

大成建設 正員 ○仲井 公哉
コロンビア大学 正員 篠塚 正宣

1. まえがき

近年、各国の構造物設計規準に、従来の許容応力度法にかわり荷重係数設計法が取り入れられ、さらにその荷重係数が適切か否かを判定する手段として信頼性解析が用いられている。本報告は、原子力発電所内の剪断壁を対象に、現行規準に対する見直しを目的として、米国ブルックヘブン国立研究所で行われた信頼性解析の一部である。

2. 対象モデル及び解析条件

解析対象としたのは一般的な剪断壁構造物であり、図-1に示すような3階より成る長方形断面のものである。鉄筋量については現行のACI規準に基づいて設計した。

解析で考慮した荷重は、自重及び各フロアの機器による死荷重(D.L.)と地震荷重(E)の2種類である。死荷重は、平均値=設計値、変動係数7%の正規分布として取り扱った。地震荷重は、次のような金井・田治見スペクトル $S_{ggxx}(W)$ を持つ継続時間20秒の定常ガウス過程とし、水平一方向入力とした。

$$S_{ggxx}(w) = S_o \frac{1 + 4\xi_g^2(w/w_g)^2}{[1 - (w/w_g)^2]^2 + 4\xi_g^2(w/w_g)^2} \quad (1)$$

ここで、 w_g , ξ_g はそれぞれ地盤の卓越角振動数及び減衰定数であり、 S_o は地震強度を表わす定数である。

また、コンクリート及び鉄筋の強度についても確率量として取り扱った。表-1に解析条件を示す。

3. 限界状態

限界状態としては鉄筋コンクリートの曲げ、剪断及び曲げと剪断を同時に考慮するものの3種類を想定した。すなわち曲げに関しては圧縮ひずみ ϵ が0.003に達した時の部材の終局耐力を限界状態とし、剪断に関しては次式をして限界状態と定義した。

$$\left. \begin{aligned} V_u &= v_u \cdot h \cdot d \\ v_u &= B \cdot v_{un} \\ v_{un} &= v_c + v_s \leq 0.25 \bar{f}_c' \\ v_c &= (10 - 3.4 \, hw/lw) \sqrt{\bar{f}_c'} + N_u / (4 \cdot h \cdot lw) \\ v_s &= (a \cdot \rho_{vh} + b \cdot \rho_{vn}) \bar{f}_y \\ b &= \begin{cases} 1 & \text{----- } hw/lw < 1/2 \\ 2 - 2 \, hw/lw & \text{----- } 1/2 \leq hw/lw \leq 1 \\ 0 & \text{----- } hw/lw > 1 \end{cases} \\ a &= 1 - b \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 V_u , v_u はそれぞれ限界状態剪断力及び応力であり、 d は有効高さ(=0.8 lw)、 v_c , v_s は、それぞれコンクリート及び鉄筋による応力である。 hw , lw , h は、それぞれ剪断力の高

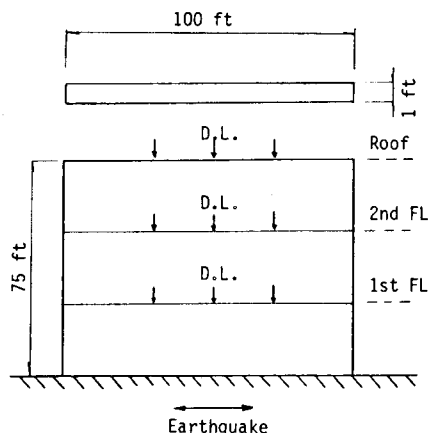


Fig.1 Shear Wall Structure

Table.1 解析条件

材料強度	コンクリート	$\bar{f}_c' = 5,299(\text{psi})$ C.Q.V. ($\bar{f}_c'$) = 0.14 Normal Distribution
	鉄筋	$f_y = 71,100(\text{psi})$ C.O.V. (f_y) = 0.11 Lognormal Distribution
荷重	死荷重	Superimposed 12k/ft(each floor) Dead Weight 150lb./ft ³ $\bar{D}/D_n = 1.0$ C.Q.V. ($\bar{D}$) = 0.07 Normal Distribution
	地震荷重	金井・田治見スペクトルを持つ定常ガウス過程 $w_g = 8\pi \text{ rad/sec}$ $\xi_g = 0.60$ 発生率 $\lambda_E = 0.2004 \text{ 1/year}$ 継続時間 $\mu dE = 20 \text{ sec}$ Hazard 曲線 図-2

さ、長さ、幅であり、Nu は要素に作用している軸力（圧縮＋）である。 ρ_{vh} 、 ρ_{vn} はそれぞれ水平方向、鉛直方向の鉄筋比である。又、B は鉄筋コンクリートの剪断耐力のパラッキを表す確率変数であり、平均 1.0、変動係数 0.19 を持つ対数正規分析とした。¹⁾

これらの限界状態面は、断面に作用する応力 { τ } で表わすことができる。

$$R_j - \{A_j\}^T \{r^{(e)}\} = 0 \quad (3)$$

$$\{r^{(e)}\} = \begin{cases} \{N^{(e)}, M^{(e)}\}^T & (j=1,2,\dots,8) \\ \{N^{(e)}, V^{(e)}\}^T & (j=1,2,\dots,4) \\ \{N^{(e)}, M^{(e)}, V^{(e)}\}^T & (j=1,2,\dots,32) \end{cases}$$

これら 3 種の限界状態面の略図を図－3、図－4 に示す。

4. 解析結果

解析結果の一例を表－2 に示す。この例において、破壊確率は 10^{-3} オーダーと非常に大きなものとなっているが、これは想定最大加速度 (α_{max}) が $1.5g$ と非常に大きいことによる。しかしながら、原子力発電所構造物の重要性を考えた時、いかに想定地震が大きいとはいえ、 10^{-3} オーダーの破壊確率は大きすぎると思われる。これにより、現在、信頼性解析を用いて設計標準の見直しが行なわれている理由も理解できよう。又、各限界状態の値をみると、2－D において曲げ破壊の方が剪断破壊よりも大きな破壊確率を与えている。これは、一枚の大きな剪断壁モデルとして解析を行っているためで、実際には壁の数ヶ所に他の壁やフロア等が接続しており、それらの曲げ抵抗の影響が大であるため、当モデルのように In-Plane Force のみを考慮する限りにおいては、実際の破壊確率はもっと小さくなるものと思われる。

今後の課題としては、1 枚の壁モデルとしての解析ではなく、他の壁や柱・梁等も考慮したフレームと壁の一体構造として解析を行う必要があろう。

5. 参考文献

1) B. Ellingwood "Probabilistic Descriptions of Resistance of Safety-Related Nuclear Structures", 1983

2) F. Barda, et al. "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements"

3) P. Gergely "Seismic Fragility of Reinforced Concrete Structures and Components for Application to Nuclear Facilities", 1983

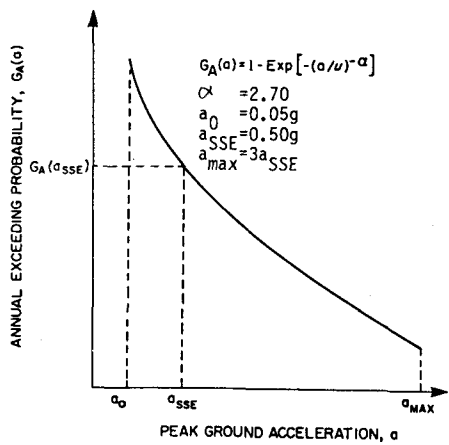


Fig.2 Seismic Hazard Curve

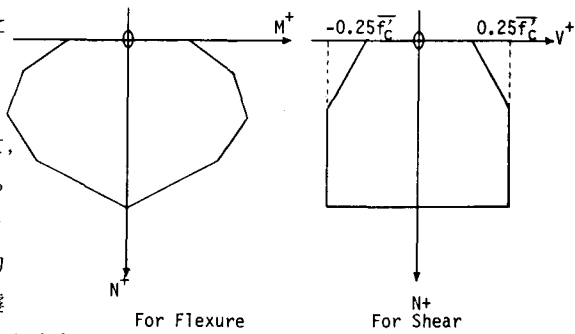


Fig.3 2-Dimensional Limit State

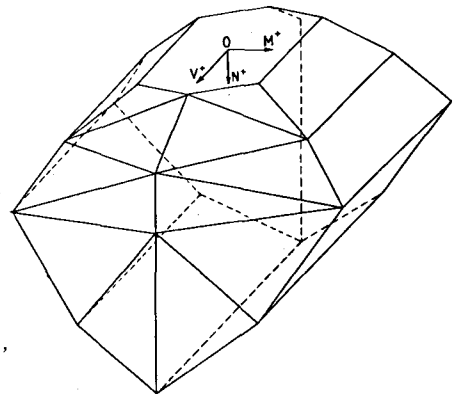


Fig.4 3Dimensional Limit State

Table. 2 耐用期間 40 年での限界状態確率

Limit State		Conditional pf	Unconditional pf
2-D L.S.	Flexure	9.649×10^{-4}	7.734×10^{-3}
	Shear	4.793×10^{-4}	3.842×10^{-3}
3-D L.S.		7.023×10^{-4}	5.629×10^{-3}