

نظریه‌ها و مدل‌های زهکشی

گروه کار زهکشی

کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران

مترجم:

دکتر ابراهیم پذیرا

عضو گروه کار زهکشی و

استاد واحد علوم و تحقیقات دانشگاه آزاد اسلامی - تهران

بازخوانی و ویرایش:

مهندس احمد لطفی

مهندس مجتبی اکرم





نام کتاب: نظریه‌ها و مدل‌های زهکشی

مترجم: ابراهیم پذیرا

ویراستار: مجتبی اکرم، احمدمد لطفی

ناشر: کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران

حروف چینی و صفحه آرایی: کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران

چاپ اول: ۱۳۸۱

تیراژ: ۱۰۰۰ نسخه

شابک: ۵ - ۷ - ۹۴۰۲۶ - ۹۶۱۴

نشانی: تهران، خیابان شهید دستگردی، خیابان شهید کارگزار، خیابان شهید شهرساز، پلاک ۲۴،

کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران تلفن: ۲۲۵۷۳۴۸ نمابر: ۲۲۷۲۲۸۵

حق چاپ برای کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران محفوظ است.

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
	پیشگفتار
	فصل اول - جریان همگام در زهکش‌ها و چاه‌ها
۱	۱- مقدمه
۳	۲- زهکشی به وسیله نهرچه و لوله زیرزمینی در اراضی مسطح
۳	الف - زهکشی به وسیله نهرچه
۹	ب - زهکشی به وسیله لوله‌های زیرزمینی
۹	۱- زهکشی خاک همگن
۲۶	۲- زهکش خاک‌های مطبق
۳۷	پ - زهکشی زمین‌های مستغرق (همانند حوضچه‌های آبشویی)
۴۲	۳- زهکشی اراضی شیب‌دار
۵۵	۴- زهکش‌های حائل
۶۳	۵- جریان همگام در زهکشی با چاه
	فصل دوم - جریان غیرهمگام در زهکشی
۷۷	۱- مقدمه
۷۸	۲- فیزیک مسئله
۸۱	۳- مفهوم آبدهی ویژه و کاربرد آن
۸۱	الف - زهکشی یک بعدی
۸۵	ب - زهکشی دو و سه بعدی
۸۶	پ - کاربرد مفهوم آبدهی ویژه
۸۸	۴- معادله بوزینسک

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۹۱	الف - راه‌حل خطی نشده مسئله بوزینسک
۹۶	ب - راه‌حل‌های خطی شده
۹۹	۵- تقریب‌های متوالی و پیوسته حالت‌های همگام لحظه‌ای
۱۰۴	۶- دقت راه‌حل‌ها
۱۰۷	۷- سطوح ایستابی نوسان‌دار
۱۱۱	۸- هیدروگراف‌های زهکشی
۱۱۴	۹- عوامل بغرنج‌کننده تحلیل جریان غیرهمگام در زهکش‌ها
۱۱۴	الف - وضعیت و طبیعت کانال زهکشی
۱۱۷	ب - غیرایزوتروپی و نامتجانس بودن خاک
۱۱۷	پ - ناهمگنی خاک
۱۲۰	ت - اثر خاکدانه‌ای
۱۲۱	۱۰- کاربرد نظریه حالت غیرهمگام زهکشی
	فصل سوم - مدل‌های شبیه‌سازی زهکشی
۱۲۵	۱- مقدمه
۱۲۷	۲- معادله دو بعدی ریچاردز
۱۳۱	۳- معادله ریچاردز برای جریان قائم
۱۳۲	الف - SWATRE
۱۴۰	ب - سایر مدل‌های مبتنی بر معادله یک بعدی ریچاردز
۱۴۴	۴- مدل‌های بیلان آب
۱۴۵	الف - DRAINMOD

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱۴۸	۱- داده‌های هواشناسی
۱۴۸	۲- نفوذپذیری
۱۵۰	۳- زهکشی سطحی
۱۵۰	۴- زهکشی زیرزمینی
۱۵۴	۵- آبیاری زیرزمینی و زهکشی کنترل شده
۱۵۶	۶- تبخیر و تعرق
۱۵۸	۷- توزیع آب خاک
۱۶۰	۸- عملکرد محصول
۱۶۲	۹- ارزیابی‌های مزرعه‌ای
۱۶۴	ب - سایر مدل‌های بیلان آب
۱۶۶	۵- معادله بوزینسک
۱۷۲	۶- انتخاب مدل
۱۷۶	منابع مورد استفاده

پیشگفتار

در اواخر سال ۱۹۹۹ میلادی کتاب جامع "زهکشی کشاورزی" به چاپ رسید. این کتاب از چهل و دو فصل تشکیل می‌شود که فصل‌های آن توسط چند نفر از برجسته‌ترین متخصصین به رشته نگارش درآمده و توسط دو تن از مشهورترین پژوهشگران ویرایش شده است. این کتاب گنجینه‌ای از تازه‌ترین دستاوردهای زهکشی به شمار می‌رود.

گروه کار زهکشی کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران، با درک اهمیت انتشار این کتاب، تصمیم گرفت که بخش‌هایی از آن را که مورد نیاز بیشتر دست‌اندرکاران زهکشی است ترجمه و در چند جلد در اختیار علاقمندان قرار دهد. سومین بخش از این اقدام، هم اکنون با عنوان "نظریه‌ها و مدل‌های زهکشی" پیش روی شماست. امید می‌رود که بخش‌های دیگر این کار نیز به زودی در اختیار دانش پژوهان قرار گیرد.

کتاب حاضر، ترجمه سه فصل از کتاب "Agricultural Drainage" است که توسط J. van Shilfgaarde. & R. W. Skaggs در سال ۱۹۹۹ میلادی تألیف شده است. فصل اول کتاب، ترجمه فصل ششم کتاب اصلی است که به وسیله Rienk. R. van der Pleog از دانشگاه مارتین لوتر، آلمان و Don. Kirkham & Robert Horton از دانشگاه ایالتی ایوا، آمریکا، فصل دوم کتاب ترجمه، فصل هفتم کتاب اصلی است که بوسیله E. G. Youngs از دانشگاه کرانفیلد، سیلسو، انگلستان و فصل سوم کتاب، ترجمه فصل سیزدهم کتاب اصلی است که بوسیله R. Wayne. Skaggs از دانشگاه ایالتی کارولینای شمالی، آمریکا نگارش گردیده است.

انتخاب فصل‌های متذکره به دلیل لزوم پیوستگی و ارتباط نظریه‌های زهکشی (جریان‌های همگام در زهکش‌ها و چاه‌ها و جریان‌های غیر همگام در زهکشی) و آشنایی با مفاهیم و کاربرد مدل‌های شبیه‌سازی زهکشی بوده است. بدین دلیل استنباط برآنست که مجموعه تدوینی به صورت کتابی مستقل بتواند مورد استفاده علاقمندان قرار گیرد.

در پایان لازم می‌داند که از کلیه دست‌اندرکاران در امر ترجمه، ویراستاری، پیگیری امور مربوطه، تایپ و چاپ این کتاب قدردانی نماید.

کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران

فصل اول

جریان همگام در زهکشی‌ها و چاه‌ها

رینک، ار. وان در پلوگ^۱ روبرت هورتون و دان کرکهام^۲
دانشگاه مارتین لوتر، هالی - آلمان دانشگاه ایالتی ایوا، آمز، ایوا - آمریکا

۱ - مقدمه

برای رشد مطلوب یک گیاه، ضروری است که شرایط فیزیکی مناسبی در محدوده توسعه ریشه‌ها فراهم باشد. به دلیل تغییرات سریع شرایط اقلیمی، ایجاد و نگهداری شرایط مناسب در یک دوره زمانی طولانی مشکل است. گیاهان در دوره رشد خود به شرایط رطوبتی خاک حساس می‌باشند. تیلور و اشکرافت^۳ (۱۹۷۲) برای بعضی گیاهان، فهرستی از محدوده مطلوب پتانسیل آب خاک^۴ را در منطقه توسعه ریشه‌ها ارائه داده‌اند. در بیشتر موارد، در خاک‌های مرطوب چنین شرایط مطلوبی موجود نیست و عموماً حالات غرقابی و آب ماندگی در آنها مشاهده می‌گردد. حتی اگر دوره غرقابی و یا ماندابی شدن کوتاه باشد، این شرایط می‌تواند بر روی رشد گیاه و عملکرد محصول آن به طور محسوس تأثیر بگذارد. به عنوان مثال می‌توان به یافته‌های برترام^۵ (۱۹۳۱) و کرکهام و پترسون^۶ (۱۹۴۸، اطلاعات منتشر نشده) اشاره نمود. هدف از مجموعه اقداماتی نظیر تهیه زمین و کاربرد مواد اصلاح کننده خاک، ایجاد شرایط فیزیکی مناسب‌تر در خاک‌ها است. زهکشی موجب خارج شدن آب اضافی و بهبود شرایط تهویه خاک می‌شود. هم چنین در مراحل اولیه دوره رشد، زهکشی می‌تواند رژیم حرارتی مطلوب‌تری را در خاک ایجاد نماید.

1- Rienk R. van der Ploeg, Martine – Luther University Halle, Germany.
2- Robert Horton and Don Kirkham, Iowa State University Ames Iowa, U.S.A
3- Taylor and Ashcroft
4- Soil Water
5- Bertram
6- Kirkham and Peterson

به کمک یک سیستم زهکشی، می‌توان از پیامدهای غرقاب یا ماندابی شدن اراضی جلوگیری نمود. در شرایط بسیار مطلوب و آرمانی، سیستم زهکشی یک مزرعه باید به نحوی طراحی گردد که در هیچیک از مراحل بحرانی دوره رشد و برای همه انواع گیاهان زراعی، شرایط غرقابی یا ماندابی اتفاق نیافتد. ایجاد چنین شرایطی زمانی فراهم می‌گردد که فواصل زهکش‌ها بسیار کم باشد. احداث چنین سیستمی بسیار گران و احتمالاً غیر عملی است. بنابراین سیستم‌های زهکشی معمولاً بر پایه معیارهای دیگر و به شکلی طراحی می‌گردند تا علاوه بر تخلیه آب اضافی طی ادوار کوتاه ماندابی، بتوانند در دوره رشد سطح ایستابی را در عمق مشخص نگاهدارند. چنین عمق مشخصی معمولاً بر اساس سطح ایستابی مطلوب برای رشد گیاه و از طریق آزمایش و تجربه تعیین می‌گردد (به عنوان مثال به نوشته هوخهات^۱ ۱۹۵۲ و یا ویلیامسون و کریز^۲ ۱۹۷۰ مراجعه شود). در زمینه رشد گیاه در خاک‌های مرطوب می‌توان به دست آورده‌های وانت و دت و هگان^۳ (۱۹۵۷)، وسلینگ^۴ (۱۹۷۴) و یا ماس و گراتان^۵ (۱۹۹۸، فصل سوم کتاب اصلی) اشاره نمود.

برای محاسبه فاصله زهکش‌ها بطوری که بتواند سطح ایستابی را در مزرعه در عمق مشخصی نگهداری نماید، معادلات زهکشی مورد استفاده قرار می‌گیرند. چنین معادلاتی را می‌توان برای شرایط آرمانی^۶ و همگام^۷ بر مبنای میانگین وضعیت مزرعه و یا برای شرایط رطوبتی ویژه که در بعضی شرایط در مزرعه حادث می‌گردد استفاده نمود. مثال موردی برای حالت اخیر جمهوری فدرال آلمان است. در این کشور سیستم زهکش‌های زیرزمینی در نواحی ساحلی برای مقادیر بارندگی معادل ۱۰ میلیمتر در روز، در جلگه‌های شمالی برای ۱۲ میلیمتر در روز، در اراضی

1- Hooghoudt

2- Williamson and Kriz

3- van't Woudt and Hagan

4- Wesseling

5- Maas and Grattan

6- Idealized

7- Steady - State

مرتفع بخش مرکزی برای ۲۶-۱۴ میلیمتر در روز و در مناطق کوهستانی بخش جنوبی برای ۲۴-۱۸ میلیمتر در روز طراحی می‌شوند (اگلس مان،^۱ ۱۹۸۱). نظریه جریان پتانسیل، نظریه دوپوئی-فورشهیمر^۲ (DF) و یا ترکیبی از هر دو نظریه در اشتقاق معادلات زهکشی به کار می‌رود. در بعضی حالات روابط تجربی مبتنی بر توجیهات فیزیکی نیز بکار برده می‌شود. در زمینه مفروضات فیزیکی و راه‌حل‌های ریاضی که مبنای تدوین بسیاری از معادلات حالت همگام زهکشی می‌باشند می‌توان به نوشته‌های چایلدز^۳ (۱۹۵۷)، کرکهام و پاورز^۴ (۱۹۸۴)، لول و یانگز^۵ (۱۹۸۴) و نیبر و فدس^۶ (۱۹۹۹)، فصل پنجم کتاب اصلی) مراجعه نمود. در آنچه از نظر خواهد گذشت، معادلات زهکشی جریان همگام در زهکش‌ها و خاک‌های همگن و مطبق و هم چنین جریان همگام در چاه‌ها مورد بحث قرار می‌گیرد. در این مبحث توسعه و تکامل معادلات زهکشی برای شرایط جریان همگام در زهکش‌ها و چاه‌ها با رعایت قدمت زمانی ارائه گردیده است. با توجه به اینکه بخش‌هایی از موضوعات مرتبط با مندرجات این فصل در فصول دیگر کتاب اصلی مورد بحث قرار گرفته‌اند (وان شیلف گارد^۷ ۱۹۵۷، کرکهام^۸ و همکاران ۱۹۷۴) با ارجاع به این موارد، از تکرار آنها خودداری شده است.

۲- زهکشی به وسیله نه‌رچه و لوله زیرزمینی در اراضی مسطح

الف- زهکشی به وسیله نه‌رچه

یکی از قدیمی‌ترین معادلات زهکشی که براساس نظریه (DF) استوار است، زهکشی را در شرایط همگام و برای خاک‌های همگن با لایه غیر قابل نفوذ بیان می‌کند (هوخهات ۱۹۳۷، ص ۴۵۶). برای یک سری نه‌رچه‌های زهکشی که به صورت موازی

1- Eggelsmann

2- Dupuit - Forchheimer (DF)

3- Childs

4- Kirkham and Powers

5- Lovell and Youngs

6- Nieber and Feddes

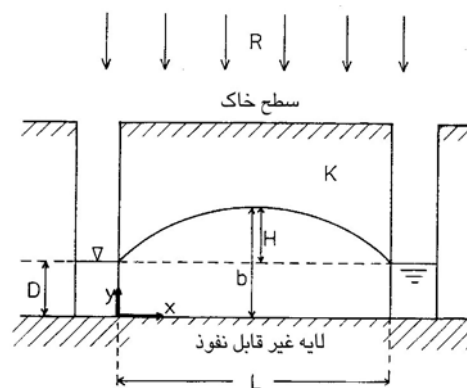
7- van Schilfgaarde

8- Kirkham et al.

و به فواصل مساوی از یکدیگر قرار گرفته باشند، این معادله رابطه بین فاصله دو نهرچه L (به شکل ۱-۱ مراجعه شود) را با بارندگی مؤثر و ثابت R ، هدایت هیدرولیکی خاک K و ارتفاع حداکثر سطح ایستابی $b(=D+H)$ در بالای لایه غیر قابل نفوذ (در وسط دو نهرچه)، به شرح ذیل بیان می‌نماید.

$$L^2 = \frac{4K}{R}(b^2 - D^2) \quad [۱]$$

در معادله [۱]، D ارتفاع ثابت سطح ایستابی در نهرچه‌ها می‌باشد. برای آگاهی از چگونگی اشتقاق معادله [۱] می‌توان به نوشته اصلی هوخهات، وان شیلف گارد (۱۹۵۷) و یا کرکهام و پاورز (۱۹۸۴، ص ۸۹-۹۱) مراجعه نمود.



شکل (۱-۱) شمای یک خاک همگن که بر روی لایه‌ای غیر قابل نفوذ افقی قرار گرفته و به وسیله نهرچه‌های موازی که با فاصله یکسان از یکدیگر قرار داشته و تا سطح لایه غیر قابل نفوذ امتداد دارند زهکشی شده است.

معادله [۱] حالت خاص از یک معادله عمومی‌تر می‌باشد که در آن ارتفاع سطح ایستابی در هر مکان بین دو نهرچه را برحسب سایر پارامترها بیان می‌دارد. با استفاده از سیستم مختصات کارتزین (شکل ۱-۱) معادله کلی به شرح زیر در می‌آید.

$$y^2 - D^2 = \frac{R}{K}(Lx - x^2) \quad [2]$$

که در آن، y ارتفاع سطح ایستابی در مکان x بین دو نهرچه (به صفحه ۹۰ نوشته کرکهم و پاورز ۱۹۸۴ مراجعه شود) می‌باشد. در معادله [۲] شکل سطح ایستابی بین دو نهرچه به صورت بیضی بیان می‌گردد. هوخهات نیز معادلاتی برای زهکشی به وسیله نهرچه برای خاک‌های دو لایه ارائه داد که در آن h_2 ضخامت لایه دوم و K_1 و K_2 به ترتیب هدایت هیدرولیکی لایه‌های اول و دوم می‌باشند. هوخهات (۱۹۳۷)، معادله [۲۹] مرجع اصلی) معادله خود را برای حالتی که $D < h_2$ باشد (شکل ۱-۲۸)، به شکل زیر ارائه نمود.

$$L^2 = \frac{4}{R} [K_1 b^2 + 2(K_2 - K_1)h_2 b - (K_2 - K_1)h_2^2 - K_2 D^2] \quad [3]$$

به همین ترتیب (هوخهات، ۱۹۳۷، معادله [۳۹] مرجع اصلی) برای شرایطی که $D > h_2$ (شکل ۱-۲۸) باشد، L^2 را به شرح زیر محاسبه نمود.

$$L^2 = \frac{4}{R} [K_1 b^2 + 2(K_2 - K_1)h_2 b - 2(K_2 - K_1)h_2 D - K_1 D^2] \quad [4]$$

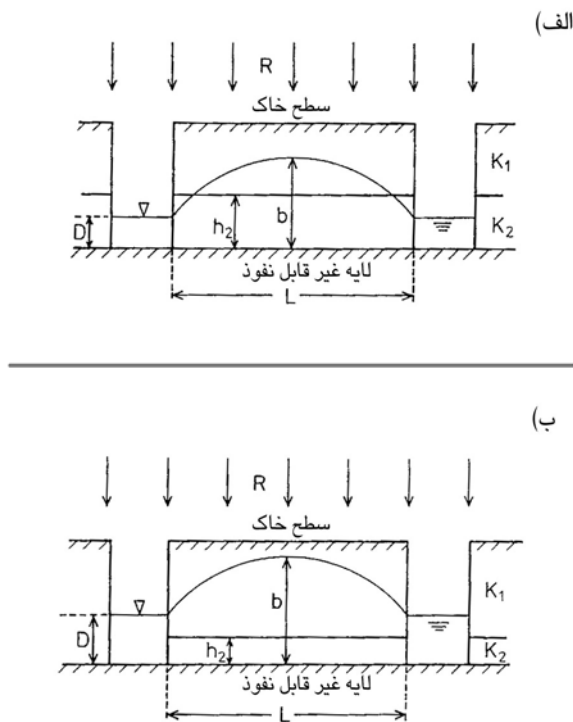
معادلات [۳] و [۴] هرگاه $K_2 = K_1$ باشد (خاک‌های همگن) هر دو به شکل معادله [۱] ساده می‌شوند. معادلات [۲]، [۳] و [۴] را می‌توان برای محاسبه فواصل زهکش‌های لوله‌ای زیرزمینی برای شرایطی به کار برد که زهکش‌ها بر روی لایه غیر قابل نفوذ استقرار داشته باشند.

در حالتی که $D=0$ باشد (شکل ۱-۱ و شکل ۱-۲۸) معادلات [۱] و [۳] را می‌توان ساده نموده و به عنوان مثال معادله [۵] را به صورت زیر ارائه داد (برای زهکشی به وسیله نهرچه و یا زهکش لوله‌ای زیرزمینی).

$$L^2 = \frac{4K}{R} b^2 \quad [5]$$

هوخهات (۱۹۳۷) هم چنین معادله‌ای را برای زهکشی یک خاک سه لایه که هدایت هیدرولیکی لایه‌های آن متناوباً تغییر می‌کند ارائه نمود که به دلیل رعایت حفظ

اختصار در این مبحث از بیان این معادلات صرفنظر شده است. علاقمندان می‌توانند به مرجع اصلی مراجعه نمایند.



شکل (۱-۲) زهکشی همگام به وسیله نهرچه برای خاکی دو لایه که طبقه‌ای غیر قابل نفوذ در زیر آن قرار داشته باشد. (a) برای حالت $D < h_2$ و (b) برای حالت $D > h_2$.

همانطوریکه قبلاً بیان شد، هوخهات با کاربرد نظریه DF معادلات [۱] تا [۴] را استخراج نمود. نظریه DF یک نظریه تقریبی است، لیکن می‌تواند با دقت کافی فواصل نه‌رچه‌های زهکشی را به خصوص در شرایطی که نه‌رچه‌ها به اندازه کافی عمیق بوده و جریان غالب آب در خاک به صورت افقی باشد، محاسبه کند. نظریه DF برای مواقعی که کف نه‌رچه‌ها (مانند آنچه در شکل‌های ۱-۱ و ۲-۱ نشان داده شده) بر روی لایه غیر قابل نفوذ استقرار داشته باشند و فاصله زهکش‌ها L در مقایسه با

ارتفاع حداکثر سطح ایستابی H قابل ملاحظه باشد، قابلیت کاربرد دارد. به هر حال به جز در مواقعی که زهکش‌های زیرزمینی بر روی لایه غیر قابل نفوذ قرار داشته باشند، کاربرد نظریه DF برای محاسبه فاصله زهکش‌های زیرزمینی چندان مناسب نیست زیرا در جوار لوله‌های زهکشی زیرزمینی بخش قابل ملاحظه‌ای از جریان ورودی به زهکش‌ها به صورت شعاعی است که بدین دلیل نظریه DF در مورد آن کاربرد ندارد. در فصل چهارم کتاب اصلی (مک ورتن و مارینلی^۱، ۱۹۹۹) فرضیات و محدودیت‌های نظریه DF را با توضیح بیشتری ارائه داده‌اند، علاقمندان به این موضوع می‌توانند به نوشته‌های وان شیلف گارد (۱۹۶۵) و کرکهام و پاورز (۱۹۸۴، ص ۹۵-۸۷) رجوع نمایند.

مسایل زهکشی را هم چنین می‌توان از طریق کاربرد نظریه پتانسیل جریان حل نمود. شرح تفصیلی این نظریه در فصول دیگر کتاب اصلی و هم چنین در نوشته کرکهام و پاورز (۱۹۸۴) ارائه شده است. با استفاده از نظریه پتانسیل جریان، کرکهام (۱۹۵۸، شکل ۳c مرجع اصلی) راه حل تقریبی را برای مسئله زهکشی به وسیله نه‌رچه‌ها در شرایط بارندگی همگام و پایدار (شکل ۱-۱) ارائه نمود. در همان مقاله کرکهام (۱۹۵۸، شکل ۳b مرجع اصلی) راه‌حلی را نیز برای زهکشی به وسیله نه‌رچه ارائه نمود که در آن کف نه‌رچه‌ها بر روی لایه محدودکننده استقرار نداشته باشند. برای بعضی حالات زهکشی به وسیله نه‌رچه، نتایج اندازه‌گیری‌های مزرعه‌ای از سطح ایستابی، هماهنگی و انطباق مناسبی بین ارقام اندازه‌گیری شده و مقادیر نظری را نشان داده است (کرکهام ۱۹۵۸، شکل ۴b مرجع اصلی).

درمعادله کرکهام (۱۹۵۸) سطوح نشت وجود نداشت. این مقادیر معمولاً ناچیز بوده و بدین دلیل در شکل (۱-۱) نیز نشان داده نشده است. مسئله زهکشی در حالتی که بارندگی مداوم (همگام) بوده و اراضی به وسیله نه‌رچه زهکشی می‌شود (شکل ۱-۱) و در شرایطی که سطوح نشت نیز به آن اضافه گردد به وسیله کرکهام و پاورز (۱۹۶۴) مورد بحث قرار گرفته است. نامبردگان معادلات ریاضی حاکم بر آن

شرایط را نیز استخراج نمودند، لیکن نتایج عددی از آن ارائه نداده‌اند. بدین دلیل این موضوع نیازمند تحقیقات بیشتری در آینده می‌باشد.

برای مسئله مطرح شده در شکل (۱-۱) که در آن تغییراتی از جمله شرایط کناره نهرچه و سطوح نشست نیز منظور شده باشد، کرکهام (۱۹۶۵) روشی تحلیلی پیشنهاد نمود که حل نموداری آن (دیاگرام) به وسیله سی، دبلیو، بوست^۱. برای دو حالت سطح ایستابی یکسان و غیر یکسان در نهرچه‌ها تهیه و ارائه شده است.

در خاتمه بحث زهکشی به وسیله نهرچه، به بعضی از دست آوردهای یانگز^۲ (۱۹۶۵، a, b, ۱۹۶۶) نیز بطور خلاصه اشاره می‌گردد. با ارجاع مجدد به شکل (۱-۱) و در نظر گرفتن ارتفاع سطح ایستابی بین دو نهرچه، نتایج حاصله به وسیله یانگز را می‌توان به صورت یک عبارت نامساوی که از نظریه پتانسیل استخراج گردیده به شرح زیر بیان کرد (کرکهام و همکاران ۱۹۷۴، معادله [۱۱a]).

$$\frac{b^2 - D^2}{L^2} > \frac{R}{4K} > \frac{b^2 - D^2}{L^2} - \frac{R}{4K} \frac{b^2}{L^2} \quad [6]$$

که به صورت زیر نیز قابل ارائه است (کرکهام و همکاران ۱۹۷۴، معادله [۱۱e])

$$\frac{R}{4K} + \frac{D^2}{L^2} < \frac{b^2}{L^2} < \frac{1}{1 - R/K} \left(\frac{R}{4K} + \frac{D^2}{L^2} \right) \quad [7]$$

در معادله [۷] هرگاه علامت نامساوی سمت چپ به وسیله علامت مساوی جایگزین گردد، نتیجه آن به صورت زیر خواهد بود.

$$\frac{R}{4K} + \frac{D^2}{L^2} = \frac{b^2}{L^2}, \text{ یا } L^2 = \frac{4K}{R} (b^2 - D^2), \quad [8]$$

همان طوری که ملاحظه می‌گردد معادله [۸] دقیقاً معادله [۱] می‌باشد. به طریق مشابهی، با جایگزینی علامت نامساوی سمت راست در معادله [۷] با علامت مساوی، معادله ذیل حاصل می‌گردد.

1- C. W. Boast

2- Youngs

$$L^2 = \frac{4K}{R} \left[\left(1 - \frac{R}{K} \right) b^2 - D^2 \right] \quad [9]$$

معادلات [7] و [8] نشان می‌دهند که معادله [۱] تنها حد فوقانی فاصله زهکش L را بدست می‌دهد و حد زیرین L با معادله [۹] محاسبه می‌شود. به هر حال در شرایطی که نسبت R/K کوچک باشد، حد فوقانی L به مقدار کمی با حد زیرین آن تفاوت می‌نماید و این بدان معنی است که معادله [۱] مقدار L را نزدیک به واقعیت محاسبه می‌کند. به این ترتیب در مورد زهکشی به وسیله نه‌رچه، نظریه DF را می‌توان با اطمینان برای محاسبه فاصله زهکش‌ها به کار برد، به خصوص در شرایطی که نسبت R/K کوچک باشد.

به هر حال، اگر معادله [۱] برای محاسبه فاصله زهکش‌های لوله‌ای زیرزمینی به کار گرفته شود، نتایج حاصله ممکن است دقیق نباشد، به خصوص در حالاتی که لوله‌های زهکش بالای لایه غیر قابل نفوذ استقرار داشته باشند (وان شیلف گارد ۱۹۵۷، کرکهام و پاورز ۱۹۸۴ ص ۹۵-۸۷ و یا کرکهام و همکاران ۱۹۷۴).

ب- زهکشی به وسیله لوله‌های زیرزمینی

۱- زهکشی خاک همگن

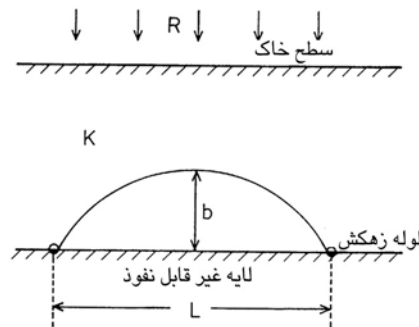
معادلات زهکشی برای لوله‌های زیرزمینی که براساس نظریه DF استوار می‌باشند، حتی قبل از آنکه هوخهات اولین معادله زهکشی به وسیله نه‌رچه را در هلند ارائه نماید، به طور وسیعی در شمال و بخش مرکزی اروپا، به کار می‌رفته است (وان در پلوگ و همکاران^۱ ۱۹۹۷ و ۱۹۹۹). معادله پایه‌ای که به این منظور در اروپا بکار می‌رفت را می‌توان به شرح زیر ارائه داد (به شکل ۱-۳ رجوع شود).

$$L^2 = \frac{4K}{R} b^2, \quad [10]$$

که دقیقاً مشابه است با معادله [۱] در شرایطی که نه‌رچه‌های زهکشی خالی از آب (جریان) باشند. روش اثتقاق این معادله برای زهکشی با لوله‌های زیرزمینی را

1- van der Ploeg et al.

می‌توان در میان آثار تحقیقی از جمله نوشته‌های گلدینگ^۱ (۱۸۷۲)، سی‌فرت^۲ (۱۸۹۹) و روت^۳ (۱۹۲۴) یافت. کاربرد این معادله به عنوان مثال به وسیله هانه‌مان^۴ (۱۸۷۶) و کلینتو^۵ (۱۹۰۷) در دانمارک و بیگر^۶ (۱۹۰۹) و زونکر^۷ (۱۹۲۴) در آلمان، کوزنی^۸ (۱۹۳۱) در اتریش و دیسرنز^۹ (۱۹۳۶) در سوئیس گزارش و یا توصیه شده است. هر چند در اصل، معادله [۱۰] فقط در شرایطی کاربرد دارد که لوله‌های زهکشی بر روی لایه غیر قابل نفوذ باشند، لیکن کاربرد آن بدون رعایت این محدودیت نیز توصیه شده است (روت، ۱۹۲۹ و یا کوزنی، ۱۹۳۲).

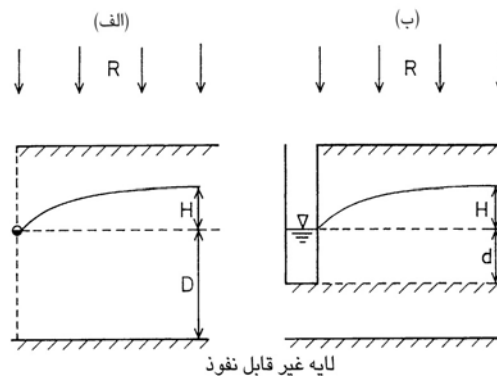


شکل (۳-۱) زهکشی همگام به وسیله لوله‌های زیرزمینی در یک خاک همگن، در شرایطی که زهکش‌ها بر روی لایه غیر قابل نفوذ استقرار داشته باشند.

بر مبنای معادله [۱۰]، ارنوویسی و دونن^{۱۰} (۱۹۶۴) معادله [۱۱] را برای محاسبه فواصل زهکشی برای حالتی که لوله‌های زهکشی در بالای طبقه غیر قابل نفوذ استقرار داشته باشند، ارائه نموده‌اند (به شکل ۱-۴ رجوع شود).

-
- 1- Colding
 - 2- Seyfert
 - 3- Rothe
 - 4- Hanneman
 - 5- Klinto
 - 6- Bagger
 - 7- Zunker
 - 8- Kozeny
 - 9- Diserens
 - 10- Aronovici and Donnan

$$L^2 = \frac{4K}{R}(b^2 - D^2) \quad [۱۱]$$



شکل (۱-۴) نمایش خاک یک لایه با هدایت هیدرولیکی K ، که به وسیله لوله‌های زیرزمینی زهکشی می‌شود در حالیکه لوله‌های زهکشی به فاصله D از لایه غیر قابل نفوذ قرار گرفته باشند.

به هر حال اعتبار معادله فوق بدین دلیل که فرضیات DF در اطراف لوله‌های زهکشی کاربرد ندارد می‌تواند مورد سؤال باشد (وان شیلف گارد ۱۹۵۷ و ۱۹۶۵، کرکهام ۱۹۶۷ و یا کرکهام و پاورز ۱۹۸۴ ص ۹۵-۸۷).

هوخهات (۱۹۴۰) با آگاهی از محدودیت‌های نظریه DF ، نظریه پتانسیل جریان را به منظور استخراج معادله‌ای برای خاک همگن و مسطح که به وسیله لوله‌های زیرزمینی، زهکشی می‌شود، بکار گرفت. نامبرده مطابق شکل (۱-۴) و با منظور نمودن هدایت هیدرولیکی خاک؛ K ، حداکثر ارتفاع سطح ایستابی بین دو زهکش؛ H ، شعاع زهکش‌ها؛ r و ارتفاع محل نصب زهکش‌ها در بالای لایه غیر قابل نفوذ؛ D ، معادله خود را به شرح زیر ارائه نمود (هوخهات ۱۹۴۰، معادله [۷۸] مرجع اصلی).

$$H = \frac{RL}{K}(B + C), \quad [۱۲]$$

که در آن B و C پارامترهایی هستند که در معادلات اولیه [۶۹] و [۷۷] هوخهات تعریف شده‌اند. نامبرده برای اشتقاق معادله فرض نمود که جریان افقی در ناحیه بین سطح ایستابی و سطح استقرار زهکش‌ها قابل اغماض می‌باشد. این فرض به ویژه هنگامی که مقدار H در مقایسه با L کوچک باشد منطقی و قابل قبول است. براساس نظریه وسلینگ (۱۹۶۴)، معادله [۱۲] را می‌توان به شرح زیر نوشت.

$$H = \frac{RL}{K} \left[\frac{(L - D\sqrt{2})^2}{8DL} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{\frac{1}{2}\sqrt{2}D}{r} + \frac{1}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \ln \frac{(nL)^2 - \left(\frac{1}{2}\sqrt{2}D\right)^2}{(nL)^2} + \frac{1}{2\pi} \sum_{n=0}^{\infty} \ln \frac{\left(nL + \frac{1}{2}\sqrt{2}D\right)^2 + 4D^2}{(nL)^2 + 4D^2} + \frac{1}{2\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \ln \frac{\left(nL - \frac{1}{2}\sqrt{2}D\right)^2 + 4D^2}{(nL)^2 + 4D^2} \right] \quad [۱۳]$$

و یا

$$H = \frac{RL}{K} F_H \quad [۱۴]$$

که در آن F_H در عبارت داخل کروشه معادله [۱۳] داده شده است. در معادله [۱۳] شعاع لوله‌های زهکشی r تنها در جزء دوم کروشه نمایان می‌گردد. همین‌طور براساس نظریه وسلینگ (۱۹۷۳، ص ۵۶-۱) معادله [۱۳] را می‌توان بدون تغییر زیاد در دقت آن، با حذف دیگر عبارات مجموعه به صورت زیر ارائه داد.

$$H = \frac{RL}{K} \left[\frac{(L - D\sqrt{2})^2}{8DL} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{\frac{1}{2}\sqrt{2}D}{r} \right] \quad [۱۵]$$

به کمک معادله فوق می‌توان فاصله زهکش‌ها L را به سهولت محاسبه نمود. زیرا معادله [۱۵] را می‌توان به صورت معادله درجه دوم برحسب L نیز نوشت. به هر حال هوخهات ترجیح داد که معادله [۱۵] را ساده‌تر نماید (هوخهات ۱۹۴۰، معادله [۹۸] مرجع اصلی). حاصل این اقدام معادله [۱۶] به شکل زیر است.

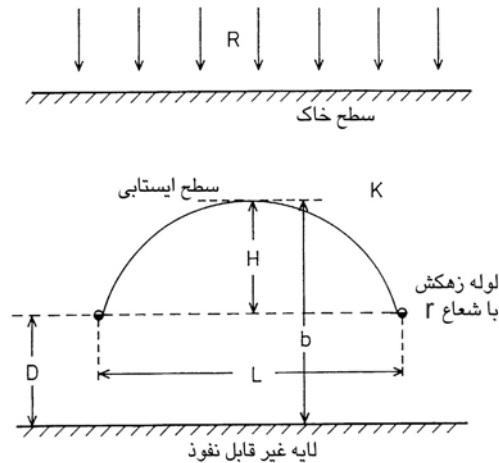
$$R = \frac{8KdH + 4KH^2}{L^2} \quad [16]$$

در معادله [۱۶] کمیت d (شکل ۵b-۱) نمایانگر عمق معادل نهرچه و یا عمقی از نهرچه است که به اندازه یک لوله زهکشی با شعاع r (در شکل ۵a-۱) مؤثر باشد، (مراجعه شود به نوشته هوخهات ۱۹۴۰ و یا وسلینگ ۱۹۷۳، ص ۵۶-۱). در شکل (۵b-۱) اندازه d از مقدار D شکل (۵a-۱) کوچکتر است. این امر بدین دلیل می‌باشد که در نهرچه، افت همگرانی کمتر از لوله زهکشی است. کمیت d در معادله [۱۶] و شکل (۵b-۱) را می‌توان در شرایطی محاسبه نمود که فرض شود جریان افقی در ناحیه بین سطح ایستابی و سطح استقرار زهکش‌ها قابل اغماض باشد (یعنی $4KH^2=0$) در این صورت معادله [۱۶] را می‌توان به صورت زیر ارائه داد.

$$R = \frac{8KdH}{L^2}, \quad \text{و یا} \quad H = \frac{RL^2}{8Kd} = \frac{RL}{K} \left(\frac{L}{8d} \right) \quad [17]$$

کمیت d در معادله [۱۷] را می‌توان از مقایسه معادلات [۱۷] و [۱۴] به دست آورد، نتیجه مقایسه منجر به حصول معادله زیر می‌گردد.

$$d = \frac{L}{8F_H} \quad [18]$$



شکل (۵-۱) مفهوم عمق معادل هوخهات، نه‌رچه با عمق d در سمت راست موجب افت مشابه سطح ایستابی همانند لوله‌های زهکشی در سمت چپ شکل می‌گردد (وسلینگ ۱۹۷۳ ص ۵۶-۱)

که در آن برای محاسبه مقدار F_H می‌توان از گروه معادله [۱۳] و یا معادله [۱۵] استفاده نمود. هوخهات (۱۹۴۰) و وسلینگ (۱۹۷۳ ص ۵۶-۱) مقادیر d را محاسبه نمودند. جدول ۱-۱ (ارائه شده بوسیله وسلینگ) مقادیر d را به عنوان تابعی از D و r نشان می‌دهد.

با معلوم بودن d که از نظر هندسی در شکل (۵-۱) و از نظر تحلیلی در معادله [۱۶] (که وسلینگ آن را «معادله هوخهات» نام گذاری نمود) تعریف شده است، می‌توان با کاربرد معادله [۱۸] (که منتج از معادله [۱۶] می‌باشد)، فاصله زهکش‌ها L را برای خاک‌های همگن و مسطح برای زهکشی با لوله‌های زیرزمینی محاسبه نمود. لیکن محاسبه L با استفاده از معادله [۱۶] و معادله [۱۸] به طور مستقیم و بدون واسطه به دلیل آنکه d (به عنوان تابعی از L) از قبل معلوم نیست، مقدور نمی‌باشد. وسلینگ (۱۹۷۳، ص ۵۶-۱) چند مثال را با روش تقاریب متوالی حل کرده نمود. تذکر این نکته لازم است که در حال حاضر در کشور آلمان، از معادله [۱۶] به صورت استاندارد برای محاسبه فواصل زهکش‌های لوله‌ای برای خاک‌های همگن استفاده می‌شود (اگلس‌من، ۱۹۸۱).

مسایل زهکشی زیرزمینی (لوله‌ای) که در بالا بیان شد (معادله [۱۳] تا [۱۸]) به وسیله کرکهام (۱۹۵۸) نیز مورد بررسی قرار گرفته است. کرکهام نیز نظریه پتانسیل جریان را به کار گرفت لیکن برخلاف هوخهات، از روش مقادیر مرزی استفاده نمود. راه حل ارائه شده به وسیله کرکهام علاوه بر حداکثر ارتفاع سطح ایستابی، ارتفاع سطح ایستابی در تمامی نقاط در منطقه جریان، همچنین سطوح پیزومتریک آب و سرعت نشست در حوزه یا ناحیه و شبکه جریان را نیز بدست می‌دهد. حداکثر ارتفاع سطح ایستابی بیان شده به وسیله هوخهات و کرکهام عملاً مساوی می‌باشند که بعداً به آن پرداخته خواهد شد.

برای جریان اشباع و دو بعدی بین نه‌رچه‌ها و یا زهکش‌های موازی، کرکهام از معادله لاپلاس^۱ و حل آن برای یک سری شرایط مرزی مناسب استفاده نمود. استفاده از معادله لاپلاس و روش حل این معادله به وسیله کرکهام و پاورز (۱۹۸۴)، ص ۵۲-۴۹) به تفصیل ارائه شده است. به طور اختصار، برای جریان اشباع و دو بعدی آب بین دو نه‌رچه موازی و یا دو لوله زهکشی، معادله لاپلاس را می‌توان به شرح زیر نوشت.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0, \quad [19]$$

که در آن، عبارت ϕ بار هیدرولیکی و x و y فاصله از محورهای مختصات می‌باشند، همچنین معادله را می‌توان به شکل زیر نیز ارایه نمود.

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0, \quad [20]$$

که در آن، ψ تابع جریان است. در حالت زهکشی به وسیله لوله‌های زیرزمینی، کرکهام تابع جریان (معادله [۲۰]) را برای محاسبه فاصله بین زهکش‌ها (با تغییر علامت L به $2s$) به کار برد. آنچه در پی می‌آید خلاصه‌ای از روش به کار گرفته شده

1- Laplace

به وسیله کرکهام است. برای بحث تفصیلی می‌توان به نوشته کرکهام (۱۹۸۵) و یا کرکهام و پاورز (۱۹۸۴، ص ۱۳۹-۸۴) مراجعه نمود. دو مقاله جدید که در آنها مفاهیم تابع جریان، موضوع معادله [۲۰] به کار گرفته شده، از آن کرکهام و هورتون^۱ (۱۹۹۲ و ۱۹۹۳) می‌باشند و مقاله جدیدتری که در آن از مفاهیم بار هیدرولیکی موضوع معادله [۱۹] استفاده شده است مربوط به کرکهام و همکاران (۱۹۹۷) است. برای تشریح روش کرکهام می‌توان از شکل (۱-۴) و یا ترجیحاً از شکل (۱-۶) استفاده نمود. در شکل اخیر به دلیل تقارن، فقط نصف محدوده جریان بین دو خط زهکش نشان داده شده است. همان طوری که در شکل مشاهده می‌شود کرکهام در تحلیل خود به جای لوله زهکشی از یک نوار تخلیه^۲ استفاده نمود. در این شکل عرض نوار تخلیه با حرف a نشان داده شده است.

1- Kirkham and Horton

2- Strip Sink

جدول (۱-۱) مقادیر عمق معادل هوخهات برحسب متر (برای $r=0.1$ متر).

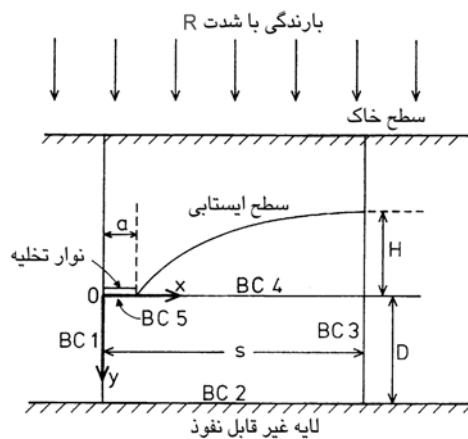
L(m)											
۵۰	۴۵	۴۰	۳۵	۳۰	۲۵	۲۰	۱۵	۱۰	۷/۵	۵	
m											D(m)
				۰/۵۰	۰/۵۰	۰/۴۹	۰/۴۹	۰/۴۹	۰/۴۸	۰/۴۷	۰/۵
۰/۷۶	۰/۷۶	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۴	۰/۷۳	۰/۷۱	۰/۶۹	۰/۶۵	۰/۶۰	۰/۷۵
۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۴	۰/۹۳	۰/۹۱	۰/۸۹	۰/۸۶	۰/۸۰	۰/۷۵	۰/۶۷	۱/۰۰
۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۲	۱/۰۹	۱/۰۵	۱/۰۰	۰/۸۹	۰/۸۲	۰/۷۰	۱/۲۵
۱/۳۶	۱/۳۵	۱/۳۴	۱/۳۱	۱/۲۸	۱/۲۵	۱/۱۹	۱/۱۱	۰/۹۷	۰/۸۸		۱/۵۰
۱/۵۷	۱/۵۵	۱/۵۲	۱/۴۹	۱/۴۵	۱/۳۹	۱/۳۰	۱/۲۰	۱/۰۲	۰/۹۱		۱/۷۵
۱/۷۲	۱/۷۰	۱/۶۶	۱/۶۲	۱/۵۷	۱/۵۰	۱/۴۱	۱/۲۸	۱/۰۸			۲/۰۰
۱/۸۶	۱/۸۴	۱/۸۱	۱/۷۶	۱/۶۹	۱/۶۰	۱/۵۰	۱/۳۴	۱/۱۲			۲/۲۵
۲/۰۲	۱/۹۹	۱/۹۴	۱/۸۷	۱/۷۹	۱/۶۹	۱/۵۷	۱/۳۸				۲/۵۰
۲/۱۸	۲/۱۲	۲/۰۵	۱/۹۸	۱/۸۸	۱/۷۶	۱/۶۳	۱/۴۲				۲/۷۵
۲/۲۹	۲/۲۳	۲/۱۶	۲/۰۸	۱/۹۷	۱/۸۳	۱/۶۷	۱/۴۵				۳/۰۰
۲/۴۲	۲/۳۵	۲/۲۶	۲/۱۶	۲/۰۴	۱/۸۸	۱/۷۱	۱/۴۸				۳/۲۵
۲/۵۴	۲/۴۵	۲/۳۵	۲/۲۴	۲/۱۱	۱/۹۳	۱/۷۵	۱/۵۰				۳/۵۹
۲/۶۴	۲/۵۴	۲/۴۴	۲/۳۱	۲/۱۷	۱/۹۷	۱/۷۸	۱/۵۲				۳/۷۵
۲/۷۱	۲/۶۲	۲/۵۱	۲/۳۷	۲/۲۲	۲/۰۲	۱/۸۱					۴/۰۰
۲/۸۷	۲/۷۶	۲/۶۳	۲/۵۰	۲/۳۱	۲/۰۸	۱/۸۵					۴/۵۰
۳/۰۲	۲/۸۹	۲/۷۵	۲/۵۸	۲/۳۸	۲/۱۵	۱/۸۸					۵/۰۰
۳/۱۵	۳/۰۰	۲/۸۴	۲/۶۵	۲/۴۳	۲/۰۰						۵/۵۰
۳/۲۶	۳/۰۹	۲/۹۲	۲/۷۰	۲/۴۸							۶/۰۰
۳/۴۳	۳/۲۴	۳/۰۳	۲/۸۱	۲/۵۴							۷/۰۰
۳/۵۶	۳/۳۵	۳/۱۳	۲/۸۵	۲/۵۷							۸/۰۰
۳/۶۶	۳/۴۳	۳/۱۸	۲/۸۹								۹/۰۰
۳/۷۴	۳/۴۸	۳/۲۳									۱۰/۰۰
۳/۸۸	۳/۵۶	۳/۲۴	۲/۹۱	۲/۵۸	۲/۲۴	۱/۸۹	۱/۵۳	۱/۱۴	۰/۹۳	۰/۷۱	-

ادامه جدول (۱-۱) مقادیر عمق معادل هوخهات برحسب متر (برای $r=0.1$ متر)

L(m)									D(m)
۲۵۰	۲۰۰	۱۵۰	۱۰۰	۹۰	۸۵	۸۰	۷۵	۵۰	
m									
								۰/۵۰	۰/۵
۰/۹۹	۰/۹۹	۰/۹۹	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۷	۰/۹۷	۰/۹۷	۰/۹۶	۱
۱/۹۴	۱/۹۲	۱/۹۰	۱/۸۵	۱/۸۳	۱/۸۲	۱/۸۲	۱/۸۰	۱/۷۲	۲
۲/۸۳	۲/۷۰	۲/۷۲	۲/۶۰	۲/۵۶	۲/۵۴	۲/۵۲	۲/۴۹	۲/۲۹	۳
۳/۶۶	۳/۵۸	۳/۴۶	۳/۳۴	۳/۱۶	۳/۱۲	۳/۰۸	۳/۰۴	۲/۷۱	۴
۴/۴۳	۴/۳۱	۴/۱۲	۳/۷۸	۳/۶۷	۳/۶۱	۳/۵۵	۳/۴۹	۳/۰۲	۵
۵/۱۵	۴/۹۷	۴/۷۰	۴/۲۳	۴/۰۸	۴/۰۰	۳/۹۳	۳/۸۵	۳/۲۳	۶
۵/۸۱	۵/۵۷	۵/۲۲	۴/۶۲	۴/۴۲	۴/۳۳	۴/۲۳	۴/۱۴	۳/۴۳	۷
۶/۴۳	۶/۱۳	۵/۶۸	۴/۹۵	۴/۷۲	۴/۶۱	۴/۴۹	۴/۳۸	۳/۵۶	۸
۷/۰۰	۶/۶۳	۶/۰۹	۵/۲۳	۴/۹۵	۴/۸۲	۴/۷۰	۴/۵۷	۳/۶۶	۹
۷/۵۳	۷/۰۹	۶/۴۵	۵/۴۷	۵/۷۸	۵/۰۴	۴/۸۹	۴/۷۴	۳/۷۴	۱۰
۸/۶۸	۸/۰۶	۷/۲۰	۵/۹۲	۵/۵۶	۵/۳۸	۵/۲۰	۵/۰۲		۱۲/۵
۹/۶۴	۸/۸۴	۷/۷۷	۶/۲۵	۵/۸۰	۵/۶۰	۵/۴۰	۵/۲۰		۱۵
۱۰/۴	۹/۴۷	۸/۲۰	۶/۴۴	۵/۹۹	۵/۷۶	۵/۵۳	۵/۳۰		۱۷/۵
۱۱/۱	۹/۹۷	۸/۵۴	۶/۶۰	۶/۱۲	۵/۸۷	۵/۶۲			۲۰
۱۲/۱	۱۰/۷	۸/۹۹	۶/۶۹	۶/۲۰	۵/۹۶	۵/۷۴			۲۵
۱۲/۹	۱۱/۳	۹/۲۷							۳۰
۱۳/۴	۱۱/۶	۹/۴۴							۳۵
۱۳/۸	۱۱/۸								۴۰
۱۳/۸	۱۲/۰								۴۵
۱۴/۳	۱۲/۱								۵۰
۱۴/۶									۶۰
۱۴/۷	۱۲/۲	۹/۵۵	۶/۸۲	۶/۲۶	۶/۰۰	۵/۷۶	۵/۳۸	۳/۸۸	—

کرکهام (۱۹۵۸) نیز مشابه با هوخهات (۱۹۴۰) فرض کرد که در محدوده بین سطح ایستابی و سطح استقرار زهکش، جریان افقی وجود ندارد. نامبرده همچنین فرض نمود که در این محدوده، افت بار نیز مطرح نمی‌باشد. با کاربرد فرضیات فوق و استفاده از سیستم مختصات نشان داده شده در شکل (۶-۱)، شرایط مرزی (BC) 'S' منطبق با معادله [۲۰] به شرح زیر در نظر گرفته شده است (کرکهام و پاورز ۱۹۸۴، ص ۱۱۳).

$$\begin{array}{ll} \text{BC 1: } \psi = \psi_0 = R(s-a), & \text{for } x=0 \text{ and } 0 \leq y \leq D \\ \text{BC 2: } \psi = \psi_0, & \text{for } 0 \leq x \leq s \text{ and } y=D \\ \text{BC 3: } \psi = \psi_0, & \text{for } x=s \text{ and } 0 \leq y \leq D \\ \text{BC 4: } \psi = [(x-a)/(s-a)] \psi_0 & \text{for } a \leq x \leq s \text{ and } y=0 \\ \text{BC 5: } \psi [(a-x)/a] \psi_0, & \text{for } 0 \leq x \leq a \text{ and } y=0 \end{array}$$



شکل (۶-۱) نمایش مقادیر شرایط مرزی در معادله کرکهام (۱۹۵۸) برای سیستم زهکشی لوله زیرزمینی

برای این حالت ویژه جریان، کرکهام ابتدا با میل دادن عرض a به سمت صفر، تابع جریان ψ را تعریف کرده و پس از آن با استفاده از روابط کاچی - ریمان^۱

1- Cauchy - Reimann

(کرکهام و پاورز، ۱۹۸۴ ص ۱۰۵) عبارتی برای بیان بار هیدرولیکی ϕ در هر نقطه در حوزه جریان (ص ۸۵-۱۳۹، معادله [۸۱] کرکهام و پاورز، ۱۹۸۴) بدست آورد. با استفاده از این رابطه، کرکهام ارتفاع سطح ایستابی در هر مکان و از جمله در حد وسط فاصله بین دو زهکش را محاسبه نمود. برای تعیین ارتفاع H ، کرکهام (۱۹۵۸) رابطه زیر را به دست آورد.

[۲۱]

$$H = \frac{2sR}{K} \frac{1}{\pi} \left\{ \ln \frac{2s}{\pi r} + \sum \frac{1}{m} \left[\cos\left(\frac{m\pi r}{s}\right) - \cos(m\pi) \right] \left[\coth \frac{m\pi D}{s} - 1 \right] \right\}$$

همانند معادله [۱۴]، معادله [۲۱] را می‌توان به صورت زیر نیز نوشت:

$$H = \frac{2sR}{K} F_K, \quad [۲۲]$$

که در آن F_K به وسیله معادله [۲۱] تعریف شده است. در معادله [۲۱] اندیس مجموعه m برای $m=1, 2, \dots$ می‌باشد.

برای منظور کردن افت بار در ناحیه قوسی شکل بالای محل استقرار زهکش‌ها، و نیز برای مشخص کردن حد فوقانی ارتفاع سطح ایستابی، معادلات [۲۱] و [۲۲] را می‌باید کمی تعدیل نمود (کرکهام و پاورز، ۱۹۸۴ ص ۱۱۹). به جای معادله [۲۲] می‌توان نوشت:

$$H = \frac{1}{1 - R/K} \frac{2sR}{K} F_K \quad [۲۳]$$

معادلات [۲۱]، [۲۲] و [۲۳] مقدار H را به عنوان تابعی از فاصله زهکش‌ها $2s$ نشان می‌دهد. هرگاه مقدار $2s$ معلوم باشد، H را می‌توان محاسبه نمود. به هر حال در عمل آنچه مورد نظر است محاسبه فاصله زهکش‌ها $2s$ با معلوم بودن مقدار H می‌باشد. کاربرد معادله [۲۳] عمل ساده‌ای نیست زیرا H تابع مشخص و صریحی از $2s$ نمی‌باشد. بدین دلیل توکسوز و کرکهام^۱ (۱۹۶۱) دیاگرامی را برای حل مسئله تهیه و ارائه نمودند که با

استفاده از آن می‌توان کمیت $2s$ را هرگاه H و K ، r و D معلوم باشند بدست آورد. شکل (۷-۱) نوموگرام تهیه شده به وسیله توکسوز و کرکهام (۱۹۶۱) را نشان می‌دهد.

علاوه بر معادلات زهکشی خاک‌های همگن به وسیله لوله‌های زیرزمینی که تا کنون مورد بحث قرار گرفته، معادلات دیگری نیز وجود دارد. لوول و یانگز (۱۹۸۴)، معادلات مربوط به شرایطی که لایه غیر قابل نفوذ (به شکل ۱-۴ مراجعه شود) در عمق مشخصی زیر محل استقرار زهکش‌های زیرزمینی قرار گرفته باشد را به تفصیل تشریح کرده و از جمله فهرستی از معادلات استخراج شده به وسیله حامد^۱ (۱۹۶۲)، دگان^۲ (۱۹۶۴) و چایلدز (۱۹۶۹) را ارائه نمودند. لوول و یانگ (۱۹۸۴) معادله حامد را به صورت زیر ارائه دادند.

$$H = \frac{RL}{2\pi K} \ln \left(\frac{H}{r} + \frac{L^2}{2\pi^2 Dr} \right), \quad [24]$$

همچنین معادله دگان را به شکل زیر بیان کردند.

$$H = \frac{RL}{4K} \left[\frac{L}{2D} - \frac{2}{\pi} \ln \left(2 \cosh \frac{\pi r}{D} - 2 \right) \right] \quad [25]$$

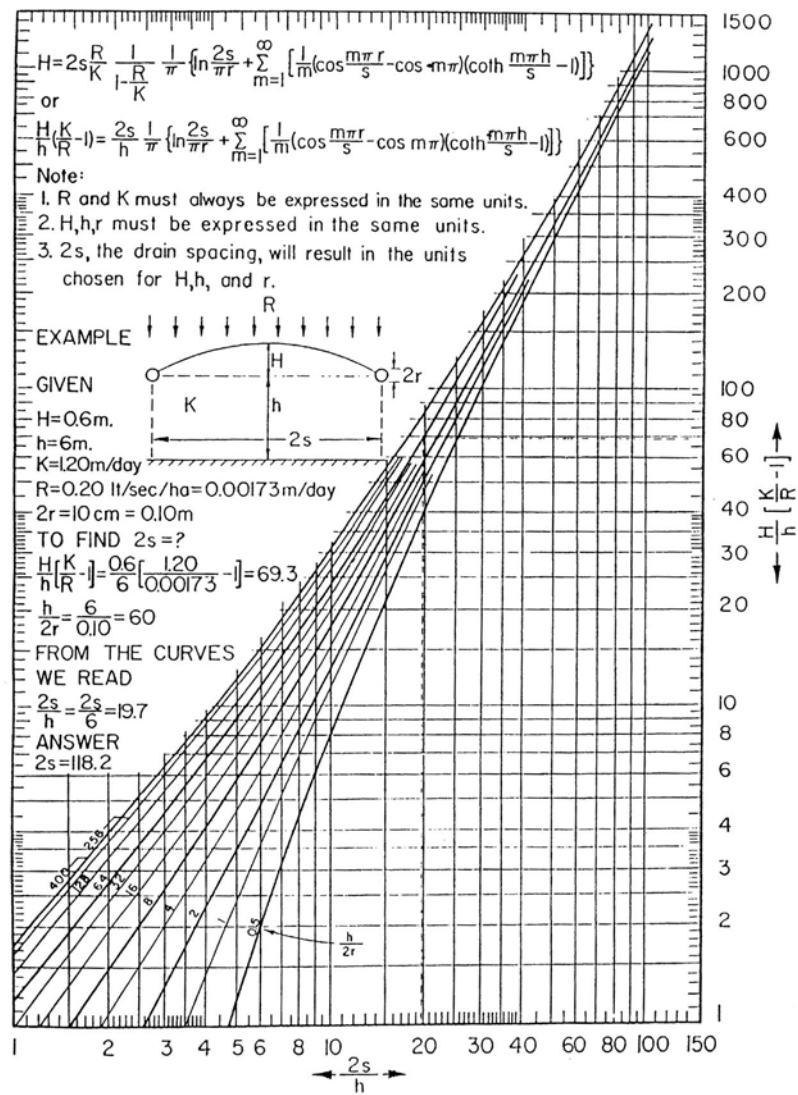
و بالاخره معادله چایلدز را به صورت زیر ارائه دادند.

$$H = H_{\infty} \left[\left(\frac{H_0}{H_{\infty}} - 1 \right) * 10^{11.6D/L} + 1 \right] \quad [26]$$

که در آن H_{∞} ارتفاع حداکثر سطح ایستابی بین دو زهکش برای حالت $D/L = \infty$ و H_0 همین ارتفاع در شرایط $D/L = 0$ می‌باشد.

1- Hammad

2- Dagan



شکل (۷-۱) دیاگرام بدون بعد نمایش تغییرات $(H/h) (K/R-1)$ در مقابل $2s/h$ در یک خاک یک لایه که به وسیله لوله‌های زیرزمینی زهکشی می‌شود. (توکسوز و کرکهام، ۱۹۶۱).

توجه گردد که در این شکل حرف h به جای کمیت D در شکل (۶-۱) به کار رفته است.

برآورد میزان دقت معادلات تعیین فاصله زهکش‌ها همانند معادلات [۱۴]، [۱۶]، [۲۱]، [۲۴]، [۲۵] و یا [۲۶] به طریق آزمایشی کار ساده‌ای نیست لیکن می‌توان نتایج حاصل از محاسبه فاصله با این معادلات را مقایسه و ارزیابی نمود. وسلینگ (۱۹۶۴) مقایسه‌ای بین مقادیر F_H معادله [۱۴] با مقادیر F_K معادله [۲۲] و برای مقادیر متفاوتی از نسبت‌های $2r/L$ و D/L (به شکل ۱-۴ مراجعه شود) به انجام رسانید. نتایج به دست آمده به وسیله وسلینگ (۱۹۶۴) در جدول (۱-۲) ارائه شده است که در آن مقادیر $(F_K - F_H)$ برحسب درصد F_K بیان گردیده. بررسی این جدول نشان می‌دهد که معادلات [۱۴] و [۲۲] نتایج حدوداً مشابه‌ای را بدست می‌دهند، زیرا مقادیر $(F_K - F_H)/F_K$ همواره از ۰/۰۹ کوچکتر می‌باشند.

کاربرد معادلات [۱۴]، [۱۶]، [۲۱]، [۲۴]، [۲۵] و [۲۶] را می‌توان با روش‌های مختلفی ارزیابی کرد. طبق نظر یانگ (۱۹۷۵) هرگاه لایه غیر قابل نفوذ در عمق معینی زیر سطح استقرار زهکش‌ها قرار داشته باشد، نامساوی زیر برقرار است.

[۲۷]

$$\left\{ \left[\frac{R}{K} + 2 \left(\frac{2D}{L} \right)^2 \right] / \left(1 - \frac{R}{K} \right) \right\}^{1/2} - \frac{2D}{L} > \frac{2H}{L} > \left[\frac{R}{K} + \left(\frac{2D}{L} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2D}{L}$$

جدول (۱-۲) درصد اختلاف $[(F_K - F_H)/F_K] \times 100$ ارتفاع قوس سطح ایستابی که به

وسیله وسلینگ (۱۹۶۴) با استفاده از معادلات [۱۴] و [۲۲] محاسبه شده است.

$2r/L =$								D/L
۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۲۵۰	۰/۰۰۱۲۵	۰/۰۰۱۰۰	
۸/۶۴	۳/۶۴	۱/۷۲	۱/۳۶	۰/۶۴	۰/۶۳	۰/۶۲	۰/۵۳	۰/۰۱
۴/۶۷	۲/۴۴	۱/۷۵	۱/۳۳	۱/۱۸	۱/۱۷	۱/۰۹	۱/۰۷	۰/۰۲
۳/۳۱	۲/۸۵	۲/۴۶	۲/۱۳	۱/۹۷	۱/۸۳	۱/۷۴	۱/۷۰	۰/۰۴
۴/۲۶	۳/۸۶	۳/۵۴	۳/۰۷	۲/۷۸	۲/۵۴	۲/۳۴	۲/۲۸	۰/۰۸
۵/۰۰	۴/۶۰	۴/۱۵	۳/۴۹	۳/۰۴	۲/۷۰	۲/۴۳	۲/۳۶	۰/۱۶
۴/۰۹	۳/۷۱	۳/۲۹	۲/۷۵	۲/۳۶	۲/۰۷	۱/۸۵	۱/۷۸	۰/۳۲
۲/۲۷	۲/۰۴	۱/۷۷	۱/۵۱	۱/۲۹	۱/۱۴	۱/۰۱	۰/۸۲	۰/۶۴
۵/۸۰	۵/۱۷	۴/۶۲	۳/۸۵	۳/۳۸	۲/۹۵	۲/۵۷	۲/۴۴	۱/۰۰

همانند معادله [۶] که برای نهرچه‌های زهکشی به کار می‌رفت، معادله [۲۷] را می‌توان برای محاسبه حدود بالا و زیرین ارتفاع سطح ایستابی بین دو زهکش به کار برد. لوول و یانگ (۱۹۸۴) چنین محاسباتی را برای تعدادی از معادلات تعیین فاصله زهکش‌های زیرزمینی به انجام رسانیدند که بخشی از نتایج آن در جدول (۳-۱) ارائه شده است.

برای سه مقدار R/K ($0/001$ ، $0/01$ و $0/1$) و همچنین سه مقدار r/L ($0/0001$ ، $0/001$ و $0/01$) مقادیر نسبت $2H/L$ به ازای مقادیر نسبت $2D/L$ ($0/16$ ، $0/08$ ، $0/04$ ، $0/02$ و $0/01$ و صفر) محاسبه گردید که نتایج در جدول (۳-۱) نشان داده شده است. بررسی مندرجات جدول نشان می‌دهد که فقط معادله تعدیل شده هوخهات (معادله [۱۶]) می‌تواند مقادیر حداکثر ارتفاع سطح ایستابی H بین دو زهکش را همواره در محدوده محاسبه شده از طریق نامساوی یانگ (معادله [۲۷]) بدست بدهد. بعضی معادلات مانند معادله کرکهام (معادله [۲۱]) عموماً مقادیر H را بزرگتر از آنچه که به وسیله یانگ برای حد بالای ارتفاع سطح ایستابی مشخص شده، محاسبه می‌کنند. سایر معادلات مانند معادله حامد (معادله [۲۴]) مقادیر H را عموماً کوچکتر از حد زیرین ارائه شده به وسیله یانگ بدست می‌دهند. به این ترتیب با استفاده از معادله‌ای نظیر معادله کرکهام، فاصله زهکشی به گونه‌ای بدست می‌آید که افت سطح ایستابی بیشتر از مقدار پیش‌بینی شده است. سایر معادلات نتایج معکوسی را بدست می‌دهند. کلیه معادلات، برای مقادیر نسبت بارندگی به هدایت هیدرولیکی (R/K) کوچکتر از واحد مناسب می‌باشند. برای نسبت R/K که تقریباً برابر با واحد باشد، ظرفیت لوله‌های زهکشی زیرزمینی و تخلیه آب سطحی مسئله‌ساز خواهند بود.

جدول (۳-۱) مقایسه مقادیر نامساوی یانگ (معادله [۲۷]) با بعضی ارقام پژوهشگران دیگر

2D/L						R/K=۰/۰۰۱, x/L=۰/۰۰۱
۰/۱۶	۰/۰۸	۰/۰۴	۰/۰۲	۰/۰۱	۰	
-	-	-	-	۰/۰۲۲	۰/۰۳۲	یانگز، حد بالائی معادله [۲۷]
۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۱۱	۰/۰۱۷	۰/۰۳۲	حد پایینی معادله [۲۷]
۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹	۰/۰۱۳	۰/۰۱۸	-	هوخهات (۱۹۴۰) معادله [۱۶]
۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۰۹	۰/۰۱۴	۰/۰۲۴	-	کرکهام و پاورز (۱۹۸۴) معادله [۲۳]
۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	-	حامد (۱۹۶۲) معادله [۲۴]
۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۰۹	۰/۰۱۵	۰/۰۲۷	-	دگان (۱۹۶۴) معادله [۲۵]
۰/۰۰۵	۰/۰۰۸	۰/۰۱۳	۰/۰۲۰	۰/۰۲۴	۰/۰۳۲	چایلدز (۱۹۶۹) معادله [۲۶]
						R/K=۰/۰۱, x/L=۰/۰۰۱
-	-	۰/۰۷۲	۰/۰۷۶	۰/۰۸۴	۰/۱۰۱	یانگز، حد بالائی معادله [۲۷]
۰/۰۱۵	۰/۰۲۹	۰/۰۴۸	۰/۰۶۸	۰/۰۸۲	۰/۱۰۰	حد پایینی معادله [۲۷]
۰/۰۳۵	۰/۰۴۲	۰/۰۵۴	۰/۰۷۰	۰/۰۸۲	-	هوخهات (۱۹۴۰) معادله [۱۶]
۰/۰۴۱	۰/۰۵۲	۰/۰۷۷	۰/۱۲۷	۰/۲۲۹	-	کرکهام و پاورز (۱۹۸۴) معادله [۲۳]
۰/۰۱۸	۰/۰۲۱	۰/۰۲۳	۰/۰۲۵	۰/۰۲۷	-	حامد (۱۹۶۲) معادله [۲۴]
۰/۰۴۱	۰/۰۵۳	۰/۰۷۹	۰/۱۳۷	۰/۲۵۷	-	دگان (۱۹۶۴) معادله [۲۵]
۰/۰۳۳	۰/۰۴۰	۰/۰۵۶	۰/۰۷۲	۰/۰۲۵	۰/۱۰۰	چایلدز (۱۹۶۹) معادله [۲۶]
						R/K=۰/۱, x/L=۰/۰۱
-	۰/۲۵۰	۰/۲۷۴	۰/۲۹۹	۰/۳۱۵	۰/۳۳۳	یانگز، حد بالائی معادله [۲۷]
۰/۱۳۰	۰/۱۹۴	۰/۲۴۶	۰/۲۷۹	۰/۲۹۷	۰/۳۱۶	حد پایینی معادله [۲۷]
۰/۱۷۲	۰/۲۰۵	۰/۲۴۵	۰/۲۷۷	۰/۲۹۶	۰/۳۰۶	هوخهات (۱۹۴۰) معادله [۱۶]
۰/۲۸۴	۰/۴۰۳	۰/۶۷۳	۱/۲۲۹	۲/۳۵۱	-	کرکهام و پاورز (۱۹۸۴) معادله [۲۳]
۰/۱۳۳	۰/۱۳۳	۰/۱۵۴	۰/۱۷۵	۰/۱۹۷	-	حامد (۱۹۶۲) معادله [۲۴]
۰/۲۵۵	۰/۳۶۷	۰/۶۳۴	۱/۲۱۰	۲/۲۹۵	-	دگان (۱۹۶۴) معادله [۲۵]
۰/۱۸۶	۰/۲۰۱	۰/۲۳۲	۰/۲۶۶	۰/۲۹۰	۰/۳۲۳	چایلدز (۱۹۶۹) معادله [۲۶]

۲- زهکشی خاک‌های مطبق

غالباً نیمرخ خاک‌ها از لایه‌هایی تشکیل یافته که هریک هدایت هیدرولیکی مشخصی دارد. در چنین شرایطی کاربرد معادلات تعیین فاصله زهکش‌ها که برای خاک‌های همگن ارائه شده‌اند، مناسب نمی‌باشند، به ویژه اگر تفاوت هدایت هیدرولیکی این لایه‌ها قابل ملاحظه باشد. بدین دلیل معادلاتی برای زهکشی خاک‌های مطبق، به خصوص خاک‌های دو لایه، استخراج گردیده است.

در کشور هلند، ارنست^۱ (۱۹۵۶، ۱۹۶۲) معادله‌ای را برای این حالت ابداع کرد. وسلینگ (۱۹۷۳ ص ۷۳-۱) نیز بحث‌هایی را پیرامون معادلات ارنست ارائه کرده است. معادلات ارنست را می‌توان در حقیقت بسط و توسعه معادلات و تحقیقات اولیه هوخهات (۱۹۴۰، معادله [۱۵]) محسوب نمود. بررسی مجدد معادله [۱۵] نشان می‌دهد که حداکثر ارتفاع سطح ایستابی H بین زهکش‌ها (شکل ۱-۴) را می‌توان به عنوان کل بار اعمال شده جهت جاری کردن آب زیر سطح ایستابی و جریان دادن آن به سمت زهکش‌ها تلقی نمود. این بار هیدرولیکی را می‌توان مشتمل بر دو جزء H_h و H_r که به ترتیب نمایانگر مؤلفه‌های افقی و شعاعی جریان می‌باشند، دانست. در ارتباط با معادله [۱۵] مؤلفه افقی یا H_h را می‌توان به طور تقریبی از رابطه زیر برآورد نمود.

$$H_h = \frac{RL}{K} \frac{(L - D\sqrt{2})^2}{8DL} \quad [28]$$

و مؤلفه شعاعی یا H_r نیز به صورت زیر خواهد بود.

$$H_r = \frac{RL}{\pi K} \ln \frac{\frac{1}{2}\sqrt{2}D}{r}, \quad [29]$$

1- Ernest

که بدین ترتیب مقدار کمیت H در معادله [۱۵] به شرح زیر است.

$$H = H_h + H_r \quad [۳۰]$$

ارنست (۱۹۵۶، ۱۹۶۲) به جای معادله [۳۰]، رابطه زیر را (به نوشته وسلینگ، ۱۹۷۳ ص ۵۶-۱ مراجعه شود) برای بیان مقدار H (به شکل ۱-۴ رجوع شود) ارائه نمود.

$$H = H_v + H_h + H_r \quad [۳۱]$$

که در آن، H_v میزان افت بار در اثر مؤلفه عمودی جریان در منطقه قوسی شکل زیر سطح ایستابی می‌باشد.

برای خاک همگن که با لوله‌های زیرزمینی زهکشی می‌شود، عبارات زیر برای بیان مقادیر H_r ، H_h ، H_v ارائه شده است.

$$H_v = \frac{RH}{K} \quad [۳۲]$$

$$H_h = \frac{RL}{K} \left(\frac{L^2}{8DL} \right), \quad [۳۳]$$

$$H_r = \frac{RL}{\pi K} \ln \frac{D}{u}, \quad [۳۴]$$

که در آن کمیت u در معادله [۳۴] معرف محیط خیس شده مجرای زهکشی (در مورد لوله‌های زهکشی $u = \pi r$) است. با کاربرد معادلات [۳۲]، [۳۴] و معادله [۳۱] می‌توان نوشت:

$$H = \frac{RH}{K} + \frac{RL}{K} \left(\frac{L^2}{8DL} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{D}{\pi r} \right) \quad [۳۵]$$

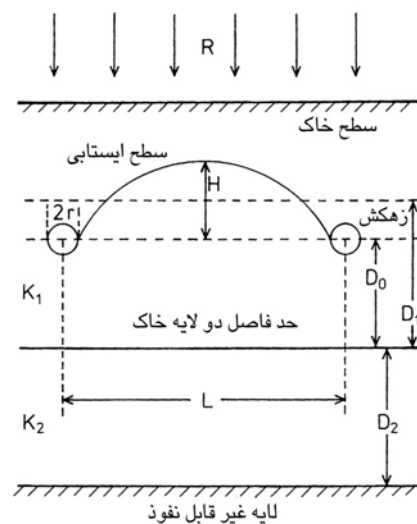
با اعمال بعضی تغییرات جزئی (وسلینگ ۱۹۷۳، ص ۵۶-۱) معادله [۳۵] را نیز می‌توان برای تعیین فاصله زهکش‌های روباز (نهرچه) به کار برد. به هر حال ضرورتی ندارد که کف نهرچه‌ها به لایه غیر قابل نفوذ رسیده و یا لوله‌های زهکشی بر روی طبقه غیر قابل نفوذ استقرار داشته باشند. متذکر می‌گردد که معادله [۳۵] در حالتی که $D > \frac{1}{4}L$ باشد نباید به کار برده شود. از آنجائیکه پیش از انجام محاسبات نمی‌توان نسبت به برقرار بودن این شرط مطمئن بود، باید پس از محاسبه مقدار L ، کنترل لازم را به عمل آورد (به نوشته وسلینگ ۱۹۷۳، ص ۵۶-۱ مراجعه شود).

برای یک خاک دو لایه، معادله [۳۵] را می‌توان به صورت زیر نوشت. (ارنست ۱۹۵۶، ۱۹۶۲، وان‌بیرز^۱ ۱۹۶۵، ۱۹۶۹، وسلینگ ۱۹۷۳ ص ۵۶-۱)

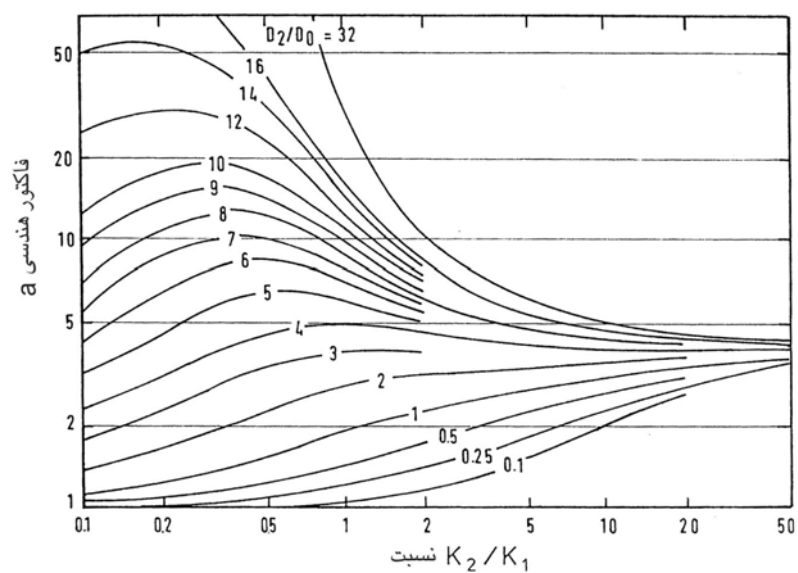
$$H = \frac{RH}{K_1} + \frac{RL}{K_1} \left\{ \frac{L^2}{8[D_1L + (K_2/K_1)D_2L]} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{aD_0}{\pi r} \right\} \quad [36]$$

که در آن D_0 (شکل ۸-۱) ضخامت لایه‌ای است که در آن جریان به صورت شعاعی فرض می‌شود، $D_1 = D_0 + 0.5H$ و کمیت a را می‌توان از نوموگرام (شکل ۹-۱) بدست آورد.

معادله [۳۶] را با بعضی تعدیلات جزئی می‌توان برای محاسبه فاصله زهکش‌های روباز (نهرچه) نیز به کار برد. ضرورتی ندارد که کف نهرچه‌ها و یا محل استقرار لوله‌های زهکشی الزاماً بر روی لایه غیر قابل نفوذ باشد. استقرار لوله‌های زهکشی می‌تواند در بالا و یا در لایه زیرین نیز در نظر گرفته شود.



شکل (۸-۱) شمای یک خاک دو لایه که با لوله‌های زیرزمینی و یا نهرچه زهکشی می‌شود (وان‌بیرز، ۱۹۶۵)



شکل (۹-۱) مقادیر a برای یک خاک دو لایه به حسب مقادیر K_2/K_1 و D_2/D_1 (وان‌بیرز، ۱۹۶۵)

به هر حال مشابه آنچه در مورد خاک‌های همگن بیان شد مجموع ضخامت لایه‌های زیر سطح استقرار لوله‌های زهکشی ($D_0 + D_2$) باید کمتر از $(D_0 + D_2) < \frac{1}{4}L$ باشد. توضیحات بیشتر در مورد معادلات ارنست به وسیله وان‌بیرز (۱۹۶۵، ۱۹۶۹) و وسلینگ (۱۹۷۳ ص ۵۶-۱) ارائه شده است. معادله [۳۶] به عنوان یک روش استاندارد برای محاسبه فواصل زهکشی برای خاک‌های مطابق در کشور آلمان بکار برده می‌شود.

در خاتمه این مبحث، متذکر می‌گردد که وان‌بیرز (۱۹۷۶) معادلات هوخهات (معادله [۳۶]) را کمی تعدیل کرده و به صورت زیر ارائه داد.

$$H = \frac{RL}{K_1} \left\{ \frac{L^2}{8[D_1L + (K_2/K_1)D_2L]} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{bD_0}{\pi r} \right\} \quad [37]$$

مقایسه معادله [۳۷] با معادله [۳۶] نشان می‌دهد که در معادله اخیر، مؤلفه جریان عمودی در منطقه قوسی شکل حذف گردیده و فاکتور b به کار گرفته شده است که کمی با مقدار فاکتور a معادله [۳۶] متفاوت است. معادله [۳۷] دارای همان محدودیت‌های معادله [۳۶] یعنی $(D_0 + D_2) < \frac{1}{4}L$ می‌باشد. امکان بسط معادلات [۳۶] و [۳۷] برای خاک‌های سه لایه یا بیشتر نیز وجود دارد.

فواصل زهکشی (لوله‌های زیرزمینی) برای خاک‌های دو لایه را می‌توان با استفاده از معادلاتی که بر پایه نظریه پتانسیل حاصل گردیده‌اند نیز محاسبه و تعیین کرد. برای یک خاک دو لایه که زهکش‌ها در لایه فوقانی آن استقرار داشته باشند، معادله‌ای به وسیله توکسوز و کرکهام (a, b ۱۹۷۱) استخراج گردیده است. بحثی پیرامون روش "توکسوز و کرکهام" در نوشته کرکهام (۱۹۷۴) ارائه شده است.

با ملاحظه شکل (۱-۱۰) معادله توکسوز و کرکهام (a, b ۱۹۷۱) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\frac{H}{a} \left[\frac{K_1}{R} - 1 \right] = \frac{2s}{a} [E + \Sigma F - \Sigma FG] \quad [38]$$

در معادله بالا کمیت‌های E ، F و G به شرح زیر می‌باشند.

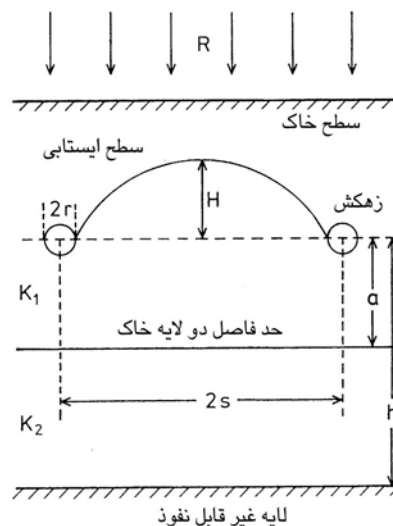
$$E = \frac{1}{\pi} \ln \frac{1}{\sin[(\pi/2)(2r/a)(a/2s)]} \quad [۳۹]$$

$$F = \frac{1}{\pi} \frac{1}{m} \left(-1 + \coth \frac{m\pi a}{s} \right) \left[\cos \left(m\pi \frac{2r}{a} \cdot \frac{a}{2s} \right) - \cos m\pi \right] \quad [۴۰]$$

$$G = \frac{\exp(2m\pi a/2s)}{\sinh(2m\pi a/2s)}$$

$$\frac{1}{\frac{K_1}{K_2} \coth 2m\pi \left(\frac{h}{a} \frac{a}{2s} - \frac{a}{2s} \right) + \coth \frac{2m\pi a}{2s}} \quad \text{و [۴۱]}$$

علائم به کار رفته در معادلات [۳۸] تا [۴۱] در شکل (۱-۱۰) تشریح شده است؛ Σ علامت مجموع و حرف m در معادلات [۴۰] و [۴۱] می‌تواند مقادیری بین یک تا بی‌نهایت داشته باشد.



شکل (۱-۱۰) شمای یک خاک دو لایه که به وسیله لوله‌های زیرزمینی زهکشی می‌شود، در حالی که لوله‌های زهکشی در لایه فوقانی قرار گرفته باشند (توکسوز و کرکهام ۱۹۷۱ا)

همانند معادله [۲۱] در خصوص خاک‌های همگن، محاسبه فاصله زهکش‌ها $2s$ با استفاده از معادله [۳۸] و برای خاک‌های دو لایه کار آسانی نیست. زیرا فاصله زهکش‌ها به طور صریح به وسیله معادله [۳۸] ارائه نشده است. بدین دلیل توکسوز و کرکهام (۱۹۷۱ a, b) نوموگرام‌هایی مشابه شکل شماره (۷-۱) تهیه و ارائه نمودند. نوموگرام‌ها را همچنین می‌توان در نوشته کرکهام و همکاران (۱۹۷۴) نیز ملاحظه نمود. شکل (۱۱-۱) به عنوان نمونه‌ای از آنها ارائه شده است. آنچه در این شکل ارائه شده نوموگرام‌هایی برای خاک‌های دو لایه است که در آن $K_1/K_2 = \frac{1}{2}$ بوده و مقادیر $a/h = 0, 0.2, 0.4, 0.8$ می‌باشند. در شکل، منحنی‌های کمیت $a/2r$ ترسیم گردیده‌اند (برای $a/2r = 1, 8, 64$ و 512). با استفاده از این منحنی‌ها، برای یک مقدار مشخص $a/2r$ و به ازای مقادیر H و K_1 و R (به صورتی که در نوموگرام مشخص گردیده)، کمیت $2s/a$ (که مشتمل بر فاصله زهکش " $2s$ " می‌باشد) بدست می‌آید. همان طوری که مشاهده می‌گردد هیچ کدام از مقادیر H, a, K_1 و R به تنهایی به کار گرفته نشده بلکه یک پارامتر مرکب P که به صورت زیر:

$$P = \frac{H}{a} \left(\frac{K_1}{R} - 1 \right) \quad [42]$$

و مشتمل بر پارامترهای میدانی (صحرائی) H, a, K_1 و R است، در آن گنجانیده شده است. نوموگرام‌های ارائه شده در شکل (۱۱-۱) همگی برای یک نسبت K_1 به K_2 برابر با $\frac{1}{2}$ ($K_1/K_2 = \frac{1}{2}$) تهیه شده‌اند. در نوشته توکسوز و کرکهام (۱۹۷۱ a, b) و یا در نوشته کرکهام و همکاران (۱۹۷۴) نوموگرام‌های مشابه‌ای برای سایر مقادیر K_1/K_2 ارائه شده است ($K_1/K_2 = 10, 5, 2, 0.5, 0.1, 0.05$ و 0.02).

برای استفاده‌های کاربردی، توکسوز و کرکهام (۱۹۷۱ a, b) نوموگرام‌ها را فقط برای تعداد معدودی نسبت‌های K_1/K_2 و $a/2r$ تهیه و ارائه نمودند. هرگاه فاصله زهکش‌ها برای سایر مقادیر K_1/K_2 و یا $a/2r$ مورد نظر باشد، استفاده‌کننده نوموگرام

می‌تواند بین مقادیر داده شده میان‌یابی نماید. هر چند این قبیل میان‌یابی‌ها ممکن است موجب کاهش دقت محاسبات نیز بشود. برای احتراز از این امر والچاک^۱ و همکاران (۱۹۸۸) الگوریتمی را ابداع نمودند که به کمک آن می‌توان فاصله زهکش‌ها $2s$ را سریعاً از معادله [۳۸] و بدون کاربرد نوموگرام‌ها محاسبه نمود.

والچاک و همکاران (۱۹۸۸) براساس معادلات [۳۸] تا [۴۱]، حد فوقانی M را برای اندیس مجموعه m که برای محاسبه فاصله زهکش $2s$ مورد نیاز است، با دقت مناسبی بدست آوردند. این حد فوقانی M را می‌توان به شرح زیر نوشت.

$$M = 1 - \frac{s}{2\pi a} \ln\{1 - [1 - \exp(-2\pi a/s)]^\varepsilon\} \quad [43]$$

که در آن مقدار ε متناسب با درجه دقت مورد نظر، محاسبه شده و معین می‌باشد (به نوشته والچاک و همکاران ۱۹۸۸، رجوع شود). با کاربرد معادله [۴۳]، والچاک و همکاران برنامه کوتاه رایانه‌ای را به زبان بیسیک برای محاسبه فواصل زهکش‌ها و برای مقادیر مختلف K_1/K_2 و $a/2r$ تهیه نمودند. نسخه‌ای از این برنامه را می‌توان از طریق یکی از مؤلفین اصلی به دست آورد. والچاک و همکاران (۱۹۸۸) همچنین نشان دادند که الگوریتم تهیه شده را می‌توان در شرایط $K_1=K_2$ نیز به کار برد. این بدان معنی است که با کاربرد الگوریتم مذکور می‌توان فاصله زهکش‌ها در خاک‌های همگن را نیز محاسبه نمود. به عبارت دیگر معادله [۲۱] حالت خاصی از معادله [۳۸] می‌باشد که الگوریتم تهیه شده به وسیله والچاک و همکاران (۱۹۸۸) می‌تواند برای آن کاربرد داشته باشد. به این ترتیب این الگوریتم می‌تواند برای محاسبه فاصله زهکش‌ها برای دو حالت خاک‌های همگن و یا دو لایه (هرگاه زهکش‌های زیرزمینی در لایه فوقانی قرار داشته باشند) به کار رود.

1- Walczak et al.

همانند معادلات مربوط به محاسبه فاصله زهکش‌ها برای خاک‌های همگن، تعیین عملی دقت محاسبه فاصله زهکش‌ها برای خاک‌های مطبق نیز دشوار است. به طور کلی، مشاهدات مزرعه‌ای سطح ایستابی بین دو زهکش (در وضعیت پایدار و همگام)، مؤید قوسی شکل بودن سطح ایستابی است. به عنوان مثال اسپوتل (۱۹۱۱)، دیسرنز (۱۹۳۶) و کرکهام و دی‌زیو^۱ (۱۹۵۲) نیز به این نتیجه دست یافتند.

آزمون خطوط جریان در مخزن ماسه‌ای (کرکهام ۱۹۴۰) مؤید کاربرد معادله کرکهام برای زهکشی سطوح مستغرق (لوتین^۲ ۱۹۵۷) می‌باشد. لیکن برای موارد بارندگی همگام بدون حالت استغراق کاربرد ندارد. مشاهدات رشد و عملکرد محصولات کشت شده در مزارعی که به طرق متفاوت زهکشی شده‌اند، به عنوان مثال مواردی که به وسیله روت و فیلیپ^۳ (۱۹۳۳) گزارش گردیده، هر چند ارزشمند می‌باشند لیکن نمی‌توانند برای آزمون و مقایسه دقت معادلات زهکشی برای طراحی و تعیین سطح ایستابی بکار برده شود. زیرا رشد و عملکرد محصولات غالباً و بیشتر تحت تأثیرات سایر فاکتورها غیر از ارتفاع سطح ایستابی قرار دارد.

یکی از امکانات برای ارزیابی عملکرد معادلات مختلف تعیین فاصله زهکش‌ها، مقایسه فواصل محاسبه شده است. چنین مقایسه‌ای برای یک خاک دو لایه به وسیله سینگ^۴ و همکاران (۱۹۸۹) به انجام رسیده است. نامبردگان مقایسه‌ای بین معادله ارنست (معادله [۳۶])، معادله وان‌بیرز (معادله [۳۷]) و معادله توکسوز و کرکهام (معادله [۳۸]) به عمل آوردند. سینگ و همکاران (۱۹۸۹) دریافتند که برحسب تغییر پارامترها، فواصل محاسبه شده‌ی زهکش‌ها اغلب در حد کمتر از ۱۰٪ با یکدیگر تفاوت می‌نمایند. به خصوص معادلات وان‌بیرز و کرکهام نتایجی را حاصل می‌نمایند که در اکثر حالات با یکدیگر همخوانی دارد. در عین حال، سینگ و همکاران گزارش

1- Kirkham and de Zeeuw

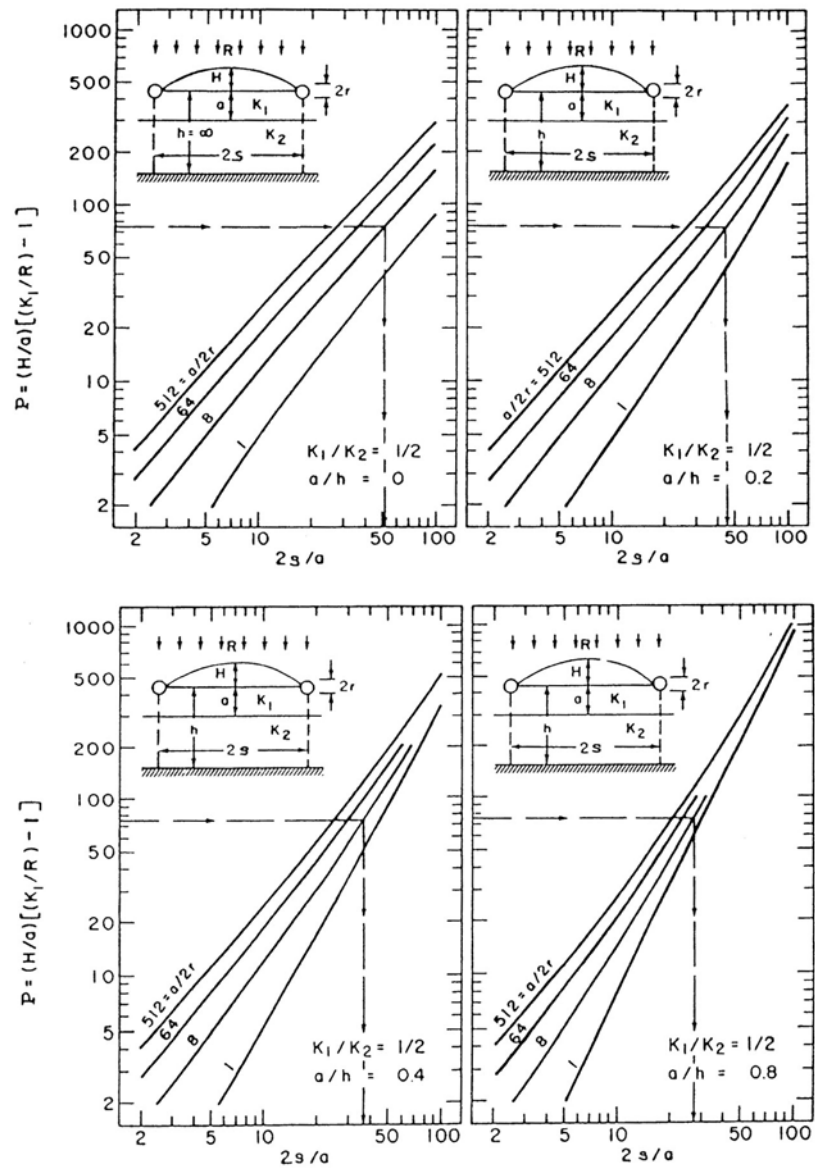
2- Luthin

3- Rothe and Philipp

4- Sing et al.

نمودند که بعضی اوقات تفاوت‌هایی تا حد ۱۰۰٪ نیز در محاسبه فواصل زهکش‌ها، به خصوص بین مقادیر محاسبه شده از معادله [۳۶] و معادله [۳۸] مشاهده شده است. چنین اختلاف فاحشی عموماً مواقعی مشاهده می‌شود که مجموع ضخامت لایه‌های زیر سطح استقرار زهکش‌ها (D_0+D_2 به شکل ۱-۸ مراجعه شود) زیاد و یا کم بوده است. هر چند توجیه و تفسیر چنین تفاوت‌هایی مشکل است، سینگ و همکاران از منظر فرضیات فیزیکی به کار رفته در استخراج معادله، کاربرد رابطه [۳۸] را برای محاسبه فاصله زهکش در خاک‌های مطابق توصیه نمودند.

در خاتمه مبحث زهکشی خاک‌های دو لایه که با لوله‌های زیرزمینی زهکشی می‌شوند، به راه حل تقریبی شرایط بارندگی همگام که به وسیله دگان (۱۹۶۵) تعریف شده است و نیز روش حل مقادیر مرزی در حوضچه‌های استغراقی به وسیله کرکهام (a, b ۱۹۵۱) اشاره می‌شود. در نوشته اخیرالذکر شبکه خطوط جریان و انعکاس جریان آب در حد فاصل دو لایه تشریح شده است. و بالاخره نوشته نجمائی^۱ و همکاران (۱۹۷۸) نیز قابل اشاره است. نامبردگان زهکشی یک خاک دو لایه که در بخش فوقانی یک آبخوان آرتزین (تحت فشار) قرار داشت را مورد بررسی قرار داده و روش زهکشی و آماده سازی این قبیل خاک‌ها را برای تولید محصولات زراعی نشان داده‌اند.



شکل (۱۱-۱) نوموگرام‌های محاسبه فاصله زهکش برای یک خاک دو لایه، با مقادیر $K_1/K_2 = 0/5$ و مقادیر نشان داده شده a/h (توکسوز و کرکهام b ۱۹۷۱).

پ- زهکشی زمین‌های مستغرق (همانند حوضچه‌های آبشویی)

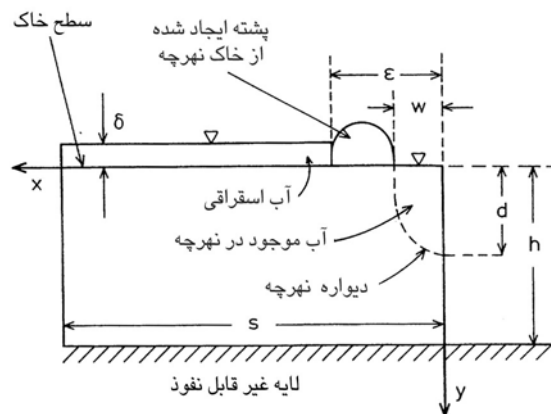
شرایط استغراق یا حالتی نزدیک به آن در مزرعه می‌تواند به روش‌های متفاوتی و از جمله در جریان فرآیند آبیاری غرقابی ایجاد گردد. همچنین در هنگام آبشویی املاح تجمع یافته در محدوده ریشه گیاهان زراعی، سطح مزرعه مستغرق می‌شود. در دوره‌های زمانی که بارندگی‌های سنگین و مستمر ریزش می‌کند نیز اراضی مسطح می‌توانند به حالت اشباع و یا نزدیک به اشباع درآیند که حالت خاصی نزدیک به شرایط استغراق است. در بعضی اوقات پخش سیلاب رودخانه‌ها و مجاری آب نیز می‌تواند در زمین‌های مجاور حالت استغراق ایجاد نماید. در کتاب زهکشی اراضی کشاورزی (لوتین ۱۹۵۷) مباحث پایه در زهکشی اراضی مستغرق به تفصیل بیان شده است (کرکهام ۱۹۵۷). همچنین در کتاب زهکشی در کشاورزی (وان شیلف گارد ۱۹۷۴) مباحث مرتبط با زهکشی خاک‌های مستغرق مورد توجه خاص قرار گرفته است (کرکهام و همکاران، ۱۹۷۴). بدین دلیل در این بخش فقط دو نمونه از بررسی‌های انجام شده مورد بحث قرار گرفته است. هر دو مثال مرتبط با آبشویی می‌باشند. نمونه اول بررسی‌هایی است که به وسیله واریک و کرکهام^۱ (۱۹۶۹) به انجام رسیده است.

واریک و کرکهام مجموعه‌ای از نه‌رچه‌های زهکشی را در نظر گرفتند که در مجاورت آنها پشته‌های خاکی ایجاد شده و آب می‌توانست در بین پشته‌ها جمع شده و اراضی را غرقاب نماید (شکل ۱-۱۲). در این بررسی خاک همگن فرض، و در عمق مشخصی زیر سطح آن یک لایه غیر قابل نفوذ افقی در نظر گرفته شده است. علائم زیر (به شکل ۱-۱۲ مراجعه شود) برای این بررسی به کار رفته است. $2s$ = فواصل نه‌رچه‌ها، $2w$ = عرض نه‌رچه، d = عمق نه‌رچه، ε = فاصله از مرکز نه‌رچه تا حد بیرونی مرز نه‌رچه، h = عمق لایه غیر قابل نفوذ در زیر سطح خاک، x = فاصله افقی اندازه‌گیری شده از مبدا مختصات که در مرکز نه‌رچه و در تراز سطح خاک قرار

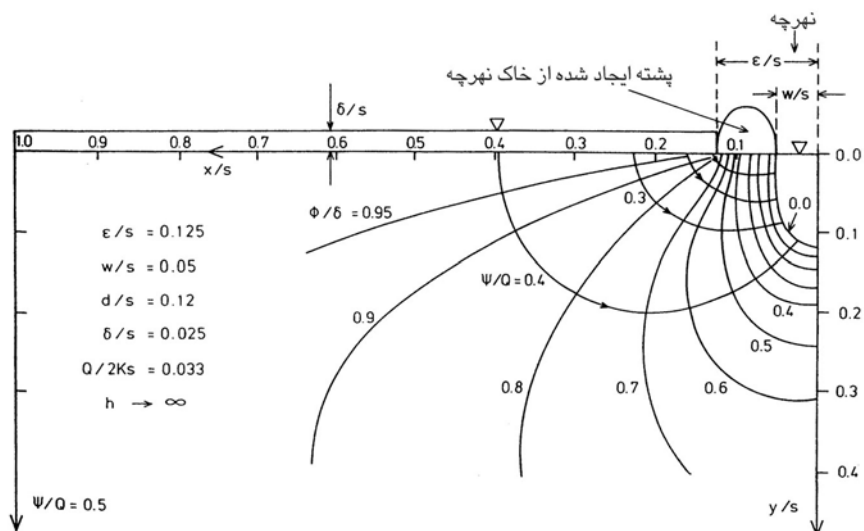
1- Warrick and Kirkham

گرفته باشد، y = فاصله عمودی از مبدا مختصات، اندازه‌گیری شده به سمت پائین، δ = عمق آب روی سطح خاک، k = هدایت هیدرولیکی خاک و $Q/2$ = حجم آبی که در واحد زمان به یک سمت نه‌رچه و در واحد طول آن نشت می‌نماید. فرض می‌گردد که نه‌رچه‌ها با جریان پر و هم تراز سطح زمین هستند. به طوریکه در شکل نشان داده شده است، شکل نه‌رچه با خط هم پتانسیلی که از کناره نه‌ر در سطح خاک عبور می‌کند مشخص می‌گردد.

شکل (۱۳-۱) نمایانگر شبکه جریانی است که در آن خطوط جریان با علائم ψ/Q (ψ معرف تابع جریان است) مشخص شده و نشان دهنده بخشی از جریان است که از نه‌ر تراوش می‌نماید. خط جریان صفر ($\psi/Q = 0$) از کف پشته عبور می‌نماید. خطوط جریان برای مقادیر $\psi/Q = 0/1, 0/2, 0/3, 0/4$ و $0/5$ نیز نشان داده شده است. خط جریان $\psi/Q = 0/4$ از سطح خاک از محل $x/s = 0/39$ شروع گردیده و نمایانگر شرایط خاصی است که در آن نیم فاصله بین نه‌رچه‌ها ۱۰ متر بوده و $0/80 = 0/4/0/5$ آبی که در خاک نشت می‌کند در فاصله‌ای برابر $3/9$ متر در دو سمت نه‌رچه صورت می‌گیرد. این بدان معنی است که فقط ۲۰٪ آب، عمل آبشویی را در خاک و در فاصله‌ای برابر با $6/1$ متری در هر سمت از محور نه‌رچه‌ها ($12/2$ متر از کل عرض ۲۰ متری بین نه‌رچه‌ها) را به انجام می‌رساند. هرگاه عمق آب کمتری آب داشته باشند آبشویی بیشتر در اطراف نه‌رچه متمرکز خواهد شد. در شرایط اقلیمی خشک، هرگاه استغراق مطابق آنچه در شکل (۱۲-۱) نشان داده شده باشد، باعث کاهش اثر آبشویی در فواصل دورتر از نه‌رچه‌ها می‌شود که در نتیجه آن، رشد گیاه در آن نقاط ناچیز و یا حتی صفر گردیده و شرایط مطلوب تنها در کناره نه‌رچه‌ها وجود خواهد داشت.



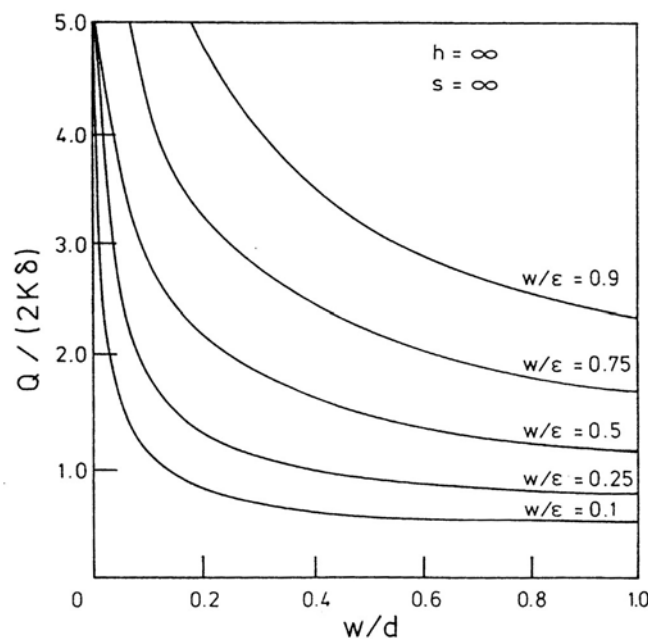
شکل (۱۲-۱) نیم مقطع جریان که به وسیله واریک و کرکهام (۱۹۶۹) برای نشت دو بعدی آب در حوضچه‌ها منظور شده است.



شکل (۱۳-۱) شبکه جریان برای نشت دو بعدی آب از حوضچه مستغرق به نهرچه زهکشی با جریان پر به ازای پارامترهایی که در شکل نشان داده شده است (واریک و کرکهام ۱۹۶۹)

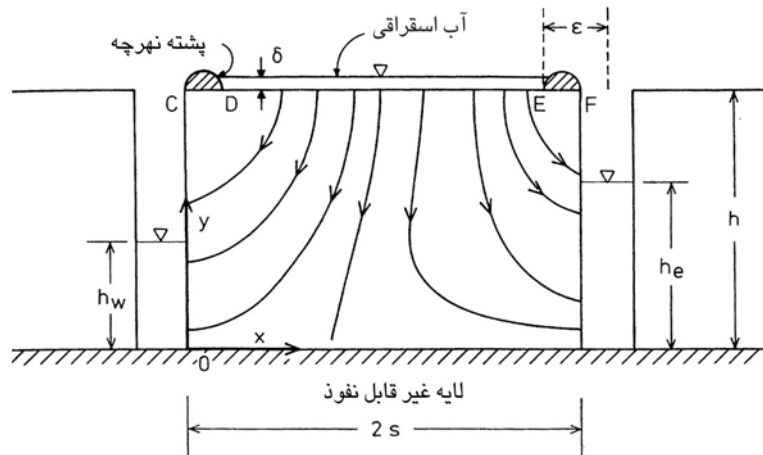
شکل (۱۴-۱) مشتمل بر منحنی‌هایی است که نشان دهنده رابطه مقادیر بدون بعد $Q/(2k\delta)$ به ازاء واحد طول نه‌رچه با نسبت‌های بدون بعد w/d , w/ε در شرایطی است که فاصله $2s$ و نیز عمق استقرار لایه غیر قابل نفوذ h به سمت بینهایت میل کند. هر گاه w برابر با ε گردد، عرض پشتۀ نه‌رچه $(\varepsilon-w)$ به سمت صفر میل می‌نماید و نسبت $Q/(2k\delta)$ برای کلیه مقادیر w/d بینهایت می‌گردد.

مطالعه دوم در زمینه زهکشی اراضی غرقاب شده که به اختصار مورد بحث قرار می‌گیرد به وسیله کرکهام (۱۹۶۵) به انجام رسیده و همانند مطالعات واریک و کرکهام (۱۹۶۹)، این بررسی نیز زهکشی با نه‌رچه در زمین‌های غرقابی را مورد بحث قرار می‌دهد. لیکن در این حالت ارتفاع آب در نه‌رچه‌ها یکسان نبوده است (به شکل ۱۵-۱ رجوع شود). همانند مورد آبشویی که قبلاً بحث گردید، سرعت نشت عمودی (و رو به پایین) v در سطح خاک عامل با اهمیتی است که بایستی معلوم باشد.



شکل (۱۴-۱) مقادیر بدون بعد نشت $Q/(2k\delta)$ برحسب w/d , w/ε برای $s=\infty$, $h=\infty$ (واریک و کرکهام، ۱۹۶۹)

کرکهام (۱۹۶۵) سرعت v را برای شرایطی که آب وارد شده به زهکش واقع در یک طرف زمین آبخوئی شده نسبت به زهکش طرف دیگر بیشتر باشد محاسبه نمود (شکل ۱-۱۵).



شکل (۱-۱۵) زهکشی زمین‌های غرقاب شده به وسیله نه‌رچه‌های زهکشی، که در آن ارتفاع آب در نه‌رچه‌ها یکسان نمی‌باشد (کرکهام، ۱۹۶۵)

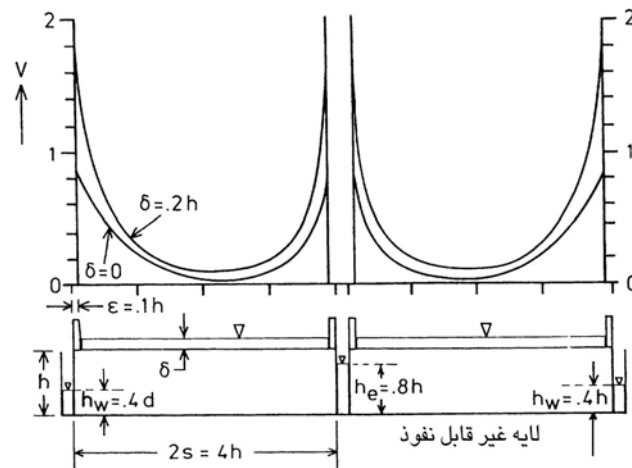
همان طوری که در مورد مطالعه واریک و کرکهام (۱۹۶۹) بیان شد، ملاحظه می‌گردد که میزان سرعت v در کنار نه‌رچه‌ها زیاده‌تر بوده و هر چه فاصله از نه‌رچه‌ها بیشتر شود، مقدار آن کاهش می‌یابد. هرگاه v به عنوان سرعت نشت عمودی (رو به پایین) از سطح خاک و به ازاء یک واحد هدایت هیدرولیکی تعریف گردد، شکل (۱-۱۶) مقدار v را در فواصل مختلف از نه‌رچه نشان می‌دهد. هرگاه مقدار آبگذری برابر واحد نباشد، می‌توان با ضرب نمودن مقدار v در آن، مقادیر سرعت نشت را برای کلیه نقاط واقع در فواصل مختلف از نه‌رچه محاسبه نمود.

در خاتمه مبحث زهکشی زمین‌های غرقاب شده، به چند نکته اشاره می‌شود. از زمان انتشار کتاب زهکشی برای کشاورزی^۱ (وان شیلف گارد، ۱۹۷۴) مقالات متعددی در مورد زهکشی خاک‌های غرقاب شده انتشار یافته است. از آنجائیکه در

اکثر حالات این مقالات بطور همزمان زهکشی در اراضی شیب‌دار را نیز مورد بحث قرار می‌دهند، بنابراین در بخش زیرین به تشریح آن پرداخته می‌شود.

۳- زهکشی اراضی شیب‌دار

ضرورت زهکشی منحصر به اراضی مسطح نیست. بسیاری از اراضی شیب‌دار نیز نیاز به زهکشی دارند. معادلات تعیین فاصله زهکش‌ها و یا طراحی سیستم زهکشی مؤثر برای چنین شرایطی در مقایسه با اراضی مسطح بسیار پیچیده‌تر است. بدین دلیل تعداد مقالات و مآخذ علمی در این زمینه در مقایسه با اراضی مسطح زیاد نیست. یکی از قدیمی‌ترین مقالات که به موضوع زهکشی اراضی شیب‌دار پرداخته است، از آن گوستاوسون^۱ (۱۹۴۶) می‌باشد که به وسیله کرکهام (۱۹۵۷) مورد بحث قرار گرفته است.

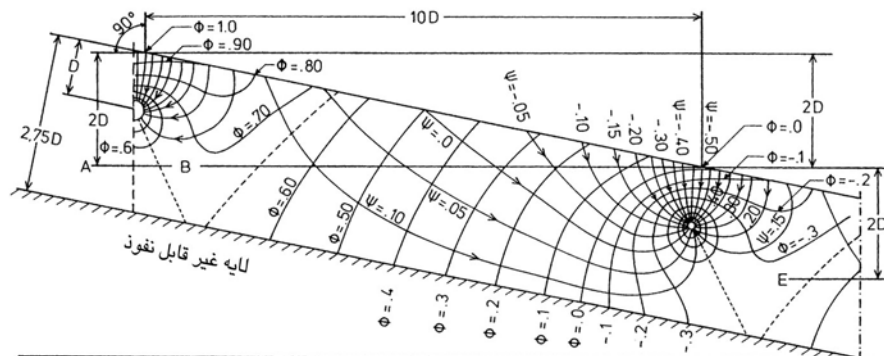


شکل (۱-۱۶) سرعت جریان نفوذی v برای خاکی با هدایت هیدرولیکی واحد و زهکشی زمین‌های غرقاب شده با نه‌رچه در شرایطی که ارتفاع آب در نه‌رچه‌ها یکسان نمی‌باشد. (کرکهام ۱۹۶۵)

شکل (۱۷-۱) که از مقاله گوستاوسون (۱۹۴۶) استخراج گردیده، نمایانگر شبکه خطوط جریان در یک زمین کوهپایه‌ای است که در آن مجموعه‌ای از لوله‌های زهکشی زیرزمینی به فواصل یکسان در یک خاک اشباع (حالتی از غرقاب) که بر روی لایه‌ای غیر قابل نفوذ قرار گرفته است، احداث شده باشد. از آنجائی که فرض شده که نیمرخ خاک تا سطح زمین از آب اشباع می‌باشد، گوستاوسون توانست نظریه پتانسیل را برای این شرایط خاص اعمال نماید. بدون اعمال این فرض، اشتقاق معادله تعیین فاصله زهکشی در اراضی شیب‌دار بسیار مشکل است. برای استخراج معادلات تعیین فاصله زهکش‌ها در چنین شرایطی، به جای نظریه پتانسیل به کرات از نظریه DF استفاده گردیده است.

به هر حال، به نظر می‌رسد روش یکسان و هماهنگی در خصوص چگونگی بکارگیری نظریه DF برای بررسی جریان آب زیرزمینی در آبرفتی که بر روی یک لایه محدودکننده شیب‌دار قرار گرفته باشد وجود ندارد. شکل (۱۸-۱) این موضوع را نشان می‌دهد. شکل فوقانی وضعیت جریان را در خاک مسطح که به وسیله نهرچه زهکشی می‌شود نشان می‌دهد (به شکل ۱-۶ نیز مراجعه شود) و شکل زیرین، شرایط همان خاک را که دارای سطحی شیب‌دار بوده و لایه‌ای محدودکننده به موازات سطح در زیر آن قرار دارد را نشان می‌دهد. همانند موارد قبلی، در هر دو مورد شرایط جریان همگام در نظر گرفته شده که در آن R میزان تغذیه همگام و K هدایت هیدرولیکی بوده و حداکثر ارتفاع سطح ایستابی بالای لایه غیر قابل نفوذ با حرف b نشان داده شده است. در شکل (۱۸b-۱) ارتفاع سطح ایستابی در هر نقطه دلخواه (x) با علامت Z و فاصله لایه محدودکننده تا سطح ایستابی در این نقطه با حرف S نمایش داده شده و T نمایانگر کمترین فاصله سطح ایستابی در این نقطه تا لایه محدود کننده است. در حالتی که نهرچه‌های زهکشی خالی از آب باشند، $H=b$ خواهد بود (شکل ۱۸b-۱). کف نهرچه‌ها بر روی لایه محدودکننده قرار می‌گیرد، آنچه مورد نظر است تعیین فاصله زهکش‌ها L با معلوم بودن H ، R و K می‌باشد. شکل (۱۸b-۱) نشان می‌دهد که الگوی جریان بین دو نهرچه دیگر حالت قرینه نخواهد داشت. آب زیر سطح ایستابی در سمت چپ خط منقطع (که نمایانگر H است) به سمت

چپ و آب سمت راست خط به طرف راست جریان می‌یابد. به هر حال محل قرار گرفتن خط (H) در شروع تجزیه و تحلیل مشخص نمی‌باشد.



شکل (۱۷-۱) شبکه خطوط جریان برای خاک اشباع در یک زمین کوهپایه‌ای شیبدار که لوله‌های زهکشی زیرزمینی با فاصله یکسان در آن نصب شده باشد. (گوستاوسون ۱۹۴۶)

در شرایطی که جریان عمودی (رو به پایین) آب نیز باید در محاسبات وارد شود، مشخص نیست که چگونه نظریه DF می‌تواند به کار گرفته شود. در این ارتباط در منابع گوناگون، روش‌های مختلفی ارائه شده است؛ از جمله:

$$q = -KT(dT/ds + \tan \alpha), \quad [44]$$

$$q = -KS(dS/dx + \tan \alpha), \quad [45]$$

و

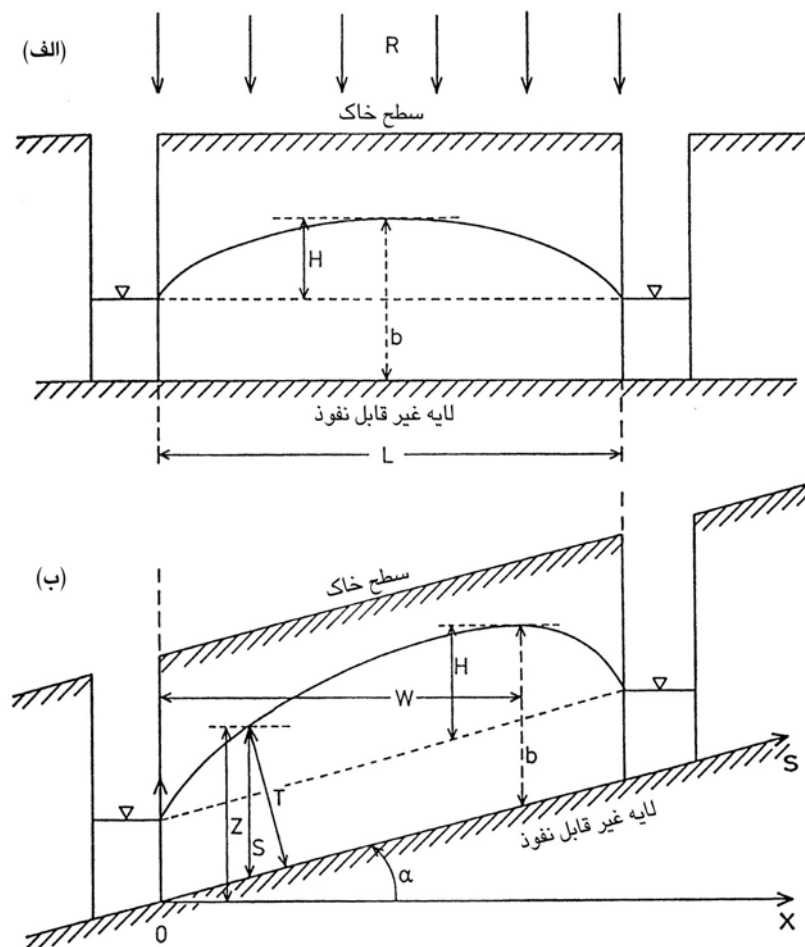
$$q = -KT(dZ/ds) = -KT[(dT/ds) \cos \alpha + \sin \alpha] \quad [46]$$

معادله [44] به وسیله گلاور^۱ به کار رفته است (دونن^۲، ۱۹۵۹). معادله [45] به وسیله اشمید و لوتین^۳ (۱۹۶۴) مورد استفاده قرار گرفته و معادله [46] را در نوشته

-
- 1- Glover
 - 2- Donnan
 - 3- Schmid and Luthin

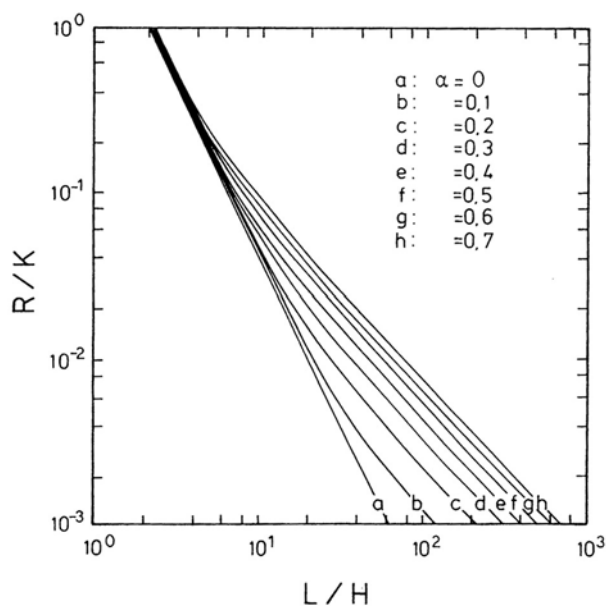
چایلدز (۱۹۷۱) می‌توان یافت. به طوریکه بعداً مورد بحث قرار خواهد گرفت، معادله [۴۴] به وسیله گلاور برای ارزیابی عملکرد زهکش حائل، به کار برده شده است. اگر از معادلات [۴۴]، [۴۵] و [۴۶] برای محاسبه فاصله زهکش L استفاده شود، عبارت دومی باید چاره‌اندیشی گردد. برای حالت جریان همگام، q را می‌توان به شرح زیر نوشت. (چایلدز ۱۹۷۱)

$$q = q_0 - (W - x)R \quad [47]$$



شکل (۱۸-۱) زهکشی خاک یک لایه به وسیله نهرچه (a) برای اراضی مسطح و (b) برای اراضی شیب‌دار

که در آن عبارت q_0 مقدار جریان آبی است که از نه‌رچه سمت راست به طرف نه‌رچه سمت چپ نشت می‌نماید، R میزان بارندگی و W در شکل نشان داده شده است. هرگاه نه‌رچه سمت راست خالی از آب باشد، هیچ آبی از بیرون به محدوده جریان نشت نمی‌کند ($q_0=0$). اشمید و لوتین (۱۹۶۴) و همچنین چایلدز (۱۹۷۱) مقدار q_0 را مساوی صفر فرض نمودند و به این ترتیب توانستند معادله تعیین فاصله زهکش‌ها L را برحسب سایر پارامترهای مزرعه‌ای استخراج نمایند. اشمید و لوتین دست آورده‌های خود را به صورت نمودگرام مقادیر R/K در مقابل مقادیر L/H و برای مقادیر متفاوت شیب α (شکل ۱-۱۹) ارائه نمودند.



شکل (۱-۱۹) نمودگرام مقادیر L/H در مقابل R/K برای مقادیر متفاوت شیب α (اشمید و لوتین ۱۹۶۴)

در حالت $\alpha=0$ (بدون شیب) و در شرایطی که هر دو نهرچه خالی از آب باشند. مقادیر L به دست آمده از نوموگرام با آنچه از طریق کاربرد معادله [۱] (به ازای $b=H$ و $D=0$) حاصل می‌گردد همخوانی دارد. معادله [۱] در این حالت به صورت $L^2=(4K/R)H^2$ و یا $L/H=2\sqrt{K/R}$ در می‌آید. به عنوان مثال با استفاده از نوموگرام، به ازای مقدار $R/K=0/01$ (که به معنی $K/R=10^2$ است) مقدار نسبت $L/H=20$ که مبین $2\sqrt{K/R}$ است، حاصل می‌گردد.

از آنجائیکه معادله [۴۵] (اشمید و لوتین ۱۹۶۴) و معادله [۴۶] (چایلدز ۱۹۷۱) مشابه و برابر نمی‌باشند. بنابراین دور از انتظار نیست که مقادیر متفاوتی را برای L (شکل ۱-۱۸، بخش زیرین) بدست بدهند. حالت ارائه شده در شکل (۱-۱۸b) به وسیله گوئیتین و لوتین^۱ (۱۹۶۵) نیز با استفاده از آنالوگ آزمایشی هل شاو^۲ مورد بررسی قرار گرفته است. تاونر^۳ (۱۹۷۵) مقایسه‌هایی بین مقادیر L حاصله از روش اشمید و لوتین (۱۹۶۴)، گوئیتین و لوتین^۴ (۱۹۶۵) و روش چایلدز که به وسیله تاونر (۱۹۷۵) به انجام رسیده بود بعمل آورد که نتایج در جدول (۱-۴) نشان داده شده است.

1- Guitjens and Luthin

2- Hele - Shaw

3- Towner

4- Guitjens and Luthin

جدول (۱-۴) مقایسه بین مقادیر L/H به دست آمده با کاربرد آنالوگ آزمایشی هل‌شاوو (گوئیتین و لوتین، ۱۹۶۵) و مقادیر محاسبه شده با استفاده از روش‌های اشمید و لوتین (۱۹۶۴)، چایلدز (۱۹۷۱) و (تاوئر ۱۹۷۵).

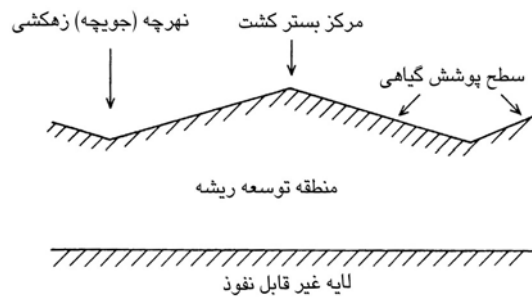
هل شاوو		اشمید و لوتین (۱۹۶۴)		چایلدز (۱۹۷۱)، تاوئر (۱۹۷۵)	
$\tan \alpha$	R/K	L/H	L/H	L/H	اختلاف
					درصد
۰/۱۰	۰/۰۲۶۳	۱۳/۳	۱۲/۹	۱۲/۵	-۶
	۰/۰۴۳۹	۹/۳	۹/۷	۹/۶	+۳
	۰/۰۶۱۵	۷/۹	۸/۳	۸/۱	+۲
	۰/۰۹۰۹	۶/۳	۶/۸	۶/۶	+۵
۰/۲۰	۰/۰۲۸۹	۱۲/۵	۱۲/۵	۱۲/۳	-۲
	۰/۰۴۳۲	۹/۶	۱۰/۱	۹/۷	+۲
	۰/۰۵۹۳	۷/۷	۹/۶	۸/۲	+۶
	۰/۰۸۲۲	۶/۳	۷/۲	۶/۹	+۹
۰/۳۰	۰/۰۲۷۷	۱۳/۷	۱۵/۲	۱۳/۸	+۱
	۰/۰۴۶۶	۱۰/۱	۱۱/۰	۹/۸	-۳
	۰/۰۶۲۵	۷/۶	۸/۸	۸/۰	+۵
	۰/۰۸۸۵	۶/۱	۷/۲	۶/۵	+۷
۰/۴۰	۰/۰۲۷۰	۱۶/۹	۱۹/۰	۱۶/۰	-۵
	۰/۰۴۳۶	۱۰/۳	۱۲/۶	۱۰/۶	+۳
	۰/۰۶۰۹	۷/۹	۹/۸	۸/۲	+۴
	۰/۰۹۳۱	۵/۵	۷/۴	۶/۲	+۱۳
۰/۵۰	۰/۰۲۸۴	۱۶/۸	۲۱/۲	۱۶/۷	۰
	۰/۰۴۸۸	۹/۸	۱۳/۵	۱۰/۳	+۶
	۰/۰۶۷۲	۷/۴	۱۰/۲	۷/۸	+۶
	۰/۰۹۴۱	۵/۳	۷/۹	۶/۰	+۱۴
۰/۶۰	۰/۰۲۷۳	۱۹/۸	۲۵/۲	۱۸/۴	-۷
	۰/۰۵۰۴	۹/۹	۱۵/۰	۱۰/۵	+۶
	۰/۰۶۵۴	۷/۸	۱۱/۹	۸/۳	+۷
	۰/۰۹۳۸	۵/۶	۸/۸	۶/۱	+۸
۰/۷۰	۰/۰۳۳۰	۱۷/۰	۲۴/۲	۱۵/۹	-۶
	۰/۰۴۵۶	۱۱/۲	۱۸/۲	۱۱/۸	+۵
	۰/۰۶۳۸	۷/۵	۱۳/۴	۸/۷	+۱۶
	۰/۰۹۲۷	۵/۶	۹/۸	۶/۲	+۱۰

همان طوری که از جدول ملاحظه می‌شود در مقادیر کم α ، نتایج حاصل از کاربرد هر سه روش با هم انطباق منطقی دارند. اما برای مقادیر زیادتیر α بعضی عدم همخوانی‌ها مشاهده می‌گردد.

نتایج حاصل از آنالوگ هل‌شاوو نشان می‌دهد که روش چایلدز (۱۹۷۱) برآورد بهتری از فاصله زهکش‌ها L را در مقایسه با روش اشمید و لوتین (۱۹۶۴) حاصل می‌نماید که دور از انتظار نیز نمی‌باشد، زیرا اشمید و لوتین جریان را افقی فرض می‌نماید در حالی که چایلدز جریان را موازی لایه محدودکننده منظور می‌دارد. نوشته‌های دیگری در زمینه این موضوع به وسیله ودینگ^۱ (۱۹۶۶) و ودینگ و چاپمن^۲ (۱۹۶۶) نیز وجود دارد.

آنچه تشریح گردید مرتبط با اراضی شیب‌دار در ابعاد مزرعه بوده است که به وسیله نه‌رچه و یا لوله زهکشی شود. روش دیگری نیز وجود دارد که در مقیاس کوچکتر قابل انجام است و به نام جویچه‌های زهکشی^۳ معروف می‌باشد (لوتین ۱۹۶۶). شمای بسترسازی یک خاک همگن و شیب‌دار که بر روی یک لایه غیر قابل نفوذ استقرار داشته و زهکشی سطحی آن از طریق جویچه‌ها به انجام می‌رسد در شکل (۱-۲۰) نشان داده شده است. برای تجزیه و تحلیل جریان نشت در چنین حالت بسترسازی شده‌ای، کافی است قطعه‌ای از خاک مطابق شکل (۱-۲۱) در نظر گرفته شود (پاورز^۴ و همکاران ۱۹۶۷). برای سهولت در تجزیه و تحلیل آن کاربرد سیستم مختصات مستطیلی همانطوری‌که در شکل نشان داده شده است، مناسب‌تر می‌باشد.

-
- 1- Wooding
 - 2- Wooding and Chapman
 - 3- Drainage Furrows
 - 4- Powers et al.



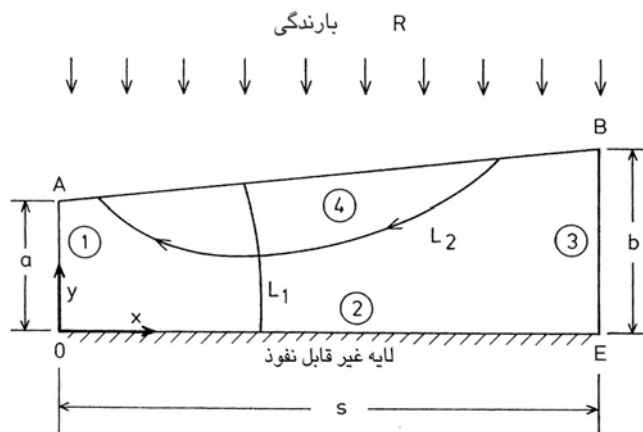
شکل (۲۰-۱) شمای یک خاک یک لایه که بر روی طبقه غیر قابل نفوذ استقرار داشته و به وسیله جویچه‌ها زهکشی می‌شود (لوتین ۱۹۶۶).

شیب بسترسازی شده (خط AB در شکل ۲۱-۱) را می‌توان به صورت زیر نوشت.

$$y=a+cx,$$

که در آن مقدار C به شرح زیر است.

$$c=(b-a)/s$$



شکل (۲۱-۱) شمای بسترسازی خاک که به وسیله جویچه‌ها زهکشی می‌شود.

(پاورز و همکاران ۱۹۶۷)

هرگاه فرض گردد که نیمرخ خاک تا سطح زمین از آب اشباع باشد، نشت زیرزمینی جریان در محدوده جریان ABEO (شکل ۱-۲۱) را می‌توان با کاربرد شرایط مرزی مناسب از معادله لاپلاس^۱ بدست آورد. معادله لاپلاس را می‌توان به صورت زیر ارائه داد (به معادله [۱۹] مراجعه شود).

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0$$

که در آن، ϕ تابع پتانسیل است که از آن می‌توان تابع جریان ψ را استخراج نمود. شرایط مرزی برای حالت مورد نظر بر مرزهای ۱، ۲، ۳ و ۴ در شکل (۱-۲۱) منطبق می‌باشند. هرگاه محور x به عنوان سطح مرجع برای تابع پتانسیل ψ انتخاب شود، شرایط مرزی (BC'S) را می‌توان به شرح زیر نوشت.

$K(\partial\phi/\partial x) = 0$ یا $\partial\phi/\partial x = 0$ (BC 1)	در امتداد AO
$K(\partial\phi/\partial y) = 0$ یا $\partial\phi/\partial y = 0$ (BC 2)	در امتداد OE
$K(\partial\phi/\partial x) = 0$ یا $\partial\phi/\partial x = 0$ (BC 3)	در امتداد BE
$\phi = a + cx$ (BC4), $c=(b-a)/s$	در امتداد AB

برای تابع پتانسیل ϕ ، پاورز و همکاران (۱۹۶۷) دریافتند که:

$$\phi = \sum_{m=0}^{N \rightarrow \infty} A_{Nm} \frac{\cosh m\pi y/s}{\cosh m\pi b/s} \cos m\pi x/s \quad [48]$$

و برای تابع جریان ψ رابطه زیر قابل ارائه است.

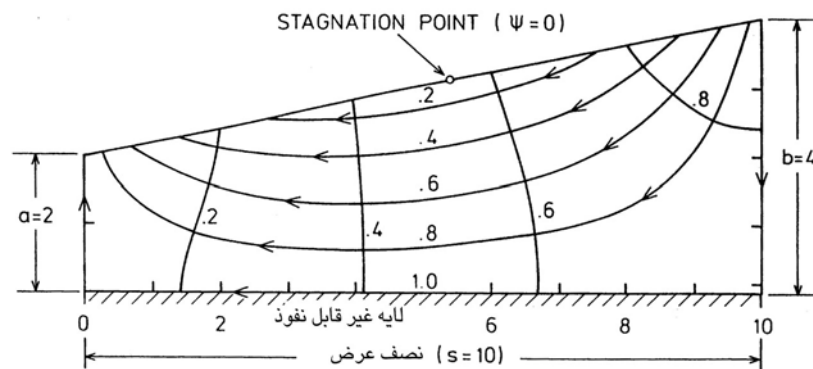
$$\psi = \sum_{m=0}^{N \rightarrow \infty} K A_{Nm} \frac{\sinh m\pi y/s}{\cosh m\pi b/s} \sin m\pi x/s \quad [49]$$

که در آن، کمیت‌های A_{Nm} معرف ضرایبی می‌باشد که می‌توان آنها را از طریق روش تعدیل شده گرام-اشمید^۲ (به نوشته پاورز و همکاران ۱۹۶۷ و یا کرکهام و پاورز ۱۹۸۴ مراجعه شود) مشخص نمود و K هدایت هیدرولیکی خاک است.

1- Laplace Equation

2- Gram - Schmidt

پاورز و همکاران (۱۹۶۷) مسئله نشت همگام بارندگی را در خاک بسترسازی شده برای حالات مختلف جریان (مقادیر متفاوتی از a, b, s, R و K) حل نمودند. به عنوان مثال شکل (۲۲-۱) ارائه شده است که نمایانگر شبکه جریان برای نیمه سمت چپ یک "خاک بسترسازی شده" با $a=2$ ، $b=4$ و $s=10$ می‌باشد. شکل (۲۲-۱) و سایر اشکال تهیه شده به وسیله پاورز و همکاران (که در اینجا نشان داده نشده‌اند) به دلیل ارائه اطلاعات دقیق از چگونگی تحرک آب (یا املاح محلول) در خاک بسترسازی شده با ابعاد هندسی متفاوت، سودمند می‌باشند. اینگونه اطلاعات در مواردی از قبیل آبشویی املاح تجمع یافته در خاک بسترسازی شده، مورد نیاز می‌باشد.



شکل (۲۲-۱) شبکه جریان برای خاک بسترسازی شده که به وسیله جویچه زهکشی سطحی می‌شود. در شرایطی که $a=2$ ، $b=4$ و $s=10$ می‌باشد (پاورز و همکاران ۱۹۶۷).

سلیم و کرکهام^۱ (a, b ۱۹۷۲) مطالعات پاورز و همکاران (۱۹۶۷) را ادامه دادند. در مطالعه سلیم و کرکهام (۱۹۷۲a) فرض شده است که شیب سطح خاک ثابت بوده و عمق مشخصی از آب در جویچه‌ها وجود داشته باشد. در نوشته دیگر سلیم و کرکهام (۱۹۷۲b)، شرایطی که شکل سطح خاک متفاوت باشد مورد مطالعه قرار گرفته است. در هر دو حالت، خاک همگن و ایزوتروپ در نظر گرفته شده و فرض گردیده است که لایه محدودکننده (شکل ۲۱-۱) در عمق معینی قرار داشته باشد. در

1- Selim and Kirkham

ادامه مطالعات پاورز و همکاران (۱۹۶۷)، سلیم^۱ و همکاران (۱۹۷۵) جریان اشباع و همگام در خاکی چند لایه با سطح شیب‌دار را مورد تحقیق قرار دادند. مطالعات بیشتری در این زمینه را می‌توان در نوشته‌های محققان بدست آورد از جمله پاول و کرکهام^۲ (۱۹۷۴) الگوی جریان در خاک بسترسازی شده‌ای که در آن لایه محدودکننده در عمق زیادی استقرار داشته باشد را مورد بحث قرار داده است و پاول و کرکهام (۱۹۷۶) که زهکشی با لوله‌های زیرزمینی در خاک بسترسازی شده را تجزیه و تحلیل کرده و نیز سلیم^۳ (۱۹۸۷) که موضوع نشت آب را در یک خاک چند لایه و غیر ایزوتروپ کوهپایه‌ای بررسی نمود و راجرز و سلیم^۴ (۱۹۸۹) که مسئله جریان آب در خاک چند لایه غیر ایزوتروپ را در خاک بسترسازی شده‌ای که با لوله‌های زیرزمینی زهکشی می‌شد حل نمودند.

تذکر چند نکته پیرامون جریان زیرزمینی آب در خاک‌های بسترسازی شده که به وسیله جویچه زهکشی می‌شود ضرورت دارد. اول آنکه هرگاه ابعاد یک مجموعه جویچه و یا یک جویچه افزایش یابد، جریان آب زیرزمینی نمایانگر نشت اراضی کوهپایه‌ای خواهد بود. حالت تراوشی که بیان گردید را می‌توان با جریان منطقه‌ای آب زیرزمینی در یک حوضه کوچک، آنگونه که به وسیله توت^۵ (۱۹۶۲ و ۱۹۶۳) بیان شده است، مقایسه کرد. دوم، اینکه نشت در اراضی کوهپایه به وسیله واریک^۶ (۱۹۷۰) و مورین و واریک^۷ (۱۹۷۳) نیز تشریح شده است. این پژوهشگران، از روش تعدیل شده گرام و اشمیت که قبلاً مورد اشاره قرار گرفت استفاده ننموده بلکه روش تبدیلات همدیس^۸ را به کار بردند.

حالت دیگری از زهکشی اراضی شیب‌دار در مناطقی که خاک‌های معدنی بصورت نواری (ترانشه) برداشت میشوند بروز می‌نماید، که نمونه آن در جنوب شرقی ایالت

1- Selim et al.

2- Powell and Kirkham

3- Selim

4- Rogers and Selim

5- Toth

6- Warrick

7- Morin and Warrick

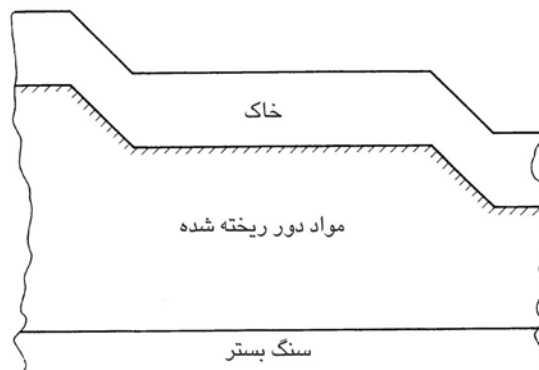
8- Conformal Transformation

ایوا مشاهده می‌گردد (هنینگ^۱ و همکاران ۱۹۷۹). در این منطقه، پس از آنکه، ترانشه‌های برداشت شده از معادن ذغال سنگ در اراضی کوهپایه‌ای به منظور توسعه فعالیت‌های کشاورزی بازسازی، اصلاح و احیاء گردید، به شکل تراس‌های بانکت‌سازی شده‌ای درآمده است. اراضی احیاء شده مشکلاتی را از نظر خاک‌ورزی و زهکشی دارا هستند. شکل (۱-۲۳) یک مقطع ایده‌آل از اصلاح مناطق معدنی را نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل ارائه شده است، بر روی سنگ کف یک لایه ضخیم و غیر قابل نفوذ از مواد زاید قرار داده شده است. لایه مواد زاید با قشری به ضخامت ۳ متر از خاک لایه‌های سطحی و زیر سطحی پوشانیده می‌شود. در این شرایط لایه مواد زاید را می‌توان به عنوان لایه محدودکننده برای جریان آب که از قشرهای فوقانی نشت می‌کند، منظور نمود.

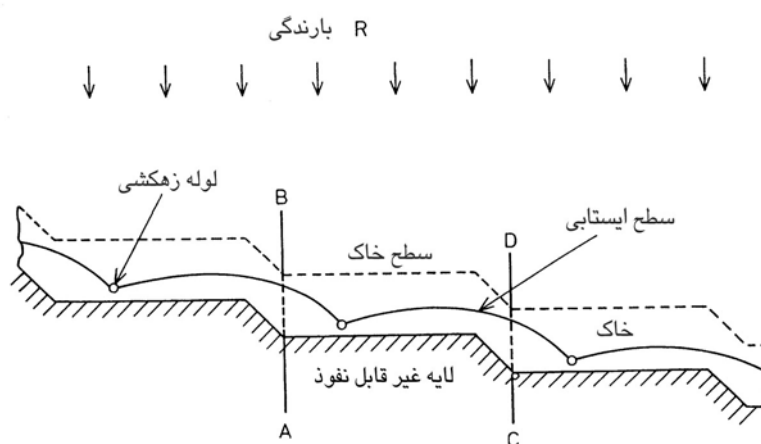
برای چنین شرایطی، نوعی سیستم زهکشی زیرزمینی ابداع گردیده (پرونتی و کرکهام^۲ ۱۹۷۹ و ۱۹۸۰) که شمای آن در شکل (۱-۲۴) نشان داده شده است. در این شرایط وضعیت زهکش‌ها با آنچه قبلاً تشریح گردید این تفاوت را دارد که در آن شیب لایه محدودکننده بصورت پله‌کانی است. پرونتی و کرکهام (۱۹۷۹ و ۱۹۸۰) به منظور تعیین فاصله دو لوله زهکشی زیرزمینی همجوار در اینگونه اراضی شیب‌دار و برای حالت‌های مختلف تراس‌بندی، نظریه DF را به کار گرفتند. برای تجزیه و تحلیل آن، پرونتی و کرکهام مقطعی از منطقه جریان (در شکل ۱-۲۴ به وسیله حروف ABCD مشخص شده) را در نظر گرفتند که جهت آگاهی از نتایج پژوهش نامبردگان می‌توان به مقاله اصلی نامبردگان مراجعه نمود.

1- Henning et al.

2- Prunty and Kirkham



شکل (۲۳-۱) شمای یک تراس ایده آل در منطقه اصلاح شده ترانشه‌های معدنی (پرونتی و کرکهام ۱۹۷۹)



شکل (۲۴-۱) دیاگرام نمایش وضعیت سطح ایستابی در یک منطقه اصلاح شده از ترانشه‌های معدنی که به وسیله لوله‌های زیرزمینی زهکشی می‌شود (پرونتی و کرکهام ۱۹۷۹).

۴- زهکش‌های حائل

معادلات زهکشی که تاکنون مورد بحث قرار گرفتند عمدتاً با جریان همگام و تغذیه عمودی یکنواخت مرتبط بودند که در آنها سیستم زهکشی مشتمل بر نه‌رچه‌ها و یا زهکش‌های زیرزمینی موازی و با فواصل مساوی از یکدیگر در نظر گرفته می‌شدند و به دلیل داشتن حالت تقارن، تجزیه و تحلیل فقط بخش کوچکی از آن

کفایت می‌نمود. تفاوت اصلی زهکش‌های حائل با زهکش‌هایی که تاکنون تشریح گردید در این است که زهکش‌های اخیر زهکش‌های منفردی هستند که جریان به طور جانبی به آنها وارد می‌شود. مفاهیم زهکش حائل را می‌توان با توجه به شکل (۱-۲۵) که از نوشته کرکهام و همکاران (۱۹۷۴) برداشت شده، دریافت. تحقیقات گلاور در زمینه قطع جریان‌های زیرزمینی در اراضی کوهپایه‌ای به وسیله لوله‌های زهکشی زیرزمینی که در نوشته دونن (۱۹۵۹) به آن اشاره شده است نیز از جمله موارد قابل ملاحظه در این زمینه است.

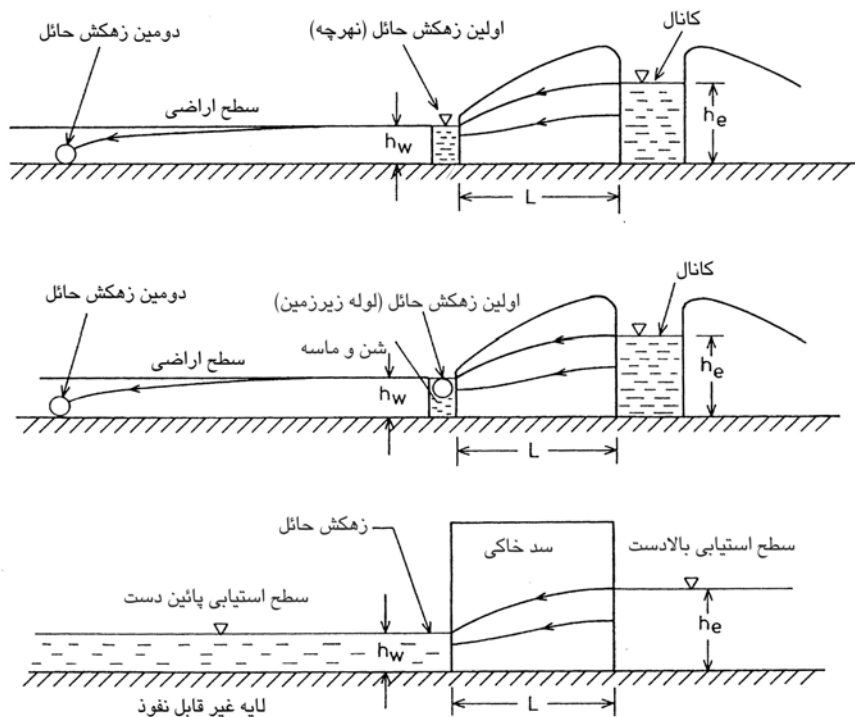
مسئله بررسی شده به وسیله گلاور در شکل (۱-۲۶) نشان داده شده است. در این شکل سطح زمین و لایه غیر قابل نفوذ، با افق زاویه α را تشکیل می‌دهد. ضخامت قشر جریان نشت زیرزمینی، عمود به لایه محدودکننده و قبل از نصب زهکش حائل، با حرف h_e و ارتفاع نرمال نظیر در پایین دست با حرف h_w نشان داده شده است.

برای حل مسئله و در شرایطی که زهکش حائل وجود نداشته باشد، گرادیان هیدرولیکی در جهت شیب برابر با $\tan \alpha$ در نظر گرفته می‌شود. براساس قانون دارسی، سرعت نشت v برابر است با $v = -k \tan \alpha$ و حجم آب q که به ازاء واحد عرض (عمود بر صفحه شکل) از اراضی کوهپایه به سمت پایین دست حرکت می‌نماید، عبارت خواهد بود از $q = -k h_e \tan \alpha$. علاوه بر گرادیان $\tan \alpha$ ، شیب هیدرولیکی به صورت dy/dx که نشان‌دهنده شیب سطح ایستابی نسبت به سطح لایه محدودکننده است نیز وجود خواهد داشت. مختصات x و y و شیب dy/dx (و α) در شکل نشان داده شده است. گلاور میزان آب عبوری از خط FG به فاصله عمودی y را با عبارت زیر محاسبه نمود. (به معادله [۴۴] مراجعه شود).

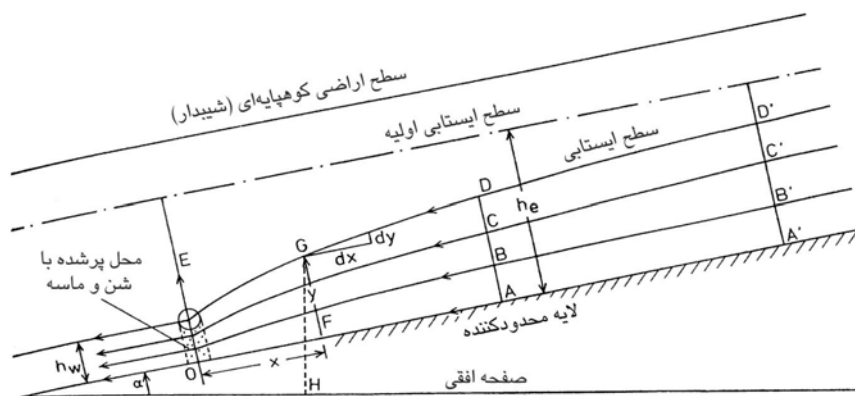
$$q = -Ky(\tan \alpha + dy/dx)$$

و با توجه به اصل پیوستگی جریان، در فاصله‌ای دورتر که ارتفاع آب h_e تحت تأثیر زهکش حائل نیست، همان میزان آب از مقطع عبور می‌کند که با عبارت زیر نیز قابل محاسبه است.

$$q = -Kh_e \tan \alpha \quad [۵۰]$$



شکل (۱-۲۵) زهکش‌های حائل با شرایط هیدرولیکی یکسان برای زهکشی آبهای ورودی
(کرکهام و همکاران ۱۹۷۴)



شکل (۱-۲۶) زهکش (لوله) حائل برای دریافت آبهای زیرزمینی در اراضی کوهپایه‌ای
(کرکهام و همکاران ۱۹۷۴)

هرگاه قسمت سمت راست معادلات بالا مساوی قرار داده شود، معادله زیر حاصل می‌گردد.

$$Kh_e \tan \alpha = Ky(\tan \alpha + dy/dx) \quad [51]$$

که اگر به ازای $y=h_w$ مقدار x برابر با صفر باشد، معادله فوق انتگرال پذیر بوده و عبارت زیر بدست می‌آید. (دونن ۱۹۵۹).

$$x = \frac{\left[2.30h_e \log_{10} \frac{h_e - h_w}{h_e - y} \right] - (y - h_w)}{\tan \alpha} \quad [52]$$

در این معادله x فاصله (به سمت بالادست و به موازات لایه محدودکننده) از محل استقرار زهکش حائل می‌باشد و y «ارتفاع سطح ایستابی» عمود به لایه محدودکننده می‌باشد. موقعی y با ارتفاع h_e برابر می‌شود، که $x=\infty$ باشد. مقدار x را می‌توان از معادله [52] برای کلیه مقادیر معلوم y با اعمال شرط $h_w \leq y < h_e$ محاسبه نمود. سطح ایستابی که در شکل (۱-۲۶) نشان داده شده از طریق معادله [52] در شرایطی که h_w برابر با پنج واحد طول، h_e برابر با بیست واحد طول (یعنی $h_w/h_e=0.5$) باشد محاسبه شده است. اگر $h_w/h_e=0.5$ فرض شود، بدان معنی است که فقط نیمی از جریان به وسیله زهکش حایل دریافت می‌گردد. هرگاه $\tan \alpha=0.2$ ، $h_w=1$ متر و $h_e=2$ متر باشد، مقدار فاصله x که در آن مقدار y برابر با $0.9 h_e$ می‌گردد را می‌توان با قرار دادن معلومات در معادله [52] محاسبه کرد.

$$x = \frac{\left[(2.303)(2) \log_{10} \frac{2-1}{2-(0.9)(2)} \right] - [(0.9)(2)-1]}{0.02} \quad [53]$$

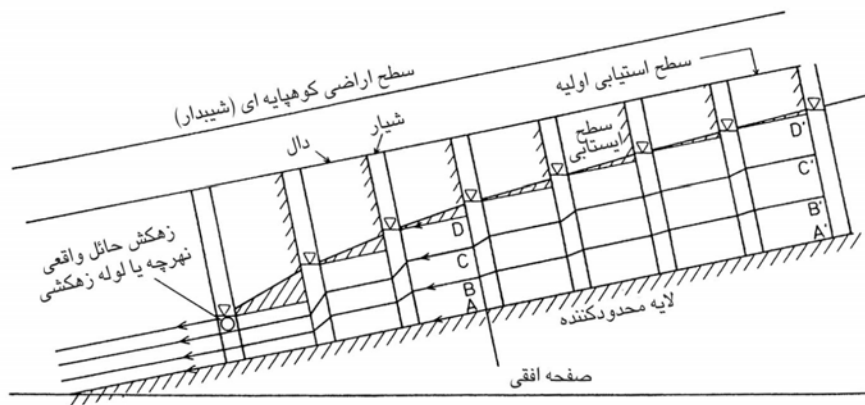
که در نتیجه مقدار x برابر با $134/8$ متر بدست می‌آید.

گلاور برای اشتقاق معادله دیفرانسیل پایه‌ای خود (که معادله [۵۲] از آن به دست آمده) از نظریه "DF" در خاک که به وسیله کرکهام (۱۹۶۷) برای خاکی تعریف شده بود که هدایت هیدرولیکی عمودی آن نسبت به هدایت افقی نامحدود باشد استفاده نکرد. به جای آن از معادله گلاور [۴۴] که ایجاب می‌نماید هدایت هیدرولیکی در راستای طول y و عمود بر لایه محدودکننده (فاصله FG در شکل ۱-۲۶) در مقایسه با هدایت هیدرولیکی در راستایی موازی با لایه محدودکننده نامحدود (∞) باشد استفاده نمود. به این ترتیب می‌توان یک مدل آنالوگ شیاری^۱ برای نظریه "DF" در خاک در مدل دال-شیاری^۲ ارائه شده به وسیله کرکهام (۱۹۶۷) ایجاد نمود. در شکل (۱-۲۷)، خطوط جریان زیگزاک^۳ در دال‌ها موازی و در شیارها به شکل قطری و رو به پایین حرکت می‌نمایند. شیارها تا رئوس مثلث‌های نشان داده شده در شکل، دارای آب آزاد می‌باشند. همانند کرکهام (۱۹۶۷) و کرکهام و پاورز (۱۹۸۴)، خطوط جریان با ترسیم خطوط با فواصل یکسان در دال شکل می‌گیرد. در شکل (۱-۲۷) تمامی جریان‌ها به جای قسمت فوقانی از یک بخش انتهایی وارد می‌شوند. در شکل (۱-۲۷) مقادیر جریان بین نقاط AB, BC و CD به ترتیب برابر با مقادیر جریان بین نقاط $A'B'$, $B'C'$ و $C'D'$ می‌باشند. خطوط جریانی که از نقاط A و A' عبور می‌نماید را می‌توان خط "صفر درصد" نامید، به همین ترتیب خط جریان که از B و B' عبور می‌کند معرف $\frac{3}{33}\%$ ، خط جریان نقاط C و C' معرف $\frac{66}{7}\%$ و بالاخره نقاط D و D' در بر دارنده 100% خطوط جریان می‌باشند.

1- Slot – Model Analogous

2- Slot – Slab Model

3- Zig - Zag

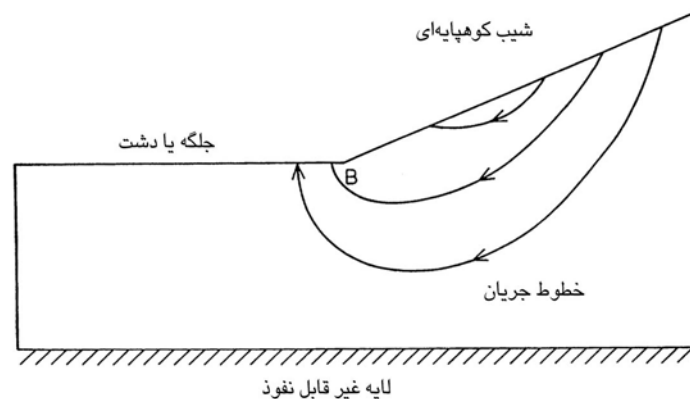


شکل (۲۷-۱) مدل ایده‌آل شده دال شیاری برای نظریه "DF" در خاک، گلاور در اراضی کوهپایه، مقاطع هاشور خورده نمایانگر نفوذناپذیری است (کرکهام و همکاران ۱۹۷۴)

هرگاه شیارها و دال‌ها تا بینهایت کوچک گردند، خطوط جریان به شکل منحنی‌های ارائه شده در شکل (۲۶-۱) در می‌آیند. در این شکل می‌توان ملاحظه کرد که فواصل AB , BC و CD با یکدیگر برابرند و فواصل $A'B'$, $B'C'$ و $C'D'$ نیز مساوی، لیکن بیشتر از فواصل قبلی می‌باشند. تساوی فواصل در راستای خطوط عمودی، امکان ترسیم خطوط جریان را فراهم می‌آورد. خطوط هم پتانسیل بر لایه محدودکننده عمود می‌باشند.

هرگاه سطح افقی نشان داده شده (شکل ۲۶-۱) به عنوان سطح مرجع بار هیدرولیکی منظور گردد، فاصله عمودی از یک نقطه مانند G بر روی سطح استیابی تا نقطه H بر روی سطح افقی برابر با بار هیدرولیکی می‌باشد. بنابراین ارتفاع HG (شکل ۲۶-۱) مقدار هم پتانسیل GF خواهد بود. فرض بر اینست که خط GF عرض بینهایت کوچک شیار است که در آن هدایت هیدرولیکی بینهایت بوده و جریان‌ها همگرا هستند. در دال‌ها، شکل (۲۷-۱)، که جریان به موازات سطح است، هیچگونه همگرایی وجود ندارد.

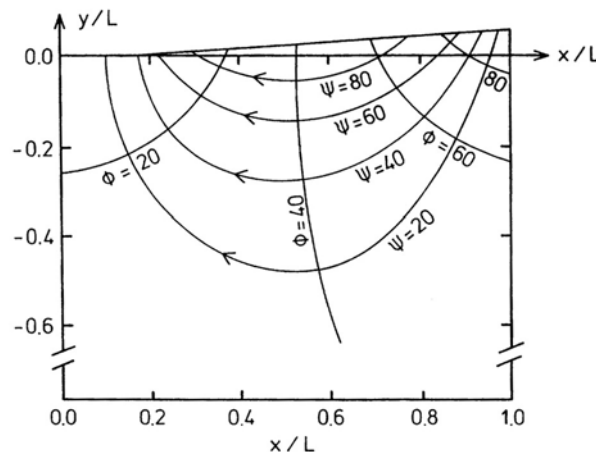
مطالعه گلاور نشان می‌دهد که زهکش حائل می‌تواند در کاهش سطح ایستابی در اراضی کوهپایه‌ای بسیار مؤثر باشد. این زهکش‌ها می‌تواند در اراضی مسطح دامنه کوهپایه‌ها نیز به همین اندازه مؤثر واقع گردند. این امر در مطالعات کرکهام و پرونتی^۱ (۱۹۷۷) و مورین و واریک (۱۹۷۳) نیز مورد تأیید قرار گرفته است. شکل (۲۸-۱) را می‌توان برای تشریح جریان‌هایی به کار برد که به وسیله کرکهام و پرونتی و یا مورین و واریک مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. کرکهام و پرونتی (۱۹۷۷) در مطالعه خود لایه محدودکننده را در عمق مشخصی در نظر گرفتند در حالی که مورین و واریک لایه محدودکننده را بسیار عمیق منظور نمودند. کرکهام و پرونتی و همچنین مورین و واریک نظریه پتانسیل جریان را مورد استفاده قرار دادند. کرکهام و پرونتی روش سری‌های توابع متعامد^۲ را به کار بردند (روش گرام-اشمید^۳)، در حالی که مورین و واریک از روش تبدیلات همدیس برای حل مسایل نشت زیرزمینی که در شکل (۲۸-۱) نشان داده شده استفاده کردند. برای آگاهی بیشتر از تحلیل‌های فوق‌الذکر می‌توان به مقالات اصلی مؤلفین نامبرده مراجعه نمود.



شکل (۲۸-۱) شمای جریان زیرزمینی در مناطق کوهپایه‌ای که به جلگه منتهی می‌گردد.

- 1- Kirkham and Prunty
- 2- Orthonormal Functions
- 3- Gram – Schmidt Method

شکل (۱-۲۹) که از نوشته مورین و واریک (۱۹۷۳) برداشت شده، نمایانگر شبکه جریان برای شرایطی است که جلگه در جهت افقی گسترش محدودی داشته باشد. به طوریکه ملاحظه می‌شود در دامنه شیب کوهپایه، خطوط جریان همگرا شده‌اند. کرکهام و پرونتی نشان دادند که هرگاه لایه محدودکننده در عمق کم قرار داشته باشد، همگرایی خطوط جریان بیشتر می‌گردد. بدین دلیل در شرایط بیان شده هرگاه زهکش حائل در نزدیکی دامنه شیب در جلگه استقرار یابد کارایی زیادی خواهد داشت.



شکل (۱-۲۹) شبکه جریان برای نشت زیرزمینی در اراضی کوهپایه که به جلگه منتهی می‌گردد، در حالی که لایه غیر قابل نفوذ در عمق زیادی قرار دارد. (مورین و واریک ۱۹۷۳)

تذکر این نکته لازم است که در مقاله کرکهام و پرونتی (۱۹۷۷)، شرایط دیگری از جمله "حالت ماندابی در دامنه شیب‌ها" نیز مورد بررسی قرار گرفت و مشخص گردید که زهکش حائل برای چنین شرایطی نیز سودمند است. مطالعه کرکهام و پرونتی (۱۹۷۷) برای منطقه اصلاح اراضی در غرب نوبریا^۱ کشور مصر به انجام رسید که به

1- Noubariya

دلیل آبیاری در اراضی بالادست، حالت ماندابی در اراضی پایین‌دست بوجود آمده بود.

۵- جریان همگام در زهکشی با چاه

در مناطق کشاورزی، چاه‌های آب می‌توانند به طور مؤثری جهت کاهش سطح ایستابی مورد استفاده قرار گیرند. برای سهولت بیشتر در تشریح زهکشی همگام اراضی به وسیله چاه‌ها، تشخیص و تفکیک آبخوان‌های آزاد و تحت فشار ضروری است. در زهکشی اراضی کشاورزی، آبخوان‌های آزاد در مقایسه با آبخوان‌های تحت فشار بیشتر مورد توجه می‌باشند. به همین ترتیب لازم است آبخوان‌های با گسترش محدود همراه با جریان ثابت ورودی از آبخوان‌هایی که گسترش جانبی وسیعی داشته و در فرآیند تحلیل جریان به عنوان آبخوان با گسترش نامحدود تلقی می‌شود، نیز تفکیک گردند. برای سهولت در تشریح افت سطح ایستابی در اثر پمپاژ از چاه، شکل (۱-۳۰) ارائه شده است. این شکل نمایانگر آبخوان آزاد با گسترش نامحدود می‌باشد. در شکل همچنین یک چاه نفوذی کامل (چاهی که تا روی لایه غیر قابل نفوذ امتداد دارد) نشان داده شده که از طریق آن مقدار آبی معادل Q پمپاژ می‌گردد. با در نظر گرفتن سیستم مختصات استوانه‌ای (r و z) و همانگونه که در شکل مشاهده می‌شود، ارتفاع آب درون چاه با حرف h_w و ارتفاع اولیه سطح ایستابی با حرف H نشان داده شده است. مختصات هر نقطه دلخواه بر روی منحنی افت سطح ایستابی را می‌توان به صورت (r و h_r) نشان داد. فاصله از مرکز چاه تا نقطه‌ای که افت سطح ایستابی شروع می‌شود با r_e نشان داده شده است.

شکل (۱-۳۱) نمایانگر یک آبخوان محدود استوانه‌ای با گسترش محدود است که چاه در مرکز آن قرار دارد. ارتفاع ثابت سطح ایستابی در مرز خارجی آبخوان، همانند شکل (۱-۳۰) با علامت H نشان داده شده و ضخامت لایه آبخوان b نامیده شده است.

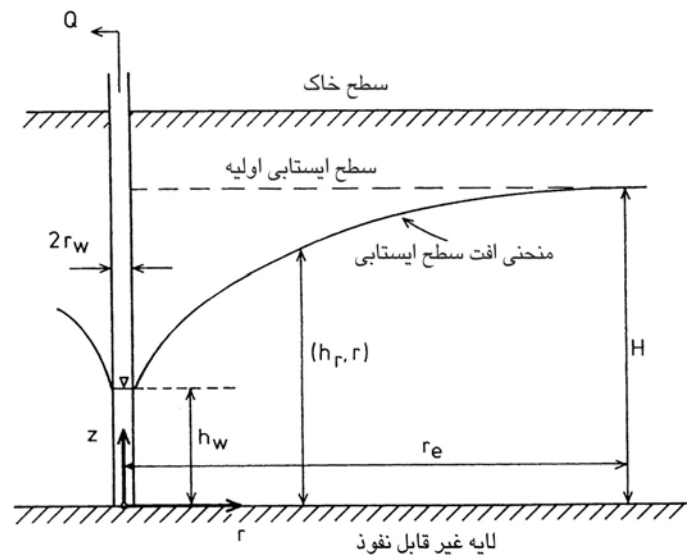
برای استخراج معادله‌ای که نمایانگر شکل منحنی افت سطح ایستابی در هر دو حالت باشد (اشکال ۱-۳۰ و ۱-۳۱)، می‌توان نظریه DF را به کار برد. در شکل

(۳۱-۱)، ارتفاع h_r هر نقطه دلخواه بر روی منحنی افت سطح ایستابی به صورت زیر بیان می‌شود (تاد^۱، ۱۹۵۹).

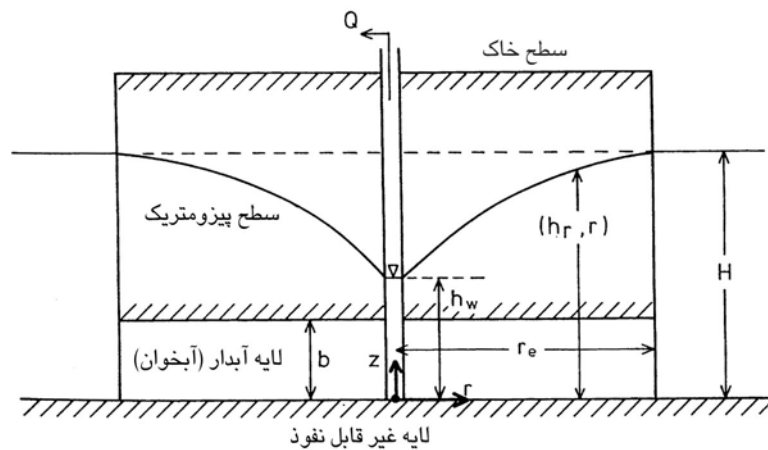
$$h_r = h_w + \frac{Q}{2\pi K b} \ln \frac{r}{r_w} \quad [۵۴]$$

برای آبخوان آزاد (شکل ۳۰-۱)، رابطه زیر برای بیان h_r برقرار است.

$$h_r^2 = h_w^2 + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{r}{r_w} \quad [۵۵]$$



شکل (۳۰-۱) نمایش حالت ایده‌آل یک آبخوان آزاد و یک لایه با گسترش نامحدود که به وسیله یک چاه نفوذی کامل پمپاژ می‌گردد.



شکل (۳۱-۱) منحنی افت سطح پیزومتریک یک آبخوان تحت فشار استوانه‌ای با گسترش محدود و با بار هیدرولیکی ثابت در مرز خارجی آن.

تاد (۱۹۵۹) همچنین عبارتی برای بیان افت سطح ایستابی در یک آبخوان آزاد با گسترش نامحدود با مقدار ثابت تغذیه معادل R ارائه کرد. در این شرایط از رابطه زیر برای محاسبه h_r استفاده می‌شود.

$$h_r^2 = h_w^2 - \frac{R}{2K}(r^2 - r_w^2) + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{r}{r_w} \quad [56]$$

تاد (۱۹۵۹) همچنین افت سطح ایستابی در یک آبخوان آزاد را که به وسیله مجموعه‌ای از چاه‌های نفوذی کامل پمپاژ می‌گردند، نیز مورد بحث قرار داد. در این حالت افت سطح ایستابی در هر نقطه از آبخوان برابر خواهد بود با مجموع افت‌هایی که به وسیله هر چاه بطور جداگانه حاصل می‌شود. برای مقادیر نسبتاً کم افت سطح ایستابی، تاد عبارت زیر را برای h_r (تاد، معادله [۴۶ - ۴۷]) ارائه کرد.

$$h_r^2 = H^2 - \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{\pi K} \ln \frac{r_{e,i}}{r_i} \quad [57]$$

که در آن، Q_i میزان پمپاژ از چاه i ام، $r_{e,i}$ فاصله چاه i ام تا مکانی که در آن افت سطح ایستابی قابل اغماض می‌گردد، r_i فاصله چاه i ام تا نقطه مورد نظر و N تعداد چاه‌ها می‌باشد. در شرایطی معادله [۵۶] را می‌توان به صورت زیر نیز نوشت (تاد ۱۹۵۹).

$$h_r^2 = H^2 + \frac{R}{2K}(r_e^2 - r^2) - \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{r_e}{r} \quad [۵۸]$$

معادله‌ای مشابه معادله [۵۷] برای آبخوان آزاد با گسترش نامحدود که به وسیله تعدادی چاه پمپاژ می‌گردد قابل اشتقاق است.

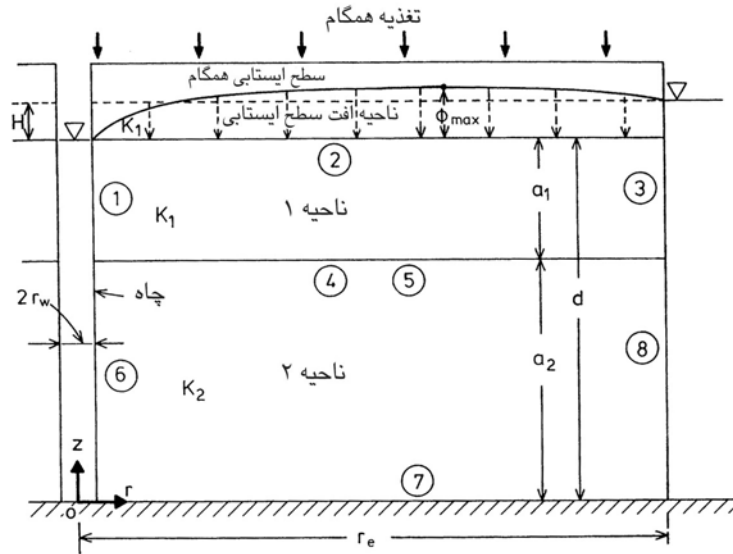
برای آبخوان آزاد و چند لایه که از طریق بارندگی و یا آبیاری به صورت پایدار و همگام تغذیه می‌شود و با یک چاه منفرد و یا مجموعه‌ای از چاه‌ها پمپاژ می‌گردد، معادلات افت سطح ایستابی به سادگی آبخوان‌های یک لایه قابل استخراج نمی‌باشد. برای حالت جریان همگام در پیرامون یک چاه در آبخوان دو لایه، می‌توان از روش‌های هنتوش و جکوب^۱ (۱۹۵۵) استفاده کرد. خان^۲ و همکاران (۱۹۷۱) نیز جریان در پیرامون یک چاه در یک آبخوان آزاد و دو لایه که گسترش محدودی داشته و به مقدار ثابتی تغذیه گردید را مورد بررسی قرار داده‌اند (شکل ۱-۳۲). خان و همکاران معادله لاپلاس را در مختصات استوانه‌ای و با کاربرد نظریه پتانسیل جریان حل نمودند. معادله لاپلاس در مختصات استوانه‌ای به شرح زیر است.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad [۵۹]$$

که در آن، ϕ تابع بار هیدرولیکی و z و r مختصات استوانه‌ای می‌باشند (شکل ۱-۳۲).

1- Hantush and Jacob

2- Khan et al.



شکل (۳۲-۱) شمای یک آبخوان آزاد و دو لایه با گسترش محدود، در حالی که به وسیله جریان همگام تغذیه و به وسیله یک چاه زهکشی پمپاژ می‌شود (خان و همکاران ۱۹۷۱).

برای حل مسئله، خان و همکاران آبخوان را مطابق شکل به دو ناحیه تقسیم نمودند. معادله [۵۹] از طریق کاربرد مجموعه شرایط مرزی زیر حل گردید (در شکل ۳۲-۱ با دایره نشان داده شده است).

در ناحیه ۱

$$\text{BC 1} \quad \phi_1 = 0 \quad \text{at } r = r_w, a_2 \leq z \leq d$$

$$\text{BC 2} \quad K_1 \frac{\partial \phi_1}{\partial z} = R \quad \text{at } z=d, r_w \leq r \leq r_e$$

$$\text{BC 3} \quad \phi_1 = H \quad \text{at } r = r_e, a_2 \leq z \leq d$$

در حد فاصل (Interface)

$$\text{BC 4} \quad \phi_1 = \phi_2 \quad \text{at } z = a_2, r_w \leq r \leq r_e$$

$$\text{BC 5} \quad K_1 \frac{\partial \phi_1}{\partial z} = K_2 \frac{\partial \phi_2}{\partial z} \quad \text{at } z = a_2, r_w \leq r \leq r_e$$

در ناحیه ۲

$$\text{BC 6} \quad \phi_2 = 0 \quad \text{at } r = r_w, 0 \leq z \leq a_2$$

$$\text{BC 7} \quad \frac{\partial \phi_2}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z = 0, r_w \leq r \leq r_e$$

$$\text{BC 8} \quad \phi_2 = H \quad \text{at } r = r_e, 0 \leq z \leq a_2$$

که در حالت شرایط مرزی ۲، ضریب (۱-) از هر طرف معادله سمت چپ حذف گردیده است. برای تعیین ϕ_1 و ϕ_2 ، خان و همکاران معادلات زیر را ارائه نمود:

$$\begin{aligned} \frac{\phi_1(r, z)}{r_w} = & \frac{R}{K_1} \sum_{m=1}^{\infty} C_0(u_m r / r_w) \\ & \left\{ \frac{A_m \cosh[u_m(z - a_2) / r_w]}{\sinh(u_m a_1 / r_w)} - \frac{B_m \cosh[u_m(d - z)]}{\sinh(u_m a_1 / r_w)} \right\} \\ & + \frac{H \ln(r / r_e)}{r_w \ln(r_e / r_w)} \end{aligned} \quad [60]$$

و

$$\begin{aligned} \frac{\phi_2(r, z)}{r_w} = & \frac{R}{K_2} \sum_{m=1}^{\infty} \left[C_0(u_m r / r_w) \cdot \frac{B_m \cosh(u_m z / r_w)}{\sinh(u_m a_2 / r_w)} \right] + \frac{H \ln(r / r_e)}{r_w \ln(r_e / r_w)} \end{aligned} \quad [61]$$

که در آن A_m ، B_m و U_m ($m=1, 2, 3, \dots$) ثوابت دلخواه و بدون بعد، $d=a_1+a_2$ و C_0 به شرح زیر تعریف شده است.

$$C_0(u_m r / r_w) = J_0(u_m) Y_0(u_m r / r_w) - Y_0(u_m) J_0(u_m r / r_w) \quad [62]$$

در معادله [۶۲] J_0 و Y_0 توابع بسل مرتبه صفر^۱ و به ترتیب از انواع اول و دوم می‌باشند. (خان و همکاران ۱۹۷۸)

خان و همکاران با استفاده از معادله [۶۰] رابطه‌ای برای بیان ارتفاع ϕ ، سطح ایستابی در هر نقطه r بین چاه و مرز بیرونی آبخوان استخراج نمودند. این رابطه (معادله [۳۰] مرجع اصلی) به شرح زیر است.

[۶۳]

$$\frac{\phi_r}{r_w} = \frac{R}{K_1 - R} \sum \left[C_0(u_m r / r_w) \cdot \frac{A_m \cosh(u_m a_1 / r_w) - B_m}{\sinh(u_m a_1 / r_w)} \right] + \frac{H \ln(r / r_w)}{r_w \ln(r_e / r_w)}$$

خان و همکاران (۱۹۷۱)، با کاربرد معادله [۶۳] منحنی‌هایی را تهیه نمودند که نمایانگر تغییرات ارتفاع "بدون بعد" ϕ_r / a_1 سطح ایستابی با فاصله "بدون بعد" r / r_e به ازای تعدادی پارامترهای مزرعه‌ای است. شکل (۱-۳۳) نمونه‌ای از این منحنی‌ها نشان می‌دهد. سایر منحنی‌ها را می‌توان در نوشته اصلی خان و همکاران (۱۹۷۱) یافت.

با توجه به نظریه ارائه شده به وسیله خان و همکاران (۱۹۷۱)، خان و کرکهام^۱ (۱۹۷۱) روشی برای محاسبه فاصله چاه‌های زهکشی برای آبخوان آزاد با گسترش نامحدود در آبرفت چند لایه ارائه نمودند (شکل ۱-۳۴). همانطور که در شکل نشان داده شده است، در هر دو حالت، مراکز دو چاه مجاور به اندازه دو برابر r_e از یکدیگر فاصله دارند، که در آن r_e بر مبنای حداکثر ارتفاع H مجاز برای سطح ایستابی قابل محاسبه است. خان و کرکهام آبخوان‌های مشتمل بر دو تا سه لایه را نیز مورد بررسی قرار داده‌اند. برای محاسبه ارتفاع سطح ایستابی یک آبرفت دو لایه، رابطه‌ای مشابه معادله [۶۰] را می‌توان به کار برد. بر همین اساس خان و کرکهام عبارت زیر را ارائه نمودند (معادله [۱] مرجع اصلی)

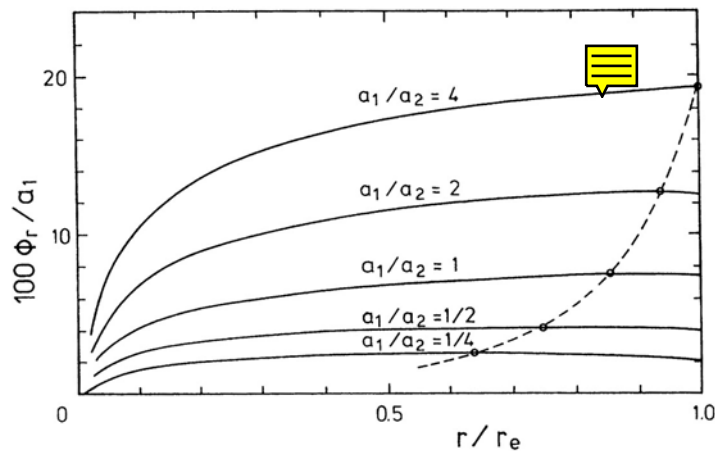
$$\frac{\phi_1(r, z)}{r_w} = \frac{R}{K_1} \sum_{m=1}^{\infty} C_0(u_m r / r_w) \left\{ \frac{A_m \cosh[u_m(z - a_2) / r_w]}{\sinh(u_m a_1 / r_w)} - \frac{B_m \cosh[u_m(d - z)]}{\sinh(u_m a_1 / r_w)} \right\} \quad [۶۴]$$

اکنون می‌توان رابطه بین H و r_e را به شرح زیر ارائه داد.

$$\frac{H}{r_w} = \frac{R}{K_1 - R} \cdot \Sigma \left[C_0(u_m r_e / r_w) \cdot \frac{A_m \cosh(u_m a_1 / r_w) - B_m}{\sinh(u_m a_1 / r_w)} \right] \quad [65]$$

که همان معادله [۶۶] مرجع اصلی خان و کرکهام می‌باشد. برای سهولت کاربرد معادله [۶۵] نامبردگان کمیت $M(w)$ را به شرح زیر ارائه کردند.

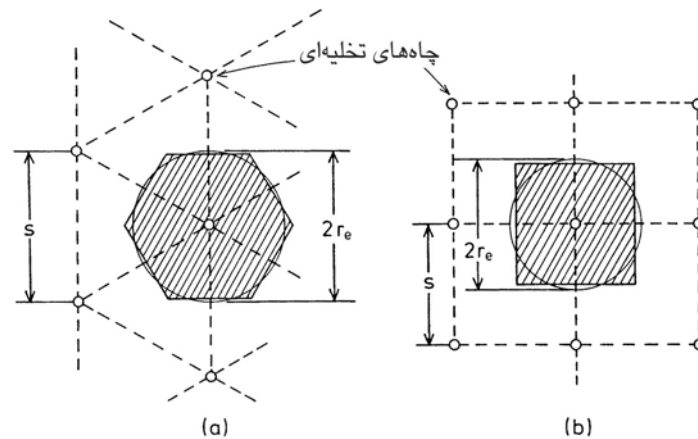
$$M(w) = \Sigma \left[C_0(u_m r_e / r_w) \cdot \frac{A_m \cosh(u_m a_1 / r_w) - B_m}{\sinh(u_m a_1 / r_w)} \right] \quad [66]$$



شکل (۳۳-۱) ارتفاع بدون بعد $\Phi r/a_1$ سطح ایستابی به عنوان تابعی از r/r_e برای مقادیر متفاوت a_1/a_2 و $R/K_1=0.1$ و $a/r_w=0.0$ و $Q/(\pi R r_w^2)=0.000$ و $K_1/K_2=0.2$ و $r_e/r_w=100$. منحنی منقطع حداکثر ارتفاع سطح ایستابی نقاط را به یکدیگر وصل می‌کند (خان و همکاران، ۱۹۷۱).

بدین ترتیب معادله [۶۵] را می‌توان چنین نوشت.

$$\frac{H}{r_w} = \frac{RM(w)}{K_1 - R} \quad [67]$$



شکل (۱-۳۴) فواصل چاه‌های زهکشی در یک آبخوان آزاد با گسترش جانبی زیاد (a) شبکه مثلثی متساوی اضلاع، (b) شبکه مربعی (خان و همکاران، ۱۹۷۱)

که در شرایطی که مقادیر $M(w)$ معلوم باشد، برای محاسبه H (یا وقتی H معلوم باشد برای محاسبه r_e) رابطه سودمندی است. خان و کرکهام (۱۹۷۱) جدولی برای مقادیر $M(w)$ و برای نسبت‌های K_1/K_2 برابر با $0.04, 0.2, 1, 5$ و 25 و r_e/r_w برابر با $100-4000$ و $a_1/r_w = 1, 10, 50$ و $a_2/r_w = 10, 50, 100$ و 500 ارائه نمودند (به ضمیمه شماره ۲ نوشته نامبردگان مراجعه شود). این جدول مشتمل بر مقادیر $M(w)$ برای نسبت $K_1/K_2=1$ می‌باشد و بدین ترتیب می‌توان آن را برای آبخوان‌های یک لایه نیز به کار برد. بخشی از ضمیمه ۲ مرجع اصلی در جدول (۱-۵) ارائه شده است.

خان و کرکهام (۱۹۷۱) همچنین راه حلی برای تعیین ارتفاع حداکثر سطح ایستابی H یک آبخوان سه لایه ارائه نمودند، که به منظور حفظ اختصار، در این فصل ارائه نمی‌گردد. علاقمندان می‌توانند به نوشته اصلی خان و کرکهام مراجعه نمایند.

مطالعات خان و همکاران (۱۹۷۱)، خان و کرکهام (۱۹۷۱) که تاکنون شرح داده شد مرتبط با پمپاژ از آبخوان‌های آزاد می‌باشد. شکل (۱-۳۱) و معادله [۵۴] مربوط به یک آبخوان استوانه‌ای، تحت فشار با گسترش محدود است که چاهی در مرکز آن

قرار دارد. هرگاه آبخوان استوانه‌ای نبوده و یا اینکه چاه در مرکز آن نباشد، تجزیه و تحلیل جریان آب پیچیده‌تر می‌گردد.

جدول (۵-۱) مقادیر $M(w)$ برای کاربرد در معادلات [۶۶] و [۶۷] که به وسیله خان و کرکهام (۱۹۷۱) تهیه شده است.

$K_1/K_2=25$	$K_1/K_2=5$	$K_1/K_2=1$	$K_1/K_2=0.2$	$=0.04$ K_1/K_2	r_e/r_w
$a_1/r_w=1$ و $a_2/r_w=500$ برای					
۳۱۱۰/۳	۷۰۷/۰	۱۴۶/۱	۳۰/۱	۶/۸	۱۰۰
۷۸۰۰/۸	۱۶۶۷/۳	۳۳۸/۸	۶۸/۶	۱۴/۵	۲۰۰
۱۴۷۱۹/۵	۳۰۹۸/۳	۶۲۶/۷	۱۲۶/۲	۲۵/۸	۳۰۰
۲۴۶۰۸/۲	۵۱۵۱/۲	۱۰۴۰/۷	۲۰۹/۲	۴۲/۸	۴۰۰
۳۷۷۵۱/۶	۷۸۸۲/۴	۱۵۹۱/۲	۳۱۹/۱	۶۴/۴	۵۰۰
۵۴۳۰۲/۷	۱۱۳۲۳/۱	۲۲۸۳/۷	۴۵۷/۸	۹۱/۳	۶۰۰
۷۴۳۶۱/۱	۱۵۴۹۲/۲	۳۱۲۵/۱	۶۲۵/۸	۱۲۴/۶	۷۰۰
۹۸۰۱۹/۴	۲۰۴۱۲/۳	۴۱۱۶/۳	۸۲۴/۳	۱۶۴/۶	۸۰۰
۱۲۵۳۲۸/۳	۲۶۰۸۹/۶	۵۲۶۰/۰	۱۰۵۳/۶	۲۰۹/۹	۹۰۰
۱۵۶۳۴۳/۳	۳۲۵۳۹/۷	۶۵۶۱/۱	۱۳۱۳/۶	۲۶۴/۰	۱۰۰۰
۲۵۰۴۸۸/۸	۵۲۱۰۸/۲	۱۰۵۰۸/۲	۲۱۰۵/۷	۴۲۲/۱	۱۲۵۰
۳۶۸۷۶۰/۵	۷۶۷۰۴/۱	۱۵۴۷۱/۳	۳۱۰۱/۵	۶۲۵/۴	۱۵۰۰
۵۱۱۷۹۶/۰	۱۰۶۴۴۱/۹	۲۱۴۴۹/۶	۴۲۹۰/۵	۸۵۴/۳	۱۷۵۰
۶۸۰۱۲۷/۲	۱۴۱۴۳۹/۴	۲۸۵۰۴/۷	۵۶۹۹/۰	۱۱۳۷/۰	۲۰۰۰
۸۷۳۹۷۳/۱	۱۸۱۷۰۸/۸	۳۶۶۱۳/۳	۷۲۹۵/۴	۱۴۲۵/۱	۲۲۵۰
۱۰۹۳۵۱۴/۰	۲۲۷۴۰۲/۸	۴۵۸۲۹/۹	۹۱۶۹/۷	۱۸۲۲/۵	۲۵۰۰
۱۳۳۹۵۶۴/۰	۲۷۸۵۳۹/۱	۵۹۶۱۱/۴	۱۱۲۰۱/۱	۲۲۰۶/۶	۲۷۵۰
۱۶۱۱۷۶۶/۰	۳۳۵۱۰۳/۸	۶۷۵۰۸/۸	۱۳۴۸۸/۰	۲۶۵۱/۵	۳۰۰۰
۲۲۳۸۴۸۳/۰	۴۶۵۴۲۳/۴	۹۳۸۰۶/۵	۱۸۷۴۵/۱	۳۷۲۱/۸	۳۵۰۰
۲۹۷۱۸۳۳/۰	۶۱۷۸۷۵/۳	۱۲۴۴۸۸/۶	۲۴۸۹۱/۵	۴۹۱۵/۶	۴۰۰۰

در چنین شرایطی برای محاسبه منحنی افت سطح ایستابی می‌توان نظریه پتانسیل جریان را به جای نظریه DF به کار برده الگوی جریان در آبخوان را بدست آورد. حل معادله لاپلاس در مختصات قطبی در این مورد کاربردی بوده و می‌تواند به شرح زیر نوشته شود.

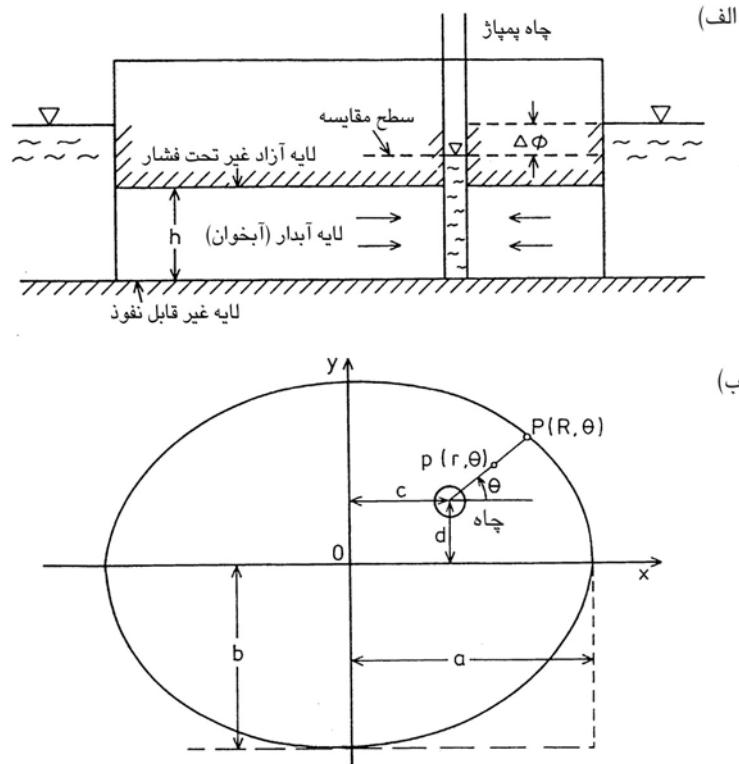
$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} = 0 \quad [68]$$

که در آن، θ و r قبلاً تعریف گردیده و θ مختصات زاویه‌ای است. وان در پلوگ و همکاران^۱ (۱۹۷۱) حالت جریان همگام در یک آبخوان تحت فشار بیضی شکل با گسترش محدود را که به وسیله یک چاه پمپاژ می‌گردد، مورد بررسی قرار دادند. نمایش هندسی جریان در شکل (۱-۳۵) ارائه شده است. برای محاسبه تابع بار هیدرولیکی ϕ در هر نقطه‌ای از آبخوان (در نتیجه آن افت سطح آب زیرزمینی)، وان در پلوگ معادله لاپلاس (معادله [۳۸]) را با شرایط مرزی مناسب و از طریق استفاده از یک سری توابع متعامد حل نمود. بخشی از نتایج بدست آمده به وسیله وان در پلوگ و همکاران در شکل (۱-۳۶) نشان داده شده است. پس از آن کرکهام و وان در پلوگ (۱۹۷۳ و ۱۹۷۴) روش‌های خود را برای حل آبخوان‌های منظم و نیز آبخوان‌هایی که بخشی از مرز بیرونی آن غیر قابل نفوذ است، هم چنین برای شرایطی که آبخوان با تعداد متعددی چاه پمپاژ می‌شود، گسترش دادند.

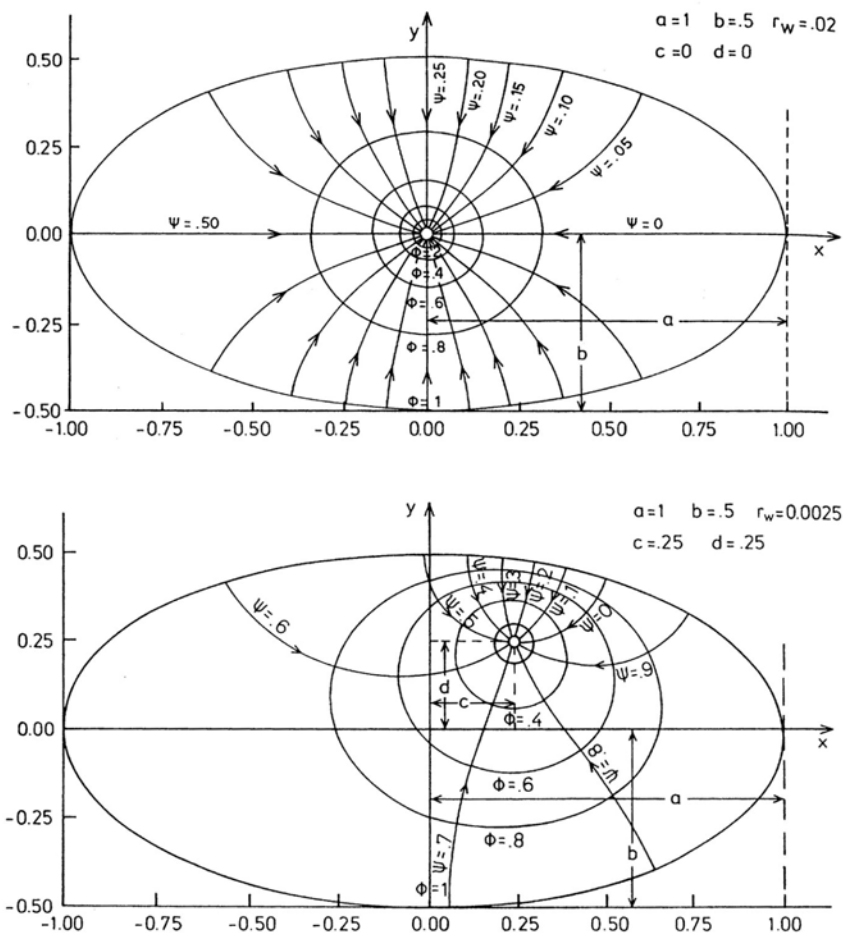
در خاتمه مبحث زهکشی همگام در چاه‌ها، دو شبکه خطوط جریان از کرکهام و وان در پلوگ (۱۹۷۳ و ۱۹۷۴) ارائه می‌شود. شکل (۱-۳۷) نشان‌دهنده شبکه جریان آبخوانی استوانه‌ای شکل است که به وسیله چاهی که در مرکز آن است در حالی پمپاژ می‌گردد که یک چهارم مرز بیرونی آبخوان غیر قابل نفوذ است. و بالاخره شکل (۱-۳۸) نمایانگر شبکه جریان برای آبخوانی با گسترش افقی، غیر منظم و تحت فشار است که به وسیله دو حلقه چاه با آبدهی و شعاع نا همسان پمپاژ می‌گردند. برای

1- van der Ploeg et al.

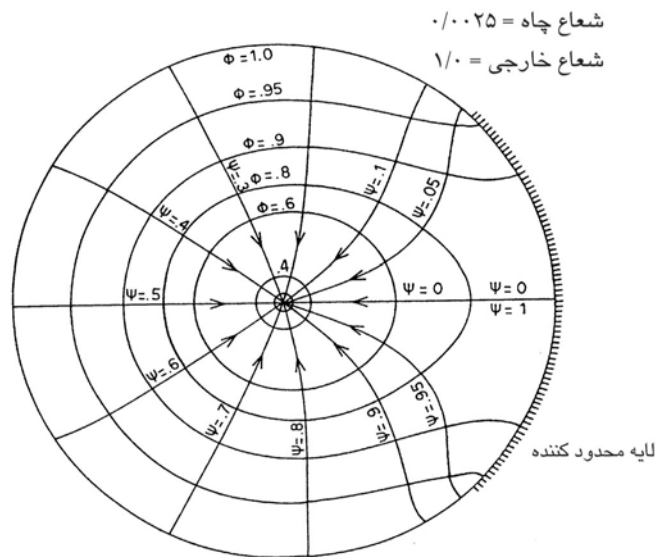
آگاهی بیشتر از روش کار، می‌توان به دست آورده‌های وان در پلوگ (۱۹۷۲) - اطلاعات منتشر نشده) و یا به نوشته‌های کرکهام و وان در پلوگ (۱۹۷۳ و ۱۹۷۴) رجوع نمود.



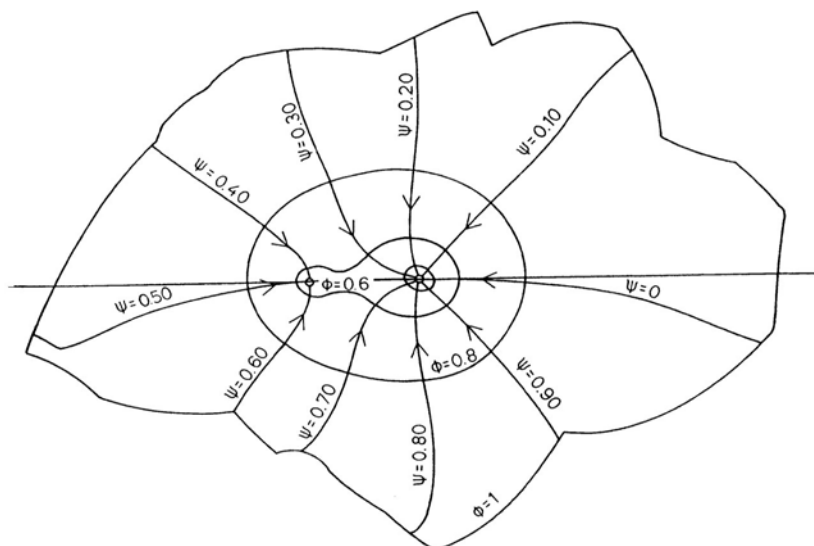
شکل (۱-۳۵) بیان هندسی جریان در یک آبرفت بیضی شکل یک آبخوان تحت فشار که به وسیله یک چاه نفوذی کامل پمپاژ می‌گردد (کرکهام و وان در پلوگ ۱۹۷۴) (a) نمای جانبی، (b) نمای از بالا.



شکل (۱-۳۶) خطوط جریان در یک آبخوان بیضی شکل و تحت فشار که به وسیله یک چاه نفوذی کامل پمپاژ می‌گردد (a) چاه در مرکز بیضی قرار دارد. (b) چاه خارج از مرکز بیضی واقع است. (کرکهام و وان در پلوگ ۱۹۷۴)



شکل (۳۷-۱) شبکه جریان برای یک آبخوان استوانه‌ای شکل و تحت فشار که یک چهارم مرز بیرونی آن غیر قابل نفوذ است (کرکهام و وان در پلوگ ۱۹۷۴)



شکل (۳۸-۱) شبکه جریان برای یک آبخوان با گسترش افقی و تحت فشار با شکل غیرمنظم که بوسیله دو چاه با قدرت برداشت و شعاع نابرابر پمپاژ می‌گردند (کرکهام و وان در پلوگ ۱۹۷۳)

فصل دوم

جریان غیر همگام در زهکشی

ئی، جی یانگز^۱

دانشگاه کرانفیلد، سیلسو، بدفورد- انگلستان

۱- مقدمه

نظریه جریان همگام بطور گسترده‌ای در تدوین معیارهای فیزیکی برای طراحی زهکشی زیرزمینی به کار رفته است. لیکن در عمل حالت همگام به ندرت وجود دارد و شرایط غیر همگام عمومیت بیشتری دارد. در مناطق مرطوب که زهکشی اقدامی ضروری جهت بهبود شرایط خاک برای رشد گیاه و تردد ماشین‌آلات مزرعه می‌باشد، بارندگی‌های متناوب موجب افت و خیز سطح ایستابی می‌گردد. نوسانات سطح ایستابی باعث تغییر ضخامت لایه غیر اشباع در نیمرخ خاک می‌شود. ناحیه غیر اشباع به عنوان منطقه‌ای حایل^۲ بین سطح خاک و سطح ایستابی عمل نموده و با تغییر میزان انبارش آب در خاک نقش تعدیل‌کننده‌ای بر شدت جریان^۳ ورودی به سفره آب زیرزمینی ایفا می‌نماید. هرگاه شدت بارندگی از مقدار هدایت هیدرولیکی اشباع خاک تجاوز کند و یا حتی با آن برابر گردد، هیچ سیستم زهکشی قادر به جلوگیری از خیزش سطح ایستابی و ایجاد حالت استغراق در سطح خاک نخواهد بود. بدین ترتیب احداث سیستم زهکشی باید به گونه ای باشد که پس از بارندگی و در یک فرصت زمانی معقول و با سرعت کافی آنچنان سطح آب زیرزمینی را پایین اندازد که سطح خاک در حد متناسبی خشک شود.

به همین ترتیب، در مناطق خشک که کشاورزی مبتنی بر آبیاری بوده و کنترل شوری مستلزم زهکشی می‌باشد، سطح ایستابی طی دوره‌های آبیاری بطور متناوب

1- E. G. Youngs, Cranfield University Silsoe, Bedford, England

2- Buffer

3- Flux

افت و خیز می‌نماید. در چنین شرایطی نیز سیستم زهکشی باید سطح آب زیرزمینی را به گونه‌ای تنظیم کند که رطوبت و شوری خاک در حد مناسبی برای عملیات کشاورزی نگهداشته شود.

سهولت نسبی موجود در حل مسایل آب زیرزمینی در حالت همگام باعث شده است تا تعداد زیادی معادلات متنوع برای بیان ارتباط سطح آب زیر زمینی با جریان‌های ورودی ابداع گردد. تحلیل شرایط غیر همگام که متأثر از شرایط متغیر در سطح زمین و نیز در پیرامون لوله‌های زهکشی است مشکلتر بوده و تعداد معادلاتی که رابطه بین سطح آب و جریان زهکش را به صورت تابعی از زمان نشان بدهد بسیار کمتر است.

در این فصل، فیزیک جریان غیر همگام در زهکشی اراضی تشریح گردیده و روش‌هایی که تغییرات سطح آب زیرزمینی و جریان زهکش‌ها را به صورت تابعی از زمان و شرایط مرزی بدست می‌دهند مرور شده است. همچنین عواملی که کاربرد نظریه‌های ساده و کلاسیک را محدود می‌سازند مورد توجه قرار گرفته است.

۲- فیزیک مسئله

فیزیک تحرک سطح آب زیرزمینی تحت تاثیر تغییر شرایط مرزی و برای حالت جریان دو بعدی و زهکش‌های موازی در خاکی با لایه غیر قابل نفوذ عمیق در شکل (۱-۲) نشان داده شده است. نوسان سطح آب زیرزمینی باعث تغییر وضعیت رطوبتی در نیمرخ خاک بالای سطح ایستابی می‌شود. منطقه جریان در بردارنده هر دو ناحیه اشباع (زیر سطح ایستابی) و غیر اشباع (بالای سطح ایستابی) است. برای ناحیه غیر اشباع، معادله ریچاردز^۱ حرکت آب را در خاک همگن، ایزوتروپ، غیر منبسط شونده و خنثی^۲ بیان می‌نماید. در ناحیه اشباع، معادله لاپلاس^۳، چگونگی توزیع بار هیدرولیکی را که مشخص‌کننده روند و الگوی جریان آب زیرزمینی است بدست می‌دهد. هرچند سطح ایستابی مرز بین دو ناحیه اشباع و غیر اشباع را مشخص

1- Richards

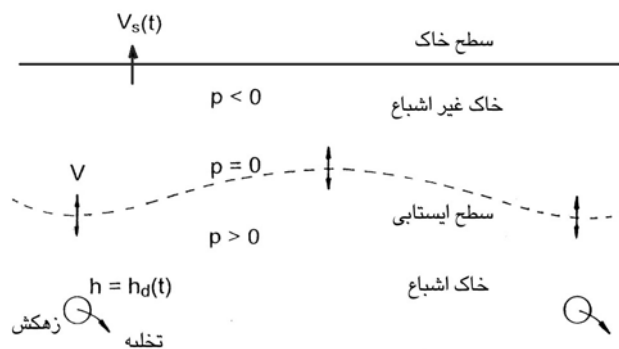
2- Inert

3- Laplace

می‌نماید، مادام که وضعیت جریان و یا بار هیدرولیکی پایدار و پیوسته باشد، به عنوان یک حد فرضی تلقی می‌گردد. شرایطی که چگونگی جریان در زهکش را مشخص می‌نماید شامل عواملی است که در سطح خاک (بارندگی، آبیاری و یا تبخیر) و یا در محیط زهکش (بار آبی پیرامون لوله‌ها) بر زهکشی اثر می‌گذارند. جذب آب به وسیله پوشش گیاهی سطح خاک نیز می‌تواند بخشی از این عوامل در نظر گرفته شود. شرایط اولیه در مباحث فیزیکی شامل میزان آب در خاک و توزیع فشار در تمامی ناحیه جریان در زمان "صفر" می‌باشد. بدین ترتیب برای خاکی همگن، ایزوتروپ، غیر منبسط شونده و خنثی، مسائل زهکشی از طریق حل معادله ریچاردز (که در منطقه آب زیرزمینی به معادله لاپلاس تبدیل می‌شود) مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot (K \nabla h) - R = \nabla \cdot (K \nabla p) + \frac{\partial K}{\partial z} - R \quad [1]$$

که در آن، θ میزان آب در خاک، K هدایت هیدرولیکی، h بار آبی و P فشار آب در خاک در نقطه (x, y, z) و R رطوبت نگهداری شده به وسیله ریشه گیاهان در لایه‌های سطحی خاک است که بر حسب مکان و زمان تغییر می‌نماید و در ناحیه اشباع آب زیرزمینی می‌توان آنرا صفر فرض نمود. K و P توابع پس‌ماندی^۱ از θ و $h=p+z$ می‌باشد.



شکل (۱-۲) جریان دو بعدی غیر همگام در زهکش‌های موازی

شرایط اولیه و مرزی که در حل مسئله بکار می‌رود عبارتند از:

$$\left. \begin{aligned} h(x, y, z) &= h_0(x, y, z) \\ \theta(x, y, z) &= \theta_0(x, y, z) \end{aligned} \right\} t=0 \quad [2]$$

$$\left. \begin{aligned} -K \frac{\partial h}{\partial z} &= V_s(t) \text{ در سطح خاک} \\ h &= h_d(t) \text{ در محدوده زهکش} \end{aligned} \right\} t > 0 \quad [3]$$

در معادلات فوق $h_0(x, y, z)$ و $\theta_0(x, y, z)$ به ترتیب عبارتند از توزیع بار هیدرولیکی و میزان آب (رطوبت) خاک در زمان صفر، $V_s(t)$ شدت جریان (به سمت بالا مثبت منظور می‌گردد) ورودی از سطح خاک در زمان t ، $h_d(t)$ بار هیدرولیکی در زهکش در زمان t می‌باشد. با توجه به اینکه در خاک یکنواخت، صفحه عمود بر مقطع در بین دو خط زهکش (مرز حوضه بین دو زهکش)، صفحه تقارنی است که در آن جریانی وجود نداشته و گرادیان نرمال بار هیدرولیکی صفر است، حل مسئله ساده خواهد بود. همچنین در حالت عمومی، شرایط لایه‌های عمقی نیز مطرح بوده و در حل مسئله باید مورد توجه قرار گیرد؛ مانند شرایطی که به علت وجود لایه محدودکننده و یا لایه با تراوایی بیشتر و یا شرایط آرتزین که در اثر جریان‌های خارج از منطقه بوجود می‌آید.

بطور کلی مسایل زهکشی را می‌توان بر مبنای معادله ریچاردز و با استفاده از روش‌های عددی حل کرد. در این روش‌ها تمام منطقه جریان بدون توجه به تقسیم‌بندی آن به نواحی اشباع و غیر اشباع می‌تواند مورد بررسی قرار گیرد. با حل مسئله، سطح ایستابی که مشخص کننده ناحیه غیر اشباع است و شدت جریان زهکشی V بدست می‌آید.

قبل از اینکه رایانه‌های قدرتمند برای حل اینگونه مسایل بکار برده شوند، از روش‌های حل تقریبی استفاده می‌شد. این روش‌ها نسبتاً سریع بوده و با دریافت اطلاعاتی در زمینه خصوصیات خاک، نوسانات سطح ایستابی بر حسب زمان

محاسبه می‌شد. همچنین بر مبنای مفاهیم آبدهی ویژه^۱ و تغییرات ذخیره آب در محیط خاک، میزان جریان زهکش نیز برآورد می‌گردد.

۳- مفهوم آبدهی ویژه و کاربرد آن

هرگاه آب زیرزمینی از طریق شبکه زهکشی از آبخوان خارج گردد، سطح ایستابی پایین می‌افتد. آبدهی ویژه طبق تعریف عبارت از حجم آبی است که می‌تواند از واحد مساحت سطح ایستابی تخلیه و یا جذب شود وقتی که سطح ایستابی به اندازه یک واحد پایین افتد. هرگاه آب وارد آبخوان شود، سطح آب زیرزمینی خیزش نموده و در این حالت آبدهی ویژه عبارتست از میزان آبی که به وسیله واحد سطح آبخوان جذب می‌گردد تا سطح ایستابی به اندازه یک واحد افزایش یابد. آبدهی ویژه در بیشتر موارد مترادف با تخلخل مؤثر (تخلخل قابل زهکشی^۲) تعریف می‌گردد. اما این تعریف در شرایطی صادق است که سطح ایستابی بسیار آهسته حرکت نماید. وقتی نوسان آب زیرزمینی نسبتاً تند باشد، به علت رفتار متغیر حرکت آب زیرزمینی در محیط غیر اشباع، آبدهی ویژه میتواند دامنه تغییرات گسترده‌ای داشته باشد. آبدهی ویژه همچنین بر حسب فاصله نسبت به سطح زمین تغییر میکند، بطوریکه هر چه سطح ایستابی پایین‌تر رود مقدار آن افزایش می‌یابد. به این ترتیب آبدهی ویژه مفهوم و ابزاری تقریبی برای برآورد نوسانات سطح ایستابی در اراضی زهکشی شده است. آنچه که در پی می‌آید، طبیعت تقریبی این عامل را نشان می‌دهد. اما تجربه نشان داده است که همین مفاهیم تقریبی در صورتیکه بدرستی بکار برده شود میتواند برآورد قابل قبولی از نوسانات سطح آب زیر زمینی را بدست بدهد.

الف- زهکشی یک بعدی

رابطه بین آبدهی ویژه با نیمرخ رطوبتی خاک در ناحیه غیر اشباع بالای سطح ایستابی در شرایطی که هیچگونه بارندگی وجود نداشته باشد را می‌توان با نیمرخ رطوبتی یک ستون خاک نشان داد که ارتفاع آن L بوده و سطح آب در فاصله زمانی

1- Specific Yield

2- Drainable Porosity

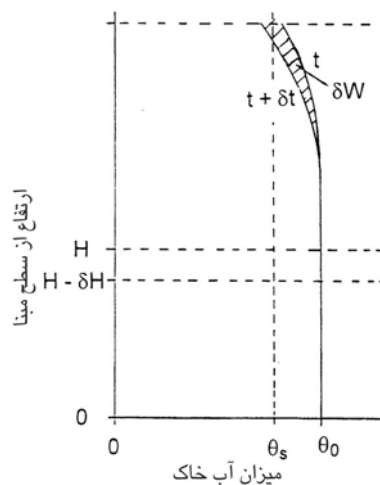
t و $t+\delta t$ از H به $H-\delta H$ پایین می افتد (شکل ۲-۲). تفاوت در نیمرخ رطوبتی ستون خاک طی دو زمان بیانگر آن است که آب بخش هاشور خورده از ستون خاک زهکشی و از بخش اشباع ستون خاک تخلیه شده است. هرگاه این حجم آب برابر با $-\delta W$ و به ازاء افت سطح ایستابی δH در نظر گرفته شود، آبدهی ویژه یا S به وسیله معادله زیر تعریف می‌شود.

$$S = \lim_{\delta H \rightarrow 0} \frac{\delta W}{\delta H} = \frac{dW}{dH} = \frac{dW/dt}{dH/dt} \quad [4]$$

حال حجم آب W نگهداری شده در ستون خاک بین سطح مبنا یعنی $z=0$ و سطح فوقانی آن یعنی $z=L$ در زمان t به شرح زیر است.

$$W = \int_0^L \theta dz = \int_H^L \theta dz + \theta_0 H \quad [5]$$

از آنجائیکه خاک در زیر سطح ایستابی اشباع می‌باشد یا $z=H$ ، و در شرایطی که خاک یکنواخت و پایدار (غیر منبسط شونده) در نظر گرفته می‌شود، میزان آب موجود در خاک θ ثابت است بنابراین $\theta=\theta_0$ خواهد بود.



شکل (۲-۲) نیمرخ رطوبتی خاک در بخش فوقانی سطح ایستابی متغییر

هرگاه نیمرخ رطوبتی خاک در شرایط سطح ایستابی متغییر و محتوی آب ستون خاک به صورت تابعی از Z (از مبنای سطح ایستابی) در نظر گرفته شود بطوریکه $Z=Z-H$ ، در این صورت سطح هاشور خورده در شکل (۲-۲) بشرح زیر خواهد بود.

$$\begin{aligned} -\delta W &= \left| \int_0^{L-H+\delta H} \theta dZ \right|_{t+\delta t} - \left| \int_0^{L-H} \theta dZ \right|_t - \theta_0 \delta H \\ &= \left| \int_0^{L-H} \theta dZ + \int_{L-H}^{L-H+\delta H} \theta dZ \right|_{t+\delta t} - \left| \int_0^{L-H} \theta dZ \right|_t - \theta_0 \delta H \\ &= W' - \delta W' + \theta_s \delta H - W' - \theta_0 \delta H \\ &= -\delta W' - (\theta_0 - \theta_s) \delta H \end{aligned} \quad [۶]$$

که در آن، W' حجم آب در نیمرخ خاک است که در زمان t و نسبت به سطح ایستابی اندازه گیری شده و در آن لحظه، سطح ایستابی در ارتفاع H بالای سطح مبنای ستون خاک قرار دارد. $\delta W'$ تغییر در این حجم طی دوره افت سطح ایستابی از H به $H-\delta H$ می باشد. θ_s میزان آب در لایه های سطحی خاک است. بدین ترتیب آبدی ویژه بر طبق معادله [۴] و [۶] (داس سانتوز جونیر و یانگز^۱ ۱۹۶۹، چایلدرز^۲ ۱۹۶۹، راتس و گاردنر^۳ ۱۹۷۴) به شرح زیر خواهد بود.

$$S = \theta_0 - \theta_s + \frac{dW'/dt}{dH/dt} \quad [۷]$$

که در آن $\theta_0 - \theta_s$ میزان هوای موجود در خاک است. معادله [۷] نشان می دهد که اگر نیمرخ رطوبتی خاک بدون تغییر باقی بماند، آبدی ویژه برابر هوای موجود در لایه سطحی خاک خواهد بود. این حالت زمانی

1- dos Santos Junior and Youngs

2- Childs

3- Raats and Gardner

تحقق می‌یابد که نوسانات سطح ایستابی بسیار آهسته و طوری باشد که بطور منطقی بتوان تخلخل قابل زهکشی را به جای آبدهی ویژه به کار برد.

همچنین وقتی آب زیرزمینی نزدیک به سطح زمین باشد، بطوریکه خاک لایه سطحی اشباع و فشار آب در خاک بیشتر از آن باشد که به هوا اجازه نفوذ به خاک را بدهد، در این صورت از آنجائی که میزان هوا در خاک برابر صفر است مقدار $S=0$ می‌باشد.

وضعیت دیگری که در آن $S = \theta_0 - \theta_s$ ، حالتی است که در سطح خاک بارندگی یکنواخت ریزش نماید و سطح ایستابی با سرعت ثابتی بالا آید و یا با سرعت ثابت (که در عین حال زیاد نباشد) افت نماید. (چایلدز و پولوواسیلین^۱، ۱۹۶۲ و چایلدز ۱۹۶۹)، اگر سرعت u در کلیه اعماق نیمرخ خاک از رابطه زیر تبعیت کند، نیمرخ رطوبتی خاک نسبت به سطح ایستابی یکسان باقی می‌ماند.

$$u > -\frac{K - K_s}{\theta - \theta_s} \quad [8]$$

پسوند S نمایانگر ارتباط عامل با خاک لایه سطحی است.

همچنین در خاک‌هایی که در آن $d^2K/d\theta^2 > 0$ باشد شرایط زیر برقرار می‌باشد:

$$u > -\left(\frac{dK}{d\theta}\right)_s \quad [9]$$

وقتی مقادیر افت قابل ملاحظه است (مقادیر بزرگتر u)، نیمرخ رطوبتی خاک نسبت به سطح ایستابی گسترده‌تر می‌شود که در نتیجه آن مقدار مثبت و غیر ثابت dW'/dt در معادله [۷] افزایش می‌یابد بطوری که به ازاء مقدار منفی dH/dt ، میزان آبدهی ویژه ثابت نبوده و از مقدار هوا در سطح خاک کمتر است.

در شرایط کلی، سطح آب زیرزمینی با روندهای متفاوتی تغییر می‌نماید و باعث می‌گردد تا مقدار آبدهی ویژه، دامنه تغییرات گسترده‌ای داشته باشد. بطور مثال اگر

سطح آب زیر زمینی عمیق بوده و سرعت افت آن با روند ثابتی کاهش یابد، نیمرخ رطوبتی خاک بیشتر فشرده می‌شود بطوریکه $S > \theta_0 - \theta_s$ خواهد بود.

لیکن هرگاه طی یک دوره بارندگی شدید، سطح ایستابی به وسیله سیستم زهکشی ثابت نگهداشته شود، بطوریکه $dH/dt \rightarrow 0$ ، آبدهی ویژه می‌تواند مقادیر بسیار بزرگی داشته باشد. حالت خاصی از این مورد در زمان‌های اولیه پس از شروع بارندگی است که در اثر آن لایه‌های سطحی خاک مرطوب می‌گردند. لیکن زمانی طول خواهد کشید تا بارندگی بتواند بر روی سطح ایستابی اثر بگذارد. چنین تأخیری در واکنش زهکشی را می‌توان بر مبنای زمان لازم برای مرطوب شدن لایه‌های خاک بخش فوقانی سطح ایستابی پس از وقوع بارندگی برآورد نمود (داس سانتوز جونیر و یانگز ۱۹۶۹)

ب- زهکشی دو و سه بعدی

مباحث بالا، زهکشی یک بعدی و عمودی در یک ستون خاک و نیز مفاهیم آبدهی ویژه و طبیعت متغییر آن را بیان می‌داشت. در شرایط مزرعه‌ای، حرکت آب معمولاً دو و یا سه بعدی است و هرچند می‌توان نشان داد که حرکت آب در ناحیه غیر اشباع خاک در بخش فوقانی سطح ایستابی تقریباً عمودی است (چایلرز ۱۹۴۵). لیکن در نظر گرفتن جریان‌های غیر اشباع عمودی و صرفنظر کردن از مؤلفه‌های افقی جریان باعث می‌شود تا تعریفی که از آبدهی ویژه ارائه می‌شود یک توصیف تقریبی تلقی گردد.

علاوه بر آن تغییر شکل سطح ایستابی بین زهکش‌ها و متفاوت بودن روند حرکت سطح ایستابی در شرایط متفاوت و در نقاط مختلف باید مورد توجه قرار گیرد. بدین ترتیب تعاریف دیگری برای آبدهی ویژه ارائه می‌شود که شرایط فیزیکی را به صورت دقیقتری بیان می‌دارد (داس سانتوس جونیر و یانگز ۱۹۶۹). آبدهی ویژه ظاهری (داس سانتوز جونیر و یانگز ۱۹۶۹) و یا کلی (راتس و گاردنر ۱۹۷۴) که با S_b نشان داده می‌شود عبارت از کل آب حاصل از مساحت حوضه آبریز A در اثر تغییرات حجم آب زیرزمینی منطقه است، بنابراین:

$$S_b = \frac{d}{dt} \left[\int_A \left\{ \int_0^L \theta dz \right\} dA \right] / \frac{d}{dt} \left[\int_A H dA \right] \quad [۱۰]$$

به بیانی دیگر میانگین آبدهی ویژه S_m در یک منطقه را می‌توان به صورت زیر نوشت

$$S_m = \frac{1}{A} \int_A S dA \quad [۱۱]$$

که در آن، S بدون وابستگی به زمان و مکان بوده و قبلاً در معادله [۴] تعریف شده است.

در رابطه با نوسانات و تغییرات سطح ایستابی در اراضی زهکشی شده، عموماً حداکثر سطح آب زیر زیرزمینی H_m در حوضه آبریز سیستم زهکشی مورد نظر است. به این ترتیب تعریف دیگری بنام آبدهی ویژه فرضی S_v را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود.

$$S_v = \frac{d}{dt} \left[\int_A \left\{ \int_0^L \theta dz \right\} dA \right] / \left(A \frac{dH_m}{dt} \right) = \frac{Q / A - q}{dH_m / dt} \quad [۱۲]$$

که در آن Q شدت تخلیه (دبی) زهکش و q مقدار نزولات نفوذی به سطح خاک است (داس سانتوز جونیر و یانگز ۱۹۶۹).

پ- کاربرد مفهوم آبدهی ویژه

بکاربری مفهوم آبدهی ویژه این امکان را فراهم می‌آورد تا بتوان شدت جریان حاصل از تغییر نیمرخ رطوبتی خاک را بر حسب تغییر سطح ایستابی و بدون نیاز به حل معادله ریچاردز اندازه‌گیری کرد و بدین ترتیب امکان بررسی نوسانات سطح ایستابی در شرایط غیر همگام را فراهم آورد.

هرگاه V شدت جریان (مثبت در جهت رو به بالا) سفره آب زیر زمینی و V_s شدت جریان از سطح خاک (شکل ۲-۱) در نظر گرفته شود، بیلان آبی به شرح خواهد بود.

$$V = V_s + S \frac{dH}{dt} \quad [13]$$

شدت جریان V میزان آبی است که بر اثر تغییر وضعیت سطح ایستابی به آبخوان وارد و یا از آن خارج می‌گردد. برای یک خاک یکنواخت، حل این مسئله موکول به حل معادله لاپلاس برای بار هیدرولیکی موجود یعنی،

$$\nabla^2 h = 0 \quad [14]$$

در سفره آب زیرزمینی است. با توجه به شرایط اولیه و مرزی سطح ایستابی برای جریان در این ناحیه:

$$H = H_0(x, y), \quad t = 0 \quad [15]$$

$$\left. \begin{array}{l} K \frac{\partial h}{\partial z} = -V \\ h = H \end{array} \right\} \quad z = H, \quad t > 0 \quad [16]$$

و نیز شرایط مرزی در زیر سطح ایستابی که با توجه به وضعیت هیدرولوژیکی از جمله شرایط زهکشی و یا حالت آرتزین در عمق مشخص می‌شود. با چنین شرایط مرزی پیچیده‌ای، معمولاً برای حل این نوع مسایل باید از روش‌های حل عددی استفاده نمود. اما مشابه با حالت همگام، با اعمال فرضیات فیزیکی- ریاضی، راه‌حل‌های تحلیلی را نیز می‌توان مورد استفاده قرار داد (لوول و یانگز^۱، ۱۹۸۴). یکی از روش‌های کار مبتنی بر کاربرد و حل تقریبی معادله بوزینسک^۲ برای جریان در سفره آب زیرزمینی می‌باشد و دیگری روشی است که در آن با فرض اینکه جریان غیر همگام، تسلسل پیوسته‌ای از جریان‌های لحظه‌ای همگام است، از معادله‌های شناخته شده جریان‌های همگام استفاده نمود.

1- Lovell and Youngs

2- Boussinesq

۴- معادله بوزینسک

با بکارگیری فرضیات دوپوئی-فورشهیمر^۱ برای جریان افقی و هم پتانسیل‌های عمودی در سفره آب زیرزمینی و با در نظر گرفتن شدت جریان عبوری از سطح ایستابی که در معادله [۱۳] ارائه گردید، ارتفاع سطح ایستابی H نسبت به صفحه افقی که مرز (حد) زیرین ناحیه آب زیرزمینی را تشکیل می‌دهد، به وسیله معادله بوزینسک به شرح زیر ارائه شده است.

$$S \frac{\partial H}{\partial t} + V_s = K \frac{\partial}{\partial x} \left(H \frac{\partial H}{\partial x} \right) + K \frac{\partial}{\partial y} \left(H \frac{\partial H}{\partial y} \right) \quad [۱۷]$$

که در آن، K به عنوان نماد هدایت هیدرولیکی ناحیه اشباع آب زیرزمینی بکار برده می‌شود.

ارتفاع سطح ایستابی H به عنوان تابعی از x, y و t برای جریان مشخصی (V_s) که از سطح خاک وارد می‌شود و می‌تواند تابعی از زمان و مکان باشد، را می‌توان با حل معادله [۱۷] برای شرایط اولیه و مرزی مشخصی بدست آورد. حل تحلیلی این معادله برای شرایط اولیه و مرزی معین نیز امکان‌پذیر است. در غیر این صورت روش‌های حل عددی را می‌توان به کار برد. راه‌حل‌های تحلیلی دیگری نیز وجود دارد که در آن از شکل خطی شده معادله فوق که به صورت معادله پخشیدگی^۲ در می‌آید، استفاده می‌شود.

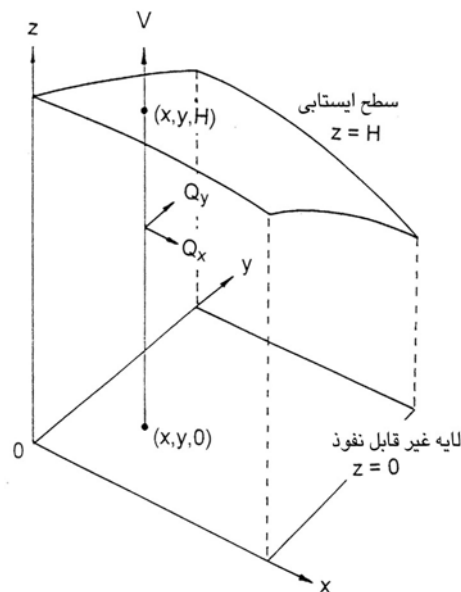
شرط اولیه که برای حل معادله [۱۷] به کار می‌رود، حد مرزی سطح ایستابی یعنی $H_0(x,y)$ در $t=0$ است. شرایط مرزی عبارتند از گرادیان صفر سطح ایستابی در وضعیتی که جریان افقی وجود ندارد، و ارتفاع سطح ایستابی H_d روی زهکش است که می‌تواند با زمان تغییر نماید. H_d معادل با عمق آب در زهکش در شرایطی که زهکشی با نهر روباز صورت گیرد و یا بار آبی در لوله هرگاه زهکشی با لوله‌های زیرزمینی انجام شود. بدین ترتیب این شرط مرزی به صورت تقریبی تعریف شده است. در سیستم زهکشی روباز، تراز نشت یا تراوش در بالای سطح آب

1- Dupuit – Forchheimer (DF)

2- Diffusion

درون نهرچه نادیده گرفته می‌شود و در سیستم زهکشی زیرزمینی از افت بار در لوله‌های زهکشی صرف‌نظر می‌گردد.

در تجزیه و تحلیل دوپوئی - فورشهیمر فرض می‌شود که سطح ایستابی تا سطح آب آزاد در نهرچه‌های زهکش پایین می‌افتد. بنابراین با اغماض از تراز نشت در نهرچه‌ها تقریب دیگری وارد عمل می‌شود. این تقریب در جهت مخالف با فرض افقی بودن جریان در محاسبات اثر می‌گذارد. بنابراین می‌توان خوش‌بینانه انتظار داشت که نتیجه محاسبات دقیق باشد (یانگز^۱ b ۱۹۶۶ و a ۱۹۸۰)، همانطور که معادله دوپوئی برای جریان همگام از بدنه یک خاکریز نتایج دقیقی را بدست می‌دهد (چارنی^۲ ۱۹۵۱).



شکل (۳-۲) جریان افقی غیر تحت فشار در ناحیه آب زیرزمینی در بخش فوقانی لایه غیر قابل نفوذ و مسطح

1- Youngs

2- Charny

دقت حاصل از تقاریب بکار رفته در معادله بوزینسک را می‌توان با ملاحظه مؤلفه‌های واقعی و نشت افقی Q_x و Q_y در حد فاصل صفحه افقی غیر قابل نفوذ در $z=0$ و سطح ایستابی $z=H$ (نشان داده شده در شکل ۲-۳) استنباط نمود. Q_x و Q_y را می‌توان از طریق قانون دارسی^۱ از حاصل ضرب هدایت هیدرولیکی در انتگرال شیب بار هیدرولیکی در ضخامت ناحیه آب زیرزمینی به شرح زیر بدست آورد.

$$Q_x = -K \int_0^H \frac{\partial h}{\partial x} dz, \quad Q_y = -K \int_0^H \frac{\partial h}{\partial y} dz \quad [۱۸]$$

با استفاده از نظریه لیب نیتز^۲ برای مشتق‌گیری از یک انتگرال می‌توان نوشت.

$$\begin{aligned} \int_0^H \frac{\partial h}{\partial x} dz &= \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_0^H h dz \right] - H \frac{\partial H}{\partial x} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_0^H (h - H) dz \right] + \frac{\partial}{\partial x} (H^2) - H \frac{\partial H}{\partial x} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_0^H (h - H) dz \right] + H \frac{\partial H}{\partial x} \end{aligned} \quad [۱۹]$$

و برای حالت پیوستگی

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = -S \frac{\partial H}{\partial t} - V_s \quad [۲۰]$$

$$U = \int_0^H (h - H) dz, \quad \text{و بدین ترتیب می‌توان نوشت}$$

$$S \frac{\partial H}{\partial t} + V_s = K \frac{\partial}{\partial x} \left(H \frac{\partial H}{\partial x} \right) + K \frac{\partial}{\partial y} \left(H \frac{\partial H}{\partial y} \right) + K \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + K \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \quad [۲۱]$$

1- Darcy

2- Leibnitz

معادله [۲۱] همان معادله بوزینسک (معادله [۱۷]) می‌باشد که دو عبارت آخر شامل انتگرال U به آن اضافه شده است. روش‌های حل مسایل به وسیله معادله بوزینسک زمانی دقیق‌تر می‌گردد که $\partial^2 U / \partial x^2$ و $\partial^2 U / \partial y^2$ به صفر برسد و این حالت موقعی اتفاق می‌افتد که تغییرات U نسبت به x و y خطی باشد. برای سیستم زهکشی با نهرچه‌های موازی تحت شرایط بارندگی همگام، یکی از نشانه‌های دقت در محاسبه حداکثر ارتفاع سطح ایستابی، ارزیابی و مقایسه شرایط در مرزهای محدوده زهکشی است (یانگز ۱۹۶۵، ۱۹۸۰). مشاهدات نشان می‌دهد که ارتفاع برآورد شده در مجاورت نهرچه‌های زهکشی فقط به میزان اندکی نسبت به مقادیر واقعی بیشتر است (یانگز ۱۹۹۰). برای حالت غیر همگام، تاکنون ارزیابی مشابهی از دقت برآوردها به انجام نرسیده است.

الف - راه حل خطی نشده مسئله بوزینسک

بوزینسک^۱ (۱۹۰۴) یک راه حل ترکیبی برای شکل یک بعدی معادله [۱۷] به شرح زیر ارائه داد.

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{K}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left(H \frac{\partial H}{\partial x} \right) \quad [22]$$

برای زهکشی بین نهرچه‌های روباز که به فاصله $2D$ از یکدیگر قرار داشته و تا روی لایه غیر قابل نفوذ افقی امتداد یافته باشند و هرگاه $V_s=0$ باشد:

$$H=T(t)X(x) \quad [23]$$

که در آن $T(t)$ تنها تابعی از t و $X(x)$ تنها تابعی از x است (به عنوان مثال به نوشته‌های پلی بارونوا- کوچی‌نا^۲ ۱۹۶۲ و اروین و نومرو^۳ ۱۹۶۵ مراجعه شود) و شرط اولیه و مرزی مسئله زهکشی نیز مشابه با معادله [۲۳] می‌باشد.

1- Boussinesq

2- Polubarinova – Kochina

3- Arovin and Numerov

با جایگزینی معادله [۲۳] در [۲۲] و تفکیک متغیرها، دو معادله بدست می‌آید که پس از انتگرال‌گیری، مقادیر $T(t)$ و $X(x)$ را به صورت زیر ارائه می‌دهد.

$$T = \left[\frac{KH_{m0}}{6SD^2} B^2 \left(\frac{2}{3}, \frac{1}{2} \right) t + 1 \right]^{-1} \quad [24]$$

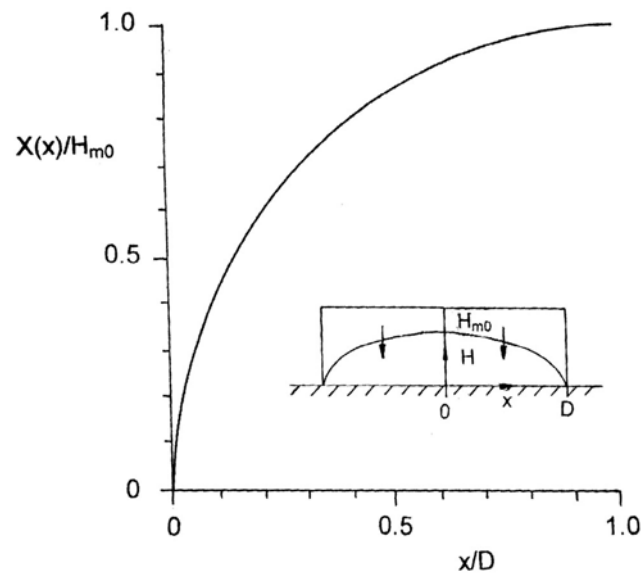
و

$$x = \frac{3D}{B \left(\frac{2}{3}, \frac{1}{2} \right) \sqrt{H_{m0}}} \int_0^x \frac{XdX}{\sqrt{(H_{m0}^3 - X^3)}} \quad [25]$$

که در آن x تغییراتی از صفر در $x=0$ تا H_{m0} در $x=D$ (در شرایط اولیه $t=0$) داشته و B نمایانگر تابع بتای کامل^۱ است که انتگرال آن به صورت تابع بتای غیر کامل می‌باشد. رابطه بین X و x که به وسیله معادله [۲۵] نشان داده شده است شکل (۲-۴) بیانگر سطح ایستابی در $t=0$ می‌باشد که در آن راه‌حل ترکیبی (معادله [۲۳]) قابلیت کاربرد دارد. به همین ترتیب سطوح ایستابی افتان از نظر شکل مشابه بوده و معادله آن به طریق زیر قابل ارائه است.

$$H(x, t) = \frac{X}{1 + 1.115KH_{m0}t / SD^2} \quad [26]$$

که در آن، رقم ۲/۵۸۷ برای $\left(\frac{1}{2} \right)$ و $\left(\frac{2}{3} \right)$ β بکار رفته است.



شکل (۲-۴) تابع $X(x)$ - شکل سطح ایستابی بین نه‌رچه‌های زهکشی موازی در معادله بوزینسک برای سطح ایستابی افتان

بدین ترتیب حل معادله بوزینسک برای سطح ایستابی اولیه که به وسیله معادله [۲۵] داده شده باشد، برای نه‌رچه‌های زهکشی موازی که خالی از آب بوده و کف آن بر روی لایه غیر قابل نفوذ استقرار داشته باشد و بالاخره با فرض تقریبهای دوپوئی-فورشهیمیر و بدون در نظر گرفتن تراز نشت یا تراوش (در نه‌رچه‌ها)، که در واقع راه‌حل معادله [۲۲] با رعایت شرایط اولیه و مرزی به شرح زیر است.

$$\left. \begin{aligned} H &= X(x), 0 < x < D \\ H &= 0, x = 0; H = H_{m0}, x = D \end{aligned} \right\} \quad t=0 \quad [27]$$

$$\left. \begin{aligned} H &= 0, x = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial x} &= 0, x = D \end{aligned} \right\} \quad t>0 \quad [28]$$

تابع X مرتبط با فاصله x بوده و بطور تقریب به وسیله پرانتز نشان داده شده است.

$$\frac{X}{H_{m0}} = \sqrt{\left[1 - \left(1 - \left(\frac{x}{D}\right)\right)^2\right]} \quad [29]$$

معادله [29] راه حل دوپوئی-فورشهیمر برای حالت همگام است که در آن سطح ایستابی، ناشی از بارندگی ثابت و همگام بوده و حد اکثر ارتفاع آن H_{m0} در فاصله $x=D$ حاصل می‌گردد. به همین ترتیب، دیگر سطوح ایستابی که طی مراحل مختلف دوره زهکشی حاصل می‌گردند نیز بطور تقریب از معادله [29] بدست می‌آیند و بدین ترتیب با آنچه از طریق محاسبه نیمرخ سطح ایستابی در اثر بارندگی یکنواخت حاصل می‌گردد نزدیک می‌باشند.

به منظور دستیابی به راه‌حلی برای معادله [22]، تحلیل بوزینسک را می‌توان به شرح زیر نیز ارائه داد.

$$H(x,t)=T(t)W(x) \quad [30]$$

برای شرایط زهکشی با نهرچه‌های روباز موازی که تا روی لایه غیر قابل نفوذ حفاری شده باشند و عمق آب در آنها H_d باشد (وان شیلف گارد¹ ۱۹۶۳) شرایط زیر صادق است.

$$\left. \begin{aligned} H &= W(x), & 0 < x < D \\ H &= H_d, & x = 0; H = H_{m0}, x = D \end{aligned} \right\} \quad t=0 \quad [31]$$

$$\left. \begin{aligned} H &= H_d, & x = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial x} &= 0, & x = D \end{aligned} \right\} \quad t > 0 \quad [32]$$

1- van Schilfgaarde

این راهحل حداکثر ارتفاع سطح ایستابی H_m را به صورت تابعی از حداکثر ارتفاع اولیه H_{m0} به شرح زیر ارائه می‌نماید.

$$H_m = \frac{H_{m0}}{1 + 1.115 A_z^2 K H_{m0} t / S D^2} \quad [33]$$

که در آن، A_z نسبت تابع غیر کامل بتا به تابع کامل آن و به شرح زیر است.

$$A_z = 1 - B_z\left(\frac{2}{3}, \frac{1}{2}\right) / B\left(\frac{2}{3}, \frac{1}{2}\right) \cong \sqrt{1 - \left(\frac{H_d}{H_{m0}}\right)^2} \quad [34]$$

و در آن، اندیس یا پسوند Z به مفهوم $(H_m/H_{m0})^3$ می‌باشد.

فاصله $2D$ نهرچه‌ها، برای آنکه در فاصله زمانی t سطح ایستابی از ارتفاع H_{m0} به ارتفاع H_m برسد به شرح زیر می‌باشد.

$$2D = 3A_z \sqrt{\frac{K H_m H_{m0} t}{2S(H_{m0} - H_m)}} \quad [35]$$

که در آن، تابع کامل بتا یعنی $\left(\frac{1}{p} \text{ و } \frac{2}{p}\right)$ β بطور تقریبی به صورت $2 \div \frac{3}{p}$ (وان شیلف گارد ۱۹۶۳) در آمده بطوریکه رقم ۱/۱۱۵ در معادله [۳۳] به رقم $\frac{9}{8}$ تبدیل گردیده است.

به منظور کاربردی نمودن این راهحل برای زهکش‌هایی که کف آنها در بالای لایه غیر قابل نفوذ استقرار داشته و شرایط جریان‌های همگرای رو به بالا در آنها مطرح باشد، وان شیلف گارد (۱۹۶۳) جداول «عمق معادل» (هوخهات^۱ ۱۹۴۰) را که برای استفاده در راهحل دوپوئی-فورشهیمر برای جریان همگام در زهکش‌ها تهیه گردیده بود، به کاربرد. بر طبق گزارش دام^۲ (۱۹۵۴)، این روش در مقایسه با روش گلاور^۳

1- Hooghoudt

2- Dumm

3- Glover

توسعه یافته‌تر است. زیرا در آن نه تنها ضخامت لایه آبدار به عنوان یک متغیر (و نه یک ضخامت متوسط) منظور شده، بلکه اثرات همگرایی و شعاعی بودن جریان نیز تا حدودی اصلاح شده است. به هر حال بدین ترتیب جریان، دیگر به حالت افقی فرض نمی‌گردد. نتایج حاصله از کاربرد نظریه افقی بودن جریان را می‌توان خوش‌بینانه تلقی نمود زیرا چنین حالتی عملاً وجود ندارد.

ب- راه‌حل‌های خطی شده

معادله بوزینسک را می‌توان با فرض اینکه حرکت سطح ایستابی در مقایسه با ارتفاع متوسط سطح ایستابی H_a کوچک باشد، خطی نموده و بدین ترتیب معادله بوزینسک را به صورت زیر می‌توان نوشت.

$$[36] \quad S \frac{\partial H}{\partial t} + V_s = K \frac{\partial}{\partial x} [H_a + (H - H_a)] \frac{\partial H}{\partial x} + K \frac{\partial}{\partial y} [H_a + (H - H_a)] \frac{\partial H}{\partial y}$$

که هرگاه $H - H_a$ در مقایسه با H مقدار کوچکی باشد، به صورت زیر خلاصه می‌شود.

$$[37] \quad S \frac{\partial H}{\partial t} + V_s = K H_a \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K H_a \frac{\partial^2 H}{\partial y^2}$$

این معادله، صورت استاندارد «معادله پخشیدگی» می‌باشد. بنابراین هرگاه مقدار KH_a/S به عنوان «ضریب پخشیدگی» و H به عنوان «تراکم یا غلظت» در نظر گرفته شود، راه‌حل‌های زیادی برای آن وجود دارد که از جمله می‌توان به روش کارسلو و جیگر^۱ (۱۹۵۹) اشاره نمود.

به عنوان مثال اگر در زمان $t=0$ سطح مستوی ایستابی^۲ با سطح آب H_{d0} در نهرچه‌های زهکش موازی (که به فاصله $2D$ از یکدیگر قرار گرفته و عمق آنها تا روی لایه غیر قابل نفوذ امتداد داشته باشند)، در تعادل باشد، هرگاه در $t > 0$ سطح آب

1- Carslaw and Jaeger

2- Flat Water Table

نهرچه به H_d تنزل نماید، شرایط مرزی برای کاربرد در حالت یک بعدی معادله [۳۷] و با فرض اینکه بارندگی وجود نداشته باشد ($V_s=0$) به شرح زیر می‌باشد.

$$H=H_{d0}, 0 < x < D, t=0 \quad [38]$$

$$\left. \begin{array}{l} H = H_d, x = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial x} = 0, x = D \end{array} \right\} \quad t > 0 \quad [39]$$

سطح ایستابی H' در بالای سطح آب نهرچه (پس از اینکه پایین افتاده باشد) به صورت تابعی از زمان و $H_a = (H_{d0} - H_d)/2$ به صورت زیر است (به نوشته کارسلو و جیگر ۱۹۵۹ ص ۹۷-۹۶ مراجعه شود).

$$H' = H - H_d \quad [40]$$

$$= (H_{d0} - H_d) \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4(-1)^n}{\pi(2n+1)} \exp \left[-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 K(H_{d0} + H_d)t}{8SD^2} \right] \cos \left[\frac{(2n+1)\pi x}{2D} \right]$$

که به جز برای زمان‌های خیلی کوتاه، فاصله زهکش "2D" مناسب برای ایجاد حداکثرات سطح ایستابی تا H'_m در زمان t را به صورت زیر بیان می‌نماید.

$$(2D)^2 = \frac{\pi^2 K(H_{d0} + H_d)t}{2S \ln \{4(H_{d0} - H_d)/\pi H'_m\}} \quad [41]$$

معادله [۴۱] به نام «معادله گلاور» معروف است.

معادله [۴۰] زیر بنای معادله ترکیبی زیر (به نوشته کارسلو و جیگر ۱۹۵۹ مراجعه شود) می‌باشد.

$$H'(x, y, t) = (H_{d0} - H_d)X(x, D_1, t)Y(y, D_2, t) \quad [42]$$

و برای شرایطی است که شبکه زهکشی شطرنجی، وبه شکلی است که زهکش‌های فرعی در جهت x و با فاصله $2D_2$ از یکدیگر قرار داشته و با زاویه ۹۰ درجه به

زهکش‌های جمع‌کننده که در جهت y و به فاصله $2D_1$ از یکدیگر قرار دارند متصل شوند (ادی^۱، ۱۹۵۸، چایلدز و یانگز^۲ ۱۹۶۱، یانگز و تونر^۳، ۱۹۶۳).

هرگاه سطح آب در نهرچه در جهات $x=\pm D$ و $y=\pm D_2$ از H_{d0} در زمان $t=0$ به H_d در زمان $t>0$ پایین افتد، برای شرایط جریان دو بعدی به نهرچه‌های زهکشی موازی، عبارات $X(x, D_1, t)$ و $Y(y, D_2, t)$ به وسیله مجموع سری‌هائی به شکل معادله [۴۰] حاصل می‌آید.

حالت دیگری که راه‌حل ساده‌ای برای آن فراهم است مربوط به سطح ایستابی اولیه بیضی شکل می‌باشد که در اثر بارندگی ثابت و پایدار ایجاد شده و به نهرچه‌ها تخلیه می‌گردد. تحلیل دوپوئی-فورشهیمر چنین سطح ایستابی را به صورت زیر ارائه می‌دهد.

$$H^2 - H_d^2 = (H_{m0}^2 - H_d^2)[1 - (1 - x/D)^2] \quad [۴۳]$$

که در آن، H_{m0} حداکثر ارتفاع سطح ایستابی بین دو زهکش در زمان $t=0$ می‌باشد. با چنین سطح ایستابی اولیه‌ای و با شرایط مرزی برای $t > 0$ همانند حالت معادله [۳۹] و با وجود $V_s=0$ و فرض اینکه $H_{m0}-H_d$ در مقایسه با $H_{m0}+H_d$ مقدار کوچکی باشد بطوریکه $H + H_d \cong (H_{m0} + H_d)$ ، راه‌حل مسئله به شرح زیر می‌باشد (به نوشته کارسلو و جیگر، ۱۹۵۹ مراجعه شود).

$$H - H_d = \quad [۴۴]$$

$$\frac{32(H_{m0} - H_d)}{\pi^3} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n+1)^3} \exp \left[\frac{K(H_{m0} + H_d)(2n+1)^2 \pi^2 t}{8SD^2} \right] \cos \left[\frac{(2n+1)\pi x}{2D} \right]$$

بدین ترتیب معادله تعیین فاصله زهکش متناظر با معادله گلاور (معادله [۴۱]) به شرح زیر خواهد بود.

1- Ede

2- Childs and Youngs

3- Youngs and Towner

$$(2D)^2 = \frac{\pi^2 K (H_{mo} + H_d) t}{2S \ln \left[\frac{32(H_{mo} + H_d)}{\pi^3 H_m'} \right]} \quad [45]$$

که فواصل زهکش‌ها را کمی بیشتر از معادله گلاور بدست می‌دهد.

۵- تقریب‌های متوالی و پیوسته حالت‌های همگام لحظه‌ای

چایلندز (۱۹۴۷) در یکی از اولین بررسی‌های خود با استفاده از آنالوگ الکتریکی برای بیان فیزیک زهکشی اراضی، شرایط افتان سطح ایستابی را به صورت توالی پیوسته‌ای از حالات همگام لحظه‌ای منظور کرد که در آن، سفره آب زیرزمینی به وسیله جریان‌های زهکشی لایه فوقانی آن تغذیه می‌گردد. در هریک از «حالات همگام»، سطح ایستابی از طریق حل معادله لاپلاس بدست می‌آید که در آن مقدار جریان، معادل حاصلضرب میزان افت سطح ایستابی در آبدهی ویژه است. امروزه روش‌های عددی بطور گسترده‌ای جایگزین روش‌های آنالوگ گردیده است. هر دو روش بر مبنای اصول اولیه یکسانی استوارند لیکن روش‌های عددی اشکالات تکنیکی که در روش آنالوگ وجود داشت را در بر ندارد. (چایلندز و اودونل^۱ ۱۹۵۱).

در بررسی تغییرات آب زیرزمینی، روش‌های حل عددی همانند آنالوگ الکتریکی این امکان را فراهم می‌آورند تا سطح ایستابی به مقادیر مختلف تغییر نماید. در عین حال می‌توان به سادگی فرض کرد که حالات ناپایدار، توالی پیوسته‌ای از حالات همگام لحظه‌ای است و بر این مبنا معادلات زهکشی حالت همگام را بکار گرفت. (بوور و وان شیلف گارد^۲ ۱۹۶۳ و چایلندز ۱۹۶۹). حال اگر تغییرات سطح ایستابی در هر یک از این توالی‌ها را برابر و یکسان فرض نماییم، آبدهی ویژه مجازی^۳ تعریف شده به وسیله داس سان‌توز جونیر و یانگ (۱۹۶۹)؛ معادله [۱۲] می‌تواند بکار گرفته شود.

معادلات زهکشی حالت همگام رابطه بین حداکثر ارتفاع سطح ایستابی H_m و میزان بارندگی همگام q را اغلب به شکل بی‌بعد و به صورت کسری از نیم فاصله بین

1- Childs and O'Donnell

2- Bouwer and van Schilfgaards

3- Virtual Specific Yield

زهکش‌ها D در یک سیستم زهکشی موازی با هدایت هیدرولیکی اشباع خاک K نشان می‌دهد. بنابراین بطور خیلی کلی می‌توان نوشت.

$$q = f(H_m) \quad [46]$$

به گونه‌ای که هرگاه معادله بیلان آبی (معادله [۱۳]) بکار گرفته شود و در آن $q = -V$ جایگزین گردد.

$$f(H_m) = -S \frac{dH_m}{dt} - V_s \quad [47]$$

که در آن، $S = S_v$ ، همان ضریب ذخیره مجازی موضوع معادله [۱۲] می‌باشد و بدین ترتیب زمان لازم برای تغییر ارتفاع سطح ایستابی از H_{m0} به H_m برابر خواهد بود با

$$t = - \int_{H_{m0}}^{H_m} \frac{S}{f(H_m) + V_s} dH_m \quad [48]$$

که برای تعداد زیادی از معادلات زهکشی به صورت تحلیلی و در غیر این صورت با روش‌های عددی قابل انتگرال‌گیری است، به عنوان مثال در حالتی که لایه محدوده‌کننده خیلی عمیق بوده و راه‌حل معادله زهکشی به طریق نوسان‌سنجی^۱ (وان دیمتر^۲ ۱۹۵۰، انگلوند^۳ ۱۹۵۱ و چایلدز ۱۹۶۹) می‌باشد. علاوه بر این، انتگرال‌گیری عددی امکان تغییر آبدی ویژه با تغییر عمق سطح ایستابی، که به ویژه در شرایط سطوح ایستابی کم عمق مطرح است را نیز با جایگزینی $S = S(H_m)$ فراهم می‌آورد (داس سانتوز جونیر و یانگز ۱۹۶۹).

برای نهرچه‌های موازی که تا روی لایه غیر قابل نفوذ حفر شده و سطح آب درون آن صفر باشد، معادله زهکشی کلدینگ^۴ (۱۸۶۲) به صورت $H_m / D = \sqrt{(q/K)}$ که مبتنی بر فرضیات و تحلیل‌های دوپوئی-فورشهیمیر است می‌تواند بکار رود و هرگاه

1- Hodograph
2- van Deemter
3- Engelund
4- Colding

$V_s=0$ باشد، ارتفاع سطح ایستابی H_m ، پس از افت از ارتفاع اولیه H_{m0} در زمان t ، را می‌توان با انتگرال‌گیری از معادله [۴۸] با مقدار S ثابت بدست آورد.

$$H_m = \frac{H_{m0}}{1 + KH_{m0}t / SD^2} \quad [۴۹]$$

در حالت کلی‌تر، هرگاه زهکش‌ها در فاصله d بالای لایه غیر قابل نفوذ استقرار داشته باشند. می‌توان از معادله تجربی زهکشی «قاعده توانی» برای خطوط زهکش‌های موازی استفاده نمود.

$$H_m / D = (q / K)^{1/\alpha} \quad [۵۰]$$

که در آن

$$\left. \begin{aligned} &= 2(d/D)^{d/D}, 0 < d/D < 0.368 \\ &= 1.384, d/D > 0.368 \end{aligned} \right\} \quad [۵۱]$$

معادله [۵۰] در محدوده $0.1 < q/K < 0.1$ و تا زمانی که زهکش به اندازه‌ای بزرگ باشد که بر مبنای تعاریف بکاربرده شده در تحلیل نوسان‌سنجی (هودوگراف) زهکشی لوله‌ای، ظرفیت کافی داشته باشد، با معادلات نظری زهکشی هم‌خوانی مناسبی دارد (وان دیمتر، ۱۹۵۰ و انگلوند ۱۹۵۱). با کاربرد $V_s=0$ ، انتگرال معادله [۴۸] به شرح زیر خواهد بود.

$$H_m = \frac{H_{m0}}{[1 + (\alpha - 1)KH_{m0}^{\alpha-1}t / SD^\alpha]^{1/(\alpha-1)}} \quad [۵۲]$$

هرگاه $V_s \neq 0$ باشد، انتگرال معادله [۴۸] برای یک بارندگی یکنواخت $-V_s=q$ و برای $\alpha=2$ (زهکش‌ها بر روی لایه غیر قابل نفوذ مستقر باشد) به شرح زیر خواهد بود.

$$t = \frac{SD}{2\sqrt{qK}} \ln \left[\frac{(H_m / D + \sqrt{q/K})(H_{m0} / D - \sqrt{q/K})}{(H_m / D - \sqrt{q/K})(H_{m0} / D + \sqrt{q/K})} \right] \quad [۵۳]$$

که در آن مقدار H_m/D بین دو مقدار H_{m0}/D و $\sqrt{q/K}$ می‌باشد.

این روش تحلیل حرکت سطح ایستابی نه تنها برای زهکشی دوبعدی در نوار اراضی بین زهکش‌های موازی، که شکل متداول زهکشی است، قابلیت کاربرد دارد بلکه برای هر زمینی با هر شکل با جریان سه بعدی نیز کاربرد دارد. می‌توان استدلال کرد (یانگز ۱۹۶۵ و a ۱۹۸۰) که در حالت همگام، در یک آبخوان با هدایت هیدرولیکی یکنواخت که بر روی لایه غیر قابل نفوذ قرار داشته باشد و در شرایطی که بارندگی q یکنواخت باشد، H_m ، حداکثر ارتفاع سطح ایستابی بین دو محدوده زیر خواهد بود.

$$K(H_m^2 - H_d^2)/2 > AqD^2 > K(H_m^2 - H_d^2)/2 - (q/K)H_m^2/2 \quad [۵۴]$$

که در آن، A فاکتور شکل می‌باشد که از طریق تحلیل مسئله آب زیرزمینی با استفاده از فرضیات و اصول دوپوئی-فورشهیمر (یانگز a ۱۹۸۰ و a ۱۹۹۲) بدست می‌آید و D شاخص طول سیستم زهکشی است. از آنجائیکه مقدار اخیر در عبارت سمت راست نامساوی [۵۴] در مقایسه با جزء اول آن کوچک می‌باشد می‌توان نوشت.

$$H_m^2 - H_d^2 \cong 2AD^2q/K \quad [۵۵]$$

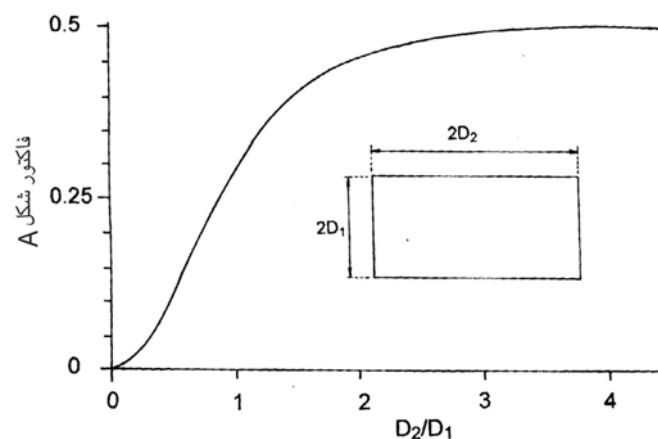
و برای یک محدوده مستطیلی شکل، فاکتور A به وسیله رابطه زیر داده شده است (یانگز a ۱۹۸۰ و ۱۹۹۲)

$$A = \frac{1}{2} - \frac{16}{\pi^3} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n+1)^3 \cosh[(2n+1)\pi D_2 / 2D_1]} \quad [۵۶]$$

که در آن، $2D_1$ و $2D_2$ طول اضلاع محدوده مستطیلی شکل است. شکل (۲-۵) تغییرات مقدار A را با نسبت طول اضلاع مستطیلی شکل و جدول (۲-۱) همان مقادیر را برای اشکال دیگر نشان می‌دهد.

رابطه [۵۵] معادله زهکشی برای انتگرال‌گیری معادله [۴۸] و برای شرایط زهکشی سه بعدی است که در آن حرکت آب دو بعدی و به سمت نهرچه‌های زهکشی

موازی باشد که تا روی لایه غیر قابل نفوذ حفر شده باشند. در مواردی که کف زهکش‌ها بالاتر از لایه غیر قابل نفوذ قرار داشته باشد، کاهش ارتفاع سطح ایستابی در زهکشی سه بعدی در مقایسه با زهکشی دو بعدی وقتی عمق زهکش‌ها یکسان باشد و صرفنظر از موقعیت لایه غیر قابل نفوذ، مشابه است (چایلدز و یانگز^۱ ۱۹۶۱) و به این ترتیب بکاربری فاکتور شکل A در معادلات زهکشی این امکان را فراهم می‌آورد تا تغییرات سطح ایستابی با انتگرال‌گیری معادله [۴۸] قابل محاسبه باشد.



شکل (۵-۲) فاکتور شکل A برای اراضی زهکشی شده مستطیلی شکل.

جدول (۱-۲) فاکتور شکل برای اراضی زهکشی شده با ابعاد و اشکال

هندسی مختلف

فاکتور شکل	ویژگی‌های هندسی (طول مشخصه D)
۰/۵۰۰	اراضی نواری، به عرض 2D
۰/۲۹۵	مربع، به ابعاد 2D
۰/۴۰۳	مستطیل، به ابعاد 2D و 3D
۰/۴۵۶	مستطیل، به ابعاد 2D و 4D
۰/۴۹۱	مستطیل، به ابعاد 2D و 6D
۰/۴۹۹	مستطیل، به ابعاد 2D و 8D
۰/۱۴۸	مثلث متساوی‌الساقین، به ابعاد $4D/\sqrt{3}$
۰/۳۱۱	مثلث متساوی‌الاضلاع، به ابعاد $4D/\sqrt{3}$
۰/۴۴۹	متوازی‌الاضلاع، به ابعاد $4D/\sqrt{3}$ و 4D و زوایای $\pi/3$ و $2\pi/3$
۰/۲۵۰	دایره، شعاع D
۰/۳۴۶	بیضی، اقطار 2D و 3D
۰/۴۰۰	بیضی، اقطار 2D و 4D
۰/۴۵۰	بیضی، اقطار 2D و 6D
۰/۴۷۱	بیضی، اقطار 2D و 8D

۶- دقت راه‌حل‌ها

دو روش تحلیل تقریبی که در بالا بیان شد در هر دو از مفاهیم آبدهی ویژه استفاده می‌شود، در یکی از آنها از طریق معادله بوزینسک مبتنی بر فرضیات و اصول دوپوئی-فورشهیمر و دیگری از طریق کاربرد آن در معادلات حالت همگام زهکشی با فرض اینکه حالات همگام بیان‌کننده لحظه‌هایی از حالت غیر همگام است. از آنجائیکه هر دو روش فوق مبتنی بر تحلیل‌های تقریبی می‌باشند، نمی‌توانند به صورت دقیق بیان‌کننده وضعیت فیزیکی آب زیرزمینی باشند.

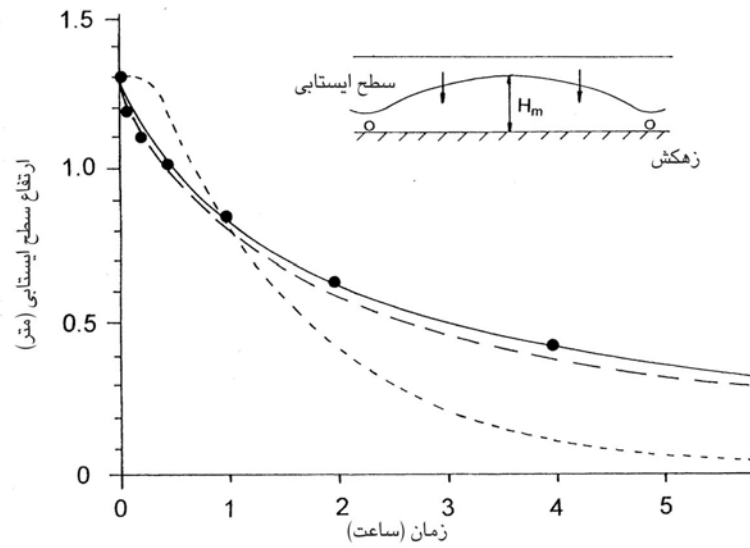
در شکل (۲-۶)، نتایج استفاده از معادلات [۳۳]، [۴۰] و [۴۹] برای تعیین افت سطح ایستابی (یانگز ۱۹۸۵a) با مشاهدات آزمایشگاهی در مخزن ماسه‌ای (کولیس -

جورج و یانگز^۱ (۱۹۸۵) و با زهکش‌هایی که بر روی کف قرار داشتند مقایسه شده است. در شکل (۷-۲)، نتایج استفاده از معادله [۵۲] با نتایج آزمایش در مخزن ماسه‌ای در شرایطی که عمق لایه زیر محل استقرار زهکش قابل ملاحظه باشد، نشان داده شده است. برای زهکش‌هایی که بر روی کف غیر قابل نفوذ قرار داشته باشند، معادله [۲۳] و [۴۹] نتایج را بدست می‌دهد که با مشاهدات آزمایشگاهی همخوانی دارد. لیکن راه حل خطی شده بوزینسک (معادله [۴۰]) نتایج را عاید می‌سازد که همخوانی لازم را نداشته و مقدار افت را در زمان‌های اولیه کمتر و در زمان‌های انتهایی بیشتر و در مجموع، افت سطح ایستابی را بسیار کمتر از مشاهدات آزمایشگاهی و برآوردهای حاصل از کاربرد معادلات [۳۳] و [۴۹] نشان می‌دهد. روند آهسته افت سطح آب در مراحل اولیه به دلیل فرض مسطح بودن سطح ایستابی بکار رفته در تجزیه و تحلیل به جای شکل تقریباً بیضی است که طی بارندگی حالت همگام حاصل می‌گردد. روند سریعتر افت در زمان‌های پایانی نیز به این دلیل است که به رغم افت سطح آب زیرزمینی و کاهش سطح تراوش، مقدار آن ثابت فرض می‌گردد. برای زهکش‌هایی که در خاک‌های عمیق قرار دارند، همخوانی مناسبی بین نتایج معادله [۵۲] و مشاهدات آزمایشی وجود دارد.

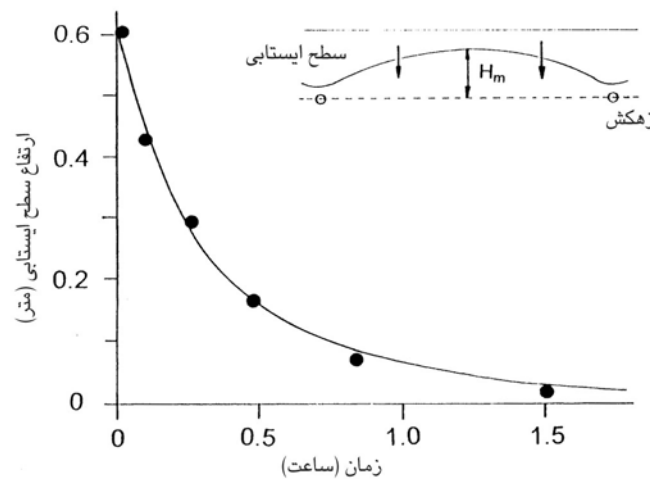
مطابقت روابط نظری با نتایج آزمایشی نشان می‌دهد که تحلیل‌های نظری افت سطح ایستابی در زمین‌های زهکشی شده از نظر فیزیکی بشکل مناسبی پی‌ریزی شده و مبنای مطلوبی را برای طراحی شبکه زهکشی فراهم آورده است.

وان شیلف گارد (۱۹۷۴) نیز مقایسه‌های مختلفی را در زمینه کارایی و تناسب معادلات نظری با شرایط مزرعه به انجام رسانید. نامبرده به این نتیجه رسید که به رغم محدود بودن اطلاعات، شواهد کافی وجود دارد که نشان می‌دهد یافته‌های مبتنی بر معادلات و روابط نظری به حد کافی درست و قابل استفاده هستند. لیکن همانطور که در فصل نهم (کتاب اصلی) تشریح گردیده، عوامل پیچیده‌ای وجود دارند که مبانی ساده نظری این معادلات را برای بسیاری از حالات نامناسب و غیرکافی می‌نماید، بطوریکه نمی‌توان انتظار داشت که بین آنچه از طریق نظری برآورد می‌گردد با نتایج مزرعه‌ای همخوانی و مطابقت وجود داشته باشد.

1- Collis – George and Youngs



شکل (۶-۲) مقایسه روند نظری افت سطح ایستابی با استفاده از معادله [۳۳] (—) و [۴۰] (---) و [۴۱] (—) با نتایج حاصل از آزمایش مخزن ماسه‌ای برای حالت استقرار زهکش‌ها بر روی لایه غیر قابل نفوذ



شکل (۷-۲) مقایسه روند نظری افت سطح ایستابی با استفاده از معادله [۵۲] و نتایج آزمایشی مخزن ماسه‌ای در حالی که زهکش‌ها در خاک عمیق استقرار داشته باشند.

اسکگز و تانگ^۱ (۱۹۷۶) در مقایسه‌ای که بین نتایج حاصل از معادله ریچاردز و معادله بوزینسک برای جریان دو بعدی که از حالت اولیه سطح ایستابی مسطح شروع می‌گردد، به این نتیجه رسیدند که به جز در زمان‌های آغازین زهکشی، همخوانی مناسبی بین نتایج وجود دارد. بنابراین، حتی در زمان حاضر که امکان کاربرد روش‌های عددی برای حل معادله ریچاردز با استفاده از رایانه‌های قوی وجود دارد، لیکن به دلیل عوامل نامشخص دیگری که در تعیین ویژگی‌های حرکت آب در محیط خاک وجود دارد و مشکلاتی که در مورد تشخیص دقیق شرایط مرزی به ویژه در زهکش‌هایی که آب از درز بین دو لوله سفالی و یا از درون سوراخ‌های تعبیه شده بر روی لوله‌های پلاستیکی وجود دارد، ضرورتی به استفاده از معادله ریچاردز وجود ندارد. همچنین با توجه به ضرورت اطلاع از خصوصیات حرکت آب در محیط خاک غیر اشباع و میزان آبدهی ویژه. اسکگز و تانگ (۱۹۷۶) نتیجه گرفتند که آنچه از طریق حل معادله ریچاردز حاصل می‌گردد فقط به میزان کمی با آنچه از روش‌های ساده تقریبی برآورد افت سطح ایستابی حاصل می‌شود، تفاوت می‌نماید. بجای زمان نسبتاً طولانی که برای حل معادله ریچاردز لازم است، می‌توان با استفاده از رایانه‌های شخصی، تغییرات سطح ایستابی را با دقت کافی شبیه‌سازی کرد. (به عنوان مثال به نوشته یانگز و همکاران^۲ ۱۹۸۹ مراجعه شود).

۷- سطوح ایستابی نوسان‌دار

راه‌حل‌های ارائه شده برای بررسی چگونگی تغییر سطح ایستابی در اراضی زهکشی شده که در مبحث قبل بیان گردید، حالت ساده‌ای از افت سطح ایستابی از یک وضعیت مرتفع‌تر اولیه است. در حالت کلی تر، افت و خیز سطح ایستابی در اثر بارندگی‌های متناوب و متغیر بودن فرایند تبخیر و نیز تغییرات بار هیدرولیکی روی زهکش‌ها مطرح می‌باشد.

1- Skaggs and Tang

2- Youngs et al.

برای یک معادله زهکشی خطی، تغییرات سطح ایستابی همخوانی متناسبی با نوسانات موزون^۱ بارندگی، لیکن با یک تأخیر زمانی دارد (چایلز ۱۹۶۹). نوسانات سطح ایستابی به شدت متأثر از فراوانی و تواتر بارندگی، فواصل زیاد زهکش‌ها، آهسته بودن هدایت هیدرولیکی خاک می‌باشد و تأخیر زمانی آن تا حد $\pi/2$ است. با کاهش فراوانی جریان‌های ورودی، فواصل کم زهکش‌ها و سریع بودن هدایت هیدرولیکی خاک، تغییرات سطح ایستابی بدون تأخیر با تغییرات بارندگی همزمان می‌شود. چنین تحلیل تقریبی را می‌توان در طراحی سیستم‌های زهکشی برای اراضی تحت آبیاری بکار برد. در تحلیل یک آزمون، ارتفاع محاسبه شده برای سطح ایستابی تقریب قابل قبولی را از رفتار سطح ایستابی در مدل هل‌شاو^۲ برای شرایطی که میزان جریان‌های نفوذی از سطح نوسان داشته باشد نمودار ساخته، همخوانی خوبی با مقادیر آنالوگ ارتفاع متوسط سطح ایستابی و دامنه تغییرات نشان داد (ماری^۳ ۱۹۷۴). لیکن شدت خیزش سطح ایستابی در مقایسه با شدت افت سطح ایستابی بیشتر بود و این وضعیت، شرایط را از حالت موزون ساده خارج می‌نمود.

بطور کلی برای هر گونه بارندگی که تابع زمان باشد، شدت جریان ورودی q در دوره زمانی کوتاه δt موجب خیز سطح ایستابی به مقدار $q\delta t/S$ شده و همزمان، افزایش ارتفاع سطح ایستابی باعث افزایش تخلیه و افت سطح ایستابی خواهد شد. این پدیده دلیل توجه پژوهشگران به تحلیل رفتار سطح آب زیرزمینی در اراضی زهکشی شده بوده و پژوهش‌های کراینهوف وان د لور^۴ (۱۹۵۸) و وان شیلف گارد (۱۹۶۵) و نیز با بازنگری معادله [۴۷] به صورت تفاضل‌های محدود^۵ مؤید آنست.

بنابراین هرگاه H_t و $H_{t+\delta t}$ ، به ترتیب ارتفاعات سطح ایستابی در زمان‌های t و $t+\delta t$ باشند، معادله [۴۷] به صورت زیر در می‌آید.

1- Harmonic

2- Hele – Shaw Model

3- Marei

4- Kraighenhoff van de Lour

5- Finite Difference

$$H_{t+\delta t} = H_t - [f(H_t) + f(H_{t+\delta t}) / 2 + \bar{V}_s] \delta t / S \quad [57]$$

که در آن، $\bar{V}_s$ متوسط شدت جریان از سطح خاک در جزء زمان δt است که برابر با حجم کل آب عبوری از واحد سطح در جزء زمانی، تقسیم بر δt می‌باشد. عبارت $f(H)$ در معادله [57] همان است که در معادله [46] برای زهکشی اراضی در حالت همگام بیان گردیده است. کراینهوف وان د لور (۱۹۵۸)، معادله هوخهات (۱۹۴۰) و وان شیلف گارد معادله توکسوز و کرکهام^۱ (۱۹۶۱) را مورد استفاده قرار دادند. معادله زهکشی "قاعده توانی" (یانگز a ۱۹۸۵ و ۱۹۹۱) به طریقی تدوین گردیده تا بتوان از آن برای پیش‌بینی حالت غیر همگام زهکشی و به خصوص برای شبیه‌سازی نوسانات سطح ایستابی در اراضی مسطح و کم ارتفاع (پست) که به وسیله نهرچه‌هایی محدود شده باشد که در زمستان به عنوان زهکش و در تابستان به عنوان کانال آبیاری عمل می‌کنند. مورد استفاده قرار گیرد. (یانگز و همکاران ۱۹۸۹). در این شرایط معادله [57] به صورت زیر در می‌آید.

$$H_{t+\delta t} = H_t + \left\{ \frac{K}{ASD^\alpha} \left[H_d^\alpha - i \left\{ \frac{i(H_t + H_{t+\delta t})}{2} \right\}^\alpha \right] - \frac{\bar{V}_s}{S} \right\} \delta t \quad [58]$$

که در آن، A فاکتور شکل در سیستم زهکشی مستطیلی و $i = \pm 1$ (1+ هرگاه $H_t > 0$ و 1- هرگاه $H_t < 0$) است تا اجازه دهد سطح ایستابی تا زیر کف نهرچه پایین افتد. این حالت در تابستان و در شرایطی بوجود می‌آید که نشت از کانال‌ها به اندازه‌ای نیست که جبران میزان تبخیر را بنماید. نتایج محاسبات انجام شده با فواصل زمانی یک روزه در شکل (۲-۸) نشان داده شده و با اندازه‌گیریهای سطح ایستابی مقایسه شده است. در این شبیه‌سازی، شدت جریان نفوذی از سطح خاک از طریق تفاضل مقادیر بارندگی و تبخیر محاسبه و بکار رفته است. میزان تبخیر به جز در

1- Toksoz and Kirkham

شرایطی که آب زیرزمینی پایین‌تراز سطح خاک باشد برابر مقدار تبخیر پتانسیل منظور گردیده است. در این حالت مقدار تبخیر از سفره آب زیرزمینی از طریق هدایت هیدرولیکی غیر اشباع و در ارتباط با فشار رطوبتی خاک محاسبه شده است. یانگ و همکاران^۱ (۱۹۸۹) در شبیه‌سازی جزء زمانی را یک روز انتخاب کردند. لیکن در آزمون مدل، نامبردگان دریافتند که نتایج شبیه‌سازی برای دوره‌های زمانی بزرگتر تا ۲۸ روز نیز بسیار نزدیک به تغییرات مشاهده شده بوده است. عبارت بدون بعد زمان به صورت $T=t/t_c$ می‌باشد که در آن $t_c=SD^a/AKH_c^{a-1}$ و H_c ارتفاع مشخصه^۲ است. بدین ترتیب معادله [۴۸] برای تغییر سطح ایستابی از ارتفاع H_{m0} را به صورت زیر می‌توان نوشت.

$$T = - \int_{H_{m0}/H_c}^{H_m/H_c} \frac{1}{(H_m/H_c)^a + V_s t_c / SH_c} d(H_m/H_c) \quad [۵۹]$$

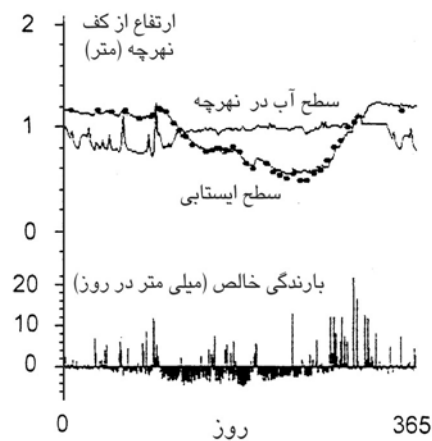
«ضریب مخزن»^۳ که به وسیله کراینهوف وان د لور (۱۹۵۸) و در ارتباط با مسایل زهکشی غیر همگام تعریف شده است برابر t_c/π^2 می‌باشد. با کاربرد مقادیر متغیر در سیستم زهکشی ارائه شده در شکل (۲-۸) یعنی $D=۵۷/۵$ متر، $A=۰/۴۵۶$ ، $d=۳/۷$ متر، $K=۰/۷۵$ متر در روز و $S=۰/۲۷$ زمان مشخصه^۴ $t_c=۴۵۴$ روز بدست می‌آید. با چنین زمان مشخصه قابل ملاحظه‌ای تعجب‌آور نیست که تناوب زمانی ۲۸ روزه بتواند در شبیه‌سازی، نتایج مطلوبی از رفتار سطح ایستابی را نمودار سازد و اختلاف آن با تناوب زمانی یک روزه نیز بسیار اندک باشد.

1- Youngs et al.

2- Characteristic Height

3- Reservoir Coefficient

4- Characteristic Time



شکل (۸-۲) حرکت سطح ایستابی، محاسبه شده از طریق کاربرد روش تفاضل‌های محدود معادله [۵۸]، برای مزرعه‌ای مستطیلی که به وسیله نه‌رچه‌های پرآب محصور گردیده، نقاط مشاهده زیر سطح ایستابی به وسیله دایره‌های توپر نشان داده شده است.

۸- هیدروگراف‌های زهکشی

هیدروگراف‌های زهکشی رابطه بین تغییرات میزان تخلیه زهکشی و زمان را که در نتیجه تغییر منابع جریان‌های ورودی یعنی بارندگی و یا آبیاری حاصل می‌شود، نشان می‌دهد. جریان‌های نفوذی قبل از اینکه به لایه اشباع خاک برسد باید از منطقه غیر اشباع آن عبور نماید. مقادیری از بارندگی و یا آب آبیاری در نیم‌رخ خاک نگهداشته می‌شود. این میزان آب ذخیره شده در مراحل بعدی به صورت تراوشات عمقی تخلیه، تبخیر و یا بوسیله گیاهان به مصرف می‌رسد. بنابراین هیدروگراف‌های زهکشی نه تنها بیان‌کننده مشخصه‌های سیستم زهکشی بلکه منعکس‌کننده فرآیند جذب و یا رهاسازی آب در نیم‌رخ غیر اشباع خاک در بالای سطح ایستابی نیز می‌باشند که در محاسبات تغییرات و حرکات سطح ایستابی با استفاده از آبدهی ویژه وارد نمی‌شود. هیدروگراف‌ها نمایانگر میزان تأخیر زمانی تغییرات سطح ایستابی نسبت به وقوع بارندگی بوده و میزان تجمعی تخلیه، نسبتی از میزان جریان ورودی

است. هر چه تراکم شبکه زهکشی و نفوذ پذیری خاک بیشتر باشد، نقطه اوج این هیدروگراف‌ها نیز زیادتر و بیشتر خواهد بود. آنچه در شکل (۲-۹) نشان داده شده بخشی از بررسی‌های شپ وی^۱ (۱۹۸۶) در مورد جریان در زهکش‌های مولی^۲ است که به فاصله نزدیک به یکدیگر احداث شده بودند و طی چند ساعت پس از وقوع بارندگی عکس‌العمل نشان می‌دادند. هر چه فاصله این زهکش‌ها بیشتر باشد زمان بیشتری لازم است تا پس از وقوع بارندگی، زهکش‌ها شروع به تخلیه جریان نمایند. از آنجائیکه میزان تخلیه زهکش تابع ارتفاع سطح ایستابی است، بنابراین هیدروگراف یک زهکش معرف تغییرات ارتفاع سطح ایستابی در اراضی مورد زهکشی است. بدین ترتیب با فرض اینکه زهکشی در شرایط غیر همگام توالی پیوسته‌ای از لحظات کوتاه زهکشی در شرایط همگام است، معادله [۴۷] را برای فرونشست سطح ایستابی می‌توان به شرح زیر بازنویسی نمود.

$$q = -S \frac{d}{dt} [f^{-1}(q)] - V_s \quad [۶۰]$$

که در آن رابطه $H_m = f^{-1}(q)$ که عکس تابع $f(H_m)$ می‌باشد و به وسیله معادله [۴۶] تعریف گردیده به شرح زیر است.

$$t = - \int_{q_0}^q \frac{S}{V_s + q} \frac{d}{dq} [f^{-1}(q)] dq \quad [۶۱]$$

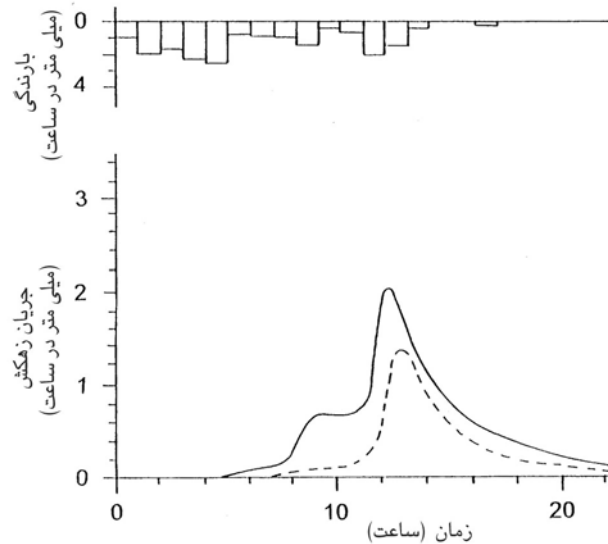
که در آن q_0 میزان تخلیه زهکش در $t=0$ می‌باشد. بنابراین با کاربرد معادله زهکشی "قانون توانی" (معادله [۵۰])، هیدروگراف زهکش در اثناء فرونشست و با فرض عدم وجود جریان ورودی سطحی به شرح معادله زیر داده شده است (یانگز b^۳ ۱۹۸۵).

$$q^{-\beta} - q_0^{-\beta} = Ct \quad [۶۲]$$

1- Shipway

2- Mole – Drain

که در آن $\beta = (\alpha - 1)/\alpha$ و $SD = (\alpha - 1)K^{1/\alpha}$ می‌باشد. مشاهده می‌گردد که β تابعی از عمق خاک زیر سطح استقرار زهکش‌ها، و C مرتبط با فاصله زهکش‌ها و خصوصیات هیدرولیکی خاک می‌باشد.



شکل (۲-۹) هیدروگراف‌های زهکشی برای یک سیستم زهکشی مول (Mole drainage)

به این ترتیب پارامترهای بیان شده، شاخص‌های رفتار غیر همگام سیستم زهکشی می‌باشند و می‌توان آنها را از طریق روی هم گذاری و منطبق کردن هیدروگراف افت زهکشی (که بر روی کاغذ تمام لگاریتمی ترسیم شده باشد) با منحنی مبنا، و انطباق محور مختصات بدست آورد. $C/q_0^{-\beta}$ را می‌توان از مطابقت کردن زمان شاخص " t_c " که برای سیستم زهکشی موازی و در شرایطی که ارتفاع شاخص مترادف با ارتفاع سطح ایستابی در $t=0$ باشد به وسیله معادله [۵۹] بدست آورد. به همین ترتیب $C/q_0^{-\beta} = (\alpha - 1)/t_c$ خواهد بود.

۹- عوامل بغرنج‌کننده تحلیل جریان غیر همگام در زهکش‌ها

تجزیه و تحلیل جریان غیر همگام به زهکش‌های زیرزمینی بر پایه اصول کلاسیک فیزیک خاک تدوین شده و در آن فرض می‌شود که خاک ماده‌ای متخلخل، همگن، یکنواخت، غیر منبسط‌شونده و خنثی است همچنین فرض می‌شود که مرزهای منطقه جریان ساده و بدون پیچیدگی است. حتی در چنین شرایط فرضی ساده شده‌ای، حل مسایل بدون بکارگیری تقریب‌های فیزیکی و ریاضی میسر نبوده است. در شرایط واقعی در مزرعه، پیچیدگی‌های بیشتری وجود دارد (یانگز ۱۹۸۴ و b ۱۹۹۲). در شرایط مزرعه، خاک‌ها معمولاً خیلی پیچیده‌تر از شرایط مطلوب و ایده‌آل است و طبیعت کانال‌های زهکشی نیز بطور قابل ملاحظه‌ای با فرضیات بکار رفته در تحلیل‌ها متفاوت می‌باشد. برای تشریح نحوه عمل زهکش‌ها معمولاً اینگونه تغییرات از شرایط مطلوب نظری که به دلیل وجود عوامل بغرنج‌کننده بوجود می‌آید، نادیده گرفته می‌شود. لیکن برای درک کامل جریان به زهکش و تدوین مبانی درست و مناسب برای بکاربری فیزیک زهکشی توجه به این عوامل با اهمیت است (یانگز ۱۹۸۳).

الف- وضعیت و طبیعت کانال زهکشی

ورود آب به درون لوله‌های زهکش زیرزمینی، از طریق درز بین لوله‌های سفالی و یا از سوراخ‌های تعبیه شده بر روی لوله‌های پلاستیکی (لوله‌های سوراخ‌دار یا شیاردار) به گونه‌ای است که جریان آب در خاک اطراف لوله‌ها در محل‌های ورود به لوله همگرا شده و خطوط هم پتانسیل غیر استوانه‌ای می‌باشند. این پدیده با جریان شعاعی و خطوط هم پتانسیل استوانه‌ای که در پیرامون لوله‌های زهکشی کاملاً نفوذپذیر به وقوع می‌پیوندد، متفاوت می‌باشد (چایلدز و یانگز^۱ ۱۹۵۸ و یانگز ۱۹۷۴). اثر سطح ایستابی بر جریان همگام به درون چنین زهکش‌های غیر ایده‌آلی، مشابه با اثرات ناشی از زهکش‌هایی با لوله‌های کم قطر و باریک است. در چنین شرایطی، سطح آب فراتر از تراز زهکش خیزش نموده و هر چه قطر لوله کمتر باشد، سطح ایستابی مسطح‌تر بوده و با تحلیل نوسان سنجی (هودوگراف) مسائل زهکشی در

حالت همگام هم‌خوانی دارد (وان دیمتر، ۱۹۵۰ و انگلوند ۱۹۵۰). تاثیر این پدیده آنست که روابط متفاوتی بین حداکثر سطح ایستابی و شدت بارش همگام در مقایسه با زهکش قابل نفوذ ایده‌آل حاصل می‌آید. کاربرد مواد نفوذپذیر به عنوان پوشش اطراف لوله‌های زهکش مزرعه، موجب افزایش قطر مؤثر زهکش‌ها گردیده سطح آب زیرزمینی را به میزان بیشتری پایین می‌اندازد (یانگز b ۱۹۸۰). عامل دیگری که قابل توجه است تغییر هدایت هیدرولیکی خاک اطراف زهکش است که در دوره نصب زهکش بوجود می‌آید. این پدیده نیز بر روی سطح آب زیرزمینی همان اثر را دارد که قطر لوله‌های زهکش دارا است. هم چنین ورود آب به نه‌چه‌های زهکش به دلیل فشردگی خاک کف و دیواره‌ها (در زمان احداث) با محدودیت روبرو شده و باعث می‌شود سطح ایستابی در مقایسه با شرایطی که فشردگی خاک وجود نداشته باشد در سطح بالاتری قرار گیرد.

رابطه بین ارتفاع سطح ایستابی و بارندگی (در شرایط همگام) منجر به تعدیل معادلات زهکشی گردیده که می‌توان آنها را در معادله [۴۸] به کار برده و از آن طریق، زمان لازم جهت تغییر سطح ایستابی از ارتفاعی به ارتفاع دیگر را بدست آورد. هرچه سطح ایستابی مسطح‌تر باشد، تغییرات سطح ایستابی با تغییر شکل کمتری به همراه خواهد بود. بطوریکه محاسباتی که بر مبنای معادله [۴۸] و آبدی ویزه فرضی صورت می‌گیرد از دقت بیشتری برخوردار است، زیرا زهکشی منطقه غیر اشباع آبرفت لایه زهکش از یکنواختی بیشتری برخوردار است بطوری که هر گاه لایه آبرفت کم ضخامت و سطح ایستابی نزدیک لوله زهکش باشد. نتایج آزمایش‌های انجام شده در مخزن ماسه و محاسبات انجام شده با استفاده از معادله [۴۸] هم‌خوانی نشان داده است (داس سانتوز جونیر و یانگز ۱۹۶۹).

در شرایطی که در تحلیل نوسان سنجی (هودوگراف)، موقعیت سطح ایستابی در اراضی زهکشی شده با دقت مشخص می‌شود، لیکن در روش‌های دیگر، با استفاده از روابط و فرضیات مبتنی بر جریان‌های زیرزمینی به سمت زهکش‌ها، موقعیت سطح ایستابی را با دقت کمتری برآورد می‌کنند. مسائل زهکشی در حالت غیر همگام در ابتدا با استفاده از معادله بوزینسک و مبتنی بر فرضیات دوپوئی - فورشهیمر

بررسی گردید و در آن کف کانال‌های زهکشی بر روی لایه غیر قابل نفوذ در نظر گرفته شد. هر چند در چنین شرایطی، جریان‌های زیرزمینی به ویژه در مجاورت کانال دقیقاً افقی نمی‌باشند، و در تحلیل‌ها نیز اختلاف فاصله سطح تراوش با تراز آب کانال نادیده گرفته می‌شود، روابط و تحلیل‌های دویوئی - فورشهیمر برآورد قابل قبولی از حد اکثر ارتفاع سطح ایستابی در حالت همگام به دست می‌دهد (یانگز ۱۹۹۰) و بنابراین در شرایطی که نهرچه‌های زهکش در خاک یکنواخت استقرار داشته باشند راهحل بوزینسک برای تعیین فرونشست غیر همگام سطح ایستابی به اندازه کافی دقیق و قابل اعتماد است. لیکن همانگونه که در بالا اشاره شد، در این تحلیل، اثرات ناشی از تراکم خاک در بدنه و کف زهکش نادیده گرفته شده است.

برای حالتی که کف زهکش بر روی لایه غیر قابل نفوذ مستقر نباشد، تحلیل دویوئی - فورشهیمر تناسب و قابلیت کاربرد کمتری دارد، زیرا همگرایی بیشتر جریان در مجاورت زهکش، باعث خیزش سطح ایستابی می‌شود. اثر این پدیده را می‌توان در شرایطی نادیده گرفت که عمق آبرفت کم باشد. برای رفع این مشکل، هوخهات (۱۹۴۰) مفهوم «عمق مؤثر خاک» را معرفی نمود که در معادله گلاور (دام ۱۹۵۴) بکار گرفته شده است.

اسکگز^۱ (۱۹۹۱) برای حل مسائل زهکشی حالت غیر همگام با استفاده از معادله بوزینسک و برای لحاظ نمودن اثرات همگرایی در مجاورت زهکش‌ها، جریان به سمت زهکش را شعاعی در نظر گرفت و برای این منظور، مقدار جریان را معادل $-KHdH/dx$ در $x=0$ قرار داده و جایگزین شرط $H=H_d$ نمود که بطور معمول برای حل معادله بوزینسک بکار برده می‌شود. اگر خطوط هم پتانسیل عمودی باشد، ممکن است در نظر گرفتن این شرایط مرزی برآورد بهتری از ارتفاع سطح ایستابی را حاصل نماید.

ب- غیر ایزوتروپی و نامتجانس بودن خاک

فرآیندهای تشکیل خاک به گونه‌ای است که معمولاً موجب می‌شود تا هدایت هیدرولیکی در جهات عمودی و افقی متفاوت باشد. این عدم تجانس باعث می‌گردد تا شکل شبکه جریان در ناحیه آب زیرزمینی در مقایسه با خاک متجانس نامتعارف گردد. در معادلات زهکشی حالت همگام، شکل بی بعد ارتفاعات عمودی که به صورت H_m/D و d/D است به ترتیب با عبارات $\sqrt{AH_m}/D$ و $\sqrt{Ad}/D$ جایگزین می‌گردد، که در آن A نسبت هدایت هیدرولیکی افقی به عمودی (قائم) یعنی K_x/K_z بوده و مقدار بی بعد بارندگی با عبارت معلوم $q/K_z = AqK_x$ بیان می‌شود (ماسلند^۱ ۱۹۵۷ و یانگز^۲ ۱۹۸۶a). بنابراین هرگاه روش توالی لحظه‌ای شرایط همگام برای بررسی نوسان سطح ایستابی بکار رود ضروری است تا معادلات حالت همگام زهکشی که برای خاک‌های متجانس تدوین شده‌اند بدین طریق تعدیل گردند (تذکر این نکته لازم است که در تحلیل دوپوئی-فورشهیمر اصولاً فرض شده است که هدایت هیدرولیکی عمودی زیاد و هدایت هیدرولیکی افقی محدود است).

پ- ناهمگنی خاک

روابط و معادلات زهکشی با فرض اینکه خاک تا لایه غیر قابل نفوذ همگن می‌باشد تدوین شده و توسعه یافته‌اند. لیکن تغییرات خاک با عمق پدیده‌ای کاملاً معمول و طبیعی است. در تدوین بعضی از روابط و معادلات به این مهم توجه شده است. به عنوان مثال، توکسوز و کرکهام (۱۹۷۱) نظریه پتانسیل را برای بررسی حالت زهکشی همگام یک خاک دو لایه بکار گرفتند. و ارنست^۲ (۱۹۵۶ و ۱۹۶۲) معادله هوخهات (۱۹۴۰) را برای شرایط خاک‌های چند لایه تعدیل نمود. تحلیل نشت (یانگز ۱۹۶۵ و ۱۹۸۰a و زاوی^۳ ۱۹۶۴) عمدتاً حرکت آب زیرزمینی را در خاک‌هایی که هدایت هیدرولیکی آن $K(z)$ با عمق z متغیر است مورد توجه قرار دادند. پتانسیل

1- Maasland

2- Ernest

3- Zaoui

نشت E که به عنوان تابعی از هدایت هیدرولیکی خاک $K(z)$ و بار هیدرولیکی h در عمق z می‌باشد به وسیله معادله زیر داده شده است.

$$E = \int_0^H (h - z) K(z) dz \quad [63]$$

هرگاه حداکثر ارتفاع سطح ایستابی H_m در حدفاصل حوضه دو خط زهکش در اراضی مجهز به نه‌رچه زهکشی که تا روی لایه غیر قابل نفوذ امتداد داشته باشد، و سطح آب در آنها در ارتفاع H_d قرار گرفته باشد، اختلاف بین پتانسیل نشت در مرز حوضه آبریز (یک زهکش) و در محل زهکش را می‌توان بین دو محدوده داده شده در نامساوی به شرح زیر بیان داشت (یانگز ۱۹۶۵ و ۱۹۸۰a).

$$\begin{aligned} \int_{H_d}^{H_m} \left[\int_0^H (z) dz \right] dH &> E_m - E_d \\ &> \int_{H_d}^{H_m} \left[\int_0^H K(z) dz \right] dH - \int_0^{H_m} \left[\int_z^{H_m} \frac{q}{K(z)} dz \right] K(z) dz \end{aligned} \quad [64]$$

که در آن E_m پتانسیل نشت در حوزه آبریز و E_d همان کمیت در نه‌رچه‌ها می‌باشد.

هرگاه $K(z)$ با ارتفاع افزایش یابد، انتگرال آخر سمت راست نامساوی [۶۴] در مقایسه با اولین انتگرال کوچک می‌باشد. همچنین پتانسیل جیرینسکی (جیرینسکی^۱ ۱۹۴۶) برای جریان افقی در خاکی که هدایت هیدرولیکی آن با عمق تغییر کند به صورت زیر تعریف شده است.

$$\Gamma = \int_0^H (H - z) K(z) dz = \int_0^H \left[\int_0^{H'} K(z) dz \right] dH' \quad [65]$$

برای چنین مسئله‌ای، $E_m - E_d = AqD^2$ که در آن A فاکتور شکل مزرعه مورد زهکشی (یانگز ۱۹۸۰a و ۱۹۹۲a)، با فاصله مشخصه سیستم زهکشی برابر D است، به طریقی که می‌توان نوشت:

$$\Gamma_m - \Gamma_0 = AqD^2 \quad [66]$$

که بیان‌کننده ارتفاع سطح ایستابی در حالت همگام می‌باشد. توجه گردد که $A=0/5$ برای زهکش‌های موازی و $A=0/295$ برای یک شبکه مربعی زهکشی می‌باشند. با فرض اینکه تغییرات غیر همگام سطح ایستابی را می‌توان توالی پیوسته‌ای از تغییرات لحظه‌ای همگام دانست، رابطه‌ای که نشان‌دهنده تغییرات هدایت هیدرولیکی با عمق خاک است را می‌توان در معادله [۴۸] بکار برد. در نتایج نشان داده شده در شکل (۲-۸)، یانگز و همکاران (۱۹۸۹) خاک را دو لایه فرض نمودند که هدایت هیدرولیکی در محدوده توسعه ریشه‌ها در نزدیکی سطح خاک بیشتر باشد. عمق خاک خود بر خصوصیات خاک اثر می‌گذارد. به عنوان نمونه، اندازه‌گیری‌های هدایت هیدرولیکی که به وسیله یانگز و گوس^۱ (۱۹۸۸) در یک خاک رسی به انجام رسید نشان داد که تغییرات هدایت هیدرولیکی با عمق رابطه نمایی دارد، و مقدار آن از ۱۰ متر در روز در نزدیکی سطح خاک تا میزان یک میلی‌متر در روز در عمق یک متری نیم‌رخ خاک^۲ تغییر داشته است. آرمسترانگ و همکاران^۲ (۱۹۹۱) رابطه‌ای نمایی از تغییرات هدایت هیدرولیکی را در مدل حرکت سطح ایستابی در زهکشی یک خاک رسی بکار برده و نشان دادند که نتایج چنین روشی در مقایسه با روش‌هایی که در آن هدایت هیدرولیکی خاک به عنوان یک کمیت ثابت بکار می‌رود، مانند مدل وان شیلف گارد (۱۹۶۵)، هماهنگی بیشتری با مشاهدات تغییرات سطح ایستابی نشان می‌دهد.

تغییرات بطور افقی نیز در خاک مشاهده می‌شود. مثلاً در نقاط هم‌جوار نهرچه‌های زهکشی، فشردگی خاک و یا در ترانشه زهکش لوله‌ای در زمان احداث بهم خوردگی ایجاد می‌شود. برای حالت زهکشی دو بعدی، می‌توان تغییرات افقی هدایت هیدرولیکی خاک را در محاسبات نشت منظور نمود (یانگز ۱۹۶۶a و ۱۹۸۶b). در چنین شرایطی هدایت هیدرولیکی را می‌توان حاصل ضرب دو تابع $X(x)$ و $Y(y)$ به شرح زیر منظور نمود.

1- Youngs and Goss

2- Armstrong et al.

$$K(x,y)=X(x)Y(y)$$

[۶۷]

برای اعمال این تغییرات در روابط و معادلات زهکشی حالت غیر همگام باید تحقیقات و بررسی‌های بیشتری به انجام برسد.

ت- اثر خاکدانه‌ای^۱

درز و ترک در خاک‌های ریز دانه که به وسیله انقباض و ترک خوردگی طبیعی و یا در اثر عملیات خاک‌ورزی مانند شخم‌های خیلی عمیق و یا احداث زهکش مَول ایجاد می‌گردند، در زهکشی خاک‌های سنگین تاثیر به سزایی داشته و موجب بروز پیچیدگی‌هایی در تحلیل حالت غیر همگام می‌گردند. این درز و ترک‌ها موجد شبکه‌ای از خلل و فرج درشت هستند که خلل و فرج ریز را که از تجمع خاکدانه‌ها بوجود می‌آیند احاطه می‌نمایند. این درز و ترک‌ها هر گاه اشباع بوده و در محدوده حرکت آب زیرزمینی قرار گیرند، موجب افزایش هدایت هیدرولیکی خاک می‌شوند. لیکن در مواقعی که از آب تهی گردند، جریان آب محدود به عبور از خلل و فرج ریز دانه در اجزای مجزای خاک خواهد بود که از طریق سطوح تماس کمی به یکدیگر ارتباط دارند (یانگز و لیدز- هریسون^۲ ۱۹۹۰).

در شرایط خشک، خاکدانه‌ها آب را از طریق خلل و فرج درشت جذب مینمایند. لیکن به هنگام وقوع بارش‌های شدید، قابلیت خاک برای جذب کل آب‌های نفوذی بسیار کم است و بدین دلیل جریان از طریق معابر فرعی به ناحیه آب زیرزمینی می‌پیوندد (بیون و جرمن^۳ ۱۹۸۲). در این شرایط به رغم اینکه خاک هنوز کاملاً اشباع نشده است، لیکن زهکش‌ها به سرعت عکس‌العمل نشان می‌دهند. مرطوب باقی ماندن خاک‌ها به مدت طولانی موجب تورم خاکدانه‌ها می‌گردد و در اثر آن فضای خلل و فرج درشت و در پی آن هدایت هیدرولیکی خاک کاهش می‌یابد. چنین رفتار غیر همگام زهکشی به وسیله جارویس و لیدز - هریسون^۴ (۱۹۸۷) در شرایطی مدل گردیده که فرض شده بود، توده خاک رطوبت را از شبکه درز و ترک‌ها جذب می‌کند.

1- Soil Aggregation

2- Youngs and Leeds – Harrison

3- Beven and Germann

4- Jarvis and Leeds – Harrison

هیدروگراف‌های زهکشی اثرات متقابل حرکت آب در خاکدانه‌های غیر اشباع و نیز در ناحیه اشباع را نشان می‌دهند و از این طریق منعکس‌کننده تغییرات حاصله در ساختمان خاک (مثلاً در اثر عملیات خاک‌ورزی) می‌باشند (دوخارتی و همکاران^۱ ۱۹۹۵).

۱۰- کاربرد نظریه حالت غیر همگام زهکشی

مقایسه راه‌حل‌های ارائه شده جهت فرونشست سطح ایستابی در بالای خطوط زهکشی موازی نشان می‌دهد که روش‌ها و معادله‌های حالت غیر همگام زهکشی مبنای مناسبی برای پیش‌بینی افت سطح ایستابی در شرایط ایده‌آل و مطلوبی می‌باشد که در تدوین مدل‌های نظری بکار رفته است. علاوه بر آن در بسیاری حالات، کاربرد این روش، پیش‌بینی و برآورد قابل قبولی از تغییرات سطح ایستابی در اثر بارندگی‌های متناوب را ارائه می‌دهد. لیکن هرگاه شرایط به دلیل وجود عوامل بغرنج‌کننده با وضعیت ایده‌آل و مطلوب نظری تفاوت نماید، نمی‌توان بدون اعمال تعدیلات لازم، تغییرات را بطور دقیق برآورد نمود. در این ارتباط، با این فرض که شرایط غیر همگام توالی پیوسته‌ای از لحظات کوتاه شرایط همگام است می‌توان بسیاری از تعدیلات لازم را به انجام رسانید و از این دیدگاه کاربرد آن، در بررسی تغییرات سطح ایستابی و برقراری معیارهای طراحی زهکشی قابل توصیه است.

شرایط مرزی حاکم بر جریان در کانال زهکشی معمولاً به صورت تقریبی تعریف می‌گردند زیرا ویژگی‌های دقیق هندسی کانال پس از ساخت با قطعیت معلوم نبوده و بدین ترتیب ارتفاع سطح ایستابی در اراضی زهکشی شده بطور دقیق از طریق محاسبات نظری امکان‌پذیر نیست. لیکن در مرز حوضه زهکش (مثلاً حد وسط فاصله بین دو زهکش موازی) که سطح ایستابی حداکثر است، ارتفاع سطح ایستابی کمتر تحت تأثیر تقریب‌های ناشی از تعریف غیر دقیق شرایط مرزی است. این تعاریف خیلی تقریبی، بیشترین خطا را برای برآورد ارتفاع سطح ایستابی در مناطق هم‌جوار کانال زهکشی در بر دارد. بنابراین در عین حال که هم‌خوانی قابل قبولی بین روابط

1- Daugherty et al.

نظری و مشاهدات حداکثر ارتفاعات سطح ایستابی وجود دارد لیکن بعید به نظر می‌رسد که این روابط بتوانند شکل کلی و عمومی سطح ایستابی را به دقت محاسبه نماید. شکل سطح ایستابی بجز در مباحث نظری زهکشی مورد نظر نبوده و در اکثر حالات نیز مطرح نمی‌شود. آنچه که در زهکشی کاربردی در کشاورزی مورد نظر است حد اکثر ارتفاع سطح ایستابی است، هر چند در بعضی موارد خاص، شکل عمومی سطح ایستابی از دیدگاه اکولوژی، حیات وحش و پوشش گیاهی می‌تواند مطرح باشد.

مشکل اساسی در کاربرد معادلات حالت زهکشی غیر همگام، اندازه‌گیری‌های دقیق ویژگی‌های هیدرودینامیکی خاک، به ویژه هدایت هیدرولیکی آن و نیز اطلاعات دقیق از آمار و اطلاعات هواشناسی است. روش‌های اندازه‌گیری ویژگی‌های هیدرولیکی خاک در کتابچه‌های راهنما (به عنوان مثال، کلوت^۱ ۱۹۸۶، اسمیت و مولینز^۲ ۱۹۹۱) بیان شده است.

برای اینکه اندازه‌گیری‌ها مؤثر و معنی‌دار باشند، باید در نقاطی انجام گیرند که معرف خاک منطقه باشند. در اراضی مجهز به زهکش زیر زمینی، هدایت هیدرولیکی می‌تواند از طریق اندازه‌گیری عملکرد سیستم زهکشی و با کاربرد پارامترها در معادلات زهکشی مورد نظر تعیین شود. در چنین روشی، نتایج بدست آمده معرف یک منطقه وسیع خواهد بود. مزیت عمده استفاده از این روش آن است که بیشتر اصلاحات و تعدیلاتی که برای لحاظ کردن روش‌ها و شرایط اجرای سیستم زهکشی باید در کاربرد معادلات و روابط زهکشی اعمال شود به یک باره در نتیجه اندازه‌گیری‌ها منعکس خواهد بود. به عنوان مثال وقتی اندازه‌گیری‌ها نشان دهد که افت سطح ایستابی بسیار آهسته می‌باشد، که در واقع بیانگر آن است که زمان مشخصه t_c بکار رفته در معادله [۵۹] بسیار زیاد است، می‌توان از طریق کاهش فاصله زهکش از $2D$ به $2D_r$ زمان افت را از t_c به t_{cr} کاهش داد. بدین ترتیب نسبت زمان‌های فرونشست برابر با $t_{cr}/t_c = (D_r/D)^a$ و در نتیجه آن فاصله $2D_r$ را می‌توان برای زمان فرونشست مورد نظر به دست آورد.

1- Klute

2- Smith and Mullins

با اعمال این روش، اصول و معادلات نظری می‌تواند به عنوان ابزاری برای طراحی سیستم زهکشی مناسب و با توجه به خصوصیات فیزیکی واقعی جریان آب در خاک و زهکش‌ها در خدمت مهندسين قرار گیرد. لیکن در اراضی زهکشی نشده که نیاز به زهکشی دارند، هدایت هیدرولیکی خاک باید با استفاده از روش‌هایی که این پارامتر را در نمونه‌هایی با حجم بسیار کم اندازه‌گیری می‌کند، بدست آورد. تجربیات نشان داده که نتایج چنین اندازه‌گیری‌هایی می‌تواند بسیار متغیر باشد. این تغییرات ممکن است ناشی از کوچک بودن حجم نمونه خاک مورد اندازه‌گیری و یا در اثر نا همگنی خاک بوجود آید. بررسی و اندازه‌گیری هدایت هیدرولیکی به شکلی که بتواند آنچنان نتایج و مقادیر صحیحی را بدست بدهد که استفاده از آنها در معادلات و روابط زهکشی منجر به تعیین فواصل دقیق زهکش‌ها گردد به احتمال زیاد مقرون به صرفه نخواهد بود. به این ترتیب واقع‌بینانه نخواهد بود اگر انتظار رود که با کاربرد معادلات زهکشی اراضی، معیارهای بسیار دقیق زهکشی (عمق، جریان و فاصله) بدست آید. منطقی‌تر این است که از معادلات و روابط تنها به صورت تقریبی و نسبی و به عنوان مبنایی برای ارزیابی گزینه‌های طراحی زهکشی برای شرایط خاص استفاده بعمل آید.

بدین ترتیب در عین حال که اکثر نتایج و دست‌آوردهای بدست آمده از مطالعه و پژوهش در زمینه فیزیک زهکشی می‌تواند برای اخذ تصمیم در مورد احداث سیستم‌های زهکشی مورد استفاده قرار گیرد، لیکن در واقع کاربران اصلی این تحقیقات خود پژوهشگران خواهند بود. با افزایش کاربرد مدل‌ها در امور پژوهشی، ضروری است که از نظریه‌های فیزیکی آزمون شده به منظور شبیه‌سازی وضعیت آب زیرزمینی در یک منطقه با شرایط زهکشی ویژه استفاده به عمل آید. استفاده از مدل‌های مبتنی بر روش‌های حل عددی «تفاضل‌های محدود» معادله ریچاردز بسیار وقت‌گیر بوده و معمولاً شبکه بزرگی از نقاط اندازه‌گیری را همراه با میانگینی کلی از پارامترهای هیدرودینامیکی خاک بکار می‌گیرند که اغلب با دقت کافی اندازه‌گیری نشده‌اند. کلیه این عوامل باعث می‌شوند تا دقت نتایج بدست آمده ناکافی باشد. بر

عکس، معادلات زهکشی غیر همگام که بنیان فیزیکی دارد نیازمند صرف وقت جزئی در کاربرد رایانه و نیز اطلاعات و ارقام فیزیکی کمی است که گردآوری آن با سهولت بیشتری امکان‌پذیر می‌باشد. علاوه بر آن، نتایج حاصله می‌تواند به خوبی و یا حتی بهتر از روش اغلب غیر دقیق و بسیار پیچیده حل عددی معادله ریچاردز که بر مبنای ارقام غیر کافی و شبکه‌های نسبتاً باز نقاط نمونه‌برداری اجرا می‌شود، باشد. بدین دلیل کاربرد معادلات و روابط زهکشی اراضی مفید و مؤثر بوده و قابل توصیه است. همانند نظریه‌ها و روابط آب خاک که به عنوان بخشی از علوم کشاورزی توسعه یافته‌اند، لیکن هم اکنون در همه زمینه‌های علوم زیست محیطی مورد توجه قرار دارند، کاربرد نظریه‌ها، روابط و معادلات زهکشی اراضی نیز منحصر به امور مهندسی زراعی نبوده و در گستره وسیعی در مهندسی هیدرولوژی نیز کاربرد دارد. بدین ترتیب ملاحظه می‌شود که همچنان تقاضای زیادی برای ادامه تحقیقات در زمینه فیزیک زهکشی به ویژه در ارتباط با عوامل بغرنج‌کننده که باعث عدم کارایی نظریه‌هایی که بر مبنای شرایط ایده‌آل حاصل شده‌اند، همچنان وجود خواهد داشت.

مدل‌های شبیه‌سازی زهکشی

آر. وین اسکگز^۱

دانشگاه ایالتی کارولینای شمالی

رالی، کارولینای شمالی - آمریکا

۱ - مقدمه

مدل‌ها، به منظور ایجاد ارتباط بین سیستم زهکشی و پارامترهای طراحی از قبیل فاصله و عمق نصب زهکش‌ها، مدت کوتاهی پس از آنکه دارسی^۲ قانون پایه‌ای خود را در سال ۱۸۵۶ ارائه داد بکار رفته‌اند. به عنوان مثال معادله‌ای که در سال ۱۸۷۲ به وسیله کلدینگ^۳ (۱۸۷۲) ابداع گردید، هنوز برای محاسبه حداکثر ارتفاع سطح ایستابی در زمین‌هایی که به وسیله ردیف‌های، زهکشی تخلیه می‌گردند بکار گرفته می‌شود (یانگز^۴، ۱۹۹۱). مدل‌های زهکشی طیف وسیعی از حالات را به انجام می‌رسانند. دامنه کار مدل‌ها از رهنمودهای بسیار تقریبی که نیازهای زهکشی را به تیپ خاک نسبت می‌دهد، تا معادلات تعیین فاصله زهکش از جمله معادله هوخهات^۵ و در نهایت تا مدل‌های رایانه‌ای که قادر به شبیه‌سازی عملکرد روزانه سیستم‌های چند مؤلفه‌ای طی دوره طولانی داده‌های هواشناسی است، تغییر می‌کند. در چنین وسعت دامنه‌ای، واژه «مدل» طبق تعریف عبارت است از یک سری رهنمودها، معادلات و یا برنامه‌های رایانه‌ای که می‌توان آن را برای کمی کردن عملکرد یک سیستم به صورت تابع یا توابع هدف بیان نمود. با این تعریف، راه‌حل‌های تحلیلی و عددی که در فصل پنجم کتاب اصلی (نی‌بر و فدس^۶، ۱۹۹۹)، فصل اول (وان‌درپلوگ^۷ و همکاران، ۱۹۹۹) و

1- R. Wayne Skaggs, North Carolina State University, Raleigh, North Carolina, U.S.A.

2- Darcy

3- Colding

4- Youngs

5- Hooghoudt

6- Nieber and Feddes

7- van der Ploeg et al.

فصل دوم این کتاب (یانگز، ۱۹۹۹) تشریح شده است، می‌توانند مبین مدل‌های زهکشی باشند. این «مدل‌ها» مقدماتاً برای تشریح وضعیت زهکشی طی دوره‌ای محدود بکار رفته‌اند. مدل‌ها بطور معمول، فرایندی منفرد را همانند آنچه در زهکشی تحت شرایط ماندگار بارندگی و یا افت سطح ایستابی با شرایط اولیه و مرزی مشخص به وقوع می‌پیوندد در نظر می‌گیرند. در طبیعت، شرایط مرزی به دلیل تغییر در شرایط آب و هوایی، پوشش گیاهی و عوامل مدیریتی تغییر می‌نمایند. مدل‌هایی که اثرات مداوم و متقابل عوامل حاکم بر شرایط آب خاک را ملحوظ می‌دارند به عنوان «مدل‌های شبیه‌ساز»^۱ نامیده می‌شوند. در این فصل، مدل‌های شبیه‌سازی ابداعی که می‌توان آنها را برای اراضی با زهکشی ضعیف و یا آن قبیل اراضی که مصنوعاً زهکشی شده‌اند بکار برد، مورد بحث قرار می‌گیرد.

تعدادی مدل‌های رایانه‌ای برای شبیه‌سازی روزانه عملکرد زهکشی و یا کنترل سطح ایستابی سیستم (مراجعه شود به مرورهای به انجام رسیده به وسیله فدس^۲ و همکاران ۱۹۸۸، اسکگز^۳ a ۱۹۸۷) نیز توسعه یافته‌اند. دامنهٔ چنین مدل‌هایی از راه‌حل‌های عددی پیچیده معادلات دیفرانسیل بطوریکه در فصل پنجم کتاب اصلی (نی‌بر و فدس، ۱۹۹۹) تشریح گردیده تا روش‌های تقریبی محاسبه بیلان آبی در نیمرخ خاک تغییر می‌کند. بسیاری از این مدل‌ها در شرایط مزرعه مورد آزمون قرار گرفته و به صورت روزمره برای تشریح وضعیت هیدرولوژیکی خاک‌هایی با سطح ایستابی کم عمق بکار می‌روند تا اثرات زهکشی و عملیات مدیریت آب را در ارتباط با عملکرد محصول شبیه‌سازی کنند. مدل‌های شبیه‌سازی همچنین برای پیش‌بینی هدر رفت املاح، کود، رسوب و مواد آلاینده در اراضی زهکشی شده نیز توسعه یافته‌اند. این موارد در فصل چهاردهم کتاب اصلی (پارسونز^۴، ۱۹۹۹) تشریح شده است. پیش‌بینی حرکت و وضعیت املاح محلول و دیگر آلاینده‌ها پیچیده بوده و وابسته به شناخت دقیق ویژگی‌های حرکت و توزیع آب خاک دارد. این بدان معنی است که تکیه بر مدل‌ها برای ارزیابی اثرات عوامل طراحی و عملیات مدیریتی در هدررفت آلاینده‌ها

1- Simulation Models

2- Feddes et al.

3- Skaggs

4- Parsons

و کیفیت آب زهکشی مرتبط با دقت مدل کاربردی در تشریح وضعیت هیدرولوژیکی است.

محدودیت صفحات این فصل، اجازه تشریح کامل تمامی مدل‌های شبیه‌ساز زهکشی را نمی‌دهد. در این فصل تنها یک مدل از هر یک از انواع کلی آنها ارائه می‌شود. دو مدل SWATRE و DRAINMOD با تفسیر بیشتری در مقایسه با دیگر مدل‌ها بیان شده‌اند. چنین انتخابی بدان دلیل است که این مدل‌ها بیشترین کاربرد را در امور زهکشی داشته و در واقع معرف دو دست‌آورد بسیار عمومی می‌باشند که در توسعه مدل‌های شبیه‌سازی زهکشی بکار گرفته شده‌اند.

۲- معادله دو بعدی ریچاردز^۱

از جمله روش‌های کاملاً نظری مدل نمودن حرکت آب خاک و ذخیره شدن آن در نیمرخ خاک، روش معروف به تحلیل دقیق است. این روش مشتمل بر حل معادله جکوب^۲- ریچاردز و یا معادله ریچاردز برای ترکیب جریان اشباع- غیر اشباع دو و یا سه بعدی است. این نظریه شامل گزینه‌های مختلف برای معادله نمودن و حل معادلات حاکم (که مبتنی بر معادله دارسی- باکینگهام^۳ برای شدت جریان آب خاک و بر مبنای اصل بقاء جرم) می‌باشد به تفصیل در فصل پنجم کتاب اصلی (نی‌بر و فوس ۱۹۹۹) تشریح شده است. این سیستم را می‌توان با حل معادله ریچاردز مبتنی بر شرایط مرزی و اولیه مناسب، برای بیان بسیاری از شرایط موردنظر بکار برد. حل این معادله منتج به حصول میزان آب خاک و بار فشار به عنوان تابعی از زمان و مکان می‌گردد. وضعیت سطح ایستابی نسبت به شدت زهکشی و یا آبیاری زیرزمینی، نفوذپذیری و مقدار تبخیر تعرق و میزان آب اضافی جهت ایجاد رواناب سطحی نیز از این طریق قابل محاسبه است. شدت جریان آب خاک و خطوط جریان را می‌توان مشخص نموده و زمان رسیدن آب به مقاطع مختلف نیمرخ خاک نیز قابل

1- Richards

2- Jacob

3- Darcy- Buckingham

پیش‌بینی است. این توانمندی‌ها در پیش‌بینی اثرات عملیات در مدیریت آب بر روی حرکت املاح و کیفیت آب زهکشی با اهمیت می‌باشند.

کاربردهای اولیه تحلیل دقیق وضعیت زهکشی تنها مؤید تشریح وضعیت برای دوره‌های کوتاه‌مدت بوده است (به عنوان مثال به نوشته‌های روبین^۱، ۱۹۶۸، اسکگز و تانگ^۲ ۱۹۷۶، تانگ و اسکگز^۳ ۱۹۷۷، زارادنی و فدس^۴ ۱۹۷۹، پیکنز^۵ و همکاران ۱۹۷۹ مراجعه شود). چنین راه‌حل‌هایی به عنوان اصول اولیه برای آزمون روش‌هایی با تقریب بیشتر و برای تحلیل اثرات تغییرات محلی مانند شیب اراضی و نشت جانبی در ارتباط با واکنش سطح ایستابی در شرایط زهکش‌های موازی بکار رفته است (فپس و اسکگز^۶، ۱۹۸۶، ۱۹۸۹، ۱۹۹۱ و راجرز^۷ و همکاران ۱۹۹۵). کارونن^۸ (۱۹۸۸) راهکارهای حل عددی دو بعدی معادله ریچاردز را برای آزمون مدل شبیه‌سازی خود که مبتنی بر راه‌حل‌های عددی جریان عمودی بود بکار گرفت. راجرز و سلیم^۹ (۱۹۸۹) روش‌هایی را که مقدماً به وسیله نی‌بر و والتز^{۱۰} (۱۹۸۱) و فپس^{۱۱} و همکاران (۱۹۸۶) برای مطالعه جریان از درون خاک‌های مطبق و غیر همروند (غیر ایزوترپ) در مسایل زهکشی زیرزمینی ابداع شده بود اصلاح کردند. با افزایش سرعت رایانه‌ها و کاهش محدودیت‌های محاسباتی، شبیه‌سازی که مبتنی بر راهکارهایی برای حل معادله دو بعدی ریچاردز بود با تناوب زمانی ماهیانه حاصل گردید (به عنوان مثال به نوشته زارادنی^{۱۲} ۱۹۸۶ یا احمد^{۱۳} و همکاران ۱۹۹۳ مراجعه شود). در حال حاضر

-
- 1- Rubin
 - 2- Skaggs and Tang
 - 3- Tang and Skaggs
 - 4- Zaradny and Feddes
 - 5- Pickens et al.
 - 6- Fipps and Skaggs
 - 7- Rogers et al.
 - 8- Karvonen
 - 9- Rogers and Salim
 - 10- Neiber and Walter
 - 11- Fipps et al.
 - 12- Zaradny
 - 13- Ahmad

برنامه کلی برای حل معادله دو بعدی ریچاردز که مبتنی بر تغییرات شرایط سطحی است فراهم می‌باشد. هارم سن^۱ و همکاران (۱۹۹۱) و مونستر^۲ و همکاران (۱۹۹۴، ۱۹۹۶) ضمن تعدیل برنامه ابداعی سازمان بررسی‌های زمین‌شناسی ایالات متحده امریکا با عنوان VS2DT (لاپالا^۳ و همکاران ۱۹۸۷) آن را برای شبیه‌سازی زهکشی و آبیاری زیرزمینی بکار بردند. راه‌حل‌های ارائه شده برای معادله جریان، ضمن پیوند با راه‌حل‌های عددی برای معادلات واکنش پخشیدگی-انتشار به وسیله هیالی^۴ (۱۹۹۰) و برای شبیه‌سازی انتقال و چگونگی حرکت ازت (هارم سن و همکاران ۱۹۹۱) و آفت‌کش آلدی کارپ^۵ (مونستر و همکاران ۱۹۹۴) بکار رفته است. در هر دو حالت فوق همخوانی مطلوبی بین نتایج حاصل از مدل‌ها و اندازه‌گیری‌های مزرعه‌ای عاید گردیده است.

دو مدل رایانه‌ای که جریان دو بعدی آب، انتقال حرارت و حرکت املاح را در شرایط متغیر اشباع خاک شبیه‌سازی می‌نماید به وسیله آزمایشگاه شوری ایالت متحده امریکا تهیه شده عبارتند از: SWMS-2D (سیمونک و وانگن هوختن^۶ ۱۹۹۴a) که مرتبط با حرکت و وضعیت یک ملح منفرد است. و مدل CHAIN-2D (سیمونک و وانگن هوختن ۱۹۹۴b) که درباره حرکت و وضعیت املاح چند واکنشی است. معادله جریان در مدل‌های فوق مشتمل بر یک عبارت تخلیه است که بیانگر جذب آب به وسیله ریشه‌ها می‌باشد. در هر دو مدل، از روش «عناصر محدود» برای حل معادله ریچاردز در شرایط جریان اشباع- غیر اشباع و معادله پخشیدگی-انتشار برای حرکت املاح استفاده شده است. این مدل‌ها را می‌توان برای طیف وسیعی از شرایط مرزی شامل زهکش روباز و لوله‌های زهکشی زیرزمینی بکار برد. در این مدل‌ها مرزهایی که به وسیله شرایط آب و هوایی کنترل می‌شوند نیز قابلیت کاربرد دارند. برنامه‌هایی که قادر به تولید خودکار شبکه عناصر محدود باشند (سی جنا و

1- Harmsen et al.

2- Munster et al.

3- Lappala et al.

4- Healy

5- [2- methyl-2 (methylthio) propionaldehyde (methylcarba- moyl) oxime]

6- Simunek and van Genuchten

سیمونک^۱، (۱۹۹۶) و ورودی‌های مورد نیاز را تشکیل دهند (سیمونک^۲ و همکاران، ۱۹۹۵) کاربرد مدل‌ها را بطور اساسی افزایش می‌دهند. این مدل‌ها مورد آزمون قرار گرفته و معلوم گردیده است که دقت و کارآئی محاسباتی برای محدوده وسیعی از شرایط مختلف را دارا می‌باشند. (سیمونک و همکاران ۱۹۹۴a, b). موهانتی^۳ و همکاران، (۱۹۹۷) اخیراً با کاربرد مدل SWMS-2D به تشریح اثرات ماکروسکوپی بر هیدرولیک جریان در لوله‌های زهکشی و در شرایط آبیاری غرقابی توجه نمودند. این مدل همچنین به وسیله دی وس^۴ (۱۹۹۷) در بررسی هدررفت ازت از طریق زهکش‌های زیرزمینی بکار رفته است.

کامرا^۵ و همکاران (۱۹۹۱) مدل نیمه گسسته‌ای^۶ را برای حرکت آب و املاح در خاک‌های مجهز به زهکش‌های زیرزمینی بکار گرفتند. نامبردگان فرض نمودند که حالات جریان ماندگار برای شرایط دو بعدی جریان آب وجود دارد و معادلات حاکم بر آن را حل نمودند. این راهکار، پیش‌بینی درازمدت غلظت‌های جریان خروجی زهکشی و توزیع املاح را در خاک و آب زیرزمینی امکان‌پذیر می‌نمود. با کاربرد راهکارهای تحلیلی برای جریان ماندگار آب، راه‌حل‌های عددی انتقال املاح منجر به حصول عبارات صریح برای بیان غلظت‌ها در هر زمان آتی بدون نیاز به انجام محاسبات در زمان‌های بینابینی می‌گردد.

مشکل بسیار بزرگی که در راه‌حل‌های دقیق وجود دارد آن است که این معادلات غیر خطی بوده و بنابراین روش‌های عددی را باید برای دستیابی به راه‌حل‌ها بکار گرفت. این راهکارها هم مشکل و هم پرهزینه است. قبلاً به دلیل زمان طولانی کاربری رایانه، موانعی برای این راه‌حل‌ها، وجود داشت. این مشکل با ابداع رایانه‌های سریع و مدرن تقریباً مرتفع گردیده است. لیکن نیازهای محاسباتی هنوز برای بعضی کاربران و استفاده‌کنندگان به صورت مشکلی باقی است. محدودیت دیگر، نیاز به تشریح

1- Sijna and Simunek

2- Simunek et al.

3- Mohanty et al.

4- de Vos

5- Kamra et al.

6- Semidiscrete Model

تفصیلی ویژگی‌های غیر اشباع خاک می‌باشد که برای هر افق در نیمرخ خاک وجود دارد. این توابع معمولاً مشخص نبوده و لازم است برای هر محل اندازه‌گیری و یا برآورد گردد. برحسب مورد کاربرد پیش‌بینی مدل ممکن است به روش تعیین و ارائه هدایت هیدرولیکی خاک (راجرز و فوس^۱، ۱۹۸۹) و به ویژگی‌های آب خاک (راجرز^۲، ۱۹۹۴) حساس باشد. شاید اساسی‌ترین محدودیت برای کاربرد معمولی این روش‌ها برای تحلیل شرایط زهکشی، داشتن دانش کارشناسی جهت راه‌اندازی و ایجاد مدل‌ها باشد. کاربرد مدل‌ها نیازمند به آموزش و تجربه عملی در ایجاد شبکه و حل ماتریس‌های مناسب برای افق‌های نیمرخ خاک و شرایط مرزی برای حالت مورد نظر است. گرچه کاربرد این روش برای مسایل مدیریت سطح ایستابی مفید بوده و موارد استفاده از آن احتمالاً رو به افزایش است، کاربرد آن در مسایل زهکشی بیشتر مورد استفاده پژوهشگران خواهد بود.

۳- معادله ریچاردز برای جریان قائم

راه‌حلی با پیچیدگی‌های کمتر نسبت به آنچه در بالا بیان شد، لیکن با توانائی پیش‌بینی دقیق میزان آب در ناحیه غیر اشباع خاک مبتنی بر راه‌حل‌های عددی معادله یک بعدی ریچاردز برای جریان قائم به شرح زیر است:

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(h) \frac{\partial h}{\partial z} + K(h) \right] - S(h) \quad [1]$$

که در آن h بار فشار آب خاک، z و t متغیرهای مربوط به موقعیت و زمان، $C(h)$ ظرفیت آب خاک، $K(h)$ هدایت هیدرولیکی و $S(h)$ عبارتی به عنوان یک منبع تغذیه و یا تخلیه آب است که از آن می‌توان به عنوان آبی که به وسیله ریشه گیاهان جذب می‌گردد، استفاده کرد.

1- Rogers and Fouss

2- Rogers

الف - SWATRE

سری مدل‌هایی بر پایه معادله [۱] در کشور هلند توسعه داده شده‌اند (فدس و همکاران، ۱۹۷۸، ویند^۱، ۱۹۷۹، بل‌مانز^۲ و همکاران، ۱۹۸۳، بوتین دیک^۳، ۱۹۸۴، وان ویک^۴، ۱۹۸۷، فدس^۵، ۱۹۸۷، فدس و وان ویک^۶، ۱۹۹۰). بدین منظور برای حل معادله ریچاردز برای بار فشار ناحیه غیر اشباع در بخش فوقانی سطح ایستابی از روش «تفاضل‌های محدود» استفاده شده است. حرکت جانبی آب بر اثر زهکشی را می‌توان با کاربرد معادلات تقریبی ارزیابی نمود و یا در شرایطی با کاربرد اعماق معلوم سطح ایستابی، آن را برای کمی نمودن شرط مرز زیرین بکار برد (به فصل پنجم کتاب اصلی و نوشته نی‌بر و فدس، ۱۹۹۹ مراجعه شود). مدل FLOWEX (ویند^۷، ۱۹۷۹، وان بوتین دیک^۸، ۱۹۸۴، وان ویک، ۱۹۸۷) برای کاربرد در خاک‌های نکاشت توسعه یافته است. بارهای فشاری آب خاک در این حالت بطور پیوسته پیش‌بینی و برای تعیین شرایط قابلیت تردد^۹ یا کارکرد^{۱۰} عملیات مزرعه‌ای بکار گرفته می‌شوند. مدل SWATRE (فدس و همکاران، ۱۹۷۸، بل‌مانز و همکاران، ۱۹۸۳) با منظور نمودن جذب آب به وسیله ریشه، عبارت $S(h)$ در معادله [۱] را به شرح زیر تعریف نموده است:

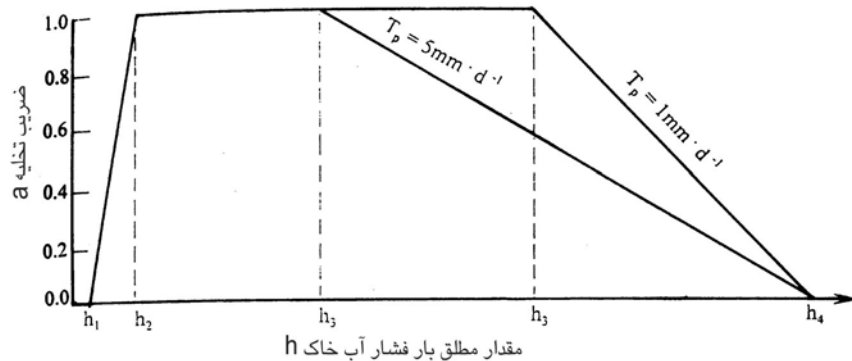
$$S(h) = a(h)S_{\max} \quad [۲]$$

که در آن، $a(h)$ تابع بدون بعد بار فشار و $S_{\max}$ حداکثر آب قابل دریافت به وسیله ریشه‌ها است. معمولاً فرض می‌شود که حداکثر آب قابل دریافت بطور همگنی با عمق خاک گسترش داشته باشد بطوریکه بتوان آن را به شرح زیر ارائه نمود:

-
- 1- Wind
 - 2- Belmans et al.
 - 3- Butiendijk
 - 4- van Wijk
 - 5- Feddes
 - 6- Feddes and van Wijk
 - 7- Wind
 - 8- van Butiendijk
 - 9- Trafficable
 - 10- Workable

$$S_{\max} = PT / RD \quad [3]$$

که در آن، PT تعرق پتانسیل و RD عمق توسعه ریشه است. توابع دیگری را برای جذب آب توسط ریشه‌ها نیز می‌توان فرض نمود. بعنوان مثال پراساد^۱ (۱۹۸۸) تابع خطی و نزولی را برای $S_{\max}$ تعریف نمود بطوریکه مقدار آن در انتهای محدوده توسعه ریشه‌ها صفر می‌گردد. برای شرایط آب خاک که ممکن است در حالت کاملاً مرطوب و یا کاملاً خشک قرار داشته باشد، مقدار S ممکن است به دلیل وابستگی بار فشار به تابع $a(h)$ از $S_{\max}$ کمتر شود همانگونه که در شکل (۳-۱) نشان داده شده است. جذب آب در شرایط خیلی مرطوب (کمبود اکسیژن) یعنی $(|h| < h_1)$ و یا خیلی خشک یعنی $(|h| > h_4)$ (نقطه پژمردگی) برابر با صفر قرار داده شده است. بین مقادیر h_1 و h_2 ، همچنین بین مقادیر h_3 و h_4 تغییرات خطی برای $a(h)$ فرض می‌گردد. مقدار h_3 تابع نیاز تبخیر است و بدین دلیل با PT تغییر می‌نماید.



شکل (۳-۱) ضریب تخلیه بدون بعد $a(h)$ به عنوان تابعی از مقدار مطلق بار فشار آب خاک $|h|$. آب جذب شده در بخش زیرین $|h_1|$ (کمبود اکسیژن) و در بخش فوقانی $|h_4|$ (نقطه پژمردگی) برابر با صفر قرار داده شده است. در بخش زیرین $|h_2|$ و $|h_3|$ (نقطه کاهش) جذب آب حداکثر است. مقدار $|h_3|$ با میزان تعرق پتانسیل Tp متغیر است (به نقل از فدس و همکاران ۱۹۷۸).

مدل SWATRE را می‌توان تا حد پنج لایه خاک که دارای ویژگی‌های فیزیکی مختلفی باشند بکار برد. ورودی‌های مدل مشتمل بر نگهداری آب در خاک و منحنی هدایت هیدرولیکی غیر اشباع هر لایه از نیمرخ خاک، عمق و فاصله زهکش‌ها می‌باشد. بارندگی‌های روزانه و مقادیر تبخیر پتانسیل (PE) به صورت ورودی‌هایی برای بیان شرط مرزی در سطح نیمرخ خاک بکار برده شده‌اند. تبخیر پتانسیل و مقادیر PT را می‌توان از تفکیک تبخیر و تعرق پتانسیل روزانه (PET) برمبنای شاخص سطح برگ بدست آورد. (فدس، ۱۹۸۷). تبخیر و تعرق پتانسیل به وسیله معادله تعدیل شده پن‌من^۱ محاسبه می‌گردد. فرض می‌شود که کلیه مقادیر بارندگی در خاک نفوذ نماید. بنابراین اثرات رواناب و زهکشی سطحی مورد نظر قرار نگرفته‌اند. در این راه‌حل، نفوذپذیری را می‌توان بطور مستقیم محاسبه نمود (به عنوان مثال به نوشته اسکگز ۱۹۷۴ یا کارونن ۱۹۸۸ مراجعه شود). به هر حال، محاسبه مستقیم نفوذپذیری خاک نیاز به ارقام ورودی تفصیلی‌تری از توزیع زمانی بارندگی دارد و بدین دلیل، نیازهای محاسباتی بطور محسوسی افزایش می‌یابد زیرا بدین ترتیب گام‌های زمانی کوتاهی برای فرایند نفوذپذیری مورد نیاز است. شدت جریان در ناحیه اشباع در بخش زیرین نیمرخ خاک، از طریق رابطه ساده‌ای که رابطه بین شدت جریان زهکشی و ارتفاع سطح ایستابی را برقرار می‌نماید قابل محاسبه است. معادله جریان ماندگار که به وسیله ارنست^۲ (۱۹۷۸) توسعه یافته است به منظور محاسبه مقاومت زهکشی مورد استفاده قرار می‌گیرد. شش حالت دیگر شرایط مرزی زیرین را نیز می‌توان منظور نمود. یکی از محدودیت‌های چند ویرایش اول مدل SWATRE عدم توانایی آن در شبیه‌سازی حالتی بود که آب زیرزمینی تا سطح خاک بالا بیاید. چنین پدیده‌ای در بعضی نواحی اتفاق می‌افتد و ممکن است از جمله فراوان‌ترین موارد موجد رواناب سطحی در بسیاری از خاک‌های زهکشی شده باشد.

1- Modified Penman Equation

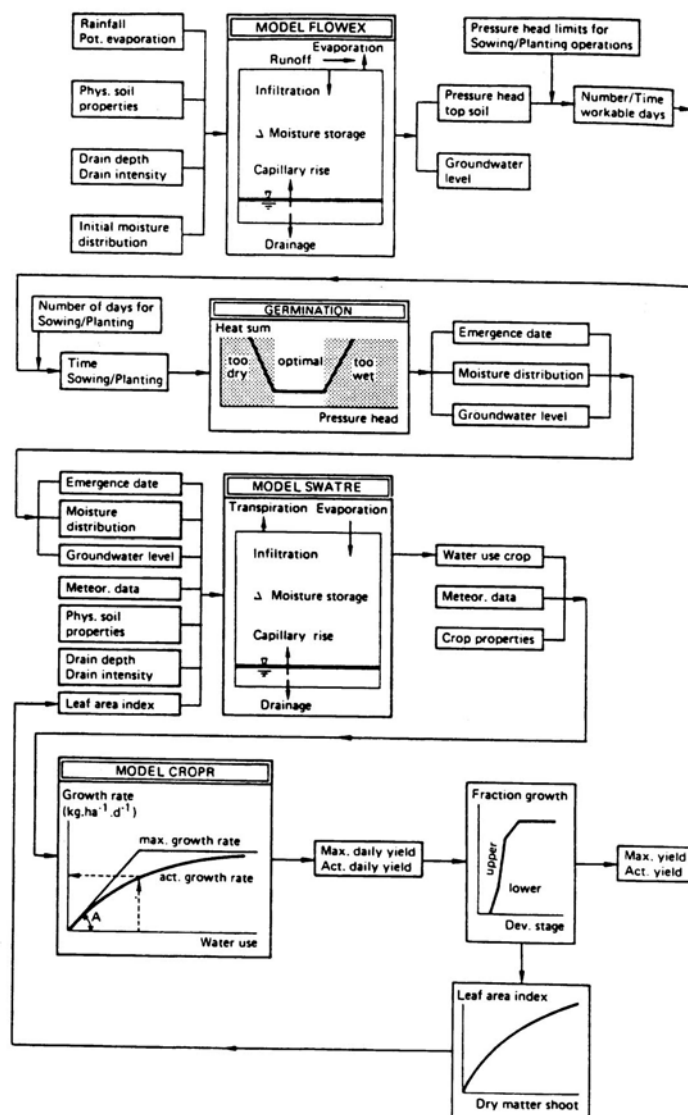
2- Ernst

به هر حال مدل را می‌توان به سادگی اصلاح نمود بطوریکه بتواند چنین شرایطی را از طریق روش معمول بیلان آبی هرگاه سطح ایستابی تا نزدیکی سطح خاک خیزش نماید بکار برد (ورک من و اسکگز^۱ ۱۹۸۹).

فدس (۱۹۸۷)، وان ویک (۱۹۸۷) و فدس و وان ویک (۱۹۹۰) مدل‌های SWATRE و FLOWEX را به عنوان پایه‌ای برای روشی جامع و به منظور پیش‌بینی اثرات و تغییرات در زهکشی بر روی قابلیت تردد و کارکرد در فصل بهار، تاریخ بذرکاری و یا زمان کشت، تاریخ جوانه زدن، تعرق، رشد و عملکرد ماده خشک سیب‌زمینی (*Solanum tuberosum* L.) و گندم تابستانه (*Triticum aestivum* L.) بکار گرفتند. فلوچارت مدل محاسباتی کامل نامبردگان در شکل (۲-۳) ارائه شده است. خروجی‌های مدل شامل بار فشار آب خاک با تناوب پنج سانتیمتری و عمق سطح ایستابی بوده است. وضعیت قابلیت کارکرد روی خاک از طریق پیش‌بینی بار فشار در عمق پنج سانتیمتری به انجام می‌رسد (وان ویک و بوتین دیک^۲، ۱۹۸۸). هرگاه بارهای فشار بحرانی (بطور مثال جدول ۳-۱) و تعداد روزهای مورد نیاز برای کاشت مشخص گردند، برآورد تاریخ اتمام عملیات قابل پیش‌بینی است. آن گاه زمان جوانه زدن بر مبنای مجموع حرارت (درجه- روزها) مورد نیاز برای جوانه زدن در شرایط حاکم آب و خاک قابل برآورد می‌باشد.

1- Workman and Skaggs

2- van Wijk and Buitendijk



شکل (۲-۳)- فلوچارت مدل جامع برای محاسبه اثرات مدیریت آب بر روی عملکردها در اراضی زراعی (به نقل از قدس و وان ویک، ۱۹۹۰).

جدول (۱-۳) بارهای فشار آب خاک در عمق پنج سانتیمتری که در آن کشت بهاره غلات، چغندر قند و سیب زمینی را می توان بدون تخریب ساختمان خاک به انجام رسانید (به نقل از وان ویک و فدس^۱، ۱۹۸۶).

بار فشار آب خاک			تیپ خاک
گندم بهاره	چغندر قند	سیب زمینی	
-۵۰	-۷۰	-۷۰	- خاک های شنی (۸- ۲۰٪ ذرات کوچکتر از ۲ میلیمتر)
-۸۰	-۱۰۰	-۱۰۰	- خاک های لوم تا لومی رسی سیلتی (۲۰- ۴۰٪ ذرات کوچکتر از ۲ میلیمتر)
-۶۰	-۱۰۰	-۱۲۰	- خاک های رسی سیلتی (بیشتر از ۴۰٪ ذرات کوچکتر از ۲ میلیمتر)
-۴۰	-۶۰	-۸۰	

مدل SWATRE، اجرای برنامه را از دوره جوانه زدن شروع می نماید و نیازمند به ورودی هایی در مورد عمق ریشه دوانی به عنوان تابعی از زمان و مقادیر بحرانی بار فشار برای جذب آب به وسیله ریشه است. مدل توانائی پیش بینی تعرق پتانسیل و واقعی را دارا است که این مقادیر را به عنوان ورودی در مدل تولید محصولات CROPR بکار می برد (فدس و همکاران ۱۹۷۸). ورودی های مورد نیاز دیگر شامل حداکثر راندمان بهره وری آب که بر پایه آزمایش های مزرعه ای حاصل می گردد، درجه حرارت هوا، رطوبت نسبی، تشعشع خورشیدی، سرعت باد، شاخص سطح برگ و بعضی ضرایب گیاهی دیگر است. در این شرایط، تأمین مواد غذائی مورد نیاز گیاه مورد عمل در حد مطلوب فرض می شود. خروجی های مدل CROPR شامل پیش بینی مقادیر حداکثر و واقعی ماده خشک تجمعی روزانه است. افزایش در میزان ماده خشک مشتمل بر توزیع مواد گیاهی در بخش های زیرین و فوقانی سطح خاک و به عنوان تابعی از مراحل رشد و توسعه گیاه است. مقدار کل ماده خشک در برگ ها و مواد تولید شده زیر سطح خاک به وسیله مدل پیش بینی گردیده و بر این مبنا شاخص سطح برگ برای روز بعد محاسبه می شود. مقادیر رشد روزانه با یکدیگر جمع

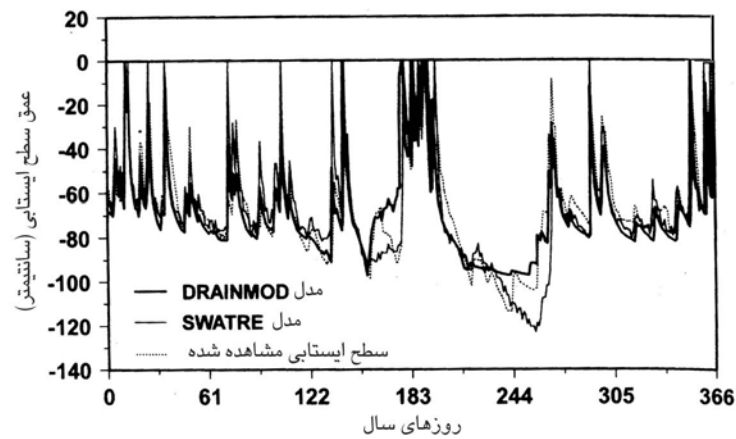
1- van Wijk and Feddes

گردیده و بر آن اساس پیش‌بینی نهائی مقادیر عملکردهای حداکثر و واقعی ماده خشک به انجام می‌رسد. فدس و همکاران (۱۹۸۴) با ترکیب دو مدل SWATRE و CROPR آنها را به صورت یک مدل ارائه نمودند. مدل SWACROP برای تجزیه و تحلیل بسیاری از سیستم‌های زهکشی (به عنوان مثال به نوشته وان ویک و فدس ۱۹۸۶ مراجعه شود) و مدیریت آبیاری (وسلینگ و وان تن بروک^۱ ۱۹۸۸) بکار رفته است. هک دن بروک و کابات^۲ (۱۹۸۹) کاربرد مدل SWACROP را برای ارزیابی کمی آب خاک در ارتباط با توانایی تولید در اراضی کشاورزی را نشان دادند. قابلیت اتکاء به مدل برای پیش‌بینی درصد رطوبت خاک، اعماق سطح ایستابی، مصرف آب به وسیله گیاه، رشد گیاه و عملکرد محصولات از طریق آزمایش‌های مزرعه‌ای و مقایسه آن با پیش‌بینی‌های مدل نتایج مطلوبی را نشان داده است (فدس و همکاران، ۱۹۷۸، کابات^۳ و همکاران ۱۹۸۸ و ۱۹۹۲، ورک من و اسکگز^۴ ۱۹۸۹). نمونه‌ای از آن در شکل (۳-۳) نشان داده شده است که در آن مقادیر پیش‌بینی و اندازه‌گیری شده اعماق سطح ایستابی برای مزرعه زهکشی شده‌ای در کارولینای شمالی مورد مقایسه قرار گرفته است. خلاصه نتایج حاصل از چندین مدل در جدول (۳-۲) برای یک سری ارقام سه ساله با سه فاصله زهکشی ارائه گردیده است. همخوانی بین مقادیر پیش‌بینی و مشاهده شده اعماق سطح ایستابی از طریق میانگین انحراف مطلق به صورت کمی در آمده است.

$$\bar{d} = \frac{\sum_{i=1}^n |Y_{oi} - Y_{pi}|}{n}$$

که در آن Y_{oi} و Y_{pi} به ترتیب مقادیر مشاهده و پیش‌بینی گردیده اعماق سطح ایستابی در انتهای روز i و n تعداد روزهای مشاهده است.

-
- 1- Wesseling and van den Broek
 - 2- Hack-ten Broeke and Kabat
 - 3- Kabat
 - 4- Workman and Skagges



شکل (۳-۳) مقایسه ارقام اندازه‌گیری و پیش‌بینی شده اعماق سطح ایستابی برای محلی با زهکش‌های موازی با فاصله ۷/۵ متر از یکدیگر در اورورا کارولینای شمالی (اسکگز ۱۹۸۲) [پیش‌بینی با استفاده از مدل SWATRE به وسیله ورک من و اسکگز، ۱۹۸۹ و پیش‌بینی با استفاده از مدل DRAINMOD به وسیله اسکگز ۱۹۸۲ به انجام رسیده است]

جدول (۲-۳) مقایسه میانگین انحراف مطلق ($\bar{d}$ برحسب سانتیمتر) حاصل شده از ارقام مشاهده‌ای پنج مدل مختلف.

PREFIO (ورک من و اسکگز، ۱۹۹۱)	WAFLOWM	RZWFO (جانسون ^۱ و همکاران، ۱۹۹۵)	DRAINMOD (اسکگز، ۱۹۷۸)	SWATRE (ورک من و اسکگز، ۱۹۸۹)	سال فاصله
$\bar{d}$					متر
۱۱/۹	۸/۹	۹/۰	۹/۰	۹/۴	۷/۵
۱۷/۶	۱۳/۰	۱۷/۲۰	۱۶/۱	۱۱/۴	۱۵/۰ ۱۹۷۴
۱۴/۱	۱۱/۰	۱۲/۰۳	۱۴/۴	۱۳/۷	۳۰/۰
۱۳/۳	۱۰/۴	۸/۵۳	۸/۲	۸/۸	۷/۵
۱۹/۲	۱۳/۷	۱۵/۵۱	۱۳/۲	۱۱/۳	۱۵/۰ ۱۹۷۵
۱۴/۹	۱۴/۶	۱۴/۸۵	۱۲/۱	۱۵/۰	۳۰/۰
۱۴/۶	۱۴/۸	۱۰/۷۷	۱۲/۱	۱۶/۹	۷/۵
۱۶/۰	۱۶/۹	۱۵/۲۲	۱۳/۲	۱۶/۸	۱۵/۰ ۱۹۷۶
۱۲/۰	۱۳/۲	۱۱/۳۱	۱۰/۹	۱۵/۰	۳۰/۰

ب- سایر مدل‌های مبتنی بر معادله یک بعدی ریچاردز

تعداد دیگری مدل‌های شبیه‌سازی بر پایه حل معادله ریچاردز برای جریان قائم ارائه شده است. اسکگز (۱۹۷۴) این راهکارها را بکار گرفت تا اثرات زهکشی سطحی را بر روی واکنش سطح ایستابی در اثر بارندگی در اراضی زهکشی شده تحلیل نماید. کارونن (۱۹۸۸) با کاربرد روش‌های «عناصر محدود» سعی در حل معادله ریچاردز و معادله حاکم بر انتقال حرارت در خاک نمود. مدل کارونن علاوه بر شبیه‌سازی اثرات طراحی زهکشی و مدیریت بر اعماق سطح ایستابی و میزان آب خاک، قادر به پیش‌بینی روزانه توزیع حرارت خاک، شرایط یخبندان خاک، تجمع برف و ذوب آن می‌باشد. این مدل همچنین مقادیر رشد پتانسیل، واقعی و عملکرد محصول را از طریق روشی که به وسیله مدل CROPR (فدس و همکاران ۱۹۷۸) بیان شده است، پیش‌بینی می‌کند. اعتبار مدل با مقایسه آن با سایر مدل‌ها و با ارقامی که به

1- Johnson et al.

وسیله کارونن (۱۹۸۸) در فنلاند گردآوری شده بود تأیید شده است. نامبرده مقایسه‌ای از پیش‌بینی مدل خود با راه‌حل معادله دو بعدی ریچاردز را برای شرایط کشور فنلاند به انجام رسانیده است. نتایج مربوط به یکسال مرطوب در شکل (۳-۴) نشان داده شده است. کارونن چنین نتیجه‌گیری نمود که مدل وی بر پایه حل معادله یک یا دو بعدی ریچاردز تقریباً نتایج مشابهی را عاید می‌نماید مشروط بر آنکه سطح ایستابی در نزدیکی سطح خاک قرار نداشته باشد. بیشترین اختلاف، زمانی حاصل می‌شود که سطح ایستابی در طول فصل رشد برای یک دوره طولانی در نزدیکی سطح خاک قرار گرفته باشد. این محدودیت را می‌توان از طریق کاربرد الگوریتم‌های مختلف زهکشی هرگاه سطح ایستابی کم‌عمق باشد، کاهش داد (فیس و اسکگز، ۱۹۹۱).

راه‌کار حل یک بعدی معادله ریچاردز همچنین به وسیله برونس ویک^۱ (۱۹۸۸) مدل گردید تا اثرات انبساط و انقباض خاک که به درز و ترک برداشتن و نشست خاک منجر می‌گردد را پیش‌بینی کند. مدل برونس ویک جریان ترجیحی^۲ را از درون درز و ترک‌ها به دو صورت مساحت شکاف‌ها در سطح خاک و حداکثر نفوذپذیری بین درز و ترک‌ها را محاسبه می‌نماید. ورک من و اسکگز (۱۹۹۰، ۱۹۹۱) روش مشابهی را برای جریان ماکروسکوپی که مشتمل بر نفوذپذیری جانبی از میان خلل و فرج درشت (ماکروپورها) در توده خاک بود بکار گرفتند. برونس ویک^۳ و همکاران (۱۹۹۳، ۱۹۹۵) با کاربرد مدل SWATRE به عنوان پایه‌ای برای بسط مدل شبیه‌سازی SMAS برای خاک‌های اسیدی سولفات بکار گرفتند. این مدل برای منطقه بارام بای کشور اندونزی به منظور بررسی اثرات زهکشی و مدیریت آب بر کیفیت آب خاک در خاک‌های اسیدی سولفات بکار گرفته شد. راه‌حل‌های عددی نیز برای معادله ریچاردز جهت جریان قائم بر پایه مدل LEACHM (واگنر و هاتسون^۴ ۱۹۸۷) به منظور پیش‌بینی حرکت و وضعیت املاح خاک بکار رفته است. مدل

1- Brounswijk

2- Preferential Flow

3- Bronswijk et al.

4- Wagenet and Hutson

LEACHM همچنین توسط بیگر^۱ و همکاران (۱۹۹۰) برای پیش‌بینی وضعیت شوری نیمرخ خاک در اراضی زهکشی شده بکار رفته است. کلمنت^۲ و همکاران (۱۹۹۳) حل عددی معادلات حاکم بر پدیده‌های انتشار، جذب، پخشیدگی و تجزیه آفت‌کش‌ها را با مدل SWATRE ترکیب کردند و مدل PESTFADE را ارائه نمودند. این مدل حرکت آب خاک و دیگر اجزاء نظیر رواناب سطحی و جریان حرارت را شبیه‌سازی می‌کند و می‌توان آن را برای اراضی زهکشی شده نیز بکار برد.

جانسون^۳ و همکاران (۱۹۹۵) با کاربرد فناوری شبیه‌سازی بقاء جرمی، آن را برای حل معادله ریچاردز به منظور استفاده در مدل کیفیت آب در منطقه ریشه^۴ (RZWQM) برای شرایط سطح ایستابی کم عمق بکار گرفتند. ویرایش جدید این مدل توانایی کاربرد بار فشار را به عنوان متغیر وابسته (معادله [۱]) دارا است که به نام RZWFLQ شناخته می‌شود. نامبردگان همچنین مدل دومی را که بسیار دقیق‌تر است (مدل WAFLOWM) و در آن بار هیدرولیکی به جای بار فشار به عنوان متغیر وابسته بکار برده می‌شود نیز ابداع نمودند. سری ارقام مربوط به منطقه ارورا، کارولینای شمالی برای ارزیابی هر دو مدل بکار رفته است. نتایج، نمایانگر همخوانی مطلوبی بین اعداد مزرعه‌ای در مقایسه با سایر مدل‌ها می‌باشد (جدول ۳-۲).

مزیت راهحل کاربرد معادله یک بعدی ریچاردز در آن است که این راهکار بر پایه راهحل نظری منطقی حرکت عمودی آب در ناحیه غیر اشباع خاک پی‌ریزی شده است. از آنجائیکه در اکثر موارد حرکت آب در حالت غیر اشباع، تمایل به حرکت در جهت عمودی در اراضی زهکشی شده دارند، بنابراین انتظار می‌رود که این راهحل شرایط واقعی را از پیش‌بینی حرکت آب در بخش فوقانی سطح ایستابی عاید نماید. مزیت دیگر آن است که این راهحل را می‌توان برای شرایطی که سطح ایستابی در نیمرخ خاک وجود ندارد نیز بکار برد. از جمله معایب آن لزوم در اختیار داشتن ویژگی‌های خاک در حالت غیر اشباع است بدانگونه که در بالا برای مدل دو بعدی نیز بیان گردید.

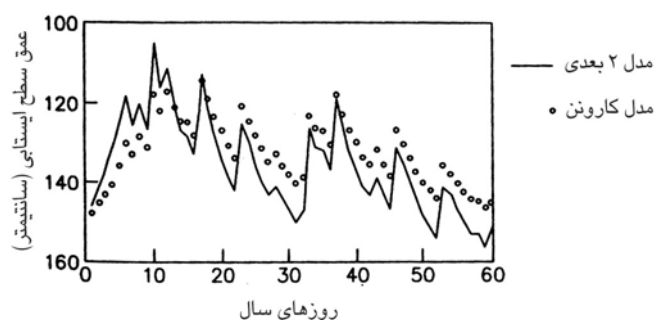
1- Bigger et al.

2- Clemente

3- Johnson et al.

4- Root Zone Water Quality Model

هر چند برای تعیین ویژگی‌های هیدرولیکی خاک روش‌های مستقیم و با مبنای مطلوبی در دسترس می‌باشد (به نوشتار آموزگار و ویلسون^۱ ۱۹۹۹ فصل سی و هفت کتاب اصلی مراجعه شود)، لیکن موارد استفاده از آنها در مزرعه دارای محدودیت‌هایی است. روش‌های برآورد ورودی‌های مرتبط با ویژگی‌های خاک با کاربرد تکنیک‌های اندازه‌گیری معکوس، و پیش‌بینی بر مبنای ارقام قابل دسترس‌تر ویژگی‌های خاک در منابع ارائه شده است (به عنوان مثال به نوشته‌های کابات و هک تن بروک^۲ ۱۹۸۹، اهوچا^۳ و همکاران ۱۹۹۹، فصل ۳۸ کتاب اصلی مراجعه شود). به هر حال، تعیین ورودی‌های مطلوب ویژگی‌های هیدرولیکی خاک هنوز به عنوان یک عامل محدودکننده برای بسیاری از کاربران وجود دارد. از آنجا که اجرای مدل شامل راه‌حل‌های عددی حل معادله یک بعدی ریچاردز می‌باشد، ممکن است که مسایل مرتبط با همگرایی و پایداری در برخی مواقع اتفاق بیفتد. بدین دلیل آموزش متمرکز کاربران برای استفاده از این مدل‌ها مورد نیاز می‌باشد.



شکل (۳-۴) مقایسه اعماق سطح ایستابی بین دو زهکش که به وسیله معادله دو بعدی ریچاردز برآورد گردیده و به وسیله مدل کارونن برای دو ماه طی فصل رشد در یک سال مرطوب در کشور فنلاند به انجام رسیده است (به نقل از کارونن، ۱۹۸۸).

- 1- Amoozegar and Wilson
- 2- Kabat and Hack-ten Broeke
- 3- Ahuja

۴- مدل‌های بیلان آب

اولین مدل‌های شبیه‌سازی رایانه‌ای بر مبنای بیلان آب در نیمرخ خاک ابداع شده بودند (وان شیلف گارد^۱، ۱۹۶۵، یانگ و لیگون^۲ ۱۹۷۲، اسکگز ۱۹۷۶، چیانگ^۳ و همکاران ۱۹۷۸). مدل‌هایی که در مباحث قبل تشریح شدند نیز بر مبنای بیلان آب و یا اصل بقاء جرم که مبنای معادله ریچاردز می‌باشند، پایه‌ریزی شده‌اند. لیکن این بیلان در مورد هر نقطه‌ای در حوزه جریان بکار می‌رود که نیازمند راه‌حل‌های لازم برای جریان در ناحیه غیر اشباع باشد. راه‌حل بیلان آبی ماکروسکوپی که در این قسمت مورد بحث قرار می‌گیرد، توزیع آب خاک را در ناحیه غیر اشباع تقریب می‌نماید، در حالی که کاربرد روش‌های تحلیلی و عددی کمی نمودن جریان در ناحیه اشباع، سایر فرآیندها همانند ET، رواناب سطحی و غیره... را به انجام می‌رساند. این روش برای ساده‌سازی محاسبات و ورودی‌های مورد نیاز مدل بکار می‌رود. مدل‌هایی که از طریق بیلان آب نتیجه می‌شوند، اکثراً مدل‌های توابع قطعی^۴ از دیدگاه طبقه‌بندی ادیس‌کوت و واگنت^۵ (۱۹۸۵) می‌باشند. اکثر این مدل‌ها را می‌توان به روش دیگری به صورت تقریباً تحلیلی طبقه‌بندی کرد زیرا که در آنها هم مدل‌های تحلیلی و هم مدل‌های تقریبی به منظور تشریح وضعیت هیدرولوژی و فرآیندهای واکنش گیاه بکار می‌رود. به هر حال، این قبیل مدل‌ها را نمی‌توان دقیقاً در طبقه‌بندی ارائه شده به وسیله ادیس‌کوت و واگنت (۱۹۸۵) طبقه‌بندی نمود. بعضی از فرآیندهای بیان شده به وسیله مدل‌ها را ممکن است مکانیکی^۶ قلمداد نمود. سایر مدل‌ها را می‌توان بیانگر توابعی که از طریق روش‌های تقریبی و یا تجربی حاصل گردیده‌اند، دانست.

1- van Schilfgaarrde

2- Young and Ligon

3- Chiang et al.

4- Deterministic

5- Addiscott and Wagenet

6- Mechanistic

الف - DRAINMOD

یکی از متداولترین مدل‌های کاربردی بیلان آب مدل DRAINMOD (اسکگز ۱۹۷۶، ۱۹۷۸) می‌باشد که در آن الگوریتم تابعی برای تقریب اجزای هیدرولوژیک خاک‌هائی با سطح ایستابی کم عمق مورد استفاده قرار می‌گیرد. DRAINMOD برای طراحی و ارزیابی عملکرد زهکشی چند مؤلفه‌ای و سیستم مدیریت آب مرتبط با آن توسعه یافته بود. داده‌های ورودی مدل مشتمل بر ویژگی‌های خاک، پارامترهای گیاهی، فاکتورهای سیستم زهکشی، ارقام هواشناسی و آبیاری است. مدل توانائی انجام محاسبات بیلان آبی به صورت روزانه یا ساعتی، نفوذپذیری، ET، زهکشی، رواناب سطحی، آبیاری زیرزمینی، نفوذ عمقی، عمق سطح ایستابی و وضعیت آب خاک در هر گام زمانی را دارا است. قابلیت تردد یا قابلیت کارکرد خاک مزرعه نیز قابل برآورد یا تخمین می‌باشد و بر این مبنا می‌توان زمان کاشت، زمان کشت تأخیری مرتبط با شرایط مرطوبی خاک را نیز برآورد نمود. وضعیت سطح ایستابی و فاکتورهای از قبیل کمبود ET به عنوان موارد تعیین کمی تنش بر روی گیاه در اثر زیادی یا کمبود شرایط آب خاک نیز از این طریق قابل پیش‌بینی است. روش‌های شاخص تنش روزانه (هیلر^۱، ۱۹۶۹) در ارتباط با پیش‌بینی محصول نسبی بکار گرفته می‌شود که می‌تواند متأثر از آب اضافی خاک و کمبود آب یا شرایط خشکی و تأخیر زمان کشت باشد.

مدل DRAINMOD در ابتدا برای شبیه‌سازی ارزیابی عملکرد سیستم‌های زهکشی و مدیریت آب مرتبط با آن در سطح مزرعه ارائه یافته بود. در سال‌های اخیر، این مدل به مواردی در حد حوضه آبریز بسط داده شد بطوریکه موارد روندیابی رواناب سطحی از مزرعه، پیش‌بینی جریان در کانال‌های زهکشی و جریان‌های دریافتی نیز در آن ملحوظ گردیده است (کنی‌ها و اسکگز^۲، ۱۹۹۲، کنی‌ها^۳

1- Hiler

2- Konyha and Skaggs

3- Konyha et al.

و همکاران، ۱۹۹۲). مک کارتی^۱ و همکاران (۱۹۹۲) و آماتیا^۲ و همکاران (۱۹۹۷) مدل را به گونه‌ای تعدیل نمودند که بیانگر وضعیت هیدرولوژی و زهکشی اراضی جنگلی در مقیاس‌های مزرعه و حوضه آبریز نیز باشد. ویرایش‌های دیگری نیز از مدل توسعه داده شد تا از طریق آن بتوان اثرات زهکشی را بر روی هدررفت ازت یا N (DRINMOD-N، بریو^۳ و همکاران، ۱۹۹۴، اسکگز و همکاران، ۱۹۹۵) و شوری خاک (DRAINMOD-S، کاندیل^۴، ۱۹۹۲، کاندیل^۵ و همکاران، ۱۹۹۲، ۱۹۹۵) نیز بررسی نمود.

سیستم مدیریت آب که مدل DRAINMOD برای آن ابداع گردید، به صورت اجمالی در شکل (۳-۵) نشان داده شده است. شرح تفصیلی و منطق مدل و مثال‌هایی از کاربرد آن قبلاً به وسیله مؤلف (اسکگز ۱۹۷۸ و ۱۹۹۱) ارائه شده است. این مدل مبتنی بر محاسبه بیلان آب برای مقطعی از خاک با مساحت واحد که از بالای لایه غیر قابل نفوذ تا سطح خاک امتداد دارد و در وسط دو زهکش موازی قرار گرفته می‌باشد. بیلان آب برای هر گام زمانی Δt را می‌توان به صورت معادله زیر بیان داشت.

$$\Delta V_a = D + ET + DS - F \quad [4]$$

که در آن، ΔV_a مبین تغییرات آب آزاد در خلل و فرج یا حجم هوا (سانتیمتر)، D مقدار زهکشی از مقطع (و یا در آبیاری زیرزمینی به درون مقطع) (سانتیمتر)، ET تبخیر و تعرق (سانتیمتر)، DS نشت عمقی (سانتیمتر) و F نفوذپذیری (سانتیمتر) که به مقطع مورد نظر وارد می‌شود.

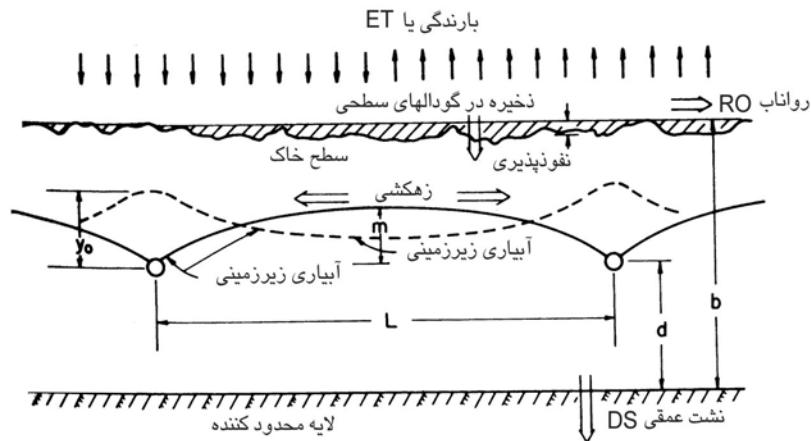
1- Mc Carthy et al.

2- Amatya et al.

3- Breve et al.

4- Kandil

5- Kandil et al.



شکل (۳-۵) تصویر اجمالی زهکشی و موارد آب خاک و فرآیندهای مدیریت آب مرتبط با آن که در مدل DRAINMOD مورد نظر بوده‌اند.

هر کدام از اجزای بیلان آب برحسب عمق سطح ایستابی و میزان آب خاک در نقطه‌ای در وسط دو زهکش موازی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. بیلان آب را می‌توان برای مقطعی از یک زهکش به زهکش دیگر با بیان شدت زهکشی و تراوشات عمقی برحسب میانگین عمق سطح ایستابی به جای عمق در بخش میانی مورد ارزیابی قرار داد (مک کارتی و همکاران، ۱۹۹۲)؛ گرچه که در ویرایش استاندارد مدل، این امر از طریق بیلان آب در نقطه وسط بین زهکش‌ها به انجام می‌رسد.

نوعی بیلان آب نیز در سطح خاک و برای هر گام افزایش زمانی Δt قابل محاسبه است که آن را می‌توان به شرح زیر نوشت.

$$P = F + \Delta S + RO \quad [5]$$

که در آن، P نزولات آسمانی (سانتیمتر)، F نفوذپذیری (سانتیمتر)، ΔS تغییرات در حجم آب ذخیره شده در سطح (سانتیمتر) و RO رواناب (سانتیمتر) می‌باشند. گام زمانی پایه‌ای که در هر دو معادله بکار رفته یک ساعت است. به هر حال، هرگاه بارندگی صورت نگیرد و مقادیر زهکشی و ET کوچک باشند بطوریکه وضعیت سطح ایستابی با زمان نوسان مختصری داشته باشد، مقدار Δt در معادله [۴] برابر با یک

روز بکار می‌رود. به عکس، کاربرد گام زمانی معادل ۰/۰۵ ساعت برای محاسبه F هرگاه مقادیر بارندگی افزون بر ظرفیت نفوذپذیری باشد، ضروری است. مدل DRAINMOD بطور معمول برای شبیه‌سازی عملکرد سیستم زهکشی و مدیریت سطح ایستابی طی یک دوره طولانی اطلاعات هواشناسی بکار می‌رود (به عنوان مثال ۲۰-۵۰ سال). بدین ترتیب، اثر تغییرات سالیانه و فصلی آب و هوایی را می‌توان در تحلیل گنجانده. با اجرای شبیه‌سازی برای گزینه‌های مختلف طراحی یا راهبردهای مدیریتی (به عنوان مثال برای دامنه‌ای از فواصل و یا اعماق نصب زهکش‌ها)، طراحی سیستم را می‌توان بهینه نمود. روش کاربردی برای تشریح فرآیندهای هیدرولوژیکی در مدل DRAINMOD در زیر به اختصار بیان می‌گردد:

۱- داده‌های هواشناسی

ورودی‌های DRAINMOD مشتمل بر ارقام بارندگی‌های یک ساعته، درجه حرارت حداکثر و حداقل روزانه هوا و در بعضی حالات مقادیر تبخیر-تعرق پتانسیل یا PET می‌باشند. آمار بارندگی‌های یک ساعته با توزیع قابل ملاحظه‌ای از ایستگاه‌های استاندارد هواشناسی قابل دسترسی است. هرگاه چنین ارقامی در دسترس نباشند، آنها را می‌توان از مقادیر متناظر روزانه و تجزیه و تفکیک آنها به صورت تقریبی برآورد نمود (رابینز^۱ ۱۹۸۸).

۲- نفوذپذیری

معادله‌ای تقریبی از نوعی که به وسیله گرین و آمپت^۲ (۱۹۱۱) ارائه شده، برای پیش‌بینی نفوذپذیری بکار گرفته می‌شود.

$$f = K_s + K_s M_d S_f / F \quad [6]$$

که در آن، f سرعت نفوذ (سانتیمتر در ساعت)، F نفوذ جمعی (سانتیمتر)، K_s هدایت هیدرولیکی قائم ناحیه انتقال (سانتیمتر در ساعت) و M_d اختلاف بین مقادیر

1- Robbins

2- Green and Ampt

اولیه و نهائی میزان رطوبت حجمی و S_f مکش مؤثر در جبهه رطوبتی (سانتیمتر) می‌باشد.

علاوه بر نیمرخ‌های یکنواختی که معادله فوق مقدماً برای آن اشتقاق یافته است، معادله گرین و آمپ را می‌توان برای نیمرخ‌هایی که با افزایش عمق متراکم‌تر می‌گردند (چایلدز و بای‌بوردی،^۱ ۱۹۶۹)، برای خاک‌هایی که سطوح آنها نفوذناپذیر می‌باشد (هیلل و گاردنر،^۲ ۱۹۶۹) و برای شرایطی که میزان رطوبت اولیه آنها غیر یکنواخت است (بوور،^۳ ۱۹۶۹) نیز بکار برد. امکان دارد که مقاومت در مقابل حرکت هوا در خاک در حالاتی که سطح ایستابی کم عمق است، معنی‌دار باشد زیرا امکان محبوس شدن حباب‌های هوا بین سطح ایستابی و پیشروی جبهه رطوبتی در خاک وجود دارد (مک ورتز،^۴ ۱۹۷۶). به هر حال، مورل-سی‌توکس و خان‌جی^۵ (۱۹۷۴) نشان دادند که معادله گرین و آمپت شکل اولیه خود را حتی در شرایطی که اثرات حرکت هوا نیز ملحوظ شود، حفظ می‌نماید؛ بنابراین پارامترهای معادله را به راحتی می‌توان تعدیل نمود.

معادله [۶] را برای یک خاک مشخص با شرایط اولیه معلوم می‌توان به صورت زیر نوشت:

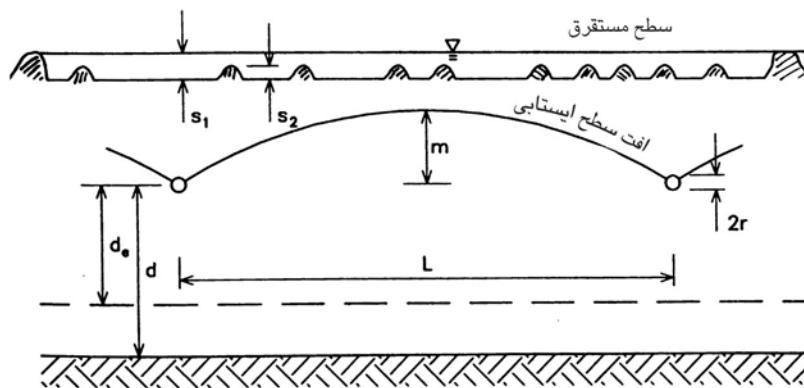
$$f = A/F + B \quad [۷]$$

که در آن A (سانتیمتر مربع در ساعت) و B (سانتیمتر در ساعت) پارامترهایی هستند که وابسته به خصوصیات خاک، فاکتورهای گیاهی از قبیل گسترش پوشش و عمق توسعه ریشه می‌باشند. این پارامترها به صورت جدولی از مقادیر A و B برای محدوده‌هایی از اعماق سطح ایستابی در مدل DRAINMOD وارد شده‌اند.

-
- 1- Childs and Bybordi
 - 2- Hillel and Gardner
 - 3- Bouwer
 - 4- McWhorter
 - 5- Morel-Seytoux and Khanji

۳- زهکشی سطحی

شدت زهکشی سطحی از طریق میانگین عمق ذخیره در فرورفتگی‌ها (چالاب) مشخص می‌گردد زیرا این فرورفتگی‌ها باید قبل از وقوع رواناب پر شوند. ظرفیت بازداشت سطحی را می‌توان به دو قسمت تقسیم کرد. یکی از آنها معرف ذخیره در گودال‌های کوچک ناشی از ضریب زبری سطحی و دیگری مرتبط با گودال‌های بزرگ سطحی است که می‌توان آنها را از طریق تسطیح اراضی اصلاح نمود (گیل و اسکگز^۱ ۱۹۷۸). ذخیره در گودال‌های بزرگ سطحی را می‌توان مجدداً به دو بخش تقسیم‌بندی نمود یکی میزان آبی که می‌تواند آزادانه بر روی سطح زمین حرکت نماید و خود را به زهکش برساند و دیگری یا بالعکس آن فرورفتگی‌های موضعی از زهکش و یا در شرایطی که جریان به وسیله نه‌رچه‌ها و بستر خاک متوقف می‌گردد (شکل ۳-۶).



شکل (۳-۶) شمای تصویری زهکشی زیرزمینی در شرایط فرونشست سطح ایستابی و حالت استغراق آب سطحی

۴- زهکشی زیرزمینی

معادلات تحلیلی برای محاسبه شدت زهکشی زیرزمینی بکار گرفته می‌شوند. روش مورد استفاده با وضعیت سطح ایستابی و شرایط مرزی ارتباط دارد. نیمرخ‌های سطح ایستابی در دو حالت استغراق سطحی و حالت عمومی فرونشست

در شکل (۳-۶) نشان داده شده است. در این مبحث ابتدا حالت فرونشست سطح ایستابی مورد بحث قرار می‌گیرد. روش‌های متعددی وجود دارد که می‌توان از آنها برای مشخص کردن شدت زهکشی طی فرآیند فرونشست بطوریکه در فصل دوم بیان شده (یانگز، ۱۹۹۹) استفاده نمود. مدل DRAINMOD معادله هوخهات در حالت ماندگار زهکشی همانگونه که به وسیله بوور و وان شیلف گارد^۱ (۱۹۶۳) بکار رفته است را مورد استفاده قرار می‌دهد. هر چند معادله هوخهات برای شرایط ماندگار بدست آمده، لیکن در مقایسه با روش‌های غیر ماندگار برای پیش‌بینی تغییرات عمق سطح ایستابی هر گاه به صورت متوالی و برای گام‌های زمانی کوتاه و یا برای مقادیر کم تغییرات در وضعیت سطح ایستابی بکار رود (اسکگز ۱۹۹۱) نتایج مطلوبی را عاید می‌نماید. معادله هوخهات به صورت تفصیلی در فصل اول (وان در پلوگ و همکاران، ۱۹۹۸) مورد بحث قرار گرفته است. این معادله را می‌توان برحسب علائم ارائه شده در شکل (۳-۶) به صورت زیر ارائه نمود:

$$q = \frac{8Kd_e m + 4Km^2}{L^2} \quad [۸]$$

که در آن، q شدت جریان (سانتیمتر در ساعت)، d_e عمق معادل لایه غیر قابل نفوذ زیر سطح استقرار زهکش (سانتیمتر)، m ارتفاع سطح ایستابی وسط دو زهکش از سطح استقرار زهکش‌ها (سانتیمتر)، K هدایت هیدرولیکی مؤثر جانبی (سانتیمتر در ساعت) و L فاصله بین دو زهکش (سانتیمتر) می‌باشد. روش‌های تعیین d_e برحسب d ، L و شعاع زهکش در فصل اول (وان در پلوگ و همکاران، ۱۹۹۹) تشریح شده است. عمق معادل در مدل DRAINMOD از معادلات تقریبی که به وسیله مودی^۲ (۱۹۶۷) از تجربیات اولیه هوخهات حاصل گردیده تعیین می‌گردد (به نوشته وان شیلف گارد، ۱۹۷۴ مراجعه شود). در سال‌های اخیر، وان در مولن و وسلینگ^۳ (۱۹۹۱) تحلیل مجددی از مسئله را به انجام رسانیده و راه‌حل‌های دقیقی را برای

1- Bouwer and van Schilfgaarde

2- Moody

3- van der Molen and Wesseling

محاسبه d_e که می‌تواند به سادگی در این مدل و مدل‌های مشابه بکار رود ارائه نمودند.

$$d_e = \frac{\pi L}{8(\ln L / \pi r_0 + F(x))} \quad [9]$$

که در آن

$$x = 2\pi d / L \quad [10]$$

و

$$F(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \ln \coth(nx) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4e^{-2nx}}{n(1-e^{-2nx})}, \quad (n=1,3,5,\dots) \quad [11]$$

برای $x < 0.5$ ، $F(x)$ را می‌توان حدوداً به صورت زیر تقریب نمود.

$$F(x) = \frac{\pi^2}{4x} + \ln x / 2\pi \quad [12]$$

روش‌های بیان شده فوق برای اصلاح افت بار همگرایی جریان شعاعی آب به یک زهکش «ایده‌آل» (کاملاً باز) با شعاع r می‌باشند. برای لوله‌های زهکشی واقعی، افت بار هیدرولیکی دیگری نیز بر اثر همگرایی جریان آب به سمت روزنه‌های کوچک در زهکش به وجود می‌آید. این موضوع در فصل هشتم کتاب اصلی (دیریکس،^۱ ۱۹۹۹) تشریح شده است. اثرات همگرایی به سمت روزنه‌های زهکشی را می‌توان به عنوان تابعی از شعاع مؤثر لوله زهکشی r_e که قادر است مقاومت مشابهی را برای جریان ورودی همانند یک لوله واقعی با شعاع r را ایجاد نماید، در نظر گرفت (به نوشته دیریکس، فصل هشتم کتاب اصلی مراجعه شود).

اکثر خاک‌ها غیر همگن و مطابق هستند. معادله [۸] را می‌توان برای خاک‌های مطابق با روش ارائه شده به وسیله وان بیرز^۲ (۱۹۷۹) اصلاح نمود. از آنجائیکه حرکت آب زیرزمینی به سمت زهکش‌ها در درجه نخست به صورت افقی است، مدل

1- Dierickx

2- van Beers

DRAINMOD نیازمند داده‌های هدایت هیدرولیکی افقی اشباع یعنی K و ضخامت هر لایه بالای طبقه محدودکننده می‌باشد. هدایت‌های هیدرولیکی معادل افقی بخش‌های فوقانی و زیرین محل استقرار زهکش‌ها در معادله [۸] بدین منظور بکار می‌روند تا شدت جریان زهکشی را مشخص نمایند. از آنجائیکه ضخامت لایه اشباع در بخش فوقانی زهکش مرتبط با وضعیت سطح ایستابی است، باید هدایت هیدرولیکی معادل افقی را قبل از محاسبه شدت جریان محاسبه و در این رابطه به عمق سطح ایستابی در شرایط جدید توجه نمود.

در روش‌هایی که در بالا برای برآورد شدت جریان زهکشی بیان گردید، فرض شده است که سطح ایستابی بیضی شکل بوده و بطور کامل زیر سطح خاک واقع شده است. به هر حال، در ایام با بارندگی‌های بسیار شدید یا آبیاری متراکم، ممکن است که سطح ایستابی تا حد مستغرق شدن سطح خاک خیزش نماید و این حالت ممکن است برای مدت نسبتاً طولانی در سطح خاک باقی بماند. راه‌حل‌های زهکشی اراضی با سطح مستغرق که به وسیله نهرچه‌های باز زهکشی می‌شوند در فصل اول (وان در پلوگ و همکاران، ۱۹۹۹) بیان شده است. معادلاتی که در مدل DRAINMOD برای شرایط سطح مستغرق بکار می‌روند به وسیله کرکهام^۱ (۱۹۵۷) برای زهکش‌های زیرزمینی لوله‌ای (معادلات ۳-۳۲ تا ۳-۳۴ در نوشته کرکهام، ۱۹۵۷) ارائه شده است. جریان در چنین شرایطی با آنچه در حالت فرونشست سطح ایستابی که در آن خطوط جریان در نزدیکی زهکش‌ها متمرکز گردیده و در آن بیشترین مقادیر آب از سطح و در نزدیکی زهکش‌ها وارد می‌شود، کاملاً متفاوت است. به عنوان مثال کرکهام (۱۹۵۷) نشان داد که در یک حالت بیشتر از ۹۵٪ جریان آب زهکشی که از سطح وارد می‌شود در سطحی معادل $\pm \frac{1}{4}$ فاصله زهکش‌های می‌باشد.

روش کرکهام برای محاسبه شدت زهکشی تا زمانی که سطح خاک (مزرعه) مستغرق باشد و آب سطحی بتواند آزادانه در نزدیکی زهکش‌ها حرکت نماید، بکار گرفته می‌شود. این موضوع ممکن است به وسیله بستر و یا جویچه‌های آبیاری و یا

1- Kirkham

سایر موانعی که به صورت S_2 در شکل (۳-۶) تشریح شده است محدود گردد. هرگاه عمق آب استغراقی در سطح از مقدار S_2 کوچکتر گردد، آب دیگر قادر به حرکت آزادانه بر روی سطح خاک نخواهد بود و بدین ترتیب عمق آب استغراقی بر روی زهکش حالت کاهش شدیدی در مقایسه با نواحی حد وسط (دو زهکش) خواهد داشت و معادله [۸] برای برآورد شدت تخلیه زهکشی بکار می‌رود. فرض می‌شود که آبی که با عمق بیشتر از S_2 استغراق یافته به صورت رواناب سطحی خارج می‌گردد. هر دو واژه S_1 و S_2 از جمله ورودی‌های مدل می‌باشند.

در کاربرد معادلات هوخهات و یا کرکهام فرض می‌گردد که زهکشی محدود به میزان حرکت آب خاک از طریق افقی به سمت زهکش‌ها و نه وابسته به ظرفیت هیدرولیکی زهکش‌ها یا مجرای خروجی می‌باشد. معمولاً اندازه لوله‌های زهکشی و ظرفیت خروجی به طریقی انتخاب می‌گردند که برآوردکننده شدت جریان طراحی باشند که به نام ضریب زهکشی^۱ یا DC معروف است. DC یکی از ورودی‌های مورد نیاز مدل می‌باشد که آن را می‌توان از سرویس حفاظت منابع طبیعی (NRCS)، کتابچه مهندسی ملی (مؤلفین سرویس حفاظت خاک ۱۹۷۳، شکل شماره ۳۶-۴) و یا به طریق مستقیم از معادله مانینگ بدست آورد. هرگاه مقدار شدت جریان از ضریب زهکشی فزونی یابد، مقدار q با مقدار DC مساوی قرار داده می‌شود.

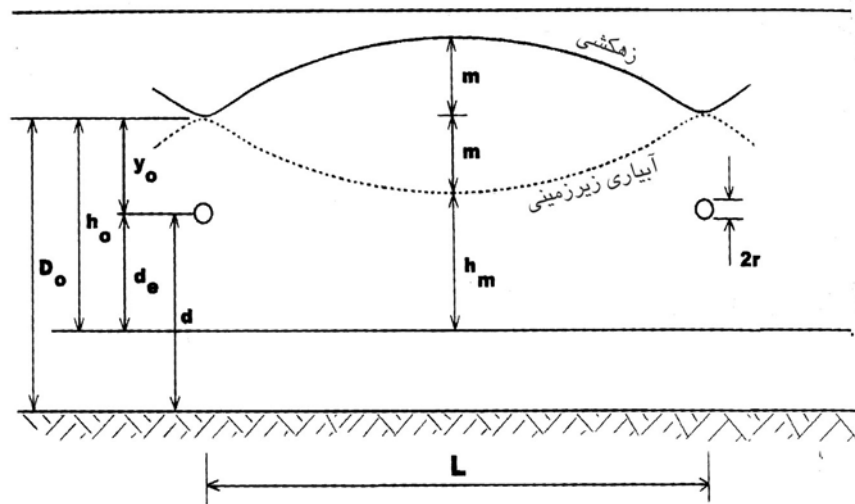
۵- آبیاری زیرزمینی و زهکشی کنترل شده

آبیاری زیرزمینی را می‌توان با مسدود نمودن خروجی زهکش و یا با نصب یک سرریز و یا سازه مشابه دیگر و پمپاژ آب به داخل آن به منظور نگهداری آب در رقوم معین در خروجی زهکش به انجام رسانید. در شرایط ماندگار، آبیاری زیرزمینی نیازهای ET را تأمین می‌نماید. در این حالت نیمرخ سطح ایستابی به شکل خطوط منقطع در شکل (۳-۷) است که در آن Y_0 نمایانگر بار فشار در زهکش‌ها می‌باشد. عمل زهکشی طی دوره آبیاری زیرزمینی منفی بوده زیرا آب به درون سیستم وارد و لیکن از نیمرخ خاک تخلیه نمی‌گردد. شدت آبیاری زیرزمینی در مدل

1- Drainage Coefficient

DRAINMOD از طریق کاربرد معادله زیر که مربوط به ارنست (۱۹۷۵) می باشد حاصل می گردد.

$$q = \frac{4K_e m \left(2h_0 + \frac{h_0}{D_0} m \right)}{L^2} \quad [۱۳]$$



شکل ۷-۳- تصویر سطح ایستابی طی دوره آبیاری زیرزمینی و زهکشی کنترل شده

که در آن، (علائم در شکل ۷-۳ تعریف شده اند) h_m ارتفاع سطح ایستابی در وسط دو زهکش از عمق معادل لایه محدودکننده، $h_0 = y_0 + d_e$ و $m = h_m - h_0$ و $D_0 = y_0 + d$ می باشند. توجه گردد که برای زهکش هائی که با جریان نیمه پر عمل می نمایند $y_0 = 0$ و $h_0 = d_e$ و $m = h_m - d_e$ مثبت بوده لیکن برای حالت آبیاری زیرزمینی هر دو مقدار $m = h_m - h_0$ و q منفی می باشند. بارندگی ممکن است باعث خیزش سطح ایستابی طی دوره آبیاری زیرزمینی (خطوط پیوسته در شکل ۷-۳) گردد که در نتیجه آن زهکشی در مزرعه حادث می شود. شدت زهکشی در شرایط فوق به وسیله معادله [۸] که در آن h_0 به جای d_e و $m = h_m - h_0$ جایگزین گردند، قابل محاسبه است.

برای زهکشی کنترل شده، می‌توان سرریز و یا وسیله دیگری را در ارتفاع مشخصی بر روی خروجی زهکش قرار داد. سطح آب زهکشی باید از ارتفاع سرریز تجاوز کند تا آنکه آب از حاشیه مزرعه به صورت زهکشی خارج شود. این موضوع در مدل DRAINMOD بطریقی اعمال گردیده که همانند حالت آبیاری زیرزمینی عمل می‌نماید به جز آنکه در این شرایط، آب به طریق پمپاژ به درون زهکش‌ها به منظور جبران هدررفت آب به صورت ET به انجام نمی‌رسد. بنابراین سطح آب در زهکش‌ها ثابت نبوده (همانند آنچه در آبیاری زیرزمینی اعمال می‌گردد) و با زمان تغییر می‌نماید. در چنین شرایطی ممکن است آب از مزرعه به سمت زهکش‌ها حرکت نموده (حالت زهکشی) و یا از زهکش‌ها به مزرعه تغذیه گردد (آبیاری زیرزمینی) که این امر مرتبط با رقوم نسبی سطح ایستابی و سطح آب در خروجی زهکش‌ها می‌باشد. این مدل بیلان آب جداگانه‌ای را مورد توجه قرار می‌دهد تا سطح آب یا فشار هیدرولیکی را در زهکش نشان دهد. شدت جریان زهکشی را می‌توان از طریق یکی از روش‌های ارائه شده به وسیله معادله [۸] (که در آن h_0 با d_e جایگزین گردیده) و یا معادله [۱۳] بسته به اینکه آیا ارتفاع سطح ایستابی مزرعه (h_m) زیادت‌ر و یا کمتر از ارتفاع سطح آب در زهکش (h_0) باشد را بدست آورد.

۶- تبخیر و تعرق

اجزای ET که در مدل بکار رفته، نسبت به محاسبه هدررفت آب از خاک و سطوح گیاه به وسیله تبخیر و تعرق از گیاهان اقدام می‌نماید. در اکثر حالات، ET بزرگترین منبع هدررفت آب از سیستم خاک-گیاه است و معمولاً بطور معنی‌داری بیشتر از مقدار زهکشی است و ضرورت دارد که به صورت کمی در مدل و ارزیابی سیستم‌های زهکشی بکار رود.

در مدل DRAINMOD تعیین ET یک فرآیند دو مرحله‌ای است. در مرحله نخست، PET معین می‌گردد (به صورت داده ورودی و یا محاسبه از طریق روش درون مدلی) و بر پایه گام زمانی یک ساعته توزیع می‌گردد. PET نمایانگر مقدار آبی است که می‌تواند از سیستم خاک-گیاه به وسیله فرآیند ET هرگاه میزان آب خاک محدود نباشد، خارج گردد. پس از محاسبه PET، این مطلب کنترل می‌گردد که آیا

ET با توجه به در دسترس بودن میزان آب خاک محدودیت دارد یا خیر. هرگاه محدودیتی وجود نداشته باشد ET مساوی با PET قرار داده می‌شود. در غیر این صورت ET برابر با کمترین مقداری که می‌تواند از سیستم خاک تأمین گردد قرار داده می‌شود که این موضوع در زیر بحث خواهد شد.

تبخیر و تعرق پتانسیل وابسته به عوامل آب و هوایی و مشتمل بر، تشعشع خالص، درجه حرارت، رطوبت نسبی و سرعت باد است (جنسن^۱ و همکاران، ۱۹۹۰). PET روزانه را می‌توان از طریق روشی که کاربر مدل انتخاب می‌نماید و یا ورودی مستقیم ارقام در مدل اعمال نمود. کاربرد اکثر روش‌های مطمئن (به عنوان مثال روش پنمن-مانتیس^۲) به دلیل کمبود ارقام مورد نیاز برای منطقه مورد نظر با محدودیت روبروست (به عنوان مثال تشعشع خالص، رطوبت نسبی، سرعت باد). هرگاه چنین ارقامی قابل دسترسی نباشد، PET را می‌توان به طریق درون مدلی و با استفاده از روش تورنت ویت^۳ (۱۹۴۸) که بر مبنای درجه حرارت استوار است و موارد استفاده از آن برآورد مطمئنی را نشان می‌دهد با اعمال فاکتورهای اصلاحی ماهیانه بکار برد (اماتیا^۴ و همکاران، ۱۹۹۵). گزینه دیگر در این مورد، وارد نمودن داده‌های مقادیر متوسط روزانه برای هر ماه است.

هرگاه PET تعیین گردید نوعی کنترل برای مقایسه اینکه آیا شرایط آب خاک محدودکننده می‌باشد، به انجام می‌رسد. مدل با استفاده از محاسبه جداگانه بیلان آب در محدوده توسعه ریشه مشخص می‌نماید که آب قابل دسترسی برای جبران ET مورد نیاز چگونه است. در چنین حالتی فرض می‌شود که ریشه‌ها در عمق مؤثر توسعه ریشه که نوعی ورودی مدل می‌باشد و وابسته به گیاه و زمان پس از کاشت دارد، متراکم شده باشند. در محاسبه بیلان آب محدوده ریشه هر دو مقدار بارندگی و نفوذپذیری و یا آبیاری و شدت جریان رو به بالا از سطح ایستابی، اعمال می‌گردد. شدت جریان رو به بالا از سطح ایستابی، از طریق رابطه بین حداکثر دائمی و رو به

1- Jensen et al.

2- Penman-Monteith

3- Thornthwaite

4- Amatya et al.

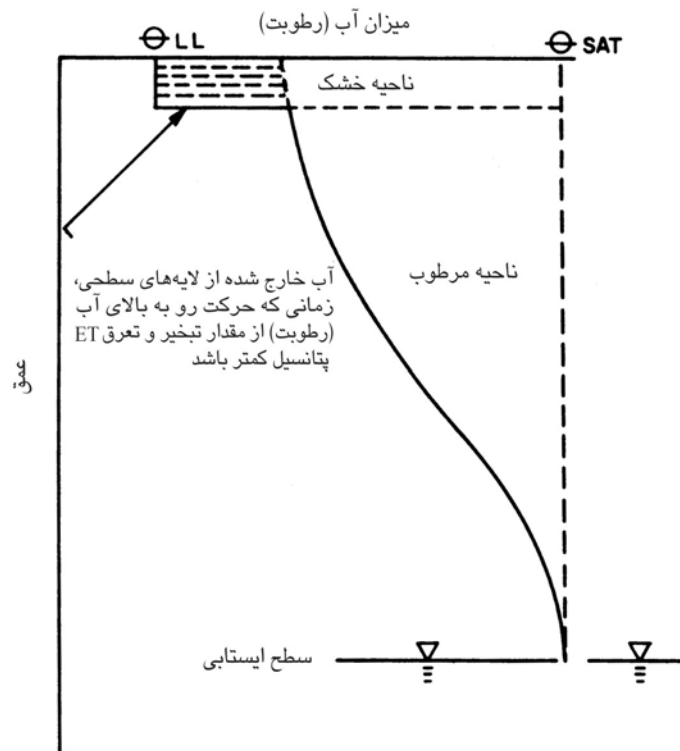
بالای شدت جریان و عمق سطح ایستابی به عنوان ورودی مدل مشخص می‌گردد. هرگاه شدت جریان رو به بالا و نفوذپذیری برای تأمین ET کافی نباشند، کمبود آن از رطوبت ذخیره شده آب در ناحیه توسعه ریشه تأمین می‌گردد. به منظور سهولت، فرض می‌شود که این مقدار آب از افق‌های خاک برداشت می‌گردد که تأمین آن به ترتیب از لایه‌های سطحی آغاز می‌شود. با برداشت آب، ناحیه خشک حاصل می‌گردد. هرگاه عمق ناحیه خشک برابر با عمق مؤثر توسعه ریشه شود، ET برابر با میزان حرکت آب رو به بالا قرار داده می‌شود. کاهش مقدار ذخیره شده آب خاک در ناحیه خشک برای جدا نمودن مابقی ناحیه غیر اشباع منظور می‌شود. فرض می‌گردد که اولین حجم به وسیله بارندگی یا آبیاری جبران می‌شود.

۷- توزیع آب خاک

برای مقاصد محاسباتی در مدل DRAINMOD فرض می‌شود که آب خاک در دو ناحیه توزیع می‌گردد: (۱) ناحیه مرطوبی که از سطح ایستابی تا محدوده توسعه ریشه و احتمالاً از سطح ایستابی تا سطح خاک ادامه دارد، (۲) یک ناحیه خشک که در شکل (۳-۸) نشان داده شده است. فرض می‌شود که توزیع آب در ناحیه مرطوب از نیمرخ مرحله زهکشی تا تعادل پیروی کند. به عبارت دیگر، توزیع بار فشار در بالای سطح ایستابی اصولاً هیدرواستاتیک فرض شده است. هرگاه حداکثر میزان حرکت رو به بالای آب که به عنوان تابعی از عمق سطح ایستابی مشخص می‌شود برای تأمین مقدار ET کفایت ننماید، برداشت آب از ناحیه ذخیره ریشه موجب فراهم آمدن ناحیه خشک بطوریکه در مبحث ET بیان گردیده می‌شود. چنین فرضیاتی بر پایه نتایج محاسبات عددی (اسکگز و تانگ، ۱۹۷۶) است که به وسیله اسکگز (۱۹۹۱) مورد بحث قرار گرفته است.

برای پیش‌بینی حرکت و توزیع املاح در ویرایش شوری و ازت (N) مدل، ضرورت دارد که مقدار شدت جریان عمودی در نیمرخ خاک به عنوان تابعی از عمق و زمان مشخص گردد. شدت جریان متوسط روزانه از طریق تقسیم‌بندی نیمرخ به مقاطعی از لایه‌ها محاسبه می‌گردد. به صورت تیپیک ضخامت هر لایه ۱۰ سانتیمتر منظور می‌شود که میزان آب در گره‌های بخش‌های فوقانی و زیرین هر لایه از طریق

توزیع آب خاک در ابتدا و انتهای هر روز بدست می‌آید و بدین ترتیب شدت جریان‌ها از طریق رابطه پیوستگی به انجام می‌رسد (اسکگز و همکاران، ۱۹۹۱). شکل صریح معادله پیوستگی، امکان محاسبه سریع شدت جریان را فراهم می‌نماید که همخوانی بسیار مطلوبی با نتایج حاصل از حل عددی معادله ریچاردز دارد (اسکگز و همکاران، ۱۹۹۱، کاندیل و همکاران، ۱۹۹۲، کارونن و اسکگز، ۱۹۹۳).



شکل (۸-۳) توزیع آب خاک فرض شده در مدل DRAINMOD زمانی که ناحیه خشکی در سطح ایجاد می‌گردد.

۸- عملکرد محصول

در اکثر حالات، هدف اصلی از طراحی سیستم‌های زهکشی و مدیریت آب مرتبط با آن، افزایش عملکردها و سودآوری است. مدل DRAINMOD مشتمل بر روش‌های تقریبی پیش‌بینی نسبی عملکرد محصول بر مبنای سال به سال می‌باشد. عملکرد نسبی (برحسب درصد) نسبت عملکرد واقعی به عملکرد پتانسیل می‌باشد، که عملکرد پتانسیل میانگین طولانی مدت عملکردی است که هرگاه کلیه تنش‌های مرتبط با آب خاک حذف گردند، می‌تواند حاصل شود. اثرات زمان تأخیری کاشت، شرایط بسیار مرطوب و بسیار خشک و شوری خاک به صورت ترکیبی بکار گرفته می‌شوند تا اثرات تجمعی آنها بر عملکرد محصول قابل پیش‌بینی و برآورد باشد. این مورد امکان انتخاب گزینه‌های مختلف مدیریت آب را فراهم می‌کند. پس از آنکه عملکرد محصول بدین ترتیب پیش‌بینی گردید، می‌توان با تجزیه و تحلیل، طرح بهینه اقتصادی را مشخص کرد.

مدل‌های جداگانه‌ای برای واکنش گیاه به شرایط بسیار مرطوب و یا کمبود آب خاک، همچنین تأخیر در کاشت نیز وجود دارد که در مدل اصلی ملحوظ شده‌اند (اسکگز و همکاران، ۱۹۸۲، ایوانز و اسکگز^۱، ۱۹۹۳، ایوانز و فوزی^۲، ۱۹۹۹ به فصل دوم کتاب اصلی مراجعه شود). اثرات شوری خاک در مدل DRAINMOD-S نیز منظور گردیده (کاندیل، ۱۹۹۲، کاندیل و همکاران، ۱۹۹۵). مدل عمومی واکنش گیاه را می‌توان به صورت زیر ارائه داد.

$$RY = Y / Y_0 = RY_w \times RY_d \times RY_p \times RY_s \quad [۱۴]$$

که در آن $RY_w = Y_w / Y_0$ ، $RY_d = Y_d / Y_0$ ، $RY_p = Y_p / Y_0$ ، $RY_s = Y_s / Y_0$ و در این تساوی‌ها RY محصول نسبی، Y عملکرد محصول در یک سال مشخص و Y_0 عملکرد پتانسیل که عبارت از میانگین عملکردی است که در صورت حذف تنش‌های مرتبط با رطوبت زیاد (تنش رطوبت)، خشکی (تنش خشکی)، تأخیر در کاشت و شوری خاک حاصل می‌گردد. هرگاه فقط تنش رطوبت موجود

1- Evans and Skaggs

2- Evans and Fausey

باشد Y_w میزان عملکردی است که حاصل می‌شود و Y_d میزان عملکرد محصولی است که تحت تأثیر تنش خشکی بدست می‌آید و Y_p میزان عملکرد محصولی است که تحت تأثیر زمان تأخیر کاشت حاصل می‌شود و بالاخره Y_s مقدار عملکرد محصول در شرایطی می‌باشد که کاهش عملکرد در اثر شوری زیاد خاک اتفاق می‌افتد. مدل‌های فرعی جداگانه‌ای برای محاسبه مقادیر نسبی عملکردهای RY_p ، RY_d ، RY_w و RY_s بکار می‌رود. مدل‌های فرعی محاسبه RY_w ، RY_d و RY_p مبتنی بر روش شاخص تنش روزانه^۱ (SDI) می‌باشند (هیلر، ۱۹۶۹) و به تفصیل در فصل دوم کتاب اصلی (ایوانز و فوزی، ۱۹۹۹) مورد بحث قرار گرفته است.

عملکردهای نسبی که به دلیل زیادی (RY_w) و کمبود (RY_d) آب خاک برآورد می‌گردند، بر مبنای این فرضیه قرار دارند که در مورد هر یک از مؤلفه‌ها رابطه‌ای خطی با SDI (فصل دوم کتاب اصلی معادله [۵]، به نوشته ایوانز و فوزی ۱۹۹۹ مراجعه شود) داشته باشند. SDI مجموعه تنش روزانه در طول دوره رشد است که دامنه و مدت تنش را با توجه به حساسیت گیاه در هر مرحله رشد به صورت کمی مدل DRAINMOD با کاربرد اعماق سطح ایستابی پیش‌بینی شده روزانه و مقادیر ET و عوامل حساسیت گیاه که به صورت ورودی داده می‌شود و استفاده از معادلاتی از قبیل آنچه در جدول (۷-۲) (به نوشته ایوانز و فوزی ۱۹۹۸ مراجعه شود) مقادیر SDI را مشخص و مقادیر RY_w و RY_d را محاسبه می‌نماید.

هرگاه زمان کشت بیش از حد به تأخیر افتد عملکردها ممکن است بطور معنی‌داری کاهش حاصل نماید (ایوانز و فوزی ۱۹۹۹، به فصل دوم کتاب اصلی مراجعه شود). مدل مشخص می‌نماید که آیا شرایط قابلیت تردّد در هر روز وجود دارد یا خیر و زمان کلی مناسب برای روزهای عملیات کاشت را نشان می‌دهد. هرگاه روزهای کاری موجود برای اتمام عملیات کافی باشد، زمان کشت مشخص گردیده و بر این مبنای زمان تأخیر کاشت پس از شرایط بهینه مشخص می‌شود و RY_p برحسب تأخیر در زمان کاشت پس از روز آستانه محاسبه می‌گردد (ایوانز و فوزی، ۱۹۹۹، به فصل دوم کتاب اصلی مراجعه شود).

واکنش عملکرد محصول نسبت به شوری خاک در فصل سوم کتاب اصلی (ماس و گراتان،^۱ ۱۹۹۹) مورد بحث قرار گرفته است. رابطه‌ای را برای تشریح یک گیاه مشخص می‌توان با ترسیم دو خط مستقیم بطوریکه در شکل (۱-۳) کتاب اصلی ارائه شده، برقرار نمود. یکی از خط‌ها نمایانگر دامنه تحمل در محصول نسبی ۱۰۰٪ تا حد شوری آستانه‌ای و دیگری خط مرتبط با غلظت نمک است که شیب آن معرف کاهش عملکرد به ازاء واحد افزایش در شوری خاک است (ماس و هوفمن^۲ ۱۹۷۷، ماس و گراتان ۱۹۹۹، به فصل سوم کتاب اصلی مراجعه شود). برای مقادیر شوری افزون بر آستانه تحمل هر گیاه مشخص، مقدار عملکرد نسبی را می‌توان بر پایه معادله [۱] فصل سوم کتاب اصلی پایه‌ریزی نمود. مقادیر آستانه و شیب‌های تعداد زیادی از گیاهان در جدول (۱-۳) ارائه شده است. کاندیل و همکاران (۱۹۹۵) با استفاده از معادله [۱] فصل سوم کتاب اصلی اثرات طراحی سیستم‌های زهکشی و مدیریت آبیاری بر روی شوری خاک و عملکرد محصول را در مدل DRAINMOD-S گنجانده‌اند.

۹- ارزیابی‌های مزرعه‌ای

مدل DRAINMOD برای گستره وسیعی از خاک‌ها، گیاهان و شرایط آب و هوایی مورد آزمون و ارزیابی مزرعه‌ای قرار گرفته است (اسکگز و همکاران، ۱۹۸۱، اسکگز، ۱۹۸۲، چانگ^۳ و همکاران، ۱۹۸۳، گیل^۴ و همکاران، ۱۹۸۵، راجرز، ۱۹۸۵، فوس^۵ و همکاران ۱۹۸۷، مک ماهون^۶ و همکاران، ۱۹۸۸، سوسانتو^۷ و همکاران، ۱۹۸۷، برودهد و اسکگز^۸، ۱۹۸۹، کوکس^۹ و همکاران، ۱۹۹۴، رایت^{۱۰} و همکاران،

1- Maas and Grattan

2- Maas and Hoffman

3- Chang et al.

4- Gayle et al.

5- Fouss et al.

6- McMahon et al.

7- Susanto et al.

8- Broadhead and Skaggs

9- Cox et al.

10- Wright et al.

۱۹۹۲). این مدل همچنین از طریق مقایسه با سایر مدل‌هایی که مبتنی بر معادله یک بعدی ریچاردز می‌باشند مورد ارزیابی قرار گرفته است (ورک من و اسکگز ۱۹۸۹، کارونن و اسکگز، ۱۹۹۳). نتایج حاصله عموماً نشان داده است که مدل DRAINMOD را می‌توان با پیش‌بینی قابل اعتمادی برای نوسانات سطح ایستابی و احجام زه‌آبها مورد استفاده قرار داد. به عنوان مثال شکل (۳-۲) و جدول (۳-۲) بیان‌کننده خلاصه‌ای از نتایج چند مدل برای یک سری ارقام مربوط به منطقه اورورا، کارولینای شمالی است.

نتایج ارائه شده در جدول (۳-۲) نشان می‌دهد که مدل DRAINMOD نتایج نسبتاً دقیق‌تری را در مقایسه با سایر مدل‌های مورد آزمون برای این سری ارقام نشان می‌دهد. این امر ممکن است بدان دلیل باشد که مدل DRAINMOD به خصوص برای شرایط سطوح ایستابی کم عمق و زهکشی مصنوعی خاک‌ها توسعه یافته است که در عین حال ظرفیت کاربرد در حالات زهکشی تحت شرایط استغراق آب سطحی، فرونشست سطح ایستابی همچنین حالت آبیاری زیرزمینی و زهکشی کنترل شده را نیز داراست. به هر حال، بطور کلی اختلاف کمتری بین ارقام پیش‌بینی هر کدام از دو مدل در مقایسه با اختلاف نتایج پیش‌بینی و مشاهده شده، ملاحظه می‌گردد. بنابراین ظاهراً خطاهای ناشی از عدم توانایی برای تشریح ویژگی‌های خاک، پارامترهای مکانی و متغیرهای مرتبط با عوامل آب و هوایی و فاکتورهایی از قبیل وابستگی عمق ریشه‌دوانی گیاه به شرایط آب خاک، بیشتر از خصوصیات ذاتی مدل می‌باشد. تغییرات رژیم آب خاک که در مزارع زهکشی شده به صورت عمق سطح ایستابی متجلی می‌گردد، به وسیله آرمسترانگ^۱ و همکاران (۱۹۹۵) تشریح شده است. نامبردگان دریافته‌اند که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در سطح ایستابی مزرعه‌ای با تکرارهای زیاد وجود دارد در صورتی که قطعات در وهله اول، به صورت یکنواخت جلوه می‌کنند. آنان چنین نتیجه‌گیری نمودند که این تغییرات موجب تحمیل محدودیت‌های جدی در توانایی مدل‌ها برای ایجاد دوباره رژیم آب خاک می‌شود. براساس مطالعات آرمسترانگ و همکاران (۱۹۹۵) چنین تغییراتی در سطوح ایستابی

1- Armstrong et al.

و جریان‌های زهکشی در خاک‌های رسی در مقایسه با خاک‌های لومی‌شنی منطقه اورورا، کارولینای شمالی در مورد سری ارقام مورد تحلیل به مراتب بیشتر بوده است.

ب- سایر مدل‌های بیلان آب

تعدادی مدل که اساساً برای پیش‌بینی اثرات عملیات مدیریتی بر روی هدررفت رسوبات، کودهای تغذیه‌ای و آفت‌کش‌ها برای شرایط بدون مشکل زهکشی توسعه یافته بودند، برای کاربرد در خاک‌های با زهکشی ضعیف مورد تعدیل قرار گرفتند. این مدل‌ها شامل CREAMS (هیت‌ول^۱ و همکاران، ۱۹۸۷)، GLEAMS-WT (ریز^۲ و همکاران ۱۹۹۳)، EPIC-WT (صباغ^۳ و همکاران، ۱۹۹۱)، RZWQM (سینگ و کانوار،^۴ ۱۹۹۵) و ADAPT (چانگ^۵ و همکاران، ۱۹۹۲، دس موند^۶ و همکاران، ۱۹۹۶) می‌باشند. در اکثر حالات، اصلاح مدل مشتمل بر کاربرد الگوریتمی شبیه آنچه در مدل DRAINMOD برای پیش‌بینی مقدار تخلیه زهکش زیرزمینی و یا واکنش سطح ایستابی نسبت به تخلیه آب به وسیله زهکش و یا ET، تغذیه از طریق نفوذپذیری و بارندگی می‌باشد. در حالات دیگر، به عنوان مثال در مدل FHANTM (کمپبل^۷ و همکاران، ۱۹۹۵) از الگوریتم‌هایی برای محاسبه هدررفت رسوبات و کودهای تغذیه‌ای همراه با مدل بیلان آب استفاده شده و یا مدل‌هایی به مدل اصلی پیوند خورده است (به عنوان مثال به نوشته‌های پارسونز و همکاران ۱۹۹۱ و رایت^۸ و همکاران ۱۹۹۲ مراجعه شود) تا به وسیله آن بتوان نسبت به پیش‌بینی اثر طراحی زهکشی در هدررفت‌های مواد آلاینده در آب‌های زهکشی اقدام نمود.

1- Heatwole et al.

2- Reyes et al.

3- Sabbagh et al.

4- Singh and Kanwar

5- Chung et al.

6- Desmond et al.

7- Campbell et al.

8- Wright et al.

آرمسترانگ^۱ و همکاران (۱۹۸۰، ۱۹۹۱) با کاربرد شکل ساده شده مدل وان شیلف گارد (۱۹۶۵) آن را برای بررسی واکنش سطح ایستابی و در ارتباط با گزینه‌های مختلف طراحی زهکشی در کشور انگلستان بکار بردند. نامبردگان با کاربرد بارندگی مؤثر (بارندگی منهای ET) به عنوان ورودی مدل به جای کاربرد جداگانه نفوذپذیری و ET، مدل را مورد بررسی قرار دادند. آرمسترانگ و همکاران (۱۹۹۱) نشان دادند که نوسانات سطح ایستابی در خاکی که در آن هدایت هیدرولیکی به صورت نمائی با عمق کاهش می‌یابد را می‌توان با بیلان ساده آب و شدت تخلیه زهکشی پیش‌بینی شده از طریق کاربرد معادله‌ای که به وسیله یانگز (۱۹۶۵) برای خاک‌های غیر همگن پیشنهاد شده بود، به انجام رسانید.

مدل SIDRA (Simulation DRAINage)، لوسافر و زیمر^۲، ۱۹۸۸، زیمر^۳ و همکاران (۱۹۹۵) در فرانسه ابداع گردید. هدف اصلی آن تشریح و پیش‌بینی حداکثر میزان جریان زهکشی که بطور معمول در زمستان و در طی چند ساعت پس از وقوع بارندگی به وجود می‌آید، بوده است. این مدل بر مبنای روش نیمه تحلیلی حل معادله بوزینسگ (نی‌بر و فدس، ۱۹۹۹ به فصل پنجم کتاب اصلی مراجعه شود) برای زهکش‌های لوله‌ای موازی می‌باشد. اثرات همگرایی در جوار زهکش‌ها از طریق مفهوم عمق معادل هوشهات مورد توجه قرار گرفته است. بیلان آب در ناحیه غیر اشباع از طریق تخلخل قابل زهکشی در نظر گرفته می‌شود که از آن به منظور محاسبه مقدار آب خارج شده و یا ذخیره شده طی نوسانات سطح ایستابی استفاده می‌شود. در این روش با بکارگیری مفهوم ذخیره، مصرف آب به وسیله ET و ذخیره مجدد آن به وسیله بارندگی بعدی مورد توجه قرار می‌گیرد. رواناب سطحی در این شرایط قابل اغماض فرض می‌گردد و به صورت مستقیم در مدل بکار گرفته نمی‌شود.

در مدل SIDRA راه‌حلی برای معادله بوزینسگ برای جریان در ناحیه اشباع با استفاده از راهکار ارائه شده به وسیله گویون^۴ (۱۹۸۰)، حاصل شده است که مبتنی بر

1- Armstrong et al.

2- Lesaffre and Zimmer

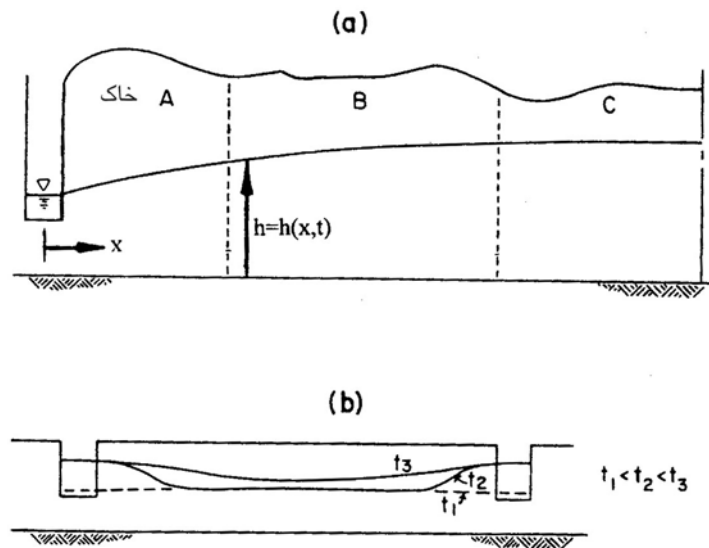
3- Zimmer et al.

4- Guyon

فاکتورهای مربوط به وابستگی بین عمق و شکل سطح ایستابی است که توسط لوسافر^۱ (۱۹۸۸) ارائه شده است. این راه‌حل محاسبات عددی لازم برای حل معادله بوزینسک را بطور قابل ملاحظه‌ای ساده می‌نماید. این مدل با مقایسه مقادیر جریان زهکشی و ارتفاعات سطح ایستابی پیش‌بینی و اندازه‌گیری شده در یک مطالعه طولانی مدت مزرعه‌ای تأیید شده است (زیمر و همکاران، ۱۹۹۵).

۵- معادله بوزینسک

راه‌حل‌های مبتنی بر حالت یک بعدی معادله ریچاردز (به عنوان مثال مدل SWATRE) و بیلان آب (به عنوان مثال مدل DRAINMOD) خاک را بطور نسبی یکنواخت، حدود یا مرزها و وضعیت جریان را در جهت افقی فرض می‌نماید. برحسب الگوریتم مورد استفاده برای محاسبه زهکشی، پیش‌بینی از طریق هر راه‌حلی می‌تواند برای شرایط متوسط در تمامی نیم‌رخ خاک (از زهکشی به زهکش دیگر) و یا لایه نازک و عمودی خاک در حد وسط بین دو زهکش بکار گرفته شود. ثابت شده است که با کاربرد این روش‌ها برای زهکش‌های موازی با فواصل معمولی، نتایجی رضایت‌بخش حاصل می‌شود شرط آنکه مکان و شرایط مرزی نسبتاً یکنواخت باشد. به هر حال، شرایط زیاد دیگری وجود دارد که در آن خاک‌ها، گیاهان و توپوگرافی در جهت افقی متغیر است و یا کمی نمودن تغییرات افقی سطح ایستابی با اهمیت می‌باشد. مثال‌هایی در شکل (۳-۹) نشان داده شده است. چنین تغییراتی در رژیم آب خاک را نمی‌توان معمولاً به صورت مطلوبی از طریق راهکارهای جریان عمودی (قائم) که در دو بخش قبل بیان شد، مدل نمود. مدل‌های مبتنی بر راه‌حل‌های دو یا سه بعدی معادله ریچاردز را نیز می‌توان بکار برد لیکن این راه‌حل‌ها معمولاً به دلیل پیچیدگی‌های مدل و ورودی‌های مورد نیاز دارای محدودیت می‌باشند.



شکل ۳-۹- هرگاه تغییرات جانبی با اهمیت باشند مدل‌های مبتنی بر راه‌حل‌های معادله بوزینسک را می‌توان به کاربرد حالات (a) زهکشی در مقیاس حوضه آبریز که اراضی مشتمل بر چندین نوع تیپ خاک باشند و (b) شرایط سطح ایستابی در زمان‌های متفاوت پس از شروع آبیاری زیرزمینی

شرایطی مشابه آنچه در شکل (۳-۹) نشان داده شده را می‌توان به وسیله مدل‌هایی تحلیل نمود که راه‌حل‌های جریان اشباع را با روش حل معادله ریچاردز برای جریان غیر اشباع عمودی یا قائم (نی‌بر و فدرس ۱۹۹۹، به فصل پنجم کتاب اصلی مراجعه شود) و یا بیلان آب قائم در ناحیه غیر اشباع ترکیب می‌کنند. روشی که از همه روش‌ها ساده‌تر بوده و کاربرد آن بسیار معمول می‌باشد، استفاده از معادله بوزینسک برای مشخص نمودن جریان در ناحیه اشباع است (به عنوان مثال به نوشته پیکول^۱ و همکاران، ۱۹۷۴ مراجعه شود). معادله بوزینسک بر مبنای فرضیات دوپوئی-فورشهیمر^۲ (DF) و اصل پیوستگی جریان استوار است. با

1- Pikul et al.

2- Dupuit-Forchheimer

مراجعه به شکل (۹۵-۳) می‌توان معادله بوزینسک را برای حالت دو بعدی به شرح زیر نوشت.

$$f(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K(h) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + R(x, t) \quad [۱۵]$$

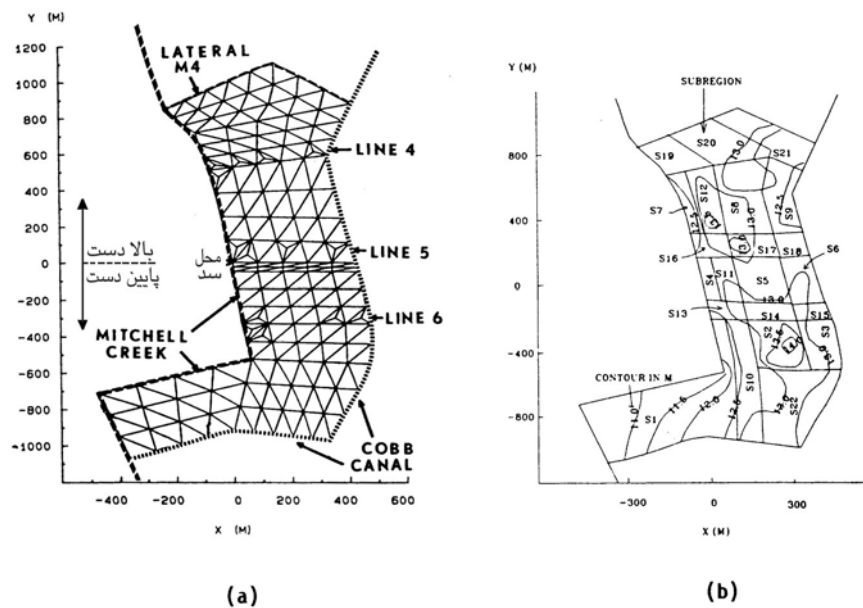
که در آن، h ارتفاع سطح ایستابی در بخش فوقانی لایه غیر قابل نفوذ، $f(h)$ تخلخل قابل زهکشی و $K(h)$ هدایت هیدرولیکی مؤثر و جانبی که هر دو به عنوان تابعی از h نوشته شده و $R(x, t)$ میزان تغذیه عمودی، x وضعیت در حالت افقی و t زمان است. شرایط جریان سه بعدی را نیز می‌توان با افزایش عبارت زیر

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[K(h) \frac{\partial h}{\partial y} \right]$$

به سمت راست معادله [۱۵] بدست آورد. مثالی در شکل (۱۰-۳) ارائه شده که در آن اثرات سازه کنترل (سد) در آبراهه کانالیزه شده (میچل کریک^۱) از طریق مدلی که مبتنی بر راه حل "عناصر محدود" برای معادله بوزینسک (پارسونز^۲ و همکاران ۱۹۸۷) می‌باشد، نشان داده شده است.

1- Mitchell Creek

2- Parsons et al.



شکل ۳-۱۰- نمایش پلان یک منطقه در مقیاس حوضه آبریز که نمایانگر (a) حدود مرزهای آبراهه‌ای با شبکه عناصر محدود بکار رفته برای حل معادله بوزینسک و (b) ارتفاعات سطح اراضی و مناطق فرعی تفکیک شده که مشخص‌کننده ویژگی‌های خاک به عنوان ورودی است (به نقل از پارسونز و همکاران ۱۹۸۷)

جریان در جهت قائم و ناحیه غیر اشباع بطور مستقیم در حل معادله بوزینسک بکار گرفته نمی‌شود. جریان غیر اشباع را می‌توان بطور غیر مستقیم و به صورت عبارات $R(x,t)$ و $f(h)$ بکار برد. لیکن مدل‌های حاصله را باید مدل‌های تقریبی و یا مدل‌های شبه دو یا سه بعدی منظور نمود.

دی لات^۱ و همکاران (۱۹۸۱) این روش را برای توسعه مدل GELGAM بکار بردند که در کشور هلند برای برنامه‌ریزی توسعه منابع آب منطقه‌ای بکار می‌رود. مدل GELGAM از نوع توزیع هیدرولوژیک قطعی^۲ است که مشتمل بر مؤلفه‌های

1- De Laat

2- Deterministic

جریان اشباع، غیر اشباع و جریان سطحی می‌باشد. این مدل جریان آب زیرزمینی، اثر متقابل آب سطحی و ET را در اراضی وسیع و غیر همگن شبیه‌سازی می‌نماید. وان بکل^۱ (۱۹۸۶) با کاربرد مدل "عناصر محدودی" به نام FMSATS (کورنر،^۲ ۱۹۸۴) آنرا برای کمی نمودن روابط بین ارتفاع سطح آب در چاه‌ها و شدت جریان به سمت ناحیه غیر اشباع در یک سیستم آب زیرزمینی منطقه‌ای بکار برد. نامبرده چنین رابطه‌ای را به عنوان ورودی در مدل SWAMP برای تشریح اثرات جریان آب زیرزمینی منطقه‌ای و مدیریت آب سطحی بر روی آبیاری زیرزمینی از طریق نهرچه‌های باز به انجام رسانید.

پارسونز و همکاران (۱۹۸۷، b و ۱۹۹۱a) روش عناصر محدود برای حل معادله دو بعدی بوزینسک را برای توسعه مدل شبیه‌سازی WATRCOM بکار بردند. در این مدل، نوعی بیلان آبی مشابه آنچه در DRAINMOD بکار رفته برای جریان غیر اشباع و برای حل هر گره و اتصال آن به معادله بوزینسک بکار رفته است. نتایج به صورت مدل شبه سه بعدی که بیانگر حرکت آب زیرزمینی کم عمق در مقیاس حوضه آبریز سیستم‌های مرکب از آبراهه‌های طبیعی، کانال‌های زهکشی و نهرچه‌ها بوده است (به شکل ۳-۱۰ مراجعه شود). مثالی از شبکه عناصر محدود که برای حل معادله بوزینسک بکار رفته در شکل (۳-۱۰a) نشان داده شده است. توزیع تیپ خاک‌ها و ارتفاعات در شکل (۳-۱۰b) ارائه گردیده است. سایر برنامه‌های فرعی، مسیر آب‌های سطحی، سطح آب در نهرچه‌ها در شرایط زهکشی کنترل شده و عملکرد محصول را محاسبه می‌نماید. مدل WATRCOM از طریق مقایسه مقادیر پیش‌بینی و مشاهده شده ارتفاعات سطح ایستابی برای ۲۷ حلقه چاه مشاهده‌ای در حوضه آبریزی به مساحت ۱۰۰۰ هکتار با آبراهه‌های متصل به یکدیگر و کانال‌های زهکشی نیمه کنترل شده مورد ارزیابی قرار گرفته است (پارسونز و همکاران، b ۱۹۹۱). میانگین انحراف مطلق بین نتایج پیش‌بینی و مشاهده شده در کلیه چاه‌ها طی

1- van Bakel

2- Querner

یک دوره زمانی دو ساله ۰/۱۲ متر بوده است و ضرایب همبستگی همواره از ۰/۹۰ و در اکثر حالات از ۰/۹۷ بیشتر بوده است.

مزیت این روش در آن است که اثرات کنترل سطح آب کانال و سایر عملیات مدیریت آب را می‌توان برای تحلیل شرایط اراضی تقریباً وسیع و غیر یکنواخت بکار برد (به شکل‌های ۳-۹ و ۳-۱۰ مراجعه شود). عملکرد محصول ممکن است به وسیله تنش‌های خشکی در اثر زهکشی بیش از اندازه مجاور نهرچه و یا به وسیله شرایط رطوبتی زیاد خاک در مناطق دورتر از نهرچه کاهش یابد. این مدل همچنین می‌تواند برای تشریح شرایط آب خاک طی دوره گذر از زهکشی به آبیاری زیرزمینی و بالعکس (شکل ۳-۹b) بکار گرفته شود. این مسئله به خصوص در شرایطی با اهمیت است که کاربرد مدل‌ها برای کنترل آبیاری زیرزمینی و یا سیستم زهکشی، همانگونه که قبلاً بیان شد، مورد نظر باشد. فوس و راجرز^۱ (۱۹۹۲) مدل مبتنی بر معادله بوزینسک که به وسیله اسمیت^۲ و همکاران (۱۹۸۵) معرفی شده بود را تعدیل کردند به نحوی که می‌تواند برای پیش‌بینی نیمرخ سطح ایستابی بین زهکش‌های همجوار بکار گرفته شود. مدل برای شبیه‌سازی اتوماتیک و یا بازخورد عملیات زهکشی کنترل شده و یا سیستم‌های آبیاری زیرزمینی توسعه یافته است بطوریکه موارد در فصل بیست و دوم (کتاب اصلی به وسیله فوس^۳ و همکاران، ۱۹۹۹) تشریح شده است. این مدل بیلان آب را در ناحیه غیر اشباع و حل آن در هر گره را با کاربرد الگوریتمی شبیه آنچه در DRAINMOD بکار رفته به انجام می‌رساند.

روش‌های ارنست، هوخهات و روش‌های وابسته که به منظور پیش‌بینی شدت‌های جریان زهکشی در مدل‌های SWATRE و DRAINMOD و مدل‌های شبیه به آن بکار می‌روند جملگی بر مبنای فرضیات مشابه معادله بوزینسک استوار می‌باشند. مدل SIDRA بطور مستقیم مبتنی بر معادله بوزینسک است. بنابراین چنین مدل‌های یک بعدی را می‌توان حالات خاصی از راه‌حل بوزینسک تلقی نمود. این مدل‌ها از نظر

1- Fouss and Rogers

2- Smith et al.

3- Fouss et al.

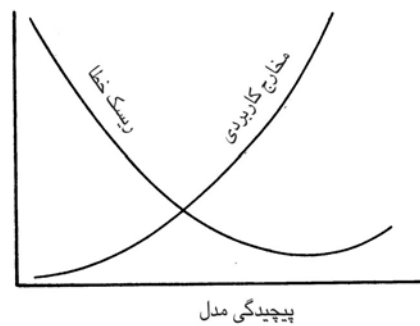
روش شبیه‌سازی جریان در ناحیه غیر اشباع و روشی که در آن پیش‌بینی مقادیر زهکشی سطحی و یا زیرزمینی صورت می‌گیرد، تفاوت می‌نمایند.

۶- انتخاب مدل

«نظریه باید تا حد ممکن ساده باشد به نحوی که نتوان آن را بطور ساده‌تری بیان کرد»

البرت انیشتن

و در مورد مدل‌ها نیز چنین است. انتخاب مدل برای کاربردی به خصوص بدون شک باید مرتبط با طبیعت آن مسئله خاص باشد. آیا شرایط مرزی چنان هستند که روش یک بعدی برای آن مطلوب باشد و یا مهم است که حالات دو و یا سه بعدی نیز برای آن منظور گردند؟ آیا سطح ایستابی بطور نسبی کم عمق می‌باشد به نحوی که روش‌های تقریبی برای منظور نمودن ناحیه غیر اشباع کافی است و یا اینکه راه‌حل‌های دیگری با استفاده از معادلات جریان غیر اشباع برای آن لازم است؟ فاکتورهای دیگری که در مورد انتخاب مدل باید مدنظر قرار گیرند، سوابق تجربی و آموزش کاربر، داده‌های ورودی و نیازهای رایانه‌ای و بالعکس امکانات دستیابی و مخارج مترتب به آن است. در انتخاب مدل به منظور طراحی، ریسک‌ها و مخارج مربوطه به پیش‌بینی‌های غیر دقیق به همراه مخارج کاربری مدل نیز باید مورد نظر قرار گیرد. مدل‌های شبیه‌سازی مشتمل بر اثرات فاکتورهای بسیاری در ارزیابی سیستم مدیریت آب می‌باشد. هر چه فاکتورهای بیشتری مورد استفاده قرار گیرد و مدل‌های پیچیده‌تری برای تشریح فرآیندها بکار گرفته شوند؛ خطا کاهش می‌یابد همانگونه که در شکل (۳-۱۱) نشان داده شده است.



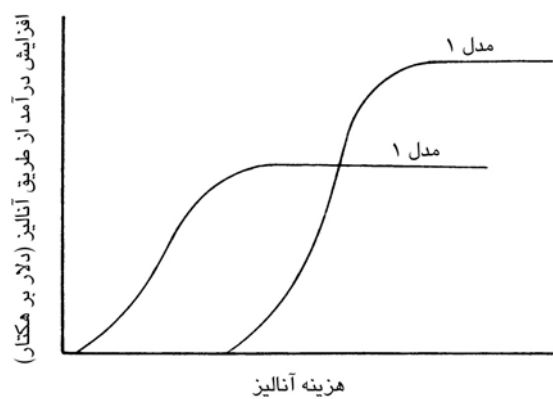
شکل (۳-۱۱) مدل‌های پیچیده‌تر موجب کاهش ریسک و خطا می‌شود لیکن مشکلات کاربری و هزینه آنها بسیار زیاد است (به نقل از اسکگز ۱۹۸۷b)

به هر حال هر دو عامل مشکل بودن و مخارج مترتبه کاربرد مدل، معمولاً با افزایش پیچیدگی‌های مدل کاربردی افزایش حاصل می‌نمایند. این روند ممکن است در بعضی نقاط، بطور معکوس عمل کند به نحوی که در نتیجه انتخاب مدل بسیار پیچیده احتمال خطا نیز افزایش یابد. این مسئله بدین دلیل است که ورودی‌های مدل که برای کاربر آن به صورت مانع ظاهر می‌شوند و دسترسی به آنها بسیار مشکل و موجد بروز خطاهائی می‌شود که ممکن است در صورت کاربرد ویرایش ساده‌تر همان مدل مشکل ایجاد ننماید. موضوع کمی بازده در مدل‌سازی بطور بسیار قابل ملاحظه‌ای به آموزش و آمادگی کاربر آن مرتبط است.

اهمیت تطابق پیچیدگی مدل با کاربرد آن در شکل (۳-۱۲) نشان داده شده است. افزایش بازده (سود) در اثر کاربرد یک مدل برای طراحی سیستم زهکشی به عنوان تابعی از مخارج تجزیه و تحلیل برای دو مدل ترسیم شده است. هرگاه هیچگونه تجزیه و تحلیلی صورت نگیرد، فاصله و عمق معینی برای زهکش‌ها در تمامی سطح منطقه در نظر گرفته می‌شود در حالیکه با کاربرد مدل می‌توان فواصل را متناسب‌تر انتخاب کرد و سود سالانه را افزایش داد. هرگاه کاربرد مدل منتج به طراحی بیش از نیاز شود، بازده نقصان می‌یابد زیرا مخارج سیستم بسیار زیاد می‌شود. هرگاه

طراحی کمتر از آنچه مورد نیاز است باشد، به دلیل کاهش عملکرد محصول، پتانسیل درآمد قابل حصول نخواهد بود. با کاربرد مدلی متناسب با شرایط خاک‌ها، گیاهان و ویژگی‌های آب و هوایی هر منطقه، کاهش میانگین هزینه‌های سیستم و یا افزایش عملکرد محصول را به همراه خواهد داشت. کاربرد مدلی که بسیار پیچیده‌تر باشد همانند مدل شماره دو ممکن است موجب بهبود طراحی و افزایش سودآوری گردد. به هر حال مخارج کاربرد مدل شماره دو بیشتر و منافع خالص آن ممکن است کمتر از آنچه باشد که از مدل شماره یک حاصل می‌گردد.

تحلیل هزینه‌های ارائه شده در شکل (۳-۱۲) نمایانگر مجموع هزینه‌های مرتبط با دستیابی به داده‌های ورودی مورد نیاز، ساخت مدل و راه‌اندازی آن می‌باشد. معمولاً ارقام مرتبط با داده‌های ورودی مورد نیاز با پیچیده‌تر شدن مدل افزایش حاصل می‌نماید. حفظ تعادل مناسب بین پیچیدگی مدل و اقدامات مورد نیاز جهت دسترسی به داده‌های ورودی ممکن است به همان اندازه انتخاب مدل صحیح با اهمیت باشد. به عنوان مثال، مدل ساده‌تر شماره یک نیازمند به داده‌های ورودی کمتری از مدل شماره دو است. ممکن است که جمع‌آوری داده‌ها بیش از آنچه که برای کاربرد در مدل لازم است، مخارج تجزیه و تحلیل را بطور قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد بدون آنکه طراحی را بطور معنی‌داری بهبود بخشد. این موضوع در منحنی شکل (۳-۱۲) نشان داده شده است. از طرف دیگر، هرگاه در یک اقدام برای کاهش هزینه‌های تجزیه و تحلیل، داده‌های ورودی مورد نیاز تأمین نگردد یا منافع مورد انتظار یک مدل نیز عاید نخواهد شد. مدل‌های بسیار پیچیده همانند مدل‌هایی که مبتنی بر معادله دو بعدی ریچاردز می‌باشند مخارج راه‌اندازی و عملیاتی زیادی دارند و علاوه بر این، به داده‌های ورودی زیاد و پر هزینه‌ای نیازمندند. بدین ترتیب سرمایه‌گذاری نسبتاً زیادی به منظور تجزیه و تحلیل باید در نظر گرفته شود بدون آنکه هیچگونه منفعی را بتوان با چنین مدلی تحصیل نمود.



شکل (۱۲-۳) انتخاب مدل باید مبتنی بر توانمندی مدل و مخارج کاربردی آن باشد
(به نقل از اسکگرز، ۱۹۸۷b)

Agricultural Drainage

(Drainage Theories & Models)

By:

R. W. Skagges

J. Van Schilfgaarde

Working Group on “Drainage”

Ebrahim Pazira

and

M. Akram

A. Lotfi