

近年の鋼管体設計手法・ソフトの開発動向*

森田 信 男**

(Received August 7, 2006 ; accepted September 15, 2006)

Recent advancement of tubular design methods and softwares

Nobuo Morita

Abstract : The conventional tubular design is based on the API recommendation where collapse tests are conducted under fluid confining pressure. However, the tubular string collapsing process is significantly different when an external load is applied through a solid formation. Laboratory tests showed that tubular strings started yielding significantly earlier if the load was applied through a formation rather than through a confining liquid. However, during additional loading after tubular string yielding, the deformation of the tubular string installed in a formation remained small since most of the external load was supported by the surrounding formation. These laboratory data and field applications of tubulars to deeper fields enlighten field engineers to change the design methods of tubular strings. Since these new design methods are more complex than conventional one, softwares to design tubulars have been also evolved. Analytical or numerical solutions have been developed to calculate the stress state and deformation before yielding and after yielding for gravel packed or cemented tubular strings under directional in-situ stresses. The API tubular string failure criteria have been also modified so that they could be applied to more general stress state around a tubular string. Using the tubular string stress state and the generalized API pipe failure equations, a guideline is given for field design of tubular strings under geotectonic load based on the experimental observations. A software to simplify the tubular string design is also presented.

Key words : tubular, casing, geotectonic

1. 近年の鋼管設計の動向

従来の鋼管体設計はAPIによる(1)圧潰、(2)内圧、(3)引張り、に対する規格を基本として設計されていた。API規格は圧潰に関しては“油井用鋼管は圧力をシールするという目的”で規格が作られている。しかし近年ケーシング、スクリーンは超深度に設置される場合が多く、また傾斜井・水平坑井に設置されるので、流体圧力をシールする設計から高地圧・異方性地圧など構造的荷重に耐えられる設計法も考慮する設計方法にシフトしている

*平成18年5月31日、平成18年度石油技術協会春季講演会作井部門シンポジウム「新規技術と研究の現状」で講演。This paper was presented at the 2006 JAPT Drilling Symposium entitled “Current Status of advanced technologies for drilling operation” held in Sendai, Miyagi, Japan, May 31, 2006.

**早稲田大学 Waseda University

(Abbassian¹⁾, Klever²⁾, Morita³⁾, Pattillo⁴⁾, Wooley⁵⁾)。この報告では(1)圧力シールと構造的荷重の鋼管圧潰の違いに対する室内実験、(2)構造的荷重に対する鋼管圧潰の新規格、(3)新鋼管設計ソフト、の紹介を行う。

2. 地圧荷重と流体周圧荷重の違い

従来の圧潰設計は、鋼管の径により大型・小型の試験機の差はあるが、小型装置では図1のような装置で、周圧・軸圧を独立に変えながら試験を行った結果をベースに行われていた。図2にその原理を示す。鋼管が荷重セルのついたラムで圧縮される。ラムと鋼管はジャケットでシールされ、周圧としては一般にオイルが使用される。軸圧ゼロのときは図2のような軸荷重をサポートするものを内部に挿入して試験を行う。軸荷重をコントロールするときはそのサポートをはずし軸圧・周圧は独立に変えればよい。

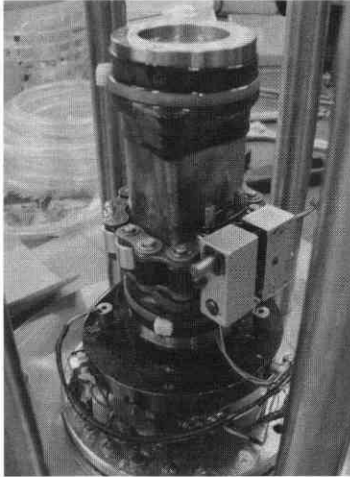


図1 鋼管3軸圧潰装置

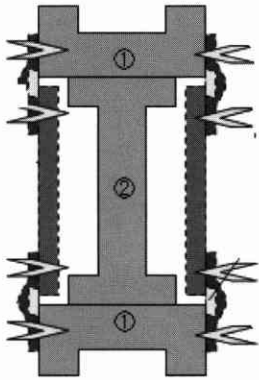


図2 試験装置内部

このような装置で圧潰試験を行うと図3のような圧潰中の周圧・パイプ径変位曲線が得られる。

テスト1, 2, 4は軸圧ゼロ, 3は内部のサポートをとり全周囲から周圧を与えたもの, すなわち軸荷重ありの変位曲線である。すべての変位曲線で共通なことは

- (1) 降伏圧力までほぼ周圧・変位曲線は傾き一定の直線
- (2) その後急速に変位し荷重は上昇せずしかし鋼管は圧潰していく。

図3で重要なことは、周圧を流体で増加していく場合は、肉厚鋼管では降伏後ほぼ傾きゼロの圧力・ひずみ曲線で徐々に変形していくが、肉薄鋼管では図4のようにバックリングで不安定になり急激な変形とともに周圧が降下していく。

図3, 4で示すように周圧が流体であると、ほぼ降伏点の圧力が破壊を意味する。圧潰には肉厚が薄くなるに従い降伏圧潰、塑性圧潰、遷移圧潰、弾性圧潰 (Yield strength collapse, Plastic collapse, Transition collapse,

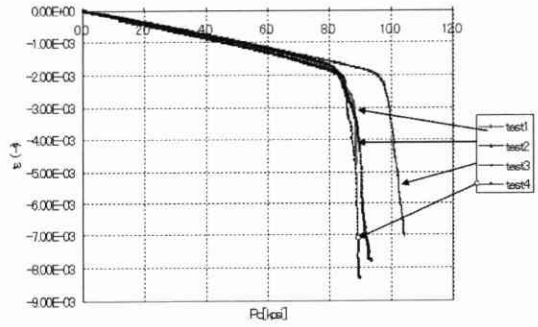


図3 液体で周圧を与えた場合の肉厚鋼管の変形 (test 1, 2, 4は軸圧なし, test 3は軸圧ありの全周圧テスト)

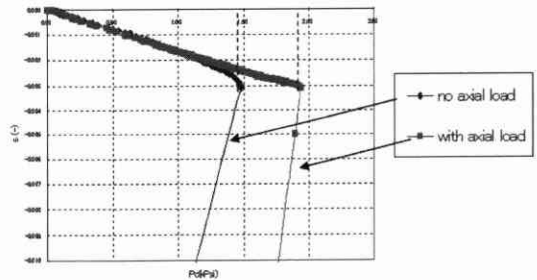


図4 液体で周圧を与えた場合の肉薄鋼管の変形 (テスト1は軸圧なし, テスト2は全周圧テスト)

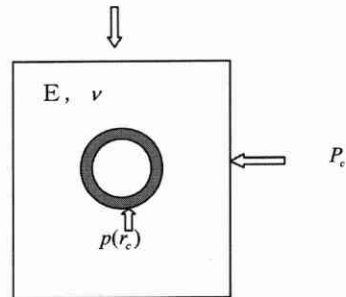


図5 岩石内に挿入された鋼管の応力状態計算条件

Elastic collapse) と圧潰圧力が低下する。しかしいずれの圧潰も鋼管の素材である金属の降伏値と関連付けられ、その応力が降伏値をこせば鋼管は不安定になるというものである。

今鋼管が流体周圧ではなく岩石のような固体のなかに埋め込まれた場合はどうか。ヤング率 E , ポアソン比 ν をもつ岩石に孔をあけ、そのなかに鋼管を挿入した図5の場合を考える。今岩石周辺に周圧 P_c をかけた場合鋼管の外面にかかる周圧 $p(r_c)$ を計算する。この周圧が鋼管の圧潰圧力になる。

図6では岩石のポアソン比を0.2として計算した鋼管にかかる周圧である。この周圧は多少岩石のポアソン

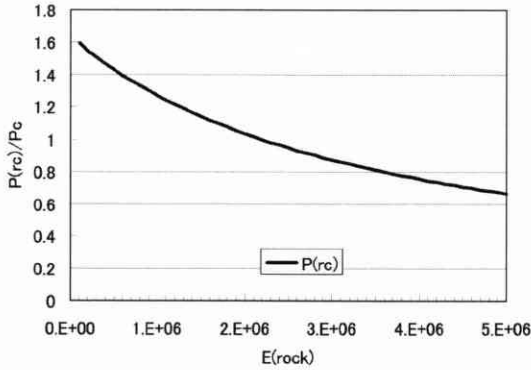


図6 岩石内に設置された鋼管の周圧

($2r_c = 5.5$, $t = 0.25$, $\nu_c = 0.285$, $\nu = 0.2$, $E_{steel} = 28.5$ kpsi)

比によって値が変わるが、岩石のポアソン比は0.1-0.3程度しか変化しないのでヤング率だけを変化させてみた。鋼管の周圧と岩石の周圧との比 $p(r_c) / P_c$ は $(2t \times E_{steel}) / [OD \times E_{rock} / (1 - \nu_{rock}^2)]$ によって変化する。鋼管の厚さ合計 $2t$ が非常に薄ければゼロに近づき、 $(2t \times E_{steel}) / [OD \times E_{rock} / (1 - \nu_{rock}^2)]$ が1に近づけば P_c に近づき、 E_{rock} が非常に小さくなると $2 / (1 + \nu_{rock})$ 程度になる。このように鋼管の周圧が岩石のヤング率や鋼管の厚さにより変化するのとは周圧を流体で与えた場合には見られない現象である。しかも図6の示すところは、岩石のヤング率 2×10^6 psi 以下の岩石では鋼管周圧が周圧を流体で加圧した場合より大きい。今岩石のヤング率が小さくなったときの半径方向の応力集中をプロットしたのが図7である。ヤング率が小さいと鋼管周圧は $2 / (1 + \nu_{rock}) P_c$ となり、遠方では P_c となり地圧と一致する。岩石地圧によって鋼管のひずみは流体周圧によるひずみと異なる事を示してきたが、これ以外に良く知られている地圧荷重は図8の3つの例である。図8の(A)は地層の圧

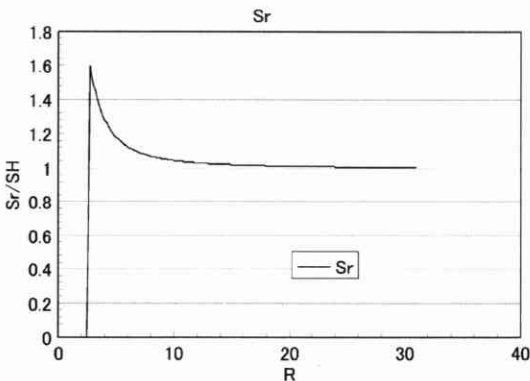


図7 図6で $E_{rock} = 0.1$ kpsi としたときの鋼管周辺の半径方向の応力

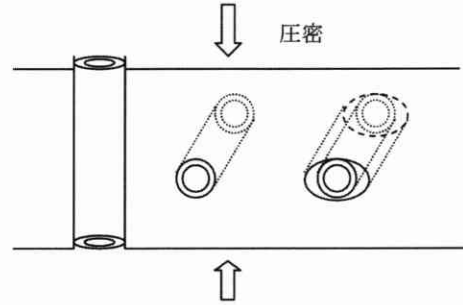


図8 圧密中の (A) 鋼管の圧縮バックリング, (B) 方向性荷重による降伏, (C) アニュラス部分に隙間がある方向性荷重

密による鋼管内に生じる大きな圧縮軸荷重によるバックリング破壊, (B) は大きな垂直荷重により鋼管が楕円形にひずむ降伏破壊, (C) は鋼管の外側のセメンチングにチャンネルがある場合、スクリーンなどのインストール後裸坑が崩れてくる場合に受ける方向性荷重による破壊などである。今まで述べてきたいくつかの例では“地圧荷重による鋼管内に生じる応力・ひずみは局所的に大きなものになりがちであり、したがって鋼管の設計は流体圧による鋼管の破壊設計より厳しくなる”，これは本当であろうか。

今この仮説の反証として図5の荷重方法で実験を行う。

今図5のように岩石内の坑井に設置された鋼管に岩石外部から周圧をかけたときの鋼管のひずみを測定する。一方その測定値と図1のように鋼管に直接流体圧をかけたときの鋼管のひずみの比較を行う。図9ではチャンネル1-2, 3-4はそれぞれ90度の方向の対であり、上下2点で鋼管のひずみを測定している。岩石のひずみが一樣でないで岩石内の鋼管のひずみは一樣ではない。流

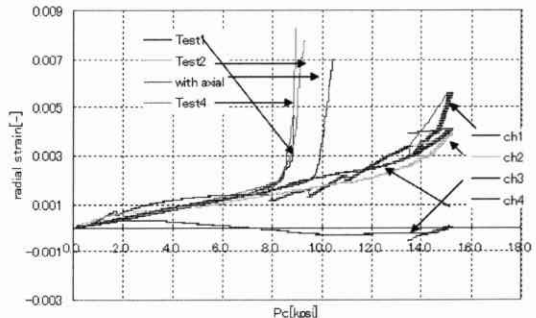


図9 岩石内の坑井に設置された鋼管に岩石外部から周圧をかけたときの鋼管のひずみ (ch1-4) と流体圧による鋼管のひずみ (test1-4, 図3と同じ) の比較 (硬い石灰岩に鋼管をセメントボンドしたものにハイドロスタチックな周圧をかけたもの)

体圧の場合は降伏点までほぼ傾き一定な直線でひずむのに、岩石内の鋼管は周圧が小さくても非線形にひずむ。しかし最終的には周圧がかなり高い点で大きな降伏を起こし始めるが、しかしそのひずみ傾斜は緩やかである。すなわち流体荷重では鋼管の降伏圧力は高いがいったん降伏すると傾斜がゼロまたは負になり鋼管は不安定となる。一方、地圧荷重の場合は鋼管が降伏する圧力は低いが降伏後非常に緩やかに変形し、変形が急速に進むのは岩石自体が破壊を起こし始めるときであるが、岩石が破壊し始めても変形は比較的緩やかに進む。鋼管は単体であると、図3、4のように降伏圧力を超える圧力を与えると飴のように変形する。しかし周囲を岩石のような固体で囲まれていると岩石・鋼材の複合材量の特性をもち、飴のような変形がはじまると周囲の岩石が荷重をささえ“応力下の岩石挙動”に坑井変形挙動が強く影響される。

3. 地圧荷重に対する鋼管内の応力計算・ひずみ計算法

鋼管の破壊点の判断には応力法とひずみ法の2つがある。そのため地圧荷重をうけている鋼管の応力計算式、ひずみ計算式が必要である。これらの計算は解析解による方法と有限要素法プログラムによる方法の2つに分けられる。有限要素法プログラムによる方法はかなり複雑な材料挙動、境界条件にも応用可能なので万能かと思われるが、実際には次のような問題を抱えているため解析解でも十分な場合が多い。

- (1) 実際のフィールドでは地圧、岩石挙動など正確には測定できないものが多く、したがって応力もひずみも近似解で十分な場合が多い。
- (2) 有限要素法計算ではパラメータ解析に数日を要するが解析解であると瞬時に計算が完了する。
- (3) 解析解であると含まれているパラメータの影響が感覚的に判断できる。

上記の理由のために解析解でも十分実用に役立つが、解析解・有限要素法では使用される材料パラメータ・境界条件が異なるので次に分けて考える。

3.1 解析解に使用されるパラメータ

今図10のような r_i から r_g は鋼管、 r_g から r_w はグラベル、セメント、または破壊した岩石などで満たされたアニュラス部分、坑井半径 r_w の外側は岩石、の地下構造物を考える。遠方からは σ_{H1} 、 σ_{H2} 、 σ_{ax} の地圧がかかっている。材料の弾性・塑性挙動には次の3つの解が使用される。

- (1) 鋼管、アニュラス部分のグラベル・破壊岩石堆積物、岩石はすべて線形弾性
- (2) 鋼管はトレスカ型の降伏値を持つ完全塑性、アニ

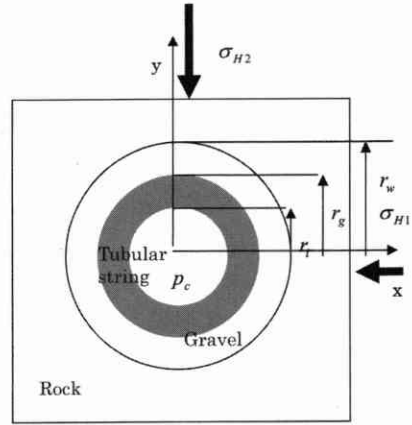


図10 地圧荷重を受ける鋼管に(3軸荷重： σ_{H1} 、 σ_{H2} 、 σ_{ax})

ュラス部分のグラベル・破壊岩石堆積物、岩石は線形弾性モデル

- (3) 鋼管はトレスカ型の降伏値を持つ完全塑性、アニュラス部分のグラベル・破壊岩石堆積物はモールクーロン型の完全塑性、岩石は線形弾性モデル

上記のトレスカ型、モールクーロン型の2つのローディング曲面は図11、12で与えられる。

図13、14、15に上記の3ケースの材料挙動に対する計算例を示す。まず図13ではベースパイプ、アニュラー材料、岩石とも線形弾性とした場合の例である。これ

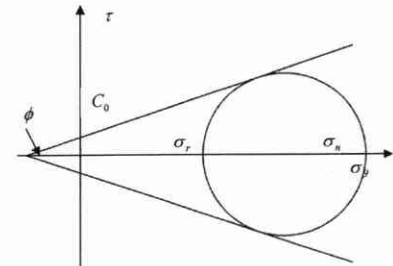


図11 Mohr-Coulomb型の降伏面をもつ材料

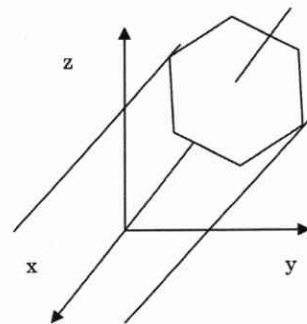


図12 Tresca型の降伏面をもつ材料

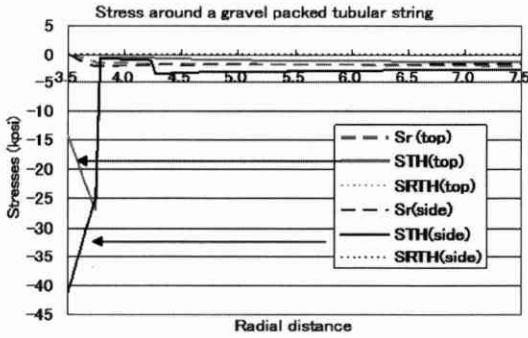


図13 水平坑内に設置されたグラベルバックされたスクリーンベースパイプ内の応力

(すべて線形弾性, S_r = radial stress, S_{TH} = tangential stress, SR_{TH} = r-shear stress, top = 坑井トップ, side = 坑井水平方向, S_{AX} = axial stress)
 $r_i = 3.5''$, $r_g = 3.75''$, $r_w = 4.25''$, $E^c = 28 E 6 \text{ psi}$, $\nu^c = 0.28$, $E^g = 0.2 E 6 \text{ psi}$, $\nu^g = 0.2$, $E^r = 1. E 6 \text{ psi}$, $\nu^r = 0.2$, $\sigma_{H1} = -1.25 \text{ kpsi}$, $\sigma_{H2} = -2.5 \text{ kpsi}$, $\sigma_{ax} = -0.75 \text{ kpsi}$

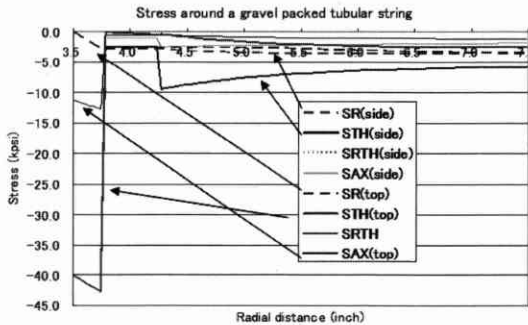


図14 水平坑内に設置されたグラベルバックされたスクリーンベースパイプ内の応力

(ベースパイプは完全降伏, その他の材料は線形弾性, 略号は図13と同じ)
 $r_i = 3.5''$, $r_g = 3.75''$, $r_w = 4.25''$, $E^c = 28 E 6 \text{ psi}$, $\nu^c = 0.28$, $E^g = 0.2 E 6 \text{ psi}$, $\nu^g = 0.2$, $E^r = 1. E 6 \text{ psi}$, $\nu^r = 0.2$, $\sigma_{H1} = -2.5 \text{ kpsi}$, $\sigma_{H2} = -5. \text{ kpsi}$, $\sigma_{ax} = -1.5 \text{ kpsi}$
 Yield strength of tubular string = 40 kpsi, Perfect plastic material

は水平坑井にスクリーンを設置しグラベルバックした場合などに見られるベースパイプの応力状態である。ベースパイプは楕円に変形するため、水平方向部分はせん断型応力状態、上下方向は引張り型の応力状態になる。図14はベースパイプだけ図12の降伏面で降伏を開始した後なのでベースパイプ全域にわたってせん断型の応力状態が広がっている。図15は図12の降伏面でベースパイプが、図11の降伏面でアンユラス部分のグラベルが降伏してしまっ後の応力状態である。

方向性のある荷重では解析解は鋼管またはアンユラス部分のグラベルが全周にわたって降伏した場合のみにしか解が得られない。しかし後の実験で示すようにベースパイプが不安定になるのは坑井ひずみがかなり大き

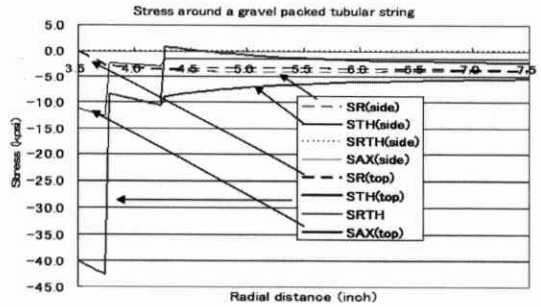


図15 水平坑内に設置されたグラベルバックされたスクリーンベースパイプ内の応力

(ベースパイプ, グラベルは完全降伏, その他の材料は線形弾性, 略号は図13と同じ)

$r_i = 3.5''$, $r_g = 3.75''$, $r_w = 4.25''$, $E^c = 28 E 6 \text{ psi}$, $\nu^c = 0.28$, $E^g = 0.2 E 6 \text{ psi}$, $\nu^g = 0.2$, $E^r = 1. E 6 \text{ psi}$, $\nu^r = 0.2$, $\sigma_{H1} = -2.5 \text{ kpsi}$, $\sigma_{H2} = -5. \text{ kpsi}$, $\sigma_{ax} = -1.5 \text{ kpsi}$
 Yield strength of tubular string = 40 kpsi, Perfect plastic material, Cohesive strength of gravel = 10 psi, and the friction angle = 30 degree

くなってからであるので、これらの解は実用応用価値が高い。

3.2 数値解に使用されるパラメータ

数値解では坑内の形状、材料の性質に解析解ほど制約はない。今図10のような坑内条件では3つの領域の材料は3軸試験で測定された非線形応力ひずみ曲線がそのまま使用され、また降伏領域もそれぞれの一部領域、全領域と連続的に荷重していくときの応力状態、ひずみ状態が求められる。また坑内の鋼管には坑内の一部破壊で岩石が鋼管の一部を覆うときがあるが、数値モデルではそのような荷重も図16のようなモデルで取り扱うことが可能である。図17は図16のような部分破壊した坑内に設置されたスクリーンのベースパイプ変形を示した例である。

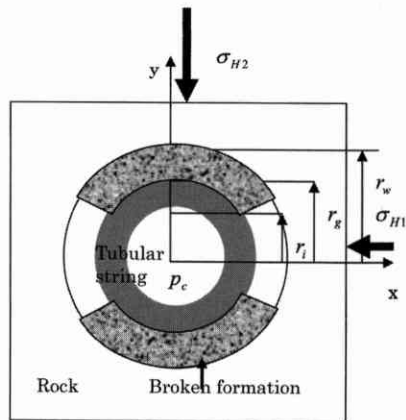


図16 一部坑壁が破壊した地圧荷重を受ける鋼管 (3軸荷重: σ_{H1} , σ_{H2} , σ_{ax})

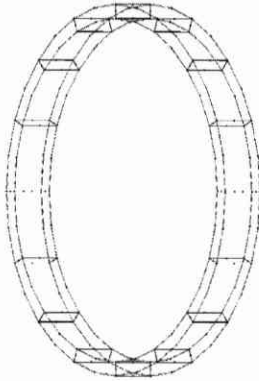


図 17 部分破壊した坑内に設置されたスクリーンのベースパイプ変形例

3.3 鋼管設置の経時荷重モデリング

鋼管は掘削直後に設置されるものもあればスクリーンのようにしばらく生産した後に設置されるものもある。鋼管には設置前までの坑井周辺地圧は荷重されず、それ以後に生じた荷重のみが鋼管に荷重される。地層が岩塩、柔らかい頁岩のような粘弾性の場合には時間とともに鋼管に対する荷重が増加する。粘弾性問題は論文では解析結果が多く出版されているが、現実のフィールドでは地下の岩石の性質をそこまで精査する場合は少なく、次のように単純化して設計すれば十分な場合が多い。

- (1) 岩石が砂岩、石灰岩の場合経時荷重としては、鋼管には設置前までの坑井周辺地圧が荷重されず、それ以後に生じた荷重のみが荷重される。
- (2) 岩石が岩塩、柔らかい頁岩の場合には、設置前までの坑井周辺応力の荷重もそれ以後に生じた荷重も粘弾性のため時間とともにすべて荷重として鋼管に荷重される。鋼管を設置するまでの荷重は残留応力として荷重され、鋼管設置以後の荷重は増分として荷重される。残留応力として荷重される場合は外部応力のみで圧密成分などのひずみ成分は鋼管に荷重されない。

4. API 規格に沿った圧潰設計

地圧荷重による鋼管の破壊は、鋼管内の応力状態が複雑なのでいくつかの破壊式が提唱されている。しかし鋼管製造企業は API 規格に沿った鋼管強度のテスト結果しか製品に保障しないため、やはり当座は API 規格に沿った破壊式を使用するほうが実フィールドの設計には適している。また石油開発企業の設計担当技師も API 規格でフィールド経験を積んでいるため、この報告でも API 規格の破壊式をベースにし、地圧荷重応用に補正した式を導入する。

- (1) API 規格ではまず鋼管内の 3 主応力を求めることから始める。今 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ を 3 主応力とし、条件 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3, \sigma_2 + \sigma_3 < 0$ を満たすと仮定する。円筒座標では $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$ を 3 つの主応力と考えて代替してもよい。一般的に最小応力 σ_3 が強く影響するが中間応力 σ_2 も次の式のように影響する。

- (2) σ_{yield}^e に対する σ_2 (引張りが正) の影響

$$\sigma_{yield}^e = \sigma_{yield} \left(\sqrt{1 - 0.75((\sigma_2 + p_i)/\sigma_{yield})^2} - 0.5((\sigma_2 + p_i)/\sigma_{yield}) \right) \quad \text{Eq.1}$$

- (3) 次式で圧潰圧力を求める

$$(D_n/t)_1 = \frac{\sqrt{(F1-2)^2 + 8(F2+F3/\sigma_{yield}^e)} + (F1-2)}{2(F2+F3/\sigma_{yield}^e)} \quad \text{Eq.2}$$

$$(D_n/t)_2 = \frac{\sigma_{yield}^e (F1-F4)}{F3 + \sigma_{yield}^e (F2-F5)} \quad \text{Eq.3}$$

$$(D_n/t)_3 = \frac{2+F2/F1}{3F2/F1} \quad \text{Eq.4}$$

Case 1 降伏圧潰

$$(D_n/t)_1 > (D_n/t) \quad \sigma_{cr}^{ee} = \sigma_{yield}^e$$

$$p_{cr} = 2\sigma_{yield}^e \left(\frac{(D_n/t) - 1}{(D_n/t)^2} \right) \quad \text{Eq.5}$$

Case 2 塑性圧潰

$$(D_n/t)_2 > (D_n/t) > (D_n/t)_1$$

$$p_{cr} = \sigma_{yield}^e \left(\frac{F1}{D_n/t} - F2 \right) - F3 \quad \text{Eq.6}$$

Case 3 遷移圧潰

$$(D_n/t)_3 > (D_n/t) > (D_n/t)_2$$

$$p_{cr} = \sigma_{yield}^e \left(\frac{F4}{D_n/t} - F5 \right) \quad \text{Eq.7}$$

Case 4 弾性圧潰

$$(D_n/t) > (D_n/t)_3$$

$$p_{cr} = \frac{2E}{(1-\nu^2)(D_n/t)((D_n/t)-1)^2} \quad \text{Eq.8}$$

Case 2, 3 および 4 に対して、円筒座標の主応力成分は次式で与えられる

$$\sigma_\theta = -p_i - \frac{p_{cr} 0.5 D_n^2}{(D_n - t)t}, \quad \sigma_r = -p_i \quad \text{Eq.9}$$

表1 実験的に求めた F1-F5

Grade*	Empirical Coefficients				
	F1	F2	F3	F4	F5
H-40	2.950	0.0465	754	2.063	0.0325
-50	2.976	0.0515	1,056	2.003	0.0347
J-K 55 & D	2.991	0.0541	1,206	1.989	0.0360
-60	3.005	0.0566	1,356	1.983	0.0373
-70	3.037	0.0617	1,656	1.984	0.0403
C-75 & E	3.054	0.0642	1,806	1.990	0.0418
L-80 & N-80	3.071	0.0667	1,955	1.998	0.0434
C-90	3.106	0.0718	2,254	2.017	0.0466
C-95	3.124	0.0743	2,404	2.029	0.0482
-100	3.143	0.0768	2,553	2.040	0.0499
P-105	3.162	0.0794	2,702	2.053	0.0515
P-110	3.181	0.0819	2,852	2.066	0.0532
-120	3.219	0.0870	3,151	2.092	0.0565
-125	3.239	0.0895	3,301	2.106	0.0582
-130	3.258	0.0920	3,451	2.119	0.0599
-135	3.278	0.0946	3,601	2.133	0.0615
-140	3.297	0.0971	3,751	2.146	0.0632
-150	3.336	0.1021	4,053	2.174	0.0666
-155	3.356	0.1047	4,204	2.188	0.0683
-160	3.375	0.1072	4,356	2.202	0.0700
-170	3.412	0.1123	4,660	2.231	0.0734
-180	3.449	0.1173	4,966	2.261	0.0769

*Grades indicated without letter designation are not API grades but are grades in use or grades being considered for use and are shown for information purposes.

上記の式で引張り軸荷重の影響を考慮にいたした API 規格に沿った圧潰圧力 p_{cr} が計算される。その圧潰圧力 p_{cr} を使用し鋼管表面での降伏点開始の 3 応力 σ_1 , σ_2 , σ_3 が計算される。今その状態が一般応力状態でも成立するとすれば同等な降伏値は次式で与えられる。

$$\sigma_{yield}^{eq} = \sqrt{0.5((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)}$$

$$= \sqrt{0.5 \left(\left(-p_i - \frac{p_r 0.5 D_n^2}{(D_n - t)t} - \sigma_2 \right)^2 + (-p_i - \sigma_2)^2 + \left(\frac{p_{cr} 0.5 D_n^2}{(D_n - t)t} \right)^2 \right)}$$
Eq.10

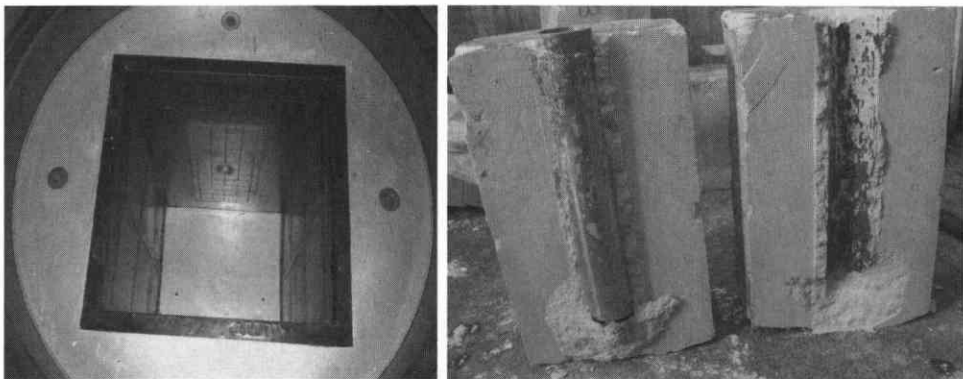


図18 3軸圧縮セルによる鋼管圧潰テスト

API 規格による非常に保守的な鋼管圧潰条件は $\sqrt{2} < \sigma_{yield}^{eq} / \sqrt{3}$ となる。上記の式に含まれている F1-F5 の値は表1に示す API 規格の実験式と同じである。

5. 室内実験での検証と現実的な圧潰設計

API 規格では圧潰に関しては流体周圧により圧潰圧力を求めてきたが、近年実際に地圧荷重をかけて圧潰がどのように進行するか室内実験がいくつか行われている。図18もその実験の一つである。図18のように3軸圧をかけられる大きな圧力セルに直方体の岩石を入れる。岩石を3軸圧縮して岩石内に設置された鋼管の安定をテストするものである。

主な結果を示す。図9は硬い石灰岩に鋼管をセメントボンドしたものにハイドロスタティックな周圧をかけた実験である。この実験では鋼管は周圧5-6 kpsi で降伏が始まっているが岩石があるためひずみが進行せず、周圧が13 kpsi ぐらいになって急激に変形していることが分かる。

図19は鋼管にグリスを被せセメントと鋼管がボンドするのを妨げるようにセットしてセメントを鋼管周辺に注入したものである。周圧を増加すると鋼管とセメント境界は自由に滑るが、鋼管は岩石の凹凸を反映してひずみながらすべり、しかし最後に降伏が急激に進むのは周圧が13 kpsi 程度になってからであった。

鋼管のひずみは岩石の強度に左右される。この報告では約12 kpsi の周圧をかけると裸坑が破壊するものを硬い石灰岩、4 kpsi 程度で裸坑が破壊するものを柔らかい石灰岩と呼ぶ。図20では柔らかい石灰岩の内部に鋼管

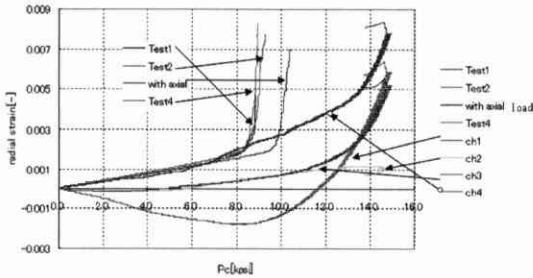


図 19 グリスをかぶせたセメントボンド、他の条件、テスト番号・チャンネル番号は図9と同じ

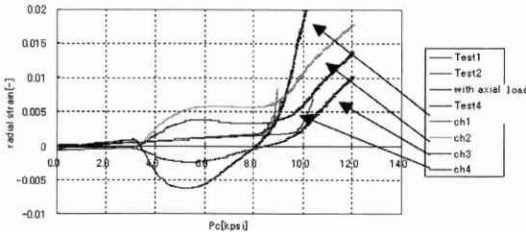


図 20 岩石内の坑井に設置された鋼管に岩石外部から周圧をかけたときの鋼管のひずみと流体圧による鋼管のひずみの比較

(柔らかい石灰岩に鋼管をセメントボンドしたものにハイドロスタチックな周圧をかけたもの、テスト番号・チャンネル番号は図9と同じ)

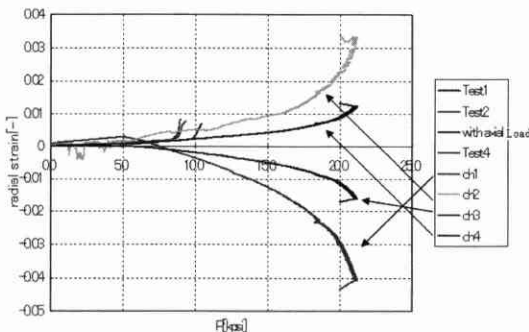


図 21 岩石内の坑井に設置された鋼管に岩石外部から周圧 5 kpsi をかけ、その後一方向の荷重のみ増加したときの鋼管のひずみと流体圧による鋼管のひずみの比較

(硬い石灰岩に鋼管をセメントボンドしたもの、テスト番号・チャンネル番号は図9と同じ)

を設置した破壊試験である。この破壊試験では図9の硬い石灰岩より小さな周圧で破壊が進行し、10 kpsi ぐらいの周圧で降伏が急速に進む。

図 21 は 3 軸圧縮試験で周圧を 5 kpsi に増加した後、1 方向の圧力だけを増加したものである。図 21 のように鋼管は楕円形となるが、そのような圧縮による非常に大きなひずみでも坑井は安定であった。これ以外にも多くの実験を行ったが次の結論を得ている。

- (A) 地圧荷重では鋼管の非線形ひずみは比較的小さな荷重で起きる。すなわち鋼管の降伏は流体荷重による API 圧潰圧力よりも低い荷重で起きる。
- (B) しかし降伏後の鋼管のひずみは非常に緩やかに進行する。
- (C) 岩石に破壊が起き始めると鋼管の降伏ひずみが増加する。しかし増加は緩やかである。
- (D) 岩石の破壊が進行すると最終的には鋼管の変形もかなり増加する。

API 規格の圧潰試験では周圧を流体でかけるため降伏点以上の周圧にすると急激に圧潰が進行する。特に鋼管の不均一性・クラックなどから降伏が進行するので、鋼管製造業者は鋼管の実際の強度を公称強度よりも 15 kpsi 程度余分にとり規格以下の鋼管が製造されるのを防ぐのが普通である。流体圧設計では降伏は鋼管の局所的な欠陥に強く左右されるのでこの大きな安全率は必要である。しかし、周囲が岩石の場合は鋼管に局所的な欠陥があっても鋼管の変形はそれほど左右されないのでその高い安全率は必要でない。

以上のように実験での鋼管の安定性、および公称強度と実強度の差からフィールドでは次の実用的な鋼管設計法を提案する。

(1) API 規格を一般化した応力による圧潰計算法

前章の σ_{yield}^{cc} の計算に実強度を導入し $\sqrt{2} < \sigma_{yield}^{cc} / \sqrt{3}$ で鋼管圧潰を判定する。この方法は実強度を使用しても室内実験で示したように安全率の大きな設計法である。実強度は公称強度の 1.3 - 1.4 倍程度にとつてあるのが普通である。

(2) 鋼管の変形度 1% をもって圧潰とする圧潰判定法

鋼管は 0.2% 程度のひずみで降伏を開始する。したがって 1% 坑内ひずみが起きている場合は鋼管はほぼ全周降伏している。しかし室内実験では地圧荷重の場合、1% 程度の降伏ひずみではすべて安定という結果が出ているので鋼管安定には問題はない。

(3) 鋼管の変形度 5 - 10% をもって圧潰とする圧潰判定法

実験では鋼管は 5 - 10% ほどの変形でも十分安定なことが証明された。したがって改修ツールなどの通過などを問題にしなればそのぐらいに鋼管圧潰点を設定してもよいと思われる。

6. 設計を簡略化するビジュアルソフト

地圧荷重の設計は鋼管、アニュラス部を満たしているグラベル・破壊岩石・地層の 3 つの領域よりなるので鋼管内の応力、ひずみ計算をするのが単純でない。そのため石油企業では計算ソフトを用意している企業が多い。

計算ソフトには解析解を利用した計算速度が速いインタラクティブなソフトから有限要素法でバックグラウンド計算を主としたソフトがある。ここでは有限要素法ソフトを紹介する。

有限要素法ソフトはまず図22のようにグリッドを構築するところから始まる。グリッドはフィールドで使用されている種々の鋼管を想定して作られる。例えばケーシング、スタンドアロンスクリーン、グラベルバックなどが一般的に多く使用される。有限要素法ではグリッドすべての材料を変えることができるので図23、24の

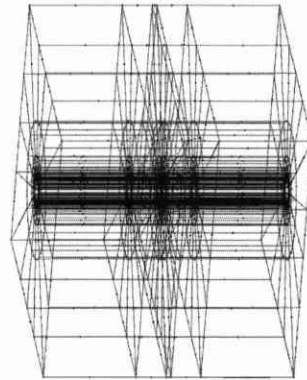


図25 鋼管デザインプログラムのメッシュ

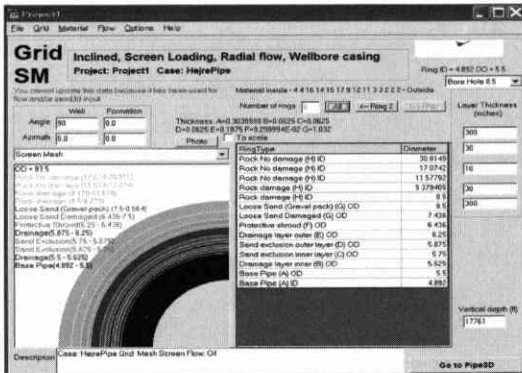


図22 鋼管デザインプログラムのグリッドパネル

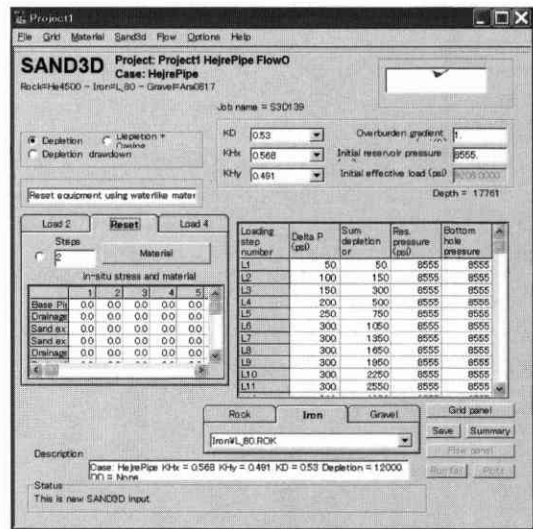


図26 鋼管デザインプログラムの経時荷重パネル

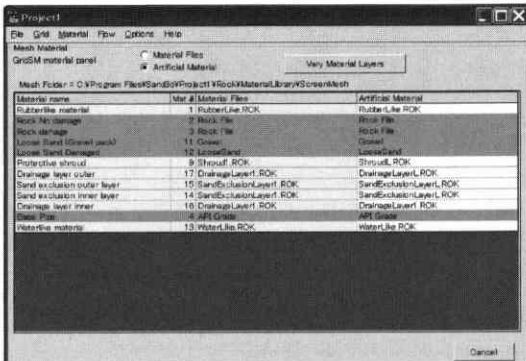


図23 鋼管デザインプログラムの材料選択パネル

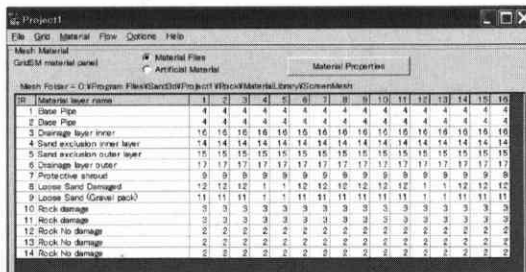


図24 鋼管デザインプログラムの材料振り付けパネル

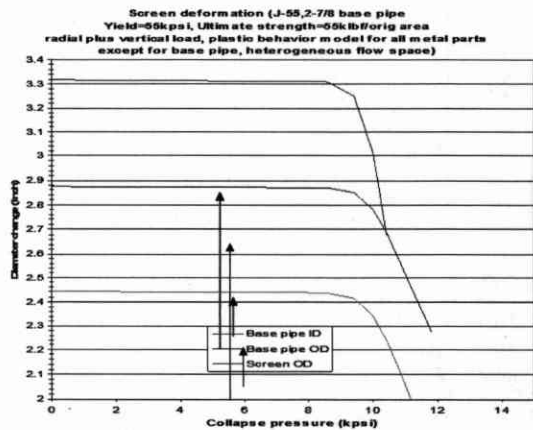


図27 鋼管デザインプログラムの鋼管変形アウトプット

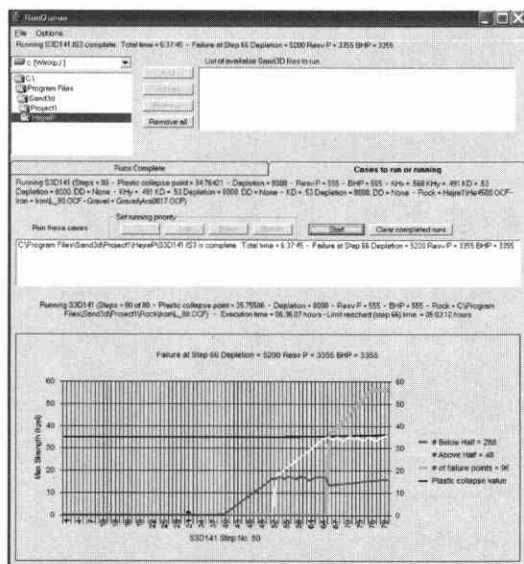


図 28 鋼管デザインプログラムの応力状態履歴アウトプットパネル

ような材料振り付けパネルも必要となる。水平坑井では図 25 のようなメッシュが構築される。また荷重は裸坑、ケーシングの設置、孔隙圧の降下など図 26 のように時系列で与えられる。アウトプットとしては応力状態の指標である $\sqrt{I_2}$ 、鋼管の内径のひずみなど図 27, 28 のような結果をビジュアル化してユーザーに与える。

7. 鋼管設計の将来

坑井は超深度化しており、また高傾斜井・水平坑井は頻繁に掘削される。スクリーン、エクスパンドブルケー

シング、エクスパンドブルスクリーンの使用頻度も高い。地圧荷重による鋼管の安定問題は未知な部分も多く大型室内実験がいくつか行われている。計算方法も複雑化しており、石油企業では地圧荷重に対する鋼管安定に対してより良い設計方法、使いやすいソフトを開発することはこれからも発展していくものと思われる。

SI 単位換算係数

$$\text{kpsi} \times 6.894757 \quad \text{E} + 00 = \text{Pa}$$

引用文献

- 1) Abbassian, F. and Parfitt, S.H.L., 1998 : Collapse and Post Collapse Behavior of Tubulars, a simple approach. *SPE Drilling & Completion*, September, 190-196.
- 2) Klever, F.J. and Tamano, T., 2003 : A New OCTG Strength Equation for Collapse Under Combined Loads. paper SPE 90904 presented at the SPE Annual Technical Conference & Exhibition, 26-29 October, Houston, Texas.
- 3) Morita, N., Kasahara, Y., Hikida, H. and Ito, Y., 2005 : Collapse Resistance of Tubular Strings Under Geotectonic Load. paper SPE 95691 presented at the SPE Annual Technical Conference & Exhibition, 9-12 October, Dallas, Texas.
- 4) Pattillo, P.D., Last, N.C. and Asbill, W.T., 2004 : Effect of Nonuniform Loading on Conventional Casing Collapse Resistance. *SPE Drilling & Completion*, September, 156-163.
- 5) Wooley, G.R. and Prachner, R., 1988 : Reservoir Compaction Loads on Casings and Liners. *SPE Production Engineering*, February, 96-102.