

平成31年(ワ)第100号 「鬼怒川大水害」国家賠償請求事件

原告 片倉一美 外

被告 国

原告ら準備書面(11)

(主張の補充)

2021年11月12日

水戸地方裁判所 民事第1部 御中

原告ら訴訟代理人	弁護士	坂	本	博	之
同	弁護士	大	木	一	俊
同	弁護士	只	野		靖
同	弁護士	及	川	智	志
同	弁護士	小	竹	広	子
同	弁護士	五	來	則	男
同	弁護士	在	間	正	史
同	弁護士	鈴	木	裕	也
同	弁護士	高	橋	利	明
同	弁護士	田	中		真
同	弁護士	服	部		有

第 1	上三坂について	3
1	河川管理における技術的制約（下流原則その他）について	3
2	鬼怒川全体の整備の経過についての被告の主張	4
3	平成 13 年以降の整備の経過についての被告の主張	5
4	争点	8
5	原告らの主張の補充	11
6	その他の裁判所の質問に対する回答	14
第 2	若宮戸について	15

第1 上三坂について

1 河川管理における技術的制約（下流原則その他）について

被告は、河川管理には、以下のような諸制約があると主張する（被告準備書面（5）8頁～10頁）。

- ・ 財政的制約及び時間的制約
- ・ 技術的制約
- ・ 社会的制約

このうち、「技術的制約」について、被告は以下のとおり主張する。

「河川改修は水系全体の安全状況、洪水による被災状況等を念頭に置き、順次整備を進めていくものであり、河川の安全度は箇所ごと、一定区間ごとに不揃いであるため、河川改修工事は、河川の水系全体を眺めて、箇所ごと、区間ごとにその必要性を検討する必要がある。そして、改修工事の必要性を検討するに当たっては、改修工事が、堤防整備によって、堤防の高さを確保するだけでなく、河道の拡幅・掘削、護岸整備などによって河道の流下断面を適切に確保するなどして河道の疎通能力を向上させるとともに、放水路、ダム、遊水地を設置するなどして、それらによって総合的に河川の安全性を高めるものであること、また、河川は、上流から下流に流れるものであり、上流における河道の疎通能力だけを向上させても、下流がそれに応じた疎通能力を有していなければ、下流部の水害の危険性を助長するおそれがあり、結果として、河川の安全性を高めることにはならないことなどから、「整備を実施することによる流量の増加により、下流の安全性が現況より損なわれないよう、下流から上流に向かって実施するべきである」という考え方（いわゆる「下流原則」。被告準備書面(1)・45 ページ脚注1 参照。乙71〔小坂忠「河川改修計画の実際」64 ページ〕）に従うことが合理的である。

一方で、各箇所や区間の状況によっては、上記原則によらず、早

急に工事すべき箇所も存在する。そのため、河川改修工事は、河川の水系全体を観察し、上記下流原則に従いつつ、個々の区間の安全性に応じて整備が急がれる箇所又は区間から進め、一般的には現状の洪水時における危険性を大きくしないように施行しなければならない（技術的制約）。」

これらの被告の主張は、一般論として、原告らにも異議はない。

2 鬼怒川全体の整備の経過についての被告の主張

(1) 被告は、鬼怒川全体の整備の経過について、以下のとおり、大きく3段階で整備してきたことを主張している（被告準備書面（5）8頁～17頁）。

ア 昭和40年代まで（同11頁）

堤防整備に昭和4年に着手し、洪水の氾濫を防ぐことを目的として整備し、これにより、昭和40年代までに中下流部の主要な区間における流下能力の確保について一定のめどがついた。

イ 昭和40年代から平成12年まで（同11頁）

侵食・洗堀対策としての護岸等の整備，床止めの整備

ウ 平成13年以降（同12頁）

1973年（昭和48年）に、基準地点石井における鬼怒川の計画高水流量を毎秒4000立方メートルから毎秒6200立方メートルに増加させたことから、堤防断面が大きくなり（余裕高が1.2mから1.5m，天端幅が6mに），再び，下流部からの堤防の整備を開始。

(2) 被告は、鬼怒川について、その地形的な特徴から、以下のとおり大きく3つの区間に区分している（被告準備書面（1）9頁，甲3「第1回鬼怒川堤防調査委員会資料4頁」，乙19「鬼怒川の概要」及び「平成27年9月関東・東北豪雨」について，乙21利根川水系鬼怒川河川整備計画）。

・上流区間（源流から大谷川合流点101.5kmまで。溪谷や河岸段丘が形成されている山地）

- ・中流区間（大谷川合流点101.5kmから筑西市川島付近44kmまで。側方侵食による段丘がみられ，広い礫河原の中を網状に蛇行して流れる。）
- ・下流区間（筑西市川島付近 44km から利根川合流点まで。川幅が狭く，単列化したみお筋となり，沖積平野を緩やかに流れる。）

(3) そして，鬼怒川では，堤防整備等により，昭和40年代までに中下流部の主要な区間における流下能力の確保について一定のめどがつけられたとされている。

ただし，その堤防整備は，たとえば，昭和10年までに整備がなされた鬼怒橋から川島橋の間の中流区間のように，下流区間よりも中流区間の方が先に整備がされた箇所もある（図1，被告準備書面（5）別紙1，乙72の1）。

これは，前述したように，「河川の安全度は箇所ごと，一定区間ごとに不揃いであるため，河川改修工事は，河川の水系全体を眺めて，箇所ごと，区間ごとにその必要性を検討」した上で，原則として下流原則に従いつつ，「一方で，各箇所や区間の状況によっては，上記原則によらず，早急に工事すべき箇所」については，「個々の区間の安全性に応じて整備が急がれる箇所又は区間から進め」てきたものと考えられる。

3 平成13年以降の整備の経過についての被告の主張

(1) 被告は，平成13年以降の整備について，以下のとおり主張する。

1973年（昭和48年）に，基準地点石井における鬼怒川の計画高水流量を毎秒4000立方メートルから毎秒6200立方メートルに増加させたことから，堤防断面が大きくなり（余裕高が1.2mから1.5m，天端幅が6mに），再び，下流部からの堤防の整備を開始（被告準備書面（5）12頁）。

(2) 前述したとおり，鬼怒川全体では，昭和40年代までに中下流部の主要な区間における流下能力の確保について一定のめどがついたとされていたのであり，その後，堤防断面を大きく（余裕高が1.2mから1.5m，天端幅が6mに）しなければならなくなったのは，1973年

(昭和48年)に、基準地点石井における鬼怒川の計画高水流量を毎秒4000立方メートルから毎秒6200立方メートルに増加させたことによるものである。

- (3) 鬼怒川下流区間(筑西市川島付近44kmから利根川合流点まで)については、その地形的な特徴から、以下のようにさらに4つのセグメント¹(区間)に分けることができる(図2, 甲48「鬼怒川の河道特性と河道管理の課題」5頁図2.3.1鬼怒川流路変遷図, 17頁～18頁)。

セグメント2-1-②=44～34km

セグメント2-2-①=34～30km

セグメント2-2-②=30～3km

セグメント2-2-③=3～0km

このうち、セグメント2-2-②=30～3kmについては、以下のとおりとされている。

「本区間は、砂川の特徴を持つ河道であった。このうち34～7.2km区間は10世紀半ばに鬼怒川の流路筋と成った河道であり、1000年程度の経過時間しかない。26.2～28.2km区間は鎌庭捷水路といわれる人工的に河道を直線化した区間で、ここには2基の床止め工が設置されている。1928年(昭和3)から工事に掛かり、1935年(昭和10)に通水したものである。本区間は、1960年(昭和35)ごろまでは砂川であったが、高度経済成長期の砂採取と供給砂の減少より、河道に沖積粘土層や洪積層が露出する区間が長くなり、現在では砂川とは言えず穿入河川となっ

¹ 「河川の縦断形は、ほぼ同一勾配を持ついくつかの区間に分けることができる。このような河床勾配がほぼ同一である区間は河床材料や河道の種々の特性が似ており、河道を分節化して河道の特徴を記述するという河道・環境特性調査の単位空間であり、その特徴を踏まえて河川に働きかけるという技術行為の単位ともなっている。これをセグメントといている。」(甲48「鬼怒川の河道特性と河道管理の課題」16頁)。

ている。河床勾配は 1/2500 程度である。」(甲 4 8 「鬼怒川の河道特性と河道管理の課題」 17 頁～18 頁)。

- (4) 被告は、「平成 13 年から本件氾濫までの改修の経緯・手順について」以下のとおり主張する。

「被告は、平成 13 年以降、鬼怒川において、距離標ごとの流下能力に基づく治水安全度を評価した上で、前記(2)の河川管理の諸制約を前提として、洪水による被災履歴、流下能力の状況及び上下流のバランスなどを総合的に勘案し、治水安全度の低い箇所を優先しつつ、いわゆる下流原則に基づき原則として下流から上流に向かって、堤防の整備(既存堤防の嵩上げ及び拡幅、並びに無堤部への築堤)、具体的には、測量等の調査や設計、地権者との交渉による用地取得や補償、築堤工事の施工などを行ってきたものである。」

「整備概要図 2 (別紙 3 [乙 72 の 3]) 上段の「鬼怒川堤防整備概要図(平成 13 年以降の整備)」は、鬼怒川の距離標でおおむね 3 キロメートルから 27 キロメートルの範囲における平成 13 年から平成 23 年までの堤防整備の概要を、また、同概要図下段の「鬼怒川堤防整備概要図(平成 24 年以降の整備)」は、同範囲における平成 24 年以降の堤防整備の概要を図示したものである。」(被告準備書面(5) 13 頁)

- (5) このように、被告が、3km～27km における用地買収及び堤防整備の状況を主張しているのは(被告準備書面(5) 11 頁、別紙 3 「鬼怒川堤防整備概要図」)、下流区間(筑西市川島付近 44km から利根川合流点まで)の中でも、さらにセグメント 2-2-②=30～3km の区間は、同じ地形的な特徴を有していることから、この区間全体を眺めた上で、整備をすすめる必要があるからである。

- (6) そして、被告も上記(4)で述べるように、結局のところ、治水安全度の低い箇所を優先しつつ、「整備を実施することによる流量の増加により、下流の安全性が現況より損なわれないよう、下流から上流に向かって実施する」いわゆる下流原則に基づき整備をしなければならないことは、この区間における堤防整備についても、そのまま当てはまる。

この限度では、原告らと被告との間には争いがない。

4 争点

(1) 被告の主張

被告は、「距離標ごとの流下能力に基づく治水安全度」の「評価」を、スライドダウン堤防高に基づくスライドダウン評価流下能力（スライドダウン堤防高－1.5mの高さの流下能力）によって行っている。

被告は、「スライドダウン（治水経済調査マニュアル〔乙 74〕の図-2.3・22 ページ）とは、現況堤防の幅が計画堤防の幅に達していない場合に、堤防の高さだけでなく、堤防の質も含めた機能評価を行うという方法であり（被告準備書面(5)24 ページ）、現況堤防断面と計画堤防断面を合わせてみて、計画堤防断面において現況堤防の底幅に等しい断面幅がある位置より上の部分のみをスライドダウン堤防天端高とするものである」とする（被告準備書面（7））。

(2) 原告の主張

ア 前述したとおり、鬼怒川では、堤防整備等により、昭和40年代までに中下流部の主要な区間における流下能力の確保について一定のめどがつけられたとされている。すなわち、この時点では、いったんは、堤防の高さも堤防の幅も、一定の水準以上となったのである。

その後、1973年（昭和48年）に、基準地点石井における鬼怒川の計画高水流量を毎秒4000立方メートルから毎秒6200立方メートルに増加させたことから、計画高水位を高くしなければならなくなった。

さらに、堤防高の余裕高も天端幅も、河川管理施設構造令20条及び21条に基づき、余裕高は1.2mから1.5mに、また天端幅も6mに拡大して、堤防断面を大きくしなければならなくなった。

この結果、現況堤防は、堤防高の面でも堤防幅の面でも、新基準に不足する箇所が随所に発生している（堤防高について、原告準備書面（8）図1）。

そこで、この新基準に沿って、下流部からの堤防の整備が開始された

(被告準備書面(5)12頁)。

イ 河川堤防の決壊の大半は、越水による破堤である。

たとえば、利根川水系における昭和に入ってから約80年間の堤防決壊の原因は、①堤防越水による決壊28、②構造物周りの漏水3、③一般堤防での漏水1とされている(甲49吉川勝秀ほか「河川堤防システムの安全管理に関する実証的研究」(2007)。なお、吉川勝秀氏は、旧建設省で技官として、水害国家賠償請求訴訟における国側の代理人を務めるなどした河川堤防の専門家である)。

そして、越水は、計画高水位に対して現況堤防高の余裕が少ない堤防の低い箇所、すなわち、計画高水流下能力に対して現況堤防高流下能力の余裕が少ない箇所、から始まる。

したがって、「距離標ごとの流下能力に基づく治水安全度」の「評価」は、現況堤防高ないしそれに基づく現況堤防高流下能力によって行うことが最も合理的である(原告ら準備書面(8)第1)。

ウ このことを、「ドベネックの桶」で再論する(図3)。

水桶の側板の高さが違っていると、その側板の最も低い箇所の高さまでしか水は入れられない。そして、この側板の最も低い箇所をそのままにしたまま、他の箇所の高さを上げたとしても、水桶に入れることのできる水は、やはり最も低い箇所の高さまでしか入れられないことには変わりがない。

これに対して、高さの最も低い側板を所定の天端高のものに取り替えると、次に低いもの高さまで水が入られるようになる。これを繰り返して、水が入られる高さを段階的に高くしていき、全ての側板が所定の天端高になると、天端満杯まで水を入れることができるのである。

エ この点、被告は、「勾配を有し、流下する河川の堤防整備と水を貯める水桶の補修とが、その在り方が同じでないことは自明である」と主張する(被告準備書面(9)6頁)。

しかし、河川は、流しそうめんをする際に用いる樋のように細長い勾配のある斜め水樋の側面を側板で作ったのと同じものと見立てることが

できる。その際に、側板の高さが違っていると、その側板の最も低い箇所の高さまでしか水が流せないことは、水桶の例と同じである。被告の主張には理由がない。

オ これに対して、被告は、スライドダウン堤防高に基づくスライドダウン流下能力という、堤防高に基づく流下能力によって安全度の評価をしている。これは、現況堤防の幅が計画堤防の幅に達していない場合に、越水しなくても、堤防浸透水によって破堤する危険があることを前提とした議論である。しかも、スライドダウン評価流下能力という堤防高に基づく流下能力によって安全度を評価している。

カ このことを、ドベネックの桶の例でいえば、以下のようになる。

すなわち、水桶の側板の厚みについて、場所によっては新基準に達していないこととされ、その結果、桶の外へ水の流出の危険があるとされる。この場合、安全性の評価においては、そのことも加味して、側板が新基準よりも薄い箇所については、その側板の高さを、現況値を採用せず、これを一定程度割り引いて低く設定して、桶が入れることができる容量を低く評価することになる。

キ しかしながら、前記のとおり、河川堤防の決壊の原因のほとんどが、越水であり、一般堤防の漏水はほとんどないことから、高さ方向の余裕が少ない場合の危険性と、幅方向の余裕が少ない場合の危険性を比較した場合には、前者の危険性の方がはるかに高い。

したがって、堤防整備は、より現況余裕高が小さくて、より現況堤防高が小さく流下能力が小さい箇所から堤防整備を行い、このような堤防整備を順次繰り返す整備を行うことによって、河川全体の流下能力が段階的に高まるのである。そして、その際、計画断面幅も、当然、新基準を満たすように整備されるのである。

この考え方を絵にしたのが「ドベネックの桶」であり、図にしたのが調査官解説第三図であり、両者は、表現形式は異なるが、同じ原理を表している。

ク 被告が用いている、スライドダウン堤防高及びそれに基づくスライドダウン評価流下能力（スライドダウン堤防高－1.5mの高さの流下能

力評価)では、計画高水位に対して現況堤防高の余裕が少ない箇所、すなわち、計画高水流下能力に対して現況堤防高流下能力の余裕が少ない箇所、が分からない。現に、被告は、計画高水位に対して現況堤防高の余裕が少ない箇所、すなわち、計画高水流下能力に対して現況堤防高流下能力の余裕が少ない箇所、を優先せず、これよりも、余裕がある箇所を優先して堤防整備を行った(原告ら準備書面(8)第2, 同(10))。

そのために発生したのが、本件洪水における上三坂地点の越水による破堤である。

ケ 以上から、スライドダウン堤防高及びそれに基づくスライドダウン流下能力評価に基づき被告が行った堤防整備の計画及び施工は格別不合理である。

5 原告らの主張の補充

(1) 原告らは、準備書面(10)において、平成14年度から平成23年度の整備において、左岸20.00km~21.00kmは、現況堤防高流下能力と計画高水位流下能力との差(余裕)が最も小さく、越水による堤防決壊の危険性が最も高いにもかかわらず、堤防整備が優先して行われず、それよりも現況堤防高流下能力と計画高水位流下能力との差(余裕)の大きい他の箇所の堤防整備が行われていることは、格別不合理であることを述べた(準備書面(10)図1~図4)。

(2) また、原告らは、準備書面(8)において、平成24年度以降の整備においても、左岸20.00km~21.00kmは、現況堤防高流下能力と計画高水位流下能力との差(余裕)が最も小さく、越水による堤防決壊の危険性が最も高いにもかかわらず、堤防整備が優先して行われず、それよりも現況堤防高流下能力と計画高水位流下能力との差(余裕)の大きい他の箇所の堤防整備が行われていることは、格別不合理であることを述べた(原告ら準備書面(8))。

ただし、そこでは、現況堤防高流下能力と計画高水位流下能力の差(余裕高流下能力)について、文章で述べているだけであった(原告ら

準備書面（８）４５～４７頁）。

- (3) そこで、原告らは、平成２３年度事業再評価（甲４１）に基づき、準備書面（１０）と同じ形式で図を作成した。その結果は、図４（右岸）及び図５（左岸）のとおりである。

ア 右岸

図４（右岸）は、横軸は距離標距離であり、縦軸は流量（流下能力）である。

赤棒グラフは、スライドダウン流下能力である（甲４１，４２頁～４３頁⑨）。

青棒グラフは、現況堤防高さ（甲４１，４２頁～４３頁④）に基づく、最大流下能力（甲４１，４２頁～４３頁⑧）

黄色折れ線グラフは、計画高水位流下能力（甲４１，５頁）である。

すでに、繰り返し述べているとおり、スライドダウン流下能力では、越水による堤防決壊の危険性は判断ができず、スライドダウン流下能力は、堤防整備（築堤）事業において、堤防整備の時期・順序を判断するのに使えないものである（原告ら準備書面（８）３９頁～４４頁）。

堤防整備（築堤）の時期・順序は、現況堤防高及びその流下能力によって定めなければならない（同４４頁～４５頁）。

その具体的な内容は、以下のとおりである（内容は、原告ら準備書面（８）４５～４６頁の再掲）。

図４「最大流下能力」（青棒グラフ）と、黄色折れ線グラフ（「HWL評価」）との差（余裕）は $600\text{ m}^3/\text{s}$ 以上あり、最も余裕が無い箇所は、 20.50 km で、最大流下能力 $4938\text{ m}^3/\text{s}$ 、計画高水位流下能力 $4285\text{ m}^3/\text{s}$ 、差（余裕） $653\text{ m}^3/\text{s}$ である。

なお、 23.75 km は、最大流下能力が $4707\text{ m}^3/\text{s}$ となっているが、それを求めた現況堤防高は Y.P. 22.230m である（甲４１の４３頁の距離標 23.75 の現況堤防高さ④欄）。しかし、2011 年度（平成 23 年度）測量結果は、現況堤防高は Y.P. 22.700m であり（甲 15）、Y.P. 22.230m は誤っている。このような誤った現況堤防高に基づく最大流下能力 $4707\text{ m}^3/\text{s}$ は誤っているので、使用に値しない。

イ 左岸

図5（左岸）は、同様の作業を左岸について行ったものである。その具体的な内容は、以下のとおりである（内容は、原告ら準備書面（8）46～47頁の再掲）。

図5「最大流下能力」（青棒グラフ）と、黄色折れ線グラフ（「HWL評価」）とが近く、余裕が無く、差（余裕）が400 m³/sを下回るのは下記の箇所である。

箇所	最大流下能力	計画高水位流下能力	差（単位：m ³ /s）
①10.50km	3780	3772	8
②17.00km	4571	4240	331
17.25km	4601	4290	311
③19.75km	4716	4329	387
20.00km	4490	4324	166
20.25km	4457	4273	180
20.50km	4458	4285	178
20.75km	4694	4364	386
21.00km	4598	4348	250
④22.75km	4348	4445	- 97

但し、①10.50kmと④22.75kmの最大流下能力には問題があり、誤った2011年度の現況堤防高に基づいていて、誤った過小な流下能力であり、使用に値しないものである²。

² ①10.50kmの上記最大流下能力は現況堤防高 Y. P. 17.060mに基づくものであるが（甲41 様式-2 流下能力評価表の対象河道：平成23年度河道の最大流下能力欄（42頁））、この高さは、実際は2008年度測量結果である（甲39）。2011年度までに堤防整備が行われ、現況堤防高は、2011年度測量結果では Y. P. 19.577mである（甲15）。

④22.75kmの上記最大流下能力は現況堤防高 Y. P. 21.33mに基づくものであるが（甲41 様式-2 流下能力評価表の対象河道：平成23年度河道の最大流下

上記比較で明らかのように、③19.75km～21.00kmは、最も余裕の小さい水準が1kmにわたって連続している。加えて、原告ら準備書面（8）第1の8（3）で述べたように、250m間隔のキロポスト毎の測量結果では示されていないが、より詳細な間隔の測量結果により、同準備書面（8）図7のとおり、20.98kmは、現況堤防高がY.P.20.75mであり、計画高水位Y.P.20.82mを下回っており、最大流下能力が計画高水位流下能力を下回っている。

したがって、堤防整備の順序においては、先ず上記箇所（使用に値しない①と④を除く）から、なかでも、③19.75km～21.00kmが最優先されなければならないのである。

6 その他の裁判所の質問に対する回答

- (1) スライドダウン評価流下能力と、最小流下能力（乙73の1「平成23年度鬼怒川直轄改修事業 事業再評価根拠資料」表一2）は、一致する箇所が多いが、全く同じものではない。

これは、最小流下能力が、以下の2つの大きい方とされているからである（甲41「平成23年度鬼怒川直轄改修事業 事業再評価根拠資料」42頁～43頁、右から5列目⑩、以下の番号も同頁のもの）。

⑨スライドダウン流下能力（×⑩は本件では無関係）

⑦破堤敷高流下能力（①堤内地盤高か②高水敷高の高い方の流下能力）

原告ら準備書面（8）図14の上の図では、スライドダウン評価流下

能力欄（42頁）、この高さは、①と同様に、実際は2008年度測量結果である。現況堤防高は、2001年度測量結果ではY.P.22.61mであり（甲14）、2009年度から築堤された事実がないのに2011年度測量結果ではY.P.22.42mである（甲15）。2008年度だけが、極端に測量結果値が小さく、同年度測量結果は誤測の可能性が高い。2011年度測量結果はY.P.22.42mである。

能力（SD評価、水色）と、赤破線（最小流下能力）は一致する箇所が多いが、赤破線（最小流下能力）の方が高い箇所もある。

これは、⑨スライドダウン流下能力よりも、⑦破堤敷高流下能力の方が高い箇所である。

ただし、上記の点は、本件の争点の判断には影響しない。

(2) 平成26年鬼怒川浸水想定区域検討業務報告書（甲27、原告ら準備書面（8）図5、甲42、原告ら準備書面（10）図10）におけるメッシュについて、以下のとおり補充する。

浸水想定区域の計算では、土地を特定の面積（メッシュ）に区分してシミュレーション計算を行うところ、計算の前提となる面積は小さいほど計算精度は高くなるが、計算には膨大な時間を要する。反対に、面積を大きくすれば、計算時間は短縮できるが、計算精度が低くなる。このように、土地の面積と計算時間はトレードオフの関係にある（甲50、2-18頁以下、特に2-35頁）。

そこで、同報告書では、5mメッシュ、10mメッシュ、25mメッシュ、50mメッシュの4種類で試算を行い、適切なメッシュサイズとして25mメッシュが採用されているのである（甲50、2-45頁）。

第2 若宮戸について

原告らが、河川区域に指定すべきであったと主張する部分は、別紙図6の、概ね薄茶色線よりも堤外側（川側）である（甲44 H15 若宮戸地先築堤設計業務報告書 図2.3.1に原告らが加筆）。

図6で、青矢印先端は、すでに整備された堤防の端部であり、上流側は26k付近、下流側は24.6k付近である。

その間（26k付近～24.6k付近）は、等高線で分かるように、標高の高い地形（自然堤防）が上流から下流にかけて連続しており、これを保

全するためには、河川横断方向において、連続した標高の高い地形の堤内側における終端部までを一体として保全しなければならない。

よって、河川区域の境界線は、すでに整備された堤防の端部と接続した、概ね薄茶色線で示した範囲とされなければならない。

以上