

岩盤内に定着された吊橋アンカレイジの荷重伝達機構

LOAD TRANSMISSION MECHANISM OF ANCHORAGE OF SUSPENSION BRIDGE IN BEDROCK

吉田好孝

Yoshitaka YOSHIDA

本州四国連絡橋公団企画開発部審議役 (〒105 東京都港区虎ノ門5丁目)

Anchorage fixed in bedrock is one type of anchorage for suspension bridge. Shimo-tsui-Seto Bridge of Honshu-Shikoku Bridges has the first anchorage, constructed in bedrock at a mountainside. There was almost no analysis on the load transmission mechanism of the anchorage. This report shows some analysis products by non-linear FEM model. Tension load from a main cable of the suspension bridge transferred to upper and lower bedrock, consisted of granite, and cracks extended to the both side. Stress in the concrete anchorage increased at the lower half, cracks spreaded at the upper half. The load at the transformation point of the load-deformation relation is about 150,000~160,000tf, more than 4.6 times of the maximum design load. If the load transmission between anchorage body and rock at the bottom part are sufficient, the transmission mechanism gives a different form, the stability of the anchorage is improved.

Key Words: anchorage, suspension bridge, load transmission mechanism, non-linear FEM, ultimate strength

1. まえがき

吊橋は主ケーブルを利用して長大な径間を渡る橋である。したがって、この主ケーブルには大きな張力が作用するため、主ケーブルを大地に固定し、その張力を大地に伝達する構造物が必要となる。この役割を果たすものがアンカレイジである。

既往のアンカレイジにはいくつかの形式があるが、最も一般的な形式は、その躯体重量でケーブル張力に抵抗する重力式アンカレイジである。しかしアンカレイジ設置位置の地形地質的条件あるいは社会的条件などにより、重力式アンカレイジが必ずしも適当ではない場合がある。このようなケースにおいては、重力式アンカレイジに代わる新しい形式のアンカレイジを設計、建設しなければならない。

本州四国連絡橋・瀬戸大橋の下津井瀬戸大橋はこのような吊橋であり、本州側の1Aアンカレイジをわが国の長大吊橋としては初めて岩盤内定着式(トンネル式)とした。岩盤内定着式アンカレイジの荷重伝達機構などについては、これまでに弾性FEM解析あるいは簡易な弾塑性解析による検討はあるものの、詳細な弾塑性モデルを用いた解析は行われていなかった。今回、下津井瀬戸大橋1Aアンカレイジをモデルとして、荷重伝達機構および終局耐荷力などに関する弾塑性FEM解析を行ったので、ここにその結果を示す。

2. 岩盤内定着式アンカレイジの施工例

本州四国連絡橋において、すでに完成した吊橋及び現在施工中の吊橋は全部で10橋を数える。アンカレイジ

の数は16基であるが、岩盤内定着式のアンカレイジは完成したもの1基、工事中のもの1基のみであり、その他は重力式アンカレイジを採用している。

本州四国連絡橋・児島一坂出ルートにおける下津井瀬戸大橋1Aアンカレイジは景勝地にあり、堅硬な岩盤を持つ山塊が海岸近くまで迫っているため、この山腹を大きくカットすることは、景観上大きな問題を生じることが指摘されてきた。そこでこの山塊を通過する道路及び鉄道の構造を、上下2段4本のトンネルとし、それに隣接する1Aアンカレイジも、大切土を生ずる直接基礎形式をさせて、岩盤内に定着することとした(図-1)。

長大吊橋のアンカレイジに岩盤内定着式を採用した例は、我が国では下津井瀬戸大橋が初めてであるが、外国においては、George Washinton 橋(米国、1931年完成)、Forth Road 橋(英国、1964年完成)など2、3の実施例がある。ただし、いずれも30年以上前の建設であり、解析の詳細は明らかではない。

3. 地質概要

下津井瀬戸大橋の1Aアンカレイジ付近には、主に広島型花崗岩が分布しており、次のように分類される。

- 1) 花崗岩(角閃石を含む黒雲母花崗岩)
- 2) 塩基性岩(輝緑岩と細粒はんれい岩の複合岩帯)
- 3) 花崗岩と塩基性岩の遷移部(花崗閃緑岩)

1Aアンカレイジ部分の岩級区分は、風化の進んだD級から新鮮で堅硬なCH級まであり、その分布はかなり複雑な形態を示している。設計に用いる場合の変形係数は、D級岩盤で $24,000\text{tf/m}^2$ 以下、CH級で $200,000\text{tf/m}^2$ 程度である。割れ目はやや多く、部分的に粘土を介在するものもあるが、割れ目の方向はトンネル軸と直交する傾向である。

4. 岩盤内定着式アンカレイジの設計

4.1. 全体形状

岩盤内に定着する形式のアンカレイジの場合、定着を効果的に行うためには、坑奥部を拡幅してくさびの原理を利用するか、または坑奥部でせん断キーを用いてせん断抵抗を期待する方法などが考えられる。下津井瀬戸大橋については、

- ① 躯体と地盤の応力集中を極力さける。
- ② ケーブルの引き抜き作用により岩盤に生じる圧縮領域をより広範囲に広げる。

の2点に着目して、最終的には現在のようなくさび形式を採用した。なお下津井瀬戸大橋の躯体坑奥部の形状は、上面と側面のみを拡大させ、底面はフラットのままである。その理由は当時の検討報告書によれば次の通りであった。

① 弾性FEM解析の結果より、アンカレイジ底面のくさび効果はあまり高くないと考えられる。

② 斜坑の下り勾配を変化させたり、増加させることは、クロウジャンボその他の掘削重機械の作業性を低下させる。

弾性FEMにおける解析上の前提など、詳細な内容は不明であるが、底面もくさび形式としたモデルとの比較では、両者に大きな差が無いという結論であった。

実際の施工では、斜坑底面にレールを敷設し、発破などで破碎した岩砕をズリ運搬車で搬出した。したがって斜坑の勾配が坑奥部まで一定(38度)であることは、掘削作業の効率化に大きく貢献した。

4.2. 簡易的な安定計算

岩盤内定着式アンカレイジの引抜き(滑動)に対する安定度は、ケーブル張力とそれに対する抵抗力の比によって簡易的に表される。張力に対する抵抗力としては、躯体重量、躯体と共に動くと仮定される周辺の岩重量、底面摩擦係数、底面及び側面の粘着力を考慮する。

なおここで躯体とともに動くと仮定される周辺の岩重量の範囲は、躯体奥部のくさび面より前面の範囲で、躯体と同一幅と仮定した。実際に躯体とともに動くと考えられる岩盤の範囲は、躯体奥部のくさび面から地表面に向かって、幅方向にも上方にも拡大して行くと考えられるが、あくまでも簡易計算であること、および安全側に考えたためである。

粘着力を底面と側面にのみ考慮した理由は、躯体コンクリート打設後に底面と側面には必ず圧力が作用すると考えたためである。一方躯体上面に関しては、岩盤のアーチ作用により、躯体と岩盤が密着しない可能性がある。

下津井瀬戸大橋1Aで用いた計算の一例を次に示す。

躯体重量(浮力考慮) : $W_0 = 8,500\text{tf}$

躯体と共に動くと仮定される周辺の岩重量(浮力考慮) : $W' = 8,800\text{tf}$

総重量 : $W = W_0 + W' = 17,300\text{tf}$

平均摩擦抵抗係数(D、CM、CH) :

$$\mu = 0.529$$

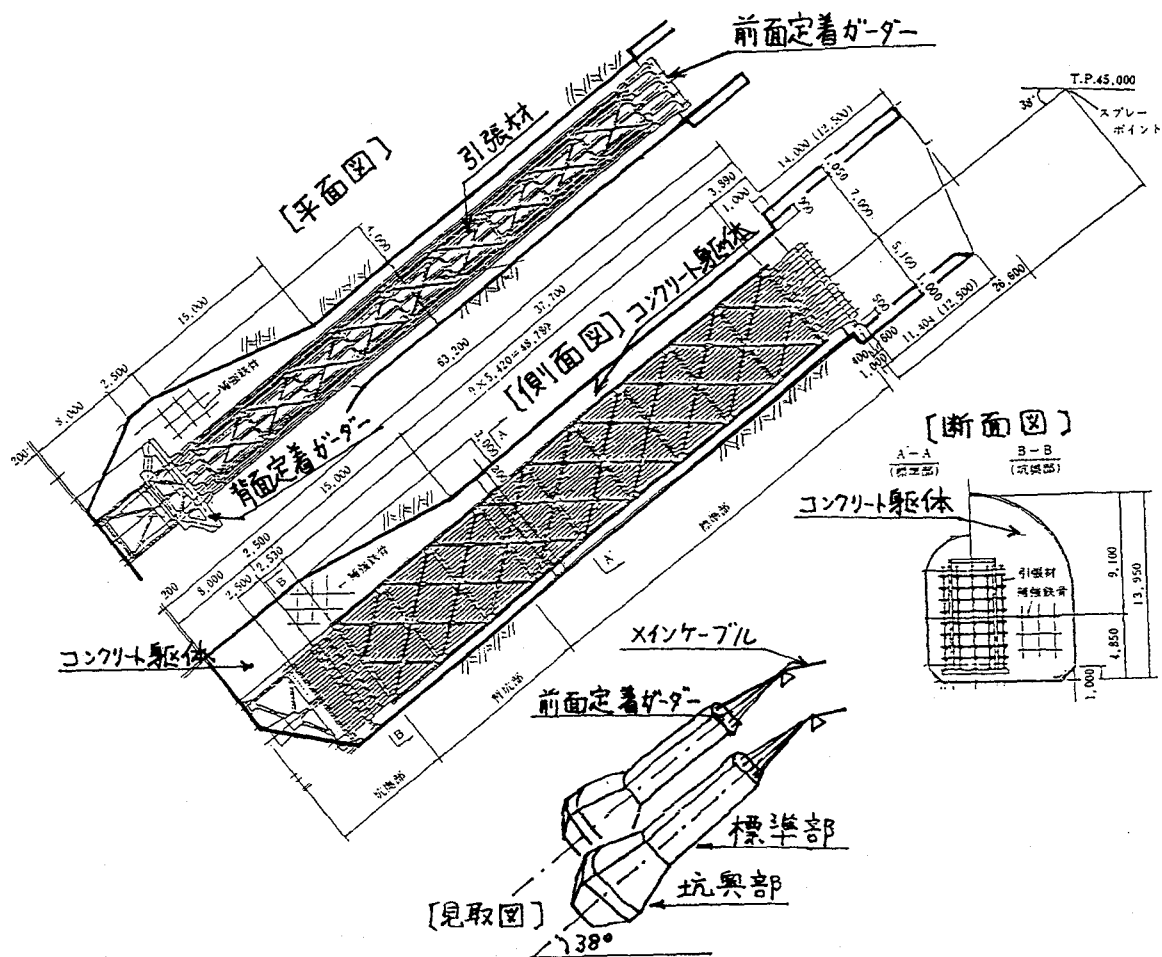


図-1 下津井瀬戸大橋1Aアンカレイジ

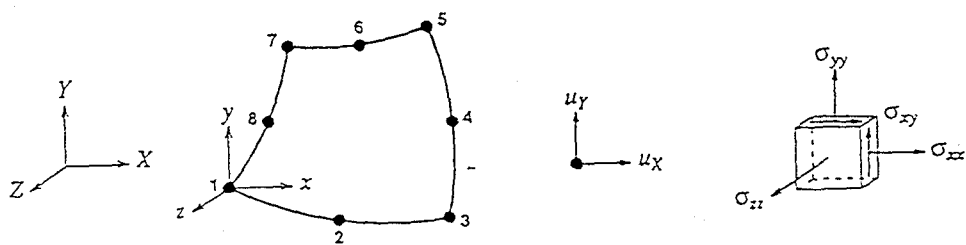


図-2 FEMモデルの要素

粘着力: $C = 90 \text{ tf/m}^2$ (CH層)
 60 tf/m^2 (CM層)
 0 tf/m^2 (D層)

ケーブル最大張力 (常時):

$$T = 32,300 \text{ tf}$$

滑動に対する安全率 F_s は、斜坑勾配が 38° であるから、

$$F_s = \frac{W \sin 38^\circ + \mu W \cos 38^\circ + \Sigma C A}{T}$$

$$= 2.1$$

となる。ここで岩盤と躯体間の粘着力は、荷重レベルによっては切れる層もあると考え、各層の平均値ではなく各層毎に算出した。 $\Sigma C A$ は、CH層、CM層およびD層における粘着力の総和である。したがってAは、各層それぞれの粘着力に対応する躯体底面および側面の面積になる。なおCL層とD層の互層となっている箇所は、D層で代表させた。

上記の計算は、斜坑の内壁面から 2.0 m の範囲まで緩み領域が存在すると仮定して、その部分の岩盤定数を低減もしくは無視したものである。この緩み領域が発生せず、岩盤定数の低減などがなければ、 $F = 2.6$ となる。ここで、背面定着ガーダーより後方のコンクリート躯体重量は、安全側の仮定として W_0 の中に見込んでいない。なお、本州四国連絡橋における直接基礎の滑動に対する設計上の最小安全率は 2.0 以上 (常時、気中施工) である。

5. ジョイント要素を有する弾塑性FEM解析

5.1 解析モデル

解析モデルは平面弾塑性FEMとした。本橋の吊橋アンカレイジ躯体のように、幅が小さくかつ幅が変化している構造に対する解析としては、本来は3次元解析が望ましい。しかし詳細な弾塑性解析に基づいて、吊橋アンカレイジの挙動を把握しようとする場合には、解析精度および費用などの点からまず平面解析を行うことが妥当であると考えた。また平面解析モデルは、側面断面を対象としたが、これは平面断面に比較して側面断面の方が破壊に対する安全率が低いためである (参考文献1)。

解析モデルは、 z 方向 (奥行き方向) の変位が拘束され、 $x-y$ 平面内で変形すると仮定して、一般に地盤解析

で用いられる平面ひずみ要素とした。すなわち $u_z = 0$ 、 0 でないひずみは ε_x 、 ε_y 、 γ_{xy} である。この平面ひずみ要素は、トンネル式アンカレイジ躯体および周辺岩盤におけるひび割れの発生と伸展を考慮できるものである。奥行き長さとしては、アンカレイジ躯体幅を想定した。要素の概要を図-2に示す。各要素の積分点は9点とした。

アンカレイジ躯体と周辺岩盤との境界部分は不連続面を形成する。そのため、アンカレイジ躯体に大きなケーブル張力が作用した場合は、躯体と岩盤の間で滑動が生じ、耐荷力の評価に影響を与える可能性がある。そのためこの境界部分にジョイント要素を考慮し (図-3)、また岩盤要素に対しては Mohr-Coulomb の破壊規準を、コンクリート躯体には Drucker-Prager の破壊規準を適用した。ジョイント要素は、岩盤の応力度が破壊包絡線に達した後は、その包絡線に沿って変化する形である。ジョイント要素の設置位置は、躯体と周辺岩盤との境界であるが、坑奥部背面のみは除外した。コンクリート躯体は、ひび割れ発生後も内部の鋼材に引張応力を負担させることとし、引張軟化曲線を図-4のように設定した。図中で限界歪 ε_u は、躯体内鋼材 (SM58材) の降伏応力度 σ_y に対応する値であり、次式で求めた。

$$\varepsilon_u = \sigma_y / E_s$$

ここに、 $\sigma_y: 4600 \text{ kgf/cm}^2$

$$E_s: 2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

当該地点は山腹のため、地表面は傾斜している。アンカレイジ躯体軸線は水平に対し 38° の傾斜をなし、岩盤はD層からCM層までが比較的複雑に入り組んでいるが、これをCL層とCM層の2種類に代表させ、分布境界も簡略化した。前述した簡易計算では、岩盤の種類をD層も含めて3種類としたが、D層の影響は他の層に比べて小さい。また基本的なひび割れ伸展状況を把握する必要もあり、FEM解析ではCLおよびCMの2層とした。節点数は中間節点も含めて約1900節点、要素数は約750要素である。

主ケーブル張力からの張力はストランド毎に分散されて、躯体前面の鋼製ガーダー (前面定着ガーダー) に伝達され、さらにアンカレイジ軸に平行に配置された引張材を介して坑奥の背面定着ガーダーに伝わる。引張材と周辺のコンクリートとは縁切り加工を行っているため、ケーブル張力は背面定着ガーダーの支圧面からコンクリ

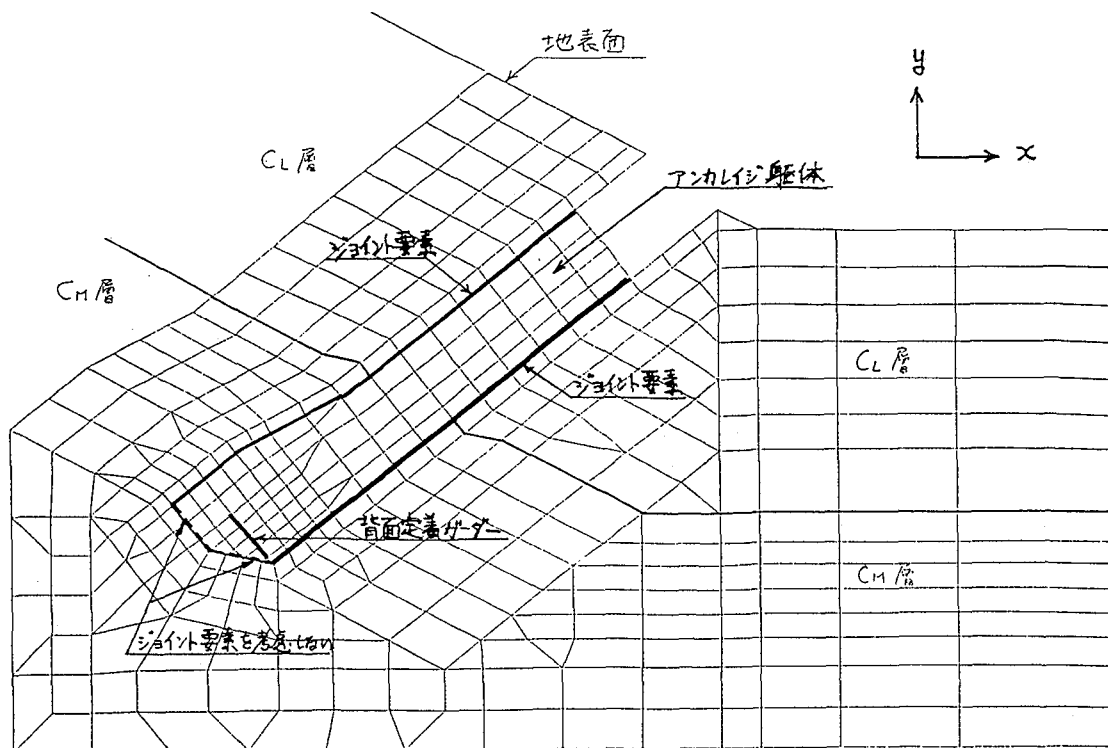


図-3 アンカレッジおよび周辺岩盤のFEMモデル化 (部分)

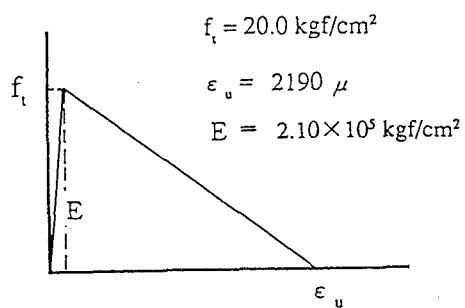


図-4 躯体コンクリート要素の引張軟化曲線

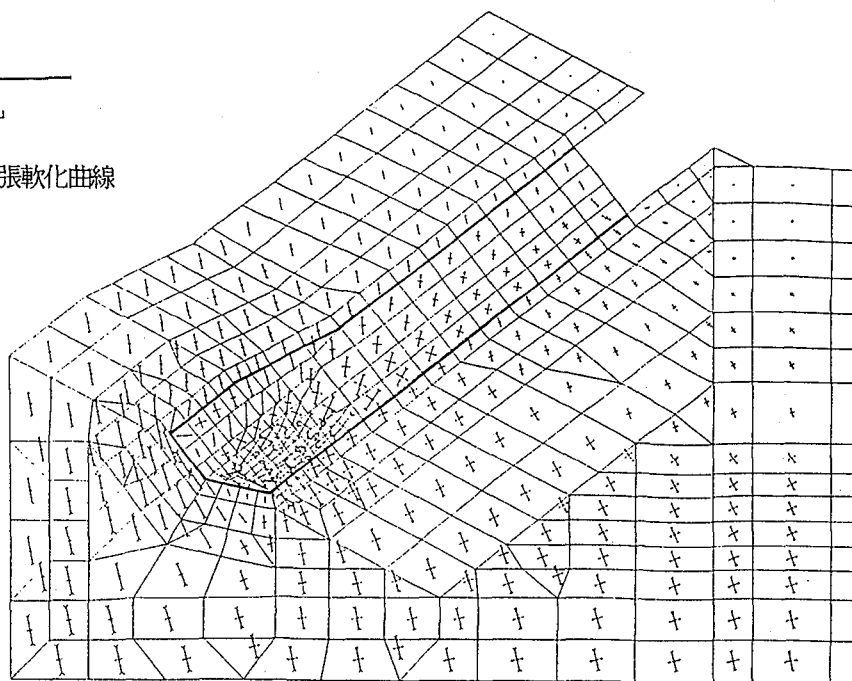


図-5 $\beta = 1.0$ (ケーブル張力32,300tf) 主応力図

ート躯体に伝達され、最終的には周辺岩盤へ分散していくこととなる。したがって解析上の作用外力は、背面定着ガーダーに直接載荷することとし、引張材の中間部から躯体に伝達されるであろうわずかの作用力は無視することとした。

なお躯体内に配置した形鋼による補強材は、コンクリートと合成された挙動の詳細が不明であり、FEM解析には評価していない。

5.2 材料物性値

解析に使用した各材料の物性値を以下に示す。ここでコンクリートの粘着力はせん断強度の値とし、コンクリートの内部摩擦角はCII級岩盤の内部摩擦角と同等と仮定した。岩盤の物性値は、現地で採取したボーリングコアに対する各種室内試験、現地弾性波探査あるいは斜坑掘削時の調査などを基に、本ルートの他の長大橋梁の設計用数値とも整合させながらアンカレイジ設計用数値として定めたものである(参考文献2)。有効数字は、引張強度 f_t に対しては小数点以下1桁、粘着力 c に対しては小数点以下2桁としている。

(1) 背面定着ガーダー

弾性係数 E : $2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比 ν : 0.3

単位体積重量 γ : 7.85 g/cm^3

(2) コンクリート

弾性係数 E : $2.10 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比 ν : 0.14

単位体積重量 γ : 2.4 g/cm^3

引張強度 f_t : 20.0 kgf/cm^2

粘着力 c : 43.5 kgf/cm^2

内部摩擦角 ϕ : 45.0°

圧縮強度 f_c : 210.0 kgf/cm^2

(3) 岩盤CL層

弾性係数 E : $6,000.0 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比 ν : 0.3

単位体積重量 γ : 2.5 g/cm^3

引張強度 f_t : 6.5 kgf/cm^2

粘着力 c : 6.24 kgf/cm^2

内部摩擦角 ϕ : 35.0°

圧縮強度 f_c : 23.97 kgf/cm^2

(4) 岩盤CM層

弾性係数 E : $12,000.0 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比 ν : 0.3

単位体積重量 γ : 2.6 kgf/cm^2

引張強度 f_t : 9.1 kgf/cm^2

粘着力 c : 9.79 kgf/cm^2

内部摩擦角 ϕ : 40.0°

圧縮強度 f_c : 41.99 kgf/cm^2

6. 荷重載荷

工事の順序は、まず岩盤内を掘削し。掘削が完了した後、背面定着ガーダー、引張材、前面定着ガーダーの順で各鋼材を坑内に立て込んだ。最後にコンクリートを内部に充填して完成させた。

解析では次の状態を考慮した。

Stage-1: 掘削前の自然状態。岩盤重量を考慮しており解析の初期値となる。

Stage-2: 岩盤掘削後、コンクリートを打設した状態。コンクリート重量が岩盤に与える影響を考慮。この状態でケーブル張力を逐次増加させた。

解析を実際の施工にできるだけ合わせるために、Stage-2では、斜坑掘削後の岩盤モデルに対し岩盤重量を入力した後、その斜坑内に躯体コンクリートを充填させ、周辺岩盤応力を初期応力として算出した。

荷重の載荷位置は、背面定着ガーダーの位置とし、作用方向はケーブル張力方向すなわち上向き38度である。設計張力 $T=32,300 \text{ tf}$ の状態は、吊橋上部工の死荷重+活荷重+温度の影響(-30°)の荷重ケースに相当し、ケーブル張力最大の載荷状態である。ケーブル張力は最初 $32,300 \text{ tf}$ で載荷を開始し、これを荷重倍率 $\beta=1.0$ とした。その後はこの載荷荷重を基準として、荷重倍率を増加させ、最終的には $\beta=10.0$ 以上まで載荷した。

現実的な問題としては、吊橋のケーブル張力が設計荷重の10倍にもなることはあり得ない。しかしこの検討では、岩盤内埋設型アンカレイジの最終耐荷力がどの程度であり、その破壊形態がどのようなことになるかということ把握する必要があった。また参考文献(3)によれば、剛体ばねモデル解析で、最終耐荷力の値として設計荷重の9~14倍という値が得られている。これらの理由により荷重倍率 β を10倍までとした。一方 β が増加するにしたがって、岩盤の物性値も変化してゆく可能性があるが、その変化の程度は不明である。現時点では、弾塑

性解析のモデル化で示した過程で、有る程度の評価ができてしていると判断した。

7. 解析結果

7.1 主応力、ひび割れ、変位の変化状況

Stage-2の荷重倍率 $\beta=0$ の場合、コンクリート躯体のみの影響が周辺岩盤に現れる。コンクリート躯体自重のため坑壁近傍の各要素にわずかな変位が生じており、岩盤応力が変化した範囲は、坑壁表面から内部へ5~6m程度である。地表面付近の変位の方向は、坑口を狭くする向きである。 $\beta=1.0$ の時は、背面定着ガーダーの前面付近に大きな応力が発生しているが、岩盤にはあまり大きな荷重伝達は生じていない(図-5)。ひび割れは、坑奥上端の岩盤内およびコンクリート躯体内と坑奥下端の岩盤内に小さく発生している。

$\beta=2.0$ (ケーブル張力 $T=64,600\text{tf}$)では、主応力が特にコンクリート躯体の下半分の領域で増大している。ひび割れは坑奥上下端の岩盤内で、それぞれ上下に拡大している。またコンクリート躯体内の背面定着ガーダー前面、および背面定着ガーダー上部にひび割れの進展が見られる。周辺岩盤およびコンクリート躯体のその他の部分は、まだ健全である(図-6)。

$\beta=3.0$ (ケーブル張力 $T=96,900\text{tf}$)になると、コンクリート躯体内の主応力はさらに増大した。ひび割れは、特に坑奥上部への進展が見られるようになった。それは同時に岩盤要素の塑性化部分が増大して行ったことを意味している。この時点で、コンクリート躯体の坑口部分の岩盤に、わずかに塑性化領域が生じた。

$\beta=4.0$ (ケーブル張力 $T=129,200\text{tf}$)では、コンクリート躯体内の主応力はさらに増大したが、その範囲は坑奥の拡幅部に限られており、躯体前方にはあまり進展しない。岩盤内のひび割れも増大し、伸張して行くが、コンクリート躯体上方のひび割れは、明らかに躯体最後部からのものと、くさび状に上方に拡幅した部分からのものの2系統に分かれ始めた。コンクリート躯体下方のひび割れは、 $\beta=3.0$ の場合に比べ、2倍以上の長さに進展した。またコンクリート躯体前方で躯体底面に沿ったひび割れの領域も増大した(図-7)。全体的に、塑性化した要素数の増加が著しい。

$\beta=5.0$ (ケーブル張力 $T=161,500\text{tf}$)では、岩盤上方へのひび割れがやや進展する。コンクリート躯体前面上下部の岩盤において、躯体軸方向に沿っ

たひび割れの進展が著しい。坑奥部における躯体上部のひび割れ範囲の増加も顕著である(図-8)。岩盤の塑性化領域も、躯体のほぼ全周に亘って広範囲に広がっている。

$\beta=6.0$ (ケーブル張力 $T=193,800\text{tf}$)では、坑奥部から上方に伸びるひび割れはやや進展し、坑奥部から下方に伸びるひび割れは、著しく進展した。非常に特徴的なことは、躯体上部前方から地表面まで進展するひび割れが発生したことである(図-9)。また塑性化領域はさらに増大し、坑口付近の地表面の変位が急激に増加した。

$\beta=7.0$ (ケーブル張力 $T=226,100\text{tf}$)になると、各ひび割れに大きな変化が見られなくなるが、躯体のかなり上方の岩盤内に、新たにひび割れが発生した。また地表面の変位は、さらに増大した。

$\beta=8.0$ (ケーブル張力 $T=258,400\text{tf}$)では、坑奥上部の岩盤内ひび割れが再び進展し、坑口付近の地表面の変位がさらに増大した。岩盤の塑性化領域も、完全に地表面に達した。

7.2 ケーブル張力と躯体変位の関係

ケーブル張力とコンクリート躯体変位の関係については、躯体後端部、躯体上縁部および坑口付近の地表面の3カ所に着目する(図-10)。

躯体後端部の変位は、躯体側の着目点No. 2044と、岩盤側の着目点No. 44の履歴を追うことによって明らかとなる。図-11において○印はNo. 2044の、×印はNo. 44の躯体軸方向(38度方向)のケーブル張力と変位の関係を示す。したがってこの相対差が実際に躯体が岩盤から離れる量を示すこととなる。これによると、岩盤の変位は $T=250,000\text{tf}$ を超えるまで、ほぼ一定の割合で増加しているが、コンクリート躯体の変位は $T=150,000\text{tf}$ を超えるあたりから急激に増加している。

相対変位 δ は、 $\beta=1.0$ の時 $\delta=8\text{mm}$ であるが、 $T=150,000\text{tf}$ の時 $\delta=12\text{cm}$ 、 $T=250,000\text{tf}$ の時には $\delta=88.5\text{cm}$ に達する。

コンクリート躯体と岩盤とのずれ量は、躯体側の着目点No. 2124と、岩盤側の着目点No. 124との相対差を見ることにより推察できる。しかし図-12に示すように、この2点の相対差は、ケーブル張力が $T=260,000\text{tf}$ に達しても認められなかった。コン

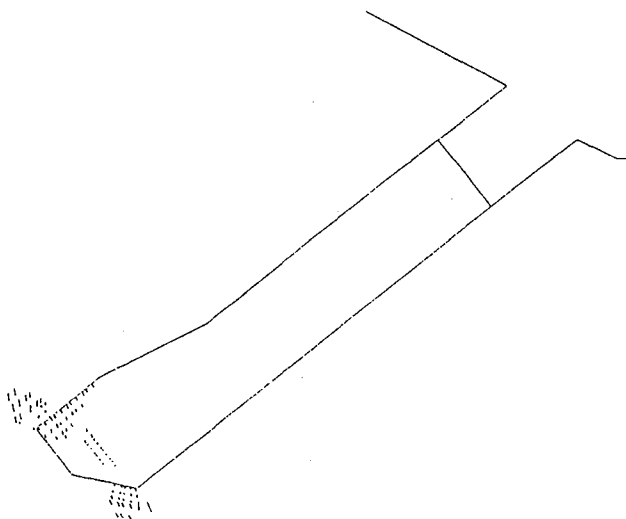


図-6 $\beta=2.0$ (ケーブル張力64,600tf)
ひび割れ図

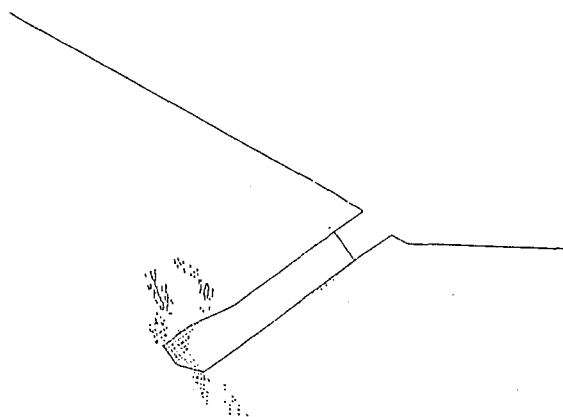


図-7 $\beta=4.0$ (ケーブル張力129,200tf)
ひび割れ図

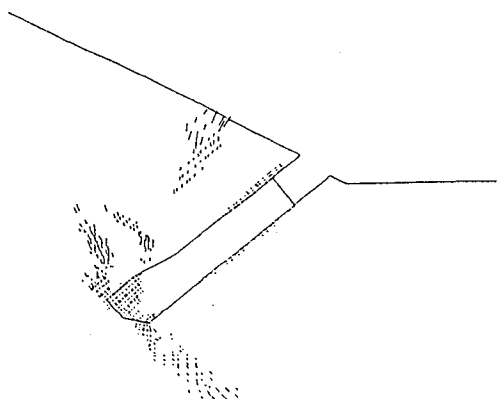


図-8 $\beta=5.0$ (ケーブル張力161,500tf)
ひび割れ図

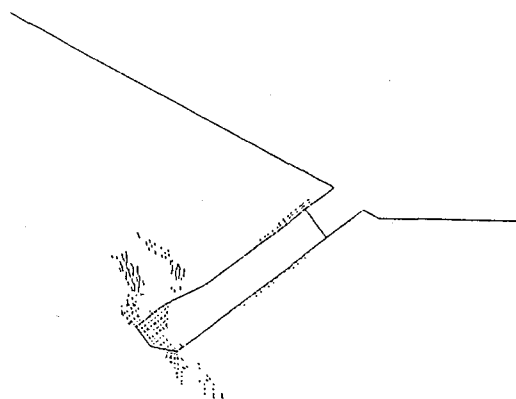


図-9 $\beta=6.0$ (ケーブル張力193,800tf)
ひび割れ図

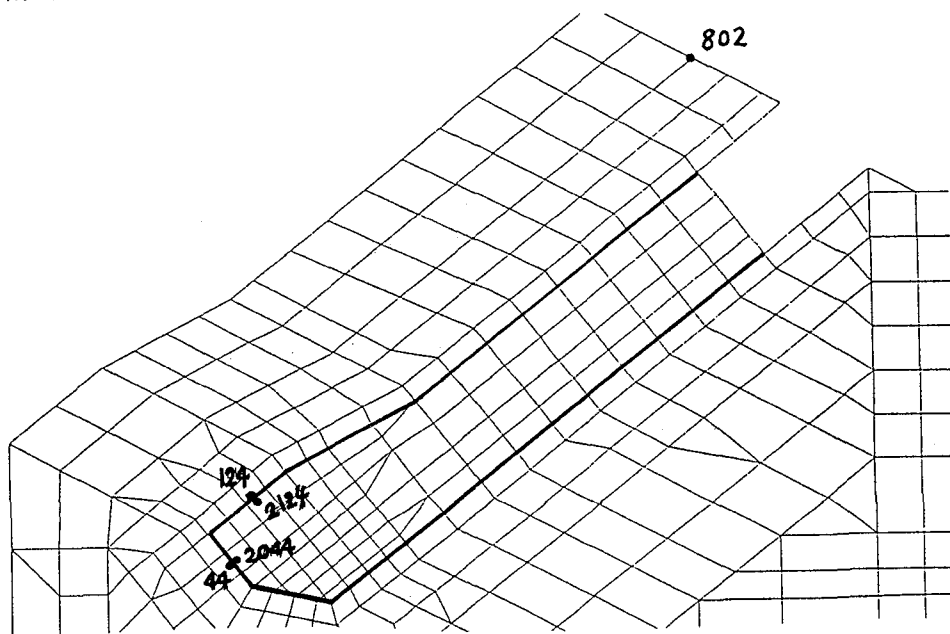


図-10 変位着目点

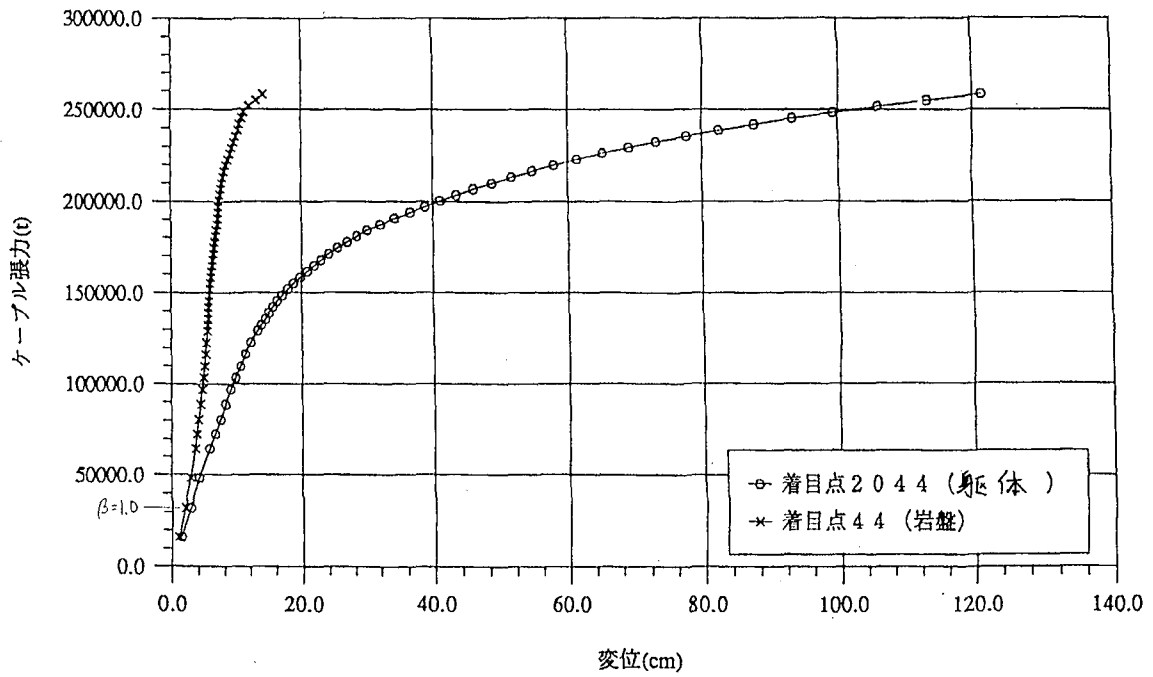


図-1 1 躯体坑奥部背面の変位量

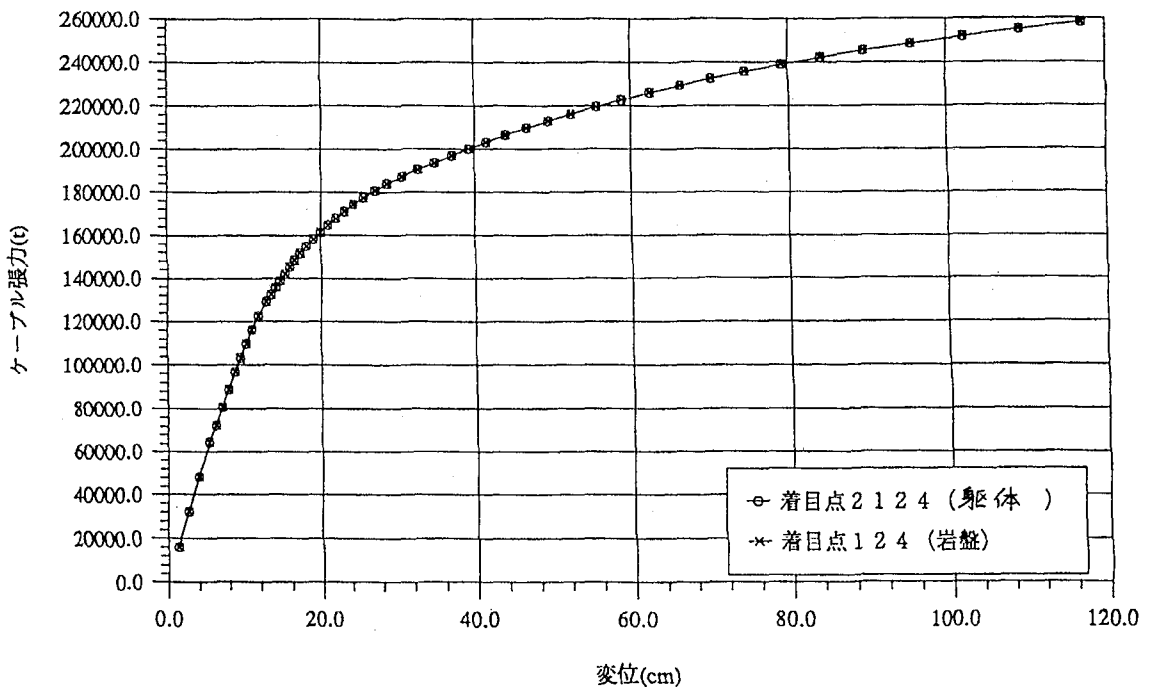


図-1 2 躯体坑奥部上面の変位量

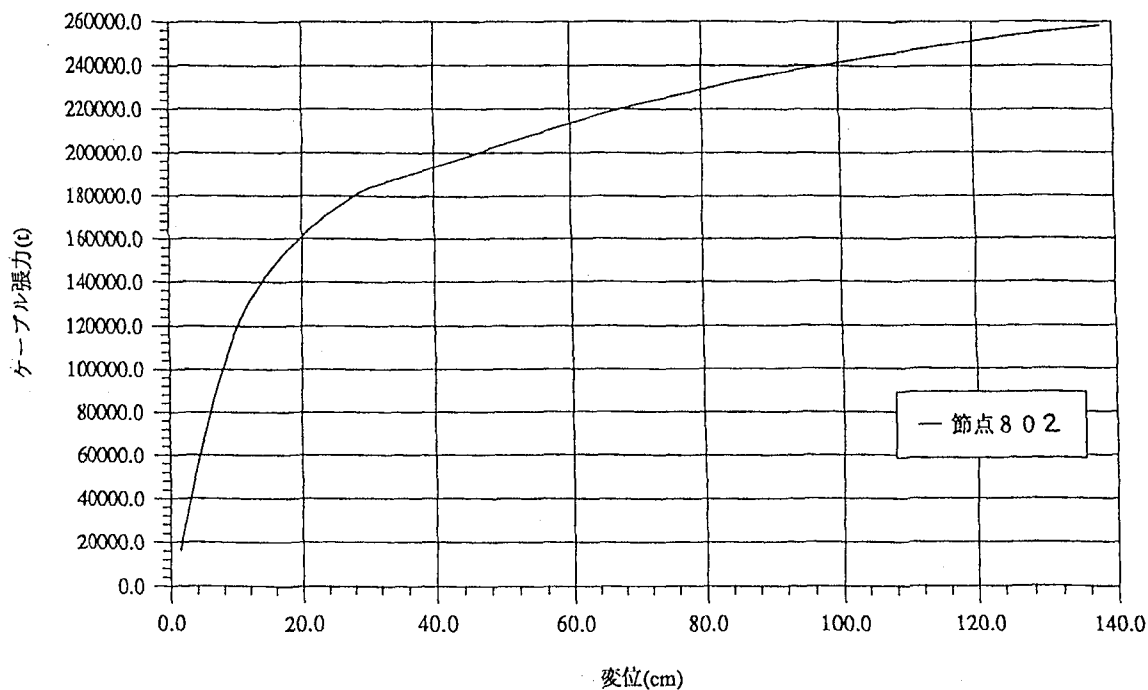


図-13 地表変位

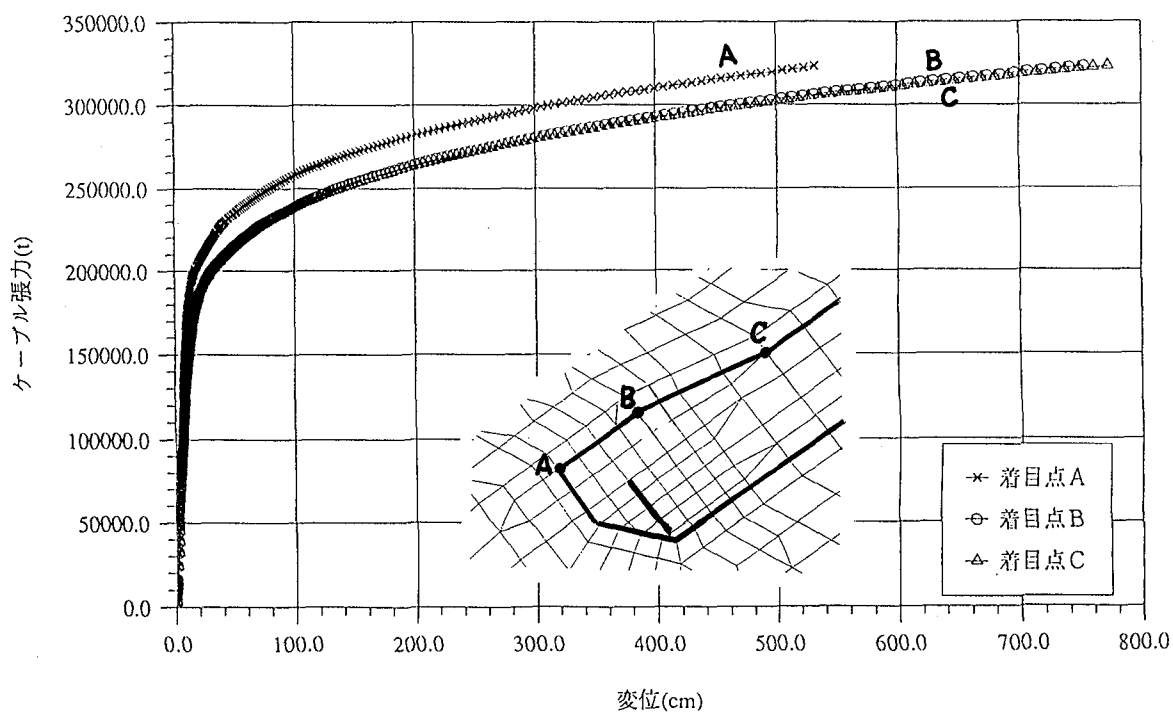


図-14 坑奥部に付着を考慮した場合の変位

クリート躯体と岩盤とのずれは生じないと考えられる。

坑口付近の地表変位を図-13に示す。変位の増加率は初めはケーブル張力の増加に比例してほぼ一定であるが、ケーブル張力 $T=120,000\text{tf}$ 付近から変位の増加率が大きくなり、 $160,000\text{tf}$ 付近で増加率が最大となる。すなわち曲線勾配の変化が最大となる。その後 $220,000\text{tf}$ 以上では、再びほぼ一定の増加率となる。この理由は $220,000\text{tf}$ もの荷重載荷後には、ジョイント要素の影響は完了しているためであろう。そして応力あるいはひび割れが岩盤内に広範囲に分散した結果、変位が線形化するのではないかと考えられる。地表の変位量はケーブル張力 $T=120,000\text{tf}$ で約 10cm 、 $250,000\text{tf}$ で約 120cm である。実際に地表面の変位が 1m 近くになると、地表面上にも大きなひび割れが発生すると考えられる。

7.3 躯体コンクリート打設の影響

岩盤とコンクリート躯体とは物性値が異なるため、最

初は岩盤のみの自然状態で応力解析を行い、その後躯体部分をコンクリートで置換することにより、コンクリート躯体が岩盤へ与える影響を評価した。躯体上方の5要素に着目して、掘削前（自然状態）と躯体コンクリート打設後の応力変化を調査した。それによると岩盤内応力はコンクリート打設後には減少し、応力の変化量は σ_y で $1.1\sim 0.4\text{tf/cm}^2$ と比較的小さく、掘削面から第3要素までが $1.1\sim 1.0\text{tf/cm}^2$ 、それ以降は急激に応力変化量が減少することがわかった。ただし今回の解析では、掘削にともなう緩みの影響は考慮されていない。

7.4 坑奥部の付着効果の影響

これまでの解析では、坑奥部背面のコンクリート躯体と岩盤との境界にジョイント要素（付着強度）を考慮していなかったが、坑奥部背面についてもジョイント要素を考慮した解析結果を示す。それによると、躯体内と岩盤内のひび割れ領域はかなり広範囲に広がるものの、坑

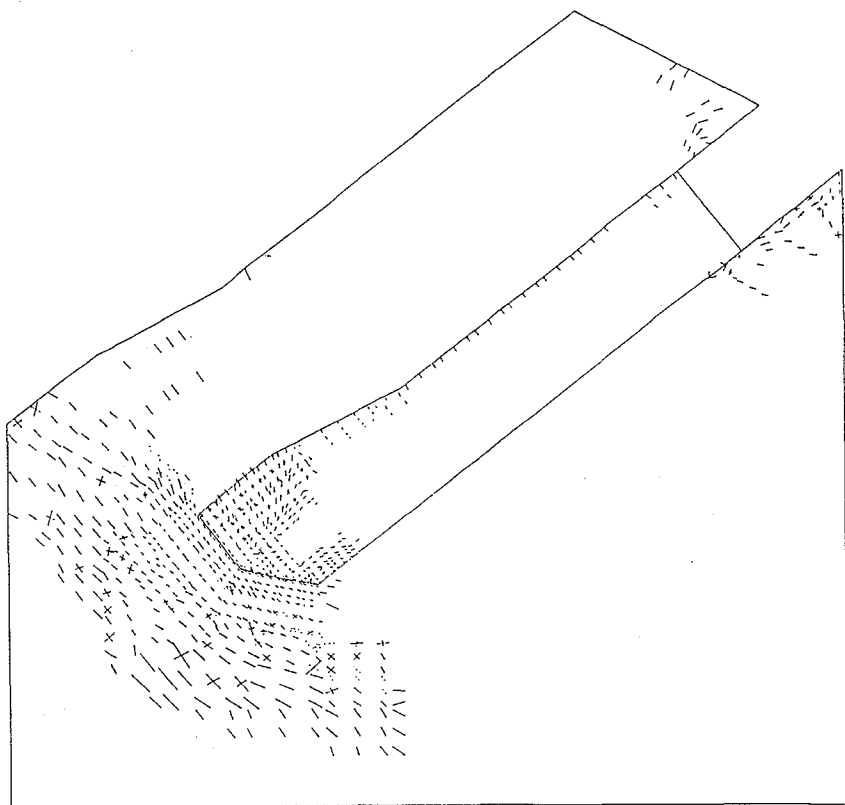


図-15 坑奥部に付着を考慮した場合のひび割れ
($\beta=10.0$)

奥部のケーブル張力方向の変位量Aは、着目点B、Cに比べやや上昇する(図-14)。ケーブル張力 $T=100,000\text{tf}$ を超えると、躯体上面のA点とB、C点とは次第に離れて行くが、ジョイント要素は一体のままである。したがってこの離れは、コンクリート躯体のひび割れによるものと推定される。

最も顕著な影響は、これまでの解析で現れた躯体坑奥部上面から地表面にかけてのひび割れが、 $T=323,000\text{tf}$ ($\beta=1.0$) という大きな荷重を作用させても発生しなかったことである(図-15)。したがって、ある程度の付着強度とせん断強度が、坑奥部の岩盤とコンクリート躯体との間に期待できるのであれば、ケーブル張力は坑奥部よりさらに後方の堅硬な岩盤に効率よく伝達される。そしてコンクリート躯体上面および側面のせん断キ一面に作用する応力は著しく低減される。またこの時の最終的な破壊モードは、坑奥部の岩盤と躯体間に付着強度とせん断強度を考慮しない場合に比べて、明らかに異なる。このことはアンカレイジ躯体の耐荷力の向上という観点から見て、非常に望ましい方向である。

実際の工事においては、躯体内部に鉄筋鉄骨を配置し、また躯体コンクリートと岩盤との間にグラウト注入を行ったが、上記の結果より躯体内コンクリートの一体化および躯体と岩盤の一体化を図ることの重要性が明らかとなった。

8. 結論

今回の解析で得られた主な結論を以下に述べる。

- ①設計荷重時(ケーブル張力最大時)においては、応力増加はコンクリート躯体内のみであり、岩盤に集中的な荷重伝達はみられない。現設計法の妥当性が明らかとなったと言える。
- ②岩盤内のひび割れは設計荷重時($\beta=1.0$)でわずかに発生し、 $\beta=6$ 程度で地表面に達する。
- ③岩盤内の応力は、コンクリート躯体上面のみならず、その下方にも大きく分散している。したがって施工上の制約がなければ、コンクリート躯体下方にも拡幅すると、アンカレイジの定着効果は著しく改善されと考えられる。
- ④コンクリート躯体のひび割れは、背面定着ガーダー上方および後方に集中している。したがってこの部分のコンクリート躯体内に鉄筋鉄骨を十分に配置して、補強を行うことは、アンカレイジの耐荷力向上に有効であると

考えられる。

⑤ケーブル張力-変位関係曲線は、初めは線形関係にあるが、 $T=150,000\sim 160,000\text{tf}$ で変位が大きく増加し始める。この値は最大設計荷重の4.6倍以上であり、簡易計算の安全率2.1を大きく上回る。

⑥打設コンクリートが周辺岩盤に与える影響は、坑壁面から5~6m程度で、その値は $1.1\text{tf}/\text{cm}^2$ 以下である。

⑦坑奥部のコンクリート躯体と岩盤との間に付着およびせん断強度が期待できる場合、地表面に延びるひび割れは発生せず、躯体上面せん断キ一部分の応力集中度も著しく低減される。したがって岩盤の緩み領域を少なくするような掘削方法の開発、およびコンクリート打設後のコンタクトグラウト施工は、コンクリート躯体と周辺岩盤との一体化を強め、アンカレイジの安定性を増加させることになり非常に有効であると推測できる。

⑧この報告では詳説していないが、コンクリート引張応力度を $9.0\text{kg}/\text{cm}^2$ として解析した場合、ひび割れがコンクリート躯体内に伸展し、解が不安定になるという現象がみられた。したがって良質のコンクリートを打設することは重要である。

⑨弾塑性FEM解析で比較的高い安全率が得られた理由は、第一にくさび近傍で懸念すべき大きな応力集中がなかったこと、第二に地表へ伸びる顕著なひび割れが発生しなかったことである。したがってさらに効果的に荷重を分散する躯体形状を追求すれば、躯体を一層小型化し、経済性を高めることが可能である。

9. あとがき

岩盤内定着式アンカレイジは、地形地質条件が適当であれば、重力式アンカレイジに比べ非常に経済的なケーブル定着構造となる。より合理的なアンカレイジとするために、今後さらに三次元的なアプローチなどの検討が必要であると思われる。

参考文献

- 1) 竹内覚夫・吉田好孝、下津井瀬戸大橋1Aトンネルアンカーの設計施工、本四技報、1985.4
- 2) 宮下力・他、鷺羽山の地質調査、本四技報、1980.4
- 3) 竹内覚夫・吉田好孝・藤井秀夫、トンネル式アンカレイジの設計施工と安定性について、第16回日本道路会議論文集、昭和60年10月

(1994年9月14日受付)