

混成堤堤頭部のマウンド被災特性と被覆材の安定重量算定法

木村克俊*・水野雄三*・須藤賢哉**
桑原伸司***・林倫史***

1. ま え が き

混成堤の直立部の設計法はほぼ確立した段階にあり、近年の被災統計でも直立部のみが滑動するケースは年々減少している。これに代わって、捨石マウンドの散乱が要因と考えられる被災例が目立っている。こうした被災を防ぐためには、根固め方塊や被覆ブロック（または石）などのマウンド被覆材を適切に設計する必要がある。

堤頭部（平面的に見た場合の先端部）は特にマウンド被災が生じ易いことが知られており、これまでも根固め方塊の厚さや、被覆ブロック（または石）の重量を割増してきた。また割増しの範囲は、先端のケーソン1函分の周囲とすることが標準とされてきた。しかしながら近年の防波堤の大水深化や高波浪化によって、従来の経験的な算定法が適用できない事例が増加している。このため、堤頭部におけるマウンドの耐波設計法の確立が強く求められている。

本報告では、堤頭部におけるマウンド被災特性とその主要な外力である波浪による局所流の特性を明らかにする。さらに堤頭部を対象とした被覆石の安定重量と根固め方塊の必要厚さの算定法を提案する。

2. 現地におけるマウンド被災事例の分析

（1）根固め方塊の被災事例

混成堤のマウンド被覆ブロック（または石）については高橋ら（1990）が現地事例を分析している。ここでは根固め方塊に着目して被災事例を整理した。表-1は1966～1991年に、我が国の混成堤で生じた根固め方塊の被災事例をまとめたものである。被災データはおもに、北島ら（1968）、武山ら（1975）、服部ら（1984）がまとめた被災防波堤取覧を参照した。ただし一部の事例については、個別の被災報告書を参考にした。なお、被災時の波向きが不明な場合は、設計値を示した。

表中には被災箇所が示されているが、今回収録した25例のうち18例が堤頭部であり、堤幹部に比べて被災が多

いことが明らかになった。また被災状況としても、堤幹部の場合は根固め方塊の変位量が小さく、被害が根固め方塊自体の移動で留まる場合が多いのに対し、堤頭部では根固め方塊が抜け出した後、基礎捨石の洗掘に至るケースが多い。たとえばY港においては根固め方塊（41.4 tf）が飛散した後に、ケーソン下面の基礎捨石が4～5 m洗掘され、ケーソンが大きく傾斜している（土木学会、1994）。

（2）堤頭部の被災パターンの分析

被災例では入射角 β が30°以内が大部分であった。代表的な事例として、S港における堤頭部の被災状況を図-1に示す。来襲波浪は $H_{1/3}=7.0$ m、 $T_{1/3}=13.5$ sで、入射角 β はおおよそ15°と推定されている。港内において根固め方塊（41.4 tf）が散乱し、角部ではケーソン下面の基礎マウンド（割石：0.2～0.3 tf）が150 m³程度洗掘されている。このように直角入射に近い場合は、港内側を中心に被害が発生する傾向が見られる。

表-1 現地における根固め方塊の被災例

港名	被災年月	被災箇所	構造条件		波浪条件			根固め方塊	
			水深 h (m)	マウンド水深 h (m)	波高 $H_{1/3}$ (m)	周期 $T_{1/3}$ (s)	入射角 β (°)	厚さ t_p (m)	重量 W (tf)
A	66, 1	頭	8.0	5.5	5.8	—	5.0	1.5	21.6
B	67, 3	幹	16.5	10.0	5.5	—	18.0	1.5	13.8
C	70, 1	頭	11.5	9.5	6.8	13.0	17.5	1.5	38.8
D	70, 1	頭	9.0	6.0	5.5	14.1	0.0	1.5	21.6
E	70, 1	頭	17.0	8.0	5.0	8.1	0.0	1.0	17.3
F	70, 1	幹	8.0	6.5	6.8	13.0	17.5	1.5	38.8
G	70, 8	頭	14.0	6.7	4.5	—	—	1.0	—
H	71, 1	頭	15.5	8.5	4.6	11.0	0.0	1.0	11.5
I	71, 9	頭	5.7	4.0	4.7	15.0	19.0	1.0	23.0
J	72, 1	幹	15.5	10.0	7.0	14.0	0.0	1.5	31.1
K	72, 2	幹	6.0	4.0	5.8	15.0	19.0	1.0	23.0
L	76, 10	頭	19.0	14.0	7.5	12.3	31.0	1.5	38.8
M	76, 10	幹	15.5	13.5	7.1	13.6	31.0	1.5	38.8
N	78, 1	頭	11.0	8.5	6.2	—	7.0	1.5	41.1
O	78, 1	頭	17.5	11.0	6.3	—	0.0	1.5	41.1
P	78, 1	頭	17.0	11.0	6.3	—	0.0	1.5	41.1
Q	79, 12	頭	18.0	11.8	10.8	—	26.3	2.0	47.6
R	79, 12	頭	18.0	11.8	10.8	—	26.3	1.5	46.6
S	80, 1	頭	16.5	13.0	7.0	—	15.0	1.5	41.4
T	80, 9	幹	11.5	8.5	5.6	10.0	14.0	1.2	34.5
U	80, 10	幹	8.0	5.0	5.7	13.0	45.7	1.5	31.1
V	80, 10	頭	13.7	8.5	5.9	9.4	—	1.0	—
W	81, 8	頭	24.0	16.5	9.2	11.0	0.0	1.5	41.4
X	85, 1	頭	11.6	8.0	5.6	10.1	66.0	1.2	27.6
Y	91, 9	頭	20.0	11.0	12.5	14.9	8.0	1.5	41.4

* 正会員 工博 北海道開発局 開発土木研究所 環境水工部
 ** 正会員 北海道開発局 千歳空港建設事業所（前開発土木研究所）
 *** 正会員 北日本港湾コンサルタント（株）環境水理課

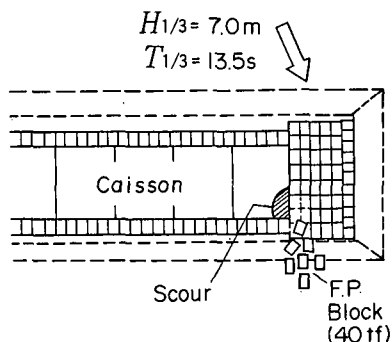


図-1 S港における被災例

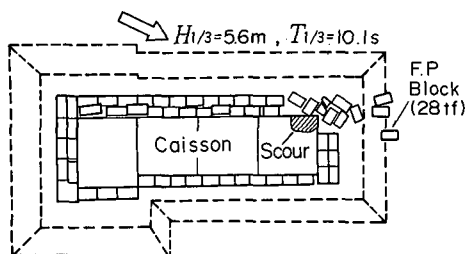


図-2 X港における被災例

一方X港においては、図-2に示すように β が 66° の斜め入射波によって島堤後端部が被災している。波浪条件は $H_{1/3}=5.6\text{ m}$ 、 $T_{1/3}=10.1\text{ s}$ であった。この防波堤は被災当時建設途中にあったため、堤体長さがおよそ60m(波長のおよそ0.6倍)の島堤状態であった。前端では全く被害がなく、根固め方塊(28tf)の飛散は後端に集中し、一部は移動時の衝撃により破損した。また堤幹部においてもケーソン直前の根固め方塊が若干被害を受けているが、その移動量は小さい。

3. 堤頭部における波浪による局所流

(1) 数値波動解析法による検討

谷本ら(1975)による数値波動解析法を用いて、堤頭部周辺の波浪による局所流の特性を解析した。計算対象としたのは入射波長の3倍の長さを有する島堤で、水深 h を30cmとし、構造条件は後述する流速測定実験に合わせている。

図-3は、周期 $T=3\text{ s}$ 、波高 $H=10\text{ cm}$ の規則波条件に対する、堤頭部周辺の底面流速のコンターを、入射角 β ごとに示している。なお底面における流速のピーク値 U は、無堤時の進行波による値 U_{p0} で除して無次元化している。

直角入射の場合には、沖側に比べて岸側の角部で流速が大きくなる。斜め入射の場合は、波向きに対して前端(Forward Head)と後端(Backward Head)の2箇所

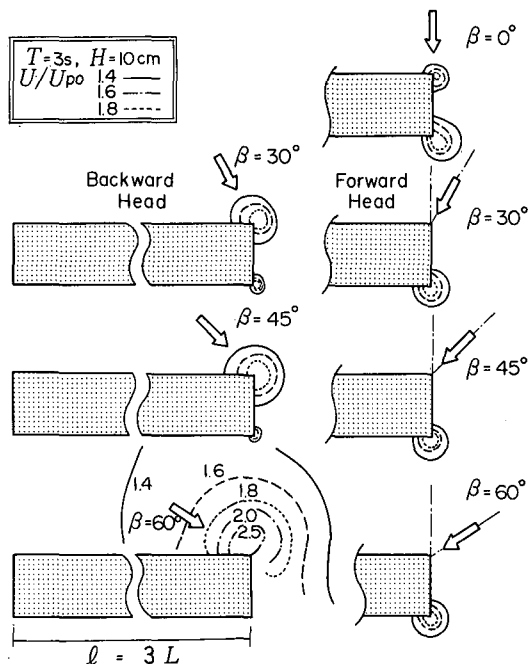


図-3 堤頭部周辺における底面近傍流速分布

における計算結果を示している。 $\beta=30^\circ$ では前端と後端の差が小さいが、 β が 45° 以上になると後端での流速が増大する。こうした局所流の発生位置は、前出の現地での被災位置とほぼ一致している。

(2) 流速測定実験

平面水槽(長さ28m、幅23m)において、入射角 β を0, 30, 45および 60° に変化させて、堤頭部の流速分布を実測した。水深 h は30cmとし、堤体長さは9~12.8mで、堤体幅を55cmとした。マウンドは設けず堤体を直接水平床上に設置して、堤頭部周辺の96測点において、底面近傍流速を電磁流速計で測定した。

実験はすべて規則波で行い、周期は1.0, 1.5, 2.0, 3.0および4.0sの5種類、波高は $H=5$ および10cmを基本とし、 $T=3\text{ s}$ のみ $H=15\text{ cm}$ についても検討した。

図-4は、堤頭部における底面近傍での局所流の発生範囲と相対水深 h/L の関係を示している。流速増大率 τ (進行波による水粒子速度に対する増大率)が1.4以上となる範囲を円で近似してその半径を ϕ としているが、相対水深が小さい(周期の長い)場合に ϕ/H が大きくなる。図中の実線は前述した方法による計算結果を示しているが、実験結果と傾向は一致している。

図-5は、 $h/L=0.06$ 、 $H/h=0.33$ の条件に対して、後端における流速増大率 τ と入射角 β の関係である。○印で示した流速測定実験の結果は、実線で示した計算結果と傾向が一致する。被覆石の安定実験から求めた τ (□

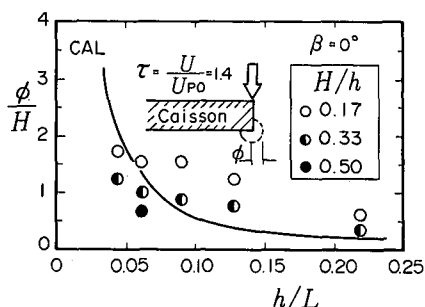
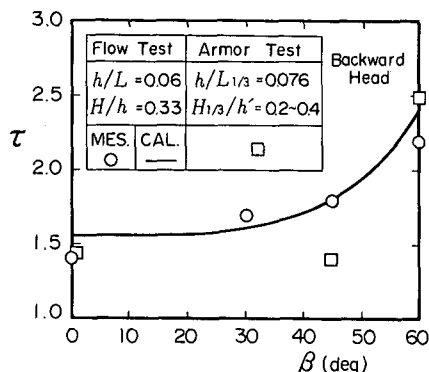
図-4 局所流の発生範囲 ($\beta=0^\circ$)

図-5 流速増大率におよぼす波向きの影響

印)については後述する。

流速増大率は角部を中心として、波高の1.0～1.5倍の長さを半径とする領域の平均的な流速を対象としている。実験や現地事例においても、被害が生じるのはこの部分に限定されていることから、堤頭部としての割増しはこの部分に適用できると考えられる。

4. マウンド被覆石および基礎捨石の耐波安定性

(1) 被覆石の安定重量

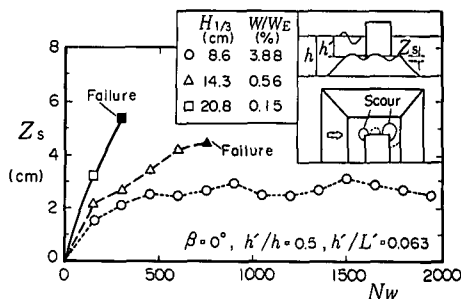
マウンド被覆材の安定重量は一般に次式で表される。

$$W = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_s (S_r - 1)^3} \quad (1)$$

ここに、 W は被覆材の安定重量 (tf)、 γ_r は被覆材の空中単位体積重量 (tf/m³)、 S_r は被覆材の海水に対する比重、 $H_{1/3}$ は設計有義波高 (m)、 N_s は安定数である。高橋ら (1990) はマウンド被覆材として石材を用いた場合の安定数を次のように提案している。

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1 - \kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1 - \kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\} \quad (2)$$

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_T \quad (3)$$

図-6 基礎マウンドの洗掘深さ ($\beta=0^\circ$)

$$\kappa_1 = \frac{2k'h'}{\sinh 2k'h'} \quad (4)$$

$$(\kappa_2)_T = \frac{a_s \tau^2}{4} \quad (5)$$

ここに、 h' は基礎捨石の天端水深、 L' は設計周期に対する水深 h における波長、 $k' (=2\pi/L')$ は波数である。 a_s はマウンド勾配の補正係数で、勾配有りの条件で1.0、水平条件で0.45を用いる。

高橋ら (1990) は現地の被災例や既往の安定実験結果に着目して、 β が45°以内では $\tau=1.4$ としている。今回新たに $\beta=60^\circ$ の安定実験結果を整理したところ、 $\tau=2.5$ となった。前出の図-5には、これらの結果をプロットしてあるが、 $\beta=45^\circ$ では流速実験に比べてやや τ が小さいけれども、おおむね両者は一致している。

杉山ら (1995) は、斜め入射60°の条件に対して、島堤後端における底面近傍流速を現地観測している。流速増大率 τ は波高が大きい場合に2.0程度となっているが、角部に近い位置では τ が2.0を上回る値が得られており、今回の実験結果に比較的近い。

(2) 基礎捨石の洗掘特性

現地の標準的な構造を対象として、基礎捨石 (平均重量 $W=1.0$ gf) の洗掘特性を調べた。マウンド比水深 h/h が0.5の条件に対して、根固め方塊や被覆ブロックを省略して、基礎マウンドが露出している状態での洗掘特性を調べた。実験波は直角入射の不規則波とし、周期 $T_{1/3}$ を2.53 sで一定にして、有義波高 $H_{1/3}$ の異なる3種類 (8.6, 14.3および20.8 cm) を、それぞれ連続して2000波作用させた。

基礎マウンドの洗掘は港内側の角部付近で進行するが、この場所は前述した局所流の発生位置と一致する。図-6はこの部分の洗掘深さ Z_s と作用波数 N_w の関係を示している。前出の式 (1)～(5) を用いて計算した必要重量を W_E とすると、 W/W_E が4%以上であれば、 Z_s が2～3 cmで洗掘が収束する。 W/W_E がこれ以下の条件になると、直立部の倒壊のような大規模な変形が生ずる。

5. 根固め方塊の必要厚さ

(1) 安定実験の方法

安定実験は長さ 19.65 m, 幅 32.85 m, 深さ 3 m の平面水槽で行った。実験模型は、堤体の向きを変えることで波向き β を 0, 30, 45 および 60° の 4 種類に変化させた。堤体の長さは直角入射の場合 8.4 m, 斜め入射の場合 7.2 m の島堤とした。なお斜め入射の場合は、波向きに対して前端および後端を観察対象とした。

堤体設置水深 h は 46.8 cm で一定とし、マウンド上水深 h' は 23.4, 31.4 および 37.4 cm の 3 種類とした。マウンド比水深 h'/h は 0.8, 0.67 および 0.5 となる。なお直立部の天端高さ h_c は 12.0 cm を標準とした。

実験はすべて不規則波により行い、周期 $T_{1/3}$ は 1.26, 1.90 および 2.53 s の 3 種類とした。波高 $H_{1/3}$ は 4~17 cm の範囲で 5~6 種類に変化させて、根固め方塊の変位を目視観測した。

国栖ら (1986) は堤頭部の根固め方塊に働く波力として、揚力成分が卓越することを明らかにしている。このため根固め方塊の模型は、平面形状を一定(縦 10 cm, 横 5 cm)として、厚さ t を 1.6, 2.4 および 3.2 cm の 3 種類を用いた。なお平面形状は、現地で実績の多い縦 5 m, 横 2.5 m のタイプを縮尺 1/50 で再現したものである。また堤頭部での根固め方塊の配列は、直立部に長辺を接するようにして 2 列並びとした。

(2) 根固め方塊の安定限界

図-7 は直角入射条件に対して、根固め方塊の必要厚 t (波高 $H_{1/3}$ で無次元化) とマウンド比水深 h'/h の関係をまとめたものである。高マウンド条件のほうが、必要厚さが增大することがわかる。図中の曲線は相対水深 ($h/L_{1/3}$) をパラメーターとして実験結果の傾向を示したもので、以下のように定式化される。

$$\frac{t}{H_{1/3}} = \frac{0.0183}{(h/L_{1/3})} \left(\frac{h'}{h} \right)^{-0.787} \quad \dots\dots\dots (6)$$

上式は周期が長いほど必要厚さが增大する傾向を表し

ており、実験を行った $h/L_{1/3}$ が 0.091~0.216 の範囲に適用可能である。

図-8 は $h'/h=0.67$ の条件に対して、必要厚さに及ぼす入射角 β の影響を示している。前端では入射角に関わらず必要厚さは変化しないのに対し、後端では入射角とともに必要厚が増大している。これは β が 45° 以上になると、直立部前面において法線方向の水粒子速度が卓越するとともに、後端付近で重複波高そのものが增大することが原因である。

(3) 必要厚さの算定法

堤頭部における根固め方塊の必要厚さの算定に当っては、設計上の簡便さを図るため、安全側である比較的周期の長い条件に着目して $h/L_{1/3}=0.091$ に固定するとともに、海水の比重を考慮して、以下のように表した。

$$\frac{t}{H_{1/3}} = 0.21 \left(\frac{h'}{h} \right)^{-0.787} \quad \dots\dots\dots (7)$$

一方、牛嶋ら (1986) は堤幹部における根固め方塊に関して、堤頭部に比べて作用波力が小さいことを実験的に明らかにしている。ここでは牛嶋らと同様に堤頭部の必要厚さを約 15% 減じて堤幹部の必要厚さを以下の式で求める。

$$\frac{t}{H_{1/3}} = 0.18 \left(\frac{h'}{h} \right)^{-0.787} \quad \dots\dots\dots (8)$$

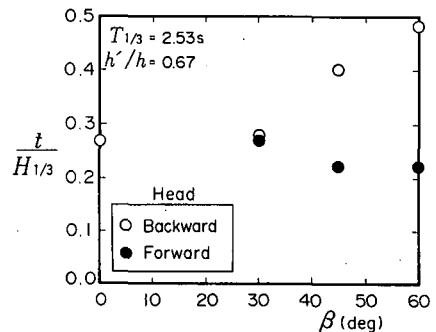


図-8 根固め方塊に及ぼす波向きの影響

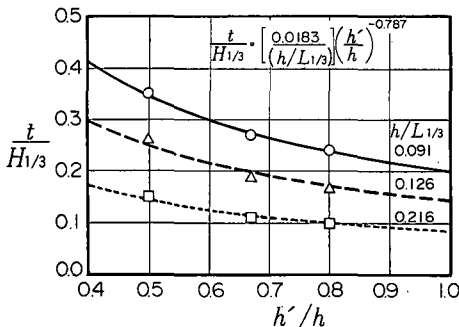


図-7 根固め方塊の安定限界厚さ

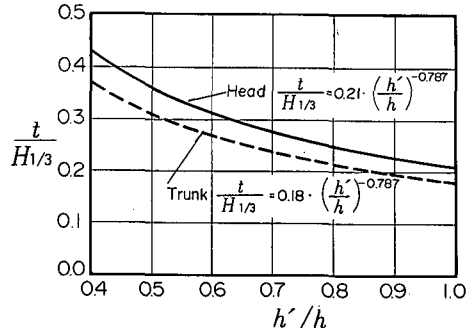


図-9 根固め方塊の必要厚さ

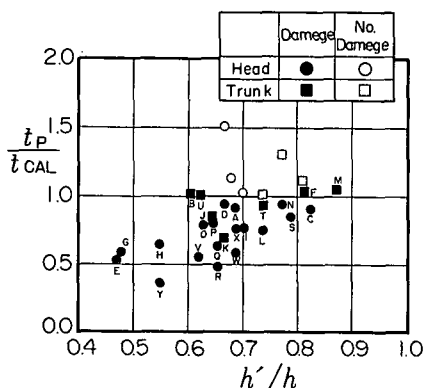


図-10 現地被災例による算定法の検証

図-9は、式(7)および式(8)に基づいて、堤頭部および堤幹部における根固め方塊の必要厚さの算定図としてまとめたものである。堤頭部に対しては、前端側では $\beta=0\sim60^\circ$ 、後端側では $\beta=0\sim30^\circ$ で適用可能である。

前出の表-1に示した既往被災例に対して、式(7)および式(8)を用いて求めた根固め方塊の必要厚さを t_{CAL} とする。図-10は、実際に用いられた根固め方塊の厚さ t_p と t_{CAL} の比を縦軸にとり、マウンド比水深 h'/h との関係を示している。被害、無被害で記号を変えてプロットしているが、両者の境界が $t_p/t_{CAL}=1$ 付近に位置していることから、算定法が妥当と考えられる。

6. 結 論

混成堤のマウンド部の被災特性と被覆材の安定重量算定法を示した。主要な結論は以下のとおりである。

- ①現地におけるマウンド被災位置は、波浪による局所流の発生位置にほぼ一致する。局所流の強さおよび発生

範囲を定量的に表わすとともに、波向きの影響を明らかにした。

- ②堤頭部におけるマウンド被覆石の安定重量に及ぼす波向きの影響を示すとともに、基礎捨石の洗掘特性を実験的に明らかにした。

- ③堤頭部の根固め方塊の必要厚さの算定法を提案し、その妥当性を現地被災事例で確認した。さらに、堤幹部に対しても算定法の適用性を示した。

本報告のとりまとめにあたっては、運輸省港湾技術研究所耐波研究室の高橋重雄室長に貴重なご助言をいただいた。また現地データに関しては、北海道開発局港湾部港湾建設課の協力を得た。ここに記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 牛嶋龍一郎・水野雄三・井元忠博 (1986): 根固め方塊の安定性に関する実験的研究, 開発土木研究所月報, No. 424, pp. 1-14.
- 北島昭一・中野拓治・堀井修身・柿崎秀作・降旗健一・花木芳雄 (1968): 被災防波堤取覧, 港研資料, No. 58, 239 p.
- 国栖広志・洞谷邦弘・清水虎重 (1986): 混成式防波堤堤頭部根固め方塊ブロックの安定性に関する研究, 第33回海岸工学講演会論文集, pp. 437-441.
- 杉山弘泰・佐藤泰明・鶴飼亮行・清水琢三・定森良夫 (1995): 斜め入射波による島堤周辺の水位・流速変動に関する現地調査, 海岸工学論文集, 第42巻, pp. 851-855.
- 高橋重雄・木村克俊・谷本勝利 (1990): 斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究, 港研報告, 第29巻, 第2号, pp. 3-36.
- 武山秀夫・中山種清 (1975): 被災防波堤取覧(その2) 港湾技研資料 No. 200, 255 p.
- 谷本勝利・小舟浩二・小松和彦 (1975): 数値波動解析法による港内波高分布の計算, 港研報告, 第14巻, 第3号, pp. 35-58.
- 土木学会 (1994): 海洋波動一波・構造物・地盤の相互作用の解析法, pp. 491-492.
- 服部千佳志・柴田鋼三・大堀晃一 (1984): 被災防波堤取覧(その3), 港研資料, No. 485, 281 p.