
ライフラインパイプの耐震性に関する研究

Seismic Risk Analysis of Lifeline Pipes

小池 武(Takeshi Koike)

要旨：

本研究は都市内埋設ライフラインネットワークシステムの耐震性を評価する目的で、危険度解析の方法論を展開したものである。地震時防災の観点から、地震直後の火災に対する消火活動を対象として、この活動を支える水道パイプラインシステムの地震時給水性能について検討した。数値計算例として Los Angeles 市内の水道パイプラインシステムを採用し、その理想化されたモデルに対する地震時被害の推定を Monte Carlo Simulation によって実行した。

Synopsis：

A new type of risk analysis methodology is developed for underground lifeline systems in order to estimate their unserviceability under seismic environments. Inability of water service is discussed from the view point of fire-fighting, because the availability of water at all locations immediately after the earthquake is one of the significant serviceability conditions. In an example analysis, Monte Carlo simulation technique is adopted to predict the amount of seismic damages in the modified version of the water transmission network system in the City of Los Angeles.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

ライフラインパイプの耐震性に関する研究

Seismic Risk Analysis of Lifeline Pipes

小 池 武*
Takeshi Koike

Synopsis:

A new type of risk analysis methodology is developed for underground lifeline systems in order to estimate their unserviceability under seismic environments.

Inability of water service is discussed from the view point of fire-fighting, because the availability of water at all locations immediately after the earthquake is one of the significant serviceability conditions.

In an example analysis, Monte Carlo simulation technique is adopted to predict the amount of seismic damages in the modified version of the water transmission network system in the City of Los Angeles.

1. 緒 言

近代的な都市は上下水道、ガス、オイル、電力、鉄道、道路など一般にライフライン (Lifeline) と呼ばれるネットワークシステムによってその都市機能を維持している。それゆえ、ひとたび大地震に襲われて都市機能に致命的損害が発生した時には、市民生活から産業活動に到る広範囲の分野で多大の被害が生じる可能性がある。したがって、都市内各種ライフラインネットワークシステムの耐震性向上は都市の地震時防災対策上最重要課題の一つと言わねばならない。

本研究は、地震により発生が予想される埋設ライフラインシステムの被害の程度を推定し、その耐震性を検討するために、危険度解析の方法論を展開したものである。ここで、危険度解析手法を採用した理由は、それが不可避的でしかもその発生が不規則な外的要因 (たとえば地震) に対する構造物またはシステムの被害を確率統計的に推定することができるからであり、また得られた成果がその外的要因に対するシステムの設計戦略決定に有用な情報となりうる事が期待されるからで

ある。

埋設ライフラインシステムが橋梁やダムなど従来の土木構造物と異なる点は、前者が

- (1) 空間的な広がりをもった構造物システムであること。その結果、システム内の各地点で地盤震動が異なる可能性があること、
 - (2) システム内に直管や曲管その他複雑な形状の配管要素を有していること、
 - (3) システムの破壊が構造物システムとしての物理的損傷 (管の破損、漏洩) と輸送管路としての機能的損傷 (たとえば、出口圧力・流量の不足) の二つの側面をもっており、それらが従来の構造物に比較してより複雑に絡っていること、
- などの特色をもっていることである。

本研究は埋設ライフラインシステムの上述の特色を踏まえて、システムの耐震性を評価するため、次のステップで危険度解析を実施した。

- (1) 対象システムのモデル化
- (2) システムが機能的であるための必要条件の検討
- (3) システムが機能的であるための十分条件の検討。

すなわち、第1ステップでは、地震の発生源であ

・ ED ハイフライン海洋技術部ハイフライン水道技術室主任
(掛長待遇)・工学博士
[昭和55年9月12日原稿受付]

る断層のモデル化, 次に地盤のモデル化, そして埋設パイプラインのモデル化を行う。とくに, 地震の発生や埋設パイプラインの破壊現象の不規則性, 不確実性の取扱い方について検討を加える。第2ステップでは, 地震時にシステムのいずれかの供給基地から需要端まで少なくとも1本の管路で物理的に連結されているかどうかの問題を検討する。なぜなら, 少なくともシステムが機能するためには, 供給基地から需要端まで, 経路の連続していることが必要条件として要請されるからである。このときのシステムの破壊をシステムの連結性の破壊 (System Connectivity Failure) と呼ぶことにする。最後の第3ステップでは, 都市の地震時防災の観点から, 地震直後の異常事態において対象とするネットワークシステムが真に防災目的に合致した機能性能を発揮できるのかどうかという, いわゆる十分条件の問題を検討する。このときのシステムの破壊をシステムの機能性能

破壊 (System Serviceability Failure) と呼ぶことにする。

数値計算例として Los Angeles 市内の水道パイプラインネットワークシステムを採用し, その理想化されたモデルに対する地震時被害の推定を Monte Carlo Simulation によって実行した。

2. 埋設管の地震時ひずみ

2.1 ネットワーク内の地盤震動

Fig. 1 は解析対象にした Los Angeles 市内の水道パイプラインシステムの理想化されたモデルである¹⁾。その輸送管は溶接鋼管で, その管径は 40in. から 70in. にわたっている。本システムは3個の供給基地 (SA, SB, SC), 10個のノード (丸印), そして18個のリンクから構成されている。対象地盤は各部分の土質条件を明確にするため,

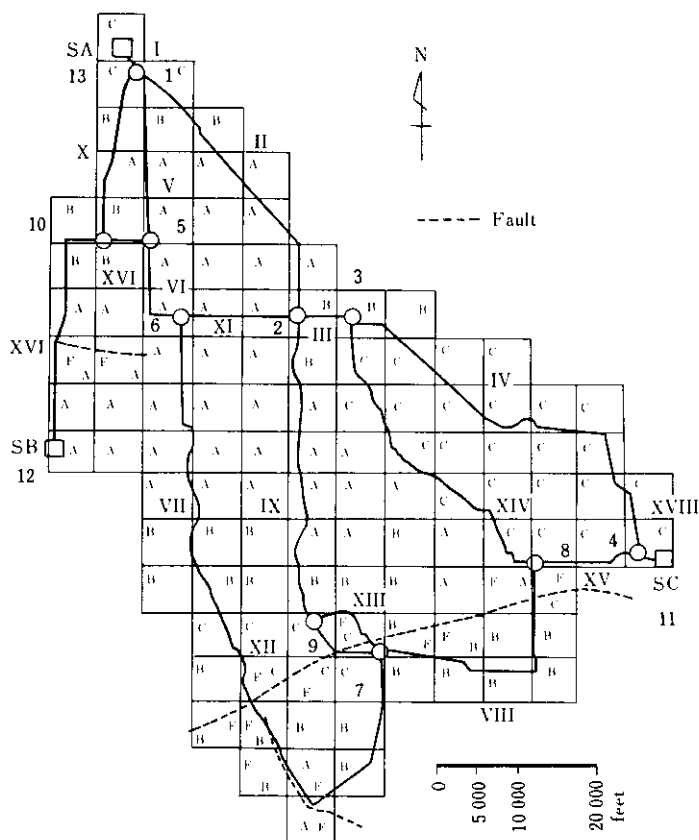


Fig. 1 Water transmission system and simplified soil map in Los Angeles

0.5mile ごとのメッシュに分割され、そのメッシュ内の土質条件は A, B, C の 3 種類に分類された。ここで、A は比較的軟弱な地盤を代表し、B は圧密が中程度からかなり進んだ程度の地盤を代表し、C はよく締った土または岩からできた地盤を代表している。さらに、メッシュ内の記号 F はそのメッシュ内を断層が貫通していることを示すものである。

一方、対象とするネットワークシステムはいくつかの断層に囲まれたり、システム内部を貫通されたりしている。これらの断層の中で、本研究ではとくに Fig. 2 に示す 4 断層、すなわち、San Andreas 断層、San Gabriel 断層、Santa Monica 断層、Newport-Inglewood 断層を解析対象に選んだ。

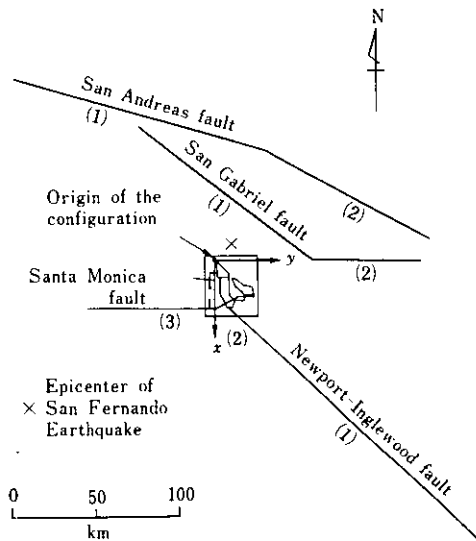


Fig. 2 Fault locations and network

いま、Fig. 3 に示すようにマグニチュード m の地震が断層線上の震源 P すなわち震央 P'、震源深さ H の所で発生したとすると、震源距離 R を有するネットワーク内の 1 点 Z はある強さの震度で揺れる。この震度の大きさは、マグニチュード m 、震源距離 R および対象地点の土質条件に依存するところからネットワーク内各部の震度は必ずしも一様ではないことに注意しなければならない。

Fig. 3 の図形を水平面上に正射影したのが Fig. 4 である。図中の原点 O を中心とする x - y 軸は水平

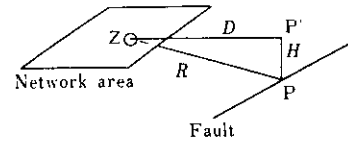


Fig. 3 Focal (R) and epicentral (D) distances

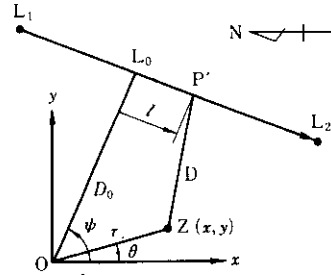


Fig. 4 Projection of fault and site geometry on horizontal plane

面内の直交座標を示している。 $\overline{L_1L_2}$ は断層線であり L_1, L_2 は断層線の両端である。 L_0 は原点 O から断層線上に下ろした垂線の足であり、 D_0 は 2 点 O, L_0 間の距離を表わす。また P' は断層線上の任意点 (震央) であり、Z はネットワーク内の任意点である。したがって、考察中の 4 断層の位置は、 $D_0, \psi, l_1 = \overline{L_0L_2}, l_2 = \overline{L_0L_1}, H$ の値を指定することによって Table 1 のように完全に指定できる。

さて、マグニチュード m の地震が発生したとき、震源から R km 離れた対象地点の修正メルカリ震度 (MMI 震度) は次の方法で推定することができる。すなわち、Esteve²⁾ の提案式を用いると対象地点の表層地盤上の最大地動加速度 α は次式となる。

$$\alpha = \frac{5600 \exp(0.8m)}{(R+40)^2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、震源距離 R (km) は次式で求められる。

$$\begin{aligned} R &= R(x, y, l) \\ &= [D_0^2 + H^2 + r^2 + l^2 - 2r \{l \sin(\psi - \theta) + D_0 \cos(\psi - \theta)\}]^{1/2} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2)$$

Gutenberg-Richter³⁾ の関係

$$\log_{10} \alpha = \frac{1}{3} I - \frac{1}{2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

を用いると、結局ネットワーク内の対象地点 Z (x, y) における MMI 震度 $I(Z)$ は m と R の関数とし

Table 1 Fault location

No.	Faults		D_0 (km)	ψ radian	l_1 (km)	l_2 (km)	H (km)	α' and β'
1	San Andreas	1	72.5	2.8463	-137.6	7.5	10	$\alpha' = 6.8752$
		2	72.5	2.6358	- 6.8	157.5		$\beta' = 1.9283$
2	San Gabriel	1	35.0	2.2337	- 85.0	42.5	8	$\alpha' = 5.7633$
		2	0.0	1.6054	55.0	125.0		$\beta' = 1.7563$
3	Santa Monica	1	22.4	0.0	- 23.0	-13.3	8	$\alpha' = 4.3332$
		2	26.0	0.5263	0.0	14.5		$\beta' = 1.5953$
		3	29.7	-0.0525	- 1.5	80.0		
4	Newport-Inglewood	1	16.0	-0.7854	-237.1	- 22.4	10	$\alpha' = 4.8657$ $\beta' = 1.6778$

て次式で表わすことができる。

$$I(Z) = 12.74 + 1.04m - 6 \log_{10}(R + 40) \quad \dots\dots\dots (4)$$

ネットワーク内の対象地点の MMI 震度 I_{MM} と土質条件 S_0 が与えられると、その地盤の位相速度 $V_s(S_0)$ と地表面での地盤応答速度 $S_v(I_{MM}, S_0)$ から次式によって地盤ひずみ $\epsilon_G(I_{MM}, S_0)$ を推定することができる。

$$\epsilon_G(I_{MM}, S_0) = \frac{S_v(I_{MM}, S_0)}{V_s(S_0)} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、Fig. 1 のメッシュ毎の地盤分類の精度、地震動最大加速度振幅の予測誤差から、 ϵ_G の推定値は、 V_s 、 S_v の推定誤差に基づくばらつきをもつことになる。Table 2 は本研究で用いた篠塚、高田、石川¹⁾によって推定された地盤ひずみの平均値と標準偏差である。

2.2 埋設管のひずみ

埋設管に発生する地震時ひずみは次式で定義する変換係数を用いて地盤ひずみから推定する。

$$\epsilon_s = \beta \epsilon_G \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 ϵ_s は埋設管に発生する最大軸ひずみ、そして ϵ_G は管が埋設されていない地盤の最大地盤ひずみ (free field strain) である。

最近、篠塚、小池⁵⁾により直管、曲管、T字管に対する変換係数 β を求める計算式が提案され、本研究においても使用している。そこでは次の五つの条件が成立するものと仮定されていた。

- (1) 地盤ひずみ (free field strain) は管軸方向に波長 L で伝播する正弦波で表現できる。
- (2) 埋設管の伸縮は、周辺地盤と管との接触面に

Table 2 Free field strain ϵ_G in 10^{-4}

Geological site condition X		Seismic intensity I_{MM}			
		VI	VII	VIII	IX
A	ϵ_G	1.50~4.50	2.25~6.50	3.25~10.0	5.00~15.0
	μ	3.0	4.38	6.63	10.00
	σ	0.50	0.71	1.13	1.67
B	ϵ_G	0.75~2.25	1.13~3.25	1.63~5.00	2.50~7.50
	μ	1.50	0.19	3.32	5.00
	σ	0.25	0.35	0.56	0.83
C	ϵ_G	0.50~1.13	0.75~1.63	1.08~2.50	1.67~3.75
	μ	0.82	1.19	1.79	2.71
	σ	0.11	0.15	0.24	0.35
F	ϵ_s	1.95~2.89	2.56~8.45	3.18~13.1	5.12~22.1
	μ	2.42	5.51	8.27	13.6
	σ	0.16	0.98	1.70	2.83

In the case of F, structural strains ϵ_s are directly estimated.

μ : Mean value, σ : Standard deviation $= (\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min})/6$

A: Unconsolidated to poorly consolidated sediments

B: Semi-consolidated to moderately consolidated sediments

C: Very dense igneous and metamorphic rocks

F: Fault zone

作用するせん断応力によって発生する。

- (3) 周辺地盤内のせん断応力とせん断ひずみとは完全弾塑性応力ひずみ関係をもっている。

- (4) すべりは埋設管近傍の土のせん断ひずみが限界ひずみ値 γ_{cr} を越えたときに発生する。

- (5) 埋設管の管軸直角水平運動は側方地盤反力係

数 k_0 (kgf/cm³) に支持されている。

文献 5) の結果によれば、直管の地震時ひずみを求める変換係数は管と周辺地盤の間のすべりの有無により次の 2 式で与えられる。

すべりが発生しない時

$$\hat{\beta}_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L}\right) \frac{AE}{2\pi G} - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 - \left(\frac{\dot{\omega}}{\dot{\omega}_0}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (7)$$

すべりが発生する時

$$\beta_{cr} = q \frac{\gamma_{cr}}{\gamma_0} \hat{\beta}_0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 A : 管断面積

ω : 正弦波と仮定された地震波の円振動数

$$\omega_0 = \sqrt{2\pi G / (\rho A)}$$

$$\dot{\omega} = 2\pi / L \cdot \sqrt{E / \rho}$$

E, ρ, G : それぞれ管のヤング率、密度

そして地盤のせん断弾性定数

である。さらに、 γ_0 は管と地盤の接触面での最大せん断ひずみであり次式で与えられる。

$$\gamma_0 = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \frac{Et}{G} \hat{\beta}_0 \epsilon_0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

ただし、 t は管板厚、 q はすべり区間の長さの関数であり $1 \leq q \leq \pi/2$ の範囲の値をとる。とくに、 $q=1$ はすべりが半波長区間の唯一点で開始した場合に、 $q=\pi/2$ はすべりが半波長全体にわたって発生している場合に対応している。

ところで、地震動により発生した直管と地盤との相対変位は曲管 (Fig. 5 参照) や T 字管 (Fig. 6 参照) は付加的応力を発生させる。たとえば、Fig. 5 に示すような 90° 曲管の場合には、地震波が要素 (1) に沿って z 軸方向に入射するとき、隅角部 ($z=L/4$) に最大の相対変位 Δ を生じることになり、したがって付加的応力も最大となる。以上の考察に基づいて作成された曲管および T 字管に対する変換係数の一覧表が Table 3 である。表中の記号は、 $Q = LD\lambda^2 / (4\pi)$, $W = 3Lk / (16AE\lambda)$, $\lambda = \sqrt[4]{k / (4EI)}$, $k = \pi Dk_0$, D, T, β_{cr}^* はそれぞれ管径、管断面剛性そして相対変形 Δ を算定する変換係数であり次式で与えられる。

$$\beta_{cr}^* = q^* \frac{\gamma_{cr}}{\gamma_0} \hat{\beta}_0; 1 \leq q^* \leq \frac{\pi^2}{8} \quad \dots\dots\dots (10)$$

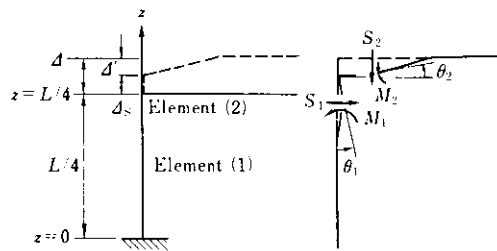


Fig. 5 Internal forces in a bent pipe

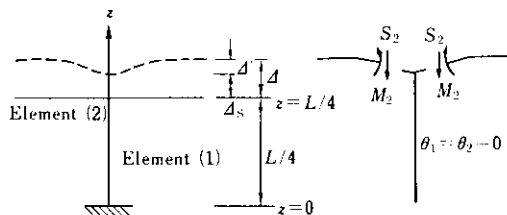


Fig. 6 Internal forces in a tee-junction

最後に断層区域での埋設管の地震時ひずみは、Newmark-Hall の提案式⁶⁾に基づいて次式によって算定することにした。

$$\epsilon_s = \sqrt{\frac{\xi F}{2E}} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 ξ : 管軸に沿った単位長さあたりの軸方向応力変化率 (kgf/cm²/m)

F : 断層変位 (m)

である。

3. システムの機能性能に対する危険度解析

都市内水道ネットワークシステムは、地震直後の消火活動に必要な消火用水をどの程度供給できるのであろうか。本節では、防災上の観点から、地震直後に発生が予想される火災に対して消火活動に必要な水をシステム内の各需要端から取り出そうとすると、水圧、水量に関する最低必要条件を満足する水をどの程度取り出せるのかという問題を検討する。

解析のステップとして次の 5 ステップを辿る必要がある。まず

(1) 埋設管路を基本要素、リンク、ノードからなるネットワークシステムとしてモデル化する。

Table 3 Conversion factors for straight pipe, bent pipe and tee-junction

Structure		No slippage $\gamma_{cr} > \gamma_0$	Slippage $\gamma_{cr} \leq \gamma_0$
Straight		$\hat{\beta}_0$	β_{cr}
Bent	(1)	$\frac{Q + (2/\pi)W}{1+W}(1-\hat{\beta}_0)$	$\frac{Q + (2/\pi)W}{1+W}(1-\beta_{cr}^*)$
	(2)	$\frac{Q}{1+W}(1-\hat{\beta}_0)$	$\frac{Q}{1+W}(1-\beta_{cr}^*)$
Tee-junction	(1)	$\frac{8W/(3\pi)}{1+(4/3)W}(1-\hat{\beta}_0)$	$\frac{8W/(3\pi)}{1+(4/3)W}(1-\beta_{cr}^*)$
	(2)	$\frac{2Q}{1+(4/3)W}(1-\hat{\beta}_0)$	$\frac{2Q}{1+(4/3)W}(1-\beta_{cr}^*)$

- (2) 埋設管基本要素の損傷状態を定義する。
- (3) 基本要素の直列系からなるリンクの損傷状態を定義し、その状態の発生確率を計算する。
- (4) ネットワークシステムとしての機能性能を定義する。
- (5) いくつかのリンクからなるネットワークシステムの機能損傷状態を定義し、その状態の発生確率を算定する。

3・1 ネットワークのモデル化

従来のライフラインの危険度解析では、ネットワークシステムをどの大きさの基本単位に分割すればよいのかという点の検討が不十分のまま、実地震時の単位長さあたりの被害データ（単位長さあたりの管破損、漏洩箇所数など）を基本単位の大きさにしていた。そして、土質条件、管構造の差異を無視して一律に単位長さあたりの管被害個数を仮定する方法が採用されてきた。しかしながら、危険度解析結果をシステムの設計条件へフィードバックするためにはこの基本単位の選び方に関して物理的根拠を明確にしておく必要がある。

2. の議論より、地震波の半波長 $L/2$ ごとに管ひずみの最大値（絶対値）が出現するところから半波長 $L/2$ を基本単位とすることが妥当と考えられる。しかし、基本要素がその大きさとしてこの基

本単位を採用した場合には、地震波の進行方向が常に管軸に一致するとは限らないこと、および管路に沿った半波長ごとのすべての点で独立に同一の最大管ひずみを発生することを仮定していることから大いに安全側の評価をすることになるものと思われる。

Fig. 1 において、一対のノードで結ばれたリンクはまた多くの直列の基本要素から構成されることになる。基本要素のあるものは、その中間に曲管部を含み、ノードに直結する基本要素は、その一端に T 字管を含む分岐管をもつ。したがって、基本要素の最大管ひずみは直管の場合は直管に対する変換係数を用いて式 (6) から求めることができ、曲管や分岐管を含む基本要素の場合は直管に対する管ひずみ値と曲管部や接触部での管ひずみ値のどちらか大きい方の値が採用される。すなわち、曲管や分岐管を含む基本要素は直管部と曲管部または分岐部の二つの基本要素の直列したものとみなすことができる。

3・2 システムの破壊基準

埋設管路を構成する管の破壊確率を求める前提として、本研究では次の三つの管損傷状態を想定する。

小損傷：管からの水の漏洩が皆無かまたは微

少の状態

中損傷：管からの水の漏洩がかなり認められる状態

大損傷：完全に管が破断した状態

このような三つの損傷状態を惹き起こす管の限界ひずみ ϵ_f の値は管の引張破断ひずみや座屈時最大ひずみなどから決定すべきと考えられるが、本研究では一般配管用溶接鋼管の応力ひずみ曲線を参考にして大損傷に対して 10^{-3} 、小損傷に対して 0.7×10^{-3} の限界ひずみを数値例として用いた。

リンクの損傷状態は、リンクがいくつかの基本要素の直列配列から構成されていることに注意して次のように定義する。

小損傷 L_{is} ：第 i リンクを構成するすべての基本要素が小損傷状態にある。

中損傷 $L_{im} = L_{is}^* \cup L_{if}^*$ ：第 i リンクがリンクとして小損傷でも大損傷でもない状態（* はある事象の余事象を示す）。

大損傷 L_{if} ：第 i リンクを構成する基本要素の中の少なくとも一つまたはそれ以上の基本要素が大損傷の状態にある。

次は機能損傷の定義について検討する。ネットワークシステムが正常運転時および緊急時に所定の設定値を満足して稼働しているとき、そのシステムは有効に機能しているといえる。そこで、もしシステムが何らかの原因によって所定の機能を満足させることができないとき、そのシステムは機能損傷を発生したと定義する。

地震直後の異常事態では、消火活動に必要な水压、水量がシステムの緊急時の設定条件となるから、機能損傷の発生の有無は需要端での出口圧力、流量がその設定条件を満足しているかどうかによって判定することができる。そこで、システムの機能損傷を次のように定義する。

小損傷 S_{ks} ：第 k 需要端の出口応力、流量が正常運転時の設定圧力の $e_0\%$ 以上、設定流量の $f_0\%$ 以上という両条件を同時に満足している状態。

中損傷 $S_{km} = S_{kf}^* \cup S_{ks}^*$ ：第 k 需要端の出口圧力、流量が小損傷でも大損傷

でもない状態。

大損傷 S_{kf} ：第 k 需要端の出口圧力、流量が消火活動に必要な最低必要圧力または最低必要流量の少なくともいずれか一方の条件を満足していない状態。

Fig. 7 はこれら三つの機能損傷状態を図示したものである。

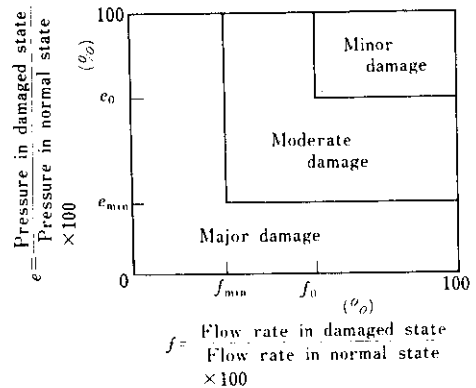


Fig. 7 Failure criterion of system serviceability

3.3 システムの機能破壊確率

3.2 で定義したリンクおよびシステムの三つの異なる損傷状態に対する破壊確率を求めることにする。

まず、第 i 番目のリンクの破壊確率は、もし基本要素の破壊が互いに独立であると仮定できるならば、マグニチュード m と震央位置 l を条件とする条件付確率として次のように表現できる。

$$P\{L_{is}|m, l\} = \prod_{j=1}^{NL_i} P\{\epsilon_s < 0.7\epsilon_f | m, l, z_{ij}\} \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$P\{L_{if}|m, l\} = 1 - \prod_{j=1}^{NL_i} P\{\epsilon_s \leq \epsilon_f | m, l, z_{ij}\} \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$P\{L_{im}|m, l\} = 1 - P\{L_{if}|m, l\} - P\{L_{is}|m, l\} \quad \dots\dots\dots(14)$$

ここで、 NL_i は第 i リンク内の基本要素の数であり、 z_{ij} は第 i リンク内の第 j 基本要素の代表位置を示す。そして、 z_{ij} の地盤ひずみ ϵ_G は Table 2 の平均値と標準偏差をもつ正規分布に従うものと仮定した。

各リンクの損傷状態に対する破壊確率が求まると、システムの連結性破壊確率を計算する準備ができたことになる。この計算手法についてはすでに篠塚・小池の論文⁷⁾に詳述されているのでその説明を割愛する。

次に、マグニチュード m (ここでは Richter magnitude) の地震が震央 l で発生した場合のシステムの機能破壊確率は 3.2 の定義に従うと次式で表現することができる。

$$P\{S_{ks}|m, l\} = P\{(e_0 H_k^N < H_k) \cap (f_0 Q_k^N < Q_k)|m, l\} \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$P\{S_{kf}|m, l\} = P\{(H_k \leq H_{cr}) \cup (Q_k \leq Q_{cr})|m, l\} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$P\{S_{km}|m, l\} = 1 - P\{S_{kf}|m, l\} - P\{S_{ks}|m, l\} \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここで、 H_k , Q_k は第 k ノードの水頭圧力 (m), 流量 (m^3/s) であり、 H_{cr} , Q_{cr} は各ノードに対する必要最低圧力, 流量である。そして、 H_k , Q_k が H_{cr} , Q_{cr} の値を下回ると第 k ノードにおけるシステム機能が大幅損傷状態に陥ることになる。また、 H_k^N , Q_k^N は無損傷状態のシステムにおける第 k ノードでの出口圧力と流量を意味している。

ところで、システムの機能破壊がシステムの物理的破壊に從属していることから、(15), (16), (17) 式はシステムの物理的損傷状態すなわちシステム内の全基本要素の損傷状態、あるいは基本要素の直列システムとして構成されるリンク (記号 L で代表する) の損傷状態に依存することになる。結局、(15)~(17) 式は次のように展開できる。

$$P\{S_{ks}|m, l\} = \bigcup_{\pi(L) \in \Pi} P\{(e_0 H_k^N < H_k) \cap (f_0 Q_k^N < Q_k)|\pi(L)\} P\{\pi(L)|m, l\} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$P\{S_{kf}|m, l\} = \bigcup_{\pi(L) \in \Pi} P\{(H_k < H_{cr}) \cup (Q_k < Q_{cr})|\pi(L)\} P\{\pi(L)|m, l\} \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$P\{S_{km}|m, l\} = 1 - P\{S_{kf}|m, l\} - P\{S_{ks}|m, l\} \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここで、 $\pi(L)$ はリンクごとに指定されたネットワークの物理的損傷状態の一つの組合せである。そして、 Π は損傷ネットワーク $\pi(L)$ のすべての集合である。一方、 $P\{A|\pi(L)\}$ は損傷ネットワーク $\pi(L)$ の下で事象 A が発生する確率を示して

いる。すなわち、

$$P\{A|\pi(L)\} = \begin{cases} 1: \text{損傷ネットワーク } \pi(L) \text{ の下で事象 } A \text{ が発生する場合} \\ 0: \text{損傷ネットワーク } \pi(L) \text{ の下で事象 } A \text{ が発生しない場合} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (21)$$

(18)~(20) 式を利用すると、第 j 断層に対する第 k ノードに関するシステムの機能破壊確率は次式で表現されることになる。

$$P^{(j)}\{S_{kr}\} = \int_M dm \int_L P^{(j)}\{S_{kr}|m, l\} f_{ML}^{(j)}(m|l) f_L^{(j)}(l) dl \quad \dots\dots\dots (22)$$

ここで、 r は f, m, s を示すパラメータである。そして $P^{(j)}\{S_{kr}|m, l\}$ は (18)~(20) 式の値を第 j 断層に対して求めたものである。また、 $f_{ML}^{(j)}(m|l)$, $f_L^{(j)}(l)$ はそれぞれ第 j 断層におけるマグニチュードと震央位置に関する確率密度⁷⁾ である。

さらに、地震の発生が Poisson 過程であると仮定し、第 j 断層における地震発生率が ν_j で与えられるとき、継続時間 T 内に対象とする 4 断層 (Fig. 2 参照) のどこかで地震が発生した場合のシステムの機能上の大幅損傷状態に対する破壊確率は

$$P\{S_{kr}; T\} = 1 - \exp\left[-T \sum_{j=1}^4 \nu_j P^{(j)}\{S_{kr}\}\right] \quad \dots\dots\dots (23)$$

によって求めることができる。ただし、

$$\nu_j = \exp(\alpha'_j - \beta'_j \cdot 5) \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここで、 α'_j , β'_j は第 j 断層に沿った地震発生頻度に関するパラメータである。

4. 数値計算例と考察

数値計算は本研究で提案する危険度解析手法の妥当性の検討および本手法に基づいた最大被害地区推定のために実施した。実地震の被害データと照合するため、1971 年 Los Angeles 市北部で発生した San Fernando 地震を simulate した。また、(18)~(20) 式のシステムの機能破壊確率の計算では Monte Carlo Simulation 手法を採用した。くり返し演算中に実行される損傷ネットワークシステムの流量解析⁸⁾では、Hazen-Williams 式に

による管網解析を実施した。

4・1 使用数値

(1) 埋設管に関するパラメータ

管径 $D = 1524\text{mm}$, 板厚 $t = 16\text{mm}$, (8), (10) 式の右辺係数 $q = q^* = 1.0$ を採用した。

(2) 地盤に関するパラメータ

地盤は2層地盤を仮定し、表層地盤の層厚を $H = 30\text{m}$ とした。Fig. 1 で示した A, B, C の地盤種別に対する土質パラメータを Table 4 に示す。

また、基本要素のサイズを決定する波長 L は上記の2層地盤内を伝播する Rayleigh 波の分散曲線に基づいて求めた。地震応答計算の結果、当該モデル地盤の Rayleigh 波に対する卓越波長として A 地盤では 448m , B 地盤では 479m , C 地盤では 487m の値が得られた。

(3) 水理的条件に関するパラメータ

対象とするネットワークシステムは基準面より 10m の高度の水平地盤から 2m の深さの所に埋設されている。各ノードでの限界取り出し流量を $3.0\text{m}^3/\text{s}$, そのときの水頭を 15.0m , 需要水量を $2.4\text{m}^3/\text{s}$ と全ノード共通の値として設定した。また、供給基地 SA, SB, SC の水位はいずれも等し

く 200m に設定した。さらに、Hazen-Williams 式中の流速係数はすべてのリンクで等しく 100.0 と仮定した。

(4) 破壊基準に関するパラメータ

消火栓が市域内に等密度で分布しているものとして、各ノードにおける消火活動に最低必要な限界流量を $Q_{cr} = 0.63\text{m}^3/\text{s}$, このときの各ノードでの最低必要水頭を $H_{cr} = 15.0\text{m}$ と設定した。また、機能破壊の中・小損傷領域を区分するパラメータ (Fig. 7 参照) を $e_0 = 50\%$, $f_0 = 70\%$ と仮定した。最後に、Monte Carlo Simulation のくり返し回数は計算時間の都合から 100 回とした。

4・2 数値計算結果と考察

まず、本研究で展開した埋設ライフラインシステムのモデル化が実際の地震被害を推定するうえでどの程度妥当かを検討した。すなわち、San Fernando 地震に対する Los Angeles 市内の埋設管被害実態と同一の震央における想定地震に対する被害の解析結果とを比較した。埋設管の被害実態については、久保, 片山, 大橋⁹⁾ によって行われた地震時の Los Angeles 市内のガス管路 (主にガス溶接鋼管) に関する破損, 漏洩箇所数を 1km ごとに

Table 4 Soil properties

Local soil properties			Ground surface			Base rock
			A	B	C	
Thickness	H	(kgf/cm ³)	30	30	30	∞
Mass density of soil	ρ_G	(m/s)	1.5×10^{-3}	1.7×10^{-3}	1.9×10^{-3}	2.65×10^{-3}
Shear wave velocity	V_S	(m/s)	150	300	500	692.3
Dilatation wave velocity	V_C	(kgf/cm ²)	780	870	1 200	1 695.7
Shear modulus	G	(kgf/cm ²)	344.4	1 561.0	4 847.0	12 960.0
Lame constant	λ	(kgf/cm ²)	8 623.0	10 010.0	18 220.0	51 830.0
Poisson ratio	ν		0.481	0.433	0.395	0.400
Coefficient of soil reaction per volume	k_0	(kgf/cm ³)	0.69 or 1.0 or 2.28			
Critical shear strain*	γ_c		10^{-5} or 10^{-4} or 10^{-3}			

* Slippage takes place beyond this value

集計しているデータを参考にした。一方、解析的に求める単位距離あたりの損傷率は次式より求めた。

$$\bar{\eta} = \frac{\sum_{i=1}^{18} \sum_{j=1}^{NL_i} P[\epsilon_s > 0.7 \epsilon_l | m, l, z_{ij}]}{18(TL)_i} \quad \dots(25)$$

$$\bar{\eta}_l = \frac{\sum_{i=1}^{18} \sum_{j=1}^{NL_i} P[\epsilon_s > \epsilon_l | m, l, z_{ij}]}{18(TL)_i} \quad \dots(26)$$

ここで、 $(TL)_i$ は第 i リンクの延長距離 (km) であり、 $\bar{\eta}$ は各リンクごとの破壊・漏洩箇所数を $(TL)_i$ で除して、全リンクについて算術平均を取ったものであり、 $\bar{\eta}_l$ は破壊箇所数についてのみ上記の算術平均をとったものである。

Fig. 8 はマグニチュード $m = 5, 6, 7, 8, 9$ の地震が San Fernando 地震の震央で発生した場合にシステムのリンクで生じる可能性のある単位距離あたりの損傷率 $\bar{\eta}$, $\bar{\eta}_l$ をプロットしたものである。実線は $\bar{\eta}$, 鎖線は $\bar{\eta}_l$, そして丸印は San Fernando 地震 ($m = 6.6$) の被害データ $\eta = 0.64$ (被害域全体での平均被害率) である。同図から、まず実線と鎖線の関係より $m \leq 6$ では中損傷による損傷率

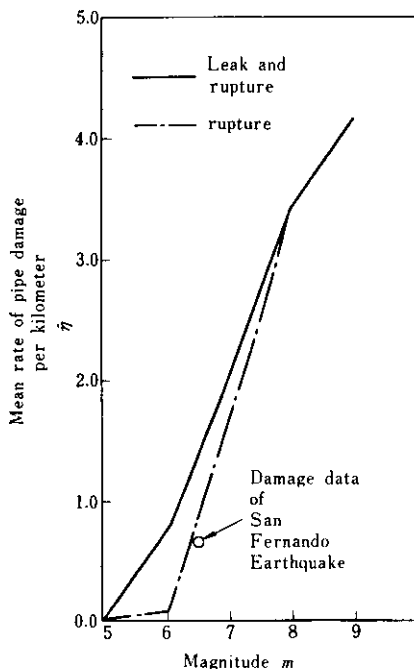


Fig. 8 Mean rate of major pipe damage per kilometer in the simulated result of San Fernando Earthquake

$\bar{\eta}_m$ (注: $\bar{\eta}_m = \bar{\eta} - \bar{\eta}_l$) の影響が支配的で、一方 $m > 6$ では次第に大損傷による損傷率 $\bar{\eta}_l$ の影響が卓越してくるのがわかる。また、丸印で示される実被害データは解析結果よりもやや小さな値を示している。損傷率に関する解析値も実被害データもいずれも地域的にかなり大きなばらつきを示しているため、両者の定量的比較のためにはより局地的な考察が必要であろう。しかし平均的な損傷率の大きさについて本解析手法は比較的よい推定値を与えることができるといえよう。

Fig. 9 は前図同様 San Fernando 地震を simulate することにより機能損傷の結果消火用水が十分供給されない可能性の高い地区を推定したものである。同図の黒丸はノードであり、その各番号は Fig. 1 のノード番号に対応している。図中の実線は大損傷モードの機能損傷 $\{S_{kf}\}$ が相対的に発生しやすいノードを囲んだものである。一方、鎖線は 1. で述べた供給基地と需要端の間の経路の連続性の破壊が相対的に発生しやすいノードを囲んだものである。全体的な特徴として、両曲線の囲む範囲は必ずしも完全には一致しないことである。一方、二つの曲線の囲むノードの中で共通しているのは、2, 6, 7, 9 のノードで、これらはいずれも三つの供給基地 (11, 12, 13) から最遠地に位置している。したがって、この共通領域内のノードは機能損傷と連結性能破壊の両方を同時に発生しやすい地区であるという意味で、耐震対策上最も検

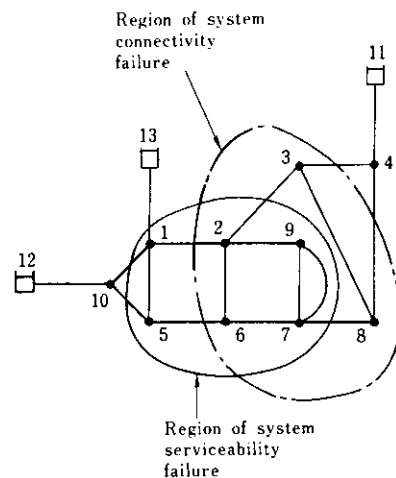


Fig. 9 Major damaged area due to system connectivity and serviceability failures in the simulated result of San Fernando Earthquake

討されねばならない地区といえよう。

5. 結 論

本研究は都市内埋設ライフラインネットワークシステムの機能性能に対する耐震性を評価する目的で、危険度解析の方法論を展開したものである。

地震時防災の観点からは地震直後の火災に対する消火活動を保証することが重要であるが、この活動を支える水道ネットワークシステムの地震時の給水性能について危険度解析手法を開発した。数値計算例として Los Angeles 市内の水道パイプラインネットワークシステムを採用し、その理想化されたモデルに対する地震時被害の推定を Monte Carlo Simulation によって実行した。

得られた成果をまとめると次のとおりである。

- (1) ネットワークを構成する直管、曲管、T字管の力学的挙動や管と周辺地盤との間のすべり挙動を変換係数 B を用いて忠実に評価することができた。
- (2) 地震時に2層地盤を水平に伝播する表面波の卓越波長の半波長を単位長さにしてネットワーク

を分割し、システムの基本要素とした。そして San Fernando 地震を対象にした解析結果は実際の被害状況を比較的良好に再現しており、本解析モデルの有効性が確認された。

- (3) 地震時の機能損傷および連結性能破壊の両方が同時に発生しやすい地区は供給基地から最遠のノードの集まる地区であった。これらの情報は耐震対策をとるべき地区の選定に有用な判断資料を与えることになろう。

以上の研究を通して得られた各種の情報は、今後ライフラインシステムの耐震設計法を改善していくうえで有用な情報を提供していくものと信ずる。しかしながら、本研究で採用したさまざまな仮定やモデル化の手法について十分に再検討し、より合理的な危険度解析の方法論を展開していくことが必要であろう。

最後に、本研究は Columbia 大学篠塚正宜教授が推進されている「地震環境下での埋設ライフラインシステムの安全性の研究」プロジェクトの一員として、篠塚教授の指導の下に筆者が滞米中に実施した研究の一部である。御指導いただいた篠塚教授に深堪の感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Shinozuka, M., S. Takada and H. Ishikawa: "Some Aspects of Seismic Risk Analysis of Underground Lifeline Systems", Journal of Pressure Vessel Technology, ASME, 101 (1979) 1, 31-43
- 2) Esteva, L.: "Geology and Predictability in the Assessment of Seismic Risk", Proceedings of the 2nd International Conference of the Association of Engineering Geologists, Sao Paulo. (1974)
- 3) Gutenberg, B. and C. F. Richter: "Seismicity of the Earth", Hafner, New York, N. Y., (1965)
- 4) Hall, W. J. and N. M. Newmark: "Seismic Design Criteria for Pipelines and Facilities", The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, August (1977), 18-34
- 5) Shinozuka, M. and T. Koike: "Estimation of Structural Strains in Underground Lifeline Pipes", Lifeline Earthquake Engineering Buried Pipelines, Seismic Risk, and Instrumentation Edited by T. Ariman, S. C. Liu and R. E. Nickell, ASME, (1979), 31-48
- 6) Newmark, N. M. and W. J. Hall: "Pipeline Design to Resist Large Fault Displacement", Proceedings of the U. S. National Conference on Earthquake Engineering, June 18-20, (1975), 416-425
- 7) Shinozuka, M. and T. Koike: "Seismic Risk of Underground Lifeline Systems Resulting from Fault Movement", Proceedings of the 2nd U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford University, California, August (1979), 663-672
- 8) 高桑哲男:「配水管網の解析と設計」, (1978), [森比出版社], 東京
- 9) Kubo, K., T. Katayama and A. Ohashi: "Present State of Lifeline Earthquake Engineering in Japan", The Current State of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, (August, 1977), 118-133