الفصل الرابع عشر

تصميم النظم السطحية

ألبرت ج. كليمنس (USDA-ARS، ماريكوبا، أريزونا)
وين ر. وواكر (جامعة ولاية يوتا، لوقان، يوتا)
ديلمر د. فانجماير (جامعة أريزونا، توكسون، أريزونا)
ليلاند أ. هاردي (مؤسسة هندسة المياه والاستصلاح، سايلم، أوريجون)

ملخص: يعد تصميم وتشغيل نظم الري السطحي تحدياً ؛ لأن تسرب التربة، ومقاومة التربة والمحصول يؤثران على حركة المياه فوق الحقل وبالتالي على توزيع المياه. وفي الماضي تم التعامل مع تصميم كل طريقة ري سطحي بشكل مختلف بسبب الاختلافات في البساطة التي يمكن بها وصف المراحل المختلفة للري. مما أدى إلى جعل تحليل وتصميم نظم الري السطحي تبدو غير متصلة. وفي هذا الفصل سيتم تقديم نفس الإجراءات الأساسية لتصميم كل النظم السطحية مع بعض الاختلاف عند الضرورة لجعل الإجراءات مباشرة وصحيحة بدرجة كافية. وأساس هذه التصاميم هو القدرة على توقع التقدم، والانحسار، وتوزيع المياه المتسربة، والأداء بالنسبة لمجموعة محددة من الظروف، ويعد قانون حفظ الكتلة هو المفهوم الرئيس مع التقريبات العملية المستخدمة عند الحاجة، وهناك أمثلة مقدمة في كل طريقة.

الكلمات الأساسية: الحوض، الشريحة، التصميم، الخط، الري، الري السطحي.

(١٤,١) مقدمة

تسمى طرق الري السطحي بهذا الاسم لأن المياه يتم توزيعها عبر الحقل عن طريق التدفق فوق سطح الحقل، وبالتالي فإن تسرب التربة، ومقاومة التربة والمحصول للتدفق لهما تأثير كبير على توزيع المياه. ولأن هذه الظروف تتغير مع كل من الزمن والمكان، فإن تصميم وتشغيل نظم الري السطحية غالباً ما تكون أكثر صعوبة من نظم الري التي تعمل بالضغط، ومع هذا مازالت نظم الري السطحية تمثل أكثر من ٩٠٪ من الأراضي المروية في العالم (FAO, 2005)، وتقريباً نصف الأراضي المروية في الولايات المتحدة (Hutson, 2004). وفي حين أن بعض الأراضي يتم تحويلها إلى نظم الري التي تعمل بالضغط، إلا أن جزءًا كبيراً من الأراضي من المتوقع أن تبقى تحت نظم الري السطحية في المستقبل القريب، ويمكن أن تكون نظم الري السطحية طريقة ري فعالة، وفي بعض الحالات يمكن أن تكون كفاءتها تساوي كفاءات طرق الري التي تعمل بالضغط (Kennedy, 1994: 166)، ومازالت نظم الري السطحية الطريقة الأكثر اقتصاداً في كثير من الحالات.

ويمكن تصنيف نظم الري السطحية طبقاً لوظيفتها هيدروليكياً، ويمكن وضع أوجه الاختلاف عن طريق منحنيات التقدم والانحسار، التي توصف الزمن الذي تصل عنده جبهة البلل المتقدمة إلى موقع محدد، والزمن الذي عنده لا يحدث توقف للمياه على السطح. وهذه المقارنة الهيدروليكية تفترض أن المياه تدخل الحقل أو مجموعة الري على امتداد طرف واحد وتتدفق إلى الطرف الآخر بشكل منتظم عبر اتساع المجموعة. ونحن نميز بين ثلاثة أنواع من الري السطحي: الخطوط المائلة، والشرائح، والأحواض المستوية، والاختلافات الفيزيائية الرئيسة الموضحة في الجدول رقم (١٤,١)، وهي تؤدي إلى الاختلافات الهيدروليكية، وبشكل أساسي مقدار معدل التدفق (والنمط) والشكل العام لمنحنى الانحسار والمنحنيات المائية للجريان السطحي.

الجدول رقم (١٤,١). أنواع نظم الري السطحي.

الطريقة	التحكم في التدفق الفرعي	الميل	التحكم في التدفق	حالات النهاية
الخطوط المائلة	الخطوط	المنحدرة أو منخفضة التدرج، إما يكون عبر الميل	للخطوط منفردة	المفتوحة، المسدودة، أو مجموعة الخطوط المسدودة
الشرائح	المزروعة بشكل مسطح أو المموجة	المنحدرة أو منخفضة التدرج عبر الميل على الميول الأوسط	الموزعة عبر الطرف العلوي	المفتوحة، أو المسدودة، أو المسدود جزئياً
الأحواض المستوية/ الخطوط المستوية	المزروعة بشكل مسطح، على الخطوط أو القاع الخطوط	صفر في كل الاتجاهات	يمكن أن يكون تدفق مفرد	مسدودة إذا كانت على شكل خطوط، وكلها متصلة من الداخل
		صفر في اتجاه المجرى، ويمكن أن يكون لها ميل عرضي	للخطوط المفردة	المسدودة، أو مجموعة الخطوط المسدودة

إن الهدف من هذا الفصل هو عرض طرق تصميم نظم الري السطحية الحديثة، حيث تتضمن كلمة الحديثة تحكماً معقولاً في مورد المياه، ويركز الفصل على ثلاثة أنواع رئيسية من نظم الري السطحي، أما تصميم حقول الأرز، وطرق أخرى مثل المتون الكنتورية، والقنوات الكنتورية، والفيضان الجامح، ... إلخ. فلن يتم مناقشتها.

(١٤,٢) اعتبارات ومناهج التصميم

تعد كثير من نظم الري السطحي غير فعالة ومنخفضة الكفاءة، ويمكن أن يكون سبب هذا القيود الفيزيائية (مثل، المنحدرات الأرضية شديدة الميل، وأنواع التربة الضحلة، والموارد المائية القليلة، ... إلخ)، أو بسبب التخطيط والتصميم السيئ، أو بسبب التشغيل والإدارة غير الصحيحين، والمناقشة الشاملة لقيود وحدود نظم الري السطحي تقع خارج نطاق هذا الفصل، ولمزيد من التفاصيل، انظر والكر وسكوجيربو

Walker and Skogerboe (1987)، وكلمنز وديدريك Clemmens and Dedrick (1994)، أو بيرت وآخرين Burt *et al.* (1999). وإن إحدى المزايا التي يمتاز بها الري السطحي على طرق الري التي تعمل تحت ضغط هي أنها لا تتطلب في الغالب مصدراً مائياً جيداً يمكن الاعتماد عليه. ويمكن تعديلها وفقاً لمعدلات التدفق المختلفة، والتدفقات التي تختلف بشكل عشوائي، والتدفقات المائية قليلة الجودة (بها رواسب، وركام، ...إلخ). ولقد تركزت الجهود في أبحاث الري السطحي وتوسعته على طرق توفير تحكم أفضل في المياه، بالتحكم في معدل التدفق أو التحكم في الحجم المضاف، وهي تركز بوجه عام على كيفية تشغيل النظام. ويعد تصميم وتخطيط نظم الحقل على نفس القدر من الأهمية، ولا يمكن استخدام التشغيل الجيد في حقل سيئ التصميم، ولكن عندما يتم تصميم نظم الري السطحي بشكل جيد واستخدام خطوات التشغيل الأكثر حداثة، فإن كفاءات وانتظاميات الري يمكن أن تكون مرتفعة.

(١٤,٢,١) أهداف التصميم

إن كمية المياه التي يراد إضافتها أثناء عملية الري، والتي يشار إليها بعمق الإضافة المستهدف أو المطلوب، تعد اعتباراً تصميمياً رئيسياً. وبشكل نمطي، لنظم الري السطحي مدى ضيق من أعماق الإضافة المستهدفة والتي خلالها تكون فعالة ومنتظمة بشكل معقول. ويجب أن يقوم مسئول الري بتعديل ممارسات الري (معدل التدفق وزمن الإضافة) لتتوافق مع ظروف الحقل (التسرب والخشونة)، ويعمل من يقومون بالري على تطوير قواعد التشغيل التي يستخدمونها للقيام بالتعديلات. وسيعمل التصميم السيئ للحقل على جعل هذه التعديلات صعبة على المشغل، كما يجب أن يشمل التصميم الجيد إرشادات تشغيل النظام.

وتكون نظم الري السطحي أكثر قابلية للتطبيق على المنحدرات الحادة أو المستوية، وأما على المنحدرات الأكثر حدة فيمكن أن يصبح الانجراف كبيراً ويمكن أن يكون مدى شروط التشغيل ضيقاً (على سبيل المثال، المدى الضيق من الأعماق المستهدفة).

ويتم النص على أهداف التصميم بشكل نمطي بدلالة تحقيق بعض كفاءات الإضافة المرغوبة E_a. وهذه الكفاءة تسمى كفاءة الإضافة المحتملة PE_a ، هنا لتمييزها عن كفاءة الحقل المقاسة E_a. ويقوم التصميم في المعتاد على إمداد العمق المستهدف للمياه في كل مكان في الحقل. وتعد PE_{min} كفاءة الإضافة عندما يكون أدنى عمق متسرب مساوياً للعمق المستهدف:

$$PE_{min} = \frac{d_{min}}{d_a} = \frac{d_{req}}{d_a} \qquad (١٤,١)$$

حيث إن: d_{req} هو العمق المطلوب، و d_{min} هو أدنى عمق متسرب، و d_a هو عمق مياه الري المضافة، وفي هذه الحالة يكون العمق المضاف الذي يؤدي إلى أدنى عمق مساوياً تماماً للعمق المطلوب، وعند التطبيق العملي، فإنه يتم السماح باستخدام بعض نظم الري تحت السطحي عادةً ويقوم التشغيل على تلبية متطلب عمق الربع المنخفض. ولأن التصميم لا يأخذ في اعتباره كل الاختلاف الذي توجد داخل الحقل، فسيتم استخدام التصميم القائم على تلبية متطلب أدنى عمق، مع استثناء أنه عندما يتم تشغيله على نحو سليم فإنه سيتم تلبية عمق الربع المنخفض.

(١٤,٢,٢) اختيار ظروف ومعاملات التصميم

يتطلب تصميم الري السطحي تقدير المعاملات التي تحدد تسرب المياه إلى داخل التربة ومدى مقاومة حركة المياه التي يسببها سطح التربة والنبات. وتلك هي العوامل الرئيسة في التصميم وغالباً ما يكون من الصعب جداً تحديدها بدقة، ويمكن أن تتغير هذه المعاملات عبر مسار موسم النمو، مما يزيد من تعقيد التصميم. وعادة تكون القيم المنشورة لمعامل مانق للخشونة n ، كافية لأغراض التصميم، ولكن تزداد صعوبة تقدير التسرب بشدة. وبقدر الإمكان يجب الحصول على تقدير هذه المعاملات من قياسات الحقل الفعلية، وبشكل مفضل أثناء عملية الري، يمكن أن تتغير ظروف تسرب التربة بشكل كبير عندما تتحول الأرض حديثاً إلى نظام الري السطحي.

وبمجرد الحصول على تقدير معقول لمعامل التسرب يتم اختيار التصميم، ويجب القيام بتحليل دقيق لتحديد كيف يمكن أن يتغير التصميم تحت الظروف المختلفة للتسرب، ومقاومة التدفق، وعمق التسرب المستهدف، وهي ظروف من المحتمل أن يواجهها من يقوم بالري.

(١٤,٢,٣) معادلات التسرب في الشرائح والأحواض

يعد التسرب أحد أكثر العوامل أهمية التي تؤثر على تصميم وأداء نظم الري السطحي. وللأسف يعد تقدير ظروف التسرب أحد أكثر العوامل صعوبة التي يتم القيام بها في الحقل، وقد تم استخدام العديد من المعادلات لتحديد التسرب. وطور فيليب (1957) Philip معادلات لظروف التربة المثالية (مثل الخواص الفيزيائية المنتظمة) للعمق المتسرب مقابل الزمن بالنسبة للزمن القصير:

$$i(\tau) = 1/2k\tau^{-1/2} + b \qquad d(\tau) = k\tau^{1/2} + b\tau \qquad (١٤,٢)$$

وبالنسبة للزمن الطويل:

$$i(\tau) = b \qquad d(\tau) = c_2 + b\tau \qquad (١٤,٣)$$

حيث إن:

τ = زمن التسرب.

k = النفاذية.

b = مرتبطة بمعامل التوصيل الهيدروليكي.

c_2 = ثابت مستنتج.

وللأسف ليست ظروف سطح التربة مثالية وكثير من الترب لا تتبع المعادلة رقم (١٤,٢) بشكل جيد في الأزمنة القصيرة. وكثير منها تتبع المعادلة رقم (١٤,٣) في الأزمنة الطويلة ولكن بقيم مختلفة من c_2 عن تلك التي تم استنتاجها نظرياً.

وكان هناك ميل لدى مهندسي الري لاستخدام معادلة كوستيكوف أو معادلة كوستيكوف–لويس، أو معادلة مختلفة عن ذلك محددة كما يلي:

$$i(\tau) = ak\tau^{a-1} \qquad d(\tau) = k\tau^{a} \tag{١٤,٤}$$

أو في صيغة معدلة كما يلي:

$$i(\tau) = ak\tau^{a-1} + b \qquad d(\tau) = c + k\tau^{a} + b\tau \tag{١٤,٥}$$

حيث إن b ، و c ، و k ثوابت يتم استنتاجها عملياً. وفي المعادلة رقم (١٤,٤) تكون قيمة الأس a غالباً أقل من ٢/١، مما يوضح الملاءمة الضعيفة للمعادلة رقم (١٤,٢). ولكن مع المعادلة رقم (١٤,٤) يؤول معدل التسرب إلى الصفر عندما يؤول الزمن إلى مالانهاية. وتصل أنواع التربة بشكل عام إلى معدل تسرب نهائي ثابت. وفي حالة أنواع التربة خشنة القوام، حيث يكون زمن التسرب المطلوب قصيراً، فإن هذا يحدث بعد أزمنة فرصة الري التقليدية. وفي حالة أنواع التربة ناعمة القوام يتم الوصول إلى معدل التسرب النهائي أثناء الري ويجب أن يتم احتواؤه.

وللتوافق مع التطور النظري، تم استخدام معادلة كوستيكوف الفرعية، حيث يقوم الفرع الأول باستخدام المعادلة رقم (١٤,٤) (أو معادلة رقم (١٤,٥) مع اعتبار b تساوي صفراً) في حالة الأزمنة القصيرة، وينتقل إلى المعادلة رقم (١٤,٣) عندما يكون معدل التسرب (في حالة اشتقاق المعادلة بالنسبة للزمن) مساوياً لقيمة b. وفي حالة الترب التي تصل إلى معدل تسرب نهائي ثابت تقريباً أثناء الري، فإن التصميم والتقييم يمكن تبسيطهما إلى حد كبير باستخدام هذه المعادلة. وحالات معادلات كوستيكوف الفرعية هي:

$$\begin{aligned} &\tau \le \tau_B \text{ : في حالة} \quad i(\tau) = ak\tau^{a-1} \qquad d(\tau) = c + k\tau^{a} \\ &\tau \ge \tau_B \text{ : في حالة} \quad i(\tau) = b \qquad\qquad d(\tau) = c_2 + b\tau \end{aligned} \tag{١٤,٦}$$

حيث إن τ_B هو الزمن الذي يتوافق عنده عمق التسرب ومعدل التسرب للفرعين. وفي حالة أنواع التربة الطينية المتشققة، يمكن أن يكون العمق المتسرب عبر الدقائق القليلة الأولى للبلل كبيراً بالنسبة للعمق الكلي المتسرب أثناء الري. ومع المعادلة رقم (١٤,٤) يمكن أن يتلاءم هذا مع القيمة الصغيرة جداً للأس a. ولكن هذا يجعل المشكلة صعبة بشكل غير ضروري، حيث إنه سواء كان العمق الذي يتسرب فوراً أو مثلاً أثناء أول ١٠ دقائق يكون له تأثير طفيف على هيدروليكا الري أو على توزيع الأعماق المتسربة. وبالنسبة لهذه الأنواع من التربة فإن هذا يكون له معنى أكبر أن يتم موافقة التسرب مع معادلة مثل المعادلة رقم (١٤,٣) وتجاهل الجزء الأول من منحنى التسرب (مثل استخدام الجزء الثاني من المعادلة رقم (١٤,٦)).

وقامت هيئة المحافظة على التربة في الولايات المتحدة (SCS) (حالياً هيئة الحفاظ على الموارد الطبيعية) بتطوير سلسلة من عائلات تسرب التربة لمساعدة العاملين في الحقل على تحديد علاقات التسرب. وهذه العائلات يتم تحديدها وفقاً للمعادلة رقم (١٤,٥) مع b تساوي صفراً، و c تساوي ٧ مم، ولا تتبع علاقات التسرب في كثير من أنواع التربة عائلات هيئة المحافظة على التربة (SCS) على نحو جيد. وتكون قيمة الأس a في هذه المعادلة حوالي ٠,٧ لكل العائلات. وأنواع التربة غير المتشققة يكون لها في المعتاد قيم أسس تتراوح بين ٠,٣ و٠,٨. وقد قام ميريام وكليمنس Merriam and Clemmens (1985) بتطوير علاقة بين الأس a وزمن تسرب ١٠٠ مم لمدى واسع من بيانات الحقل. ومن هذا قاما بتطوير عائلات التسرب المعايرة زمنياً، بناءً على زمن تسرب ١٠٠ مم، والعمق النموذجي المطلوب في حالة الري السطحي. وعائلات التسرب المعايرة زمنياً موضحة في الجدول رقم (١٤,٢).

وتعد علاقات التسرب هذه عملية بأكملها، ويجب التركيز على الخصائص العامة لعلاقة التسرب وليس على المعادلة المختارة أو قيم المعاملات المختلفة. وطالما أن المعادلة والثوابت المختارة تتلاءم مع علاقة التسرب الملحوظة وتكون مفيدة، فإن هذا يكون تبريراً كافياً لاستخدامها. وعلى وجه التحديد من الأكثر أهمية الحصول على مدى

صحيح من الأعماق المتسربة عبر مدى من أزمنة فرصة التسرب. ويوضح الجدول رقم (١٤,٣) معاملات خمس دوال للتسرب، التي تمثل المعادلات المختلفة والتي تلائم التسرب الذي تصفه العائلة المعايرة زمنياً بحوالي ٦ ساعات (٦ ساعات لتسرب ١٠٠ مم ويكون أس كوستيكوف يساوي ٠,٥١). وهذا يناظر عائلة تسرب هيئة المحافظة على التربة بحوالي ٠,٤٥. ويتم تمثيل دوال التسرب هذه في الشكل رقم (١٤,١)، وهناك اختلاف طفيف جداً بين أعماق التسرب المتوقعة من خلال معادلات كوستيكوف الثلاثة المختلفة، وتتلاءم المعادلة الخطية حتى بين ٤ و ٨ ساعات على نحو جيد.

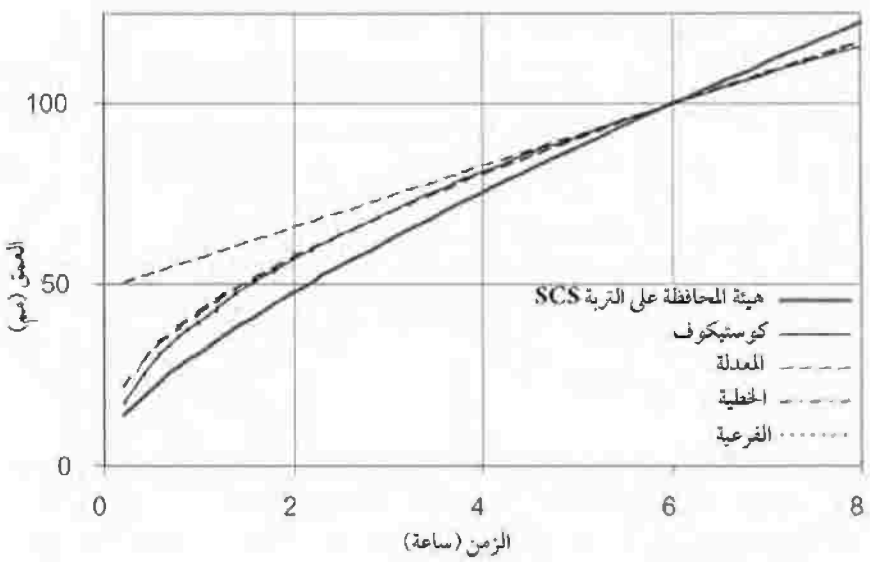
الجدول رقم (١٤,٢). عائلات التسرب المعايرة زمنياً (مقتبس من Merriam and Clemmens, 1985).

زمن تسرب ١٠٠ مم	أس	ثابت كوستيكوف (K)	
(ساعة)	كوستيكوف (أ)[1]	(مم/ ساعة [1])	(بوصة/ ساعة [1])
٠,٥	٠,٧٣٩	١٦٧,٠	٦,٥٧
١	٠,٦٧٥	١٠٠,٠	٣,٩٤
٢	٠,٦١١	٦٥,٥	٢,٥٨
٤	٠,٥٤٧	٤٦,٨	١,٨٤
٨	٠,٤٨٣	٣٦,٦	١,٤٤
١٦	٠,٤١٩	٣١,٣	١,٢٣
٣٢	٠,٣٥٥	٢٩,٢	١,١٥

[1] الأس (τ_{100}) $a = 0.675 - 0.2125 \log_{10}$ ، حيث τ_{100} الزمن (مقاساً بالساعة) لتسرب ١٠٠مم.

الجدول رقم (١٤,٣). دوال التسرب التي تتوافق مع العائلة المعايرة زمنياً لمدة ٦ ساعات.

المعاملات	معادلة هيئة المحافظة على التربة SCS	معادلة كوستيكوف	معادلة كوستيكوف المعدلة	معادلة كوستيكوف الفرعية	المعادلة الخطية
k (مم/ساعة)	٢٤,٢٦	٤٠,١	٣٧,٣٩	٤٠,١	٠
a	٠,٧٥	٠,٥١	٠,٣٥	٠,٥١	٠
b (مم/ساعة)	٠	٠	٥,٠	٨,٥	٨,٩
c (مم/ساعة)	٧	٠	٠	٠	٤٩,٠



الشكل رقم (١٤,١). مقارنة بين دوال التسرب الخمس.

(١٤,٢,٤) معادلات التسرب في الخطوط

يمكن أن يكون التسرب في الخطوط أكثر تعقيداً بكثير من التسرب في الشرائح المسطحة أو الأحواض بسبب الطبيعة ثنائية البعد للقطاع العرضي للخطوط، ويعد التسرب في الشرائح والأحواض بشكل عام أحادي البعد لأسفل. ويمكن أن يتأثر التسرب في الخطوط بالعرض المبلل من المجرى المائي والتدفق الجانبي داخل قاع الخط. وإذا سيطرت قوى الجاذبية على عملية التسرب (مثل حالة التربة شديدة الرملية)، فإن التسرب يمكن أن يكون متناسباً طردياً مع العرض المبلل. وإذا كانت الخطوط قريبة التباعد ونوع التربة ثقيلاً جداً بحيث تهيمن القوى الشعرية على التسرب، فإن التسرب الجانبي من الخطوط المجاورة سوف يقابل التسرب الذي يحدث بشكل ضروري عبر العرض الكلي، أي، من كل خط، ويصبح التسرب دالة في المسافة بين الخطوط.

والمشكلة الرئيسة هي أنه في كثير من الحالات، تكون ظروف التسرب واقعة في موقع وسط بين هاتين الحالتين المتباعدتين، ويمكن أن تختلف بشكل كبير مع الزمن أو على امتداد طول المجرى. فعلى سبيل المثال يمكن أن يؤدي التسرب عند بداية الحقل، حيث يكون معدل التدفق وعمق المياه كبيرين، إلى التسرب بعد مثلاً ١٢ ساعة الذي يحكمه المسافة بين الخطوط بشكل حتمي، في حين أنه عند النهاية الطرفية للخط حيث يكون معدل التدفق والعرض المبلل منخفضين بشكل كبير ويكون زمن فرصة التسرب صغيراً، فإن التسرب يمكن أن يتأثر بشكل كبير بالعرض المبلل.

إن خطوات تصميم هيئة المحافظة على التربة للخطوط المائلة (USDA, 1984) تقوم على استخدام دالة تسرب قائمة على المحيط المبلل عند العمق الطبيعي، زائداً ثابتاً عملياً قدره ٢١٣ مم لتمثيل التدفق الجانبي، وقد سُجل هذا كقيمة متوسطة ناتجة من اختبارات هائلة. وبالنسبة لري كل خط، فإن هذا العرض لا يجب أن يتجاوز المسافة بين الخطوط. إذن هذا العرض من المفترض أن يكون ثابتاً عبر الزمن والمسافة. والافتراض مع هذه التجربة هو أن عائلة تسرب هيئة المحافظة على التربة SCS لتربة ما يتم استخدامها لتصميم الري بالشرائح يمكن أن تستخدم لتصميم الخطوط المائلة، وعملياً لم تكن هذه التجربة ناجحة جداً.

وبالنسبة للاستخدام العام يحتاج التسرب بالفعل إلى أن يتم الحكم عليه من أداء الحقل لنظام الري. وإذا تم اختيار عرض ثابت للتسرب، فسيكون من الأبسط التعبير عن التسرب كدالة في تباعد الخطوط، مع إدراك أن التباعد الكبير (أو ما إذا كانت كل الخطوط يتم ريها) يمكن أن يغير ثوابت التسرب القائمة على تباعد الخطوط. وإن خطوات التصميم المقدمة هنا لا تأخذ في اعتبارها تأثير العرض المبلل على تسرب الخطوط. ولذلك يجب استخدام خطوات التصميم هذه مع بعض الحذر حيث إنها يمكن أن تزيد من قدر انتظامية الري.

وحيث لا تكون هناك معلومات متاحة عن تسرب الخطوط، فربما يكون من الضروري تقدير تسرب الخطوط من بيانات حقلية لتسرب الأسطوانة المزدوجة أو من

تجارب الري بالشريحة. وبالنسبة للميول المتوسطة، ومعدلات التدفق العالية، والخطوط قريبة التباعد، والتربة الثقيلة، يمكن افتراض أن التسرب يكون شبيهاً بعض الشيء بهذا الذي يحدث في الشرائح (أي، أحادي البعد وقائم على تباعد الخطوط)، ما عدا أن هناك ميلاً لمعدلات التسرب تبدأ بقيم أعلى وتنخفض بشكل أسرع (أي، بقيمة أصغر للأس a في معادلة لويس-كوستيكوف). وفي حالة الميول الأكثر حدة، ومعدلات التدفق المنخفضة، والتربة خشنة القوام، فإن معدلات التسرب للشرائح يمكن أن تطبق على العرض المبلل، مع زيادة ربما في قيمة k لتبرير بعض الحركة الجانبية والنقص في الأس a. مثل هذه التعديلات لابد من اعتبارها كتوقع فقط حيث إن آثار الاختلافات بين الشرائح والخطوط في التربة والانضغاط الناتجين من حركة الجرار يمكن أن تكون جوهرية.

ويوجد تعقيد إضافي لري الخطوط وهو أن عجلات المعدات تتحرك خلال بعض الخطوط وليس الأخرى، وتسبب حركة العجلات بوجه عام انضغاط وتماسك سطح التربة، وانخفاضاً في التسرب، وانخفاضاً في مقاومة التدفق. وفي بعض حالات نظام الخطوط المائلة، فإن فقط الصفوف التي مرت عليها العجلات أو فقط الصفوف التي لم تمر عليها العجلات هي التي يتم ريها. وحيثما يتم ري كليهما، فإن معدلات التدفق نحو الصفوف التي مرت عليها العجلات أو التي لم تمر عليها العجلات يتم ضبطها بشكل تقليدي من قبل من يقوم بالري؛ وبهذا يكون التقدم في كل الصفوف هو نفسه تقريباً. وليس هناك حاجة لهذه التعديلات في نظم ري الخطوط المستوية أو نظم ري الأحواض مستوية. وفي حالات أخرى يتم انضغاط الخطوط التي لم تمر عليها العجلات عن طريق جر أشياء ثقيلة فوقها (أحياناً تسمى تربيدات). وعند التفكير أيضاً في التغيرات في الخواص عبر الموسم، فإن يجب تطبيق خطوات التصميم غالباً على مدى واسع من الظروف. ولهذا السبب فإن بعض تقييمات الري تحاول فقط تحديد الظروف الحقلية المتوسطة (مثل دالة التسرب المحددة لمجموعة بأكملها)، والتي تفترض أن ممارسات الري والزراعة سوف تكون المثلى بعد التصميم.

(١٤,٢,٥) معادلات مقاومة التدفق

يتم وصف مقاومة التدفق عادةً عن طريق معامل مانق للخشونة، وهذه المعادلة تربط معدل التدفق Q ، بمساحة التدفق A ، ونصف القطر الهيدروليكي R (المساحة على المحيط الخارجي المبلل)، وميل الاحتكاك S_f ، ومعامل مانق n :

$$Q = \frac{AR^{2/3}S_f^{1/2}C_u}{n} \qquad (١٤,٧)$$

ويسمح معامل الوحدات C_u ، بنفس قيم معامل مانق n في كل من وحدات القدم–باوند والوحدات المترية. وبالنسبة لوحدات م ، م^٣/ث تكون قيمة C_u مساوية واحداً صحيحاً. وعند التعبير بدلالة معدل التدفق لكل وحدة عرض q ، وفي حالة الشرائح والأحواض، تصبح :

$$q = \frac{y^{5/3}S_f^{1/2}C_u}{n} \qquad (١٤,٨)$$

حيث إن : y عمق التدفق و $q = Q/W$ ، حيث W عرض الحوض أو الشريحة، وتكون كل الوحدات في المعادلة رقم (١٤,٧) والمعادلة رقم (١٤,٨) هي وحدات المتر والثانية.

ونظرياً، يجب أن يتغير معامل مانق n مع عمق التدفق في وجود النبات، ولكن التغيرات في معامل مانق n عبر الموسم ومع التغيرات في كثافة النبات تكون بنفس كبر التغيرات التي تتسبب في عمق التدفق. ولأغراض التصميم يكون معامل مانق الثابت n مرضياً. والقيم المنشورة لمعامل مانق بالنسبة للمحاصيل المختلفة موضحة في الجدول رقم (١٤,٤). وقد تم ملاحظة أن قيم معامل مانق n ترتفع إلى ما يساوي ٠,٤ في محصول القمح القريب التباعد، وهي قيمة أكبر بدرجة كبيرة من تلك المعطاة في الجدول. وكذلك، يمكن أن تسبب المحاصيل المزروعة في الخطوط المروية والتي تعلق

في المياه مقاومة أكبر بكثير من معامل مانننق n الذي يساوي ٠,٠٤ المعطى في الجدول رقم (١٤,٤). ومرة أخرى يمكن استخدام مشاهدات الحقل للتقدم والانحسار لتحديد ما إذا كانت تقديرات التصميم مناسبة لمعامل مانننق n.

الجدول رقم (١٤,٤). قيم معامل مانننق n الموصى بها.

المصدر	n	ظروف الاستخدام
USDA (1974, 1984)	٠,٠٤	أسطح وخطوط تربة جرداء وملساء
USDA (1974, 1984)	٠,١٠	محاصيل الحبوب الصغيرة المبذورة إذا كانت صفوف البذر تجري في اتجاه تدفق المياه والتموجات
USDA (1974)	٠,١٥	البرسيم – الحبوب الصغيرة المنثورة
كليمنس (١٩٩١)	٠,٢٠	البرسيم الكثيف أو البرسيم في الحقول الطويلة مع عدم وجود قنوات ثانوية
USDA (1974)	٠,٢٥	محاصيل المروج الكثيف والحبوب الصغيرة المبذورة بشكل عمودي على التدفق

(١٤,٢,٦) اعتبارات وتوجيهات ممارسات التشغيل

نعلم أن الظروف المفترضة في التصميم لن يتم مصادفتها بالضبط في الممارسة العملية. فمن يقوم بري الحقل الذي يتم ريه بالنظم السطحية سوف يعمل على تكييف حالات تشغيل لمواجهة الاختلافات الناتجة عن الظروف المفترضة. وبالإضافة إلى الاختلافات في التسرب والخشونة، فإن من يقوم بالري يجب أن يتكيف مع التغيرات في معدل التدفق والعمق المستهدف للإضافة. وكثيراً ما يكون معدل التدفق هو المعروف فقط تقريباً والتغيرات في زمن الإضافة ليس من السهل الوصول إليها. وكثيراً ما يستخدم من يقوم بالري المعلومات حول جبهة التيار المتقدم لعمل هذه التعديلات إما في معدل التدفق أو في زمن الإضافة.

وعادةً ما تكون هذه التعديلات قائمة فقط على الخبرة. ولكن مثل هذه الخبرة تستغرق زمناً لتتجمع وفي الغالب لا تترجم الخبرة في أحد أنواع التربة إلى خبرة في نوع آخر. وللمساعدة في هذه العملية يجب أن يأخذ التصميم في اعتباره معايير التشغيل التي

يراد استخدامها إما كتوصيات بعد التصميم أو يتم استخدامها بوضوح في إجراء التصميم للمساعدة في تحديد تخطيط الحقل. وفي أي حدث يمكن أن يحدد تحليل الحساسية ما الذي سوف يحدث إذا قام من يقوم بالري بتشغيل النظام بمعايير التشغيل المحددة عبر مدى من الظروف المحتملة.

(١٤,٢,٧) مناهج التصميم العامة

إن المناهج الموضوعة للتصميم تفترض أن التجارب المتكررة يكون هناك حاجة لها بناءً على الظروف الموجودة، وممارسات الزراعة والري المحلية، وخبرة المصمم. فالإجراءات المقدمة في هذا الفصل تسمح بحساب نتائج الري والأداء لكل محاولة منفردة. والأمر راجع للمصمم بأن يستكشف الخيارات المتعددة للوصول إلى تفضيل التصميم النهائي. وتسمح الطرق المعروضة هنا للمرء بحساب منحنيات التقدم والانحسار، وتوزيع المياه المتسربة، ومقدار التسرب العميق، والجريان السطحي، إذا أمكن تطبيقه. ويفترض المنهج أن المصمم يعرف دالة التسرب في التربة. وإذا لم يكن التسرب معروفاً على نحو جيد أو إذا تغير عبر الموسم فإن المصمم يكون مسئولاً عن تقييم آثار التغيرات في التسرب على التصميم والتشغيل. وهذا يقع خارج نطاق هذا الفصل.

وتفترض إجراءات التصميم أن العمق المتسرب أثناء حدث ري بعينه يكون معروفاً من قبل المصمم. وهذا العمق المطلوب من التسرب يمكن أن يختلف باختلاف المحاصيل ويمكن أن يتغير عبر الموسم. وإنها مسئولية المصمم أن يأخذ هذا في الاعتبار أثناء عملية التصميم.

ويقوم التصميم النمطي على افتراض أن أحد أطراف الحقل أو غيره سوف يتسلم أقل عمق متسرب. وبالتالي يتم تعديل وقت التدفق والإضافة بحيث يتم تسرب العمق المطلوب عند هذا الموقع. ويصبح زمن تسرب العمق المطلوب τ_{req} ، معامل تصميم هاماً. وبشكل تقليدي يكون له تأثير أكبر على التصميم عن ثوابت التسرب نفسها. ويتم تعريف زمن فرصة التسرب عند أي موقع x ، على امتداد طول المجرى $\tau_{opp}(x)$ ، على أنه الزمن بين التقدم $t_A(x)$ ، والانحسار $t_R(x)$ أو:

$$\tau_{opp}(x) = t_R(x) - t_A(x) \qquad (١٤,٩)$$

وإذا كان أدنى عمق عند طرف رأس الحقل $(x = 0)$ ، فإن زمن فرصة التسرب عند هذه النقطة يساوي زمن الانحسار، أو:

$$\tau_{opp}(0) = t_R(0) = t_{co} + t_{lag} \qquad (١٤,١٠)$$

حيث إن t_{co} زمن قطع التدفق أو زمن الإضافة، و t_{lag} زمن تأخر الانحسار، أو الزمن المطلوب لعمق المياه عند طرف بداية السريان لينخفض إلى الصفر بعد قطع التدفق. إن التصميم القائم على تلبية المطلوب عند طرف بداية السريان لا يتطلب حساب منحنيات التقدم والانحسار. ولكن يكون من المطلوب تقدير PE_{min} ، سوياً مع طريقة تقدير زمن تأخر الانحسار (USDA, 1974).

وفي حالة النظم جيدة التصميم، يكون أدنى عمق بشكل نمطي عند طرف نهاية السريان من الحقل، الأبعد عن مصدر المياه $(x = L)$. ثم يجب بعد هذا حساب منحنيات التقدم والانحسار، وتقدير معدل التدفق والزمن المطلوب لتحقيق τ_{req} يكون أكثر صعوبة. وعلى وجه التحديد:

$$t_R(L) = t_A(L) + \tau_{req} \qquad (١٤,١١)$$

وتعد الحلول الدقيقة للتقدم والانحسار ممكنة مع حل معادلات سانت فينانت للاستمرارية وكمية الحركة، ولكن هذا الحل يتطلب التحليل العددي ويتم القيام به على أساس كل حالة منفردة، وهذا لا ينتج بشكل مباشر معادلات عامة للتقدم والانحسار. ويكون زمن القطع:

$$t_{co} = t_A(L) + \tau_{req} - [t_R(L) - t_R(0) - t_{lag}] \qquad (١٤,١٢)$$

حيث إن الحد الذي يوجد بين الأقواس هو الزمن بين قطع التدفق والانحسار عند طرف نهاية السريان، والذي من المفترض أحياناً أن يساوي الصفر (مثل الخطوط المائلة مع الجريان السطحي). وفي هذا الفصل نقوم بتوفير طرق تصميم قائمة على تلبية أدنى عمق عند طرف خلف السريان.

(١٤,٢,٨) طريقة الحجم السطحي المفترض

يجب أن تقوم كل طرق التصميم باستخدام الخطوات التي تعمل على تحقيق اتزان الحجم، بغض النظر عن كم هي معقدة. وفي هذا الفصل نضع افتراضات تتعلق بالحجم السطحي كي يتم استخدام اتزان الحجم لتحديد منحنى التقدم، ولهذا مزايا على المعادلات العملية بشكل صارم حيث إن الافتراضات التي تتعلق بالحجم السطحي يمكن التحقق منها من مشاهدات الحقل أو من محاكاة الحاسب الآلي.

وأثناء التقدم، يكون الحجم المتسرب التراكمي مساوياً للفرق بين حجم التدفق المتراكم وحجم التخزين السطحي عند هذا الزمن. ويمكن التعبير عن علاقة اتزان الحجم هذه كما يلي:

$$V_{in}(t) = V_y(t) + V_Z(t) \qquad (١٤,١٣)$$

حيث إن $V_{in}(t)$ حجم التدفق عند الزمن t، و $V_y(t)$ حجم التخزين السطحي عند زمن t، و $V_Z(t)$ الحجم المتسرب عند زمن t. واستخدام هذه العلاقة لتحديد زمن التقدم، t_x، إلى مسافة x يتطلب أن تكون الأحجام السطحية وتحت السطحية عند أي زمن أثناء التقدم معلومة، وبشكل نمطي يتم وضع المعادلة رقم (١٤,١٣) في الصورة:

$$Q_{in}t_x = \sigma_y A_0(t_x)x + \sigma_Z W_Z(t_x)x \qquad (١٤,١٤)$$

حيث إن $A_0(t)$ مساحة مقطع التدفق العرضية عند المدخل عند زمن t، و σ_y معامل شكل التخزين السطحي، و W العرض، و z العمق المتسرب، و σ_z معامل

الشكل تحت السطحي (وكل الوحدات بالمتر والثانية). ومعامل الشكل السطحي هو النسبة بين متوسط مساحة مقطع التدفق العرضية ومتوسط المساحة عند بداية الحقل. وبالنسبة للخطوط فإنه يتراوح بشكل نمطي بين ٠,٧٠ و ٠,٨٠.

إن معامل الشكل تحت السطحي هو النسبة بين متوسط مساحة المقطع المتسرب (العمق المتسرب مضروباً في العرض)، ومساحة المقطع المتسرب (العمق مضروباً في العرض) عند رأس الحقل. وعندما يتم تحديد التسرب عن طريق المعادلة رقم (١٤,٥) يكون من الصعب تحديد معامل الشكل تحت السطحي. ويكون من السهل إعادة كتابة الحجم تحت السطحي في الشكل التالي:

$$V_z = W\left(c + \sigma_{z1} k t_x^a + \frac{h}{1+h} b t_x\right) x \qquad (١٤,١٥)$$

حيث إن h الأس في معادلة التقدم:

$$t_x = s\, x^h \qquad (١٤,١٦)$$

حيث إن s ثابت. إذن يمكن إيجاد σ_{z1} من (ASAE, 1991):

$$\sigma_{z1} = \frac{h + a(h-1) + 1}{(1+a)(1+h)} \qquad (١٤,١٧)$$

ويتطلب تحديد منحنى التقدم معرفة كل من Q_{in} ، وA_0 ، وσ_y ، وثوابت التسرب (c ، و k ، و a ، و b)، والعرض. ومازال تحديد هذا المنحنى عملية تكرارية حيث إن هناك علاقة متداخلة بين الأس h وأزمنة التقدم والتي يجب حلها على الفور.

إن المشكلة الرئيسة مع تحديد التقدم من المعادلات من رقم (١٤,١٤) حتى رقم (١٤,١٧) هي أن A_0 ، وσ_y ليست معروفة بشكل عام. وبالنسبة للميول شديدة الانحدار، فإن هذه الطريقة تكون معقولة بدرجة جيدة، حيث إنه بعد فترة قصيرة من الزمن، يكون الحجم السطحي بشكل نمطي مقداراً صغيراً من حجم التدفق الكلي.

وأيضاً يمكن افتراض أن A_0 تساوي مساحة التدفق عند العمق الطبيعي ويمكن تقدير σ_y بدقة كافية. وبالنسبة للميول متوسطة الانحدار، يكون الحجم السطحي في الغالب جزءًا كبيراً من الحجم المتدفق، حتى عند وقت قطع التدفق. وكذلك تتغير A_0 باستمرار أثناء حدث الري وفي بعض الحالات لا تصل أبداً إلى العمق الطبيعي على أساس وحدة العرض، $A_0 = y_0 W$ (انظر الفصل الثالث عشر). وبالمثل يمكن أن تختلف σ_y (انظر الفصل الثالث عشر).

(١٤,٢,٩) منهج المحاكاة

إحدى طرق التحديد الأكثر دقة للتقدم تكون عن طريق محاكاتها مع معادلات التدفق غير الثابت، مثلاً، مع برامج المحاكاة SIRMOD (Walker, 1989) أو SRFR (Strelkoff, 1990). ويمكن إيجاد الانحسار إما من الحل المستمر للمعادلات، أو من افتراض أن الانحسار يحدث في نفس الوقت في كل مكان. وقد تم استخدام المنهج الأخير في برامج تصميم الأحواض المستوية، BASCAD (Boonstra and Juriens, 1988)، وسوف يبحث BASCAD خلال معاملات المدخل المتعددة التي تصل إلى حل مفيد. وهي لا تسمح بـ PE_{min} كمدخل للتصميم، ولكنها تعرضه كمخرج تصميم. ويمكن كذلك استخدام برامج محاكاة التدفق غير الثابت من خلال المحاولة والخطأ من قبل المستخدم للوصول إلى حل التصميم.

(١٤,٢,١٠) منهج التحليل البعدي

بسبب العدد الكبير للمتغيرات المتضمنة في الري السطحي، فمن المستحيل بشكل افتراضي عرض نتائج المحاكاة لمدى كبير من ظروف الحقل المحتملة. وقد تم استخدام طرق التحليل البعدي لتقليل عدد المعاملات بحيث يمكن عرض نتائج لها على عدد محدد من الأشكال البيانية. وقد تم تطويرها في حالة الأحواض المستوية المزروعة بشكل مسطح وخطوط الشرائح المائلة مفتوحة الطرف، وتكون متاحة في شكل برامج الحاسب BASIN (Clemmens *et al.*, 1995) وBORDER (Strelkoff *et al.*, 1996). وليست هناك حلول لابعدية متاحة حالياً بالنسبة للخطوط. وهذه المنهجية معروضة ببعض التفصيل في الفصل الثالث عشر.

(١٤,٣) ري الخطوط المائلة

في ري الخطوط المائلة لابد أن يكون تقدم المياه سريعاً بدرجة كافية بحيث تتسلم نهاية السريان كمية كافية من المياه بينما لا يتم ري بداية السريان بشكل مفرط. ولكن التقدم بالغ السرعة يمكن أن يؤدي إلى نسبة كبيرة من الجريان السطحي للمياه المضافة إلى الحقل، مالم يتم تقليل التدفق بعد اكتمال التقدم، على سبيل المثال بنظام تخفيض المعدل، أو الدفق، أو التثبيت بالمراس، أو أن يتم جمع الجريان السطحي لأجل إعادة الاستخدام.

وقد قامت هيئة المحافظة على التربة (USDA, 1984) بتوفير الدليل التالي لتحديد الانجراف المستحث بالري للخطوط. فميل الخطوط في المناطق التي يتساقط فيها المطر بكمية كبيرة يجب أن يكون كبيراً بشكل كاف لتسمح بالصرف الكافي (أكبر من ٠,٠٣٪)، ومع هذا يجب ألا تكون كبيرة جداً بحيث تتسبب في حدوث انجراف شديد. بالنسبة لأنواع التربة القابلة للانجراف (مثل التربة الغرينية) يجب أن يكون أقصى ميل للخطوط محدوداً بالقيمة $60/(P_{30})^{1.3}$ ، حيث P_{30} مقدار المطر المتساقط لمدة ٣٠ دقيقة مقاساً بالملليمتر متكرر عبر سنتين. ويمكن أن يتم تجاوز هذا الحد بحوالي ٢٥٪ لأنواع التربة التي لها قابلية أقل للانجراف (مثل التربة الرملية والتربة الطينية). والأكثر أهمية يمكن تقيد الانجراف عن طريق وضع حد لحجم مجرى الري. ويجب أن تكون أقصى سرعة للتدفق محدودة من ٨ إلى ١٣ م/دقيقة للتربة القابلة للانجراف وغير القابلة على الترتيب. ويمكن الحصول على العلاقة بين السرعة ومعدل التدفق من المعادلة رقم (١٤,٧) حيث تكون السرعة هي معدل التدفق Q ، مقسوماً على مساحة التدفق A .

(١٤,٣,١) تصميم ري الخطوط المائلة مع عدم خفض التدفق أو إعادة استخدام المياه الخارجة من الحقل

يعد تصميم الخطوط المائلة مع الجريان السطحي أمراً مباشراً جداً في ظل الافتراضات التالية. أولاً: يمكن حساب التقدم من المعادلة رقم (١٤,١٣)، أو من المعادلة رقم (١٤,٤)، والتي تعطي تقديراً دقيقاً لأزمنة التقدم عندما يتم القيام بتقدير

جيد لمعامل شكل الحجم السطحي. ثانياً: يمكننا أن نفترض أن عمق التدفق عند نهاية أمام السريان بالنسبة لفترة التدفق بأكملها وميل الاحتكاك تساوي ميل القاع، $S_f = S_0$. وتعد هذه الافتراضات مناسبة بشكل خاص للميول التي تزيد عن ٠,٠٥٪. بعد هذا، من المفترض أن يحدث الانحسار فوراً على امتداد طول الخط بأكمله بعد القطع بالنسبة لميل الخطوط الأكثر انحداراً، والتي يزيد ميلها على وجه التحديد عن ٠,٥٪. وبالنسبة للمنحدرات الأكثر تسطيحاً، سوف يأخذ الانحسار عند نهاية خلف السريان بعض الوقت، مما يؤدي إلى عمق تسرب أعلى هناك وتوقع أقل لقيمة PE_e. ويتم القيام بعمل تعديل لمنحنى زمن الإضافة والانحسار بناءً على الحجم السطحي عند اكتمال التقدم.

وأخيراً، يفترض منهج التصميم هذا أن العرض المبلل لا يختلف عبر طول الخط، بمعنى، أن الحجم المتسرب عبر وحدة الطول من الخط يعتمد فقط على زمن فرصة التسرب وليس على عمق التدفق أو العرض المبلل. وبالنسبة لأنواع التربة الثقيلة، يمكن أن يتسبب العرض المبلل في تقليل كبير في الامتزاز الجانبي، والعرض المبلل من تداخل الخطوط المتجاورة، مما يجعل العرض المبلل لكل خط بشكل حتمي يساوي تباعد الخط. وبالنسبة لأنواع التربة الخشنة يمكن أن يسبب العرض المبلل تقليلاً كبيراً في التسرب على امتداد الخط نتيجة للتقليل في عمق التدفق بتناقص معدل التدفق مع المسافة من طرف رأس الحقل. وبالنسبة لهذه الحالة الأخيرة لا يجب أن يحاول تصميم الحقل تقليل الجريان السطحي طالما أن هذا سوف يعمل بشكل خطير على تقليل معدلات التدفق في الخطوط تجاه نهاية خلف السريان. وهناك قياسات أخرى (مثل تدفق العودة) يكون هناك حاجة لها لتحسين الأداء في تلك الحالات.

إن التصميم وفقاً لمجموعة محددة من ظروف الحقل (أي من التسرب، والخشونة، وعمق التسرب المطلوب) من الضروري أن يتم القيام به عن طريق المحاولة والخطأ بالنسبة لطول الخط، وميله، ومعدل التدفق. ويجب أن يتم تحديد مساحة مقطع الخط والمحيط الخارجي المبلل كدالة في عمق التدفق (أي العمق الطبيعي). ويمكن أن تكون أي دالة مفيدة بفرض أن تقوم على نحو صحيح بوصف القطاع العرضي. وتعد

دالة الأشكال شبه المنحرفة والدالة الأسية شائعتي الاستخدام. ثم يمكن إيجاد العمق الطبيعي لتصرف ما عن طريق المحاولة الخطأ من المعادلة رقم (١٤,٧). ثم يتم حساب مساحة التدفق عند نهاية أمام السريان A_0 ، من تحديد القطاع العرضي. وحيث إن هذا لا يتغير أثناء التدفق، فيمكن حساب الحجم السطحي كدالة في المسافة فقط.

وتوفر طريقة الحجم السطحي المفترض العلاقة بين مسافة التقدم x وزمن التقدم t_x من المعادلة رقم (١٤,١٤)، حيث W تباعد الخط، بافتراض أن Q_{in} ، و W ، و A_0 ، و σ_z قيم ثابتة. ولحسن الحظ، في معظم حالات الدراسة لا تتغير σ_y بشكل كبير، وهي تتراوح بشكل عام بين ٠,٧ و ٠,٨. ولكن يمكن أن تتغير σ_z بدرجة كبيرة ولابد من تعديلها طبقاً للحالة المحددة للدراسة. وبالنسبة لدالة التسرب الأسية، فإنه يمكن تقديرها من المعادلة رقم (١٤,١٧)، والتي تتطلب دالة تقدم أسية (المعادلة رقم ١٤,١٦). ويتطلب تقدير الأس h في المعادلة رقم (١٤,١٦) أن يتم تقدير على الأقل نقطتين على منحنى التقدم.

ويبدأ إجراء التصميم بالقيام بتقديرات الزمن للمجرى المائي المتقدم ليصل إلى نصف طول الحقل والطول الكلي للحقل. ومن هاتين الحالتين، يمكن حساب أس التقدم من:

$$h = \frac{\log(t_{L/2} / t_L)}{\log(1/2)} \qquad (١٤,١٨)$$

وباستخدام المعادلتين رقم (١٤,١٥)، ورقم (١٤,١٧)، يمكننا حساب الحجم تحت السطحي. ويمكن عندئذ القيام بتقدير توقع جديد لأزمنة التقدم من اتزان الحجم (مثلاً، المعادلة رقم ١٤,١٤) ويتم حساب القيم الجديدة للأس h. ويتقارب الإجراء بسرعة كبيرة. وهناك إجراء بديل أسرع حسابياً بالنسبة لجداول العمل لتقدير قيمة h ، يسمح بتكرار جدول العمل على الزمن لتحقيق اتزان الحجم عند كلتا المسافتين بشكل مستقل وبالتكرار يدوياً على h إلى أن يتقارب.

ولتوفير العمق المطلوب عند نهاية خلف السريان، يتم حساب زمن القطع من المعادلة رقم (١٤,١٢) بافتراض أن الحد الأخير (داخل الأقواس) يساوي الصفر. ويتم حساب كفاءة الإضافة على أنها تساوي الحجم المطلوب (العمق المطلوب × تباعد الخط × طول الخط) مقسوماً على العمق المضاف (معدل التدفق × زمن القطع).

ويمكن تقدير حجم الجريان السطحي عن طريق حساب توزيع الأعماق المتسربة، والحجم المتسرب المرتبط بها، وطرح هذا الحجم من حجم التدفق. ويعد حجم التسرب العميق هو الحجم المتسرب ناقص الحجم المطلوب، حيث إنه من المفترض أن كل النقاط تتسلم على الأقل العمق المطلوب. ويمكن حساب العمق المتسرب من الأعماق المتسربة عند بداية، ووسط، ونهاية الحقل، حيث تكون أزمنة فرصة التسرب معروفة في هذه الأماكن (أي، أن من المفترض حدوث الجريان السطحي عند القطع). ويمكن القيام بتقديرات أفضل عن طريق التكامل العددي الأقرب، على سبيل المثال عن طريق حساب النقاط الإضافية على امتداد منحنى التقدم.

مثال رقم ١: حقل طوله ٤٠٠ م وميله ٠,٠٠٢، ويوصف التسرب بأنه (بناءً على عرض يساوي المسافة بين الخطوط ١ م) a تساوي ٠,٣٥ و k تساوي ٤٠ مم/ساعة^{a}، ومعامل مانق للخشونة مقداره ٠,٠٥. (يمكن أن يكون للخطوط الممهدة بعناية والمضغوطة معامل خشونة قدره ٠,٠٣). تباعد الخط يساوي ١ م وشكل الخط محدد بأنه شبه منحرف مع عرض قاع قدره ١٠٠ مم وميل جانبي ١ : ٢ ، الأفقي إلى الرأسي. وسوف يتم القيام بالتصميم الأولي لعمق مطلوب قدره ٨٠ مم. وزمن فرصة التسرب المطلوب يساوي ٤٣٥ دقيقة.

ويبدأ مثال التصميم هذا بافتراض معدل تدفق يساوي ١,٠ لتر/ث. ويعطي الحل التكراري للمعادلة رقم (١٤,٧) عمقاً طبيعياً قدره ٥٣ مم، ومحيطاً خارجياً مبللاً قدره ٣٣٨ مم، وسرعة قدرها ٥,٥ م/دقيقة (والتي تقع ضمن المدى المقبول)، معدل تدفق لوحدة العرض عند المنبع يساوي ٠,٠١١ م^{٢}.

وبالنسبة للخطوط المائلة، فنحن نفترض أن عمق الماء عند المنبع يصل إلى العمق الطبيعي بشكل أسرع ويبقى هكذا. إذن لا يكون الحجم السطحي أثناء التقدم دالة في الزمن، و$V_y(t)$ تصبح $V_y(x)$. وإذا افترضنا أن σ_y تساوي ٠,٧٥، إذن من حد V_y في المعادلة (١٤,١٤)، نحصل على حجم سطحي قدره ١,٦٥ و ٣,٢٩ م^3 للتقدم لمسافة ٢٠٠ و ٤٠٠ م، على الترتيب (مثلاً، $0.75\times0.011\times200 = 1.65$).

ويبدأ إجراء التصميم بافتراض زمن التقدم إلى منتصف طول الحقل وإلى نهاية الحقل. وبالنسبة لهذا المثال، فنحن نفترض اختيارياً ١٠٠ و ٢٥٠ دقيقة، على الترتيب. وفي حالة معدل تدفق قدره ١ لتر/ث، فإن هذا يمثل أحجام تدفق ٠,٦ و ١٥,٠ م^3. ومن المعادلة رقم (١٤,١٨)، نحصل على قيمة h تساوي ١,٣٢. ومع قيمة h تساوي ١,٣٢ وقيمة a تساوي ٠,٣٥، فإن المعادلة رقم (١٤,١٧) تعطي σ_z تساوي ٠,٧٧٧ (لاحظ أنه بالنسبة لمعادلة كوستيكوف تكون σ_z هي نفسها σ_{z1}). وتكون الأعماق المتسربة عند بداية الحقل عند أزمنة ١٠٠ و ٢٥٠ دقيقة هي ٤٧,٨ و٦٥,٩مم، على الترتيب. وبالتعويض عن هذه القيم في حد V_z في المعادلة رقم (١٤,١٤)، نحصل على أحجام تحت سطحية قدرها ٧.٤٣ و ٢٠,٤٨ م^3 عند هذين الزمنين، على الترتيب.

وعند زمن ١٠٠ دقيقة، يكون إجمالي الأحجام السطحية وتحت السطحية هو ١,٦٥ + ٧,٤٣ = ٩,٠٨، والذي يكون أكبر بكثير من حجم التدفق الذي يساوي ٠,٦. وبالتالي فإن زمن التقدم إلى مسافة ٢٠٠ م يجب أن يكون أطول بكثير. وبالمثل، فعند زمن ٢٥٠ دقيقة يكون V_{in} يساوي ١٥,٠ م^3 وهو أقل من قيمة $V_y + V_z$ التي تساوي ٢٣,٧٧ م^3. وإذا قمنا بتعديل أزمنة التقدم لإزالة الخطأ في الحجم، فإن تخميننا التالي لأزمنة التقدم سيكون ١٠٠×(٠,٦/٩,٠٨) = ١٥١ دقيقة، و٢٥٠ × (١٥,٠/٢٣,٧٧) = ٣٩٦ دقيقة على الترتيب.

وإذا قمنا بتكرار الحسابات، نحصل على h تساوي ١,٣٩، و σ_z تساوي ٠,٧٨٣، و V_{in} تساوي ٨,٢٥ و ٢٤,٢٥، و $V_y + V_z$ تساوي ١٠,٣٠ و ٢٧,٥٥، بالنسبة لموقعي التقدم الاثنين، على الترتيب. وبشكل واضح، يعد هذا التعديل الخطي صغيراً جداً. وهذا يرجع إلى حقيقة أن العمق المتسرب يتغير أيضاً مع التغير في الزمن. ومن هذه النقطة، إذا ما أخذنا معامل تصحيح ١,٥ فإننا نحصل على أزمنة تقدم ١٨١ و ٤٩٠ دقيقة، ونحصل على h تساوي ١,٤٤، و σ_z تساوي ٠,٧٨٧، و V_{in} تساوي ٩,٢٧ و٢٦,٢٧، و $V_y + V_z$ تساوي ١٠,٩٢ و ٢٩,٥٦، للوصول إلى موقعي التقدم، على الترتيب. ومرة أخرى من الواضح أن التصحيح غير كافٍ، ولكنه اقترب أكثر.

إن حل التقدم يتقارب أخيراً كما هو موضح في الجدول رقم (١٤,٥). ويكون زمن القطع يساوي ٤٩٤ + ٤٣٥ = ٩٢٩ دقيقة (١٥,٥ ساعة). ويكون الحجم المطلوب يساوي ٤٠٠م × ١م × ٠,٠٨٠م = ٣٢ م^3، وفي حين أن الحجم المضاف يساوي ٠,٠٠١٠ م^3/ث × ٩٢٩ دقيقة × ٦٠ ث/دقيقة = ٥٥,٧ م^3، وهذا يعطي كفاءة إضافة قدرها ٥٥,٧/٣٢ = ٥٧,٤ ٪. ويمكن استخدام طريقة الحجم السطحي المفترضة لحساب زمن التقدم إلى مواقع متوسطة. إن أزمنة التقدم من علاقة تقدم الدالة الأسية المشتقة من طريقة النقطتين عادةً لا تتوافق تماماً مع اتزان الحجم، ولكن يمكن استخدامها كتخمين أولي جيد لزمن التقدم. وإذا استخدمنا قيمة أس التقدم h من طريقة النقطتين، فإن أزمنة التقدم المحسوبة عند النقاط المتوسطة تكون موضحة في الجدول رقم (١٤,٦).

الجدول رقم (١٤,٥). حسابات التقدم في حالة مثال تصميم الخطوط المائلة للحجم السطحي المفترض.

Q (لتر/ث)	X (م)	t_x (دقيقة)	$V_{in}(t)$ (م^3)	A_0 (مم)	$V_y(t)$ (م^3)	h	σ_z	$V_z(t)$ (م^3)
١,٠	٢٠٠	١٨٢,٣	١٠,٩٤	٠,٠١١	١,٦٥	١,٤٤	٠,٧٨٧	٩,٢٩
١,٠	٤٠٠	٤٩٤,٠	٢٩,٦٤	٠,٠١١	٣,٢٩	١,٤٤	٠,٧٨٧	٢٦,٣٥

الجدول رقم (١٤,٦). التقدم والانحسار في حالة مثال تصميم الخطوط المائلة (Q_{in} = 1 L/s) ، مع تعديل أزمنة الانحسار.

المسافة (م)	زمن التقدم (دقيقة)	زمن الانحسار (دقيقة)	زمن فرصة التسرب (دقيقة)	العمق المتسرب (دقيقة)
٠	٠	٨٧٤	٨٧٤	١٠٢
٥٠	٢٥	٨٨١	٨٥٦	١٠١
١٠٠	٦٧	٨٨٨	٨٢٠	١٠٠
١٥٠	١٢١	٨٩٤	٧٧٤	٩٨
٢٠٠	١٨٢	٩٠١	٧١٩	٩٥
٢٥٠	٢٥١	٩٠٨	٦٥٧	٩٢
٣٠٠	٣٢٧	٩١٥	٥٨٠	٨٩
٣٥٠	٤٠٨	٩٢٢	٥١٤	٨٥
٤٠٠	٤٩٤	٩٢٩	٤٣٥	٨٠

وإذا افترضنا أن الانحسار يحدث في كل مكان عند زمن القطع، فإن الأعماق المتسربة عند بداية، ووسط، ونهاية الحقل هي ١٠٤، ٩٧، ٨٠ مم على الترتيب. ويعطي التكامل العددي مع القاعدة شبه المنحرفة (أي، متوسط الأعماق رقمياً عبر المسافتين الفاصلتين) متوسط عمق متسرب يساوي ٩٤,٥ مم وحجماً متسرباً يساوي ٣٧,٨م^3. ويكون حجم الجريان السطحي هو الفرق بين الأحجام المضافة والمتسربة، أو ٥٥,٧ – ٣٧,٨ = ١٧,٩ م^3 أو ما يعادل ٣٢,١٪. ويبلغ حجم التسرب العميق ٣٧,٨ — ٣٢ = ٥,٨ م^3، أو ما يعادل ١٠,٤٪. ويمكن إيجاد تقدير أفضل لهذه الأحجام عن طريق تقسيم الحقل إلى أجزاء متعددة وحساب التقدم إما من اتزان الحجم أو من المعادلة رقم (١٤,١٦) (وهذا الفرق معنوي). وفي هذا المثال، يتم تقسيم الحقل إلى ثمانية أجزاء (كما هو موضح للتقدم في الجدول رقم (١٤,٦)) للتقدم والانحسار أحجام الجريان السطحي والتسرب العميق التي تساوي ٣١,٧٪ و ١٠,٩٪ (بدلاً من ٣٢,١٪ و١٠,٤٪).

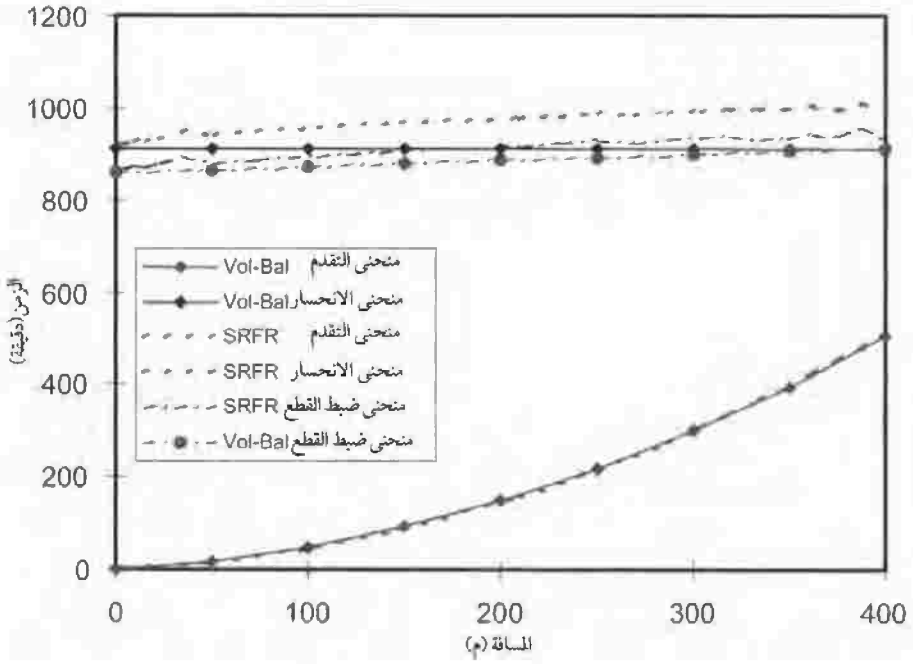
إن الفرضية مع هذه الطريقة هو أن حجم المياه الموجود على السطح عند زمن التوقف يكون كبيراً. وفي هذا المثال، يكون الميل ضحلاً نسبياً ويكون الحجم على السطح عند وقت قطع التدفق من الجدول رقم (١٤,٥) يساوي ٣,٣ م^{٣}، أو ٥,٩٪، وهو ليس حجماً كبيراً. وبمقارنة هذه النتائج مع تلك التي يتم الحصول عليها من المحاكاة، نجد أن الانحسار عند نهاية خلف السريان يستغرق أكثر من ساعة، مما يعني أن بإمكاننا قطع المجرى المائي عند وقت مبكر جداً. ويوضح الشكل رقم (١٤,٢) منحنيات التقدم والانحسار من اتزان الحجم ومن المحاكاة باستخدام برنامج SRFR. ويلاحظ التوافق الممتاز بين منحنيي التقدم، المرتبطين بالحجم السطحي المفترض ومحاكاة التدفق غير الثابت. وكان حجما الجريان السطحي والتسرب العميق المحسوبان هما ٢٩,٤٪ و١٣,٣٪، على الترتيب. وبالنسبة لهذا الميل المتوسط نسبياً، فإن تأثير منحنى الانحسار يكون كبيراً كما يعكسه التحول في أحجام الجريان السطحي والتسرب العميق.

ويمكن القيام بتعديل منحنى الانحسار عن طريق طرح حجم المياه على السطح عند زمن القطع من الحجم الكلي المضاف. ويمكن عند هذا إيجاد زمن الإضافة من:

$$t_{co} = t_A(L) + \tau_{req} - \left(\frac{V_y(L)}{Q_{in}}\right) \qquad (١٤,١٩)$$

حيث إن $V_y(L)$ الحجم السطحي في الحالة الثابتة بالنسبة لمعدل التدفق الحادث بعد اكتمال التقدم. ولأجل الموافقة، فنحن نقوم باستخدام الحجم السطحي المحسوب عندما يكتمل التقدم تماماً. ومن المفترض أن يكون زمن الانحسار عند نهاية خلف السريان t_{co} وزمن فرصة التسرب عند نهاية خلف السريان مساويين τ_{req}. وهذا يؤدي إلى زمن قطع تدفق قدره ٨٥٦ دقيقة (١٤,٣ ساعة)، وحجم مضاف قدره ٥٥,٧ — ٣,٣ = ٥٣,٤م^{٣}، وكفاءة إضافة قدرها ٦١,٠٪. وهنا يكون منحنى الانحسار أفقياً، ولكن من المفترض أن يكون خطياً بين نهايتي أمام وخلف السريان (انظر الجدول رقم ١٤,٦). وهذا الافتراض، مع حساب التقدم والانحسار عبر ثماني مسافات فاصلة،

يعطي قيمة جريان سطحي وتسرب عميق ٢٨,٣٪ و ١٠,٧٪، على الترتيب. ومن المحاكاة، فإن هذا التصميم يتوافق أكثر مع العمق المطلوب عند نهاية خلف السريان، كما هو موضح في الشكل رقم (١٤,٢)، أكثر من افتراض الانحسار الفوري. وعلاوة على هذا فإن المحاكاة تنتج أحجام جريان سطحي وتسرب عميق قدرها ٢٦,٩٪ و١٢,٢٪، على الترتيب. ويتضح أن حجم التدفق يمكن تقليله أكثر حتى من الحجم الموجود على السطح. ولكن هذا الإجراء البسيط يوفر نتائج منطقية وتقع بوجه عام على الجانب المحافظ. وبالنسبة للخطوط التي لها ميل أكثر انحداراً فإن هذا التعديل سوف يكون صغيراً وغير ضروري.



الشكل رقم (١٤,٢). منحنيات التقدم والانحسار للخطوط المائلة للمثال التصميمي.

ومع وجود نسبة جريان سطحي أكبر بكثير من نسبة التقطير العميق، فإن المرء يتوقع كفاءة إضافة أعلى محتملة في وجود معدل تدفق أصغر. وبإعادة هذه الحسابات عند ٠,٧ لتر/ث تنتج كفاءة إضافة قدرها ٦٤,٤٪، وزمن تخلف t_L يساوي ٨٠٨ دقيقة (١٣,٥ ساعة)، وزمن قطع التدفق t_{co} يساوي ١١٨٢ دقيقة (١٩,٧ ساعة)، وجرياناً سطحياً وتسرباً عميقاً قدرهما ١٨,١٪ و ١٧,٥٪، على الترتيب. ونمطياً يتم تقسيم الحقل إلى عدد صحيح من مجموعات الري، والتي يتم عليها تقسيم التدفق الكلي بين الخطوط. وبالتالي لا يكون معدل التدفق في الخط متغيراً باستمرار، ولكن يمكن أن يكون له قيم محددة. ويتم تقسيم الحقل أيضاً إلى عدد صحيح من الأطوال، مما لا يجعل طول الخط أيضاً متغيراً مستمراً للتصميم.

(١٤,٣,٢) تصميم الخطوط المائلة مع خفض التدفق

يمكن في الغالب تحسين كفاءة نظم الري بالخطوط عن طريق خفض معدل التدفق بعد أن تصل المياه إلى نهاية الحقل، ويمكن أن يوفر معدل تدفق مبدئي عالٍ تقدماً سريعاً، وبالتالي زمن فرصة أكثر انتظاماً، في حين أن تقليل مجرى الري سوف يقلل كمية الجريان السطحي. وإذا كان المجرى المنخفض صغيراً جداً لدرجة لا يمكنه التوافق مع التسرب، فإن الانحسار يمكن أن يحدث عند نهاية خلف السريان ويتحرك للخلف نحو الحقل. وبدلاً من تقليل المعدل عند اكتمال التقدم، يمكن في العادة تأخيره حتى يقل التسرب بعض الشيء. وهذا سوف يساعد أيضاً على ضمان أن نهاية خلف السريان تتسلم عمق تدفق كافٍ ومحيطاً خارجياً مبللاً كافياً.

ومن الممارسات الشائعة تخفيض معدل التدفق بحوالي ٥٠٪، وبتقسيم معدل التدفق المخفض على مساحة الحقل المبلل ينتج متوسط معدل التسرب الذي يتوافق مع تخفيض معدل التدفق:

$$\bar{i}_{CB} \leq \frac{Q_{CB}}{WL} \qquad (١٤,٢٠)$$

ويمكن حساب متوسط معدل التسرب عند أي زمن بعد اكتمال التقدم من التكامل العددي على المسافة (مثل المسافات الثمانية الفاصلة المذكورة سابقاً). وليس من الممكن القيام بحل تحليلي مباشر لمتوسط معدل التسرب، ولكن يمكن الحصول على تقريب رقمي من خلال تكامل معدل التسرب على المسافة. ويعد التسرب عند أي نقطة وأي زمن دالة في زمن التسرب، أو الزمن الحالي ناقص زمن التقدم. ويعد زمن التقدم دالة في x^h من المعادلة رقم (١٤,١٦). وإذا تم استبدال هذا الحد بمفكوك متسلسل مع إزالة الحدود التي لها أس أعلى (مثل $x^h = 1 + h(x-1)$) فإن التعبير التحليلي عن معدل التسرب المتوسط عبر طول الحقل، يمكن إيجاده، كما يلي:

$$\bar{i}_{CB} \approx b + \frac{akt_{CB}^{(a-1)}}{ah}\left[\left(\left\{\frac{t_{CB}}{t_L}\right\} - 1 + h\right)^a - \left(\left\{\frac{t_{CB}}{t_L}\right\} - 1\right)^a\right] \qquad (١٤,٢١)$$

حيث إن t_{CB} زمن خفض المعدل. ويمكن حساب زمن خفض المعدل اللازم لتحقيق متوسط معدل التسرب الضروري من المعادلة رقم (١٤,٢١) عن طريق المحاولة والخطأ.

ويعد هذا تقديراً محافظاً جداً لزمن خفض المعدل حيث إن تقليل التدفق يؤدي إلى تخزين سطحي أقل في الحقل، وهذا التغير في التخزين السطحي يمكن أن يساهم في التسرب. ويمكن إيجاد التقدير المحافظ للتصحيح في زمن خفض المعدل عن طريق سمة التغير في الحجم السطحي على معدل تخفيض التدفق، والذي يرتبط بمسافة متوسط معدل التسرب من خلال المعادلة رقم (١٤,٢٠). ويكون زمن خفض المعدل الذي تم تعديله هو:

$$t_{CBadj} = t_{CB} - \frac{V_y(Q_{in}) - V_y(Q_{CB})}{Q_{CB}} \qquad (١٤,٢٢)$$

حيث يكون الحجم السطحي بعد اكتمال التقدم الآن دالة فقط في معدل التدفق.

ويتم حساب زمن خفض المعدل طبقاً للمعادلة رقم (١٤,١٩)، ولكن مع استبدال الحد $V_y(Q_{in})$ بالحد $V_y(Q_{CB})$. ولأن حجماً أقل يوجد على السطح أثناء خفض المعدل، فإن زمن خفض المعدل يكون أكبر بقليل. وبالنسبة لبعض أنواع التربة فإن التقليل في المحيط الخارجي المبلل الذي يسببه تخفيض المعدل ربما يتطلب زيادة في زمن الإضافة الكلي.

مثال رقم ٢: عند تخفيض معدل تدفق بمقدار ٥٠٪ بما يساوي ٠,٥ لتر/ث، فإن المعادلة رقم (١٤,٢٠) توضح أن متوسط معدل التسرب سوف يكون بحاجة إلى أن يصبح أقل من ٤,٥ مم/ساعة:

$$\frac{0.5\,\mathrm{L/s}}{400\,\mathrm{m}\times 1\mathrm{m}}\times\frac{3600\,\mathrm{sec}}{1\,\mathrm{hr}}\times\frac{1\,\mathrm{m}^3}{1000\,\mathrm{L}}\times\frac{1000\,\mathrm{mm}}{\mathrm{m}}=4.5\,\mathrm{mm/hr}$$

ومن المعادلة رقم (١٤,٢٢)، يكون زمن تخفيض المعدل ٥٨٢ دقيقة. (الحل بالمحاولة والخطأ مع التكامل العددي لمتوسط معدل التسرب عبر ثماني مسافات فاصلة يعطي t_{CB} تساوي ٦٠٩ دقيقة). إن الحجم السطحي للتدفق المخفض المعدل هو ١,٩٨م^3. وتعطي المعادلة رقم (١٤,٢٢) زمن تخفيض تم تعديله بما يساوي ٥٣٨ دقيقة. ويكون زمن التخفيض الذي تم تعديله من المعادلة رقم (١٤,١٩) مع وضع $V_y(Q_{CB})$ مكان $V_y(L)$ هو ٨٦٣ دقيقة. ويصبح الحجم الكلي المتدفق الآن هو ٤٢,٠ م^3 بدلاً من ٥٥,٧ م^3. وهذا يعطي كفاءة إضافة قدرها ٧٦,١٪. ويتم تقليل الجريان السطحي إلى ٤,٥٣ م^3، أو ١٠,٨٪، في حين يساوي التسرب العميق ١٣,١٪. وتعطي محاكاة برنامج SRFR قيم ٤,٩٪ و ١٤,٤٪، لكل من الجريان السطحي والتسرب العميق، على الترتيب. وقيم زمن التقدم والانحسار وتوزيع المياه المتسربة موضحة في الجدول رقم (١٤,٧).

الجدول رقم (١٤,٧). قيم التقدم والانحسار في حالة الخطوط المائلة مع خفض معدل التدفق للمثال التصميمي ($Q_{in} = 1\ L/s$).

المسافة (م)	زمن التقدم (دقيقة)	زمن الانحسار (دقيقة)	زمن فرصة التسرب (دقيقة)	العمق المتسرب (مم)
٠	٠	٨٦٣	٨٦٣	١٠٢
٥٠	٢٥	٨٧١	٨٤٥	١٠١
١٠٠	٦٧	٨٧٩	٨١٠	١٠٠
١٥٠	١٢١	٨٨٨	٧٦٧	٩٨
٢٠٠	١٨٢	٨٩٦	٧١٣	٩٥
٢٥٠	٢٥١	٩٠٤	٦٥٤	٩٢
٣٠٠	٣٢٧	٩١٢	٥٨٦	٨٩
٣٥٠	٤٠٨	٩٢١	٥١٣	٨٥
٤٠٠	٤٩٤	٩٢٩	٤٣٥	٨٠

(١٤,٣,٣) تصميم الخطوط المائلة مع إعادة استخدام المياه الخارجة من الحقل

عادةً ما يحتاج الري بالخطوط في حالة الخطوط المائلة وجود بعض الجريان السطحي لكي يعمل على توفير عمق المياه عند نهاية المصب للحصول على محيط خارجي مبلل كافٍ وحركة مياه جانبية. وخطوات التصميم المستخدمة هنا تتجاهل هذا المستوى من التفصيل ويمكن أحياناً أن تعطي نتائج مضللة، وبشكل خاص عندما يتم استخدام التدفقات المخفضة. ويعمل إعادة استخدام المياه الخارجة من الحقل على توفير آلية أخرى لتوفير معدل تدفق وعمق مياه كافيين عند نهاية المصب، في الحين الذي تستمر فيه في تحسين كفاءة الإضافة للخطوط.

ويمكن إعادة استخدام المياه الخارجة من الحقل في الحقول التي تعد عند نهاية المصب للحقل الذي تنتج منه المياه الخارجة (مثلاً إسقاط المياه من حقل إلى آخر). وبالتبادل، يمكن جمع المياه الخارجة من الحقل في بركة تخزين، ثم يتم ضخها مرة

أخرى، ويعاد استخدامها على نفس الحقل. إن التحسينات في كفاءة الري الناتجة من إعادة استخدام المياه الخارجة من الحقل تعتمد على نوع النظام، وكمية المياه الخارجة من الحقل التي يعاد استخدامها، وعدد المرات التي يعاد فيها استخدامها.

وقام سولومون وديفيدوف Solomon and Davodoff (1997) بتطوير معادلات لتحديد الكفاءات المدمجة المرتبطة بإعادة استخدام المياه من خلال سلسلة من المناطق. وبالتطبيق على نظم إعادة استخدام المياه الخارجة من الحقل، فإن كفاءة إضافة النظم المتحدة مع إعادة الاستخدام E_{a_RU} ، يمكن تقديرها من كفاءة الإضافة من مجموعة ري مفردة من:

$$E_{a_RU} = \frac{E_a}{1 - RU\left(\frac{n-1}{n}\right)} \qquad (١٤,٢٣)$$

حيث إن RU الجزء من المياه المضافة التي يعاد استخدامها، و n عدد الوحدات الفرعية التي منها يتم إعادة استخدام المياه. وفي حالة نظام إعادة استخدام متسلسل، تكون n عدد النظم (مثلاً، الحقول الفردية، المزارع، المشروعات، ... إلخ.) التي يتم ريها بشكل متتابع. وفي حالة استخدام نظام إعادة استخدام يعيد إنتاج المياه، تكون n عدداً لانهائياً ويصبح الحد $\frac{(n-1)}{n}$ يساوي الوحدة.

ومع استخدام نظم إعادة الاستخدام التي تعيد إنتاج المياه، يمكن أن يؤدي جزء من الجريان السطحي كبير جداً إلى ضخ مفرط. وحجم المياه التي يتم ضخها أو إعادة إنتاجها V_{RC} ، بالنسبة إلى حجم التدفق يمكن تقديره من جزء الجريان السطحي الذي أعيد استخدامه عن طريق:

$$V_{RC} = V_{in}\frac{RU}{1 - RU} \qquad (١٤,٢٤)$$

وهناك نوعان رئيسيان من نظم إعادة استخدام الجريان السطحي الذي يعاد إنتاجه، تلك التي تعيد إنتاج الجريان السطحي بمعدل يساوي تقريباً نفس معدل الجريان السطحي، وتلك التي تعيد إنتاجه بمعدل ثابت. ويمتاز نوع معدل الجريان السطحي بأن حجم التخزين يكون منخفضاً. إن الطريقتين المستخدمتين لهذه النظم هما تدوير وإيقاف المضخة على فترات فاصلة قصيرة، الفاصل بالضبط المرتبط بمعدل الجريان السطحي. وإن أقصى معدلات تدوير موصى بها بالنسبة لهذه النظم هي ١٥دقيقة في كل ساعة. وتعتمد مساحة سطح الحوض المجمع على أقصى معدل جريان سطحي وتقلبات العمق المسموح بها بين الدورات. والطريقة الأخرى لنظم إعادة إنتاج معدل الجريان السطحي تكون من خلال استخدام المضخات متغيرة السرعة (Trout and Kincaid, 1994).

وفي حالة هذه النظم، لابد من إضافة الجريان السطحي إلى حقل آخر أو موقع ري مختلف، أو أن يتم ضخه إلى خزان أكبر عند المنبع (بداية السريان). ولا يُنصح بتدوير المياه مرة أخرى إلى مجرى مورد المياه للحقل الذي يتكون منه هذا الجريان السطحي، مالم تبدأ خطوط أخرى بزيادة تدفق العودة (ASAE, 1977). واستخدام معدل تدفق العودة المتغير لري خطوط إضافية أمر من الصعب إدارته ويعمل على زيادة العمالة، وبالتالي فهو ليس مستحسناً. وتكون مقاييس أحجام الأحواض المجمعة لهذه النظم بعشرات الأمتار المكعبة.

إن الهدف من نظام تدوير التدفق الثابت هو توفير معدل تدفق ثابت لكل الخطوط. ويمكن تحقيق هذا من خلال ضخ المياه من خزان تخزين مياه ليعاد استخدامها وإضافتها إلى مجرى الري الطبيعي من بداية حدث الري. ويجب أن يساوي معدل تدفق العودة حجم تدفقها لمجموعة واحدة ويكون مساوياً تقريباً لحجم الجريان السطحي في مجموعة واحدة. وبعد هذا سوف يكون الخزان تقريباً عند نفس المستوى عند نهاية عملية الري كما كان عند البداية. وهذا يتطلب بالضرورة أن يكون الخزان ممتلئاً عند بداية الري.

وكذلك لابد أن يكون هناك حجم كافٍ مخزون من المياه لتوفير تدفق العودة حتى يتوافق معدل الجريان السطحي من المجموعة الأولى مع معدل الضخ. ومن الممكن أن يكون هذا المخطط التشغيلي عملياً حيث يكون هناك العديد من الحقول التي تتشارك في نفس نظام تدفق العودة والخزان. ولكن في كثير من النظم لا يعد هذا المخطط عملياً.

وبدلا من الابتداء بالخزان ممتلئاً، يمكن استخدام نفس المخطط العام مع كون الخزان فارغاً في البداية. ويمكن القيام بهذا عن طريق تقسيم اتساع المجموعة الأولى إلى جزء يتم ريه بتدفق مورد المياه فقط وجزء يتم ريه بالجزء الذي يعاد استخدامه فقط. ويتم ري الجزء الثاني من المجموعة الأولى بالفعل بعد أن يتم غلق تدفق المورد المائي الرئيس ويتم ريه بتدفق العودة فقط (أي أن يتم نقله إلى نهاية الري ونهاية الحقل). وقد تم اقتراح هذا المخطط في البداية من قبل سترينجهام وحمد Stringham and Hamad (1975).

وبالنسبة لحقل ما (محدد له طول، وعرض، وميل، وتسرب) ومعدل تدفق ما Q_{in} ، فإن تصميم هذه النظم يقوم على التوازن بين معاملات ثلاثة: العمق المتسرب المطلوب (مثلاً، المتوسط d_i ، أو عمق الربع المنخفض d_{lq})، ومعدل تدفق الخط المنفرد q ، وعدد مجموعات الري عبر عرض الحقل N (عدد صحيح). ولا يمكن اختيار هذه المعاملات بشكل مستقل، ولكن يجب ضمان أن حجم الجريان السطحي للمجموعة وحجم تدفق العودة متوافقان تقريباً. وبمجرد تحديد هذه المعاملات الثلاثة، يمكن إيجاد معاملات التصميم الأخرى. ويمكن اختبار عدد من الاتحادات المتبادلة لإيجاد الاتحاد الذي يمكن تشغيله (مثلاً، أقصى فاعلية).

إن عدد المجموعات، ومعدل تدفق الخط المنفرد Q_f ، والعلاقة بين معدل تدفق مورد المياه Q_s ، ومعدل تدفق العودة أو تدفق المضخة Q_p ، لابد أن تتوافق مع:

$$F = N\left(\frac{Q_s}{Q_f} + \frac{Q_p}{Q_f}\right) = N\left(n_s + n_p\right) \qquad (١٤,٢٥)$$

حيث إن F العدد الكلي للخطوط في الحقل، و N عدد المجموعات، و n_s و n_p عدد الخطوط في المجموعات التي توجد في مجموعة واحدة يتم ريها بتدفق مورد المياه وبتدفق الضخ المعاد، على الترتيب. ويجب أن يضمن اختيار تدفق العودة أن يكون هناك حجم كاف من الجريان السطحي والذي يتحقق عندما:

$$Q_p \le \left(\frac{RO}{1-RO}\right)Q_s \quad \text{أو} \quad RO \ge \frac{Q_p}{Q_s + Q_p} \qquad (١٤,٢٦)$$

حيث إن RO جزء الجريان السطحي (أي، الجزء من التدفق الذي يجري سطحياً بالنسبة للخط المتوسط). وإذا لم يتم التوافق مع هذه المعادلة، فربما لا يكون هناك مياه كافية في الخزان لري المجموعة الأخيرة. وعندما يتم تعديل عدم المساواة هذا إلى مساواة، فإن معدل الضخ يكون أقصى معدل ضخ مسموح به Q_{p-max}. وإذا كان معدل الضخ أقل من أقصى معدل مسموح به، فإن جزءًا من حجم الجريان السطحي لن يتم إعادته إلى الحقل. وهنا فإننا نفترض أن هذا الجزء من حجم الجريان السطحي يكون غير مستخدم أو مفقود.

إن حجم الخزان V_R، اللازم لتشغيل مثل هذه النظم هو كمية المياه المطلوبة في الخزان لري آخر مجموعة فقط باستخدام تدفق العودة:

$$V_R \ge Q_p(1-RO)t_{co} \le Q_s ROt_{co} \qquad (١٤,٢٧)$$

حيث إن t_{co} زمن الإضافة لكل مجموعة. وعندما تكون المعادلة رقم (١٤,٢٦) في حالة تساو، فإن الحجم يساوي حجم الجريان السطحي من المجموعة الأولى، التي يتم ريها بدون استخدام تدفق العودة، ويصير عدم التساوي على الجانب الأيمن من المعادلة رقم (١٤,١٧) تساوياً. لاحظ أن الحجم المطلوب في الخزان عند بداية هذه

المجموعة الأخيرة يكون أقل من الحجم اللازم لري المجموعة الأخيرة. وبالنسبة لهذه المجموعة، يتم إعادة تدوير الجريان السطحي الناتج منها لتوفير الحجم الضروري. ويساوي الفقد في حجم الجريان السطحي الحجم الكلي المضاف مضروباً في الفرق بين جزء الجريان السطحي الفعلي وجزء الجريان السطحي الذي يعاد استخدامه $V_{in}(RO - RU)$.

إن الطريقة المذكورة سابقاً لتحديد منحنيات التقدم والانحسار في الخطوط المائلة يمكن استخدامها لتحديد جزء الجريان السطحي لمعدل تدفق محدد في الخطوط وزمن الإضافة. ويمكن استخدام هذه المعلومة لتحديد ما إذا كانت تتوافق مع عمق التسرب المطلوب والمعادلة رقم (١٤,٢٥)، والمعادلة رقم (١٤,٢٦). ويمكن تعديل كفاءة الإضافة طبقاً للمعادلة رقم (١٤,٢٣) باستخدام $n = \infty$ و$RU = RO(Q_p / Q_{p-max})$، أو جزء ما لتبرير المفقودات في نظام تدفق العودة. وهذا يفترض أن المياه فقط التي يتم ضخها أثناء عملية الري هذه هي التي يعاد استخدامها.

مثال رقم ٣: افترض المعطيات في المثال السابق. وفي هذه الحالة، هناك عدد كلي من الخطوط قدره ٨٠٠ خط (٨٠٠ م في ١ م/خط) ومعدل التدفق المتاح هو ٨٠ لتر/ث. وتعطي المحاولة الأولية عند تدفق ١ لتر/ث/خط منحنيات التقدم والانحسار المبينة في الجدول رقم (١٤,٦) وأن n_s تساوي ٨٠ خط. ومن المعادلة رقم (١٤,٢٦) يبلغ أقصى معدل ضخ لتدفق العودة ٣١,٦ لتر/ث. واختيار Q_p يساوي ٣١,٦ لتر/ث. يؤدي إلى n_p تساوي ٣١,٦ و N تساوي ٧,٢ من (٨٠٠/(٨٠+٣١,٦)) والذي لا تعد عدداً صحيحاً وبهذا لا تكون محتملة. وإذا كان الحل محتملاً، فنحن نحصل على RO تساوي ٢٨,٣٪، وPE_a تساوي ٨٥,١٪ (من المعادلة رقم ١٤,٢٣)، وحجم خزان قدره ١١٨٨ م^3. وإحدى الطرق لجعل هذا الحل محتملاً يكون من خلال اختيار معدل ضخ أصغر. وعند Q_p يساوي ٢٠ لتر/ث، وn_f تساوي ٢٠، و N تساوي ٨،

وخزان أصغر يكون مطلوباً. ولكن، فإن فقط ٣١,٦/٢٠ أو ٦٣٪ من الجريان السطحي يعاد استخدامه. وإذا تم فقط الأخذ في الاعتبار أن الحجم الذي أعيد استخدامه مفيد، فإن PE_a سوف تنخفض ٧٤,٣٪ مع حجم جريان سطحي مناظر مفقود سوف يكون ٣٤٨٠ م^3 (الجدول رقم ١٤,٨). وهذا يؤكد على الحاجة إلى التوافق مع عدم المساواة في المعادلة رقم (١٤,٢٦) بأكثر قدر مكن من الاقتراب.

ويمكن القيام بعدد من التعديلات في المتغيرات الأخرى لإنتاج عدد صحيح من المجموعات، مع توافق أفضل مع المعادلة رقم (١٤,٢٦). ويوفر الجدول رقم (١٤,٨) النتائج المترتبة على القيام بتغيير المعاملات المختلفة على PE_a، وV_R، و$V_{RO-lost}$. وإذا كان من الممكن زيادة التدفق حتى ٨٢ لتر/ث فإن حلاً محتملاً سوف ينتج (الجدول رقم (١٤,٨) المحاولة رقم ٣). يمكن تغيير عمق الإضافة المستهدف، إما زائداً قليلاً أو منخفضاً قليلاً (المحاولة رقم ٤، والمحاولة رقم ٥). وتعكس الكفاءة الصغرى في المحاولة رقم ٥ الانتظامية الصغرى المرتبطة بالعمق المستهدف المنخفض. أو يمكن تعديل معدل التدفق في الخط المنفرد للوصول إلى حلول معقولة، كما في المحاولة رقم ٦. وفي المحاولة رقم ٧ لم يعمل الانخفاض في معدل التدفق على توفير حل مفيد جداً بدون القيام أيضاً بتغيير العمق المطلوب، كما في المحاولة رقم ٨. إن اختيار أفضل البدائل من بين هذه الحلول والحلول المحتملة الأخرى يجب أن يكون قائماً على الاعتبارات الاقتصادية، كالعمالة، وإنشاء الخزان، وأبنية محطة الضخ، ... إلخ. ويتطلب التشغيل الفعال لهذه النظم التوافق بين الجريان السطحي ومعدل ضخ تدفق العودة. ويمكن استخدام مراقبة حجم الجريان السطحي لضبط مدة استمرار المجموعة و/أو معدل الضخ لضمان الاستخدام الكفء من الجريان السطحي (أي، موازنة المعادلة رقم (١٤,٢٦)).

الجدول رقم (١٤,٨). أمثلة على حلول تصميم نظام استعادة المياه الخارجة من الحقل.

محاولة	Q_s (لتر/ث)	d_{req} (مم)	Q_f (لتر/ث)	t_{cv} (دقيقة)	RO (%)	Q_{p_max} (لتر/ث)	Q_p (لتر/ث)	n_s	n_p	N	RU (٪)	PE_R (٪)	T (ساعة)	V_R (م^٣)	$V_{RO\text{-}last}$ (م^٣)
١	٨٠	٨٠	١	٨٧٤	٢٨,٣	٣١,٦	٣١,٦	٨٠	٣٢	٧,٢	٢٨,٣	٨٥,١	١٠٤	١١٨٨	٠
٢	٨٠	٨٠	١	٨٧٤	٢٨,٣	٣١,٦	٢٠	٨٠	٢٠	٨	١٧,٩	٧٤,٣	١١٧	٧٥٢	٣٤٨٠
٣	٨٢	٨٠	١	٨٧٤	٢٨,٣	٣٢,٤	٣٢	٨٠	٣٢	٧	٢٨,٠	٨٤,٧	١٠٢	١٢٠٣	٩٦
٤	٨٠	٨٣	١	٩٢٢	٣٠,٤	٣٥,٠	٣٤,٠	٨٠	٣٤	٧	٢٩,٦	٨٥,٢	١٠٨	١٣٠٩	٢٥٦
٥	٨٠	٦٨	١	٧١٣	٢٠,١	٢٠,١	٢٠	٨٠	٢٠	٨	٢٠,٠	٧٩,٥	٩٥	٦٨٤	٢١
٦	٨٠	٨٠	١,٢	٧٢٠	٤١,٨	٤١,٨	٤٠	٦٧	٣٣	٨	٣٢,٨	٨٥,٩	١٠٣	١١٣٥	٥١٠
٧	٨٠	٨٠	٠,٩٧	٨٩٠	٣٠,٢	٣٠,٢	١٧,٦	٨٢	١٨	٨	١٥,٩	٧٣,١	١١٩	٦٨١	٣٩٥٢
٨	٨٠	٨٥	٠,٩٧	٩٧٣	٣٥,٩	٣٥,٩	٣١,٤	٨٢	٣٢	٧	٢٧,١	٨١,٩	١١٤	١٢٦٥	١٢٦٨

(١٤,٤) الري بالشرائح

في حالة الري بالشرائح، تقل كفاءة الإضافة بشكل ملحوظ عندما يكون التقدم سريعاً جداً أو بطيئاً جداً، ومن هنا يكون التصميم بحاجة إلى أن يوفر تخطيطاً بحيث يمكن تعديل معدل التدفق والزمن داخل الموسم لتوفير أداء مرضٍ. وتقوم هيئة المحافظة على التربة (USDA, 1974) بتوفير التوصيات التالية. أقصى معدل تدفق موصى به للحد من الانجراف على المحاصيل الغير نامية على الطبقة العليا من التربة، مثل البرسيم الحجازي والحبوب الصغيرة، يمكن إيجاده من المعادلة:

$$q_{in_{max}} = 0.00018\ S_0^{-0.75} \qquad (١٤,٢٨)$$

حيث إن S_0 تقاس بوحدة م/م، و q_{in} تقاس بوحدة م^2/ث. وبالنسبة للمحاصيل المرتفعة على الطبقة العليا من التربة، فإن ضعف هذه القيمة يمكن استخدامه. وقد تم كذلك اقتراح أدنى معدل تدفق بحيث يكون عمق المياه الكافي للانتشار الجانبي هو:

$$q_{in_{min}} = \frac{0.000006\ L S_0^{1/2}}{n} \qquad (١٤,٢٩)$$

ويتم القيام بممارسة الري لشريط الشريحة على ميول أقل من ٠,٠٥ م/م (٥٪). وفي التربة ناعمة القوام، تكون الميول بشكل نمطي أقل من ٠,٠١ م/م (١٪). ويمكن إيجاد أقصى ميل بناءً على المعايير الموضوعة لأقل عمق تدفق (وتصرف) عن طريق حل المعادلة رقم (١٤,٢٩) بالنسبة إلى S_0. وهذا الحل لا يأخذ في الاعتبار احتمال وجود انجراف.

(١٤,٤,١) تصميم قطاع الشريحة مفتوحة النهاية الطرفية

في حالة قطاع الشريحة القصيرة والمنحدرات الحادة، يمكن أن يكون أدنى عمق متسرب عند طرف بداية قطاع الشريحة. ولكن، أوضح عدد هائل من التجارب باستخدام تصميم برنامج BORDER أنه في معظم الحالات وعند الاقتراب من أقصى كفاءة محتملة، كان أدنى عمق يقع عند نهاية مصب السريان. وحتى عندما وقع أدنى عمق عند طرف منبع السريان، فإن مدى أعماق الربع المنخفض انقسمت بين النهايات العليا والسفلى للشريحة. وبالتالي، فإن التصميم القائم على نهاية مصب السريان يجب أن يعطي نتائج أكثر تناغماً عبر مدى ظروف التصميم النمطية. وحيث إن، بالإضافة إلى ذلك هناك حاجة إلى تقديرات الكفاءة المحتملة، فإن تصميم زمن تأخر الانحسار (أو التصميم القائم على موافقة المتطلبات عند طرف مصب السريان، كما في هيئة المحافظة على التربة (USDA (1974). لا يُنصح به بعد الآن.

ويمكن استخدام إجراءات اتزان الحجم البسيطة لتصميم قطاع الشريحة، كما تم القيام بها في تصميم الخطوط، بافتراض معامل الشكل السطحي. وبالنسبة للشرائح المائلة، بإمكاننا افتراض أن عمق التدفق عند نهاية مصب السريان يقترب من العمق الطبيعي. ويمكن حساب العمق الطبيعي من المعادلة رقم (١٤,٨) مع كون q وحدة معدل التدفق وبوضع S_f مكان ميل القاع S_0. وبحل المعادلة ينتج:

$$y_0 = \frac{q_{in}^{3/5}(n/C_u)^{3/5}}{S_0^{3/10}} \qquad (١٤,٣٠)$$

كما مع الخطوط، $V_y = \sigma_y y_0 W$، حيث $\sigma_y \approx 0.7$. والمشكلة المتبقية في حل اتزان الحجم تكون في حساب منحنى الانحسار، حيث يختلف زمن الانحسار مع المسافة.

ويتم وضع زمن الانحسار عند نهاية مصب السريان بحيث يتم تلبية العمق المطلوب تماماً هناك، كما في المعادلة رقم (١٤,١٢). وهناك علاقة عملية مقتبسة من والكر وسكوجيربو Walker and Skogerboe (1987)، يتم استخدامها لحساب زمن قطع التدفق لزمن انحسار مصب السريان المطلوب. ويمكن إيجاد زمن انحسار مصب سريان المطلوب من المعادلة:

$$\Delta t_R = t_R(L) - t_R(0) = \frac{0.666\, n^{0.4757}\, S_y^{0.2074}\, L^{0.6829}}{I^{0.5244}\, S_0^{0.2378}} \qquad (١٤,٣١)$$

حيث تكون كل الوحدات مقاسة بالأمتار والثواني، وتكون S_y هي:

$$S_y = \frac{1}{L}\left[\frac{(q_{in} - IL)n}{S_0^{0.5}}\right]^{0.6} \qquad (١٤,٣٢)$$

و I معدل التسرب (م/ث) عند زمن $t_R(0)$ (ث) الذي يؤخذ متوسطه عبر المسافة. وبالنسبة لدالة التسرب الفرعية بعد نقطة التفرع، فإنها تكون ببساطة b. وبالنسبة لدوال التسرب الأخرى فإنه يمكن تكامل التسرب رقمياً أو تقريبه عن طريق أخذ متوسط القيم عند نهايات مصب ومنبع السريان، $\tau(0) = t_R(0)$ و $\tau(L) = t_R(L) - t_A(L)$. وتعد المعادلة رقم (١٤,٣١) بكل ضرورة مناسبة عملياً لسلسلة من الحسابات التي تتم على الحاسب الآلي عبر اختلاف واسع في الظروف الميدانية. وهي تقوم على تقدير زمن تأخر انحسار مصب السريان (Strelkoff, 1977)، والذي يؤدي إلى زمن قطع التدفق البالغ:

$$t_{co} = t_R(0)s - \frac{y_0 L}{2q_{in}} \qquad (١٤,٣٣)$$

ومن الضروري أن يكون حل المعادلة رقم (١٤,٣١) عن طريق المحاولة والخطأ إذا لم يكن متوسط معدل التسرب ثابتاً (أي باستخدام دالة كوستيكوف الفرعية، ولا يكون هناك حاجة للمحاولة والخطأ).

وفي الحين الذي يكون فيه هناك حاجة لزمن انحسار مصب السريان من المعادلة رقم (١٤,٣١) للإجراء المستخدم هنا لحساب زمن قطع التدفق، إلا أنه لا يعطي تقديراً واقعياً جداً لزمن الانحسار الفعلي عند مصب السريان للمنحدرات الصغيرة. ويمكن استخدام المعادلة التالية لتقدير زمن انحسار مصب السريان (مقتبسة من Hart *et al.*, 1980):

$$t_R(0) = t_{co} + \frac{q_{in}^{0.2}\ n^{1.2}}{\left[S_0 + \left(\frac{0.345\ n\ q_{in}^{0.175}}{\tau_{req}^{0.88}\ S_0^{1/2}}\right)\right]^{1.6}} \qquad (١٤,٣٤)$$

حيث تكون وحدات القياس بالأمتار والثواني. وتعد أزمنة تأخر الانحسار بالنسبة للميول الأكثر حدة بشكل عام صغيرة جداً وأي معادلة تعطي نتائج منطقية. وبالنسبة للميول الأصغر (مثل الأقل من ٠,٠٠٤)، فإن المعادلة رقم (١٤,٣٤) تعطي بشكل عام أفضل تقدير (وبهذا يتم تفضيلها على المعادلة رقم (١٤,٣٣)). والإجراء المعطى سابقاً لحساب أزمنة قطع التدفق يتضح أنه يصلح عبر مدى واسع من الميول حتى لو كان يعطي تقديراً رديئاً لزمن تأخر الانحسار.

وبمجرد حساب منحنيات التقدم والانحسار، يمكن حساب الحجم المتسرب وحجم الجريان السطحي. وتعطي الإجراءات المذكورة سابقاً تقديرات نهايتي منحنى الانحسار. وفي حالة الميول الأكثر حدة، فإن الخط المستقيم يقلل من قيمة الحجم المتسرب ويزيد من قيمة حجم الجريان السطحي. وإذا كان المطلوب القيام بتقدير منحنى الانحسار للميول الأصغر، يمكن استخدام الإجراء التالي.

قم بحساب ميل منحنى الانحسار من :

$$\frac{dt_R}{dx} = \max\left[\frac{3\sigma_y y_n}{q_{in}}, \frac{t_R(L) - t_R(0)}{L}\right] \qquad (١٤,٣٥)$$

مع وجود تقييد بأن زمن الانحسار المحسوب عند أي مسافة لا يتجاوز زمن الانحسار عند نهاية مصب السريان. والحد الثاني داخل الأقواس في المعادلة رقم (١٤,٣٥) يمثل خطاً مستقيماً تماماً بين زمن الانحسار $t_R(L)$ ، التي يتم حسابها من المعادلة رقم (١٤,١٢)، و $t_R(0)$ ، التي يتم حسابها من المعادلة رقم (١٤,٣١) والمعادلة رقم (١٤,٣٢). ويفترض الحد الأول أن الانحسار يتقدم بمعدل يعمل على نقل الحجم السطحي، خطياً، عند ثلث معدل التدفق.

مثال رقم ٤ : افترض نفس الظروف التي وردت في مثال تصميم الخطوط المائلة، ولكن مع أخذ دالة التسرب من الجدول رقم (١٤,٣)، مع k تساوي ٤٠,١ مم/ساعة^a، و a تساوي ٠,٥١. وباستخدام دالة التسرب هذه يكون زمن فرصة التسرب المطلوب لتسريب ٨٠ مم هو ٢٣٢ دقيقة. والتحديدات الأخرى هي معامل مانق n يساوي ٠,١٥ ، و σ_y تساوي ٠,٧٥ ، و q يساوي ٢,٥ لتر/ث. وبوجود ميل قدره ٠,٠٠٢ م/م تكون أقصى وأقل معدلات تدفق موصى بها من المعادلة رقم (١٤,٢٨)، والمعادلة رقم (١٤,٢٩) هما ١٩ لتر/ث و ٠,٧ لتر/ث، على الترتيب. ويتم استخدام نفس طريقة الحجم السطحي المفترض لحساب التقدم، كما هو موضح في الجدول رقم (١٤,٩).

الجدول رقم (١٤,٩). حسابات التقدم لمثال تصميم خطوط الشرائح بالحجم السطحي المفترض.

Q (لتر/ث/م)	X (م)	t_x (دقيقة)	$V_{in}(t)$ (م^3/م)	y_0 (مم)	$V_y(t)$ (م^3/م)	h	σ_z	$V_x(t)$ (م^3/م)
٢,٥	٢٠٠	١٠٨,٦	١٦,٢٩	٥٦,٨	٨,٥٢	١,٣٨	٠,٧١٦	٧,٧٧
٢,٥	٤٠٠	٢٨٢,٠	٤٢,٣٠	٥٦,٨	١٧,٠٣	١,٣٨	٠,٧١٦	٢٥,٢٨

ويبلغ زمن الانحسار المطلوب عند نهاية مصب السريان من المعادلة رقم (١٤,١١) $t_R(L)$ يساوي ٢٣٢ + ٢٨٢ = ٥١٤ دقيقة. ويتم حساب زمن قطع التدفق من المعادلات رقم (١٤,٣١) إلى رقم (١٤,٣٣) كما يلي. ابدأ بافتراض أن $t_R(0)s$ تساوي ٥١٤ دقيقة. ثم قم بحساب معدل التسرب عند نهاية مصب السريان من الحقل مع $\tau_{opp}(L)$ تساوي ٢٣٢ دقيقة من المعادلة رقم (١٤,٤)، و $I(L)$ يساوي ١٠,٥ مم/ساعة (أو ٢,٩٣×١٠$^{-٦}$ م/ث). ثم قم بتقدير معدل التسرب عند نهاية منبع السريان الذي يساوي معدل التسرب عند $t_R(0)s$ من المعادلة رقم (١٤,٤)، و $I(0)$ يساوي ٧,١٤ مم/ساعة (أو ١,٩٨×١٠$^{-٦}$ م/ث). بعد ذلك قم بحساب S_y من المعادلة رقم (١٤,٣٢) (مع I يساوي ٢,٤٥×١٠$^{-٦}$ م/ث)، كما يلي:

$$S_y = \frac{\left[\left(0.025\,m^2/s - 2.45\times10^{-6}\,m/s\times400\,m\right)0.15\right]^{0.6}}{400\,m\times0.002^{0.3}} = 0.000105$$

ومن هذا قم بحساب زمن انحسار مصب السريان من المعادلة رقم (١٤,٣١) كما يلي:

$$t_R(0)s = 514 - \frac{0.666\times0.15^{0.47565}\times0.000105^{0.20735}\times400^{0.6829}}{\left(2.45\times10^{-6}\right)^{0.52435}\ S_0^{0.23782}}\frac{1\,min}{60\,sec}$$

$$= 514\ min\text{-}150\ min = 364\ min$$

والذي يختلف عن القيمة التي افترضناها. ونقوم بإعادة حساب متوسط معدل التسرب مع $\tau(0)$ يساوي ٣٦٤ دقيقة و $\tau(L)$ يساوي ٣٦٤ - ٢٨٢ = ٨٢ دقيقة، مما يعطينا ٨,٥ مم/ساعة و ١٧,٦ مم/ساعة، بمتوسط ١٣,٠ مم/ساعة (أو ٣,٦١×١٠$^{-٦}$ م/ث). ثم نقوم بإعادة حساب S_y و $t_R(0)s$، إلى أن تتقارب القيم. ويكون الحل النهائي I يساوي ١١,٩ مم/ساعة، و S_y يساوي ٠,٠٠٠٠٩٠٣، و $t_R(0)s$ يساوي ٣٨٦ دقيقة. (وإذا قمنا بتكامل معدل التسرب عبر ثماني مسافات فاصلة، يكون الحل النهائي $t_R(0)s$ يساوي ٣٧٦ دقيقة).

وفي هذه التكرارات، فإن فقط متوسط معدل التسرب يتغير. وتفترض الطريقة أن الانحسار يبدأ عند نهاية منبع السريان بعد اكتمال التقدم. وإن لم تكن تلك هي الحالة، فإن التسرب عند نهاية مصب السريان يساوي الصفر.

ويتم حساب زمن قطع التدفق من المعادلة رقم (١٤,٣٣) كما يلي:

$$t_{\infty} = 386\ \text{min} - \frac{400\ \text{m} \times 0.0568\ \text{m}}{20.0025\ \text{m}^2/\text{s}} \times \frac{1\ \text{min}}{60\ \text{sec}} = 386 - 76 = 310\ \text{min}$$

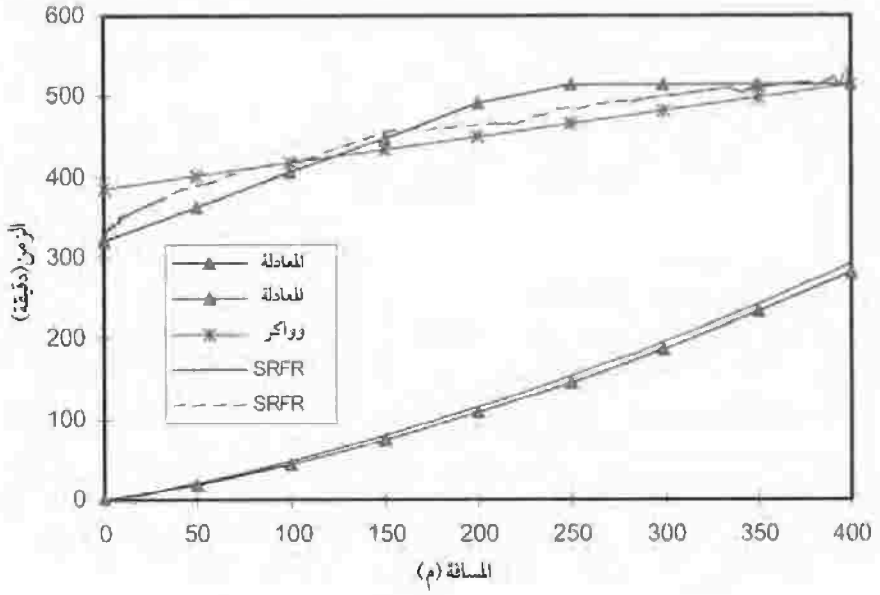
ويمكن إيجاد زمن انحسار منبع السريان من المعادلة رقم (١٤,٣٤)، كما يلي:

$$t_R(0) = 310 + \frac{0.0025^{0.2} \times 0.15^{1.2}}{\left[0.002 + \left(\frac{0.345 \times 0.15 \times 0.0025^{0.175}}{(232 \times 60)^{0.88} \times 0.002^{1/2}}\right)\right]^{1.6}} \times \frac{1\ \text{min}}{60\ \text{sec}}$$

$$= 310 + 10 = 320\ \text{min}$$

ويوضح الشكل رقم (١٤,٣) منحنيات التقدم والانحسار لهذا المثال. وتكون منحنيات التقدم لتقدم الحجم السطحي المفترض متوافقة بشكل وثيق مع التقدم من محاكاة التدفق غير الثابت (مثل، SRFR). ويمكن توقع الانحسار عند نهاية مصب السريان عن طريق المعادلة رقم (١٤,٣١) والمعادلة رقم (١٤,٣٢). ويمكن توقع زمن الانحسار عند نهاية أمام السريان على نحو جيد عن طريق المعادلة رقم (١٤,٣٤)، ولكن لا يتم التنبؤ بمنحنى الانحسار نفسه على نحو جيد. وباستخدام الخط المستقيم من زمن تأخر الانحسار من المعادلة رقم (١٤,٣٣) (أي الذي اقترحه وواكر) إلى زمن انحسار مصب السريان فإنه يتوافق مع المنحنى إلى حد كبير فيما عدا عند نهاية منبع السريان. وتعد المعادلتان رقم (١٤,٣٤)، ورقم (١٤,٣٥) مناسبتين لهذا المثال،

ولكنهما لا تكونان ملائمتين لظروف أخرى. وإذا كان الفرق في زمن انحسار منبع السريان الذي تم حسابه باستخدام الطريقتين أقل من ١٠٪ إلى ١٥٪، فلتقم باستخدام الخط المستقيم المبسط، وإلا سيكون لابد من حساب منحنى الانحسار.



الشكل رقم (١٤,٣). منحنيات التقدم والانحسار لمثال تصميم الشريحة.

ويبلغ الحجم المضاف لهذا المثال ٤٦,٦ م^3/م، بينما يبلغ الحجم المطلوب ٣٢م^3/م، مما يعطي كفاءة إضافة قدرها ٦٨,٧٪ (٤٦,٦/٣٢). وإن استخدام المعادلتين رقم (١٤,٣٤)، ورقم (١٤,٣٥) لأجل التقدم والانحسار اللذين تم حسابهما عبر ثماني مسافات فاصلة (الجدول رقم ١٤,١٠) قد أدى إلى نسب من التسرب العميق والجريان السطحي مقدراها ١٤,٤٪ و ١٦,٩٪، على الترتيب. (وقد أدى المنهج المبسط

الذي وضعه وواكر إلى نسب قدرها ١٣,٣٪ و ١٨٪ مقابل هذه النسب المحسوبة). وقد أعطت محاكاة التدفق الغير ثابت مع زمن قطع التدفق الذي يبلغ ٣١٢ دقيقة هذه النسب المماثلة للتسرب العميق والجريان السطحي، ومع هذا فحتى مع إضافة القليل جداً من المياه، لم يتم تلبية العمق المطلوب بشكل تام عند نهاية مصب السريان (كانت E_a تساوي ٦٨,٤٪ وأدنى عمق كان يساوي تقريباً ٧٩ مم). وكلا الإجراءين ينتجان نتائج معقولة في معظم الحالات.

الجدول رقم (١٤,١٠). التقدم والانحسار في حالة مثل تصميم الشريحة.

المسافة (م)	زمن التقدم (دقيقة)	زمن الانحسار (دقيقة)	زمن فرصة التسرب (دقيقة)	العمق المتسرب (مم)
٠	٠	٣٢١	٣٢١	٩٤
٥٠	٢٠	٣٦٣	٣٤٤	٩٨
١٠٠	٤٥	٤٠٦	٣٦١	١٠٠
١٥٠	٧٥	٤٤٨	٣٧٤	١٠٢
٢٠٠	١٠٩	٤٩١	٣٨٢	١٠٣
٢٥٠	١٤٦	٥١٤	٣٦٨	١٠١
٣٠٠	١٨٨	٥١٤	٣٢٦	٩٥
٢٥٠	٢٣٣	٥١٤	٢٨١	٨٨
٤٠٠	٢٨٢	٥١٤	٢٣٢	٨٠

(١٤,٤,٢) تصميم الشريحة مغلقة النهاية الطرفية

يمكن الحصول على تحسينات في كفاءة الإضافة من خلال غلق نهاية مصب السريان من قطاع الشريحة، ويجب القيام بهذا فقط حيث لن تسبب المياه التي كونت بركة وزمن التسرب المتعلق بها تلفاً للمحصول. وللحد من تلف المحصول، يتم غلق

النهاية الطرفية جزئياً للحد من عمق بركة المياه الأقصى (مثلاً، عن طريق ارتفاع الانسكاب الزائد) أو أقصى زمن لتكون بركة المياه (مثلاً، عن طريق ترك شق في حاجز الغلق لتسمح بتصريفها في النهاية).

وحيثما يتم احتواء كل الجريان السطحي، فمن الممكن توزيع كل المياه المتسربة عن طريق افتراض أن الحجم الذي انساب قد كوّن بركة عند نهاية مصب السريان. ويتم حساب التقدم، والانحسار، وتوزيع الأعماق المتسربة كما هي في حالة قطاعات الشريحة مفتوحة الطرف، ثم يتم إضافة عمق المياه التي كونت بركة إلى العمق المتسرب عند كل موقع. ويمكن إيجاد طول البركة من:

$$L_p = \sqrt{\frac{2V_{RO}}{S_0}} \qquad (١٤,٣٦)$$

حيث إن V_{RO} حجم الجريان السطحي. ويكون عمق المياه التي كونت بركة يساوي صفراً عند مسافة قدرها L_p من نهاية مصب السريان ويساوي S_0L_p عند نهاية مصب السريان.

وفي إجراءات التصميم الخاصة بهيئة المحافظة على التربة (USDA, 1974)، يتم ضبط طول الحقل لتبرير تكون البركة. وفي إجراء التصميم هذا يتم ضبط زمن قطع التدفق عن طريق المحاولة والخطأ، إلى أن يتوافق أدنى عمق مع العمق المطلوب. وسوف يحدث هذا إما عند نهاية منبع السريان أو عند مسافة L_p من نهاية مصب السريان.

مثال رقم ٥: بالنسبة للمثال المعطى سابقاً، يبلغ حجم الجريان السطحي ٧,٧٩ م^3/م. ومن المعادلة رقم (١٤,٣٦)، يبلغ طول تكوّن البركة ٨٨,٣ م، أو ٣١١,٧ م من نهاية مصب السريان. ويبلغ العمق الإضافي لتكوّن البركة عند نهاية مصب السريان ١١٧

مم. وعن طريق الاستكمال القياسي من الجدول رقم (١٤,١٠)، يبلغ العمق المتسرب عند هذه النقطة ٩٤ مم، وهو أكبر بكثير من ٨٠ مم وهو العمق المطلوب. وبالتالي يمكن القيام بتقليل كبير في زمن الإضافة. والمنهج الأبسط للقيام بهذا يكون عن طريق تقليل زمن الانحسار عند نهاية مصب السريان بالنسبة لتصميم الطرف المفتوح. وإذا كان التقليل متناسباً مع أدنى عمق، فإن التقليل في زمن الإضافة سوف يبلغ تقريباً ٤٦دقيقة (٣١٠ دقيقة × (٩٤-٨٠)/٩٤ = ٤٦ دقيقة). ويتم تقليل زمن الانحسار المطلوب عند نهاية مصب السريان من ٥١٤ دقيقة إلى ٤٦٨ دقيقة. ولابد الآن من إعادة حساب زمن الانحسار عند نهايات منبع السريان، كما هو مذكور سابقاً، باستخدام الحل $t_R(0)s$ يساوي ٣٥٢ دقيقة، و t_∞ يساوي ٢٧٧ دقيقة، و $t_R(0)$ يساوي ٢٨٧ دقيقة. ويبلغ حجم الجريان السطحي الآن ٥,١١ م^3/م، مما يؤدي إلى أدنى عمق لتكوّن البركة عند ٧١,٥ م، ويكون أدنى عمق متسرب هناك قدره ٨٤ مم. وفي هذه الحالة، يظل أدنى عمق عند نهاية أمام السريان من قطاع تكوّن البركة. وفي حالات أخرى سوف يكون عند نهاية منبع السريان من الحقل.

وبعد عديد من التكرارات، يتوافق أدنى عمق مع متطلب تقليل زمن فرصة التسرب في مصب السريان مفتوح الطرف بمقدار ٦٢ دقيقة، مع الحل $t_R(0)s$ يساوي ٣٤٢ دقيقة، و t_∞ يساوي ٢٦٦ دقيقة، و V_{RO} يساوي ٤,٣٣ م^3/م، و L_p يساوي ٦٥,٨م. والجدول رقم (١٤,١١) موضح به التوزيع النهائي للمياه المتسربة. ويمنح العمق المتسرب الكبير جداً عند نهاية مصب السريان، ٢٠٠ مم، الاقتراح بأن الميل في هذا الحقل يمكن أن يكون شديد الانحدار في حالة تكون البركة التام. بينما تبلغ كفاءة الإضافة في هذه الحالة ٨٠,٢٪، ومن الممكن أن يكون هذا العمق الكبير لتكون البركة غير مقبول.

الجدول رقم (١٤,١١). التقدم والانحسار في حالة مثل تصميم الشريحة التي تكوّنت فيها بركة مياه.

المسافة (م)	زمن التقدم (دقيقة)	زمن الانحسار مفتوح الطرف (دقيقة)	زمن الفرصة مفتوح الطرف (دقيقة)	العمق المتسرب مفتوح الطرف (مم)	العمق المتسرب الذي كوّن بركة (مم)
٠	٠	٢٧٦	٢٧٦	٨٧	٨٧
٥٠	١٦	٣١٨	٣٠٢	٩١	٩١
١٠٠	٤٢	٣٦١	٣١٩	٩٤	٩٤
١٥٠	٧٣	٤٠٤	٣٣١	٩٦	٩٦
٢٠٠	١٠٩	٤٤٦	٣٣٨	٩٧	٩٧
٢٥٠	١٤٨	٤٥٢	٣٠٥	٩٢	٩٢
٣٠٠	١٩٠	٤٥٢	٢٦٣	٨٥	٨٥
٣٣٤	٢٢٠	٤٥٢	٢٣٢	٨٠	٨٠
٣٥٠	٢٣٥	٤٥٢	٢١٨	٧٧	١٠٩
٤٠٠	٢٨٢	٤٥٢	١٧٠	٦٨	٢٠٠

(١٤,٥) ري الأحواض المستوية والخطوط المستوية

مع ري الأحواض المستوية، فإن التقدم السريع سوف ينتج انتظامية عالية. ويقوم تصميم نظم الري بالأحواض على توفير التقدم السريع، ولكن بدون إضافة كميات مفرطة من المياه. وحيث إن الحقل يكون مستوياً، فإن انجراف التربة يشكل قلقاً فقط حيثما يتم إضافة المياه إلى الحقل، أي، محلياً. ولا تكون أقصى وأدنى معدلات تدفق محددة، ولكن تمثلهما الظروف الهيدروليكية. ومع الأحواض المستوية، يمكن أن يصبح عمق التدفق كبيراً وبحاجة إلى أن يتم اختباره في التصميم.

(١٤,٥,١) تصميم الأحواض المستوية التي يتم زراعتها بشكل مسطح

قام وواكر وسكوجربو Walker and Skogerboe (1987) بتوفير منهج اتزان حجم مباشر للأحواض المستوية، ومرة أخرى عن طريق افتراض معامل شكل الحجم السطحي. وللقيام بحل معادلة اتزان الحجوم (المعادلتين رقم (١٤,١٣)، ورقم

(١٤,١٤))، قاما بحساب عمق منبع السريان y_0 ، للتقدم لبعض المسافة x من معادلة مانتق من خلال افتراض أن σ_y تساوي ٠,٨ ، ومن خلال افتراض أن:

$$S_f = \frac{y_0}{x} \qquad (١٤,٣٧)$$

وبدمج المعادلتين رقم (١٤,٨)، ورقم (١٤,٣٧) وبالحل لأجل y_0 ينتج عمق التدفق عند نهاية مصب السريان كما يلي:

$$y_0 = \left(q_{in}^2 (n/C_u)^2 x\right)^{3/13} \qquad (١٤,٣٨)$$

وفي حالة معدل تدفق ما، يمكن إيجاد زمن التقدم بشكل تكراري من:

$$t_L = \frac{V_y(x)}{Q_{in}} + \frac{V_z(x, t_x)}{Q_{in}} \qquad (١٤,٣٩)$$

حيث إن $V_y(L) = \sigma_y y_0 WL$ ، و V_z يمكن إيجادها من المعادلة رقم (١٤,١٥)، مع اعتبار $x = L$ والتي تعد دالة في زمن التقدم. وقد قامت هيئة المحافظة على التربة (SCS) (USDA, 1974) باستخدام منهج مماثل، ولكنها تجاهلت الحد الأخير في المعادلة رقم (١٤,٣٩). ويكون من المطلوب وجود زمنين ومسافتين للتقدم حتى يمكن حساب أس التقدم h ، المرتبط بشكل نمطي بطول الحقل ونصف طوله.

وما يراد حسابه هو t_{co} و PE_{min}. وتفترض SCS العلاقة بين نسبة التقدم، $A_R = t_L / \tau_{req}$ ، و PE_{min} ، ومع هذا الافتراض، فإنها تكون قادرة على تكوين سلسلة من مخططات التصميم (USDA, 1974). والمنحنيات التي تمثل هذه المخططات من قيم PE_{min} كدالة في وحدة معدل التدفق (الإحداثي الصادي) والطول (الإحداثي السيني). ولكن، أوضح كليمنس وديدريك Clemmens and Dedrick (1981) أن PE_{min} تختلف بشكل موسع مع نسبة التقدم، وعلى وجه الخصوص عندما يختلف

أس التسرب عن هذا الذي افترضته عائلات التسرب الخاصة بهيئة المحافظة على التربة SCS. وقد افترض وواكر وسكوجربو Walker and Skogerboe (1987) أنه بعد التقدم، تكون الزيادة في العمق المتسرب عبر الحوض هي نفسها في العمق المطلوب. وهذا يؤدي بالفعل إلى تقدير محافظ جداً لقيمة PE_{min}.

ولكن إذا افترضنا أن الانحسار يحدث عند نفس الزمن عبر الحوض، فيصبح بمقدورنا القيام بتكامل الحجم المتسرب على المسافة. فالحل المباشر غير ممكن، ولكن يمكن الحصول على التقريب عن طريق عرض دالة التقدم الأسية مع المفكوك المتسلسل. وبأخذ الحدين الأولين في المفكوك تنتج المعادلة التالية لحساب الحجم المتسرب النهائي:

$$V_z = LW\left\{c + k\tau_{req}^{a}\frac{\left[(1+hA_R)^{a+1}-1\right]}{hA_R(a+1)} + b\tau_{req}\left(1+\frac{hA_R}{1+h}\right)\right\} \qquad (١٤,٤٠)$$

ولكن إذا استخدمنا دالة التسرب الفرعية، فإننا نحصل على حل صحيح، بفرض أن $\tau_{req} > \tau_B$. وتكون المعادلة الناتجة هي:

$$V_z = LW\left\{d_{req} + \frac{bht_A(L)}{(h+1)}\right\} \qquad (١٤,٤١)$$

ويتم إيجاد زمن قطع التدفق عن طريق قسمة هذا الحجم على معدل التدفق، Q_{in}. وبالنسبة لكل قيمة صغيرة من AR، لا تعد هذه المعادلة مناسبة، ولكن في مثل هذه الحالات يمكن أن يكون زمن قطع التدفق قائماً فقط على الحجم المطلوب (أي، $PE_{min} = 100\%$).

ويفترض هذا الإجراء أن التقدم يكون مكتملاً قبل قطع التدفق. وبالنسبة للأحواض الكبيرة المستوية التي يتم استخدامها في الولايات المتحدة، فإن هذه لا تكون الحالة في الغالب، وبوجه خاص عندما تكون مقاومة التدفق عالية (مثل، البرسيم الحجازي أو العشب). وأحد أكبر الأخطاء المتعلقة بهذا الإجراء هو أن يكون

الحجم السطحي أثناء التقدم كبيراً. وهذا صحيح بوجه خاص عندما يسبق قطع التدفق اكتمال التقدم.

مثال رقم ٦: إن طريقة الحجم السطحي المفترض المذكورة سابقاً تم تطبيقها على مثال تصميم قطاع الشريحة، ما عدا أن الميل يكون صفراً. (مثل أعماق الإضافة الخفيفة هذه تعد أكثر صعوبة في التطبيق مع الأحواض المستوية ما لم يتم تقليل الحجم بدرجة كبيرة. وتلعب الاختلافات في ارتفاعات سطح الحقل أيضاً دوراً في الكفاءات المحتملة إذا كانت هناك محاولات لإضافة القليل جداً من المياه). ويتم تقليل الطول إلى ٢٠٠ م ومعدل التدفق إلى ٢,٠ لتر/ث.م. يبلغ معامل الشكل السطحي ٠,٨٠. ومنحنى التقدم المحسوب باستخدام طريقة الحجم السطحي المفترض (المعادلتين رقم (١٤,٣٨)، ورقم (١٤,٣٩)) معطى في الجدول رقم (١٤,١٢).

ومن المعادلة رقم (١٤,٤٠)، يبلغ الحجم الكلي المضاف ٢٠,٢٣ م^3، مما يؤدي إلى زمن قطع تدفق قدره ١٦٩ دقيقة و PE_{min} تساوي ٧٩,١٪. وإذا افترضنا أن الانحسار يحدث عند الزمن المطلوب لتسرب العمق المطلوب عند الطرف البعيد ٤٢٨ دقيقة (١٩٥,٤ + ٢٣٢,٤ = ٤٢٨ دقيقة)، وأزمنة فرصة التسرب عند النقاط المختلفة على امتداد الحوض يمكن حسابها عن طريق طرح زمن التقدم من زمن الانحسار هذا، كما هو موضح في الجدول رقم (١٤,١٣). وباستخدام تلك النقاط المحسوبة لتقدير الحجم المتسرب ينتج (مع التكامل العددي للنقاط الثمانية) أن PE_{min} تساوي ٨٠,٥٪، مما يقترح أن المعادلة رقم (١٤,٤٠) تعد تقديراً معقولاً للحجم المطلوب. (وتعطى طريقة وواكر وسكوجربو قيمة PE_{min} تساوي ٦٠,١٪).

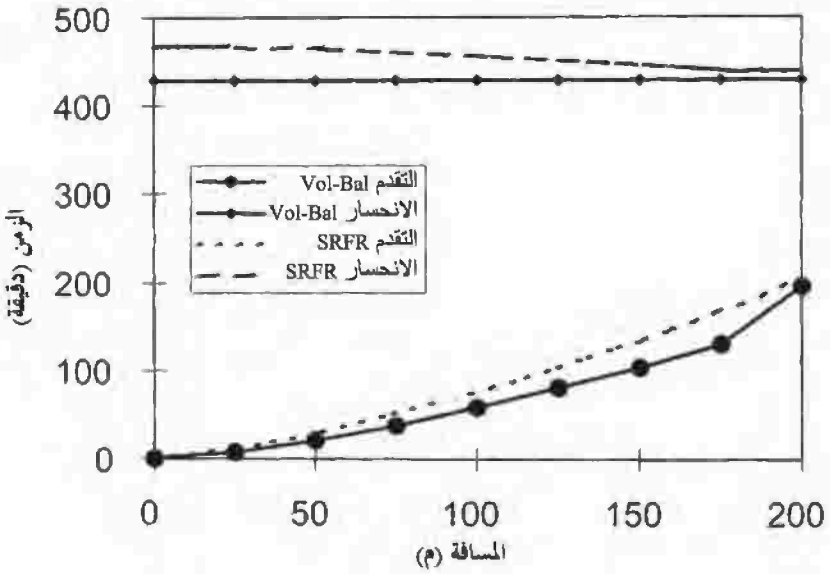
الجدول رقم (١٤,١٢). نتائج تصميم الحوض المستوي بالحجم السطحي المفترض.

Q (لتر/ث.م)	X (م)	t_x (دقيقة)	$V_{in}(t)$ (م/م^3)	y_o (مم)	$V_y(t)$ (م/م^3)	h	σ_z	$V_z(t)$ (م/م^3)
٢,٠	١٠٠	٧٢,٢	٨,٦٦	٦٨,٥	٥,٤٧	١,٤٤	٠,٧٢٣	٣,١٨
٢,٠	٢٠٠	١٩٥,٤	٢٣,٤٥	٨٠,٤	١٢,٨٦	١,٤٤	٠,٧٢٣	١٠,٥٨

الجدول رقم (١٤,١٣). التقدم والانحسار في الحوض المستوي للمثال التصميمي.

المسافة (م)	زمن التقدم (دقيقة)	زمن الانحسار (دقيقة)	زمن فرصة التسرب (دقيقة)	العمق المتسرب (مم)
٠	٠	٤٢٨	٤٢٨	١٠٩
٢٥	٨	٤٢٨	٤٢٠	١٠٨
٥٠	٢١	٤٢٨	٤٠٧	١٠٦
٧٥	٣٨	٤٢٨	٣٩٠	١٠٤
١٠٠	٥٨	٤٢٨	٣٧٠	١٠١
١٢٥	٨٠	٤٢٨	٣٤٨	٩٨
١٥٠	١٠٤	٤٢٨	٣٢٤	٩٥
١٧٥	١٣١	٤٢٨	٢٩٧	٩١
٢٠٠	١٩٥	٤٢٨	٢٣٢	٨٠

بالنسبة لهذا المثال، يتجاوز زمن التقدم زمن الإضافة. ومن المحتمل أن تعمل طريقة الحجم السطحي المفترض على زيادة تقدير قيمة PE_{min}. ويعطي برنامج التصميم BASIN بالنسبة لمجموعة الظروف هذه أن PE_{min} تساوي ٧٨,٤٪، و $t_A(L)$ يساوي ٢١١ دقيقة، و t_{∞} يساوي ١٧٠ دقيقة، وزمن قطع التدفق عند التقدم حتى ٨٨٪ من طول الحوض (R تساوي ٠,٨٨). وهذا قريب للخط المحدد الذي قام بوضعه كليمنس وديدريك Clemmens and Dedrick (1982)، والذي يقع تقريباً عند R تساوي ٠,٨٥، وفيما وراء الحد في برنامج التصميم BASCAD. وفي الوقت الذي تكون فيه الاختلافات صغيرة في هذه الحالة (٢٪ تغير في PE_{min})، فإن الأخطاء تزداد بشكل سريع عند حدوث قطع التدفق عند مسافات تقدم أقصر. وهناك مقارنة لمنحنيات التقدم والانحسار بالنسبة لطريقة الحجم السطحي المفترض ومحاكاة التدفق غير الثابت موضحة في الشكل رقم (١٤,٤).



الشكل رقم (١٤,٤). منحنيات التقدم والانحسار لمثال تصميم الحوض المستوي.

(١٤,٥,٢) تصميم الخطوط المستوية والأحواض مستوية الخطوط

يمكن استخدام نفس طريقة الحجم السطحي المفترض في حالة الخطوط المستوية أو الأحواض مستوية القطاع كما قمنا باستخدامها في حالة الأحواض المستوية المزروعة بشكل مسطح، ما عدا أن المعادلة رقم (١٤,٣٨) يتم استبدالها بالمعادلة (من المعادلتين رقم (١٤,٧)، ورقم (١٤,٣٧)):

$$A_0^2 R_0^{4/3} y_0 = q_{in}^2 (n/C_u)^2 x \qquad (١٤,٤٢)$$

وحيث إن A_0 و R_0 تعدان دالة في y_0 كما تم تحديدها عن طريق الشكل العرضي للخطوط، وتحديد A_0 لحساب اتزان الحجم يكون تكرارياً بدلاً من الحساب

المباشر (أي، أنها تضيف حلقة تكرار داخلي زائدة إلى الإجراء). وفي حين أن إجراءات التصميم للنظامين تكون متماثلة بالضرورة (أي، قائمة على التقدم والانحسار لخط مفرد)، فإن عمليات الحرث والري بالنسبة للخطوط المستوية والأحواض المخططة تكون مختلفة تماماً.

مثال رقم ٧: يتم استخدام ظروف التسرب والخشونة في حالة مثال ري الخطوط المائلة هنا: k تساوي ٤٠ مم/ساعة^{a}، و a تساوي ٠,٣٥، و n تساوي ٠,٠٥. وتبلغ المسافة بين الخطوط ١ م، وكما في السابق، يبلغ عرض قاع الخط ١٠٠ مم مع ميل جانبي ٢ : ١ (الأفقي : الرأسي). وفي هذه الحالة، فنحن نبدأ التصميم بافتراض وجود ٢ لتر/ث لكل خط وطول ٢٠٠ م.

يبدأ التصميم بالحل للعمق عند نهاية مصب السريان كدالة في المسافة x ، من المعادلة رقم (١٤,٤٢). وهذه العلاقة لا تعتمد على زمن التقدم. وعند مسافة قدرها ١٠٠ م، فإننا نقترح عمقاً y_0 قدره ٠,١ م. وفي حالة الشكل شبه المنحرف، فإن هذا يعطي مساحة A_0 قدرها ٠,٠٤٨٥ م^{٢}، ومحيطاً خارجياً مبللاً قدره ٠,٦٩٣٥ م، ونصف قطر هيدروليكي R_0 قدره ٠,٠٦٩٩ م. وبحل المعادلة رقم (١٤,٤٢) بالنسبة للعمق y_0 فإنها تعطي ٠,٠١٤٨ م. وهذا التقدير الجديد لقيمة y_0 لا يوفر قيمة جيدة للتخمين التالي (أي، أن الحل يتباعد). وبدلاً من هذا، فإننا نستخدم ٠,٨ أضعاف التخمين الأصلي زائد ٠,٢ أضعاف القيمة المحسوبة من المعادلة رقم (١٤,٤٢):

$$0.8(0.1)+0.2(0.0148)=0.1091\,\mathrm{m}$$

وبعد ثلاثة تكرارات، فإن الحل يتقارب حتى ٠,٠٨٩١ م. وعند مسافة ٢٠٠م، فإن الحل مع هذا الإجراء يعطي y_0 تساوي ٠,١٠١٢ م.

ويمكن إيجاد الحجم السطحي للتقدم إلى هاتين المسافتين من المعادلة رقم (١٤،١٤)، مع σ_y تساوي ٠,٨٠، على أنه يساوي ١,٩٨٣ م^{٣} و ٤,٨٩٧ م^{٣}، على الترتيب. وتعد الأحجام تحت السطحية دالة في الزمن وأس التقدم. والتخمينات الأولية

لأزمنة ٦٠ دقيقة و ٢٥٠ دقيقة تعطي h تساوي ١,٣٢ ، ومن المعادلة رقم (١٤,١٥)، يكون الحجم تحت السطحي مساوياً ٣,١٠٧ م^{٣} و ٤,٨٩٧ م^{٣}، على الترتيب. وحجم التدفق الداخل لهذه الأزمنة ٧,٢ م^{٣} و ١٨ م^{٣}، على الترتيب، أو بأخطاء في الحجم بما يصل إلى ٢٠٪. ومن المعادلة رقم (١٤,٣٩)، تكون التقديرات الجديدة لزمن التقدم هي ٤٢ دقيقة و ١٢٢ دقيقة، على الترتيب. ويتقارب الحل في النهاية إلى ٣٩ دقيقة و ١٠٤ دقيقة، على الترتيب، وتكون h تساوي ١,٤١٥ ونسبة التقدم A_0 تساوي ٠,٢٣٩.

ومن المعادلة رقم (١٤,٤٠) مع عمق مستهدف قدره ٨٠ مم، يكون الحجم المتسرب النهائي ١٦,٨٩ م^{٣} والذي يحدث عند زمن قطع تدفق قدره ١٤٠,٧ دقيقة، أو ٣٧ دقيقة تقريباً بعد اكتمال التقدم. وتبلغ كفاءة الإضافة المحتملة في هذه الحالة ٩٤,٧٪. والتكامل العددي مع ثمانية نقاط على منحنى التقدم والانحسار، بافتراض أن الانحسار يحدث عند الزمن اللازم لتسريب ٨٠ مم عند نهاية مصب السريان، يعطي حجماً متسرباً يساوي ١٦,٧٥ م^{٣} وزمن إضافة ١٣٩,٥ دقيقة، وكفاءة إضافة محتملة قدرها ٩٥,٦٪. ومن الواضح في هذه الحالة، أنه يمكن التطبيق على الحوض الأطول أو عمق الإضافة الأصغر. ولابد من استكشاف مزيد من التطبيقات لهذا الإجراء عند أطوال، ومعدلات تدفق في الخطوط، وأعماق إضافة مختلفة للوصول إلى تصميم اقتصادي.

(١٤,٦) الأعمال الرئيسة في نظم الري السطحي وطرق التحكم في التدفق

يتم استخدام الأعمال الرئيسة في نظم الري السطحي لنقل وتوزيع المياه من المصدر المائي إلى مواقع الري المفردة، والخطوط، ... إلخ. وهي توفر وسائل نقل المياه من المصدر المائي إلى الحقل، ولابد أن تكون متوافقة مع كل من نوع المصدر المائي ونوع نظام الري السطحي المستخدم. وهناك نوعان رئيسيان من مصادر المياه: من بئر المياه الجوفية التي يقوم المزارع بتشغيله أو من مقاطعة ري. ويمكن أن يكون مصدر مقاطعة الري من خط أنابيب الضغط أو من قناة مفتوحة أو من خط أنابيب مفتوحة. ويعد التدفق من بئر المياه الجوفية ثابتاً بصورة نمطية ولا يمكن تعديله. أما التدفق من مقاطعة الري مع

القنوات أو خطوط الأنابيب المفتوحة يكون في العادة متغيراً ولا يقع تحت سيطرة من يقوم بالري. والتدفق من خط أنابيب الضغط بمقاطعة الري ربما يكون من الممكن تعديله من قبل من يقوم بالري (مثلاً، عن طريق إضافة ضغط عكسي على المخرج).

وإن أعمال النقل والتوزيع في حقل المزرعة ربما تكون خط أنابيب أو قناة مفتوحة. ويمكن ضخ المياه من المياه الجوفية إلى داخل نظام توزيع خط الحقل أو قناة مفتوحة. وعندما يكون هناك ضاغط كافٍ متاح، يمكن أيضاً أن تقوم المياه من القنوات أو من خطوط الأنابيب المفتوحة بإمداد نظم توزيع أنابيب الحقل (مثلاً، الأنابيب المبوبة). ولكن، يلزم إبقاء الحطام خارج خط الأنابيب حيث إنها يمكن أن تعمل على سد المداخل. وتعد حواجز المصدر المائي المضطرب طريقة فعالة لتحقيق هذا (Bondurant and Kemper, 1985).

وحيثما يتم استخدام قنوات المزرعة الشرقية، يصبح من الممكن توزيع المياه إلى الخطوط المفردة مع أنابيب سيفونية أو الأنابيب الصغيرة، أو أن يتم توزيعها على الشرائح أو الأحواض من خلال أنابيب سيفونية، أو مخارج الأنابيب (مثل السدادات الكبيرة القابلة للغلق) أو أماكن القطع في جدار القنوات. وبالنسبة للقنوات الخرسانية، فإن خيارات توزيع المياه تشمل أنابيب سيفونية (بالنسبة لكل الطرق)، أو مخارج الأنابيب (بالنسبة للشرائح والأحواض)، أو المخارج مفتوحة البوابة (مثلاً، مع بوابات المدوار). وبالنسبة لنقل وتوزيع أنابيب المزرعة، فإن صمامات البرسيم الحجازي تكون شائعة في حالة الشرائح والأحواض، في حين تكون نظم الأنابيب المبوبة شائعة في حالة الخطوط.

وإن الاختيار من بين هذه البدائل المتنوعة يجب أن يكون قائماً على التوافق مع مصدر المياه وطريقة التحكم فيه في الحقول المروية. ويجب أن تأخذ طرق التحكم في اعتبارها الضاغط المتاح من المياه فوق سطح الحقل، في حين أنه يمكن أن يختلف تبادلياً عبر المزرعة، وبهذا فإن المياه سوف تتدفق لخارج نظام التوزيع إلى مساحة الحقل المطلوب ريها وليس لأي مكان آخر. ويجب أن يكون للنظم بشكل نمطي من ٠,١٥ م إلى ٠,٣٠ م من الضاغط المتاح عند كل نقاط الحقل. ويجب أن تكون المنافذ كذلك غير

قابلة للانجراف. فهذا يمكن أن يشكل مشكلة خطيرة مع الميول شديدة الانحدار وأنواع التربة القابلة للانجراف، أو حيثما يتم استخدام معدلات تدفق عالية جداً (مثلاً، أكبر من ٣٠٠ لتر/ث).

ويجب أن تعمل الأعمال الرئيسة على إمداد الحقول التي ربما تتطلب ري الصفوف والمحاصيل في المزرعة، ومن أمثال هذه الحقول، على سبيل المثال، ممارسة ري كل من الخطوط وقطاعات الشرائح في نفس الحقل. وهذه الابتكارات لا يجب أن تقيد هذه الاحتمالات.

وغالباً ما يتم اختيار طرق العمل الحديثة حسبما تملي الممارسات الشائعة واقتصاديات المنطقة. ولكن عادةً ما يتطلب التحديث أو التحسين في ممارسات الري السطحي تحكماً أفضل في التدفق وربما يقترح بدائل أخرى. من الضروري أن يعمل التحكم في معدل التدفق على المساعدة في توازن منحنيات التقدم والانحسار وللتقليل من الجريان السطحي الذي يتم فقده. وفي بعض الحالات فإن بعض التشغيل الآلي سوف يساعد في تحسين التحكم في المياه.

ولم يتم ممارسة خفض معدل التدفق في ري الخطوط بشكل موسع بسبب العمالة المتضمنة في الحصول على خفض معدل تدفق فعال، وقد تم تطوير العديد من الطرق لتحقيق خفض معدل التدفق آلياً أو شبه آلي، وتم أيضاً تطوير تدفق النبضي في محاولات لتطبيق تقنية التدفق منخفض المعدل في الأنابيب المبوبة. ومع هذه النظم إذا كان قد تم إعداد بوابات الأنبوب لتعطي توزيعاً مطلوباً عند التدفق الكامل (أي أن فتحات البوابات تختلف تبعاً للميل، والعجلات مقابل الصفوف التي لم تمر عليها العجلات، ... إلخ)، فإن التقليل في تدفق الأنبوب إلى النصف لن يعطي لكل خط نصف تدفقه السابق. وعن طريق تدوير التدفق بشكل كامل عند فواصل زمنية قصيرة نسبياً (مثلاً، ١٠ دقائق)، فإنه يتحقق خفض معدل تدفق أكثر فاعلية. إن صمامات النبضي الآلي التي تقوم بتدوير المياه جعلت من تدفق النبضي، وخفض معدل التدفق المرتبط به، طريقة عملية لتحسين أداء الري في الخطوط المائلة.

وتعد طريقة الغلق بالكابلات طريقة أخرى لتحقيق تدفق فعال للمعدل المنخفض. وتحت هذه النظم، يتم وضع الأنبوب المبوبة على ميل منتظم. وتتحرك السدادة بسرعة ثابتة لأسفل خط الأنابيب المبوبة. وعلى الفور لأمام السريان من السدادة، يصبح المنفذ بشكل ضروري ضغطاً كاملاً. ولمزيد من منابع السريان، فإن المنافذ يكون لها ضغط منخفض. وبالسماح للسدادة بالتحرك لمصب السريان، فإن التدفق يقل تدريجياً، وينتج بشكل ضروري خفض منتظم في معدل التدفق. ويمكن أن يتم إنتاج توزيعات تدفق مختلفة عن طريق تدفقات مصدر مائي مختلفة وسرعات سدادة مختلفة (Kincaid, 1984). ويتطلب التشغيل الآلي فقط التحكم في سرعة السدادة. وهذه الطرق ليست شائعة الاستخدام.

وتم اقتراح التدفق مخفض المعدل في البداية من قبل جارتون (1966) GArton، حيث إن السدادات الكبيرة بالنسبة لمجموعات الري البديلة يتم وضعها عند ارتفاع منخفض. وعندما يتم ري المجموعة التالية، يقع عليها ضاغط أقل، مما ينتج التدفق منخفض المعدل، وقد أثبتت هذه الطرق أنها عملية في الحقل جزئياً بسبب القيود الفيزيائية (أي، أنها بحاجة أن يكون لها ميل عرضي صحيح)، وعدم قابليتها النسبية للضبط، وانسداد الأنابيب الصغيرة بالركام. وتم استخدام هدارات الترعة الجانبية أو ممرات القنوات بشكل فعال في بعض المناطق. وحيث يتم عمل الهدارات الصغيرة، واحد لكل خط، عند إنشاء القناة. ويتم التحكم في التدفق إلى مجموعة من الخطوط عن طريق ارتفاع سطح المياه في القناة. وسد القناة يعطي تدفقاً كاملاً. ويمكن الحصول على تدفق منخفض المعدل ويمكن التحكم به من خلال عدم غلق القناة للسماح لمعظم التدفق بالاستمرار حتى مصب السريان، ولكن من خلال الحفاظ على ارتفاع منسوب المياه (مثلاً، من خلال الألواح الفاحصة). وهذا النظام أيضاً يكون أقل عرضة للانسداد بالأعشاب الضارة. وهذه الطرق لم تصبح شائعة الاستخدام بسبب تكاليف الإنشاء. (Eftekharzadeh *et al.*, 1987).

وإن الإدارة المحسنة للشرائح والأحواض عادة ما تتطلب اختيار معدل التدفق السليم وفترة استمراره الصحيحة. ففي حالة ري الأحواض المستوية، ازداد الميل نحو زيادة معدل التدفق إلى تقدم سريع وتقليل تكاليف العمالة. وتصل الأحواض المستوية إلى أحجام كبيرة بما يصل إلى ١٥ هكتاراً مع تدفقات أكبر من ١ م^{٣}/ث. وقد أصبح التحكم في انجراف المنافذ أمراً هاماً في مثل هذه النظم. ومع الشرائح والأحواض ثابتة العرض، فليس من الممكن دائماً الوصول إلى تعديلات في معدل التدفق، مما يجعل التحكم في فترة الاستمرار هو الوسيلة الوحيدة للتحكم في الأداء. وقد تم اقتراح عدد من الطرق للتحكم الآلي في مدة الاستمرار في مثل هذه النظم، ومن بينها التحكم الآلي لبوابات المدوار، ومنافذ الأنابيب، وبوابات السقوط المفتوح أو المغلق داخل مصدر مائي عبارة عن قناة خرسانية مبطنة. ومعظم هذه الطرق تستخدم آلات توقيت بسيطة لنقل المياه من مجموعة إلى أخرى. وقد تم تطوير أجهزة مراقبة الحقل لمراقبة وصول المياه وتسجيل التغير في مجموعة الري (مثلاً، بناءً على مسافة التقدم). وأجهزة المراقبة هذه أيضاً ليست شائعة الاستخدام.

وتم تطوير الصرف الخلفي للأحواض المستوية لتقليل كثير من القيود الناتجة من استخدام الأحواض المستوية الحديثة التقليدية المستخدمة في جنوب غرب أريزونا. ومع هذه النظم يتم وضع القناة الشرقية أسفل تدرج الحقل. وعندما يتم فتح القناة ينقل إمداد المياه خلف الحقل. أسفل ارتفاع سطحه إلى الحقل التالي. وبالإضافة إلى ذلك فإن بعض المياه المضافة تتصرف تماماً وراء الحقل الذي تم ريه، وبالتالي تقلل من العمق المضاف. وتستخدم قناة الصرف كصف منعطف. وهذا النظام يعمل بشكل كبير على تقليل التكاليف اللازمة لإنشاء الحوض المستوي (أي، لا يلزم إنشاء قناة خرسانية)، ما يجعل الوصول إلى إضافات مياه أخف أكثر سهولة، ويضع قيوداً أقل على العمليات الآلية (أي، يمكن للمرء القيادة عبر القنوات من حوض إلى ما الذي يليه) (Dedrick, 1984).

ومؤخراً، تم استخدام نظم مماثلة لري الأحواض المستوية في مناطق تساقط المطر الغزير، بما فيها إنتاج الأرز غير المقشور. ومن الممارسات الشائعة وضع قنوات أسفل التدرج عند واحد إلى ثلاثة جوانب. وهذا يحل محل نظام المتون الكنتورية، في أنه بدلاً من أن تتدفق المياه من متن إلى آخر عبر الحقل، فإن المياه تتدفق في القنوات الجانبية من متن إلى آخر. وهذا يشجع على مزيد من الري الكفء والصرف السطحي الأسرع (Clemmens, 2000).

وتعد الأبنية الرئيسة جانباً هاماً في التصميم حيث إنها تمثل غالباً جزءًا رئيساً من تكاليف تطوير نظام الري السطحي. وإن إجراءات تصميم نظام الري السطحي المعروضة هنا يجب أن تُستخدم بالاشتراك مع التحليل الاقتصادي لكل العوامل التي تؤثر على تكاليف التطوير والتشغيل، ولابد من الأخذ في الاعتبار أيضاً بالضغوط المستقبلية المتعلقة بتقليل المياه المضافة والحماية البيئية. وإن التصاميم التي تسمح بشكل محتمل بتحكم أفضل في المياه تقدم مرونة أكبر لتلبية هذه المتطلبات المتغيرة، ويمكن إيجاد مزيد من التفاصيل حول هذه الاعتبارات في اختيار نظام الري في البحث الذي قدمه بروت وآخرون Brut *et al.* (1999).

المراجع

ASAE. 1991. EP419: Evaluation of furrow irrigation systems. St. Joseph, Mich.: ASAE.

ASAE. 1997. EP408.1: Design and installation of surface irrigation runoff reuse systems. St, Joseph, Mich.: ASAE.

Bondurant, J. A., and W. D. Kemper. 1985. Self-cleaning, non-powered trash screens for small irrigation flows. Trans. ASAE 28(1): 113 -117

Boonstra, J., and M. Jurriens. 1988. BASCAD A Mathematical Model for Level Basin Irrigation. ILRI Publication 43. Wageningen, The Netherlands: Int'l. Inst. for Land Reclamation and Improvement.

Burt, C. M., A. J. Clernrnens, R. D. Bliesner, J. L. Merriam, and L. A. Hardy. 1999. Selection of irrigation methods for agriculture. ASCE On-Farm Irrigation Committee Report. Reston, Va.: American Soc. Civil Engineers.

Clernrnens, A. J. 1991. Feedback control of a basin irrigation system. J. Irrig. Drain. Eng. 118(3): 480-496.

Clemmens, A. 1. 2000. Level basin irrigation systems: adoption, practices, and the resulting performance. In Proc. 4th Decennial Nat'l Irrigation Symp., 273-282. St.Joseph, Mich.: ASAE.

Clemmens, A. J., and A. R. Dedrick. 1981. Estimating distribution uniformity in level basins. Trans. ASAE 24(5): 177-1180, 1187.

Clemmens, A. J., and A. R. Dedrick. 1982. Limits for practical level-basin design. J. Irrig. Drain. Div., ASCE 108(1R2): 127-141.

Clemmens, A. J., and A. R. Dedrick. 1994. Chapt. 7: Irrigation techniques and evaluations. In Management of Water Use in Agriculture, 64-103. K. K. Tanji and B. Yaron, eds. Adv. Series in Agricultural Sciences, Vol. 22. Berlin, Germany: Springer- Verlag.

Clemmens, A. J., A. R. Dedrick, and R. J. Strand. 1995. BASIN: A Computer Program for the Design of Level-Basin Irrigation Systems. WCL Report #19. Phoenix, Ariz.: U.S. Water Conservation Lab., USDA-ARS.

Dedrick, A. R. 1984. Water delivery and distribution to level basins. In Water Today and Tomorrow, Proc. Am. Soc. Civ. Eng. conf., 1-8. Reston, Va.: American Soc. Civil Engineers.

Eftekharzadeh, S., A. J. Clemmens, and D. D. Fangmeier. 1987 Furrow irrigation using canal side weirs. J. Irrig. Drain. Eng. 113(2): 251-265.

FAO. 2005. AQUASTAT online database, FAO's Information System on Water and Agriculture. Food and Agriculture Organization, United Nations, Rome, Italy. Availab le at: www.fao.org/ag/agl/aglw/ aquastat/dbaselindex2.jsp.

Garton, J. E. 1966. Designing an automatic cut-back furrow irrigation system. Okla. Agr. Bull. B-651.

Hart, W. E., H. G. Collins, G. Woodward, and A. S. Humpherys. 1980. Chapt. 13: Design and operation of gravity or surface irrigation systems. In Design and Operation of Farm Irrigation Systems. M. E. Jensen, ed. St. Joseph, Mich.: ASAE.

Hutson, S. S., N. L. Barber, J. F Kenny, K. S. Linsey, D. S. Lumia, and M. A. Maupin. 2004. Estimated Use of Water in the United States in 2000. USGS Circular 1268. Washington, D.C.: USGS.

Kennedy, D. N. 1994. California Water Plan Update. Vol. 1. Sacramento, Calif.: State of Californi a Dept. of Water Resources.

Kincaid, D. C. 1984. Cablegation: V. Dimensionless design relationships. Trans. ASAE 27(3): 769-722.

Merriam, J. L., and A. J. Clemmens. 1985. Time rated infiltrated depth families. In Development and Management Aspects of Irrigation and Drainage, Spec. Conf. Proc., 67-74. Reston, Va.: American Soc. Civil Engineers, Irrig. and Drain. Div.

Philip, J. R. 1957. The theory of infiltration: 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations. Soil Science 84: 257-264.

Solomon, K. H., and B. Davidoff. 1997 On the relationship between unit and subunit irrigation performance. Draft copy.

Strelkoff, T. 1977. Algebraic computation of flow in border irrigation. J.Irrig. Drain. Div., ASCE 103(1R3): 357-377.

Strelkoff, T. 1990. SRFR: A Computer Program for Simulating Flow in Surface Irrigation Furrows-Basins-Borders. WCL Report 17 Phoenix, Ariz.: U.S. Water Conservation Laboratory, USDA/ARS.

Strelkoff, T. S., A. J. Clemrnens, B. V Schmidt, and E. J. Slosky. 1996. Border: A Design and Management Aid for Sloping Border Irrigation Systems. Version 1.0. WCL Report #21. Phoenix, Ariz.: U.S. Water Conservation Laboratory, USDA-ARS.

Stringham, G. E., and S. N. Hamad. 1975. Design of irrigation runoff recovery systems. J. Irrig. Drain. Div., ASCE 101(IR3): 209-219.

Trout, T. J., and D. C. Kincaid. 1994. Float-activated variable-speed irrigation tailwater pump. ASAE Paper No. 942124. St. Joseph, Mich.: ASAE.

USDA. 1974. Chapt. 4, Sect. 15: Border Irrigation. In National Engineering Handbook. Washington, D.C.: Soil Conserv. Serv., USDA.

USDA. 1984. Chapt. 5, Sect. 15: Furrow Irrigation. In National Engineering Handbook. Washington, D.C.: Soil Conserv Serv., USDA.

Walker, W R. 1989. Guidelines for designing and evaluating surface irrigation systems. FAO Irrigation and Drainage Paper 45. Rome, Italy: Food and Agriculture Organization of the United Nations.

Walker, W. R., and G. V Skogerboe. 1987. Surface Irrigation: Theory and Practice. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, Inc.