บทที่ 2

การศึกษาที่ผ่านมา

2.1 การวิเคราะห์เชิงทฤษฎี

การศึกษาด้านการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีที่ผ่านมา สามารถสรุปได้ดังนี้

Proudman(1957) ได้หารากของสมการ Saint Venant ในทางน้ำหน้าตัดคงรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ความลาดท้องน้ำเป็นศูนย์ ที่มีปลายข้างหนึ่งปิด โดยรากสมการที่สนใจคืออัตราส่วนคลื่นขยายโดยมีความสัมพันธ์กับความสูงของน้ำขึ้นน้ำลงที่ตำแหน่งด้านปลายปิด

Dronkers (1964) ได้แสดงวิธีการแก้ปัญหาการเคลื่อนที่ของคลื่นรูปฮาร์โมนิคในทางน้ำหน้าตัดคงรูป ความลาดท้องน้ำเป็นศูนย์ โดยใช้สมการ Saint Venant และใช้การทำเทอมแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้นเพื่อความสะดวกในการแก้สมการ การแก้สมการใช้การสมมติคำตอบให้มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำที่แต่ละจุดเป็นความสัมพันธ์รูปฮาร์โมนิคกับเวลา ผลการศึกษาที่ได้สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับหน้าตัดทางน้ำจริงได้ โดยแบ่งทางน้ำออกเป็นช่วงย่อยๆ วิธีการที่เสนอโดย Dronkers นี้ ได้ถูกนำมาพัฒนาในเรื่องรูปแบบการทำเทอมแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้น การคิดเทอมการนำพา(Convective Term) รูปร่างของทางน้ำ ความลาดของท้องน้ำ และได้มีการนำทฤษฎีที่พัฒนามาอธิบายข้อมูลจริงที่ได้จากในสนามหรือการทดลอง หรือเปรียบเทียบกับวิธีอื่นเช่น วิธีเชิงตัวเลข

Ippen และ Harleman (1966) ได้เห็นถึงความยากในการทำเทอมแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้น จึงได้พัฒนาแนวทางคำนวณใหม่สำหรับใช้ในกรณีทางน้ำที่มีปลายปิดโดยเฉพาะ โดยใช้สมการ Telegrapher ซึ่งละเทอมการนำพา ทำให้ได้พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงลดลงตามระยะทางแบบเอ็กซ์โปเนนเชียล และเมื่อประกอบกับสมมติฐานว่าคลื่นสะท้อนที่ปลายปิด ทำให้สามารถหาค่าผลของแรงเสียดทานในรูป Damped Coefficient, μ ได้จากข้อมูลจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำจริง เมื่อทราบ Damped Coefficient แล้วทำให้สามารถอธิบายการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำได้ Ippen และ Harleman ได้ใช้วิธีนี้ศึกษาการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ และการแพร่ของความเค็มในทางน้ำภายใต้อิทธิพลน้ำขึ้นน้ำลง

Keulegan (1966,1967) ได้สรุปและเปรียบเทียบวิธีการแบบต่างๆในการคำนวณการเคลื่อนที่ของคลื่นในทางน้ำ ได้แก่ วิธีการแก้สมการโดยทำเทอมแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้นโดยใช้วิธีของ Pillsbury วิธี Characteristics และวิธี Finite Difference Implicit Scheme โดยได้สรุปว่าวิธีการคำนวณโดยใช้การทำเทอมแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้น (ซึ่งเป็นสมมติฐานหนึ่งที่สำคัญในการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี) มีข้อจำกัดในด้านลักษณะของลำน้ำ ลักษณะของน้ำขึ้นน้ำลงที่ต้องเป็นฮาร์โมนิกอย่างง่าย และพิสัยน้ำขึ้นน้ำลงที่ต้องมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความลึก ส่วนการคำนวณโดยวิธี Characteristics และวิธี Finite Difference Implicit Scheme จะสามารถใช้งานได้อย่างกว้างขวางกว่า ตลอดจนสามารถนำมา

ประยุกต์ในกรณีทางน้ำมีอัตราการไหลได้ด้วย นอกจากนี้ Keulegan(1966) ยังได้พัฒนาวิธีการคำนวณระดับน้ำในทางน้ำที่เชื่อมระหว่างทะเล (Sea-Level Canal) และ Keulegan(1967) ได้พัฒนาวิธีการคำนวณระดับน้ำในทางน้ำที่เชื่อมระหว่างอ่างเก็บน้ำกับทะเล (Basins in Communication with Seas)

Knight (1973) ได้อธิบายผล Second Order Analytical Solution ของ Proudman(1957) ในกรณีการเปลี่ยนแปลงน้ำขึ้นน้ำลงในทางน้ำเปิดที่มีปลายด้านหนึ่งปิด หน้าตัดคงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ความลาดท้องน้ำเป็นศูนย์ ซึ่งสมมติฐานการวิเคราะห์เป็นการไหลแบบ 1 มิติ โดยรวมผลของ เทอมการนำพา และ เทอมแรงเสียดทาน ผลการวิเคราะห์แสดงในลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนคลื่นขยายเวลาการเกิดระดับน้ำสูงสุดต่ำสุด และ ค่าระดับน้ำสูงสุดต่ำสุด กับ ความยาวทางน้ำสัมพัทธ์ และได้สรุปผลของเทอมการนำพา และ เทอมแรงเสียดทาน ต่ออัตราส่วนคลื่นขยาย และระดับน้ำขึ้นน้ำลงสูงสุดต่ำสุดไว้ว่า อัตราส่วนคลื่นขยายสัมพันธ์กับแรงเสียดทานโดยมีค่าลดลงเมื่อค่าของเทอมแรงเสียดทานเพิ่มขึ้น ส่วนระดับน้ำขึ้นน้ำลงสูงสุดต่ำสุดนั้นสรุปได้ว่า เทอมการนำพามีผลในการเพิ่มระดับน้ำขึ้นสูงสุด และเพิ่มระดับน้ำลงต่ำสุด ในขณะที่เทอมแรงเสียดทานมีผลในการลดระดับน้ำขึ้นสูงสุด และเพิ่มระดับน้ำลงต่ำสุด ผลสรุปนี้สามารถอธิบายในรูปสมการได้ดังสมการที่ 2-1 ถึง 2-3

$$H_r(c) = \frac{1}{\cos(N)} - \frac{H_0}{D}[friction] \qquad ...(2\text{-}1)$$

$$\left(\frac{h_x}{D}\right)_{HIGH} = \frac{h_0}{D} + \left(\frac{h_0}{D}\right)^2 [convective - friction] \qquad ...(2\text{-}2)$$

$$\left(\frac{h_x}{D}\right)_{LOW} = -\frac{h_0}{D} + \left(\frac{h_0}{D}\right)^2 [convective + friction] \qquad ...(2\text{-}3)$$

เมื่อ $H_r(c)$ คือ อัตราส่วนคลื่นขยายที่ตำแหน่งปลายปิด มีค่าเท่ากับ H_0/H_c H_0 คือ พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงที่ปลายเปิด H_c คือ พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงที่ปลายปิด h_0 คือ ความสูงน้ำขึ้นน้ำลงที่ปลายเปิดเทียบกับระดับน้ำนิ่ง h_x คือ ความสูงน้ำขึ้นน้ำลงที่ตำแหน่งใดๆเทียบกับระดับน้ำนิ่ง D คือ ความลึกเฉลี่ย [convective] คือ ผลของเทอมการนำพา [friction] คือ ผลของเทอมแรงเสียดทาน

Kawachi และ Minami (1979) ได้ศึกษาผลของ การไหลต้นน้ำ (Inland-Water Release) กับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในแต่ละจุดของทางน้ำภายใต้อิทธิพลน้ำขึ้นน้ำลง ที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ความลาดท้องน้ำเป็นศูนย์ ที่ปลายด้านหนึ่งมีที่มีอาคารกั้นทางน้ำ (Tidal Barrier) โดยใช้แนวทางการคำนวณของ Dronkers และกำหนดให้อัตราการไหลต้นน้ำมีการเปลี่ยนแปลงเป็นฮาร์โมนิกอย่างง่าย ส่วนค่าขอบเขตท้ายน้ำให้ระดับการเปลี่ยนแปลงเป็นฮาร์โมนิกอย่างง่ายผลการศึกษาแสดงในลักษณะความสัมพันธ์ระหว่าง อัตราส่วนคลื่นขยายของพิสัยน้ำขึ้นน้ำลง และอัตราส่วนคลื่นขยายของอัตราการไหล กับ ความยาวทางน้ำ

Robinson (1979) ได้พัฒนารูปสมการในกรณีที่ ความกว้างลำน้ำ และความลึก มีความเปลี่ยนแปลงแบบเป็นเชิงเส้นกับระยะทาง (ลักษณะเป็นรูปลิ่ม : Wedge-Shaped Estuary) โดยคำนึงถึงผลของแรงเสียดทาน และศึกษาผลของการก่อสร้างอาคารกั้นลำน้ำที่จุดต่างๆ และได้นำผลการศึกษาไปใช้ในกรณี การเปลี่ยนแปลงน้ำขึ้นน้ำลงแบบ M_2 ใน Bristol Channel การศึกษาพบว่าความถูกต้องของผลการคำนวณขึ้นอยู่กับการกำหนดตำแหน่งขอบเขตต้นน้ำ (เนื่องจากในการศึกษานี้กำหนดระยะทางเริ่มต้นที่ต้นน้ำ) การศึกษาพบว่าอัตราส่วนคลื่นขยายในกรณีน้ำเกิด มีน้อยกว่ากรณีน้ำตาย ซึ่งอธิบายโดยการสูญเสียพลังงานที่มีมากกว่า ค่าการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี ที่ได้นี้ Robinson กล่าวว่า มีประโยชน์มากในการทำความเข้าใจปรากฏการณ์ธรรมชาติ แต่ในการประยุกต์ใช้ในทางน้ำจริงนั้น แนะนำให้ใช้ แบบจำลองผลต่างสืบเนื่อง (Finite Difference Model) เนื่องจากสะท้อนถึงผลของสภาพภูมิประเทศมากกว่า

Prandle และ Rahman (1980) ได้พัฒนารูปสมการสำหรับอธิบายลักษณะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในทางน้ำภายใต้อิทธิพลน้ำขึ้นน้ำลง และผลของการก่อสร้างอาคารกั้นทางน้ำที่จุดต่างๆ ในกรณีที่ ความกว้างทางน้ำและความลึก มีความเปลี่ยนแปลงแบบยกกำลังกับระยะทาง คือ ความกว้างมีค่าเป็น $B_L(X/\lambda)^m$ และความลึกมีค่าเป็น $H_L(X/\lambda)^n$ เมื่อ X คือระยะทางจากต้นน้ำ (Estuary head) B_LและH_L คือความกว้างและความลึกที่ตำแหน่งปากแม่น้ำ λ เป็นค่าคงที่ผลการศึกษาแสดงถึงระดับน้ำ และความเร็วที่แต่ละจุดบนทางน้ำซึ่งพบว่ามีความสัมพันธ์กับตัวแปรแสดงลักษณะทางน้ำ υ เมื่อ $\upsilon=(n+1)/(2-m)$ ผลการศึกษาที่ได้นำมาใช้กับแม่น้ำจำนวนมาก ได้แก่ Fraser, Rotterdam Waterway, Hudson, Potomac, Delaware, Miramichi, Thame, Bay of Fundy, Bristol Channel และ St. Lawrence

Ostendorf (1984) ได้เสนอวิธีการหาค่า Characteristic Velocity สำหรับแทนค่าความเร็วตลอดทางน้ำตลอดช่วงรอบคลื่น เพื่อใช้ในการทำเทอมแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้น และได้นำผลการศึกษาไปเปรียบเทียบกับข้อมูลจากการทดลองของ Ippen (1966) ซึ่งผลสอดคล้องกันดี

Kabbaj และ Provost (1980) ได้ใช้วิธีการ 3^{rd}order Perturbation ในขณะที่ Kreeke และ Iannuzzi (1998) ใช้วิธีการ 2^{nd} order Perturbation ในการทำเทอมแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้น โดยการศึกษาทั้งสองได้เปรียบเทียบผลกับการคำนวณโดยวิธีเชิงตัวเลข

Savenije (1992,1998) ได้พัฒนารูปสมการในมุมมอง Largrangian โดยให้ความกว้างทางน้ำมีความสัมพันธ์แบบเอ็กซ์โปเนนเชียลกับระยะทาง โดยเทอมแรงเสียดทาน และการนำพา สามารถคิดผลได้แบบเต็มรูป และผลการศึกษาได้นำมาเปรียบเทียบกับผลการคำนวณจากการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี

2.2 การศึกษาด้านแบบจำลองทางกายภาพ

Ippen และ Harleman (1966) ได้ทำการทดลองโดยใช้อุปกรณ์เป็นรางน้ำยาว 327 ฟุต กว้าง 0.75 ฟุต ลึก 0.5 ฟุต คลื่นถูกสร้างขึ้นที่ปลายด้านหนึ่งซึ่งเป็นอ่างน้ำเค็ม มีความยาวคลื่น 2400 ฟุต ความเร็วคลื่น 4 ฟุตต่อวินาที มีคาบ 10 นาที ที่ด้านขอบและพื้นทางน้ำทำให้ผิวขรุขระโดยติดแผ่นลูไซต์ มีการปรับเทียบเพื่อหาค่า Manning's n ในกรณีการไหลคงตัว ได้ค่า 0.020, 0.018 และ 0.011 ข้อมูลที่ได้จากการทดลองนำมาอธิบายโดยสมการ Telegrapher ซึ่งสามารถอธิบายได้เป็นอย่างดี

Kawachi และ Minami (1973) ได้สร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ที่มีสมการพื้นฐานจาก สมการพลังงานและสมการต่อเนื่อง ใช้การแก้ระบบสมการโดยวิธีผลต่างสืบเนื่อง แบบ Explicit Scheme และได้นำแบบจำลองที่ได้มาประยุกต์ใช้กับ คลองซาคาอิ เปรียบเทียบผลการจำลองกับแบบจำลองชลศาสตร์ปรากฏว่าได้ผลสอดคล้องกัน และได้ใช้แบบจำลองนี้ศึกษาผลของการควบคุมบานระบายตามแนวทางต่างๆ

Knight และRidgway (1976) ได้ศึกษาลักษณะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำโดยใช้แบบจำลองทางกายภาพ เป็นทางน้ำที่มีหน้าตัดคงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง 0.15 เมตร ยาว 20 เมตร มีความลาดท้องน้ำเป็นศูนย์ ปลายด้านหนึ่งปิด อีกด้านติดต่อกับแอ่งน้ำซึ่งมีลักษณะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำแบบเป็นคาบ ค่า Manning's n หาจากการทดลองกรณีการไหลแบบคงตัว ได้ค่าในช่วง 0.009 – 0.010, 0.012 – 0.016 และ 0.021 – 0.022 สำหรับกรณีความขรุขระน้อย ปานกลาง และ มาก ตามลำดับ ผลการศึกษาได้นำมาเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี และแบบจำลองผลต่างสืบเนื่อง ผลการเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีของ Proudman(1957) พบว่าเข้ากันได้ดี กรณีที่พบความผิดพลาดในการทดลองมากเกิดในกรณีที่ ความยาวทางน้ำสัมพัทธ์ แรงเสียดทาน พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงเทียบความลึกเฉลี่ย หรือความยาวคลื่นเทียบความลึกเฉลี่ยมีค่ามาก ซึ่งการประยุกต์ใช้ผลการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีของ Proudman (1957)เริ่มไม่เหมาะสม ส่วนผลการเปรียบเทียบกับ ผลการศึกษาของ Ippen และ Herleman (1966) และผลการศึกษาจาก Numerical Model พบว่าเข้ากันได้ดี

ชัชชัย หอมสุด (2546) ได้ศึกษาผลของการปิดกั้นลำน้ำภายใต้อิทธิพลน้ำขึ้นน้ำลง โดยใช้แบบจำลองทางกายภาพ ณ ห้องปฏิบัติการชลศาสตร์และชายฝั่งทะเล ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยทางน้ำมีหน้าตัดคงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง 0.30 ม. ยาว 19.5 ม. ความลาดท้องน้ำ 1:2000 ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของแมนนิ่งอยู่ในช่วง 0.0132 – 0.0211 กำหนดอัตาการไหลในช่วง 0.30 – 1.20 ลิตรต่อนาที มีการเปิดปิดบานประตูกั้นทางน้ำ 0 – 100% โดยผันแปรความสูงน้ำขึ้นน้ำลง 0.5 - 2.0 ซม. และคาบ 70 – 600 วินาที การศึกษาพบว่าอัตราส่วนคลื่นขยายที่ตำแหน่งปิดกั้นทางน้ำขึ้นกับระยะการปิดกั้นลำน้ำเทียบกับความยาวคลื่น สามารถอธิบายได้โดยรูปสมการ $Hr = 1+ae^{-b(L/Lc)}$ เมื่อ L คือระยะการปิดกั้นทางน้ำ a และb เป็นพารามิเตอร์ที่สัมพันธ์กับตัวแปรทางชลศาสตร์อันได้แก่ ค่าฟรูดนัมเบอร์ ระยะการเปิดปิดบานประตู และสัมประสิทธิ์ความขรุขระ

2.3 การศึกษาในแม่น้ำอื่น

Godin (1985,1991) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล กับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำขึ้นน้ำลงในลำน้ำ โดยใช้กรณีศึกษาคือ แม่น้ำ Fraser, Saint Lawrence และ Saint John โดยใช้ความสัมพันธ์สหสัมพันธ์ถดถอยวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลงอัตราการไหล กับพิสัยน้ำขึ้นน้ำลง และ เวลาเกิดน้ำขึ้นลงสูงสุดต่ำสุด ผลการศึกษาสรุปได้ว่า ที่บริเวณต้นน้ำ Tidal Range จะลดลงเมื่อเพิ่มอัตราการไหล เวลาเกิดน้ำลงต่ำสุดจะเร็วขึ้นและน้ำขึ้นสูงสุดจะช้าลง ที่ท้ายน้ำ การเพิ่มอัตราการไหลจะลดผลของแรงเสียดทานในช่วงน้ำขึ้นและเพิ่มผลในช่วงน้ำลง เวลาเกิดน้ำลงต่ำสุดจะช้าลง และน้ำขึ้นสูงสุดจะเร็วขึ้น ในการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำขึ้นน้ำลงในลำน้ำ องค์ประกอบย่อยบางองค์ประกอบอาจเพิ่มขึ้นได้ในบางช่วงลำน้ำ

Koontanakulvong และ Kawachi (1986) ได้พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอเลเมนต์ สำหรับแก้สมการ Diffusion - Convection ในการไหล 1 มิติ ได้ทำการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองโดยเปรียบเทียบกับ Analytical Solution และวิเคราะห์ Sensitivities ของตัวแปรต่างๆต่อคำตอบของสมการแบบจำลองที่ได้นำไปประยุกต์ใช้กับ การแพร่ของน้ำเค็มในแม่น้ำเจ้าพระยา ผลจากแบบจำลองได้นำไปเปรียบเทียบกับผลการวัดจริงในสนาม และผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ โดยค่า Manning's n สำหรับแม่น้ำเจ้าพระยาที่ใช้ในการศึกษานี้ เท่ากับ 0.025

JICA (1988) ได้สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ สำหรับวิเคราะห์ผลการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำท้ายเขื่อนทดน้ำ Perai เนื่องจากการเปิดปิดเขื่อนแบบต่างๆ แบบจำลองใช้ 2 แบบจำลอง คือ แบบจำลองที่ใช้ในการปรับเทียบ ได้ใช้ระดับน้ำเป็นค่าขอบเขตที่เหนือน้ำและท้ายน้ำ เพื่อหาค่า Manning's n ในขณะที่การคำนวณกรณีจำลอง ได้ใช้ค่าขอบเขตด้านเหนือน้ำเป็นอัตราการไหล การคำนวณใช้ Implicit Scheme โดยคำนวณค่าตัวแปรระดับน้ำ ในกริดเลขคู่ และค่าความเร็วการไหล ในกริดเลขคี่

Vongvisessomjai และ Phuc (1989) ศึกษาการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในแม่น้ำเจ้าพระยาเนื่องจากน้ำขึ้นน้ำลงและอัตราการไหล โดยใช้วิธีวิเคราะห์องค์ประกอบฮาร์โมนิก (Harmonic Analysis) พบว่า อัตราการไหลในแม่น้ำที่เพิ่มขึ้น ทำให้ระดับน้ำเฉลี่ยเพิ่มขึ้น ในขณะที่ ความเสียดทานท้องน้ำและอัตราการไหลที่มากขึ้น ทำให้แอมปลิจูดและความเร็วคลื่นลง และได้สรุปความสัมพันธ์ระหว่างความยาวคลื่นในน้ำลึกกับความยาวคลื่นในแม่น้ำเจ้าพระยาไว้ดังสมการที่ 2-4

$$\frac{k_0}{k} = 1 - 0.82\left(U_F / \sqrt{gD}\right) \qquad \text{เมื่อ} \quad U_F / \sqrt{gD} > 0.024 \qquad \ldots(2\text{-}4)$$

$$\frac{k_0}{k} = 0.80 \qquad \text{เมื่อ} \quad U_F / \sqrt{gD} \le 0.024$$

เมื่อ k_0 และ k คือ ระหว่าง ความยาวคลื่นในน้ำลึกกับความยาวคลื่นในแม่น้ำตามลำดับ U_F คือ อัตราการไหลต้นน้ำ (ม./ว.) และ D ความลึกเฉลี่ย (ม.)

Graber และ Elketon (1999) ได้สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับวิเคราะห์คลื่นในโครงข่ายอ่างเก็บน้ำ ใช้ค่าการขึ้นลงของระดับน้ำทั้งในช่วงปกติและช่วงน้ำเกิดจากการวัดที่ปากแม่น้ำเป็นค่าขอบเขต การแก้ระบบสมการไม่เชิงเส้นใช้วิธี Secant modification Newton-Raphson method แบบจำลองที่ได้สามารถจำลองสภาพปกติได้ดี และได้นำไปทำนายการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเนื่องจากการเปลี่ยนสภาพโครงข่ายแบบต่างๆ และจำลองคุณภาพน้ำของระบบด้วย

2.4 การศึกษาเกี่ยวกับโครงการเขื่อนทดน้ำบางปะกง

Ahmed (1979) ได้ใช้แบบจำลอง Single Reach Model และ Node and Branch Model จำลองการไหลในแม่น้ำบางปะกง ผลการศึกษาพบว่า ค่า Manning's n ที่เหมาะสมในช่วงแม่น้ำตอนล่างคือ 0.025 และช่วงตอนบนคือ 0.045 การปรับค่า n มีผลต่อระดับน้ำที่คำนวณได้เป็นอย่างมาก เงื่อนไขค่าเริ่มต้นที่ควรได้มาจากการคำนวณโดยวิธี Quasi Steady เพื่อทำให้การคำนวณ Unsteady ลู่เข้าง่ายขึ้น

วีระพล แต้สมบัติ (2543) ได้ศึกษาแนวทางแก้ไขผลกระทบที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเนื่องจากการปิดบานระบายเขื่อนทดน้ำบางปะกง โดยใช้แบบจำลอง MIKE-11 เปรียบเทียบผลการจำลองสภาพแม่น้ำเมื่อเปิดและปิดบานระบาย และผลการรายงานค่าระดับน้ำในวันที่มีการปิดบานจริงและเกิดปัญหาตลิ่งพังทลาย ผลการศึกษาได้แนะแนวการควบคุมบานระบายเบื้องต้น และได้แนะแผนระยะยาวโดยการใช้โครงสร้างป้องกันตลิ่ง และการจัดหาน้ำต้นทุนเพิ่มขึ้น

JICA (2001) ได้ศึกษาแนวทางต่างๆในการลดปัญหาการแกว่งของระดับน้ำโดยใช้โปรแกรม MIKE-11 ทางเลือกที่ได้ศึกษาไว้ได้แก่ การพัฒนาวิธีควบคุมบานระบาย, การใช้บึงพักน้ำ, การใช้ประโยชน์จากอัตราการปล่อยน้ำผ่านเขื่อน, การสร้างคันดักตะกอน, การเพิ่มค่าความเสียดทานท้องน้ำ, การสร้างประตูกั้นคลื่นเพิ่ม และ การใช้หลายวิธีรวมกัน

กรมชลประทาน (2545) ได้ศึกษาแนวทางที่เหมาะสมในการปิด-เปิดบานเขื่อนทดน้ำบางปะกงให้สามารถบรรลุวัตถุประสงค์ในการป้องกันการรุกล้ำของน้ำเค็ม และก่อให้เกิดผลกระทบทางด้านชลศาสตร์ท้ายน้ำน้อยที่สุด การศึกษาใช้โปรแกรม ISIS Flow และ ISIS Quality ผลการศึกษาได้เสนอการปิด-เปิดบานเขื่อนให้เป็น Real Time Control ตามลักษณะน้ำขึ้นน้ำลง

2.5 สรุปผลการศึกษาที่ผ่านมา

2.5.1 การพัฒนาวิธีวิเคราะห์

การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในแม่น้ำที่ได้รับอิทธิพลจากน้ำขึ้นน้ำลง เป็นปัญหาที่มีความไม่เป็นเชิงเส้นสูง เนื่องจากอิทธิพลของแรงเสียดทานและการนำพา ซึ่งมากกว่ากรณีแม่น้ำที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากน้ำขึ้นน้ำลง ผู้ศึกษาทางด้านหารากของสมการเชิงอนุพันธ์ (Analytical Solution) จึงเน้นการวิจัยไปที่วิธีการ ทำแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้น และ ผลของการคำนวณเทอมการนำพาแบบต่างๆ การวิเคราะห์เชิงทฤษฎี มีข้อจำกัดที่รูปร่างของลำน้ำ ดังนั้นจึงมีการอธิบาย ความกว้างและความลึกของลำน้ำให้เป็นความสัมพันธ์กับระยะทาง ในรูปของค่าคงที่ (Ippen และ Harleman (1966) Kabbaj และ Provost (1980) Ostendorf (1984) van de Kreeke และ Iannuzzi(1998)) ความสัมพันธ์เชิงเส้น (Robinson(1979)) เลขยกกำลัง (Prandle และ Rahman (1980) และ เอ็กซ์โปเนนเชียล (Ippen และ Harleman (1966) Savenije (1998))

Ippen และHarleman(1966) Ostendorf(1984) และ Scarlatos(1987,1995) พยายามหลีกเลี่ยงการแก้สมการโดยตรง แล้วใช้วิธีการสร้างตัวแปรชุดใหม่ คือ สัมประสิทธิ์การลดขนาดคลื่น (Damped Coefficient - μ) แล้วใช้ข้อมูลจากการวัดจริงและการทดลอง มาหาค่าดังกล่าว สัมประสิทธิ์การลดขนาดคลื่นที่หาได้จะเป็นพารามิเตอร์ที่ใช้อธิบายลักษณะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ

การพัฒนาทางด้านการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี สามารถสรุปได้ดัง ตารางที่ 2-1

หลังจากที่คอมพิวเตอร์เข้ามามีบทบาทในการคำนวณ เป็นที่ยอมรับกันว่า ผลการคำนวณทำได้ถูกต้องมากขึ้น แต่นักวิจัยก็ยังคงพัฒนา Analytical Solution อย่างต่อเนื่อง และมักนำผลการวิเคราะห์มาเปรียบเทียบกัน เช่น Kabbaj และ Provost (1980) Savenije (1998) และ van de Kreeke และ Iannuzzi(1998)

ผลการศึกษาทางการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี ก่อให้เกิดความเข้าใจในปรากฏการณ์ธรรมชาติได้ง่าย แต่มีข้อจำกัดที่สำคัญคือ สมมติฐานที่ว่า 1. การขึ้นลงของระดับน้ำเป็นฮาร์โมนิกแบบง่ายเท่านั้น และ 2. การคำนวณต้องใช้การทำแรงเสียดทานให้เป็นเชิงเส้น ดังนั้นในกรณีน้ำขึ้นน้ำลงจริง ซึ่งประกอบด้วยองค์ประกอบหลายองค์ประกอบรวมกันจึงให้ผลการวิเคราะห์ที่คลาดเคลื่อน ในกรณีเหตุการณ์จริง จึงมักใช้วิธีเชิงตัวเลขในการแก้สมการเชิงอนุพันธ์ เช่น Torranin(1967) Ahmed(1978) JICA (2001,1988) Najarian, et. Al.(1980) Graber และ Elketon(1999) Green, et. Al.(2001)

2.5.2 ลักษณะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำภายใต้อิทธิพลน้ำขึ้นน้ำลง

จากการศึกษาที่ผ่านมา พบว่า การอธิบายการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในแม่น้ำที่ได้รับอิทธิพลจากน้ำขึ้นน้ำลงสนใจในค่าของ (1) อัตราส่วนคลื่นขยาย ซึ่งเป็นอัตราส่วนพิสัยน้ำขึ้นน้ำลงที่แต่ละจุดบนลำน้ำเทียบกับ พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงที่ปากแม่น้ำ (2) เวลาที่เกิดระดับน้ำสูงสุดต่ำสุด และ (3) ผลของอัตราการไหลในลำน้ำต่อลักษณะชลภาพ

อัตราส่วนคลื่นขยาย และ เวลาที่เกิดระดับน้ำสูงสุดต่ำสุด มีความสัมพันธ์กับ คาบน้ำขึ้นน้ำลง แรงเสียดทานในลำน้ำ อัตราการไหล พิสัยน้ำขึ้นน้ำลง ความลึกลำน้ำและรูปร่างของลำน้ำ

อัตราการไหลในลำน้ำมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำคือ ที่บริเวณต้นน้ำ พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงลดลงเมื่อเพิ่มอัตราการไหล เวลาเกิดน้ำลงต่ำสุดเร็วขึ้นและน้ำขึ้นสูงสุดช้าลง ที่บริเวณท้ายน้ำ การเพิ่มอัตราการไหลลดผลของแรงเสียดทานในช่วงน้ำขึ้นและเพิ่มผลในช่วงน้ำลง เวลาเกิดน้ำลงต่ำสุดช้าลงและน้ำขึ้นสูงสุดเร็วขึ้น (Knight(1973), (Godin(1985,1991))

ชลภาพการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในแต่ละจุดบนทางน้ำมีลักษณะเป็นคาบ แต่เป็นฮาร์โมนิกส์น้อยกว่าที่ปากแม่น้ำ เนื่องจากความเร็วของส่วนที่เป็นระดับน้ำสูงสุดมีค่ามากกว่าส่วนที่เป็นระดับน้ำต่ำสุด เมื่อเคลื่อนที่เข้ามาในลำน้ำ ลักษณะชลภาพจึงมี ความชันเมื่อช่วงน้ำขึ้นมากกว่าช่วงน้ำลง (Mazumder และ Bose (1995)) อย่างไรก็ตาม การศึกษาในกรณี รูปแบบน้ำขึ้นน้ำลงเป็นน้ำผสมมักใช้วิธี แยกองค์ประกอบคลื่น (Rojanakamthorn(1985), Vonvisessomjai และ Rojanakamthorn (1989), Vu Than Ca (1990), Vongvisessomjai(1994))

พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงเทียบความลึก มีผลต่อการลดลงของพิสัยน้ำขึ้นน้ำลงตามระยะทาง โดย กรณีที่พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงเทียบความลึกมีค่ามาก ทำให้มีการลดลงของพิสัยน้ำขึ้นน้ำลงตามระยะทางมากด้วย (Knight(1973))

รูปร่างของลำน้ำมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ และพิสัยน้ำขึ้นน้ำลง ในกรณีแม่น้ำที่ติดต่อกับทะเล มักมีความกว้างแปรผันกับระยะทางเป็นความสัมพันธ์แบบเอ็กซ์โปเนนเชียล ทำให้พิสัยน้ำขึ้นน้ำลงในแม่น้ำนี้มีค่าสูงกว่าในกรณีที่เป็นทางน้ำหน้าตัดคงรูป ลักษณะของแม่น้ำภายใต้อิทธิพลจากน้ำขึ้นน้ำลงจากการศึกษาที่ผ่านมาได้สรุปไว้ดังตารางที่ 2-2

ตารางที่ 2-1 การศึกษาที่ผ่านมา ด้านการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี

ปี	ผู้ศึกษา	การคำนวณแรงเสียดทาน	การคำนวณการนำพา	ลักษณะทางน้ำ*	ความชันท้องน้ำ	การประยุกต์ใช้ หรือตรวจสอบผล	หมายเหตุ
1957	Proudman	เชิงเส้น	เชิงเส้น	h const. B const.	0	-	เสนอ Proudman's Solution ซึ่งวิเคราะห์โดยกำหนดค่าขอบเขตเป็นการปป.ระดับน้ำแบบฮาร์โมนิกทั้งสองด้าน
1964	Dronker	เชิงเส้น	ละเว้น	ไม่จำกัด	ไม่จำกัด	-	เสนอ Harmonic Method ซึ่งซึ่งวิเคราะห์โดยกำหนดค่าขอบเขตเป็นการปป.ระดับน้ำที่ด้านหนึ่งและและอัตราการไหลที่ด้านหนึ่ง
1966	Ippen และ Harleman	เชิงเส้น	ละเว้น	h const. B const.	0	Bay of Fundy, Flume	เสนอทฤษฎี Cooscilating Tide ซึ่งพัฒนาจากสมการ Telegrapher
				h const. B expo.	0	Delaware Bay	

หมายเหตุ : D คือ ความลึกทางน้ำ B คือ ความกว้างหน้าตัด

const. คือ คงที่ linear คือ เป็นฟังก์ชันเชิงเส้น expo คือ เป็นฟังก์ชันเอ็กซ์โปเนนเชียล power คือ เป็นฟังก์ชันยกกำลังกับตามระยะทาง

ตารางที่ 2-1(ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมา ด้านการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี

ปี	ผู้ศึกษา	การคำนวณแรงเสียดทาน	การคำนวณการนำพา	ลักษณะทางน้ำ*	ความชันท้องน้ำ	การประยุกต์ใช้ หรือตรวจสอบผล	หมายเหตุ
1979	Kawachi และ Minami	เชิงเส้น	เชิงเส้น	h const. B const.	0	-	
1979	Robinson	เชิงเส้น	ละเว้น	h linear B linear	คงที่	Bristol Channel	
1980	Kabbaj และ Provost	เชิงเส้น ดีกรี 3	เต็มรูป	h const. B const.	0	Compare with Numerical Solution	
1980	Prandle และ Rahman	เชิงเส้น	ละเว้น	h power. B power	เปลี่ยนแบบยกกำลังตามระยะทาง	Bristol Channel, Thame, Bay of Fundy	
1984	Ostendorf	เชิงเส้น	ละเว้น	h const. B const.	0	Flume (Result from Ippen)	ปรับปรุง Cooscilating Tide
1998	Savenije	เต็มรูป	เต็มรูป	h const. B expo.	0	Compare with Numerical Solution	ใช้มุมมอง Lagrangian
1998	van de Kreeke และ Iannuzzi	เชิงเส้น ดีกรี 2	เต็มรูป	h const. B const.	0	Compare with Numerical Solution	

หมายเหตุ : D คือ ความลึกทางน้ำ B คือ ความกว้างหน้าตัด

const. คือ คงที่ linear คือ เป็นฟังก์ชันเชิงเส้น expo คือ เป็นฟังก์ชันเอ็กซ์โปเนนเชียล power คือ เป็นฟังก์ชันยกกำลังกับตามระยะทาง

ตารางที่ 2-2 ลักษณะของแม่น้ำภายใต้อิทธิพลน้ำขึ้นน้ำลง

	แม่น้ำ	ลักษณะทางกายภาพ				ผู้ศึกษา	วิธีการศึกษา	ผลการศึกษา
		ความกว้าง	ความยาว	ความลึก	น้ำขึ้นน้ำลง			
1	เจ้าพระยา	เฉลี่ย 400 ม.	112 กม.	9.2 ม. คงที่	น้ำผสม	Vongvisessomjai และ Rojjanakamthorn (1989)	Telegrapher	μ (M_2)*= 0.0110 - 0.0327 per km. μ (S_2)= 0.0087 - 0.0315 per km. μ (K_1)= 0.0068 - 0.0277 per km. μ (O_1)= 0.0056 - 0.0249 per km. ขึ้นกับเหตุการณ์
						Torranin (1967)	Finite Difference	n = 0.020 - 0.040 เปลี่ยนตามอัตราการไหล
						Koontanakulvong และ Kawachi (1986)	Finite Element	n = 0.025
2	บางปะกง	200 ม. - 300 ม.	115 กม.	9.6 ม. คงที่	น้ำผสม	กรมชลประทาน (2545)	Finite Difference (ISIS)	n = 0.022 - 0.028 เปลี่ยนตามหน้าตัด
						Ahmed (1978)	Finite Difference	n = 0.025, 0.045 เปลี่ยนตามหน้าตัด
						วีรพล (2542)	Finite Difference (MIKE-11)	ไม่ระบุ
						JICA (2001)	Finite Difference (MIKE-11)	ไม่ระบุ
3	Bristaol Channel	2 กม. - 38 กม.	130 กม.	2 ม. - 31 ม.	น้ำคู่	Robinson (1979)	Harmonic Method	n = 0.002
4	Caloosahatchee Estuary (Florida)	ไม่ระบุ	35 กม.	เฉลี่ย 4 ม.	น้ำเดี่ยว	Schalatos (1995)	Cooscilating Tide	μ = 0.0048 per km.
5	Delaware Estuary (New Jersey)	300 ม.-70 กม.	320 กม.	คงที่	น้ำคู่	Hareleman (1966)	Cooscilating Tide	μ = 0.0145 - 0.0300 per km.
6	Indian River Inlet	30 ม. - 60 ม.	2.1 กม.	1.8 ม. - 4.5 ม.	น้ำคู่	Keulegan (1967)	Harmonic Method	n = 0.046
7	Perai River Penang Malaysia	40 ม. - 150 ม.	20 กม.	3 ม. - 8 ม.	น้ำคู่	JICA (1988)	Finite Difference	n = 0.020 - 0.035

*μ (M_2) คือ Damped Coefficient ขององค์ประกอบ M_2

ตารางที่ 2-2(ต่อ) ลักษณะของแม่น้ำภายใต้อิทธิพลน้ำขึ้นน้ำลง

	แม่น้ำ	ลักษณะทางกายภาพ				ผู้ศึกษา	วิธีการศึกษา	ผลการศึกษา
		ความกว้าง	ความยาว	ความลึก	น้ำขึ้นน้ำลง			
8	Red River	500 ม. - 1000 ม.	150 กม.	ไม่ระบุ	น้ำผสม	Vu Thanh CA (1990)	Telegrapher	$\mu (M_2)$*= 0.0112 per km. $\mu (S_2)$= 0.0252 per km. $\mu (K_1)$= 0.0172 per km. $\mu (O_1)$= 0.0189 per km. เมื่อ Q = 644 cms.
9	San Juan River System (Venezuela)	250 ม. - 2400 ม.	80 กม.	ไม่ระบุ	น้ำคู่	Saavedra, et. Al.(2003)	Finite Difference	n = 0.0108

*$\mu (M_2)$ คือ Damped Coefficient ขององค์ประกอบ M_2