) 当該評価は地盤が液状化する場合に関して行う。
- 4) 当該配管系の地震防災遮断弁を超える第 1 サポートまで配管の基礎が同一基礎上に設置されている時、地盤変状による基礎の移動に係る配管系のレベル 2 耐震性能評価は合格とする。ただし、この場合において、当該配管系の地震防災遮断弁を超える第 1 サポートは固定機能を有することを確認するものとする。
- 5) 当該配管系を共通基礎上に設置できないとき、地盤の液状化、流動に対する設計あるいは地盤変状に係る基礎の移動量に関する提案又は研究成果を参考にして定めた地盤変状による基礎の相対的移動に対して配管系は十分可とう性を有し、当該配管から高压ガスの漏洩が生じないことを確認しなければならない。この場合の解析の方法は慣性力に係る評価の方法に準じる。

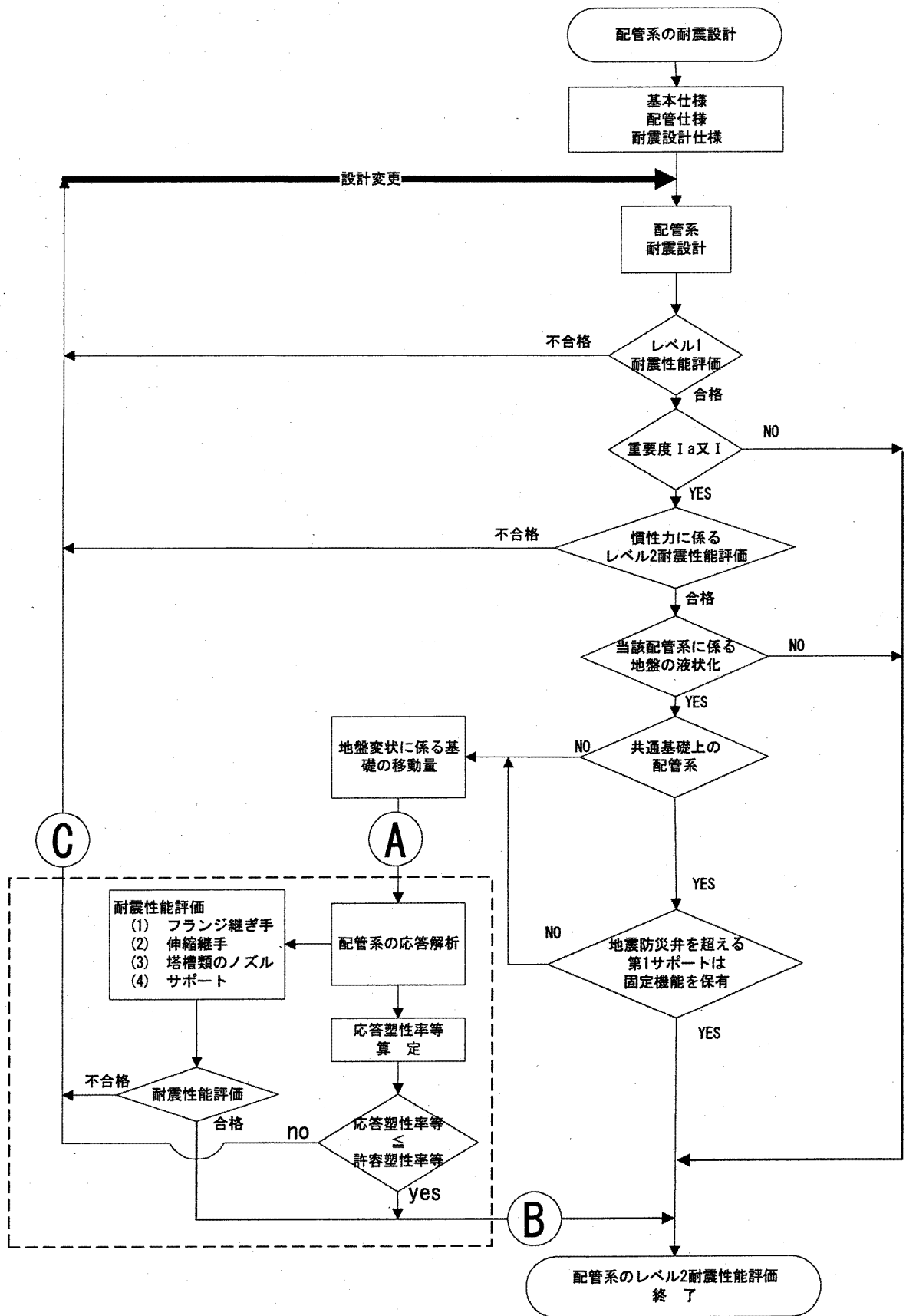


図 5.2 地盤変状に係る配管系の耐震性能評価手順

(3) 地盤変状に係る応答解析及び耐震性能評価の範囲

a) 共通基礎上の配管系

重要度 I a 及び I の配管系は地盤変状に際しても耐震性を確保するために原則として共通基礎上に設置し、地震防災遮断弁を超える第 1 支持点は溶接等により固定しなければならないと耐震告示第 2 条に規定されている。言い換えれば、当該サポートは固定機能を有するサポートでなければならない。これは、地盤変状に際して共通基礎外の配管から当該サポートが荷重を受けるとき、このサポートが弱くと変形して共通基礎上の配管に影響を及ぼし漏洩等が生じることを防止することを目的としている。

図 5.3 において(a)のハッチ部分の配管に関して、固定サポートの地盤変状に係る耐震性能評価は、(b)のハッチ部分を地盤変状に係る荷重条件に対して解析して、(c)に示す固定サポート及びその共通基礎部に関して地盤変状に対して当該固定機能に係る耐震性能評価を行わなければならない。なお、解析範囲の配管系についても地盤変状に係る耐震性能を保有していることを確認しておくことが望ましい。

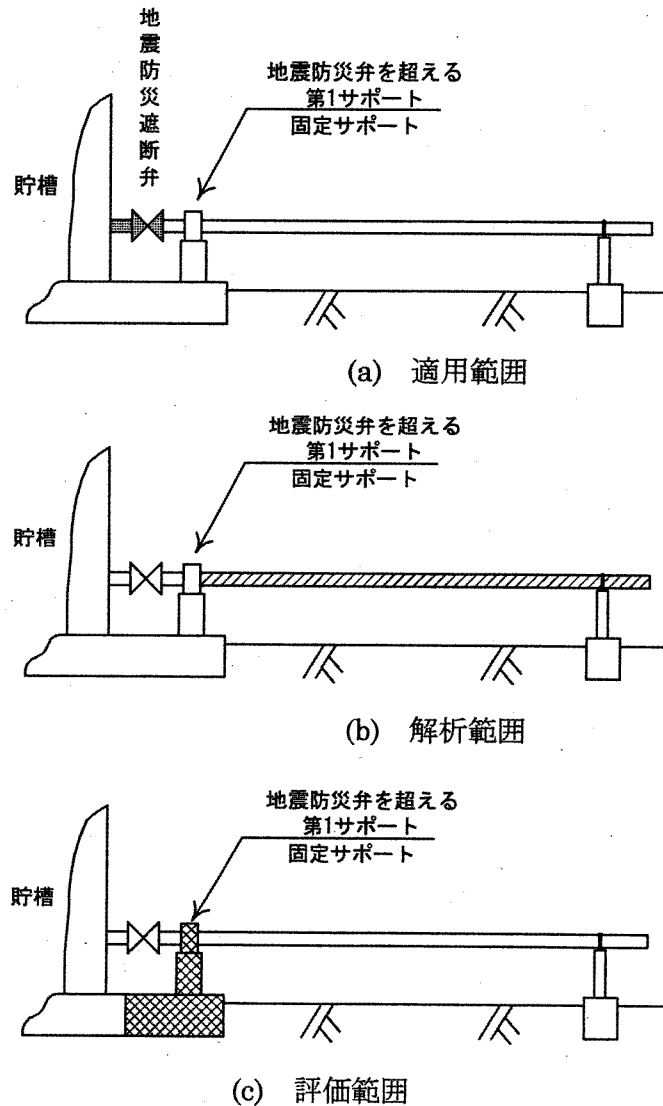


図 5.3 共通基礎上の配管

共通基礎上の固定サポートによって地盤変状の影響を遮断する場合においても、固定サポート以降の配管系に可とう性を付与することにより、固定サポートへの配管反力を低減させるので、固定サポートの設計を容易にすることができる。

b) 共通基礎上にない配管

対象配管系が共通基礎上にないとき、耐震告示第 2 条では、当該配管系は地盤変状に対して十分な可とう性を有するよう規定されている。当該配管系の可とう性の評価は、図 5.4 において(a)のハッチ部分の配管に関して、(b)のハッチ部分を地盤変状に係る荷重条件に対して解析して、(c)のハッチ部分の配管、配管支持構造物及び基礎部（ただし、直接基礎は除く。）に関して、損傷がないことを確認することによる。

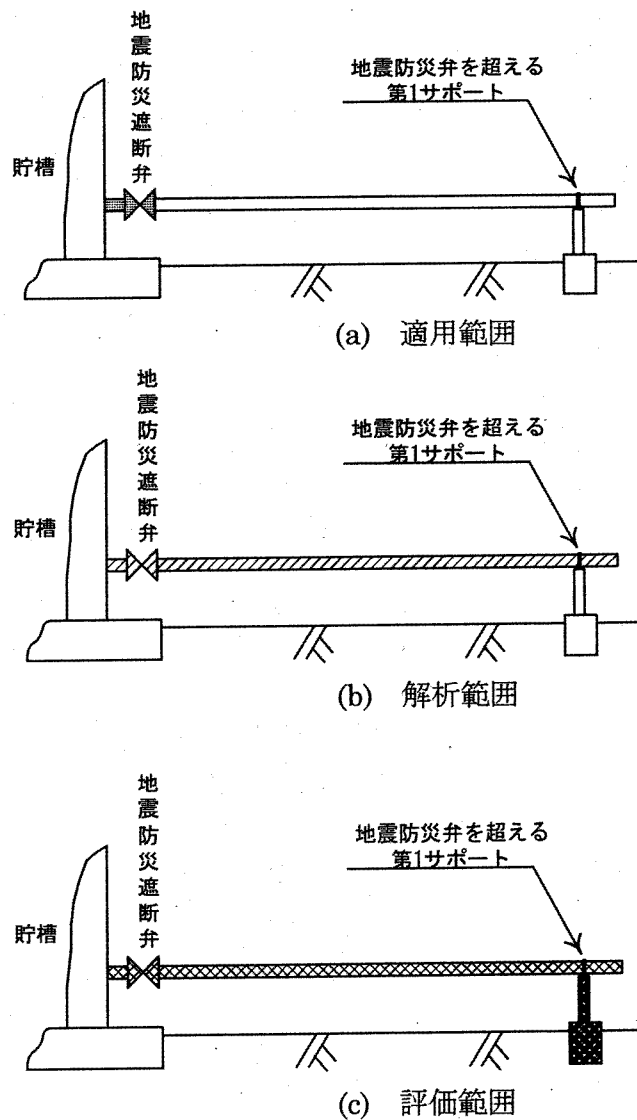


図 5.4 共通基礎上にない配管

c) 共通基礎上にあるが固定サポートを設けない配管

対象配管系が共通基礎上にあるが地震防災遮断弁を超える第 1 支持点が固定機能を持たない場合は、耐震告示第 2 条で規定する共通基礎上の配管の要件を満たさないた

め、地盤変状に係る耐震性能評価は、図 5.5 において(a)のハッチ部分の配管に関して、(b)のハッチ部分を地盤変状に係る荷重条件に対して解析して、(c)のハッチ部分の配管、配管支持構造物及び基礎部（直接基礎は除く。）に関して、地盤変状に際して損傷がないことを確認することによる。ただし、力学的に妥当な場合はこの限りでない。

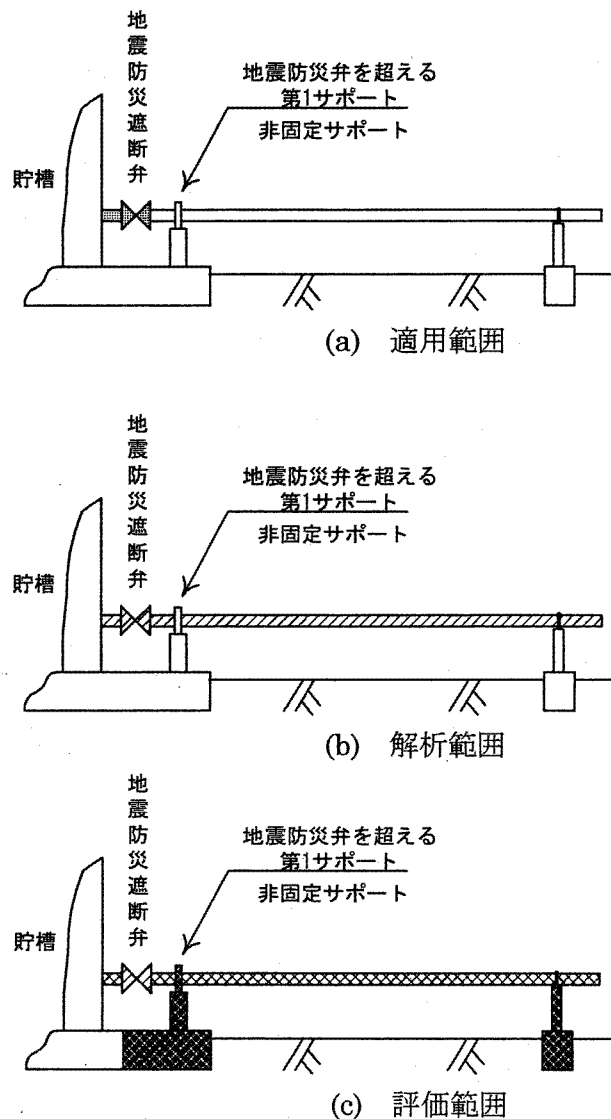


図 5.5 共通基礎にあるが固定サポートを設けない配管

(4) 解放サポートを有する配管系の地盤変状に係る耐震性能評価

解放サポートを有する配管系のレベル 2 耐震性能評価は、地盤変状による基礎の移動の影響に対する配管系の耐震性能の他に、解放サポートの解放時の最大反力に対する配管系の耐震性能の両者を保有することを確認する必要がある。この場合の耐震性能評価の手順を図 5.5 に示す。

① サポートの最大反力に対する耐震性能評価

- a) 解放サポートの解放時の最大反力（以下「解放反力」という。）を算定する。
- b) 解放サポートが解放反力で抵抗するときの相対変位量（解放変位量という。）を解

析により求める。

c) 解放変位量に対して配管系に生じるせん断力、モーメント、軸力、サポート反力を算出し配管系の耐震性能評価を行う。この場合の評価はレベル2地震動に関する慣性力に係る耐震性能評価に準じる。

d) 当該耐震性能が確保できない場合には設計変更を行う。解放サポートの設計変更（最大反力の低減）のみ行う場合は耐震性能評価の最初に戻る必要はないが、慣性力に係る配管反力に対する耐震性能評価は別途行っておく必要がある。

② 地盤変状による基礎の移動の影響に対する配管系の耐震性能を確認

a) 地盤変状による基礎の移動の影響に係る応答解析においては、配管に解放サポートからの浮き上がり・脱落がある場合があるので、当該解放サポートの支持機能が喪失しているとした状態で、配管自重と地盤変状に伴う支持点の相対変位荷重を組み合わせ解析を行う。

b) 地盤変状に係る耐震性能評価は、共通基礎上の配管に関しては固定サポートの耐震性能評価だけでよいが、配管に解放サポートからの浮き上がり・脱落等に関して不具合が生じないことを確認しておくことが望ましい。

c) 共通基礎上にない場合は、耐震性能の評価は配管及び配管支持構造物に係る耐震性能評価を行うこと。この場合、地盤変状による変位荷重の他に自重を含めた荷重条件に対して評価を行うものとする。

d) 耐震性能が確保できない場合には設計変更を行う。部分的な設計変更（強度の増大）のみ行う場合は耐震性能評価手順の最初に戻る。

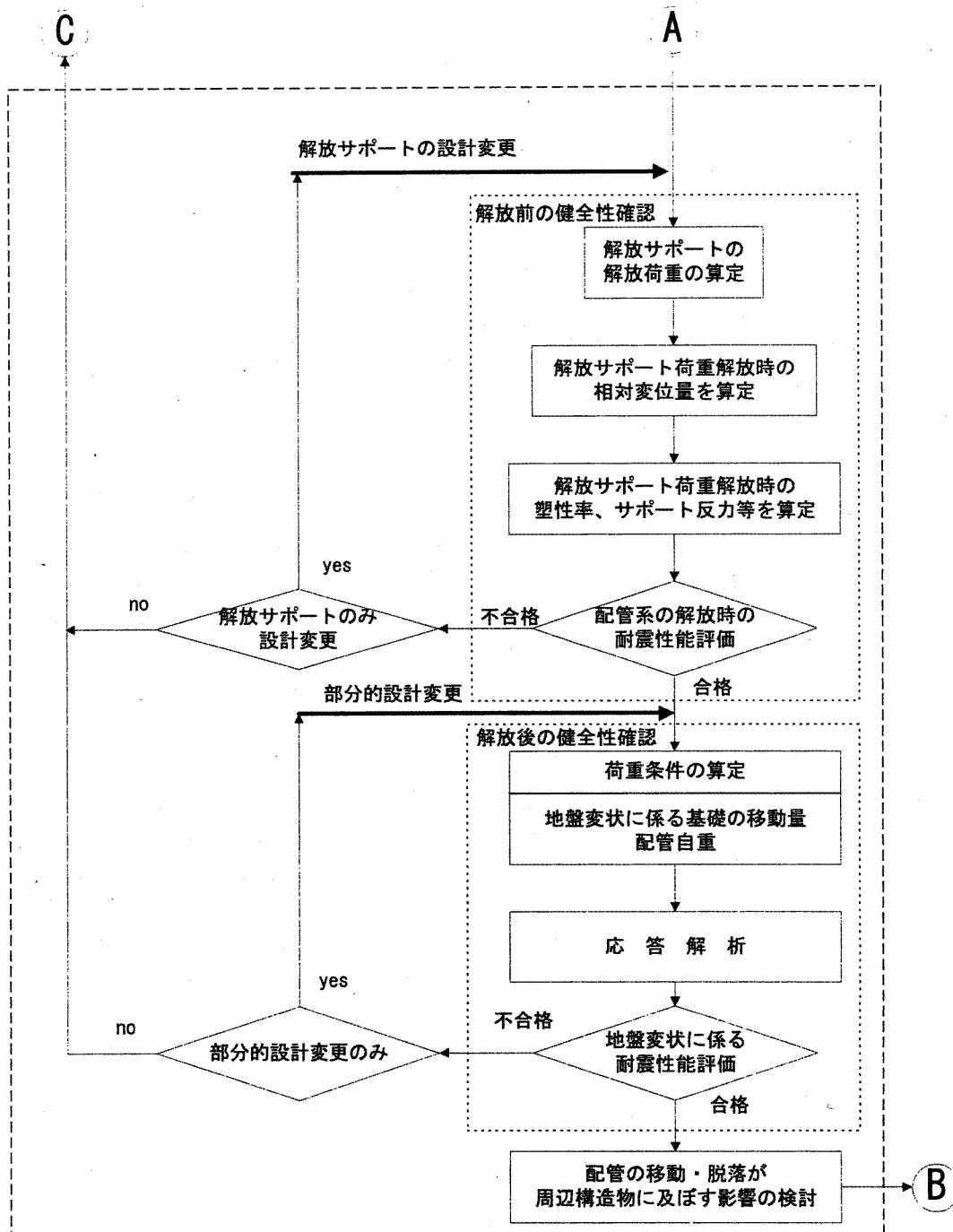


図 5.6 解放サポート有する配管系の地盤変状に係る耐震性能評価

5.2.2 損傷モード

配管系は地盤変状による地盤の移動に関しては、次の①から⑦までの損傷モードについてレベル2耐震性能評価を行う。

- ① 曲がり管の塑性変形
- ② ティー部における亀裂
- ③ 配管支持部の亀裂
- ④ 耐震設計設備等のノズル部に係る損傷
- ⑤ 伸縮継手の損傷
- ⑥ フランジ部からの高圧ガスの漏洩
- ⑦ サポートの損傷

地盤変状に対する検討は地震動における慣性力及び応答変位に対する検討と異なり、1方向性の過大な強制変位がサポート位置に与えられ、繰り返しによる影響はない。このため、許容塑性率は慣性力に対するそれ(2%)とは異なる値(5%)となる。また、高圧力配管に対する制限である内圧ラチェットの防止規定は除くこととした。

5.2.3 地盤変状に係る基礎の移動量

地盤変状に係る基礎のレベル2耐震性能評価は、次の①から③までの基礎の移動に係る基礎間の最大の相対変位に対して行うものとする。

- ① 地盤の液状化及び流動に伴う基礎の沈下
- ② 地盤の液状化及び流動に伴う基礎の不同沈下
- ③ 地盤の流動に伴う基礎の水平移動

(1) 地盤変状に係る基礎の移動に対する耐震性能評価

地盤の液状化並びにその後の地盤の沈下及び水平移動により配管支持構造物の基礎に水平、鉛直及び回転(傾斜)が生じる。原則的には配管支持点は共通の基礎上に施工することとするが、当該措置が困難な場合は配管基礎が異なるので、基礎の移動に伴う配管支持点の相対変位に関して配管の地盤変状に係る耐震性能評価を行うものとする。

(2) 地盤変状に係る基礎の移動量

地盤変状に係る基礎の移動量は次により算出するものとする。

① 地盤の液状化及び流動に伴う基礎の沈下

地盤の液状化及び流動に伴う直接基礎の沈下量は、地盤の液状化、流動に対する設計等により適切に定めるものとする。

地盤の液状化及び流動に伴う杭基礎の沈下量は、当該杭の支持力が確保できる場合にあっては、基礎の沈下はないとしてよい。

② 地盤の液状化及び流動に伴う基礎の不同沈下

地盤の液状化及び流動に伴う直接基礎の不同沈下量は、地盤の液状化、流動に対する設計等により適切に定めるものとする。

地盤の液状化及び流動に伴う杭基礎の不同沈下量は、当該杭の支持力が確保できる場合にあっては、基礎の不同沈下はないとしてよい。

③ 地盤の流動に伴う基礎の水平移動

地盤の流動に伴う直接基礎の水平移動量は、地盤の液状化、流動に対する設計により、

適切に定めるものとする。

地盤の流動に伴う杭基礎の水平移動量は、地盤の液状化、流動に対する設計により、杭基礎の応答変位量とする。

(3) 地盤変状に係る基礎の相対移動量

地盤変状に係る基礎の移動量に基づき異なる配管支持構造物の基礎間の相対変位を算出して配管の地盤変状に係る耐震性能評価を行うものとする。

この場合基礎間の水平方向相対変位 $\Delta_{12}(x)$ 及び鉛直方向相対変位 $\Delta_{12}(y)$ は次式によるものとする。

$$\text{水平方向相対変位} : \Delta_{12}(x) = (x_2 - \theta_2 H_2) - (x_1 - \theta_1 H_1) \quad (5.2.1)$$

$$\text{鉛直方向相対変位} : \Delta_{12}(y) = y_2 - y_1 \quad (5.2.2)$$

ただし、 x_1 、 x_2 、 y_1 、 y_2 、 θ_1 、 θ_2 、 H_1 及び H_2 は図 5.7 及び表 5.1 によるものとする。角度は反時計回りを正とする。

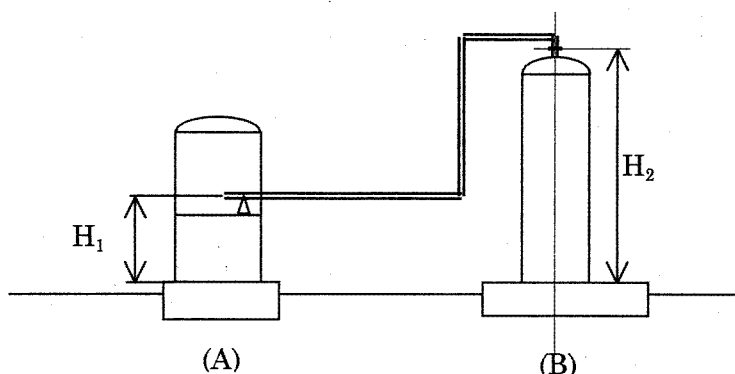


図 5.7 配管支持構造物

表 5.1 配管支持構造物基礎の変位

配管支持構造物	(A)	(B)
水平変位(mm)	x_1	x_2
鉛直変位(mm)	y_1	y_2
回転角度(ラジアン)	θ_1	θ_2

5.2.4 応答解析法

地盤変状に係るレベル 2 耐震性能評価は、エネルギー法、等価線形解析法及び非線形応答解析法のいずれか又はそれらの組み合わせた方法によることができる。

この場合において、曲がり管は非線形の荷重・ひずみ関係を考慮することとするが、他の要素は線形要素としてよい。ただし、曲がり管は塑性変形する時、適切に補正したたわみ係数を用いて線形応答計算を行ってよい。

(1) 曲がり管のたわみ性係数

加速度応答解析においては変形角度が小さく且つ正負の変形が繰り返されることを考慮して面内屈曲、面内伸展及び面外曲げに関する平均のたわみ係数を採用したが、地盤変状に関する応答解析においては相対変位が大きく地盤変状に係る相対変位は1方向性があることを考慮すると面内屈曲、面内伸展及び面外曲げに関するたわみ係数の値の差が無視できない。曲がり管の変形モードに応じて、たわみ係数を採用すればよいが、設計の簡便さを考慮して安全側の評価となる面内伸展のたわみ係数を、変形モードに係わらず採用してよい。

曲がり管が塑性変形するとき、たわみ性係数は次式により補正する。

$$k_p = [(1.28h + 0.03)\theta - 0.66h + 0.75] \frac{S_0}{S_y} k_e \geq k_e \quad (5.2.3)$$

ここで、

k_p : 曲がり管のたわみ性係数

k_e : 弾性変形時のたわみ性係数で、次式により算出する。

$$k_e = \frac{1.65}{h} \quad (5.2.4)$$

h : 曲がり管のたわみ特性値で次式により算出する。

$$h = \frac{tR}{r^2} \quad (5.2.5)$$

t : 曲がり管の肉厚 (mm)

R : 曲がり管の曲げ半径 (mm)

r : 曲がり管の平均半径 (mm)

S_y : 材料の設計温度における降伏点又は0.2%耐力 (N/mm²)

S_0 : 基準降伏点で次の値とする。

$$S_0 = 215 \text{ N/mm}^2$$

(2) 解析手順

- ① 地盤変状に係る基礎の移動において、水平方向相対変位と鉛直方向相対変位は同時に作用するものとして解析する。
- ② 曲がり管のたわみ性係数は、水平方向と鉛直方向の相対変位を組み合わせで想定される曲がり角度に対して設定するものとする。
- ③ 通常荷重と地盤変状に係わる基礎の移動による荷重の組み合わせは考慮しない。ただし、解放サポートを有する配管系のように鉛直方向の基礎の移動により配管の自重支持機能が大きく失われる、あるいは基礎が配管により持ち上げられることが想定される場合には管重量等の自重を考慮して耐震性能を保有することを確認しなければならない。

5.2.5 許容塑性率

(1) 配管

レベル2地震動における地盤変状に係る配管の許容塑性率は5%とする。

この場合において、1)又は2)による評価に置き換えてもよい。

1) 曲がり管の損傷モードに係る評価

曲がり管に係る耐震性能評価は塑性率による評価に代えて、曲がり管の変形角度

が許容角度 θ_a を超えないことを確認してもよい。ここで、曲がり管の許容角度 θ_a は、最大相当塑性ひずみ 5% に相当する当該曲がり管の変形角度とする。

2) ティー及び直管その他の損傷モードに係る評価

ティ、直管に係る耐震性能評価は塑性率による評価に代えて、みかけの応力を算出して耐震設計用許容応力 $4S_y$ 以下であることを確認してもよい。

地盤変状に係わる耐震性能評価での曲がり管の許容角は 5% と設定する。

曲がり管の相当塑性ひずみ ϵ_{paL2} に対する曲がり角度 θ_{aL2} は次式で表される。

$$\theta_{aL2} = 29.1 \frac{\epsilon_{paL2}^{0.829}}{h^{0.456}}$$

ここで、 ϵ_{paL2} は相当塑性ひずみ、 θ_{aL2} は曲がり管曲がり角度を示す。ただし、本式は 90 度曲がり管に関するものであり、30 度あるいは 45 度曲がり管等では、曲がり角度に応じて内挿して変位角を算出する。

90 度エルボの場合、許容塑性率を相当塑性ひずみで 5% として、 $\epsilon_{paL2}=0.05$ に対する許容角度 θ_a は、次式から算出できる。

$$\theta_a = \frac{2.43}{h^{0.46}} \quad (5.2.6)$$

ここで、

θ_a : 曲がり管の許容角度 θ_a (度)

h : 曲がり管のたわみ特性値で次式により算出する。

$$h = \frac{tR}{r^2} \quad (5.2.7)$$

t : 曲がり管肉厚 (mm)

R : 曲がり管の曲げ半径 (mm)

r : 曲がり管の平均半径 (mm)

呼び厚さスケジュール 40 の 90 度ロングエルボのたわみ特性値と許容角 (90 度曲がり管) の関係を表 5.2 に示している。

表 5.2 90 度ロングエルボにおける許容角（呼び厚さスケジュール 40）

径の呼び (A)	外径 (mm)	肉厚 (mm)	たわみ特性値	許容角(5%) (度)
40	48.6	3.7	0.420	3.61
50	60.5	3.9	0.371	3.82
65	76.3	5.2	0.392	3.72
80	89.1	5.5	0.360	3.87
90	101.6	5.7	0.331	4.03
100	114.3	6.0	0.312	4.13
125	139.8	6.6	0.283	4.32
150	165.2	7.1	0.260	4.49
200	216.3	8.2	0.231	4.74
250	267.4	9.3	0.213	4.92
300	318.5	10.3	0.198	5.08
350	355.6	11.1	0.200	5.07
400	406.4	12.7	0.200	5.06
450	457.2	14.3	0.200	5.06
500	508.0	15.1	0.189	5.19
550	558.8	15.9	0.181	5.30
600	609.6	17.5	0.183	5.28
650	660.4	18.9	0.182	5.28

(2) フランジ継手

フランジに作用する軸方向引張力 F 及び曲げモーメント M がフランジに作用するとき、次式により漏洩評価を行う。

$$m \cdot p + \alpha \cdot p_{eq} \leq \sigma_a \quad (5.2.8)$$

ここで、m、p、 α 、 p_{eq} 及び σ_a は次の値を表すものとする。

m : ガasket係数

p : 内圧(単位 MPa)

α : 相当圧力に対する漏洩影響度補正係数で、0.75m

p_{eq} : 地震力に係る軸方向引張力 F 及び曲げモーメント M に対する相当内圧 (N/mm²) で、全面ガasketの場合は F 及び M による管端に発生する応力に等しい応力が生じる仮想内圧、また、平面座ガasketの場合は F 及び M によるガasket面における面圧に等しい面圧が生じる仮想内圧とする。

σ_a : ボルトの初期締め付け力によるガasket面圧 (N/mm²)。ただし、ボルト締め付け管理を行わない場合には、ボルト一本当たりの初期締め付け応力をボルトの降伏応力又は $1500/\sqrt{d}$ (N/mm²) のいずれか小なる値としてよい。ここで、d はボルトの呼び径とする。

フランジの耐震性について配慮すべき基本的な事項は、接続する配管からの荷重に対して漏洩防止の機能を維持できることである。この場合、地盤変状に伴う配管基礎の移動による配管支持点の相対変位でフランジ継手部に発生する配管軸方向引張力と曲げモーメントに関して漏洩評価を行うものとする。漏洩評価は加速度応答解析に対するものと同じとする。

フランジ継手の耐震性能評価手順を図 5.8 に示す。

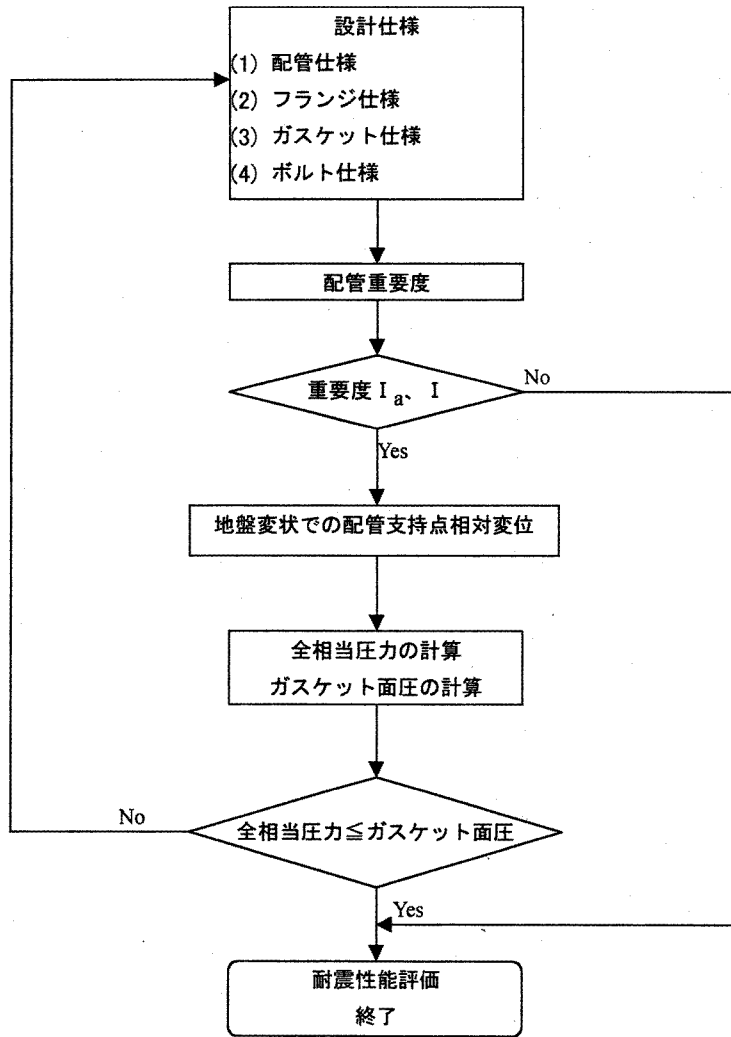


図 5.8 フランジ継手の耐震性能評価手順

(3) 伸縮継手

伸縮継手の両端の相対変位は、当該伸縮継手に 10 回の繰り返し数に対して許容される相対変位以下であること。この場合において、慣性力及び応答変位に関する評価とは別々に評価を行うことができる。

また、相対変位が見込めない方向に関しては応答計算から算出される反力に対して十分な強度を有すること。

a) 伸縮継手の地盤変状に係るレベル 2 耐震性能評価手順

伸縮継手の地盤変状に係るレベル 2 耐震性能評価は、図 5.9 示すように①～⑥の手順で行う。

① 伸縮継手の地盤変状に係るレベル 2 耐震性能評価は、地震慣性力によるレベル 2 耐震性能評価が合格の重要度 Ia 及び I の伸縮継手に対して行う。

② 地盤変状による基礎の移動があるとき当該性能評価を行う。

- ③ 基礎の移動量は地盤の液状化、流動に対する設計等によりにより算定する。
- ④ 水平及び鉛直方向の基礎移動量を同時に考慮して配管系の応答解析を行い、伸縮継手両端の相対変位を算定する。
- ⑤ 伸縮継手両端の相対変位からベローズに発生する応力全振幅を算定する。
- ⑥ 算定応力全振幅が許容応力振幅を超えないことを確認する。

b) 伸縮継手の応力全振幅の計算方法

レベル 1 耐震性能評価と同様の方法による。

c) 伸縮継手の許容応力振幅の算定方法

ベローズに生じる最大軸方向応力全振幅の値が、ベローズの材質に応じ、日本工業規格 B 8281「圧力容器の応力解析及び疲労解析」(1993 年)の図 1 又は図 2 から得られる設計繰り返し数が 10 回に対応した許容応力振幅の 2 倍の値以下であること。

① 炭素鋼、低合金鋼、フェライト系ステンレス鋼及び高張力鋼に係る伸縮継手のベローズに生じる軸方向応力の耐震設計用許容応力 S_a は次の値となる。

- a. 最小引張強さが 551.6 N/mm^2 以下の場合、 $S_a = 2 \times 3999 = 7998 \text{ N/mm}^2$
- b. 最小引張強さが 792.9 以上 896.3 N/mm^2 未満の場合、 $S_a = 2 \times 2896 = 5792 \text{ N/mm}^2$
- c. 最小引張強さが 551.6 超 792.9 N/mm^2 未満の場合、①及び②の値を比例法により計算する。

② オーステナイト系ステンレス鋼、ニッケル基合金 (Ni-Cr-Fe 合金、Ni-Fe-Cr 合金)、及びニッケル銅合金の場合に係る伸縮継手のベローズに生じる軸方向応力の耐震設計用許容応力は、 $S_a = 2 \times 4882 = 9764 \text{ N/mm}^2$ となる。

d) 伸縮継手の地盤変状に係るレベル 2 耐震性能評価方法

伸縮継手の地盤変状に係るレベル 2 耐震性能評価は(2)で計算された伸縮継手の応力全振幅が(3)で算定された伸縮継手の許容応力振幅以下であることを確認することにより行う。この場合において、伸縮継手のレベル 2 地震動による負荷履歴等の累積損傷は考慮しないものとする。

また、相対変位を吸収できない方向に関しては、地盤変状に係る配管系の応答解析から算出される当該伸縮継手に加わる反力に対し、当該伸縮継手の変位拘束部材(ステーボルト、ステー板、調整リングなど)がその機能を喪失しないよう十分な強度を有していることを確認しなければならない。

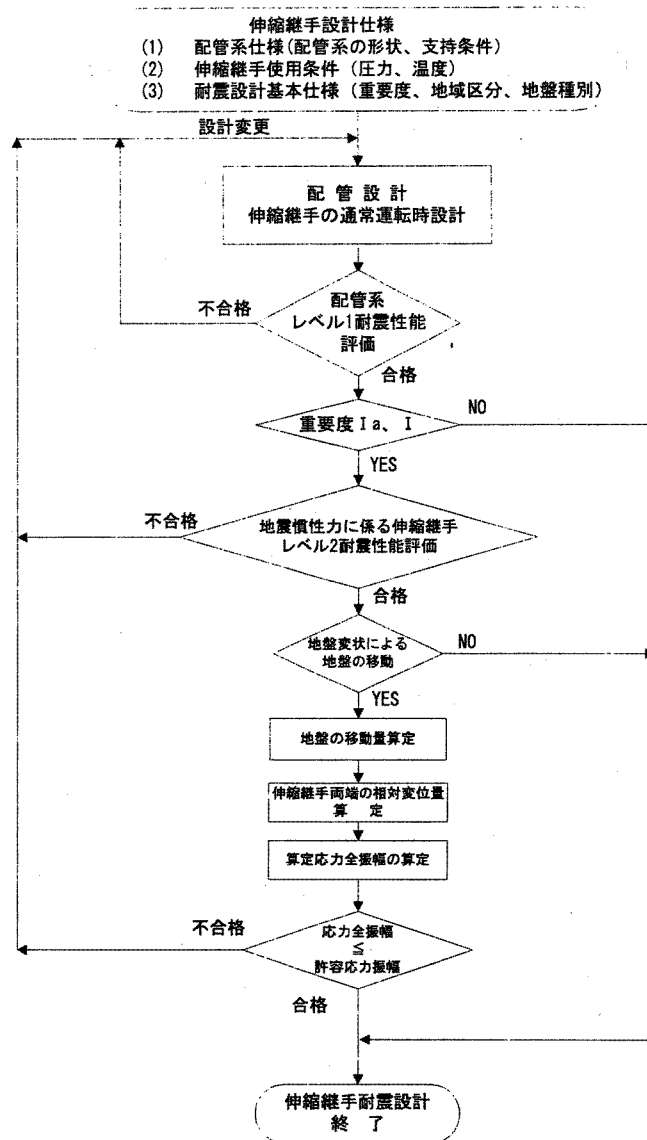


図 5.9 伸縮継手の地盤変状に係るレベル 2 耐震性能評価手順

e) 地盤変状対策以外用に設計された伸縮継手

地盤変状対策用以外に設計された伸縮継手にあつては、地盤変状により当該伸縮継手に許容値を超える変位量が加わらないようにサポート設計を行うか、若しくは、地盤変状に係る配管系の応答解析から算出される当該伸縮継手に加わる反力に対し、当該伸縮継手の変位拘束部材がその機能を喪失しないよう十分な強度を有していることを確認しなければならない。

(4) 塔槽類のノズル部

応答計算で算出されたノズルに作用する曲げモーメント、ねじりモーメント及び軸力はノズルに許容される値以下であること。

1) 塔槽類のノズル部の地盤変状による配管支持点の移動に関する評価は、当該変位に基

づき発生する1次応力強さ及び2次応力強さの和が耐震設計用許容応力強さ $4S_y$ 以下であることを確認することによる。この場合、慣性力に関する評価とは別々に行うことができる。

- 2) 塔槽類のノズルの評価は、加速度応答解析と同様に、薄肉シェル理論に基づいた簡易法（バイラード法）あるいは有限要素法（FEM）などの詳細解析等によるものとする。
- 3) バイラード法に基づいた簡易手法による場合の塔槽類ノズルの耐震性能評価について、地盤変状による配管支持点相対変位に係わる評価手順を図 5.10 に示す。有限要素法などの詳細解析等による場合も同様の手順によるものとする。

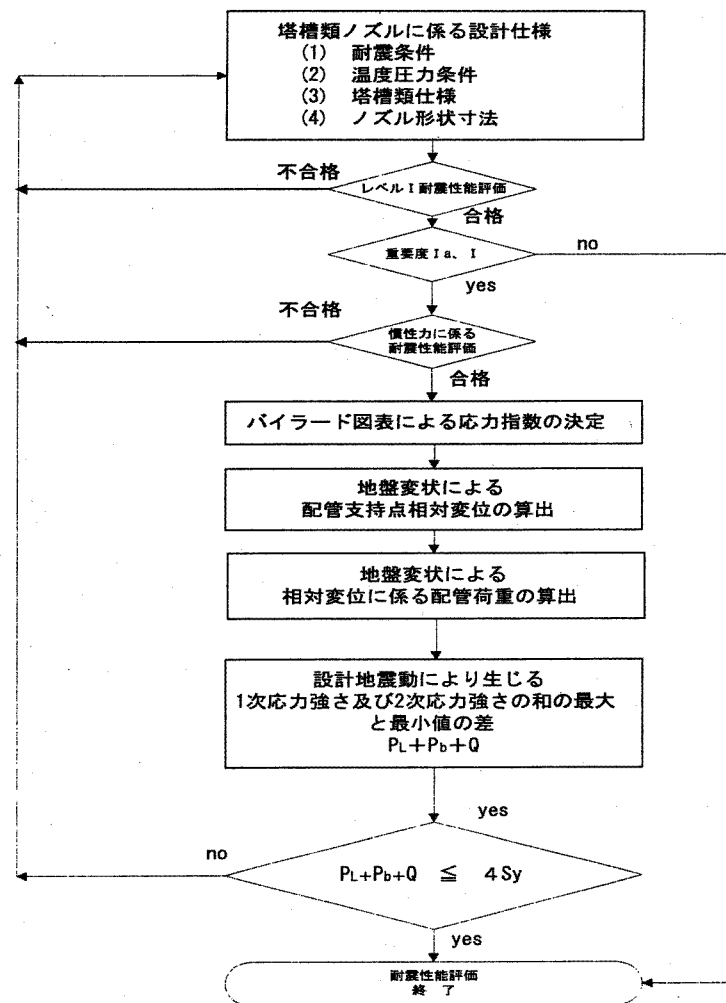


図 5.10 地盤変状に係る塔槽類ノズルの耐震性能評価

(5) サポート

サポートの地盤の移動に関する評価は、次の①から④までの損傷モードについて行う。この場合において、慣性力及び応答変位に関する評価とは別々に評価を行うことができる。

- ① サポートの塑性変形
- ② サポートの変位限界

③ 解放サポートの解放荷重

④ サポートの座屈限界

a) 地盤変状に係るサポートのレベル2耐震性能評価手順

地盤変状に関するサポートの評価は地震慣性力に係る評価と同様に図 5.11 に示すように次の手順で行う。

- ① 地震慣性力に係るレベル2耐震性能評価で合格の配管系に関して、地盤変状に係るレベル2耐震性能評価を行う。
- ② 地盤変状に係るレベル2耐震性能評価は、地盤の液状化又は地盤の移動があると判定された地盤にある基礎上の配管系に関して行う。
- ③ 耐震設計設備に接続される配管系が当該耐震設計設備と共通基礎上有るとき、地震防災遮断弁を超えて当該耐震設計設備の直近に設けるサポートは地盤変状に係る地盤の移動に関して固定機能を有することを確認しなければならない。
- ④ 耐震設計設備に接続される配管系が当該耐震設計設備と共通基礎上にないとき、支持点の位置に応じて定まる地盤の移動量に対して当該サポート及び配管支持構造体はその耐震性能を満たさなくてはならない。
- ⑤ サポートは、慣性力に関する評価と同様に、サポート機能に応じて許容条件を設定してレベル2耐震性能評価を行う。

b) 固定機能を有するサポートの耐震性能評価

配管系は地盤変状の影響が予想される場合、原則として共通基礎上に設置されなければならない。この場合、共通基礎上の配管とその外部の配管との境界となる地震防災遮断弁を超える第1サポートは固定機能を有することを確認しなければならない。言い換えると、共通基礎外の配管が地盤変状により大きく変形させられたときその影響により当該サポートを超えて共通地盤上の配管を変形させ、その結果として漏洩が発生することがないことを確認しなければならない。このことより当該固定機能を有するサポートは原則として3方向配管反力及び3軸周りモーメントを支持し、地盤変状に対して変形が少ない構造でなければならないことを考慮して、固定機能を有するサポートのレベル2耐震性能評価は、地盤変状に係る配管反力及びモーメントに対して発生応力は降伏荷重より小さいことを確認することにより行うこととする。この場合、地盤変状による配管反力等は地盤変状に係る応答解析により求めることを原則とするが、配管の全塑性モーメント等の降伏耐力に置き換えてもよい。

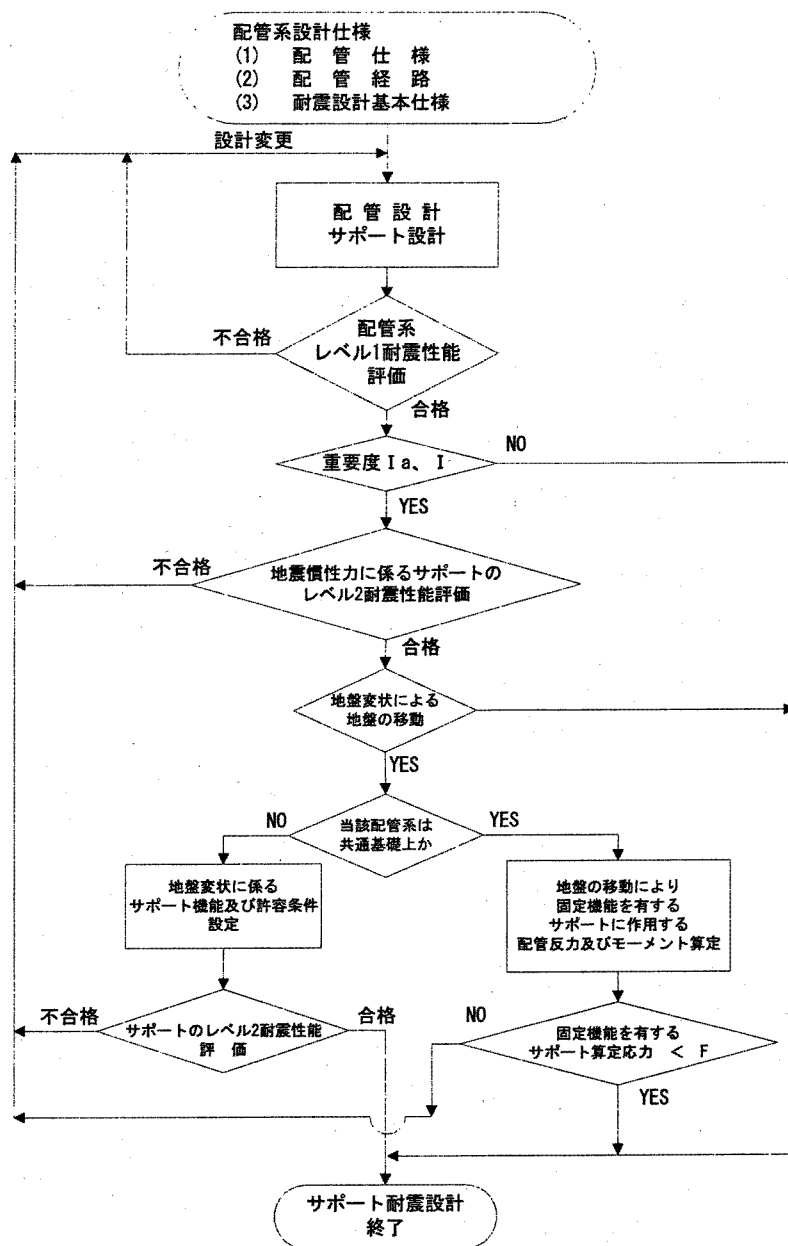


図 5.11 地盤変状に係るサポートのレベル 2 耐震性能評価手順

c) 支持機能を有するサポートの耐震性能評価

地盤変状に係る地盤の移動に対して支持機能を有するサポートのレベル 2 耐震性能評価は、配管反力による当該サポートに発生する塑性変形量は破断に至らないよう定めた許容塑性変形量以下であることを確認することにより行う。

d) 解放サポートの耐震性能評価

レベル 2 地震動の慣性力に対しては支持機能を有するが、地盤変状による地盤の移動量に対しては、Uボルト等の取付金具を切断するなどして、支持機能を解放することにより配管の荷重条件を緩和し、配管からの漏洩を防ぐ目的で解放サポートを使用することができる。ただし、当該サポートの解放支持力等の特性が確認されたものでなければ

ならない。

なお、支持力解放機能を有するサポートを有する配管系の地盤変状に係るレベル2耐震性能評価は図5.5による。

(6) 配管支持構造物の耐震性能評価

配管支持構造体のレベル2耐震性能評価は耐震設計設備に係るレベル2耐震性能評価法に準じる。ただし、配管支持構造体の応答計算は配管支持点（又は高さ）に当該配管重量を適切に配置させて行う。

配管支持構造物（配管支持構造体及びサポート）のレベル2耐震性能評価は次の各項による。

(1) 配管支持構造体のうち架構に類似の構造物のレベル2耐震性能評価は慣性力に係る評価を行うものとし、当該構造物の必要保有耐力が保有耐力以下であることを確認することにより行う。

この場合、配管支持構造体の応答計算に当たっては、配管及びサポートは重量とし配管支持点に当該配管及びサポートの重量を適切に配置させて行うものとする。

(2) 配管支持構造体が耐震設計設備である場合の耐震性能評価は慣性力に係る評価を行うものとし、当該耐震設計設備の構造に応じて、応答塑性率が許容塑性率以下であることを確認することにより行う。

(3) 配管サポートのレベル2耐震性能は、慣性力及び配管支持構造体の応答変位に係る評価と、地盤変状に係る評価を行うこととする。

5.3 配管基礎の耐震性能評価

基礎のレベル2耐震性能評価による。ただし、基礎の移動量の算定に当たっては配管反力による効果は省略することができる。

重要度 I a 及び I に係る配管支持構造物に係る基礎のレベル2耐震性能評価は本基準に定める地震動及び地盤変状を考慮して、次の各項により行うものとする。

- (1) 慣性力に係る評価は終局強度設計法によるものとする。
- (2) 地盤変状に係る評価は地盤の液状化、流動に対する設計によるものとする。この場合、基礎の移動量の算定に当たっては配管反力による効果は省略することができるものとする。
- (3) 慣性力に係る評価と地盤変状のうち地盤の移動に係る評価は別々に行うことができる。

参考文献

- 1) 円管の曲げ座屈ひずみ、R.M.Korol, Int.J.Mech, Sci.,1979
- 2) 鋼管の塑性変形能を利用した導管設計、原淳 他、日本鋼管技報 No.86,1980
- 3) 配管要素の大変形挙動に関する実験的研究、竹内辰明 他、日本鋼管技報 No.92,1980
- 4) 配管の地震力、G.C.Slagis, etc, Trans International Conference Structure Mechanical Reactor Technology, Vol.7,No.
- 5) Non-Linear Analysis of Welded Elboes Subjected to In-plane Bending, N. Suzuki, M. Nasu, Comput Struct, 1989
- 6) 地震荷重化における配管要素の動的耐荷力に関する検討、酒井理哉 他、日本機械学会 (No.940-26 I)機械力学・計測制御講演論文集 Vol.A,1994
- 7) 原子力配管系の地震時限界挙動について、田井浩一 他、日本機械学会 (No.940-26 I) 機械力学・計測制御講演論文集 Vol.A,1994
- 8) Estimation of the Deformation Behavior of Elbow for an Earthquake Resistant Design, K.Yoshiaki, N.Oguchi, Eleventh World Conference Earthquake Engineering, 1996
- 9) ガス橋梁管の地震時変形挙動の検討、小川安雄 他、第24回地震工学研究発表、1997
- 10) 曲管の大変形特性に関する実験及び解析、吉崎浩司 他、第24回地震工学研究発表、1997

参考資料 配管の耐震性の検討

本資料は、耐震告示において対象となる配管が限られていることや、配管の耐震設計を行う上で、設計者の参考資料として有用ということから、旧基準の「5 配管の耐震性検討」を参考として掲載した。

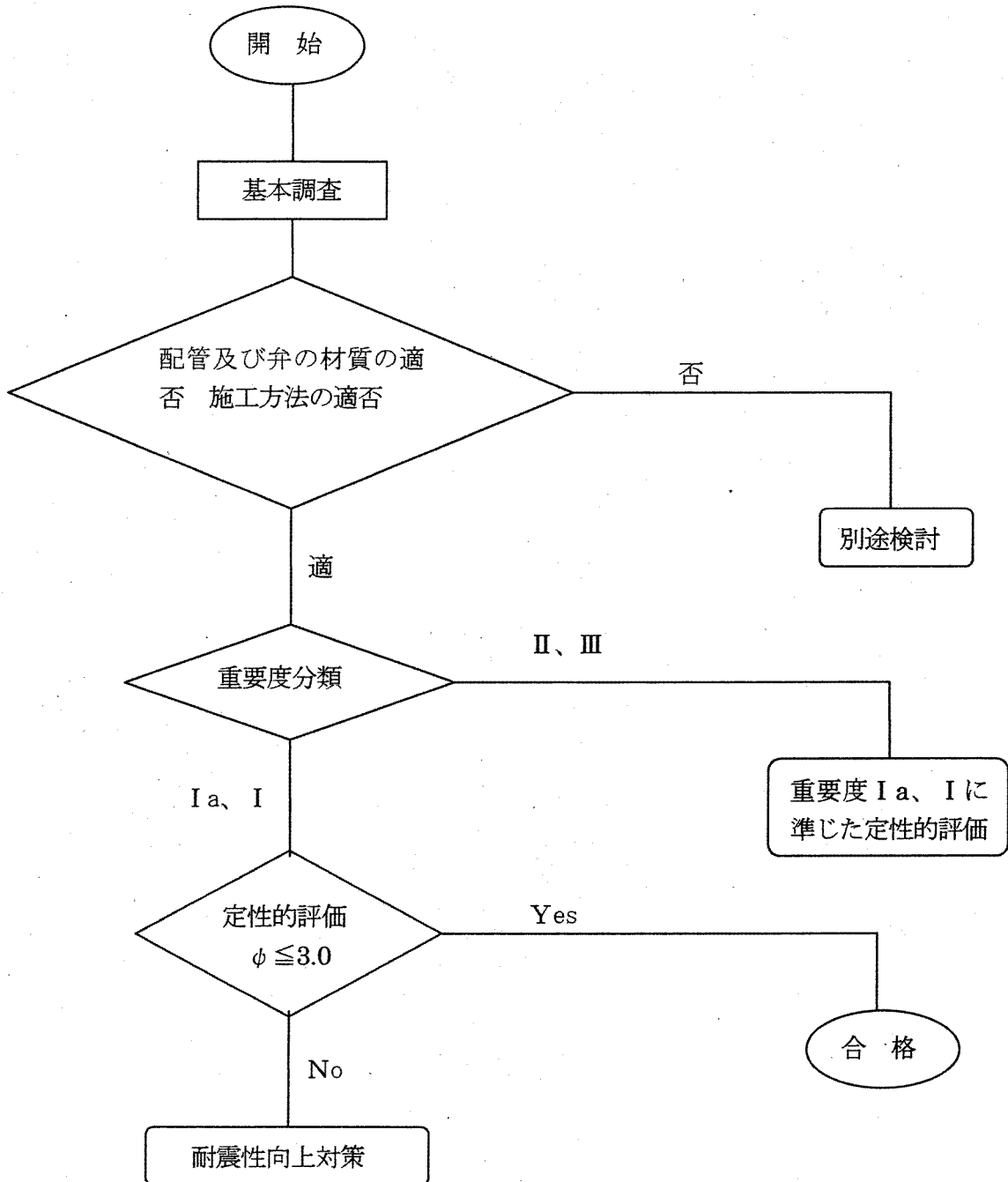
1 配管の耐震性検討

1.1 定性的な耐震性評価

高圧ガス配管の定性的な耐震性評価は次により行う。

1.1.1 検討手順

高圧ガス配管の耐震性判定は次のフローチャートにより行う。



- (1) このフローチャートに用いた耐震性判定は、過去の地震災害事例における配管系の損傷モードを類型化し、それぞれの損傷モード、配管の重要性等の要素を考慮し、その集合の数字の大小で耐震性を判定するエキスパート手法によって定性的に算出するものである。

この判定を構成する要素は次に示すとおりである。

- (a) 配管要素、接続状況、支持状況による要素
 - (b) 境界支持条件による要素
 - (c) 重要度による要素
 - (d) 配管材質による要素
- (2) 重要度Ⅱ、Ⅲについては、重要度Ⅰa、Ⅰに準じた定性的評価を自主的に行い、 $\phi > 3.0$ の場合は耐震性向上対策を行うことが望ましい。
- (3) 耐震性向上対策とは原則として数値解析を実施して行う耐震性改善の措置をいう。

1.1.2 基本調査

高圧ガス配管の耐震性判定に当たって次の事項を調査する。

- (1) 設計図書
- (2) 使用条件、構造、形状
- (3) 配管（継手を含む）、弁の材質選定
その材質が次の表 1.1 及び表 1.2 に示す材質またはこれらと同等以上の材質であるか。
- (4) 配管の施行方法にフレア継手、コーキング継手及びはんだ付け継手を使用していないか。

表 1.1 配管（継手を含む）材質

鋼 種	材 質 記 号	
	配 管	管 継 手
炭 素 鋼	STPG、STS、STPT、STB	SFVC
低 温 用 鋼	STPL	SFL
合 金 鋼	STPA、STBA	SFVA、SFVQ
ステンレス鋼	SUSTP	SUSF
非 鉄	ハステロイ、Ti、Al、Ni、Cu、Bs、Bc	

注) 上記表は強度部材を示しライニング部材はこの限りでない。

表 1.2 弁類の材質

鋼 種	材 質 記 号
炭 素 鋼	S-C、SF、SC
低 温 用 鋼	SCPL
合 金 鋼	SCPH
ステンレス鋼	SCS
鋳 鉄	FCMB、FCMW、FCD
非 鉄	ハステロイ、Ti、Al、Ni、Cu、Bs、Bc

注) 鋳鉄の使用範囲は省令で定められた範囲であること。

1.1.3 判定方法

高圧ガス配管の耐震性判定の方法は次の事項により行う。

- (1) 重要度分類（付属書 1 を参照）
- (2) 定性的耐震性評価

1.1.4 定性的耐震性評価

定性的耐震性評価は総合評価値 ϕ の大きさから表1.3により判別する。

表 1.3 定性的耐震性評価の分類

ϕ	判 別
$\phi > 4.0$	このままの状態連続使用することを避け、直ちに耐震改造を行う。
$4.0 \geq \phi > 3.5$	耐震用の改造又は補強を行う必要がある。
$3.5 \geq \phi > 3.0$	耐震性を考慮した弱点の改善を行う必要がある。
$3.0 \geq \phi$	現状のままでさしつかえない。

ここで、 $\phi = \phi_p + \phi_l + \phi_i + \phi_m$

ϕ_p : 配管要素、接続状況、支持状況による指数

ϕ_l : 境界支持条件による指数

ϕ_i : 重要度によって分類した指数

ϕ_m : 配管材料によって分類した指数

(1) 配管要素、接続状況、支持状況による指数 ϕ_p

指数 ϕ_p は、表1.4により評点を行う。

表 1.4 指数 ϕ_p の値

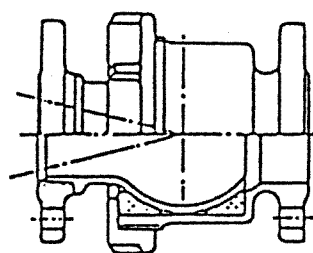
No.	配 管 部 分	ϕ_p	備 考
1	直管部	0.0	以下2~9を除く全て
2	高周波曲げ加工管	0.1	口径4B未満又は曲率半径3D未満の箇所を含む場合に限る。
3	直管の突合せ溶接継手	0.5	
4	直管差込み溶接継手 (内外面溶接)	0.7	
5	直管差込み溶接継手 (片面溶接)	0.8	
6	フランジボルト接合継手	0.8	
7	ねじ継手	1.5	口径2B未満
		1.7	口径3B未満2B以上
		2.0	口径3B以上
8	可撓継手	1.0	図1.1に参考例を示す
9	可撓管	1.3	
10	弁	1.0	図1.2に参考例を示す
11	エルボ	0.3	以下12~14を除く全て
12	突合せ溶接エルボ溶接部	0.8	図1.3に参考例を示す
13	差込み溶接エルボ溶接部	1.0	図1.4に参考例を示す
14	エビ曲げ管	2.0	
15	ティー	0.5	以下16~19を除く全て
16	突合せ溶接継手ティー溶接部	0.8	図1.5に参考例を示す
17	差込み溶接継手ティー溶接部	1.0	図1.6に参考例を示す
18	隅肉溶接ティー溶接部 (補強板つき)	1.0	母管に直孔あけ
19	隅肉溶接ティー溶接部 (補強なし)	1.2	母管に直孔あけ

20	通常の中間支持物	0.0	以下 21～24 を除く全て
21	振止金具による吊架箇所	0.3	図 1.7 に参考例を示す
22	溶接サポートによる固定支持箇所	0.5	図 1.8 に参考例を示す
23	壁貫通部	0.2	配管・壁間に保護材を入れたもの、もしくは可撓性をもたせたもの。 図 1.9 に参考例を示す
		0.5	上記以外のもの
24	地上立ち上がり部	1.1	二重管により保護したもの
		1.3	上記以外のもの

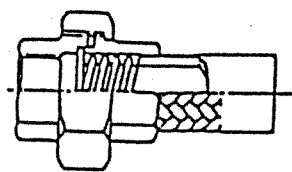
注 「No. 1～24」までの指数 ϕp のうち、最大の値を採り、各項目ごとの加算は行わない。

次のものは上記の値に加算する。

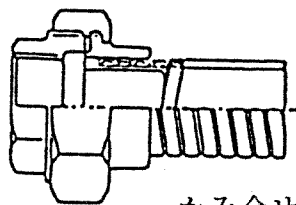
No.	配管部分	ϕp	備考
25	架台上の配管で、単数本の場合	0.0	地上高さ3メートル以上の架台に設置されている配管
26	架台上の配管で、同径2本の場合	0.1 ⁺	
27	架台上の配管で、異径2本の場合	0.2 ⁺	
28	架台上の配管で、3本の場合	0.2 ⁺	
29	架台上の配管で、4本の場合	0.3 ⁺	



ボール管継手

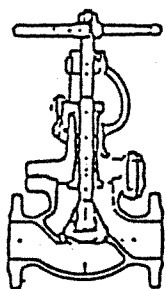


波形たわみ管継手

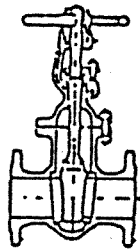


かみ合せ形たわみ管継手

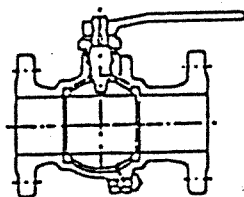
図 1.1 可撓継手



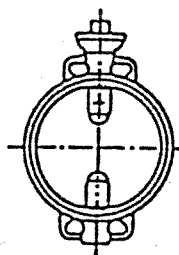
玉形弁



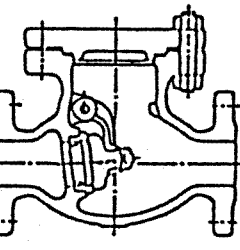
仕切弁



ボール弁



バタフライ弁



逆止弁

図 1.2 弁

45°エルボ

90°エルボ

180°エルボ

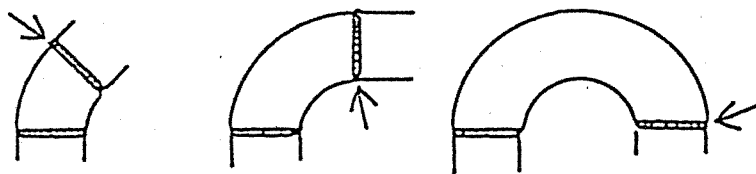


図 1.3 突合せ溶接エルボ溶接部

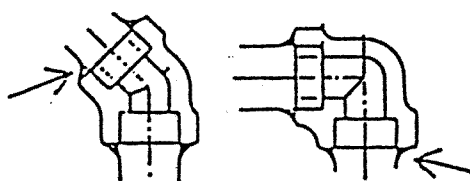


図 1.4 差込み溶接エルボ溶接部

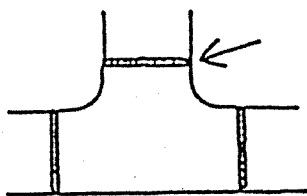


図 1.5 突合せ溶接ティ溶接部

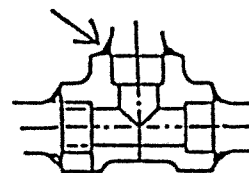


図 1.6 差込み溶接ティ溶接部

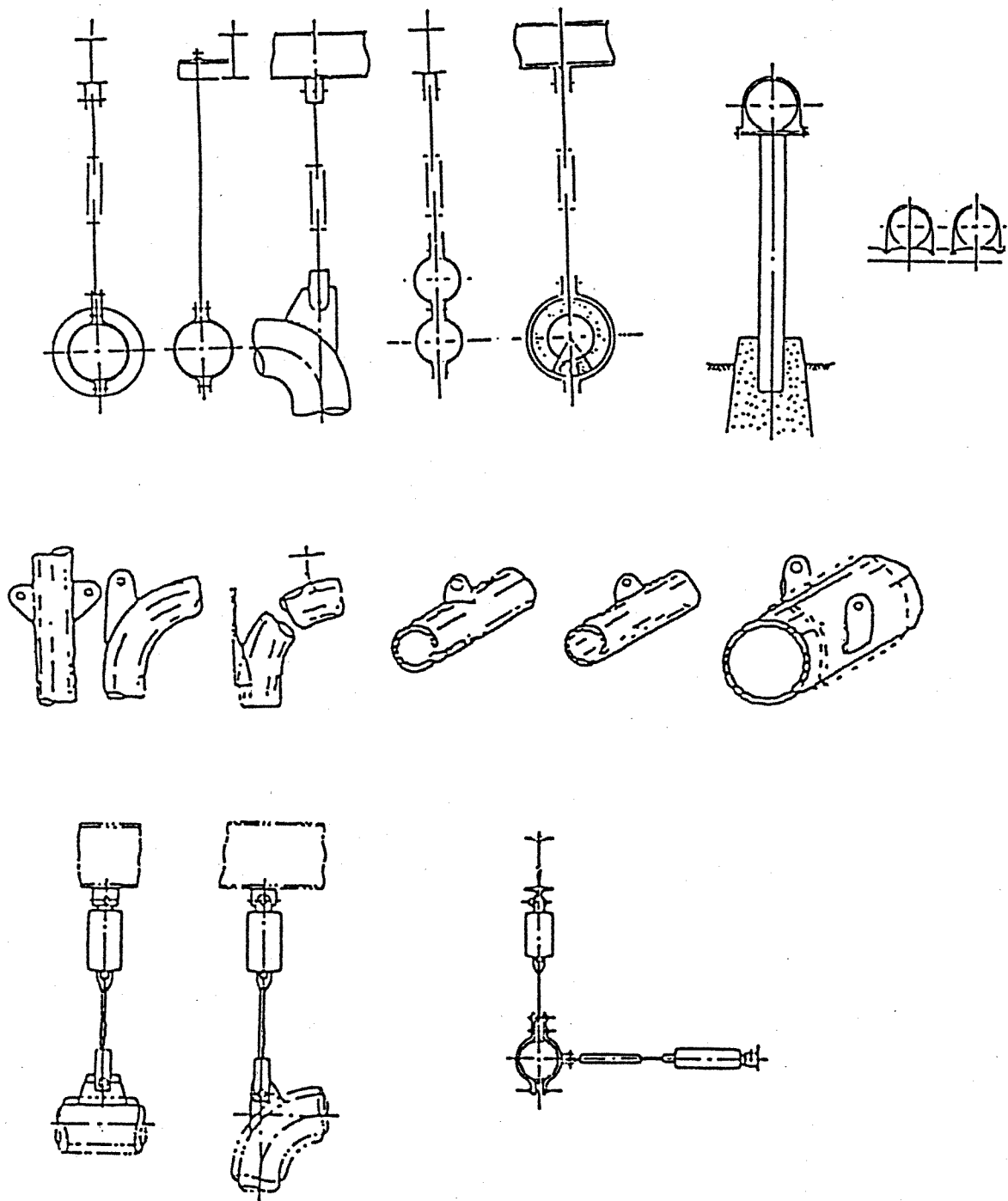


図 1.7 振れ止め金物

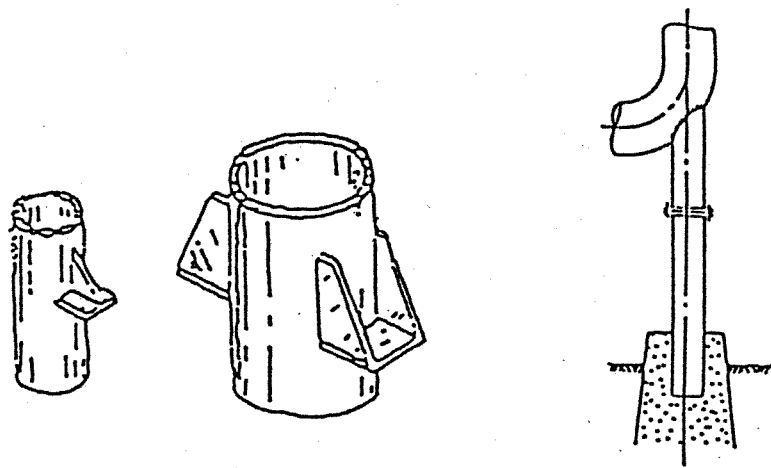


図 1.8 溶接サポート

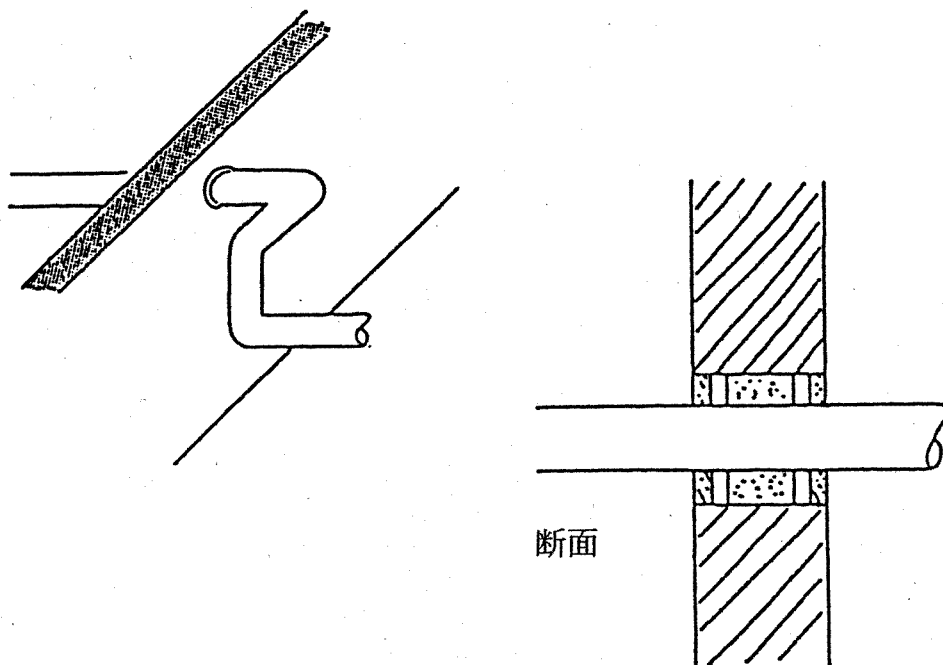


図 1.9 壁貫通部

(2) 境界支持条件による指数 ϕl

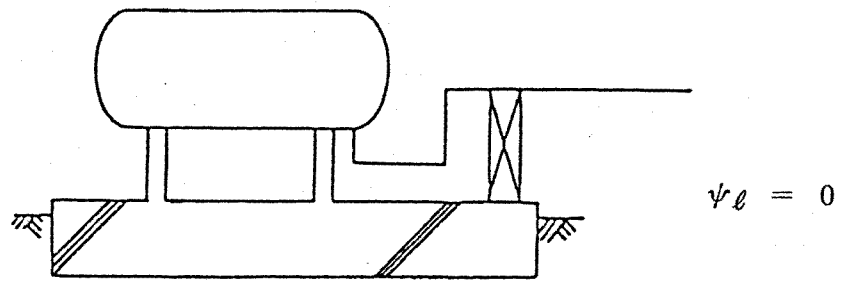
指数 ϕl は表 1.5 により評点を行う。

表 1.5 指数 ϕl の値

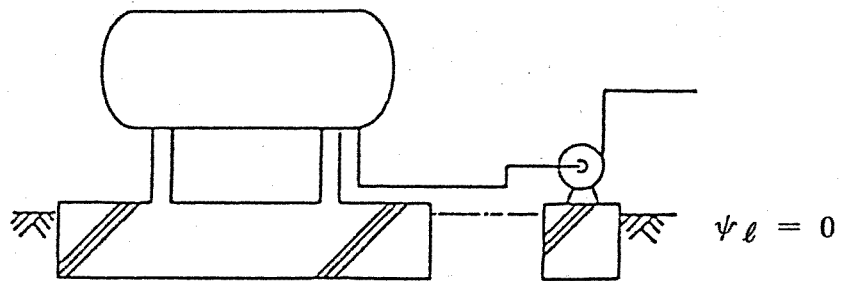
No.	境界支持条件			ϕl
1	基礎	両端支持点の地上高さ	両端間の曲がりの数	
			2以上	0
	同一基礎上設置	5 m以下 (両端とも)	1以下	0
			2以上	0
		5 mを超える (片端または両端)	1以下	0.5
			2以上	0.5
	別基礎上設置又は基礎梁で連結されていない。	5 m以下 (両端とも)	1以下	0.5
			2以上	0.5
5 mを超える (片端または両端)		1以下	1.0	
		2以上	1.0	
2	配管が接続している塔槽がたわむことにより、配管接合部に過大応力が作用したり、変形により損傷する恐れがある。			0.3 ⁺
3	塔槽の脚部又は基礎が浮上ったり回転することで、塔槽に変形を生じ接合部が過大応力や変形により損傷する恐れがある。			1.5
4	配管架台が配管にくらべ剛性が小さく、配管の挙動によって架台が損傷したり、架台が変形して配管が落下したりする恐れがある。			2.0
5	配管設置場所周辺に耐震性のあまり良くない構造体があり、この構造体の倒壊により、配管が損傷しやすい。			2.0

この表においてNo. 2の指数 ϕl が0.3⁺とあるのは、No. 1の境界支持条件にある配管のうち地上高さ5メートルをこえる部分について、No. 1の指数 ϕl にNo. 2の指数 ϕl 0.3を加算することを示す。

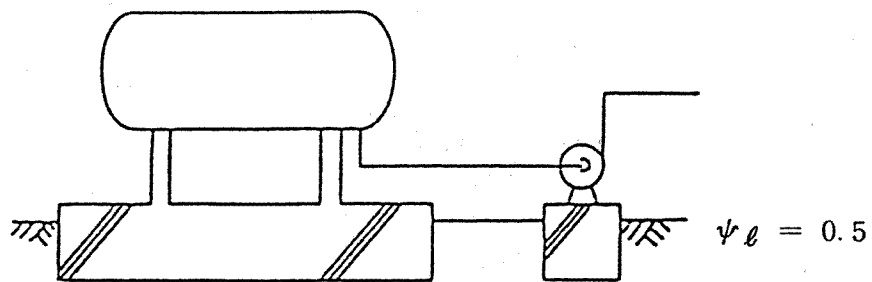
指数 ϕl の値の採り方について例示を図 1.10 に示す。



同一基礎、曲りの数3

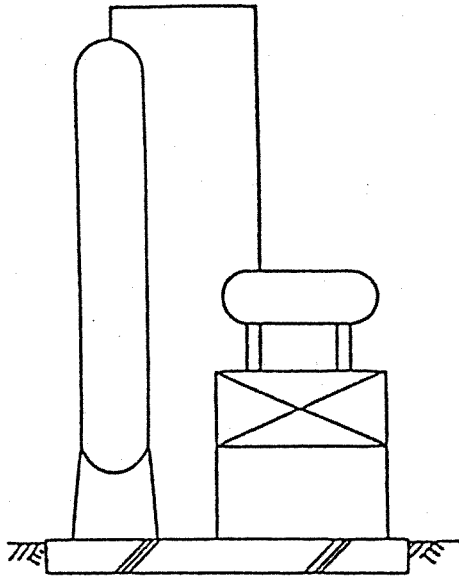


別基礎、曲りの数3



別基礎、曲りの数1

図 1.10 指数 ψ_l の例示 (両端支持点高さ 5 m 以下の例)

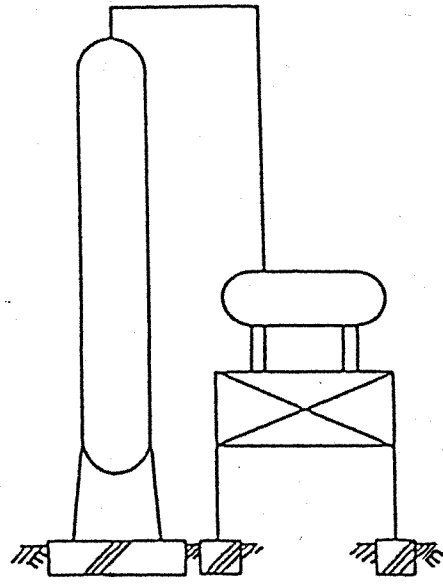


同一基礎、曲りの数2

$$\psi_l = 0 + 0.3 = 0.3$$

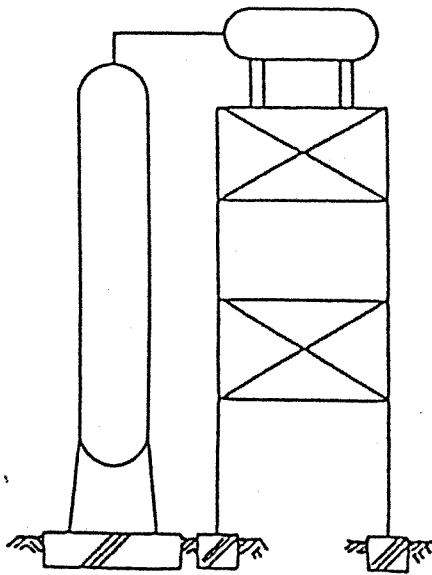
表 5.5 の No. 1 の値

表 5.5 の No. 2 の値の加算



別基礎、曲りの数2

$$\psi_l = 0.5 + 0.3 = 0.8$$



別基礎、曲りの数1

$$\psi_l = 1.0 + 0.3 = 1.3$$

図 1.10 指数 ψ_l の例示 (両端支持点高さ 5 m を超える例)

- (3) 重要度によって分類した指数 ϕ_i
 指数 ϕ_i は表 1.6 により評点を行う。

表 1.6 指数 ϕ_i の値

配管の重要度	ϕ_i
I a	2.0
I	1.0
II	0.5
III	0.0

- (4) 配管材料によって分類した指数 ϕ_m
 指数 ϕ_m は表 1.7 により評点を行う。

表 1.7 指数 ϕ_m の値

配管材料	ϕ_m
鋼管、ステンレス、チタン	0.0
黄銅、アルミニウム合金、ケイ素青銅管	0.3
グラスライニング管	1.5

1.2 数値解析

1.2.1 算定応力

- (1) 配管系の数値解析は、自重、圧力、地震による慣性力、相対変位による配管の応力及び配管支持点の反力を考慮しそれぞれ加算評価する。解析モデルは、原則として固定点間とするが、評価対象部に及ぼす影響が小さいと判断される場合は、解析範囲を小さくしてもよい。
- (2) 算定応力は通常運転荷重と、もっとも不利な方向の地震力により生じる応力の和とする。
- (3) 配管系に作用する慣性力と相対変位によって生ずる応力をそれぞれ個別に求め加算した値を算定応力とする。
- (4) 配管系に対してもっとも不利な方向を定めることが困難な場合には、水平 2 方向及び上下方向それぞれについて応力計算を行ない、これらの値をそれぞれ 2 乗し加算した値の平方根値をもって慣性力の算定応力とする。
- (5) 相対変位としての入力は、不利な方向に地震力が作用した場合の値を用いる。
 不利な方向が定まらない場合は、水平 2 方向両方向の値を求め、それぞれ 2 乗し加算した値の平方根値を入力として用いる。
 相対変位を考慮すべき部位は、機器ノズル取り付け部、架構からの配管支持部であって、それらの各部位の地震時の変位は別途求めるものとする。
- (6) 配管の耐震解析及び応力計算は、ANSI-B31.3 に準拠して行う。
- (7) 支持架台の耐震解析及び応力計算は、「鋼構造設計基準」、「鉄筋コンクリート構造設計基準」、「基礎構造計算基準」(社)日本建築学会編)に示す方法で行なう。

1.2.2 設計地震動

地表面における水平震度及び鉛直震度は、付属書 1 で定まる重要度分類を用い、耐震告示を適用し決定する。

1.2.3 設計修正地震力

配管形式には、地上配管、架構上配管、その他があるが、次式により設計修正地震力を計算する。

$$F_a = \frac{1}{2}(\beta_7+1)\mu \cdot a \cdot W_a \cdot K_M$$

$$F_s = \mu \cdot D_s (W_s+W_a T) \cdot K_M$$

ここで、

F_a ：配管に作用する設計修正地震力

F_s ：架構に作用する設計修正地震力

β_7 ：配管に対する応答倍率であつて、2.0^{注1}とする。又、配管および架構の固有周期が求められている場合は次の算式により得られる値を用いても良い。

$$\beta_7 = 0.71 \sqrt{\frac{1+\lambda^2}{\lambda^2+(1-\lambda^2)h_e^2}}$$

この算式において λ 及び h_e は、それぞれ次の値を表すものとする。

λ ：次の表 1.8 の左欄に掲げる配管の固有周期 T_a の区分に応じ、右欄に掲げる算式により得られる値。

表 1.8 λ

T_a	λ
0.36 T_s 以下	$\sqrt{0.52+0.48\gamma}$
0.36 T_s 超 0.9 T_s 以下	$\sqrt{1-(1-\gamma)\left(\frac{1.8T_aT_s}{T_a^2+0.81T_s^2}\right)^2}$
0.9 T_s 超 1.1 T_s 以下	$\sqrt{\gamma}$
1.1 T_s 超	$\sqrt{1-(1-\gamma)\left(\frac{2.2T_aT_s}{T_a^2+1.21T_s^2}\right)^2}$

備考 この表において T_a 、 T_s 及び γ は、それぞれ次の値を表すものとする。

T_a ：当該配管の支持点を固定とする配管の固有周期

T_s ：配管を重量と見なした場合の架構の固有周期

γ ：架構重量比で $\gamma = \frac{W_a}{W_a+W_aT}$

h_e ：配管の減衰定数に応じて、次の図 1.11 により求められる値

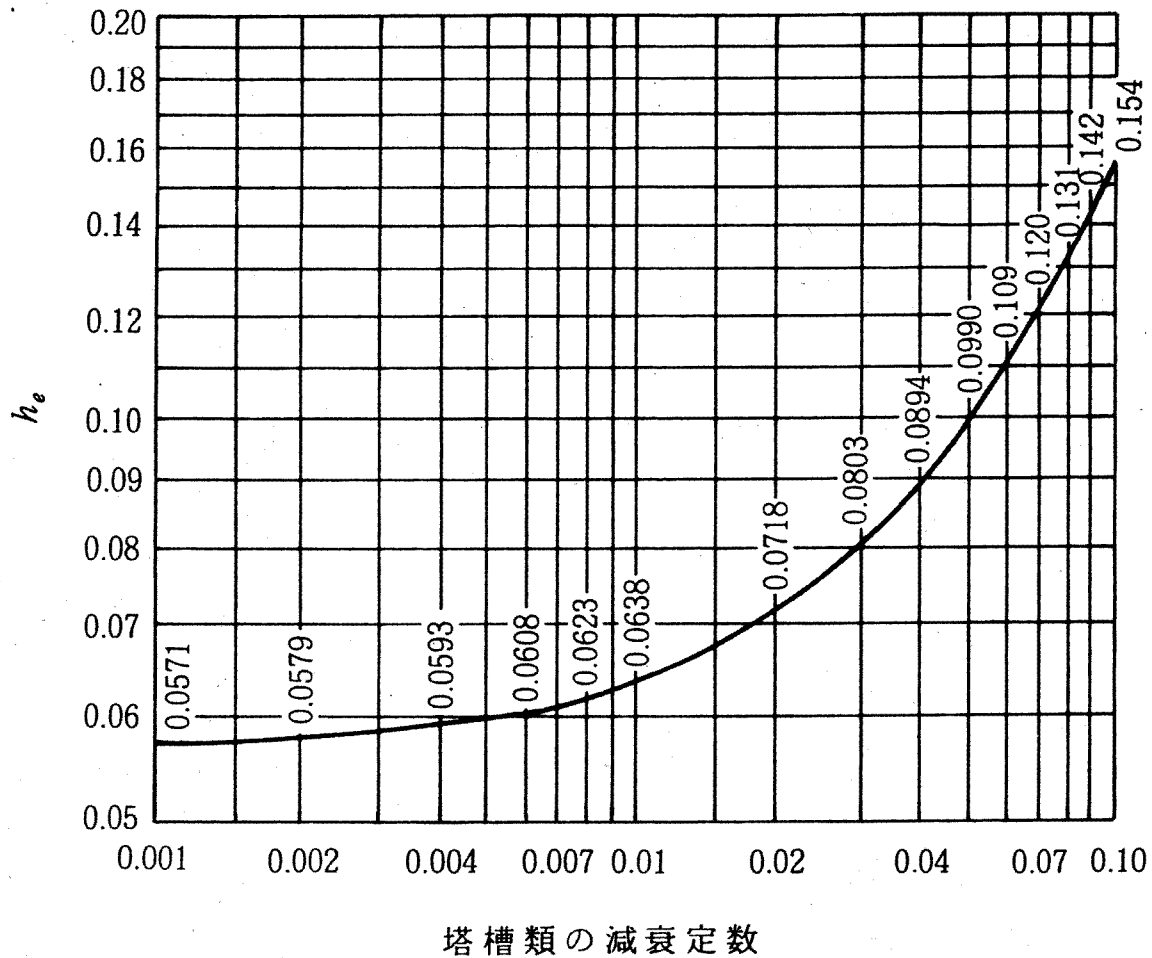


図 1.11 配管の減衰定数

通常配管の減衰定数は 0.03 とする。

μ : 震度分布係数であって、次の二つの算式により得られる値又は 1.0 のいずれか大なるもの。

ただし配管の最高位の高さが 10m 未満の場合は 1.0 とする。

$$\mu = \frac{1.5H}{H_T}$$

$$\mu = \frac{1.5H_0}{H_T}$$

これらの算式において H_T 、 H 及び H_0 は、それぞれ次の値を表すものとする。

H_T : 配管等の最高位の高さ

H : 配管の設計修正地震力を算定する位置の高さ

H_0 : 配管の最低位の支持部の高さ

α : 配管の構造特性及び配管と架構との間に作用する摩擦等の非線形性による低減係数で

0.5 とする。^{注2}

Ds : 架構の非線形性を考慮した構造特性係数で 0.35~0.5 の値とするが、通常の門形架構では 0.5 とする。

Wa : 当該配管の重量で、バルブ等重量物の振動有効重量はこれに加算する。

Ws : 設計修正地震動を算定する部分の架構等の重量

WaT : 架構が支持する当該配管を含む配管等の全重量

K_M : 設計地震動に応答倍率 2.0 を乗じたもの。配管および架構の固有周期が求められている場合には耐震告示による応答倍率 β_5 、鉛直地震動に対しては β_6 (2.0) を乗じたもの。

この場合において、応答倍率は次の二つの算定により得られる固有周期 T_1 及び T_2 のそれぞれに対する値のいずれか大なるものとする。また、減衰定数は当該架構の値とする。

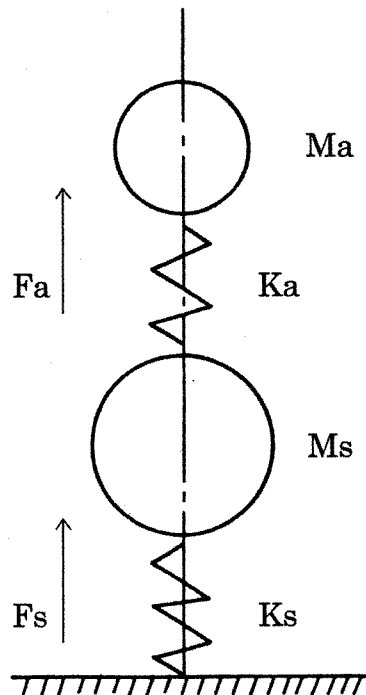
通常架構の減衰定数は 0.05 とする。

$$T_1 = \sqrt{(1 + \lambda) \frac{T_a^2 + T_s^2}{2}}$$

$$T_2 = \sqrt{(1 - \lambda) \frac{T_a^2 + T_s^2}{2}}$$

注1) 2質点系モデルによる修正震度法において、応答倍率 β_7 は図 1.12 の如くなる。

(出典 KHK : 高圧ガス設備等耐震設計指針)



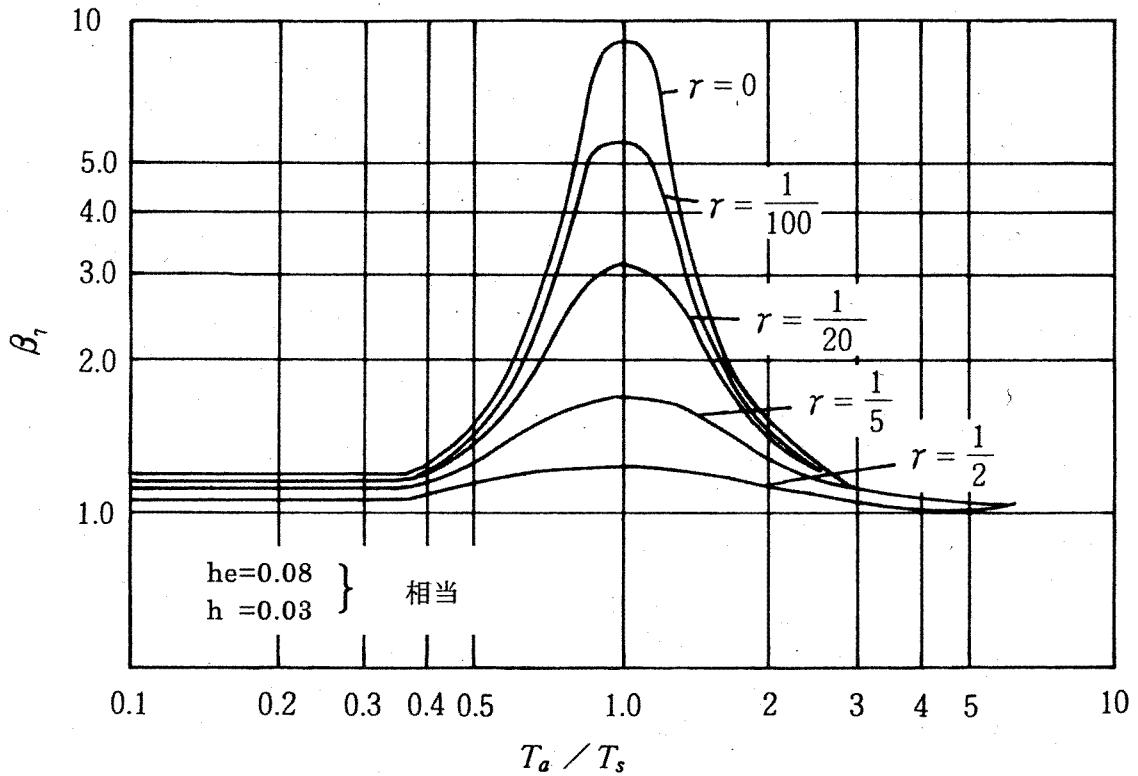


図 1.12 β_7

通常架構上の配管系においては、 $\gamma = 0.1 \sim 0.5$ 程度であるので $\beta_7 = 0.2$ とした。

また、配管振動モードを考慮した有効質量より、 $\frac{1}{2}(\beta_7 + 1)$ とした。

注 2) 文献参照

鈴木浩平ほか：サポートの非線形特性を考慮した配管系の振動応答解析

(第 1 報、第 2 報) 機械学会論文集 53 巻 490、495 号 S62-6、S62-11

1.2.4 許容応力

高圧ガス配管の許容応力は耐震告示第 16 条第 1 号に定める耐圧部材の許容応力値とする。