

2011 年東北地方太平洋沖地震における 長距離ガスパイプラインの耐震性能

森 敏¹・千葉一元²・小池 武³

¹ 石油資源開発株式会社 (〒100-0005 東京都千代田区丸の内一丁目 7 番地 12 号サピアタワー)

E-mail: satoshi.mori@japex.co.jp

² 石油資源開発株式会社 (〒100-0005 東京都千代田区丸の内一丁目 7 番地 12 号サピアタワー)

E-mail: kazumoto.chiba@japex.co.jp

³ 京都大学大学院工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂 C クラスター)

E-mail: koike.takeshi.7n@kyoto-u.ac.jp

東日本大震災では東北地方太平洋沿岸部で津波により甚大な地震被害が発生したが、日本海側の供給基地から日本列島を横断して仙台市に輸送された長距離高圧ガスパイプラインは致命的な損傷を免れ短時日の内に供給運転を再開することができた。

本研究では、元々阪神大震災以前に耐震設計されていた当該パイプラインが東日本大震災における山間部や沿岸部の地震被害にも関わらず所要の供給機能性能を発揮できたその耐震性能を解明して、今後の耐震設計に役立てようとするものである。

Key Words: Seismic performance analysis. transmission gas pipeline. pipeline integrity assessment

1. はじめに

2011年3月11日に発生したマグニチュード9.0の東日本太平洋沖地震による地震の影響ならびに津波は、東北地方太平洋側の多くの地域で、甚大な人的・物的被害をもたらした。とくに、東北地方沿岸部の下水処理場、発電所、各種製造所などの津波被害により、多くのライフラインが機能停止となり、住民の日常生活再開、都市機能回復までに相当長期の日数を要することになった。そのような状況下で、仙台市では震災直後、沿岸部に立地するガス製造所が津波で被災したためガス供給が停止したが、日本海側から太平洋に至る日本列島を横断して同市に輸送された長距離高圧の幹線ガスパイプラインが致命的な損傷を免れたため、短時日の内に供給再開を行うことができた。

本研究は、今回の広域巨大地震に対して長距離高圧ガスパイプラインがなぜ強靱な耐震性能を発揮できたのかを、地震時被害と耐震設計の両面から検討したものである。

当該パイプラインは、パイプラインとその付帯施

設である受け渡し施設、バルブステーション、SCADAシステムそして運転監視センターなどで構成されており、所有者である石油資源開発(株)により運営されている。

今回、地震動や津波の影響を受け、海岸沿いのパイプラインを制御する複数の施設では津波により激しい損傷を受けた。しかしながら幹線パイプライン自体は、山間部で発生した永久地盤変位の箇所においても何ら被害が無くその健全性を保持した。またパイプラインと関連設備の早期復旧により、仙台市都市ガスネットワークへの供給は地震後2週間で再開することができている。

従来より、高圧幹線ガスパイプラインの耐震設計基準は既往地震の際の被害調査に基づいて改訂されてきており、パイプライン材料や高圧幹線ガスパイプラインシステム対して高い耐震性能を要求してきた。しかし、我が国では長距離高圧ガスパイプラインの耐震安全性を検証できるほどの大地震に遭遇する機会が少なく、東日本太平洋沖地震は巨大地震に対して高度に品質管理された幹線ガスパイプラインの耐震性能を検証できる貴重な機会と考えられる。

本研究では、(1) 山間部・平野部・沿岸部でさまざまな地震被害を受けた幹線パイプラインの耐震安全性照査、(2) 阪神大震災以前の耐震設計基準に基づいて設計された幹線パイプラインがレベル2クラスの巨大地震に対して発揮した耐震性能の定量的評価を行う。

2. 長距離ガスパイプラインの地震時被害

(1) パイプラインルートの特徴

図1は新潟・仙台間の長距離高圧ガスパイプラインの太平洋側ルートを示す。当該区間は、両端にバルブステーションを有する14の区間から成っており、その距離はおおよそ112.7kmである。その西側3つの区間は山間部に位置しており、それに続く5つの区間は田園地区を通過し、残りは沿岸部にある。主要な受渡し施設は仙台市近郊の仙台新港に位置している。

パイプラインは、基本的に埋設設置されており、河川横断部では原則的に独立専用橋あるいは既設橋梁への添架方式が採用されてきた。また、バルブステーションの遮断バルブも原則的には地中埋設方式が採用されていた。一方、バルブステーションヤードの地上部には建屋、電気計装設備、ガス排出用の放散塔が設置されていた。

(2) 仙台新港受渡し施設の地震時被害

図-2は2011年3月11日に発生した津波で浸水する受渡し施設の状況写真である。この区間のパイプラインは凡そ1kmに亘り、液状化と津波による浸食にさらされた。付近のタンク火災と津波流出物との衝突により、パイプラインの外装材が数箇所では軽いダメージを受けてはいたが、パイプライン本体には被害はなかった。パイプラインの機能性能を確認するために、ピグ検査をはじめとする各種調査を実施し地震後漏洩の無いことを確認した。

また、受渡し施設も致命的な損傷を免れたことから、短時日の内に運転再開の条件を整えることができた。



図-2 津波により浸水する受渡し施設



図-1 パイプラインルート

(3) 沿岸部における地震被害

沿岸部にあるバルブステーションVS26には被害がなかったが、VS27～VS32のバルブステーションについては、津波による浮遊物や流出物の衝突により、バルブステーション建屋や電気計装設備に被害を受けた。その例として、図-3に津波発生前後のVS27の状況をGoogleマップから示す。ここでは、フェンスと建屋が軽微な損傷を受け、また放散塔の基礎が移動したが、幹線パイプラインそのものは健全性を保持した。



津波発生前

(4) 山間部地区における地震時被害

VS18～VS21間は山間部にあるが、パイプラインが埋設してある道路に大きな被害が発生した。特にVS19からVS20の区間は特徴的であり、図4に示すように、3箇所道路盛土に明瞭な円弧すべりが生じてパイプラインが露出した箇所があり、また他の箇所では地盤変位に沿って移動したところがある。このような大きな地盤のダメージが発生したにも拘わらず、パイプラインそのものに損傷は観察されなかった。VS間で地盤すべりの影響を受けた箇所の発生率は、



津波発生後

図-3 津波前後のバルブステーションの状況 (VS27)

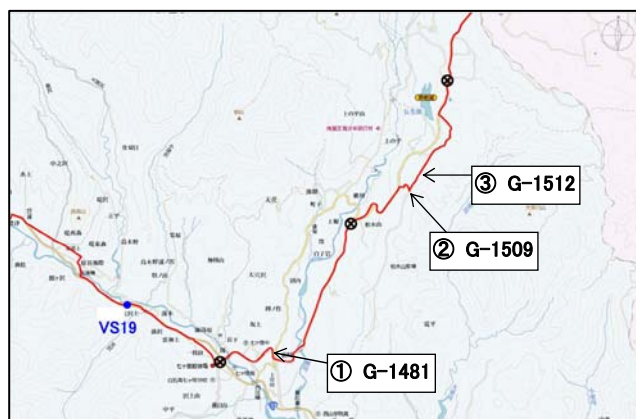


図-4 山間部での道路崩壊とパイプラインの露出

山間部区間長に対する地滑り区間の比率から発生頻度は概ね0.0058/kmであった。また、地震発生後盛土の崩壊や道路の表層沈下あるいは地滑りによる影響を調査する為に詳細な現場調査を実施した。図-4に示すように、ダメージ箇所では道路面からの垂直方向の移動と水平方向の変位を計測した。その結果を図-5に示すが、パイプの移動プロフィールが広いスパン(MODEL1)と狭いスパン(MODEL2)に対する管路変形の回帰式

$$y = \frac{\delta_{\max}}{2} \left(\cos \frac{2\pi}{L} x + 1 \right) \quad (1)$$

を用いて、表-1に示すように、最大の曲げ歪みが0.0026と概略推定された。

表-1 計測されたパイプの歪み

Model	Length (m)	displacement (cm)	Maximum bending strain
model 1	53	76	0.0014
model 2	20	21	0.0026

表-2 パイプラインの諸元と特性値

Item	Symbol	Unit	Value
Diameter	D	mm	508
Thickness	t	mm	11.91
Min. stress	σ_y	MPa	422
Design factor	C		0.4
Pressure	P_r	MPa	7

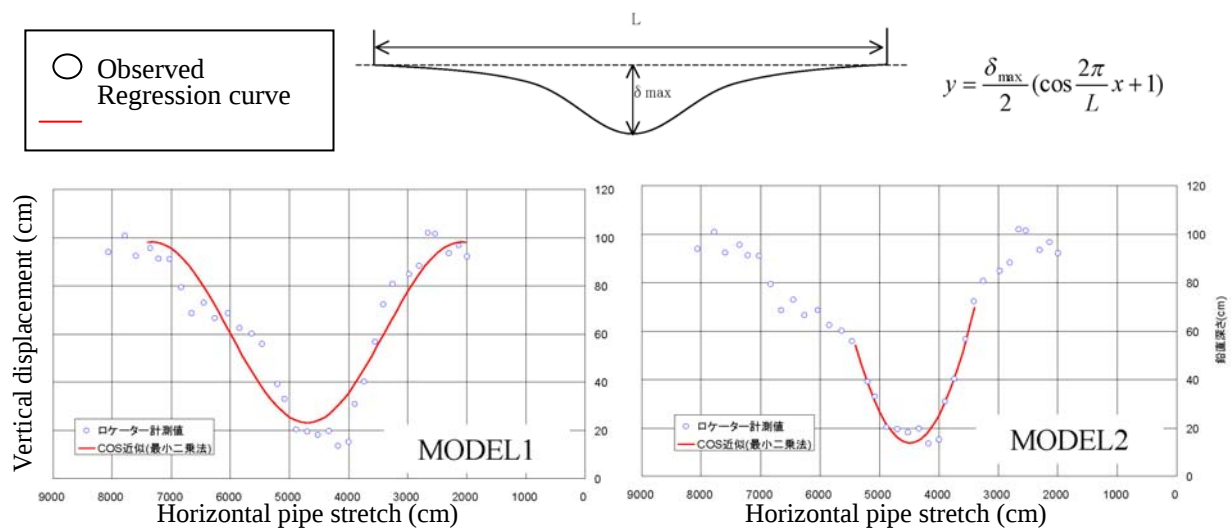


図-5 パイプラインロケーターによる管中心位置の計測によって得られた歪みの分布

3. 震災前のパイプラインの耐震性能

(1) パイプラインの基本設計の考え方
高圧ガスパイプラインの基本設計は、内圧に抵抗できる管厚を決定することであり、具体的には内圧により発生する周方向応力度 σ_{hoop} が許容応力度 σ_a を超過しないことを次式により確認するように要請される。

$$\sigma_{hoop} \leq \sigma_a \quad (2)$$

ここで、

$$\sigma_a = C \cdot \sigma_y = 0.4 \times 422 \text{ MPa} = 168.8 \text{ MPa} \quad (3)$$

$$\sigma_{hoop} = \frac{P_r(D-t)}{2t} = 1458 \text{ kgf/cm}^2 = 146 \text{ MPa} \quad (4)$$

ただし、 C, σ_y は設計係数、降伏応力、 P_r, D, t はそれぞれ内圧、管外径、管厚である。

(2) 震災前の耐震設計法

1) 阪神大震災以前の耐震設計法

1974年制定された石油パイプライン技術基準は、我が国の石油パイプラインに対して初めて制定された耐震設計法であり、そこではいわゆる応答変位法が初めて導入された。この設計法は許容応力度設計法で体系化されていたことから、中小地震動を対象とする弾性設計範囲内では有効な設計法であったが、非線形応答を引き起こすような大地震動を対象とする場合には必ずしも適切ではなかった。このような状況下で1995年阪神大震災が発生し、それ以降レベル1地震動、レベル2地震動を用いた新耐震設計法が土木学会から提案されると、我が国の主要なライフライン（上下水道、ガス導管など）でも、それに対応する耐震設計法の改訂が行われた。しかし、先に制定された石油パイプライン技術基準は改訂され

ないままになったため、いわゆるレベル1地震動には対応しているも、レベル2地震動には対応できない基準として見なされることになった。当該パイプライン（新潟仙台間高圧ガスパイプライン）は、阪神大震災直前の1990年から1994にかけて建設された経緯から、その耐震設計は基本的に石油パイプライン技術指針に準拠したものであった。しかし、その当時においても、より大きな耐震性能を確保するために、石油パイプライン技術基準の地震動よりも1.5倍大きな地震動を設定して実施設計を行った。図-6は、石油パイプライン技術基準(JRA-EQ1)、日本ガス協会基準（レベル1地震動 JGA-EQ1、レベル2地震動 JGA-EQ2）および当該パイプラインの耐震設計水準（軟い地盤 A-JAPEX、中程度の地盤 B-JAPEX、硬い地盤 C-JAPEX）における地震荷重の差異を設計速度応答スペクトルの形で比較したものである。

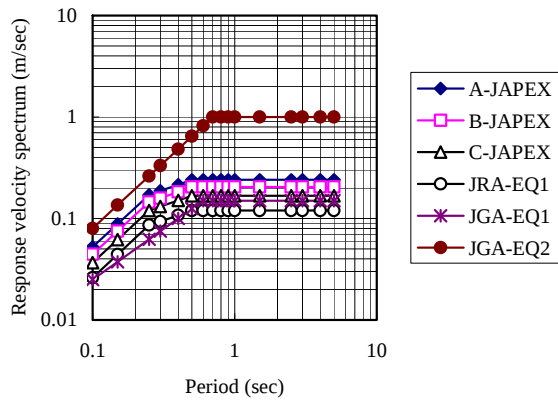


図-6 応答変位法で用いる設計速度応答スペクトル

レベル1地震動に対して、当該パイプライン耐震設計に用いた耐震設計式は下記のようにまとめることができる。

$$(1) \text{ 設計基準: } \sigma_S \leq \sigma_{cr} \quad (5)$$

$$(2) \text{ 組み合わせ応力: } \sigma_S = \sqrt{3.12\sigma_L^2 + \sigma_B^2} \quad (6)$$

ここで、

$$\text{軸応力 } \sigma_L = \alpha_1 E \varepsilon_G,$$

$$\text{曲げ応力 } \sigma_B = \frac{2\pi D}{L} E \alpha_2 \varepsilon_G,$$

$$\text{地盤ひずみ } \varepsilon_G = \frac{\pi}{L} U_h, \quad (7)$$

地盤変位

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} S_V(T) \cdot T \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2H} z\right)$$

ただし、

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\sqrt{2}\pi}{\lambda_1 L}\right)^2}, \quad \alpha_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L}\right)^4}, \quad (8)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}}, \quad \lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_2}{EI}}$$

ここで、 $\sigma_{cr}, L, E, T, H, S_V, K_1, K_2, A, I, z$ は、それぞれ、降伏応力度、地震波長、鋼管のヤング率、地盤周期、地盤厚、設計速度応答スペクトル、軸方向地盤定数、軸直角方向地盤定数、管断面積、管二次モーメント、管頂深さである。

2) 阪神大震災以降の耐震設計法

阪神大震災以降に制定された新耐震設計法により、埋設パイプラインはレベル2地震動に対して以下のような許容ひずみを用いた安全性照査法が導入された。

$$(1) \text{ 設計基準: } \varepsilon_S \leq \varepsilon_{cr} \quad (9)$$

$$(2) \text{ 管ひずみ: } \varepsilon_S = q \alpha_1 E \varepsilon_G \quad (10)$$

ここで、

$$\text{地盤ひずみ: } \varepsilon_G = \frac{2\pi}{L} U_h \quad (11)$$

ただし、 ε_{cr} はレベル2地震動に対する限界軸ひずみ¹¹⁾であり、日本ガス協会の耐震設計指針では地盤地震動に対して1~3%、地盤変状に対して3~5%に設定している。さらに、 q はレベル2地震動で管周面と地盤間のすべり効果を評価するすべり係数である。

Figure 7は、内圧と地震荷重がそれぞれ作用した場合のパイプラインに発生する応力・ひずみをレベル1地震動の場合とレベル2地震動の場合について比較したものである。図-7(1)は、レベル1地震動の場合であり、式(1)による内圧の場合と式(3)による地震動の場合のそれぞれの管応力を同一図面上に併記したものである。一方、図-7(2)は、レベル2地震動が作用した場合の地盤ひずみ、管軸方向ひずみさらに管路に発生する降伏応力（内圧による限界応力）に対応する降伏ひずみを同一画面上に併記したものである。当該パイプラインは、当初、Figure7(1)の状態にあるものと思われ、内圧による管厚設計により結果的に十分な耐震性能が確保されているはずであった。しかし、図-7(2)に示すように、レベル2地震動を想定しなければならなくなった時点で、パイプラインは降伏ひずみを超える大きな管ひずみを発生する可能性が予見されることになった。しかし、この時点ではレベル2地震動を受ける経験がなく、塑性ひずみに対する耐震性能を照査するには至らなかった。

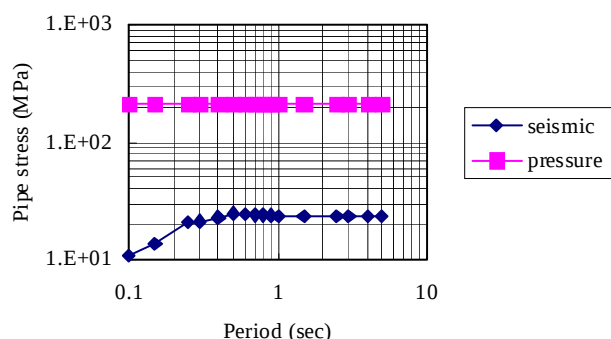
4. 震災後のパイプラインの耐震安全性照査

ここでは、設計の各段階で目標とした安全性指標を定量的に評価する。

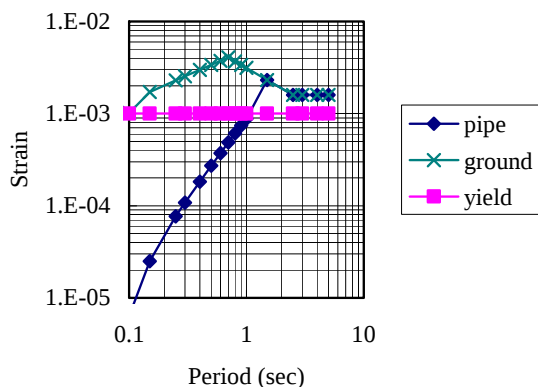
(1) 当初設計における耐震安全性照査

当初設計では、許容応力度設計法に基いていたため、その安全性指標は設計変数である荷重 L ・強度 R の公称値などの特性値に対する安全率が用いられていた。いま、各設計変数の変動係数を V_S 、 V_R 、中央値から公称値までの片側信頼区間幅を $k_L V_L$ 、 $k_R V_R$ とすると、設計変数の中央安全率 λ_0 と信頼性指標⁹⁾ β とは次式で関係付けられる。

$$\lambda_0 = \frac{1 + \beta \sqrt{V_R^2 + V_S^2} - \beta^2 V_R^2 V_S^2}{1 - \beta^2 V_R^2} \quad (12)$$



(1) Hoop stress for internal pressure and combined stress for seismic load (EQ1) of buried gas pipelines



(2) Axial strains of ground and pipe for seismic load (EQ2) compared with the yield strain of buried gas pipelines

図-7 EQ1 地震動に対する地震時管応力と内圧による周方向応力との比較および EQ2 地震動に対する地震時管ひずみと地盤ひずみ、管降伏ひずみの比較

が指定されると、式(13)を用いて破壊確率を算定できることになる。

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (13)$$

したがって、安全率、信頼性指標、破壊確率は図-8

に示すように相互に関係付けることができる。

たとえば、 $k_R = 0.05$, $k_S = 0.05$, $V_R = 0.05$, $V_S = 0.25$ とすると、中央安全率 2.0 に対する信頼性指標は 3.75 となり、その破壊確率は 8.84×10^{-5} となる。

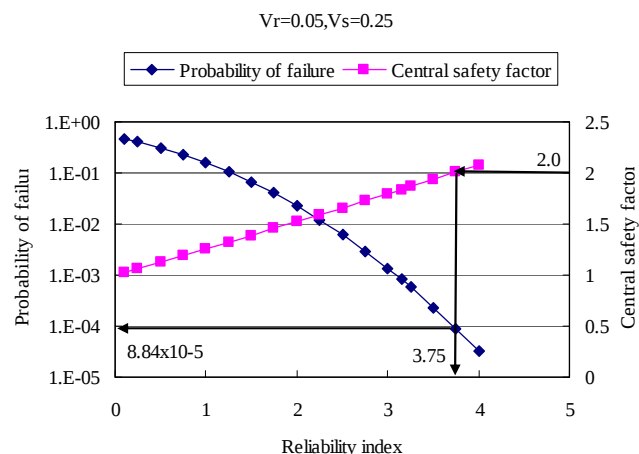


図-8 複数の安全性指標に関する相互関係

パイプラインは、直列システムであることから、その管路破壊は沿線上にランダムに分布する潜在欠陥より発生する。当該パイプラインは、山岳区間、平野区間、海岸区間、軟弱地盤区間を通過しており、管路破壊は第三者原因とする外面管路損傷、腐食、施工時損傷、地盤変状などさまざまな原因により発生する可能性がある。これらの損傷事象の発生頻度に関する国際的な調査結果が EGIG²⁾により表-3 の統計データがまとめられている。同表によれば、損傷発生頻度は 1000 年間 km ごとに 0.01~0.17 回程度発生していることになる。

表-3 原因別被害発生頻度²⁾

Cause	Failure frequency in 1970-2011 per 1000km.yr
External interference	0.17
Corrosion	0.057
Construction defect/Material failure	0.059
Hot tap made by error	0.017
Ground movement	0.026

これらの統計数値は、パイプライン周辺の劣化状況を考慮すれば、より増加するかもしれないし、一方頻繁に実施する現場パトロール、定期的な点検・補修活動の効果を評価すれば、逆に減少するかもしれない。このような効果は、時間変数に関する劣化特性曲線として式(14)を用いて評価⁸⁾することができる。

$$g(t) = \left(1 + b \cdot \frac{t}{T_d}\right)^a \quad (14)$$

ここで、 T_d は供用期間、 a 、 b は制御変数である。本研究では、簡単のために劣化モデルとして、 $a = 2$ 、 $b = 0.5$ を仮定する。いま、建設前のパイプラインが中央安全率 2.0 で基本設計されていたものとする、完成後の沿線周辺の維持管理条件・劣化環境下でのパイプラインの内圧破壊に対する破壊確率は、式(10)により算定できる。

$$\begin{aligned} P[D_{pr}] &= 1 - \exp[-L \cdot T_v \cdot \nu_0 g(t) P(C \cdot \sigma_y \leq \sigma_{hoop})] \\ &= 1 - \exp(-112.7/1000 \times 1 \times 0.1 \times 8.84 \times 10^{-5}) = 9.95 \times 10^{-7} \end{aligned} \quad (15)$$

ただし、 L, T_v, ν_0 はそれぞれ管路長、単位時間長 ($T_v = 1$) として潜在欠陥年間・1000km 当たり発生率を 0.1 と仮定、そして、 $t = 0$ において $g(t) = 1.0$ である。

(2) 阪神大震災後の改訂設計条件下での耐震安全性照査

水道施設耐震工法指針¹²⁾によると、阪神大震災における神戸市内の強震記録データの速度応答スペクトルの包絡線から、レベル 2 地震動の設計速度応答スペクトルの 90% 非超過確率、70% 非超過確率の 2 つの曲線が提示されている。これらの情報を元に、設計速度応答スペクトルの自然対数について平均値および変動係数を下記のように概算推定することにする。すなわち、

$$\begin{aligned} E[\ln S_V^{EQ2}] &= \ln S_V^{90} / \{1 + \text{cov}(\ln S_V^{EQ2}) \cdot \Phi^{-1}(0.9)\} \\ E[\ln S_V^{EQ2}] &= \ln S_V^{70} / \{1 + \text{cov}(\ln S_V^{EQ2}) \cdot \Phi^{-1}(0.7)\} \end{aligned} \quad (16)$$

レベル 2 地震動に対する設計速度応答スペクトル S_V^{EQ2} の確率統計値が得られると、地盤震動による潜在欠陥からの管路破壊確率は次式で算定できる。

$$P[D_{shake}] = P[\varepsilon_{cr}^{shake} \leq \varepsilon_p^{EQ2}] = \Phi\left[-\frac{\mu_{\ln Z_s}}{\sigma_{\ln Z_s}}\right] \quad (17)$$

ここで、 ε_{cr}^{shake} は限界管ひずみ、 ε_p^{EQ2} はレベル 2 地震動に対する管ひずみ応答であり、地震で算定できる。

$$\varepsilon_p^{EQ2} = q\alpha_1 \cdot \frac{2\pi}{L} \cdot \frac{2}{\pi^2} S_V^{EQ2}(T) \cdot T \quad (18)$$

ただし、不規則変数 Z_s の自然対数の平均値、標準偏差は次式となる。

$$\begin{aligned} \mu_{\ln Z_s} &= E[\ln Z_s] = E[\ln \varepsilon_{cr}^{shake} - \ln \varepsilon_G^{EQ2}] \\ \sigma_{\ln Z_s} &= \sqrt{\sigma_{\ln \varepsilon_{cr}^{shake}}^2 + \sigma_{\ln \varepsilon_G^{EQ2}}^2} \end{aligned} \quad (19)$$

同様に、地盤変状(PGD)に対する破壊確率は次式で算定できる。

$$P[D_{PGD}] = P[\varepsilon_{cr}^{PGD} \leq \varepsilon_{PGD}] = \Phi\left[-\frac{\mu_{\ln Z_d}}{\sigma_{\ln Z_d}}\right] \quad (20)$$

ここで、 ε_{cr}^{PGD} は地盤変状に対する限界ひずみ、 ε_{PGD} はその時の管路ひずみである。そして、同様に、地盤変状に対する不規則変数 Z_d の自然対数の平均値、標準偏差は次式となる。

$$\begin{aligned} \mu_{\ln Z_d} &= E[\ln Z_d] = E[\ln \varepsilon_{cr}^{PGD} - \ln \varepsilon_{PGD}] \\ \sigma_{\ln Z_d} &= \sqrt{\sigma_{\ln \varepsilon_{cr}^{PGD}}^2 + \sigma_{\ln \varepsilon_{PGD}}^2} \end{aligned} \quad (21)$$

パイプラインの潜在欠陥は互いに独立に発生するものと仮定できることから、欠陥分布を Poisson 分布と仮定し、その欠陥における破壊確率が式(15)、(17)で評価できるとすると、任意時刻 t での管路沿線での地盤震動及び地盤変状に対する破壊確率は式(22)で算定できることになる。

$$\begin{aligned} P[D_{EQ}^{shake}] &= 1 - \exp[-LT_v \nu_0^{shake} g(t) P(D_{shake})] \\ P[D_{EQ}^{PGD}] &= 1 - \exp[-L \nu_0^{PGD} g(t) P(D_{PGD})] \end{aligned} \quad (22)$$

ここで、 ν_0^{shake} 、 ν_0^{PGD} はそれぞれ地盤震動と地盤変状に対する潜在欠陥発生率とする。

(3) 東日本大震災直後の耐震安全性照査

1) 震災後非破壊条件下での設計変数の見なおし

当該パイプラインが、東日本大震災に際して致命的な損傷を生じることなく、約 2 週間後には仙台市にガスを供給できたという事実を一つの地震時非破壊事例として評価し、当該パイプラインの震災後の耐震性能を照査する。

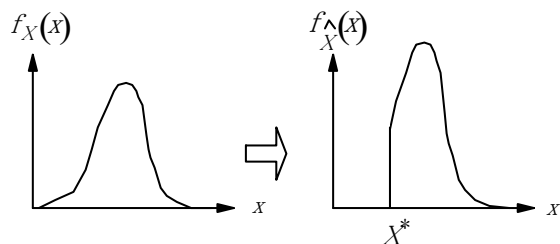
すなわち、当該パイプラインにとって、東日本大震災は一種の保証試験であり、試験により幸いにもその耐震性能が確認されたことになる。したがって、震災前には、可能性として東日本大震災の地震荷重 (X^*) を下回る耐震性能を保有している可能性も幾分あったかもしれないが、保証試験による非破壊が確認できたことから、耐震性能はその地震荷重以上であったことが確認できたことになる。この様子は、図-9 で模式的に示すことができる。

あるいは、その破壊確率は地震荷重 EQ_2^* の条件付き破壊確率として次式で表現できる。

$$P[D_{shake} | EQ_2^*] = P[\varepsilon_{cr}^{shake} \leq \varepsilon_G^{EQ2} | \varepsilon_G^{EQ2^*} < \varepsilon_{cr}^{shake}] \quad (23)$$

$$P[D_{PGD}|EQ_2^*] = P[\varepsilon_{cr}^{PGD} \leq \varepsilon_{PGD} | \varepsilon_{PGD}^* < \varepsilon_{cr}^{PGD}] \quad (24)$$

ここで、 $\varepsilon_G^{EQ2^*}$ 、 ε_{PGD}^* は東日本大震災での管路応答の実測値である。



(1) Before the earthquake (2) After the earthquake

図-9 震災前の確率密度関数と地震荷重 X^* に対して生き残った事実を考慮した条件付き確率密度関数

山間部では、上述の実測データが入手できたが、平野部、沿岸部では津波により液状化被害状況や地盤変状を確認することができなかったので、地盤変状発生率は過去の地震被害事例を参考にして液状化発生率を2~5/1000kmと概算⁵⁾することにした。Table4には、管路延長に沿った1000km・yr当たりの潜在損傷発生率を年代別にまとめたものである。ここで、 v_0^{crack} 、 v_0^{shake} 、 v_0^{PGD} はそれぞれ1000km・yrあたりの欠陥、地盤震動を原因とする損傷発生率、および液状化、断層、地滑りによる損傷発生率を示している。

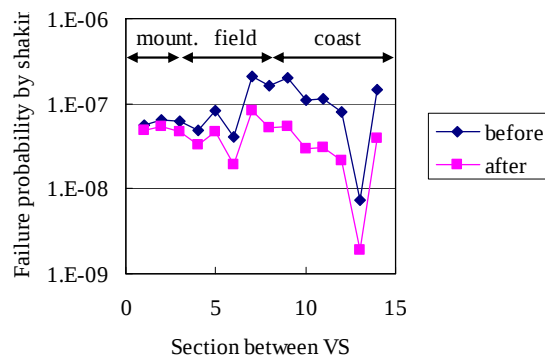
表-4 年間 1000km 当たりの潜在損傷発生率

Occurrence rate	v_0^{crack} (per 1000km.yr)	v_0^{shake} (per 1000km.yr)	v_0^{PGD} (per 1000km)		
	Site classification				
	general	general	liquefaction	fault	landslide
before 1995	0.1	0.1	2~5	0	6
1995~2011	0.1	0.1	2~5	0	6
after 2011	0.1	0.1	The critical value is revised with the observed data		

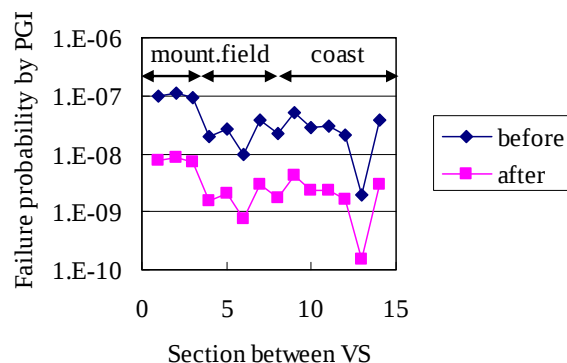
図-10は、東日本大震災前後における当該パイプラインのバルブ区間毎の破壊確率を比較したものである。同図の(1)は地盤震動による破壊確率、同図の(2)は地盤変状による破壊確率を比較している。同図(1)。(2)において、全般的に赤線（東日本大震災後）は、青線（東日本大震災前）よりも下回っているが、これは震災に生き残った事実を評価することで、耐震性能に関する不確実性が修正されたことを反映している。とくに、同図(2)の山岳部で赤線と青線の乖離は大きいのは、地盤変状に対する管路の非破壊条件を反映した結果を示している。

2) 震災後非破壊条件下でのパイプラインの耐震安全性照査

図-11は、東日本大震災前後の当該パイプラインの破壊確率を示している。同図の15年目の位置は、



(1) Ground shaking



(2) Permanent ground displacement (PGD)

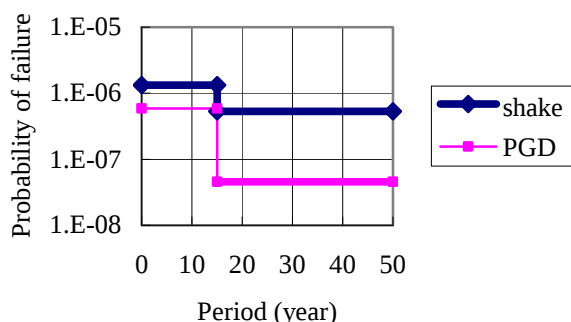
図-10 東日本大震災前後のパイプライン各区間の破壊確率

当該パイプライン運用後の経過年数と対応している。図-11(1)は、当該パイプラインの経年劣化の効果を考慮しない場合の地盤震動および地盤変状に対する耐震性能が震災の前後でどの程度変化したかを示している。ここで、震災後地盤変状に対する破壊確率が低下しているのは、山間部での地滑りに対して当該パイプラインが健全性を確保できた事実を評価した効果が反映されていることになる。

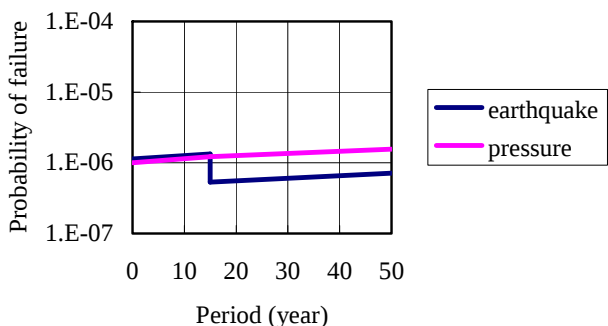
図-11(2)は、東日本大震災前後の経年劣化状況を考慮した場合の地盤震動に対する破壊確率および内圧の対する破壊確率を比較したものである。両者の線分が時間経過とともに微増するのは、経年劣化の影響を反映したものである。同図によると、震災前は、地盤震動による破壊確率と内圧による破壊確率がほぼ同程度であったのが、震災後は当該パイプラインの耐震性能が確認された事実を反映して地盤震

動に対する破壊確率が内圧の場合よりも低下（安全側）している様子を示している。

元々阪神大震災以前に耐震設計されていた当該パイプラインが東日本大震災における山間部や海岸部



(1) Failure probability of pipeline for ground shaking and PGD before and after the 2011 earthquake



(2) Failure probability of pipeline for ground shaking under deteriorating circumference conditions before and after the 2011 earthquake.

図－11 東日本大震災前後のパイプラインの破壊確率
{(1)では劣化効果を考慮せず, (2)では劣化効果を考慮. }

の地震被害にも関わらず所要の供給機能性能を発揮できたのは、内圧に対する基本設計により採用された鋼管の伸び特性すなわち延性が大きく、レベル2地震動による管軸ひずみを吸収できる耐震性能を保有していたことが理由の一つと考えられる。また、長距離管路区間における様々の潜在危険度を日常的に排除して、空間的な安全性を確保するパトロール活動や劣化損傷個所の補修を定期的に行う維持管理活動など不断の維持活動条件下で初めて実現できた成果であると推察される。

5. 結論

本研究では、元々阪神大震災以前に耐震設計され

ていた当該パイプラインが東日本大震災における山間部や海岸部の地震被害にも関わらず所要の供給機能性能を発揮できたその耐震性能について検討した。得られた成果は以下のとおりである。

(1) 東日本大震災前後の長距離パイプラインの耐震性能を合理的に評価する手法を定式化し、震災後のパイプラインの耐震安全性を破壊確率の形で定量的に評価することができた。

(2) 当該パイプラインが元々レベル2地震動に対する耐震設計がなされていないにも関わらず、東日本大震災での被害を免れることができたのは、基本設計により選定された鋼管の延性が十分に耐震的であったこと、および適切なパトロール活動および維持管理活動が確保されていたことが理由と考えられる。

(3) 今後の耐震対策としては、山間部や沿岸部など地滑りや津波などの潜在的危険度を有する沿線について、定期的な監視活動を行うことが望まれる。さらに、海岸近傍に設置せざるをえないプラント施設については、津波対策および液状化対策に特段の配慮が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 江川 堯, 菅井英暁, 村瀬隆己 (1995). 新潟・仙台間ガスパイプラインにおける鋼構造関連技術について, 鋼構造論文集, Vol.2, No.8, pp.13-27.
- 2) EGIG (2011). Gas pipeline incidents, 8th Report of the European Gas Pipeline Incident Data Group, Document Number EGIG 11.R.0402 (version 2).
- 3) Honegger, D.G., Hart, J.D., Phillipe, R., Popelar, C. and Gailing, R.W. (2010). Recent PRCI guidelines for pipelines exposed to landslide and ground subsidence hazards, Proceedings of the 8th International Conference IPC2010, Canada.
- 4) Hopkins, P. (2002). The structural integrity of oil and gas transmission pipelines, Comprehensive structural integrity, Vol.1, Elsevier Publishers.
- 5) 日本ガス協会 (2000). 高圧ガス導管耐震設計指針, 日本ガス協会.
- 6) 日本道路協会(1974). 石油パイプライン技術基準, 日本道路協会
- 7) Johnson, E.R., Metz, M.C. and Hackney, D.A. (2003). Assessment of the below-ground trans-Alaska pipeline following the magnitude 7.9 Denali fault earthquake. 6th Congress and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering, TCLEE, ASCE.
- 8) 小池 武(2005). リスクマネジメント手法によるパイプラインの維持管理戦略について, 土木学会論文集 No.794/I-72, pp.189-202..
- 9) Melchers, R.E. (1999). Structural Reliability Analysis and Prediction Second Edition, WILEY.

10) Porter, M. and Esford, F. (2004). Estimating the influence of natural hazards on pipeline risk and system reliability, IPC04-0238, Proceedings of IPC 2004 International Pipeline Conference, Canada.

11) Suzuki, N., Igi, S. and Masamura, K. (2008). Seismic integrity of high-strength pipelines, JFE Technical report,

No.12, pp.14-19.

12) 日本水道協会(1996):水道施設耐震工法指針・同解説, 日本水道協会, 1996 年版.

SEISMIC RESILIENCE OF TRANSMISSION PIPELINE AFTER 2011 GREAT EAST-JAPAN EARTHQUAKE

S. MORI¹. K. CHIBA¹ and T. KOIKE²

¹Japan Petroleum Exploration Co. and ² Kyoto University

A seismic safety assessment for the transmission pipeline affected by ground failures after the 2011 Great East Japan Earthquake is developed. The seismic performance of the surviving pipeline is estimated considering the survival condition. Discussion is also devoted to the pipeline integrity in terms of the probability of failure.